

(2) (B)防潮壁間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）（B-3(1)，B-3(2)）

地震時の(B)防潮壁間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）における止水ジョイント部材の相対変位量は，選定した断面の組合せから最大となるものを選定する。

(B)防潮壁間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）における評価対象として選定した鋼板断面①-鋼桁 4，鋼板断面②-鋼製扉 3 における相対変位量を表 6.1-2 に示す。

その結果，(B)防潮壁間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）での最大相対変位量は軸直交方向が 164.5mm，軸方向 67mm 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 6.1-2(1) 防潮壁間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）における  
地震時の軸直交方向の相対変位量

(B-3(1) 鋼板断面①：鋼板天端部（O. P. +20.0m）-鋼桁 4：RC 支柱天端部（O. P. +20.0m）)

方向	地震動	位相	解析ケース	地震時相対変位 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	Ss-D1	(++)	①	134.8	550
		(-+)	①	139.5	550
		(+-)	①	135.0	550
		(--)	①	139.3	550
	Ss-D2	(++)	①	103.9	550
		(-+)	①	107.9	550
		(+-)	①	103.4	550
		(--)	①	108.4	550
	Ss-D3	(++)	①	94.0	550
		(-+)	①	96.8	550
		(+-)	①	92.3	550
		(--)	①	98.5	550
	Ss-F1	(++)	①	110.7	550
		(-+)	①	105.5	550
	Ss-F2	(++)	①	159.4	550
		(-+)	①	164.5	550
	Ss-F3	(++)	①	77.3	550
		(-+)	①	79.5	550
	Ss-N1	(++)	①	142.9	550
		(-+)	①	134.8	550

表 6.1-2(2) 防潮壁間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）における  
地震時の軸直交方向の相対変位量

(B-3(2) 鋼板断面②：鋼板天端部（O.P.+20.0m）-鋼製扉 3：RC 天端部（O.P.+20.0m）)

方向	地震動	位相	解析ケース	地震時相対変位 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	Ss-D1	(++)	①	96.0	550
		(-+)	①	97.0	550
		(+-)	①	96.1	550
		(--)	①	96.9	550
	Ss-D2	(++)	①	121.6	550
		(-+)	①	122.7	550
		(+-)	①	121.7	550
		(--)	①	122.5	550
	Ss-D3	(++)	①	93.3	550
		(-+)	①	92.3	550
		(+-)	①	93.3	550
		(--)	①	92.3	550
	Ss-F1	(++)	①	108.5	550
		(-+)	①	109.1	550
	Ss-F2	(++)	①	107.9	550
		(-+)	①	108.2	550
	Ss-F3	(++)	①	69.5	550
		(-+)	①	69.5	550
	Ss-N1	(++)	①	160.2	550
		(-+)	①	161.7	550

表 6.1-2(3) 防潮壁間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）における  
地震時の軸方向の相対変位量

(B-3(1) 鋼板断面①：鋼板天端部（O. P. +20.0m）-鋼桁 4：RC 支柱天端部（O. P. +20.0m）)

方向	地震動	位相	解析ケース	地震時相対変位 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	Ss-D1	(++)	①	56.8	550
		(-+)	①	58.5	550
		(+-)	①	56.5	550
		(--)	①	58.9	550
	Ss-D2	(++)	①	42.9	550
		(-+)	①	45.3	550
		(+-)	①	43.2	550
		(--)	①	45.0	550
	Ss-D3	(++)	①	37.2	550
		(-+)	①	38.7	550
		(+-)	①	37.6	550
		(--)	①	38.4	550
	Ss-F1	(++)	①	45.3	550
		(-+)	①	47.1	550
	Ss-F2	(++)	①	45.3	550
		(-+)	①	46.4	550
	Ss-F3	(++)	①	23.3	550
		(-+)	①	21.0	550
	Ss-N1	(++)	①	62.2	550
		(-+)	①	63.9	550

表 6.1-2(4) 防潮壁間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）における  
地震時の軸方向の相対変位量

(B-3(2) 鋼板断面②：鋼板天端部 (O.P. +20.0m) -鋼製扉 3：RC 天端部 (O.P. +20.0m) )

方向	地震動	位相	解析ケース	地震時相対変位 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	Ss-D1	(++)	①	57.9	550
		(-+)	①	57.9	550
		(+-)	①	57.9	550
		(--)	①	57.9	550
	Ss-D2	(++)	①	47.5	550
		(-+)	①	47.4	550
		(+-)	①	47.4	550
		(--)	①	47.5	550
	Ss-D3	(++)	①	43.5	550
		(-+)	①	43.4	550
		(+-)	①	43.4	550
		(--)	①	43.5	550
	Ss-F1	(++)	①	46.6	550
		(-+)	①	46.6	550
	Ss-F2	(++)	①	35.2	550
		(-+)	①	35.2	550
	Ss-F3	(++)	①	17.4	550
		(-+)	①	17.4	550
	Ss-N1	(++)	①	67.0	550
		(-+)	①	67.0	550

(3) (C)防潮壁-異種構造物間 (C-3(1), C-3(2), C-1(3), C-3(3))

地震時の(C)防潮壁-異種構造物間 (防潮堤, 2号機海水ポンプ室, 3号機海水ポンプ室)における止水ジョイント部材の相対変位量は, 選定した断面の組合せから最大となるものを選定する。

(C)防潮壁-異種構造物間 (防潮堤, 2号機海水ポンプ室, 3号機海水ポンプ室)における評価対象として選定した鋼板断面①-防潮堤, 鋼製扉 3-防潮堤, 鋼桁 1-2号機海水ポンプ室及び鋼桁 4-3号機海水ポンプ室における相対変位量を表 6.1-3 に示す。

その結果, (C)防潮壁-異種構造物間 (防潮堤, 2号機海水ポンプ室, 3号機海水ポンプ室)での最大相対変位量は軸直交方向が 486.4mm, 軸方向 250.7mm 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 6.1-3(1) 防潮壁-異種構造物間（防潮堤，2号機海水ポンプ室，3号機海水ポンプ室）  
 における地震時の軸直交方向の相対変位量  
 (C-3(1) 鋼板断面①：鋼板天端部（O.P.+20.0m）-防潮堤：背面補強工天端部（O.P.+18.5m））

方向	地震動	位相	解析ケース	地震時相対変位 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	Ss-D1	(++)	①	200.9	550
		(-+)	①	201.9	550
		(+-)	①	201.0	550
		(--)	①	201.8	550
	Ss-D2	(++)	①	154.9	550
		(-+)	①	154.1	550
		(+-)	①	154.9	550
		(--)	①	154.1	550
	Ss-D3	(++)	①	169.1	550
		(-+)	①	169.9	550
		(+-)	①	169.0	550
		(--)	①	170.0	550
	Ss-F1	(++)	①	195.3	550
		(-+)	①	194.4	550
	Ss-F2	(++)	①	255.4	550
		(-+)	①	256.3	550
	Ss-F3	(++)	①	123.1	550
		(-+)	①	124.0	550
	Ss-N1	(++)	①	292.2	550
		(-+)	①	291.3	550

表 6.1-3(2) 防潮壁-異種構造物間（防潮堤，2号機海水ポンプ室，3号機海水ポンプ室）  
 における地震時の軸直交方向の相対変位量  
 (C-3(2) 鋼製扉 3 : RC 支柱天端部 (O. P. +20.0m) -防潮堤 : 背面補強工天端部 (O. P. +18.5m) )

方向	地震動	位相	解析ケース	地震時相対変位 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	Ss-D1	(++)	①	282.3	550
		(-+)	①	282.4	550
		(+-)	①	282.4	550
		(--)	①	282.3	550
	Ss-D2	(++)	①	210.1	550
		(-+)	①	210.2	550
		(+-)	①	210.2	550
		(--)	①	210.1	550
	Ss-D3	(++)	①	212.3	550
		(-+)	①	212.1	550
		(+-)	①	212.1	550
		(--)	①	212.3	550
	Ss-F1	(++)	①	230.2	550
		(-+)	①	229.2	550
	Ss-F2	(++)	①	341.4	550
		(-+)	①	340.4	550
	Ss-F3	(++)	①	132.3	550
		(-+)	①	133.0	550
	Ss-N1	(++)	①	477.3	550
		(-+)	①	477.0	550
Ss-N1	(++)	②	444.7	550	
	(++)	③	486.4	550	



表 6.1-3(3) 防潮壁-異種構造物間（防潮堤，2号機海水ポンプ室，3号機海水ポンプ室）  
 における地震時の軸直交方向の相対変位量

(C-1(3) 鋼桁1：鋼桁中央部（O.P.+14.0m）-2号機海水ポンプ室：隔壁天端部（O.P.+14.0m））

方向	地震動	位相	解析ケース	地震時相対変位 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	Ss-D1	(++)	①	84.8	445
		(-+)	①	84.5	445
		(+-)	①	84.7	445
		(--)	①	83.9	445
	Ss-D2	(++)	①	82.7	445
		(-+)	①	82.2	445
		(+-)	①	82.6	445
		(--)	①	82.6	445
	Ss-D3	(++)	①	81.6	445
		(-+)	①	80.6	445
		(+-)	①	81.8	445
		(--)	①	80.8	445
	Ss-F1	(++)	①	80.5	445
		(-+)	①	80.6	445
	Ss-F2	(++)	①	84.3	445
		(-+)	①	83.3	445
	Ss-F3	(++)	①	80.3	445
		(-+)	①	80.3	445
	Ss-N1	(++)	①	87.7	445
		(-+)	①	88.9	445

表 6.1-3(4) 防潮壁-異種構造物間（防潮堤，2号機海水ポンプ室，3号機海水ポンプ室）  
 における地震時の軸直交方向の相対変位量

(C-3(3) 鋼桁1：鋼桁中央部（O.P.+14.0m）-3号機海水ポンプ室：隔壁天端部（O.P.+14.0m）)

方向	地震動	位相	解析ケース	地震時相対変位 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	Ss-D1	(++)	①	175.5	445
		(-+)	①	175.5	445
		(+-)	①	175.5	445
		(--)	①	175.5	445
	Ss-D2	(++)	①	147.8	445
		(-+)	①	147.8	445
		(+-)	①	147.8	445
		(--)	①	147.7	445
	Ss-D3	(++)	①	149.2	445
		(-+)	①	149.2	445
		(+-)	①	149.2	445
		(--)	①	149.2	445
	Ss-F1	(++)	①	157.0	445
		(-+)	①	157.0	445
	Ss-F2	(++)	①	174.5	445
		(-+)	①	174.5	445
	Ss-F3	(++)	①	114.2	445
		(-+)	①	114.2	445
	Ss-N1	(++)	①	240.6	445
		(-+)	①	240.6	445

表 6.1-3(5) 防潮壁-異種構造物間（防潮堤，2号機海水ポンプ室，3号機海水ポンプ室）  
 における地震時の軸方向の相対変位量  
 (C-3(1) 鋼板断面①：鋼板天端部（O.P.+19.0m）-防潮堤：背面補強工天端部（O.P.+18.5m））

方向	地震動	位相	解析ケース	地震時相対変位 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	Ss-D1	(++)	①	145.7	550
		(-+)	①	145.7	550
		(+-)	①	145.7	550
		(--)	①	145.7	550
	Ss-D2	(++)	①	136.7	550
		(-+)	①	136.7	550
		(+-)	①	136.7	550
		(--)	①	136.7	550
	Ss-D3	(++)	①	107.5	550
		(-+)	①	107.5	550
		(+-)	①	107.5	550
		(--)	①	107.5	550
	Ss-F1	(++)	①	143.7	550
		(-+)	①	143.7	550
	Ss-F2	(++)	①	188.6	550
		(-+)	①	188.7	550
	Ss-F3	(++)	①	78.9	550
		(-+)	①	78.9	550
	Ss-N1	(++)	①	224.3	550
		(-+)	①	224.3	550

表 6.1-3(6) 防潮壁-異種構造物間（防潮堤，2号機海水ポンプ室，3号機海水ポンプ室）  
 における地震時の軸方向の相対変位量  
 (C-3(2) 鋼製扉 3 : RC 支柱天端部 (O. P. +20.0m) -防潮堤 : 背面補強工天端部 (O. P. +18.5m) )

方向	地震動	位相	解析ケース	地震時相対変位 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	Ss-D1	(++)	①	129.3	550
		(-+)	①	129.3	550
		(+-)	①	129.3	550
		(--)	①	129.3	550
	Ss-D2	(++)	①	112.2	550
		(-+)	①	112.2	550
		(+-)	①	112.2	550
		(--)	①	112.2	550
	Ss-D3	(++)	①	102.1	550
		(-+)	①	102.3	550
		(+-)	①	102.3	550
		(--)	①	102.1	550
	Ss-F1	(++)	①	118.8	550
		(-+)	①	118.8	550
	Ss-F2	(++)	①	159.6	550
		(-+)	①	159.5	550
	Ss-F3	(++)	①	78.8	550
		(-+)	①	79.3	550
	Ss-N1	(++)	①	194.8	550
		(-+)	①	194.6	550

表 6.1-3(7) 防潮壁-異種構造物間（防潮堤，2号機海水ポンプ室，3号機海水ポンプ室）  
 における地震時の軸方向の相対変位量

(C-1(3) 鋼桁1：鋼桁中央部 (O.P.+14.0m) -2号機海水ポンプ室：隔壁天端部 (O.P.+14.0m) )

方向	地震動	位相	解析ケース	地震時相対変位 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	Ss-D1	(++)	①	80.9	445
		(-+)	①	81.1	445
		(+-)	①	81.0	445
		(--)	①	81.0	445
	Ss-D2	(++)	①	81.7	445
		(-+)	①	81.7	445
		(+-)	①	81.6	445
		(--)	①	81.8	445
	Ss-D3	(++)	①	73.4	445
		(-+)	①	73.5	445
		(+-)	①	73.5	445
		(--)	①	73.3	445
	Ss-F1	(++)	①	66.8	445
		(-+)	①	66.8	445
	Ss-F2	(++)	①	74.3	445
		(-+)	①	74.5	445
	Ss-F3	(++)	①	77.6	445
		(-+)	①	77.8	445
	Ss-N1	(++)	①	89.3	445
		(-+)	①	89.3	445

表 6.1-3(8) 防潮壁-異種構造物間（防潮堤，2号機海水ポンプ室，3号機海水ポンプ室）  
 における地震時の軸方向の相対変位量

(C-3(3) 鋼桁4：鋼桁中央部（O.P.+14.0m）-3号機海水ポンプ室：隔壁天端部（O.P.+14.0m）)

方向	地震動	位相	解析ケース	地震時相対変位 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	Ss-D1	(++)	①	168.6	445
		(-+)	①	167.8	445
		(+-)	①	168.5	445
		(--)	①	167.9	445
	Ss-D2	(++)	①	136.6	445
		(-+)	①	136.0	445
		(+-)	①	136.7	445
		(--)	①	135.9	445
	Ss-D3	(++)	①	135.4	445
		(-+)	①	136.5	445
		(+-)	①	135.7	445
		(--)	①	136.2	445
	Ss-F1	(++)	①	142.7	445
		(-+)	①	141.9	445
	Ss-F2	(++)	①	159.4	445
		(-+)	①	160.2	445
	Ss-F3	(++)	①	101.3	445
		(-+)	①	102.4	445
	Ss-N1	(++)	①	250.7	445
		(-+)	①	250.4	445

## 6.2 重畳時

### (1) (A)防潮壁間（鋼板-鋼板）（A-1(1), A-3(2), A-4(3)）

(A)防潮壁間（鋼板-鋼板）における評価対象として選定した(A)防潮壁間（鋼板-鋼板）における評価対象として選定した断面④-断面③，断面①-断面②，断面④-断面②における重畳時の相対変位量及び断面①，断面②，断面③における重畳時の絶対変位を表 6.2-1 に示す。

その結果，(A)防潮壁間（鋼板-鋼板）での最大相対変位量は軸直交方向が 207.2mm，軸方向 62.0mm 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 6.2-1(1) 防潮壁間（鋼板-鋼板）における重畳時の軸直交方向の相対変位量  
(A-1(1) 鋼板断面④-鋼板断面③：鋼板天端部 (O.P. +20.0m) )

追而

表 6.2-1(2) 防潮壁間（鋼板-鋼板）における重畳時の軸直交方向の相対変位量  
(A-3(2) 鋼板断面①-鋼板断面②：鋼板天端部 (O.P. +20.0m) )

方向	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a)(mm)	重畳変位増分 (b)(mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	Sd-D2	(++)	①	15.2	158.8	174.0	350
		(-+)	①	17.0	157.1	174.1	350
		(+-)	①	8.3	158.9	167.2	350
		(--)	①	10.1	157.1	167.2	350

表 6.2-1(3) 防潮壁間（鋼板-鋼板）における重畳時の軸直交方向の相対変位量  
(A-4(3) 鋼板断面④：鋼板天端部 (O.P. +19.0m) -鋼板断面②：鋼板天端部 (O.P. +20.0m) )

方向	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a)(mm)	重畳変位増分 (b)(mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	Sd-D2	(++)	①	29.4	174.6	204.0	350
		(-+)	①	30.1	177.1	207.2	350
		(+-)	①	10.3	174.7	185.0	350
		(--)	①	11.0	177.1	188.1	350

表 6.2-1(4) 防潮壁間（鋼板-鋼板）における重畳時の軸方向の相対変位量  
 (A-1(1) 鋼板断面④-鋼板断面③：鋼板天端部 (0. P. +20. 0m) )

追而

表 6.2-1(5) 防潮壁間（鋼板-鋼板）における重畳時の軸方向の相対変位量  
 (A-3(2) 鋼板断面①-鋼板断面②：鋼板天端部 (0. P. +20. 0m) )

方向	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a)(mm)	重畳変位増分 (b)(mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直向	Sd-D2	(++)	①	10.9	35.7	46.6	350
		(--)	①	10.9	35.7	46.6	350
		(+-)	①	10.9	35.7	46.6	350
		(-+)	①	10.9	35.7	46.6	350

表 6.2-1(6) 防潮壁間（鋼板-鋼板）における重畳時の軸方向の相対変位量  
 (A-4(3) 鋼板断面④：鋼板天端部 (0. P. +19. 0m) -鋼板断面②：鋼板天端部 (0. P. +20. 0m) )

方向	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a)(mm)	重畳変位増分 (b)(mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直向	Sd-D2	(++)	①	10.3	51.0	61.3	350
		(--)	①	10.3	51.0	61.3	350
		(+-)	①	5.4	51.0	56.4	350
		(-+)	①	5.4	51.0	56.4	350



表 6.2-1(7) 防潮壁間（鋼板-鋼板）における重畳時の軸直交方向の絶対変位量  
 (A-1(1) 鋼板断面③：鋼板天端部（O.P.+19.0m））

方向	地震動	解析ケース	絶対変位量 (mm)
軸直交方向	Sd-D2	①	116.1

表 6.2-1(8) 防潮壁間（鋼板-鋼板）における重畳時の軸直交方向の絶対変位量  
 (A-3(2) 鋼板断面①：鋼板天端部（O.P.+20.0m））

方向	地震動	解析ケース	絶対変位量 (mm)
軸直交方向	Sd-D2	①	172.8

表 6.2-1(9) 防潮壁間（鋼板-鋼板）における重畳時の軸直交方向の絶対変位量  
 (A-3(2) 鋼板断面②：鋼板天端部（O.P.+20.0m））

方向	地震動	解析ケース	絶対変位量 (mm)
軸直交方向	Sd-D2	①	167.5

表 6.2-1(10) A-1(1)防潮壁間（鋼板-鋼板）における重畳時の軸方向の絶対変位量  
 (鋼板断面③：鋼板天端部（O.P.+19.0m））

方向	地震動	解析ケース	絶対変位量 (mm)
軸方向	Sd-D2	①	50.1

表 6.2-1(11) A-3(2)防潮壁間（鋼板-鋼板）における重畳時の軸方向の絶対変位量  
 （鋼板断面①：鋼板天端部（0.P.+20.0m））

方向	地震動	解析ケース	絶対変位量 (mm)
軸方向	Sd-D2	①	42.4

表 6.2-1(12) A-3(2)防潮壁間（鋼板-鋼板）における重畳時の軸方向の絶対変位量  
 （鋼板断面②：鋼板天端部（0.P.+20.0m））

方向	地震動	解析ケース	絶対変位量 (mm)
軸方向	Sd-D2	①	49.7

(2) (B)防潮壁間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）（B-3(1)，B-3(2)）

(B)防潮壁間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）における評価対象として選定した断面④-鋼桁 4，断面②-鋼製扉 3 における重畳時の相対変位量を表 6.2-2 に示す。

その結果，(A)防潮壁間（鋼板-鋼板）での最大相対変位量は軸直交方向が 176.3mm，軸方向 39.9mm 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 6.2-2(1) 防潮壁間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）における重畳時の軸直交方向の相対変位量

(B-3(1) 鋼板断面①：鋼板天端部（O.P.+20.0m）-鋼桁 4：RC 支柱天端部（O.P.+20.0m））

方向	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a)(mm)	重畳変位増分 (b)(mm)	合計(a+b) (mm)
軸直交方向	Sd-D2	(++)	①	12.1	163.9	176.0
		(-+)	①	16.0	143.1	159.1
		(+-)	①	12.4	163.9	176.3
		(--)	①	7.7	141.3	149.0

表 6.2-2(2) 防潮壁間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）における軸直交方向の相対変位量

(B-3(2) 鋼板断面②：鋼板天端部（O.P.+20.0m）-鋼製扉 3：RC 天端部（O.P.+20.0m））

方向	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a)(mm)	重畳変位増分 (b)(mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	Sd-D2	(++)	①	23.8	90.0	113.8	350
		(-+)	①	24.7	86.9	111.6	350
		(+-)	①	23.7	90.1	113.8	350
		(--)	①	24.7	86.8	111.5	350

表 6.2-2(3) 防潮壁間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）における  
軸方向の相対変位量

(B-3(1) 鋼板断面①：鋼板天端部（O.P.+20.0m）-鋼桁4：RC支柱天端部（O.P.+20.0m））

方向	地震動	位相	解析ケー ス	残留変位 (a)(mm)	重畳変位増分 (b)(mm)	合計(a+b) (mm)
軸直向	Sd-D2	(++)	①	8.9	28.1	37.0
		(-+)	①	6.9	33.0	39.9
		(+-)	①	8.9	28.0	36.9
		(--)	①	6.8	33.2	40.0

表 6.2-2(4) 防潮壁間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）における  
軸方向の相対変位量

(B-3(2) 鋼板断面②：鋼板天端部（O.P.+20.0m）-鋼製扉3：RC天端部（O.P.+20.0m））

方向	地震動	位相	解析ケー ス	残留変位 (a)(mm)	重畳変位増分 (b)(mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直向	Sd-D2	(++)	①	7.1	26.4	33.5	350
		(-+)	①	7.1	26.4	33.5	350
		(+-)	①	5.8	26.4	32.2	350
		(--)	①	5.8	26.4	32.2	350

(3) (C)防潮壁-異種構造物間 (C-3(1), C-3(2), C-1(3), C-3(3))

(C)防潮壁-異種構造物間 (防潮堤, 2号機海水ポンプ室, 3号機海水ポンプ室)における評価対象として選定した鋼板断面①-防潮堤, 鋼製扉3-防潮堤, 鋼桁1-2号機海水ポンプ室及び鋼桁4-3号機海水ポンプ室における重畳時の相対変位量を表6.2-3に示す。

その結果, (C)防潮壁-異種構造物間 (防潮堤, 2号機海水ポンプ室, 3号機海水ポンプ室)での最大相対変位量は軸直交方向が 211.6mm, 軸方向 139.6mm 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 6.2-3(1) 防潮壁-異種構造物間 (防潮堤, 2号機海水ポンプ室, 3号機海水ポンプ室)  
 における重畳時の軸直交方向の相対変位量

(C-3(1) 鋼板断面①: 鋼板天端部 (O.P.+20.0m) -防潮堤: 背面補強工天端部 (O.P.+18.5m) )

方向	地震動	位相	解析ケー ス	残留変位 (a)(mm)	重畳変位増分 (b)(mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方 向	Sd-D2	(++)	①	23.4	172.8	196.2	350
		(-+)	①	24.3	164.7	189.0	350
		(+-)	①	8.1	172.8	180.9	350
		(--)	①	7.2	164.7	171.9	350

表 6.2-3(2) 防潮壁-異種構造物間 (防潮堤, 2号機海水ポンプ室, 3号機海水ポンプ室)  
 における重畳時の軸直交方向の相対変位量

(C-3(2) 鋼製扉 3: RC 支柱天端部 (O.P.+20.0m) -防潮堤: 背面補強工天端部 (O.P.+18.5m) )

方向	地震動	位相	解析ケー ス	残留変位 (a)(mm)	重畳変位増分 (b)(mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方 向	Sd-D2	(++)	①	30.1	158.8	188.9	350
		(-+)	①	30.1	158.5	188.6	350
		(+-)	①	13.3	158.5	171.8	350
		(--)	①	13.3	158.8	172.1	350

表 6.2-3(3) 防潮壁-異種構造物間 (防潮堤, 2号機海水ポンプ室, 3号機海水ポンプ室)  
 における重畳時の軸直交方向の相対変位量

(C-3(3) 鋼桁 1: 鋼桁中央部 (O.P.+14.0m) -2号機海水ポンプ室: 隔壁天端部 (O.P.+14.0m) )

方向	地震動	位相	解析ケー ス	残留変位 (a)(mm)	重畳変位増分 (b)(mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方 向	Sd-D2	(++)	①	3.4	102.7	106.1	245
		(-+)	①	3.4	102.7	106.1	245
		(+-)	①	3.4	102.6	106.0	245
		(--)	①	3.3	102.7	106.0	245

表 6.2-3(4) C-3(4)防潮壁-異種構造物間 (防潮堤, 2号機海水ポンプ室, 3号機海水ポンプ室)  
 における重畳時の軸直交方向の相対変位量

(鋼桁4 : 鋼桁中央部 (O.P. +14.0m) -3号機海水ポンプ室 : 隔壁天端部 (O.P. +14.0m) )

方向	地震動	位相	解析ケー ス	残留変位 (a)(mm)	重畳変位増分 (b)(mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方 向	Sd-D2	(++)	①	12.5	197.6	210.1	245
		(--)	①	12.6	199.0	211.6	245
		(+-)	①	6.8	197.6	204.4	245
		(-+)	①	6.8	199.0	205.8	245

表 6.2-3(5) C-3(1)防潮壁-異種構造物間 (防潮堤, 2号機海水ポンプ室, 3号機海水ポンプ室)  
 における重畳時の軸方向の相対変位量

(鋼板断面① : 鋼板天端部 (O.P. +20.0m) -防潮堤 : 背面補強工天端部 (O.P. +18.5m) )

方向	地震動	位相	解析ケー ス	残留変位 (a)(mm)	重畳変位増分 (b)(mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	Sd-D2	(++)	①	26.2	113.3	139.5	350
		(--)	①	26.2	113.4	139.6	350
		(+-)	①	20.0	113.3	133.3	350
		(-+)	①	19.9	113.4	133.3	350

表 6.2-3(6) C-3(2)防潮壁-異種構造物間 (防潮堤, 2号機海水ポンプ室, 3号機海水ポンプ室)  
 における重畳時の軸方向の相対変位量

(鋼製扉3 : RC支柱天端部 (O.P. +20.0m) -防潮堤 : 背面補強工天端部 (O.P. +18.5m) )

方向	地震動	位相	解析ケー ス	残留変位 (a)(mm)	重畳変位増分 (b)(mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	Sd-D2	(++)	①	23.6	106.5	130.1	350
		(--)	①	23.6	106.5	130.1	350
		(+-)	①	18.4	106.5	124.9	350
		(-+)	①	18.4	106.5	124.9	350

表 6.2-3(7) C-3(3)防潮壁-異種構造物間 (防潮堤, 2号機海水ポンプ室, 3号機海水ポンプ室)  
 における重畳時の軸方向の相対変位量

(鋼桁1 : 鋼桁中央部 (O. P. +14.0m) -2号機海水ポンプ室 : 隔壁天端部 (O. P. +14.0m) )

方向	地震動	位相	解析ケー ス	残留変位 (a)(mm)	重畳変位増分 (b)(mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	Sd-D2	(++)	①	2.5	64.8	67.3	245
		(--)	①	2.5	64.2	66.7	245
		(+-)	①	2.5	64.7	67.2	245
		(-+)	①	2.5	64.3	66.8	245

表 6.2-3(8) C-3(4)防潮壁-異種構造物間 (防潮堤, 2号機海水ポンプ室, 3号機海水ポンプ室)  
 における重畳時の軸方向の相対変位量

(鋼桁4 : 鋼桁中央部 (O. P. +14.0m) -3号機海水ポンプ室 : 隔壁天端部 (O. P. +14.0m) )

方向	地震動	位相	解析ケー ス	残留変位 (a)(mm)	重畳変位増分 (b)(mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	Sd-D2	(++)	①	16.5	107.6	124.1	245
		(--)	①	15.7	108.7	124.4	245
		(+-)	①	8.0	107.6	115.6	245
		(-+)	①	7.1	108.7	115.8	245



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

6.3.11 鋼矢板の耐震及び強度に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 設置位置及び構造概要	2
3. 評価方針	13
4. 評価対象	14
5. 荷重及び荷重の組合せ	15
5.1 荷重の設定	15
5.2 荷重の組合せ	17
5.3 設計用地震力	21
6. 評価方法及び材料諸元	25
6.1 鋼板・角型鋼管	25
6.2 接続ボルト	38
6.3 鋼製ブラケット	41
6.4 アンカーボルト	45
7. 評価結果	50
7.1 評価結果	50
7.2 断面力分布	55

## 1. 概要

鋼矢板の構造強度評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に準じ、設計用地震力及び設計用津波水位（入力津波に+0.5mの裕度を考慮した水位）による応力が許容限界以下であることを確認することで実施する。

## 2. 設置位置及び構造概要

鋼矢板の設置位置を図 2-1 に、構造概要を図 2-2 に、構造図を図 2-3 に、接続ボルト及びブラケットの構造詳細を図 2-4 に示す。

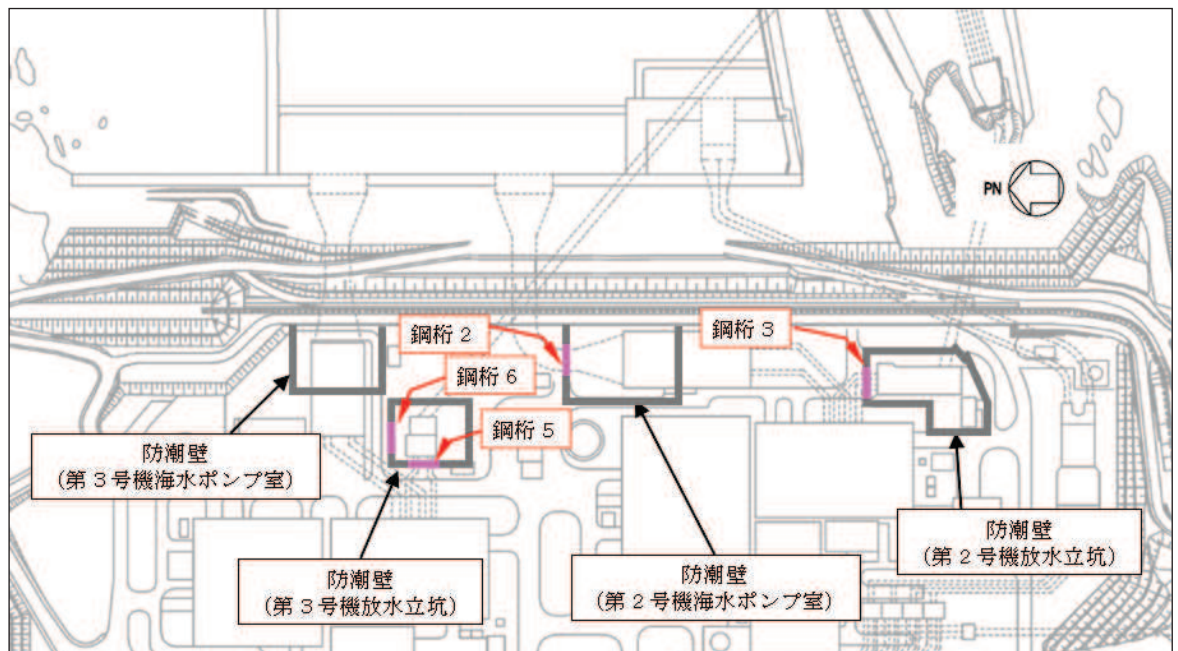


図 2-1 鋼矢板設置位置

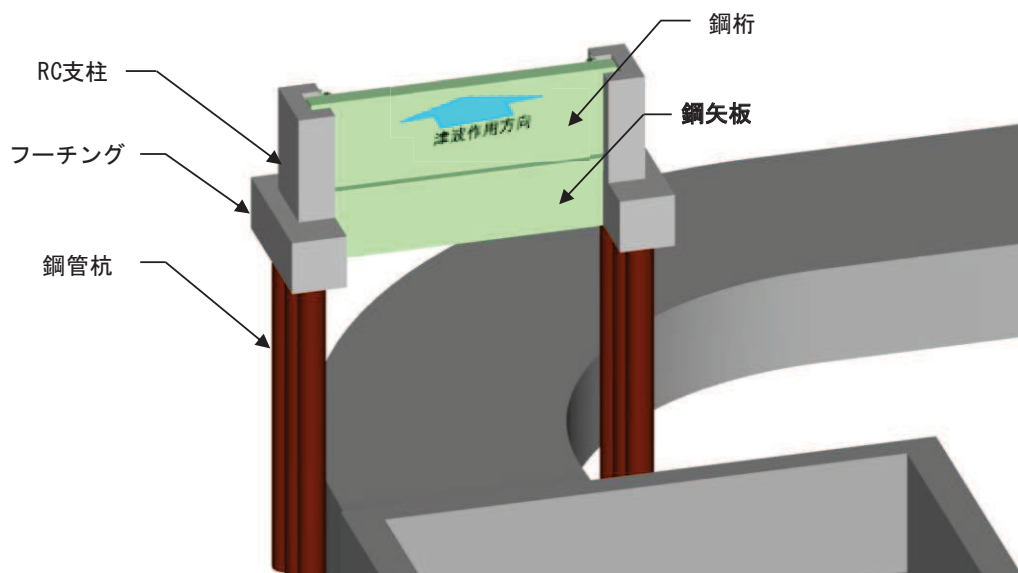
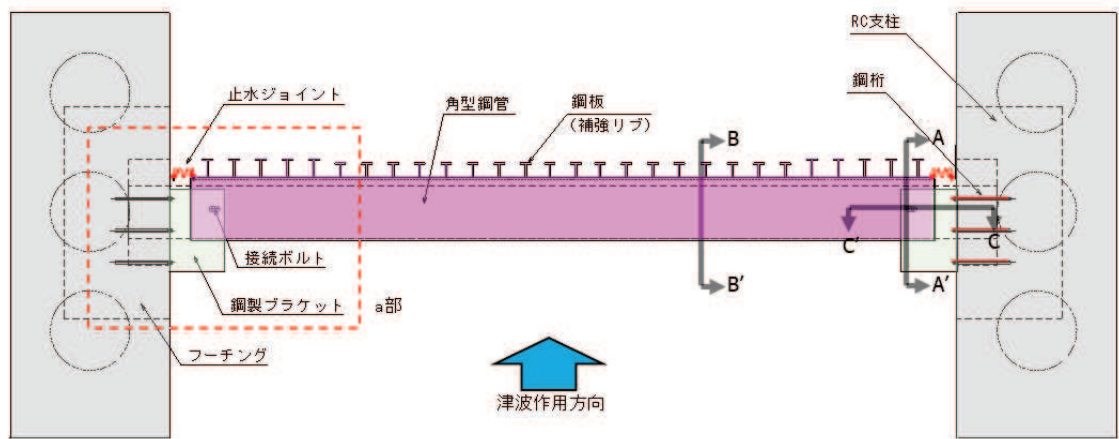
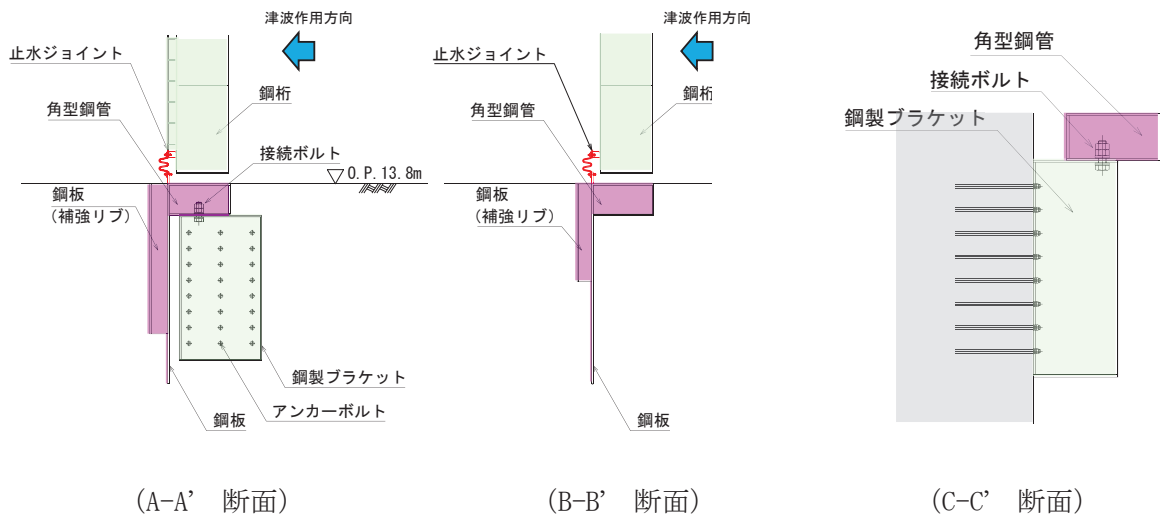


図 2-2(1) 鋼矢板の概要



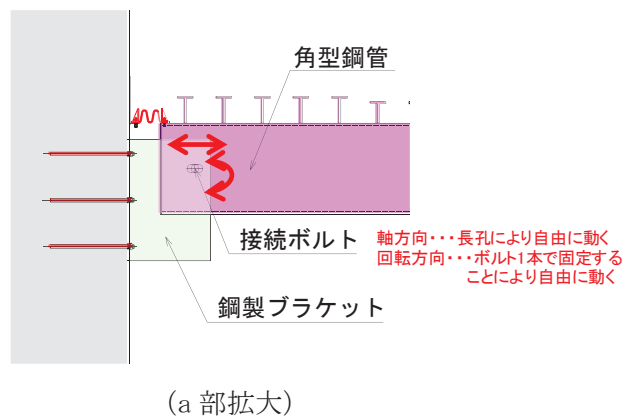
(平面図)



(A-A' 断面)

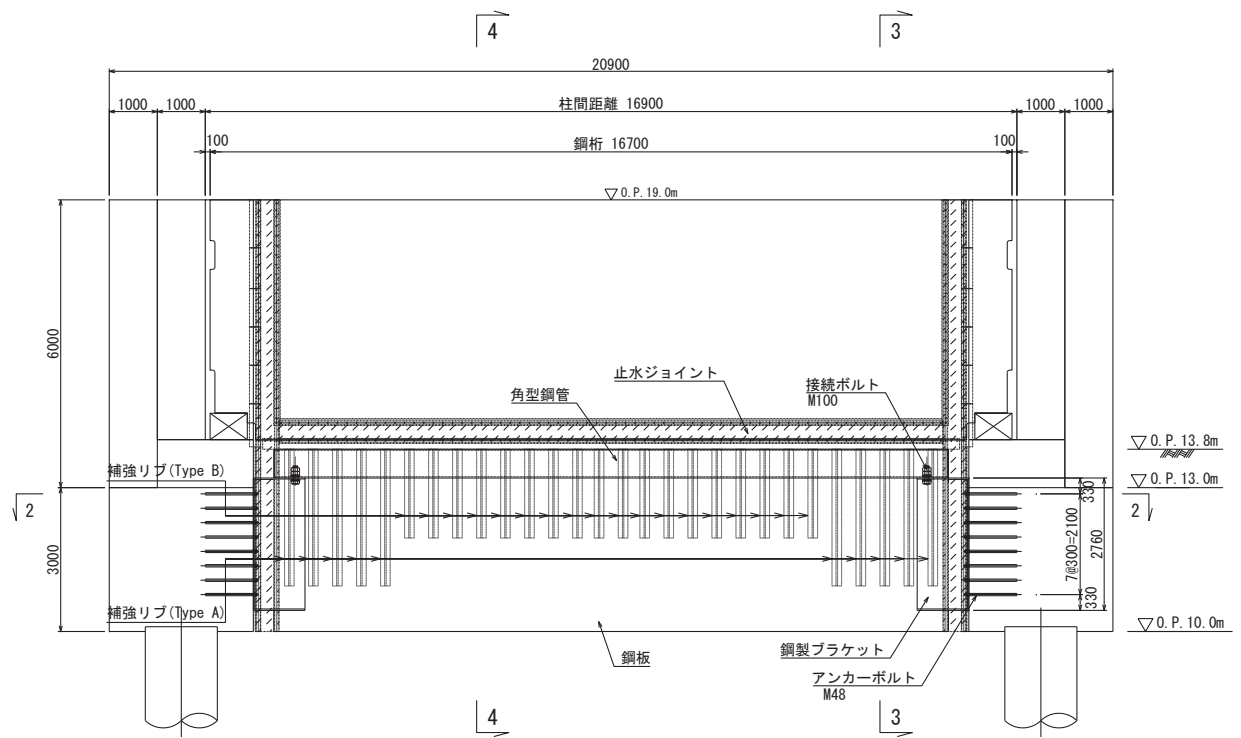
(B-B' 断面)

(C-C' 断面)

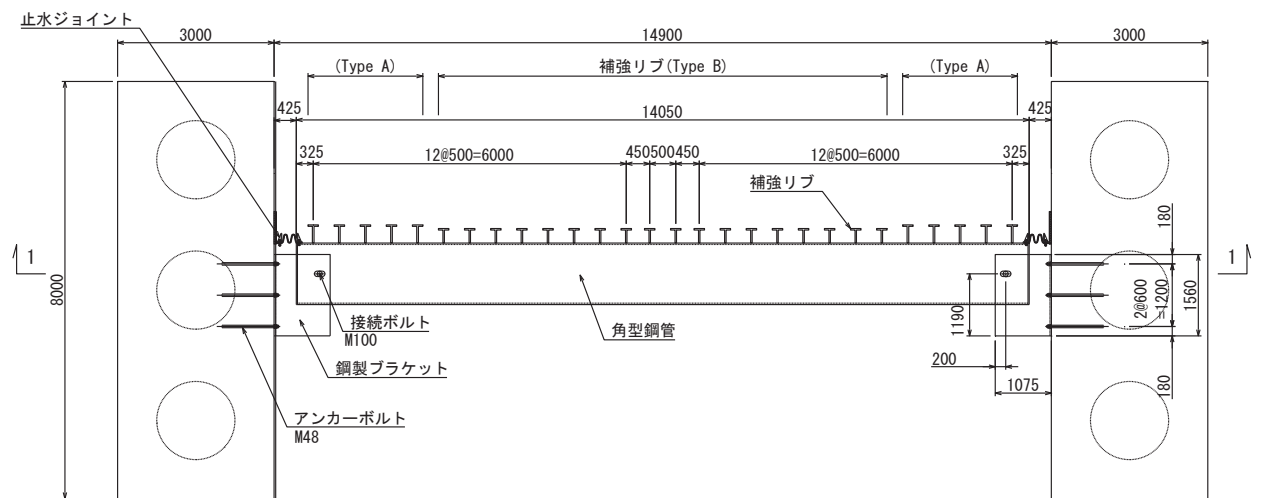


(a部拡大)

図 2-2(2) 鋼矢板の構造概要



(正面図)



(断面図)

図 2-3(1) 鋼矢板の構造図  
(鋼桁 2)

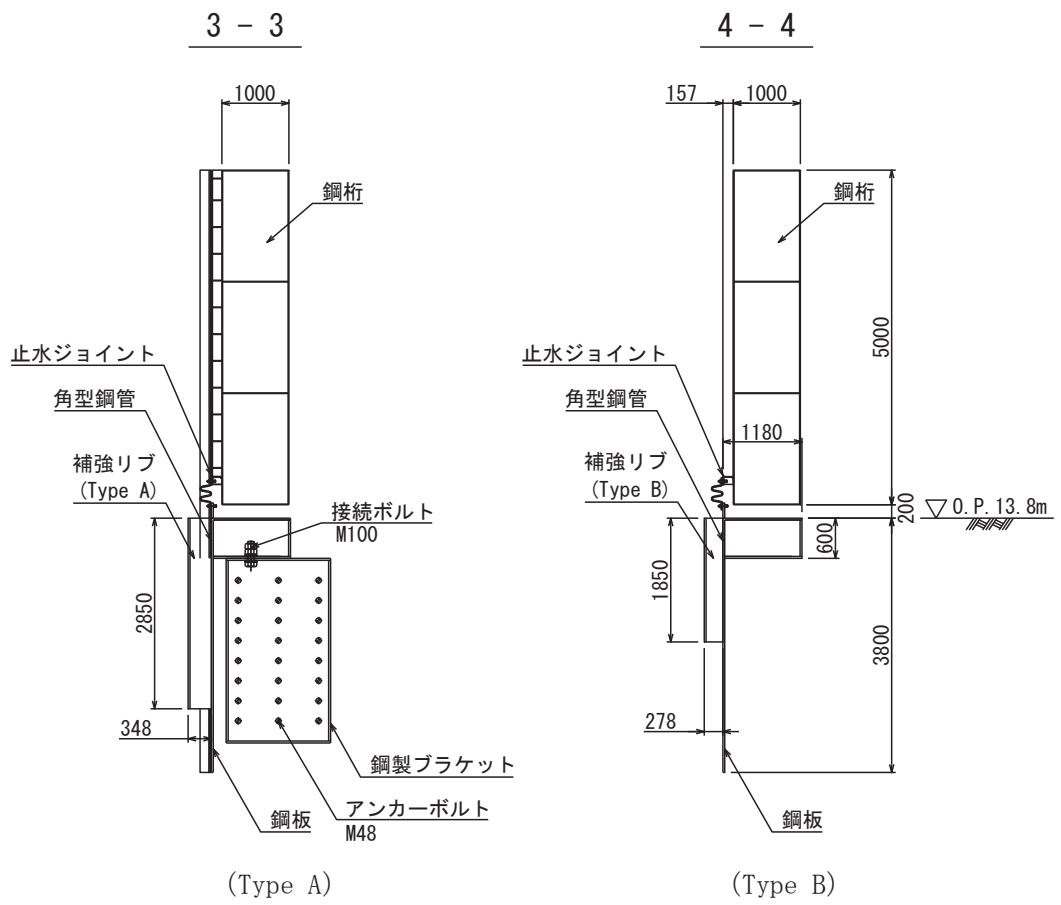
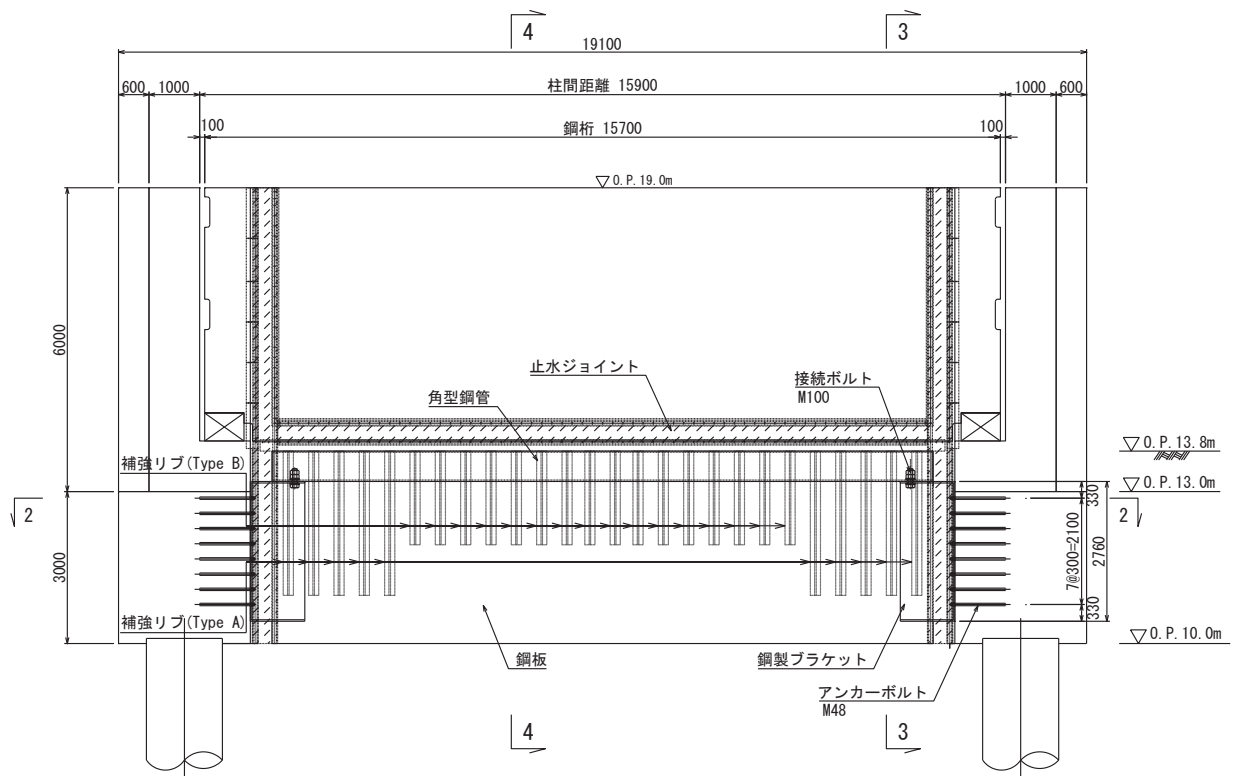
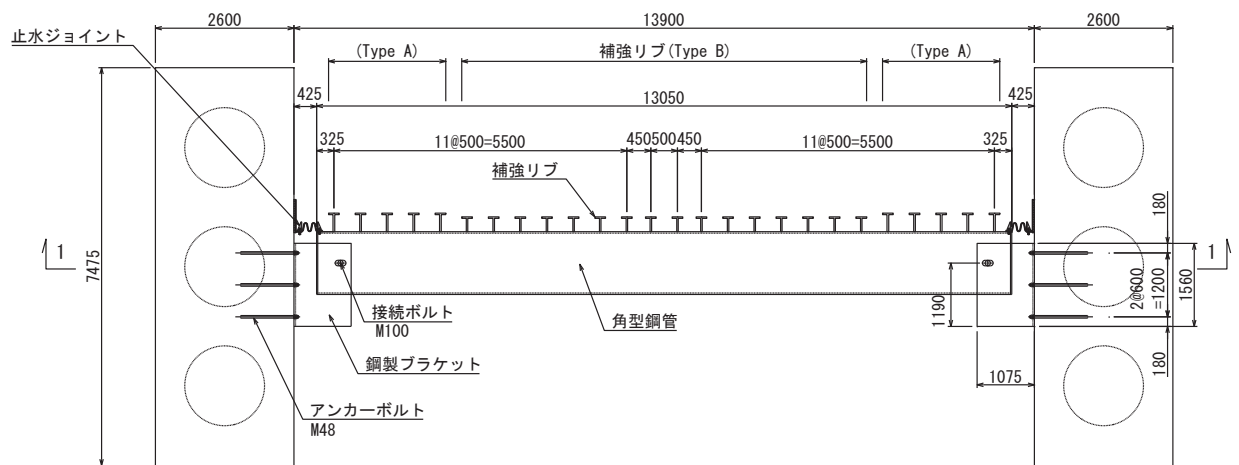


図 2-3(2) 鋼矢板の構造図  
(鋼桁 2)



(正面図)



(断面図)

図 2-3 (3) 鋼矢板の構造図  
(鋼桁 3)

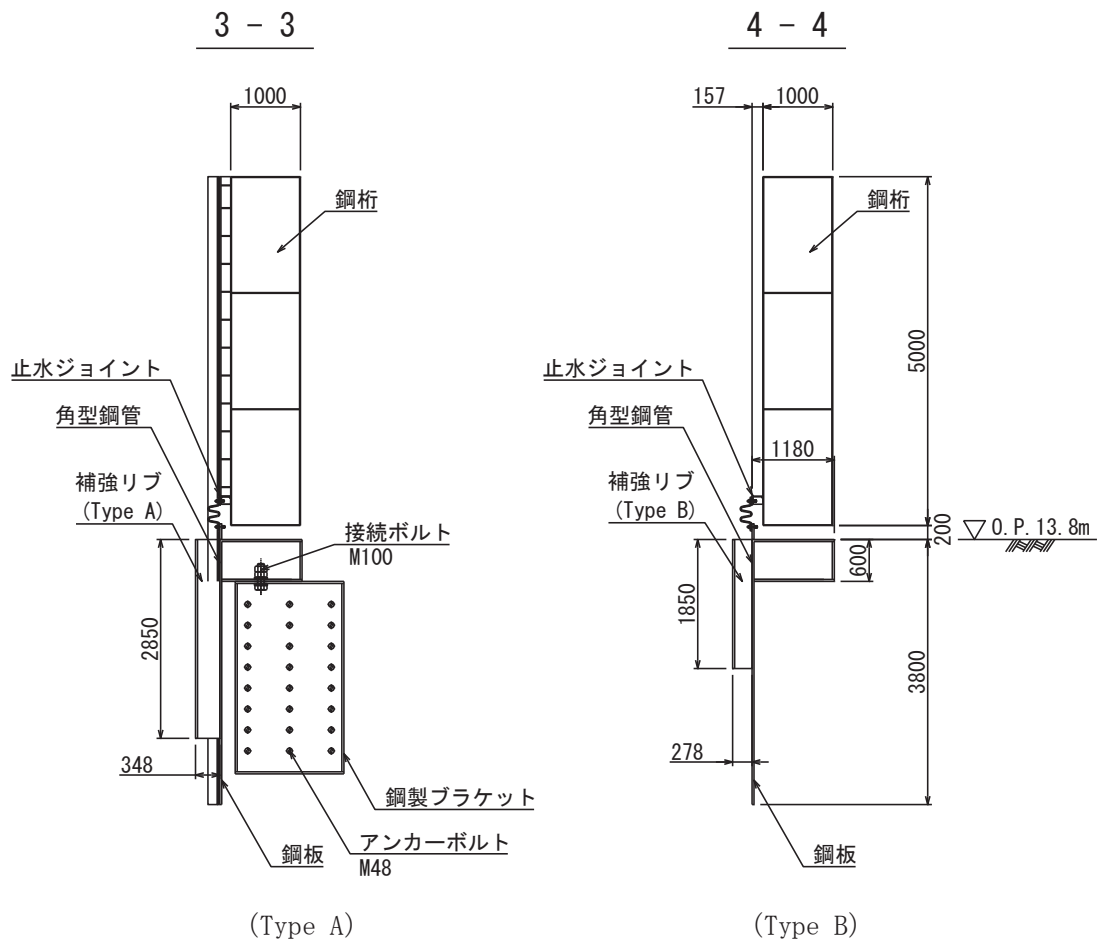
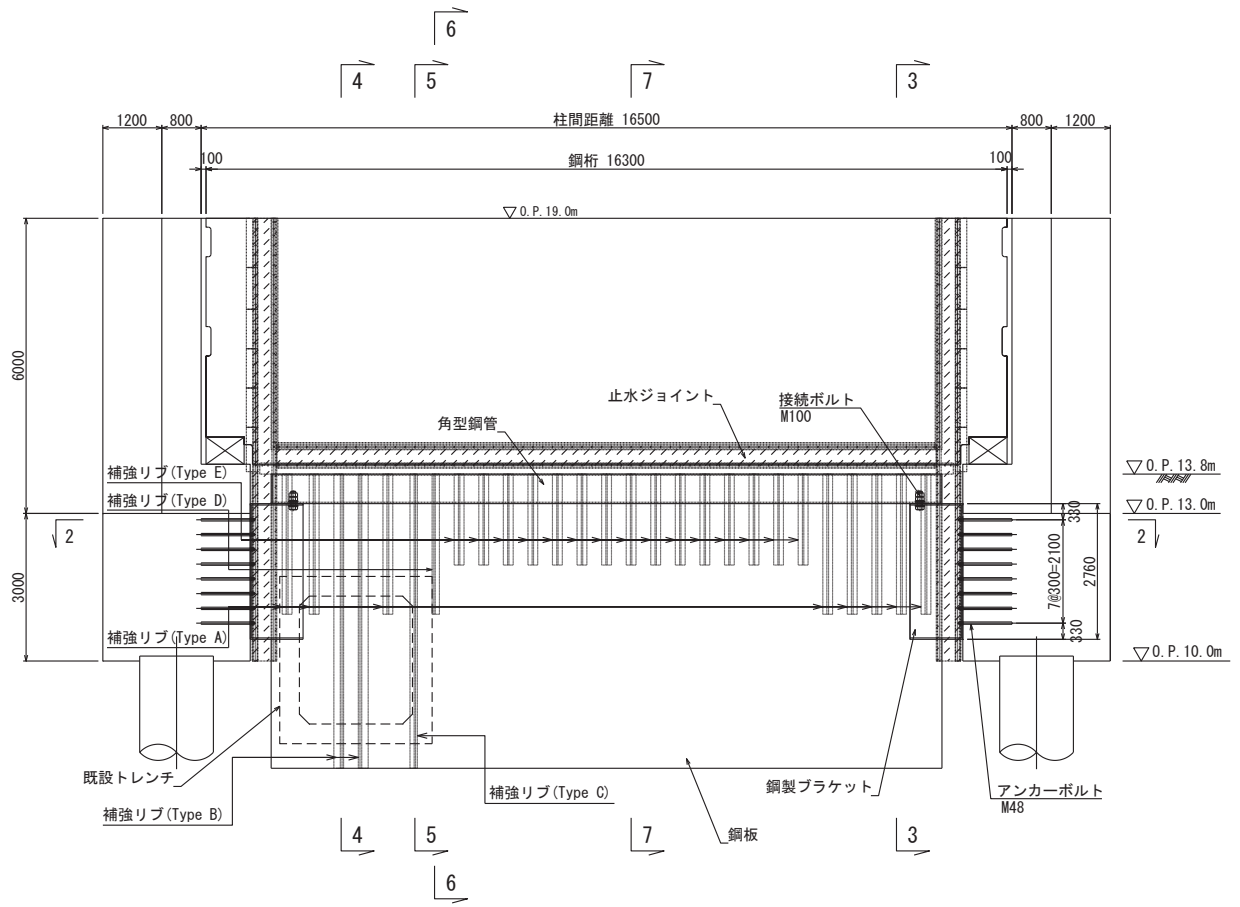
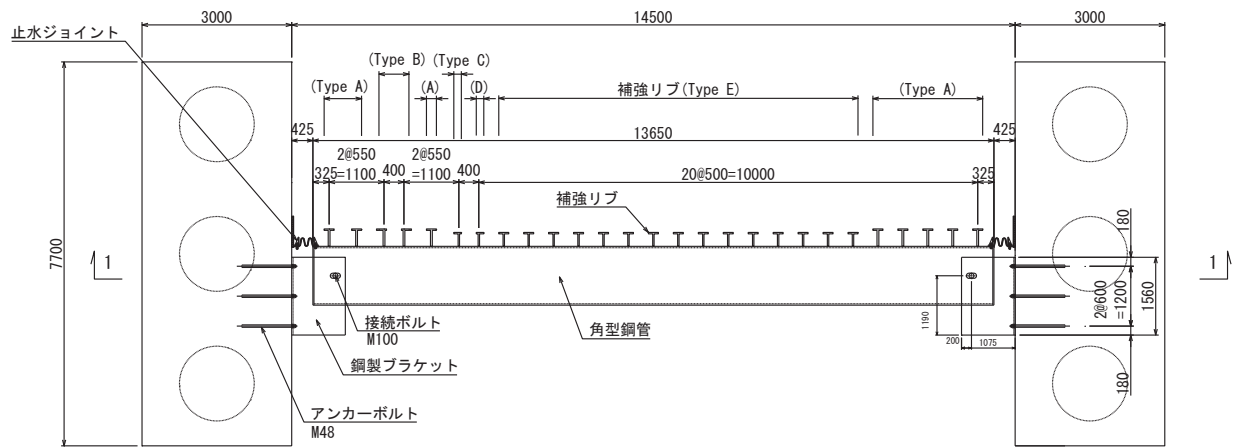


図 2-3(4) 鋼矢板の構造図  
(鋼桁 3)





(正面図)



(断面図)

図 2-3(5) 鋼矢板の構造図  
(鋼桁 5)

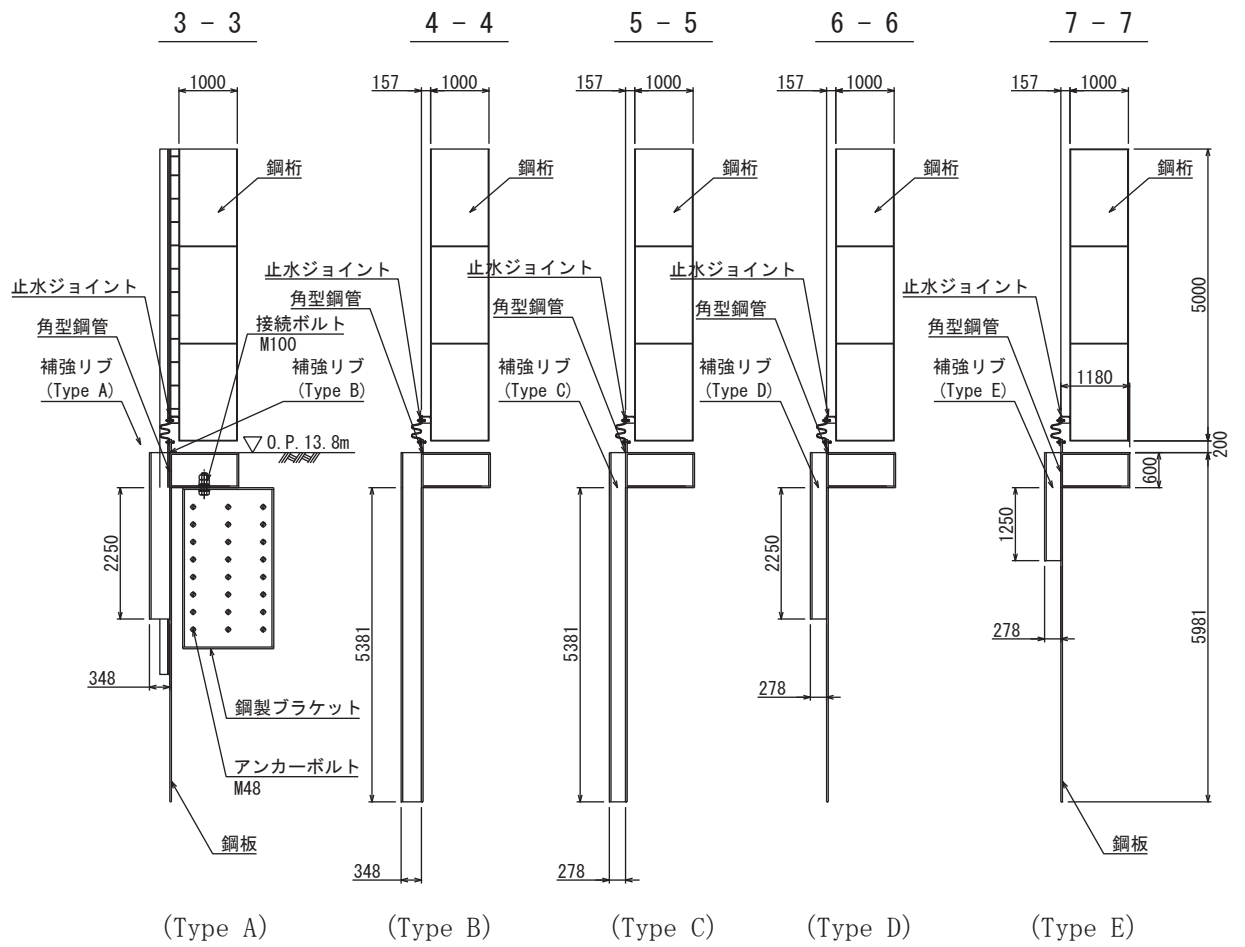
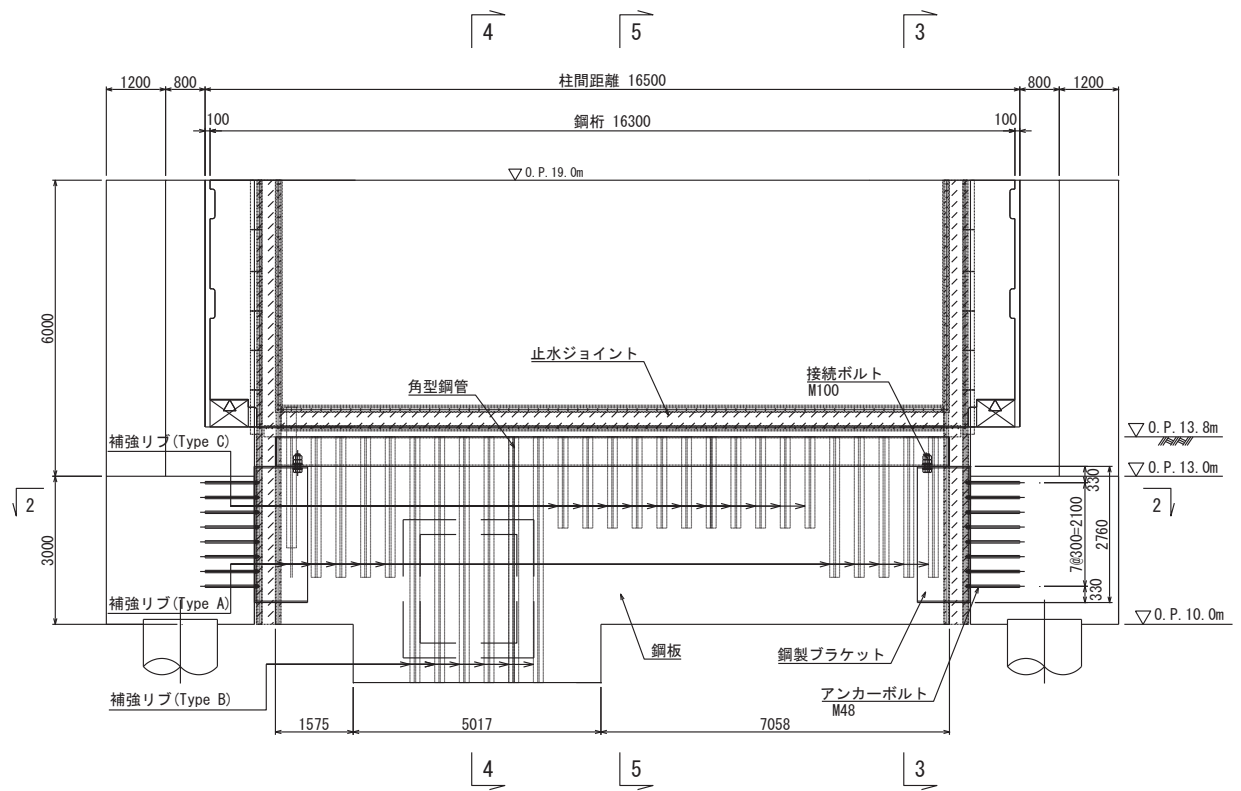
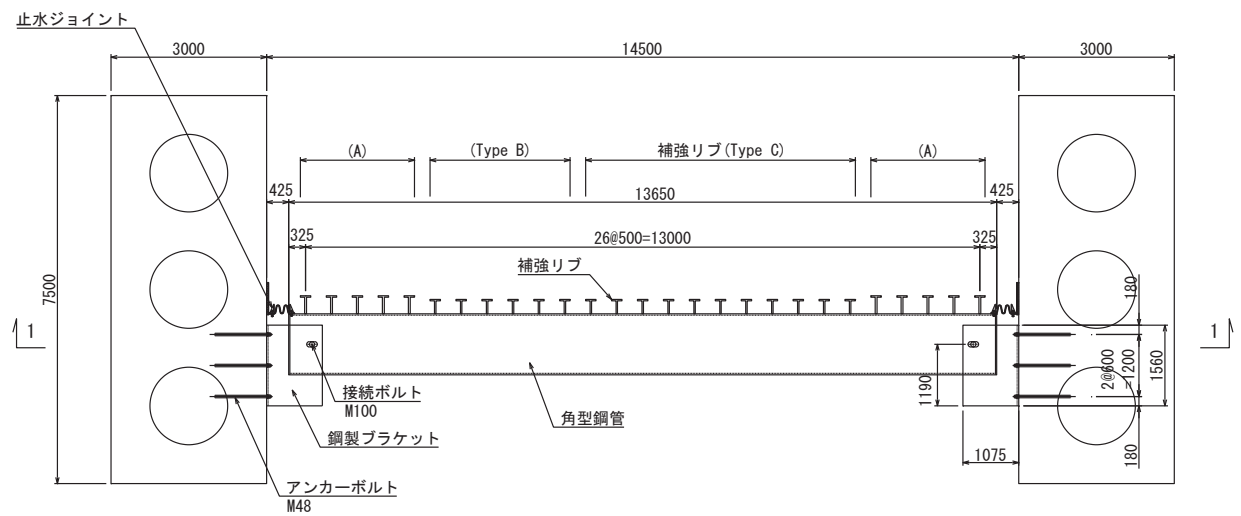


図 2-3(6) 鋼矢板の構造図  
(鋼桁 5)



(正面図)



(断面図)

図 2-3(7) 鋼矢板の構造図  
(鋼桁 6)

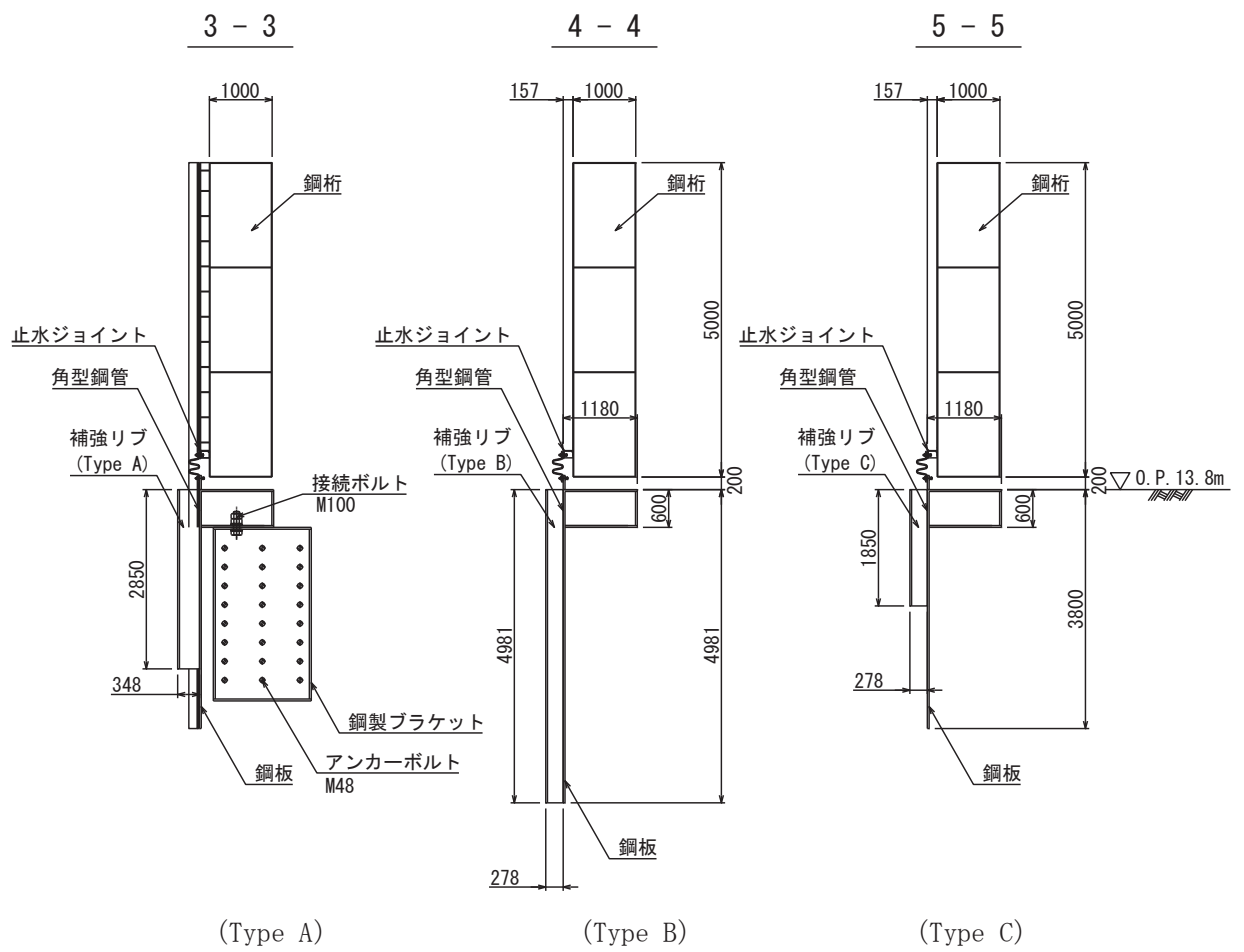
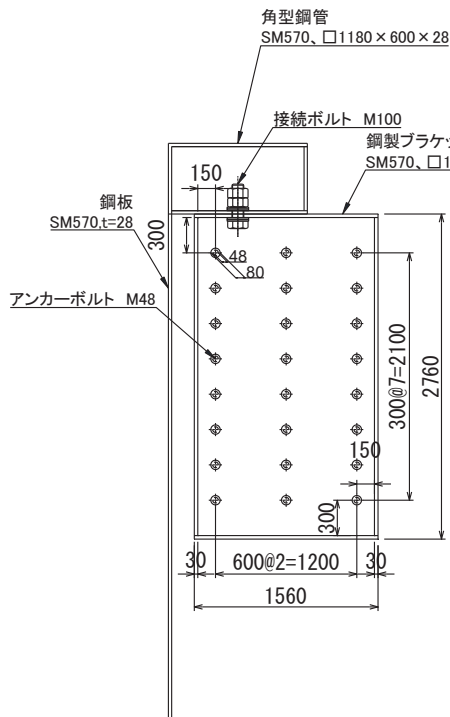
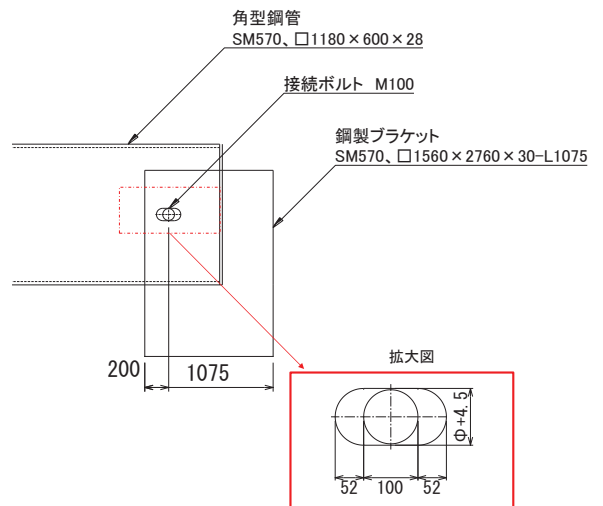


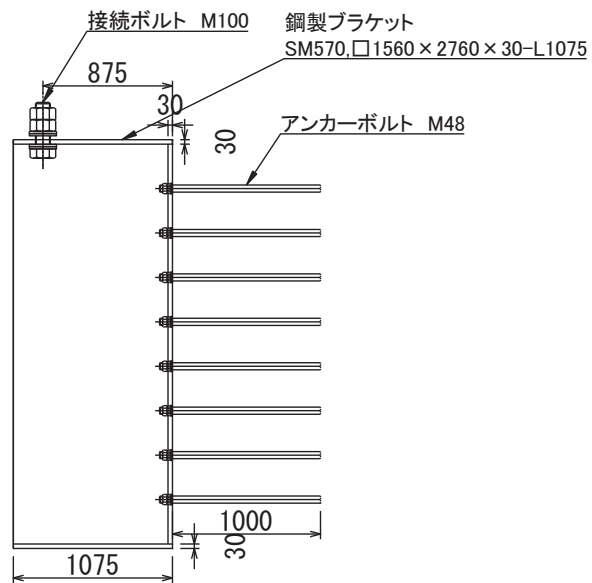
図 2-3(8) 鋼矢板の構造図  
(鋼桁 6)



(断面図 (桁軸直交方向))



(平面図)



(断面図 (桁軸方向))

図 2-4(1) 接続ボルト・鋼製ブラケットの構造詳細図  
(鋼桁●の例)

### 3. 評価方針

鋼矢板の構造強度評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に準じ、その構造を踏まえ、地震荷重や津波及び余震荷重の作用や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定し、設計用地震力及び設計用津波水位（入力津波に+0.5mの裕度を考慮した水位）による応力が許容限界以下であることを確認することで実施する。鋼矢板の評価項目を表3-1に、健全性評価フローを図3-1に示す。

表3-1 鋼矢板の評価部位

部位	評価方法	許容限界
鋼板	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
角型鋼管	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
接続ボルト	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
鋼製ブラケット	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
アンカーボルト	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度

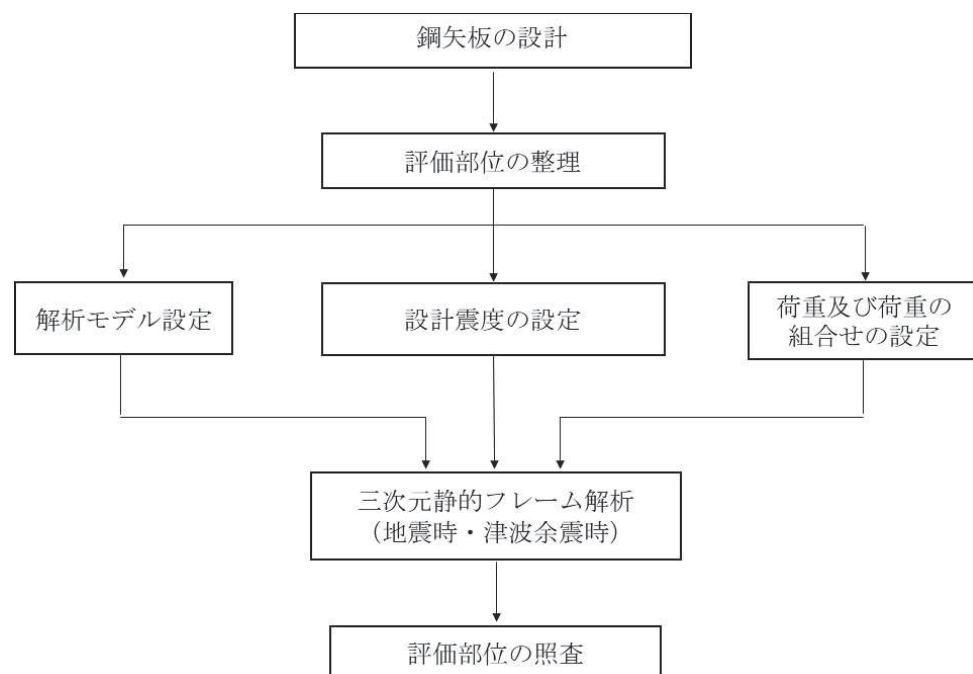


図3-1 鋼矢板の評価フロー

#### 4. 評価対象

鋼矢板は、いずれも材料諸元は同様であるが、スパン長や根入れ深さ等が異なるため、それぞれの断面位置での設計用震度を用い、地震時、重畳時に作用する荷重について算定し、最も断面力が大きくなると考えられる部位を評価対象として選定する。

表 4-1 に評価対象断面の諸元を、表 4-2 に作用荷重の整理結果を示す。水平作用荷重が地震時、重畳時共に最も大きい鋼桁 5 の鋼矢板を評価対象に選定する。

表 4-1 評価対象断面の整理

断面	設計用津波水位	設計震度		スパン長	最大根入れ長 (下端深さ)
		地震時	重畳時		
鋼桁 2	O. P. +18. 6m (2 号機海水ポンプ室)	0. 7	0. 4	14. 1m	3. 8m (O. P. 10. 0m)
鋼桁 3	O. P. +17. 9m (2 号機放水立坑)	1. 3	1. 1	13. 1m	3. 8m (O. P. +10. 0m)
鋼桁 5	O. P. +18. 0m (3 号機放水立坑)	1. 0	0. 6	13. 7m	6. 0m (O. P. +7. 8m)
鋼桁 6	O. P. +18. 0m (3 号機放水立坑)	0. 8	0. 5	13. 7m	5. 0m (O. P. +8. 8m)

表 4-2 作用荷重の整理\*1

断面	地震時作用荷重合計 (kN)	重畳時作用荷重合計 (kN)	地震時作用荷重合計 (kN/m)	重畳時作用荷重合計 (kN/m)
鋼桁 2	1969	1914	140	136
鋼桁 3	3022	3005	231	230
鋼桁 5	5157	4461	378	327
鋼桁 6	2183	2380	160	174

注記\* 1 : 地震時は風荷重と地震時主働土圧の合計、重畳時は津波荷重と余震時主働土圧の合計

## 5. 荷重及び荷重の組合せ

### 5.1 荷重の設定

鋼矢板の構造評価において考慮する荷重を以下に示す。

なお、強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時（以下「重畳時」という。）において、「重畳時」の津波荷重は「津波時」の津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。また、重畳時における津波作用方向の反対方向（防潮壁の外→内方向）は、余震荷重のうち慣性力が津波荷重を打ち消す方向に作用するため、津波作用方向（防潮壁の外→内方向）の強度評価に包含されることから評価を省略する。

また、津波時評価においては、浸水津波荷重の算定等、地震時の繰り返しせん断に伴う体積圧縮等による揺すり込み沈下が生じる可能性があるため、その影響を考慮するものとする。

その際、揺すり込み沈下による負の周面摩擦力が鋼板等へ生じる場合の影響についても別途評価を行う。負の周面摩擦力は、「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）」に基づき、周面摩擦力の総和として算定し、軸方向荷重として考慮する。

#### (1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、鋼矢板自重を考慮する。

#### (2) 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。

#### (3) 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。

#### (4) 地震荷重 (S<sub>s</sub>)

基準地震動 S<sub>s</sub> による荷重（慣性力、地震時土圧）を考慮する。

地震時土圧は、「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、以下の式により算定する。

$$P_{EA} = K_{EA} \times \sum(\gamma \cdot h + P_s)$$

ここで、土圧係数 K<sub>EA</sub> は以下の式により算定する。

$$K_{EA} = 0.24 + 1.08K_H$$



(5) 浸水津波荷重 ( $P_h$ )

浸水津波荷重については、設計用津波水位（入力津波による浸水高さに +0.5m の余裕を考慮した水位）に基づく静水圧を考慮する。なお、浸水津波荷重は地盤の沈下を考慮した浸水深を用いて算出することとし、保守的に 0.4m の揺すり込み沈下を考慮する。

(6) 余震荷重 ( $K_{S_d}$ )

余震荷重として、弾性設計用地震動  $S_d - D2$  による地震力、動水圧及び地震時土圧を考慮する（重畳時のみ）。

a. 余震による地震力

余震時の躯体自重による慣性力を考慮する。

b. 余震による動水圧

余震時の浸水津波による動水圧を以下の式により考慮する。

$$P_d = \frac{7}{8} \times W_o \times K_{H_{S_d}} \times \sqrt{H \times h}$$

c. 余震による地震時土圧

余震時の地震土圧は、(4)地震時荷重と同様の方法により算定する。

地震力の算出に用いる設計震度  $K_H \cdot K_{H_{S_d}}$  及び  $K_V \cdot K_{V_{S_d}}$  については、「3.3.3 設計用地震力」に示す。

## 5.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 5.2-1 に、扉体に作用する荷重の概念図を図 5.2-1 に示す。また、評価ケースの整理を表 5.2-2 に示す。

地震力の組合せは、水平方向と鉛直方向の最大応答加速度を用い、組合せ係数法 (1.0 : 0.4) により評価する。ここで、主たる荷重は地震時にいおいては土圧、重畳時には津波荷重となりいずれも水平方向への荷重が卓越することから、鉛直 1.0 ケースは省略する。また、上向き慣性力は自重を打ち消す側に働くことから、鉛直上向きケースは省略する。

表 5.2-1(1) 荷重の組合せ (地震時)

区分	荷重の組合せ
地震時	$G + P_s + P_k + S_s$

G : 固定荷重

$P_s$  : 積雪荷重

$P_k$  : 風荷重

$S_s$  : 地震荷重

表 5.2-1(2) 荷重の組合せ (地震時)

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	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	—	積載物はないため考慮しない。
	静止土圧		—	つり合うため考慮しない。
	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 (0.98kN/m <sup>2</sup> ) 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動による慣性力並びに根入れ部の地震時土圧を考慮する。
		鉛直地震動	○	
		動水圧	—	外水及び内水はないため考慮しない。

表 5.2-1(3) 荷重の組合せ (重畳時)

区分	荷重の組合せ
重畳時	$G + P_s + P_k + P_h + K_{Sd}$

G : 固定荷重

$P_s$  : 積雪荷重

$P_k$  : 風荷重

$P_h$  : 浸水津波荷重

$K_{Sd}$  : 余震荷重

表 5.2-1(4) 荷重の組合せ (重畳時)

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	－ 土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	－ 積載物はないため考慮しない。
	静止土圧		－ つり合うため考慮しない。
	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 (0.98kN/m <sup>2</sup> ) を考慮する。
	風荷重		○ 風荷重を考慮する。
偶発荷重		浸水津波荷重	○ 津波による波圧を考慮する。
		余震荷重 (地震力)	○ 弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による水平及び鉛直動による慣性力並びに根入れ部の地震時土圧を考慮する。
		余震荷重 (動水圧)	○ 弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による動水圧を考慮する。

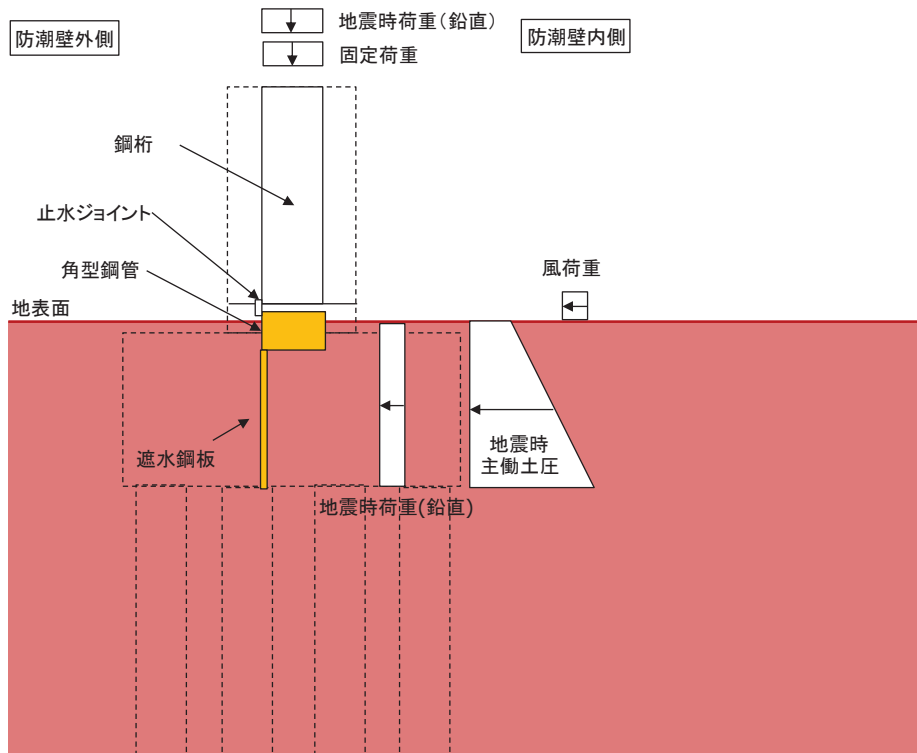


図 5.2-1(1) 荷重の概念図 (地震時)

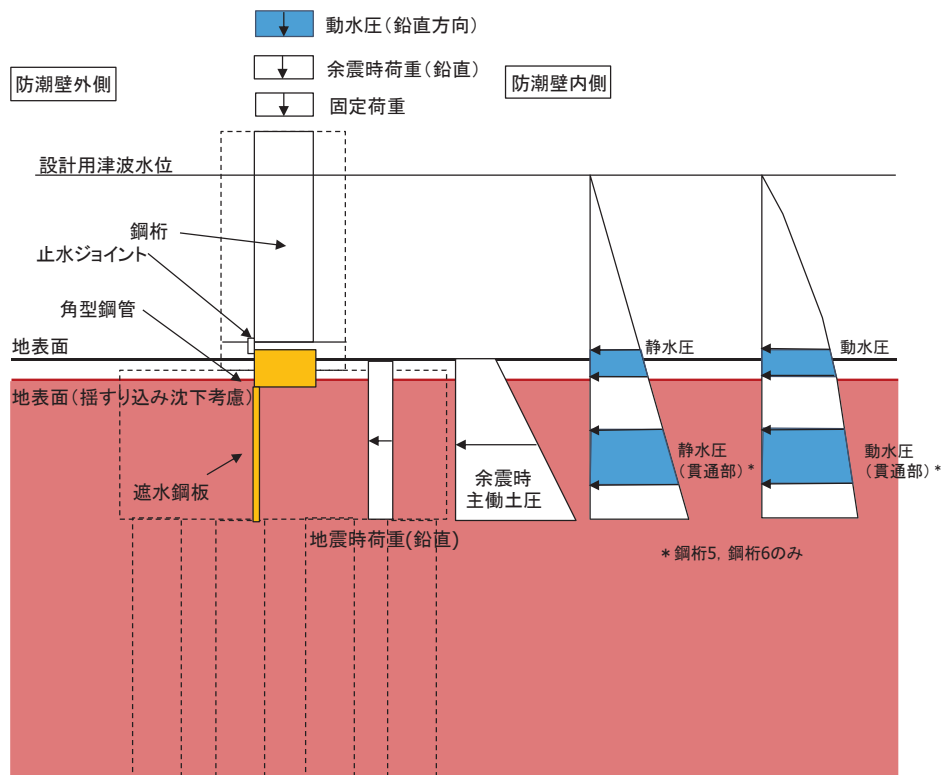


図 5.2-1(2) 荷重の概念図 (重畳時)

表 5.2-2 評価ケースの整理

評価ケース	荷重作用方向	
	内→外	外→内
地震時	○ (+1.0 S <sub>sH</sub> , +0.4 S <sub>sV</sub> )	○ (-1.0 S <sub>sH</sub> , +0.4 S <sub>sV</sub> )
重畳時	○ (+1.0 S <sub>dH</sub> , +0.4 S <sub>dV</sub> )	—

\*注記：地震力における水平方向と鉛直方向の組合せを示す。

ここに、

S<sub>sH</sub> (S<sub>dH</sub>) : 水平方向地震 (余震) 荷重

S<sub>sV</sub> (S<sub>dV</sub>) : 鉛直方向地震 (余震) 荷重

### 5.3 設計用地震力

設計震度は、鋼矢板を支持するフーチングと土圧に作用する地盤の応答加速度を比較し、大きい方の震度を慣性力及び地震時土圧並びに動水圧の算定に用いる。

フーチングの加速度応答は防潮壁の解析モデルにより算定する。地盤の応答加速度は、鋼矢板位置の地盤構成が、防潮壁の基礎杭周辺の変形抑制及び液状化対策を目的として地下水位以深の盛土・旧表土を地盤改良するため、地盤改良上面はおおむね水平成層構造であることを踏まえ、1次元地震応答解析を行い算出した最大応答加速度に基づき設定する。

設定した設計震度を表5.3-1に示す。また、フーチング震度抽出モデルを図5.3-1、地震応答解析の実施箇所を図5.3-2、地盤モデルを図5.3-3、地震応答解析の結果を表5.3-2示す。解析コードは「Soilplus Ver.2015Build3」を使用する。

表 5.3-1 設計震度

部位	地震動	抽出箇所	設計震度	
地震時	S <sub>s</sub> -F3	0.P.+10.0m (フーチング天端部)	水平方向K <sub>H</sub>	1.0
	S <sub>s</sub> -D1	0.P.+13.8m (地表面)	鉛直方向K <sub>V</sub>	1.3
重畳時	S <sub>d</sub> -D2	0.P.+10.0m (フーチング天端部)	水平方向K <sub>Hsd</sub>	0.6
	S <sub>d</sub> -D2	0.P.+13.8m (地表面)	鉛直方向K <sub>Vsd</sub>	0.8

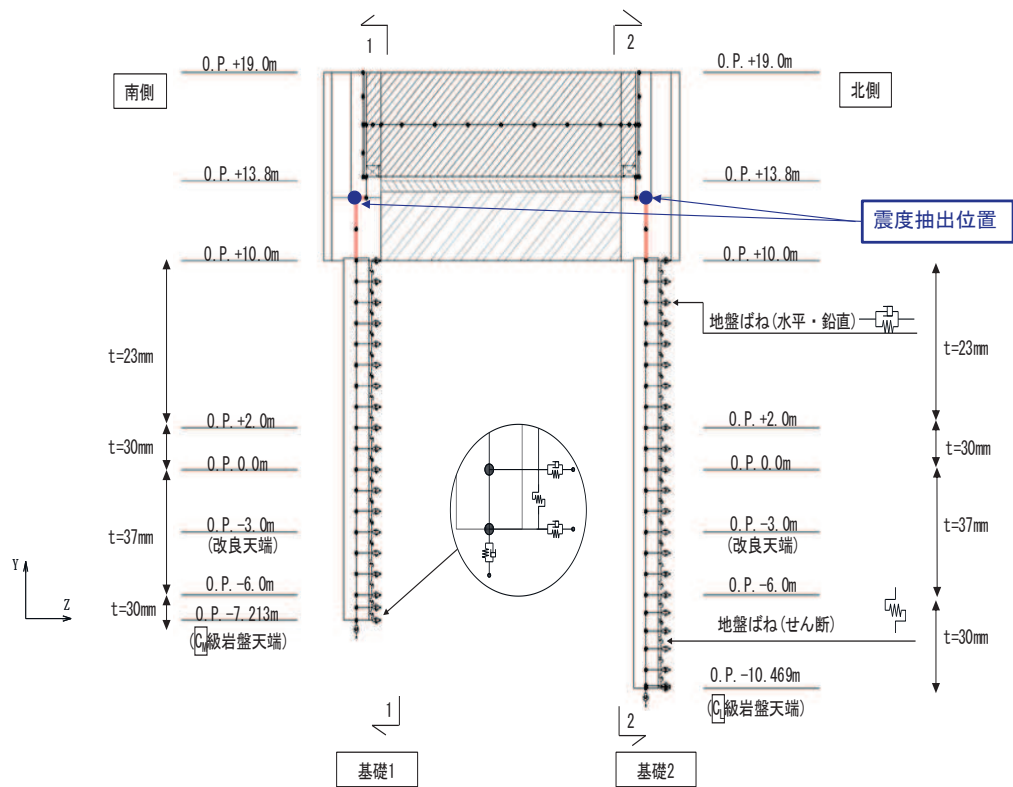


図 5.3-1 フーチング震度抽出モデル

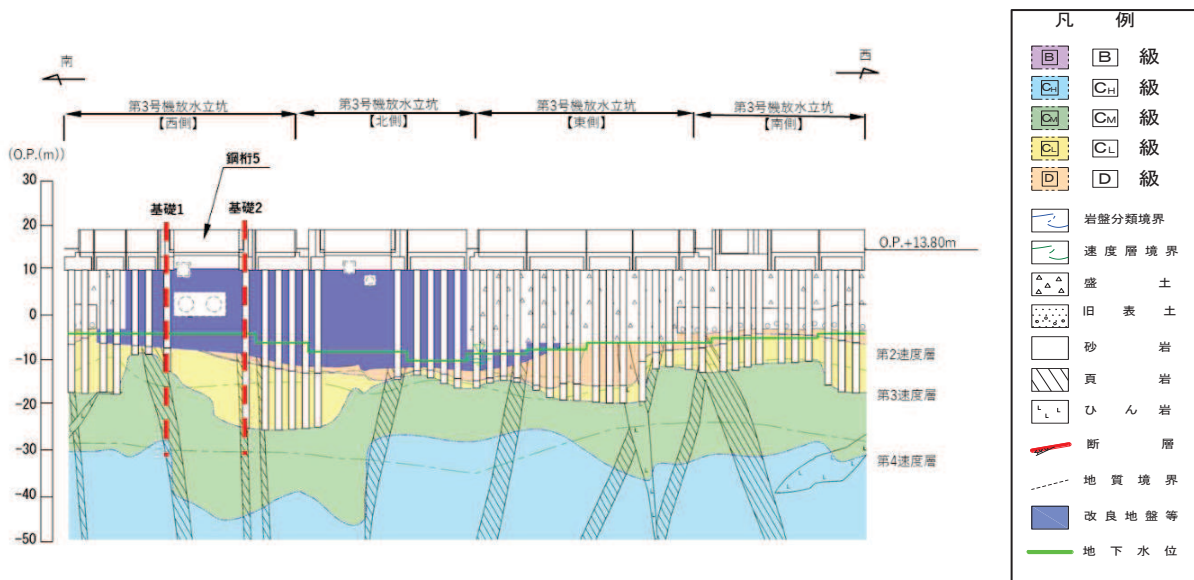
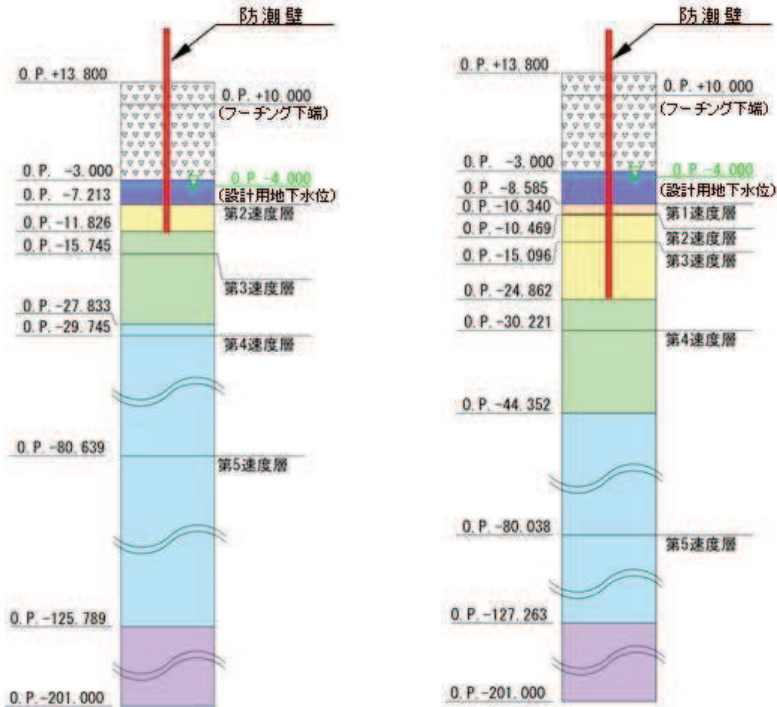


図 5.3-2 地盤応答抽出位置  
(第 3 号機放水立坑)

基礎 1  
(南側)

基礎 2  
(北側)

(地盤改良 (改良幅 2D 未満) 非考慮)



(地盤改良 (改良幅 2D 未満) 考慮)

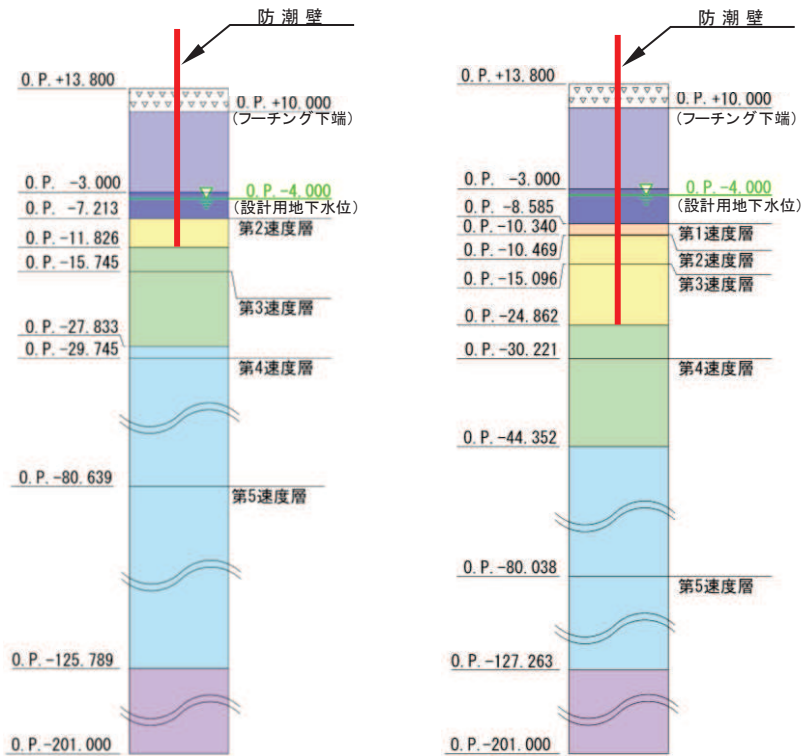


図 5.3-3 地盤応答抽出用モデル



表 5.3-2 地震応答解析結果

震度抽出 位置	最大応答加速度（地震時）		最大応答加速度（重畳時）	
	水平 (cm/sec <sup>2</sup> )	鉛直 (cm/sec <sup>2</sup> )	水平 (cm/sec <sup>2</sup> )	鉛直 (cm/sec <sup>2</sup> )
フーチング	<u>939</u> (Ss-F3)	813 (Ss-D2)	<u>527</u> (Sd-D2)	479 (Sd-D2)
地盤	573 (Ss-D1)	<u>1250</u> (Ss-D1)	314 (Sd-D2)	<u>690</u> (Sd-D2)

6. 評価方法及び材料諸元

6.1 鋼板・角型鋼管

(1) 解析モデル

鋼板及び角型鋼管の評価は、3次元フレームモデルによる静的解析により行う。鋼板及び角型鋼管を線形はり要素でモデル化し、角型鋼管と鋼板の接合部はそれぞれの重心位置でモデル化した要素間を剛要素で接合する。

支点条件は、角型鋼管と鋼製ブラケットの接続ボルトが単独かつ桁軸方向（X方向）に長孔構造とし変位に対して追従する構造としているため、桁軸方向（X方向）及び鉛直方向（Y軸）廻りを自由条件とする。なお、長孔構造における変位追従性については、参考資料12に示す。

桁軸（X軸）廻りはブラケットと角型鋼管の幅が概ね同一であるため、拘束条件とするが、桁軸直交（Z軸）廻りについては、角型鋼管の支間長（ $L=13.65\text{m}$ ）に対して、支点位置となるブラケットの掛かり長（ $0.65\text{m}$ ）が短く、拘束効果が小さいと考えられるため、回転自由条件とする。

また、鋼板部の桁軸直交方向（Z方向）及び鉛直方向（Y方向）には地盤ばねを取り付ける。なお、重畳時においては地盤の揺すり込み沈下（保守的に全範囲を包絡する $0.4\text{m}$ ）を考慮した範囲設定とする。

解析モデル図を図6.1-1に示す。

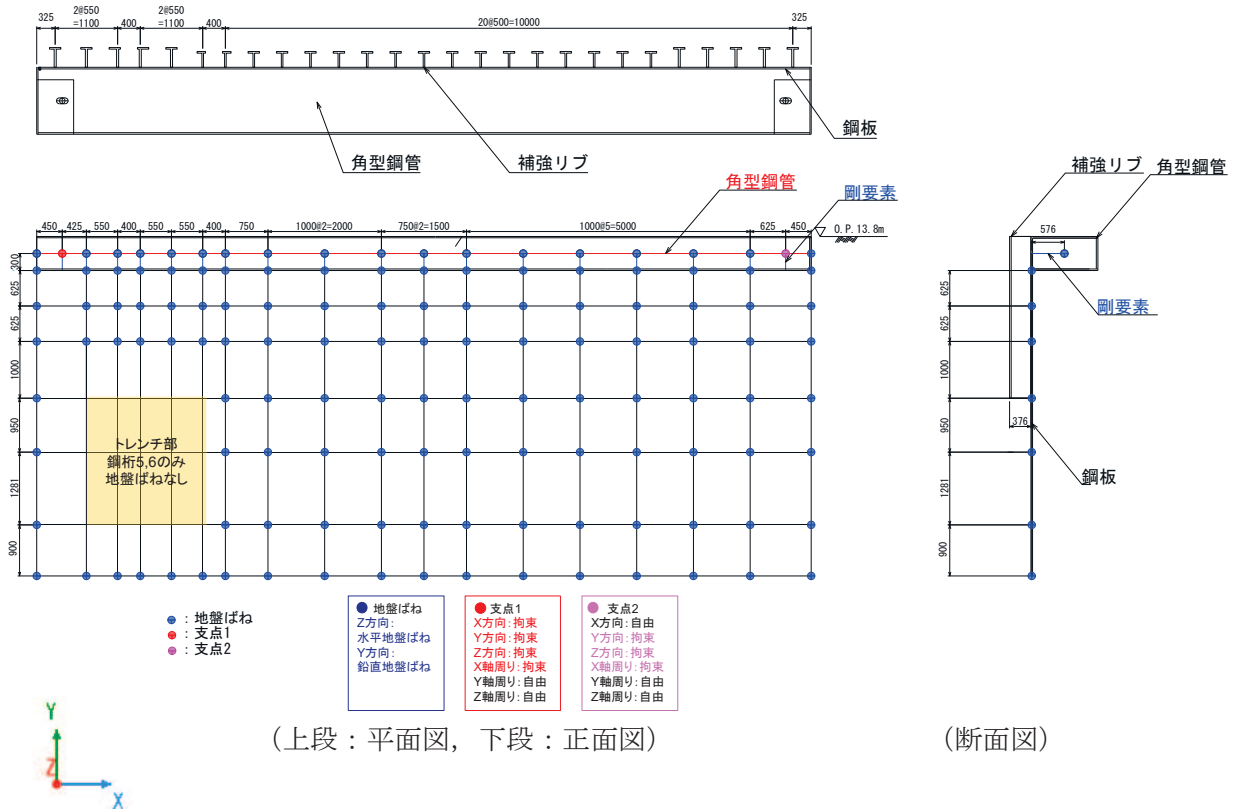
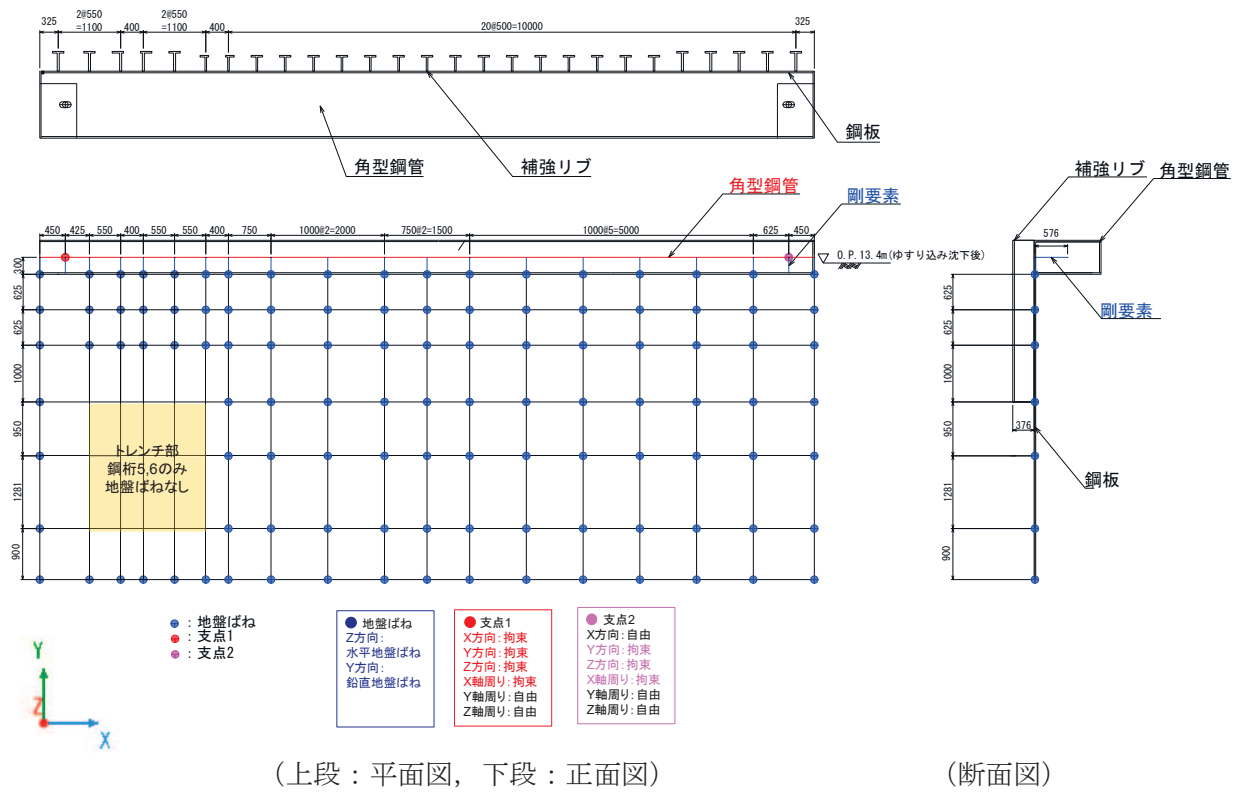


図 6.1-1(1) 解析モデル図(地震時)



(上段：平面図，下段：正面図)

(断面図)

図 6.1-1(1) 解析モデル図(重畳時)

(水平地盤ばねのモデル化)

水平地盤ばねのモデル化は「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，水平地盤ばねをモデル化する。

【剛性】

$$k_h = k_{H0} \times \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$$

ここで，

$k_H$  : 水平地盤ばねの剛性 (kN/m<sup>3</sup>)

$k_{H0}$  : 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$B_H$  : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

$E_0$  : 地盤のヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 地盤反力係数の換算係数

表-解 9.6.2 基礎の換算載荷幅  $B_H$

基礎形式	$B_H$	備考
直接基礎	$\sqrt{A_H}$	
ケーソン基礎	$B_c (\leq \sqrt{B_c L_c})$	
杭基礎	$\sqrt{D/\beta}$	
鋼管矢板基礎	$\sqrt{D/\beta} (\leq \sqrt{DL_c})$	常時，暴風時及びレベル 1 地震時
	$B_c (\leq \sqrt{B_c L_c})$	レベル 2 地震時
地中連続壁基礎	$B_c (\leq \sqrt{B_c L_c})$	
深礎基礎	$B_c (\leq \sqrt{B_c L_c})$	柱状体深礎基礎
	$\sqrt{D/\beta} (\leq \sqrt{DL_c})$	組杭深礎基礎

$E_0$  : 表-解 9.6.1 に示す方法で測定又は推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 表-解 9.6.1 に示す地盤反力係数の換算係数

$A_H$  : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷面積 (m<sup>2</sup>)

$D$  : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 (m)

$B_c$  : 荷重作用方向に直交する基礎の有効載荷幅 (m)

$L_c$  : 基礎の有効根入れ深さ (m)

$1/\beta$  : 水平抵抗に関与する地盤の深さ (m) で，基礎の有効根入れ深さ以下とする。

$\beta$  : 基礎の特性値  $\sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$  (m<sup>-1</sup>)

$EI$  : 基礎の曲げ剛性 (kN・m<sup>2</sup>)

$B_H$  : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m) で，表-解 9.6.2 に示す方法で求める。

図 6.1-1 基礎の換算載荷幅

(道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）より引用)

水平ばねの上限値は，「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、受働土圧を上限とした非線形ばねとする。

1) 受働土圧強度

受働土圧強度は、地盤調査や土質試験を行うことによって、基礎周面地盤の粘着力  $c$ 、せん断抵抗角  $\phi$  等を推定し、これを用いて共通編 2.2.6 の規定により算出する。この場合、受働土圧係数は式 (解 11.5.10) により求める。

$$\left. \begin{aligned} K_P &= \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left( 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta \cos \alpha}} \right)^2} \\ K_{EP} &= \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left( 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right)^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{(解 11.5.10)}$$

ここに、

- $K_P$  : 常時の受働土圧係数
- $K_{EP}$  : 地震時の受働土圧係数
- $\phi$  : 土のせん断抵抗角 (°)
- $\delta$  : 常時のケーソン壁面と土の摩擦角 (°) で、 $-\phi/3$  とする。
- $\delta_E$  : 地震時のケーソン壁面と土の摩擦角 (°) で、 $-\phi/6$  とする。
- $\alpha$  : 地表面と水平面のなす角度 (°) で、その正負は図-解 11.5.2 に示すようにとる。

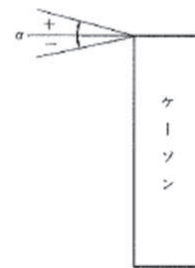


図-解 11.5.2  $\alpha$  の符号の取り方

図 6.1-1 基礎の換算載荷幅  
(道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) より引用)

(鉛直地盤ばねのモデル化)

地盤ばねのモデル化は「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，鉛直地盤ばねをモデル化する。

【剛性】

$$k_V = 0.3k_H$$

$$k_H = k_{H0} \times \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$$

ここで，

$k_V$  : 鉛直地盤ばねの剛性 (kN/m<sup>3</sup>)

$k_H$  : 水平地盤ばねの剛性 (kN/m<sup>3</sup>)

$k_{H0}$  : 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$B_H$  : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

$E_0$  : 地盤のヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 地盤反力係数の換算係数

鉛直ばねの上限値は，「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，周面摩擦力を上限とした非線形ばねとする。

iv) 基礎側面の水平方向せん断地盤反力度及び周面の鉛直方向せん断地盤反力度  
基礎側面の水平方向せん断地盤反力度及び周面の鉛直方向せん断地盤反力度の  
上限値は，式（解 11.5.13）により求める最大周面摩擦力度とする。

2) 最大周面摩擦力度

最大周面摩擦力度は，土質試験の結果に基づき，式（解 11.5.13）により求める。

i) 砂質土

$$f = \min[1N, 0.5(c + \rho_0 \tan \phi)] \leq 50$$

ii) 粘性土

$$f = 0.5(c + \rho_0 \tan \phi) \leq 100$$

（解 11.5.13）

ここに，

$f$  : 最大周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$N$  : 標準貫入試験の  $N$  値

$c$  : 土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\rho_0$  : 壁面に作用する静止土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi$  : 土のせん断抵抗角 (°)

図 6.1-1 基礎の換算載荷幅

(道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）より引用)

(2) 使用材料及び物性値

使用材料を表 6.1-1 に、材料の物性値を表 6.1-2 に示す。

表 6.1-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
鋼板	SM570	PL28mm
角型鋼管	SM570	PL28mm

表 6.1-2 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	$f_{ck}=50\text{N/mm}^2$	24.0	$3.3 \times 10^4$	0.2
鋼材	SM570	77.0	$2.00 \times 10^5$	0.3

(3) 許容限界

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 6.1-3 に示す短期許容応力度とする。

表 6.1-3 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>	255
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 6.1-3 に許容限界算定フローを示す。

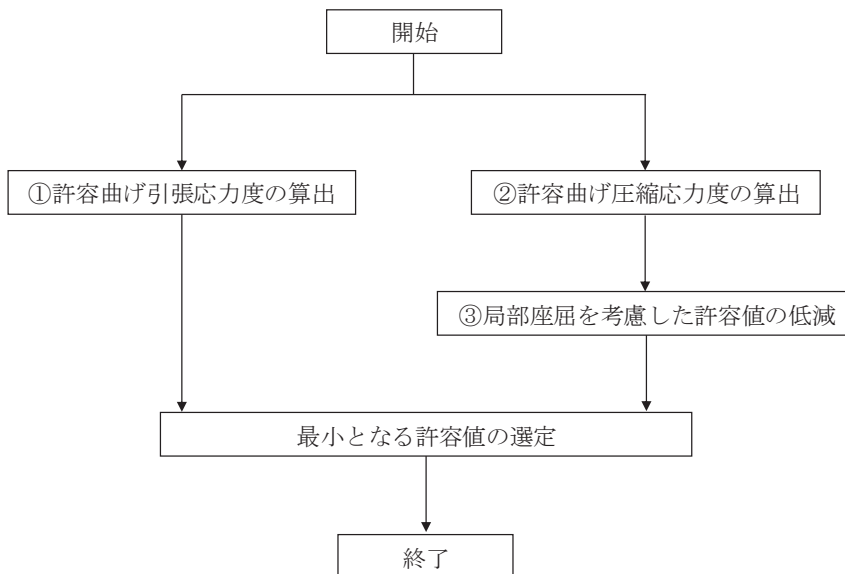


図 6.1-3 鋼板の許容限界算定フロー

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 6.1-4 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 6.1-4 鋼板の許容限界\_許容曲げ引張応力度

(N/mm<sup>2</sup>)

鋼種 鋼材の 板厚(mm)	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 6.1-5 に示す。なお、鋼板は地表面以深に設置されるため、地盤抵抗により圧縮フランジの固定点間距離  $l=0.0\text{m}$  となるため、許容曲げ圧縮応力



度は  $255\text{N/mm}^2$  となる。

表 6.1-5 許容曲げ圧縮応力度の算出 (板厚 40mm 以下, SM570 材)

( $\text{N/mm}^2$ )

$\frac{A_w}{A_c}$ 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 ( $\text{mm}^2$ ) = 鋼板のリブ  
 $A_c$  : 圧縮フランジの総断面積 ( $\text{mm}^2$ ) = 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

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, 断面の種類によって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 6.1-6 に示す。

表 6.1-6 局部座屈に対する許容曲げ圧縮応力度 (板厚 40mm 以下, SM570 材)

( $\text{N/mm}^2$ )

局部座屈に対する許容応力度	t の範囲
255	$\frac{b}{9.5} \leq t$
$23,000 \left( \frac{t}{b} \right)^2$	$\frac{b}{16} \leq t \leq \frac{b}{9.5}$

「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

(4) 評価方法

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6.1-4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、補強リブ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。

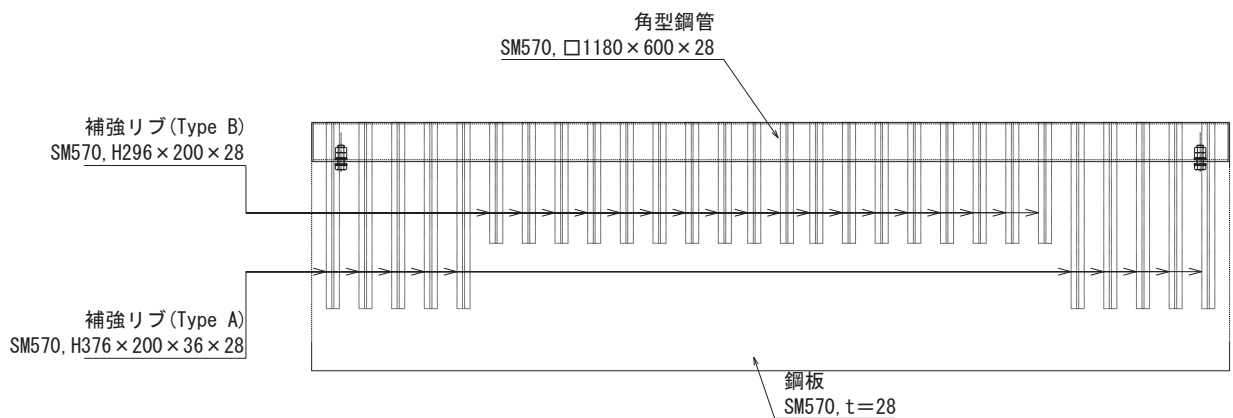


図 6.1-4 鋼板の構造図（正面図，断面図）

① 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用いて、図6.1-5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。

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、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、

$\sigma_1$  : 遮水鋼板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>)

$N_1$  : 遮水鋼板の軸力 (kN)

- $A_1$  : 遮水鋼板の有効断面積 (m<sup>2</sup>)
- $M_{Y1}$  : 遮水鋼板に発生するY軸周りの曲げモーメント (kN・m)
- $Z_{Y1}$  : 遮水鋼板のY軸周りの有効断面係数 (m<sup>3</sup>)
- $M_{Z1}$  : 遮水鋼板に発生するZ軸周りの曲げモーメント (kN・m)
- $Z_{Z1}$  : 遮水鋼板のZ軸周りの有効断面係数 (m<sup>3</sup>)

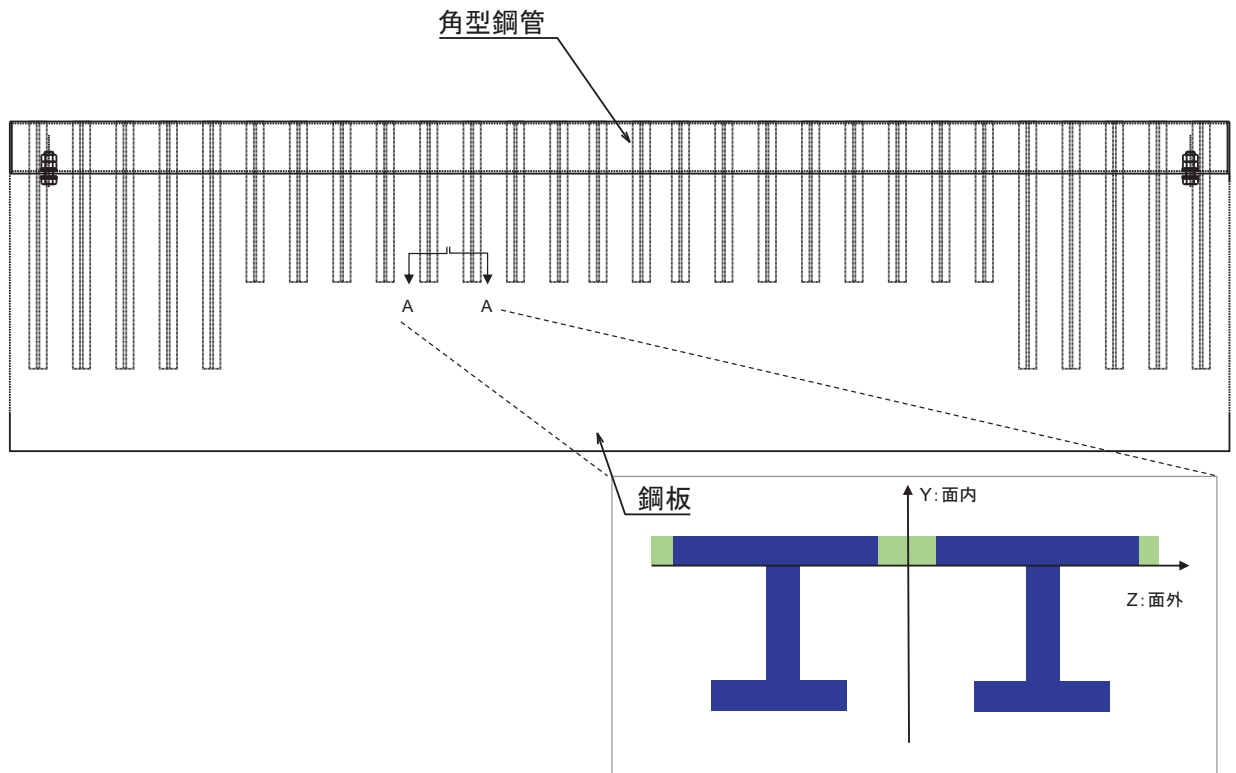


図 6.1-5 遮水鋼板形状

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 6.1-7 に示す。

表 6.1-7(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							
σ <sub>n</sub>	σ <sub>zu-rib</sub>	σ <sub>zu-panel</sub>	σ <sub>zl-panel</sub>	σ <sub>yl-panel</sub>	σ <sub>y-panel</sub>	σ <sub>mz④⑤⑥</sub>	σ <sub>yu-rib</sub>
(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> )
2.900	5.330	12.189	13.827	35.041	28.213	0.000	63.177

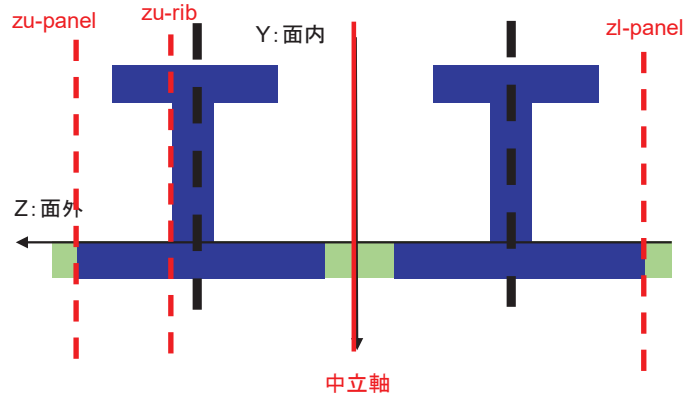
ここで、

$$\sigma_n = \frac{N}{A}$$

$$\sigma_{zu-rib} = \frac{M_Y}{Z_{zu-rib}}$$

$$\sigma_{zu-panel} = \frac{M_Y}{Z_{zu-panel}}$$

$$\sigma_{zl-panel} = \frac{M_Y}{Z_{zl-panel}}$$

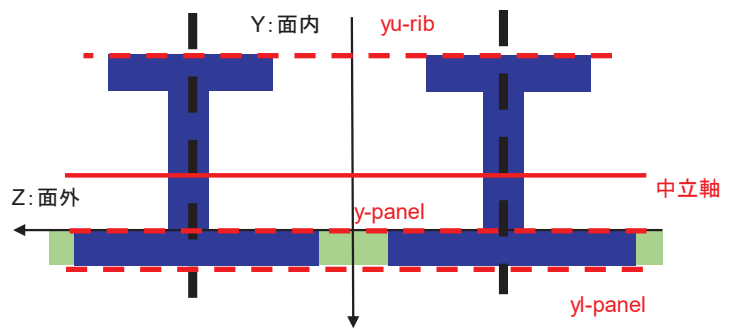


垂直応力度算出位置(面内方向)

$$\sigma_{yl-panel} = \frac{M_z}{Z_{yl-panel}}$$

$$\sigma_{y-panel} = \frac{M_z}{Z_{y-panel}}$$

$$\sigma_{yu-rib} = \frac{M_z}{Z_{yu-rib}}$$



垂直応力度算出位置(面外方向)

注記\* : Z<sub>①~③</sub>及び Z<sub>④~⑦</sub>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

表 6.1-7(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								
$\sigma_①$	$\sigma_②$	$\sigma_③$	$\sigma_④$	$\sigma_⑤$	$\sigma_⑥$	$\sigma_⑦$	$\sigma_⑧$	$\sigma_⑨$
(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> )	(N/mm <sup>2</sup> )
78.266	71.407	79.904	43.302	36.443	44.940	50.130	43.271	51.768

ここで,

→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。

$$\sigma_{①} = |\sigma_n| + |\sigma_{zu-panel}| + |\sigma_{yu-rib}|$$

$$\sigma_{②} = |\sigma_n| + |\sigma_{zu-rib}| + |\sigma_{yu-rib}|$$

$$\sigma_{③} = |\sigma_n| + |\sigma_{zl-panel}| + |\sigma_{yu-rib}|$$

$$\sigma_{④} = |\sigma_n| + |\sigma_{zu-panel}| + |\sigma_{y-panel}|$$

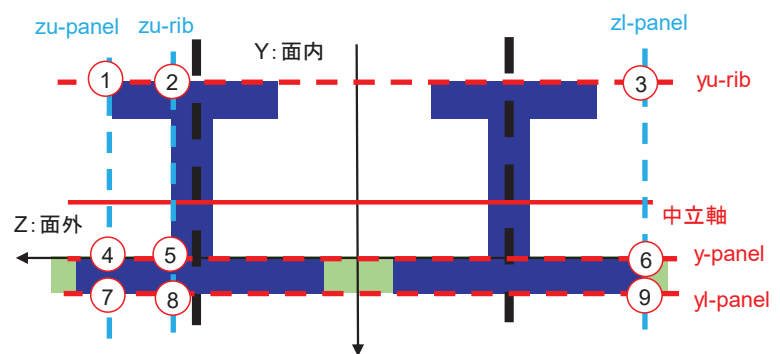
$$\sigma_{⑤} = |\sigma_n| + |\sigma_{z-rib}| + |\sigma_{y-panel}|$$

$$\sigma_{⑥} = |\sigma_n| + |\sigma_{zl-panel}| + |\sigma_{y-panel}|$$

$$\sigma_{⑦} = |\sigma_n| + |\sigma_{zu-panel}| + |\sigma_{yl-panel}|$$

$$\sigma_{⑧} = |\sigma_n| + |\sigma_{zu-rib}| + |\sigma_{yl-panel}|$$

$$\sigma_{⑨} = |\sigma_n| + |\sigma_{z-panel}| + |\sigma_{yl-panel}|$$



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。

$$\tau_1 = \frac{S_{Z1}}{A_1} \dots \dots \dots (3.2)$$

ここで、

$\tau_1$  : 遮水鋼板のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_{Z1}$  : 遮水鋼板に発生するせん断力 (N)

$A_1$  : 遮水鋼板 (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)

## 6.2 接続ボルト

### (1) 構造概要

接続ボルトは、角型鋼管と鋼製ブラケット間を固定するものである。接続ボルトの構造図を図 6.2-1 に示す。

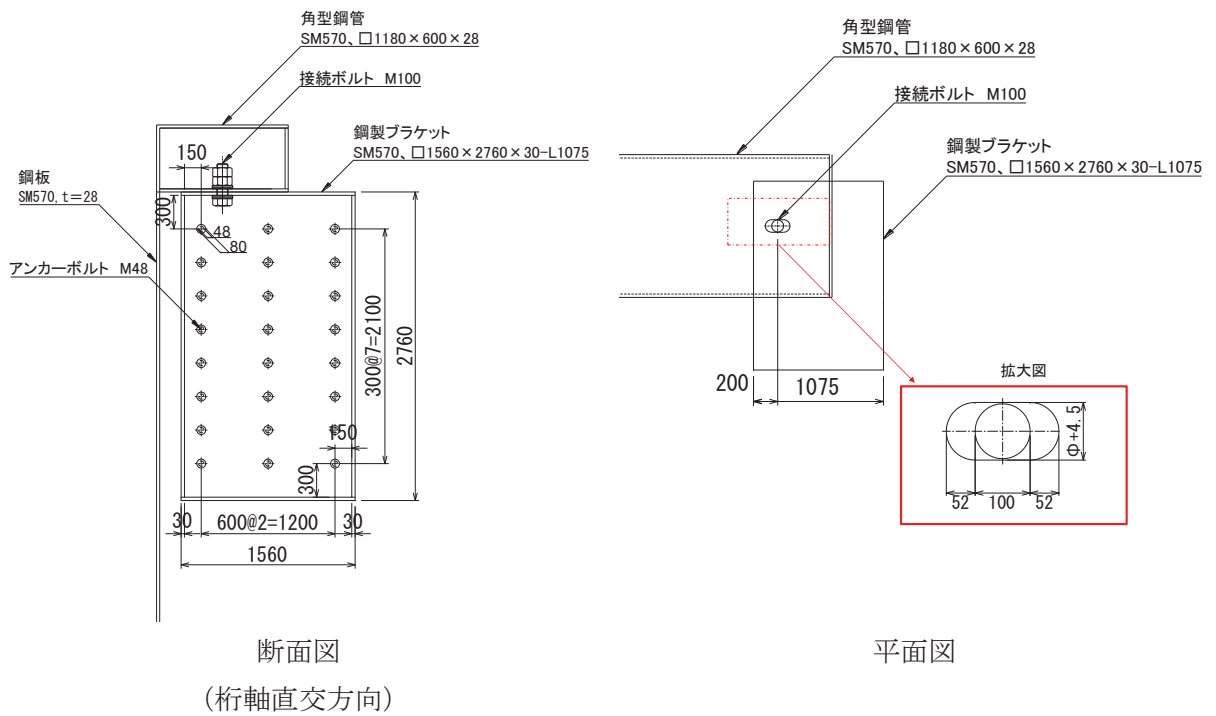


図 6.2-1 接続ボルトの構造図

### (2) 使用材料及び物性値

接続ボルトの使用材料を表 6.2-1 に示す。

表 6.2-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
接続ボルト	強度区分 10.9	M100

### (3) 許容限界

接続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 6.2-2 に示す短期許容応力度とする。

表 6.2-2 接続ボルトの許容限界

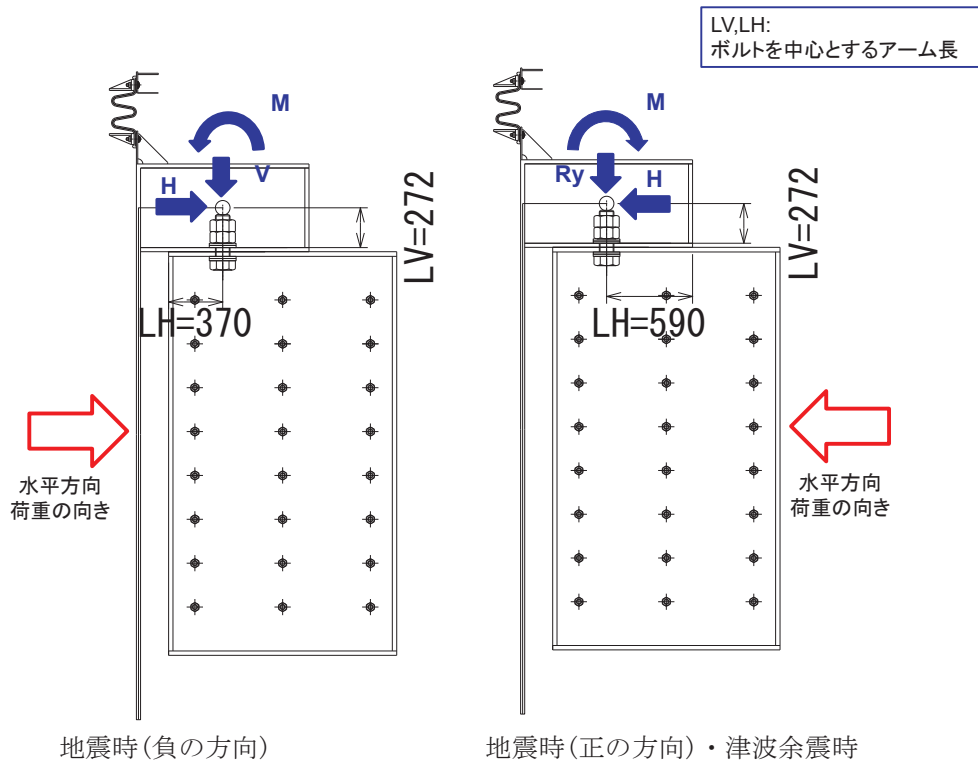
強度区分	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
10.9	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	470	705
	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	270	405

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。

(4) 評価方法

接続ボルトの評価は，接続ボルトに発生する引張力，せん断力が，許容限界以下となることを確認する。接続ボルトの引張力，せん断力の算出式を図6.2-2に示す。





$$P = V_m - V_H + V$$

$$V_m = \frac{M}{L_H}$$

$$V_H = \frac{H \times L_v}{L_H}$$

ここに,

- P : 接続ボルトに作用する引張力(N)
- S : 接続ボルトに作用するせん断力(N)
- V : 接続ボルトに作用する鉛直荷重 (N)
- H : 接続ボルトに作用する水平荷重 (N)
- M : 接続ボルトに作用する回転荷重 (N・m)
- $V_m$  : 回転荷重によって生じる引張力(N)
- $V_H$  : 水平荷重によって生じる押し込み力(N)
- $L_H$  : 水平方向のアーム長(m)
- $L_v$  : 鉛直方向のアーム長(m)

図 6.2-2 接続ボルトの発生力算定方法

### 6.3 鋼製ブラケット

#### (1) 構造概要

鋼製ブラケットの構造概要を図 6.3-1 に示す。

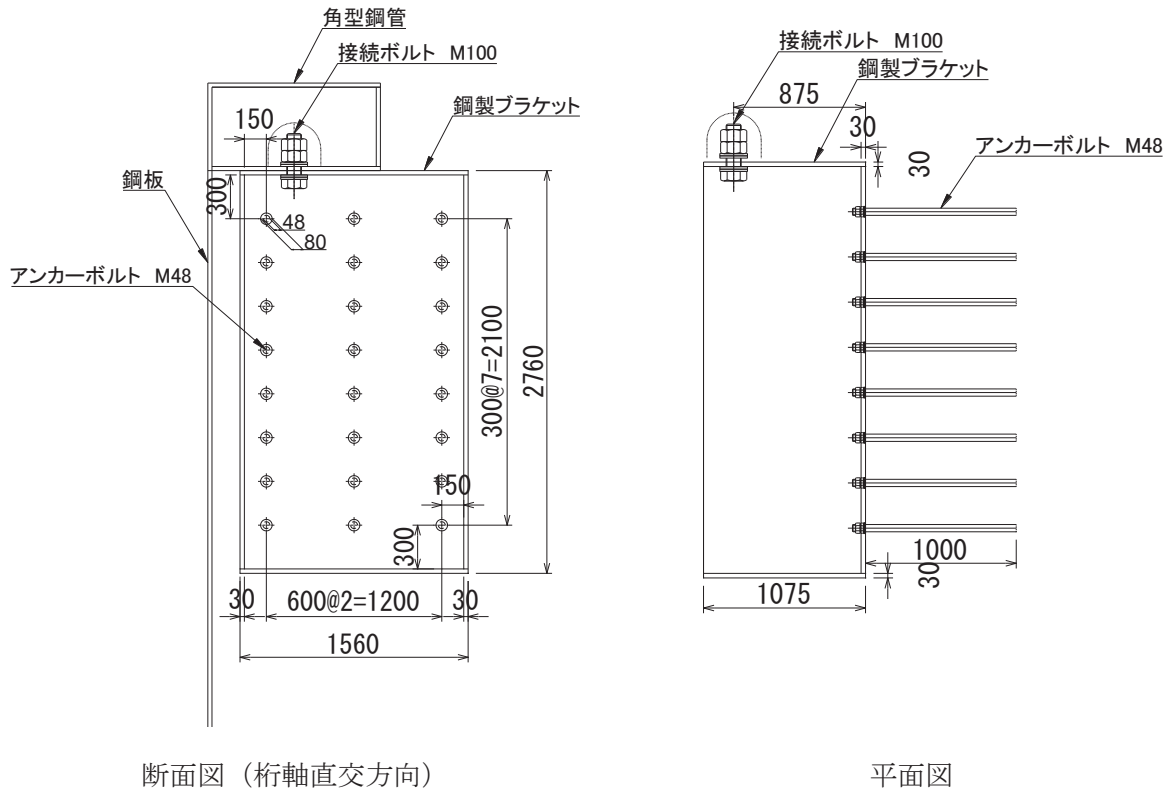


図 6.3-1 鋼製ブラケットの構造図

#### (2) 使用材料及び物性値

鋼製ブラケットの使用材料を表 6.3-1 に示す。

表 6.3-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
鋼製ブラケット	SM570	PL30mm

#### (3) 許容限界

鋼製ブラケットの許容限界は、「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 6.3-2 に示す短期許容応力度とする。

表 6.3-2 鋼製ブラケットの許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* <sup>2</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
	SM570	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}^{*1}$	255
許容せん断応力度 $\tau_{sa}$		145	217

(4) 評価方法

鋼製ブラケットの作用荷重として 3.3.2 節で算出した接続ボルトに発生する力を用いる。鋼製ブラケットに作用する荷重図を図 6.3-2 に示す。

鋼製ブラケットは接続ボルトに発生する荷重を入力荷重とするフーチングに固定された片持ち梁として、図 6.3-3 に示すようにモデル化し、発生断面力を算定する。算定した断面力を用い、鋼製ブラケットが補強リブと側面プレートによって構成される断面として、図 6.3-4 に示す応力度照査により応力度を算出する。

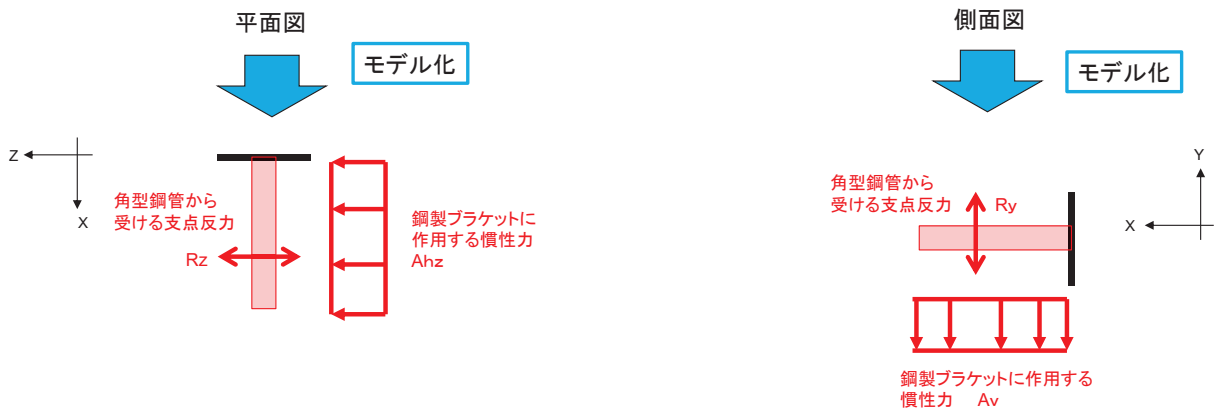
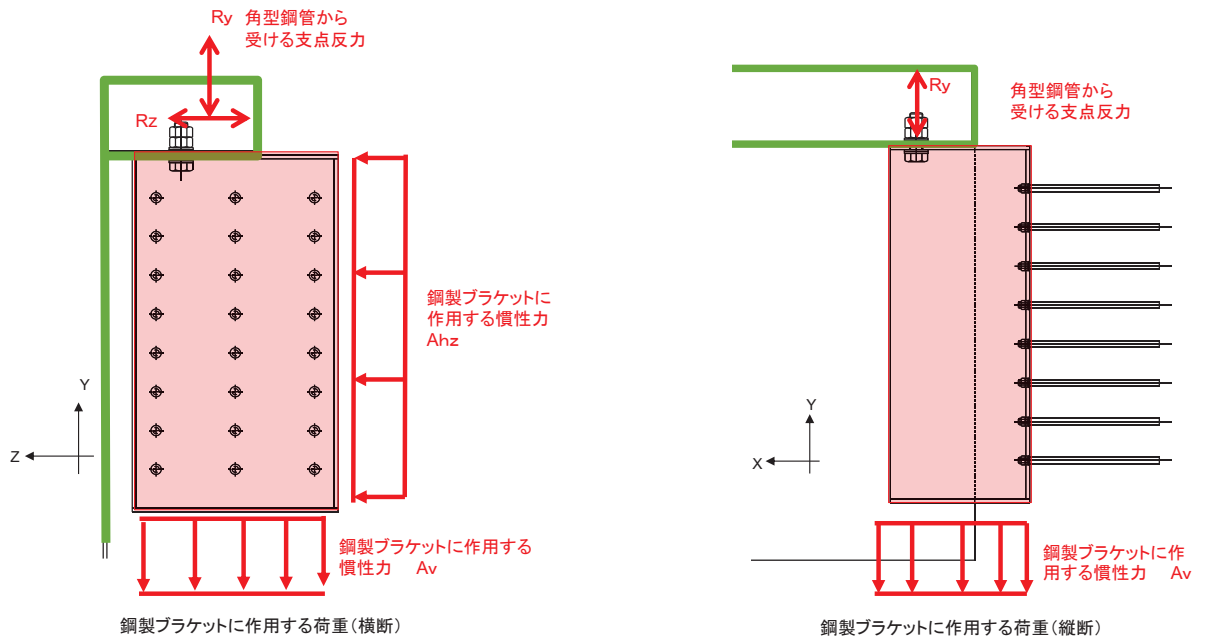


図 6.3-3 鋼製ブラケット 荷重図及び計算モデル概要

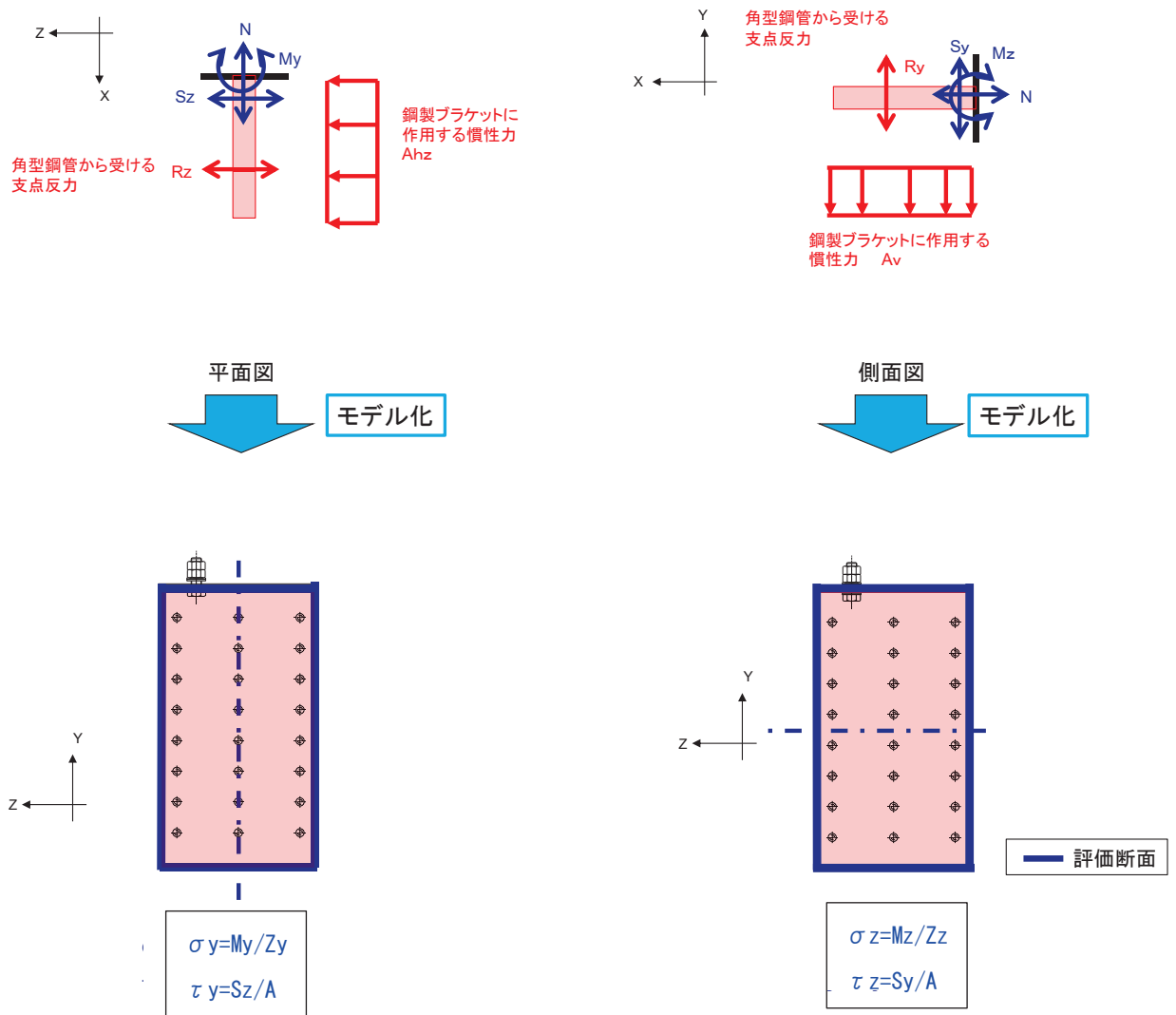


図 6.3-4 鋼製ブラケット 発生応力度算出概要図

上記によって算出した各応力度を以下のように足し合わせ、評価用応力度とする。なお、  
 応力度は保守的な評価となるように絶対値で足し合わせる。

$$\sigma = \frac{N_x}{A} \pm \frac{M_y}{Z_y} \pm \frac{M_z}{Z_z}$$

## 6.4 アンカーボルト

### (1) 構造概要

アンカーボルトの構造概要を図 6.4-1 に示す。

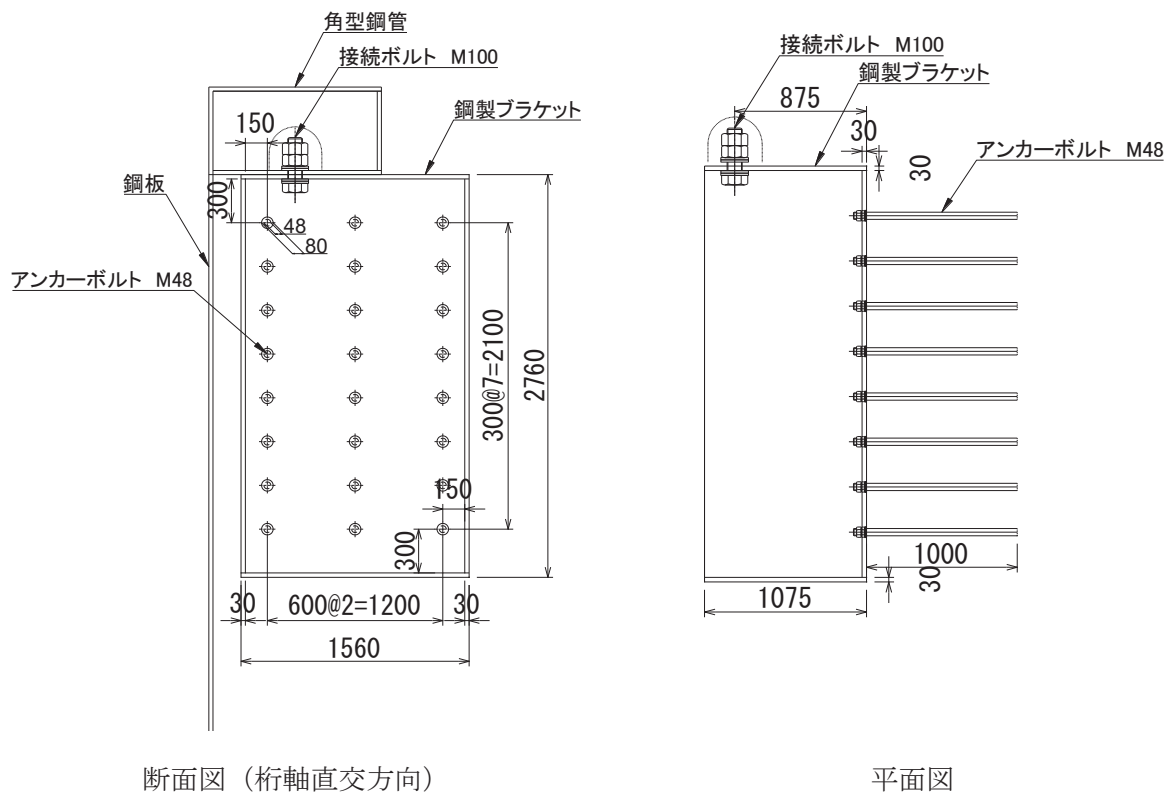


図 6.4-1 アンカーボルトの構造概要

### (2) 使用材料

アンカーボルトの使用材料を表 6.4-1 に示す。

表 6.4-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
アンカーボルト	SNR490B	頭付きアンカーボルト (M48)

### (3) 許容限界

アンカーボルトの許容荷重は「各種合成構造設計指針・同解説」における頭付きアンカーボルトの短期荷重時として算定する。

アンカーボルトの許容応力算出結果を表 6.4-2 に示す。

表 6.4-2 許容限界算出結果

評価部位	許容荷重		
	引張*1, 2 (N)	せん断*1, 3 (N)	合成応力*1 (-)
アンカーボルト	$4.33 \times 10^5$	$3.03 \times 10^5$	1.0
コンクリートの コーン状破壊	$8.09 \times 10^5$	$1.25 \times 10^6$	—

(アンカーボルトの許容限界の算出方法)

アンカーボルトの許容引張力は以下の式により算出する。

$$P_{a1} = \phi_1 \times s\sigma_{pa} \times s_c a$$

$$P_{a2} = \phi_2 \times c\sigma_t \times A_c$$

$$c\sigma_t = 0.31\sqrt{F_c}$$

$$P_a = \text{Min}(P_{a1}, P_{a2})$$

ここで、

$p_{a1}$  : アンカーボルト 1 本当たりの降伏に対する許容引張力  
( kN)

$p_{a2}$  : アンカーボルト 1 本当たりのコーン状破壊に対する許容引張力  
( kN)

$p_a$  : 許容引張力 ( kN)

$\phi_1$  : 低減係数(短期荷重時)

$\phi_2$  : 低減係数(短期荷重時)

$s\sigma_{pa}$  : アンカーボルトの引張強度( $s\sigma_{pa} = s\sigma_y$ ) ( N/mm<sup>2</sup>)

$s\sigma_y$  : アンカーボルトの規格降伏点強度(SNR490B) ( N/mm<sup>2</sup>)

$s_c a$  : アンカーボルトの断面積 M48 ( mm<sup>2</sup>)

$c\sigma_t$  : コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度  
( N/mm<sup>2</sup>)

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

$A_c$  : アンカーボルトのコーン状破壊面の有効水平投影面積  
( mm<sup>2</sup>)

アンカーボルトの許容せん断力は以下の式で算出する。

$$q_{a1} = \phi_1 \times s\sigma_{qa} \times sc a$$

$$q_{a2} = \phi_2 \times c\sigma_{qa} \times sc a$$

$$q_{a3} = \phi_2 \times c\sigma_t \times A_{qc}$$

$$q_a = \text{Min} (q_{a1}, q_{a2}, q_{a3})$$

$$s\sigma_{qa} = 0.7 \times s\sigma_y$$

$$c\sigma_{qa} = 0.5 \sqrt{F_c \times E_c}$$

$$E_c = 3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_c}{60}\right)^{\frac{1}{3}}$$

$$c\sigma_t = 0.31 \sqrt{F_c}$$

$$A_{qc} = 0.5 \times \pi \times c^2$$

ここで、

$q_{a1}$  : アンカーボルト 1 本当たりのせん断強度に対する許容せん断力 (kN)

$q_{a2}$  : 定着したコンクリート躯体の支圧強度に対する許容せん断力 (kN)

$q_{a3}$  : 定着したコンクリート躯体のコーン破壊に対する許容せん断力 (kN)

$q_a$  : 許容せん断力 (kN)

$\phi_1$  : 低減係数(短期荷重時)

$\phi_2$  : 低減係数(短期荷重時)

$s\sigma_{qa}$  : アンカーボルトのせん断強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$s\sigma_y$  : アンカーボルトの規格降伏点強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$sc a$  : アンカーボルトの断面積 (mm<sup>2</sup>)

$c\sigma_{qa}$  : コンクリートの支圧強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$c\sigma_t$  : コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

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

$E_c$  : コンクリートのヤング係数

$A_{qc}$  : せん断方向の側面におけるコーン状破壊面積の有効投影面積



(4) 評価方法

アンカーボルトは「各種合成構造設計指針・同解説」に従い、アンカーボルトに発生する引張力、せん断力及びアンカーボルトの付着力、コンクリートのコーン状破壊が、許容限界以下となることを確認する。アンカーボルトに生じる引抜力は鋼製ブラケットに角型鋼から荷重を受けることによって発生する断面力を用いて最外縁のアンカーボルトに生じる荷重を算出する。アンカーボルトのモデル図及び応力算定式を図6.4-5に示す。

$$T_x = T_{x1} + T_{x2}$$

$$S = \sqrt{(S_y^2 + S_z^2)}$$

$$s = S / n$$

$$\kappa = \left( \frac{T_x}{P_a} \right)^2 + \left( \frac{s}{Q_a} \right)^2$$

ここに、

$T_x$  : 最外縁のアンカーボルトに作用する引抜力

$T_{x1}$  : Z軸周りのモーメント  $M_z$  によって生じる引抜力

$$T_{x1} = \sigma_{sz} \cdot A_n$$

$A_n$  : アンカーボルト 1 本あたりの断面積

$\sigma_{sz}$  : 最外縁に生じる引張応力度

$T_{x2}$  : Y軸周りのモーメントによって生じる引抜力

$$T_{x2} = \sigma_{sy} \cdot A_n$$

$A_n$  : アンカーボルト 1 本あたりの断面積

$\sigma_{sy}$  : 最外縁に生じる引張応力度

$S$  : アンカーボルトに作用するせん断力

$S_y$  : Y軸方向に作用するせん断力

$S_z$  : Z軸方向に作用するせん断力

$s$  : アンカーボルト 1 本あたり作用するせん断力

$n$  : 本数

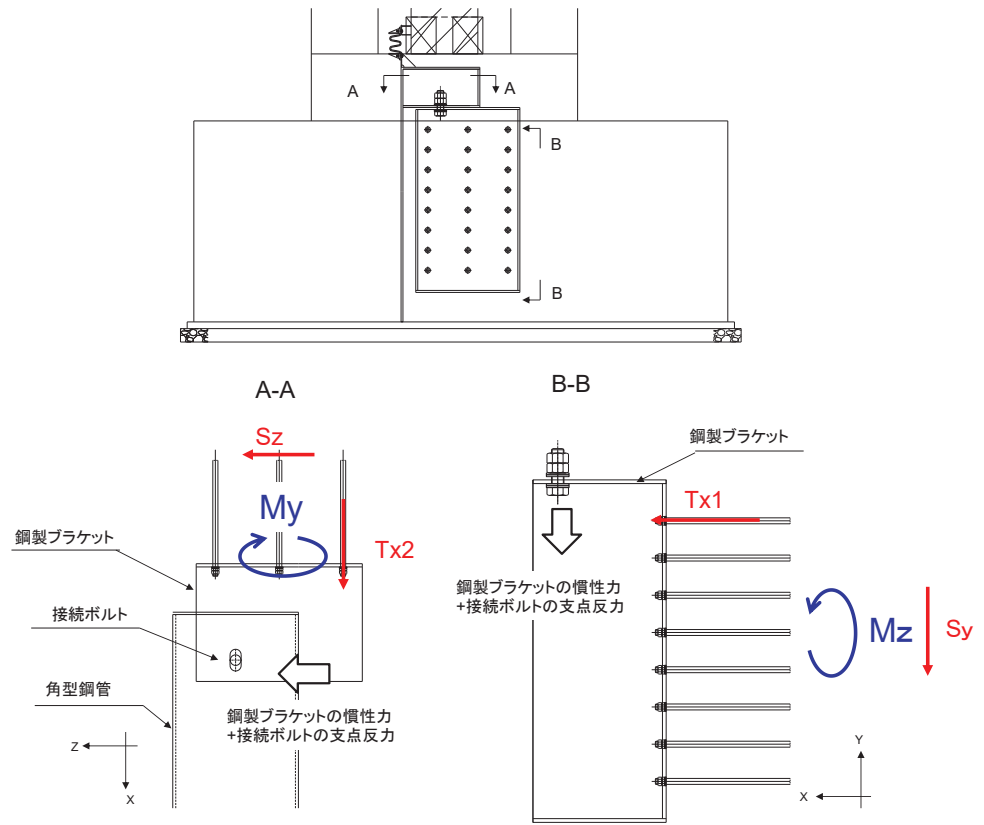


図 6.4-5 アンカーボルトの構造概要及び応力算定式

## 7. 評価結果

### 7.1 評価結果

鋼矢板を構成する各部位（鋼板，角型鋼管，接続ボルト，鋼製ブラケット，アンカーボルト）についての評価結果を表7.1-1及び表7.1-2に示す。発生応力が許容応力以下であることから，構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 7.1-1(1) 評価結果 (地震時 正方向)

評価部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
鋼板	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	140	382	0.37
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	4	217	0.02
	合成応力度	0.14	1.2	0.12
接続ボルト	引張力 (N)	$5.51 \times 10^5$	$4.92 \times 10^6$	0.12
	せん断力 (N)	$4.70 \times 10^5$	$2.83 \times 10^6$	0.17
	合成力	0.05	1.0	0.05
ブラケット	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	8	382	0.03
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	5	217	0.03
	合成応力度	0.01	1.2	0.01
アンカーボルト	引張力 (N)	$6.50 \times 10^4$	$4.33 \times 10^5$	0.16
	せん断力 (N)	$3.20 \times 10^4$	$3.03 \times 10^5$	0.11
	合成力	0.04	1.0	0.04
アンカーボルト (コンクリートのコーン状破壊)	引張力 (N)	$6.50 \times 10^4$	$8.09 \times 10^5$	0.09
	せん断力 (N)	$3.20 \times 10^4$	$1.25 \times 10^6$	0.03

表 7.1-1(2) 評価結果 (地震時 負方向)

評価部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
鋼板	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	144	382	0.38
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	4	217	0.02
	合成応力度	0.15	1.2	0.13
接続ボルト	引張力 (N)	$1.95 \times 10^6$	$4.92 \times 10^6$	0.40
	せん断力 (N)	$4.37 \times 10^5$	$2.83 \times 10^6$	0.16
	合成力	0.19	1.0	0.19
ブラケット	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	7	382	0.02
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	9	217	0.05
	合成応力度	0.01	1.2	0.01
アンカーボルト	引張力 (N)	$5.90 \times 10^4$	$4.33 \times 10^5$	0.14
	せん断力 (N)	$2.90 \times 10^4$	$3.03 \times 10^5$	0.10
	合成力	0.03	1.0	0.03
アンカーボルト (コンクリートのコーン状破壊)	引張力 (N)	$5.90 \times 10^4$	$8.09 \times 10^5$	0.08
	せん断力 (N)	$2.90 \times 10^4$	$1.25 \times 10^6$	0.03

表 7-2(1) 評価結果 (重畳時)

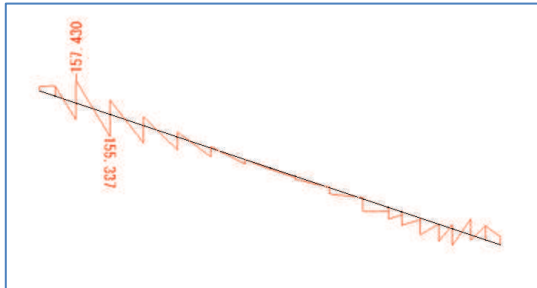
評価部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
鋼板	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	244	382	0.64
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	20	217	0.10
	合成応力度	0.42	1.2	0.35
接続ボルト	引張力 (N)	$1.51 \times 10^6$	$4.92 \times 10^6$	0.31
	せん断力 (N)	$8.59 \times 10^5$	$2.83 \times 10^6$	0.31
	合成力	0.19	1.0	0.19
ブラケット	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	11	382	0.03
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	14	217	0.07
	合成応力度	0.01	1.2	0.01
アンカーボルト	引張力 (N)	$9.40 \times 10^4$	$4.33 \times 10^5$	0.22
	せん断力 (N)	$4.50 \times 10^4$	$3.03 \times 10^5$	0.15
	合成力	0.07	1.0	0.7
アンカーボルト (コンクリートのコーン状破壊)	引張力 (N)	$9.40 \times 10^4$	$8.09 \times 10^5$	0.12
	せん断力 (N)	$4.50 \times 10^4$	$1.25 \times 10^6$	0.04

表 7.1-2(2) 評価結果（重畳時，負の周面摩擦力の影響を考慮）

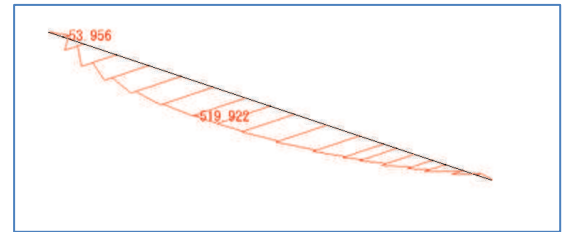
評価部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
鋼板	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	322	382	0.85
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	41	217	0.19
	合成応力度	0.75	1.2	0.63
接続ボルト	引張力 (N)	$1.93 \times 10^6$	$4.92 \times 10^6$	0.40
	せん断力 (N)	$8.61 \times 10^5$	$2.83 \times 10^6$	0.31
	合成力	0.25	1.0	0.25
ブラケット	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	29	382	0.08
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	34	217	0.16
	合成応力度	0.04	1.2	0.04
アンカーボルト	引張力 (N)	$2.68 \times 10^5$	$4.33 \times 10^5$	0.62
	せん断力 (N)	$1.86 \times 10^5$	$3.03 \times 10^5$	0.62
	合成力	0.76	1.0	0.76
アンカーボルト (コンクリートのコーン状破壊)	引張力 (N)	$2.68 \times 10^5$	$8.09 \times 10^5$	0.34
	せん断力 (N)	$1.86 \times 10^5$	$1.25 \times 10^6$	0.15

## 7.2 断面力分布

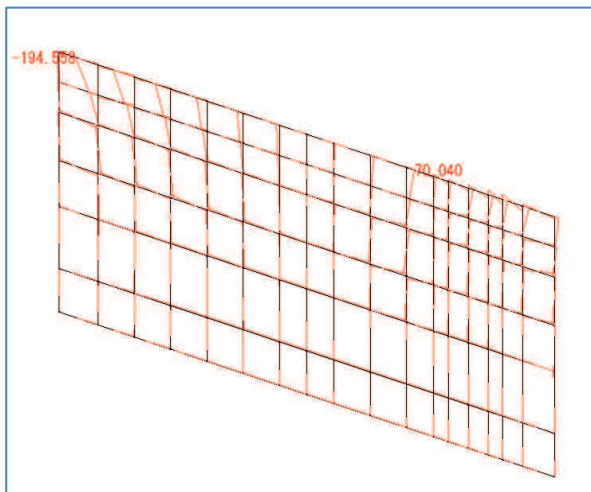
評価部位における断面力図及びアンカーボルトの照査に係る反力図を図 7.2-1～図 7.2-4 に示す



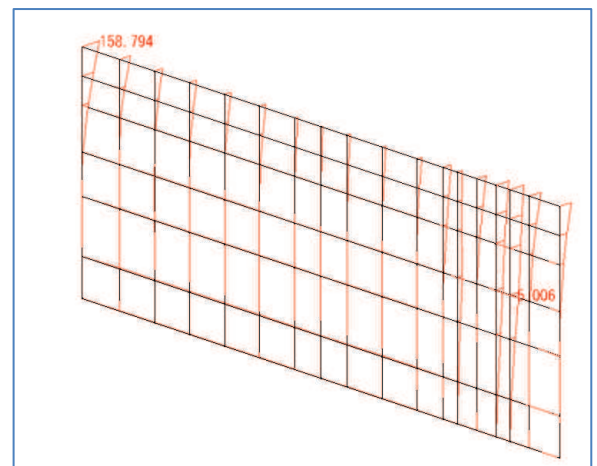
M図(面内) 角型鋼管



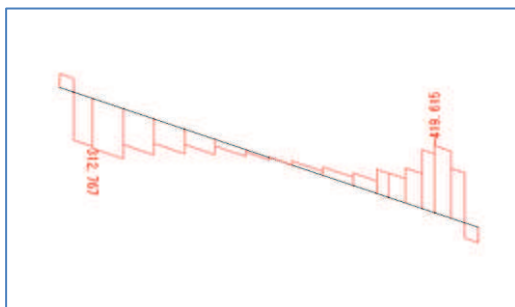
M図(面外) 角型鋼管



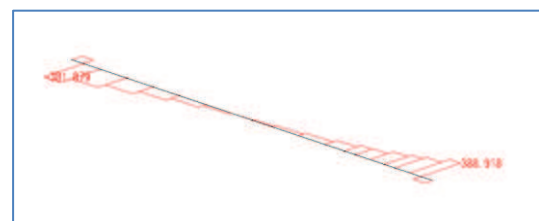
M図(面内) 鋼板



M図(面外) 鋼板



S図(面内) 角型鋼管



S図(面外) 角型鋼管

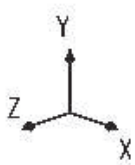
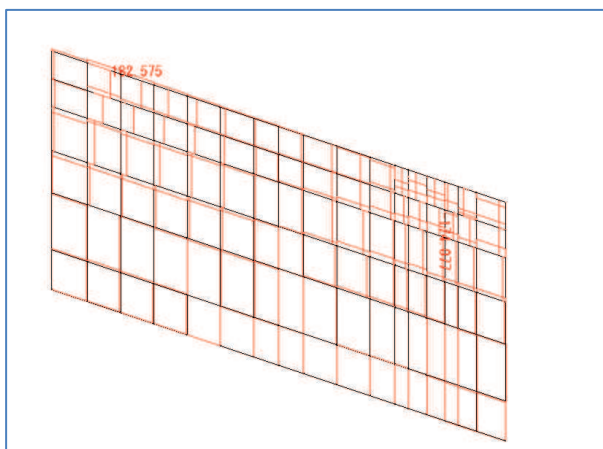
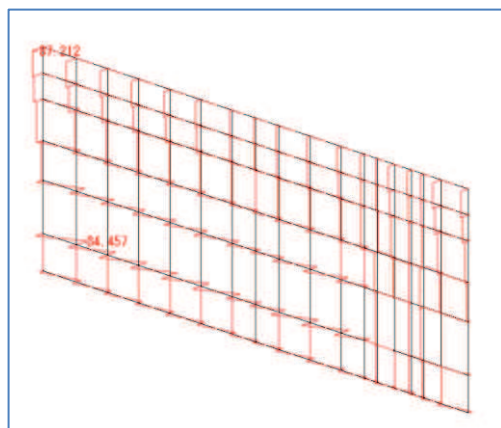


図 7.2-1(1) 断面力図 (地震時 正の方向)

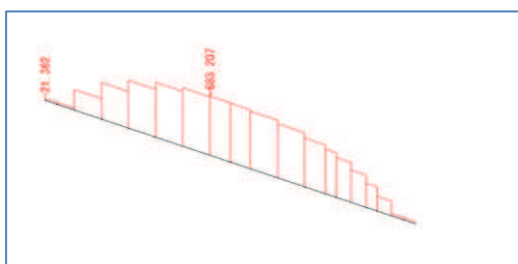




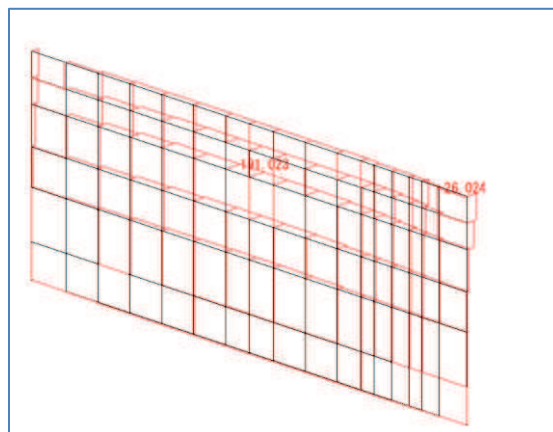
S 図(面内) 鋼板



S 図(面外) 鋼板



N 図(面内) 鋼板



N 図(面外) 鋼板

図 7.2-1(2) 断面力図 (地震時 正の方向)

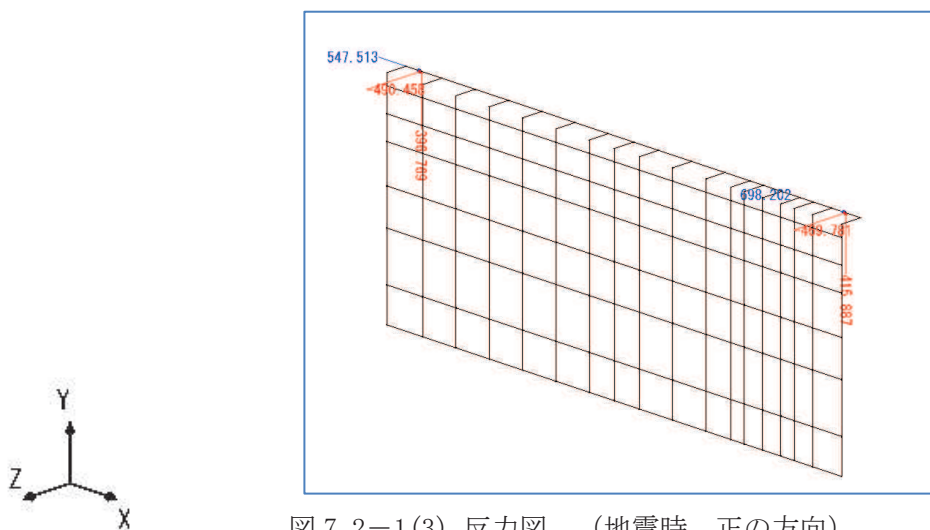


図 7.2-1(3) 反力図 (地震時 正の方向)

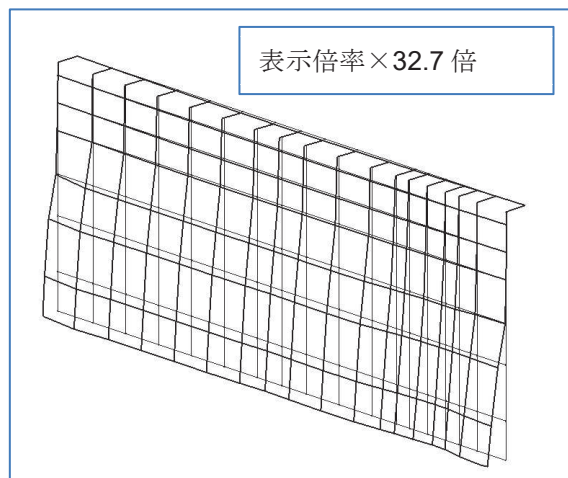
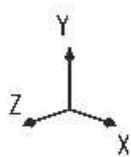
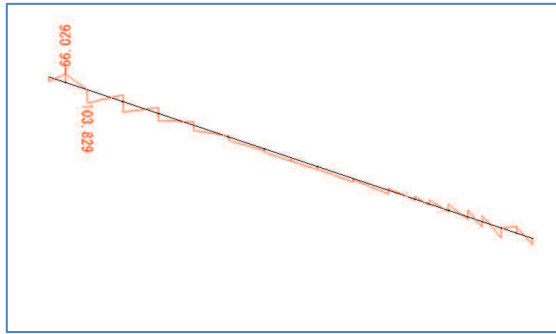
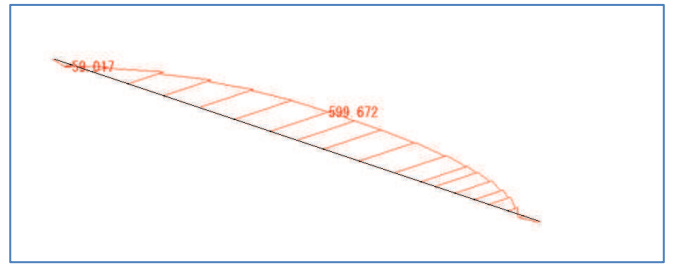


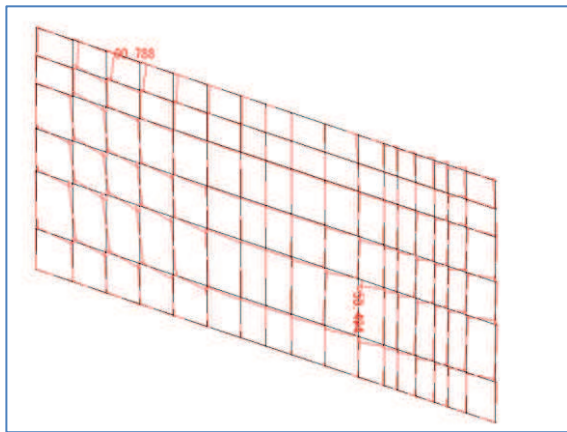
図 7.2-1(4) 変形図 (地震時 正の方向)



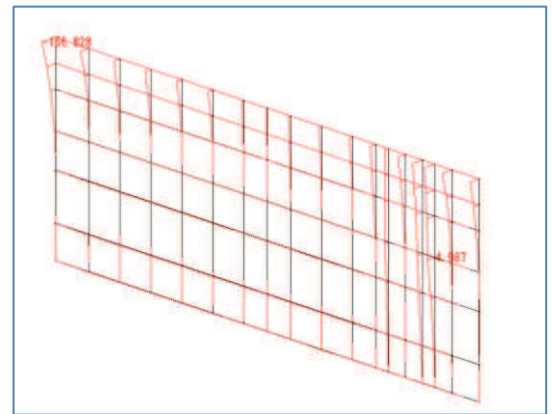
M 図(面内) 角型鋼管



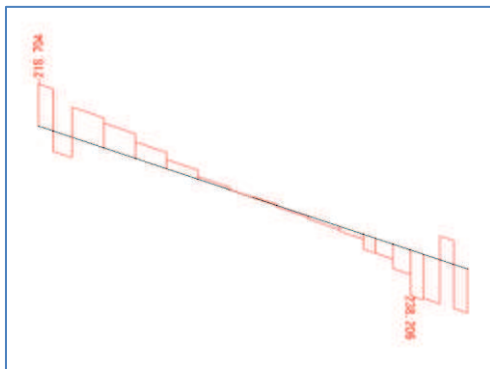
M 図(面外) 角型鋼管



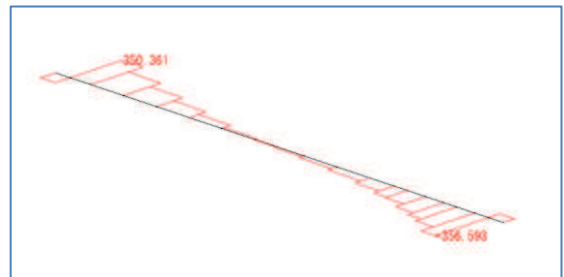
M 図(面内) 鋼板



M 図(面外) 鋼板



S 図(面内) 角型鋼管



S 図(面外) 角型鋼管

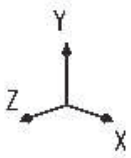
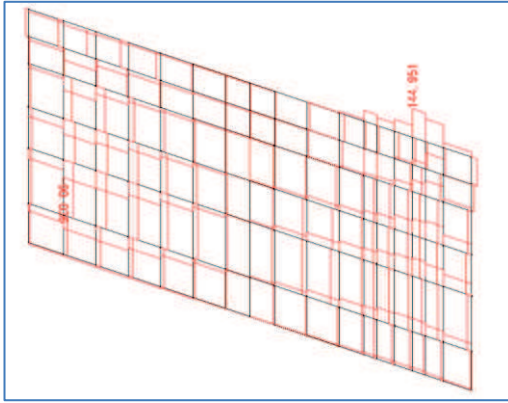
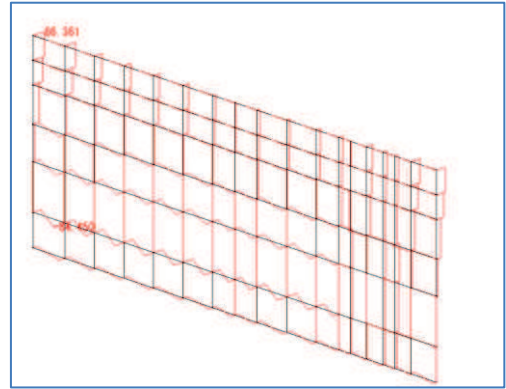


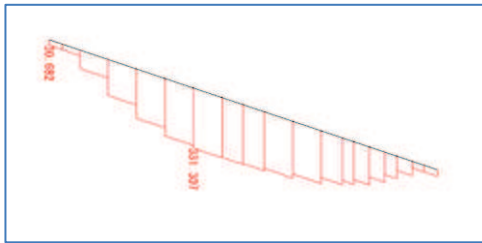
図 7.2-2(1) 断面力図 (地震時 負の方向)



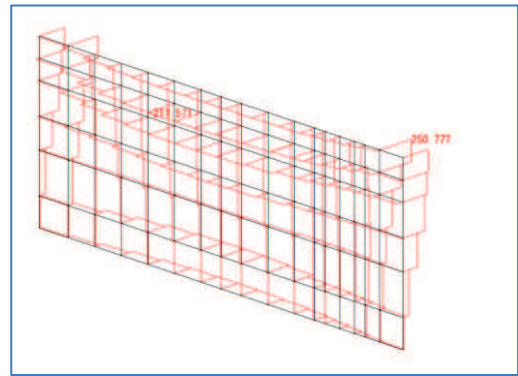
S 図(面内) 鋼板



S 図(面外) 鋼板



N 図 角型鋼管



N 図 鋼板

図 7.2-2(2) 断面力図 (地震時 負の方向)

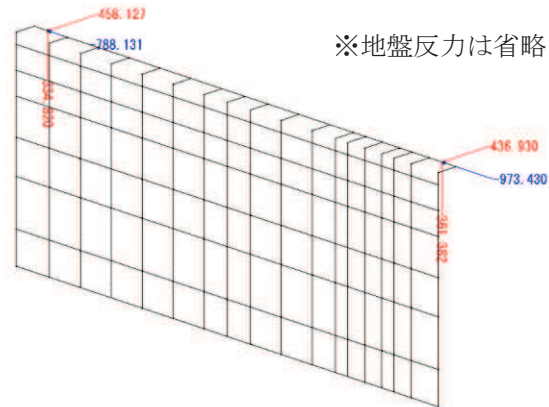
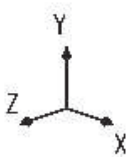


図 7.2-2(3) 反力図 (地震時 負の方向)



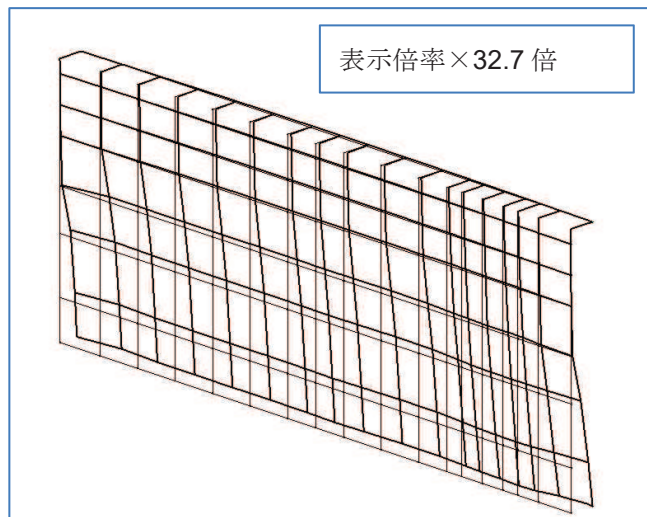
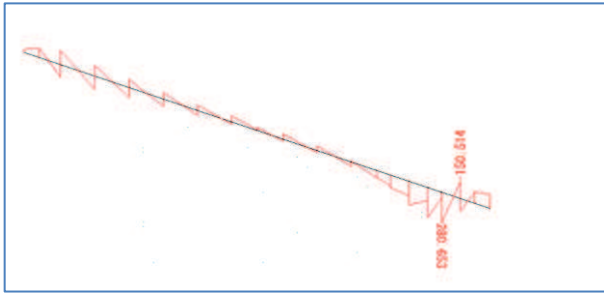
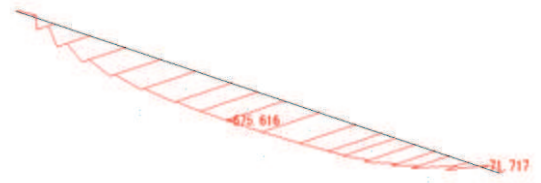


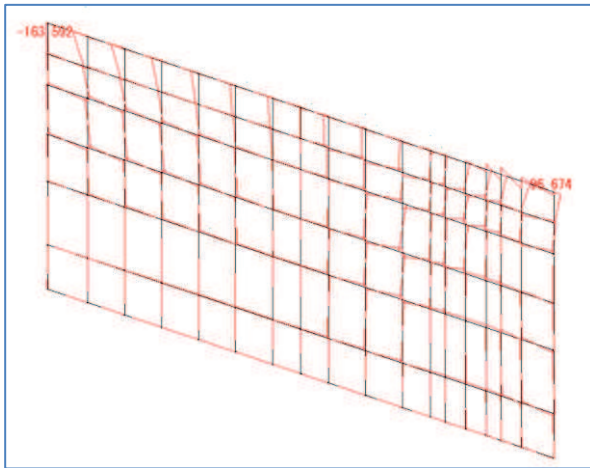
図 7.2-2(4) 変形図 (地震時 正の方向)



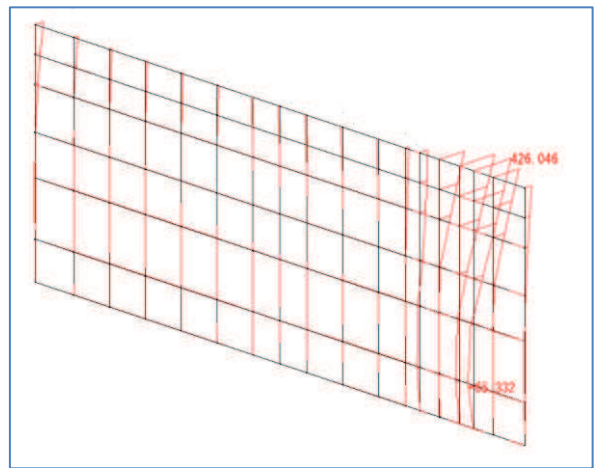
M 图(面内) 角型鋼管



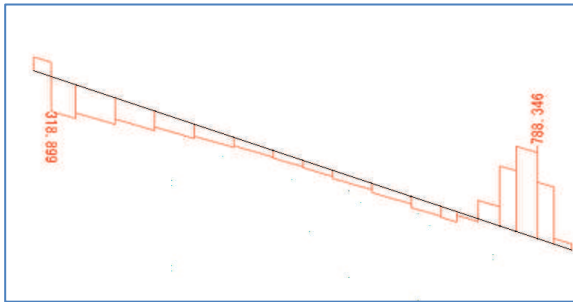
M 图(面外) 角型鋼管



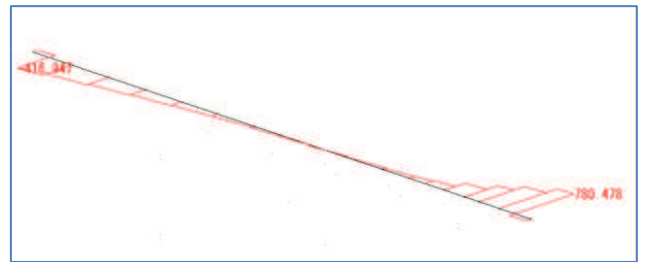
M 图(面内) 鋼板



M 图(面外) 鋼板



S 图(面内) 角型鋼管



S 图(面外) 角型鋼管

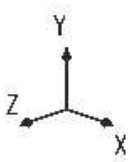
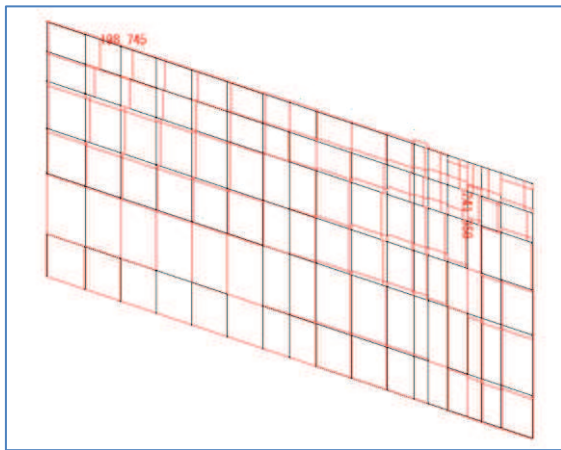
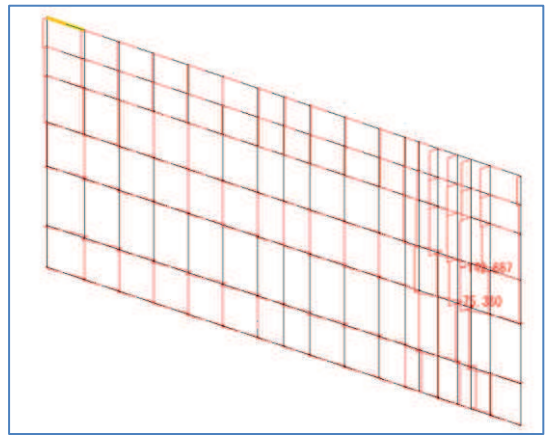


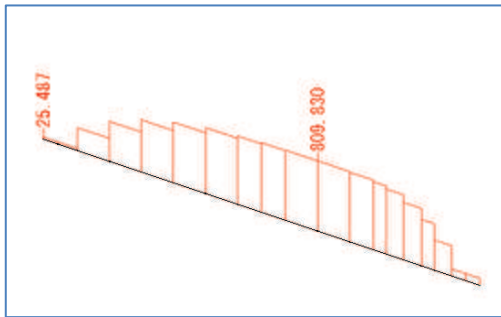
图 7.2-3(1) 断面力图 (重叠时)



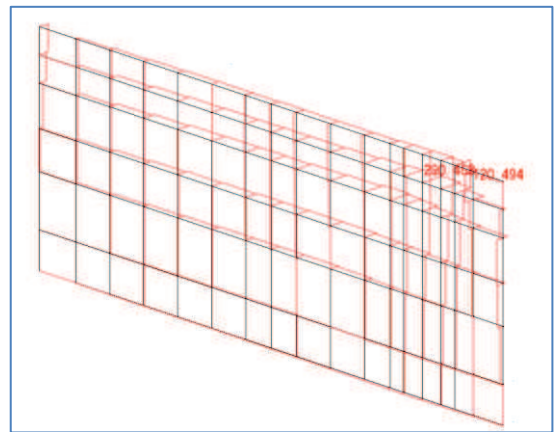
S 図(面内) 鋼板



S 図(面外) 鋼板



N 図 角型鋼管



N 図 鋼板

图 7.2-3(2) 断面力图 (重叠時)

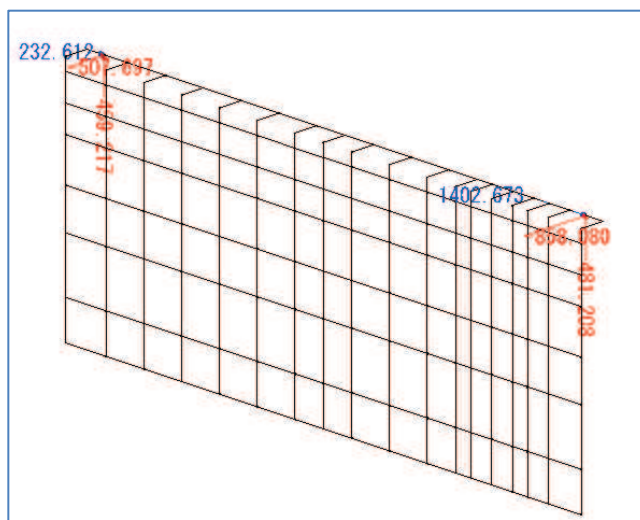
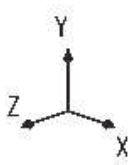


图 7.2-3(3) 反力图 (重叠時)

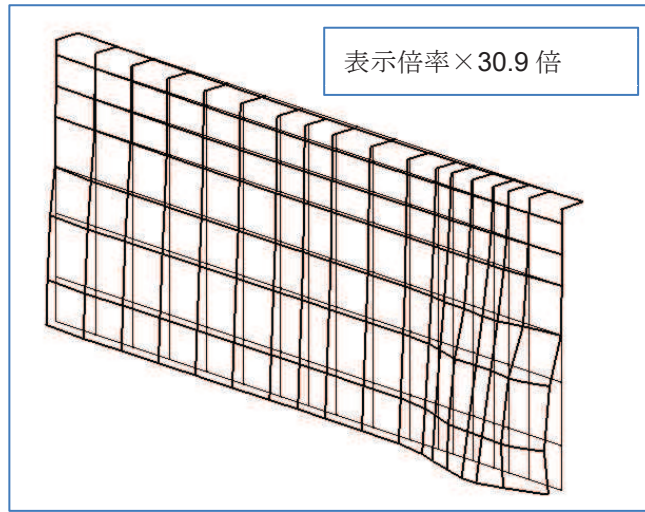
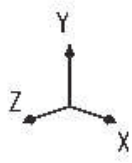
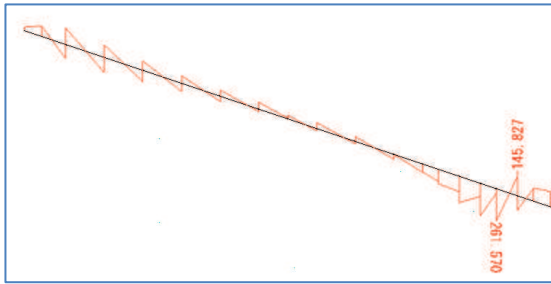
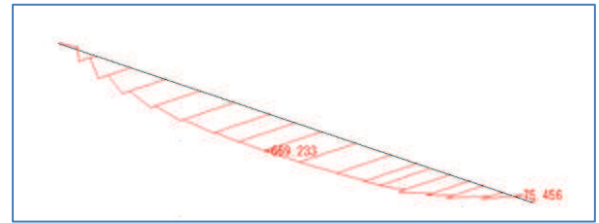


图 7.2-3(4) 变形图 (重叠时)

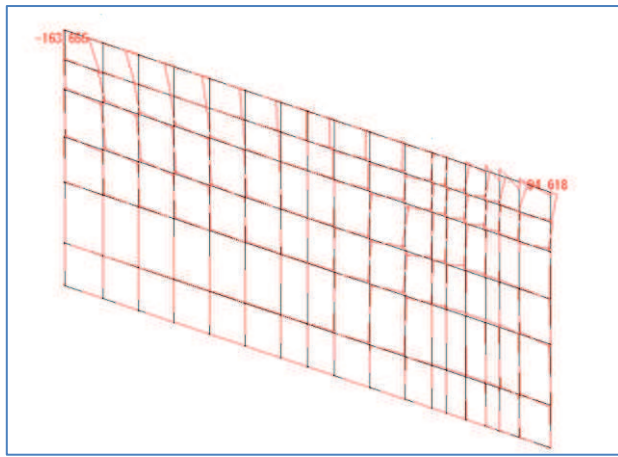




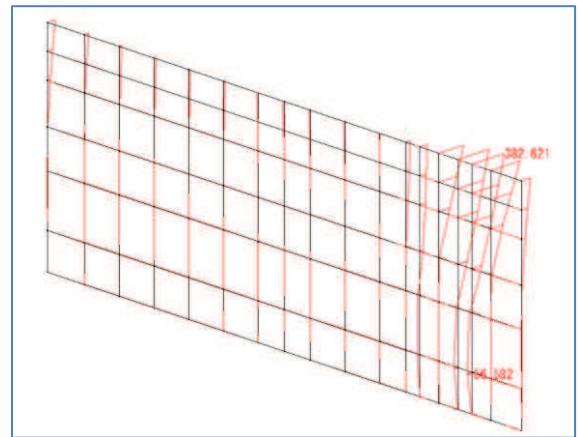
M図(面内) 角型鋼管



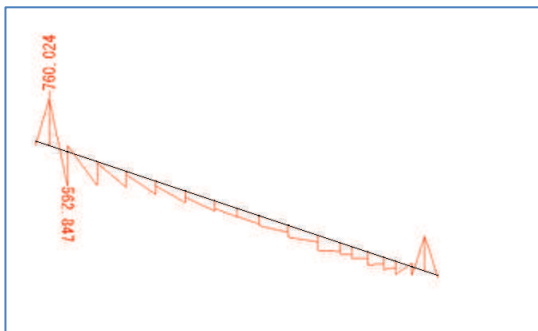
M図(面外) 角型鋼管



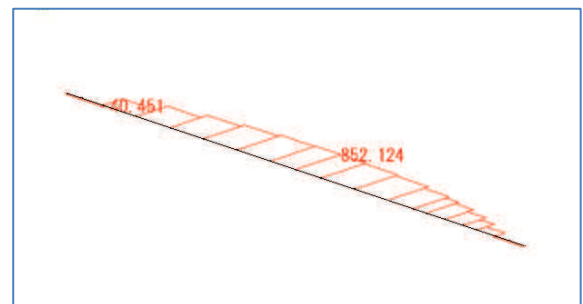
M図(面内) 鋼板



M図(面外) 鋼板



M図(面内) 角型鋼管(負の周面摩擦力)



M図(面外) 角型鋼管(負の周面摩擦力)

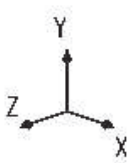
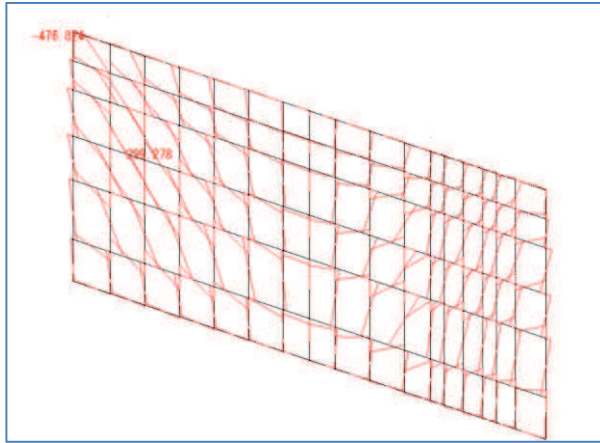
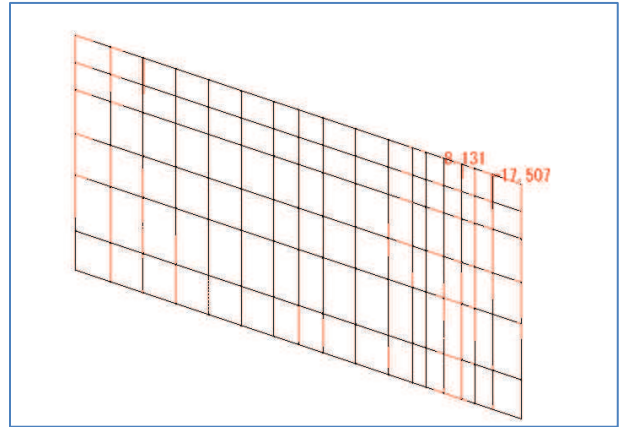


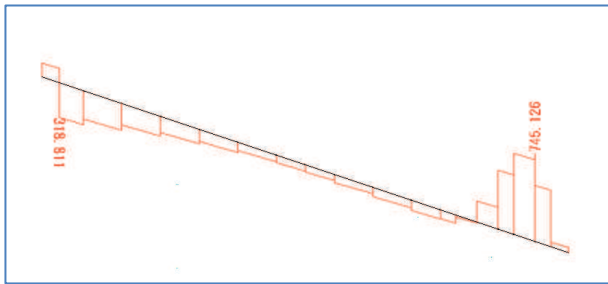
図 7.2-4(1) 断面力図 (重畳時、負の周面摩擦力の影響を考慮)



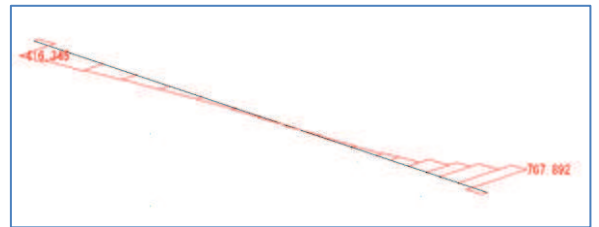
M 図(面内) 鋼板(負の周面摩擦力)



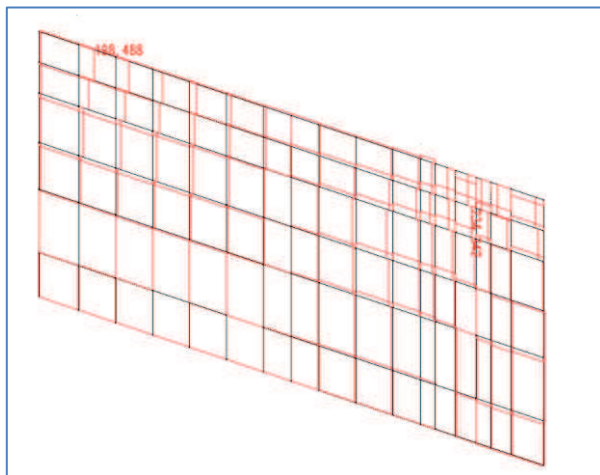
M 図(面外) 鋼板(負の周面摩擦力)



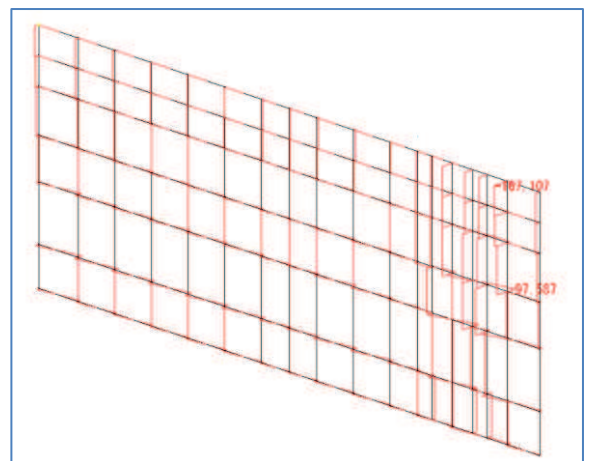
S 図(面内) 角型鋼管



S 図(面外) 角型鋼管



S 図(面内) 鋼板



S 図(面外) 鋼板

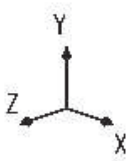
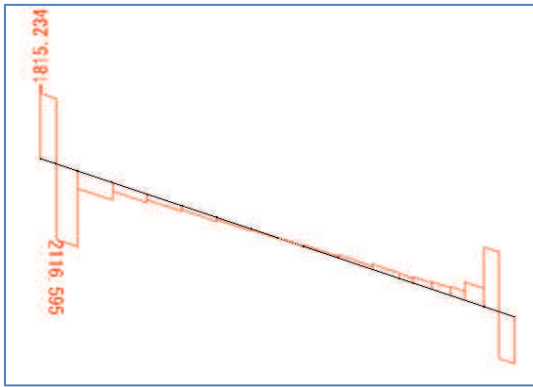
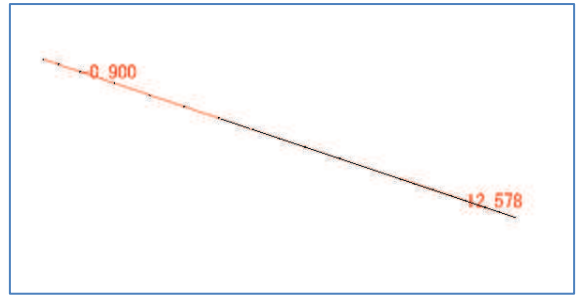


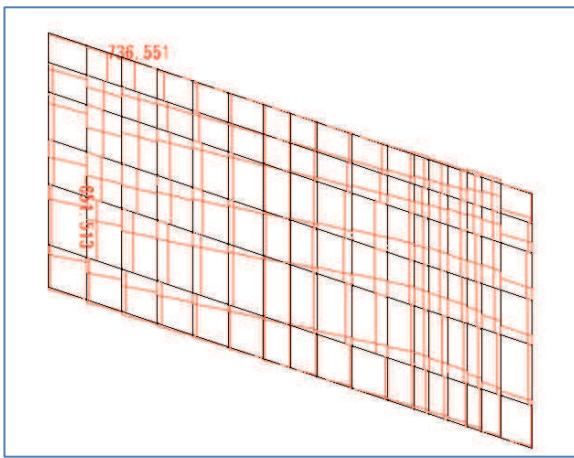
図 7.2-4(2) 断面力図 (重畳時、負の周面摩擦力の影響を考慮)



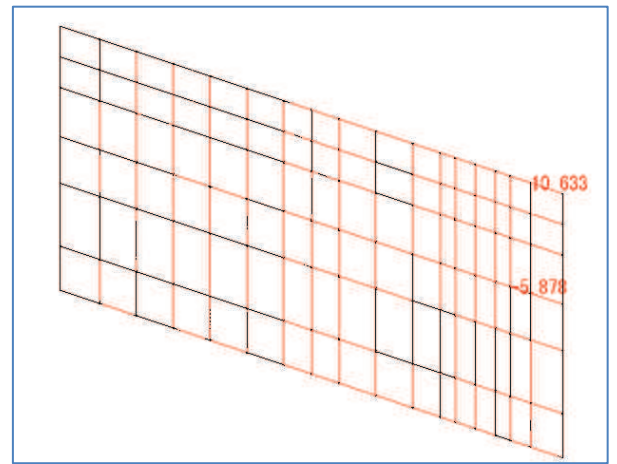
S 図(面内) 角型鋼管(負の周面摩擦力)



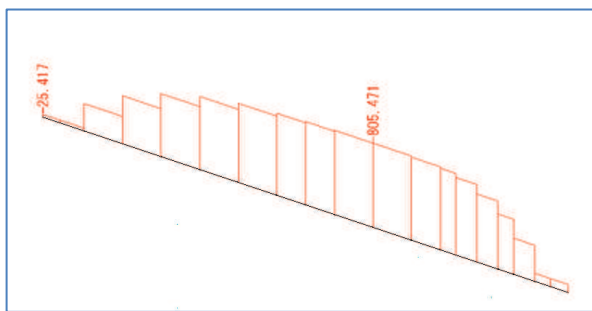
S 図(面外) 角型鋼管(負の周面摩擦力)



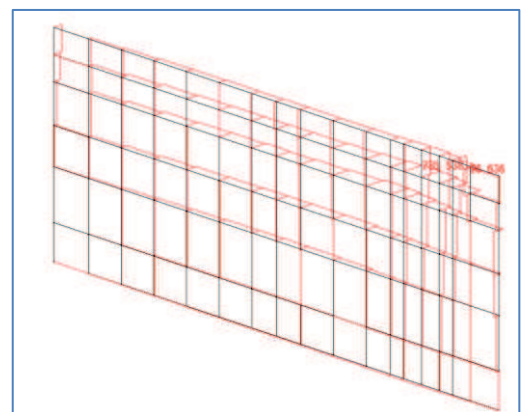
S 図(面内) 角型鋼管(負の周面摩擦力)



S 図(面外) 角型鋼管(負の周面摩擦力)



N 図 角型鋼管



N 図 鋼板

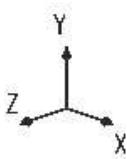
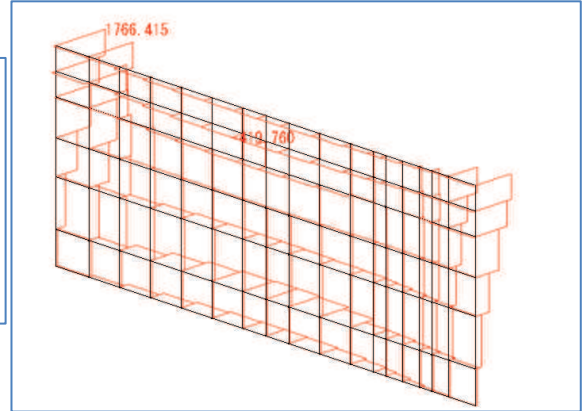
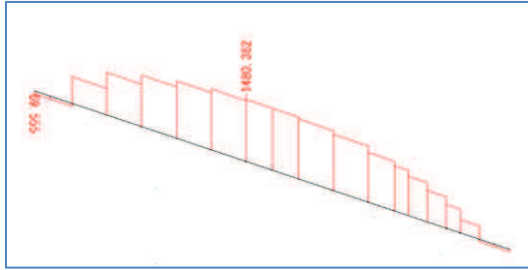


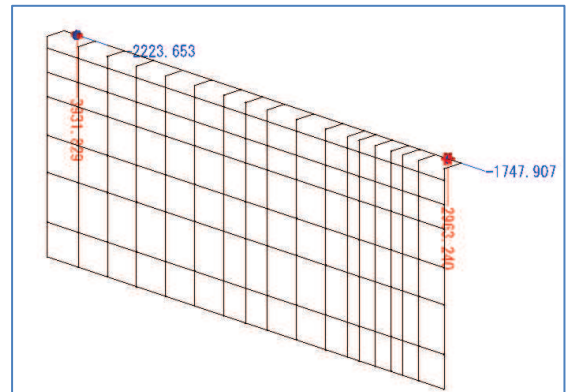
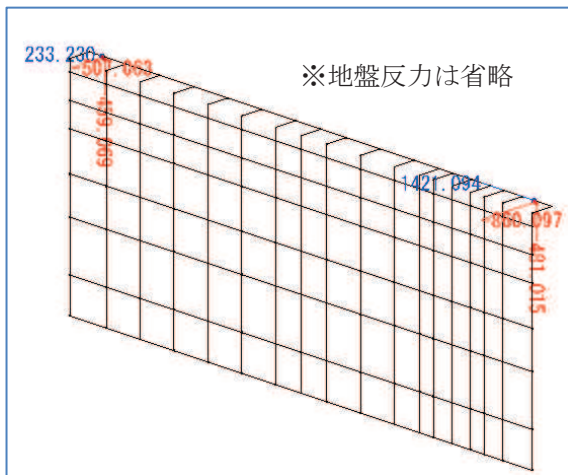
図 7.2-4(3) 断面力図 (重畳時、負の周面摩擦力の影響を考慮)



N 図 角型鋼管(ゆすり込み沈下)

N 図 鋼板(負の周面摩擦力)

図 7.2-4(4) 断面力図 (重畳時、負の周面摩擦力の影響を考慮)



(重畳時)

(負の周面摩擦力)

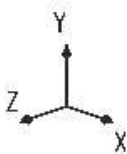
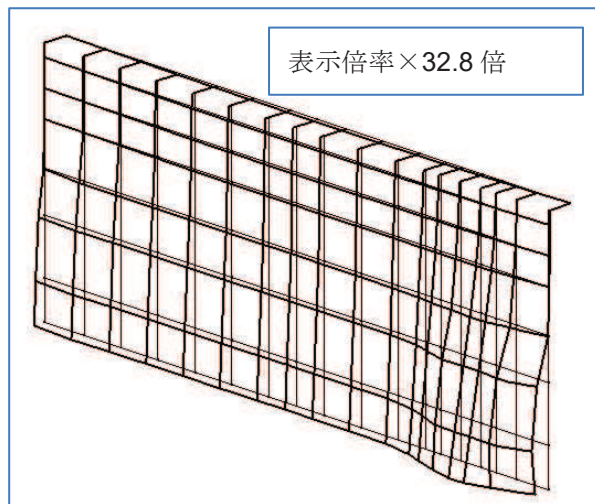
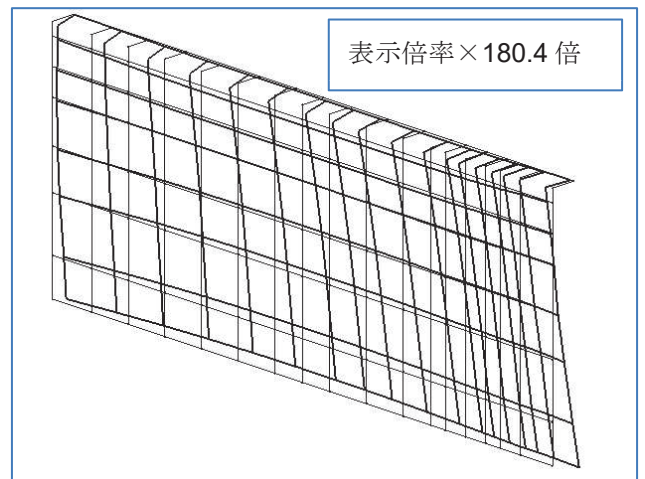


図 7.2-4(5) 反力図 (重畳時、負の周面摩擦力の影響を考慮)



(重畳時)



(負の周面摩擦力)

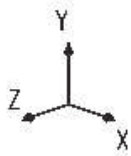


図 7.2-4(6) 変形図 (重畳時、負の周面摩擦力の影響を考慮)

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

6.3.12 防潮堤取り合い部の耐震・強度に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 評価方針	6
3. 評価対象	7
4. 固有周期の計算	8
4.1 解析モデル	8
4.2 固有周期の計算結果	10
5. 荷重及び荷重の組合せ	21
6. 評価方法及び材料諸元	30
6.1 RC 壁	30
6.2 鋼板	35
6.3 アンカーボルト	42
7. 評価結果	53
7.1 評価結果	53
7.2 断面力図等	57

## 1. 概要

杭基礎構造防潮壁の防潮堤との取り合い部については、防潮堤背面補強工から張り出した鉄筋コンクリート壁（以下、RC壁という。）に鋼板を取り付け、防潮壁との間に止水ジョイントを取り付けることで、止水性を確保する。

本書では、防潮堤背面補強工から張り出した RC 壁及び鋼板の構造強度について示す。防潮堤との取り合い部の位置を図 1-1 に、構造概要を図 1-2 に、構造図を図 1-3～図 1-5 に示す。

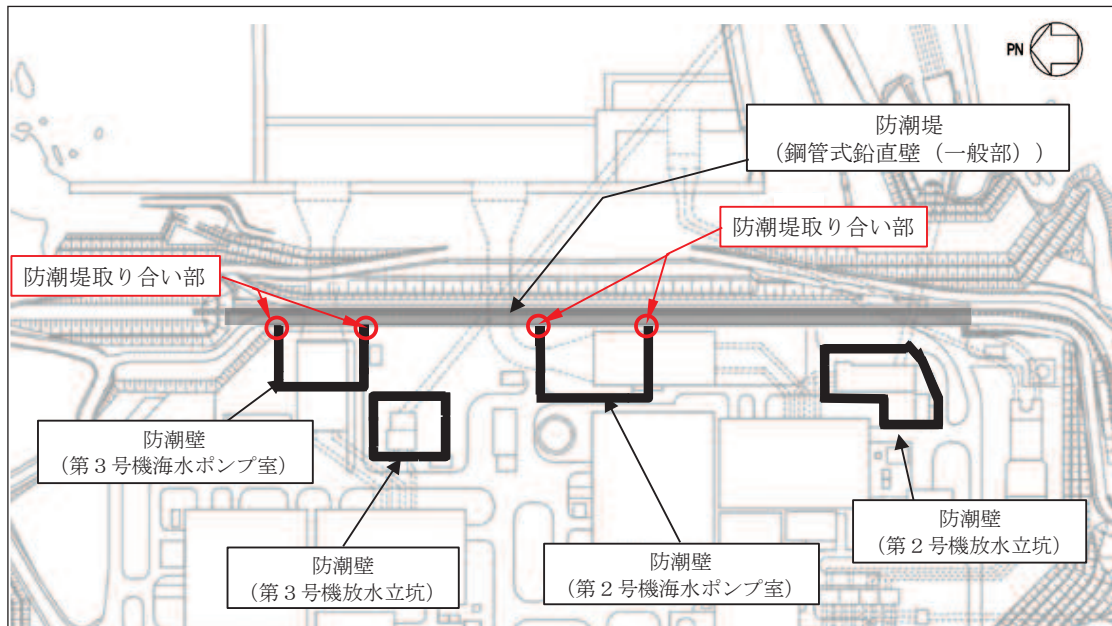


図 1-1 防潮堤取り合い部の配置図

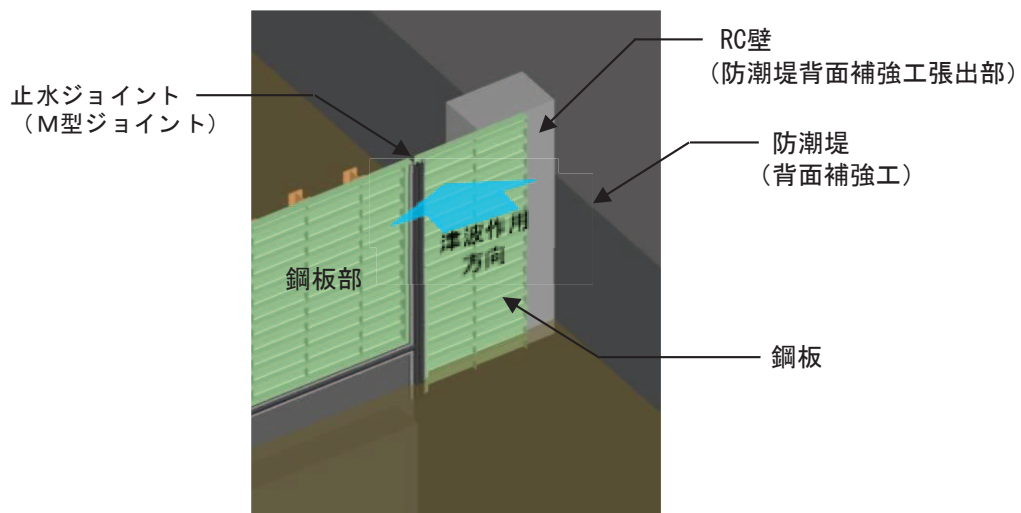
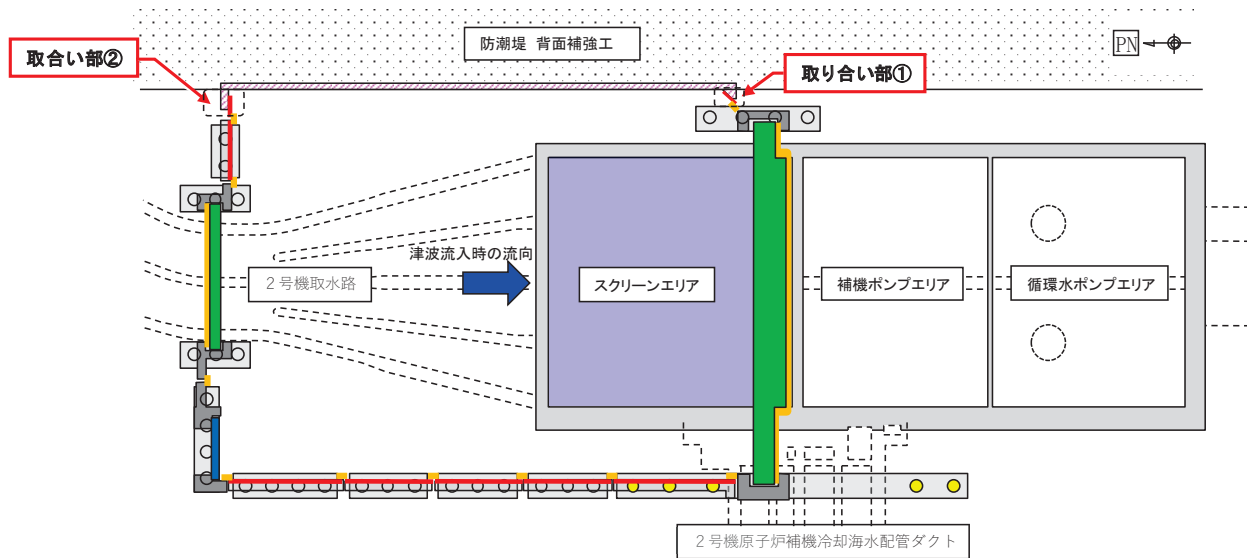
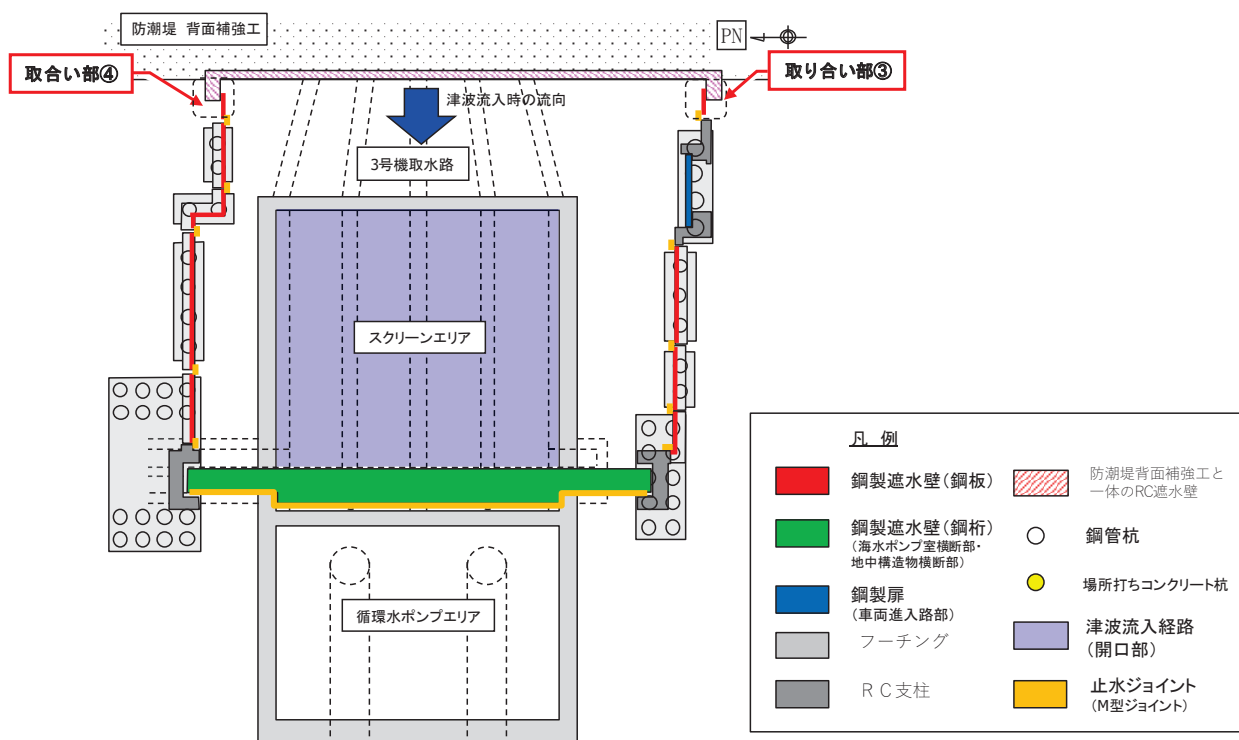


図 1-2(1) 防潮堤取り合い部の構造概要



(2号海水ポンプ室)

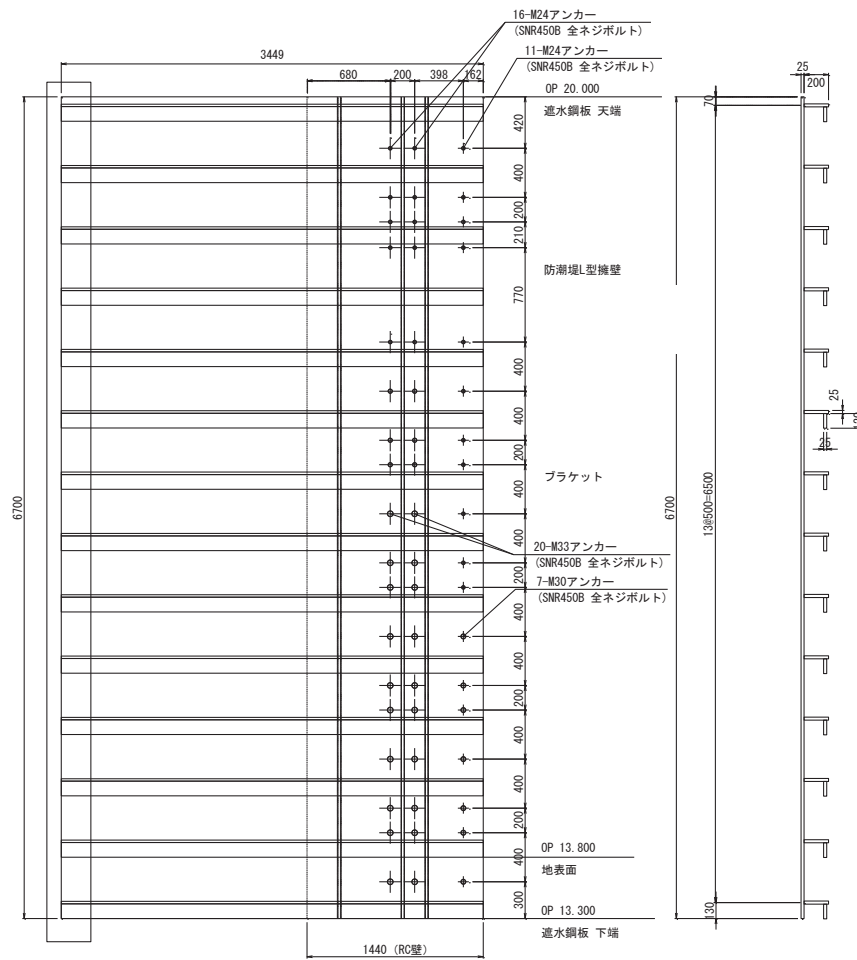


(3号海水ポンプ室)

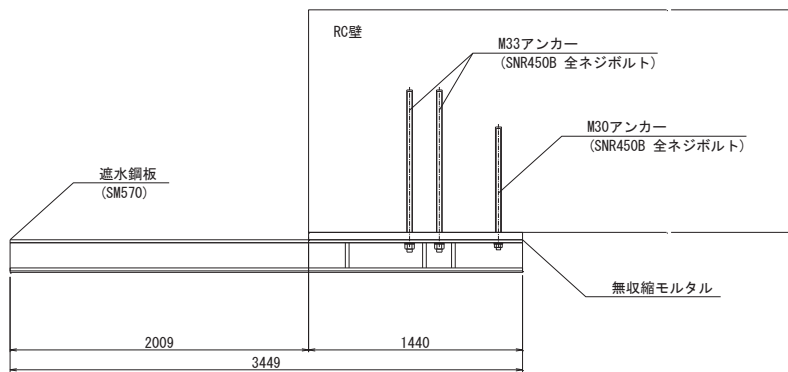
凡例			
	鋼製遮水壁(鋼板)		防潮堤背面補強工と一体のRC遮水壁
	鋼製遮水壁(鋼桁) (海水ポンプ室横断部・ 地中構造物横断部)		鋼管杭
	鋼製扉 (車両進入路部)		場所打ちコンクリート杭
	フーチング		津波流入経路 (開口部)
	R C 支柱		止水ジョイント (M型ジョイント)

図 1-2(2) 防潮堤取合い部の概要  
(平面図)





(正面図)



(平面図)

図 1-3 防潮堤取り合い部の構造図 (取り合い部④の例)

(西)

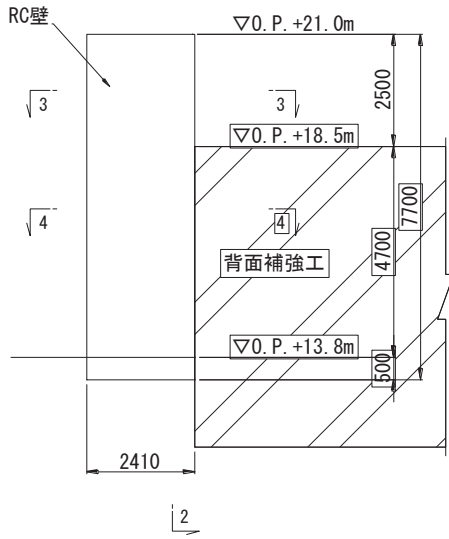
(東)

(北)

(南)

1 - 1

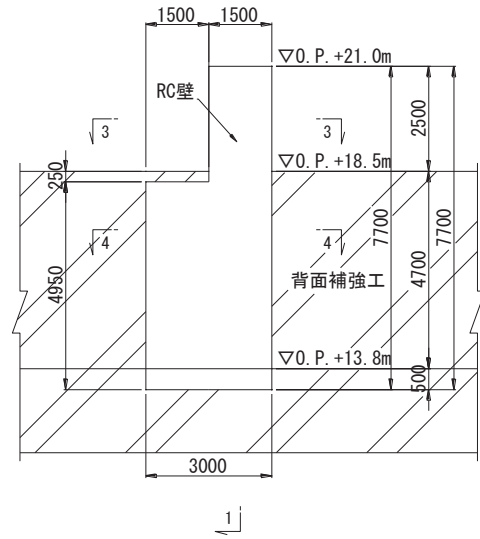
2



(断面図：西→東)

2 - 2

1



(正面図：北→南)

(南)

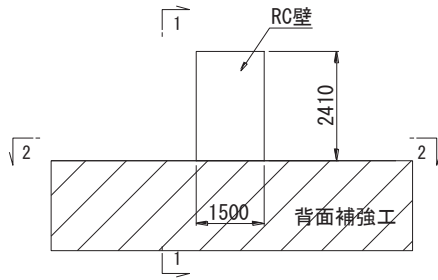
(北)

(南)

(北)

3 - 3

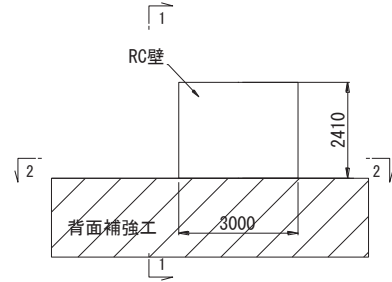
1



(平面図)

4 - 4

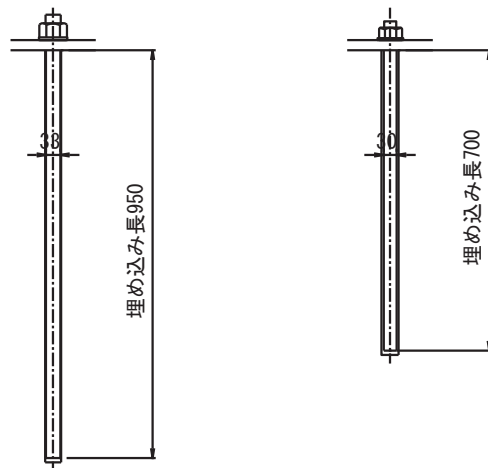
1



(平面図)

図 1-4 RC 壁の構造図  
(取り合い部④の例)

アンカーボルト詳細図 S=1:15      アンカーボルト詳細図 S=1:15  
 20-M33 (SNR490B 全ネジボルト)      7-M30 (SNR490B 全ネジボルト)



アンカーボルト詳細図 S=1:15      アンカーボルト詳細図 S=1:15  
 16-M24 (SNR490B 全ネジボルト)      11-M24 (SNR490B 全ネジボルト)

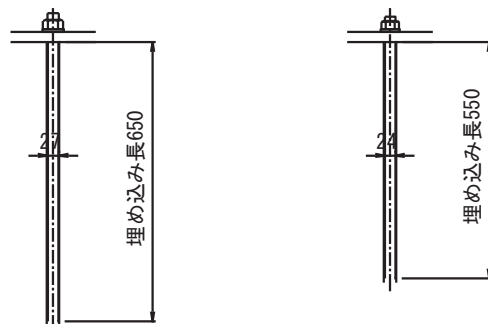


図 1-5 アンカーボルトの構造図

## 2. 評価方針

防潮堤張り出し部の構造強度評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に準じ、固有周期に基づく設計用地震力による応力が許容限界以下であることを確認することで実施する。

防潮堤張り出し部の評価項目を表 2-1 に、評価フローを図 2-1 に示す。

表 2-1 防潮堤張り出し部の評価項目

部位	評価方法	許容限界
RC 壁	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
鋼板	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
アンカーボルト	引張力，せん断力が許容限界以下であることを確認	短期許容引張力 短期許容せん断力

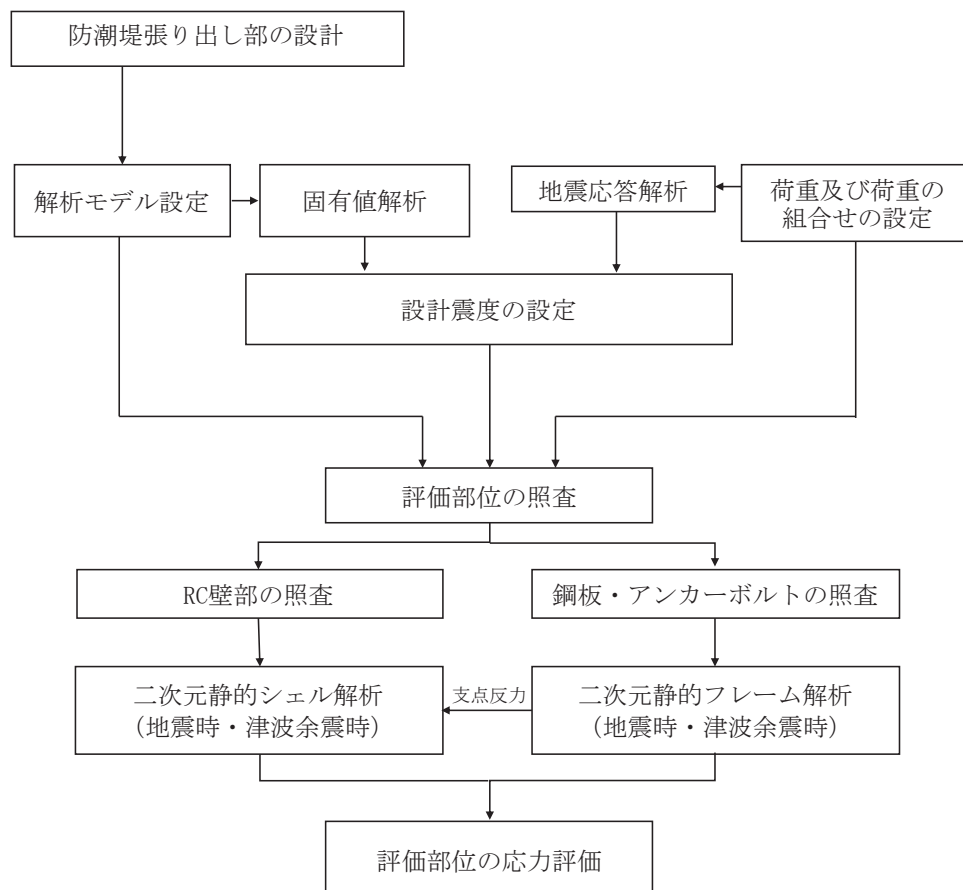


図 2-1 防潮堤取り合い部の評価フロー

### 3. 評価対象

防潮堤取り合い部の構造は、防潮堤背面補強工から張り出した RC 壁と鋼板及びそれらを接合するアンカーボルトで構成されていることから、これらの部材を評価対象とする。津波作用方向（防潮壁の内→外方向）において、鋼板が RC 壁に受圧する構造であり、地震時荷重よりも津波時荷重が卓越するため、耐震評価における津波作用方向（防潮壁の内→外方向）は、強度評価に包含されることから評価を省略する。

また、取り合い部①・②及び取り合い部③・④については、それぞれ津波水位等が同じで鋼板及び RC 壁の構造仕様が同様であるが、構造上、鋼板の張り出し長（RC 壁先端からの張出長さ）の長さが異なるため、設計用地震力が同じ場合、張り出し長が大きいほど、慣性力や津波荷重により生じる断面力等が大きくなることから、それぞれの断面位置での地震力を包含する設計用地震力を用い、取り合い部①・②においては取り合い部②、取り合い部③・④においては取り合い部④にて評価を行うことで、評価を代表させる。評価ケースの整理を表 3-1 に示す。また、評価対象断面の整理を表 3-2 に示す。

表 3-1 評価ケースの整理

評価ケース	荷重作用方向	
	内→外	外→内
地震時	—	○
重畳時	○	—

表 3-2 評価対象断面の整理

断面	設計用津波水位	天端高さ	張出長 (mm)	評価対象断面
取り合い部①	O. P. +18.6m (2号機海水ポンプ室)	O. P. +19.0m	861	
取り合い部②	O. P. +18.6m (2号機海水ポンプ室)	O. P. +19.0m	1429	○
取り合い部③	O. P. +19.5m (3号機海水ポンプ室)	O. P. +20.0m	1659	
取り合い部④	O. P. +19.5m (3号機海水ポンプ室)	O. P. +20.0m	2009	○

#### 4. 固有周期の計算

##### 4.1 解析モデル

固有周期の算定用モデルを図 4.1-1 及び図 4.1-2 に示す。なお、モデルの詳細は 6.1 及び 6.2 節に示す。

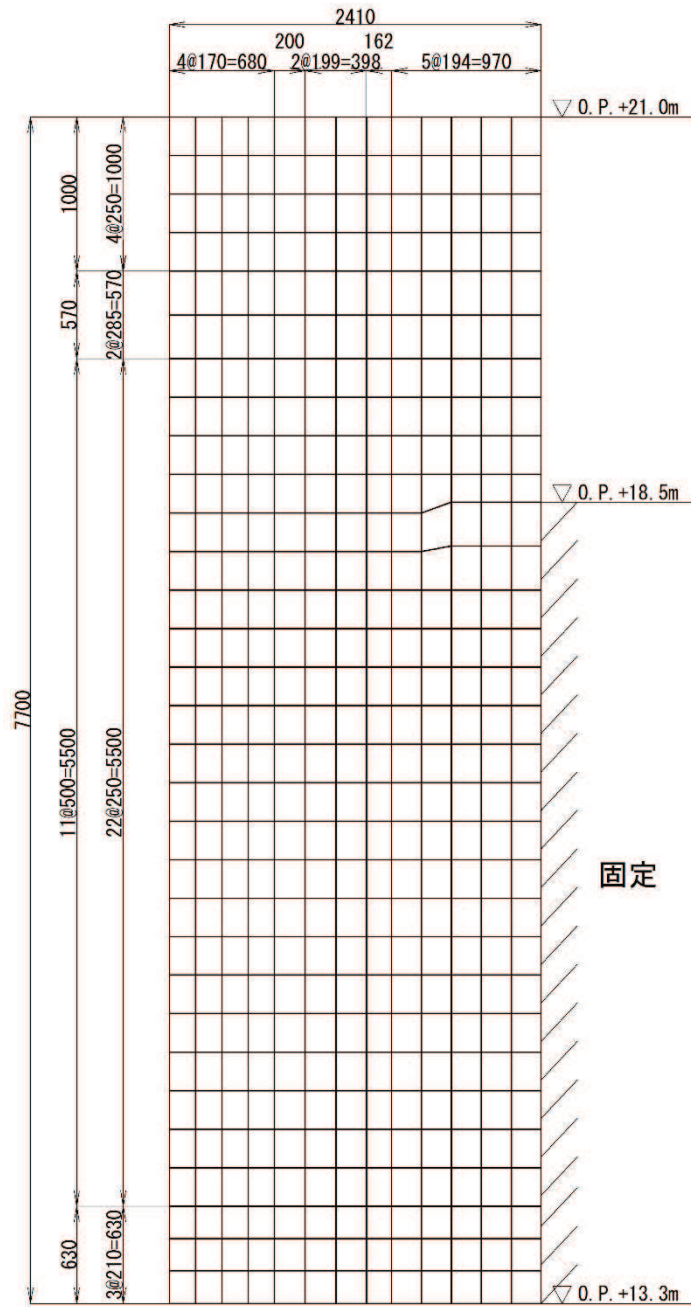


図 4.1-1 固有値解析モデル (RC 壁)

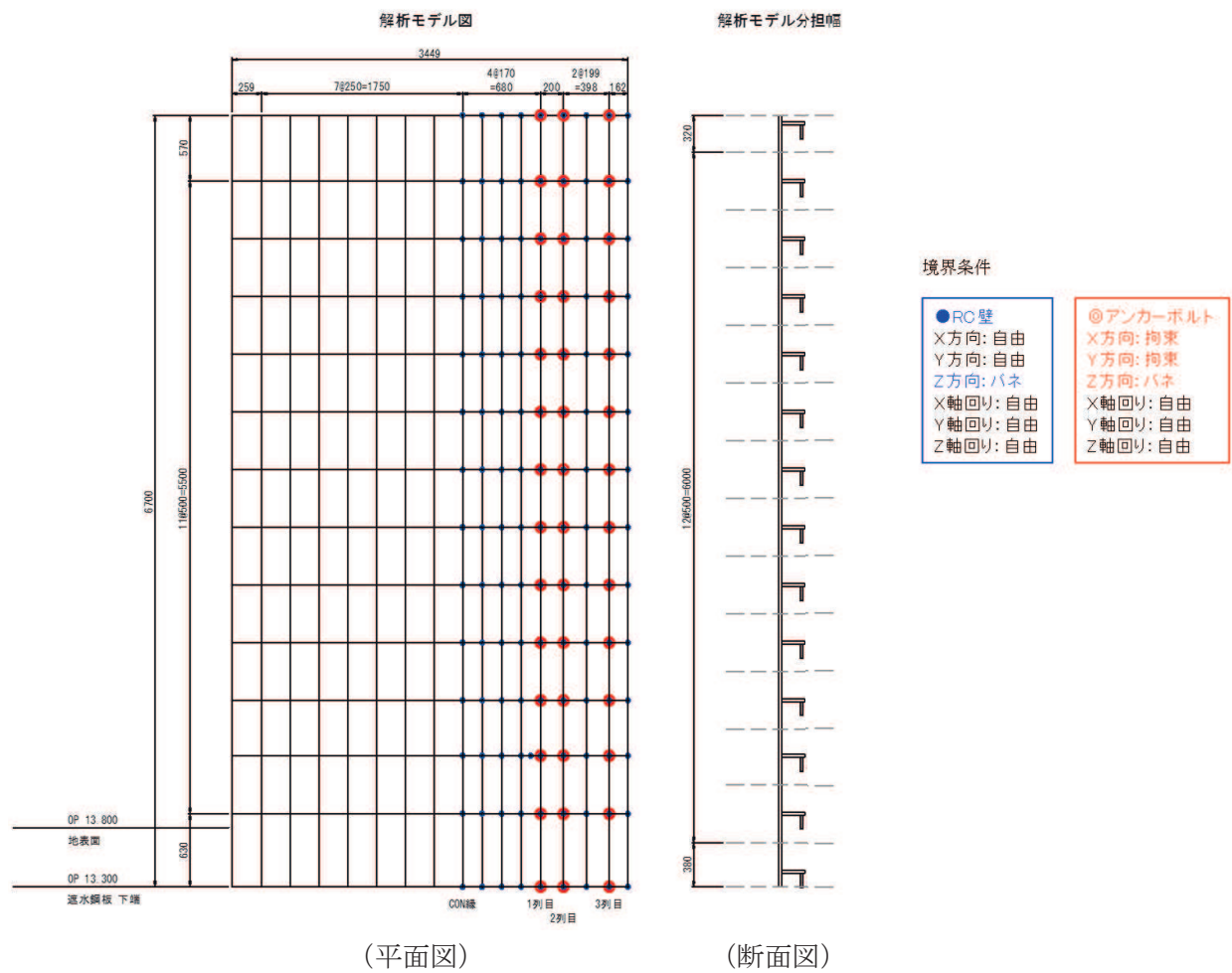


図 4.1-2 固有値解析モデル (鋼板)

## 4.2 固有周期の計算結果

### (1) RC 壁

RC 壁の固有周期の計算結果を表 4.2-1~4.2-3 に、固有値解析結果のモード図を図 4.2-1 及び図 4.2-2 に示す。固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。

表 4.2-1 固有値解析結果（取り合い部②）

追而

追而

図 4.2-1 固有値解析結果（取り合い部②：モード図）



表 4.2-2 固有値解析結果（取り合い部④）

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)			刺激係数			備考
		T x	T y	T z	$\beta$ x	$\beta$ y	$\beta$ z	
1	78.40	0	0	25	0.00	0.00	5.30	1次として採用
2	89.22	15	11	25	-4.07	-3.46	0.00	—
3	144.17	15	11	52	0.00	0.00	5.46	—
4	171.83	15	11	76	0.00	0.00	5.21	—
5	185.27	17	78	76	1.63	-8.69	0.00	—
6	214.19	17	78	78	0.00	0.00	-1.73	—
7	244.98	17	78	78	0.18	0.43	0.00	—
8	278.93	39	79	78	4.90	-1.13	0.00	—
9	281.84	39	79	79	0.00	0.00	-0.52	—
10	342.32	79	79	79	6.73	0.29	0.00	—

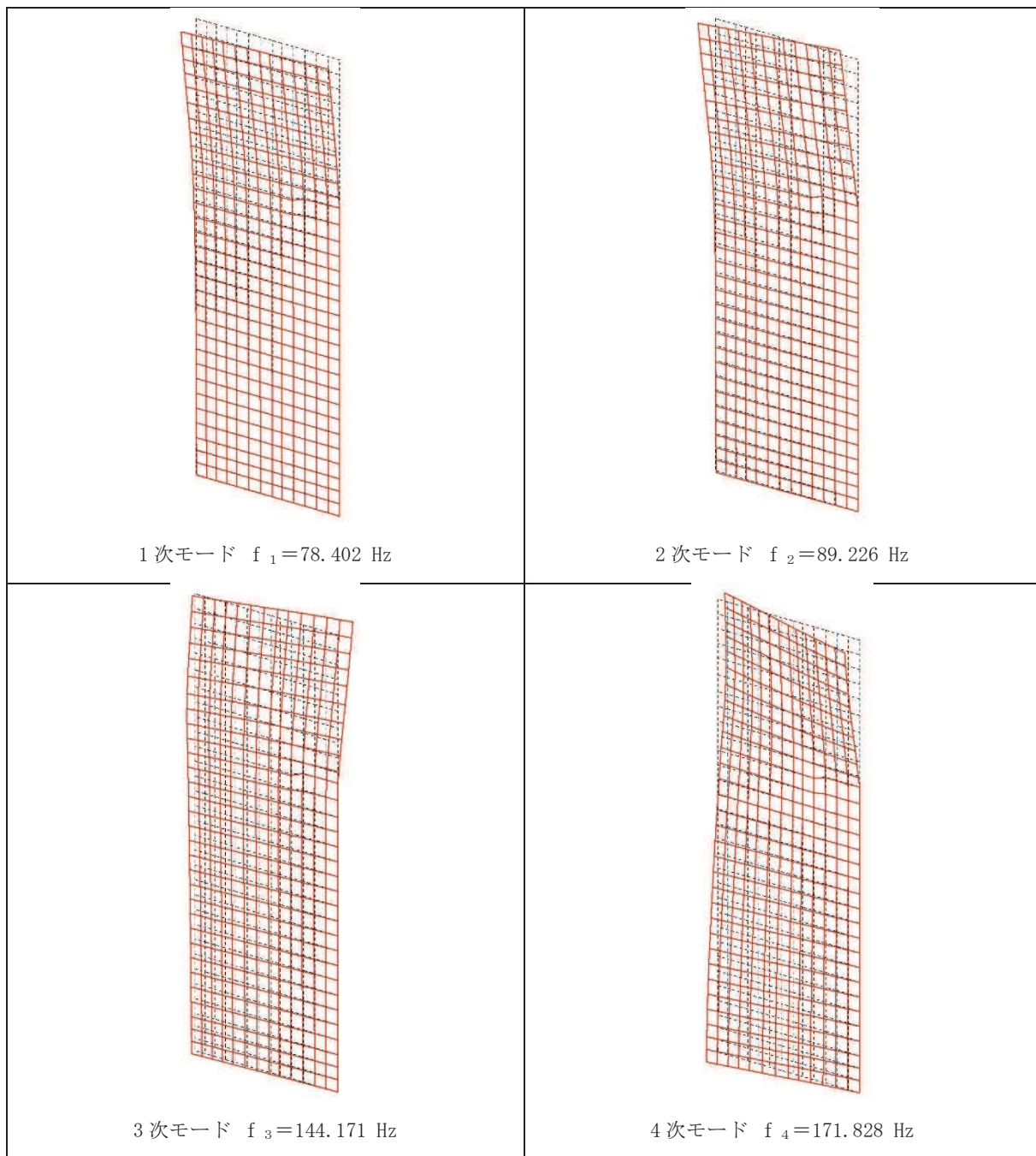


図 4.2-2(1) 固有値解析結果 (取り合い部④ : モード図 (1/3))

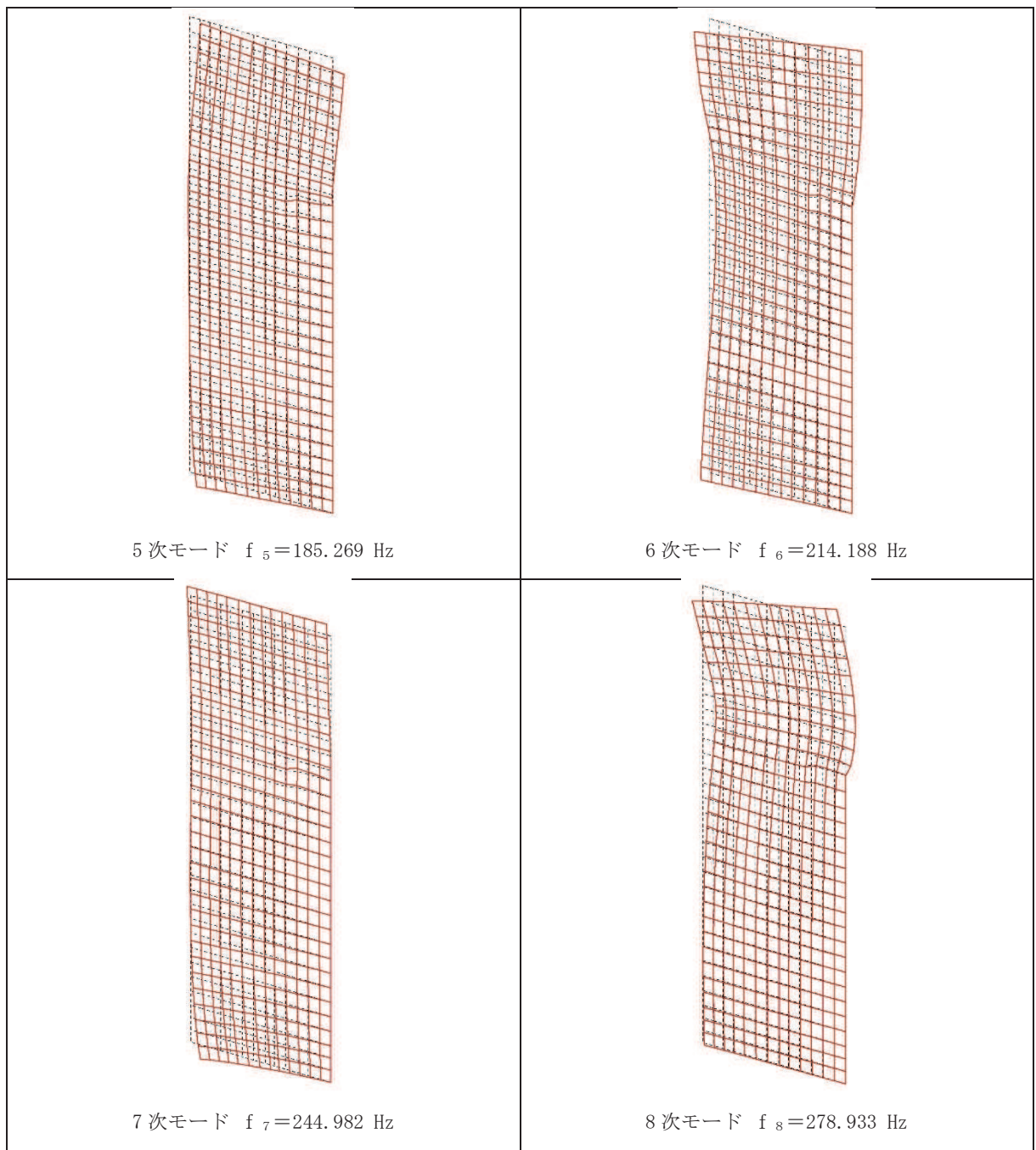


図 4.2-2(2) 固有値解析結果 (取り合い部④ : モード図 (2/3) )

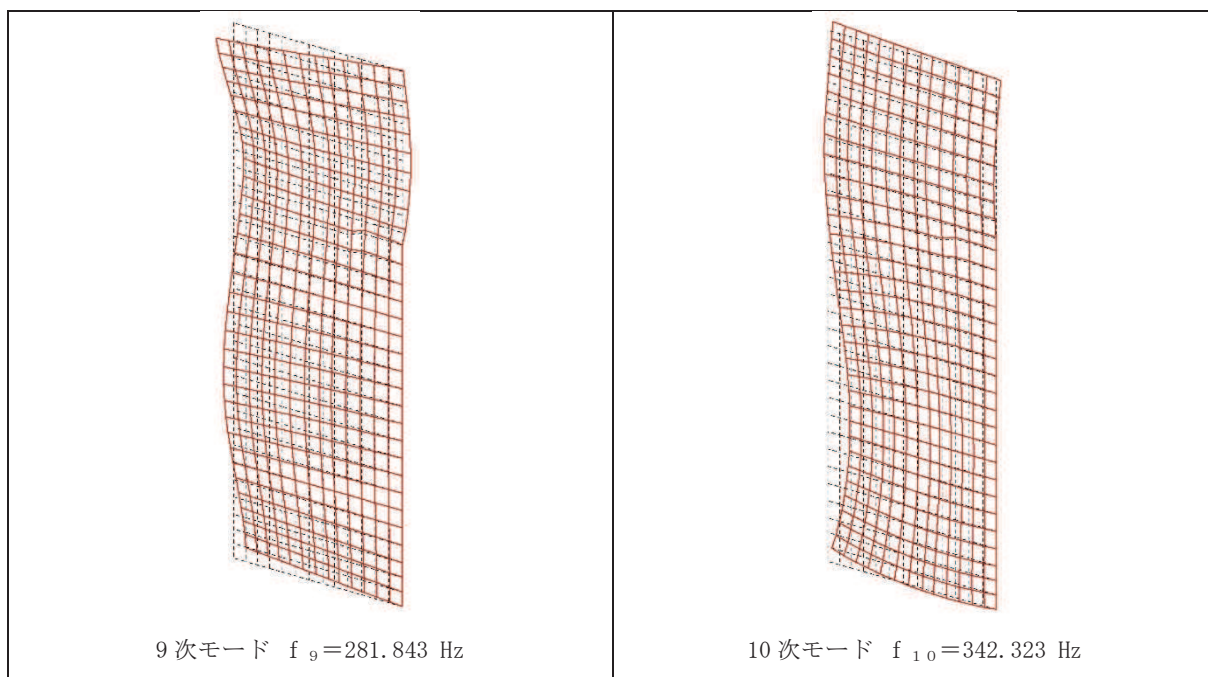


図 4.2-2(3) 固有値解析結果 (取り合い部④ : モード図 (3/3) )

表 4.2-3 固有周期の計算結果 (まとめ)

評価対象断面	解析ケース	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
取り合い部 ②	地震時 (外→内)	追而	追而
	重畳時 (内→外)	追而	追而
取り合い部 ④	地震時 (外→内)	78.4	0.013
	重畳時 (内→外)	78.4	0.013

(2) 鋼板

鋼板の固有周期の計算結果を表 4.2-4～表 4.2-6 に、固有値解析結果のモード図を図 4.2-3 及び図 4.2-4 に示す。固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。

表 4.2-4 固有値解析結果（取り合い部②）

追而

追而

図 4.2-3 固有値解析結果（取り合い部②：モード図）

表 4.2-5(1) 固有値解析結果 (取り合い部④ : 地震時)

	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)	有効質量比			刺激係数		
			X (%)	Y (%)	Z (%)	FX	FY	FZ
1	21.969	0.046	0	0	31	0.000	0.000	1.891
2	22.574	0.044	0	0	18	0.000	0.000	1.428
3	22.958	0.044	0	0	2	0.000	0.000	-0.423
4	24.047	0.042	0	0	0	0.000	0.000	-0.179
5	26.007	0.038	0	0	0	0.000	0.000	0.163
6	29.098	0.034	0	0	0	0.000	0.000	0.020
7	33.584	0.030	0	0	0	0.000	0.000	-0.052
8	39.659	0.025	0	0	0	0.000	0.000	-0.007
9	47.308	0.021	0	0	0	0.000	0.000	0.023
10	56.388	0.018	0	0	0	0.000	0.000	0.000

表 4.2-5(2) 固有値解析結果 (取り合い部④ : 重畳時)

	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)	有効質量比			刺激係数		
			X (%)	Y (%)	Z (%)	FX	FY	FZ
1	34.265	0.029	0	0	38	0.000	0.000	2.082
2	34.435	0.029	0	0	1	0.000	0.000	0.407
3	34.963	0.029	0	0	1	0.000	0.000	0.345
4	36.048	0.028	0	0	0	0.000	0.000	0.056
5	37.826	0.026	0	0	1	0.000	0.000	0.243
6	40.375	0.025	0	0	0	0.000	0.000	-0.003
7	43.869	0.023	0	0	0	0.000	0.000	0.149
8	48.637	0.021	0	0	0	0.000	0.000	0.007
9	54.944	0.018	0	0	0	0.000	0.000	0.062
10	62.821	0.016	0	0	0	0.000	0.000	-0.001

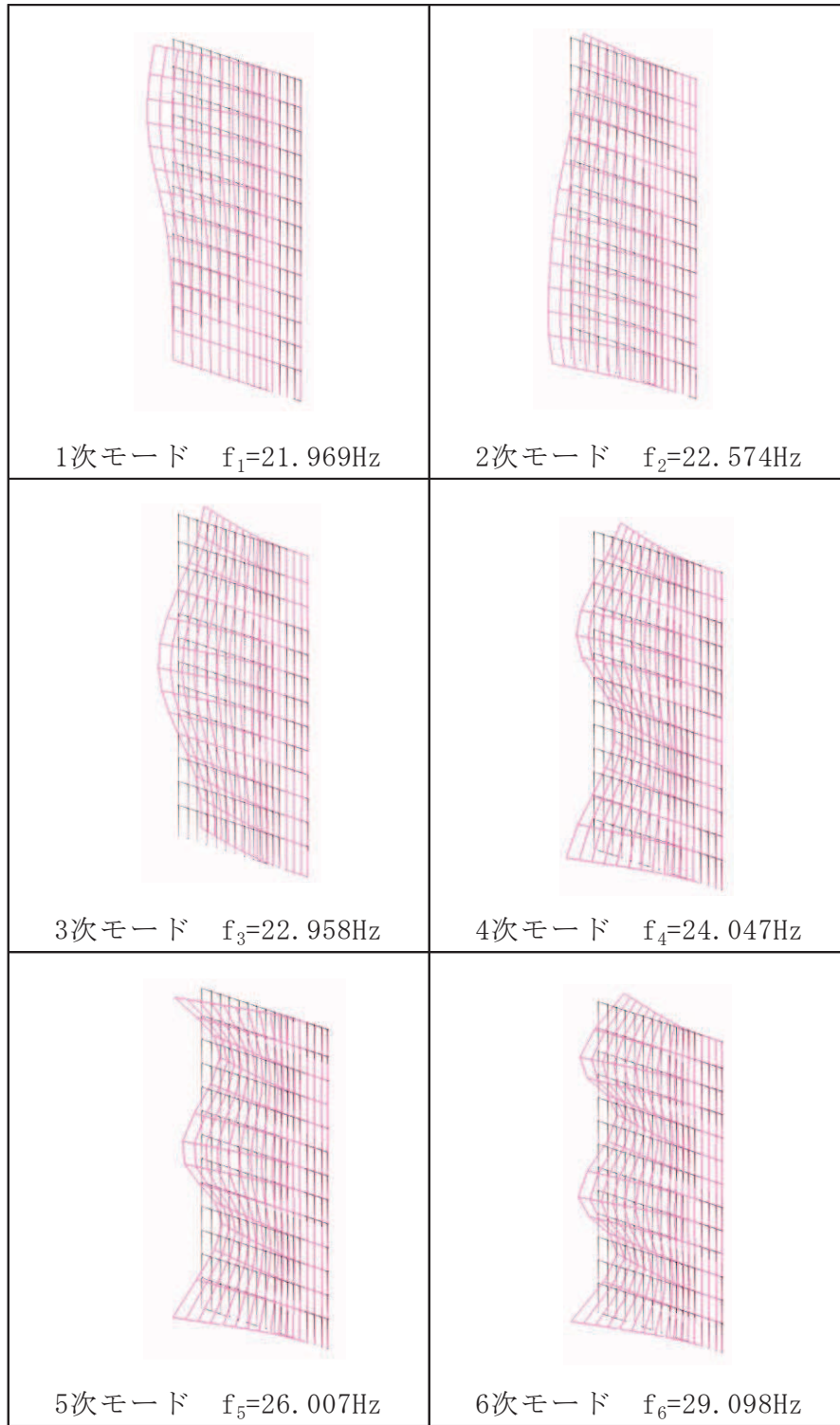


図 4.2-4(1) 固有値解析結果 (モード図) (取り合い部④:地震時)

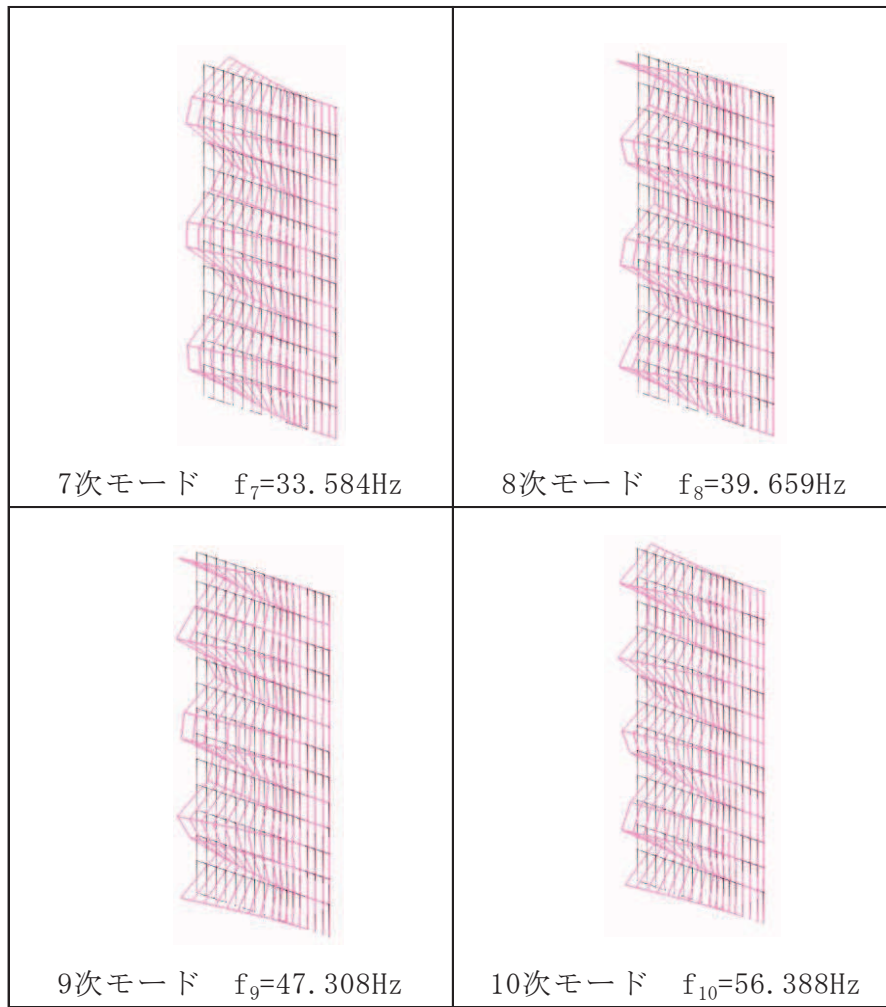


図 4.2-4(2) 固有値解析結果 (モード図) (取り合い部④:地震時)



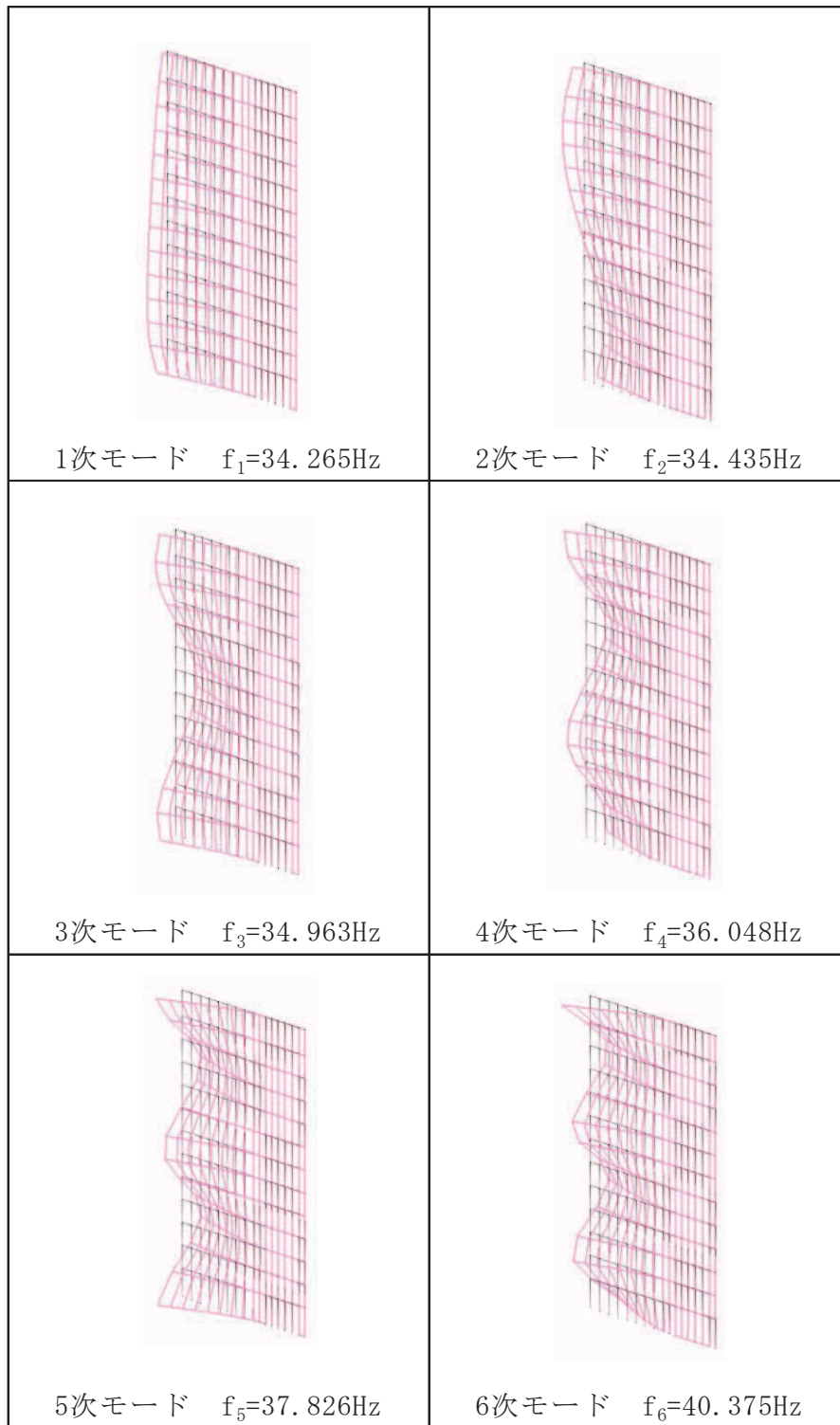


図 4.2-4(3) 固有値解析結果 (モード図) (取り合い部④ : 重畳時)

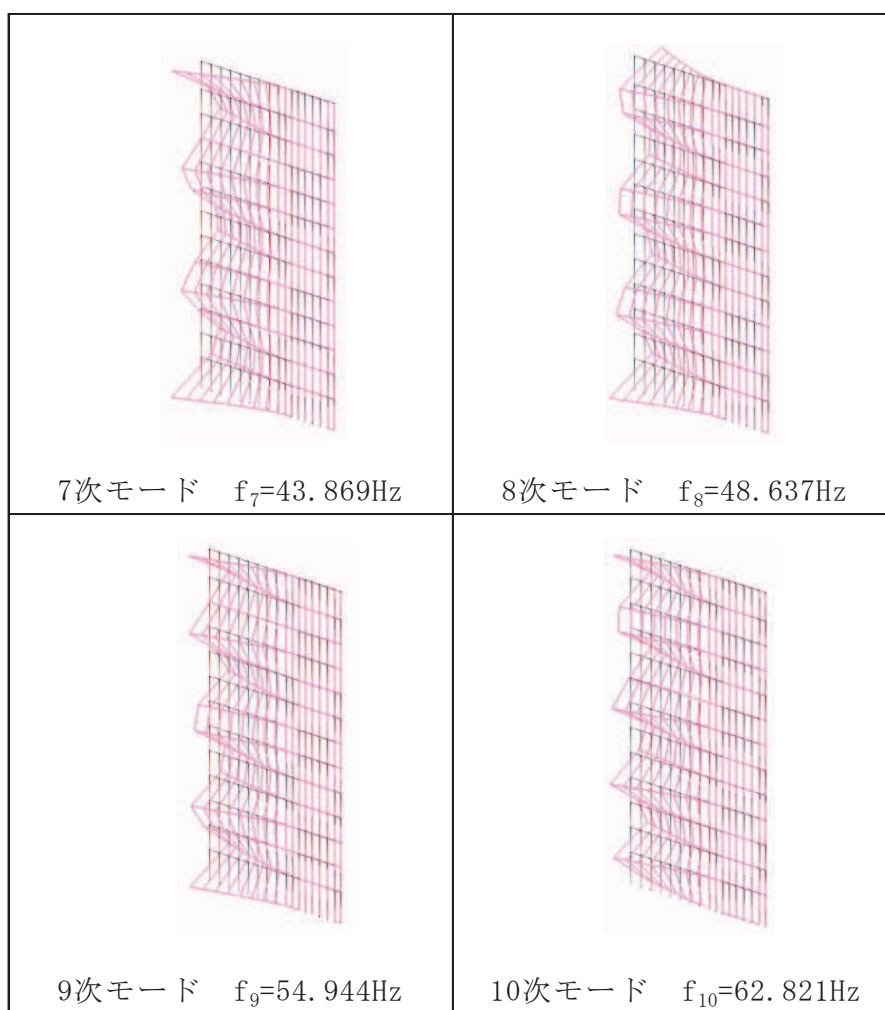


図 4.2-4(4) 固有値解析結果 (モード図) (取り合い部④: 重畳時)

表 4.2-6 固有周期の計算結果 (まとめ)

評価対象断面	解析ケース	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
取り合い部 ②	地震時 (外→内)	追而	追而
	重畳時 (内→外)	追而	追而
取り合い部 ④	地震時 (外→内)	22	0.046
	重畳時 (内→外)	35	0.029

## 5. 荷重及び荷重の組合せ

### 5.1 荷重の設定

防潮堤取り合い部の構造評価において考慮する荷重を以下に示す。

なお、強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時（以下「重畳時」という。）において、「重畳時」の津波荷重は「津波時」の津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。

#### (1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、RC 壁及び鋼板自重を考慮する。

#### (2) 積雪荷重 ( $P_s$ )

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  $20\text{N/m}^2$  の積雪荷重が作用することを考慮し、保守的に  $0.98\text{kN/m}^2$  を考慮する。

#### (3) 風荷重 ( $P_k$ )

風荷重については、設計基準風速を  $30\text{m/s}$  とし、建築基準法に基づき算定する。

#### (4) 地震荷重 ( $S_s$ )

基準地震動  $S_s$  による荷重（慣性力、地震時土圧）を考慮する（地震時のみ）。

地震時主働土圧係数は、「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、以下の式により算定する。

$$P_{EA} = K_{EA} \times \sum (\gamma \cdot h + P_s)$$

ここに、 $K_{EA} = 0.24 + 1.08K_{HSd}$

地震力の算出に用いる設計震度  $K_{HSs}$  及び  $K_{VSs}$  については、「5.3 設計用地震力」に示す。

#### (5) 浸水津波荷重 ( $P_h$ )

浸水津波荷重については、設計用津波水位（入力津波による浸水高さに  $+0.5\text{m}$  の余裕を考慮した水位）に基づく静水圧を考慮する。なお、浸水津波荷重は地盤の沈下を考慮した浸水深を用いて算出することとし、保守的に  $0.4\text{m}$  の揺すり込み沈下を考慮する。浸水津波荷重算定に用いる浸水高さを表 5.1-1 に示す。

表 5.1-1 浸水津波荷重算定に用いる浸水高さ

評価対象	設計用津波水位 (m)	備考
取り合い部②	O. P. +18.6	2号機海水ポンプ室
取り合い部④	O. P. +19.5	3号機海水ポンプ室

(6) 余震荷重 ( $K_{Sd}$ )

余震荷重として、弾性設計用地震動  $S_d - D2$  による地震力及び動水圧を考慮する（重畳時のみ）。

a. 余震による地震力

余震時の躯体自重による慣性力を考慮する。

b. 余震による動水圧

余震時の浸水津波による動水圧を以下の式により考慮する。なお、余震時には揺すり込み沈下による影響を考慮し、荷重が大きい動水圧を下端部まで保守的に作用させるものとし、余震時土圧は考慮しない。

$$P_d = \frac{7}{8} \times W_o \times K_{HSd} \times \sqrt{H \times h}$$

地震力の算出に用いる設計震度  $K_{HSd}$  及び  $K_{VSd}$  については、「5.3 設計用地震力」に示す。

## 5.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 5.2-1 及び表 5.2-2 に、取り合い部に作用する荷重の概念図を図 5.2-1 に示す。

表 5.2-1(1) 荷重の組合せ (地震時)

区分	荷重の組合せ
地震時	$G + P_s + P_k + S_s$

G : 固定荷重

$P_s$  : 積雪荷重

$P_k$  : 風荷重

$S_s$  : 地震荷重

表 5.2-1(2) 荷重の組合せ (地震時)

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	— 土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	— 積載物はないため考慮しない。
	静止土圧		— つり合うため考慮しない。
	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 (0.98kN/m <sup>2</sup> ) 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動による慣性力並びに根入れ部の地震時土圧を考慮する。
		鉛直地震動	
		動水圧	— 外水及び内水はないため考慮しない。

表 5.2-1(1) 荷重の組合せ (重畳時)

区分	荷重の組合せ
重畳時	$G + P_s + P_k + P_h + K_{sd}$

- G : 固定荷重  
 P<sub>s</sub> : 積雪荷重  
 P<sub>k</sub> : 風荷重  
 P<sub>h</sub> : 浸水津波荷重  
 K<sub>sd</sub> : 余震荷重

表 5.2-2(2) 荷重の組合せ (重畳時)

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	— 土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	— 積載物はないため考慮しない。
	静止土圧		— つり合うため考慮しない。
	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 (0.98kN/m <sup>2</sup> ) を考慮する。
	風荷重		○ 風荷重を考慮する。
偶発荷重		浸水津波荷重	○ 津波による波圧を考慮する。
		余震荷重 (地震力)	○ 弾性設計用地震動 S <sub>d</sub> -D <sub>2</sub> による水平及び鉛直動による慣性力を考慮する。
		余震荷重 (動水圧)	○ 弾性設計用地震動 S <sub>d</sub> -D <sub>2</sub> による動水圧を考慮する。

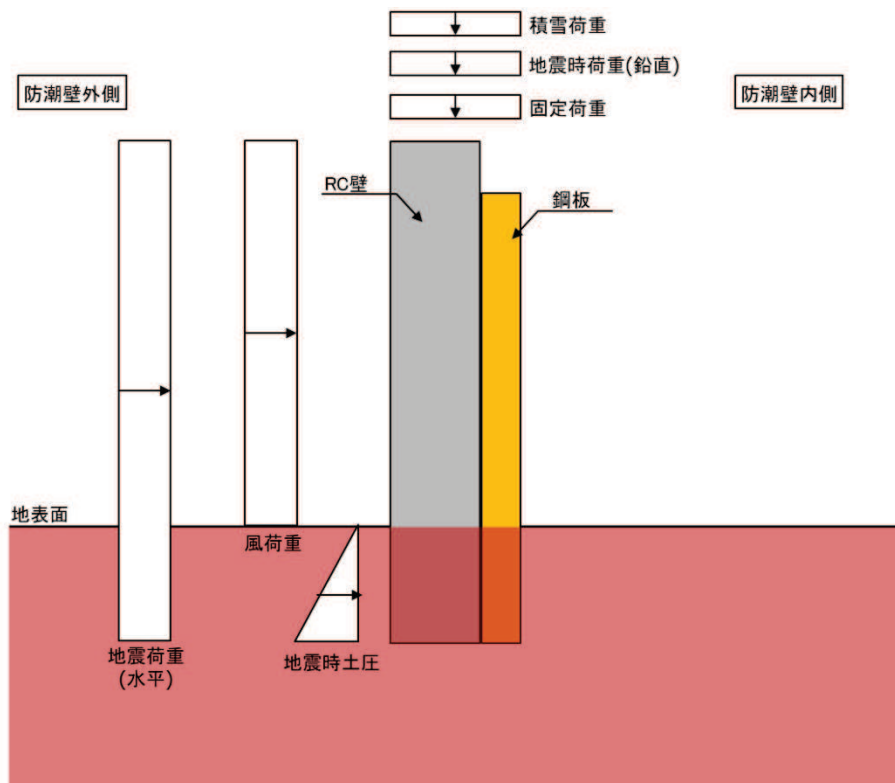


図 5.2-1(1) 荷重の概念図 (地震時)

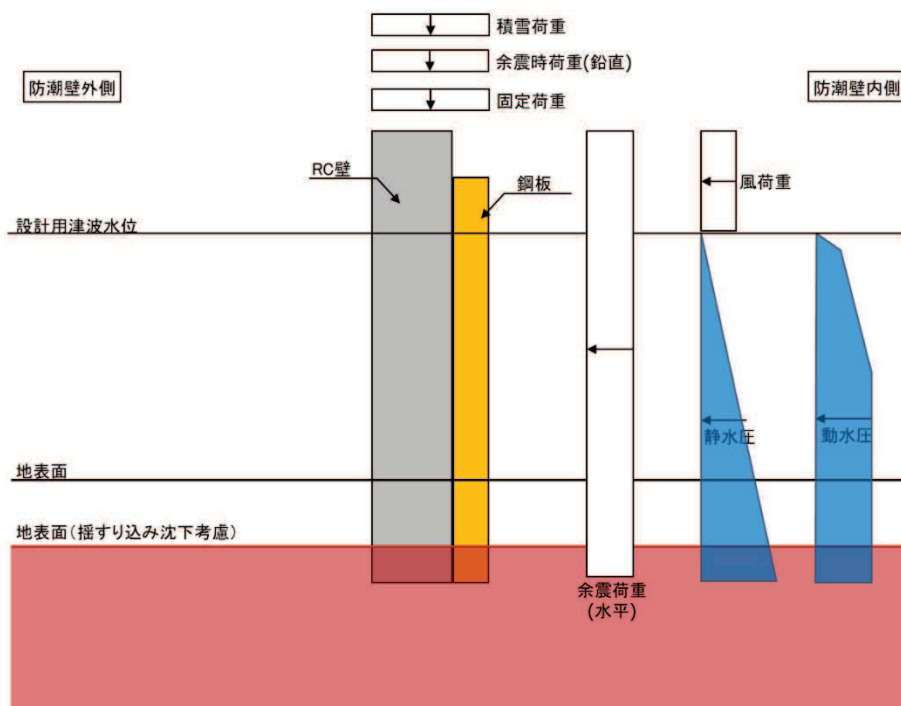


図 5.2-1(2) 荷重の概念図 (重畳時)

### 5.3 設計用地震力

設計震度は、防潮堤張り出し部における弱軸方向である汀線方向（防潮堤の縦断方向）の応答加速度を求めるため、支持する防潮堤背面補強工部が岩盤上面まで地盤改良を行っており、おおむね水平成層構造であることを踏まえ、次元地震応答解析を行い、算出した最大応答加速度に基づき設定する。

震度の設定にあたっては、前述のとおり、各位置での地震力を包含する設計用地震力を用いて評価を代表させるために、各位置における加速度を包含する深度に設定する。

設定した設計震度を表5.3-1に示す。また、地震応答解析の実施箇所を図5.3-1、地盤モデルを図5.3-2、地震応答解析の結果を表5.3-2示す。解析コードは「FLIP Ver. 7.3.0\_2」を使用する。

表 5.3-1(1) 設計震度（地震時）

部位	地震動	解析ケース	設置場所及び 床面高さ (m)	設計震度	
				水平方向 $K_H$	鉛直方向 $K_V$
RC 壁 (減衰 5%)	S s - D 2	地盤ばらつき -1 $\sigma$	防潮堤 (取り合い部①~④) 0. P. +18. 5m (背面補強工天端部)	水平方向 $K_H$	2. 0* <sup>1</sup>
	S s - D 2	地盤ばらつき -1 $\sigma$		鉛直方向 $K_V$	1. 0* <sup>1</sup>
鋼板 (減衰 2%)	S s - D 2	地盤ばらつき -1 $\sigma$		水平方向 $K_H$	2. 0* <sup>1, 2</sup> (1138)
	S s - D 2	地盤ばらつき -1 $\sigma$		鉛直方向 $K_V$	1. 0* <sup>1</sup>

注記 \*1: 「4. 固有周期」より、防潮堤張り出し部の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、設置部の最大応答加速度を考慮した設計震度を設定した。

\*2: 括弧内は加速度応答スペクトルにおける周期 0.046s の加速度応答を示す。



表 5.3-1(2) 設計震度 (重畳時)

部位	地震動	解析ケース	設置場所及び 床面高さ (m)	設計震度	
RC 壁 (減衰 5%)	S d - D 2	地盤ばらつき -1σ	防潮堤 (取り合い部①~④)  O. P. +18.5m (背面補強工天端部)	水平方向K <sub>H</sub>	1.0 <sup>*1</sup>
	S d - D 2	地盤ばらつき -1σ		鉛直方向K <sub>V</sub>	1.0 <sup>*1</sup>
鋼板 (減衰 2%)	S d - D 2	地盤ばらつき -1σ		水平方向K <sub>H</sub>	1.0 <sup>*1,2</sup> (644)
	S d - D 2	地盤ばらつき -1σ		鉛直方向K <sub>V</sub>	1.0 <sup>*1</sup>

注記 \*1: 「4. 固有周期」より, 防潮堤張り出し部の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため, 設置部の最大応答加速度を考慮した設計震度を設定した。

\*2: 括弧内は加速度応答スペクトルにおける周期 0.029s の加速度応答を示す。

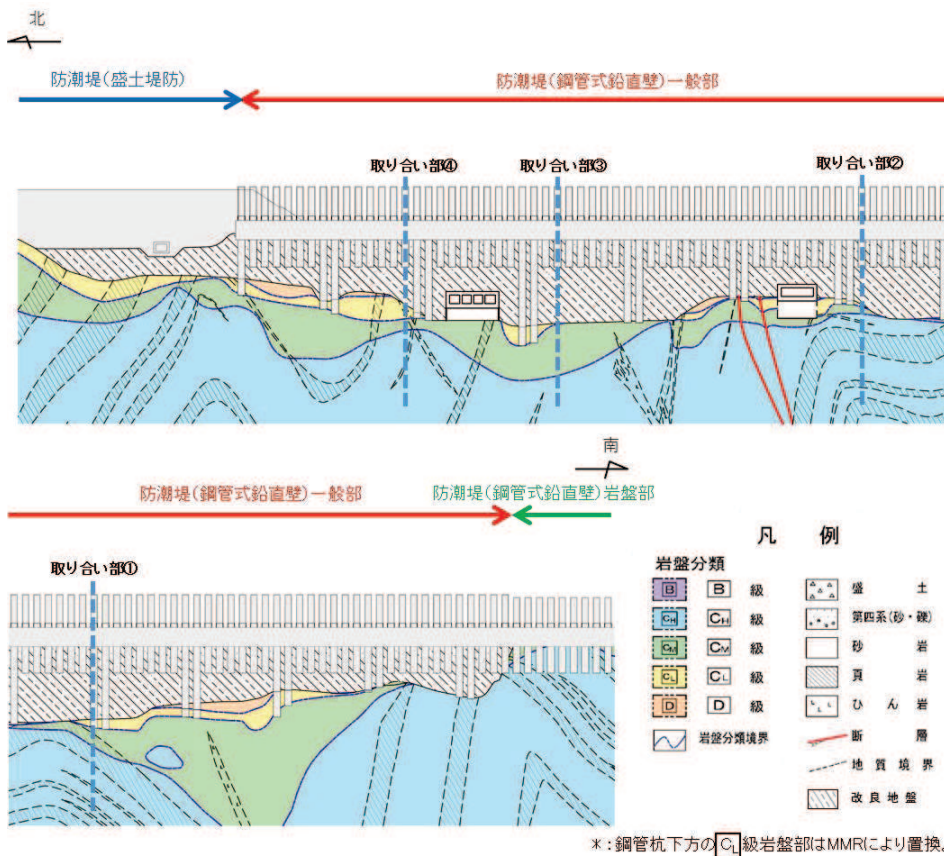


図 5.3-1 各取り合い部の位置 (防潮堤縦断面)

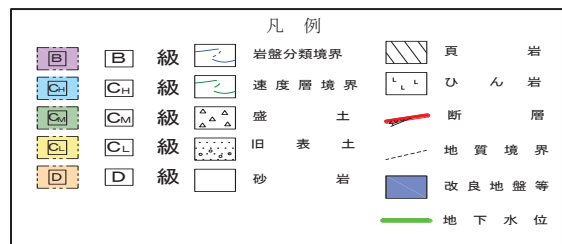
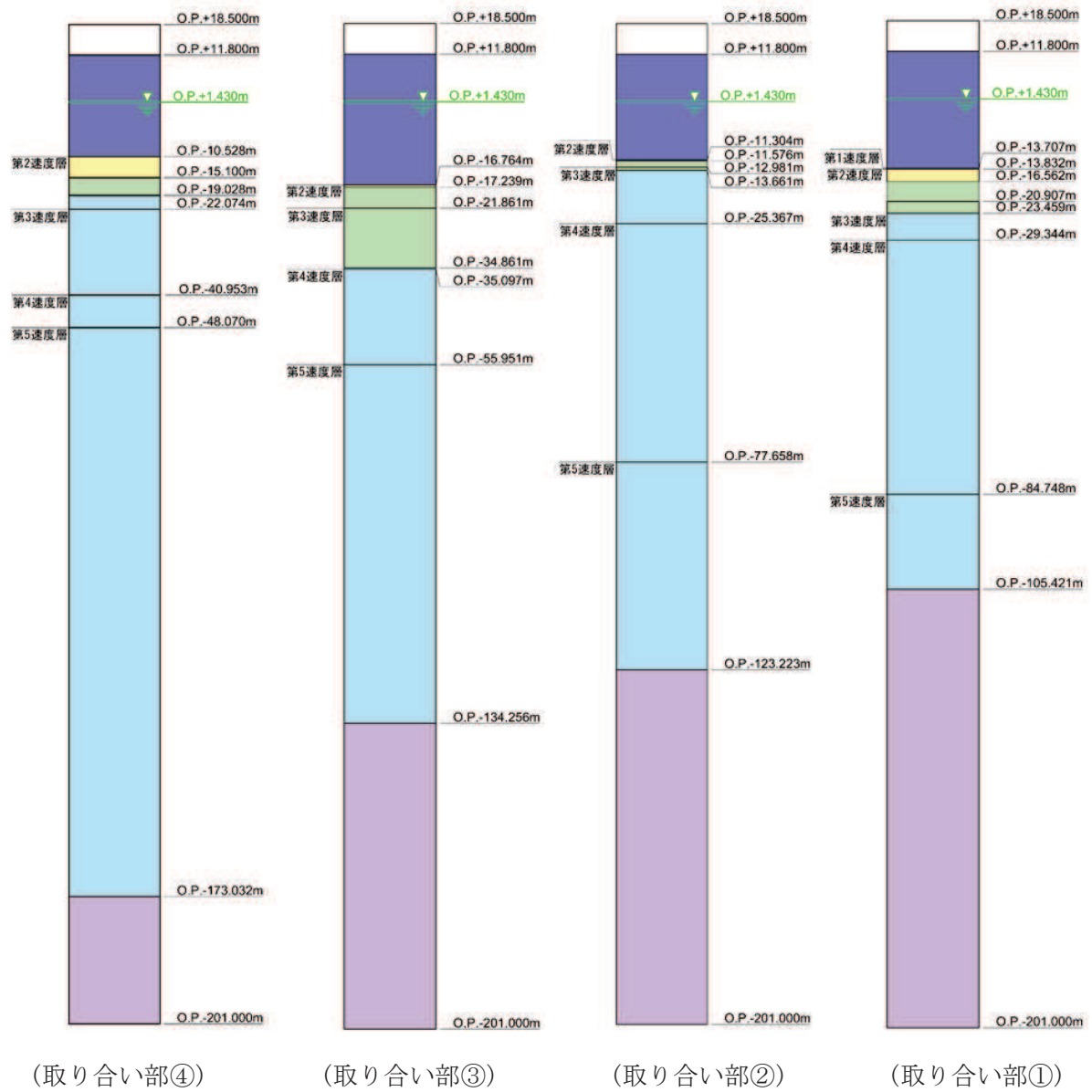


図 5.3-2 地盤モデル

表 5.3-2(1) 各断面位置における地震応答解析結果 (減衰 5%)

断面位置	最大応答加速度 (地震時)			最大応答加速度 (重畳時)		
	水平 (cm/s <sup>2</sup> )	鉛直 (cm/s <sup>2</sup> )	解析ケース	水平 (cm/s <sup>2</sup> )	鉛直 (cm/s <sup>2</sup> )	解析ケース
取り合い部 ①	1019 (Ss-D2)	739 (Ss-D2)	地盤ばらつき -1σ	622 (Sd-D2)	432 (Sd-D2)	地盤ばらつき -1σ
取り合い部 ②	953 (Ss-D1)	<u>786</u> (Ss-D1)	地盤ばらつき -1σ	593 (Sd-D2)	<u>441</u> (Sd-D2)	地盤ばらつき -1σ
取り合い部 ③	1001 (Ss-D2)	723 (Ss-D2)	地盤ばらつき -1σ	619 (Sd-D2)	419 (Sd-D2)	地盤ばらつき -1σ
取り合い部 ④	<u>1133</u> (Ss-N1)	716 (Ss-D1)	地盤ばらつき -1σ (水平) , 基本 (鉛直)	<u>631</u> (Sd-D2)	437 (Sd-D2)	地盤ばらつき -1σ

注記\* : 下線部は全断面位置での最大値を示す。

表 5.3-2(2) 各断面位置における地震応答解析結果 (減衰 2%)

断面位置	最大応答加速度 (地震時)			最大応答加速度 (重畳時)		
	水平 (cm/s <sup>2</sup> )	鉛直 (cm/s <sup>2</sup> )	解析ケース	水平 (cm/s <sup>2</sup> )	鉛直 (cm/s <sup>2</sup> )	解析ケース
取り合い部 ①	1018 (Ss-D2)	739 (Ss-D2)	地盤ばらつき -1σ	622 (Sd-D2)	432 (Sd-D2)	地盤ばらつき -1σ
取り合い部 ②	953 (Ss-D1)	<u>786</u> (Ss-D1)	地盤ばらつき -1σ	593 (Sd-D2)	<u>441</u> (Sd-D2)	地盤ばらつき -1σ
取り合い部 ③	1001 (Ss-D2)	723 (Ss-D2)	地盤ばらつき -1σ	619 (Sd-D2)	419 (Sd-D2)	地盤ばらつき -1σ
取り合い部 ④	<u>1133</u> (Ss-N1)	716 (Ss-D1)	地盤ばらつき -1σ (水平) , 基本 (鉛直)	<u>631</u> (Sd-D2)	437 (Sd-D2)	地盤ばらつき -1σ

注記\* : 下線部は全断面位置での最大値を示す。

## 6. 評価方法及び材料諸元

### 6.1 RC 壁

#### (1) 解析モデル

RC 壁の解析モデルを図 6.1-1 に示す。

RC 壁は、線形シェル要素でモデル化する。防潮堤背面補強工との接合部の境界条件は、固定条件にてモデル化する。

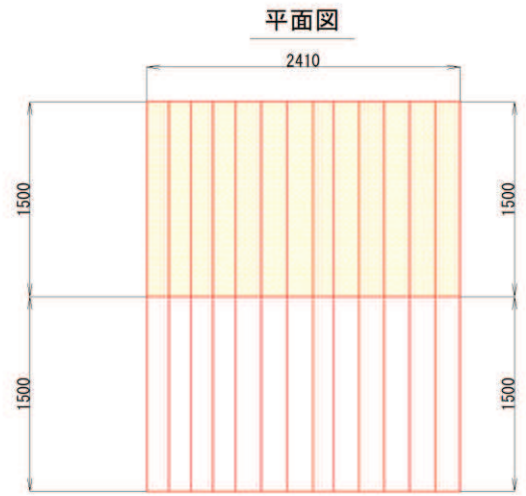
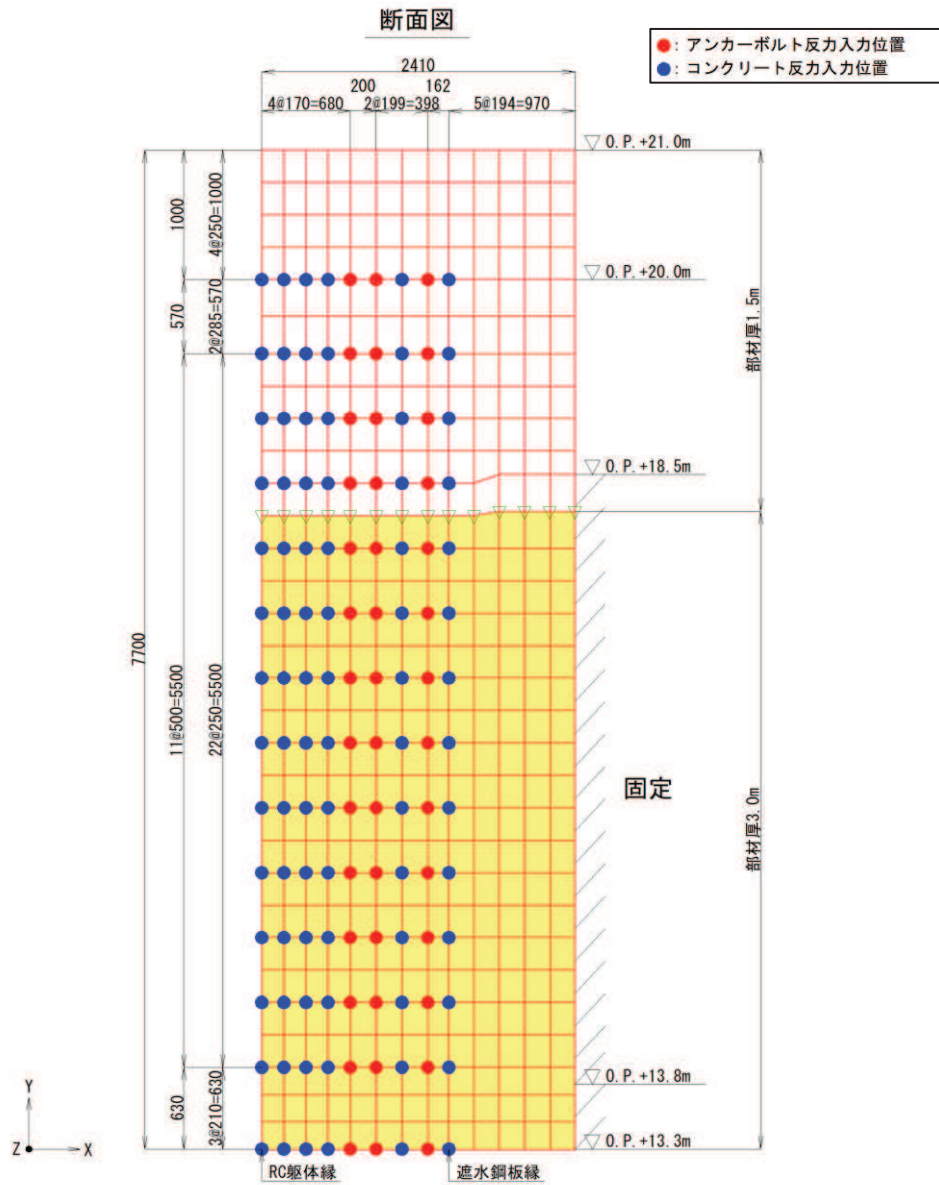


図 6.1-1 RC 壁のモデル図  
6.3.12-31

(2) 使用材料及び物性値

使用材料の物性値を表 6.1-1 に示す。

表 6.1-1 使用材料の物性値

材料	物性値	
鉄筋コンクリート	単位体積重量	24.5 kN/m <sup>3</sup>
	コンクリートの設計基準強度	30 N/mm <sup>2</sup>
	鉄筋 (SD345) の引張降伏強度	345 N/mm <sup>2</sup>
	コンクリートのヤング係数	2.8×10 <sup>7</sup> kN/m <sup>2</sup>
	ポアソン比	0.2

(3) 許容限界

RC 壁の許容限界は、「コンクリート標準示方書 2002 年」に基づき、設定する短期許容応力度とする。

RC 壁の許容応力度を表 6.1-2 に示す。

表 6.1-2(1) RC 壁の許容限界 (曲げ軸力系の破壊)

材料	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 ( $f'_{ck}=30$ N/mm <sup>2</sup> )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	11
鉄筋 (SD345)	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	196

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 6.1-2(2) RC 壁の許容限界 (せん断破壊)

項目	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
斜め引張鉄筋の計算をしない場合 $\tau_{a1}$	はりの場合	0.5
斜め引張鉄筋の計算をする場合 $\tau_{a2}$	せん断力のみの場合	2.2

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。

(4) 評価方法

RC 壁の設計は、背面補強工に固定された版として、二次元 FEM 解析を実施する。RC 壁に作用する各荷重を静的に載荷し、FEM 解析結果より抽出した断面力より RC 断面照査を行う。

① 曲げ・軸力に対する評価方法

二次元のシェル要素から得られる断面力に対して照査を行う。以下のように、断面力の組合せには面内せん断力を考慮する。

各断面力の組合せに対して、曲げ及び軸力に対するコンクリート及び鉄筋の応力度を算出する。

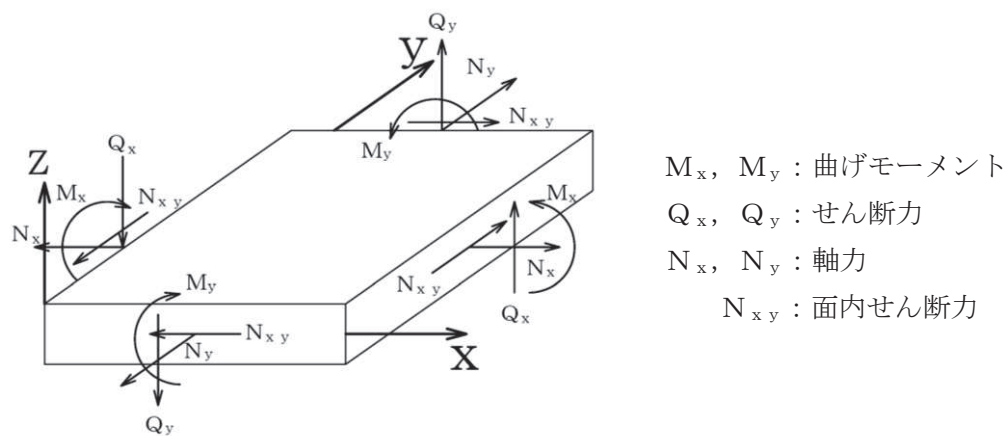


図 6.1-2 シェル要素における断面力の方向

② せん断力に対する評価方法

二次元のシェル要素から得られる X 方向及び Y 方向のせん断力に対して照査を行う。

1) 斜め引張破壊に対する許容限界

$$V = V_c + V_s$$

ここに、

$V$  : 斜め引張耐力 (N)

$V_c$  : コンクリートが分担するせん断耐力 (N)

$V_s$  : せん断補強筋が分担するせん断耐力 (N)

$$V_c = \frac{1}{2} \tau_{a1} \cdot b_w \cdot z \quad \left( z = \frac{d}{1.15} \right)$$

$\tau_{a1}$  : 許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$b_w$  : 単位幅 (mm)

$d$  : 有効高 (mm)

$$V_s = \frac{A_w \cdot \sigma_s \cdot a \cdot z}{s}$$

$A_w$  : 区間  $s$  におけるせん断補強筋の総断面積 (mm<sup>2</sup>)

$s$  : せん断補強筋の部材軸方向の間隔 (mm)

2) 斜め圧縮破壊に対する許容限界

斜め圧縮破壊に対する許容限界は許容応力度 ( $\tau_{a2}$ ) とする。なお、部材に生じるせん断応力は下式により算出する。

$$\tau = \frac{Q}{b_w \cdot z} \quad \left( z = \frac{d}{1.15} \right)$$



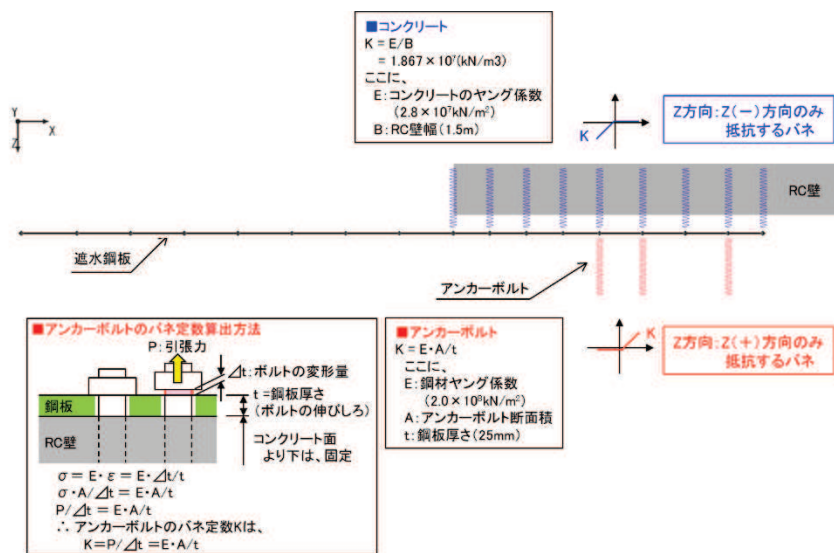
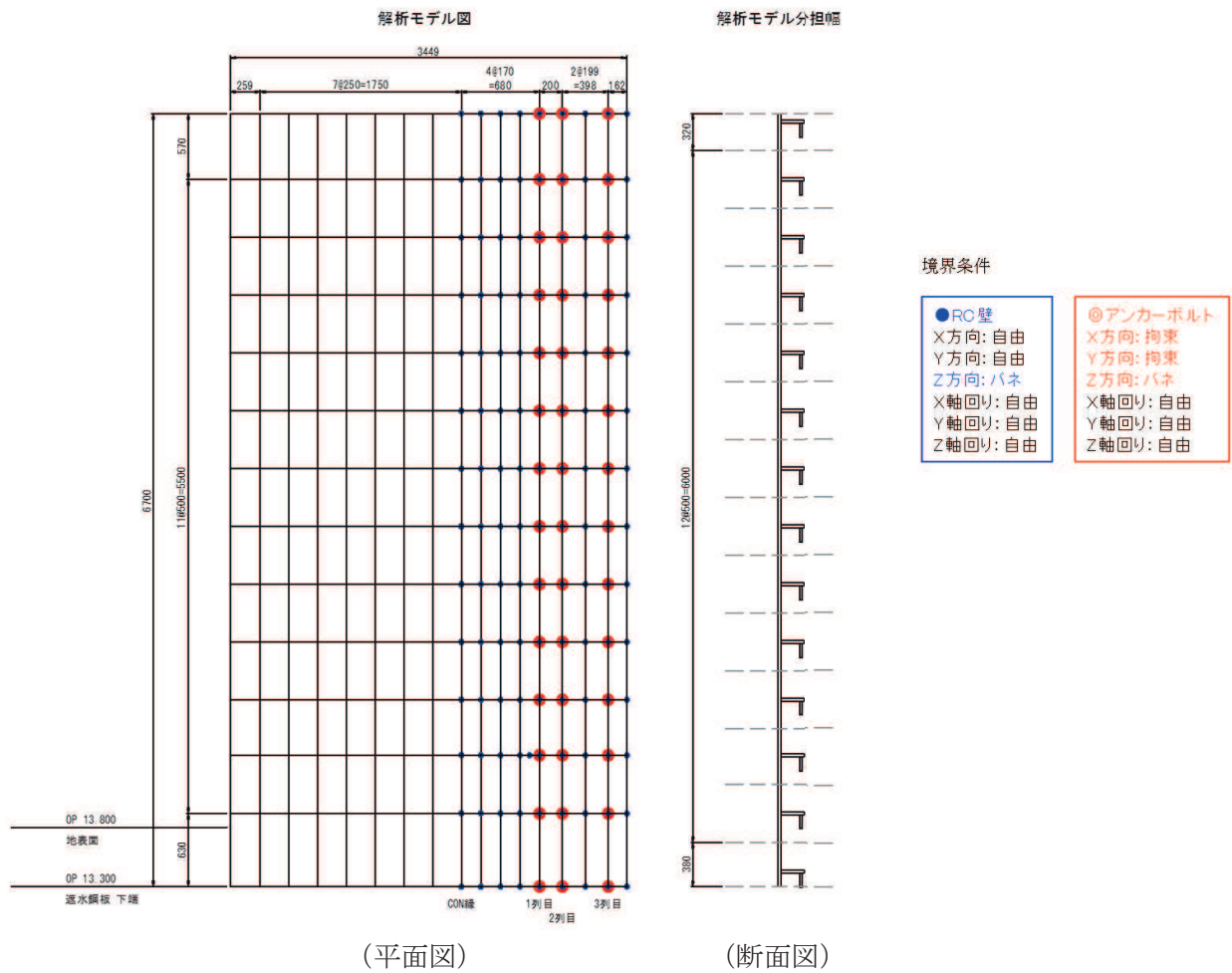
## 6.2 鋼板

### (1) 解析モデル

鋼板は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。主要な構造部材である補剛材（水平リブ）位置で、格子状のビーム要素でモデル化する。

RC 壁との接合部の境界条件は、RC 壁への圧縮方向（防潮壁内→外）はコンクリート面を、引張方向（防潮壁外→内）はアンカーボルトを非線形ばね要素でモデル化する。

解析モデル図を図 6.2-1 に示す。



(平面図)

図 6.2-1 遮水鋼板のモデル化

(2) 使用材料及び物性値

使用材料を表 6.2-1 に、材料の物性値を表 6.2-2 に示す。

表 6.2-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
鋼板	SM570	PL25mm
RC 壁	鉄筋コンクリート	$f'_{ck} = 30\text{N/mm}^2$ (コンクリート)
アンカーボルト	SNR490B	接着式アンカーボルト

表 6.2-2 材料の物性値

材料		単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )	ヤング係数 ( $\text{N/mm}^2$ )	ポアソン比
コンクリート	$f'_{ck} = 30\text{N/mm}^2$	24.0	$2.80 \times 10^4$	0.2
鋼材	SM570, SNR490B	77.0	$2.00 \times 10^5$	0.3

(3) 許容限界

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 6.2-3 に示す短期許容応力度とする。

表 6.2-3 鋼板の許容限界

鋼材	許容応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )	短期許容応力度*2 ( $\text{N/mm}^2$ )
SM570	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}^{*1}$	382
	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	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。

(4) 評価方法

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6.2-2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、補強リブ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、その有効幅単位で照査を行う。

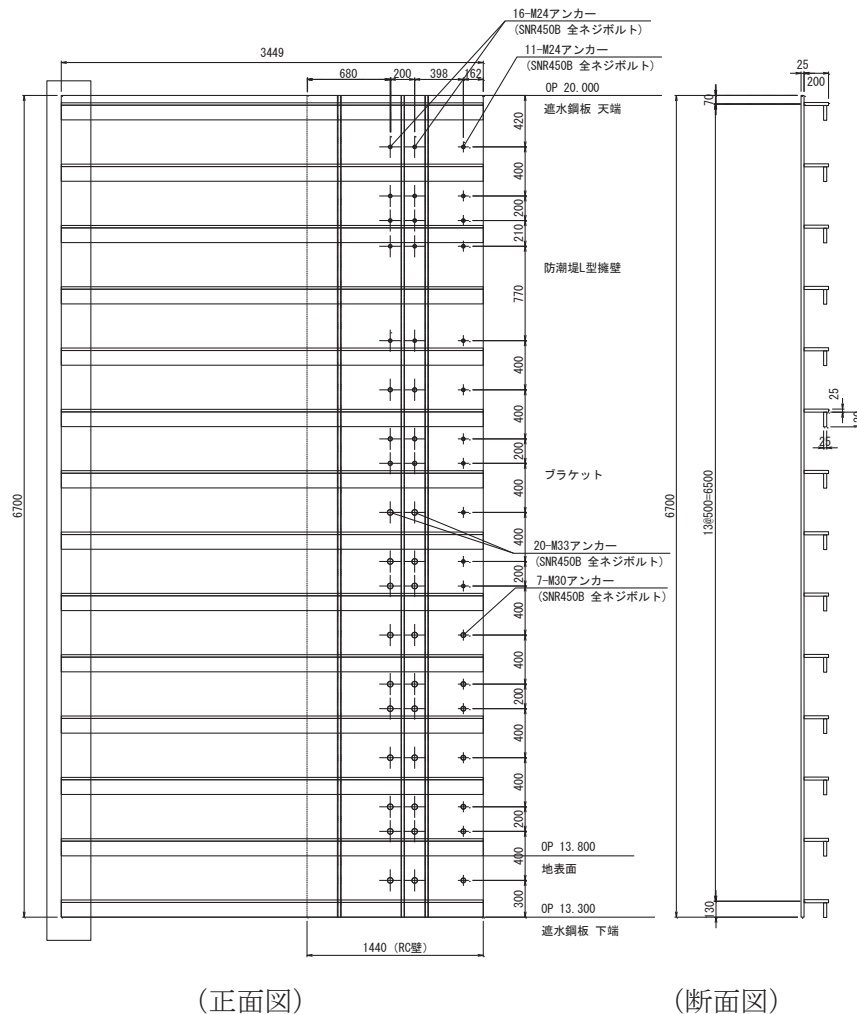


図 6.2-2 鋼板の構造図

① 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用いて図 6.2-3 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。

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, My, Mz 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>)

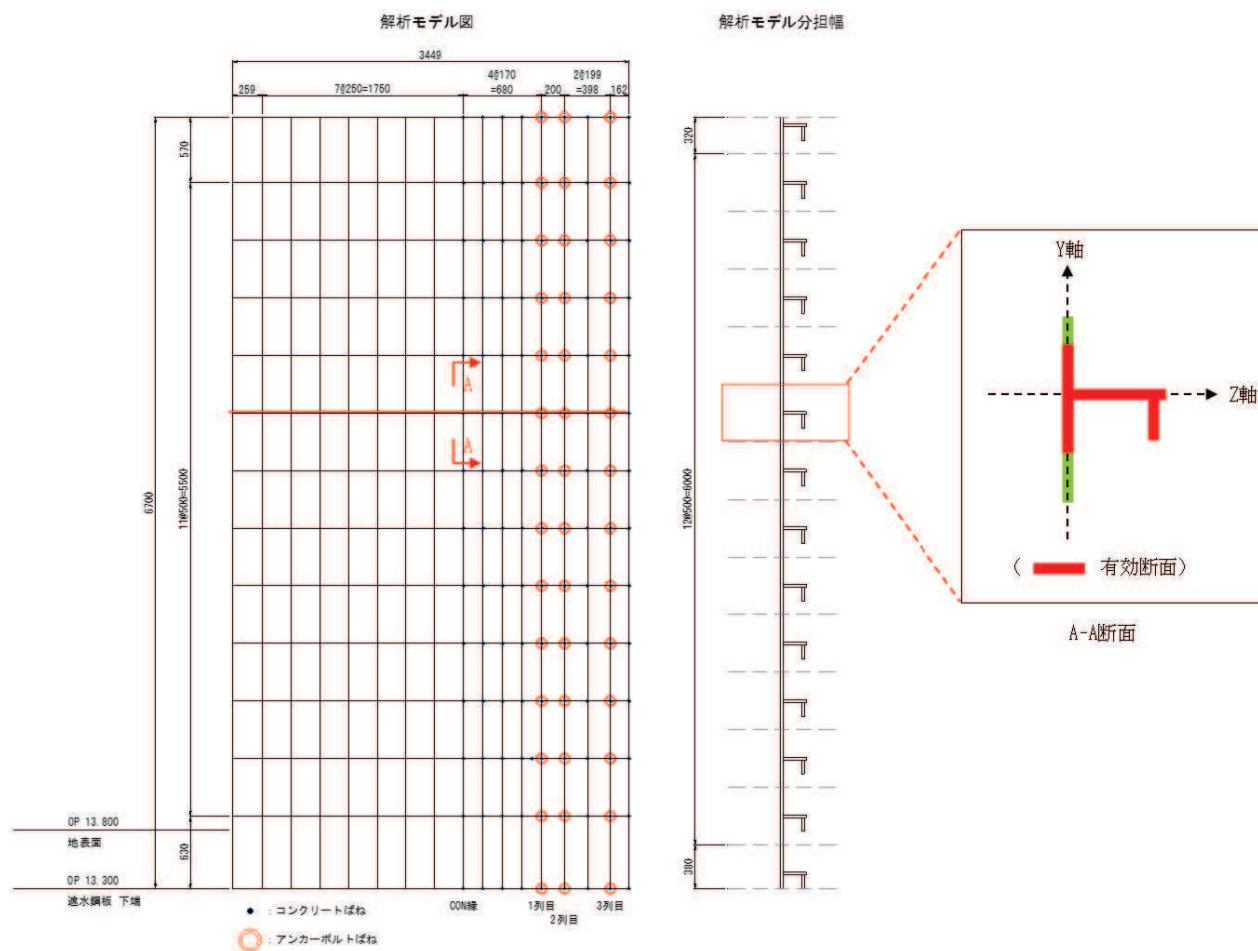


図 6.2-3 鋼製パネル断面形状

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。

$$\tau_1 = \frac{S_{Z1}}{A_1} \dots \dots \dots (3.2)$$

ここで、

$\tau_1$  : 遮水鋼板のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_{Z1}$  : 遮水鋼板に発生するせん断力 (N)

$A_1$  : 遮水鋼板 (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。

$$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{sa}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_1}{\tau_{sa}}\right)^2 \leq k \quad \dots \dots \dots (3.3)$$

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>)

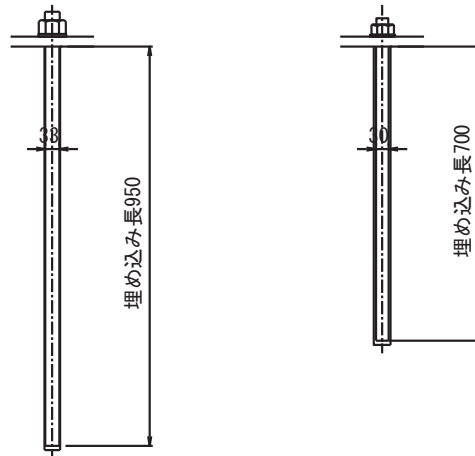
$k$  : 道路橋示方書 (Ⅱ鋼橋編) に基づく合成応力の許容値 (1.2)

### 6.3 アンカーボルト

#### (1) 構造概要

アンカーボルトの構造概要を図 6.3-1 に示す。

アンカーボルト詳細図 S=1:15      アンカーボルト詳細図 S=1:15  
 20-M33 (SNR490B 全ネジボルト)      7-M30 (SNR490B 全ネジボルト)



アンカーボルト詳細図 S=1:15      アンカーボルト詳細図 S=1:15  
 16-M24 (SNR490B 全ネジボルト)      11-M24 (SNR490B 全ネジボルト)

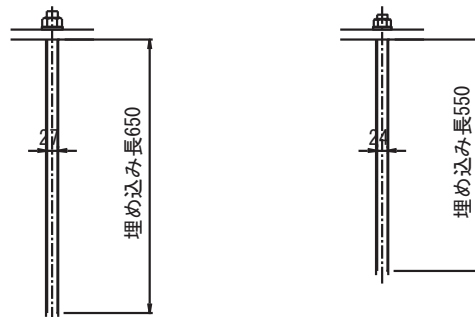


図 6.3-1 防潮堤取り合い部の構造図 (アンカーボルト)

#### (2) 使用材料

アンカーボルトの使用材料を表 6.3-1 に示す。

表 6.3-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
アンカーボルト	SNR490B	接着系アンカーボルト



(3) 許容限界

アンカーボルトの許容荷重は「各種合成構造設計指針・同解説」における接着系アンカーボルトの短期荷重時として算定する。

アンカーボルトの許容応力算出結果を表 6.3-2, 表 6.3-3 にそれぞれ示す。

表 6.3-2(1) アンカーボルトの許容限界算出結果(地震時)

評価部位	許容荷重		
	引張*1, 2 (N)	せん断*1, 2 (N)	合成応力*1 (-)
アンカーボルト	$1.24 \times 10^5$	$8.70 \times 10^4$	1.0
アンカーボルトの付着力	$2.55 \times 10^5$	—	—
コンクリートの コーン状破壊	—	$1.60 \times 10^5$	—

表 6.3-2(2) アンカーボルトの許容限界算出結果(重畳時)

評価部位	許容荷重		
	引張*1, 2 (N)	せん断*1, 2 (N)	合成応力*1 (-)
アンカーボルト	$2.47 \times 10^5$	$1.72 \times 10^5$	1.0
アンカーボルトの付着力	$1.74 \times 10^5$	—	—
コンクリートの コーン状破壊	—	$1.60 \times 10^5$	—

- 注記 \*1: アンカーボルトに対する許容引張力, 許容せん断力及び合成応力の許容値は, 「各種合成構造設計指針・同解説 ( (社) 日本建築学会 平成 26 年) 」に基づき算出する。
- \*2: 接着系アンカーボルトの付着力に対する許容引張力は, 「各種合成構造設計指針・同解説 ( (社) 日本建築学会 平成 26 年) 」に基づき以下の式により算出する。
- \*3: アンカーボルトの埋め込まれるコンクリートのコーン状破壊に対する許容せん断力は, 「各種合成構造設計指針・同解説 ( (社) 日本建築学会 平成 26 年) 」に基づき以下の式により算出する。

(アンカーボルト)

アンカーボルトの許容荷重は「各種合成構造設計指針・同解説」における接着系アンカーボルトの短期荷重時として算定する。

a. 引張

引張に対する許容限界は以下により計算を行う。

$$P_{a1} = \phi_1 \times \sigma_{pa} \times s_c a$$

$$\sigma_{pa} = \sigma_Y$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 6.3-3 に示す。

表 6.3-3(1) アンカーボルトの許容引張力の計算諸元(地震時)

記号	定義	数値	単位
$P_{a1}$	アンカーボルト 1 本当りの許容引張力	—	N
$\phi_1$	低減係数(短期荷重時)	1	—
$\sigma_{pa}$	アンカーボルトの許容引張応力度	325	N/mm <sup>2</sup>
$s_c a$	ねじの有効断面積	384	mm <sup>2</sup>

表 6.3-3(2) アンカーボルトの許容引張力の計算諸元(重畳時)

記号	定義	数値	単位
$P_{a1}$	アンカーボルト 1 本当りの許容引張力	—	N
$\phi_1$	低減係数(短期荷重時)	1	—
$\sigma_{pa}$	アンカーボルトの許容引張応力度	325	N/mm <sup>2</sup>
$s_c a$	ねじの有効断面積	761	mm <sup>2</sup>

b. せん断

せん断に対する許容限界は以下により計算を行う。

$$Q_{a1} = \phi_1 \times \sigma_{qa} \times s_{ca}$$

$$\sigma_{qa} = 0.7 \sigma_Y$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 6.3-4 に示す。

表 6.3-4(1) アンカーボルトの許容せん断力の計算諸元 (地震時)

記号	定義	数値	単位
$Q_{a1}$	アンカーボルト 1 本当りの許容せん断力	—	N
$\phi_1$	低減係数(短期荷重時)	1	—
$\sigma_{qa}$	アンカーボルトの許容せん断応力度	227	N/mm <sup>2</sup>
$s_{ca}$	ねじの有効断面積	384	mm <sup>2</sup>

表 6.3-4(2) アンカーボルトの許容せん断力の計算諸元 (重畳時)

記号	定義	数値	単位
$Q_{a1}$	アンカーボルト 1 本当りの許容せん断力	—	N
$\phi_1$	低減係数(短期荷重時)	1	—
$\sigma_{qa}$	アンカーボルトの許容せん断応力度	227	N/mm <sup>2</sup>
$s_{ca}$	ねじの有効断面積	761	mm <sup>2</sup>

(接着系アンカーボルトの付着力)

接着系アンカーボルトの付着力に対する許容引張荷重については「各種合成構造設計指針・同解説」における接着系アンカーボルトの短期荷重時として算定する。アンカーボルトの配置について図 6.3-2 に、アンカーのへりあき面とへりあき寸法を図 6.3-3 に示す。

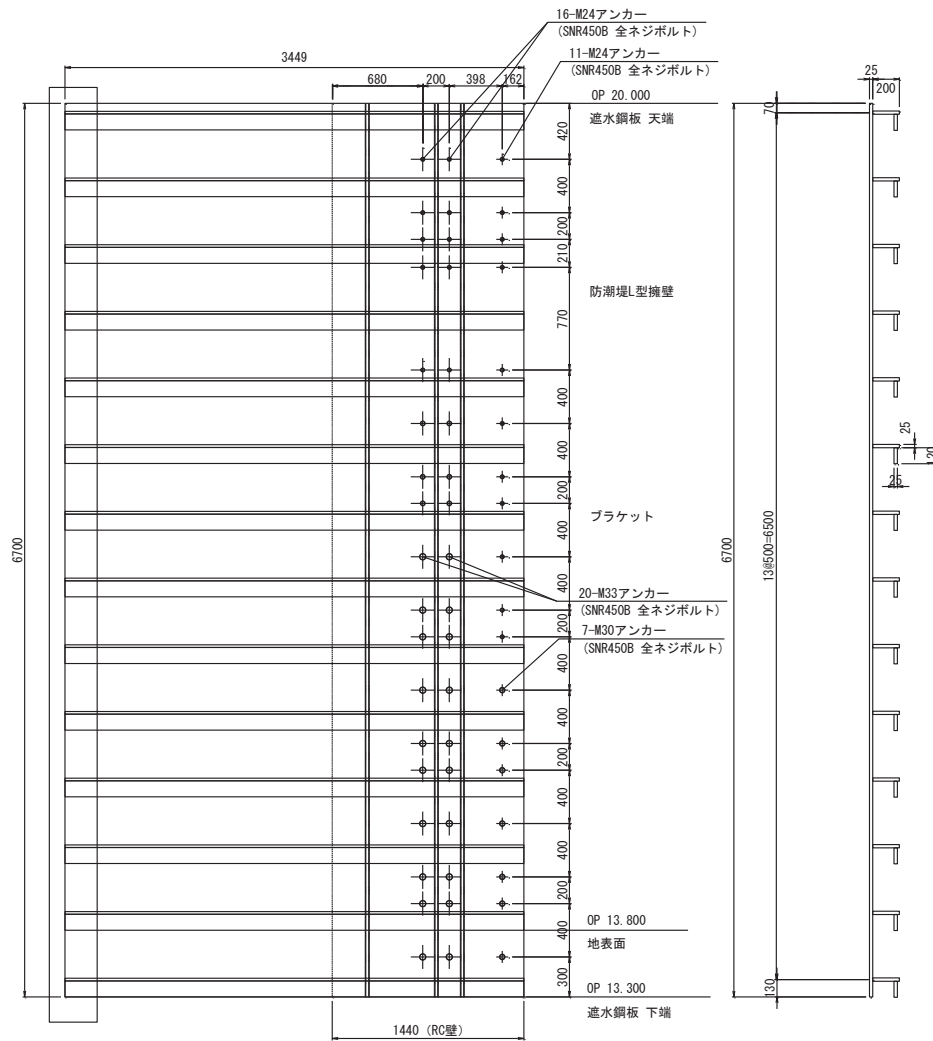


図 6.3-2 アンカーボルトの付着力の計算モデル

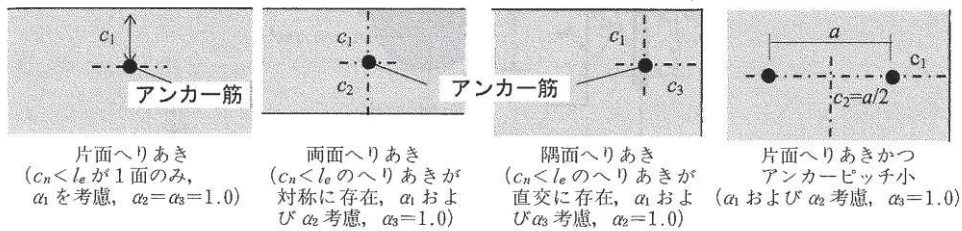
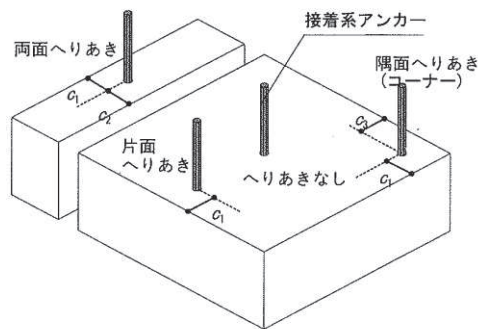
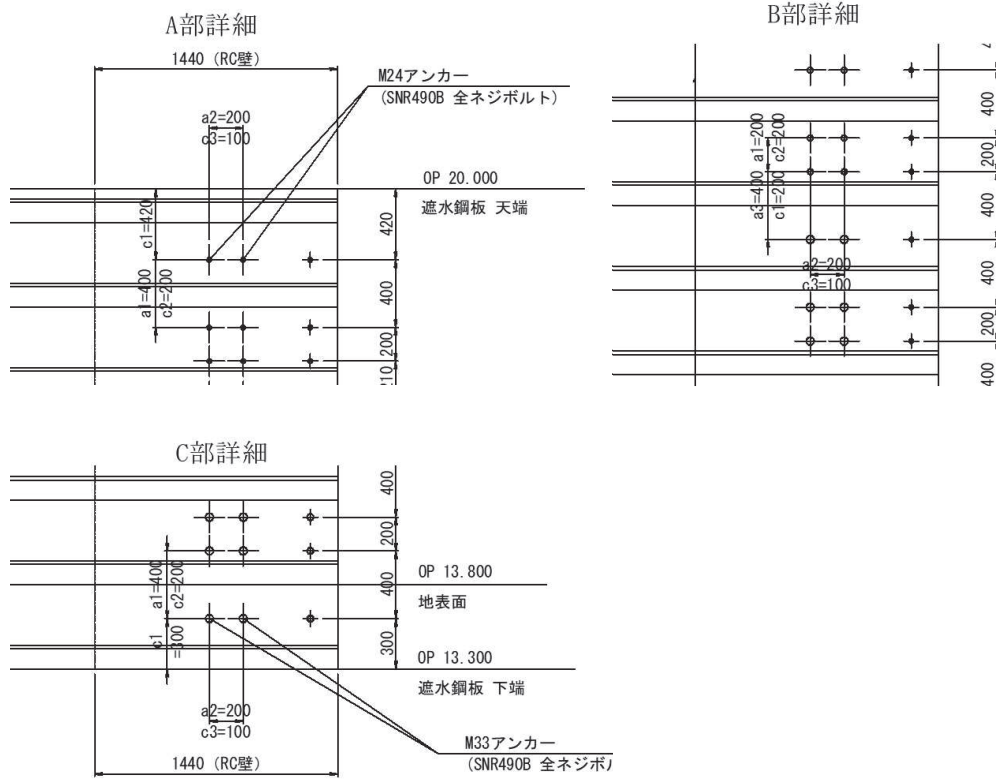


図 6.3-3 接着系アンカーのへりあき面とへりあき寸法

(コンクリートのコーン状破壊)

アンカーボルトの周辺のコンクリートのコーン状破壊に対する許容せん断荷重については「各種合成構造設計指針・同解説」における接着系アンカーボルトの短期荷重時として算定する。コーン状破壊面の概要について図6.3-5に示す。

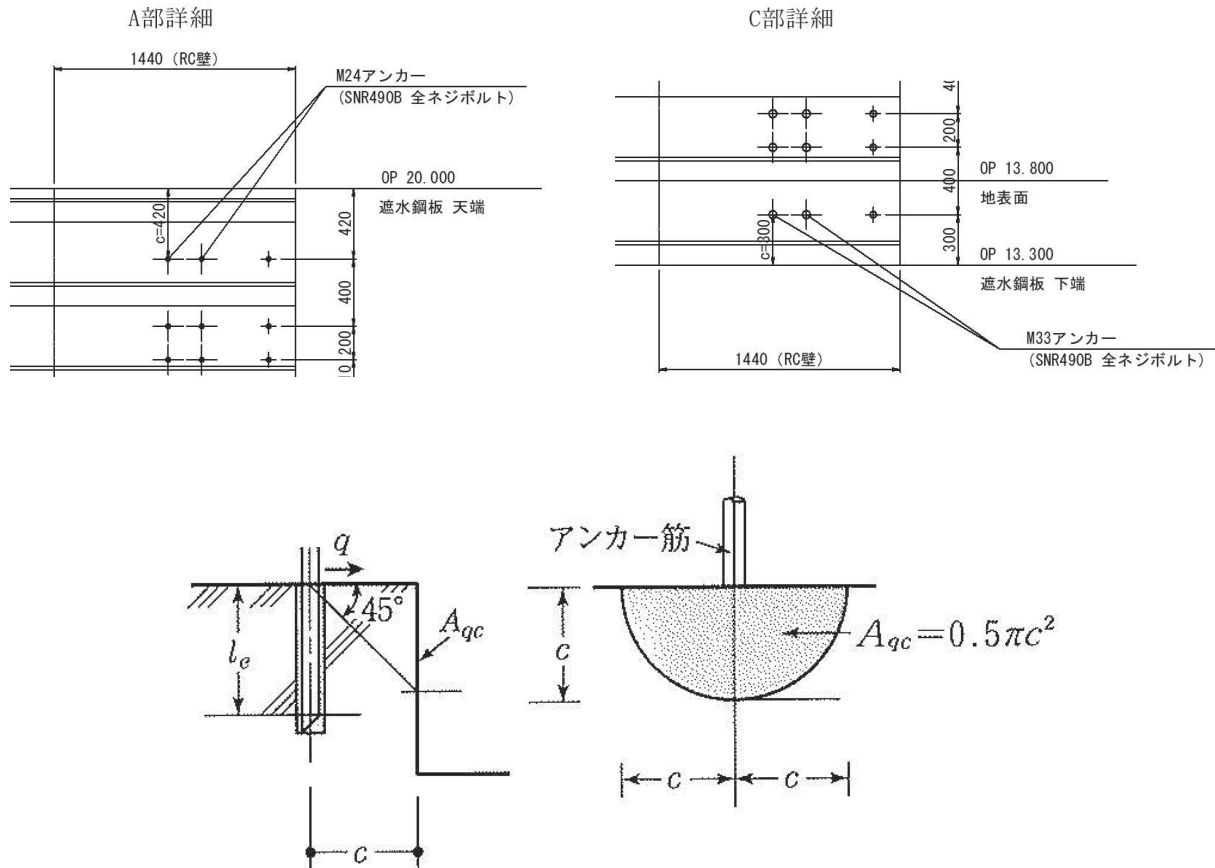


図 6.3-5 コンクリートのコーン状破壊の概要

a. 引張

引張に対する許容限界は以下により計算を行う。有効埋込み長  $l_e$  と算定用有効埋込み長  $l_{ce}$  の概念図を図 6.3-4 に、各記号の定義及び数値を表 6.3-5 に示す。

$$P_{a3} = \phi_3 \times \tau_a \times \pi \times d_a \times l_{ce}$$

$$\tau_a = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \tau_{bavg}$$

$$\alpha_n = 0.5 \times \left( \frac{c_n}{l_e} \right) + 0.5$$

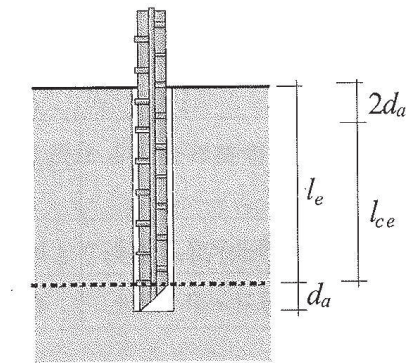


図 6.3-4 有効埋込み長  $l_e$  と算定用有効埋込み長  $l_{ce}$ 。

表 6.3-5 接着系アンカーボルトの付着力に対する許容引張力の計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_{a3}$	接着系アンカーボルトの付着力により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力	—	N
$\phi_3$	低減係数(短期荷重時)	2/3	—
$\tau_a$	へりあきおよびアンカーボルトのピッチを考慮した接着系アンカーボルトの引張力に対する付着強度	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{bavg}$	接着系アンカーボルトの基本平均付着強度であるアンカー接着部の接着剤が注入方式で有機系の場合には $7\sqrt{f'_{ck}/21}$ とする	—	N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_n$	へりあきおよびアンカーボルトのピッチによる付着強度の低減係数であり ( $n=1, 2, 3$ )、もっとも小さい寸法となる 3 面までを考慮する	—	—
$C_n$	へりあき寸法, または, アンカーボルトピッチ $\alpha$ の 1/2 で $C_n = \alpha_n/2$ ( $n=1, 2, 3$ ) とする。もっとも小さい寸法となる 3 面までを考慮する ただし、 $(C_n/l_e) \geq 1.0$ の場合は、 $(C_n/l_e) = 1.0$ 、 $l_e \geq 10d_a$ の場合は、 $l_e = 10d_a$ とする	—	mm
$f'_{ck}$	コンクリートの設計基準強度	30	N/mm <sup>2</sup>
$d_a$	接着系アンカーボルトの径	33	mm
$l_{ce}$	接着系アンカーボルトの強度算定用埋込み長さ で、 $l_{ce} = l_e - 2d_a$ とする。	884	mm
$l_e$	接着系アンカーボルトの有効埋込み長さ	950	mm

b. せん断

せん断に対する許容限界は以下により計算を行う。各記号の定義及び数値を表 6.3-6 に示す。

$$Q_{a3} = \phi_3 \times {}_c \sigma_t \times A_{qc}$$

$${}_c \sigma_t = 0.31 \sqrt{f'_{ck}}$$

$$A_{qc} = 0.5 \pi c^2$$

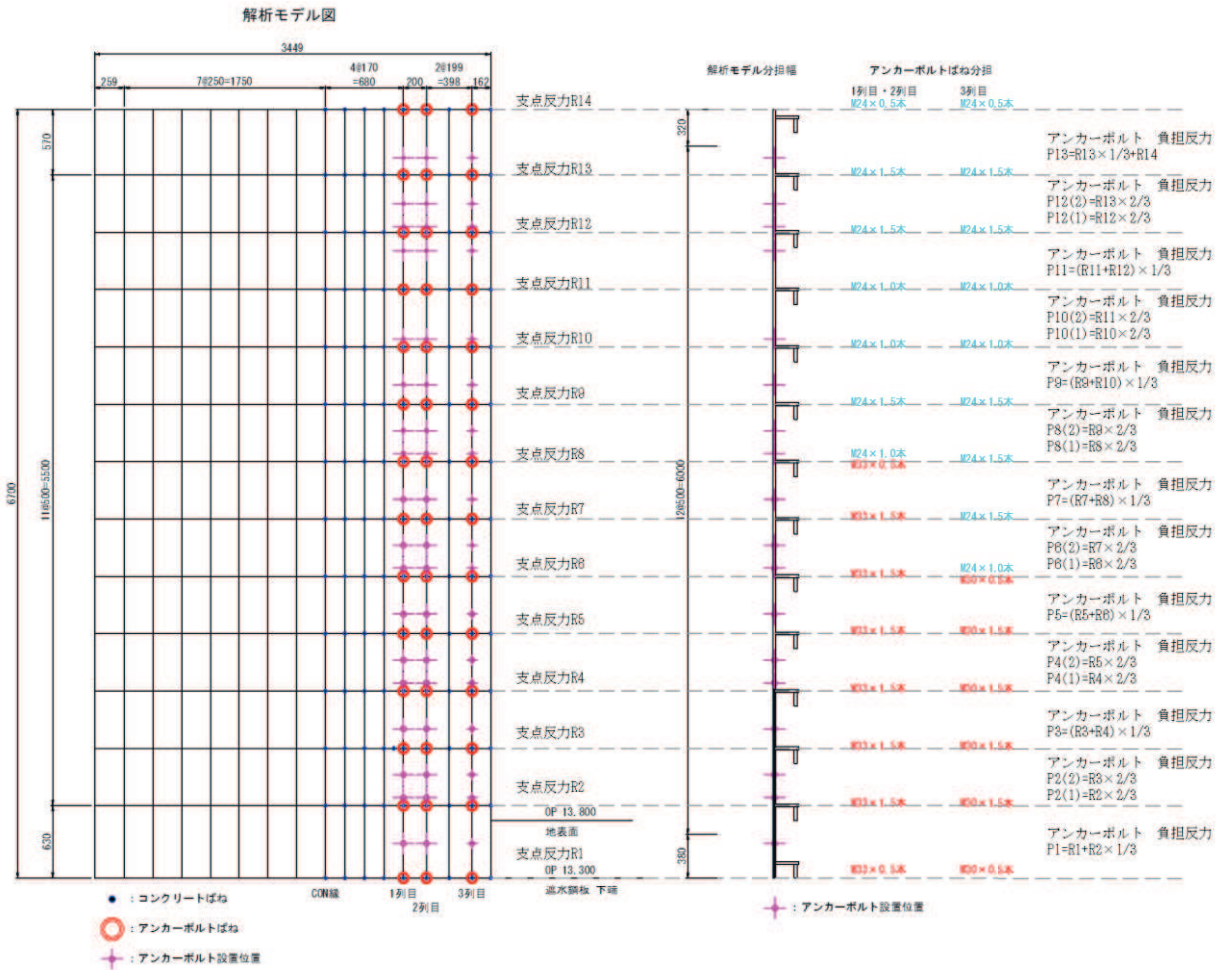
表 6.3-6 コンクリートのコーン状破壊に対する許容せん断力の計算諸元

記号	定義	数値	単位
$Q_{a3}$	アンカーボルト 1 本当りのコーン状破壊に対する許容せん断力	—	N
$\phi_3$	低減係数(短期荷重時)	2/3	—
${}_c \sigma_t$	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	—	N/mm <sup>2</sup>
$A_{qc}$	せん断力方向の側面におけるコーン状破壊面の有効投影面積	—	mm <sup>2</sup>
$f'_{ck}$	コンクリートの設計基準強度	30	N/mm <sup>2</sup>
$c$	アンカーボルトの最小へりあき寸法	300	mm



#### (4) 評価方法

アンカーボルトは「各種合成構造設計指針・同解説」に従い、アンカーボルトに発生する引張力、せん断力及びアンカーボルトの付着力、コンクリートのコーン状破壊が、許容限界以下となることを確認する。アンカーボルトの評価方法の概要を図6.3-6に示す。



$$\kappa = \left( \frac{P_1}{P_a} \right)^2 + \left( \frac{Q_1}{Q_a} \right)^2$$

ここに、

- $P_1$  : アンカーボルト1本にはたらく引張力 (N)
- $Q_1$  : アンカーボルト1本にはたらくせん断力 (N)
- $n$  : 支点条件のアンカーボルトの本数 (本)
- $\kappa$  : アンカーボルトの合成応力
- $P_a$  : アンカーボルトの許容引張力 (N)
- $Q_a$  : アンカーボルトの許容せん断力 (N)

図 6.3-6 アンカーボルトの構造概要及び応力算定式

7. 評価結果

7.1 評価結果

防潮堤取り合い部のRC壁及び鋼板、アンカーボルトの評価結果を表7.1-1～表7.1-2に示す。発生応力が許容応力以下であることから構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 7.1-1(1) 評価結果 (地震時 (取り合い部②))

追而

表 7.1-1(2) 評価結果 (地震時 (取り合い部④))

評価部位	評価項目	荷重組合せ ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
RC 壁	軸力 + 曲げ	1. 0H+0. 4V (下向き)	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	3.0	16.5	0.18
			$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	171	294	0.59
		0. 4H+1. 0V (下向き)	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.2	16.5	0.08
			$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	177	294	0.60
	面外 せん断力	1. 0H+0. 4V (下向き)	Q (kN)	650	1476	0.45
		0. 4H+1. 0V (下向き)	Q (kN)	262	1476	0.18

表 7.1-1(3) 評価結果（地震時（取り合い部④））

評価部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
鋼板	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	156	382	0.41
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	1	217	0.01
	合成応力度	0.17	1.2	0.15
アンカーボルト	引張力 (N)	$6.40 \times 10^4$	$1.24 \times 10^5$	0.52
	せん断力 (N)	$3.80 \times 10^4$	$8.70 \times 10^4$	0.44
	合成力	0.46	1.0	0.46
アンカーボルト (付着力)	引張力 (N)	$1.45 \times 10^5$	$2.55 \times 10^5$	0.57
アンカーボルト (コンクリートのコーン状破壊)	せん断力 (N)	$4.00 \times 10^4$	$1.60 \times 10^5$	0.25

表 7.1-2(1) 評価結果（重畳時（取り合い部②））

追而

表 7.1-2(2) 評価結果（重畳時（取り合い部④））

評価部位	評価項目	荷重組合せ ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
RC 壁	軸力 + 曲げ	1. 0H+0. 4V (下向き)	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	1. 8	16. 5	0. 11
			$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	201	294	0. 69
		0. 4H+1. 0V (下向き)	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	1. 0	16. 5	0. 06
			$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	204	294	0. 70
	面外 せん断力	1. 0H+0. 4V (下向き)	Q (kN)	918	3018	0. 31
			0. 4H+1. 0V (下向き)	Q (kN)	638	3018

表 7.1-2(3) 評価結果 (重畳時 (取り合い部④))

評価部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
鋼板	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	156	382	0.41
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	1	217	0.01
	合成応力度	0.17	1.20	0.15
アンカーボルト	引張力 (N)	$1.59 \times 10^5$	$2.47 \times 10^5$	0.65
	せん断力 (N)	$4.0 \times 10^4$	$1.72 \times 10^5$	0.24
	合成力	0.47	1.0	0.47
アンカーボルト (付着力)	引張力 (N)	$1.15 \times 10^5$	$1.74 \times 10^5$	0.67
アンカーボルト (コンクリートのコーン状破壊)	せん断力 (N)	$4.00 \times 10^4$	$1.60 \times 10^5$	0.25

## 7.2 断面力図等

### (1) RC 壁

評価部位の最大照査値発生時刻における断面力図を図 7.2-1～図 7.2-4 に示す。

1)地震時 (1.0H+0.4V)

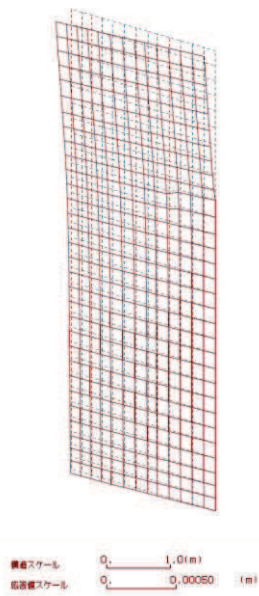
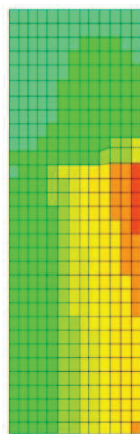
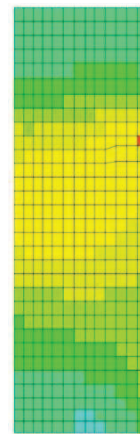


図 7.2-1(1) 変形図



[kN · m/m]

図 7.2-1(2)  $M_x$ 図



[kN · m/m]

図 7.2-1(3)  $M_y$ 図



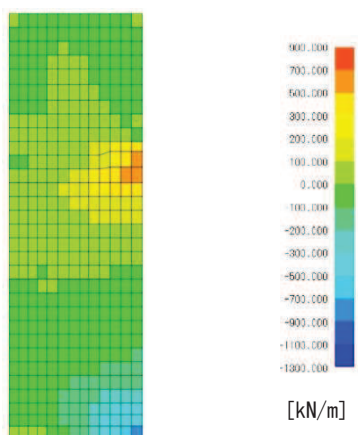


图 7.2-1(4)  $N_x$

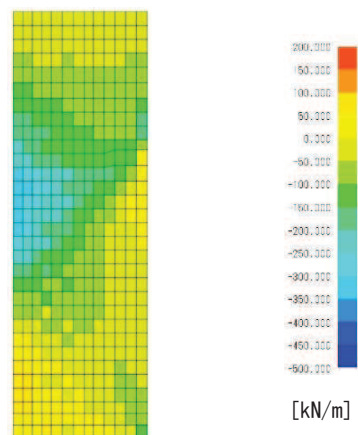


图 7.2-1(5)  $N_y$

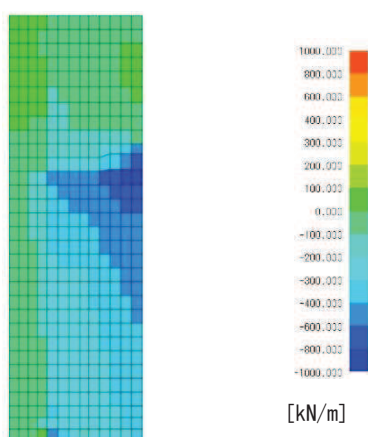


图 7.2-1(6)  $Q_x$

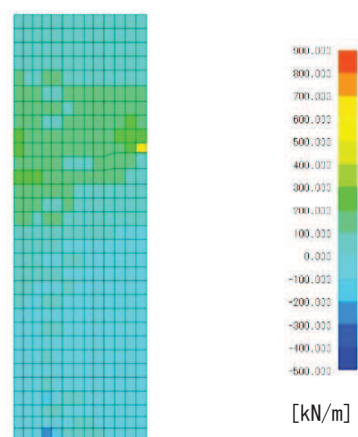


图 7.2-1(7)  $Q_y$

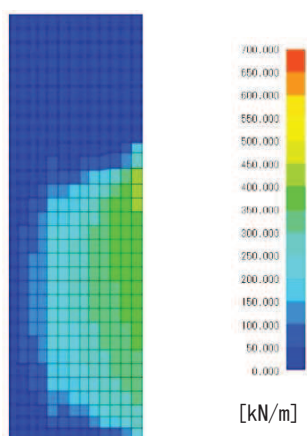


图 7.2-1(8)  $N_{xy}$

2)地震時 (0.4H+1.0V)

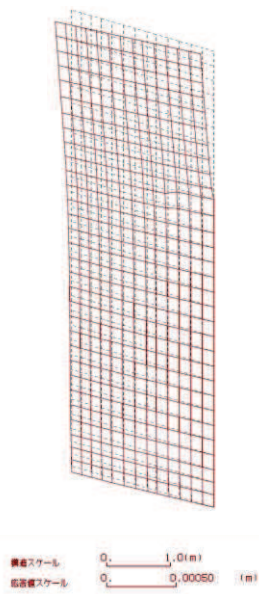
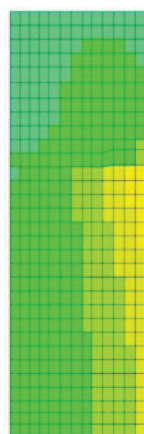
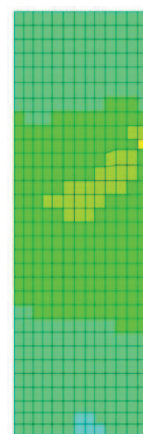


図 7.2-2(1) 変形図



[kN · m/m]

図 7.2-2(2)  $M_x$ 図



[kN · m/m]

図 7.2-2(3)  $M_y$ 図

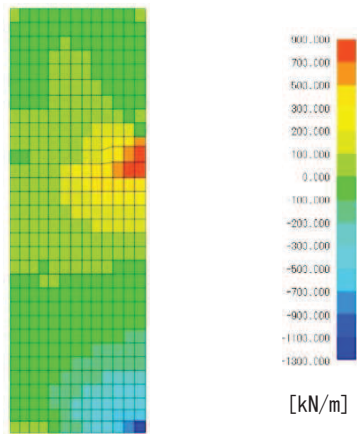


图 7.2-2(4)  $N_x$

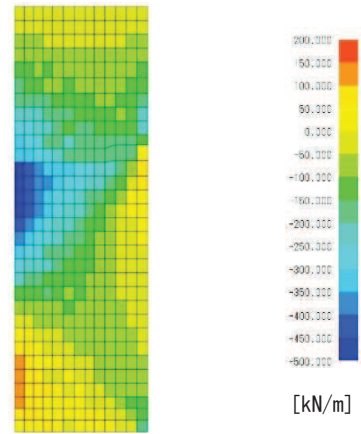


图 7.2-2(5)  $N_y$

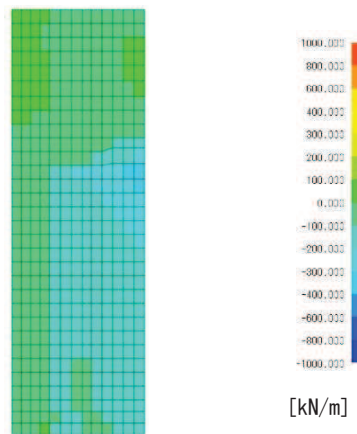


图 7.2-2(6)  $Q_x$

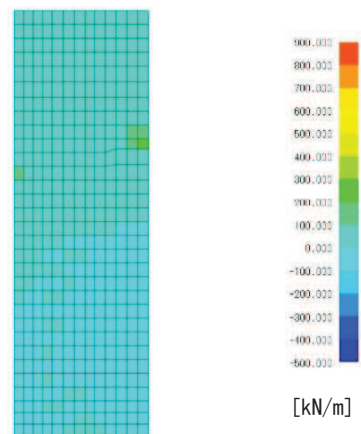


图 7.2-2(7)  $Q_y$

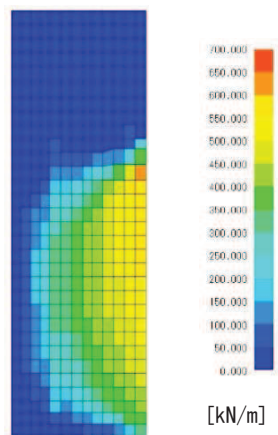


图 7.2-2(8)  $N_{xy}$

3) 津波余震時 (1.0H+0.4V)

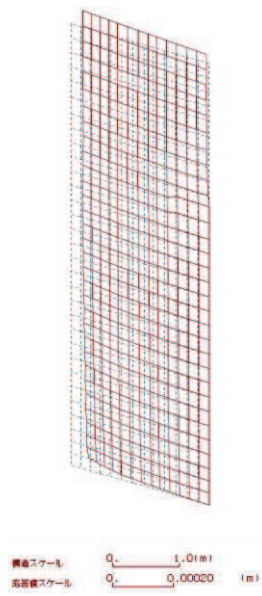


図 7.2-3(1) 変形図

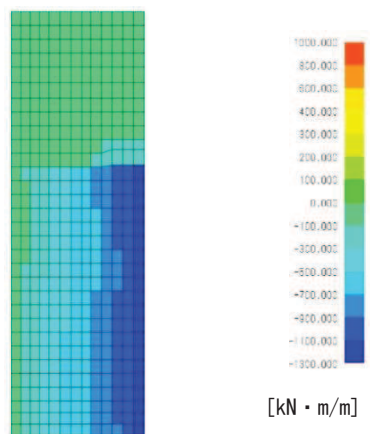


図 7.2-3(2)  $M_x$  図

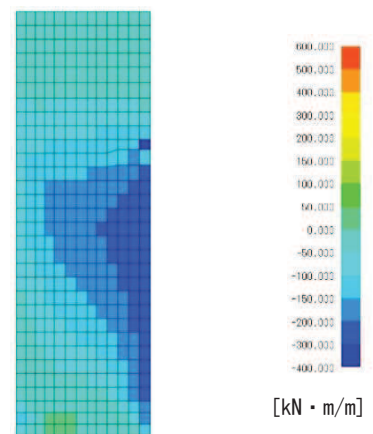


図 7.2-3(3)  $M_y$  図

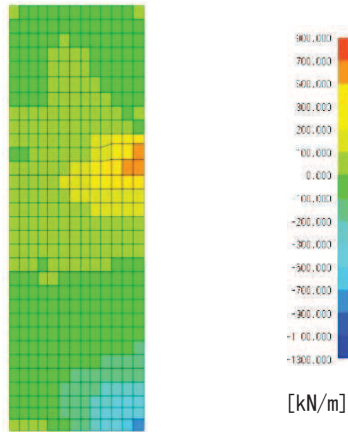


图 7.2-3(4)  $N_x$  图

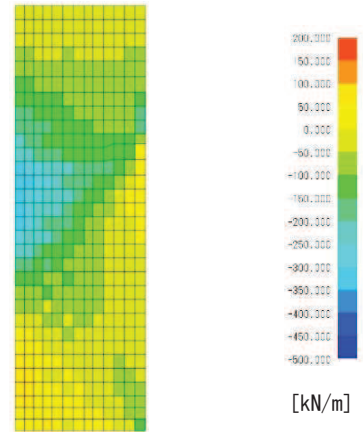


图 7.2-3(5)  $N_y$  图

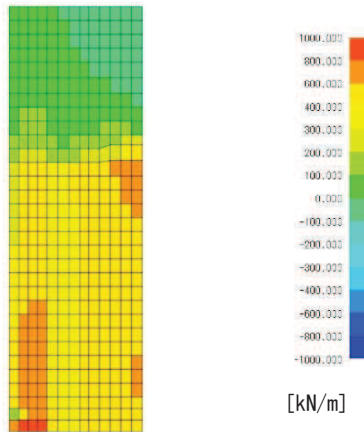


图 7.2-3(6)  $Q_x$  图

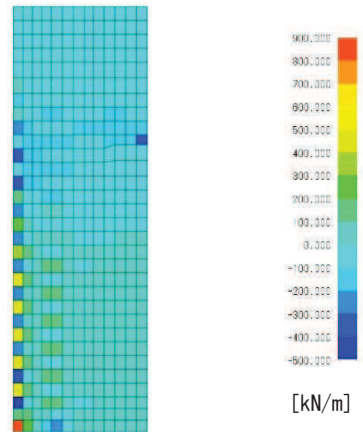


图 7.2-3(7)  $Q_y$  图

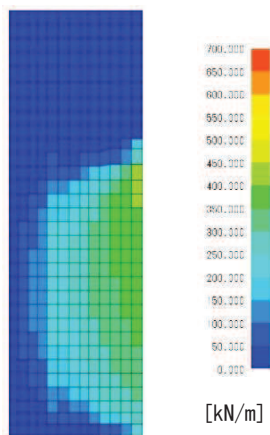


图 7.2-3(8)  $N_{xy}$  图

4) 津波余震時 (0.4H+1.0V)

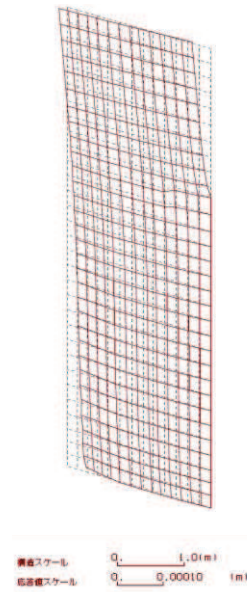


図 7.2-4(1) 変形図

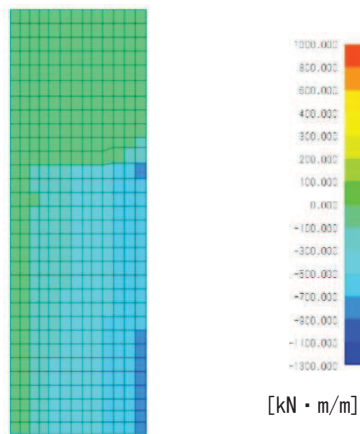


図 7.2-4(2)  $M_x$  図

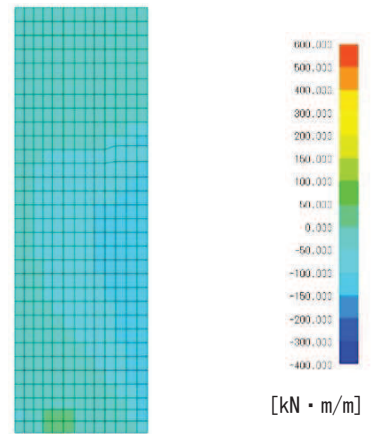


図 7.2-4(3)  $M_y$  図

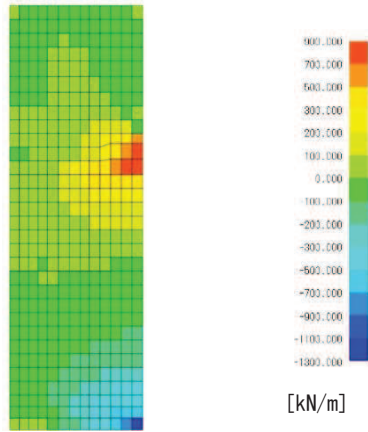


图 7.2-4(4)  $N_x$  图

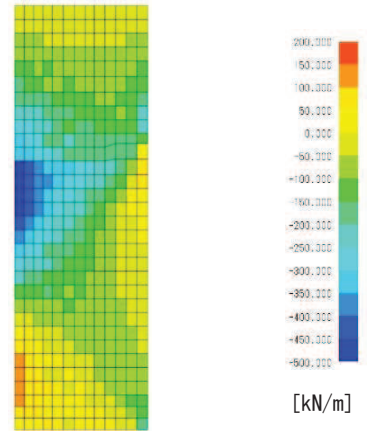


图 7.2-4(5)  $N_y$  图

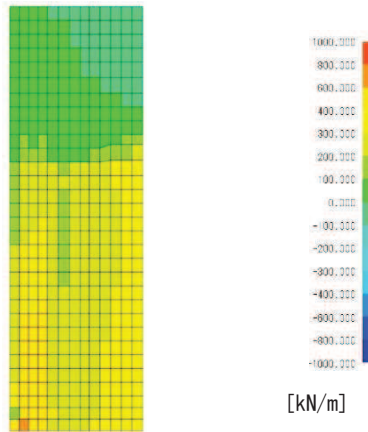


图 7.2-4(6)  $Q_x$  图

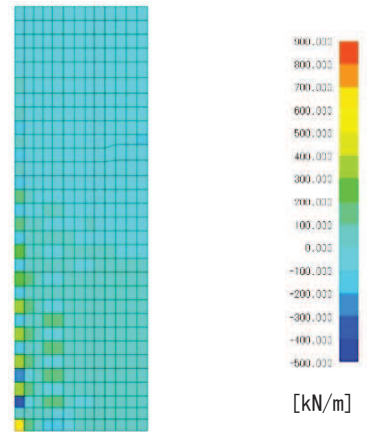


图 7.2-4(7)  $Q_y$  图

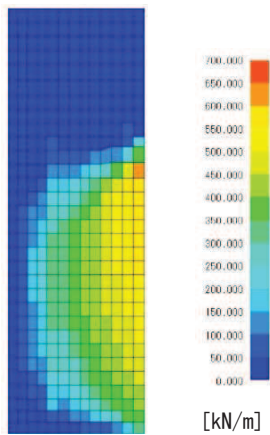


图 7.2-4(8)  $N_{xy}$  图

(2) 鋼板

評価部位における断面力図及びRC壁へ入力する反力並びにアンカーボルトの照査に係る反力図を図7.2-5～図7.2-8に示す。

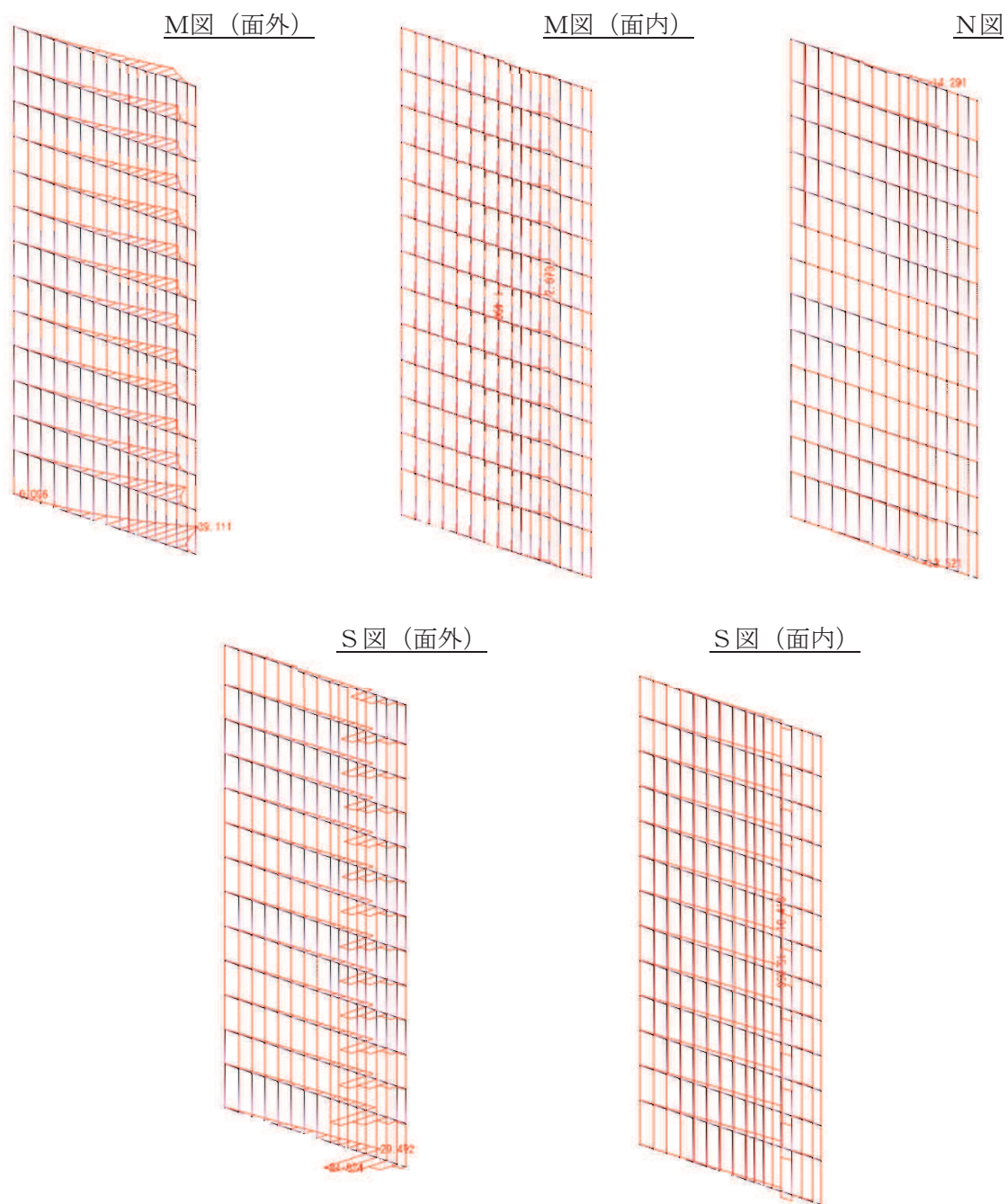


図7.2-5(1) 断面力図 (地震時 1.0Ss 水平\_0.4Ss 鉛直)



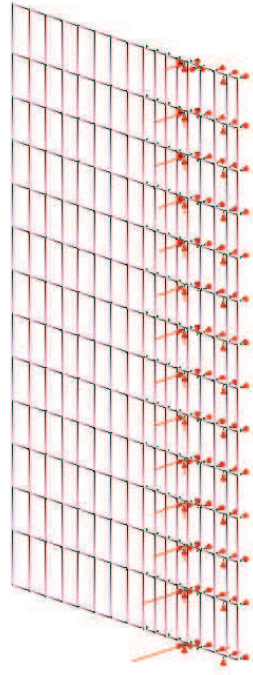


図 7.2-5(2) 反力図 (地震時 1.0Ss 水平\_-0.4Ss 鉛直)

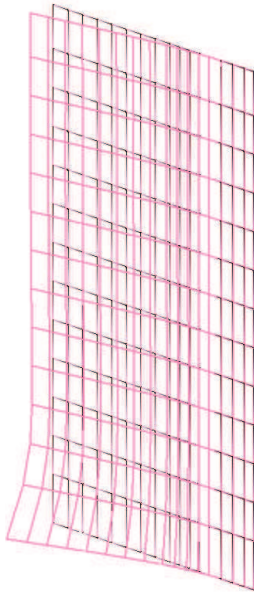


図 7.2-5(3) 変形図 (地震時 1.0Ss 水平\_-0.4Ss 鉛直)

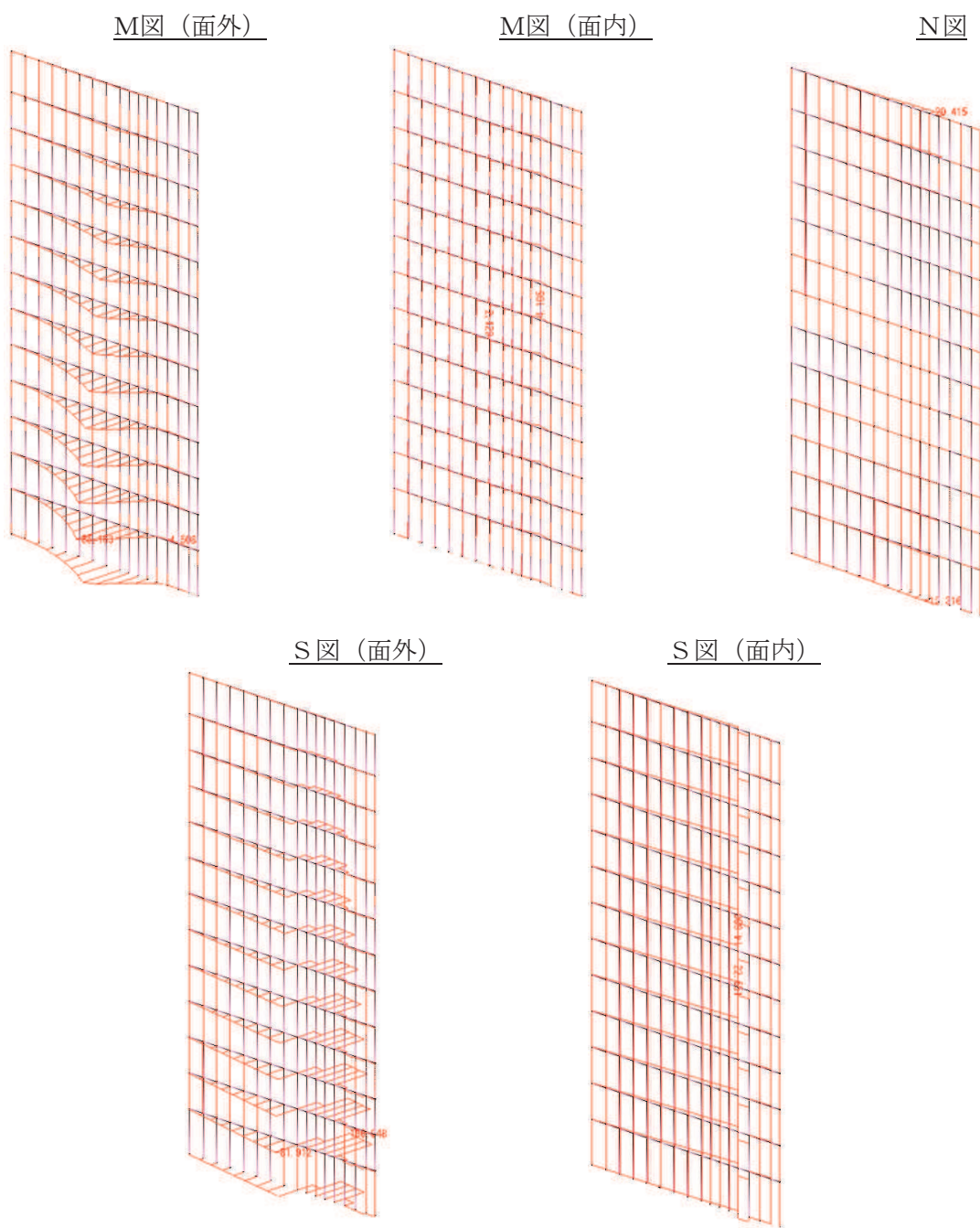


图 7.2-6(1) 断面力图 (地震时 0.4Ss 水平\_-1.0Ss 铅直)

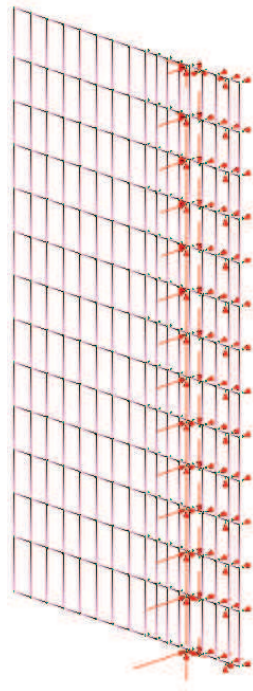


图 7.2-6(2) 反力图 (地震時 0.4Ss 水平\_-1.0Ss 鉛直)

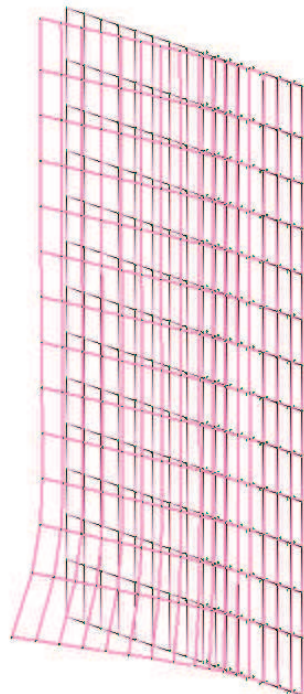


图 7.2-6(3) 变形图 (地震時 0.4Ss 水平\_-1.0Ss 鉛直)

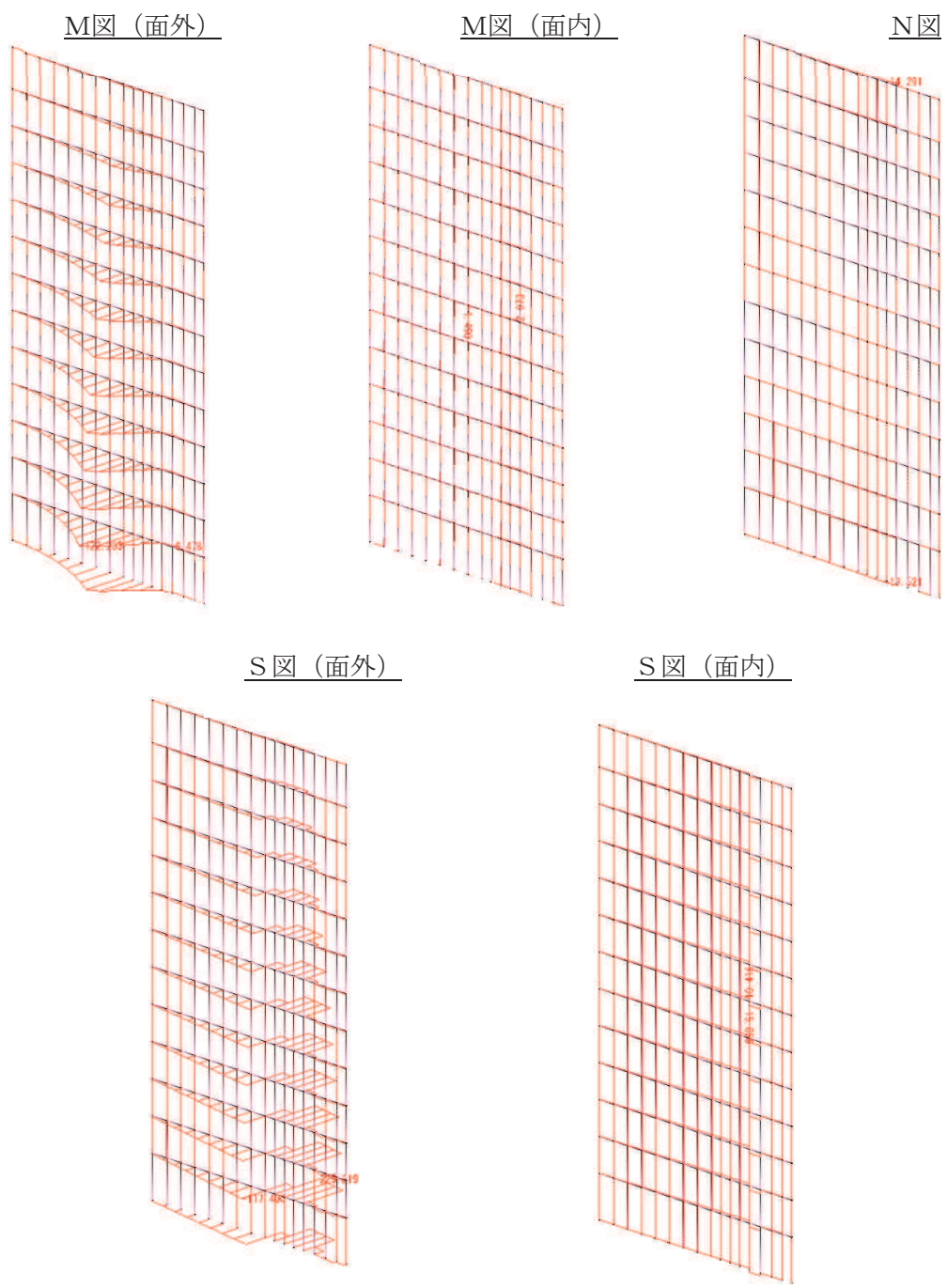


图 7.2-7(1) 断面力图 (重叠时 1.0Sd 水平\_-0.4Sd 铅直)

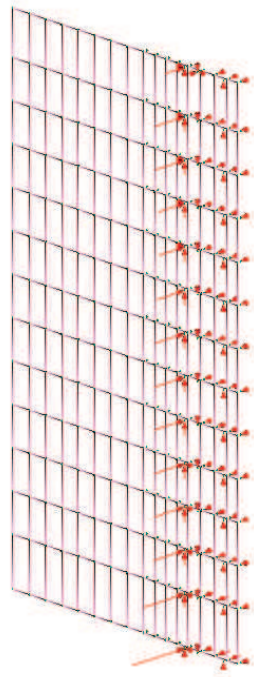


图 7.2-7(2) 反力图 (重叠时 1.0Sd 水平\_-0.4Sd 铅直)

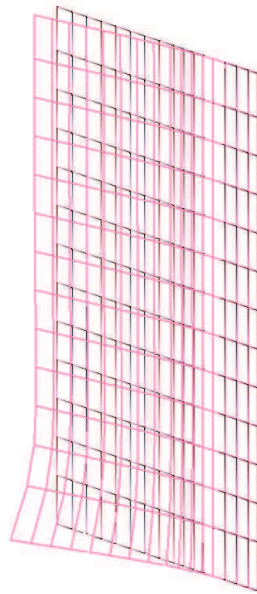


图 7.2-7(3) 变形图 (重叠时 1.0Sd 水平\_-0.4Sd 铅直)

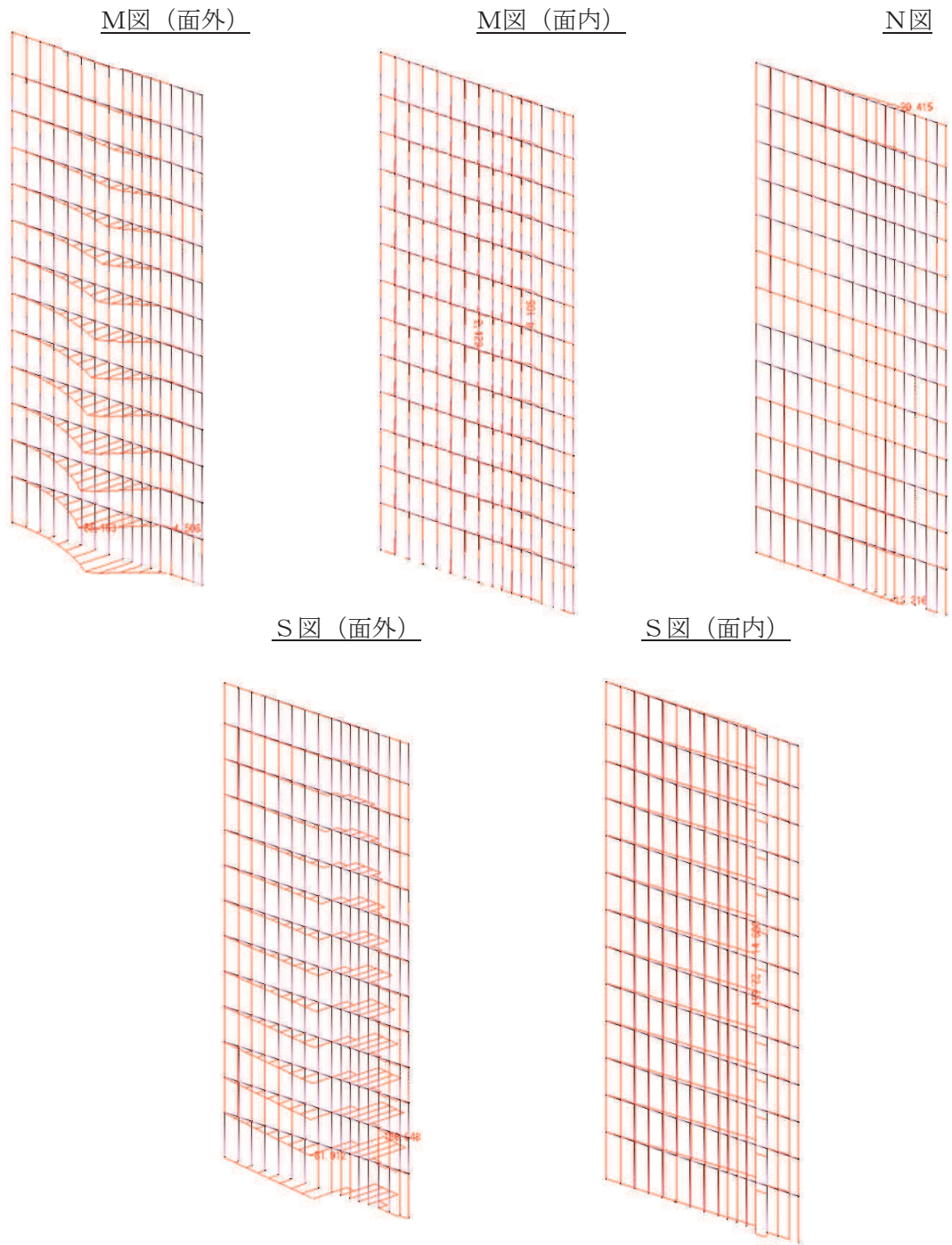


图 7.2-8(1) 断面力图 (重叠时 0.4Sd 水平\_1.0Sd 铅直)

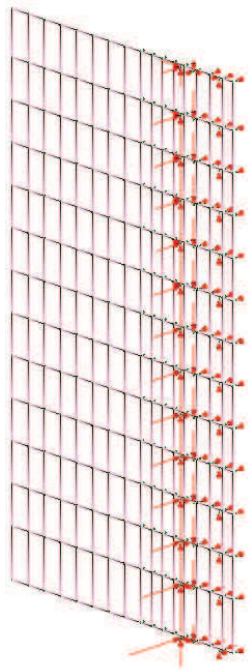


图 7.2-8(2) 反力图 (重叠時 0.4Sd 水平\_1.0Sd 鉛直)

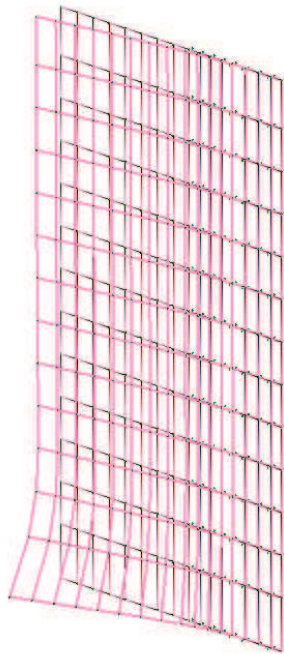


图 7.2-8(3) 変形図 (重叠時 0.4Sd 水平\_1.0Sd 鉛直)

(参考資料 1) 杭基礎構造防潮壁の詳細設計の考え方

1. 概要

本章では、杭基礎構造防潮壁（以下「防潮壁」という。）について基本設計段階（設置変更許可段階）において示した基本設計方針を踏まえ、詳細設計のなかで具体化した内容を、基本設計方針の内容とあわせて説明する。

以下に、基本設計方針において例示していた項目に対して具体化した事項を示す。

項目	説明箇所
防潮堤接合部の構造形式について	2. (2) 構造概要, 2. (4) 止水確保の考え方 (2. (4). c. 異種構造物間)
平面配置について	2. (3) 設置個所の概要
鋼製扉部の開閉装置について	2. (4) 止水性確保の考え方
地中部からの回り込みに対する止水性確保	2. (4). d. 地中部からの回り込み
基礎構造のうち杭下端部の支持方法	2. (5)a. 杭下端部の支持方法について

また、設置変更許可段階においては、地震時、津波時及び津波余震重畳時に防潮壁が維持すべき機能を喪失してしまう事象（損傷モード）を仮定し、その損傷モードに対しての設計・施工上の配慮事項を説明しているが、工事計画認可段階において実施している設計内容について網羅的に説明する（3. 設置変更許可段階における損傷モードの抽出と工事計画認可段階における説明）。

2. 設計方針の概要

(1) 要求機能

津波防護施設として防潮壁に求められる要求機能は、取水路、放水路から流入する津波の敷地への浸水を防止すること、基準地震動  $S_s$  に対し要求される機能を損なうおそれがないよう、構造物全体としての変形能力に対し十分な構造強度を有することである。

そのため、十分な構造強度を有する構造とするとともに、取水路、放水路に接続する上部開口を有するピット（海水ポンプ室スクリーンエリア、放水立坑）を取り囲むように閉合させるよう配置することを基本とし、防潮堤に隣接する 2, 3 号機海水ポンプ室においては、防潮堤背面補強工を防潮壁の一面として止水ジョイントを介して接合させる方針としている。

防潮壁の平面配置を図 1-1 に示す。



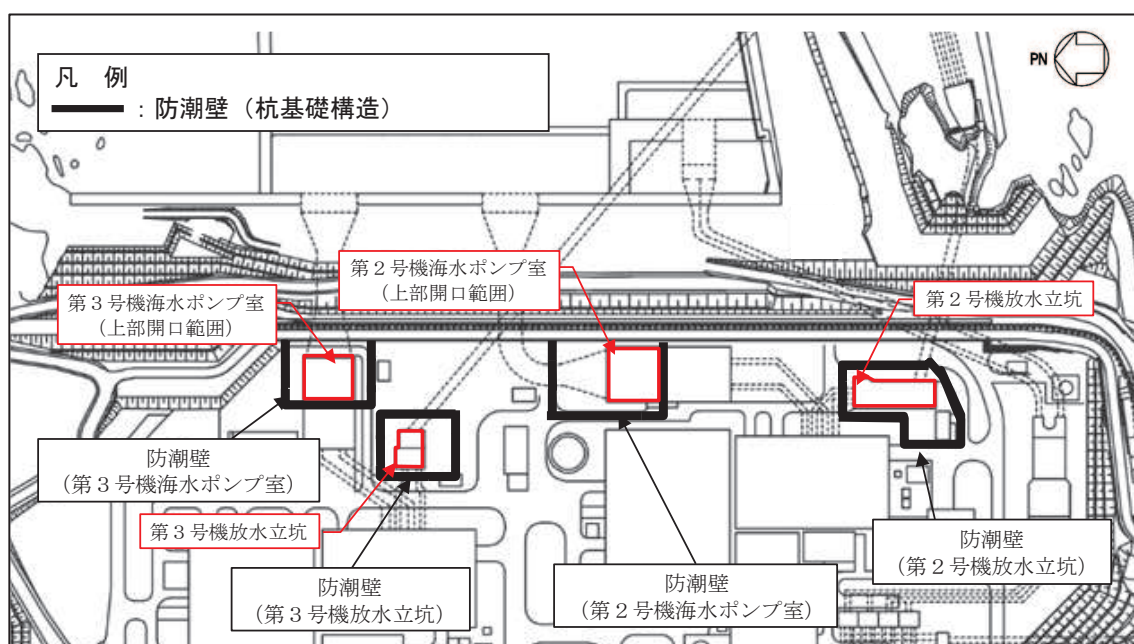


図 1-1 防潮壁の平面位置図

## (2) 構造概要

基本設計における前提条件や制約条件を以下に示す。

- ・防潮壁を設置する海水ポンプ室や放水立坑周辺には、既設の構造物との離隔が小さいなど、設置スペースが狭隘であり、大規模な構造を構築できない。
- ・防潮壁の基礎地盤となる岩盤は、最大で地上から 30m 程度の深さの位置に分布し、取放水路や地下トレンチ等の地中構造物も設置されているため、大規模な基礎構造を構築できない。
- ・防潮壁により囲まれる海水ポンプ室や放水立坑については、保守管理等にあたり車両の出入りが必要なため、一部は開閉可能な構造であることが求められる。

上記の設計上の制約及び求められる要求機能を踏まえ、上部工と下部工を一体構造として、上部工は、高強度で軽量かつ遮水性のある鋼材を基本とし、鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製遮水壁（鋼桁）及び鋼製扉（開閉式）の 3 種類の構造形式を配置し、下部工はフーチングと鋼管杭（一部、場所打ちコンクリート杭）を採用する。なお、基本設計段階では、防潮堤との接合部において、防潮堤との相対変位に対応するための許容変形量の大きな止水ジョイント構造を採用するために RC 壁形式を用いる計画としていたが、防潮堤沈下対策等により相対変位量が減少したことから、鋼製遮水壁（鋼板）形式を配置し、他同様に止水ジョイント（M 型ジョイント）により接合する。

構造形式の概要を図 1-2 に、平面配置を図 1-3 に示す。

(参考) 1-2

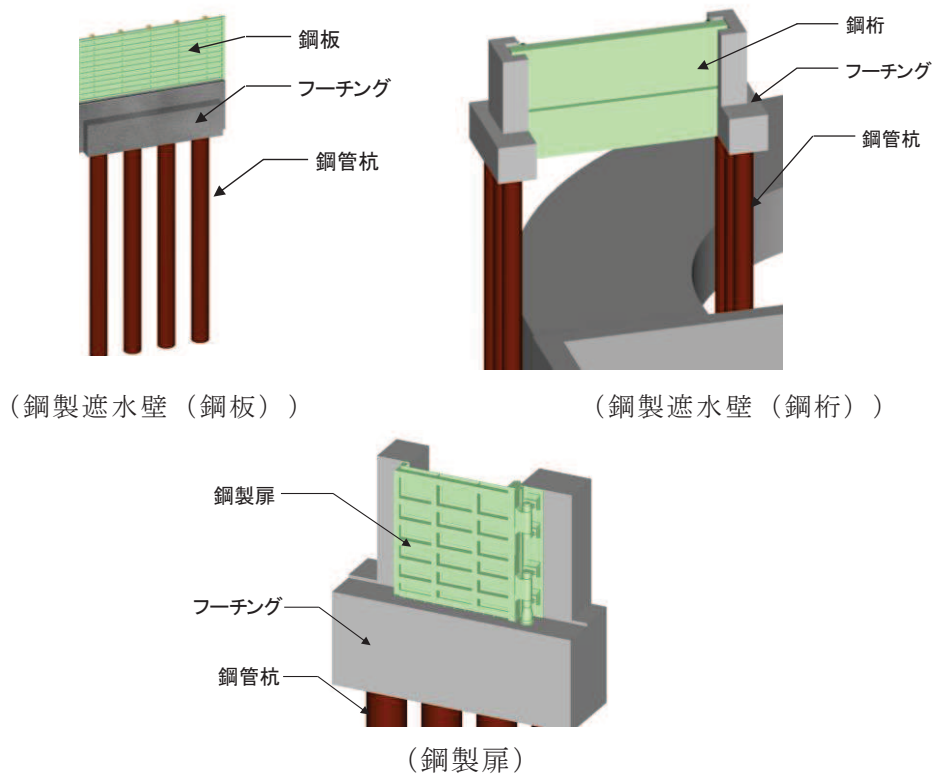


図 1-2 構造形式の概要

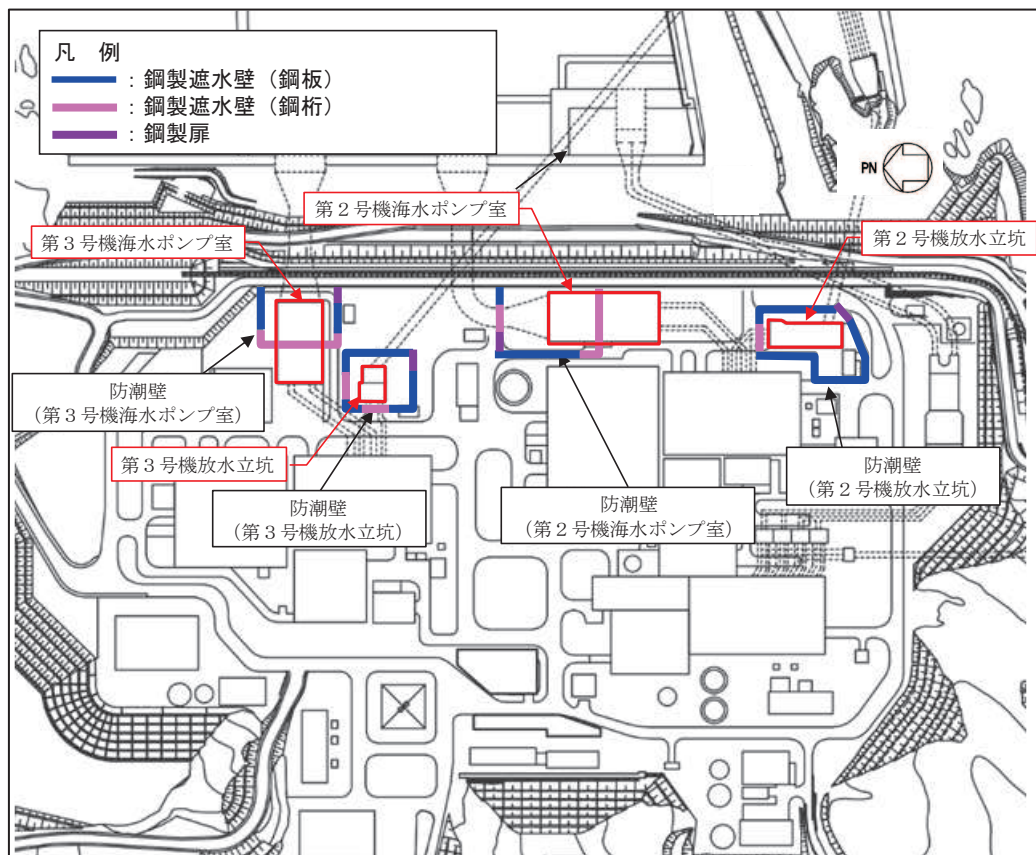


図 1-3 構造形式の平面位置図

(参考) 1-3

また、杭基礎の支持層について、接地圧に対する十分な支持力を有することが要求され、基本設計段階では C<sub>L</sub>級岩盤或は C<sub>M</sub>級岩盤を支持層とする計画を考えていたが、耐震重要施設であることに鑑み、統一的に C<sub>M</sub>級岩盤に支持させる計画とした。（詳細は(5)a.にて後述）

さらに、液状化及び揺すり込み沈下等の周辺地盤の変状を考慮しても施設の安全機能が損なわれるおそれがないことが要求され、基本設計段階では地下水による液状化の可能性に配慮する方針を示していたが、別途検討した設計用地下水位の影響を踏まえ、液状化による地盤変形を抑制すべく、杭周辺の液状化検討対象層（盛土や旧表土）について地盤改良する計画とした。（詳細は参考資料2にて後述）

（基礎杭は鋼管杭を基本とし、一部において場所打ちコンクリート杭を採用する計画としていたが、その詳細については、(5)b.にて後述）

### (3) 設置個所の概要

設置個所の概要を以下に示す。なお、津波に対して安全機能が損なわれるおそれがないよう、前述のとおり取水路、放水路に接続する上部開口を有するピット（海水ポンプ室スクリーンエリア、放水立坑）を取り囲むように閉合させるが、各種既設設備や既設杭との取り合いを踏まえつつ安全性向上の観点から基本設計段階よりも平面積を拡げた形状としている。既設杭との位置関係は本項の終わりに、平面積の形状変更に伴う入力津波水位等の評価結果は「1.5 入力津波の不確かさの考慮について」に示す。

a. 2号機海水ポンプ室

2号機海水ポンプ室防潮壁の構造形式を図1-4に示す。2号機海水ポンプ室及び2号機取水路横断部に鋼製遮水壁（鋼桁）を、北側に車両進入路部として鋼製扉を設置し、その他の箇所については、鋼製遮水壁（鋼板）を設置する。防潮壁の東側（海側）の一面は防潮堤の背面補強工である。

なお、2号機海水ポンプ室横断部の西側フーチング（原子炉建屋と海水ポンプ室間）については、原子炉補機冷却海水配管ダクトを横断するため基礎杭の間隔が拡がり、他の基礎杭と比べ大きな曲げ抵抗や支持力を確保するため場所打ちコンクリート杭とする。その詳細については、(5)b.にて後述する。

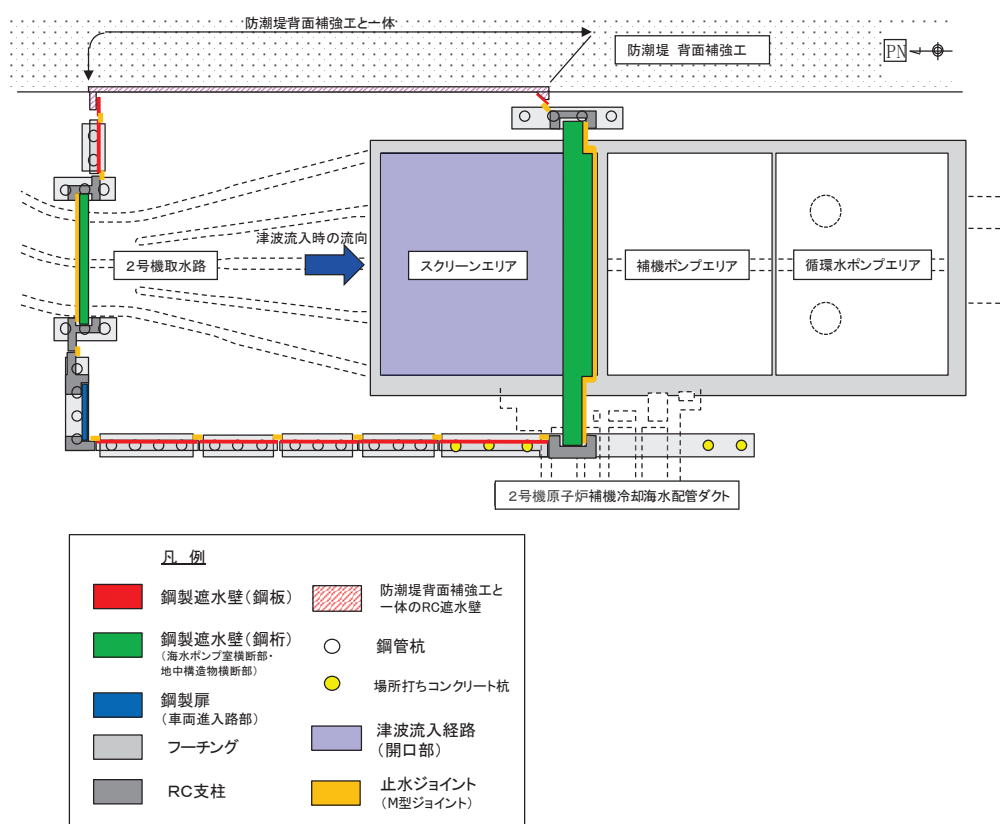


図1-4 2号機海水ポンプ室防潮壁の配置概要

b. 2号機放水立坑

2号機放水立坑防潮壁の構造形式を図1-5に示す。2号機放水管路横断部に鋼製遮水壁（鋼桁）を、南側に設ける車両進入路部に鋼製扉を設置し、その他の区間に鋼製遮水壁（鋼板）を設置する。また、鋼製遮水壁（鋼板）の一部には、2号機補機冷却系の放水を流下させるため、フーチングに設けた開口部に逆流防止設備（フラップゲート）を設置する。

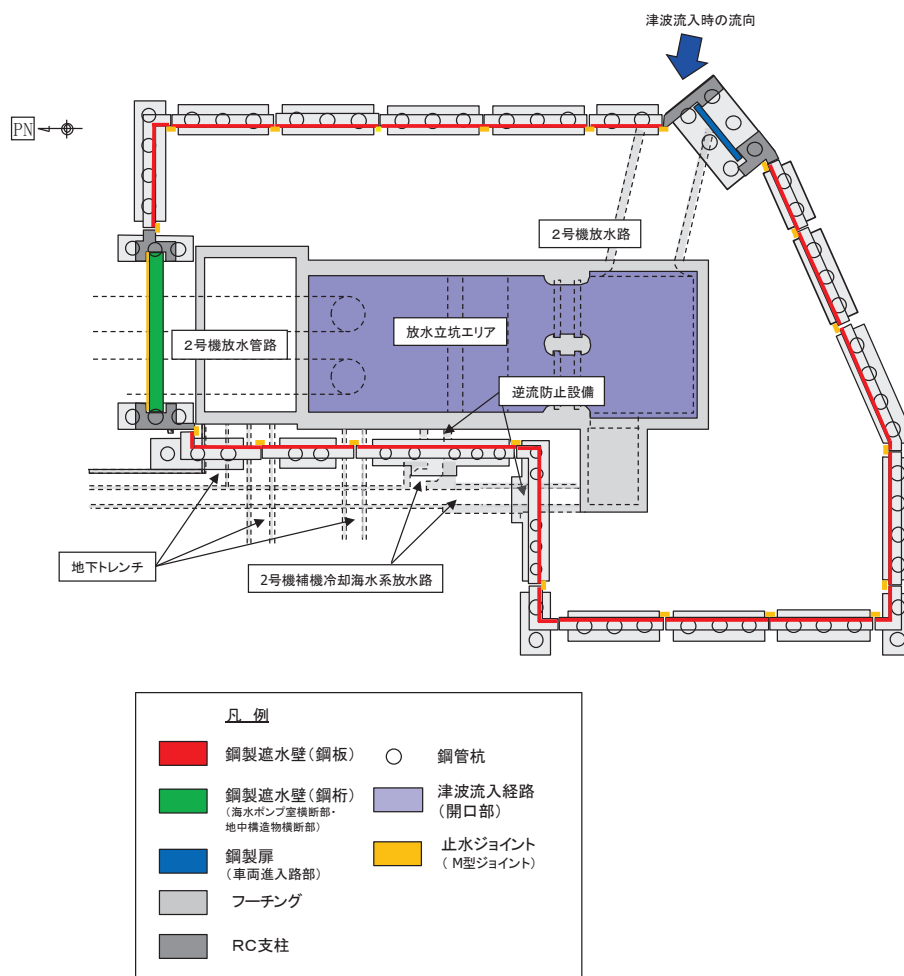


図1-5 2号機放水立坑防潮壁の配置概要

c. 3号機海水ポンプ室

3号機海水ポンプ室防潮壁の構造形式を図1-6に示す。3号機海水ポンプ室横断部に鋼製遮水壁（鋼桁）を、南側に車両進入路部として鋼製扉を設置し、その他の箇所については、鋼製遮水壁（鋼板）を設置する。防潮壁の東側（海側）の一面は防潮堤の背面補強工である。

(参考) 1-6

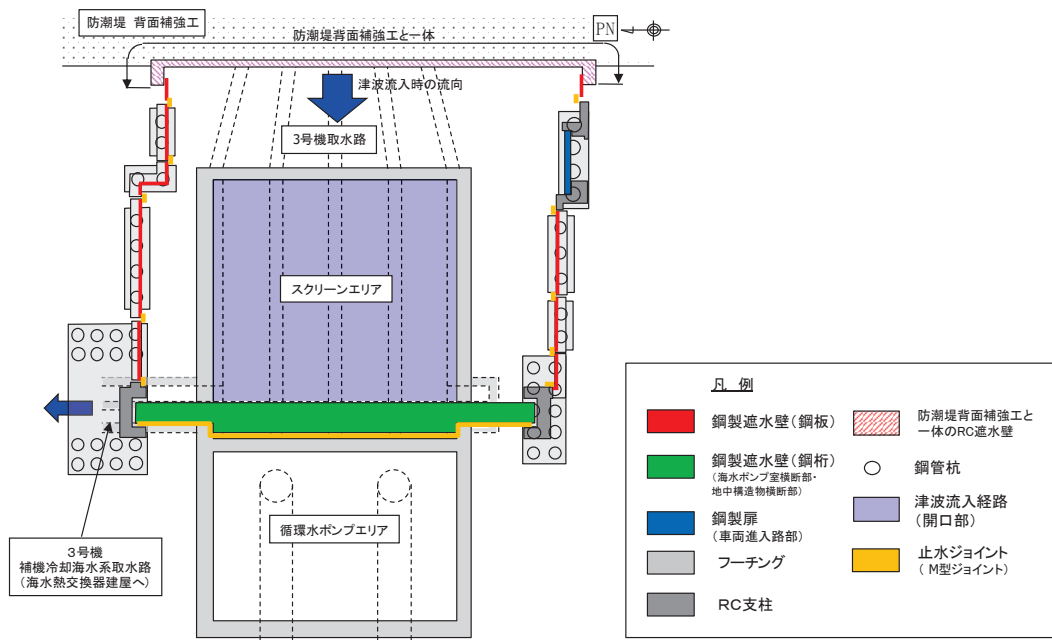


図 1-6 3号機海水ポンプ室防潮壁の配置概要

d. 3号機放水立坑

3号機放水立坑防潮壁の構造形式を図 1-7 に示す。3号機放水管路，地下トレンチ及び3号機補機放水路の横断部に鋼製遮水壁（鋼桁）を，南側の車両進入路部に鋼製扉を設置し，その他の箇所については，鋼製遮水壁（鋼板）を設置する。

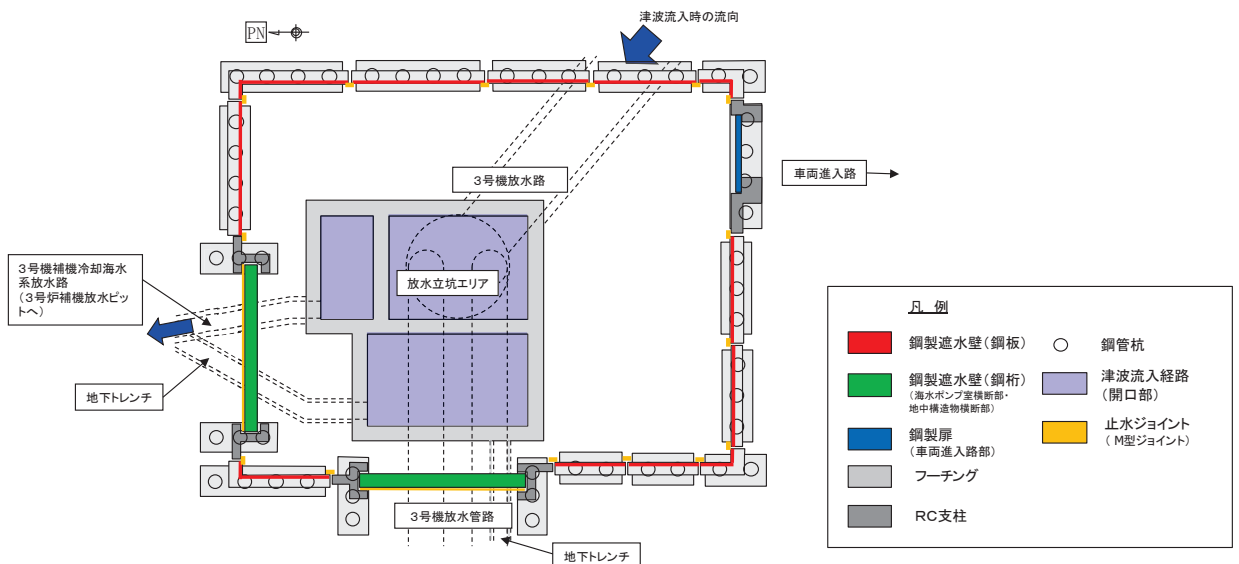
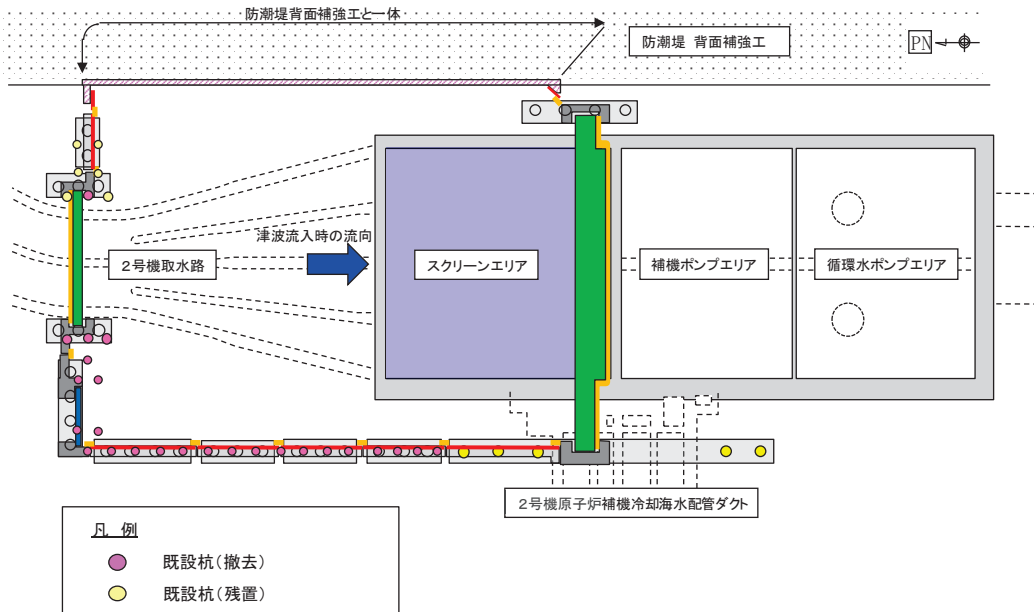


図 1-7 3号機放水立坑防潮壁の配置概要

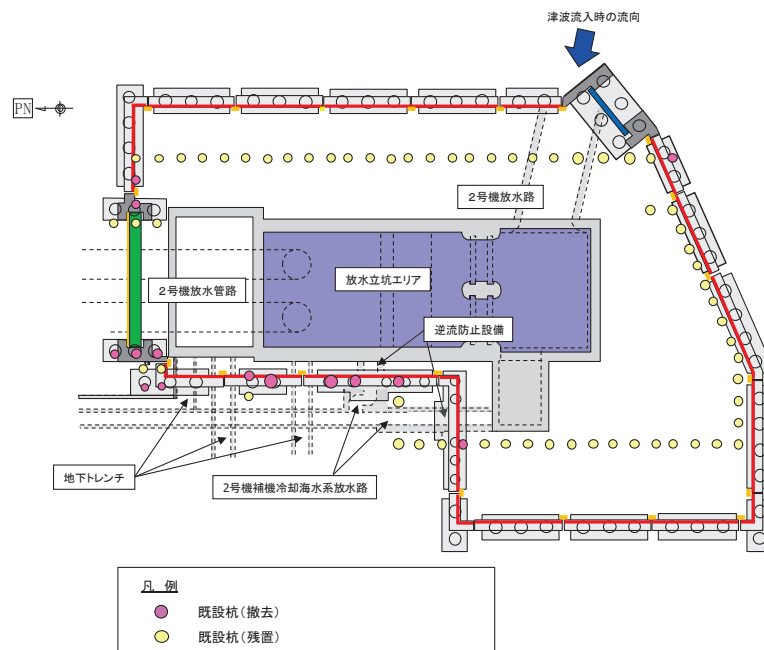
(参考) 1-7

(既設構造との位置関係について)

図 1-8 に新設する防潮壁と既設杭との関係を示す。一部を除いて、既設杭との取り合いを踏まえ、干渉を回避するような線形とすることを基本とし、線形変更できない範囲については、新設杭施工時（オールケーシング工法）に干渉する既設杭は引き抜き、施工上干渉しない範囲は地中で切断し、力学的な結合は切り離した上で残置する。



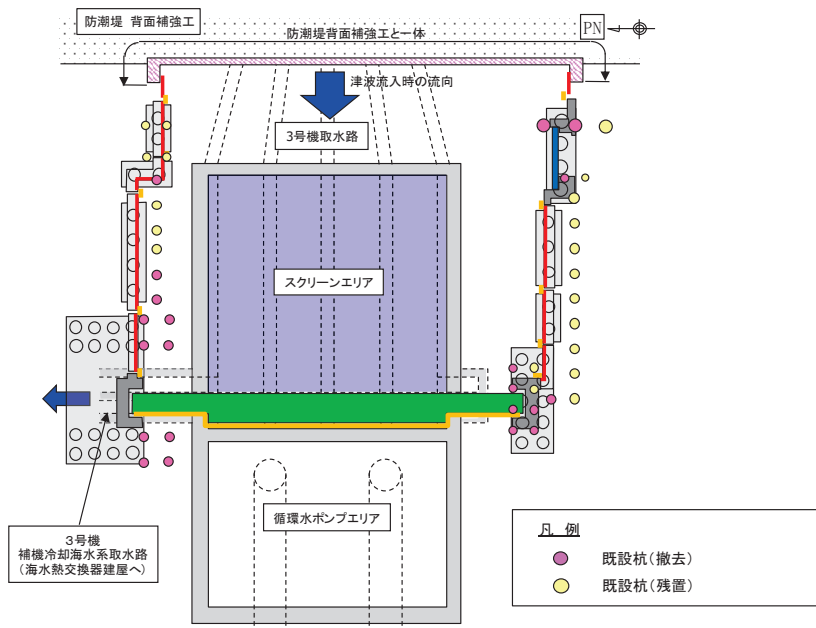
(2号機海水ポンプ室)



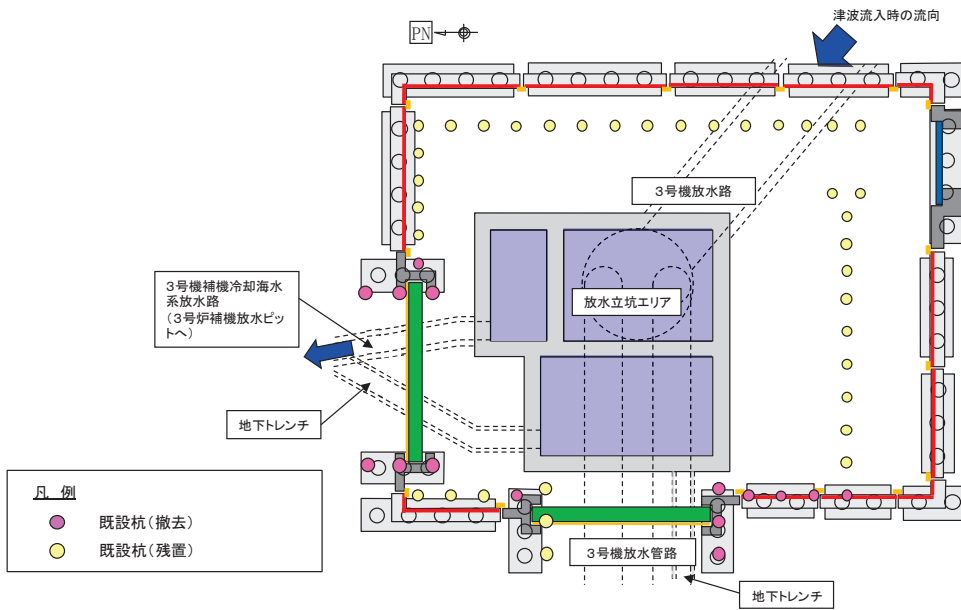
(2号機放水立坑)

図 1-8(1) 新設する防潮壁と既設杭の関係

(参考) 1-8



(3号機海水ポンプ室)



(3号機放水立坑)

図 1-8(2) 新設する防潮壁と既設杭の関係



(4) 止水性確保の考え方

止水性確保は，入力津波に対し余裕を考慮した防潮壁高さを確保するとともに，各構造部位が基準地震動  $S_s$  及び入力津波水位に余裕を考慮した設計用津波水位（以下「設計用津波水位」という。）による荷重（津波＋余震重畳時を含む）に対し止水性を損なわない構造強度を有した構造物とし，構造接合部（土中部含む）には止水性を有する止水ジョイント等を設置することで，止水性を確保する。個別の止水性確保の概要を以下に示す。

a. 構造形式

(a) 鋼製遮水壁（鋼板）

鋼製遮水壁（鋼板）は，十分に遮水性のある鋼板を，フーチングと一体となった鋼製支柱にボルト接合により設置する構造とし，これらの構成部位を基準地震動  $S_s$  及び設計用津波水位による荷重に対し止水性を損なわない構造強度を有した構造とする。

なお，鋼板とフーチング間については，構造的に分離させており，止水性を有する止水ゴム（ $\Omega$ 型ゴム）を設置することで止水性を確保する。また，構造間に設置する止水ジョイント（M型ジョイント）と $\Omega$ 型ゴムの接合部については，止水性の観点で弱部となりやすいため，工場で一体成型して設置することにより，当該箇所の止水性を確保する。

鋼製遮水壁（鋼板）の構造概要を図1-9に示す。

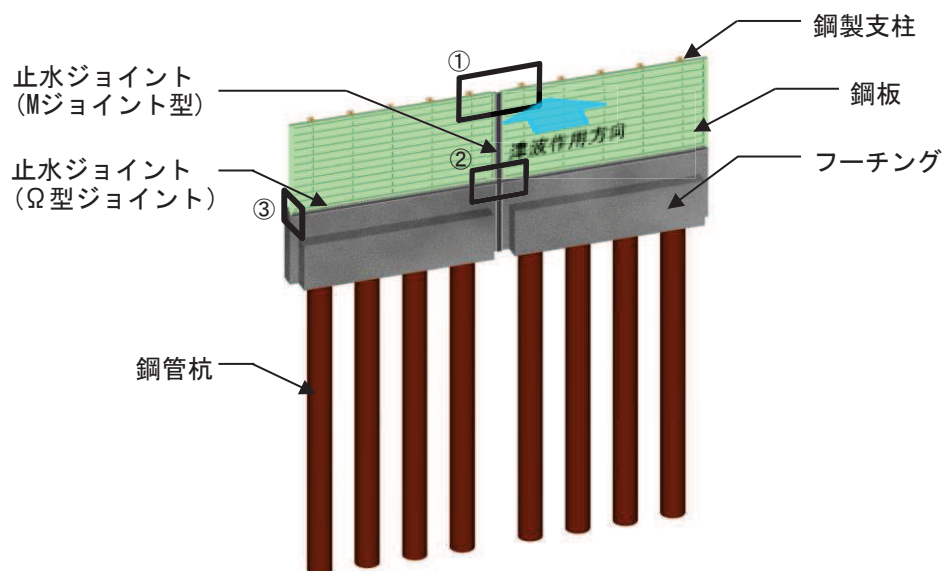


図1-9(1) 鋼製遮水壁（鋼板）の構造概要

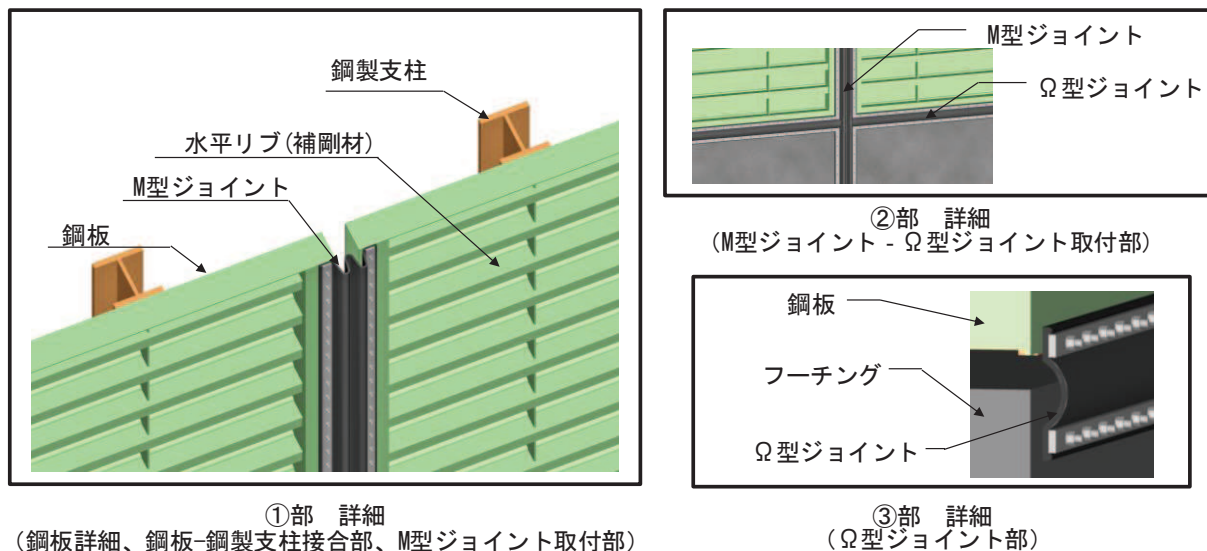


図 1-9(2) 鋼製遮水壁（鋼板）の構造概要

(b) 鋼製遮水壁（鋼桁）

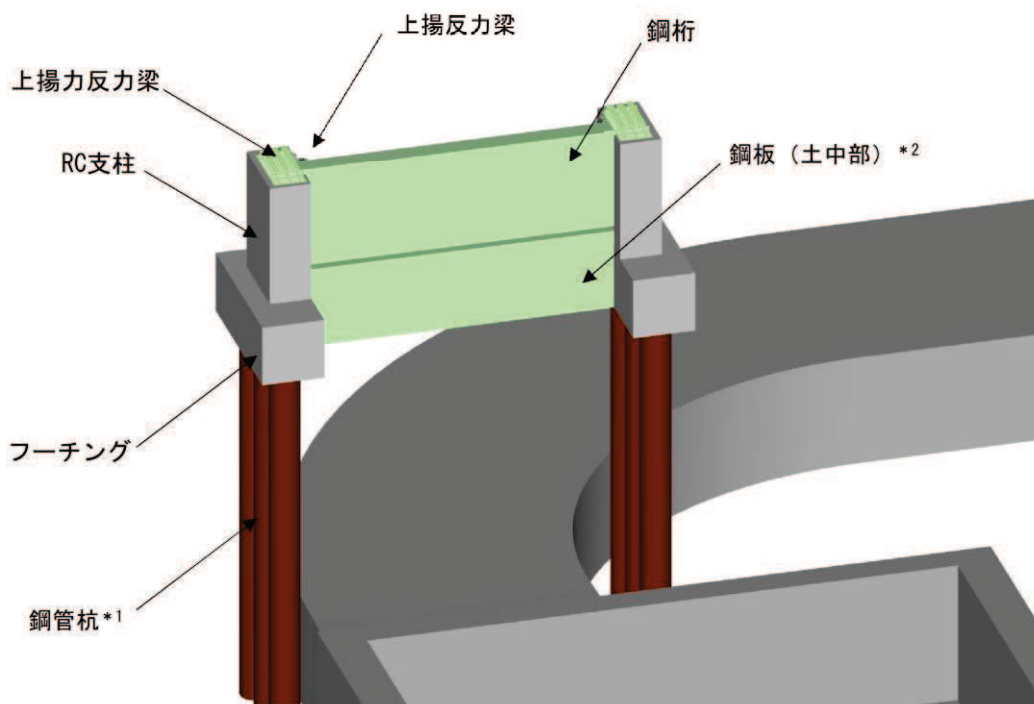
鋼製遮水壁（鋼桁）は、左右に独立したフーチングと一体の RC 支柱を構築し、鉛直支承・水平支承（水平力分散型ゴム支承）を介して支柱間に遮水性のある鋼桁を設置する構造とし、これらの構成部位を基準地震動  $S_s$  及び設計用津波水位による荷重に対し止水性を損なわない構造強度を有した構造とする。また、鋼桁上部に上揚力反力梁を設置し、慣性力や浮力による浮き上がりを防止する構造とする。なお、鉛直支承・水平支承（水平力分散型ゴム支承）の詳細は参考資料 3 にて示す。

ここで、鋼桁と RC 支柱間には、前述のとおり鉛直支承及び水平支承を設置するため、鋼桁と RC 支柱間には遊間が生ずる。そのため、その遊間に対して、変形追従性と止水性を有する止水ジョイント（M 型ジョイント）を別途設置することで止水性を確保する。

また、鋼製遮水壁（鋼桁）のうち、海水ポンプ室横断部を除く鋼桁（地中構造物を横断する箇所）については、鋼桁下部が地震時に沈下するおそれのある地盤であることから、フーチングに取り付けた鋼製ブラケットに、角型鋼管及び鋼板（土中部）を支持し、その間に止水ジョイント（M 型ジョイント）を設置することで、止水性を確保する。なお、詳細は参考資料 4 にて後述する。

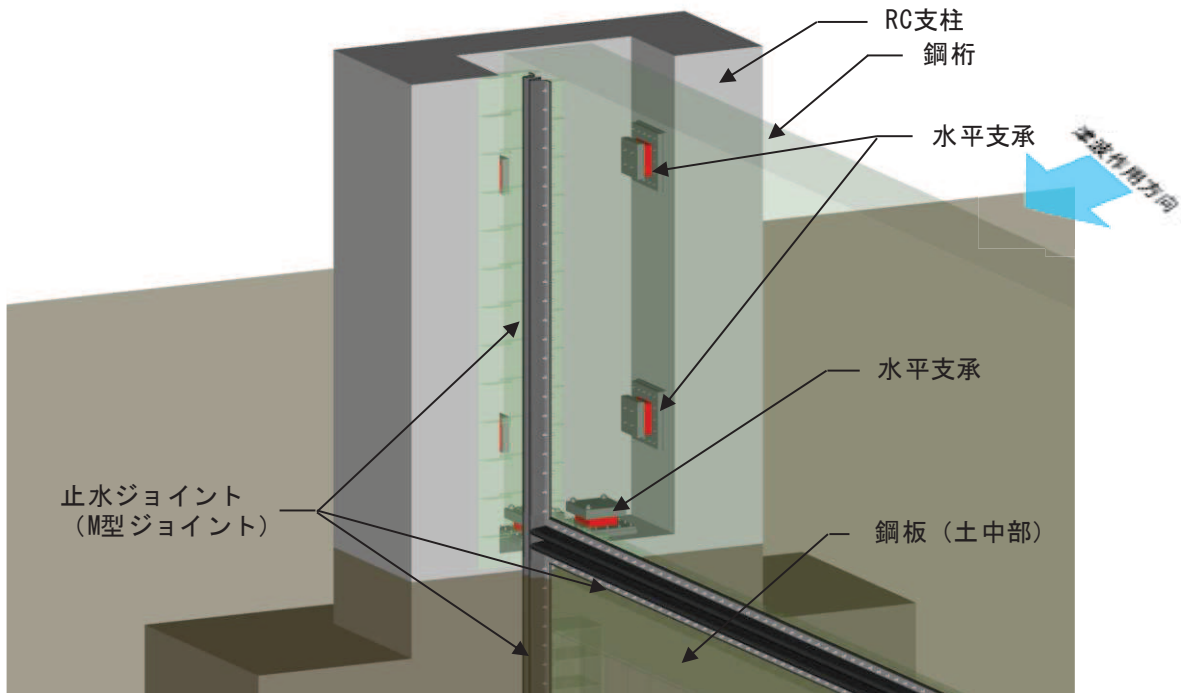
鋼桁（海水ポンプ室横断部）については、鋼桁下部が海水ポンプ室（隔壁）のため、止水ジョイントにより接合し止水性を確保する。詳細は b. 構造形式間にて後述する。

鋼製遮水壁（鋼板）の構造概要を図 1-10 に、鋼桁下部の止水構造について図 1-11 に示す。



注記 \*1 : 一部, 場所打ちコンクリート杭 (鋼桁1-基礎2のみ)  
 \*2 : ボイリング対策 (鋼桁2, 3, 5, 6のみ)

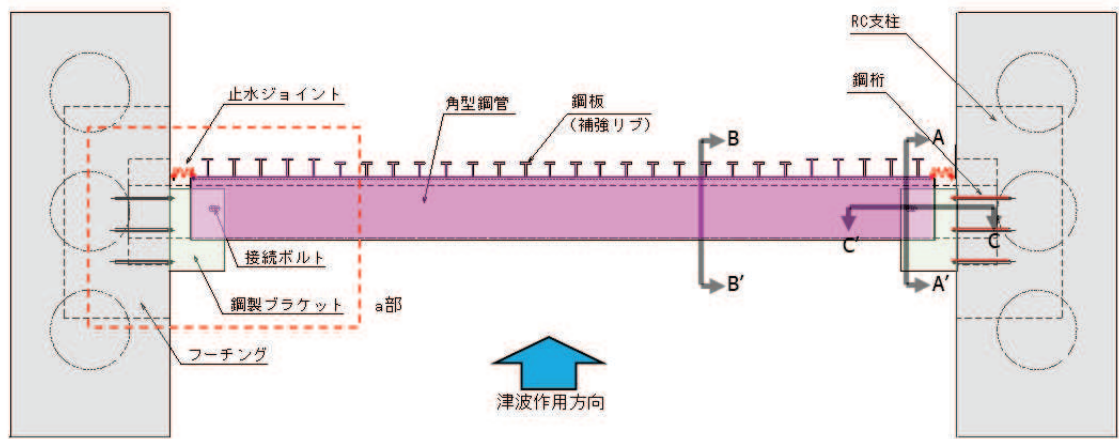
(全体概要)



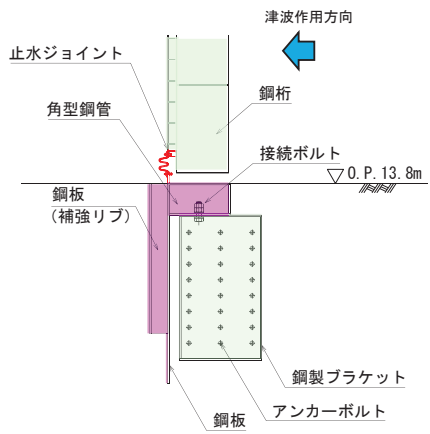
(鋼桁-RC 支柱取り合い部詳細)

図 1-10 鋼製遮水壁 (鋼桁) の構造概要

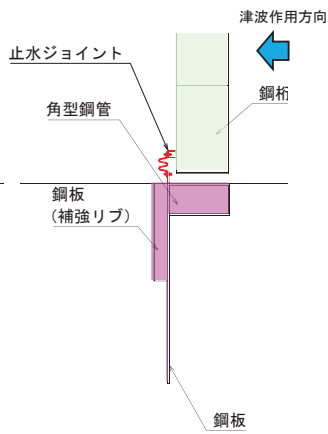
(参考) 1-12



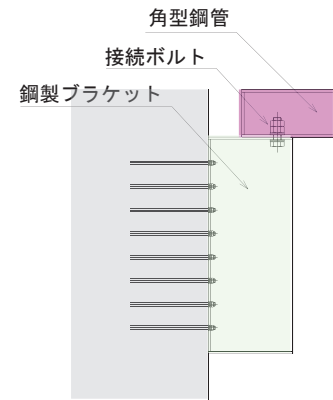
(平面図)



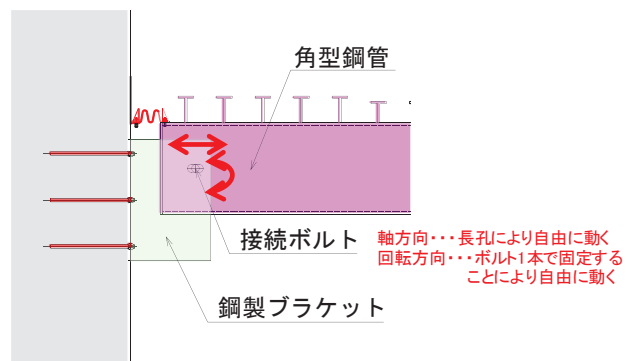
(A-A' 断面)



(B-B' 断面)



(C-C' 断面)



(a部拡大)

図 1-11 鋼製遮水壁 (鋼桁) の鋼桁下部の止水構造概要  
(海水ポンプ室横断部を除く)

(c) 鋼製扉

鋼製扉は、フーチングと一体の RC 支柱を構築し、支柱間に遮水性のある鋼製扉を設置する構造とし、これらの構成部位を基準地震動  $S_s$  及び入力津波水位に余裕を考慮した設計用津波水位による荷重に対し止水性を損なわない構造強度を有した構造とする。

また、車両進入路部として、開閉可能な扉構造とするため、鋼製扉と戸当り間に止水ゴム (P 型) を設置し、戸当りとの接触面で止水性を確保する。

鋼製扉の構造概要を図 1-12 に示す。

なお、鋼製扉は地震後の津波到達に対し裕度をもって閉止できるよう 15 分以内に開閉可能な構造とすることとしており、人力での開閉が可能な構造ではあるが、基本設計段階では、扉体重量や風に配慮し、確実に閉止できるようにするため、動力を使わないアシスト機構としての油圧装置の配備等についても詳細設計の中で検討することとしていた。詳細設計段階において、図 1-13 に示すとおり、RC 支柱上部に油圧ジャッキ及び手動ポンプを配備する設計とした。(15 分以内に開閉可能であることは要素試験等を行い確認しており、詳細は参考資料 5 にて後述する)

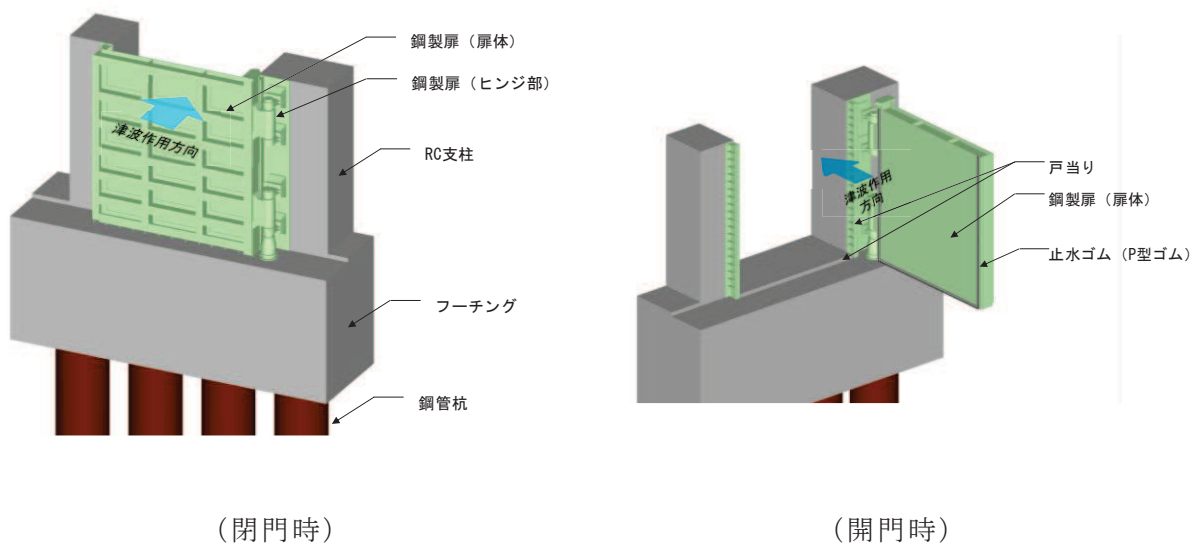


図 1-12 鋼製扉の構造概要

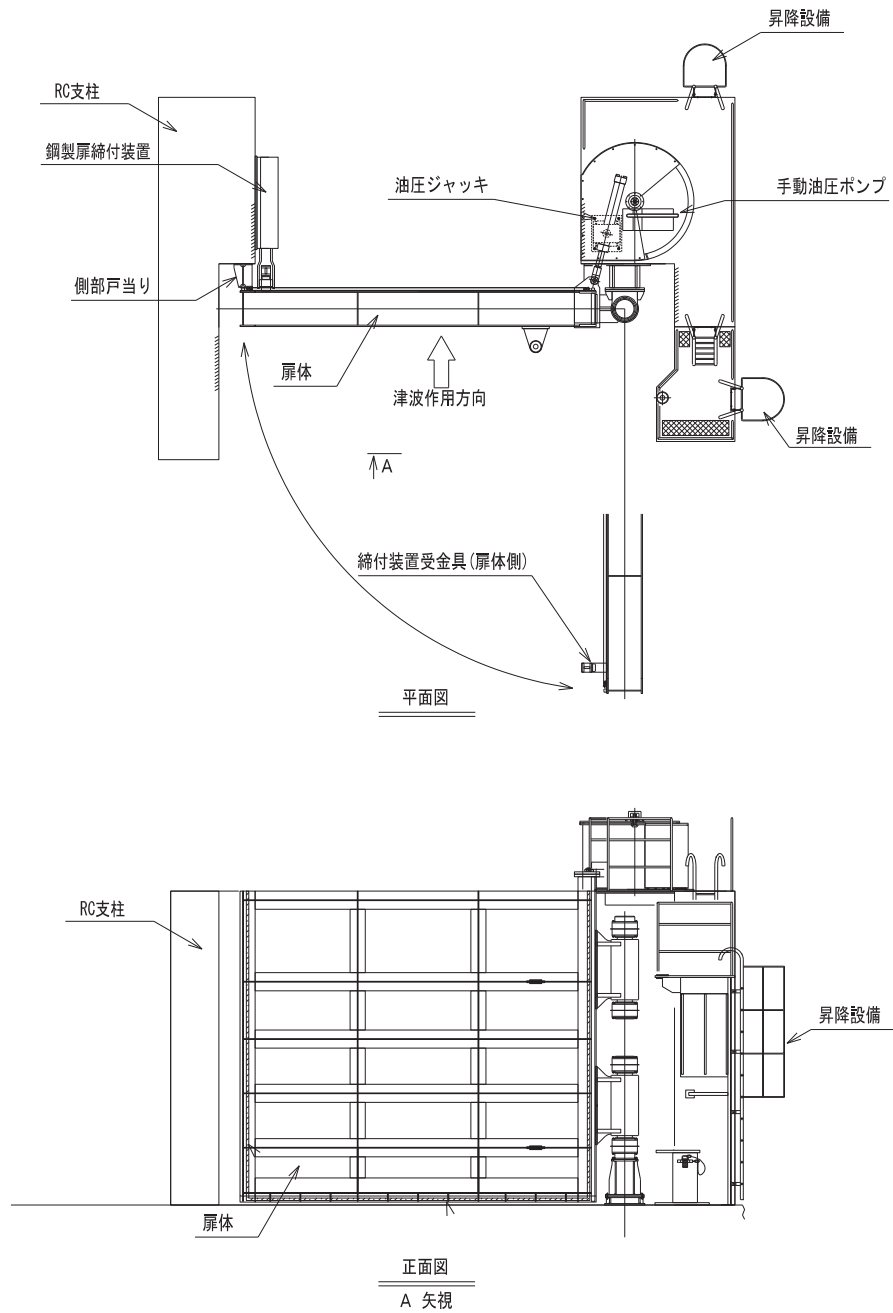


図 1-13 鋼製扉の開閉用補助装置の概要

b. 構造形式間

構造形式間の接合部には、変位追従性と止水機能を有する止水ジョイント（M型ジョイント）を設置することで、構造形式間の止水性を確保する。

接合部は、鋼材-鋼材、鋼材-RC及びRC-RCの接合部の3パターンが存在する。図1-14に鋼材-RC間及びRC-RC間の接合部の概要図を示す（鋼材-鋼材間は図1-9のとおり）。

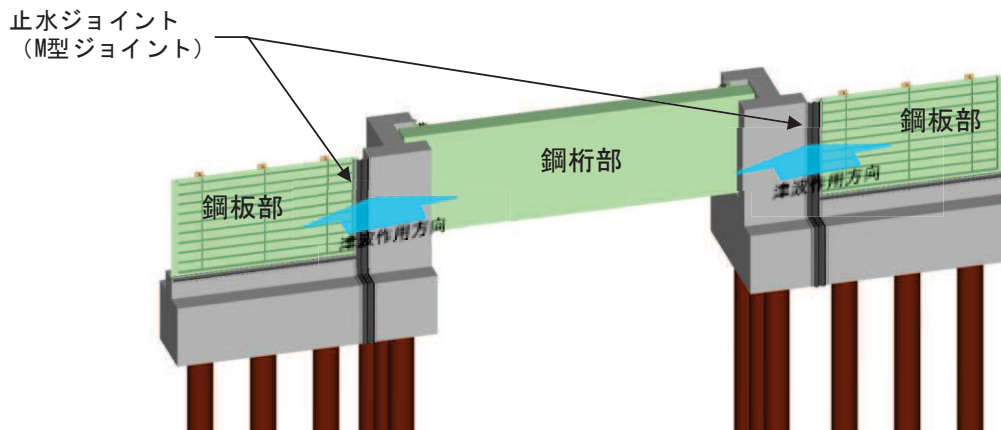


図1-14(1) 構造形式間の接合部の概要  
(鋼材-RC)

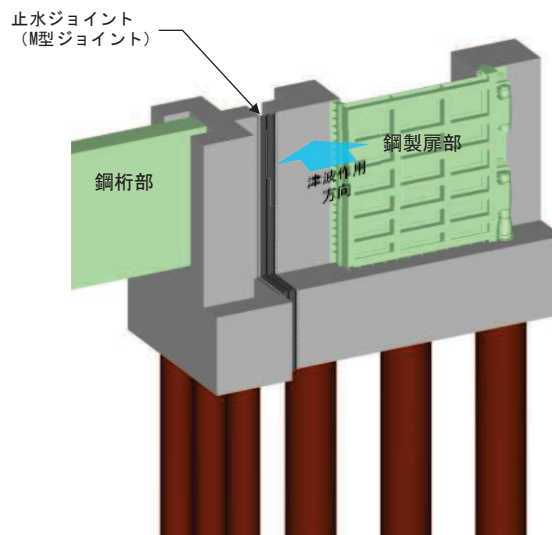


図1-14(2) 構造形式間の接合部の概要  
(鋼材-RC)

c. 異種構造物間

構造形式間の接合部には、変位追従性と止水機能を有する止水ジョイント（M型ジョイント）を設置することで、構造形式間の止水性を確保する。

(a) 海水ポンプ室

海水ポンプ室との接合部については、鋼製遮水壁（鋼桁）の鋼桁から張り出したブラケットと海水ポンプ室隔壁との間に止水ジョイントを取り付けることで、止水性を確保する。概要を図 1-15 に示す。

なお、海水ポンプ室隔壁の止水性の考え方については、「5.17 津波に対する止水性能を有する施設の評価について」にて示す。

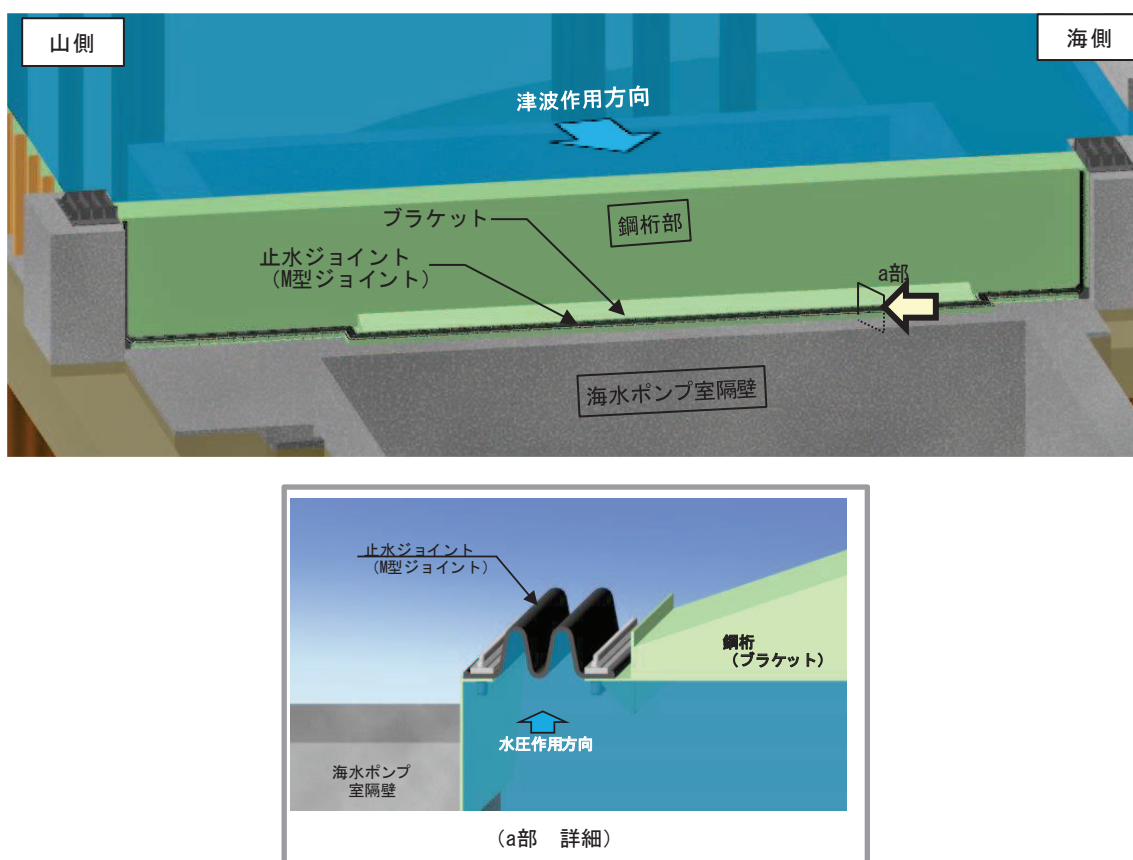


図 1-15 異種構造物間の接合部の概要  
(海水ポンプ室間)

(b) 防潮堤間

防潮堤との接合部については、防潮堤背面補強工から張り出した RC 壁に鋼板を取り付け、防潮壁との間に止水ジョイントを取り付けるとで、止水性を確保する。概要を図 1-16 に示す。

なお、防潮堤背面補強工から張り出した RC 壁及び鋼板の詳細については参考資料 6 にて後述する。

(参考) 1-17



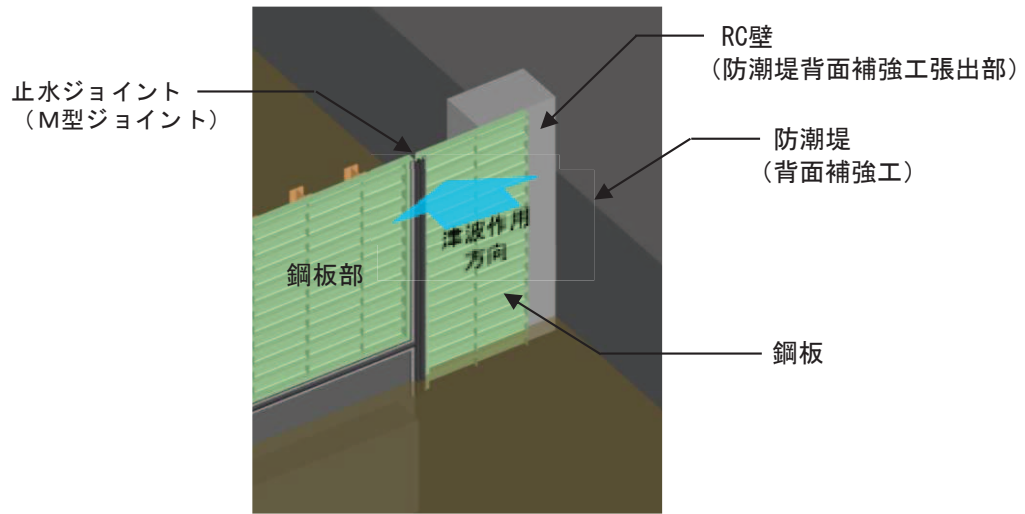


図 1-16 異種構造物間の接合部の概要  
(防潮堤間)

d. 地中部からの回り込み

上記 a.～c.に加え，土中部から津波の回り込み（ボイリング）に対して，津波の滞水時間（最大 3 分程度）\*や常時の地下水位（地下水位低下設備の効果により十分に低下している状態が想定）を踏まえると，発生する要件が揃う可能性は極めて低いと考えられるが，仮にそれらの要件が揃ったとしても止水性を確保する設計とする。

具体的には，フーチング高さまたは地中に設置する鋼板（鋼桁 2, 3, 5, 6 のみ）を，入力津波水位に対するボイリングを仮定した場合においても，十分な安全性を有する根入れ長を確保する高さに設定する（フーチング間は止水ジョイントを設置）。なお，基本設計段階ではフーチングへ矢板等を設置し必要根入れ長を確保する考えを例示していたが，フーチングがある部位については，必要な根入れ長をフーチング高さにより確保することとした。

また，鋼桁下部が地震時に沈下するおそれのある地盤である鋼桁（地中構造物を横断する箇所）においては，鋼桁下部に設置する角型鋼管に矢板（鋼材）を設置し，必要根入れ長を確保する。必要根入れ長の評価及び矢板等の詳細については，参考資料 4 にて後述する。

注記\*：「VI-1-1-2-2-3 入力津波の設定」に示す，入力津波の時刻歴波形（水位上昇側）において敷地高さ（O.P.+13.8m）を上回る時間

(5) 基礎構造

a. 下端部の支持方法について

(a) 概要

支持層について、接地圧に対する十分な支持力を確保するため、 $C_M$ 級岩盤とする。

ここで、 $C_M$ 級岩盤上に $C_L$ 級岩盤が分布する箇所は杭を岩盤内に根入れさせ $C_M$ 級岩盤に支持させることになるが、岩盤への根入れ長が長くなることで、岩盤によるせん断抵抗が期待される一方、杭体としては岩盤と盛土・旧表土境界部に発生するせん断力の影響により耐震安全性が低下するおそれがある。

このため、杭の岩盤への根入れ長を短くし（ $C_M$ 岩盤上面から $C_L$ 岩盤上面までをMMRで立ち上げ）、 $C_M$ 岩盤への荷重伝達を行うとともに、岩盤と盛土・旧表土境界部に発生するせん断力の影響を緩和する構造とする。

また、防潮壁の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、変形抑制及び液状化対策を目的とし、設計用地下水位に余裕を考慮し+1m以深を地盤改良し、改良幅は地盤改良高さの2倍を確保する（詳細は参考資料2にて後述）。

杭下端部の支持方法の概要を図1-17に示す。

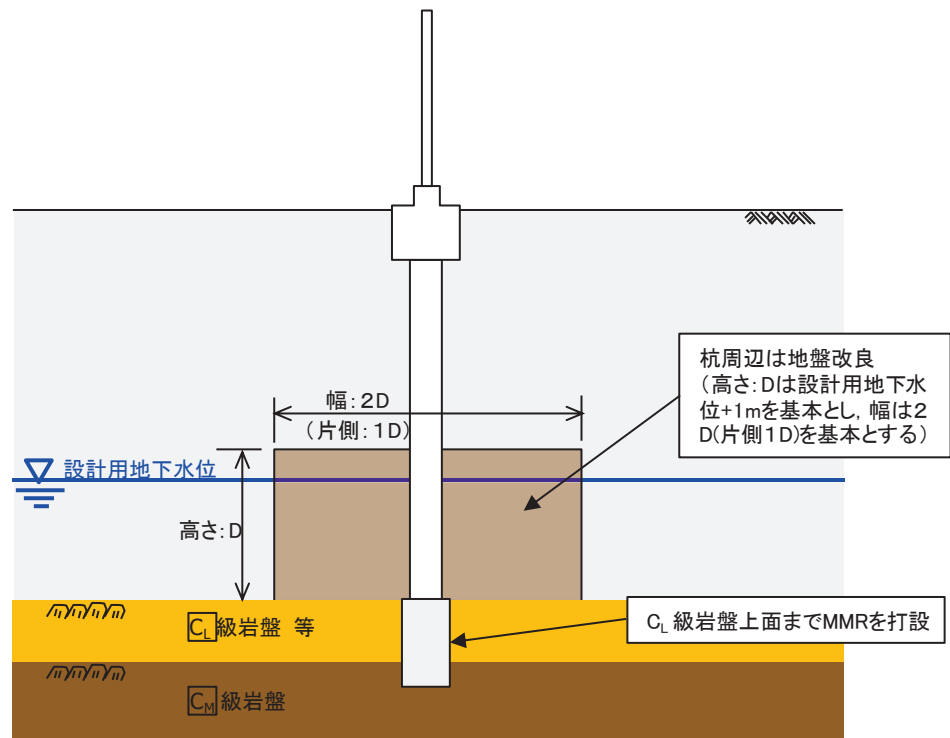


図1-17 杭下端部の支持方法の概要

(b) 設計上の考慮事項

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 1-1 に杭下方の 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 1-1 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	30 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、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 1-18 に示す鋼製遮水壁（鋼板）-断面②における深度方向の地盤の変位分布のとおり、杭下方を地盤改良することで、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。なお、設計用地下水位が岩盤以深に分布している区間（鋼製遮水壁（鋼板）-断面③等）のように、地盤改良を実施しない範囲も存在するが、図 1-19 に示す断面③における深度方向の地盤の変位分布のとおり、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。

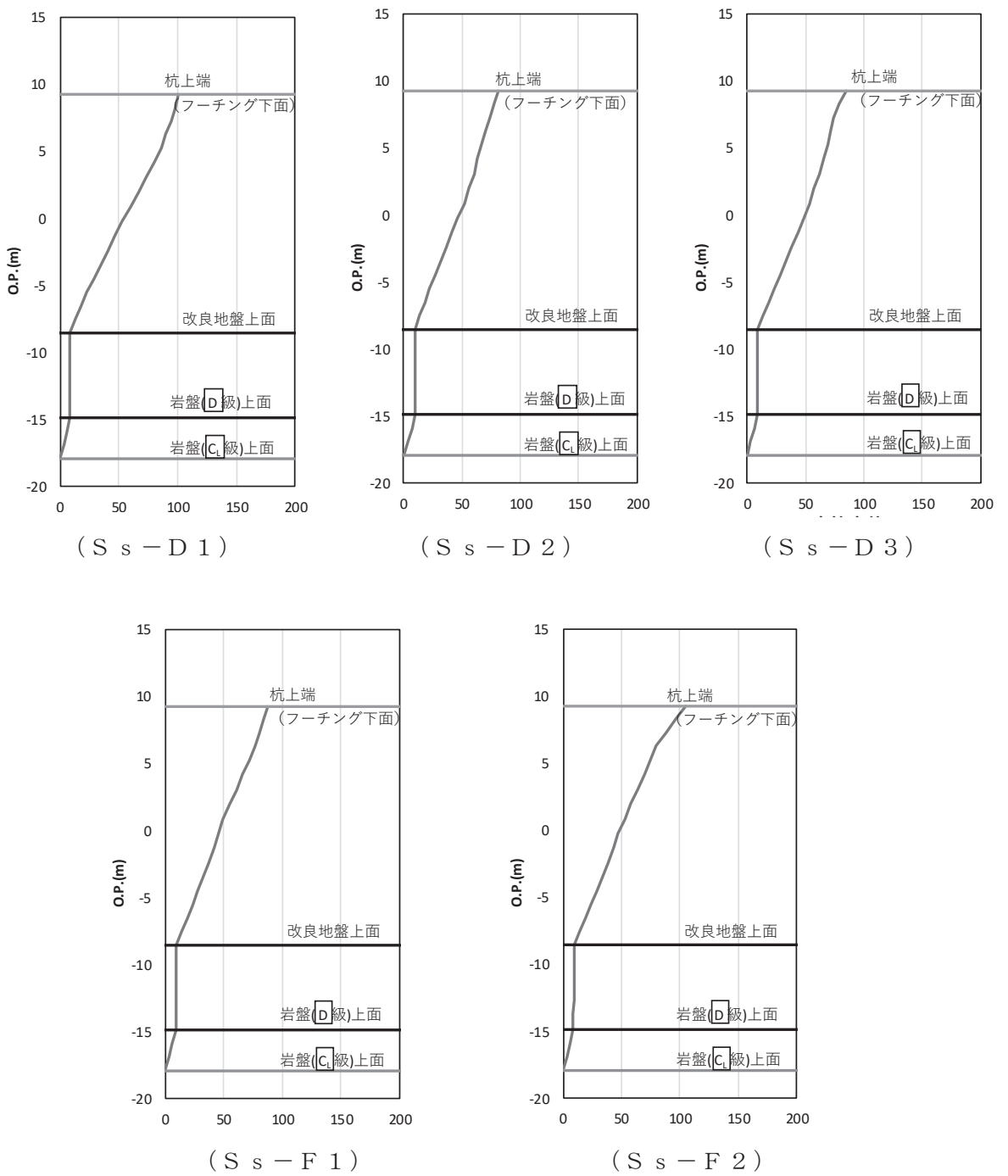
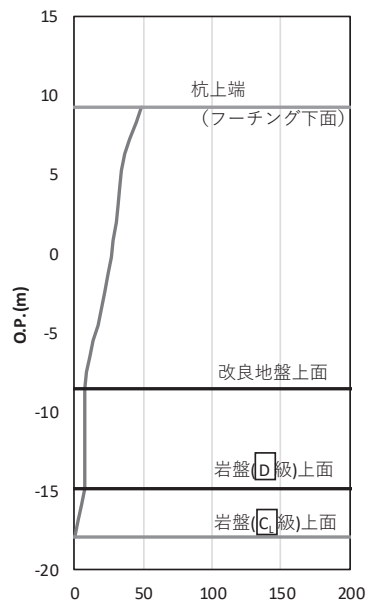
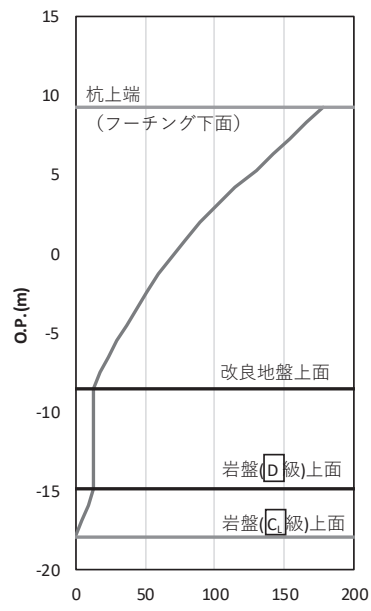


図 1-18(1) 深度方向の地盤変位分布  
(鋼製遮水壁 (鋼板) -断面②の例)

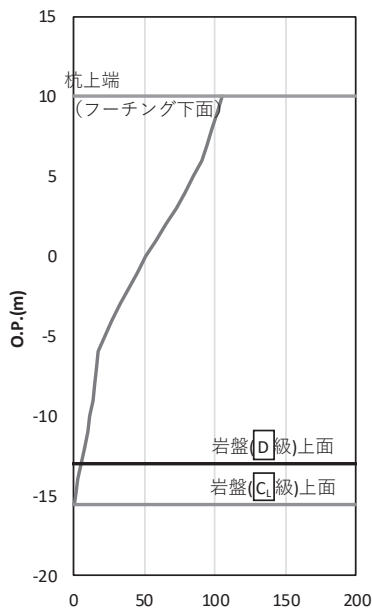


( S s - F 3 )

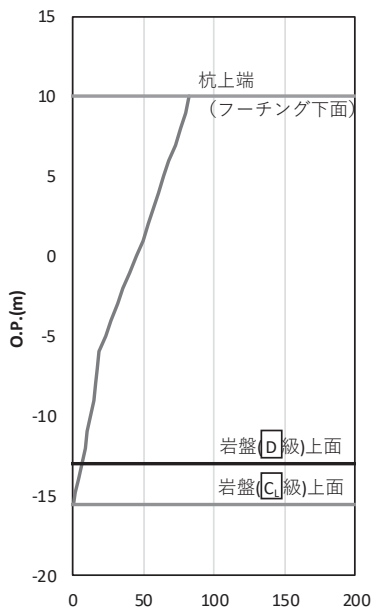


( S s - N 1 )

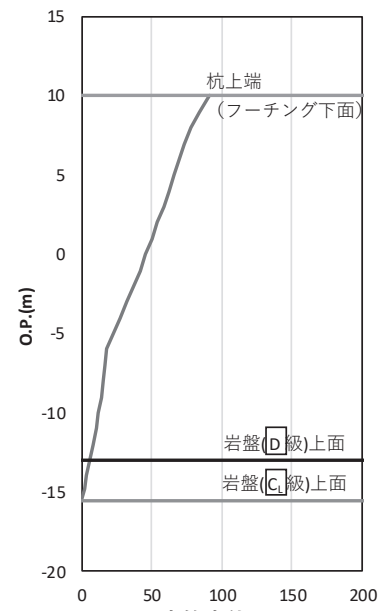
図 1-18(2) 深度方向の変位分布  
(鋼製遮水壁 (鋼板) -断面②の例)



( S s - D 1 )



( S s - D 2 )



( S s - D 3 )

図 1-19(1) 深度方向の地盤変位分布  
(鋼製遮水壁 (鋼板) -断面③の例)

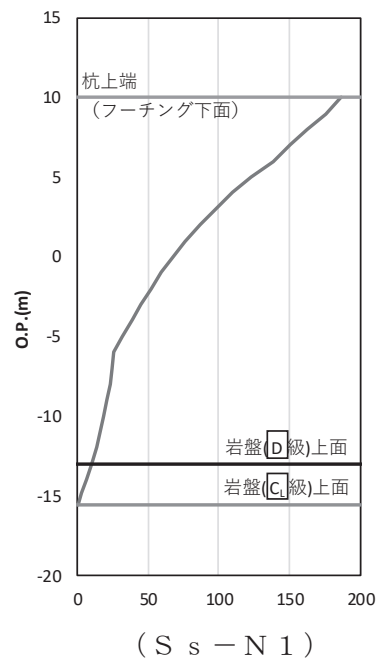
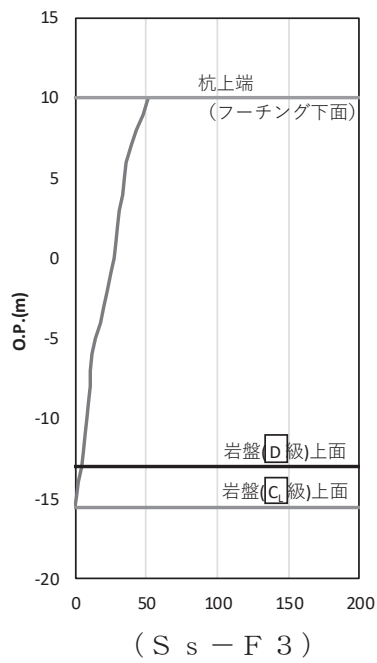
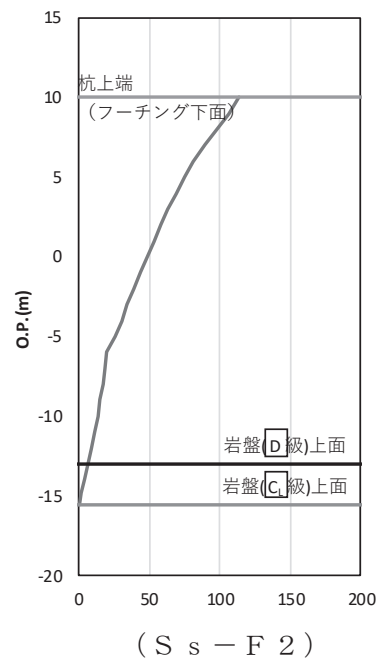
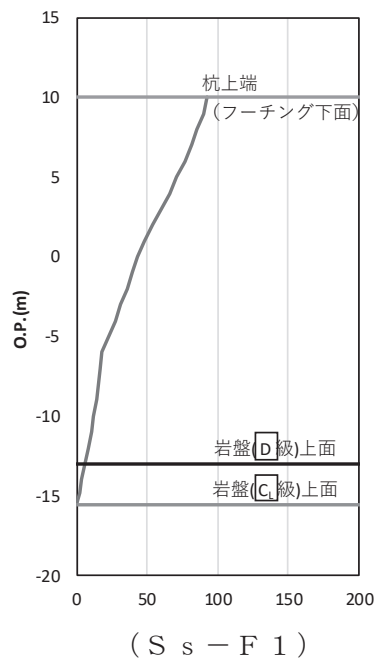


図 1-19(2) 深度方向の地盤変位分布  
(鋼製遮水壁 (鋼板) -断面③の例)

なお、3号機放水立坑防潮壁においては、杭の設置位置が建設時の掘削形状により、岩盤端部付近に位置している箇所（立坑南側）や岩盤上面が傾斜している箇所（立坑西側）があるため、これらの地点に対する杭先端部の安定性については、参考資料7及び参考資料8にて示す。

また、3号機放水立坑については低耐震クラスであることを踏まえ、立坑の損傷を仮定した場合においても杭の水平抵抗力や防潮壁の耐震性に影響が及ばないように、地盤改良を行う計画とする。なお、改良体の安定性等の確認結果については参考資料8に示す。（第2号機放水立坑についても同様に低耐震クラスとなるが、防潮壁の変形抑制及び液状化対策を目的に実施する地盤改良により、同様の役割を担い、杭の水平抵抗力や防潮壁の耐震性に影響が及ばないことを確認している（参考資料8）。）

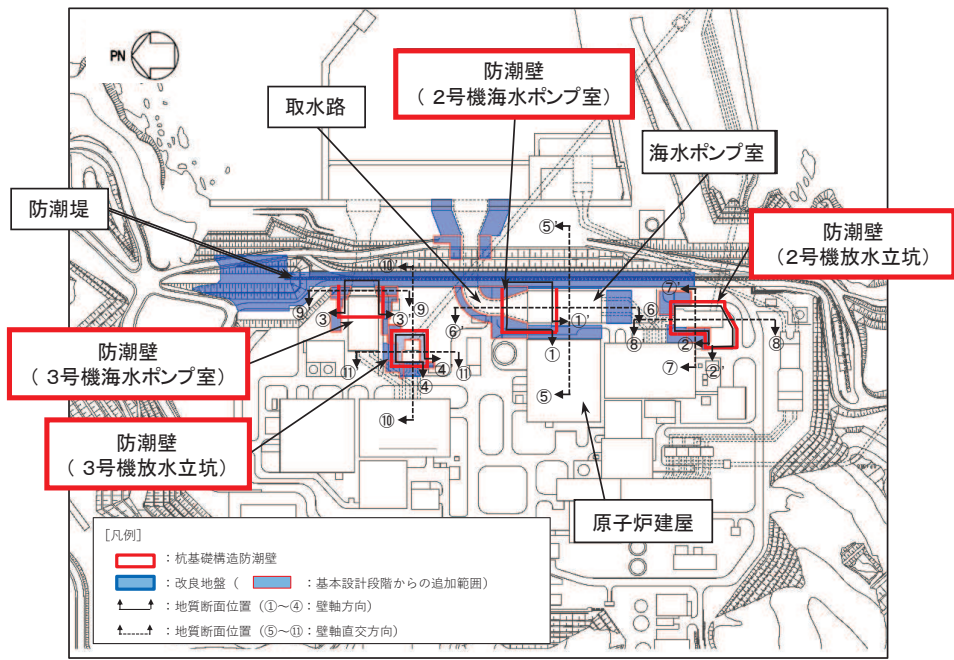
ここで、防潮壁の地震応答解析は、質点と線形はり要素及び地盤ばねにより構成された上部工 - 下部工 - 地盤の連成のばね質点系の解析モデル（以下、「質点系モデル」という。）による時刻歴応答解析を行う方針としている。その際に入力する地盤応答について、基礎杭周辺に設置する改良地盤が半無限幅に連続していることを前提とした水平成層地盤でモデル化して、一次元時刻歴応答解析（全応力非線形解析）に基づく地震応答解析により作成した地盤応答を用いる方針としている。

上記の3号機放水立坑の損傷を仮定した地盤改良については、防潮壁の変形抑制及び液状化対策として有効性を確認している地盤改良高さの2倍幅を有していないことから、考慮せずに原地盤の盛土として扱うことで、地震応答解析手法の性質上、地盤改良体と盛土間の地層境界部での剛性差の影響がより大きくなる等、耐震評価において保守的な評価になると考えられることから、防潮壁の耐震及び強度計算上は考慮しない（原地盤の盛土として扱う）ことを基本とする。

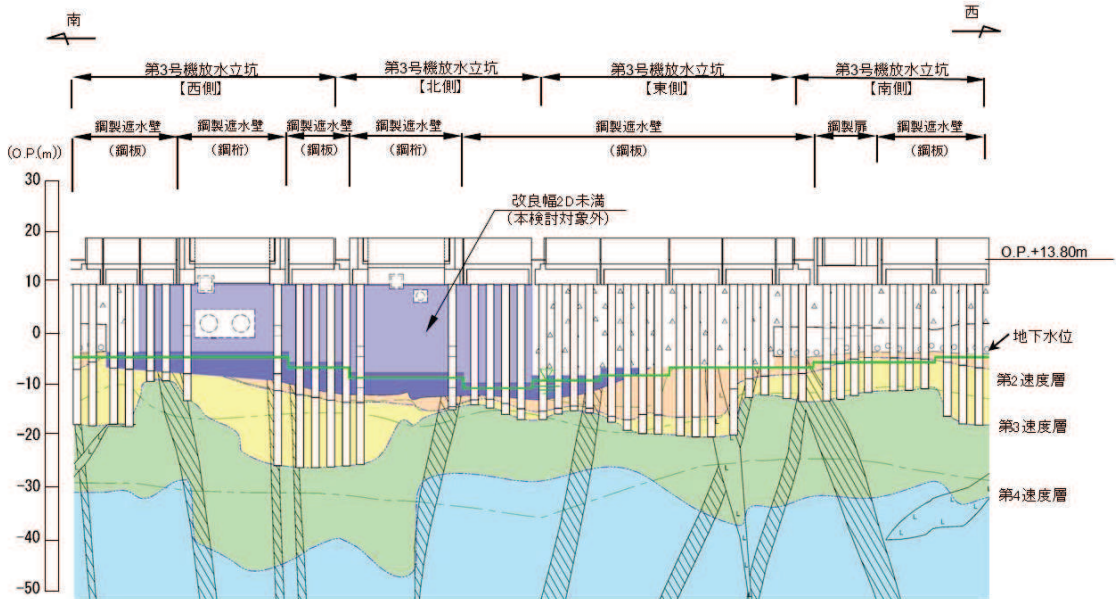
ただし、この地盤改良を考慮することで上部工の加速度応答等が大きくなり応答値への影響が想定されるため、有効な改良地盤として扱った場合の影響評価も行う。

なお、津波荷重の設定に係る揺すり込み沈下量の算定においては沈下抑制としては機能するため考慮する。

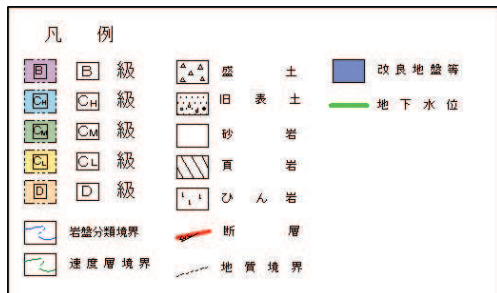
3号機放水立坑付近の地質図を図1-20に、防潮壁の耐震・強度評価における本地盤改良の設計上の扱いを表1-2に示す。



(平面図)



(3号機放水立坑 ④-④' 断面\*1,\*2)



注記：\*1：鋼管杭下端は C<sub>L</sub> 級岩盤上面 (又は C<sub>L</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 1-20(1) 3号機放水立坑付近の地質図  
(3号機放水立坑横断方向 (南北))



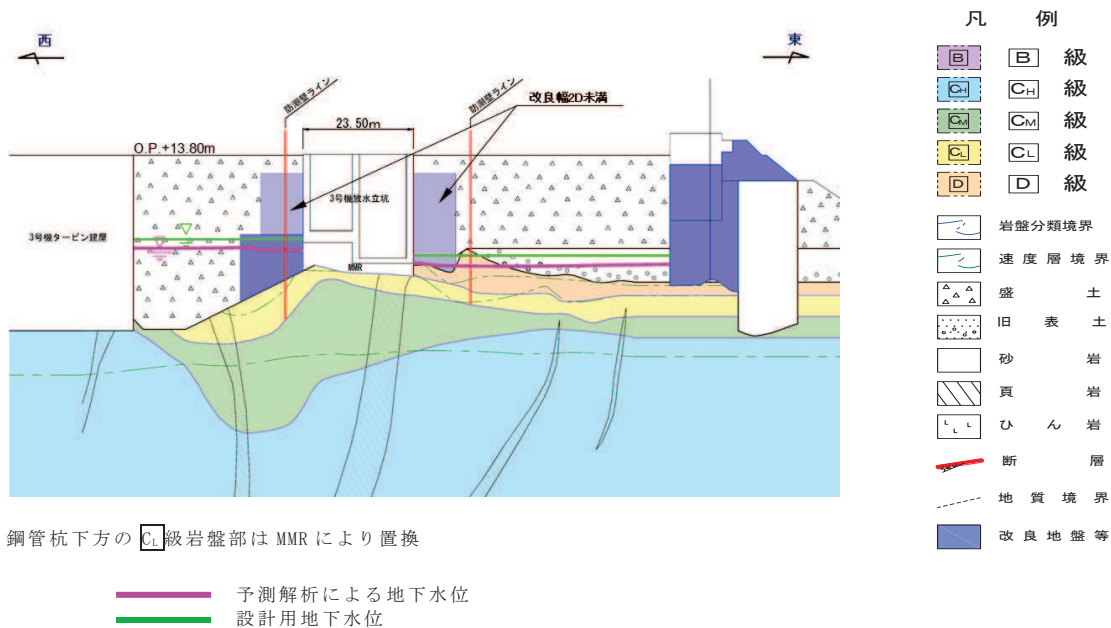


図 1-20(1) 3号機放水立坑付近の地質図  
(3号機放水立坑横断方向(南北))

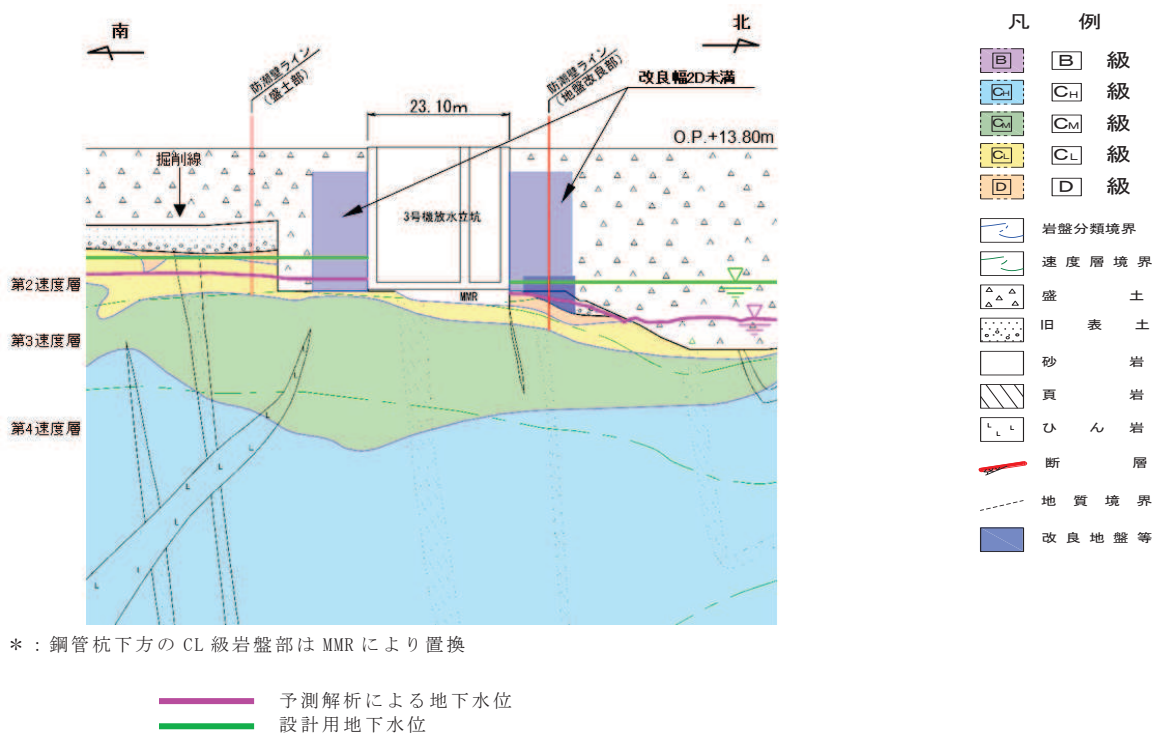


図 1-20(2) 3号機放水立坑付近の地質図  
(3号機放水立坑横断方向(東西))

表 1-2 3号機放水立坑の損傷を仮定して行う地盤改良に対する防潮壁の設計上の扱い

項目	地盤改良の設計上の扱い	備考
耐震・強度計算	考慮しない	ただし、考慮することで上部工に作用する加速度応答が大きくなる等の影響が想定されるため、考慮する場合の影響評価についても行う。 なお、津波荷重の設定に係る揺すり込み沈下量の算定においては、沈下抑制としての機能は有効であるため考慮する。
解析手法の妥当性 (参考資料 2)	考慮しない	
評価対象断面の選定 (補足 140-1 5.10)	考慮しない	ただし、耐震・強度計算に準じ、上部工への影響評価の観点から考慮する場合と考慮しない場合の双方の場合で整理する。
止水ジョイント変形量評価 (補足 140-1 6.3.10)	考慮する	図 1-20 に示すように、地盤改良を考慮することで、有意な地層境界部となるため、相対変位量の評価においては、保守的な評価となることから、考慮した場合について評価する。
ボイリング評価 (補足 140-1 6.3 参考資料 4, 参考資料 9 等)	考慮する	津波荷重の設定に係る揺すり込み沈下量の算定においては、沈下抑制としては機能するため考慮する。

(c) 施工方法及び品質管理

基礎杭の施工は、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計画としており、以下の方法により施工品質を確保する計画としている。

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。

類似工事の施工例を図 1-21 に、参照する岩級区分基準を表 1-3 に示す。



(オールケーシング工法による掘削)



(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。)

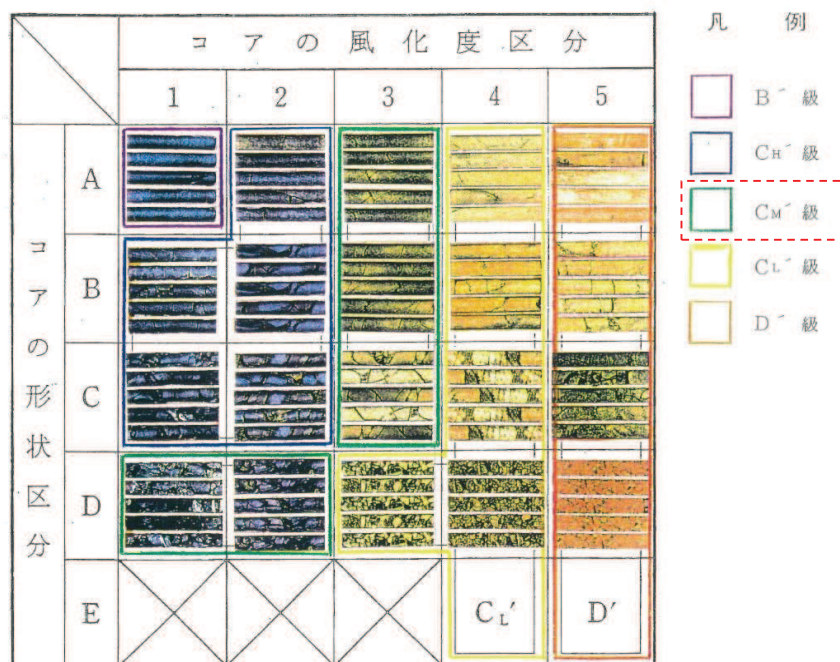
(岩盤確認状況)

図 1-21 類似工事の施工例

表 1-3 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



b. 場所打ちコンクリート杭

(a) 概要

2号機海水ポンプ室防潮壁の鋼桁においては、基礎杭に場所打ちコンクリート杭（JFETB杭-内面リブ付鋼管巻き場所打ち杭。以下「JFETB杭」という。）を採用している。

JFETB杭の構造概要を図1-22に示す。従来の場所打ちコンクリート杭の杭頭部などの大きな曲げモーメントやせん断力の作用する部分を内面リブ付鋼管巻きコンクリートとした場所打ち杭で、リブによる付着力により鋼管とコンクリートの一体化することで、一体となって大きな曲げ抵抗を発揮することが出来るため、杭径や本数、フーチング寸法を制限することが期待できる工法である。建設技術審査認定（一般財団法人土木研究センター）を取得しており、鉄道工事や公共工事における橋脚基礎等において採用実績がある。

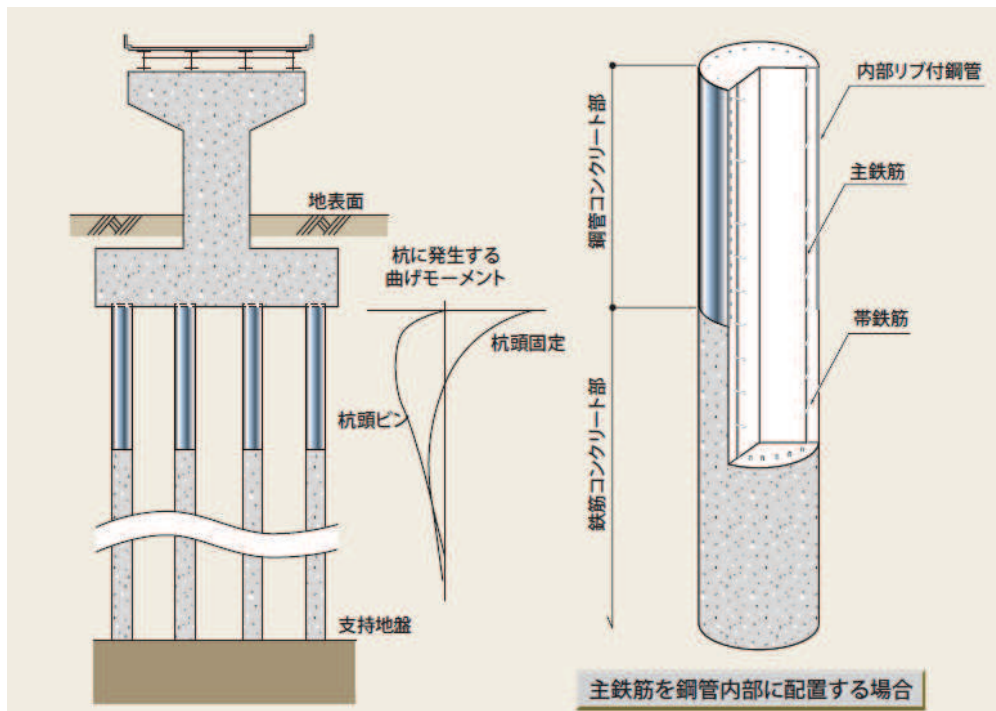


図1-22 JFETB杭の構造概要

（JFE-リブ付き鋼管カタログ（JFEホールディングス株式会社）より抜粋  
<https://www.jfe-steel.co.jp/products/katakou/catalog/dlj-509.pdf>）

(b) 設置位置

鋼桁のうち2号機海水ポンプ室横断部の東側フーチング（原子炉建屋と海水ポンプ室間）については、原子炉補機冷却海水配管ダクトを横断するため基礎杭の間隔が広がり、他の基礎杭と較べ大きな曲げ抵抗や支持力を確保するためJFETB杭を採用する。

JFETB杭の設置位置を図1-23に、鋼桁（2号機海水ポンプ室横断部）の構造概要を図1-24に示す。

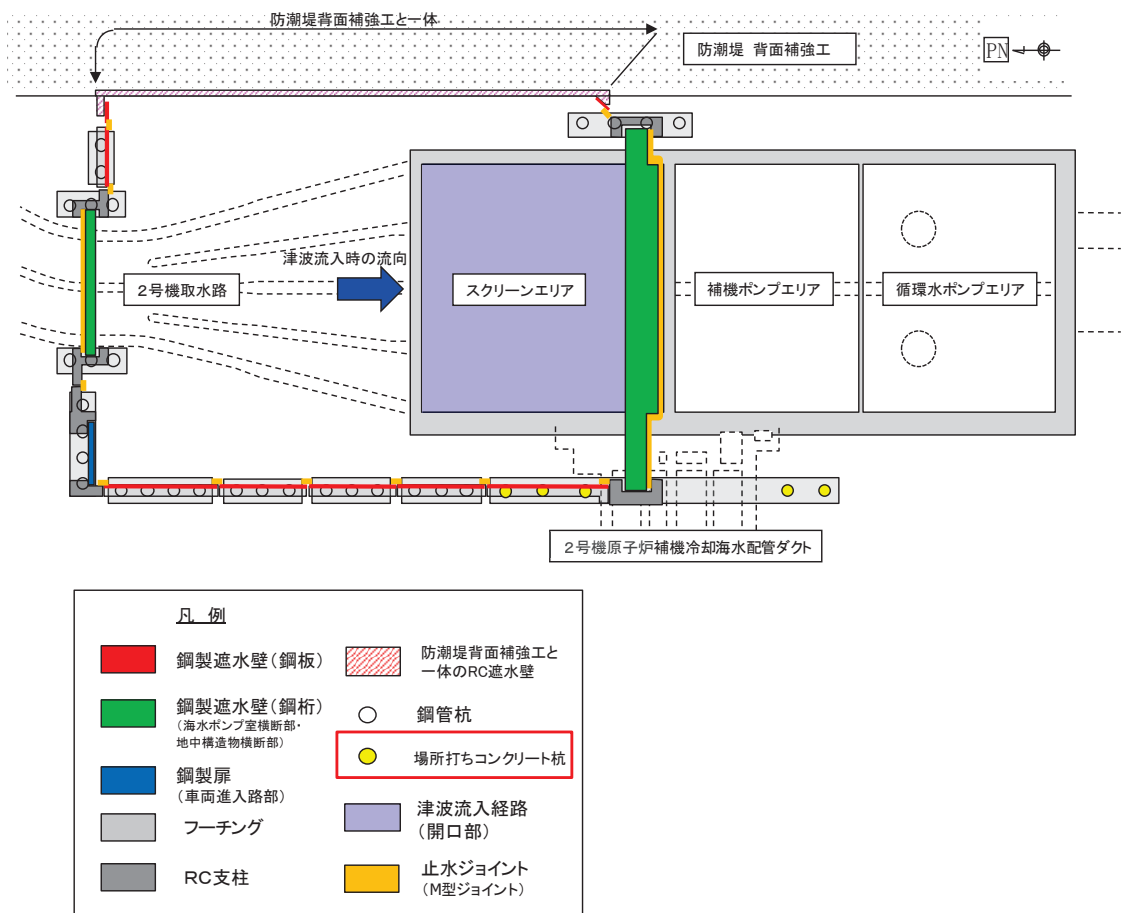


図1-23 JFETB杭の設置位置  
(2号機海水ポンプ室防潮壁)

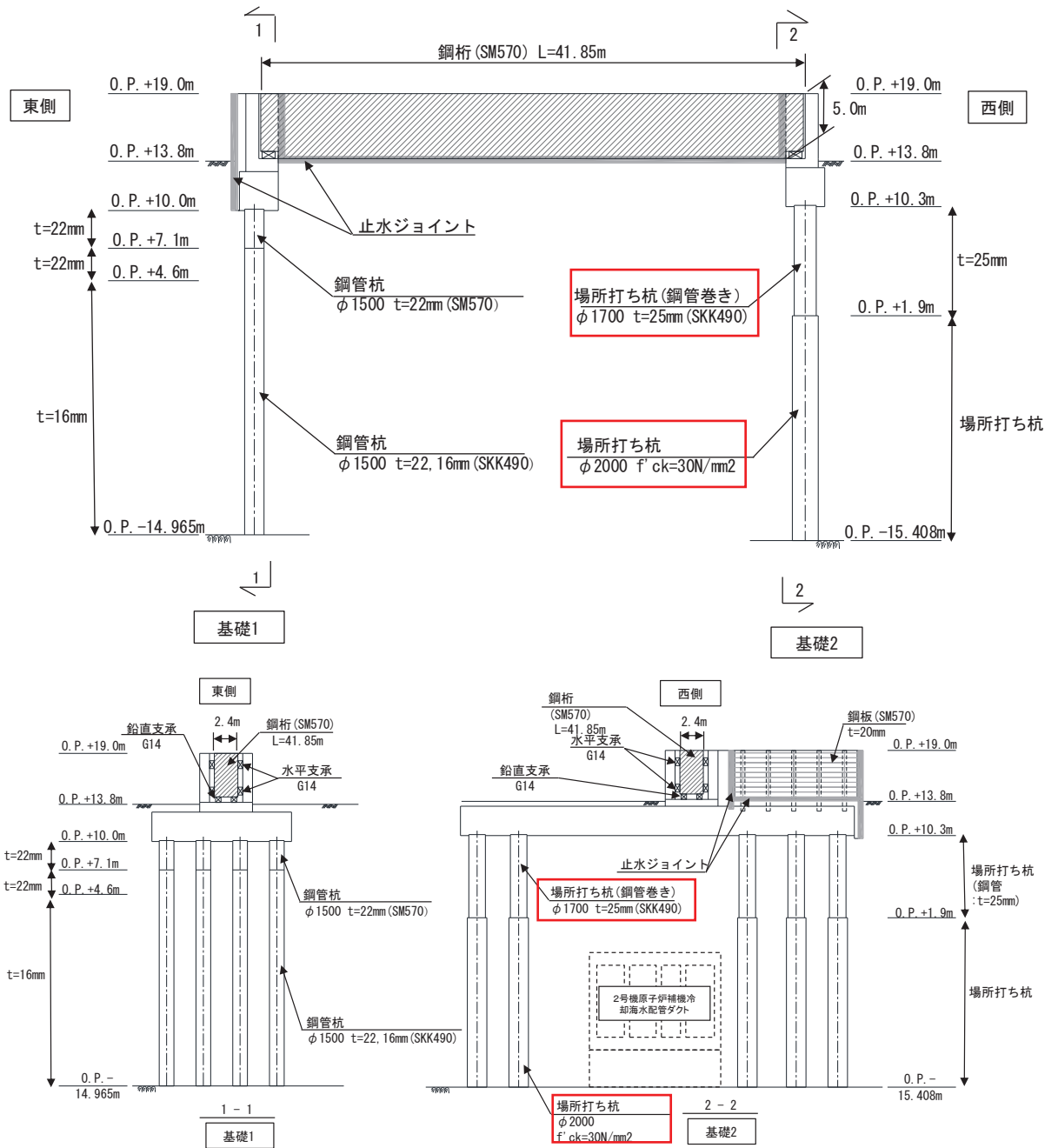


図 1-24 鋼桁 (2号機海水ポンプ室横断部) 構造概要図  
(□ : JFETB 杭)

(c) 施工方法

JFETB 杭の、施工手順を図 1-25 に示す。従来の場所打ち杭（オールケーシング）工法で掘削を行い，鋼管設置部分のみ鋼管外形より一周り大きく掘削し，鉄筋かご及び鋼管を建込み，コンクリート打設時に鋼管外周をグラウト充填する。

使用材料を表 1-4 に示す。この仕様は，JFETB 杭の適用可能諸元に適合している。

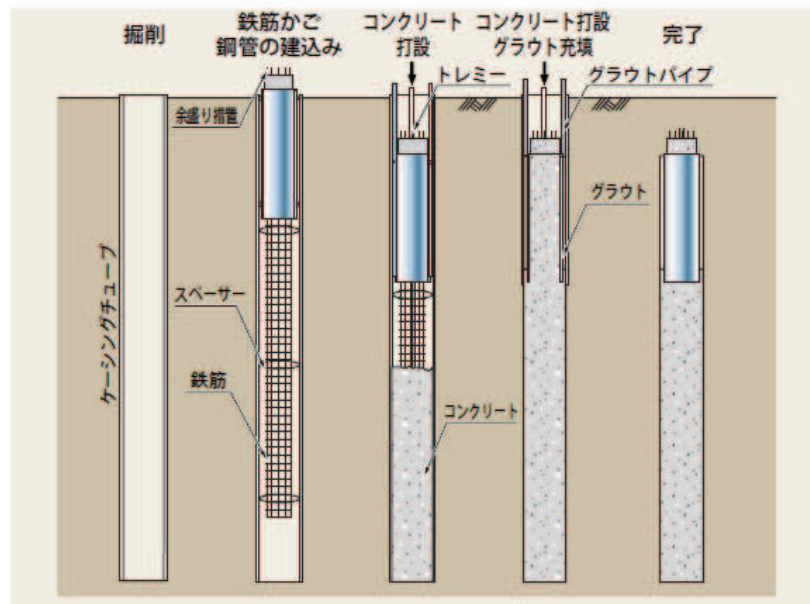


図 1-25 JFETB 杭の施工方法（オールケーシング工法）

（JFE-リブ付き鋼管カタログ（JFE ホールディングス株式会社）より抜粋  
<https://www.jfe-steel.co.jp/products/katakou/catalog/dlj-509.pdf>）

表 1-4 使用材料

材料	諸元
鋼管	内面リブ付き鋼管：φ 1700，板厚 t=25mm，材質 SKK490
鉄筋	軸方向鉄筋：D51，SD490 帯鉄筋：D19，SD345
コンクリート	$f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$

(c) 設計方法

基本的な設計体系については，「道路橋示方書・同解説IV下部工編」に示されている場所打ちコンクリート杭に準じ，鋼管巻き立て部については，外周の鋼管を考慮した，断面諸元（曲げ剛性等）及び許容限界（降伏モーメント及びせん断強度）を算定する。また，上杭（鋼管巻きコンクリート杭部）と下杭（コンクリート杭部）の境界部はコンクリート杭が一体化されている構造であるが，断面力等が大きい位置とならないよう設計上の配慮を行う。

（参考）1-33



### 3. 設置変更許可段階における損傷モードの抽出と工事計画認可段階における説明

設置変更許可段階においては，防潮壁の設計方針について，地震時，津波時及び津波余震重畳時に防潮壁が維持すべき機能を喪失してしまう事象（損傷モード）を仮定し，その損傷モードに対しての設計・施工上の配慮事項を説明している。

以下，工事計画認可段階における設計内容について網羅的に説明する。

#### (1) 鋼製遮水壁の損傷モードと工事計画認可段階における説明内容

鋼製遮水壁の損傷モードを部位別に示し，工事計画認可段階における設計内容を表 1-5～表 1-8 に示す。

表 1-5 鋼製遮水壁の損傷モードと工事計画認可段階における設計 (1/4)

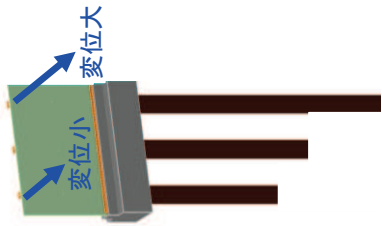
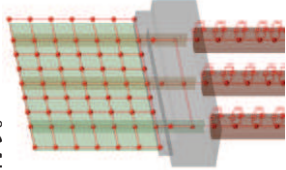
部位 名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
鋼板	<ul style="list-style-type: none"> <li>壁直角方向の地震荷重・津波荷重により、鋼板が曲げ破壊又はせん断破壊することで止水機能を喪失する。</li> <li>支柱間の応答差や地盤条件変化部に相対変位により、鋼板にねじれが発生し損傷することで止水機能を喪失する。</li> </ul> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼板に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。</li> <li>ねじれを考慮した解析モデル(格子梁)を用いることにより、板としての挙動を考慮して抽出した鋼板に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。</li> <li>また、地盤条件変化部については、個別に影響確認を行う。</li> </ul> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>要目表に示す設計値、構造図、レイアウト図、地質断面図、及び地下水水位条件等を踏まえ、断面選定フローに基づき評価対象断面の選定結果を説明。</li> <li>なお、その中で、同一基礎内において杭長差が最も大きく応答差による鋼板へのねじれモードの影響が大きくなると想定される断面も選定。</li> <li>解析手法は、解析手法選定フローに基づき地下水水位、地質状況等を踏まえ全応力解析を選定したことを説明。地下水水位が盛土内に存在する場合は、液状化による変形抑制のため地盤改良を行うことを説明(各構造共通)。</li> <li>解析モデルへの入力地震動は、水平成層を仮定し一次元地震応答解析により作成する妥当性について説明(各構造共通)。</li> <li>選定した断面において、設置変更許可で示した方針に基づき、上部工、下部工を一体とした質点系の3次元モデル(ペンツェン型モデル)を作成のうえ、弱軸となる壁軸直角方向に荷重を与え地震時並びに津波時(各防潮壁位置における入力津波高さ+0.5m+揺すり込み沈下0.4m&lt;地質に応じ&gt;)の評価を行い、鋼板に生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>8.5.1 要目表</li> <li>VI-6-第9-4-1-5図、9図~11図、14図、17図</li> <li>VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書</li> <li>VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書</li> <li>補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 5.10、6.3</li> </ul>

表 1-6 鋼製遮水壁の損傷モードと工事計画認可段階における設計 (2/4)

部位の名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
鋼製支柱 (H形鋼)	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼板から伝達する壁直角方向又は壁軸方向への荷重及び支柱自体に作用する荷重により、鋼製支柱が曲げ・軸力系の破壊又はせん断破壊し、鋼板の支持性能を喪失する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製支柱に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼板の3次元モデルの中で、鋼板と鋼製支柱の荷重伝達を表現するため、それぞれの部材をモデル化したうえで剛梁で連結していることを説明。</li> <li>弱軸方向となる壁軸直角加振を行い、鋼製支柱に生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書</li> <li>VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書</li> <li>補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3</li> </ul>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>固定ボルトから伝達する壁軸方向の荷重により、鋼製支柱フランジ面が破断し、鋼板の支持性能を喪失する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製支柱フランジ面に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼板の3次元モデルを用いて、壁軸方向加振を行い、鋼製支柱フランジ面に生じる断面力、固定ボルトに生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3</li> </ul>
固定ボルト	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼板から伝達する壁軸方向への荷重により、固定ボルトが曲げ・せん断破壊し、鋼板の支持性能を喪失する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>固定ボルトに生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。</li> </ul>		

表 1-7 鋼製遮水壁の損傷モードと工事計画認可段階における設計 (3/4)

部位の名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
M ジョイント	<ul style="list-style-type: none"> <li>許容変形量を超える変形又は水圧が作用することにより、ジョイントが損傷し、止水機能を喪失する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>M型ジョイント及びΩ型ジョイントに生じる変形量・水圧が、メーカー規格及び基準並びに必要に応じて実施する性能試験を参考に定めた許容変形量・水圧以下であることを確認する。</li> <li>また、ジョイントを支持する金具についても、ジョイントより伝達する曲げ・せん断系の荷重により支持機能を喪失しないことを確認する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>試験水圧を津波時(各防潮壁位置における入力津波高さ+0.5m+揺すり込み沈下0.4m&lt;地質に応じ&gt;)における作用水深に基づく静水圧荷重及び動水圧荷重を考慮して安全側に設定したことを説明(各構造共通)。</li> <li>また、許容変形量は解析から求まる相対変位量を十分包含するよう設定したこと等を説明(各構造共通)。</li> <li>上記の試験水圧、許容変形量を用いたM型ジョイント及びΩ型ジョイントの試験を行い変形による損傷、漏水が生じていないことを説明(各構造共通)。</li> <li>ブロック間に生る相対変位量を算出するための評価対象断面を構造や地質断面図、周辺構造物との関係等を踏まえ選定し、壁軸角方向並びに壁軸方向加振を行い相対変位が許容値内に収まることを説明。</li> <li>ジョイントを支持するボルトについて、試験水圧を作用させた場合において発生する断面積を求め、それによる応力度が許容限界以下であることを説明。</li> <li>なお、ジョイントについては、各種依存性試験の結果、耐久性が十分であることを説明(各構造共通)。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3</li> </ul>
Ω ジョイント				

表 1-8 鋼製遮水壁の損傷モードと工事計画認可段階における設計 (4/4)

部位の名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
フーチング ( R C )	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製支柱から伝達する荷重及びフーチング自体に作用する地震荷重又は津波荷重により、曲げ破壊又はせん断破壊し、鋼製支柱の支持機能を喪失する。</li> <li>同一フーチング内の杭から伝達する荷重差や隣り合うフーチングから伝達する荷重により、ねじれ破壊し、鋼製支柱の支持機能を喪失する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>フーチングに生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。</li> <li>ねじれによるフーチングに生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>弱軸である壁軸直角方向加振を行い、フーチングに生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。</li> <li>3次元モデルにより、ねじれも考慮した解析を行っており、ねじりモーメントによって生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 なお、隣り合うフーチングとは離隔を確保し、地中部分までM型ジョイントを配置することから力の伝達は発生しにくい構造となっており安全性が確保されている。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書</li> <li>VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書</li> <li>補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3</li> </ul>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>ポイリング等により、津波がフーチング下部から敷地内に浸水する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>ポイリング発生の可能性を評価するとともに、フーチング下部に矢板等とすりつけ、根入れ長を確保する(接合部はジョイントを設置)。</li> <li>矢板等は構造物と一体化させることにより沈下しない構造とする(Sクラス設計)。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>津波時(各防潮壁位置における入力津波高さ+揺すり込み沈下)におけるポイリング評価を行い、フーチング高さにより安全性が確保されていることを説明(各構造共通)。</li> <li>フーチングはSクラス設計であり安全性が確保されている(各構造共通)。</li> <li>なお、入力津波高さに+0.5mの余裕を考慮した評価もを行い、一部フーチングにおいては、埋戻しを改良地盤により行うことで浸透圧を押しさえ安全性が確保されていることを説明(各構造共通)。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3</li> </ul>
鋼管杭	<ul style="list-style-type: none"> <li>フーチングから伝達する荷重及び杭自体に作用する地震荷重により、曲げ破壊し、フーチングの支持機能を喪失する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。</li> <li>また、鋼管杭先端に生じる押込み力が、基礎地盤の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>鋼板の3次元モデルを用いて、弱軸である壁軸直角方向加振を行い、鋼管杭に生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 また、押し込み力が基礎地盤の極限支持力以下であることを説明。 なお、基礎地盤については、GM級岩盤に統一したことを説明(各構造共通)。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書</li> <li>VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書</li> <li>補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3</li> </ul>

(2) 鋼製遮水壁（鋼桁）の損傷モードと工事計画認可段階における説明内容

鋼製遮水壁（鋼桁）の損傷モードを部位別に示し，工事計画認可段階における設計内容を表1-9～表1-16に示す。

表 1-9 鋼製遮水壁（鋼桁）の損傷モードと工事計画認可段階における設計（1/8）

部位の名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工事図書
鋼桁	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼桁直角方向の地震荷重又は津波荷重により，鋼桁が曲げ破壊又はせん断破壊し，止水機能を喪失する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼桁に生じる断面力による応力度等が，許容限界以下であることを確認する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼桁については，各箇所では，構造，地質状況が異なるため，全ての構造を評価対象とすることを説明。</li> <li>選定した断面において，設置変更許可で示した方針に基づき，上部工，下部工を一体とした質点系の3次元モデル（ベンツェン型モデル）を作成のうえ，鋼桁として弱軸となる鋼桁直角方向に荷重を与え地震時並びに津波時（各防潮壁位置における入力津波高さ+0.5m+揺すり込み沈下0.4m）の評価を行い，鋼桁に作用する加速度，RC支柱における変位を算出したことを説明。</li> <li>鋼桁について，ねじれ影響を考慮するため，別途，格子梁モデルを作成のうえ，3次元モデルから取り出した加速度，RC支柱における変位を強制変位として与え静的解析を行い，鋼桁に生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>8.5.1 要目表</li> <li>VI-6-第9-4-1-6図，7図，12図，15図，18図，19図</li> <li>VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書</li> <li>VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書</li> <li>補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3</li> </ul>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼桁を支持するRC支柱間の鋼桁直角方向の相対変位等により，鋼桁にねじれが発生して損傷し，止水機能を喪失する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>ねじれを考慮した照査手法を用いて抽出した，鋼桁に作用する断面力による応力度等が，許容限界以下であることを確認する。</li> </ul>		

表 1-10 鋼製遮水壁（鋼桁）の損傷モードと工事計画認可段階における設計（2/8）

部位の名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工図図書
鋼桁	<p>鋼桁を支持するRC支柱間の鋼桁直角方向の相対変位により、鋼桁が回転してRC支柱に接触し、局所的な荷重が生じて損傷することで、止水機能を喪失する。</p> 	<p>鋼桁とRC支柱間に取りつけた水平支承（ゴム）により、RC支柱と接触しない構造とする（なお、水平支承（ゴム）について、鋼桁より伝達する荷重に対して、許容圧縮量以下であることを確認する）。</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼桁とRC支柱間に水平支承を設け、水平支承に作用する荷重を鋼桁軸直角方向加振の結果から求め、圧縮応力が許容限界以下であることを説明。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書</li> <li>VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書</li> <li>補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3</li> </ul>
	鉛直方向の地震荷重又は津波荷重（揚圧力）により、鋼桁が浮き上がり、止水機能を喪失する。	<p>RC支柱上部に上揚力反力梁を設置し、鋼桁の浮き上がりを防止する（なお、上揚力反力梁について、鋼桁より伝達する荷重に対して、各部位に生じる断面力による応力度等が許容限界以下であることを確認する）。</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震時及び津波時に鋼桁に作用する上揚力による浮き上がりを防止するため、各鋼桁のRC支柱上部に上揚力反力梁を設置することを説明。</li> <li>なお、鋼桁1（第2号機海水ポンプ室）、鋼桁4（第3号機海水ポンプ室）は、併せてスリットを設けることを説明。</li> <li>格子梁モデルによる解析から鉛直支承の反力を求め、その反力を上揚力反力梁に載荷し、同梁に生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書</li> <li>VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書</li> <li>補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3</li> </ul>
鋼桁が鋼桁軸方向に変位し、RC支柱と衝突することにより、局所的な荷重が生じて破壊し、止水機能、鋼桁の支持性能を喪失する。	<p>変位量を考慮した初期遊間を設けることにより、鋼桁とRC支柱が衝突（接触）しない設計とする。</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>桁軸方向加振を行い、鋼桁に生じる変位量を求め、鋼桁とRC支柱間の初期遊間以下であることを、鋼桁とRC支柱が衝突（接触）しないことを説明。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3</li> </ul>	

表 1-11 鋼製遮水壁（鋼桁）の損傷モードと工事計画認可段階における設計（3/8）

部位の名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
RC支柱	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼桁から伝達する鋼桁直角方向又は鋼桁軸方向への荷重及び支柱自体に作用する荷重により、RC支柱が曲げ破壊又はせん断破壊し、鋼桁の支持性能を喪失する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>RC支柱に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>桁軸直角方向及び桁軸方向加振を行い、RC支柱に作用する曲げ圧縮応力度、引張応力度、及びせん断応力が許容限界以下であることを説明。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書</li> <li>VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書</li> <li>補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3</li> </ul>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>RC支柱間の鋼桁直角方向の相対変位や鋼桁から伝達する荷重により、RC支柱に生じるねじれにより支柱が損傷し、鋼桁の支持性能を喪失する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>RC支柱に生じるねじれモーメントによる応力度等が、許容限界以下であることを確認する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>桁軸直角方向加振を行い、水平支承に生じる反力からねじれモーメントを求め、それによって生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書</li> <li>VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書</li> <li>補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3</li> </ul>
			<ul style="list-style-type: none"> <li>桁軸直角方向加振を行い、水平支承に生じる反力からせん断力、また曲げモーメントを求め、それによって生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書</li> <li>VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書</li> <li>補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3</li> </ul>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼桁から伝達する鋼桁直角方向の荷重により、RC支柱（張り出し部）が曲げ破壊又はせん断破壊し、鋼桁の支持性能を喪失する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>RC支柱に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>桁軸直角方向加振を行い、水平支承に生じる反力からせん断力、また曲げモーメントを求め、それによって生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書</li> <li>VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書</li> <li>補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3</li> </ul>



表 1-12 鋼製遮水壁（鋼桁）の損傷モードと工事計画認可段階における設計（4/8）

部位の名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
鉛直支承	<p>鋼桁から伝達する鉛直下向き荷重により、鉛直支承（ゴム）が圧縮破壊し、鋼桁の支持性能を喪失する。</p>	<p>鉛直支承（ゴム）に生じる圧縮変形による圧縮量が、許容限界以下であることを確認する。</p>	<p>鉛直支承に作用する荷重を鋼桁軸直角方向加振の結果から求め、圧縮応力度が許容限界以下であることを説明。</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書</li> <li>VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書</li> <li>補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3</li> </ul>
	<p>鋼桁から伝達する鋼桁軸方向（面内方向）の荷重により、鉛直支承（ゴム）がせん断破壊し、鋼桁の支持性能を喪失する。</p>	<p>鉛直支承（ゴム）に生じるせん断変形によるせん断ひずみが、許容限界以下であることを確認する。</p>	<p>鉛直支承に作用する荷重を鋼桁軸方向加振の結果から求め、せん断ひずみが許容限界以下であることを説明。</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書</li> <li>補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3</li> </ul>

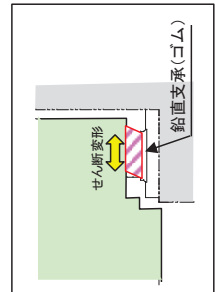
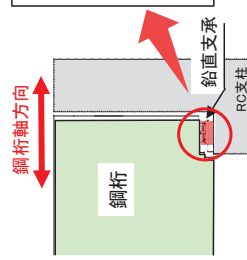
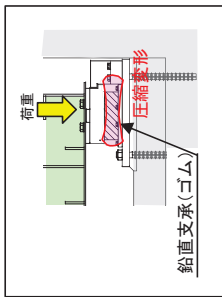
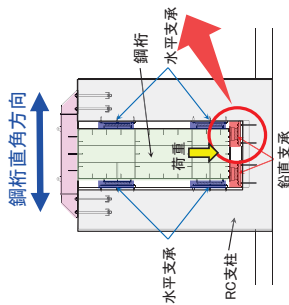


表 1-13 鋼製遮水壁（鋼桁）の損傷モードと工事計画認可段階における設計（5/8）

部位の名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
水平支承	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼桁から伝達する鋼桁直角方向への荷重により、水平支承（ゴム）が圧縮破壊し、鋼桁の支持性能を喪失する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>水平支承（ゴム）に生じる圧縮変形による圧縮量が、許容限界以下であることを確認する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼桁とRC支柱間に水平支承を設け、水平支承に作用する荷重を鋼桁軸直角方向加振の結果から求め、圧縮応力度が許容限界以下であることを説明。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書</li> <li>VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書</li> <li>補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3</li> </ul>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼桁から伝達する鋼桁軸方向の荷重により、水平支承（ゴム）がせん断破壊し、鋼桁の支持性能を喪失する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>水平支承（ゴム）に生じるせん断変形によるせん断ひずみが、許容限界以下であることを確認する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>水平支承に作用する荷重を鋼桁軸方向加振の結果から求め、圧縮応力度、せん断ひずみが許容限界以下であることを説明。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書</li> <li>補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3</li> </ul>

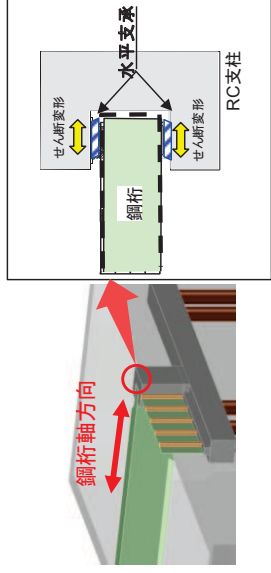
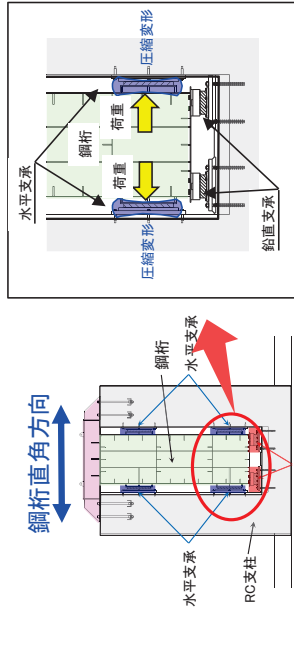


表 1-14 鋼製遮水壁（鋼桁）の損傷モードと工事計画認可段階における設計（6/8）

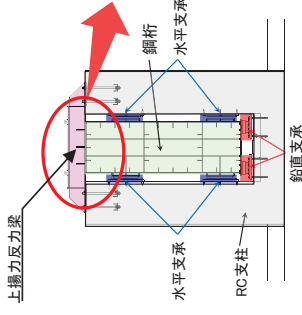
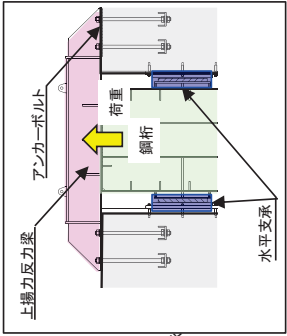
部位の名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
上揚力反力梁	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼桁から伝達する鉛直上向き方向への荷重により、上揚力反力梁が曲げ・せん断破壊又はアンカーボルトの引き抜きにより、鋼桁の支持性能を喪失する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>上揚力反力梁に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>格子梁モデルによる解析から鉛直支承の反力を求め、その反力を上揚力反力梁に載荷し、同梁に生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書</li> <li>VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書</li> <li>補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3</li> </ul>
				
M型ジョイント	<ul style="list-style-type: none"> <li>許容変形量を超える変形又は水圧が作用することにより、ジョイントが損傷し、止水機能を喪失する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>M型ジョイントに生じる変形量・水圧が、メーカー規格及び基準並びに必要な応じて実施する性能試験を参考に定めた許容変形量・水圧以下であることを確認する。</li> <li>また、ジョイントを支持する金具する曲げ・せん断系の荷重により支持機能を喪失しないことを確認する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼桁と鋼板間、鋼桁と海水ポンプ室間に生じる相対変位量を算出するたための評価対象断面を構造や地質断面図、周辺構造物との関係等を踏まえ選定し、壁軸直角方向並びに壁軸方向加振を行い相対変位が許容値内に収まることを説明。</li> <li>ジョイントを支持するボルトについて、試験水圧を作用させた場合において発生する断面力を求め、それによる応力度が許容限界以下であることを説明。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書</li> <li>VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書</li> <li>補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3</li> </ul>

表 1-15 鋼製遮水壁（鋼桁）の損傷モードと工事計画認可段階における設計（7/8）

部位の名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
角鋼型管	<ul style="list-style-type: none"> <li>RC支柱間の鋼桁直角方向又は鋼桁軸方向の相対変位による強制変形や、角型鋼管自体に作用する荷重により、角型鋼管が曲げ・せん断破壊し、止水性能を喪失する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>角型鋼管はRC支柱間の相対変位を拘束しない設計とする。（鋼製ブラケットの支持部（ボルト接合部）に長孔を設けることで、軸方向と回転方向に自由に動く設計とする）</li> <li>なお、角型鋼管と鋼製ブラケットを連結するボルトに生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼桁下部のボイリングを防ぐため、角型鋼管と鋼製ブラケットをフーチングに支持し、角型鋼管に鋼板を取り付けることを説明。</li> <li>角型鋼管と鋼桁間、鋼板とフーチング間にM型ジョイントを設置することを説明。</li> <li>軸直角方向加振から求めた加速度等を用い、角型鋼管、鋼板を一体としたモデルに載荷して、断面力を求め、各部材に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを説明。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3</li> </ul>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>ボイリング等により、津波が角型鋼管下部から敷地内に浸水する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>ボイリングの発生の可能性を評価するとともに、角型鋼管下部に矢板等を取りつけ、根入れ長を確保する（接合部はジョイントを設置）。</li> <li>矢板等は、構造物と一体化させることにより沈下しない構造とする（Sクラス設計）。</li> </ul>		
鋼製ブラケット	<ul style="list-style-type: none"> <li>角型鋼管から伝達する荷重により、鋼製ブラケットが破壊することにより、角型鋼管の支持性能を喪失する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製ブラケットに生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。</li> </ul>		

表 1-16 鋼製遮水壁（鋼桁）の損傷モードと工事計画認可段階における設計（8/8）

部位の名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
フーチング	<ul style="list-style-type: none"> <li>RC支柱から伝達する荷重及びフーチング自体に作用する地震荷重又は津波荷重により、曲げ破壊又はせん断破壊してRC支柱の支持性能を喪失する。</li> <li>同一フーチング内の杭から伝達する荷重差により、ねじれ破壊してRC支柱の支持性能を喪失する。</li> <li>ボイリング等により、津波がフーチング下部から敷地内に浸水する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>フーチングに生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。</li> <li>ねじれによるフーチングに生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。</li> <li>ボイリングの発生の可能性を評価するとともに、角型鋼管下部に矢板等を取りつけ、根入れ長を確保する（接合部はジョイントを設置）。</li> <li>矢板等は、構造物と一体化させることにより沈下しない構造とする（スクラス設計）。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼桁軸直角方向加振、及び鋼桁軸方向加振を行い、フーチングに生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。</li> <li>3次元モデルにより、ねじれも考慮した解析を行っており、ねじりモーメントによって生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。</li> <li>鋼板の説明に含む。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書</li> <li>VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書</li> <li>補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3</li> </ul>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>フーチングから伝達する荷重及び杭自体に作用する地震荷重により、曲げ破壊又はせん断破壊してフーチングの支持性能を喪失する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭に生じる断面力による応力度等、が許容限界以下であることを確認する。</li> <li>また、鋼管杭先端に生じる押込み力が、基礎地盤の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>鋼桁軸直角方向加振、及び鋼桁軸方向加振を行い、鋼管杭、場所打ち杭に生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。</li> <li>また、押し込み力が基礎地盤の極限支持力以下であることを説明。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書</li> <li>VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書</li> <li>補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3</li> </ul>
鋼管杭・場所打ち杭	<ul style="list-style-type: none"> <li>フーチングから伝達する荷重及び杭自体に作用する地震荷重により、曲げ破壊又はせん断破壊してフーチングの支持性能を喪失する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭に生じる断面力による応力度等、が許容限界以下であることを確認する。</li> <li>また、鋼管杭先端に生じる押込み力が、基礎地盤の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>鋼桁軸直角方向加振、及び鋼桁軸方向加振を行い、鋼管杭、場所打ち杭に生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。</li> <li>また、押し込み力が基礎地盤の極限支持力以下であることを説明。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書</li> <li>VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書</li> <li>補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3</li> </ul>

(3) 鋼製扉の損傷モードと工事計画認可段階における説明内容

鋼製扉の損傷モードを部位別に示し、工事計画認可段階における設計内容を表 1-17～表 1-19 に示す。

表 1-17 鋼製扉の損傷モードと工事計画認可段階における設計 (1/3)

部位の名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
鋼製扉	<ul style="list-style-type: none"> <li>壁直角方向の地震荷重・津波荷重により、鋼製扉が曲げ破壊又はせん断破壊することでの止水機能を喪失する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製扉に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>要目表に示す設計値、構造図、レイアウト図、地質断面図、及び地下水水位条件等を踏まえ、断面選定フローに基づき評価対象断面の選定結果を説明。</li> <li>選定した断面において、設置変更許可で示した方針に基づき、上部工、下部工を一体とした質点系の3次元モデル(ベンツェン型モデル)を作成のうえ、弱軸となる鋼製扉軸直角方向に荷重を与え地震時並びに津波時(各防壁位置における入力津波高さ+0.5m+揺すり込み沈下0.4m&lt;地質に応じ&gt;)の評価を行ったことを説明。</li> <li>また、鋼製扉の開き時における地震時の評価を行ったことを説明。</li> <li>鋼製扉に作用する加速度を取り出し、別途作成した格子モデルを用い静的解析を行い、鋼製扉に生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>8.5.1 要目表</li> <li>VI-6-第9-4-1-8図、13図、16図、20図</li> <li>VI-2-10-2-3 防壁の耐震性についての計算書の強度計算書</li> <li>VI-3-別添3-2-2 防潮壁の補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3</li> </ul>
扉取付部(ヒンジ)	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製扉から伝達する地震荷重・津波荷重により扉取付部(ヒンジ)が曲げ破壊またはせん断破壊し、鋼製扉の支持機能を喪失する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>扉取付部(ヒンジ)に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>上記、格子モデルによる解析から、ヒンジに生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。</li> <li>また、併せて開閉におけるタイムライン成立性(15分以内)について説明。</li> </ul>	
RC支柱	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製扉から伝達する鋼製扉軸直角方向又は鋼製扉軸方向への荷重及び支柱自体に作用する荷重により、支柱が曲げ破壊又はせん断破壊し、鋼製扉の支持機能を喪失する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>RC支柱に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>弱軸である鋼製扉軸直角方向加振を行い、RC支柱に作用する曲げ圧縮応力度、引張応力度、及びせん断応力度が許容限界以下であることを説明。</li> </ul>	

表 1-18 鋼製扉の損傷モードと工事計画認可段階における設計 (2/3)

部位の名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
止水ゴム (P型ゴム)	<ul style="list-style-type: none"> <li>津波時及び津波＋余震重量時の水圧が作用することにより、止水ゴムが損傷し、止水機能を喪失する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>止水ゴムに生じる水圧が、メーカー規格及び基準並びに必要に応じて実施する性能試験を参考にした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>P型ゴムは、原子力発電所及び一般産業において採用実績が多数あり、使用条件(圧力及び温度)に合わせて適切な仕様のものを選定し、仕様に応じた性能が保証されたものを取り付けることを説明。</li> </ul>	
フーチング	<ul style="list-style-type: none"> <li>RC支柱又は鋼製扉から伝達する荷重及びフーチング自体に作用する地震荷重又は津波荷重により、曲げ破壊又はせん断破壊してRC支柱の支持機能を喪失する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>フーチングに生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製扉軸直角方向加振を行い、フーチングに作用する曲げ圧縮応力度、引張応力度、及びせん断応力度が許容限界以下であることを説明。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書</li> <li>VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書</li> <li>補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3</li> </ul>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>同一フーチング内の杭から伝達する荷重差により、ねじれ破壊してRC支柱の支持機能を喪失する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>ねじれによる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>3次元モデルにより、ねじれも考慮した解析を行っており、ねじりモーメントによって生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3</li> </ul>

表 1-19 鋼製扉の損傷モードと工事計画認可段階における設計 (3/3)

部位の 名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
鋼 管 杭	<ul style="list-style-type: none"> <li>フーチングから伝達する荷重及びび杭自体に作用する地震荷重により、曲げ破壊又はせん断破壊してフーチングの支持性を喪失する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。</li> <li>また、鋼管杭先端に生じる押込み力が、基礎地盤の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>鋼製扉軸直角方向加振を行い、を行い、鋼管杭に生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。</li> <li>また、押し込み力が基礎地盤の極限支持力以下であることを説明。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書</li> <li>VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書</li> <li>補足140-1 津波への配慮事項に関する説明書の補足説明資料 6.3</li> </ul>



(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

目 次

1. 概要	1
2. 変形抑制，液状化対策のための地盤改良の検討【検討1】	4
3. 地盤改良の計画について	9
4. 実機改良計画を踏まえた解析手法の妥当性検討【検討2】	17
4.1 検討方針	17
4.2 検討用モデル	21
4.3 解析手法	25
4.4 検討結果	26
5. 不確かさ等の影響を踏まえた解析手法の妥当性検討【検討3】	39
5.1 検討方針	39
5.2 検討用モデル	39
5.3 解析手法	49
5.4 検討結果	49
6. 検討結果まとめ	89
7. 解析条件（二次元有限要素モデル）	91
7.1 解析手法	91
7.2 解析モデル	92
7.3 構造物のモデル化	102
7.4 地盤のモデル化	106
7.5 減衰定数	106
7.6 地盤の物性値	108
8. 最大応答値分布	109

## 1. 概要

杭基礎構造防潮壁（以下、「防潮壁」という。）の地震応答解析については、**図 2-1** に示す解析手法の選定フローのとおり、①に分類される 2 号機放水立坑の岩盤部や②に分類される第 3 号機放水立坑防潮壁の盛土部（地下水位が岩盤以深）においては全応力解析による評価を行う。

その他の範囲は、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ため④に分類されるが、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或いは盛土は地盤改良を行った上で、側方の液状化等の影響を受けないことを定量的に確認し、全応力解析により評価を行う方針としている。

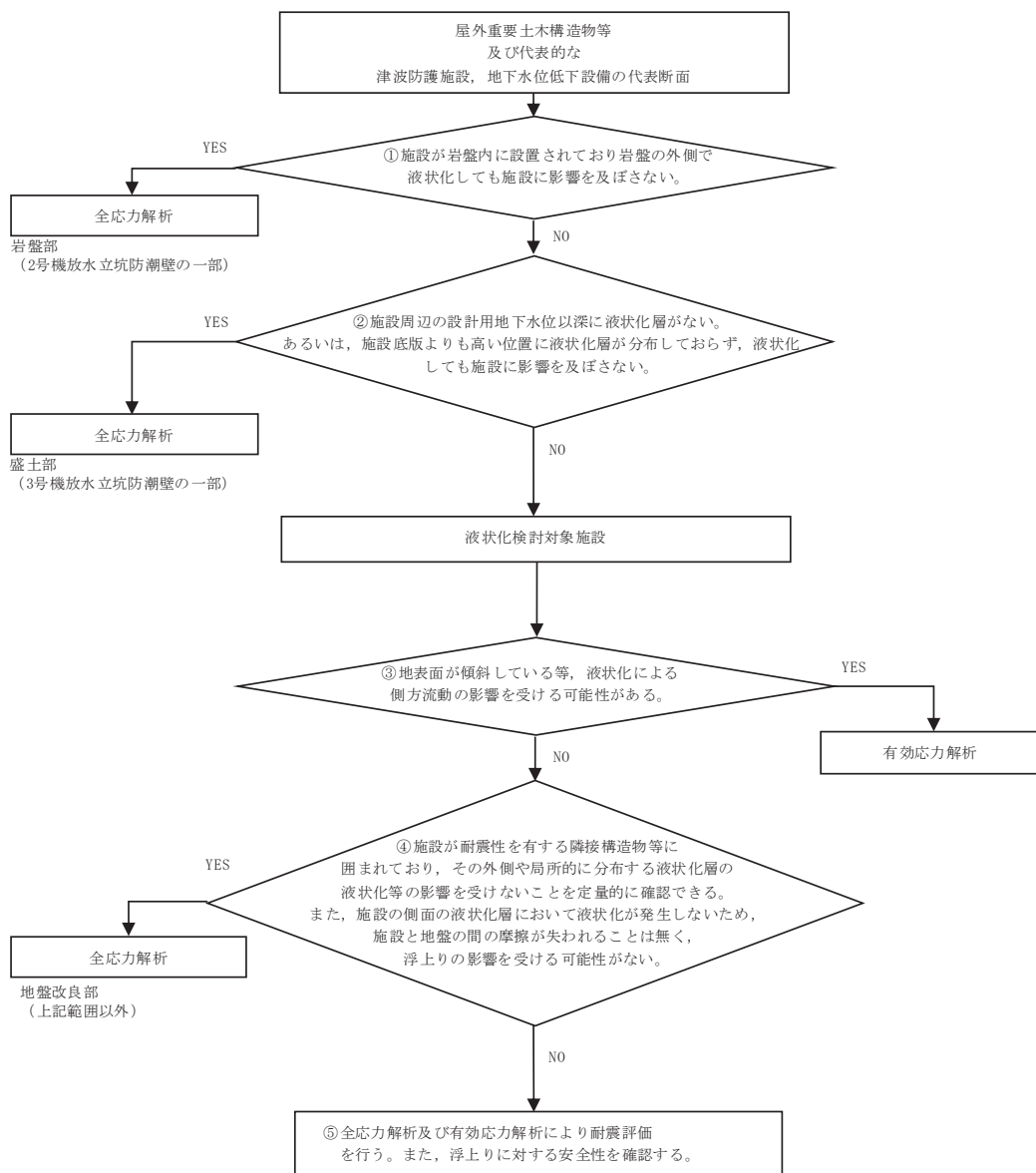


図 2-1 防潮壁の解析手法の選定フロー

その上で、防潮壁の構造が、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 - 地盤の連成のばね質点系の解析モデル（以下、「質点系モデル」という。）による時刻歴応答解析を行う方針としている。その際に入力する地盤応答について、基礎杭周辺に設置する改良地盤が半無限幅に連続していることを前提とした水平成層地盤でモデル化し、一次元時刻歴応答解析（全応力解析）に基づく地震応答解析により作成した地盤応答を用いる。

ここで、上記手法を用いるにあたっては、全応力解析とすることの妥当性として前述のとおり側方地盤の液状化影響について確認を行い、水平成層一次元地盤モデルとすることの妥当性として改良幅の有限性や周辺地形、隣接構造物等の影響について踏まえた上で、妥当な評価手法であることを確認する必要がある。

よって、本章では、以下の検討 1～検討 3 を実施することで、解析手法の妥当性（構造物の応答が同等もしくは保守的であること）を確認する。

#### 【検討 1：変形抑制、液状化対策のための地盤改良の検討】

変形抑制及び液状化対策を目的として実施する杭周辺の地盤改良について、有効\*な地盤改良幅を確認するために、二次元有限要素モデル（有効応力解析）により地盤改良幅に応じた応答値の比較検討を実施する。

\*：地盤改良外側に分布する液状化層の液状化等の影響を受けないこと

#### 【検討 2：実機改良計画を踏まえた解析手法の妥当性検討】

検討 1 を踏まえ、全応力解析として有効な地盤改良幅を確保することを前提に、解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）の妥当性を確認するために、二次元有限要素モデル（有効応力解析）を用いた地震応答解析との解析結果（構造物の応答等）の比較を行う。

#### 【検討 3：不確かさ等の影響を踏まえた解析手法の妥当性検討】

検討 2 の影響検討として、物性値の不確かさや隣接効果の影響等についてのパラメータスタディを行い、二次元有限要素モデル（有効応力解析）を用いた地震応答解析との解析結果（構造物の応答等）の比較を行う。

図 2-2 に解析手法の妥当性検討フローを示す。

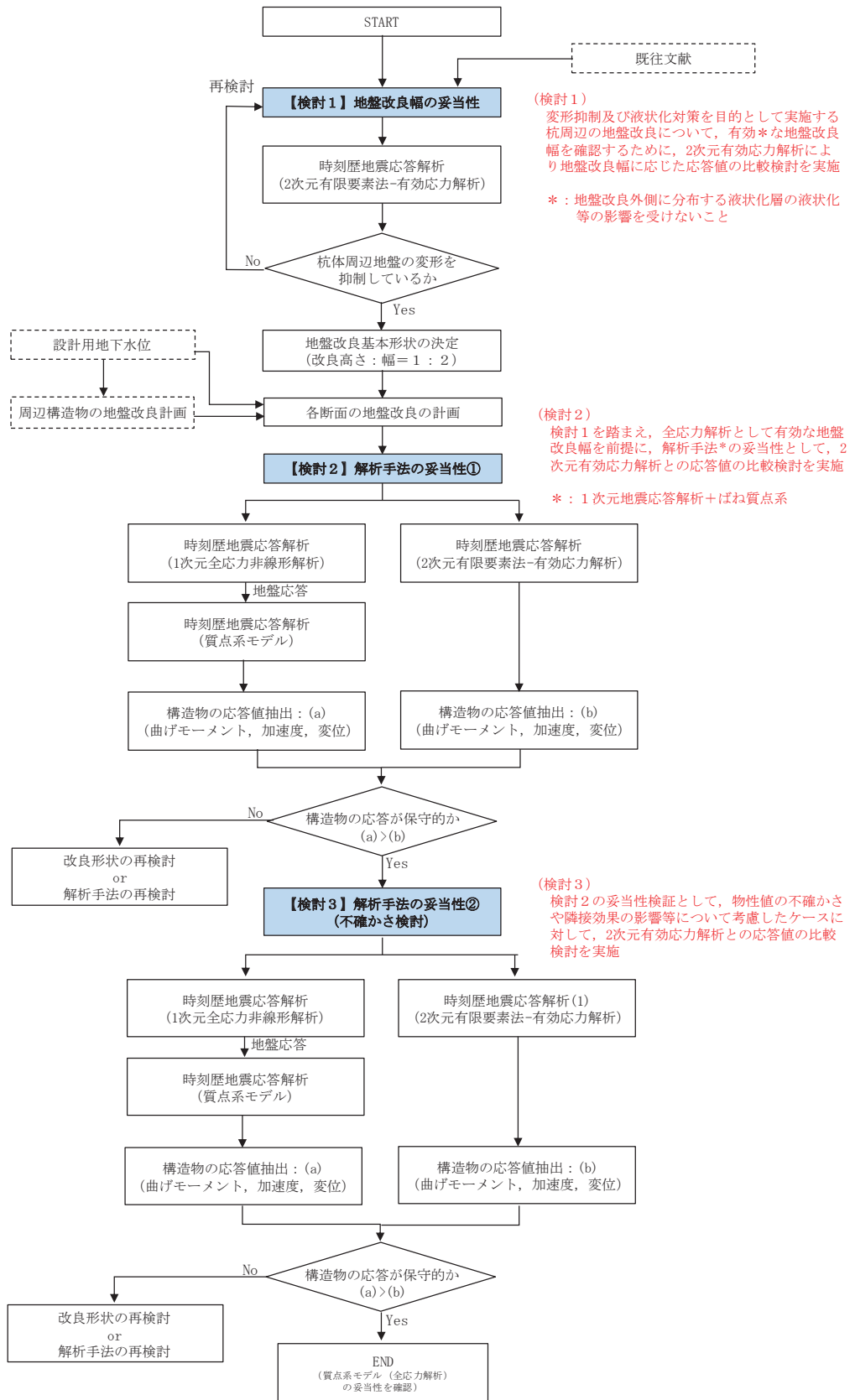


図 2-2 解析手法の妥当性検討フロー

## 2. 変形抑制，液状化対策のための地盤改良の検討【検討 1】

防潮壁の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，変形抑制及び液状化対策を目的に，地盤改良高さの 2 倍幅の範囲を改良することを基本とする。

本章では，地盤改良が周辺地盤の液状化等の変形に対して有効に機能し，杭周辺の変形抑制効果を期待するのに十分な改良幅であるかを確認するため，二次元有限要素モデル（有効応力解析）を用いた解析により，改良幅の妥当性を確認する。

具体的には，図 2-3 に示す，改良体無しの場合と改良体有り（改良高さ D に対して幅 2D 及び 1D, 3D とした 3 ケース）のケースの地震応答解析を行い，防潮壁の深度方向における変位分布の違いを確認した。検討モデルの概要を以下に示す。

なお，解析条件は「7. 解析条件（二次元有限要素モデル）」にて後述する，本検討（4. 実機改良計画を踏まえた解析手法の妥当性検討【検討 2】～6. 検討結果まとめ）に用いる二次元有限要素モデル（有効応力解析）と同条件とする。

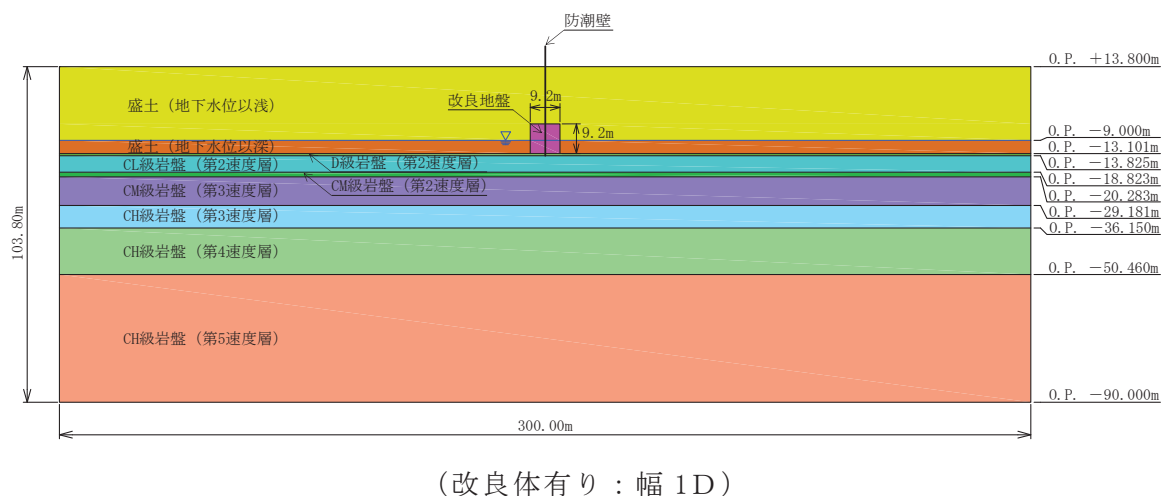
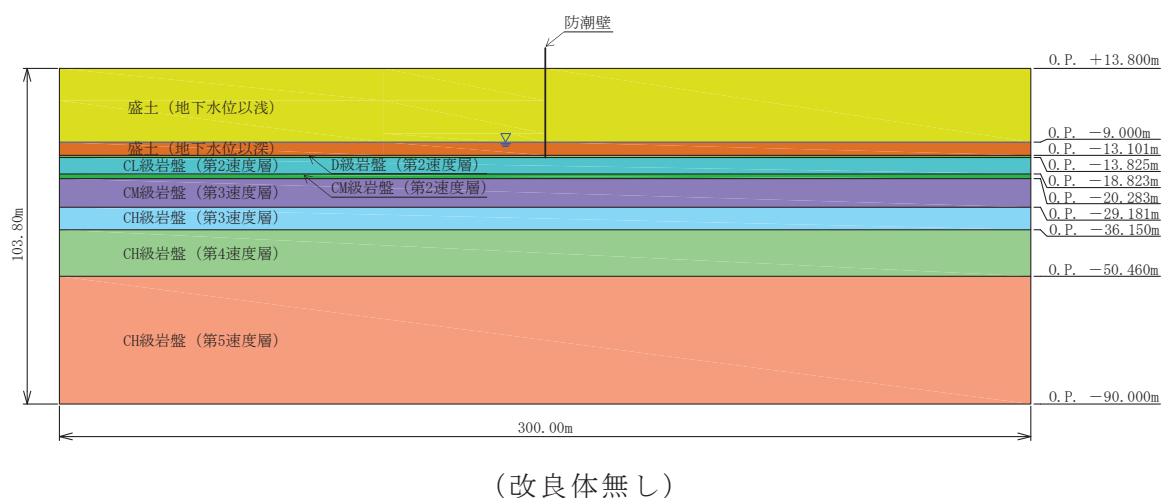
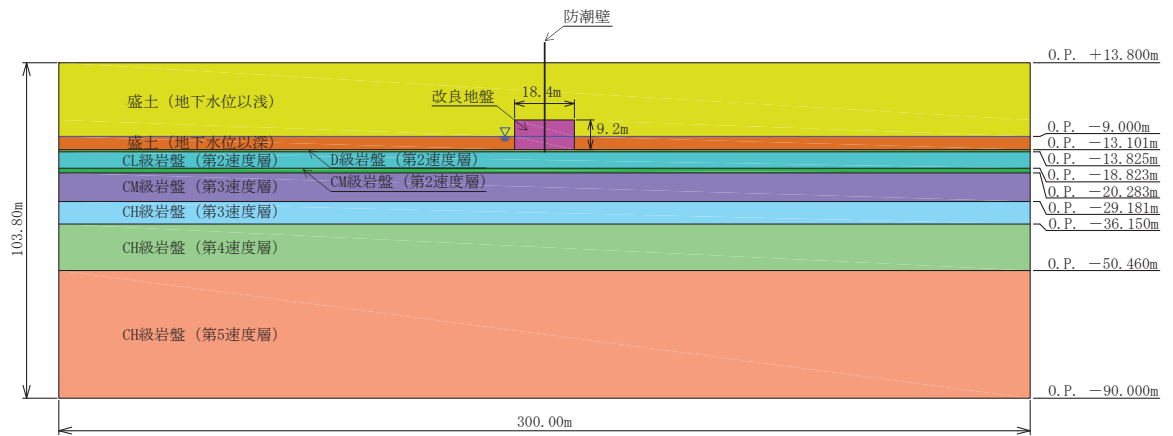
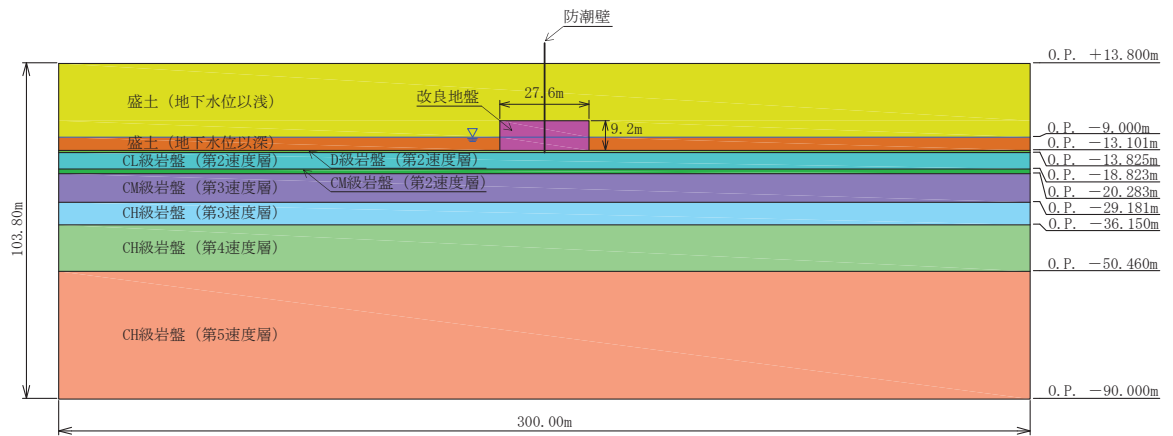


図 2-3(1) 検討モデルの概要



(改良体有り：幅 2D)



(改良体有り：幅 3D)

図 2-3(2) 検討モデルの概要

防潮壁の深度方向の変位分布を図 2-4 に示す。この結果より、改良幅を 2D とすることで、周辺地盤の液状化による地盤変形への抑制効果としては有効であり、さらに改良幅については、1D 及び 3D でも有意な違いはないことを確認した。

なお、これは図 2-5 に示す既往文献「固化処理工法による単杭の地震時水平抵抗の増大効果（港湾空港技術研究所，2003 年）」の中でも同様の傾向が確認されている。

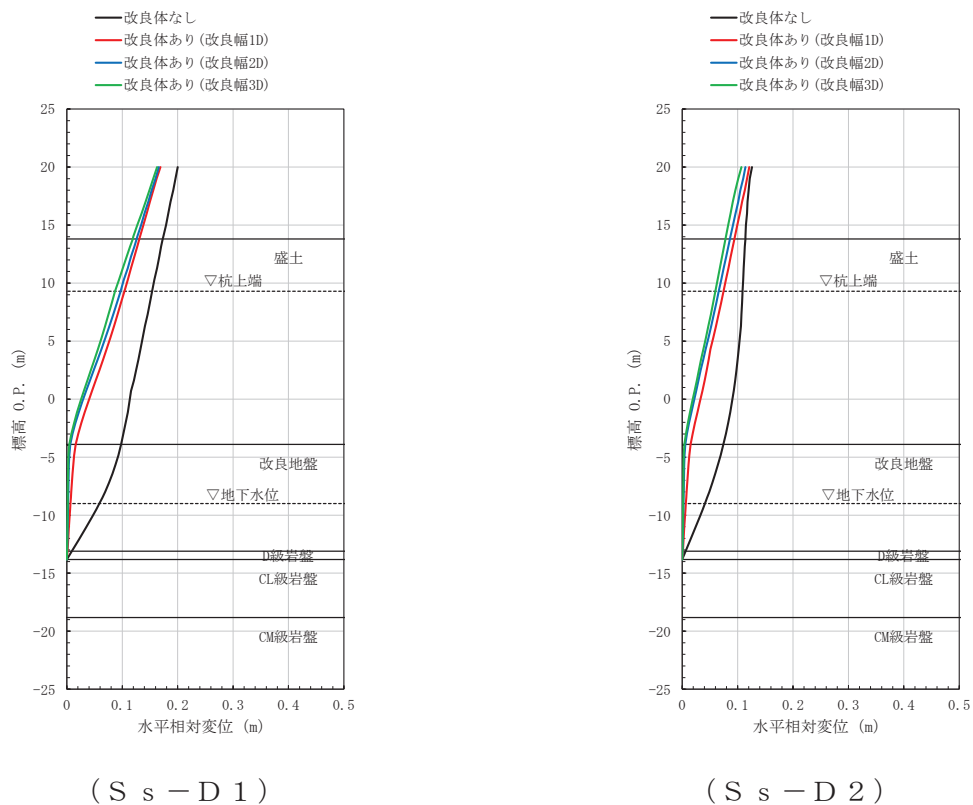
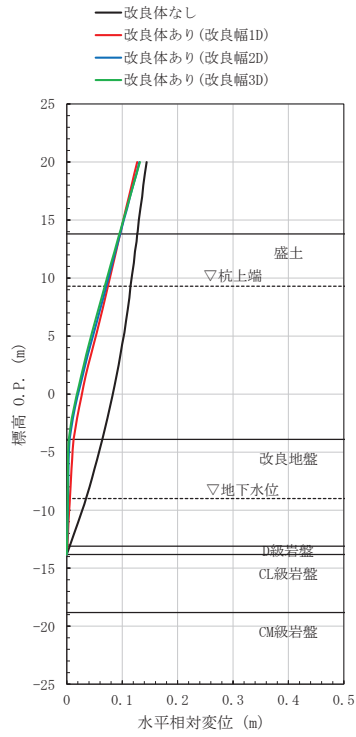
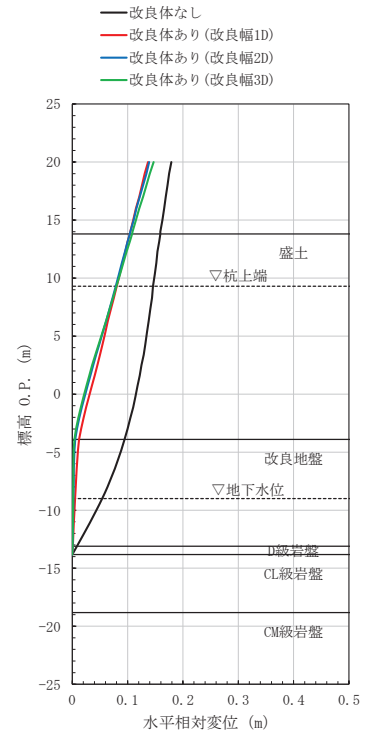


図 2-4(1) 最大変位分布の比較

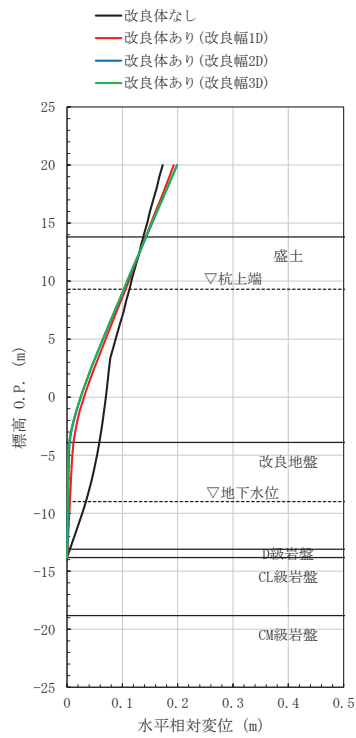


( S s - D 3 )

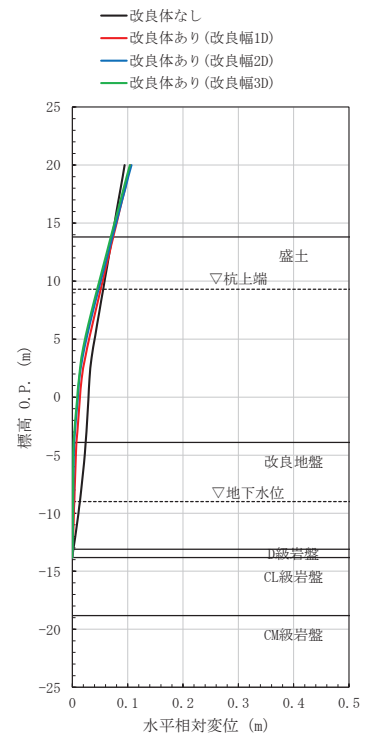


( S s - F 1 )

図 2-4(2) 最大変位分布の比較



( S s - F 2 )

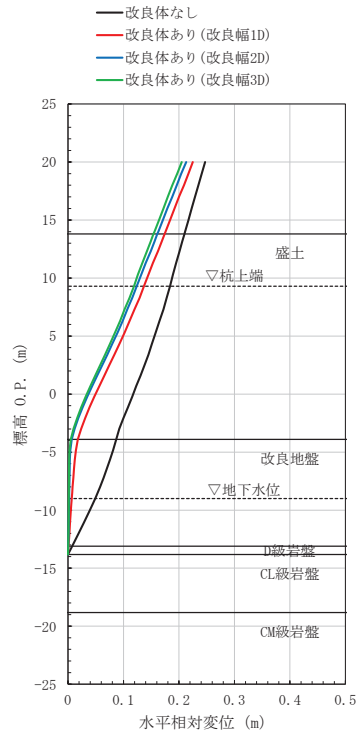


( S s - F 3 )

図 2-4(3) 最大変位分布の比較

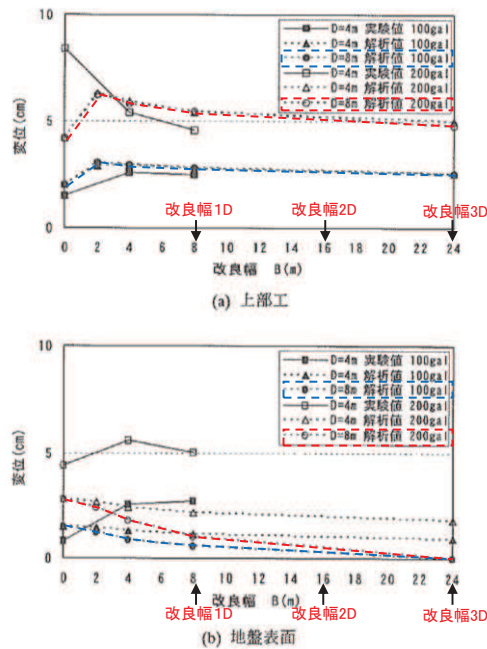
(参考) 2-7





( S s - N 1 )

図 2-4(4) 最大変位分布の比較



〔 上記グラフの内、今回の解析条件に類似する  
D = 8m (全深度改良) のケースを参照 〕

図 2-5 既往文献における杭の変位に及ぼす改良幅の影響確認結果

(「固化処理工法による単杭の地震時水平抵抗の増大効果 (港湾空港技術研究所, 2003 年)」より抜粋 (一部加筆))

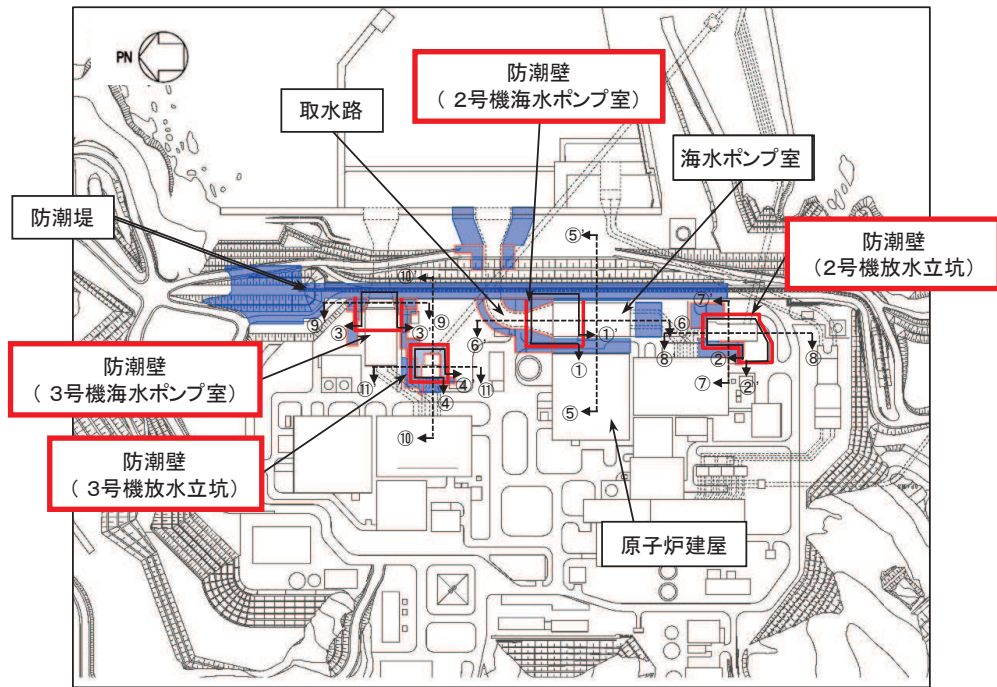
### 3. 地盤改良の計画について

【検討 1】の結果を踏まえ、防潮壁の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、変形抑制及び液状化対策を目的とし、余裕を考慮し設計用地下水位+1m 以深を地盤改良し、改良幅は地盤改良高さの 2 倍を確保することを基本とする。ここで、設計用地下水位は杭位置での地下水位を指すが、地盤改良側方地盤においても地下水位が地盤改良天端よりも低くなることを確認する。

なお、周辺の屋外重要土木構造物等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、地盤改良の改良天端が設計用地下水位+1m よりも高い箇所があるが、いずれの場合も改良高さに対して 1:2 の縦横比を確保するよう地盤改良を実施する。

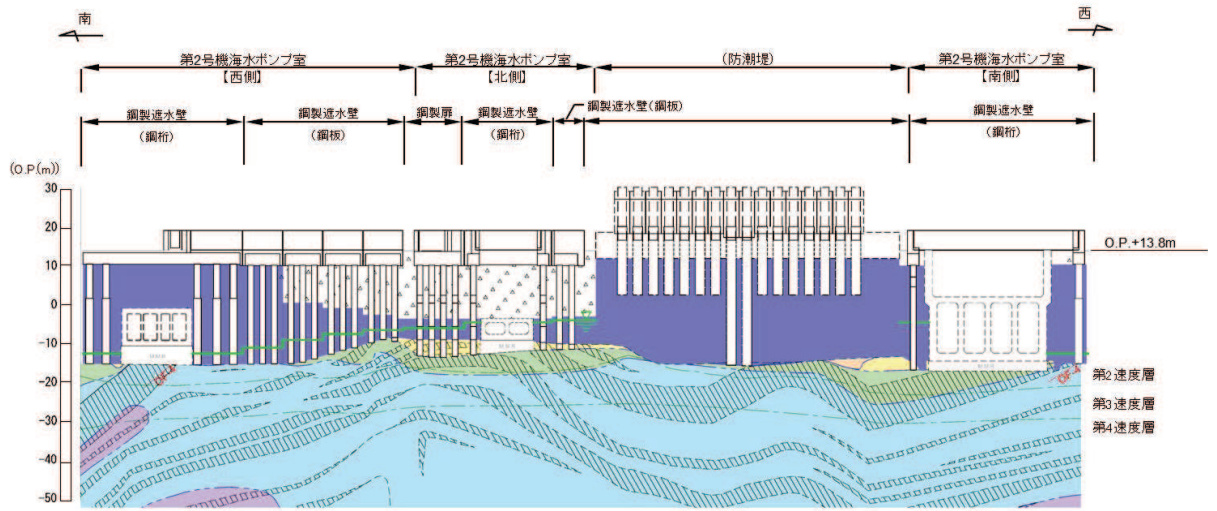
ただし、3 号機放水立坑周辺の地盤改良は放水立坑の損壊時を仮定した場合の周辺土砂の流出防止対策が目的であり、防潮壁の変形抑制及び液状化対策としての効果を期待できる改良幅（地盤改良高さの 2 倍）を満足していないため、防潮壁の耐震・耐津波評価においては改良地盤を考慮した場合と考慮しない場合（盛土として扱う）の両ケースを実施することとし、本資料における改良幅の妥当性確認の対象には含めない。また、この地盤改良の安定性等については参考資料 8 に示す。

地盤改良計画を 図 2-6 及び図 2-7 に示す。

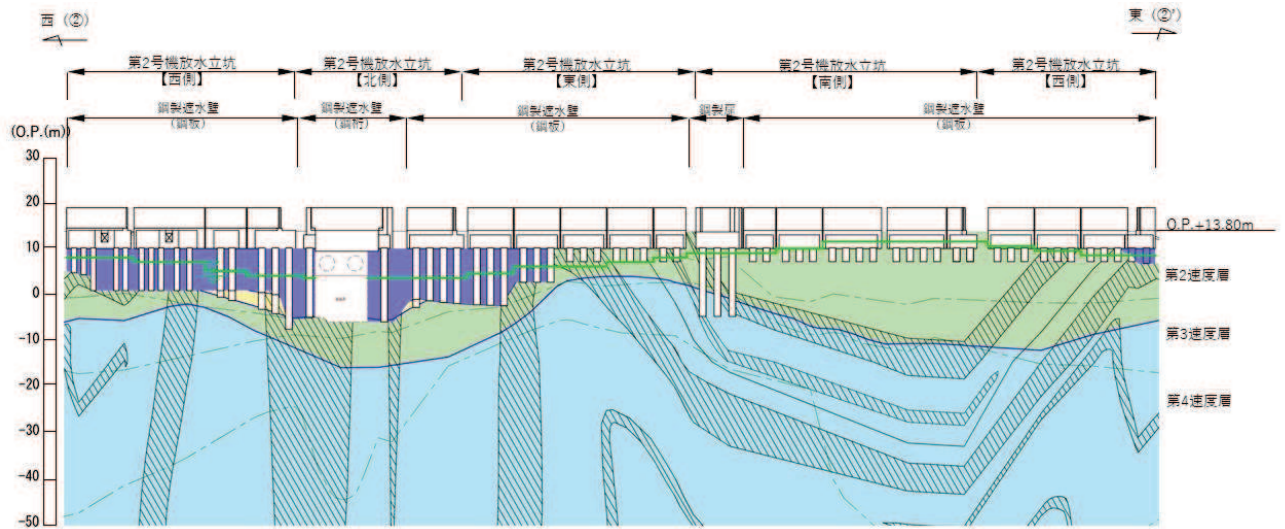


- [凡例]
- : 杭基礎構造防潮壁
  - : 改良地盤 (  : 基本設計段階からの追加範囲)
  - : 地質断面位置 (①~④): 壁軸方向
  - : 地質断面位置 (⑤~⑪): 壁軸直交方向

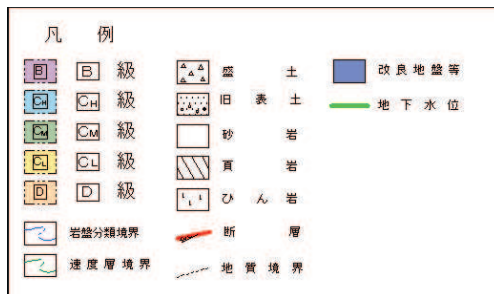
図 2-6 地盤改良の計画 (全体平面図)



(2号機海水ポンプ室 ①-①' 断面\*1,\*2)

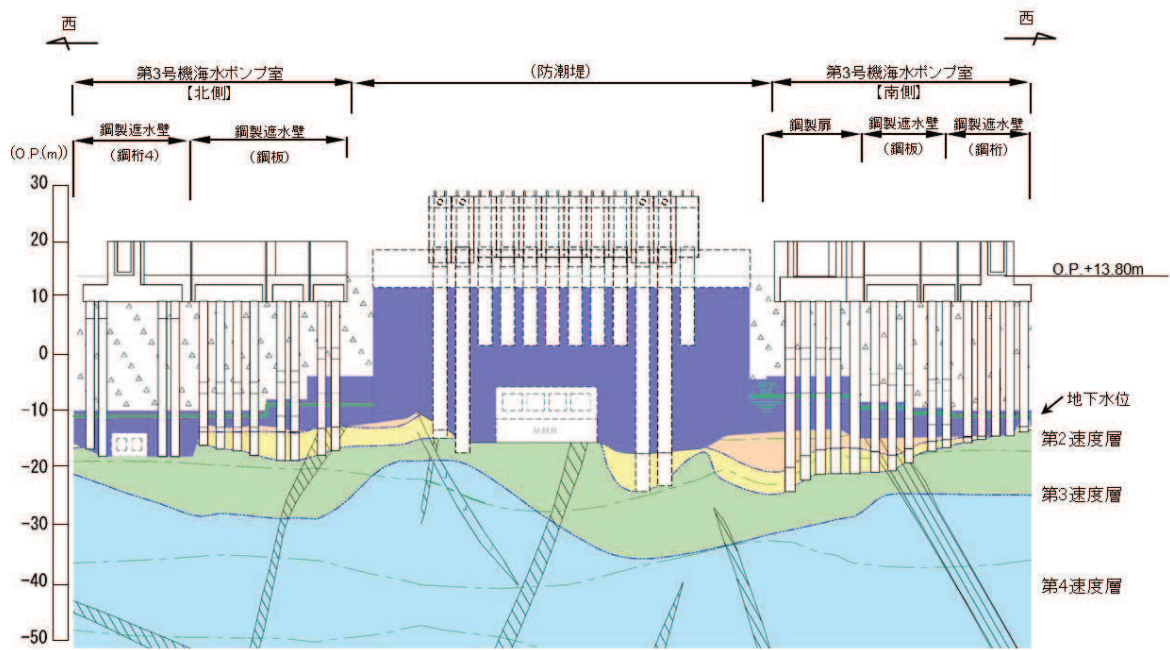


(2号機放水立坑 ②-②' 断面\*1)

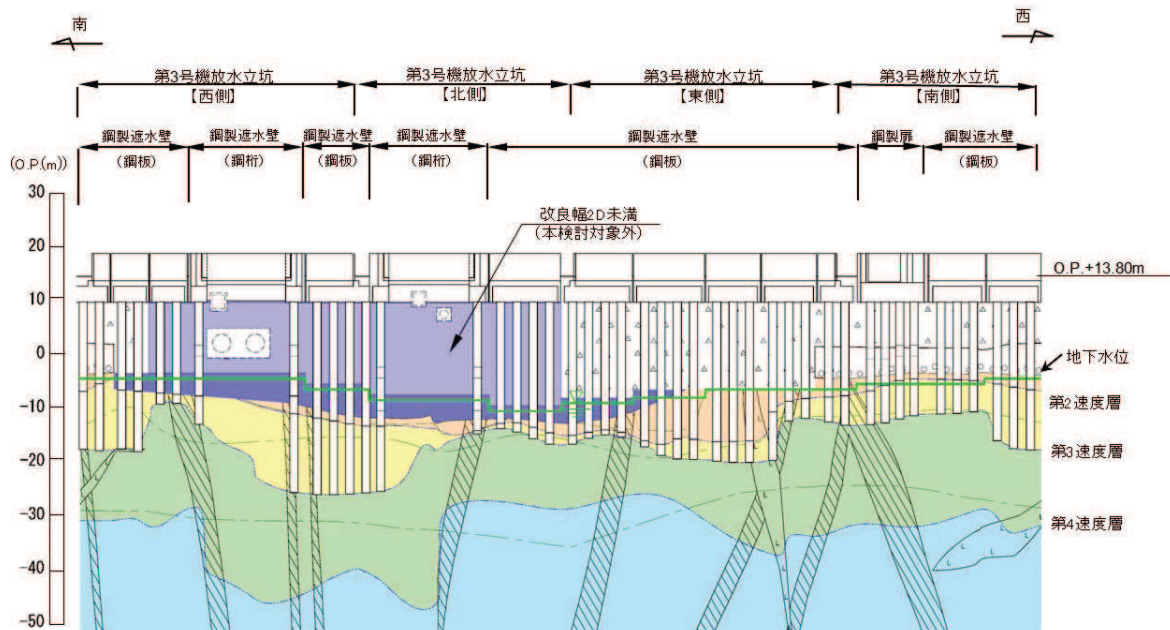


注記：\*1：鋼管杭下端は C<sub>1</sub> 級岩盤上面（又は C<sub>u</sub> 級岩盤上面）とし、鋼管杭直下の C<sub>1</sub> 級岩盤部は MMR により置換する範囲を示す。  
 \*2：鋼管杭中の水平線は板厚変化部（段落とし）を示す。

図 2-7 (1) 地盤改良の計画 (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 ③-③'断面\*1,\*2)



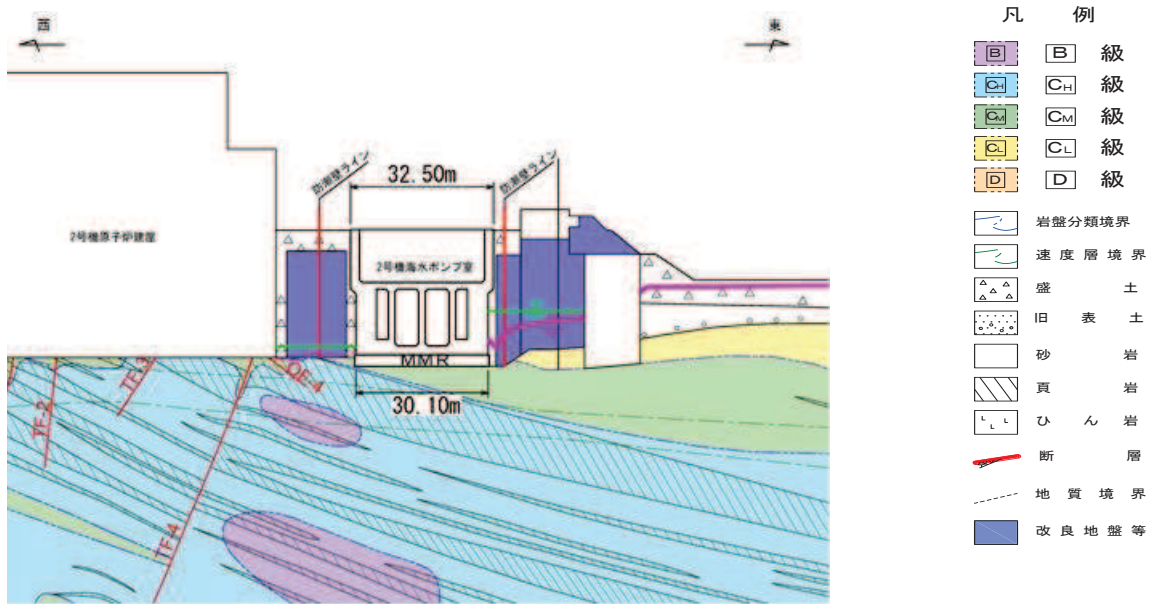
(3号機放水立坑 ④-④'断面\*1,\*2)

凡例			
	B級		盛土
	C1級		旧表土
	C2級		砂
	C3級		頁岩
	D級		ひん岩
			断層
			地質境界
			改良地盤等
			地下水位

注記：\*1：鋼管杭下端は C<sub>1</sub>級岩盤上面（又は C<sub>2</sub>級岩盤上面）とし、鋼管杭直下の C<sub>1</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。

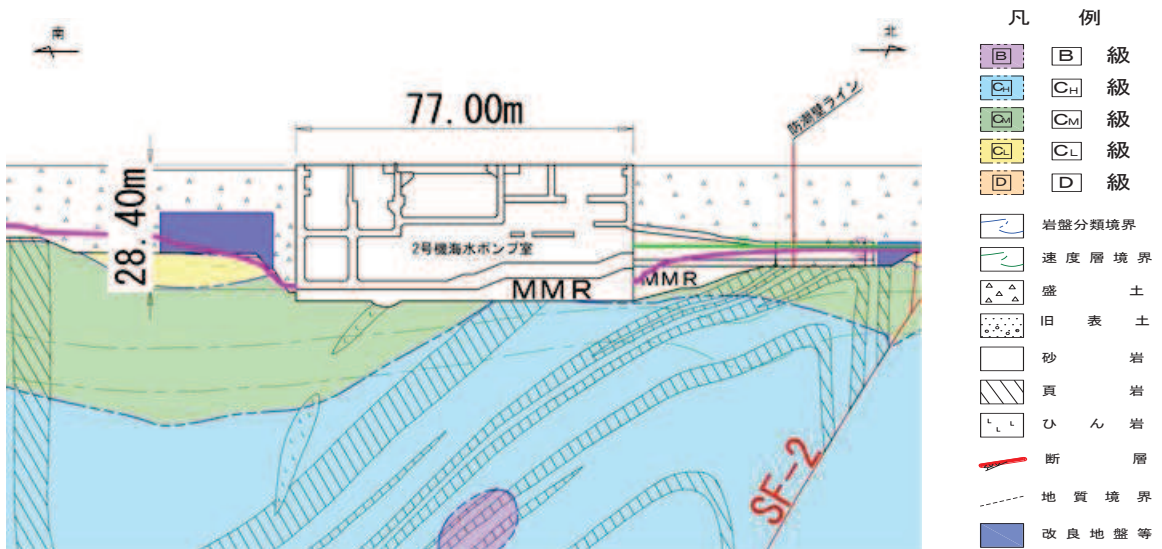
図 2-7 (2) 地盤改良の計画 (3号機海水ポンプ室, 3号機放水立坑 縦断方向)



\* : 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(東西)⑤-⑤'断面)

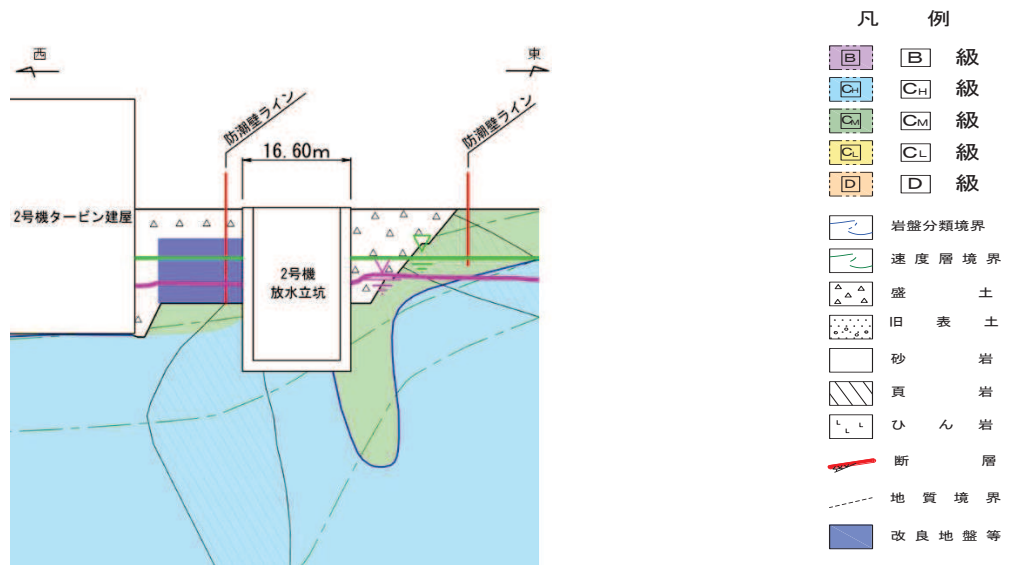


\* : 鋼管杭下方のCL級岩盤部はMMRにより置換

— 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)⑥-⑥'断面)

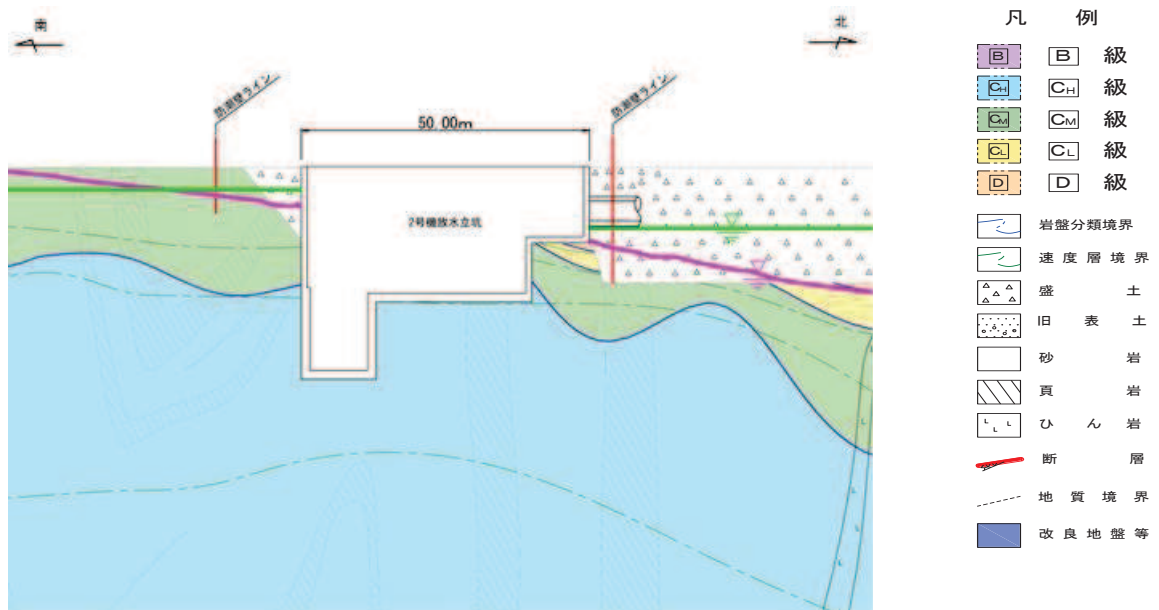
図2-7(3) 地盤改良の計画(2号機海水ポンプ室横断方向)



\* : 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)⑦-⑦'断面)

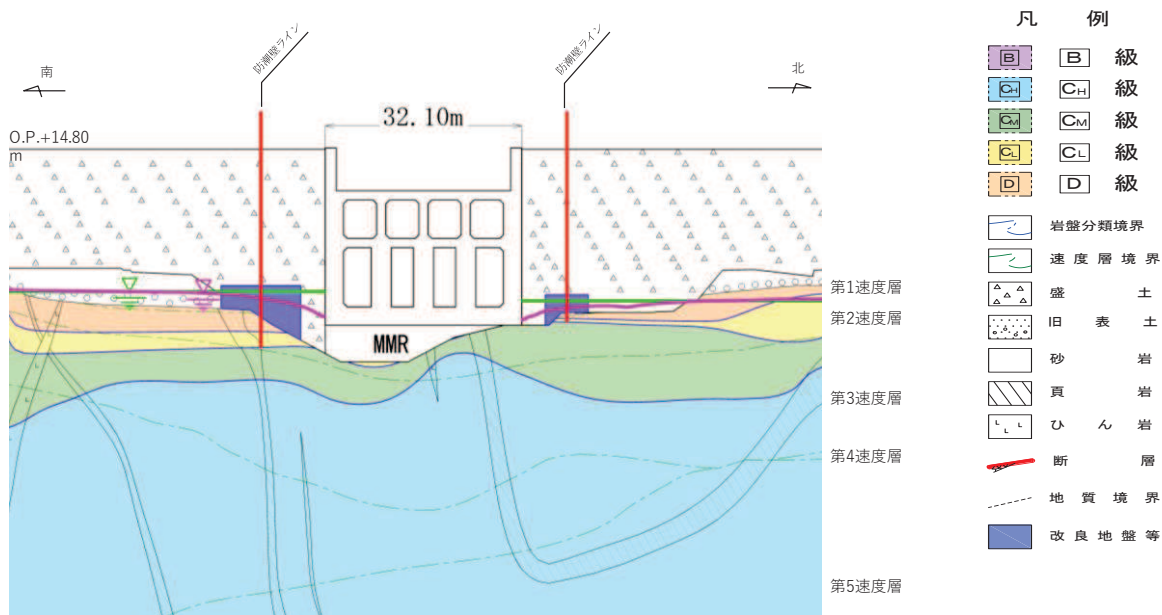


\* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

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)⑧-⑧'断面)

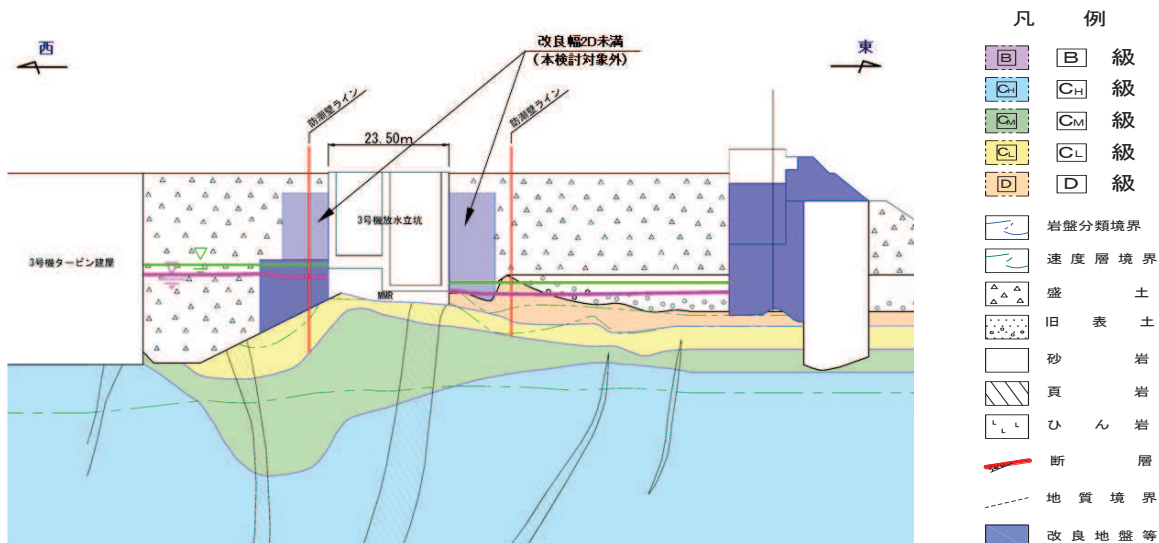
図 2-7 (4) 地盤改良の計画 (2号機放水立坑 横断方向)



(3号機海水ポンプ室横断方向 (南北) ⑨-⑨' 断面)

図 2-7 (5) 地盤改良の計画 (3号機海水ポンプ室 横断方向)

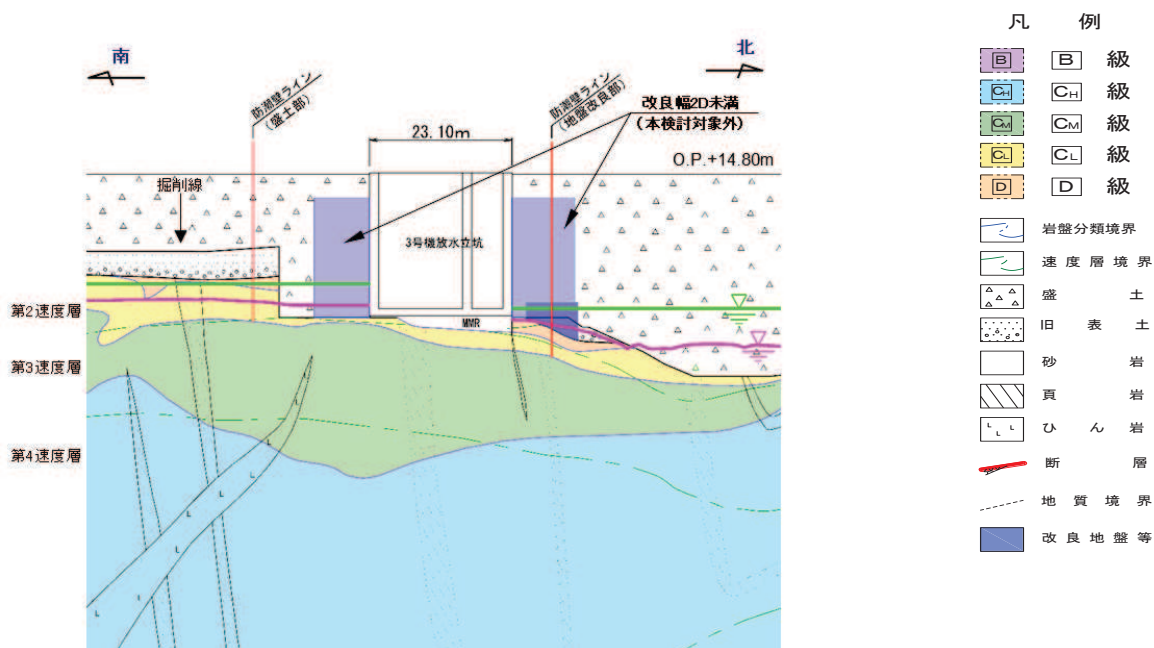




\* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位  
— 設計用地下水位

(3号機放水立坑横断方向(東西)⑩-⑩'断面)



\* : 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号機放水立坑横断方向(南北)⑪-⑪'断面)

図 2-7 (6) 地盤改良の計画 (3号機放水立坑 横断方向)

#### 4. 実機改良計画を踏まえた解析手法の妥当性検討【検討2】

##### 4.1 検討方針

【検討2】では，【検討1】の結果を踏まえ別途定めた2.地盤改良の計画に示した実機計画に基づき，全応力解析として有効な地盤改良幅（地盤改良高さの2倍）を確保することを前提に，解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）の妥当性を確認する。

確認は，二次元有限要素モデル（有効応力解析）を用いた地震応答解析との解析結果（構造物の応答等）の比較により行う。

ここで，地盤改良は，前述のとおり実機においては，周辺の屋外重要土木構造物等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改良天端が設計用地下水位+1m よりも高い箇所がある他，断面毎に岩盤深度等が異なるため，地盤改良の外形の大きさにはバリエーションがある。

よって，本検討においては，実機における地盤改良計画を包絡するよう基本ケース1～基本ケース3を設定した上で，二次元有限要素モデル（有効応力解析）を用いた地震応答解析を行い，質点系モデルと二次元有限要素モデルそれぞれの解析結果（構造物の応答等）の比較を行い，質点系モデルによる地震応答解析結果の妥当性（構造物の応答が同等もしくは保守的であること）を確認する。

検討ケースの概要について表2-1に，検討ケースと実施工（全断面）の地盤改良高さの比較を表2-2及び図2-8に，実施工における地盤改良高さの最大及び最小位置を図2-9に示す。

表2-1 検討ケース

解析ケース		地盤改良の設定（考え方）	
		二次元有限要素モデル	質点系モデル
【 検討 2 】	ケース1 【改良高さ9.2m】	地盤改良幅=18.4m (高さ:幅=1:2)	地盤改良幅=水平成層 (一次元地盤応答) 【改良高さ9.2m】
	ケース2 【改良高さ2.3m】	地盤改良幅=4.6m (高さ:幅=1:2)	地盤改良幅=水平成層 (一次元地盤応答) 【改良高さ2.3m】
	ケース3 【改良高さ13.8m】	地盤改良幅=27.6m (高さ:幅=1:2)	地盤改良幅=水平成層 (一次元地盤応答) 【改良高さ13.8m】

表 2-2 解析モデルと実施工（全断面）における地盤改良高さの比較

解析モデル (改良高さ：幅=1：2)		実施工（全断面）* (改良高さ：幅=1：2を基本)
ケース 1	改良高さ：9.2m	改良高さ：2.5m～11.7m
ケース 2	改良高さ：2.3m	
ケース 3	改良高さ：13.8m	

\*：改良体周辺に地盤が分布しない区間（構造物や岩盤に囲まれた区間）を除く

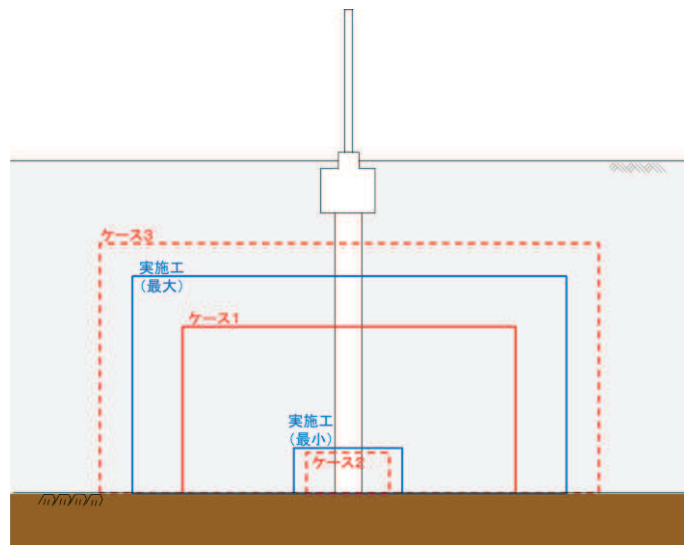


図 2-8 解析モデルと実施工（全断面）における地盤改良高さの比較

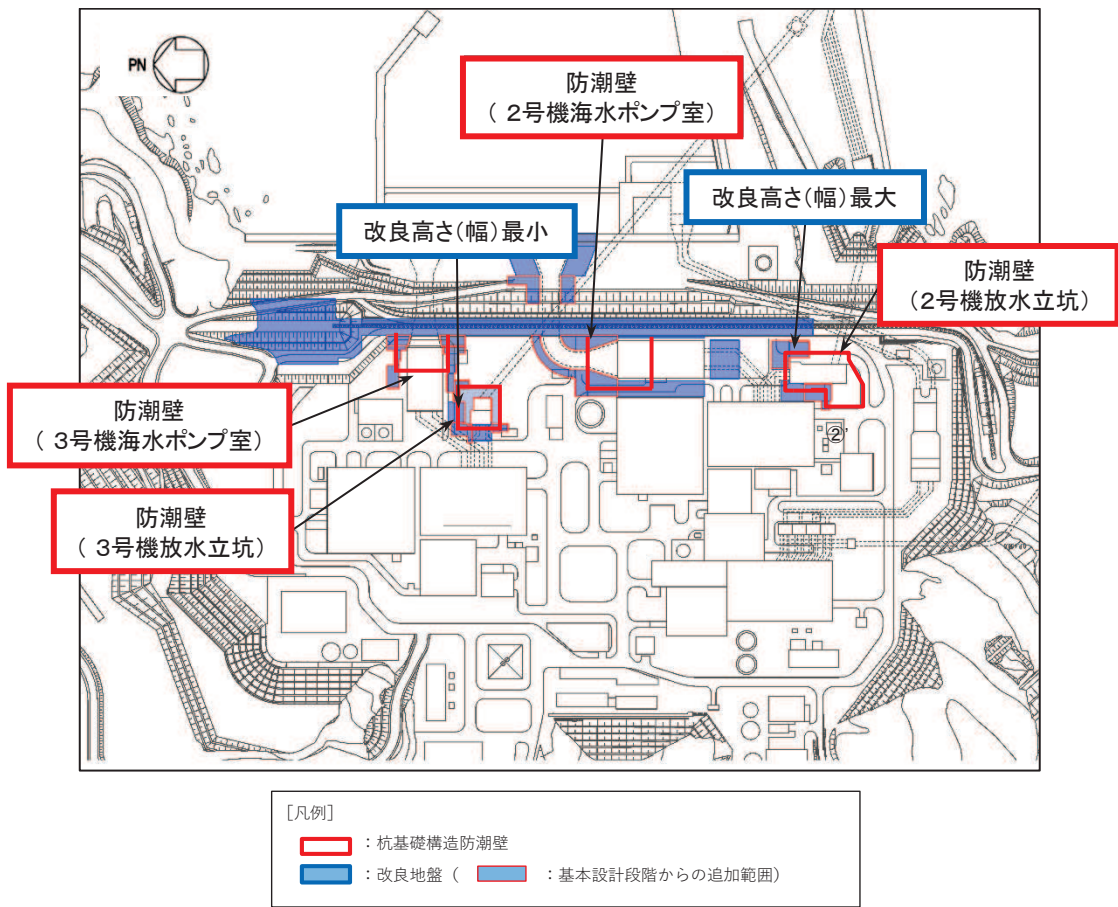
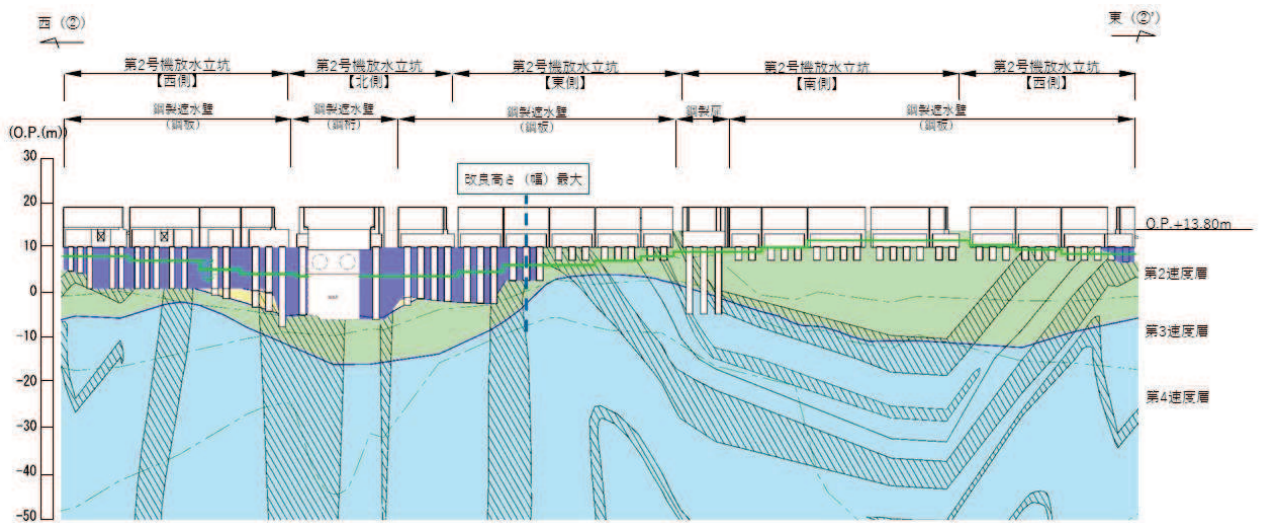
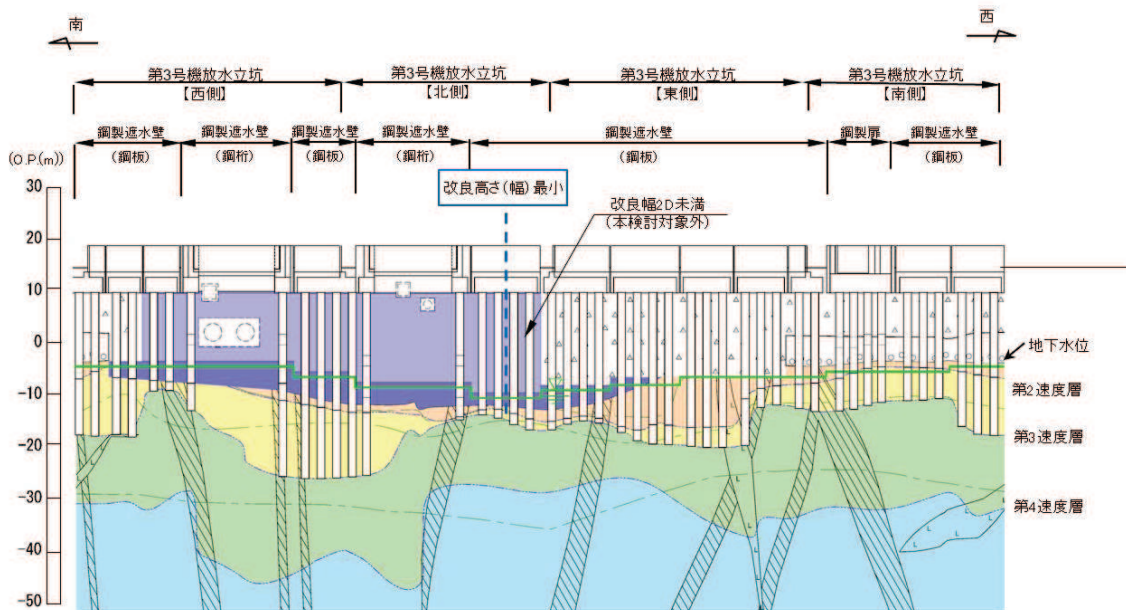


図 2-9 (1) 改良高さ (最大・最小) 位置  
(全体平面図)



(2号機放水立坑)



(3号機放水立坑)

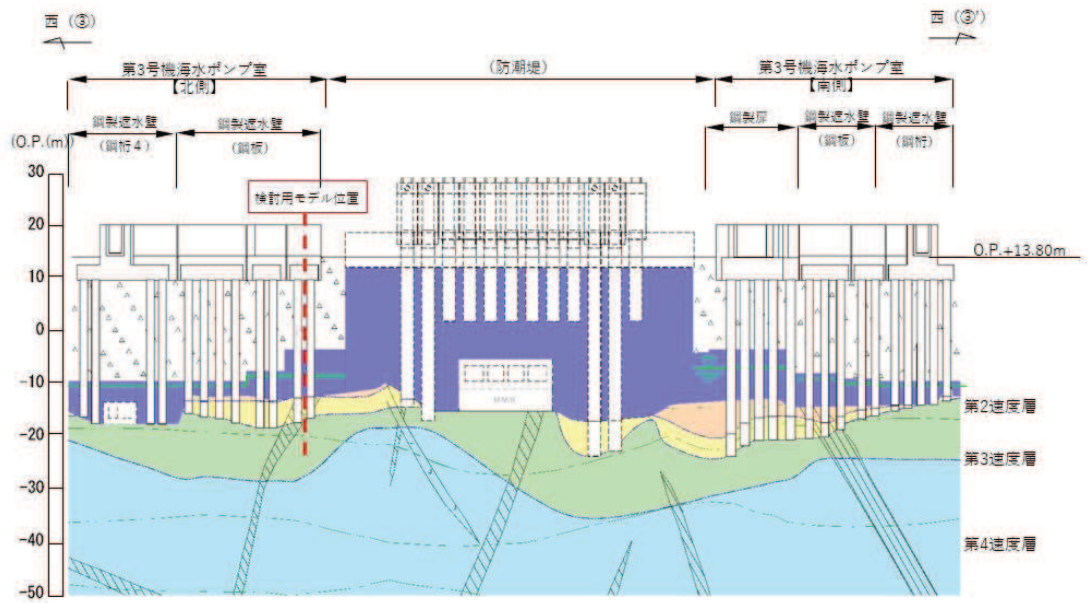
図 2-9 (2) 改良高さ (最大・最小) 位置

## 4.2 検討用モデル

解析手法の妥当性に用いる検討用モデルは、検討目的を踏まえ、比較的単純な形状である鋼製遮水壁（鋼板形式の中から、壁高が高くかつ盛土厚さが厚いため、上部工・下部工双方の観点で周辺地盤の液状化等の影響が相対的に大きくなると考えられる I 区間の評価対象断面①をベースとしたモデルとする。

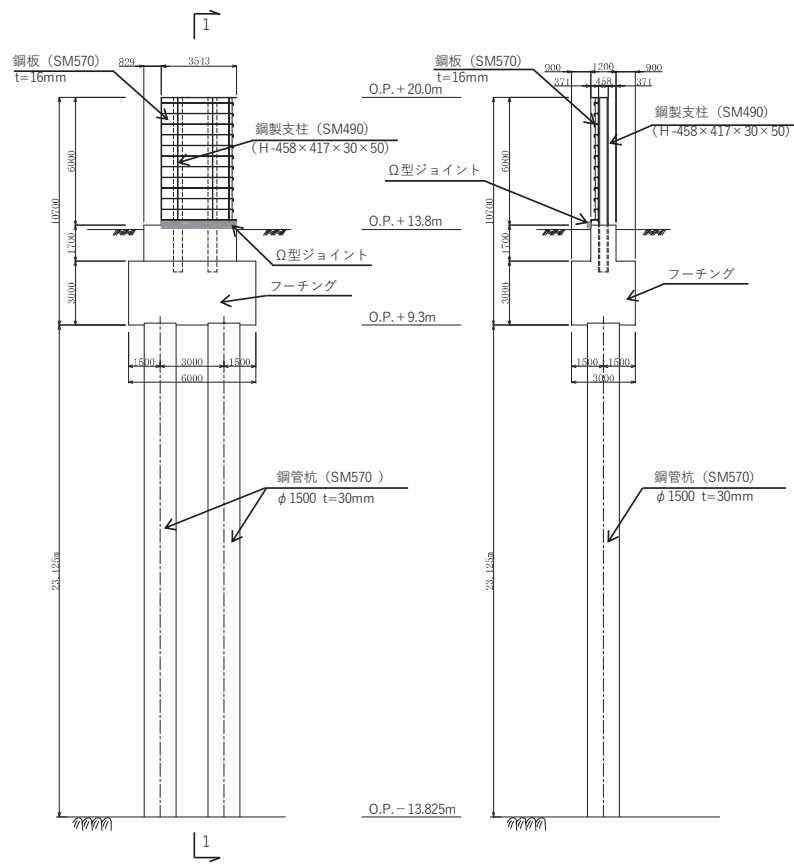
なお、横断方向には、前述のとおり、岩盤の傾斜や地下水位分布の不均一性等も部分的に認められるが、下部工及び上部工への地盤応答の影響が想定される改良体上面以浅は水平成層をなしていることから、水平成層地盤としてモデル化する（隣接構造物や岩盤傾斜の影響は【検討 3】にて別途確認する）。

検討用モデルの位置を図 2-10 に、構造図を図 2-11 に、検討ケースの概要を図 2-12 に示す。



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

図 2-10 検討用モデル位置  
(地質図-3号機海水ポンプ室縦断図)



正面図

1-1 断面図

図 2-11 検討用モデルの構造概要



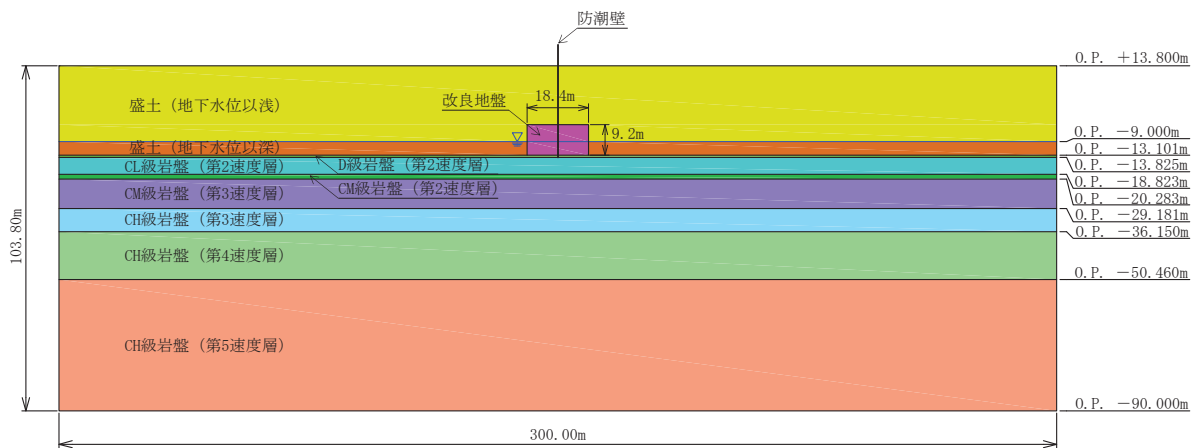


図 2-12(1) 検討ケースの概要 (ケース 1)

【基本ケース 1】

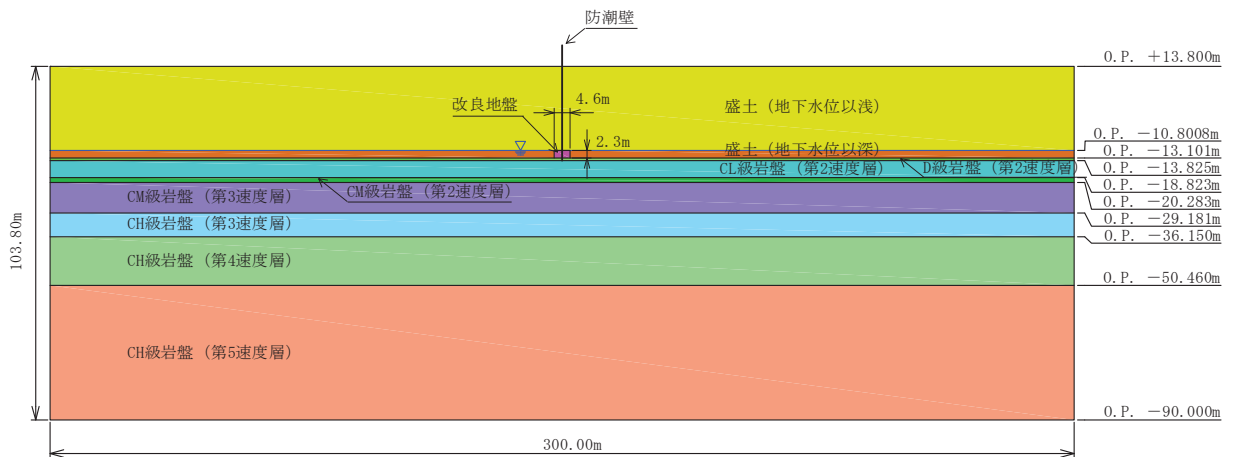


図 2-12(2) 検討ケースの概要 (ケース 2)

【基本ケース 2】

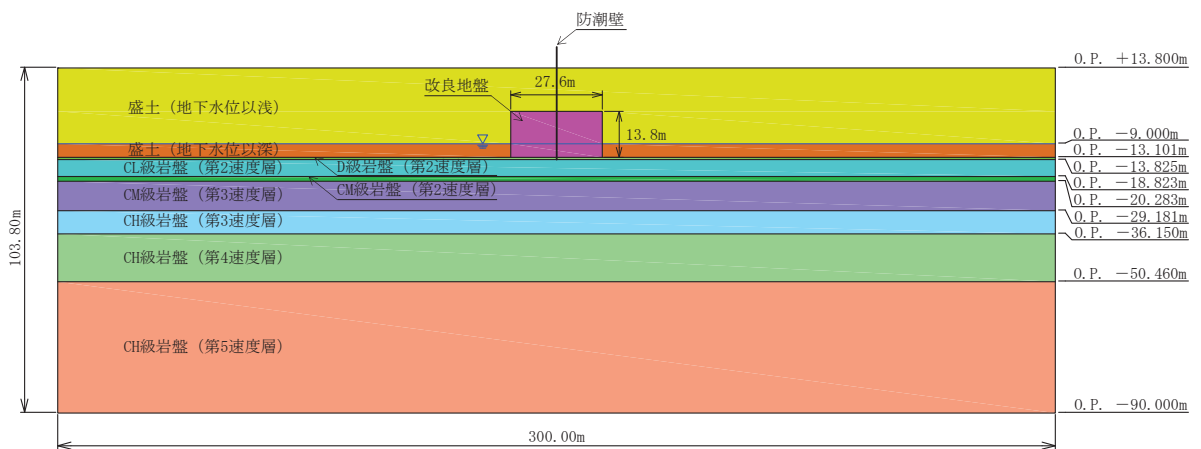


図 2-12(3) 検討ケースの概要 (ケース 3)

【基本ケース 3】

### 4.3 解析手法

質点系モデルについては、「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－3. 耐震評価」に準じる。

二次元有限要素モデルについては、前述のとおり、側方地盤の液状化影響等を考慮するため、地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析とし、解析コードは「FLIP Ver.7.3.0\_2」を使用する。なお、液状化パラメータは試験下限値を用いる。

二次元有限要素モデル（有効応力解析）の解析条件の詳細は「7. 解析条件（二次元有限要素モデル）」に示す。なお、応答値の比較においては、上部工の耐震評価において影響が大きい加速度，下部工の耐震評価の観点で影響が大きい曲げモーメント，止水ジョイントの変形性能評価において影響が大きい変位について比較する。なお、質点系モデルと二次元有限要素モデル双方の構造物のモデル化方法の違いを踏まえ、概ね等価な比較となるよう、質点系モデルにおいては主要な構造部材である鋼製支柱から抽出する。

各解析モデルにおける応答値抽出箇所を図 2-13 に示す。

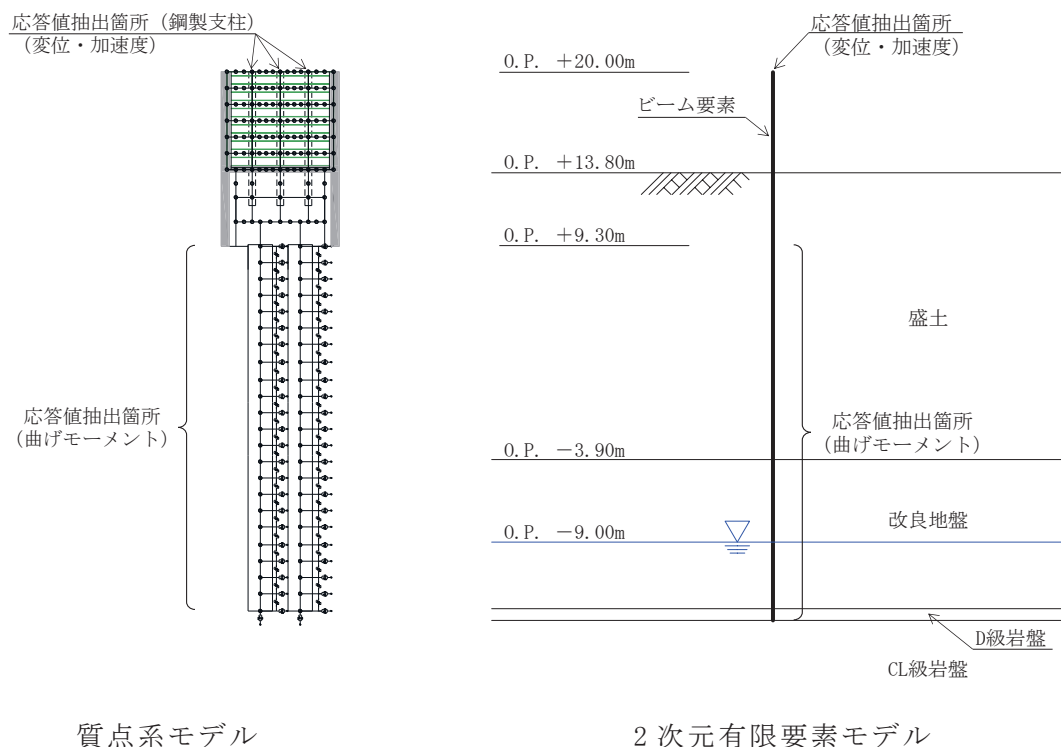


図 2-13 質点系モデルと 2次元有限要素モデルにおける応答値抽出箇所の概念図

#### 4.4 検討結果

質点系モデルによる応答結果及び二次元有限要素モデルによる応答結果について、下部工（鋼管杭）の最大曲げモーメントと上部工の最大水平加速度及び最大水平変位の比較をそれぞれ表 2-3～表 2-5 に、最大曲げモーメントと最大水平加速度及び最大水平変位の深度方向の分布を図 2-14～図 2-22 に示す。なお、二次元有限要素モデル（有効応力解析）の各ケースの最大せん断ひずみ分布及び最大過剰間隙水圧比分布は「8. 最大応答値分布」に示す。

【検討 2】の結果、質点系モデルにおける鋼管杭の最大曲げモーメント、上部工の最大水平加速度及び最大水平変位は、二次元有限要素モデル（有効応力解析）の最大応答値と比べ同等もしくは大きい値を示していることから、改良地盤が半無限幅に連続していることを仮定した一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析結果の妥当性を確認した。

「8. 最大応答値分布」に示すとおり、二次元有限要素モデル（有効応力解析）のケース 1 において地震波 S<sub>s</sub>-D 1 を入力した検討では、地下水位以深の盛土において過剰間隙水圧の上昇が認められる。しかし、地盤改良による変形抑制及び液状化対策効果により防潮壁周辺の過剰間隙水圧の上昇は抑えられており、地盤の液状化が防潮壁へ及ぼす影響は小さいと考えられる。改良高さが低いケース 2 の検討結果は、ケース 1 の検討結果と比べると、最大曲げモーメントは小さく、最大水平変位は大きい傾向があるが、杭下端の地盤改良体が小さいことが原因として考えられるが、傾向はケース 1 同様である。改良高さが高いケース 3 の各最大応答値は、ケース 1 と比べ大きな差異は認められない。

表 2-3 【検討 2】 (ケース 1~ケース 3) における最大曲げモーメントの比較

検討ケース	地震波	最大曲げモーメント (kN・m/本)	
		二次元有限要素モデル (有効応力解析)	質点系モデル (全応力解析)
ケース 1 (基本ケース 1) 【改良高さ 9.2m】	S <sub>s</sub> -D 1	11707	15309
	S <sub>s</sub> -D 2	8527	14594
	S <sub>s</sub> -D 3	8383	11866
	S <sub>s</sub> -F 1	9535	13626
	S <sub>s</sub> -F 2	10714	13684
	S <sub>s</sub> -F 3	4002	7806
	S <sub>s</sub> -N 1	<u>15176</u>	<u>17586</u>
ケース 2 (基本ケース 2) 【改良高さ 2.3m】	S <sub>s</sub> -D 1	8350	13668
	S <sub>s</sub> -D 2	7804	12777
	S <sub>s</sub> -D 3	6499	12933
	S <sub>s</sub> -F 1	6616	12078
	S <sub>s</sub> -F 2	6100	13479
	S <sub>s</sub> -F 3	3606	7749
	S <sub>s</sub> -N 1	<u>8806</u>	<u>16050</u>
ケース 3 (基本ケース 3) 【改良高さ 13.8m】	S <sub>s</sub> -D 1	11671	16935
	S <sub>s</sub> -D 2	7117	11821
	S <sub>s</sub> -D 3	8053	11630
	S <sub>s</sub> -F 1	9766	15261
	S <sub>s</sub> -F 2	13666	18848
	S <sub>s</sub> -F 3	6376	7318
	S <sub>s</sub> -N 1	<u>15398</u>	<u>20966</u>

注：下線は各ケースの最大値を示す。

表 2-4 【検討 2】 (ケース 1~ケース 3) における最大水平加速度の比較

検討ケース	地震波	最大水平加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	
		二次元有限要素モデル (有効応力解析)	質点系モデル (全応力解析)
ケース 1 (基本ケース 1) 【改良高さ 9.2m】	S <sub>s</sub> -D 1	1619	2808
	S <sub>s</sub> -D 2	1840	2911
	S <sub>s</sub> -D 3	1531	2671
	S <sub>s</sub> -F 1	1918	1947
	S <sub>s</sub> -F 2	<u>2137</u>	2151
	S <sub>s</sub> -F 3	2016	<u>3056</u>
	S <sub>s</sub> -N 1	1705	2871
ケース 2 (基本ケース 2) 【改良高さ 2.3m】	S <sub>s</sub> -D 1	1435	<u>2204</u>
	S <sub>s</sub> -D 2	1500	<u>2377</u>
	S <sub>s</sub> -D 3	1230	<u>2116</u>
	S <sub>s</sub> -F 1	1664	<u>1561</u>
	S <sub>s</sub> -F 2	<u>1728</u>	<u>2050</u>
	S <sub>s</sub> -F 3	1509	<u>1721</u>
	S <sub>s</sub> -N 1	1589	<u>2409</u>
ケース 3 (基本ケース 3) 【改良高さ 13.8m】	S <sub>s</sub> -D 1	1752	<u>2712</u>
	S <sub>s</sub> -D 2	1586	<u>3009</u>
	S <sub>s</sub> -D 3	1599	<u>3006</u>
	S <sub>s</sub> -F 1	1533	<u>1816</u>
	S <sub>s</sub> -F 2	<u>1930</u>	<u>2507</u>
	S <sub>s</sub> -F 3	1897	<u>2669</u>
	S <sub>s</sub> -N 1	1836	<u>2519</u>

注：下線は各ケースの最大値を示す。

表 2-5 【検討 2】 (ケース 1~ケース 3) における最大水平変位の比較

検討ケース	地震波	最大水平変位 (m)	
		二次元有限要素モデル (有効応力解析)	質点系モデル (全応力解析)
ケース 1 (基本ケース 1)	S <sub>s</sub> -D 1	0.166	0.217
	S <sub>s</sub> -D 2	0.114	0.161
	S <sub>s</sub> -D 3	0.131	0.177
	S <sub>s</sub> -F 1	0.139	0.202
	S <sub>s</sub> -F 2	0.199	0.279
	S <sub>s</sub> -F 3	0.107	0.134
	S <sub>s</sub> -N 1	<u>0.213</u>	<u>0.317</u>
ケース 2 (基本ケース 2)	S <sub>s</sub> -D 1	0.200	0.189
	S <sub>s</sub> -D 2	0.129	0.142
	S <sub>s</sub> -D 3	0.142	0.168
	S <sub>s</sub> -F 1	0.140	0.178
	S <sub>s</sub> -F 2	0.194	0.219
	S <sub>s</sub> -F 3	0.101	0.111
	S <sub>s</sub> -N 1	<u>0.238</u>	<u>0.342</u>
ケース 3 (基本ケース 3)	S <sub>s</sub> -D 1	0.150	0.200
	S <sub>s</sub> -D 2	0.0949	0.151
	S <sub>s</sub> -D 3	0.109	0.134
	S <sub>s</sub> -F 1	0.124	0.181
	S <sub>s</sub> -F 2	0.190	<u>0.242</u>
	S <sub>s</sub> -F 3	0.0849	0.125
	S <sub>s</sub> -N 1	<u>0.204</u>	0.232

注：下線は各ケースの最大値を示す。

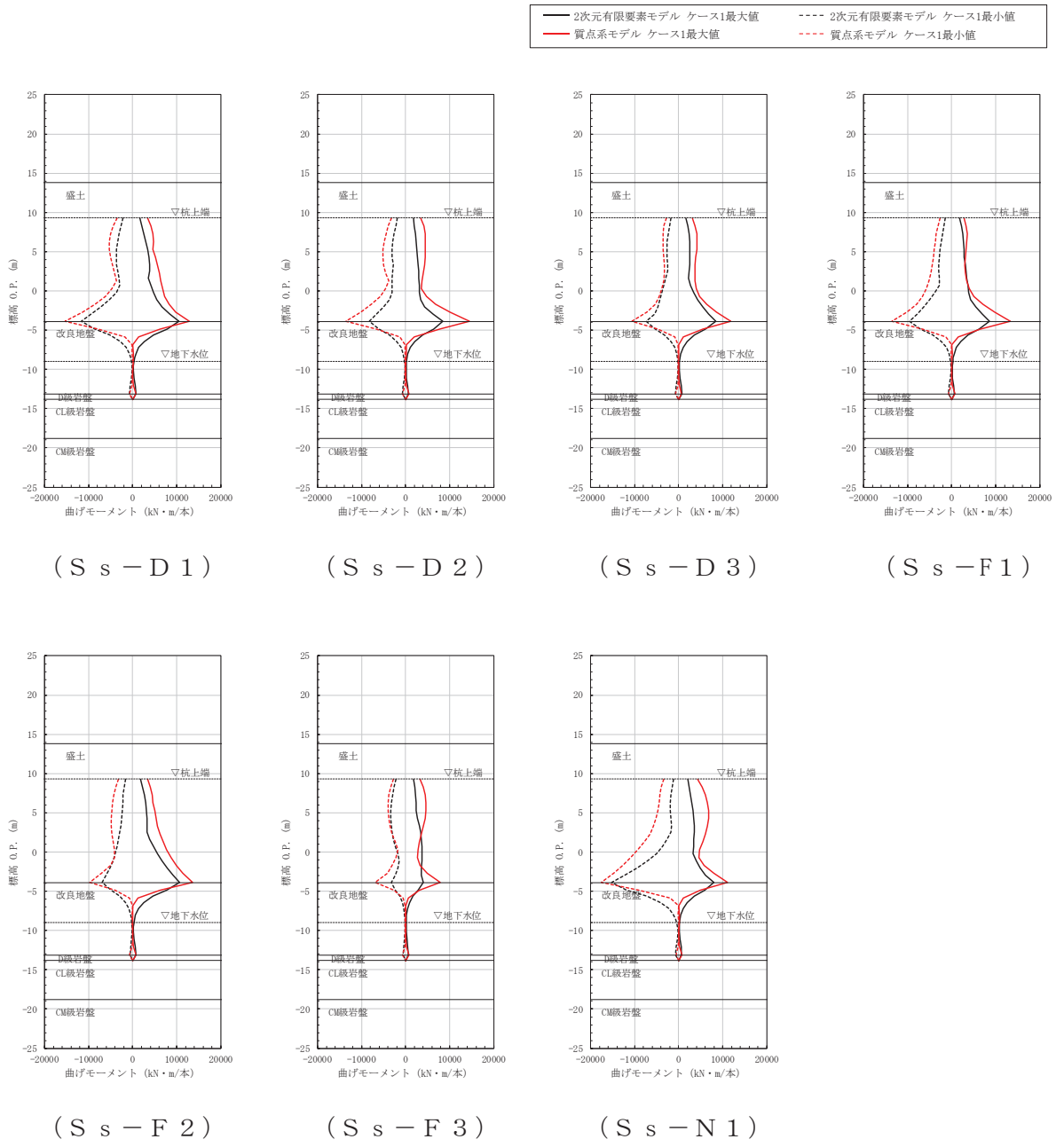


図 2-14 最大曲げモーメントの比較 (ケース 1)

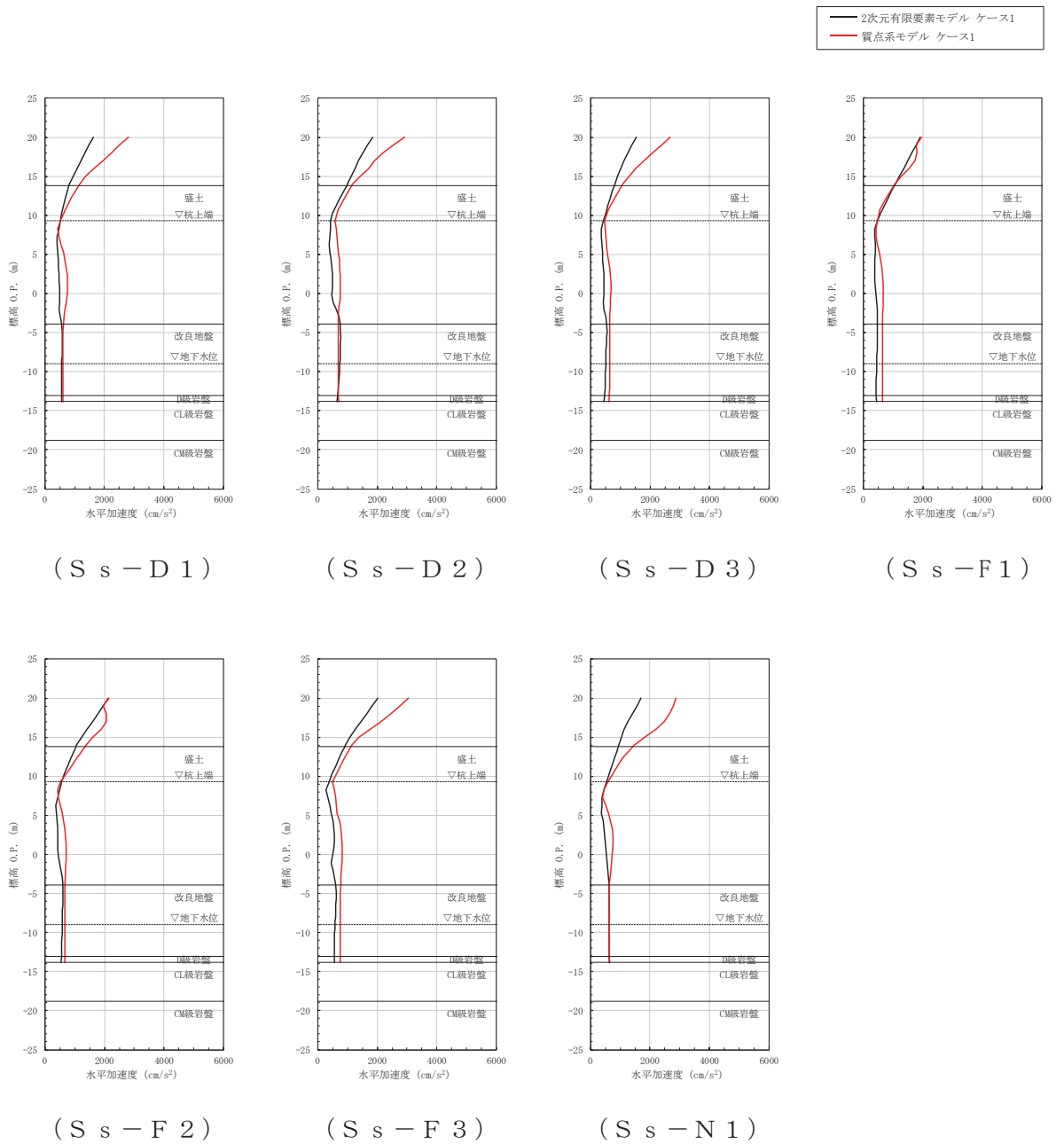


図 2-15 最大水平加速度の比較 (ケース 1)



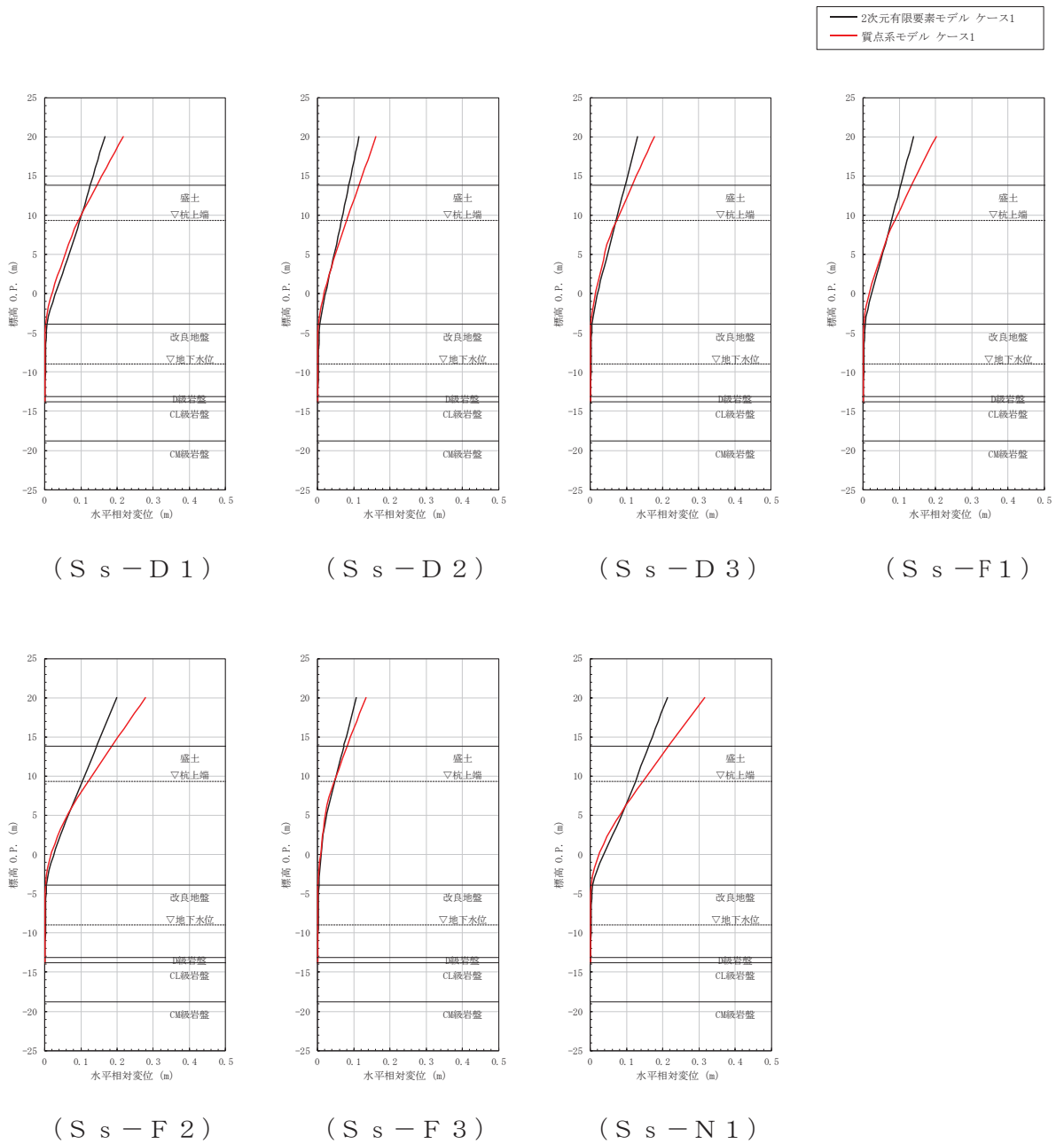


図 2-16 最大水平変位の比較 (ケース 1)

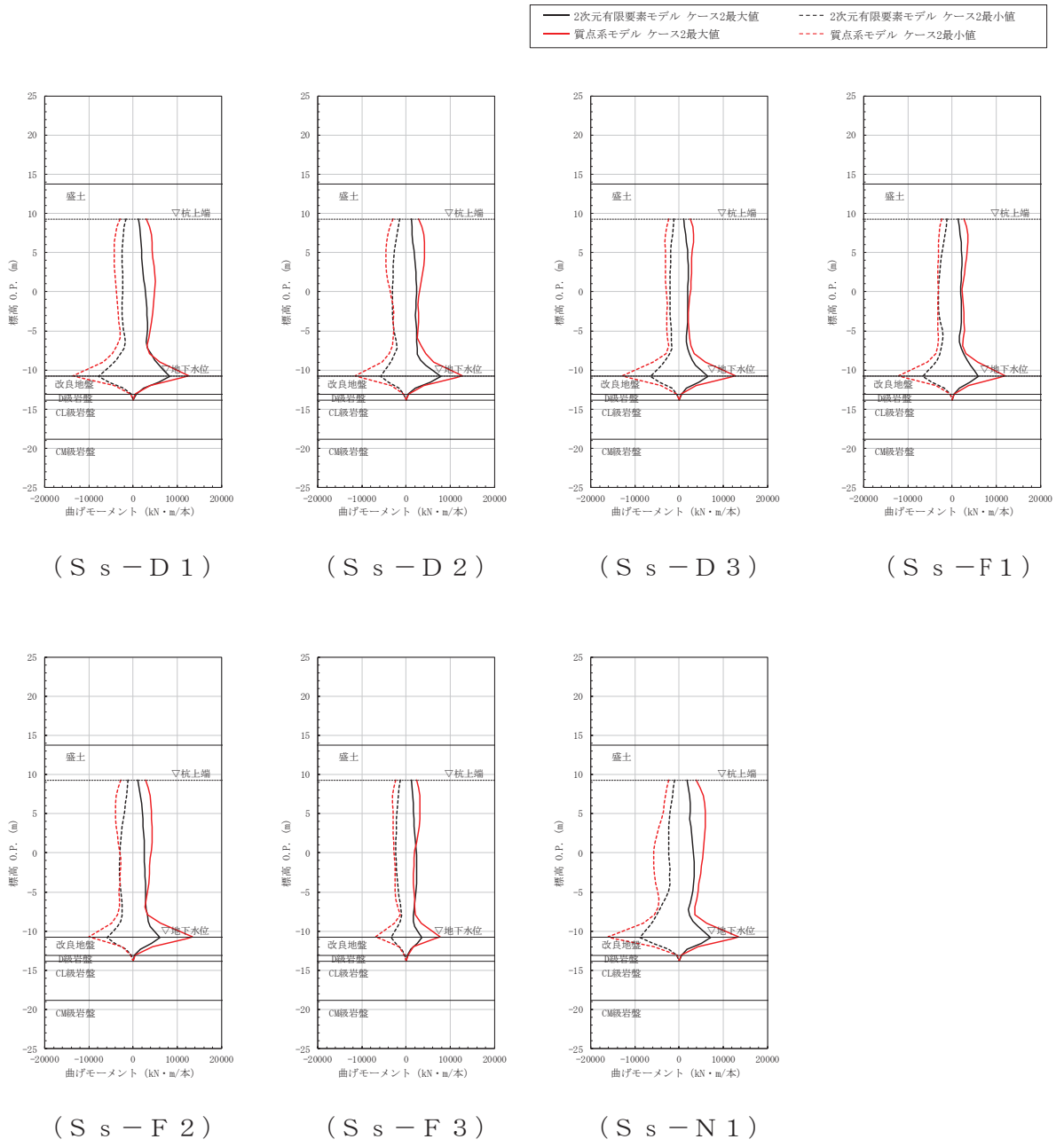


図 2-17 最大曲げモーメントの比較 (ケース 2)

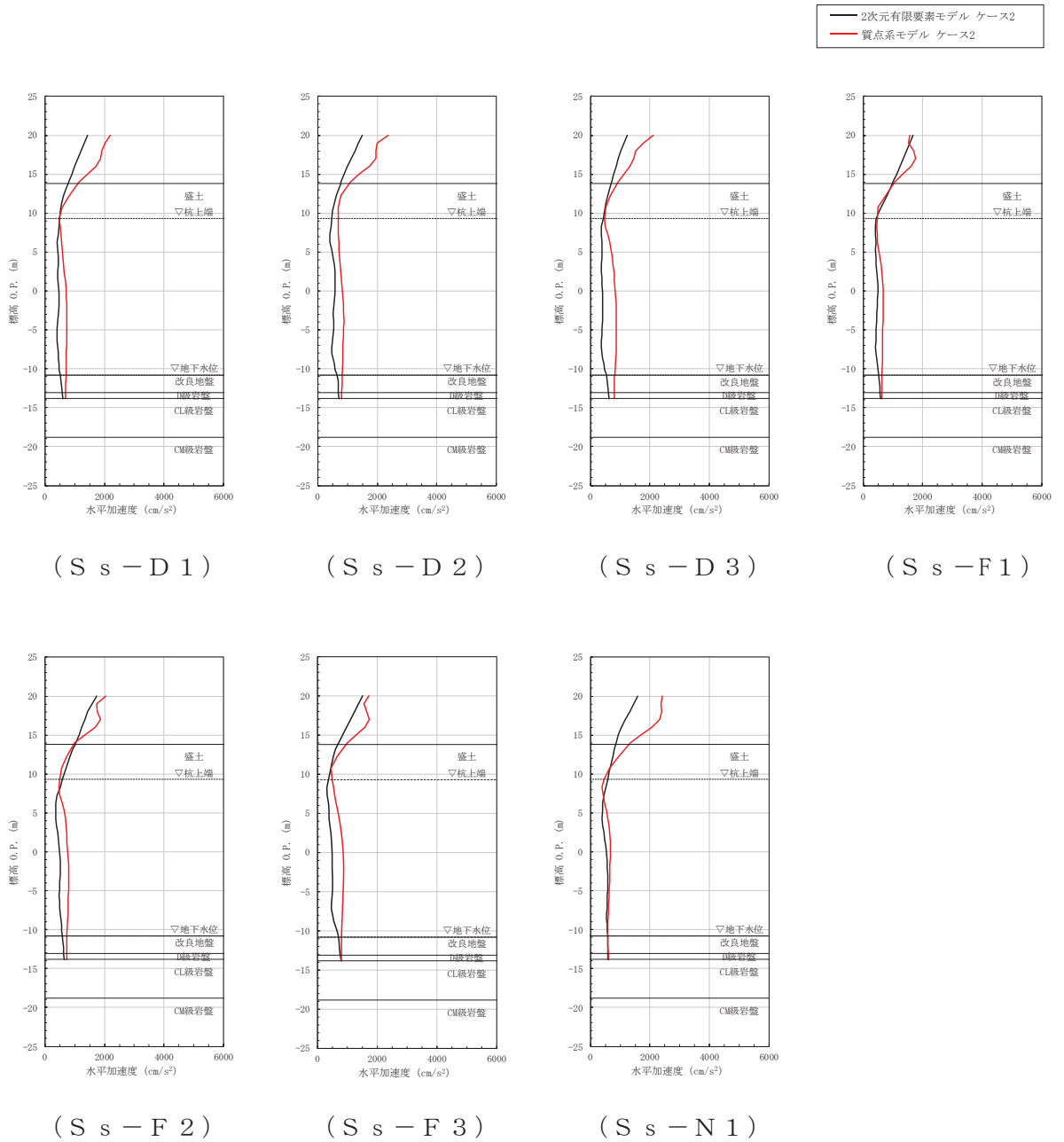


図 2-18 最大水平加速度の比較 (ケース 2)

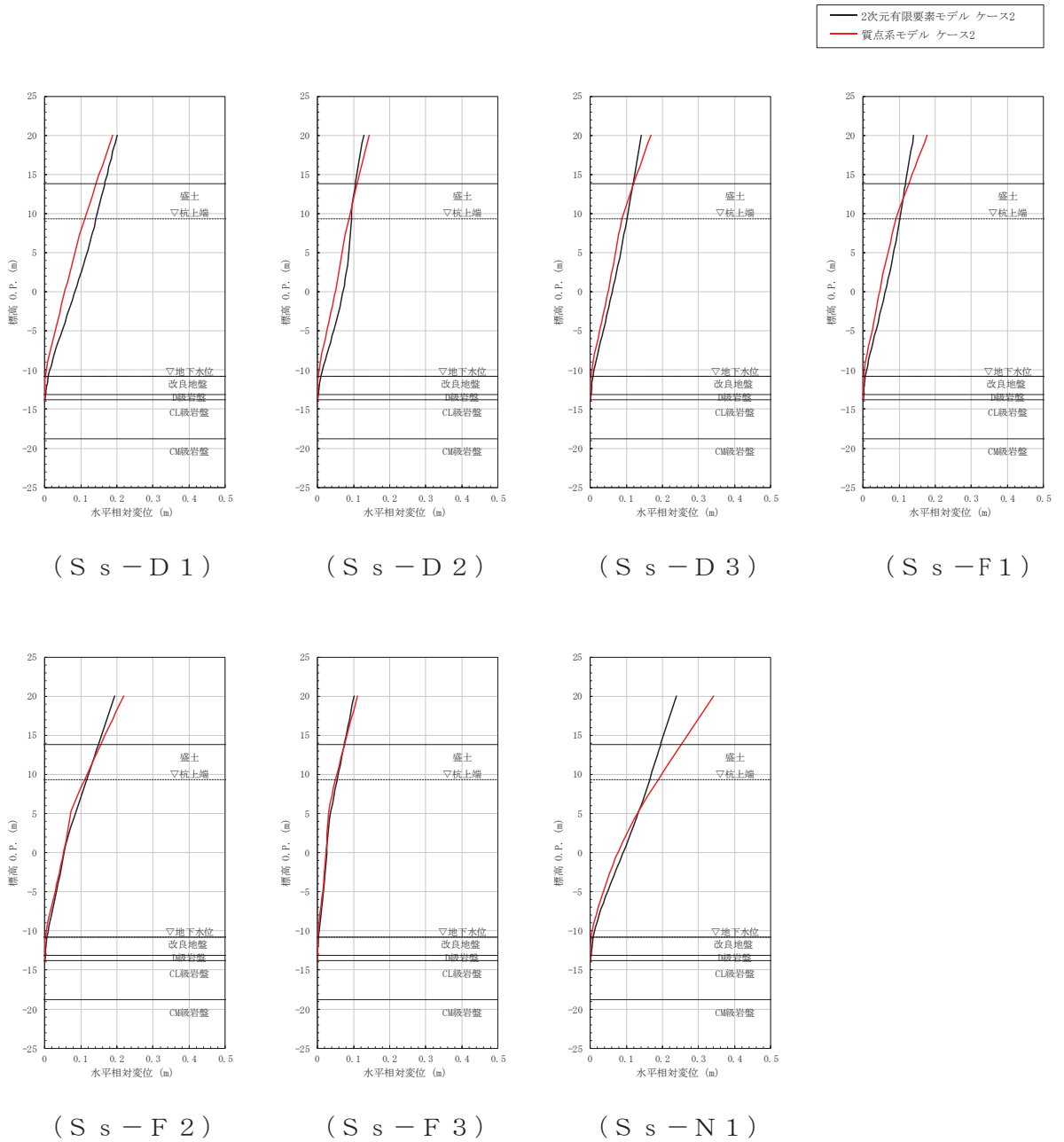
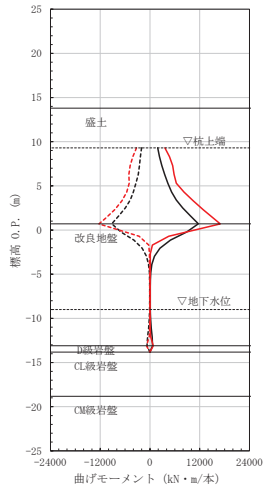
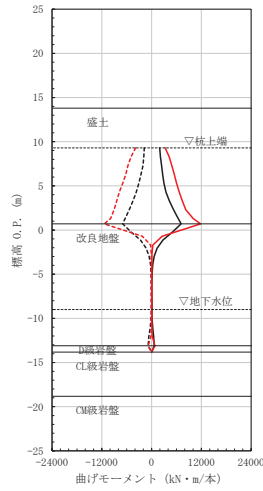


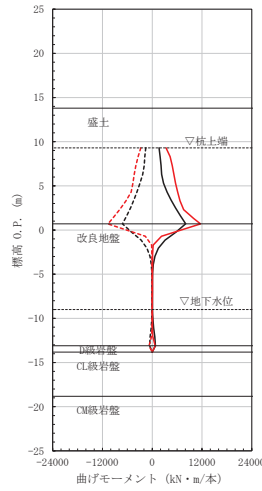
図 2-19 最大水平変位の比較 (ケース 2)



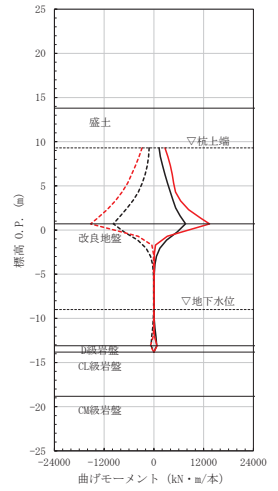
( S s - D 1 )



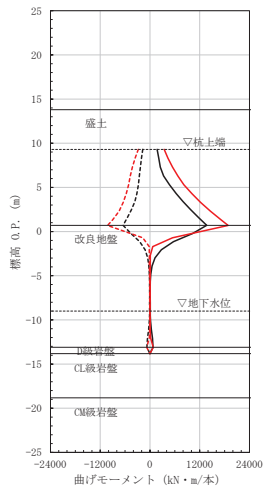
( S s - D 2 )



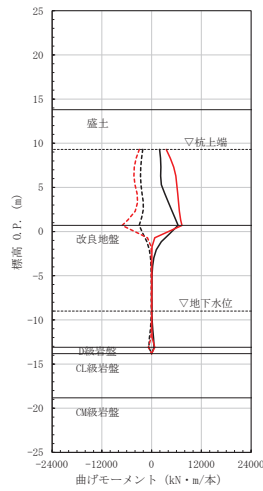
( S s - D 3 )



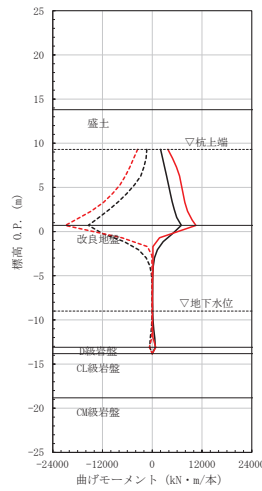
( S s - F 1 )



( S s - F 2 )



( S s - F 3 )



( S s - N 1 )

図 2-20 最大曲げモーメントの比較 (ケース 3)

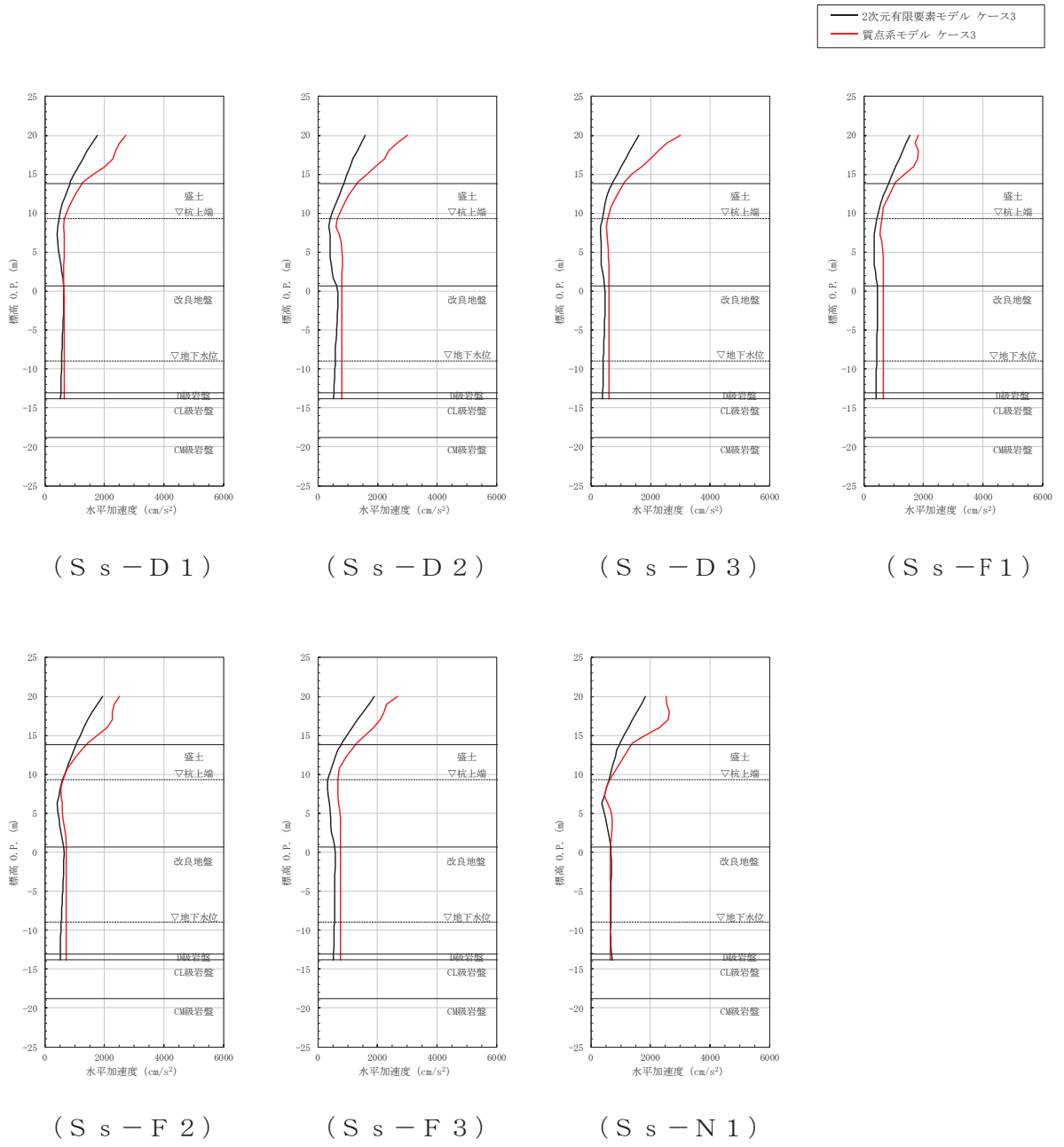


図 2-21 最大水平加速度の比較 (ケース 3)

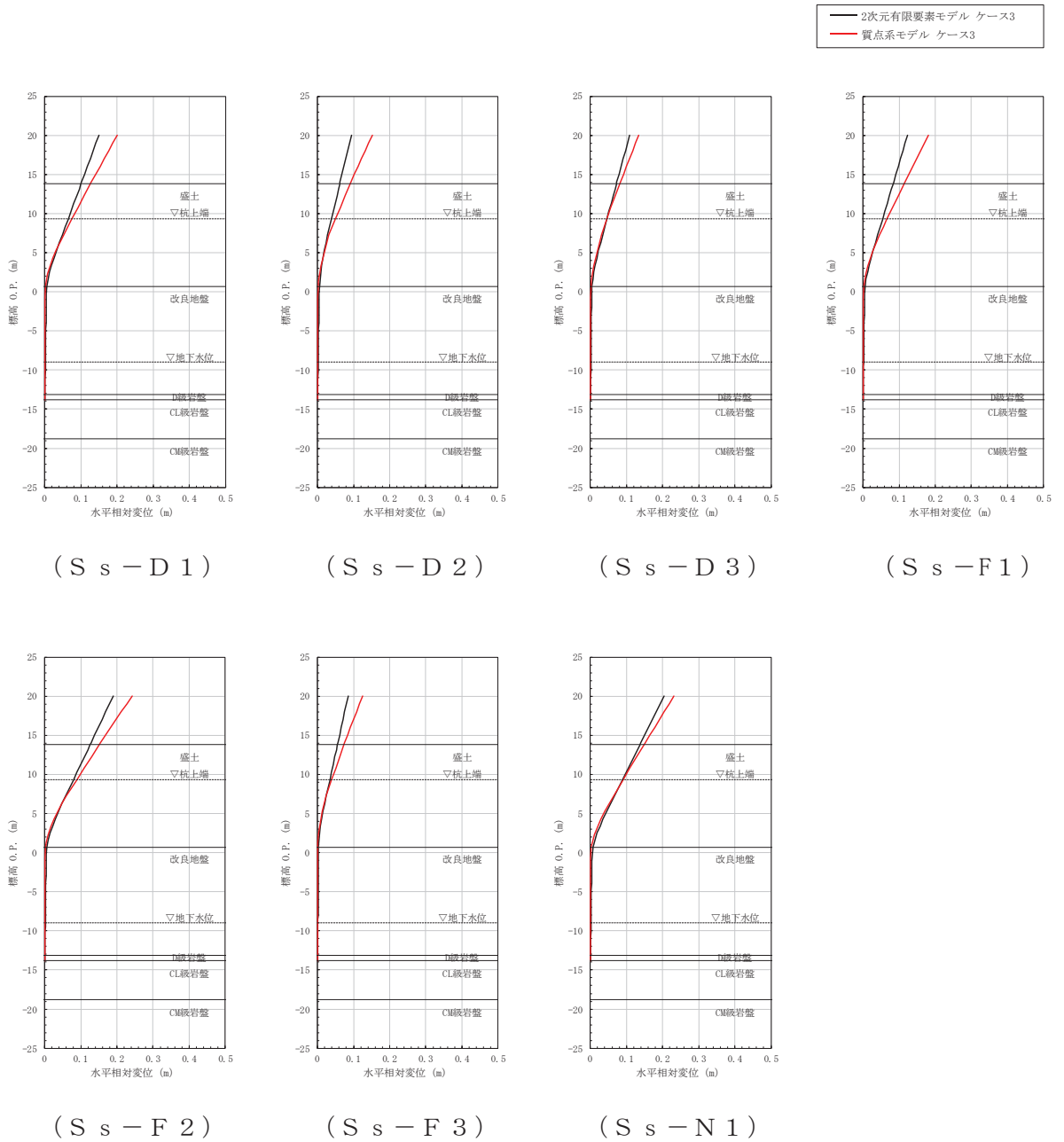


図 2-22 最大水平変位の比較 (ケース 3)

## 5. 不確かさ等の影響を踏まえた解析手法の妥当性検討【検討3】

### 5.1 検討方針

【検討3】では，【検討2】の結果を踏まえ，以下に示すパラメータスタディを行う。

検討ケースや条件については，「5.2 検討用モデル」に示す。

- ・ 改良幅の違いに対する影響確認（ケース4）
- ・ 地下水位分布等の不確かさに対する影響確認（ケース5）
- ・ 地盤物性値の不確かさに対する影響確認（ケース6）
- ・ 隣接構造物等の効果に対する影響確認（ケース7）
- ・ 岩盤傾斜に対する影響確認（ケース8）

### 5.2 検討用モデル

検討用モデルは，「4.2 検討用モデル」に準じ，「5.1 検討方針」に示した各ケースの目的に応じモデル設定を行う。

検討ケースの概要を図2-23に，検討ケース一覧を表2-6に示す。

なお，検討ケースの内，隣接構造物を考慮した検討（ケース7）及び岩盤傾斜を考慮した検討（ケース8）における，条件設定根拠は本節巻末に示す。



- ・ 岩盤面の不陸等に伴う改良形状の違いに対する影響確認（ケース 4）

防潮壁の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、変形抑制及び液状化対策を目的とし、設計用地下水位に余裕を考慮し+1m 以深を地盤改良し、改良幅は地盤改良高さの 2 倍を確保することを基本とするが、岩盤の不陸や傾斜等がある場合には、改良幅がばらつく可能性があるため、改良幅が変動（改良幅 0.5 倍，1.5 倍）した場合の影響を確認する。

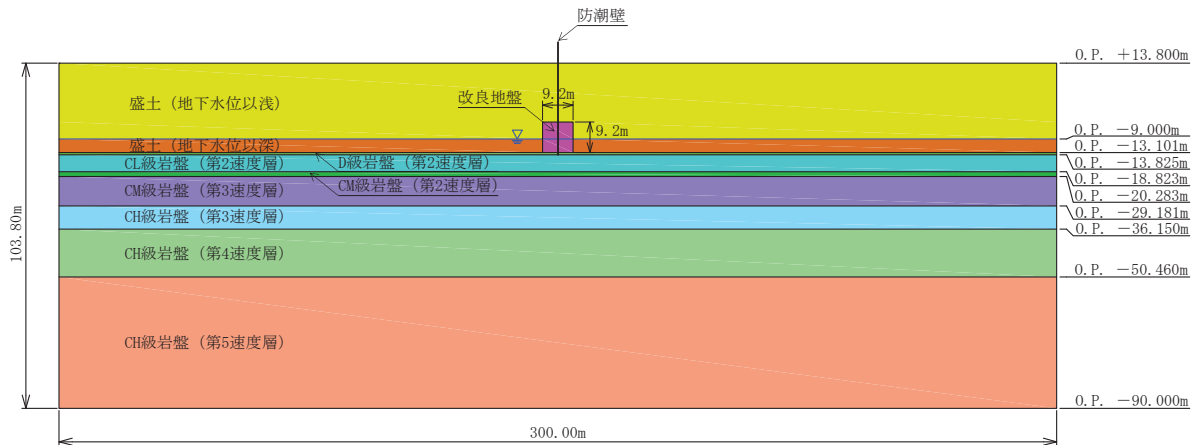


図 2-23(1) 検討ケースの概要（ケース 4(1)）

【ケース 1 に対して改良幅を 0.5 倍】

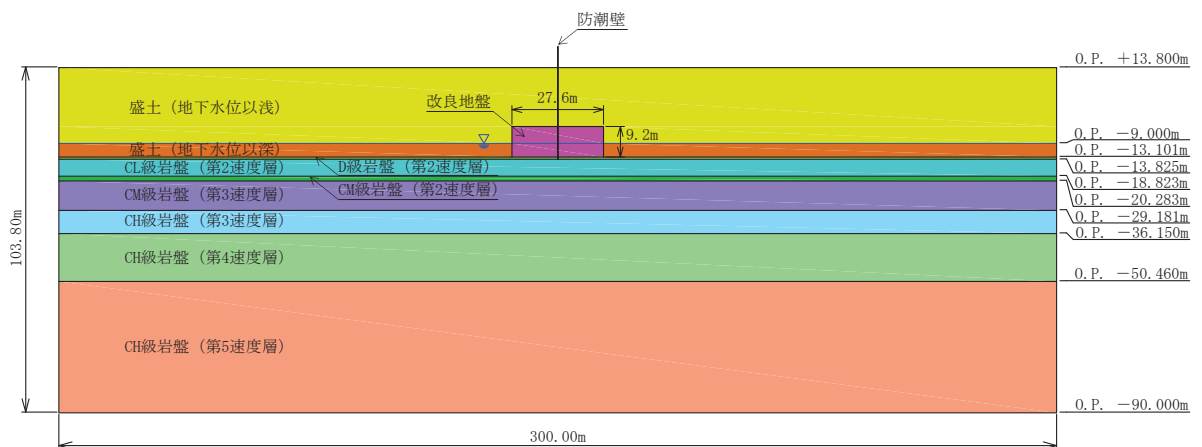


図 2-23(2) 検討ケースの概要（ケース 4(2)）

【ケース 1 に対して改良幅を 1.5 倍】

地下水水位分布等の不確かさに対する影響確認（ケース5）

地盤改良高さは改良天端が設計用地下水水位+1mを基本とするが、周辺の屋外重要土木構造物等の耐震裕度向上のために躯体周辺の地盤改良を行っている箇所においては、地盤改良の改良天端が設計用地下水水位+1mよりも高い箇所がある場合や、地下水水位分布が一定でない箇所があるため、改良体側方の地下水水位が変動（地下水水位：改良体天端，下端）した場合の影響を確認する。

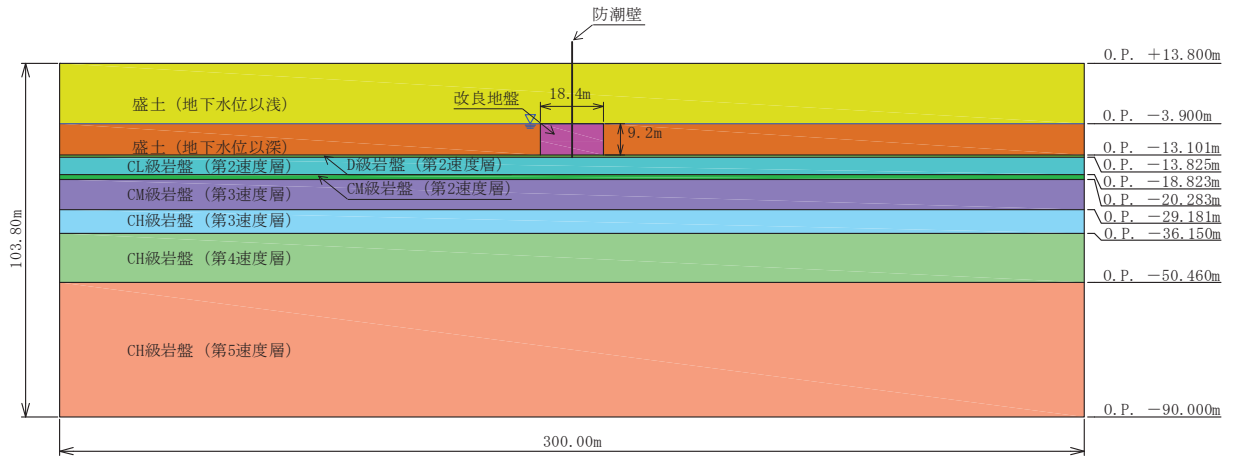


図 2-23 (3) 検討ケースの概要（ケース 5(1)）

【ケース 1 に対して地下水水位を改良体天端】

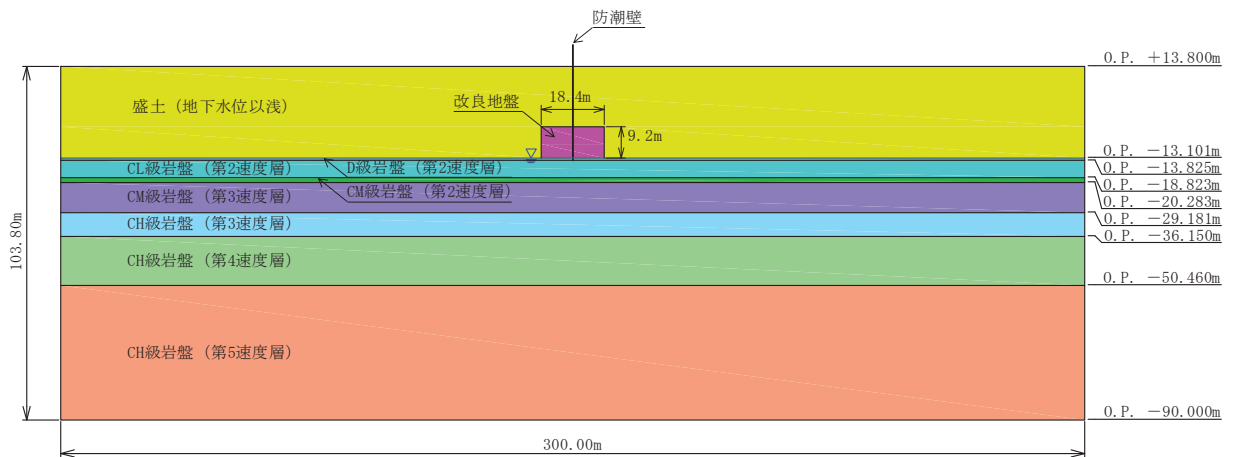


図 2-23 (4) 検討ケースの概要（ケース 5(2)）

【ケース 1 に対して地下水水位を改良体下端】

・ 地盤物性値の不確かさに対する影響確認（ケース 6）

地盤物性値が変動（せん断剛性： $\pm 1\sigma$ ）した場合の影響を確認する。

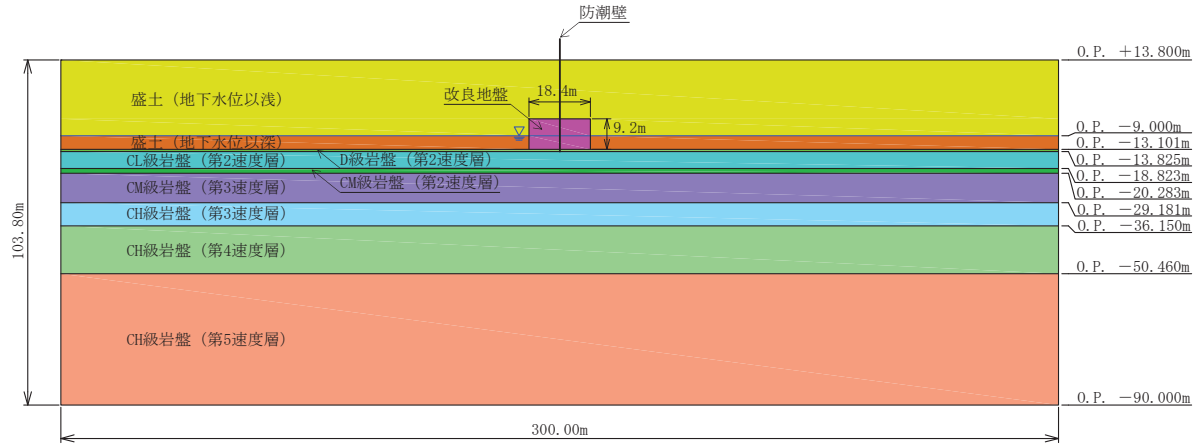


図 2-23(5) 検討ケースの概要（ケース 6(1)）  
【ケース 1 に対して地盤物性値を平均 $+1\sigma$ 】

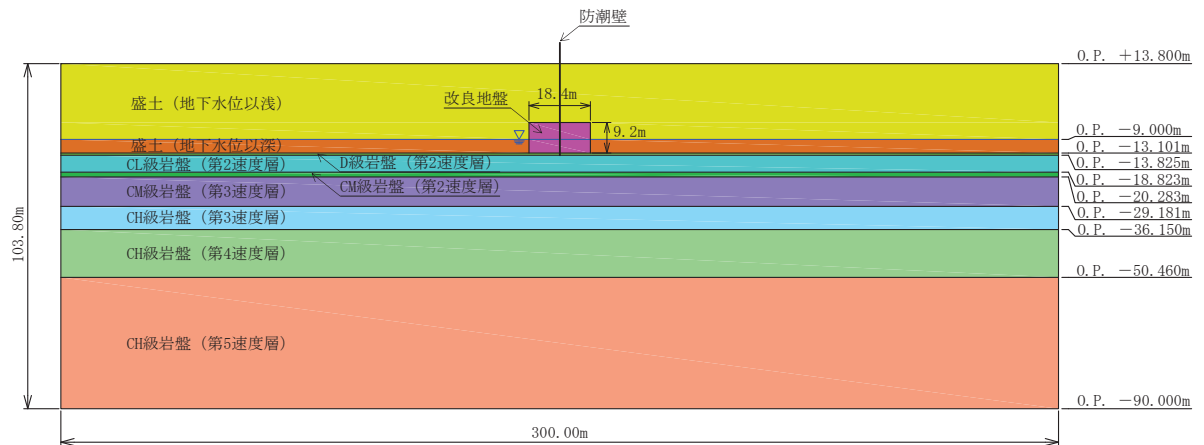


図 2-23(6) 検討ケースの概要（ケース 6(2)）  
【ケース 1 に対して地盤物性値を平均 $-1\sigma$ 】

- 隣接構造物等の効果に対する影響確認（ケース 7）

隣接構造物がある場合には、地盤変形を抑制することで、地盤改良による変形抑制効果及び液状化対策に寄与するものと考えられることから、主に上部工の加速度応答に対する影響について確認する。なお、図 2-7(3)のとおり、2号機海水ポンプ室防潮壁の一部において、隣接構造物に囲まれている場合に、地盤改良形状が細長で基本形と異なる箇所が存在するため、地盤改良形状の違いによる影響についても確認する。

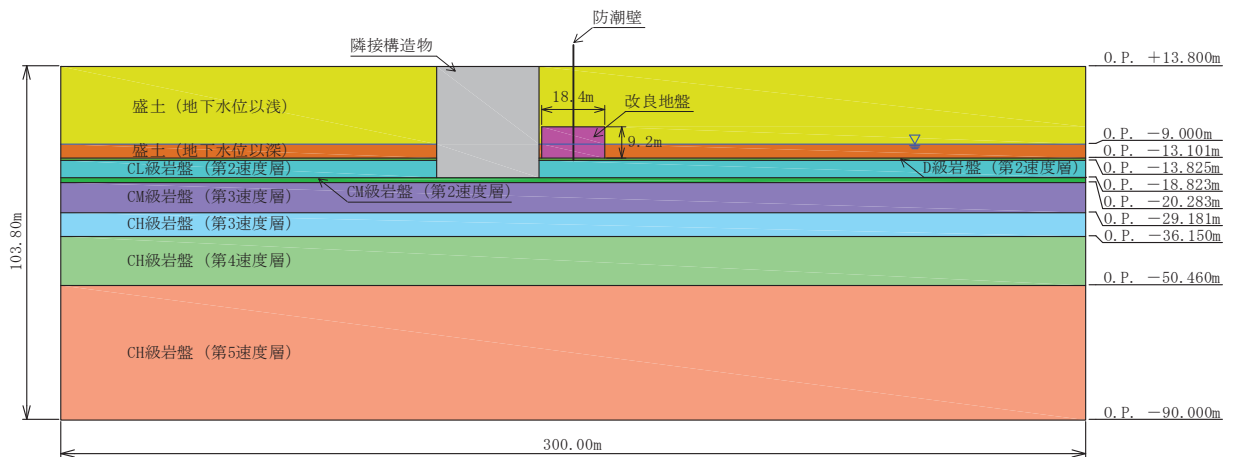


図 2-23(7) 検討ケースの概要（ケース 7(1)）

【ケース 1 に対して隣接構造物（海水ポンプ室相当）をモデル化】

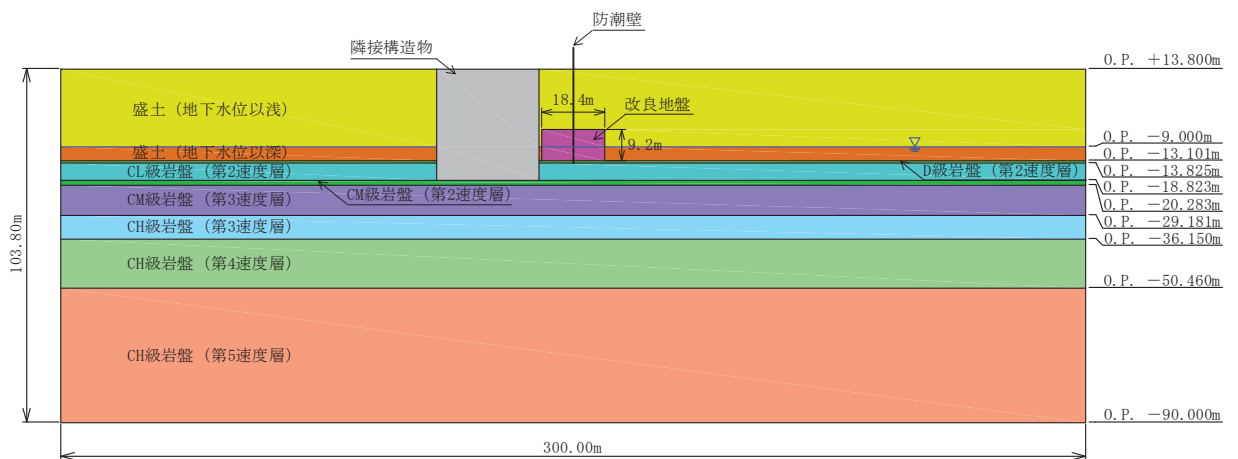


図 2-23(8) 検討ケースの概要（ケース 7(2), (3)）

【(2) ケース 1 に対して隣接構造物 ((1)の剛性×2倍)をモデル化】

【(3) ケース 1 に対して隣接構造物 ((1)の剛性×0.5倍)をモデル化】

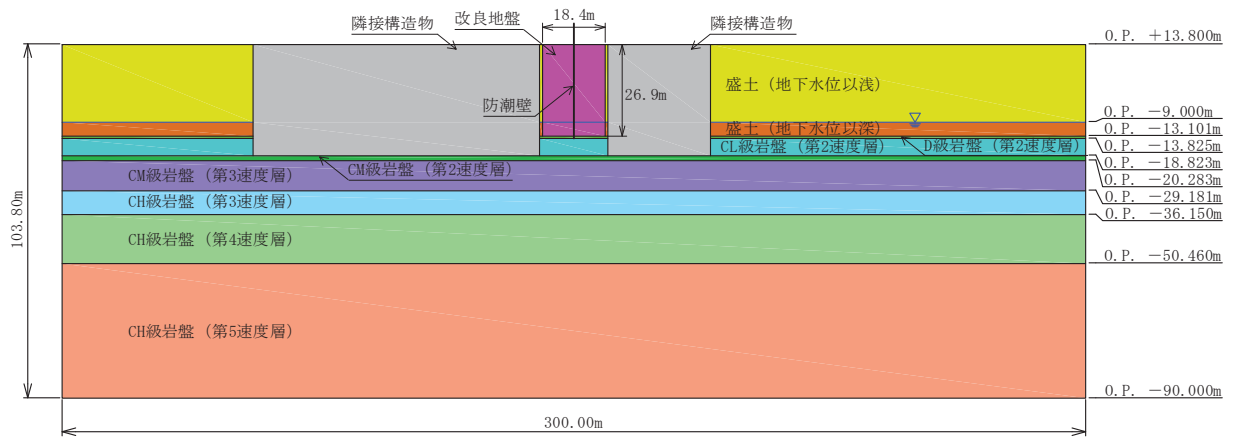


図 2-23(9) 検討ケースの概要 (ケース 7(4))

【ケース 1 に対して隣接構造物 (海水ポンプ室及び原子炉建屋) をモデル化】

・ 岩盤傾斜に対する影響確認 (ケース 8)

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水平成層をなしていることから、水平成層地盤としてモデル化することを基本としているが、図 2-7(5)～図 2-7(6)に示すとおり、3号機海水ポンプ室防潮壁や3号機放水立坑防潮壁の一部において改良体底面が傾斜している箇所が存在するため、岩盤傾斜の影響について確認する。

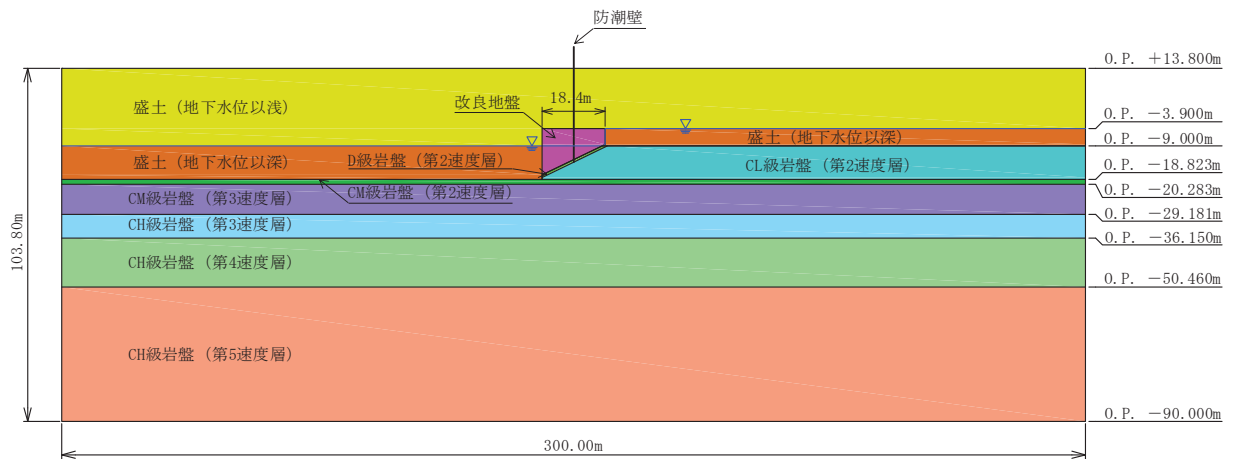


図 2-23(10) 検討ケースの概要 (ケース 8)

【ケース 1 に対して岩盤傾斜を考慮】

表 2-6 検討ケース一覧

解析ケース		地盤改良の設定 (考え方)	
		二次元有限要素モデル	質点系モデル
【検討2】	ケース 1 (基本ケース 1) 【改良高さ 9.2m】	地盤改良幅 = 18.4m (高さ : 幅 = 1 : 2)	地盤改良幅 = 水平成層 (一次元地盤応答) 【改良高さ 9.2m】
	ケース 4 (改良幅の影響確認) 【改良高さ 9.2m】	(1) 地盤改良幅を 0.5 倍 (改良幅 9.2m (高さ : 幅 = 1 : 1)) (2) 地盤改良幅を 1.5 倍 (改良幅 27.6m (高さ : 幅 = 1 : 3))	(=ケース 1)
【検討3】	ケース 5 (地下水位の影響確認) 【改良高さ 9.2m】	(1) 地下水位を改良体天端 (2) 地下水位を改良体下端	
	ケース 6 (地盤物性値のばらつきの影響確認) 【改良高さ 9.2m】	(1) 地盤せん断剛性を平均+1σ	(1) 地盤改良幅 = 水平成層 (一次元地盤応答) 【改良高さ 9.2m】 (地盤せん断剛性を平均+1σ)
		(2) 地盤せん断剛性を平均-1σ	(2) 地盤改良幅 = 水平成層 (一次元地盤応答) 【改良高さ 9.2m】 (地盤せん断剛性を平均-1σ)
	ケース 7 (隣接構造物の影響確認) 【(1)~(3)は改良高さ 9.2m】 【(4)は地表面まで改良】	(1) 隣接構造物をモデル化 (海水ポンプ室を想定)	(=ケース 1)
		(2) 隣接構造物をモデル化 ((1)の剛性×2倍)	
		(3) 隣接構造物をモデル化 ((1)の剛性×0.5倍)	
(4) 隣接構造物をモデル化 (海水ポンプ室及び原子炉建屋を想定)			
ケース 8 (岩盤傾斜の影響確認) 【防潮壁位置の改良高さ 9.2m】	地盤改良底面の岩盤傾斜を考慮		

(隣接構造物を考慮した検討 (ケース 7) における隣接構造物の想定)

隣接構造物を考慮した検討 (ケース 7) では、隣接する構造物が地震時に与える影響を評価することを目的として、2号機海水ポンプ室と等価となるような剛性の構造物を模擬し、防潮壁に隣接する場合の検討を実施する (ケース 7(1))。また、2号機海水ポンプ室以外にも、表 2-7 に示すとおり剛性の異なる構造物が隣接することを踏まえ、剛性の違いによる影響を評価することを目的として、ケース 7(1)における構造物の剛性 (2号機海水ポンプ室相当) を2倍及び0.5倍としたパラメータスタディを実施する (ケース 7(2), (3))。また、隣接構造物との位置関係で改良形状が基本形状 (2D) ではなく縦長形状となり、地盤改良高さの2倍の改良幅を有していない範囲について、隣接構造物の影響とあわせて、2号機海水ポンプ室と2号機原子炉建屋間を代表ケースとして検討を実施する (ケース 7(4))。

等価ヤング係数の算定方法は「7.3 構造物のモデル化」に示す。

表 2-7 隣接する構造物の等価剛性

隣接構造物	等価ヤング係数 (kN/m <sup>2</sup> ) *1	備考
2号機海水ポンプ室 (スクリーンエリア)	7.6×10 <sup>5</sup> (ケース 7(1)) (1.8×10 <sup>6</sup> ) *2	
3号機海水ポンプ室 (スクリーンエリア)	8.3×10 <sup>5</sup> (1.8×10 <sup>6</sup> ) *2	ケース 7(1)の E×0.5 倍 (3.8×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )～E×2 倍 (1.5×10 <sup>6</sup> kN/m <sup>2</sup> )に概ね 網羅される
2号機放水立坑	(3.0×10 <sup>6</sup> ) *2	
3号機放水立坑	(6.4×10 <sup>6</sup> ) *2	
2号機原子炉建屋	9.8×10 <sup>5</sup>	

注記\*1: 平面要素の値を示す。

\*2: 三次元モデルとの水平変位のフィッティング調整前の値を示す。

(岩盤傾斜を考慮した検討 (ケース 8) における岩盤傾斜量の設定)

岩盤傾斜に対する影響確認 (ケース 8) では、改良地盤下の岩盤の傾斜が構造物の応答に及ぼす影響を評価することを目的として、改良地盤下の岩盤傾斜を模擬した場合の検討を実施する (ケース 8)。

傾斜量の設定は、岩盤傾斜量の大きい 3 号機海水ポンプ室の南側及び 3 号放水立坑西側における岩盤傾斜量を参照し、 $26^{\circ}$  に設定する。

表 2-8 及び図 2-24 に岩盤傾斜量の確認結果を示す。

表 2-8 改良地盤下部の岩盤傾斜量

位置	岩盤傾斜	備考
3 号機海水ポンプ室 (南側)	$26^{\circ}$	D 級・C <sub>L</sub> 級岩盤上面
3 号機放水立坑 (西側)	$26^{\circ}$	C <sub>L</sub> 級岩盤上面
3 号機放水立坑 (北側)	$24^{\circ}$	D 級岩盤上面

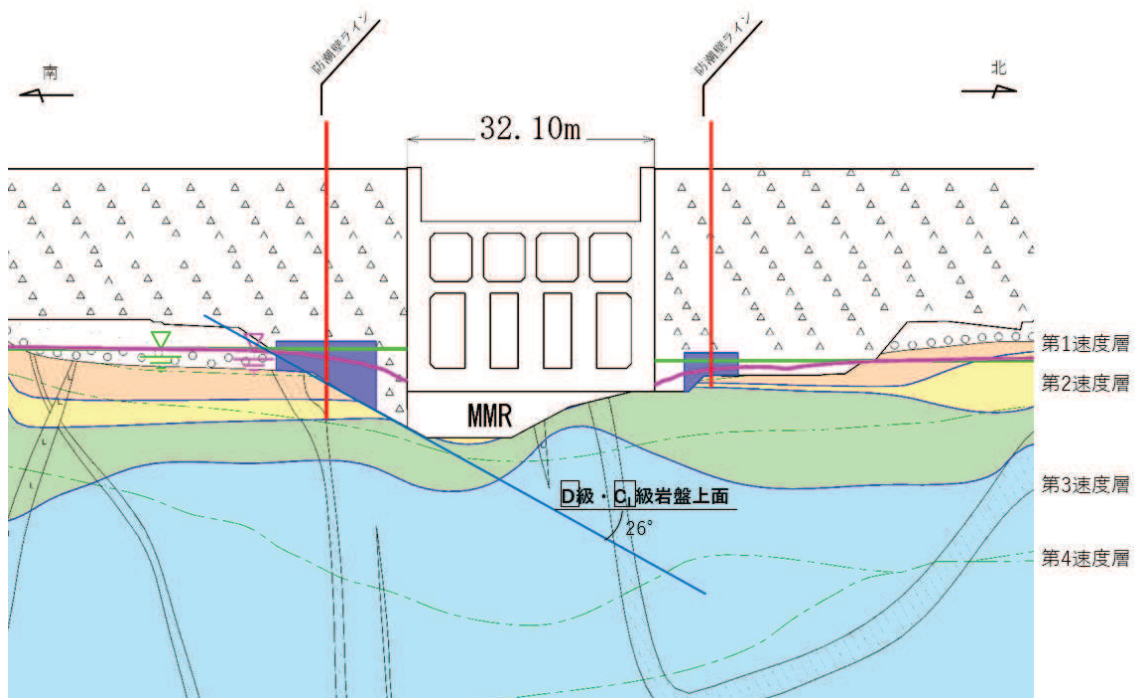


図 2-24 (1) 岩盤傾斜量の確認  
(3 号機海水ポンプ室 横断 (南北) ⑨-⑨' 断面)

(参考) 2-47



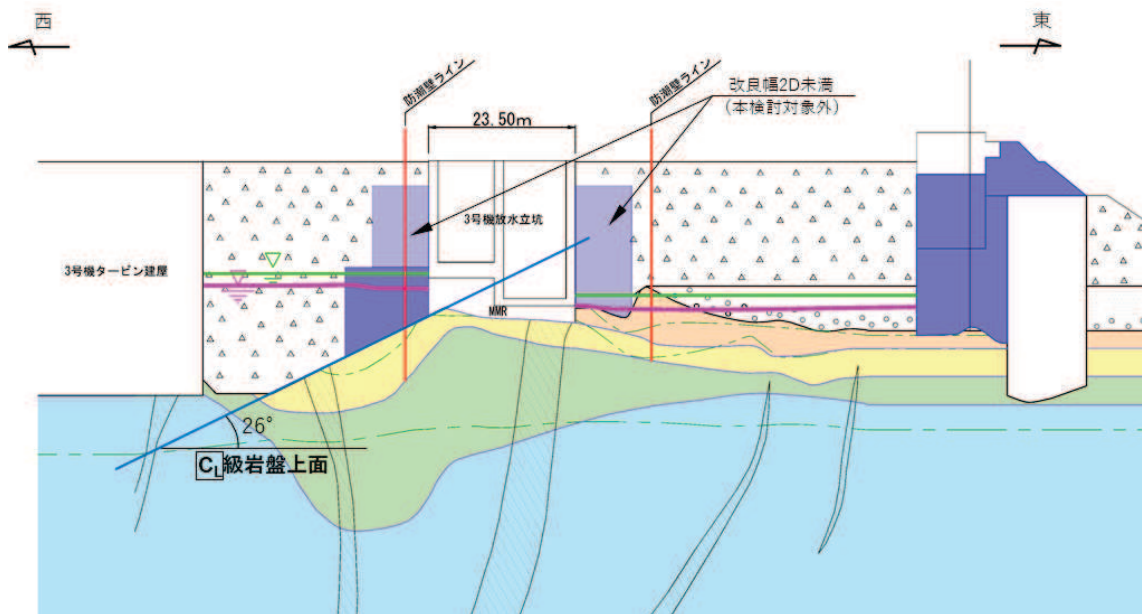


図 2-24 (2) 岩盤傾斜量の確認  
 (3号機放水立坑 横断 (東西) ⑩-⑩' 断面)

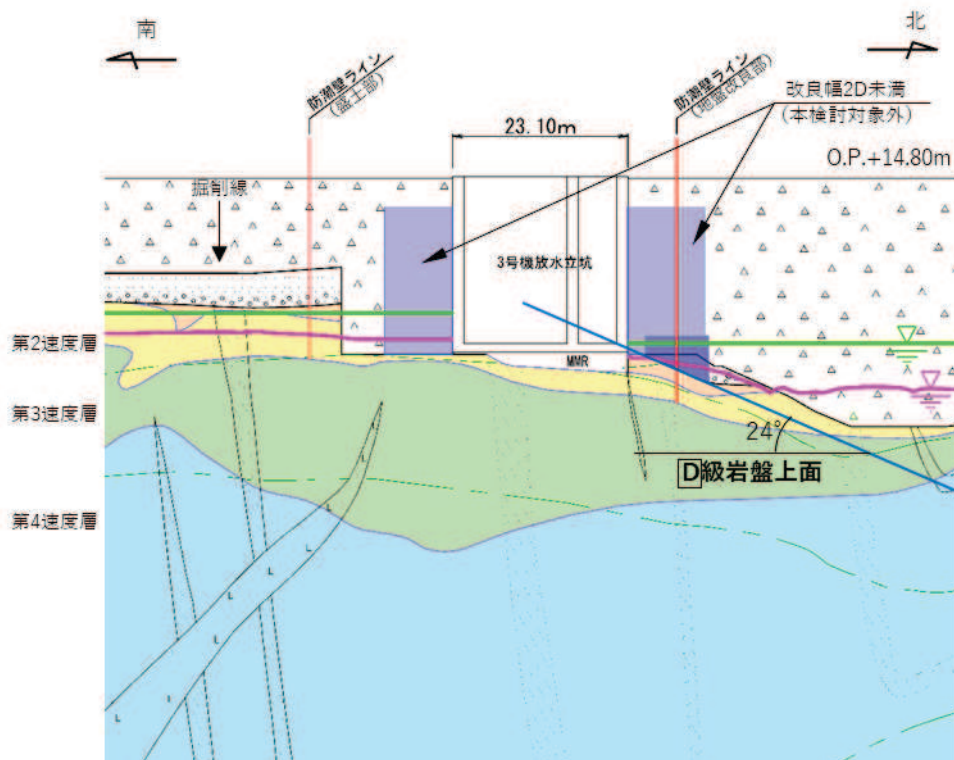


図 2-24 (3) 岩盤傾斜量の確認  
 (3号機放水立坑 横断 (南北) ⑪-⑪' 断面)

(参考) 2-48

### 5.3 解析手法

解析手法は、「4.3 解析手法」に準ずる。

### 5.4 検討結果

#### 5.4.1 改良幅の影響確認（ケース4）

質点系モデルによる応答結果及び二次元有限要素モデルによる応答結果について、鋼管杭の最大曲げモーメントと上部工の最大水平加速度及び最大水平変位の比較を表 2-9～表 2-11 に、最大曲げモーメントと最大水平加速度及び最大水平変位の深度方向の分布を図 2-25～図 2-30 に示す。

【検討 3】ケース4の検討の結果、質点系モデルにおける鋼管杭の最大曲げモーメント、上部工の最大水平加速度及び最大水平変位は、二次元有限要素モデル（有効応力解析）の最大応答値と比べ、いずれも大きい値を示していることから、改良地盤が半無限幅に連続していることを仮定した一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析結果の妥当性を確認した。

なお、地盤改良幅が小さいケース4(1)及び幅が大きいケース4(2)の検討結果は、二次元有限要素モデル（有効応力解析）のケース1の検討結果と同程度の応答値を示している。このことから、地盤改良体の幅が、地盤改良体の高さの1倍～3倍程度に変化しても、防潮壁の地震応答に及ぼす影響は小さい結果になっている。

また、「8. 最大応答値分布」に示すとおり、最大せん断ひずみ分布及び最大過剰間隙水圧比分布についてもケース1との有意な傾向の差は認められない。

表 2-9 【検討 3】 ケース 4 における  
最大曲げモーメントの比較（地盤改良幅の影響）

地震動	最大曲げモーメント（単位：kN・m/本）			
	二次元有限要素モデル			質点系モデル
	ケース 4(1)	ケース 4(2)	ケース 1	ケース 1
S <sub>s</sub> -D 1	10333	11155	11707	15309
S <sub>s</sub> -D 2	7714	8155	8527	14594
S <sub>s</sub> -D 3	7642	8074	8383	11866
S <sub>s</sub> -F 1	8587	9454	9535	13626
S <sub>s</sub> -F 2	9799	11056	10714	13684
S <sub>s</sub> -F 3	4368	4008	4002	7806
S <sub>s</sub> -N 1	<u>13636</u>	<u>14905</u>	<u>15176</u>	<u>17586</u>

注：下線は各ケースの最大値を示す。

表 2-10 【検討 3】 ケース 4 における  
最大水平加速度の比較（地盤改良幅の影響）

地震動	最大水平加速度（単位：cm/s <sup>2</sup> ）			
	二次元有限要素モデル			質点系モデル
	ケース 4(1)	ケース 4(2)	ケース 1	ケース 1
S <sub>s</sub> -D 1	1594	1848	1619	2808
S <sub>s</sub> -D 2	1587	<u>2064</u>	1840	2911
S <sub>s</sub> -D 3	1391	1594	1531	2671
S <sub>s</sub> -F 1	1555	1907	1918	1947
S <sub>s</sub> -F 2	1809	2004	<u>2137</u>	2151
S <sub>s</sub> -F 3	<u>1895</u>	1876	2016	<u>3056</u>
S <sub>s</sub> -N 1	1729	1747	1705	2871

注：下線は各ケースの最大値を示す。

表 2-11 【検討 3】 ケース 4 における  
最大水平変位の比較（地盤改良幅の影響）

地震動	最大水平変位（単位：m）			
	二次元有限要素モデル			質点系モデル
	ケース 4(1)	ケース 4(2)	ケース 1	ケース 1
S <sub>s</sub> -D 1	0.169	0.163	0.166	0.217
S <sub>s</sub> -D 2	0.121	0.107	0.114	0.161
S <sub>s</sub> -D 3	0.127	0.132	0.131	0.177
S <sub>s</sub> -F 1	0.137	0.147	0.139	0.202
S <sub>s</sub> -F 2	0.193	0.199	0.199	0.279
S <sub>s</sub> -F 3	0.105	0.104	0.107	0.134
S <sub>s</sub> -N 1	<u>0.225</u>	<u>0.205</u>	<u>0.213</u>	<u>0.317</u>

注：下線は各ケースの最大値を示す。

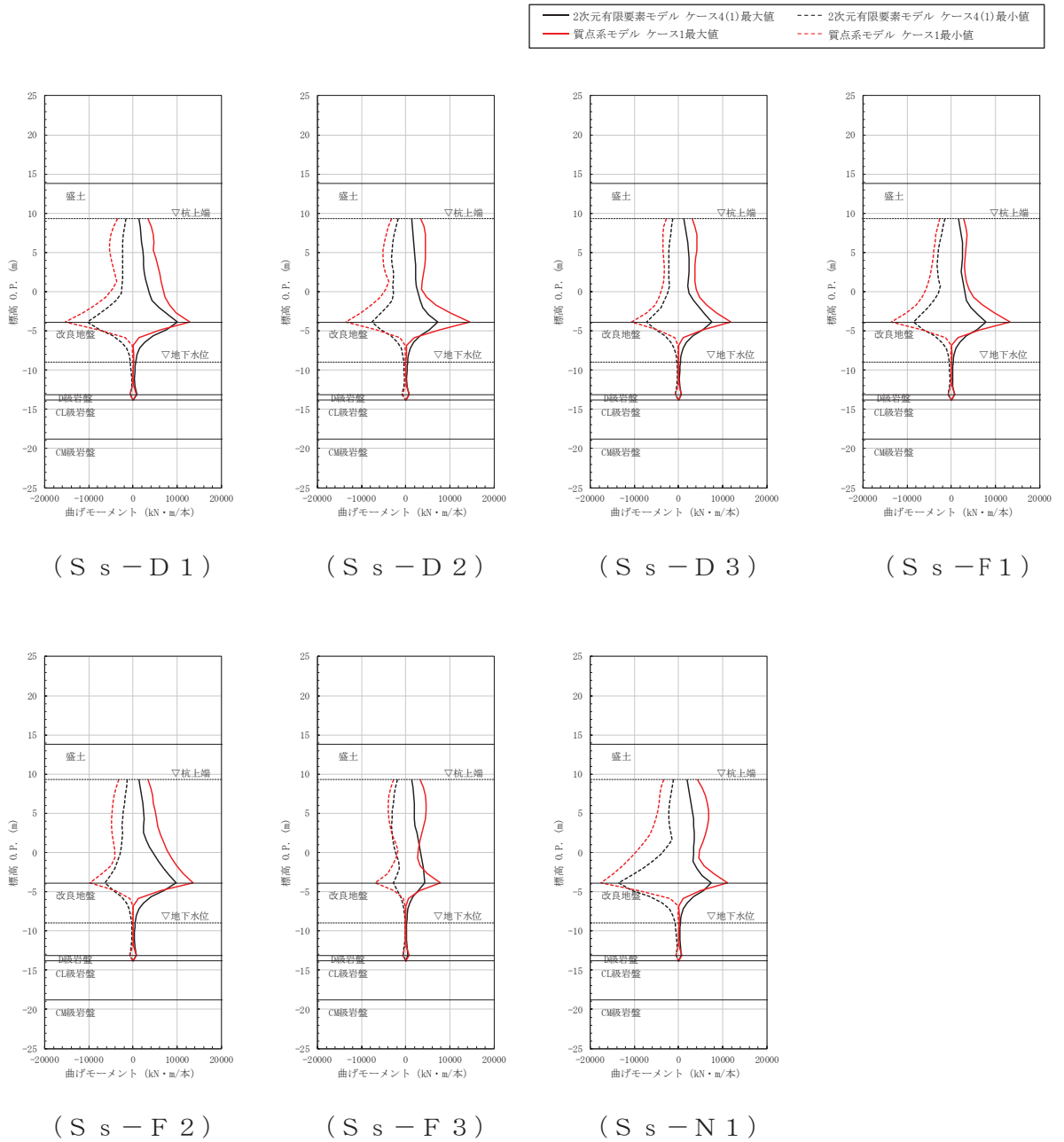


図 2-25 最大曲げモーメントの比較 (ケース 4(1))

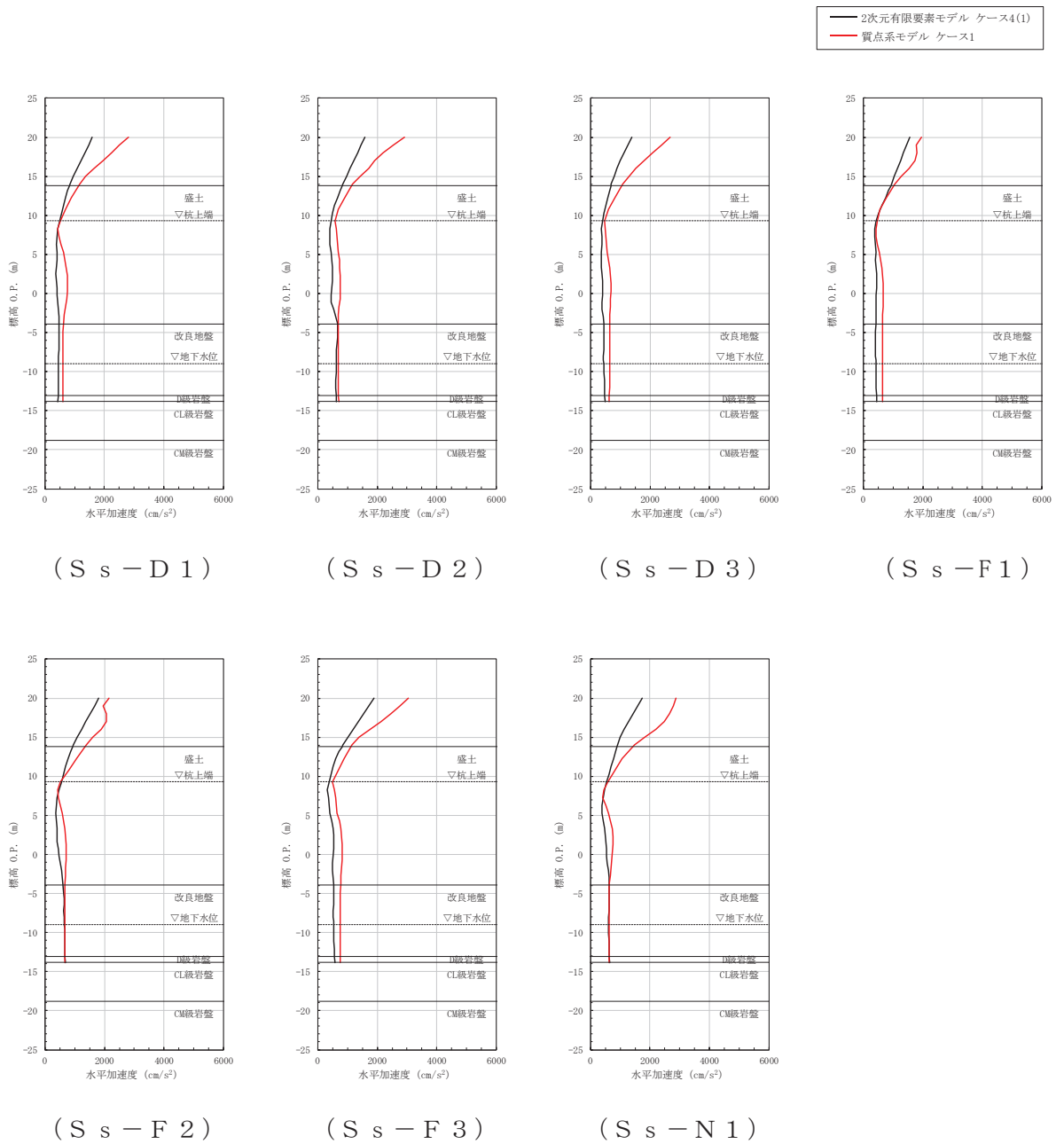


図 2-26 最大水平加速度の比較 (ケース 4(1))

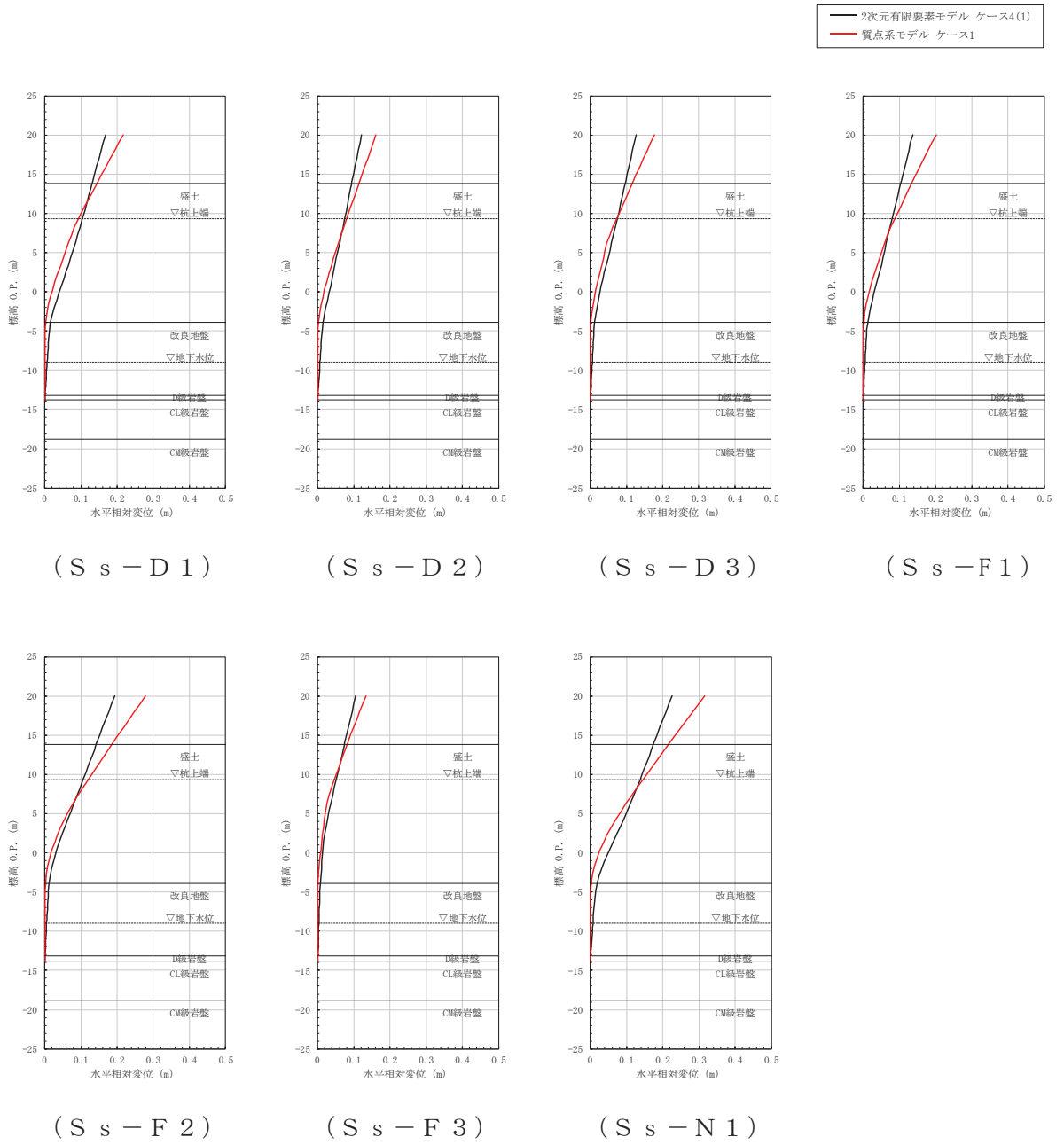


図 2-27 最大水平変位の比較 (ケース 4(1))

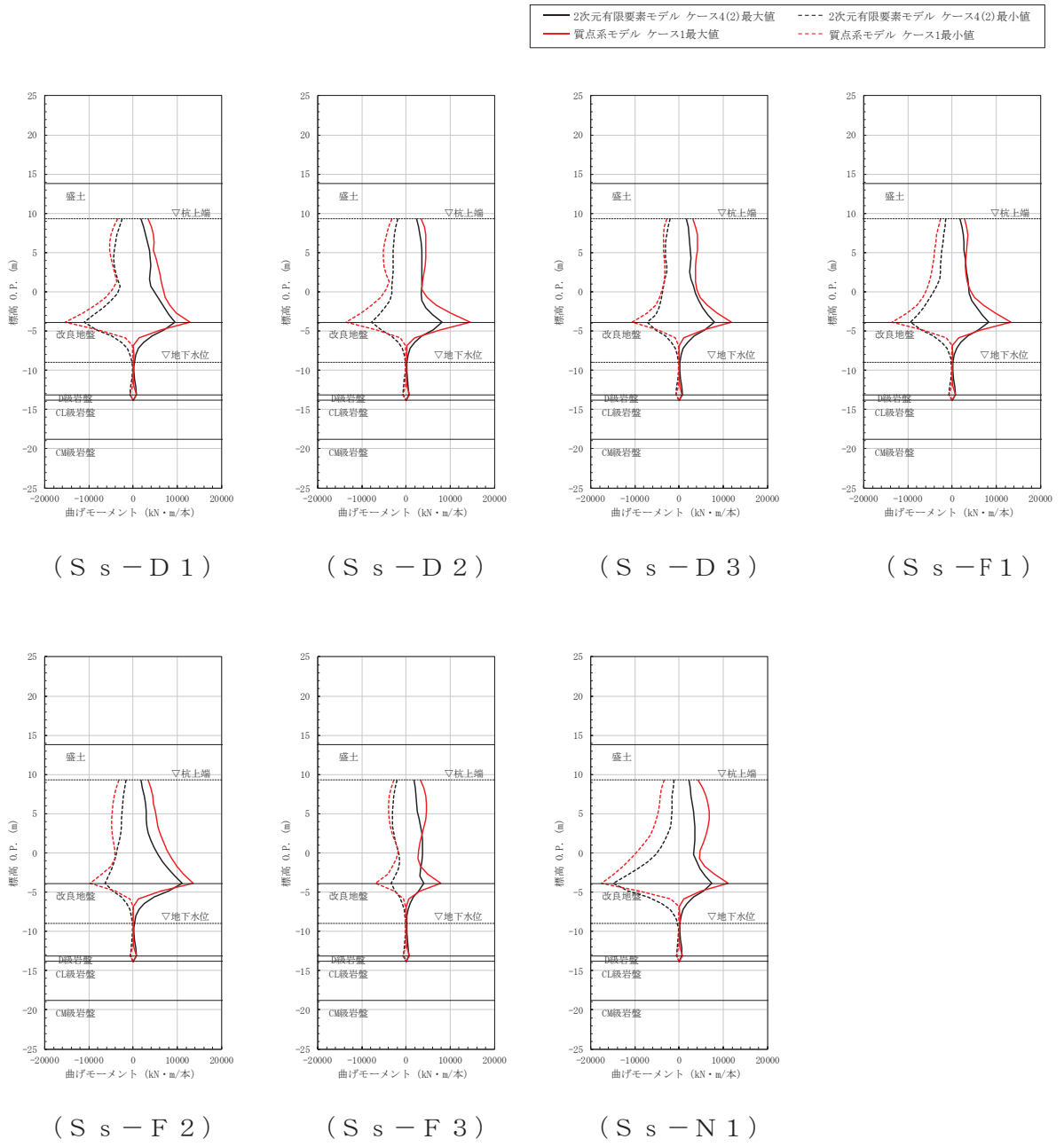


図 2-28 最大曲げモーメントの比較 (ケース 4(2))

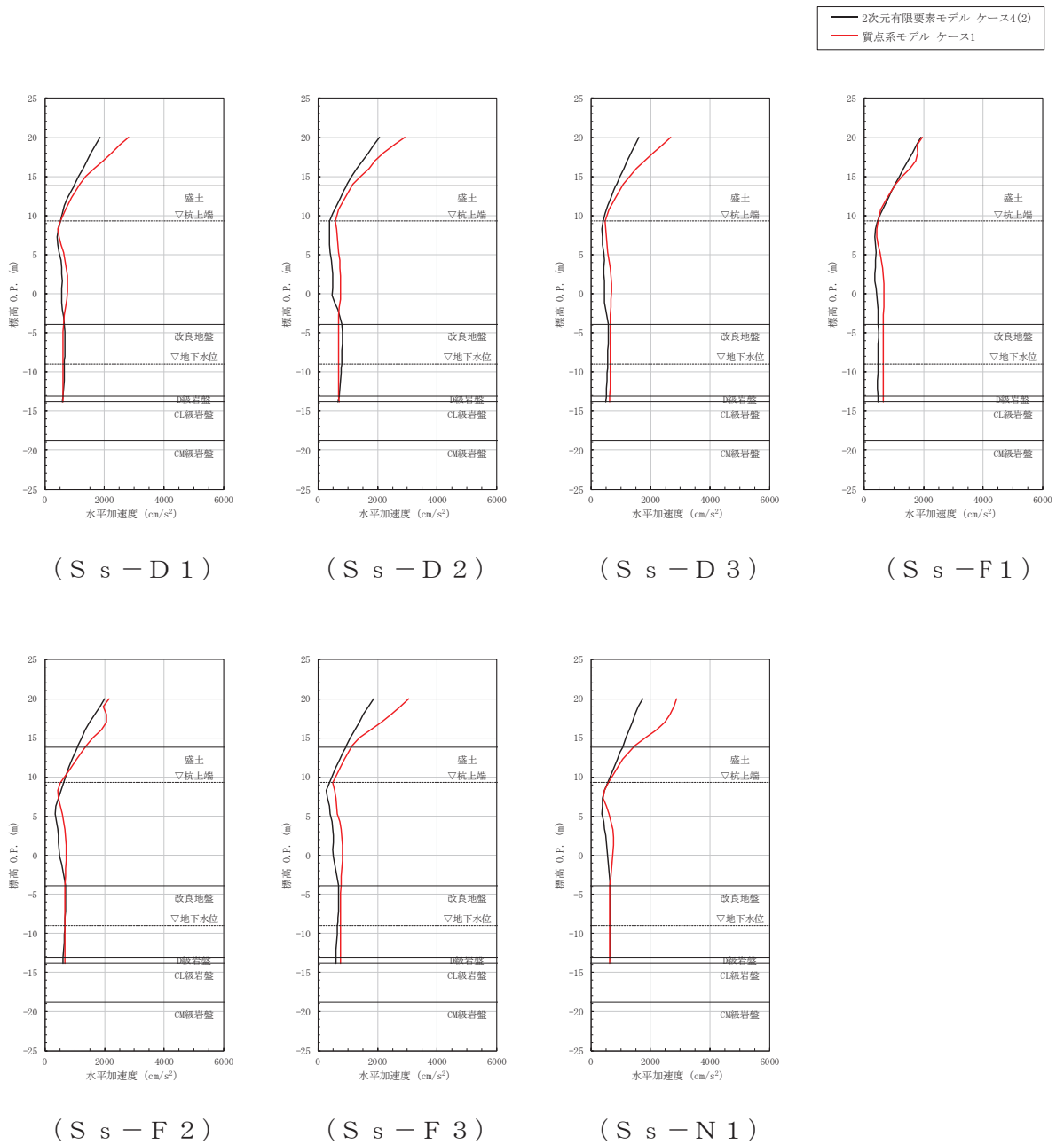


図 2-29 最大水平加速度の比較 (ケース 4(2))



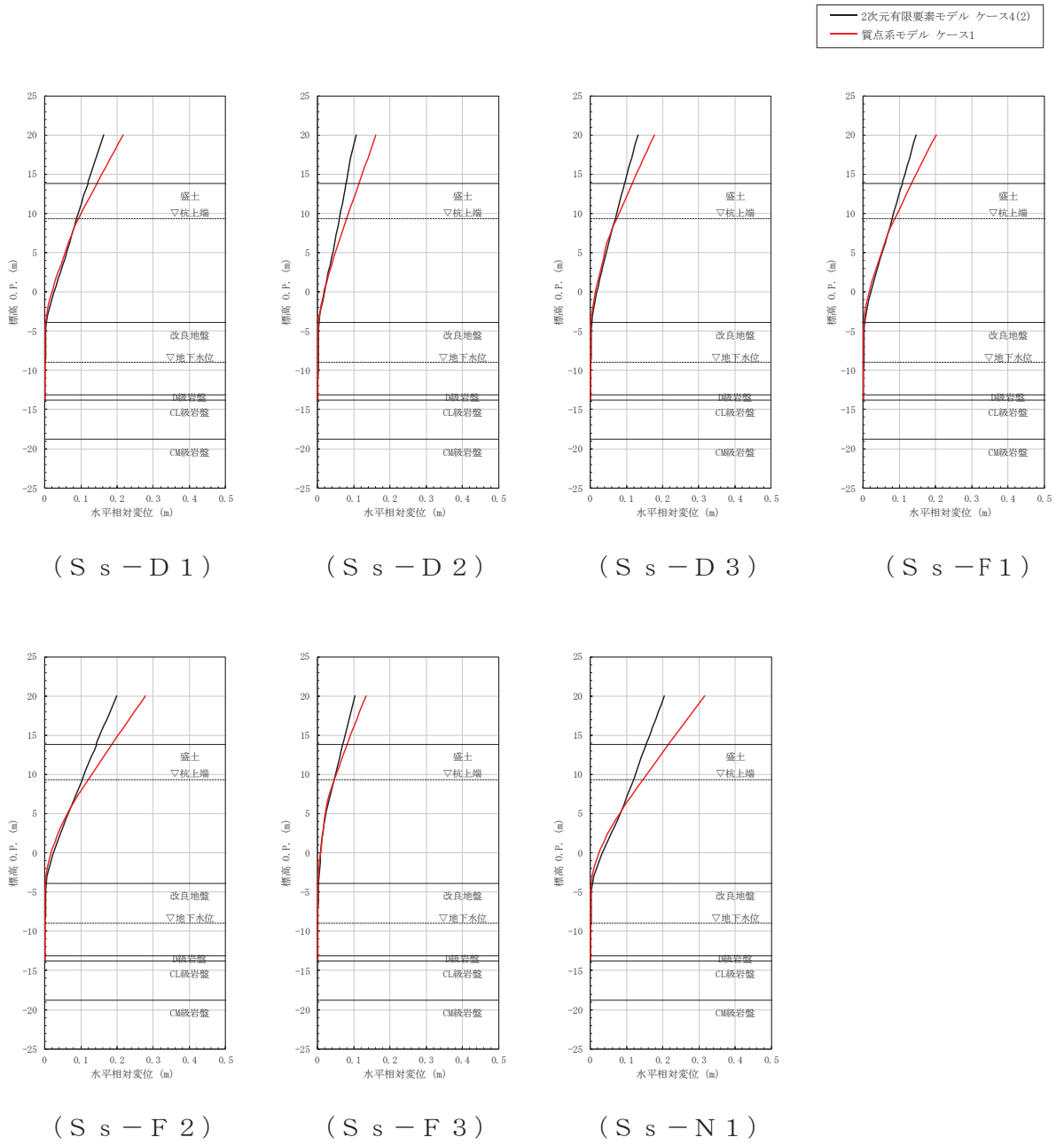


図 2-30 最大水平変位の比較 (ケース 4(2))

#### 5.4.2 地下水位の影響確認（ケース5）

質点系モデルによる応答結果及び二次元有限要素モデルによる応答結果について、鋼管杭の最大曲げモーメントと上部工の最大水平加速度及び最大水平変位の比較を表2-12～表2-14に、最大曲げモーメントと最大水平加速度及び最大水平変位の深度方向の分布を図2-31～図2-36に示す。

【検討3】ケース5の検討の結果、質点系モデルにおける鋼管杭の最大曲げモーメント、上部工の最大水平加速度及び最大水平変位は、二次元有限要素モデル（有効応力解析）の最大応答値と比べ同等もしくは大きい値を示していることから、改良地盤が半無限幅に連続していることを仮定した一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析結果の妥当性を確認した。

なお、地下水位を低く設定したケース5(2)の検討結果は、ケース5(1)の検討結果と比べると、各応答値に大きな差異は認められない。このことから、地盤改良体側方地盤中の地下水位の高さが変化しても、防潮壁の地震応答に及ぼす影響は小さい結果と考えられる。

また、「8. 最大応答値分布」に示すとおり、最大せん断ひずみ分布及び最大過剰間隙水圧比分布についてもケース1との有意な傾向の差は認められない。

表 2-12 【検討 3】 ケース 5 における  
最大曲げモーメントの比較（地下水位の影響）

地震動	最大曲げモーメント（単位：kN・m/本）			
	二次元有限要素モデル			質点系モデル
	ケース 5(1)	ケース 5(2)	ケース 1	ケース 1
S <sub>s</sub> -D 1	11371	10861	11707	15309
S <sub>s</sub> -D 2	9166	9775	8527	14594
S <sub>s</sub> -D 3	8893	8716	8383	11866
S <sub>s</sub> -F 1	10027	10879	9535	13626
S <sub>s</sub> -F 2	9112	11458	10714	13684
S <sub>s</sub> -F 3	4098	4023	4002	7806
S <sub>s</sub> -N 1	<u>16628</u>	<u>14725</u>	<u>15176</u>	<u>17586</u>

注：下線は各ケースの最大値を示す。

表 2-13 【検討 3】 ケース 5 における  
最大水平加速度の比較（地下水位の影響）

地震動	最大水平加速度（単位：cm/s <sup>2</sup> ）			
	二次元有限要素モデル			質点系モデル
	ケース 5(1)	ケース 5(2)	ケース 1	ケース 1
S <sub>s</sub> -D 1	1575	2007	1619	2808
S <sub>s</sub> -D 2	1814	2046	1840	2911
S <sub>s</sub> -D 3	1633	1560	1531	2671
S <sub>s</sub> -F 1	1922	1972	1918	1947
S <sub>s</sub> -F 2	2078	<u>2189</u>	<u>2137</u>	2151
S <sub>s</sub> -F 3	<u>2162</u>	1942	2016	<u>3056</u>
S <sub>s</sub> -N 1	1841	1796	1705	2871

注：下線は各ケースの最大値を示す。

表 2-14 【検討 3】 ケース 5 における  
最大水平変位の比較（地下水位の影響）

地震動	最大水平変位（単位：m）			
	二次元有限要素モデル			質点系モデル
	ケース 5(1)	ケース 5(2)	ケース 1	ケース 1
S <sub>s</sub> -D 1	0.149	0.160	0.166	0.217
S <sub>s</sub> -D 2	0.106	0.138	0.114	0.161
S <sub>s</sub> -D 3	0.127	0.149	0.131	0.177
S <sub>s</sub> -F 1	0.142	0.146	0.139	0.202
S <sub>s</sub> -F 2	0.162	<u>0.233</u>	0.199	0.279
S <sub>s</sub> -F 3	0.106	0.106	0.107	0.134
S <sub>s</sub> -N 1	<u>0.225</u>	0.206	<u>0.213</u>	<u>0.317</u>

注：下線は各ケースの最大値を示す。

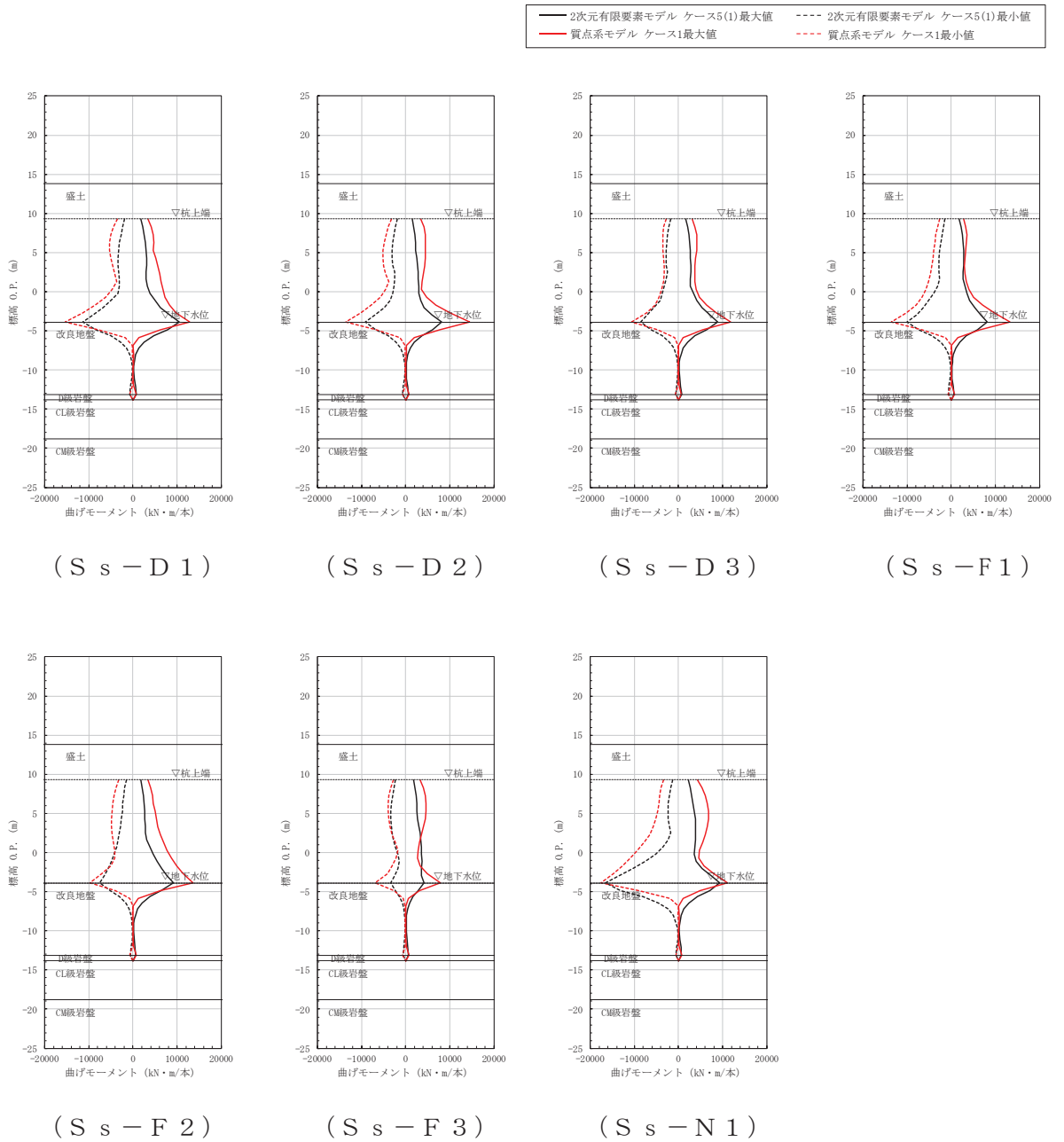


図 2-31 最大曲げモーメントの比較 (ケース 5(1))

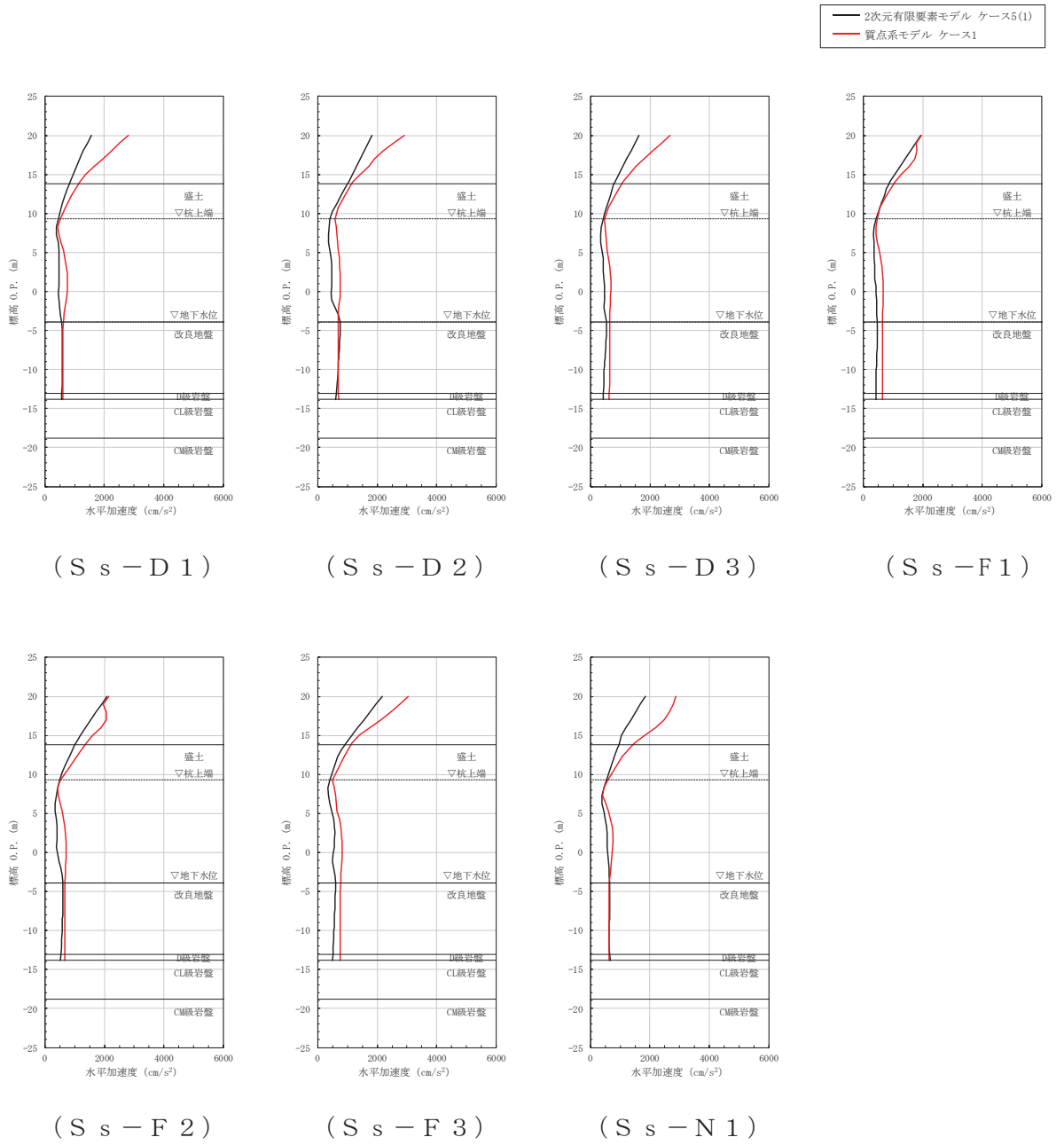


図 2-32 最大水平加速度の比較 (ケース 5(1))

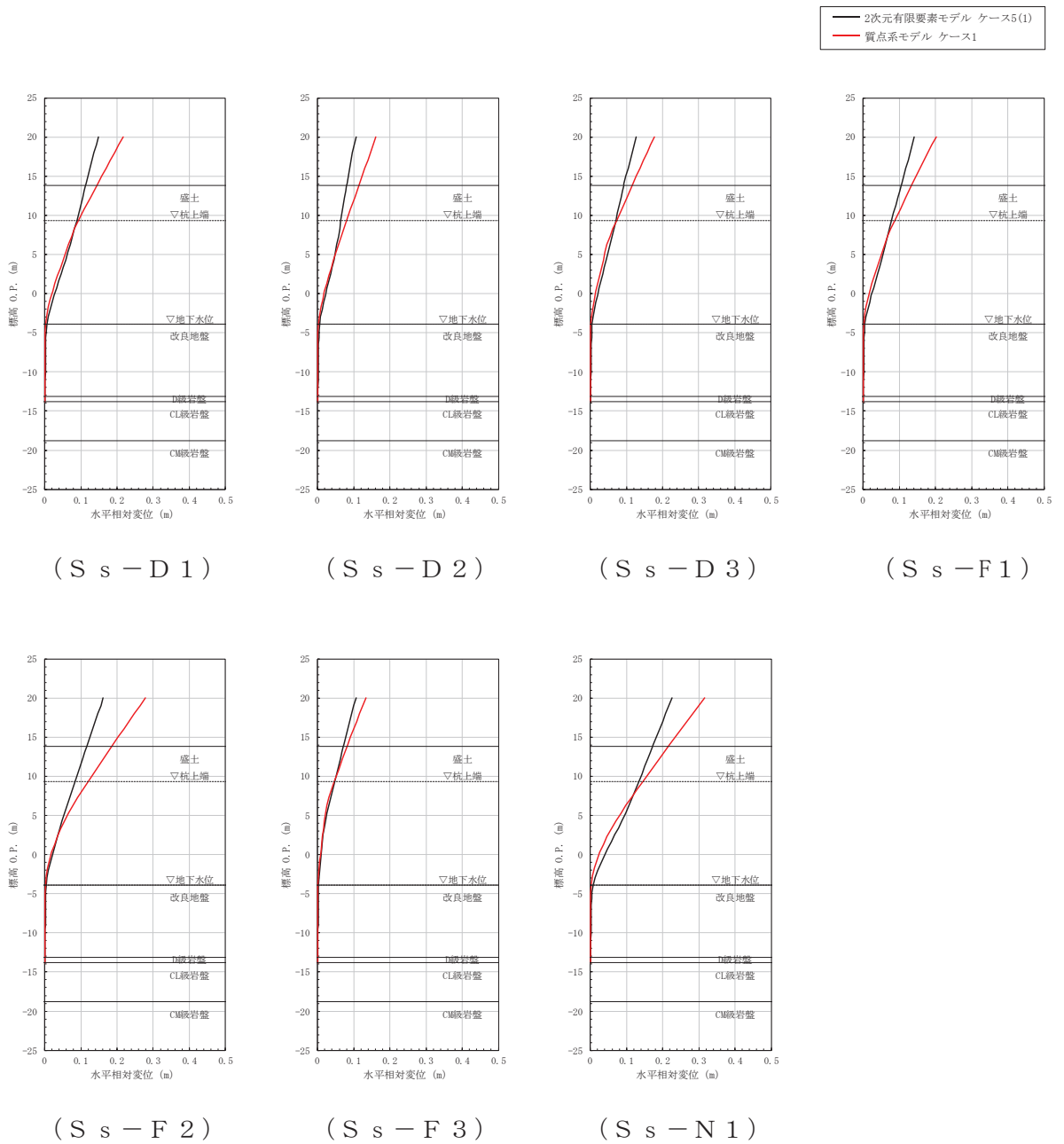


図 2-33 最大水平変位の比較 (ケース 5(1))

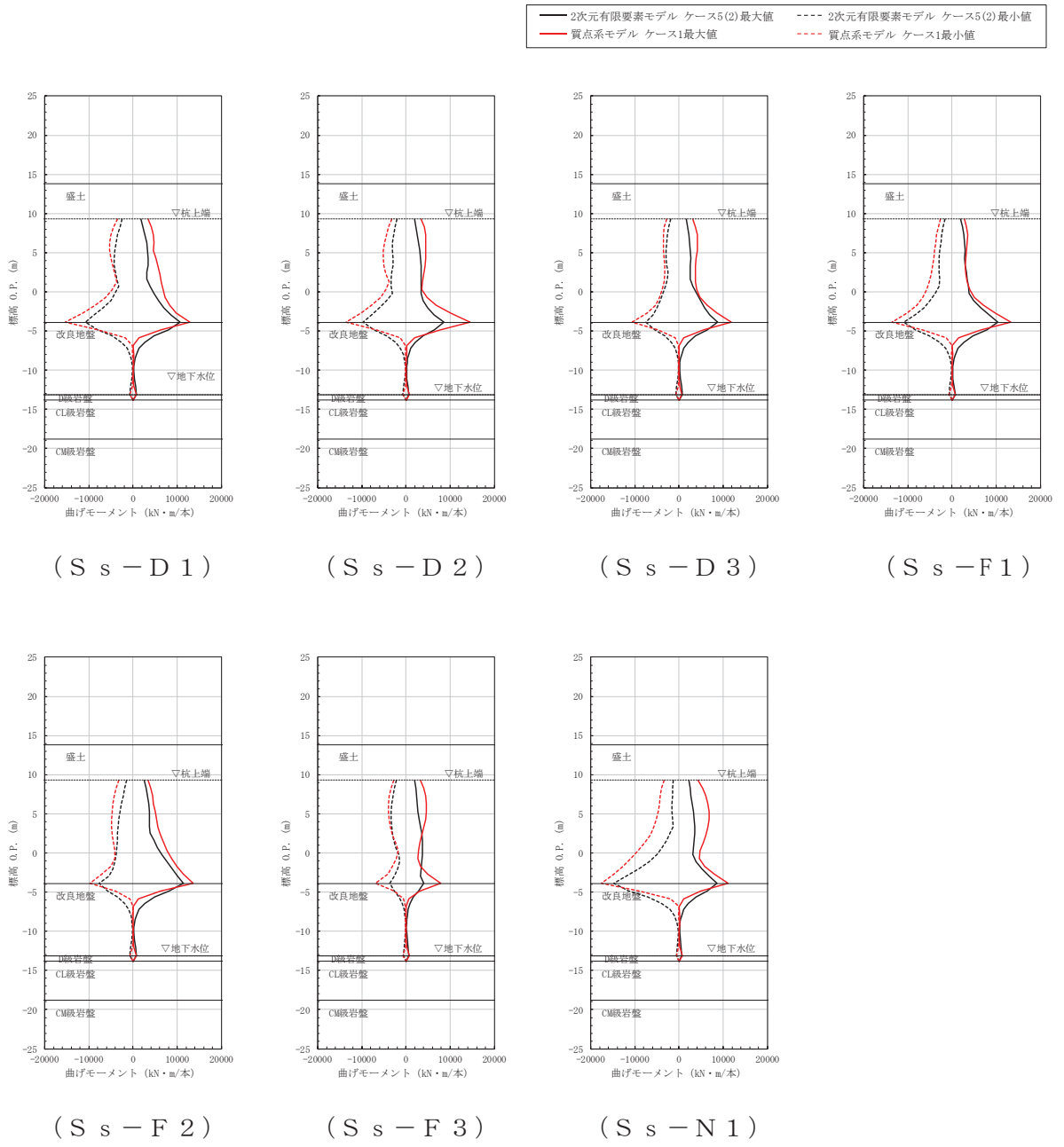


図 2-34 最大曲げモーメントの比較 (ケース 5(2))

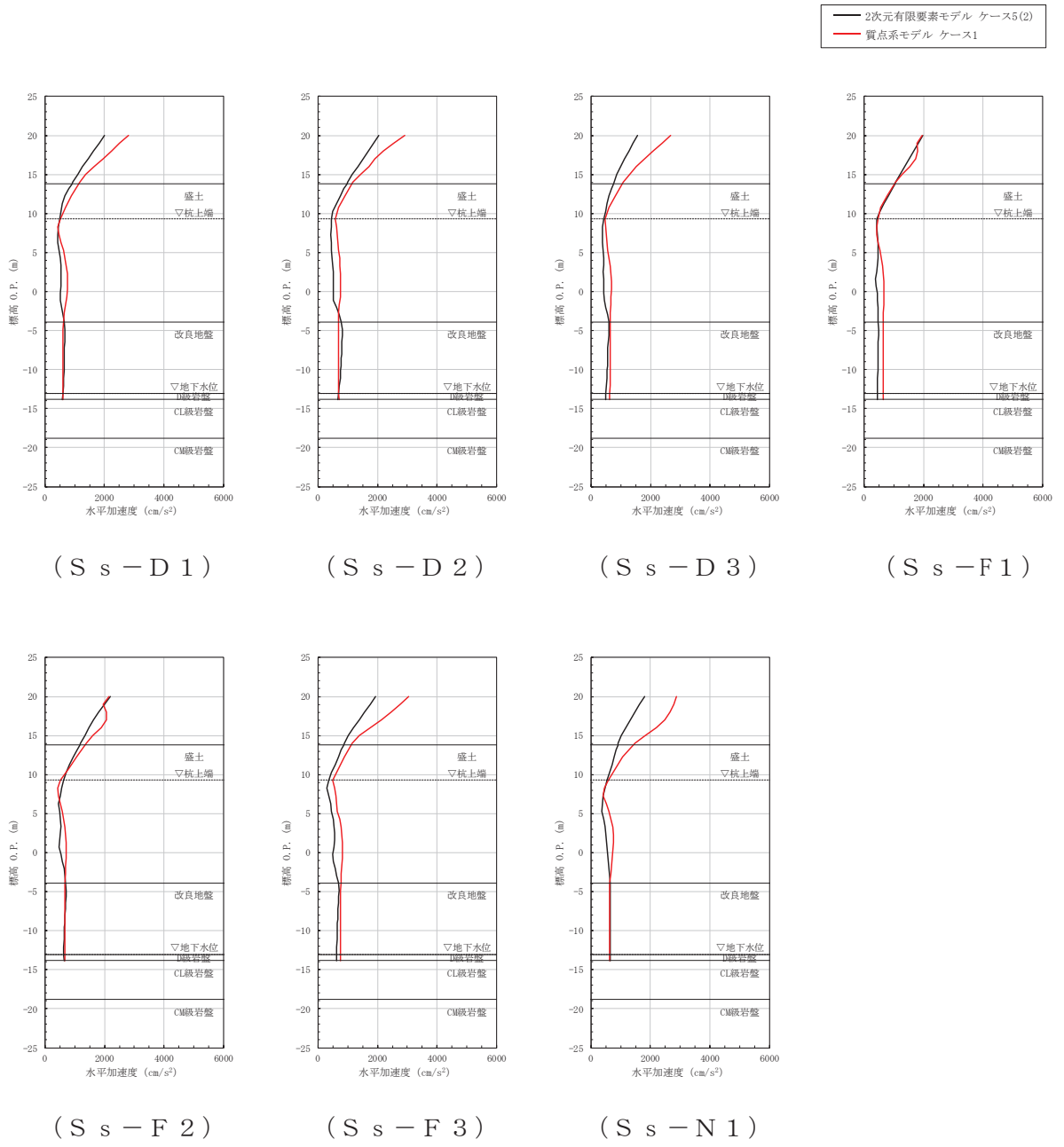


図 2-35 最大水平加速度の比較 (ケース 5(2))



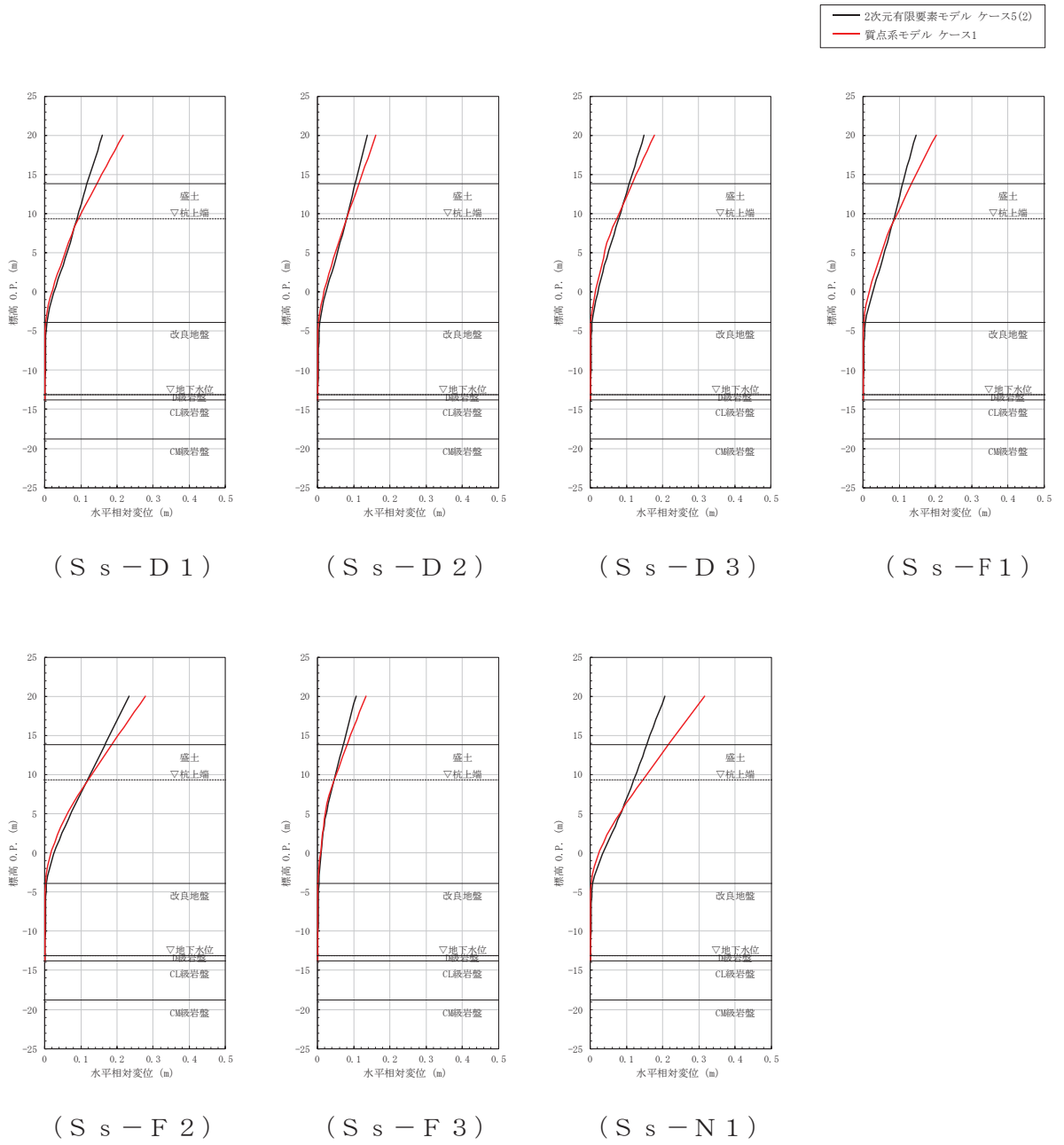


図 2-36 最大水平変位の比較 (ケース 5(2))

#### 5.4.3 地盤物性値のばらつきの影響確認（ケース 6）

質点系モデルによる応答結果及び二次元有限要素モデルによる応答結果について、鋼管杭の最大曲げモーメントと上部工の最大水平加速度及び最大水平変位の比較を表 2-15～表 2-17 に、最大曲げモーメントと最大水平加速度及び最大水平変位の深度方向の分布を図 2-37～図 2-42 に示す。

【検討 3】 ケース 6 の検討の結果、質点系モデルにおける鋼管杭の最大曲げモーメント、上部工の最大水平加速度及び最大水平変位は、二次元有限要素モデル（有効応力解析）の最大応答値と比べ同等もしくは大きい値を示していることから、改良地盤が半無限幅に連続していることを仮定した一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析結果の妥当性を確認した。

なお、地盤せん断剛性を平均値 $+1\sigma$ と変化させたケース 6(1)及び地盤せん断剛性を平均値 $-1\sigma$ と変化させたケース 6(2)の各最大応答値は、二次元有限要素モデル（有効応力解析）のケース 1 と比べ、大きな差異は認められない。

また、「8. 最大応答値分布」に示すとおり、最大せん断ひずみ分布及び最大過剰間隙水圧比分布についてもケース 1 との有意な傾向の差は認められない。

表 2-15 【検討 3】 ケース 6 における  
最大曲げモーメントの比較（地盤物性値のばらつきの影響）

地震動 (位相)	最大曲げモーメント (単位: kN・m/本)				
	二次元有限要素モデル			質点系モデル	
	ケース 6(1)	ケース 6(2)	ケース 1	ケース 6(1)	ケース 6(2)
S <sub>s</sub> -D 1	11824	11137	11707	14275	13139
S <sub>s</sub> -D 2	9064	8074	8527	13817	12291
S <sub>s</sub> -D 3	9010	7984	8383	10684	10442
S <sub>s</sub> -F 1	9808	9223	9535	13283	11226
S <sub>s</sub> -F 2	11650	9316	10714	13318	11614
S <sub>s</sub> -F 3	4224	4008	4002	7270	6748
S <sub>s</sub> -N 1	<u>15323</u>	<u>14926</u>	<u>15176</u>	<u>16670</u>	<u>14891</u>

注: 下線は各ケースの最大値を示す。

表 2-16 【検討 3】 ケース 6 における  
最大水平加速度の比較（地盤物性値のばらつきの影響）

地震動 (位相)	最大水平加速度 (単位: cm/s <sup>2</sup> )				
	二次元有限要素モデル			質点系モデル	
	ケース 6(1)	ケース 6(2)	ケース 1	ケース 6(1)	ケース 6(2)
S <sub>s</sub> -D 1	1644	1614	1619	2731	2836
S <sub>s</sub> -D 2	1865	1781	1840	<u>3068</u>	<u>3266</u>
S <sub>s</sub> -D 3	1547	1500	1531	2633	2843
S <sub>s</sub> -F 1	1823	2040	1918	2052	2025
S <sub>s</sub> -F 2	<u>2031</u>	<u>2266</u>	<u>2137</u>	2014	2249
S <sub>s</sub> -F 3	1987	2054	2016	2632	2621
S <sub>s</sub> -N 1	1711	1735	1705	2615	2656

注: 下線は各ケースの最大値を示す。

表 2-17 【検討 3】 ケース 6 における  
最大水平変位の比較（地盤物性値のばらつきの影響）

地震動 (位相)	最大水平変位 (単位: m)				
	二次元有限要素モデル			質点系モデル	
	ケース 6(1)	ケース 6(2)	ケース 1	ケース 6(1)	ケース 6(2)
S <sub>s</sub> -D 1	0.163	0.176	0.166	0.200	0.207
S <sub>s</sub> -D 2	0.107	0.123	0.114	0.157	0.157
S <sub>s</sub> -D 3	0.142	0.128	0.131	0.169	0.175
S <sub>s</sub> -F 1	0.134	0.147	0.139	0.251	0.193
S <sub>s</sub> -F 2	0.198	0.196	0.199	0.257	0.260
S <sub>s</sub> -F 3	0.102	0.112	0.107	0.126	0.131
S <sub>s</sub> -N 1	<u>0.204</u>	<u>0.225</u>	<u>0.213</u>	<u>0.287</u>	<u>0.299</u>

注: 下線は各ケースの最大値を示す。

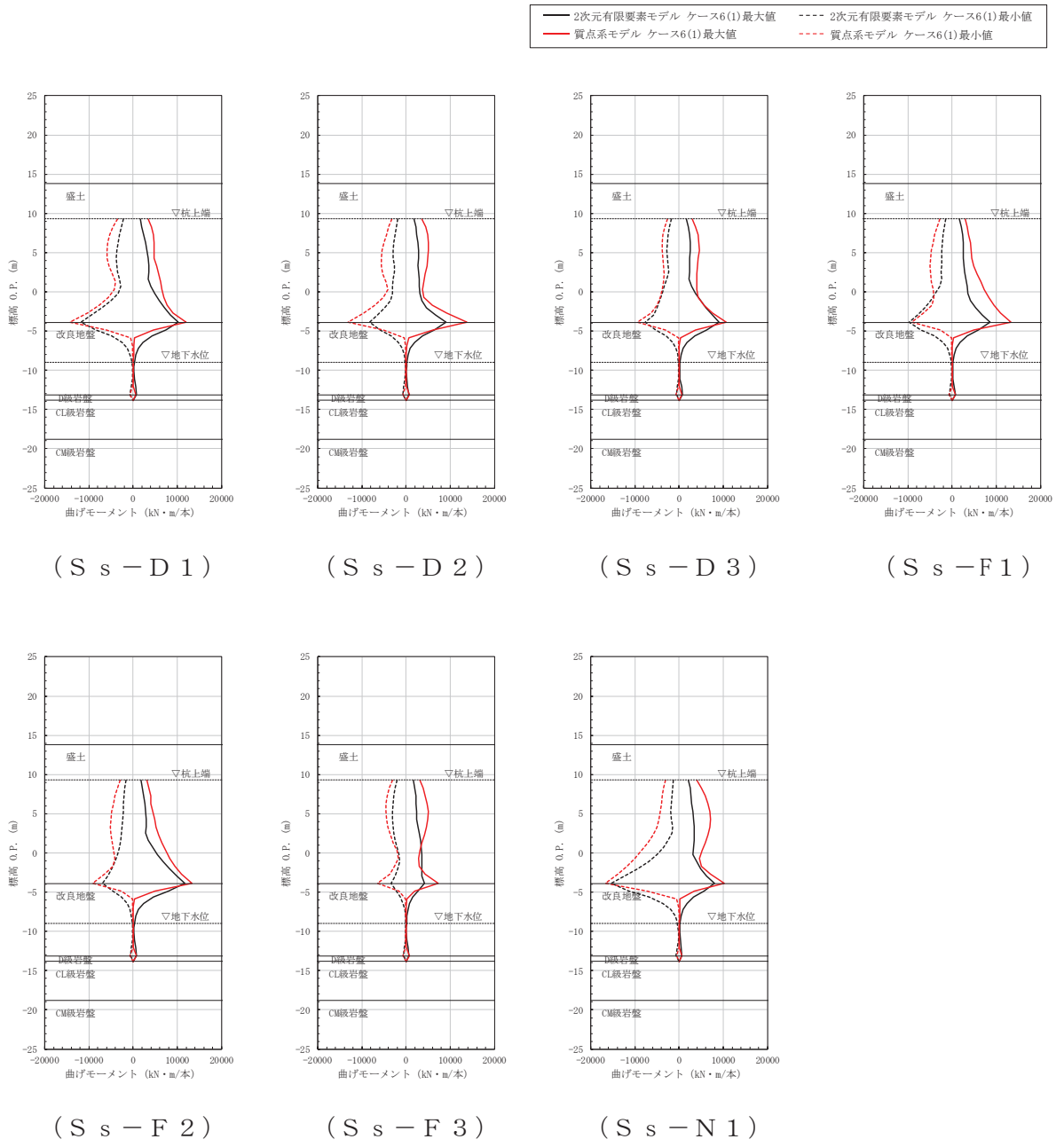


図 2-37 最大曲げモーメントの比較 (ケース 6(1))

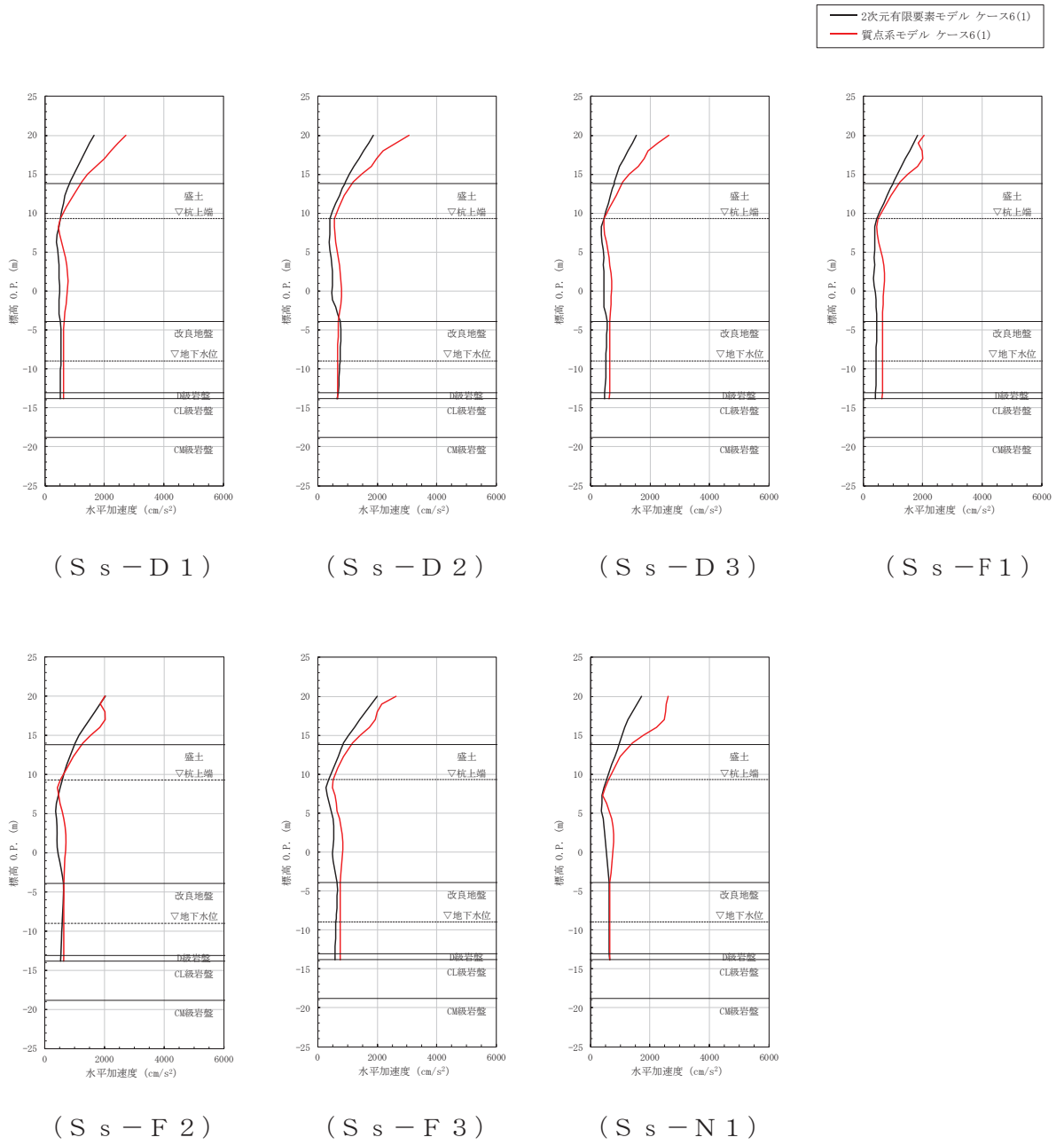


図 2-38 最大水平加速度の比較 (ケース 6(1))

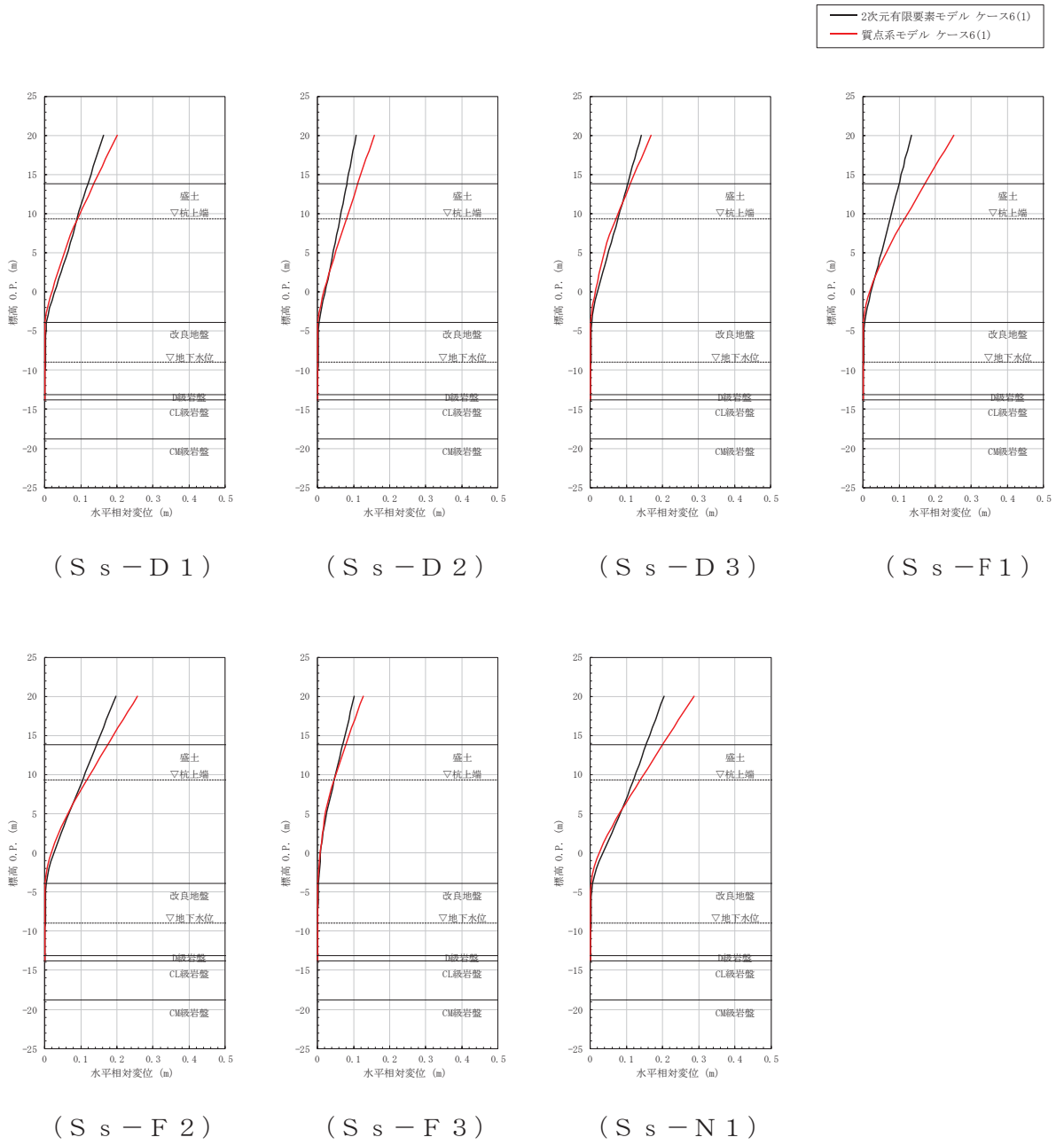


図 2-39 最大水平変位の比較 (ケース 6(1))

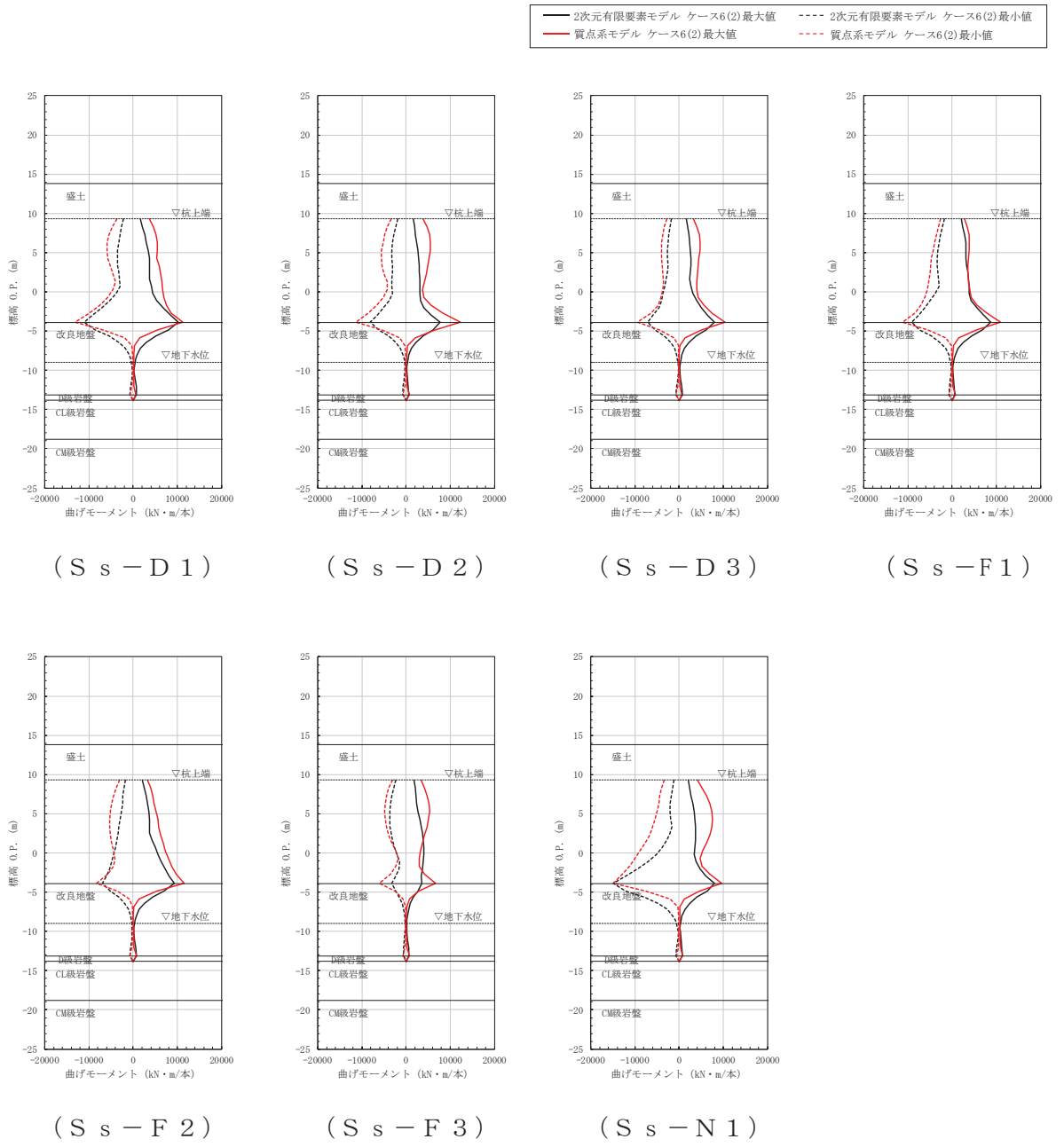


図 2-40 最大曲げモーメントの比較 (ケース 6(2))

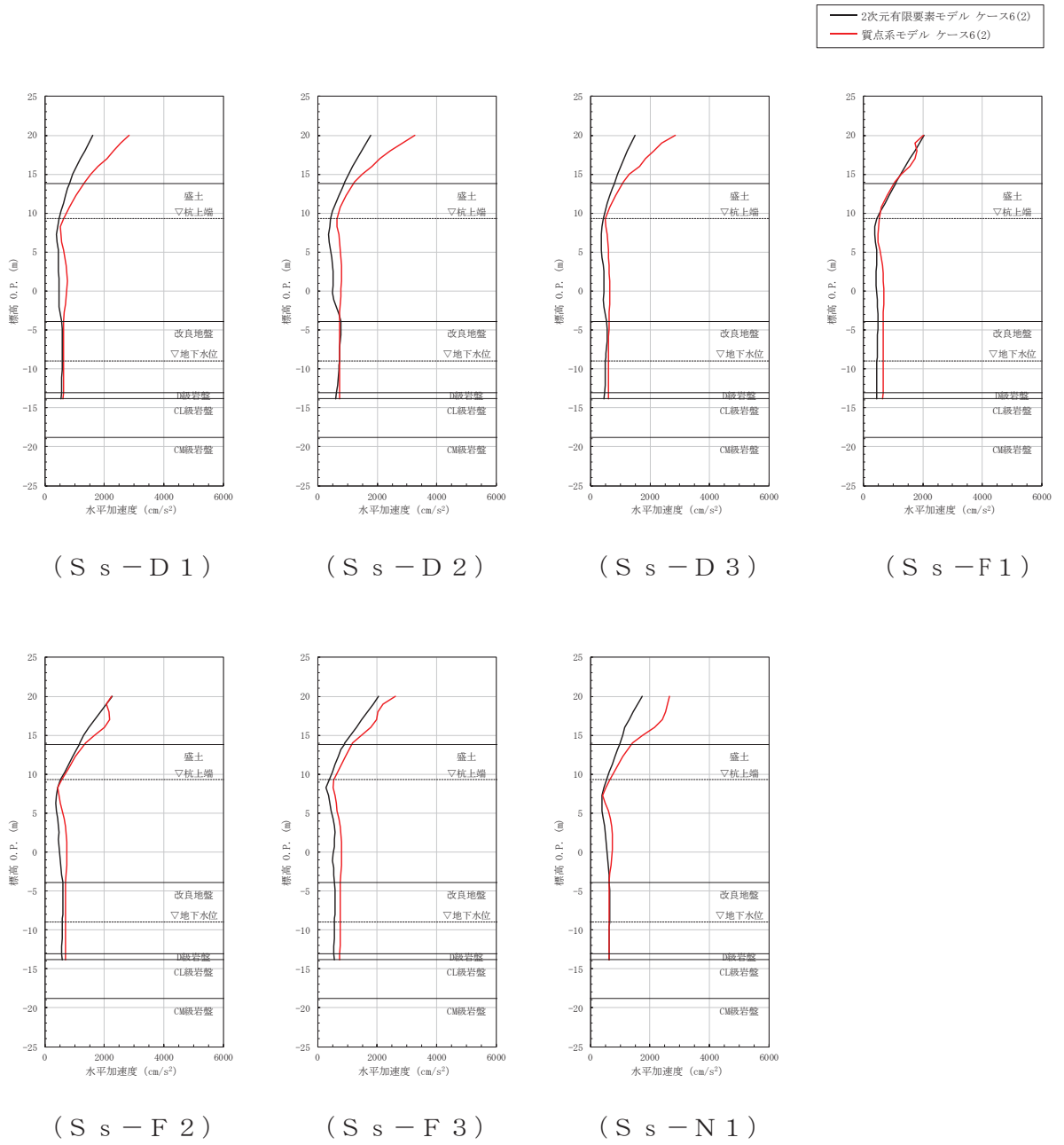


図 2-41 最大水平加速度の比較 (ケース 6(2))



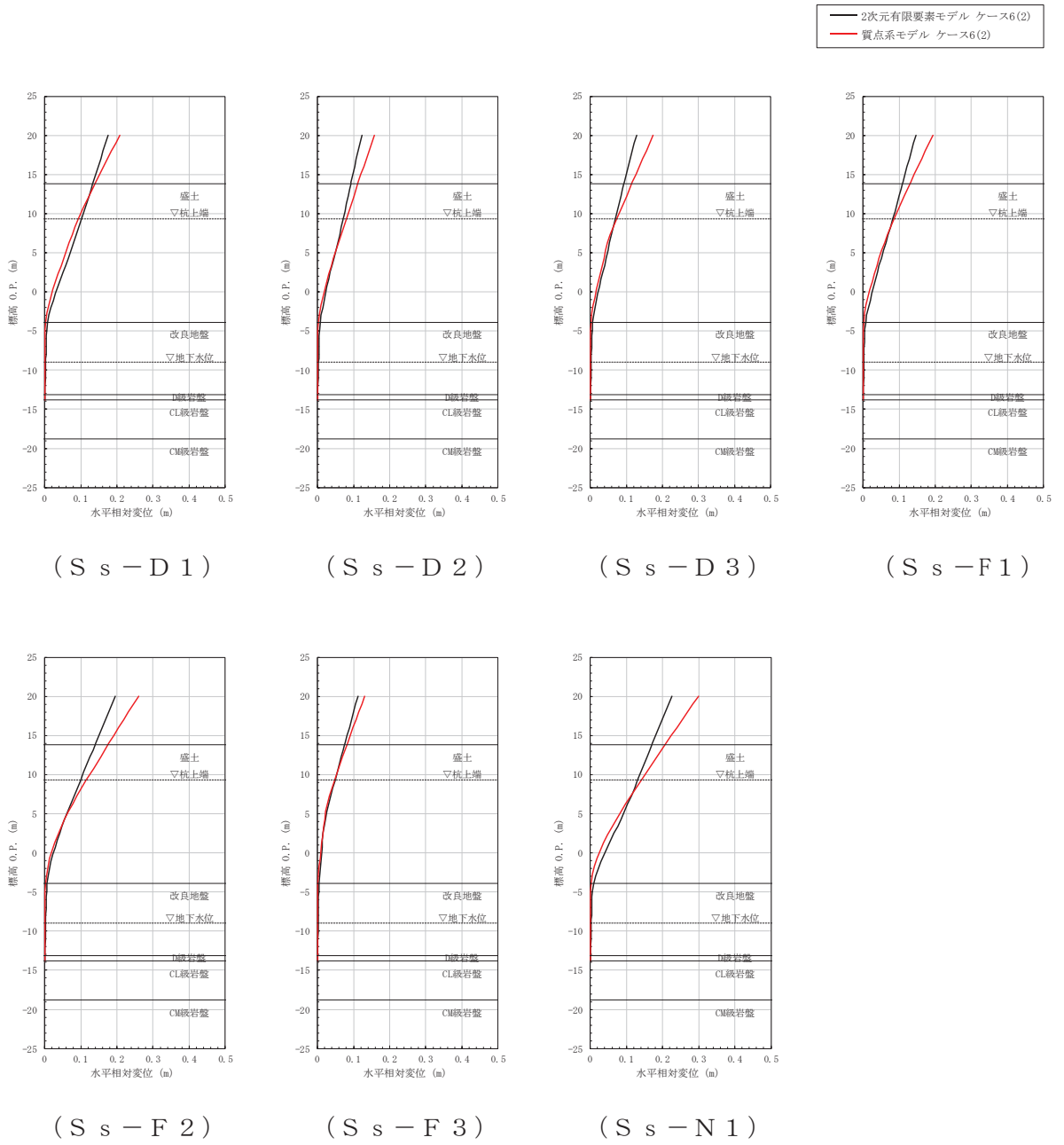


図 2-42 最大水平変位の比較 (ケース 6(2))

#### 5.4.4 隣接構造物の影響確認（ケース7）

質点系モデルによる応答結果及び二次元有限要素モデルによる応答結果について、鋼管杭の最大曲げモーメントと上部工の最大水平加速度及び最大水平変位の比較を表2-18～表2-20に、最大曲げモーメントと最大水平加速度及び最大水平変位の深度方向の分布を図2-43～図2-54に示す。また、二次元有限要素モデル（有効応力解析）の各ケースの最大せん断ひずみ分布及び最大過剰間隙水圧比分布は「8. 最大応答値分布」に示す。なお、検討ケース7における検討地震動については、質点系モデルにおいて、主に下部工の観点で杭体に発生する最大曲げモーメントが大きいS<sub>s</sub>-N1を、上部工の観点で鋼板等の断面力が大きいS<sub>s</sub>-D1及びS<sub>s</sub>-D2を選定した。

2号機海水ポンプ室を想定した隣接構造物をモデル化したケース7(1)における上部工の最大水平加速度は、他のケースに比べ大きな値を示したものの、質点系モデルの最大水平加速度と概ね一致、もしくは小さい値を示した。一方、鋼管杭の最大曲げモーメント及び最大水平変位は、質点系モデルのケース1と比べ大きく応答が低減した。

隣接構造物の剛性を2倍としたケース7(2)および0.5倍としたケース7(3)における上部工の最大水平加速度は、ケース7(1)のケースと概ね一致もしくは小さい値を示しており、質点系モデルの最大水平加速度より小さい値を示している。また、鋼管杭の最大曲げモーメント及び最大水平変位は、質点系モデルのケース1と比べ大きく応答が低減している。

2号機海水ポンプ室と2号機原子炉建屋間の改良形状が縦長の代表ケース7(4)における上部工の最大水平加速度は、質点系モデルのケース1における最大水平加速度より小さい値を示し、鋼管杭の最大曲げモーメント及び最大水平変位は、質点系モデルのケース1と比べ大きく応答が低減した。

【検討3】ケース7の検討の結果、質点系モデルにおける鋼管杭の最大曲げモーメント、上部工の最大水平加速度及び最大水平変位は、二次元有限要素モデル（有効応力解析）の最大応答値と比べ同等もしくは大きい値を示していることから、改良地盤が半無限幅に連続していることを仮定した一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析結果の妥当性を確認した。

表 2-18 【検討 3】 ケース 7 における最大曲げモーメントの比較（隣接構造物の影響）

地震動 (位相)		最大曲げモーメント (単位: kN・m/本)					
		二次元有限要素モデル					質点系 モデル
		ケース 7(1)	ケース 7(2)	ケース 7(3)	ケース 7(4)	ケース 1	ケース 1
S <sub>s</sub> -D 1	++	5989	5164	7165	724	11707	15309
	-+	5593	-	-	706		
S <sub>s</sub> -D 2	++	5110	-	-	599	8527	14594
	-+	4944	4710	5284	660		
S <sub>s</sub> -N 1	++	<u>7882</u>	<u>6886</u>	<u>8860</u>	<u>780</u>	<u>15176</u>	<u>17586</u>
	-+	6955	-	-	690		

注: 表中の符号+, -は地震動の位相 (水平, 鉛直) を示す。

注: 下線は各ケースの最大値を示す。

表 2-19 【検討 3】 ケース 7 における最大水平加速度の比較（隣接構造物の影響）

地震動 (位相)		最大水平加速度 (単位: cm/s <sup>2</sup> )					
		二次元有限要素モデル					質点系 モデル
		ケース 7(1)	ケース 7(2)	ケース 7(3)	ケース 7(4)	ケース 1	ケース 1
S <sub>s</sub> -D 1	++	<u>2847</u>	<u>2837</u>	<u>2760</u>	1703	1619	2808
	-+	2416	-	-	1480		
S <sub>s</sub> -D 2	++	2504	-	-	<u>1717</u>	<u>1840</u>	<u>2911</u>
	-+	2313	2302	2367	1615		
S <sub>s</sub> -N 1	++	1803	1676	1748	1315	1705	2871
	-+	2330	-	-	1562		

注: 表中の符号+, -は地震動の位相 (水平, 鉛直) を示す。

注: 下線は各ケースの最大値を示す。

表 2-20 【検討 3】 ケース 7 における最大水平変位の比較（隣接構造物の影響）

地震動 (位相)		最大水平変位 (単位: m)					
		二次元有限要素モデル					質点系 モデル
		ケース 7(1)	ケース 7(2)	ケース 7(3)	ケース 7(4)	ケース 1	ケース 1
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.0987	0.0879	0.111	0.0238	0.166	0.217
	-+	0.120	-	-	0.0217		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.0956	-	-	0.0250	0.114	0.161
	-+	0.0921	0.0877	0.0920	0.0222		
S <sub>s</sub> -N 1	++	<u>0.206</u>	<u>0.193</u>	<u>0.212</u>	0.0255	<u>0.213</u>	<u>0.317</u>
	-+	0.139	-	-	<u>0.0297</u>		

注: 表中の符号+, -は地震動の位相 (水平, 鉛直) を示す。

注: 下線は各ケースの最大値を示す。

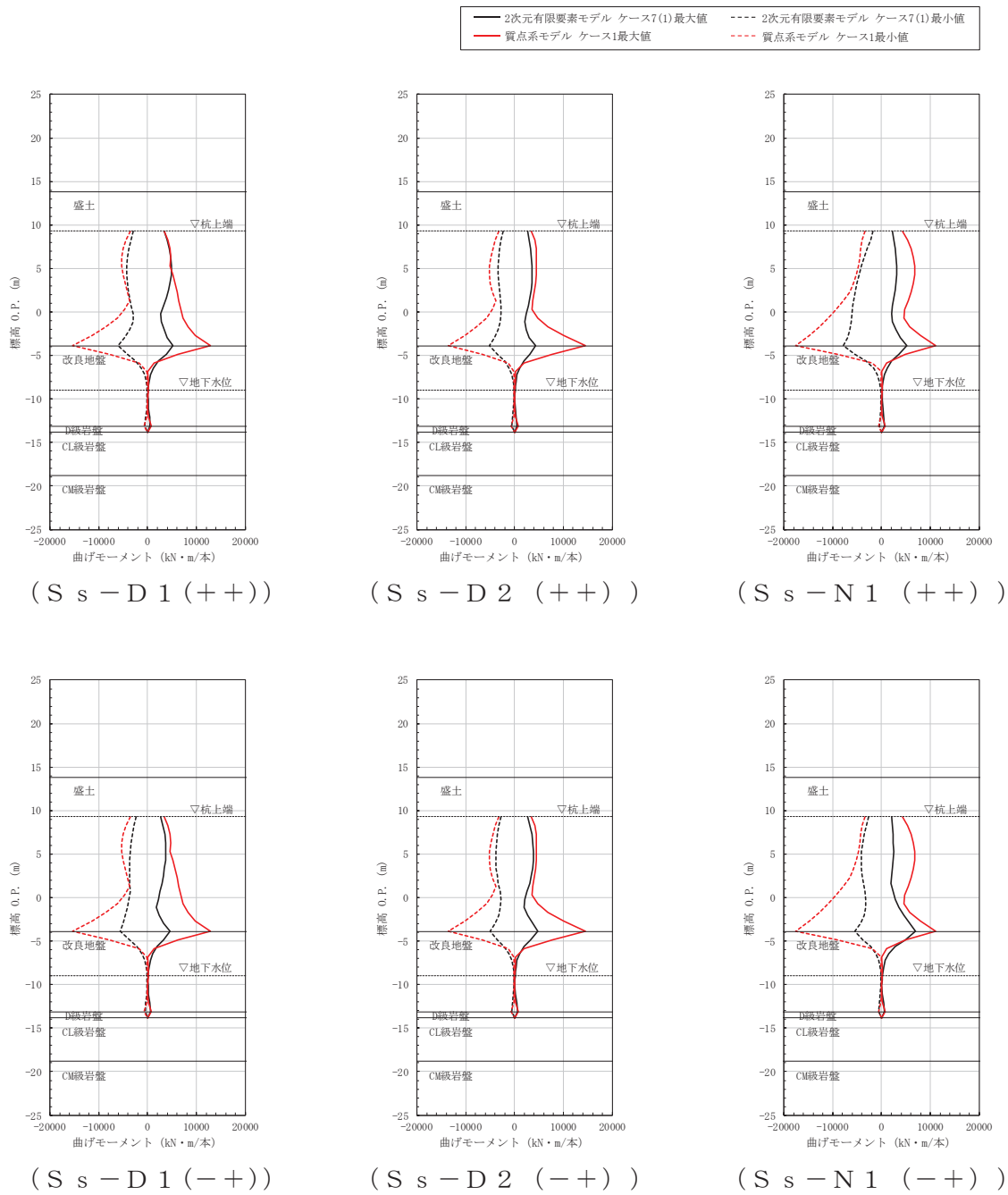


図 2-43 最大曲げモーメントの比較 (ケース 7(1))

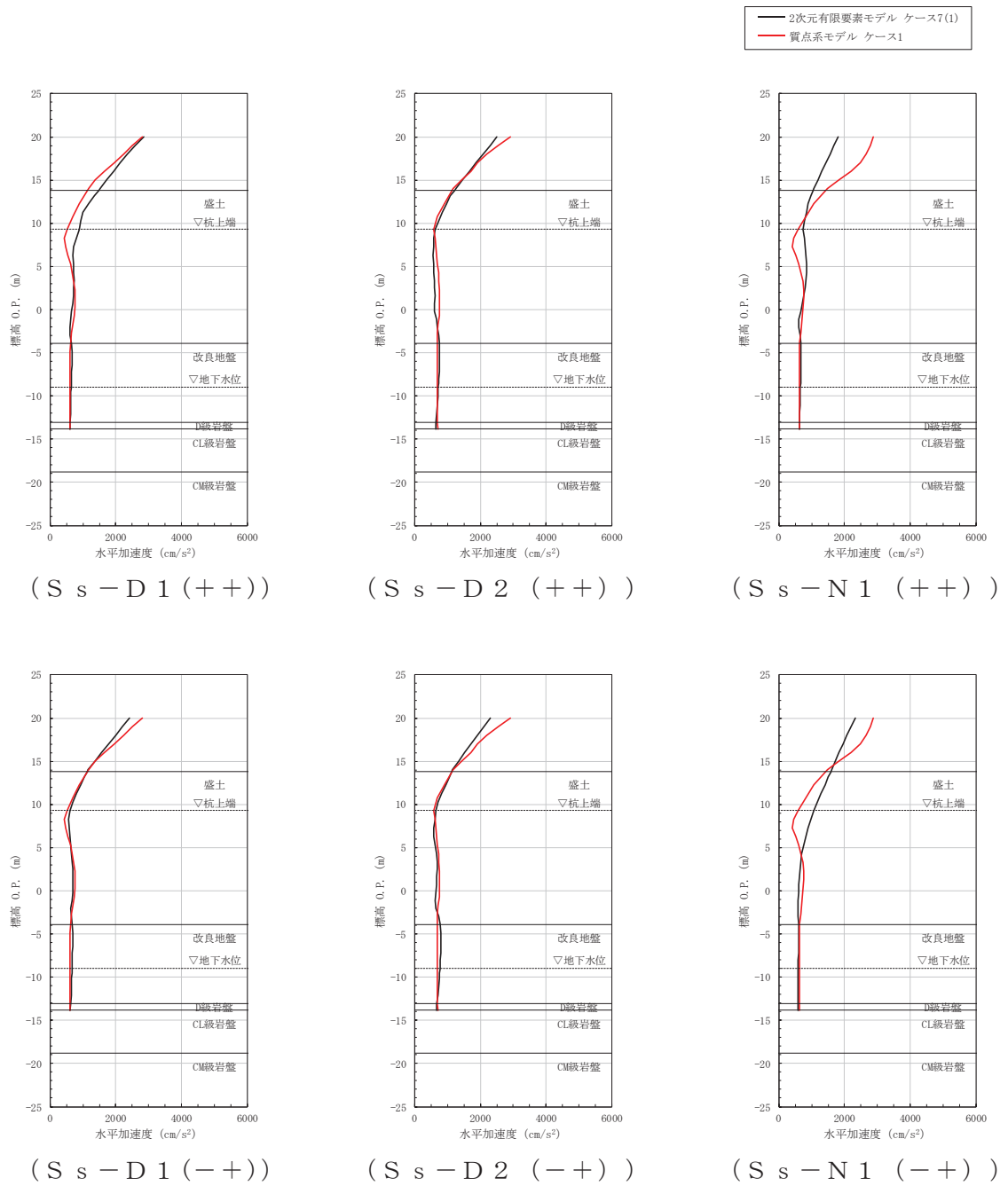


図 2-44 最大水平加速度の比較 (ケース 7(1))

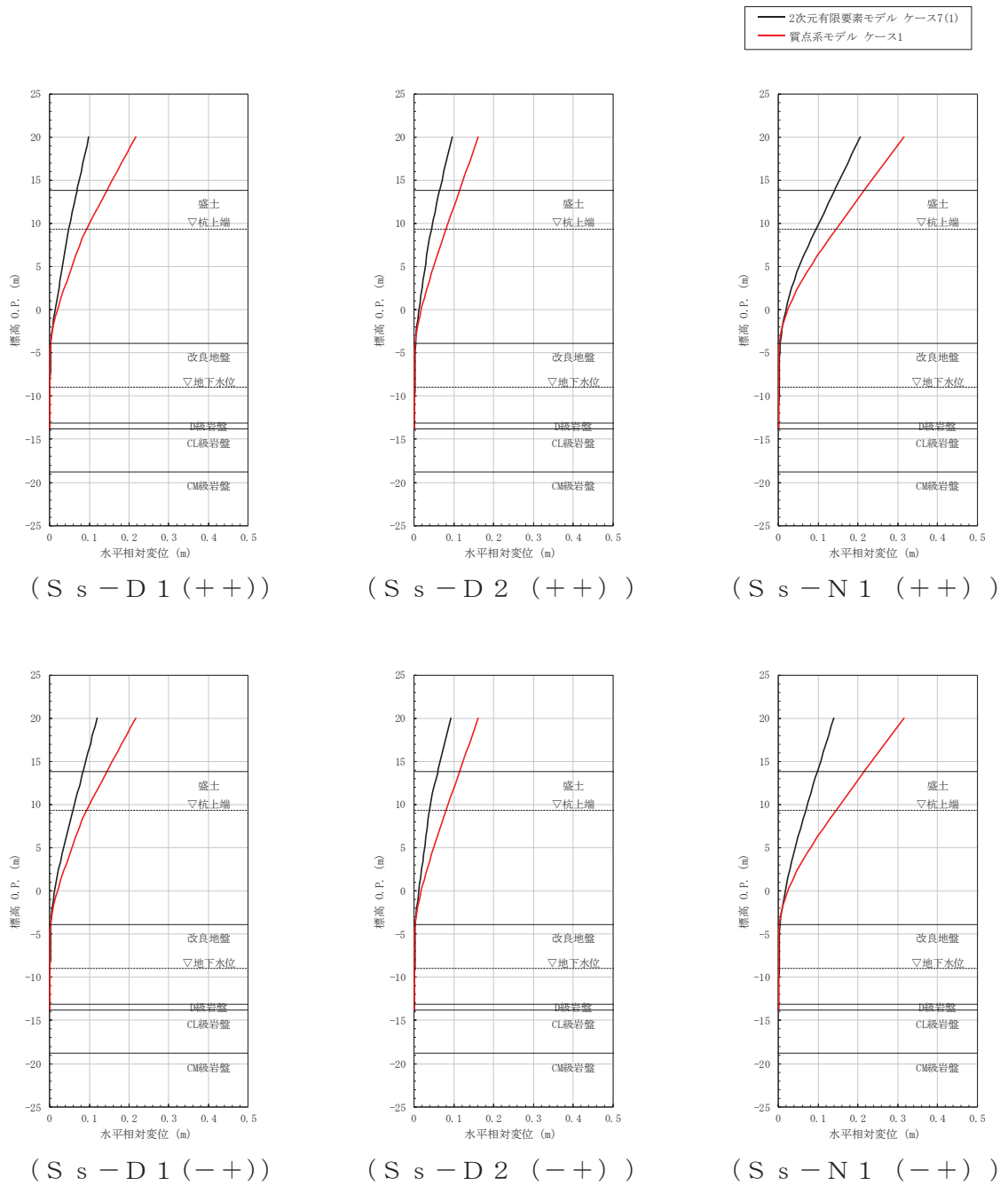


図 2-45 最大水平変位の比較 (ケース 7(1))

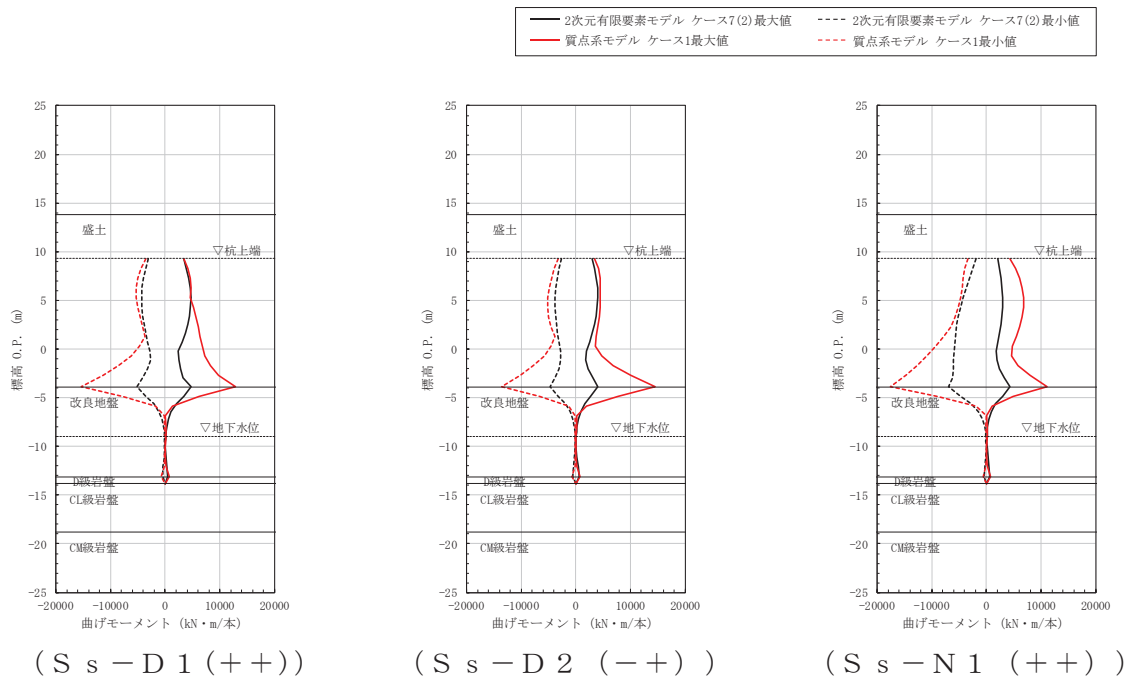


図 2-46 最大曲げモーメントの比較 (ケース 7(2))

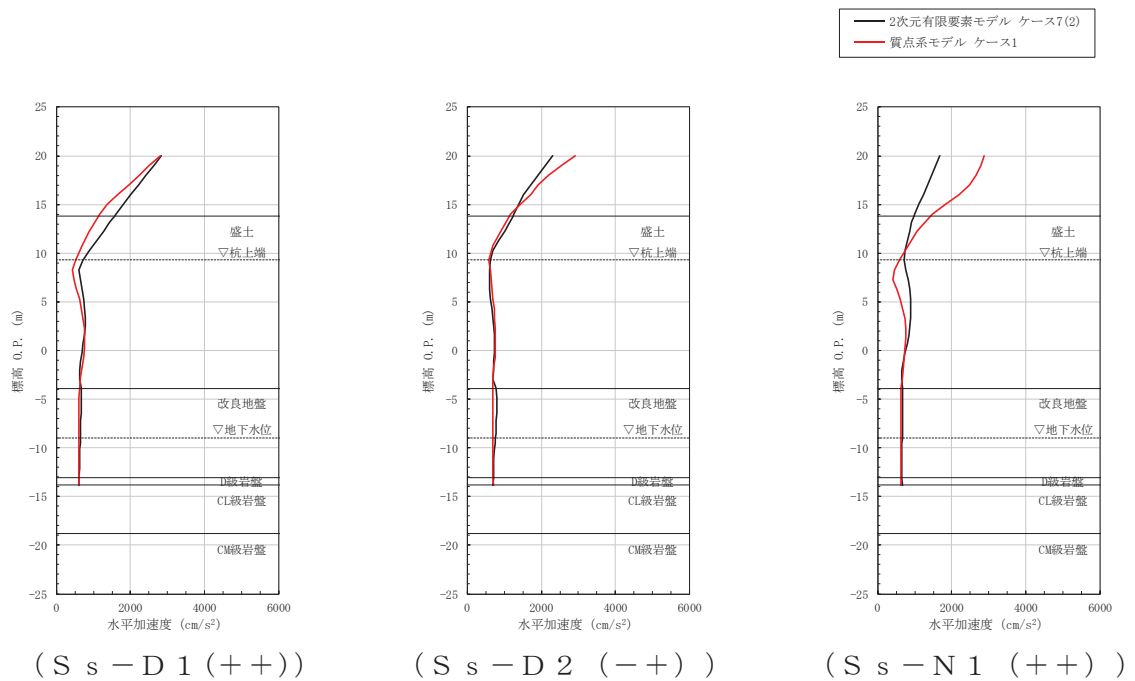


図 2-47 最大水平加速度の比較 (ケース 7(2))

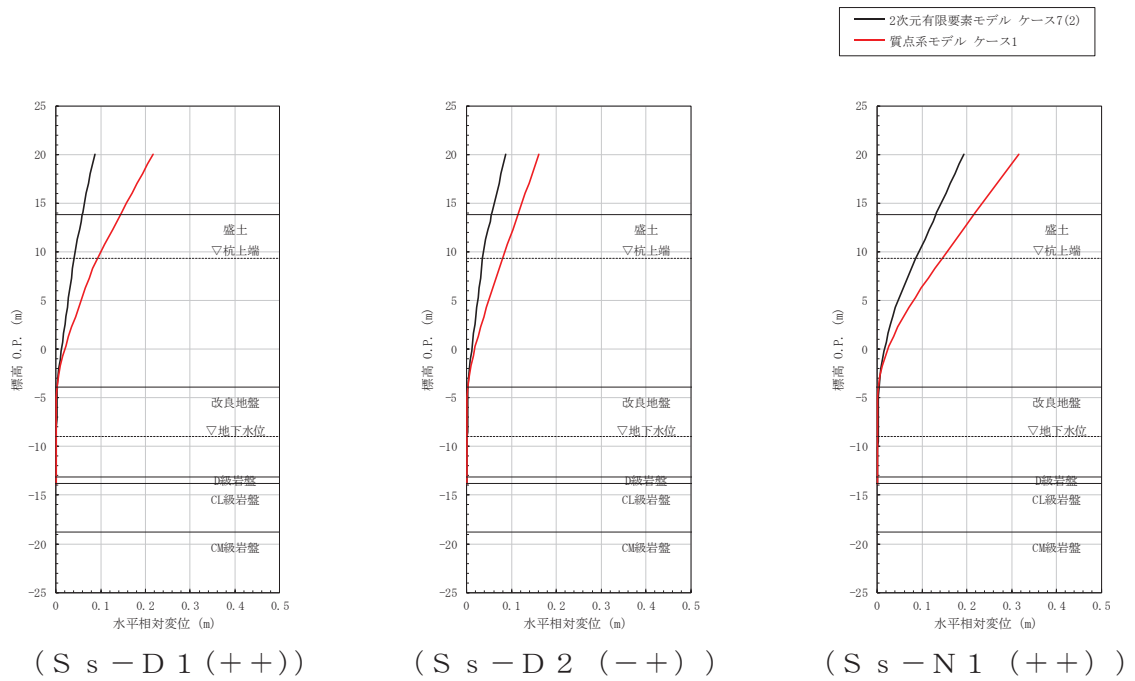


図 2-48 最大水平変位の比較 (ケース 7(2))

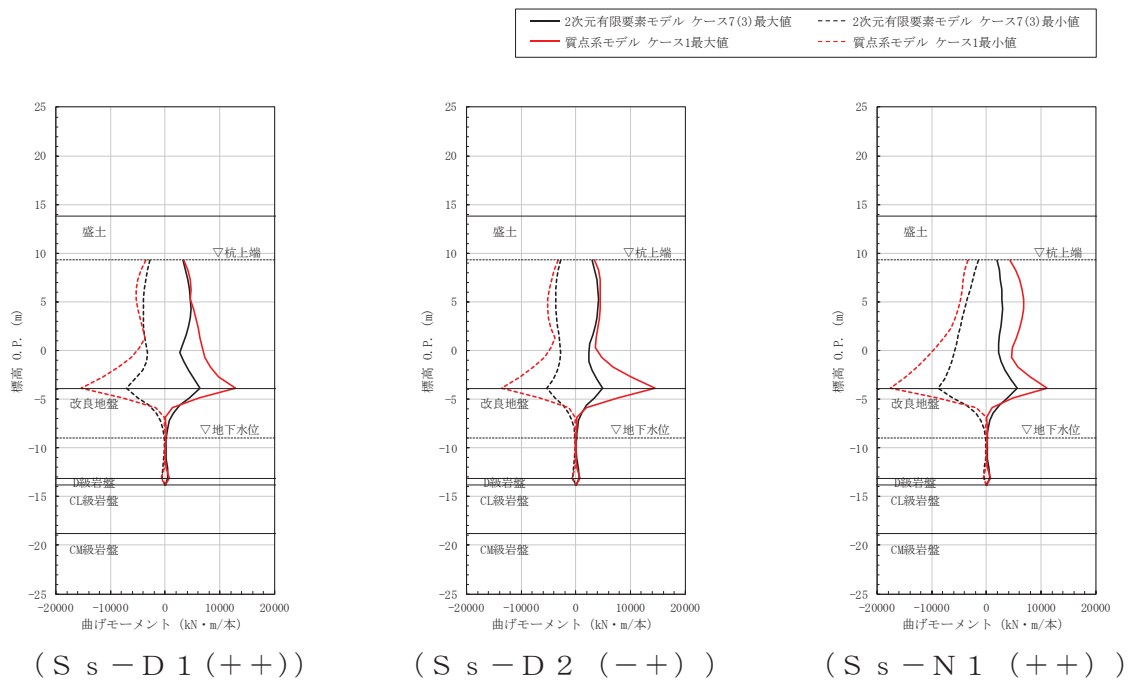


図 2-49 最大曲げモーメントの比較 (ケース 7(3))



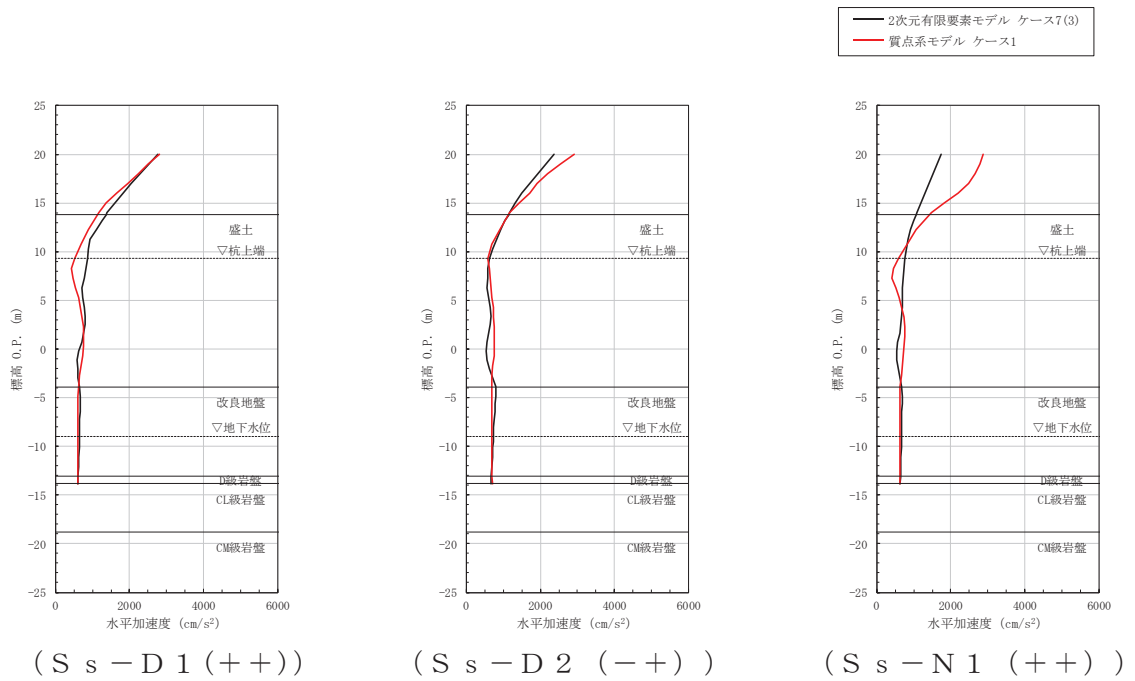


図 2-50 最大水平加速度の比較 (ケース 7(3))

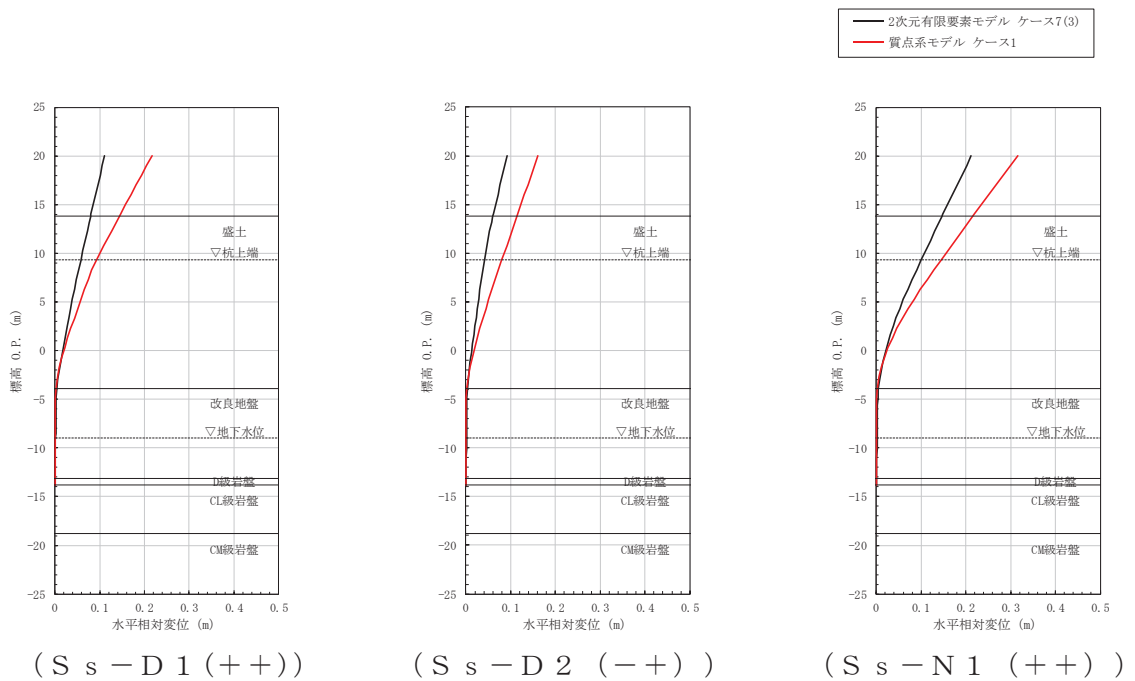


図 2-51 最大水平変位の比較 (ケース 7(3))

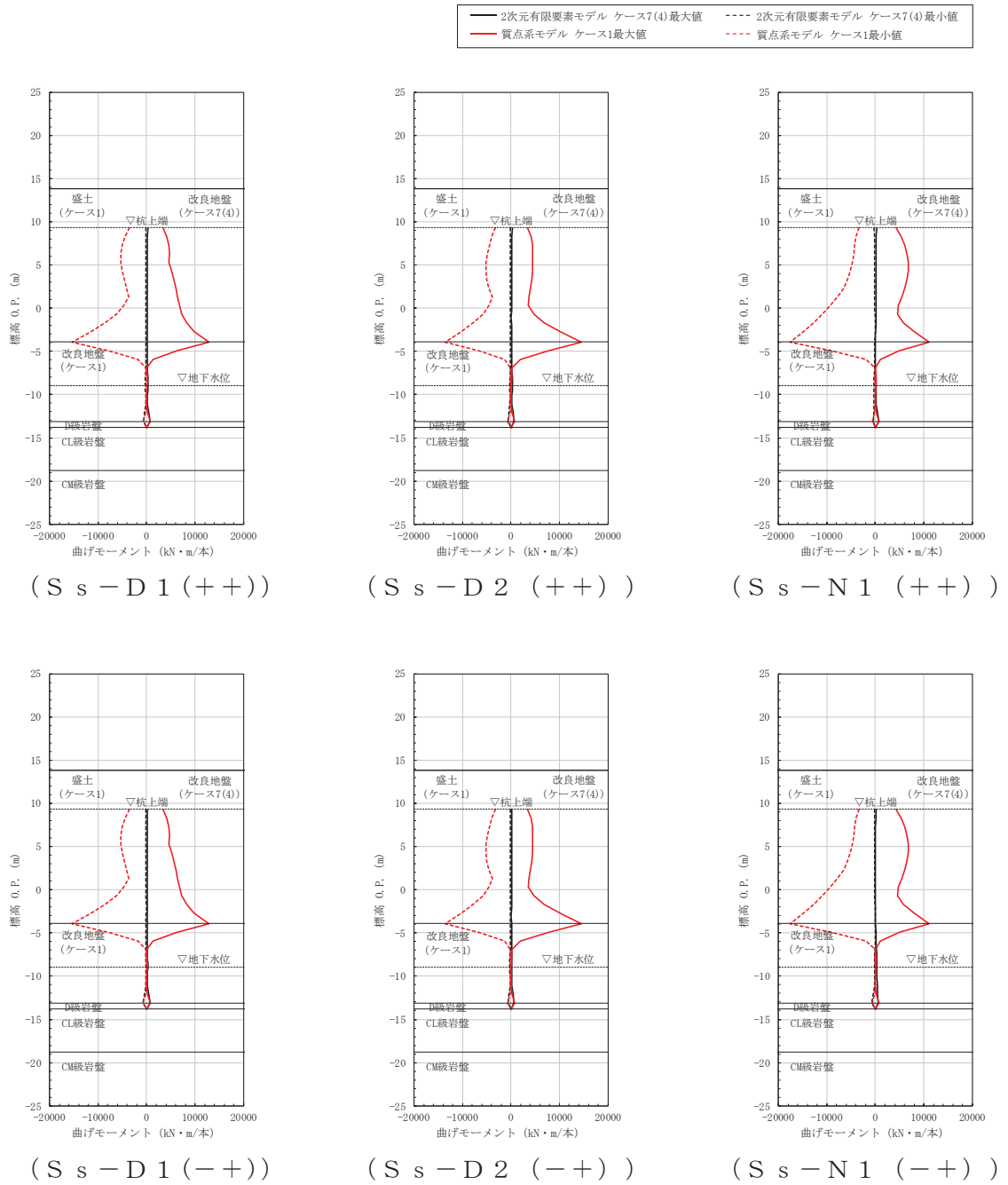


図 2-52 最大曲げモーメントの比較 (ケース 7(4))

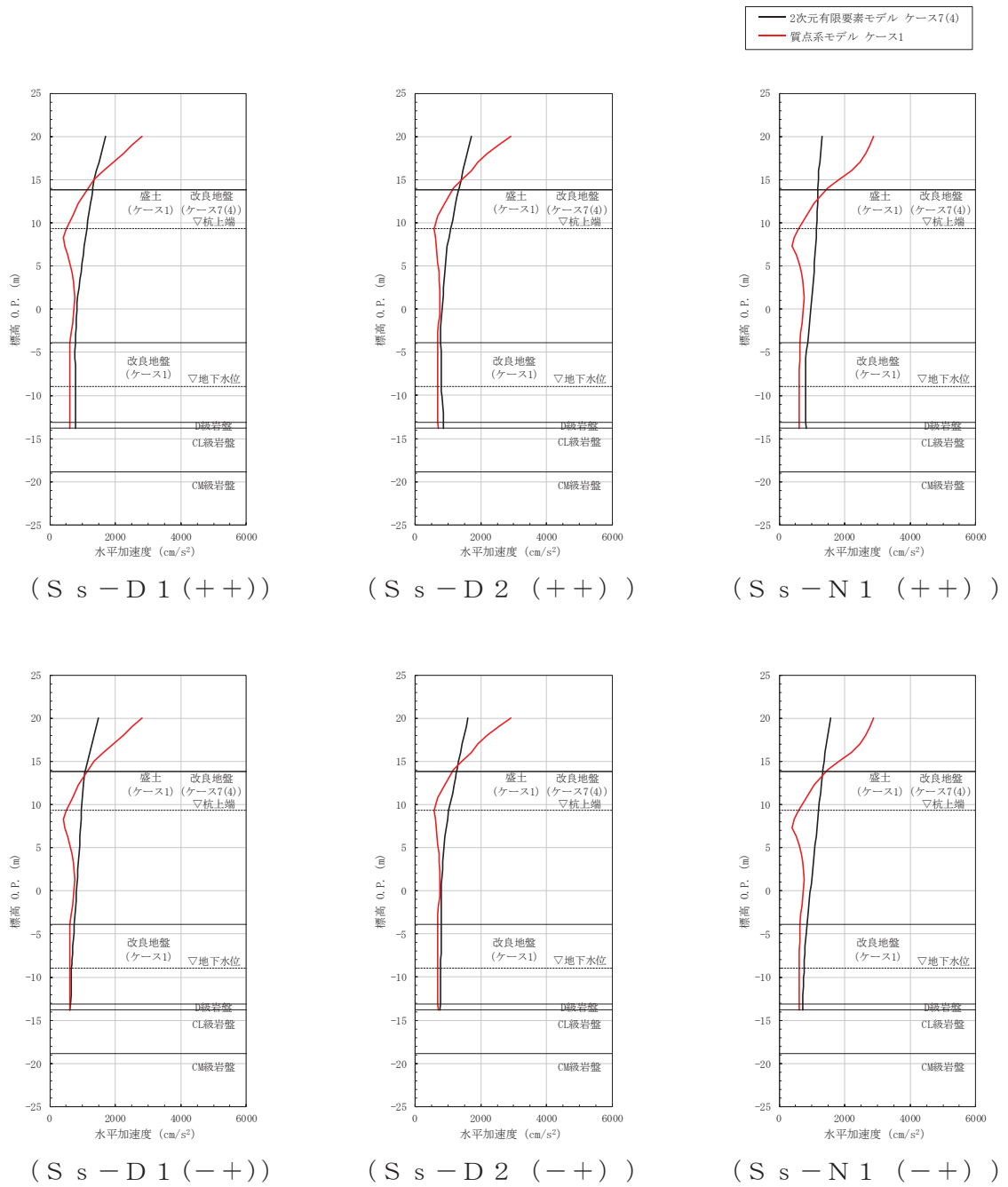


図 2-53 最大水平加速度の比較 (ケース 7(4))

(参考) 2-82

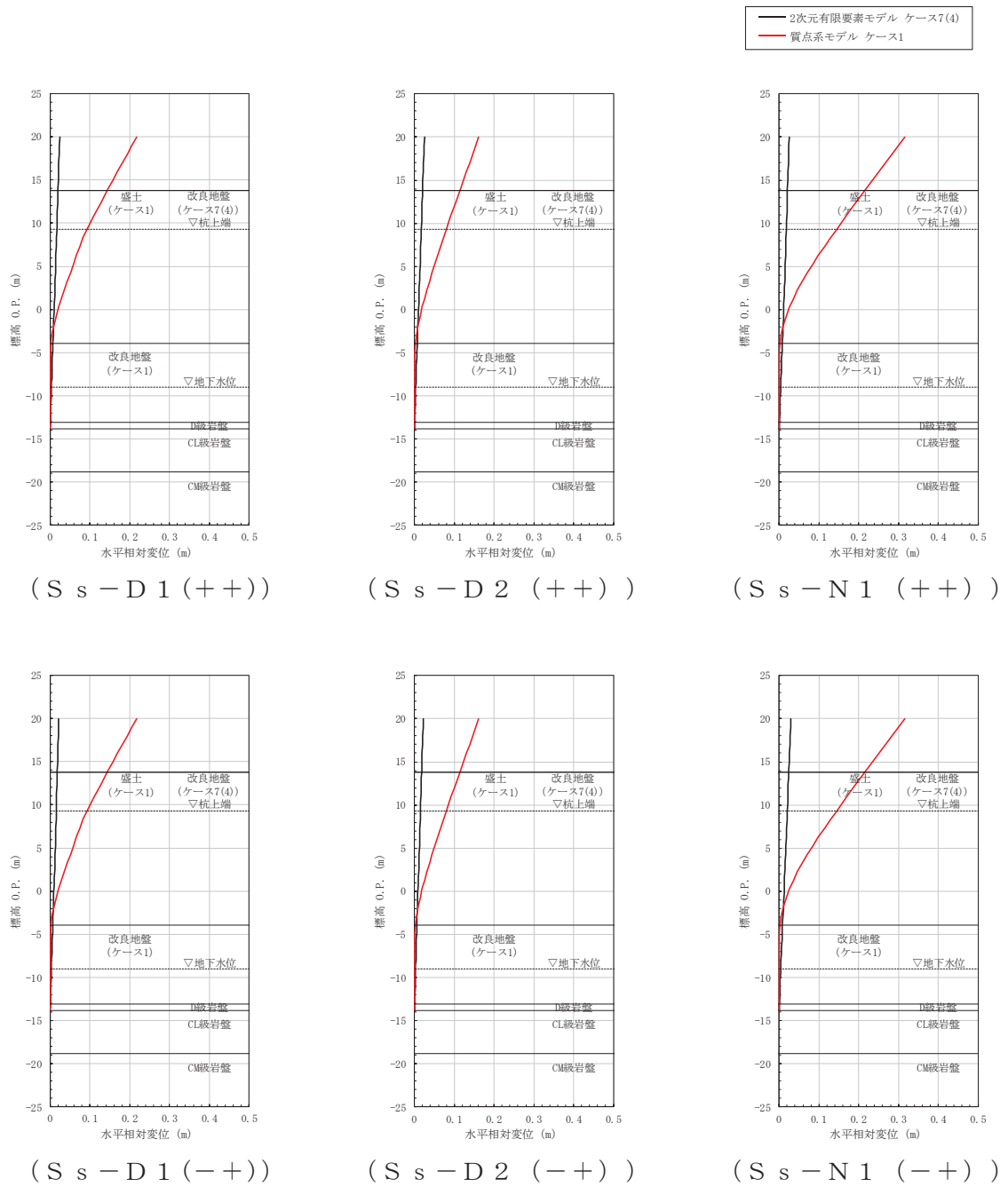


図 2-54 最大水平変位の比較 (ケース 7(4))

#### 5.4.5 岩盤傾斜の影響確認（ケース 8）

質点系モデルによる応答結果及び二次元有限要素モデルによる応答結果について、鋼管杭の最大曲げモーメントと上部工の最大水平加速度及び最大水平変位の比較を表 2-21～表 2-23 に、最大曲げモーメントと最大水平加速度及び最大水平変位の深度方向の分布を図 2-55～図 2-57 に示す。また、二次元有限要素モデル（有効応力解析）の各ケースの最大せん断ひずみ分布及び最大過剰間隙水圧比分布は「8. 最大応答値分布」に示す。なお、検討ケース 8 における検討地震動については、質点系モデルにおいて、主に下部工の観点で杭体に発生する最大曲げモーメントが大きい S s - N 1 を、上部工の観点で鋼板等の断面力が大きい S s - D 1 及び S s - D 2 を選定した。

地盤改良底面の岩盤傾斜を考慮したケース 8 においては、岩盤の傾斜の下方に分布する地下水位以深の過剰間隙水圧の上昇は、比較的抑えられる傾向が認められた。一方で、地震波 S s - N 1 を入力した検討では、岩盤の傾斜に従って盛土が変形し、広い範囲で最大せん断ひずみが大きくなる傾向が認められる。応答値としては、上部工の最大応答値は、傾斜を考慮していないケース 1 に比べ大きな値を示したものの、質点系モデルの最大応答値より小さい値を示している。

ただし、【検討 3】ケース 8 の検討の結果としては、質点系モデルにおける鋼管杭の最大曲げモーメント、上部工の最大水平加速度及び最大水平変位は、二次元有限要素モデル（有効応力解析）の最大応答値と比べ大きい値を示していることから、改良地盤が半無限幅に連続していることを仮定した一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析結果の妥当性を確認した。

表 2-21 【検討 3】 ケース 8 における最大曲げモーメントの比較（岩盤傾斜の影響）

地震動 (位相)		最大曲げモーメント (単位: kN・m/本)		
		二次元有限要素モデル		質点系モデル
		ケース 8	ケース 1	ケース 1
S <sub>s</sub> -D 1	++	9748	11707	15309
	-+	9925		
S <sub>s</sub> -D 2	++	8260	8527	14594
	-+	9958		
S <sub>s</sub> -N 1	++	<u>16856</u>	<u>15176</u>	<u>17586</u>
	-+	15422		

注：表中の符号+, -は地震動の位相（水平, 鉛直）を示す。

注：下線は各ケースの最大値を示す。

表 2-22 【検討 3】 ケース 8 における最大水平加速度の比較（岩盤傾斜の影響）

地震動 (位相)		最大水平加速度 (単位: cm/s <sup>2</sup> )		
		二次元有限要素モデル		質点系モデル
		ケース 8	ケース 1	ケース 1
S <sub>s</sub> -D 1	++	1844	1619	2808
	-+	1988		
S <sub>s</sub> -D 2	++	1793	<u>1840</u>	<u>2911</u>
	-+	<u>2360</u>		
S <sub>s</sub> -N 1	++	1937	1705	2871
	-+	1923		

注：表中の符号+, -は地震動の位相（水平, 鉛直）を示す。

注：下線は各ケースの最大値を示す。

表 2-23 【検討 3】 ケース 8 における最大水平変位の比較（岩盤傾斜の影響）

地震動 (位相)		最大水平変位 (単位: m)		
		二次元有限要素モデル		質点系モデル
		ケース 8	ケース 1	ケース 1
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.151	0.166	0.217
	-+	0.152		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.108	0.114	0.161
	-+	0.118		
S <sub>s</sub> -N 1	++	<u>0.229</u>	<u>0.213</u>	<u>0.317</u>
	-+	0.226		

注：表中の符号+, -は地震動の位相（水平, 鉛直）を示す。

注：下線は各ケースの最大値を示す。

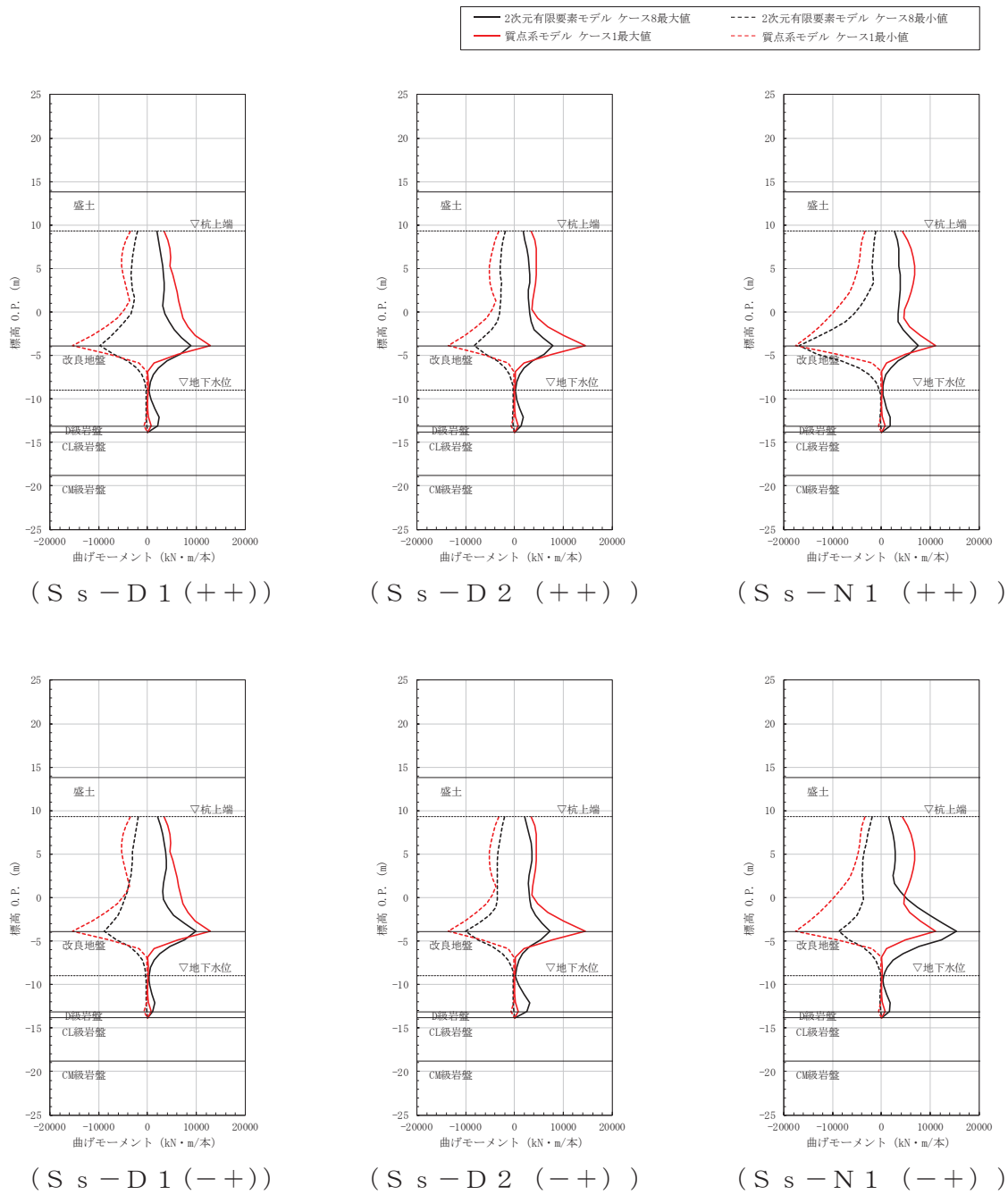


図 2-55 最大曲げモーメントの比較 (ケース 8)

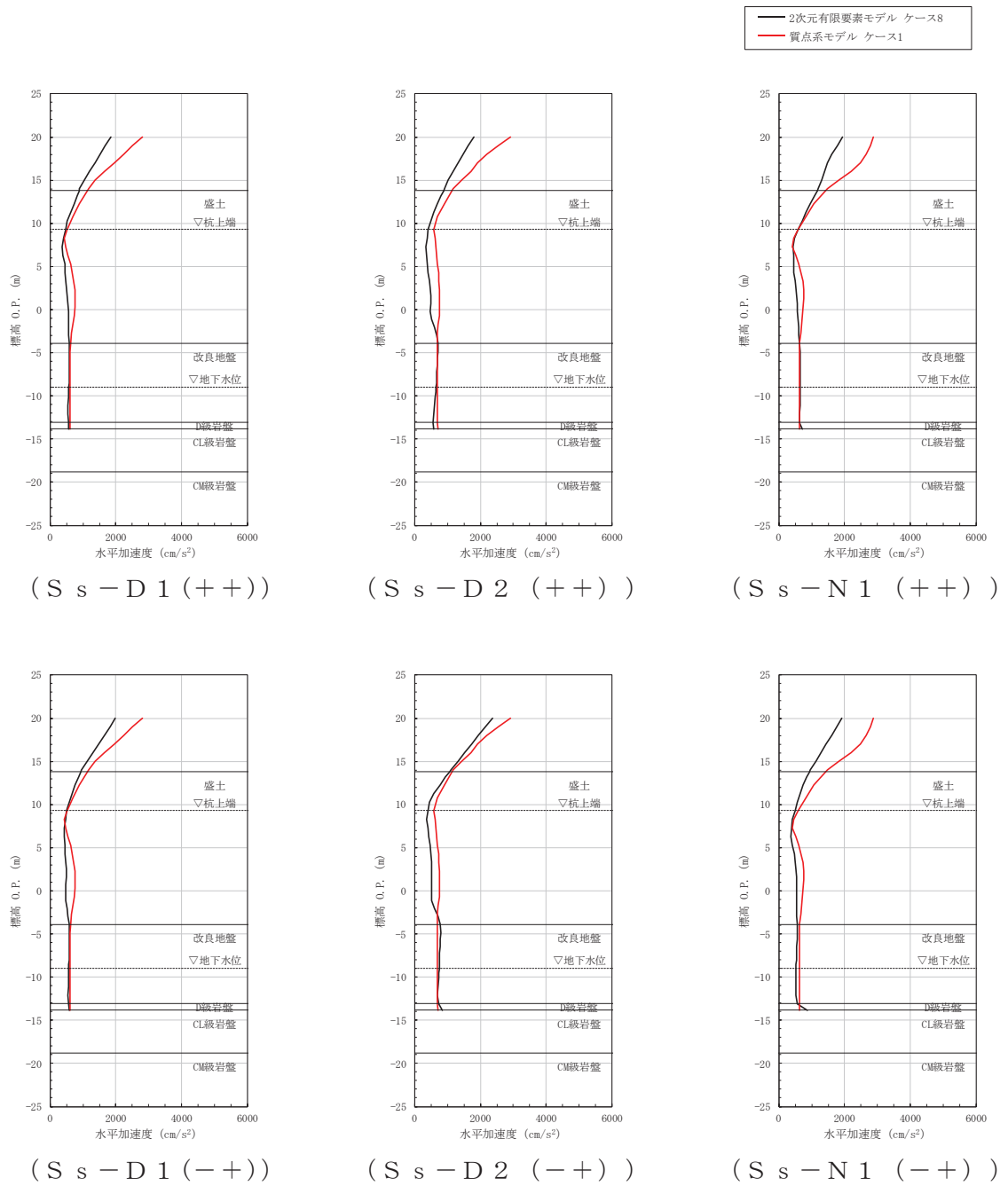


図 2-56 最大水平加速度の比較 (ケース 8)



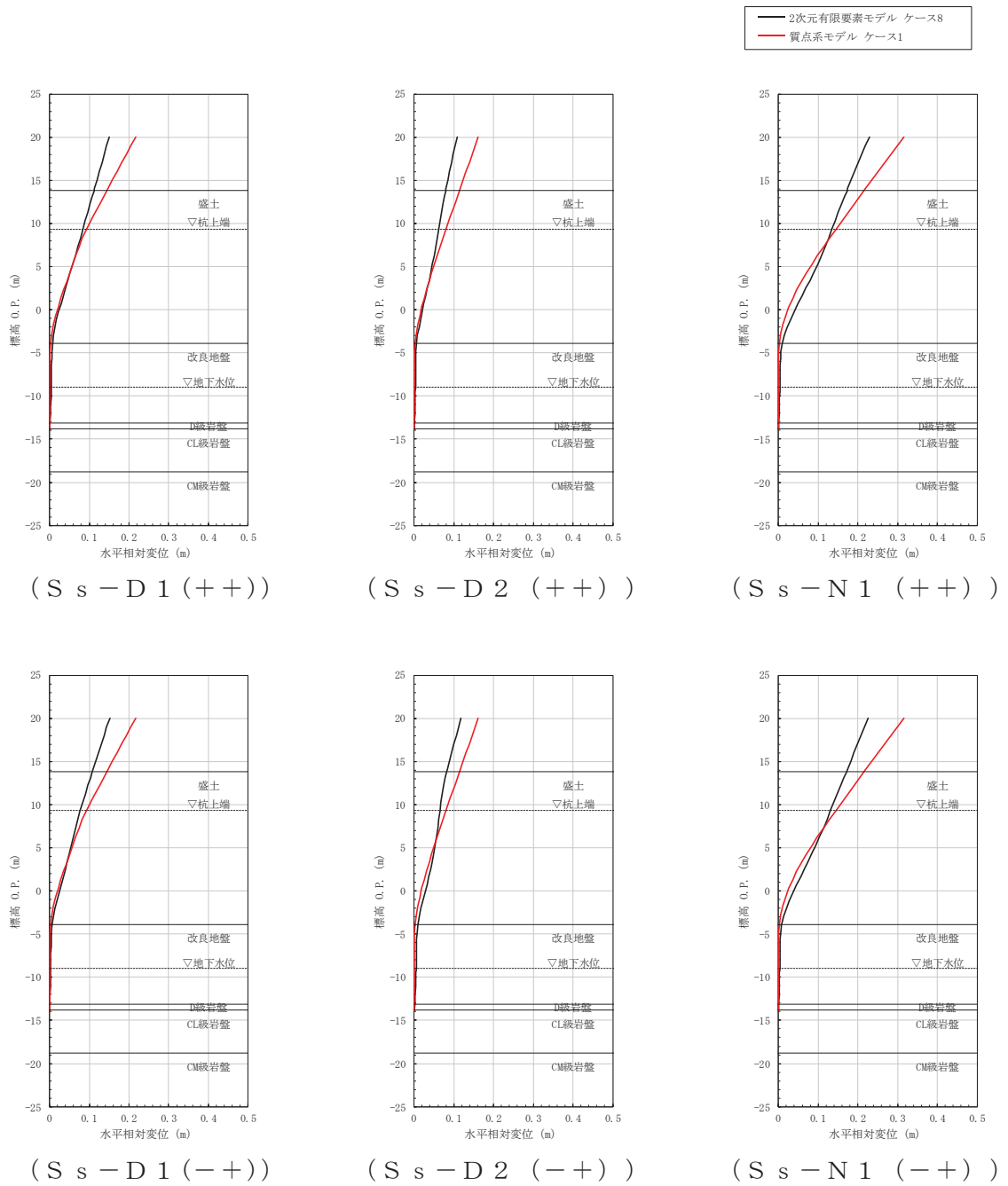


図 2-57 最大水平変位の比較 (ケース 8)

## 6. 検討結果まとめ

地震応答解析に質点系モデルを用いること及びその入力用地盤応答に水平成層一次元地盤モデル（全応力解析）による地盤応答を入力することを基本方針としており、その前提として地盤改良幅の妥当性や側方地盤の液状化の影響、隣接構造物による影響等を把握する必要があるため、本資料では以下の検討を行った。

### 【検討 1】

変形抑制及び液状化対策を目的として実施する杭周辺の地盤改良について、有効\*な地盤改良幅を確認するために、二次元有限要素モデル（有効応力解析）により地盤改良幅に応じた応答値の比較検討を実施する。

\*：地盤改良外側に分布する液状化層の液状化等の影響を受けないこと

### 【検討 2】

検討 1 を踏まえ、全応力解析として有効な地盤改良幅を確保することを前提に、解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）の妥当性を確認するために、二次元有限要素モデル（有効応力解析）を用いた地震応答解析との解析結果（構造物の応答等）の比較を行う。

### 【検討 3】

検討 2 の妥当性検証として、物性値の不確かさや隣接効果の影響等について考慮したケースについて、それぞれの解析手法による解析結果（構造物の応答等）の比較を行う。

検討の結果を以下に示す。

- ・ 基礎杭周辺において地下水位以深の旧表土或いは盛土を地盤改良し、地盤改良幅を改良高さの 2 倍確保することで、周辺の液状化影響等が改良体の剛性により基礎杭に及ばないことを、二次元有限要素モデル（有効応力解析）により確認し、全応力解析による評価とすることの妥当性を確認した。（【検討 1】）
- ・ 検討 1 を踏まえ、改良地盤が半無限幅に連続していることを仮定した一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析手法について、二次元有限要素モデル（有効応力解析）による応答値の比較により、保守的な応答を得ることを確認した。（【検討 2】）
- ・ 検討 2 の結果を踏まえ、検討 2 のパラメータスタディとして、地盤改良体の幅や地下水位分布のばらつき、隣接構造物や岩盤傾斜の影響を考慮した二次元有限要素モデル（有効応力解析）との応答値の比較を行った。いずれの場合においても一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析手法から得られた応答は、二次元有限要素モデル（有効応力解析）の応答値と比べ、保守的又は同等の応答を得ることを確認し、一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系

モデルによる解析手法は妥当な評価となることを確認した。（【検討3】）

以上より、一定の改良形状（高さ：D [設計用地下水位+1m]，幅：2D程度）を有することで、地盤改良体の改良幅の有限性や周辺地盤等の影響を考慮せず、水平成層次元モデルで作成した地盤応答（全応力解析）を用いた質点系モデルによる地震応答解析を行うことは、本構造における耐震評価上概ね保守的な結果を得ており、地震応答解析手法として妥当であることを確認した。

## 7. 解析条件（二次元有限要素モデル）

### 7.1 解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元動的有限要素法により、基準地震動  $S_s$  に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析を行う。

解析手法は、前述のとおり、側方地盤の液状化影響等の影響を考慮するため、地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析とする。

解析コードは「FLIP Ver. 7.3.0\_2」を使用する。

地震応答解析手法の選定フローを図 2-58 に示す。

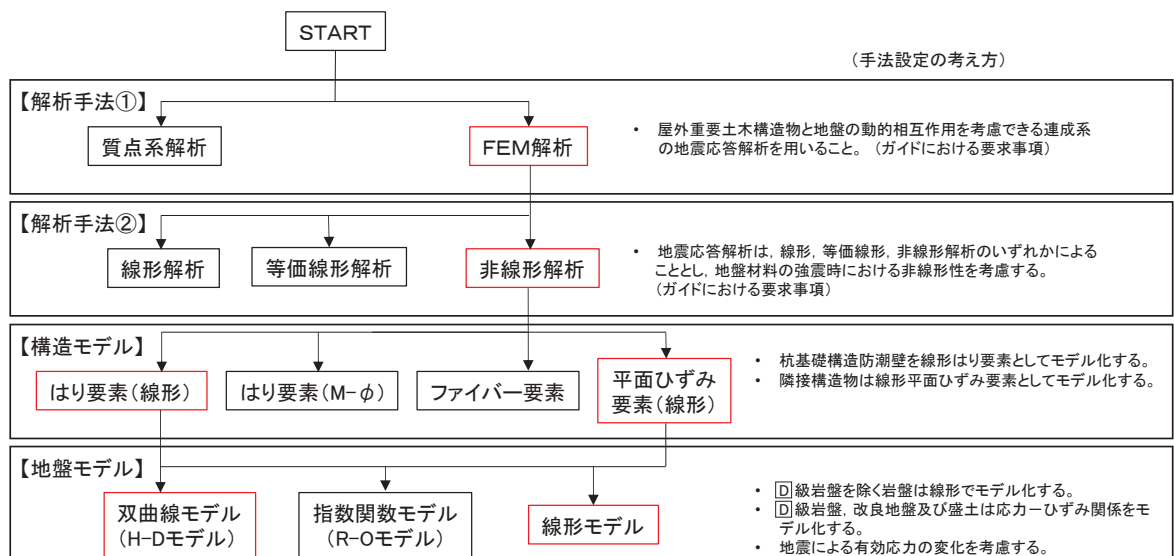


図 2-58 地震応答解析手法の選定フロー

## 7.2 解析モデル

各ケースの解析モデル図を図 2-59 に示す。

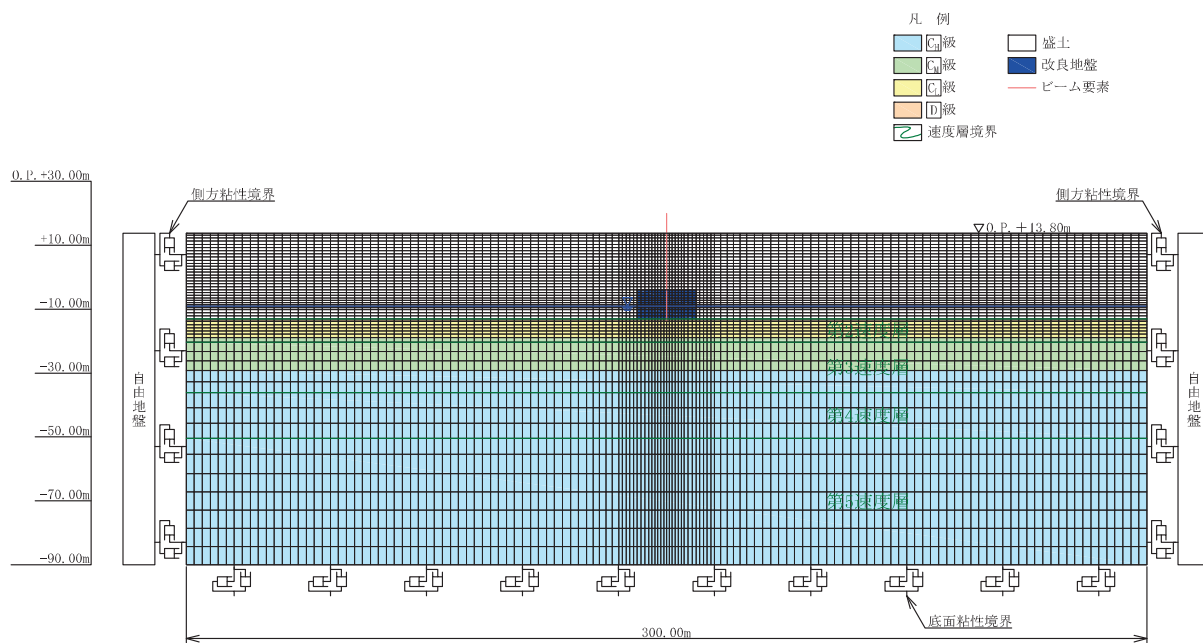


図 2-59(1) 検討用解析モデル  
(ケース 1 (基本ケース 1) )

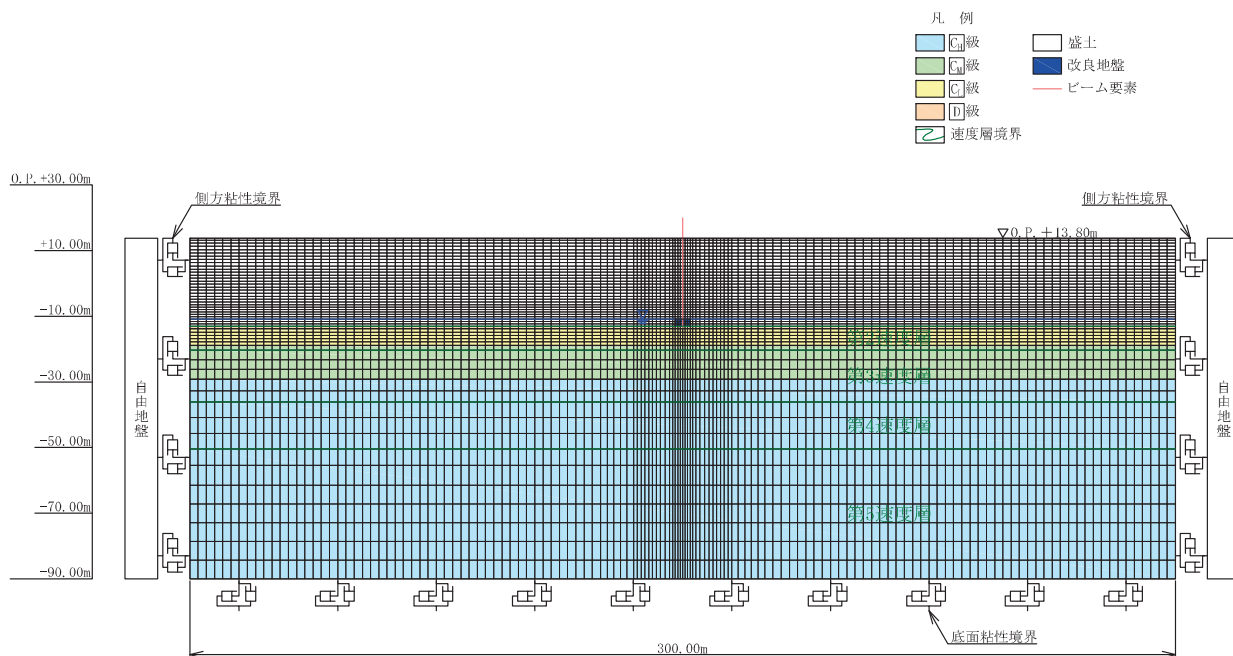


図 2-59(2) 検討用解析モデル  
(ケース 2 (基本ケース 2) )

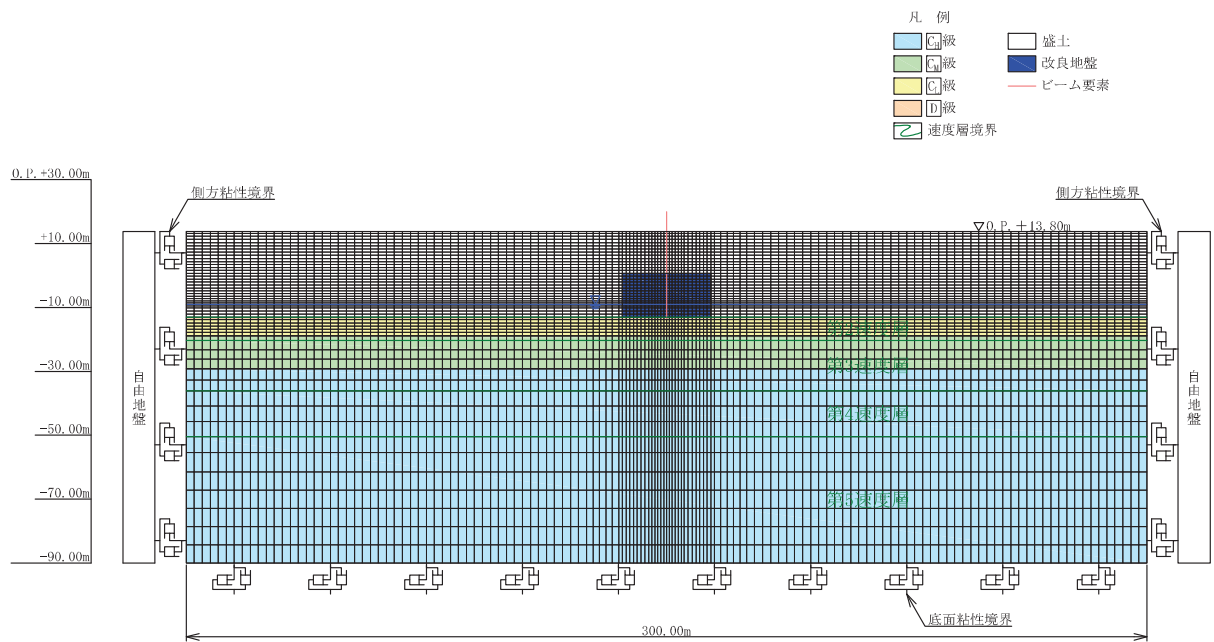


図 2-59(3) 検討用解析モデル  
(ケース 3 (基本ケース 3) )

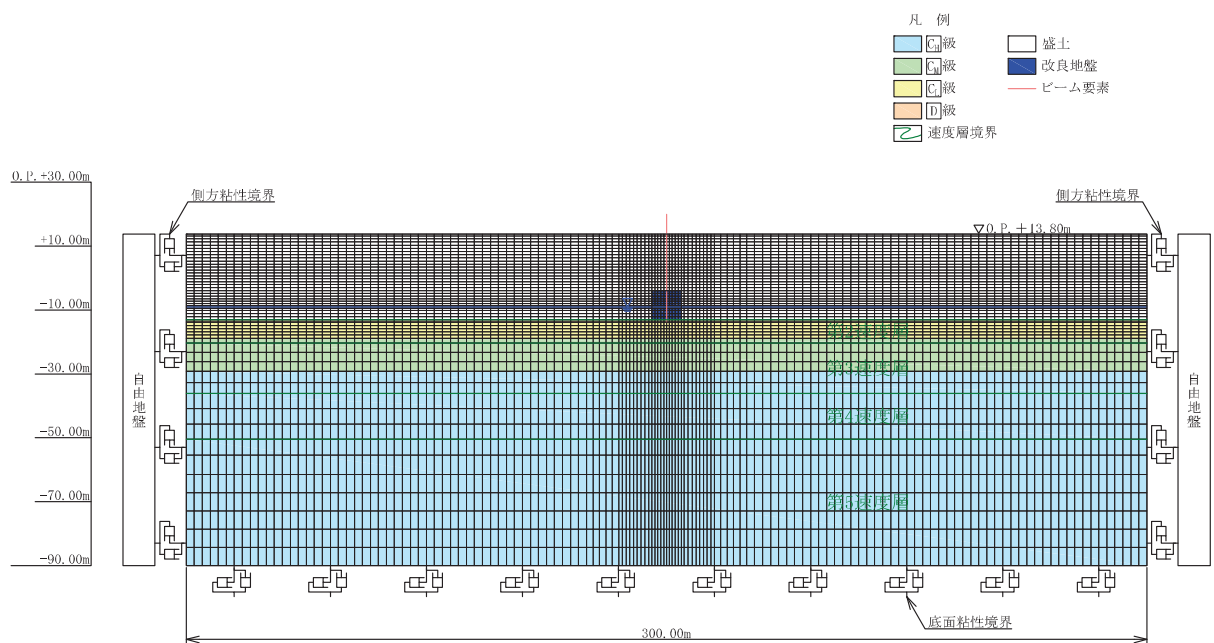


図 2-59(4) 検討用解析モデル  
(ケース 4(1))

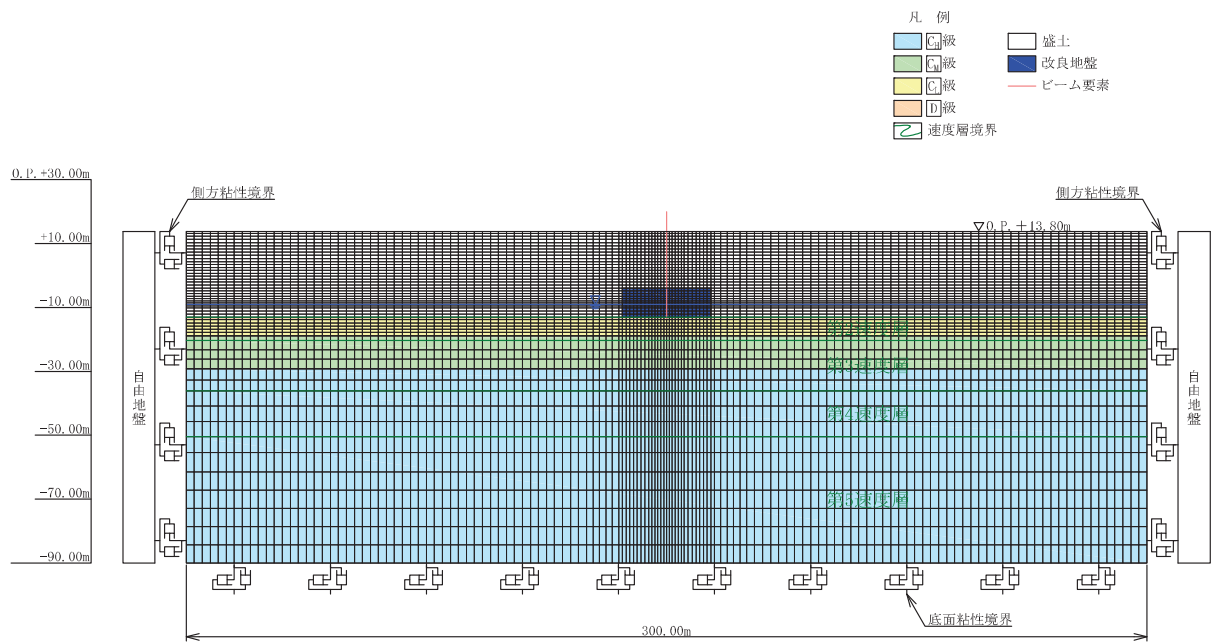


図 2-59(5) 検討用解析モデル  
(ケース 4(2))

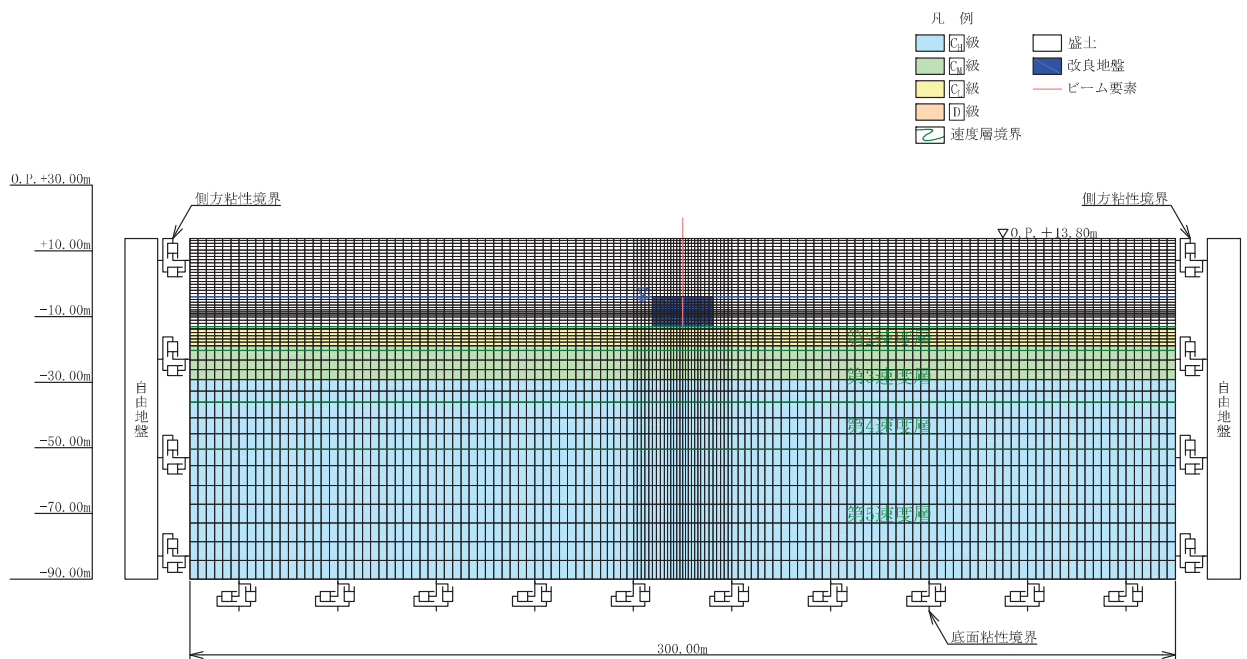


図 2-59(6) 検討用解析モデル  
(ケース 5(1))

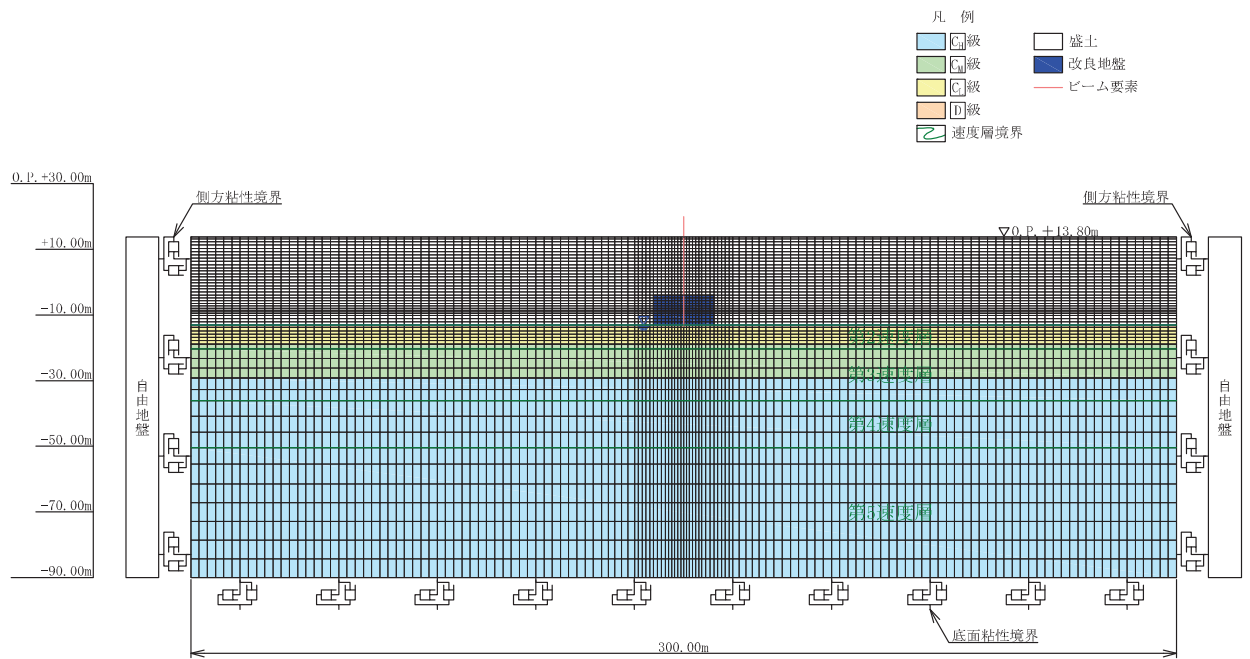


図 2-59(7) 検討用解析モデル  
(ケース 5(2))

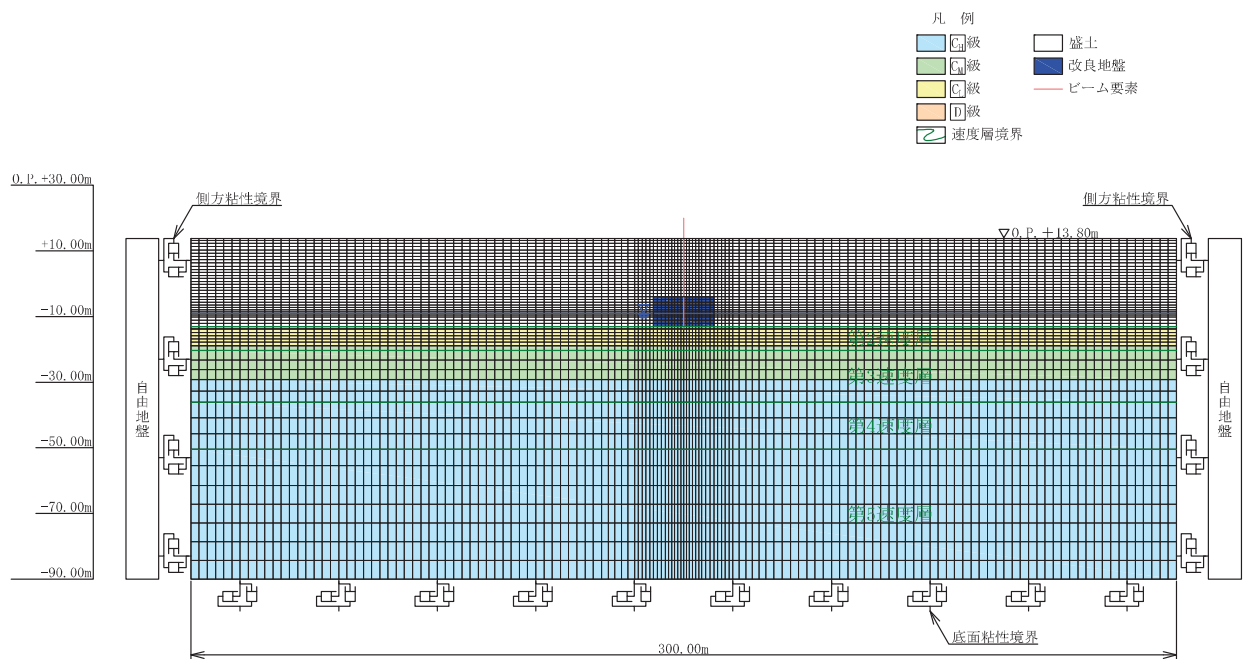


図 2-59(8) 検討用解析モデル  
(ケース 6(1))

(参考) 2-95



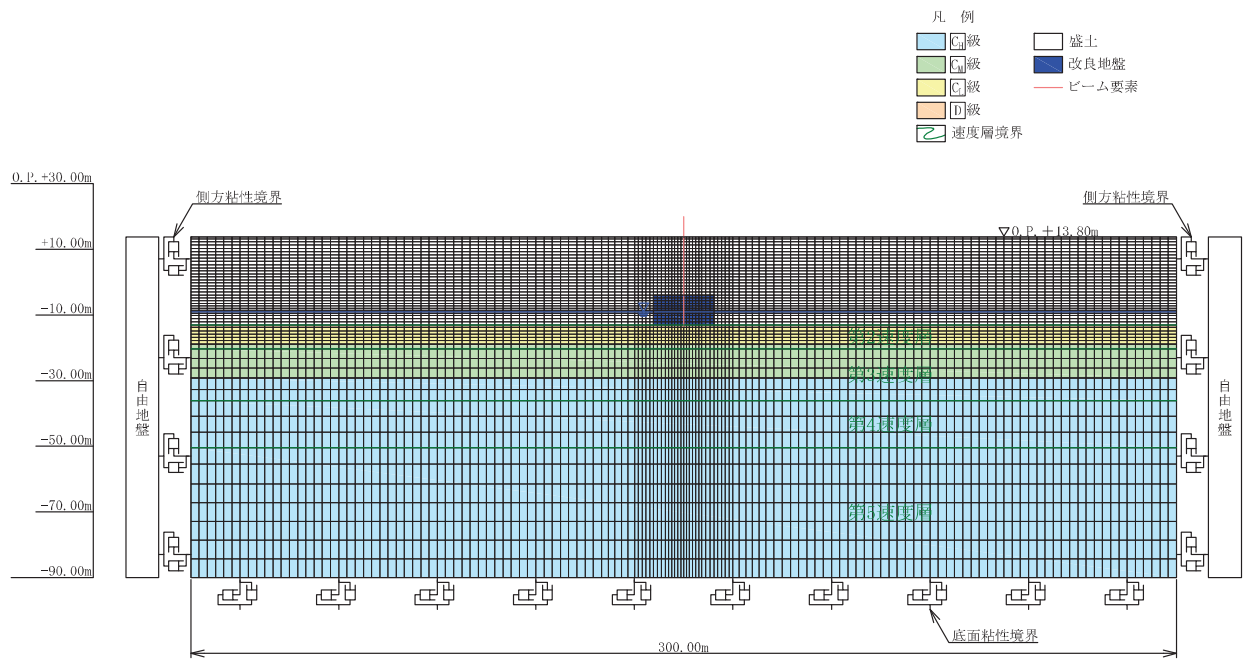


図 2-59(9) 検討用解析モデル  
(ケース 6(2))

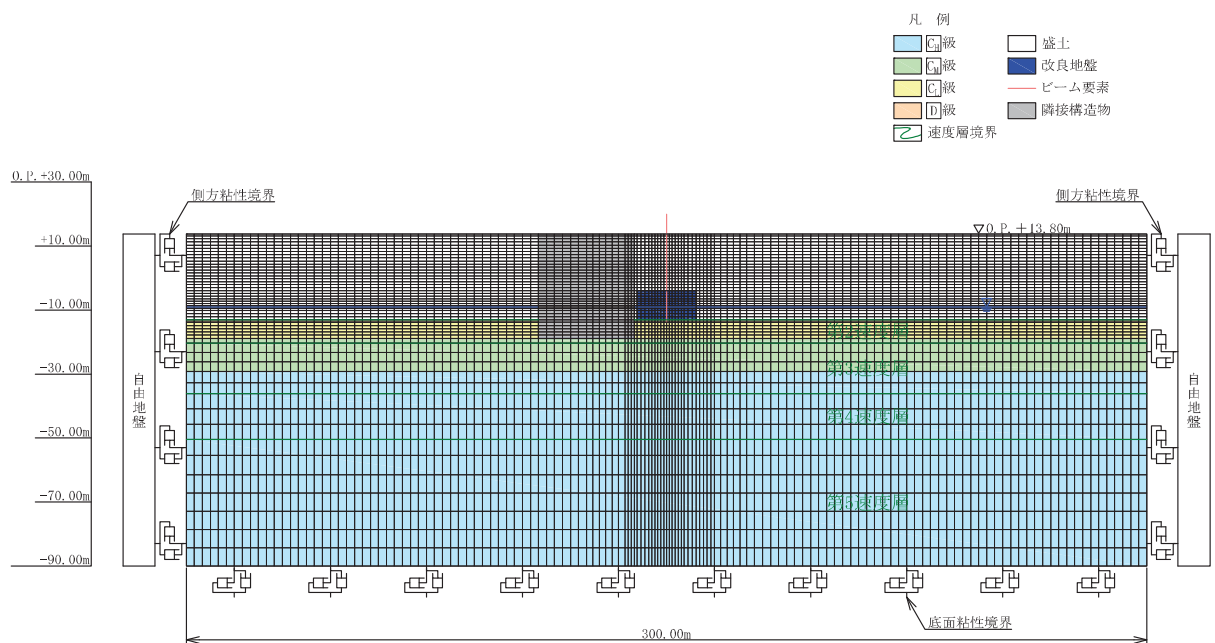


図 2-59(10) 検討用解析モデル  
(ケース 7(1))

(参考) 2-96

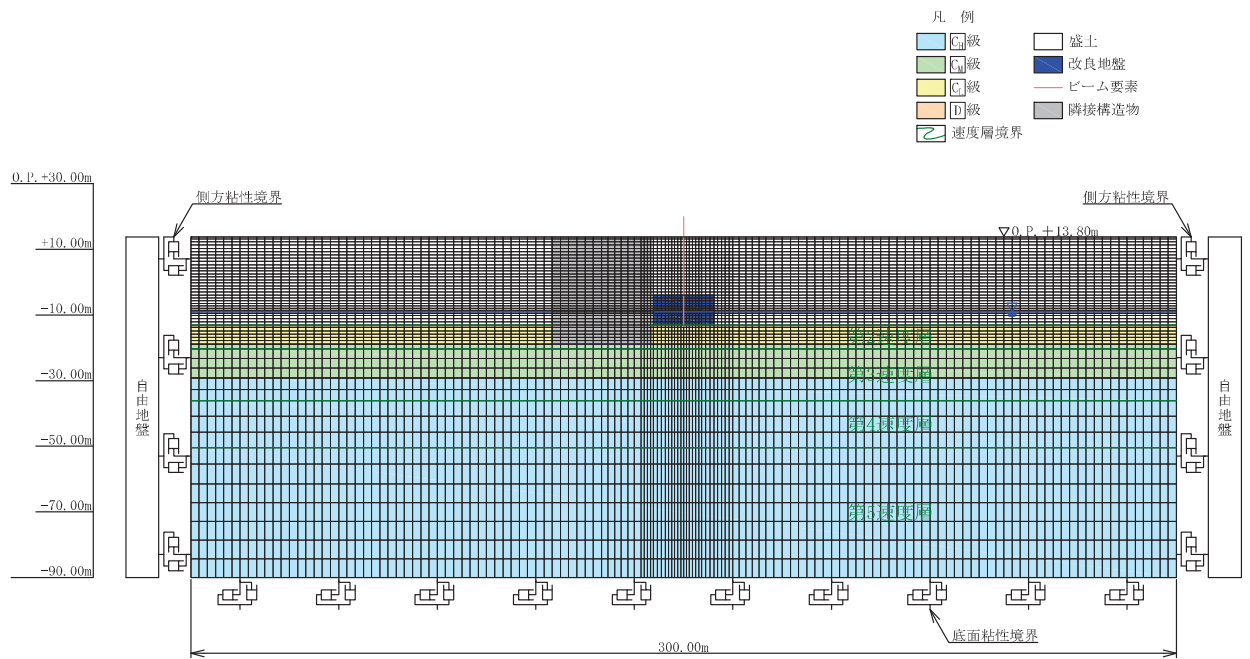


図 2-59(11) 検討用解析モデル  
(ケース 7(2))

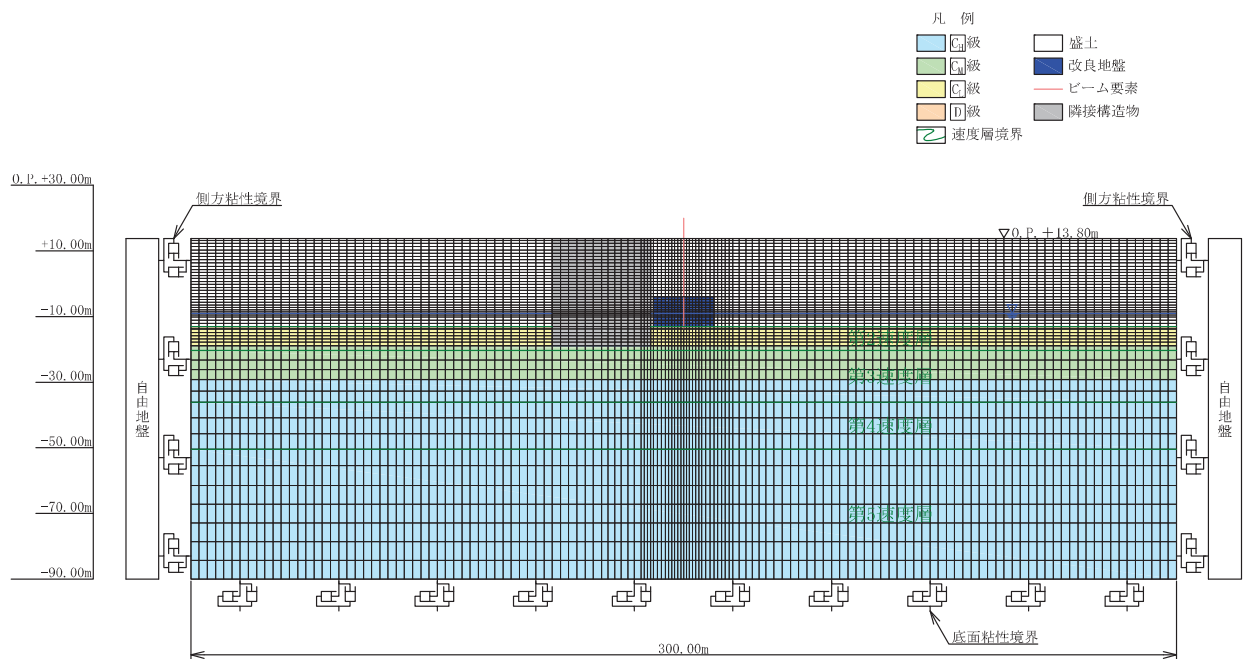


図 2-59(12) 検討用解析モデル  
(ケース 7(3))

(参考) 2-97

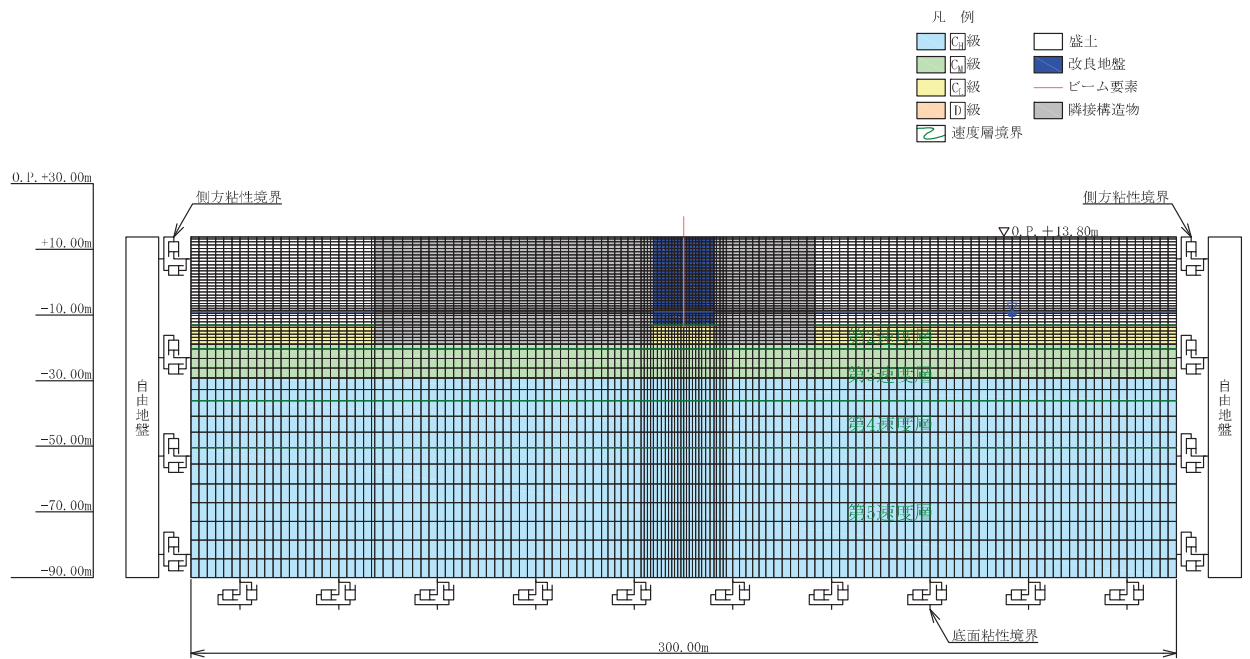


図 2-59(13) 検討用解析モデル  
(ケース 7(4))

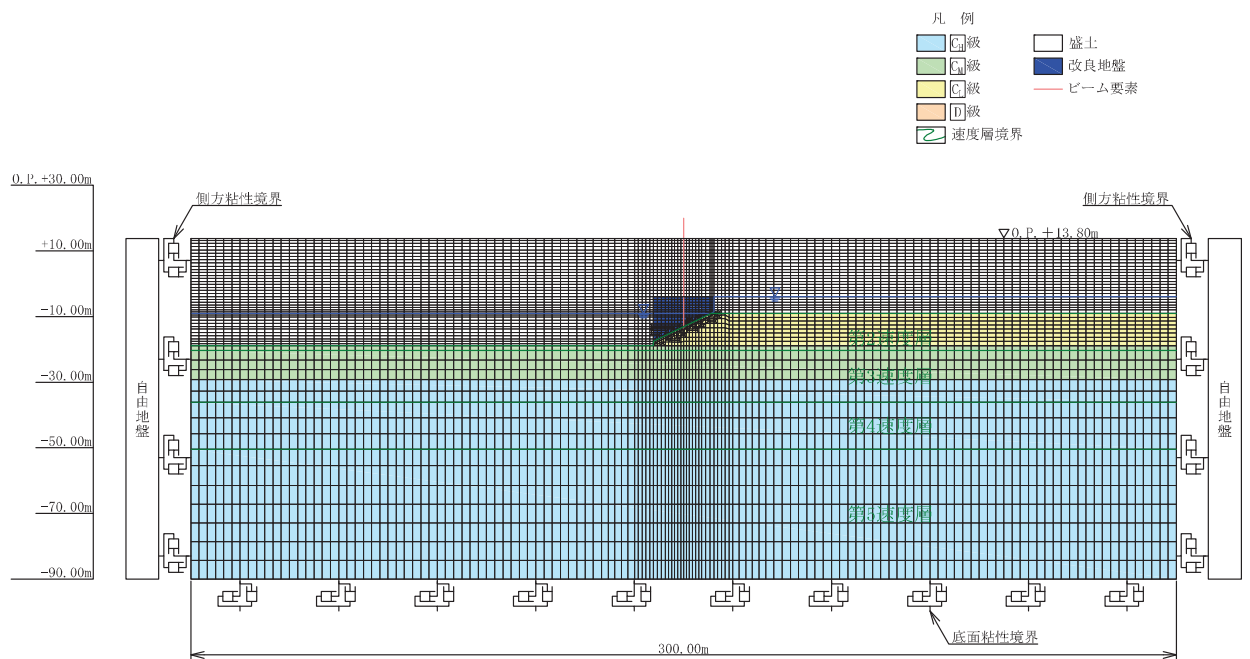


図 2-59(14) 検討用解析モデル  
(ケース 8)

(参考) 2-98

### 7.2.1 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) を参考に、図 2-60 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化領域を調整する。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、検討対象構造物周辺の要素高さを 1m 程度まで細分割して設定する。

解析モデルの下端については、O. P. -90.0m までモデル化する。

地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。二次元地震応答解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 2-61 に示す。

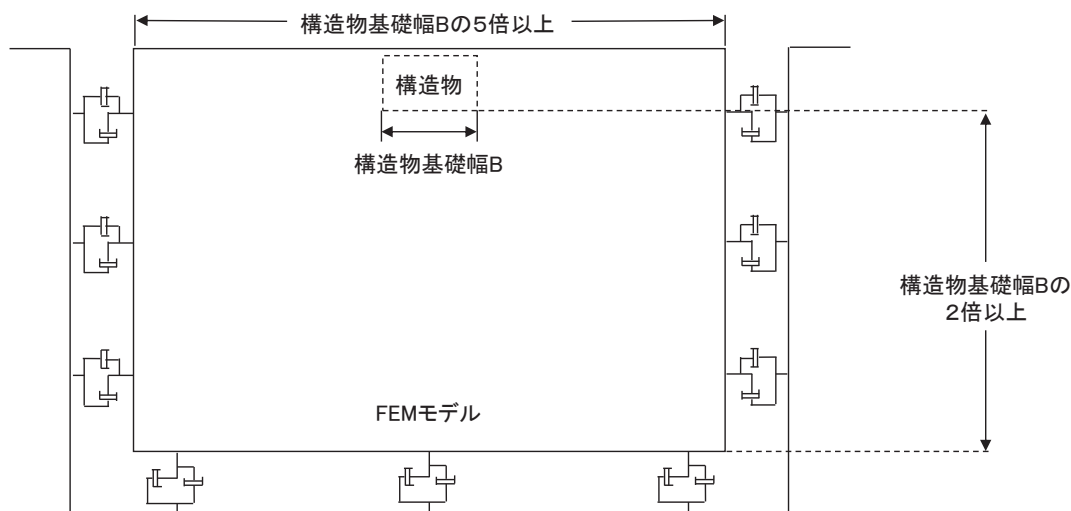


図 2-60 モデル化範囲の考え方

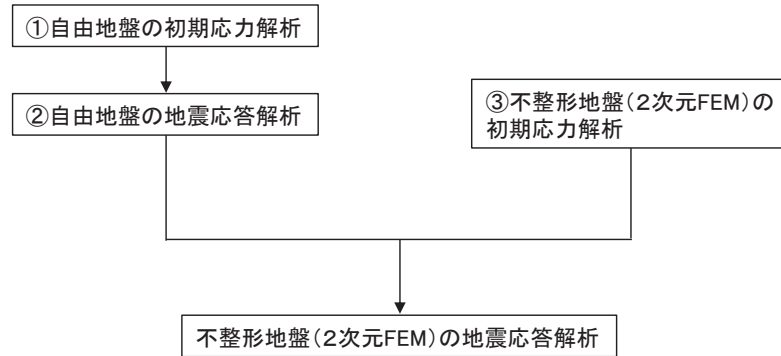


図 2-61 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

### 7.2.2 境界条件

#### (1) 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 2-62 に示す。

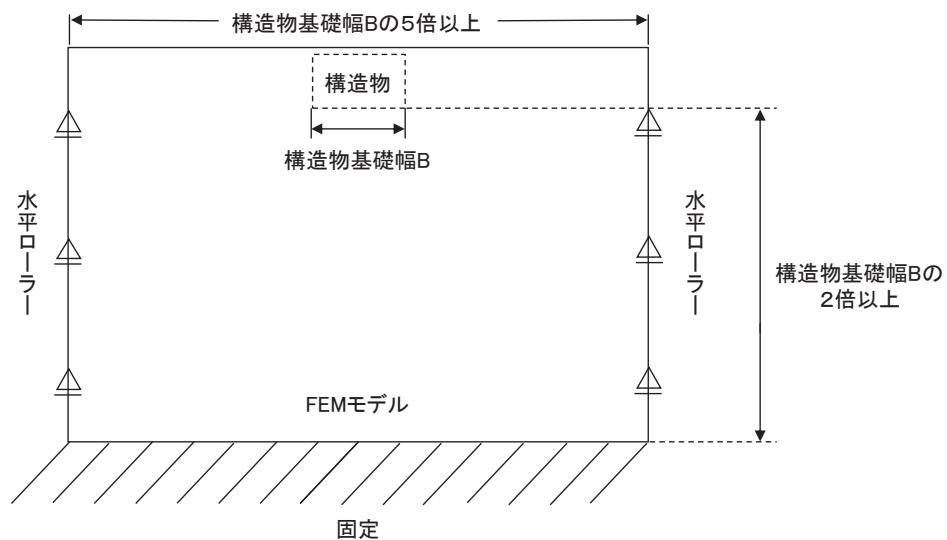


図 2-62 固有値解析における境界条件の概念図

(2) 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 2-63 に示す。

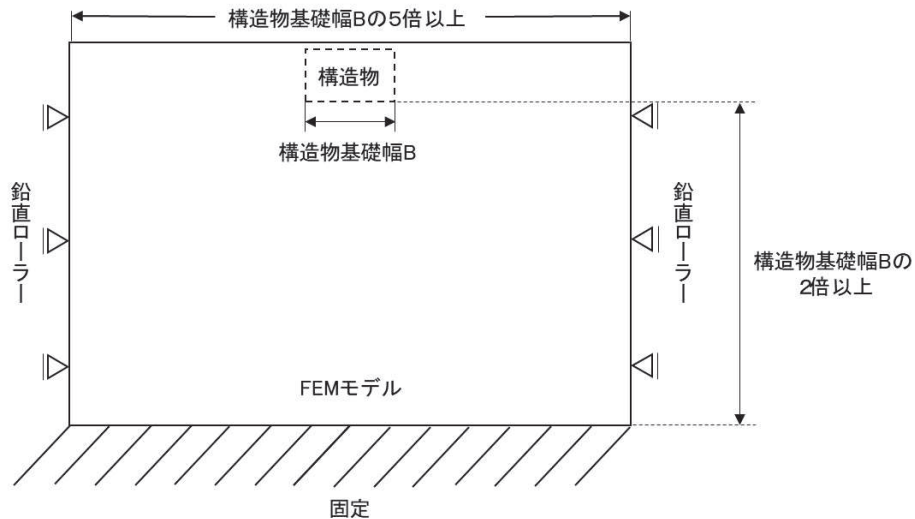


図 2-63 初期応力解析における境界条件の概念図

(3) 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、二次元有限要素法解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不成形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

### 7.3 構造物のモデル化

#### (1) 防潮壁

防潮壁は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。表 2-24 に材料の物性値を示す。

鋼管杭，フーチング，ペデスタル，上部工の断面諸元は，それぞれ杭一本あたりに換算して解析モデルに反映させている。上部工については，図 2-64，図 2-65 に示すように鋼製支柱（H 鋼）及び鋼板（鋼製パネル）の平面的な配置に基づいて断面諸元を設定している。

鋼管杭，フーチング，ペデスタル及び上部工は図 2-66 に示すように，解析断面奥行き方向に 3m 間隔で杭が配置されるような様な構造をとるものとしてモデル化する。

表 2-24 材料の物性値（線形はり要素）

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	$f'_{ck} = 30\text{N/mm}^2$	24.5	$2.8 \times 10^4$	0.2
鋼材	SM570, SM490	77.0	$2.0 \times 10^5$	0.3

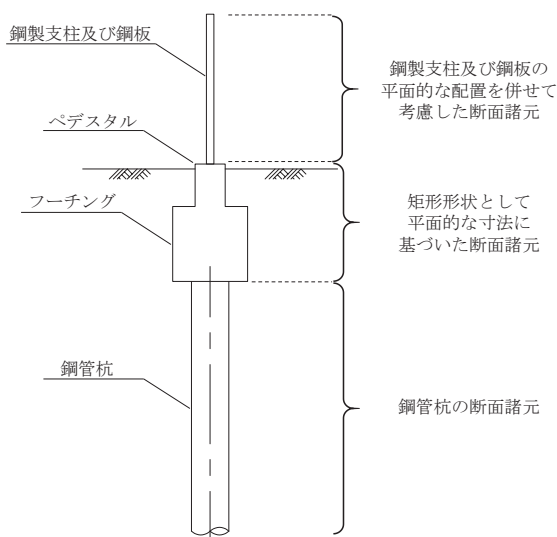
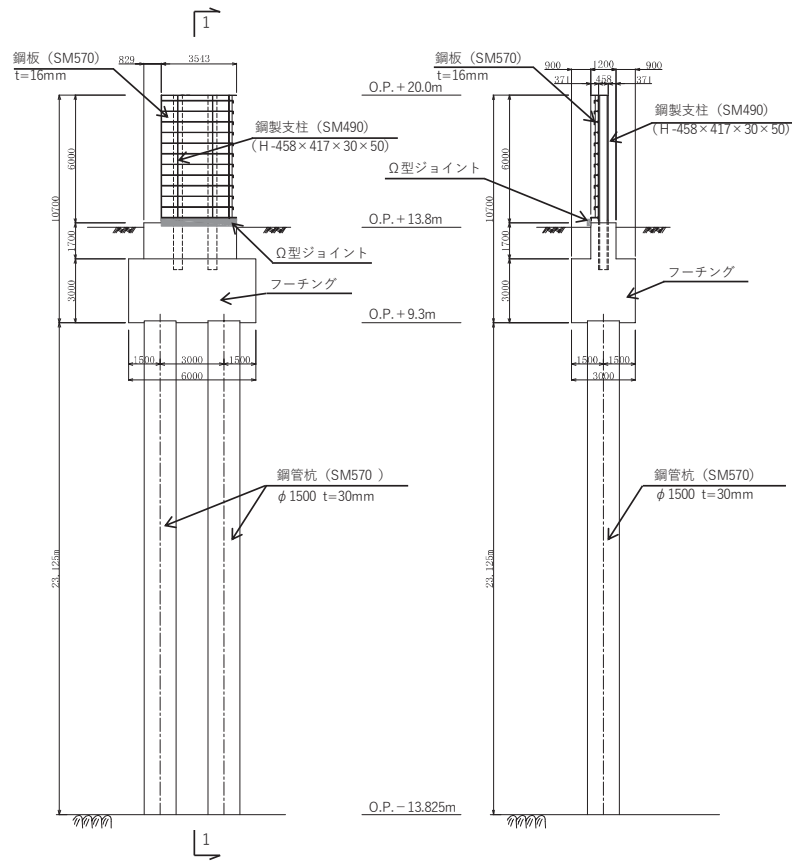


図 2-64 防潮壁の断面諸元概要



正面図

1-1 断面図

図 2-65 検討用モデルの構造概要

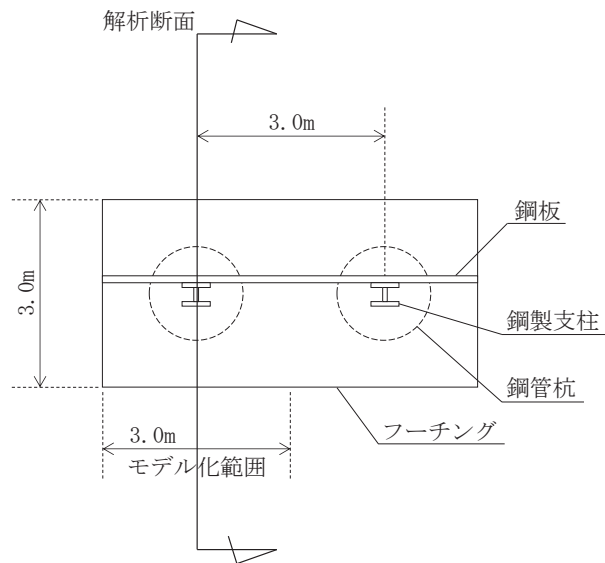


図 2-66 断面奥行き方向のモデル化概要 (平面図)



## (2) 隣接構造物

隣接構造物は、2号機海水ポンプ室相当の等価剛性を与えた平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する（ケース7(1)）。なお、前述のとおり剛性のパラメータスタディ（ケース7(2)、(3)）においては、剛性を2倍、0.5倍としてモデル化する。さらに、原子炉建屋と海水ポンプ室間を模擬したパラメータスタディ（ケース7(4)）においては、原子炉建屋相当の等価剛性を与えた線形平面応力要素でモデル化する。

等価剛性の設定は、「補足610-20【屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について】資料1 11. 等価剛性モデルの設定方針」に示す方法に準じ算定する。なお、原子炉建屋においては、「原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>」（土木学会、2009）を参考に、原子炉建屋のSRモデルから算定する。

表2-25に隣接構造物の物性値を、図2-67に隣接構造物のモデル化概要図を示す。

表2-25 隣接構造物の物性値

想定する隣接構造物	適用ケース	ヤング係数* (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
海水ポンプ室	ケース7(1) 及びケース7(4)	$7.625 \times 10^2$	0.2
	ケース7(2)	$1.525 \times 10^3$	0.2
	ケース7(3)	$3.812 \times 10^2$	0.2
原子炉建屋	ケース7(4)	$9.770 \times 10^2$	0.3

注記\*：実際のモデルでは深度方向の物性値の違い等があるが、本検討においては解析手法の妥当性として隣接効果の影響を確認することが目的であるため、面積重みづけ平均により平均化し、一律の物性値でモデル化を行う。

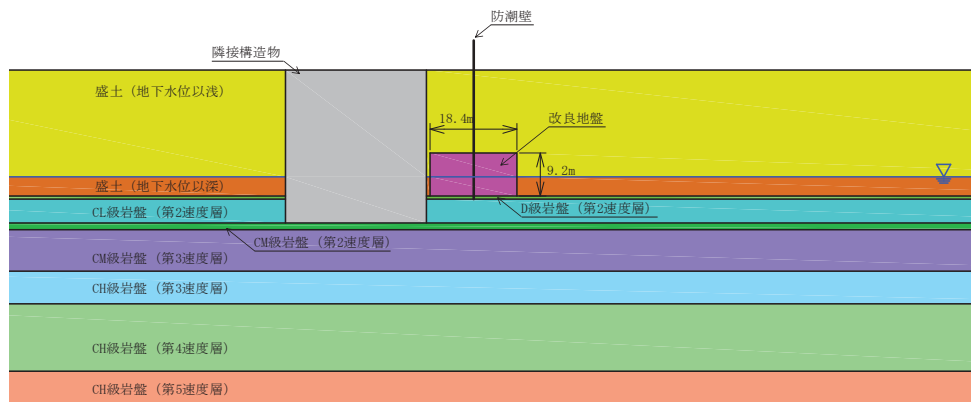


図 2-67(1) 隣接構造物のモデル化概要図  
(ケース 7(1)～ケース 7(3))

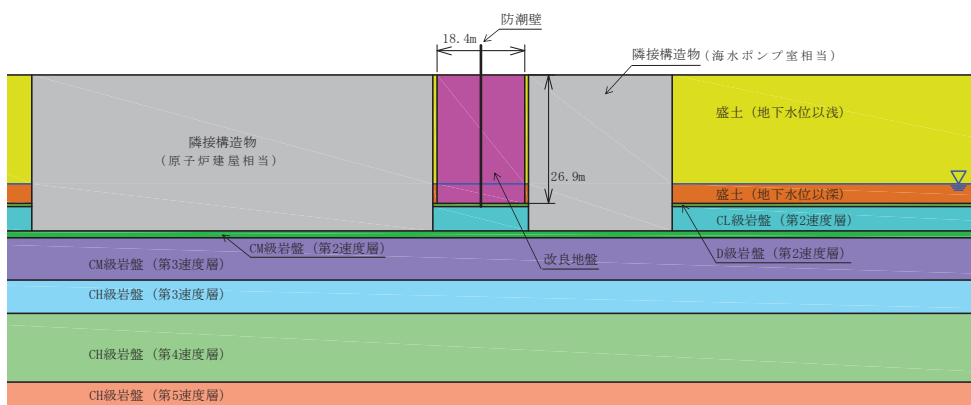


図 2-67(2) 隣接構造物のモデル化概要図  
(ケース 7(4))

#### 7.4 地盤のモデル化

地盤は、 $D$ 級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。また、 $D$ 級岩盤、改良地盤及び盛土は、地盤の非線形性を考慮するためマルチスプリング要素でモデル化する。そのうち、盛土は、液状化パラメータを設定することで、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

#### 7.5 減衰定数

減衰定数は、粘性減衰及び履歴減衰で考慮することとし、粘性減衰は、Rayleigh減衰を考慮する。

Rayleigh 減衰は、剛性比例型減衰（ $\alpha = 0$ ）を考慮する。係数  $\beta$  の設定については、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に、 $\beta = 0.002$  に設定する。

なお、防潮壁をモデル化する線形はり要素は、Rayleigh 減衰を部材別に設定する。部材別の係数  $\beta$  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 2-26 に示す減衰定数及び地震応答解析モデルの固有値解析により求められた 1 次固有振動数を用いて、下記の式により算定する。

$$\beta = \frac{h}{\pi \cdot f}$$

ここで、 $\beta$ ：減衰マトリクスにおける剛性マトリクスの係数

$h$ ：各材料の減衰定数

$f$ ：固有値解析により求められた 1 次固有振動数

固有値解析結果及び設定した係数  $\beta$  を表 2-27 に示す。また、1 次固有モードの変形形状を図 2-68 に示す。

表 2-26 構造部材毎の減衰定数

材料	上部工	下部工
鋼部材	2%	3%
鉄筋コンクリート部材	3%	5%

表 2-27 一次固有周期と  $\beta$  の値

	鋼板・鋼製支柱	鋼管杭	フーチング
一次固有周期 (s)	0.87	0.87	0.87
減衰定数	0.02 (上部工・鋼材)	0.03 (下部工・鋼材)	0.05 (下部工・鉄筋コ ンクリート部材)
$\beta$	0.005	0.008	0.013

(一次固有周期 : 0.87s)

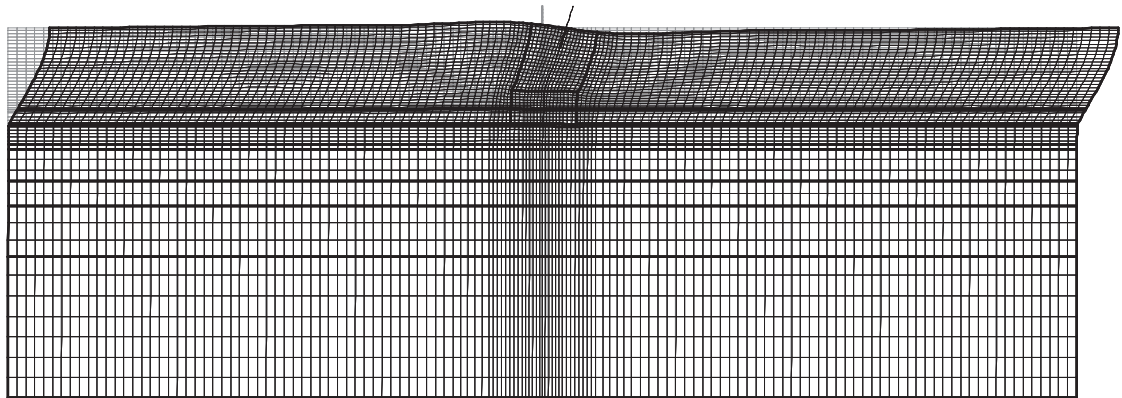


図 2-68 一次固有モードの変形形状

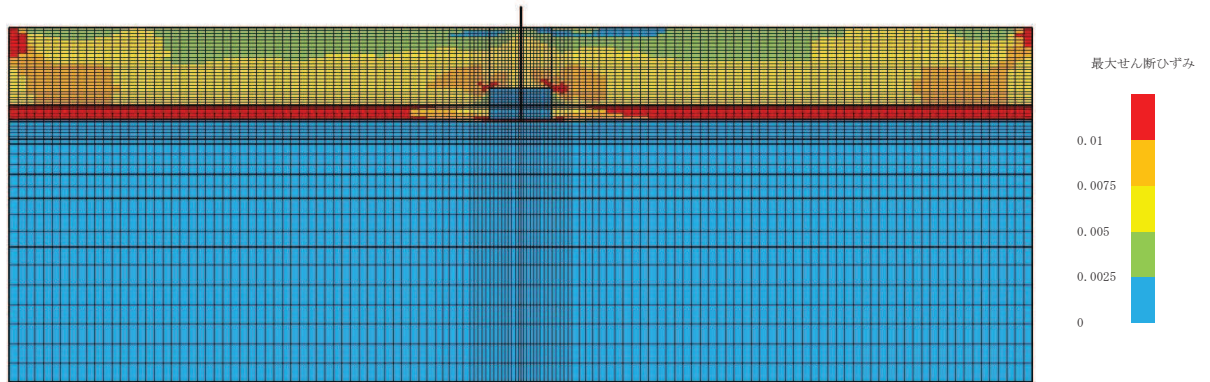
## 7.6 地盤の物性値

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。

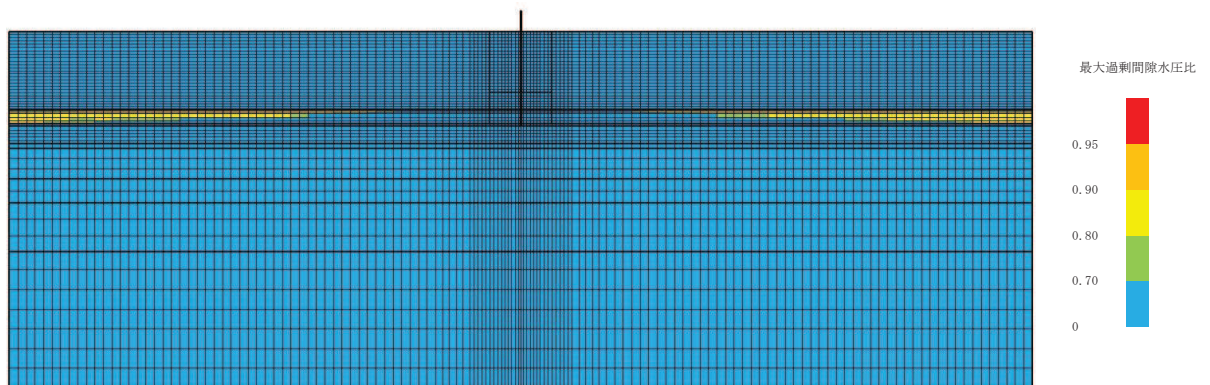
なお、有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で、下限値として設定する。

## 8. 最大応答値分布

図 2-69～図 2-155 に各検討ケースにおける最大せん断ひずみ分布及び最大過剰間隙水圧比分布を示す。

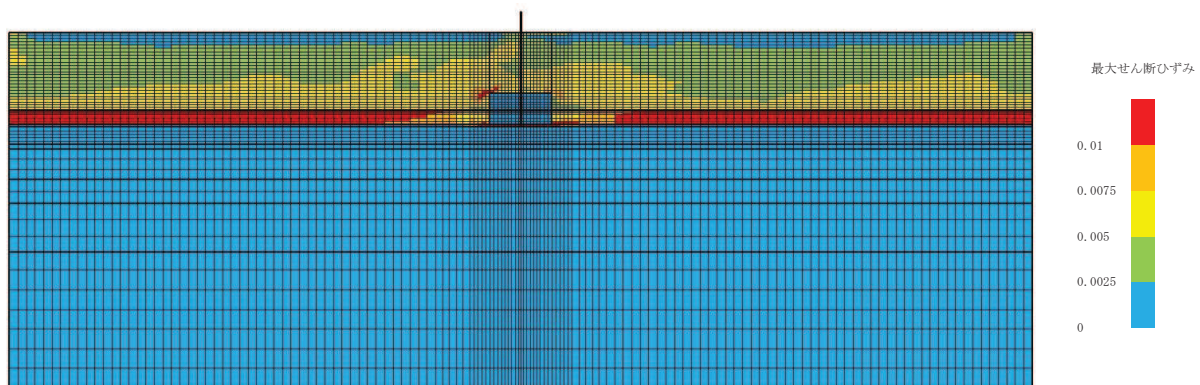


(最大せん断ひずみ分布)

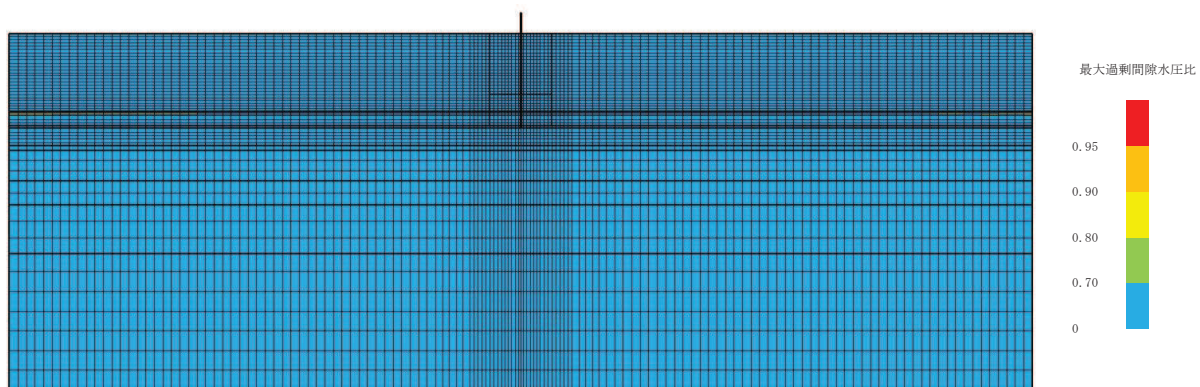


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 2-69 最大応答値分布 (ケース 1, S<sub>s</sub>-D1)

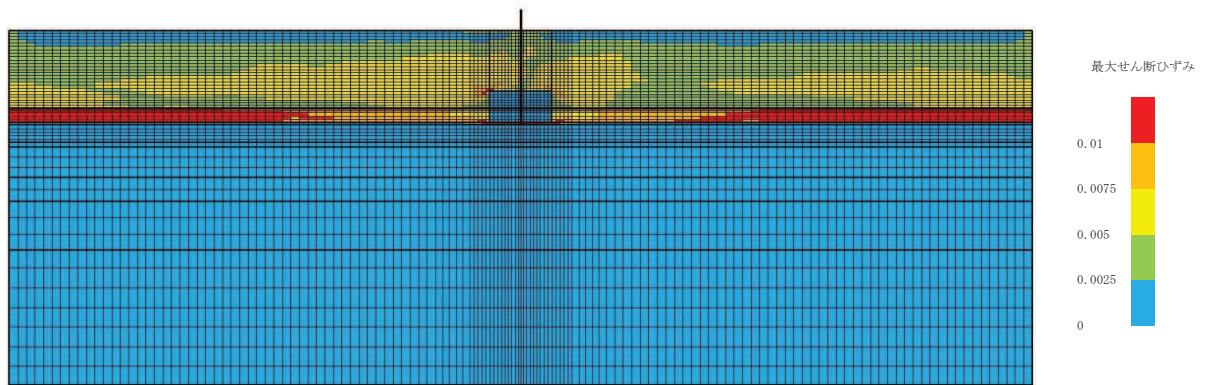


(最大せん断ひずみ分布)

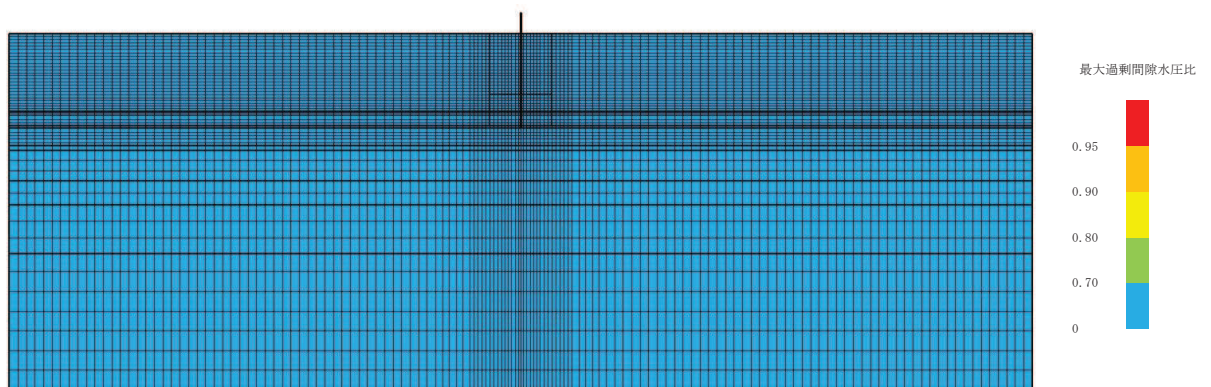


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 2-70 最大応答値分布 (ケース 1,  $S_s - D 2$ )



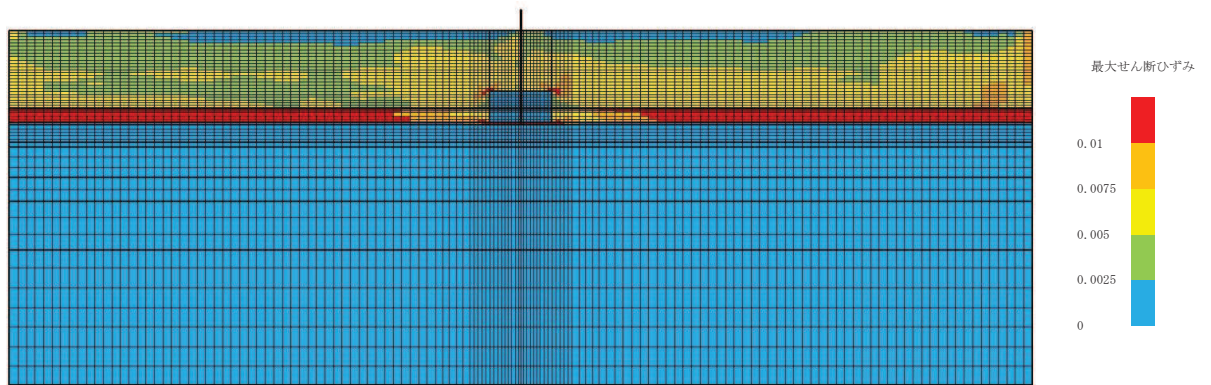
(最大せん断ひずみ分布)



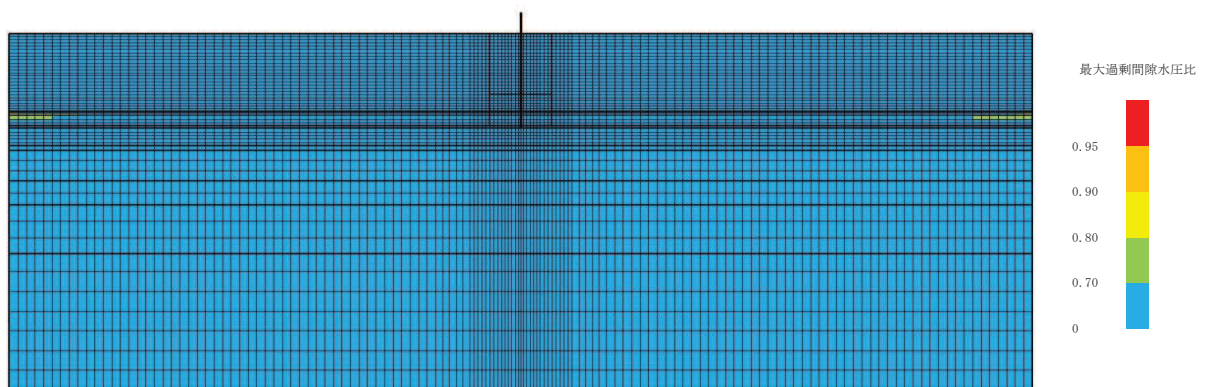
(最大過剰間隙水圧比分布)

図 2-71 最大応答値分布 (ケース 1,  $S_s - D3$ )



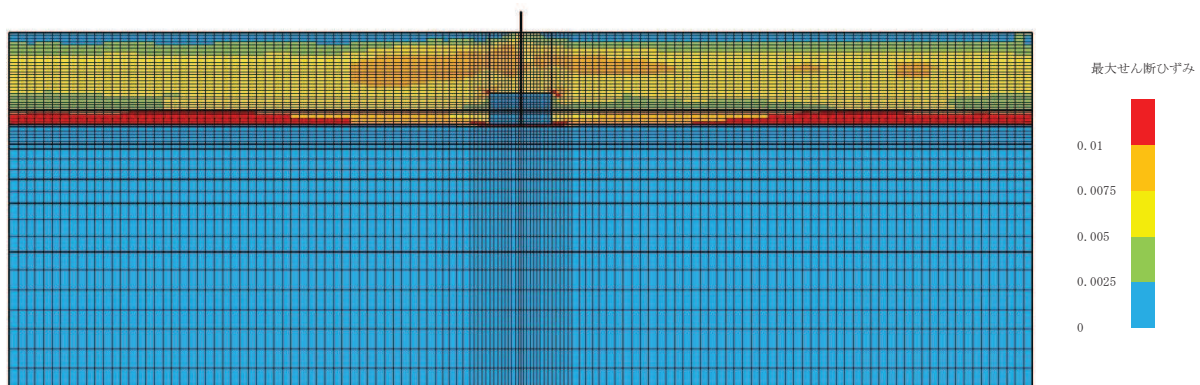


(最大せん断ひずみ分布)

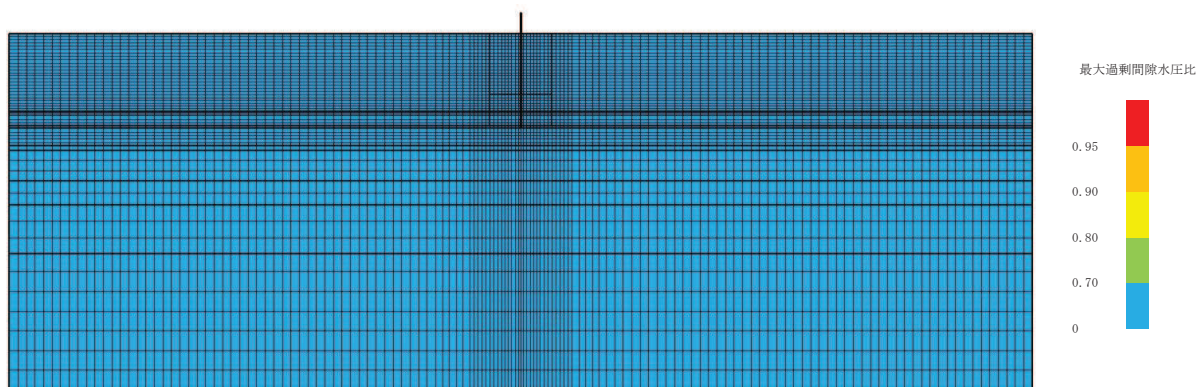


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 2-72 最大応答値分布 (ケース 1,  $S_s - F1$ )

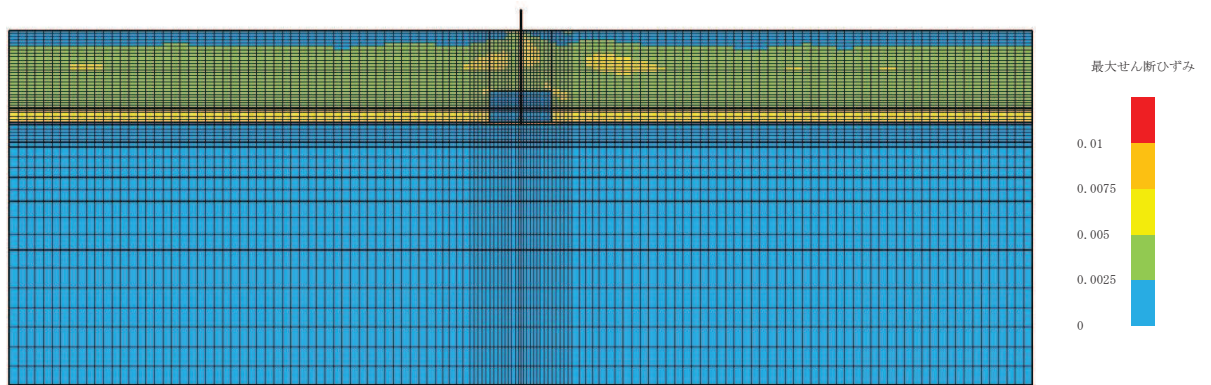


(最大せん断ひずみ分布)

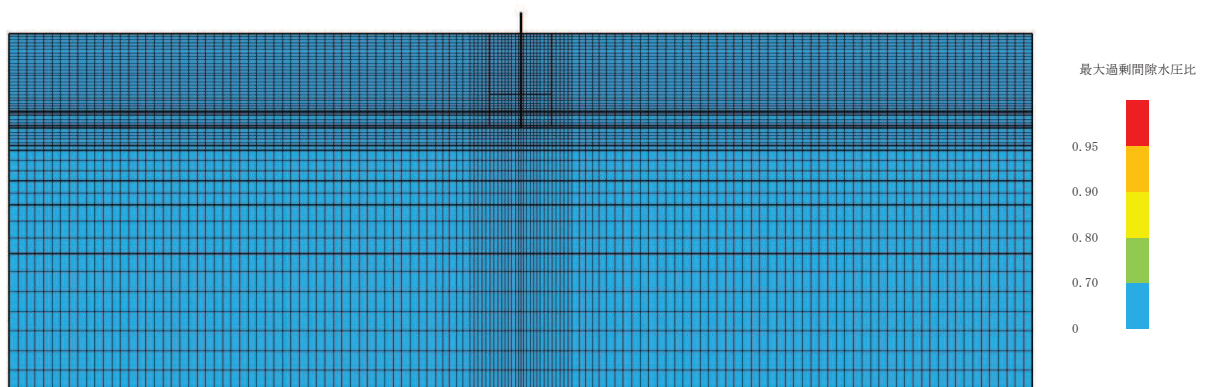


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 2-73 最大応答値分布 (ケース 1,  $S_s - F 2$ )

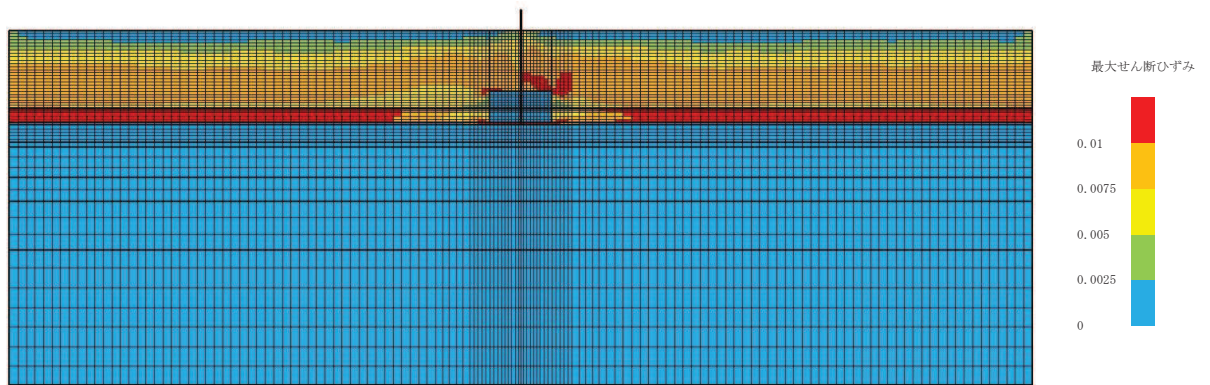


(最大せん断ひずみ分布)

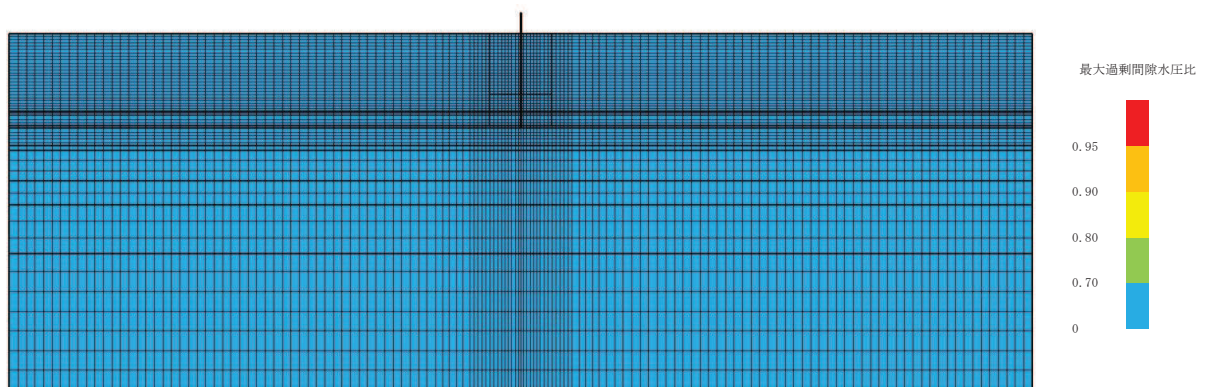


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 2-74 最大応答値分布 (ケース 1, S<sub>s</sub>-F3)

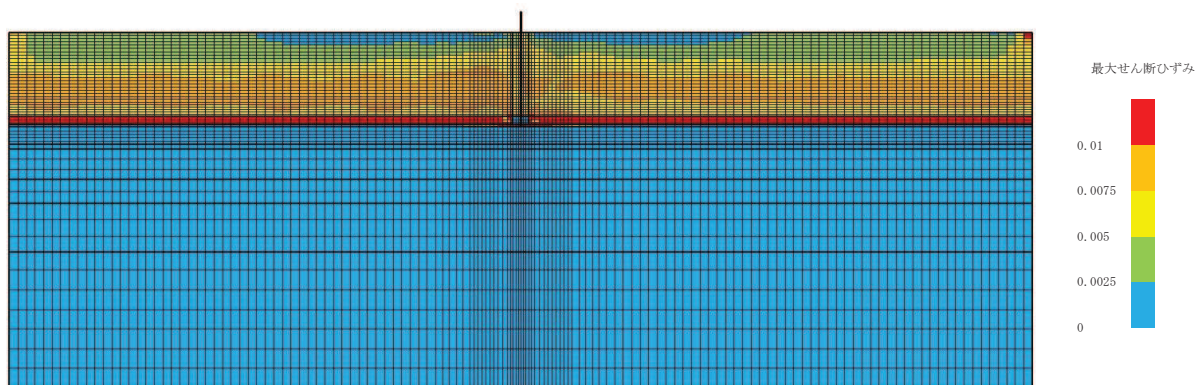


(最大せん断ひずみ分布)

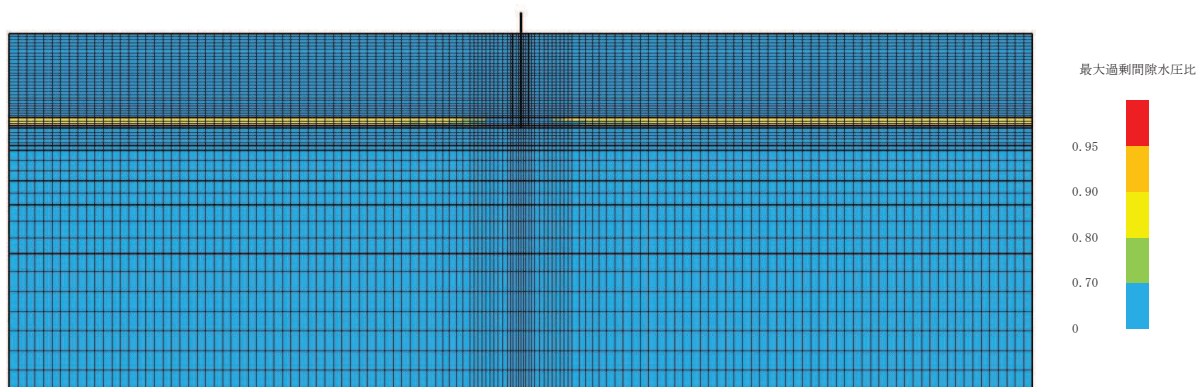


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 2-75 最大応答値分布 (ケース 1,  $S_s - N1$ )

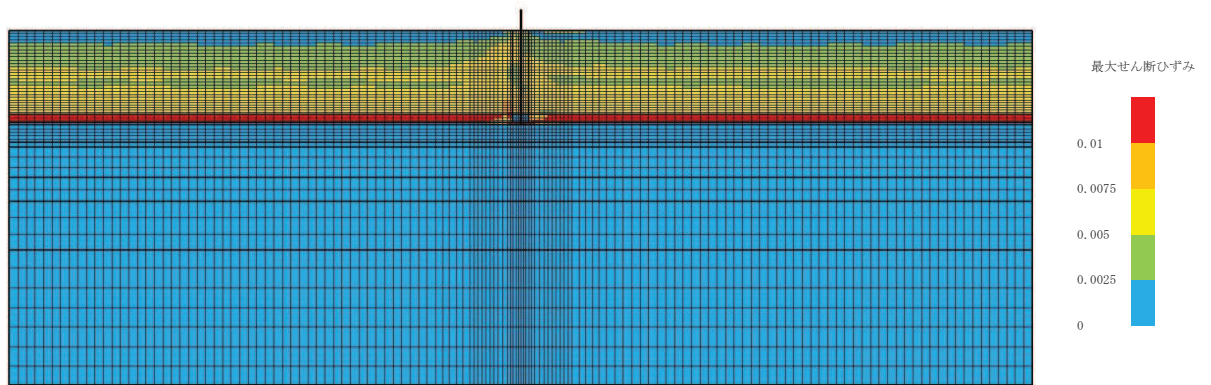


(最大せん断ひずみ分布)

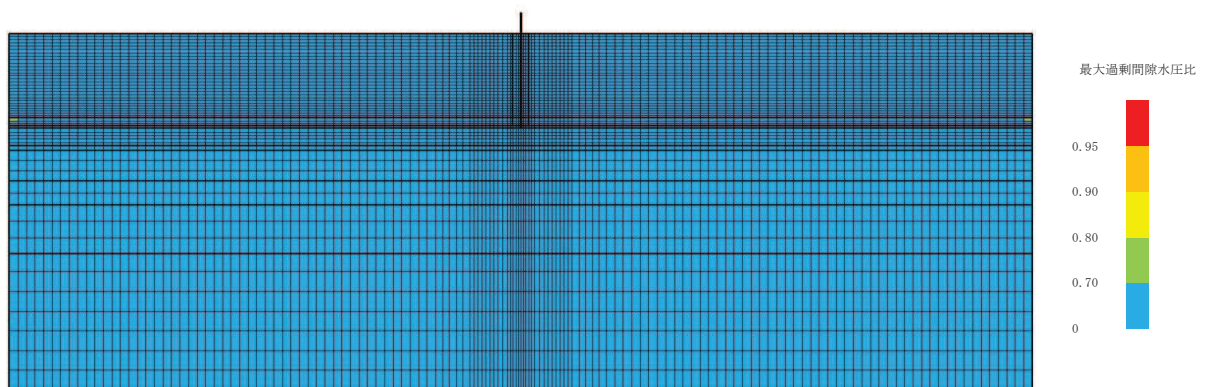


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 2-76 最大応答値分布 (ケース 2, S<sub>s</sub>-D1)

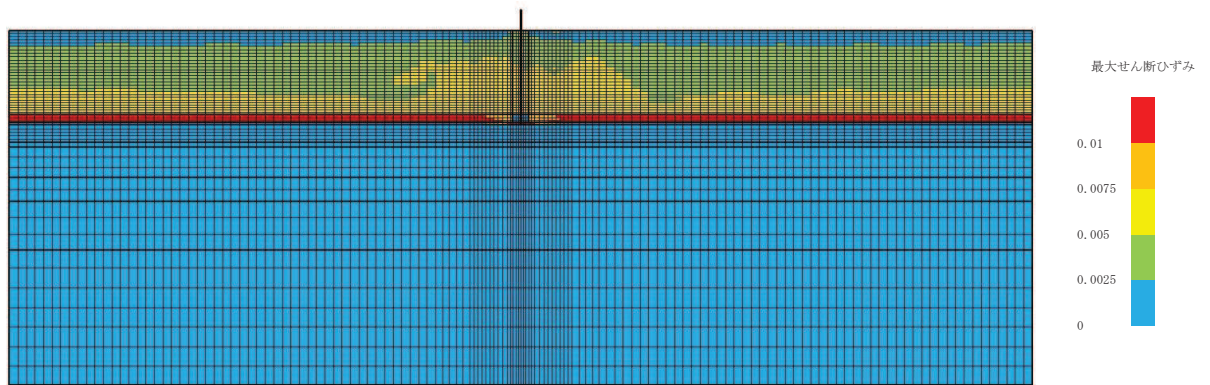


(最大せん断ひずみ分布)

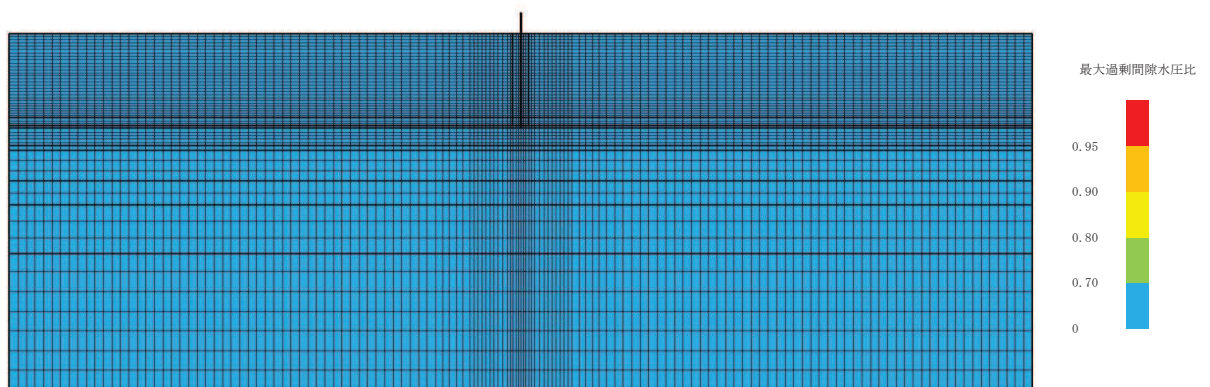


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 2-77 最大応答値分布 (ケース 2,  $S_s - D 2$ )

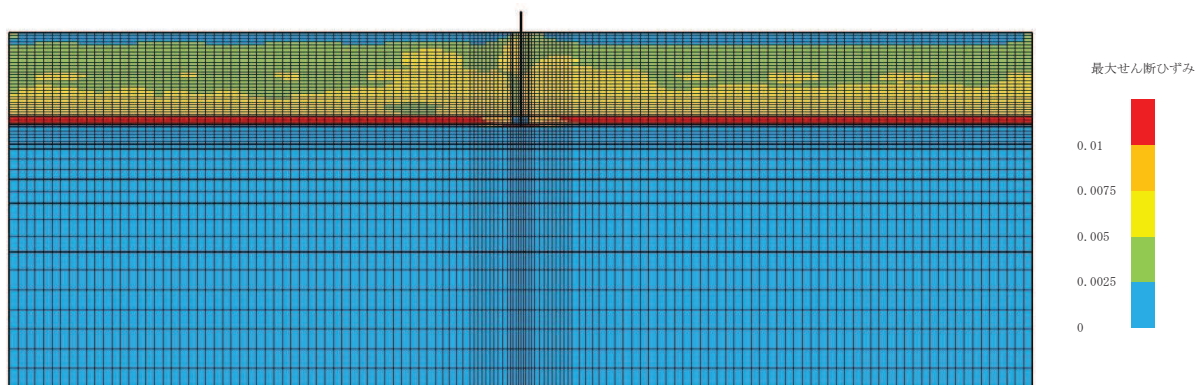


(最大せん断ひずみ分布)

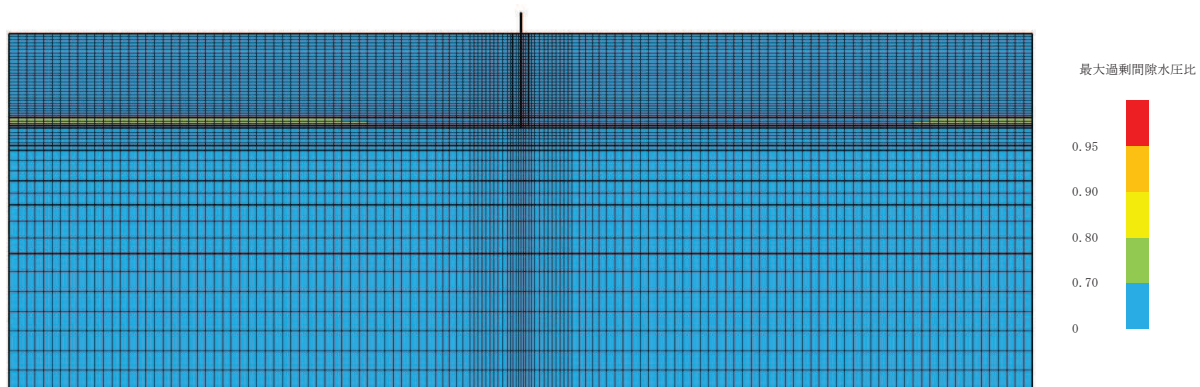


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 2-78 最大応答値分布 (ケース 2, S<sub>s</sub>-D3)



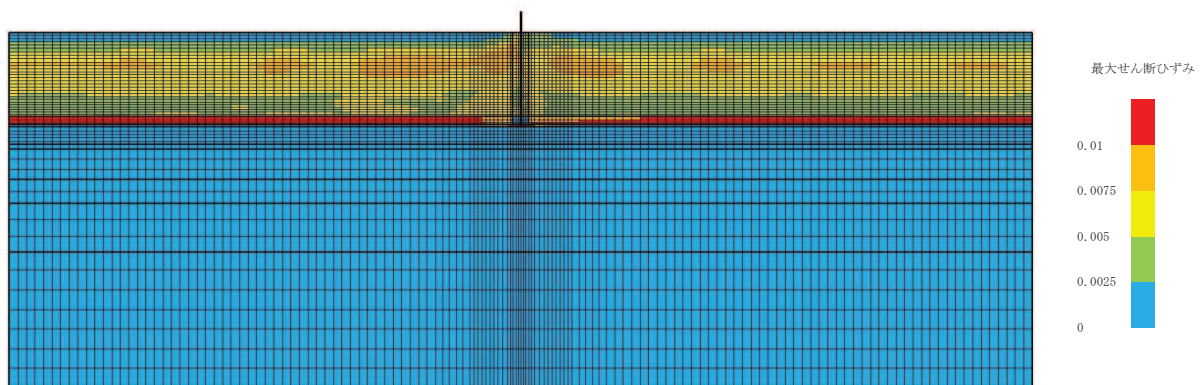
(最大せん断ひずみ分布)



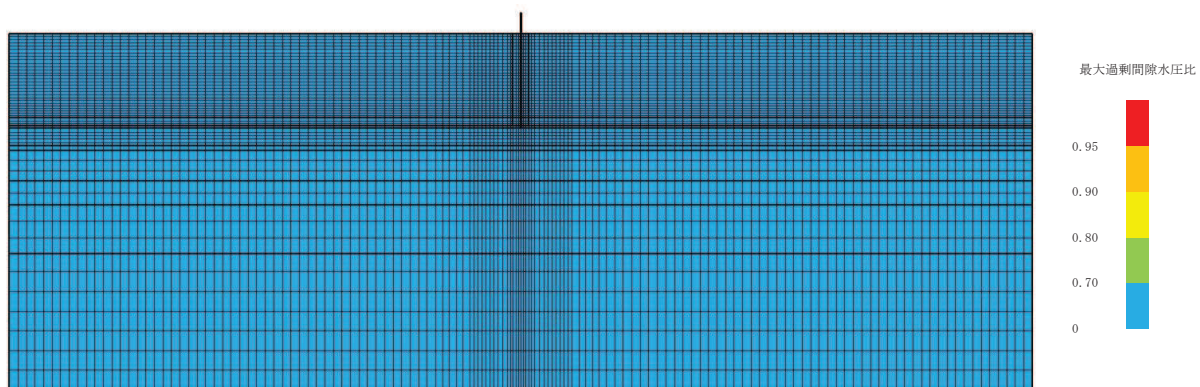
(最大過剰間隙水圧比分布)

図 2-79 最大応答値分布 (ケース 2,  $S_s - F1$ )



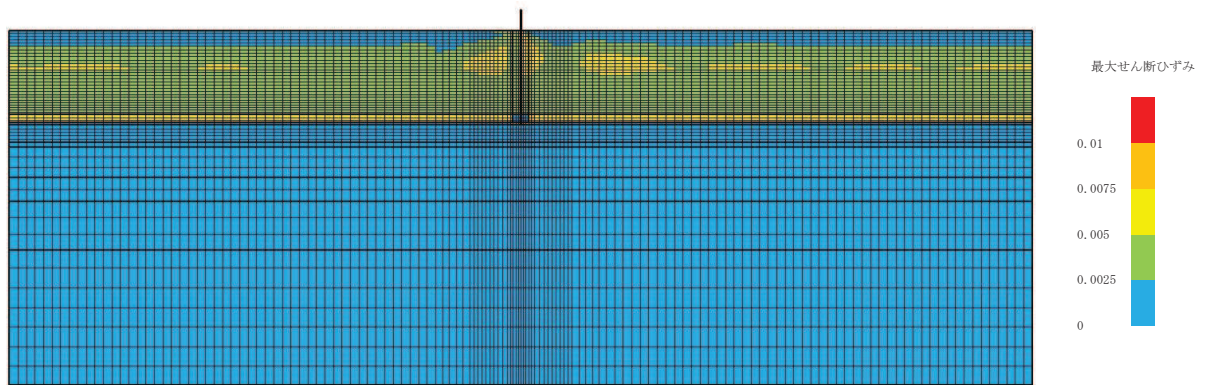


(最大せん断ひずみ分布)

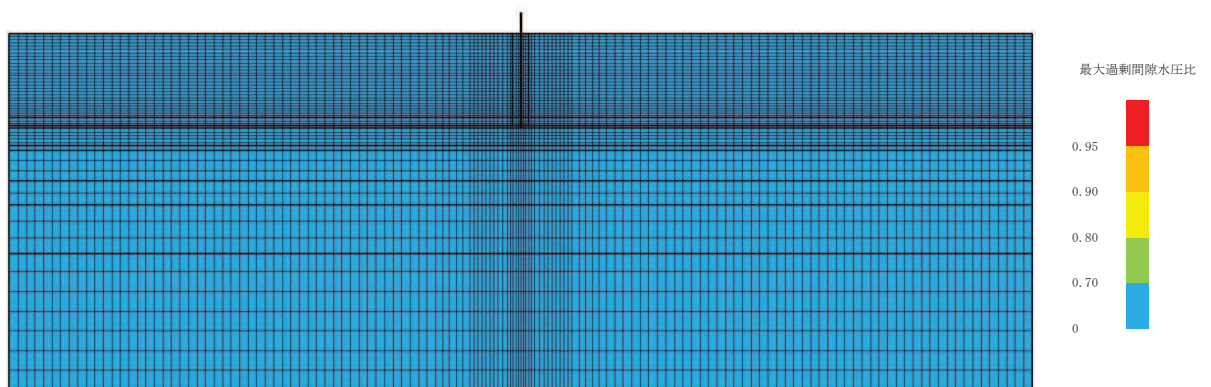


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 2-80 最大応答値分布 (ケース 2,  $S_s - F_2$ )

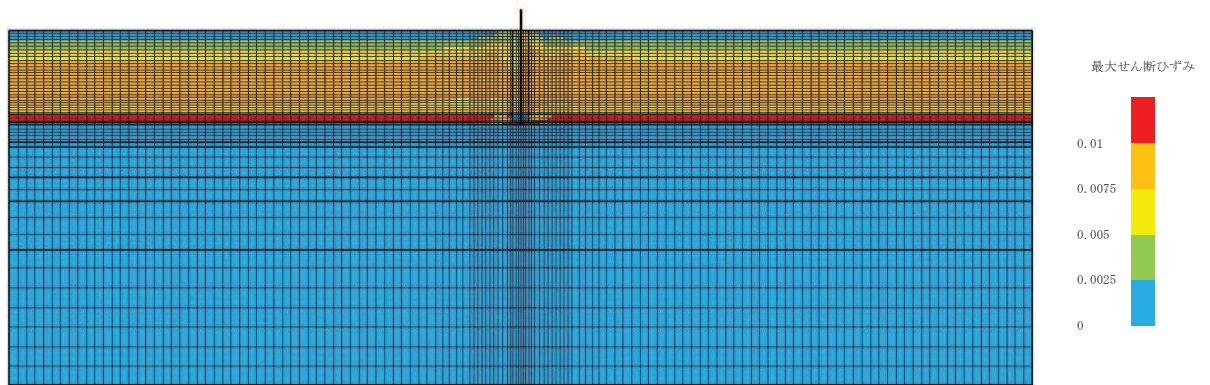


(最大せん断ひずみ分布)

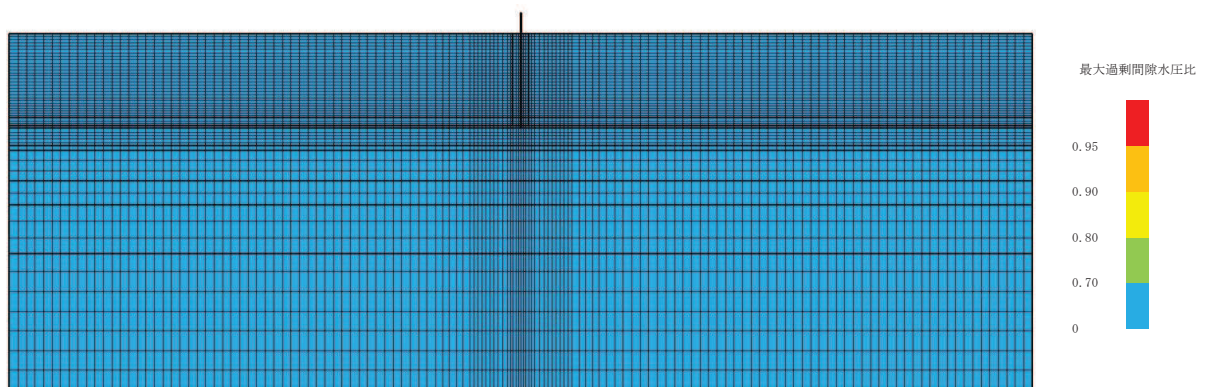


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 2-81 最大応答値分布 (ケース 2, S<sub>s</sub>-F3)

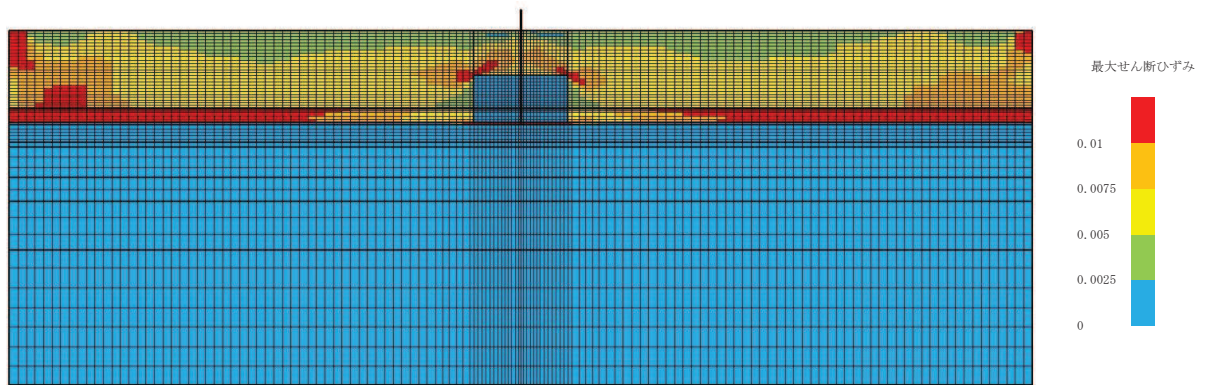


(最大せん断ひずみ分布)

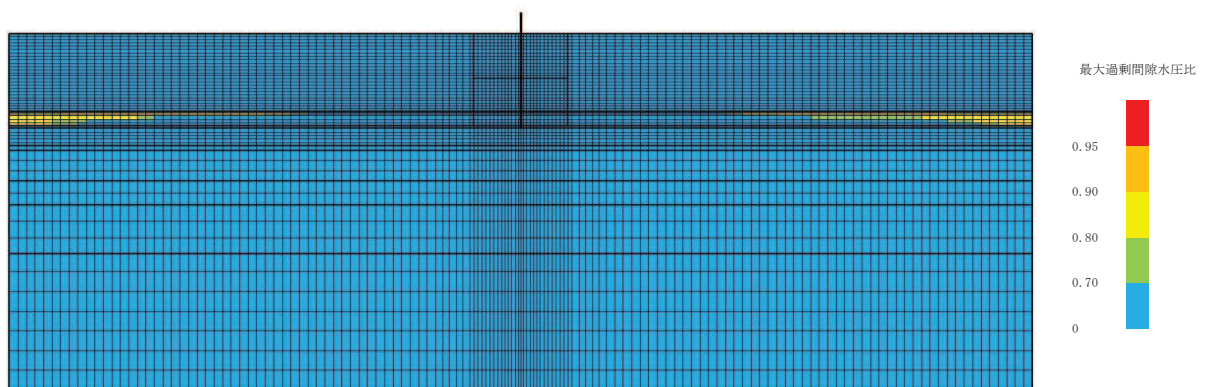


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 2-82 最大応答値分布 (ケース 2, S<sub>s</sub>-N1)

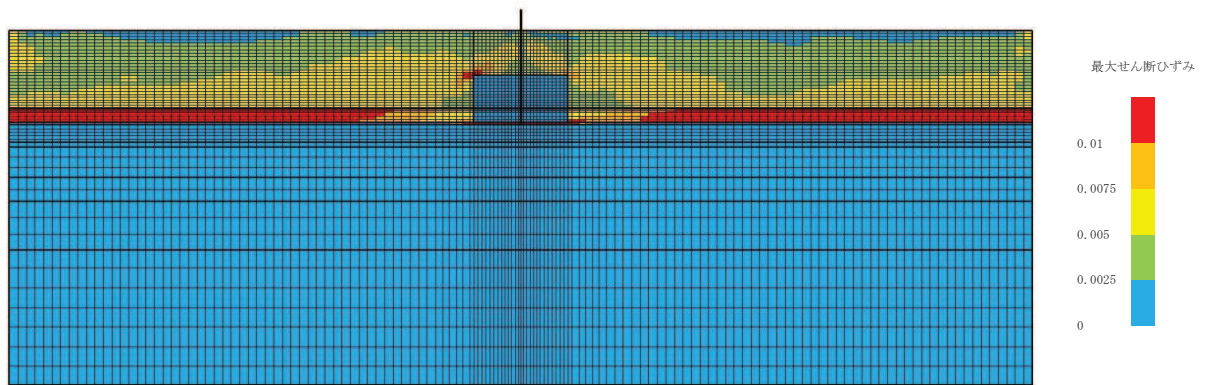


(最大せん断ひずみ分布)

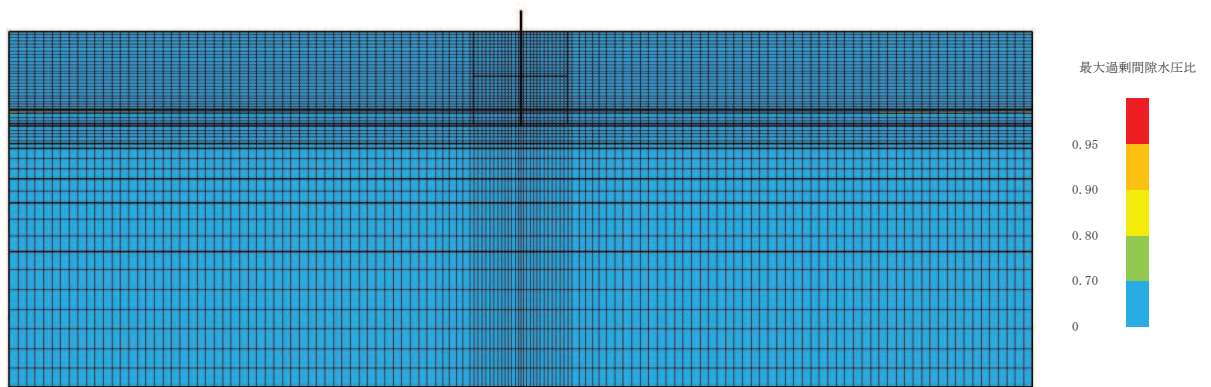


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 2-83 最大応答値分布 (ケース 3, S<sub>s</sub>-D1)

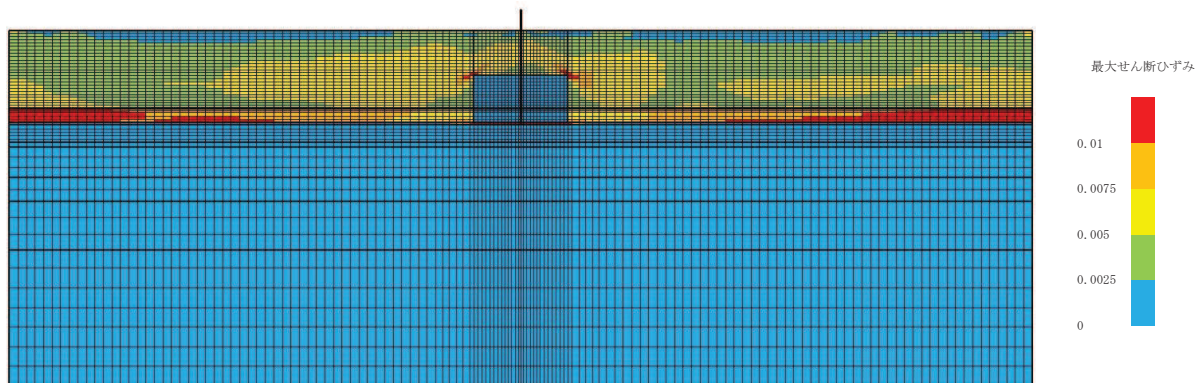


(最大せん断ひずみ分布)

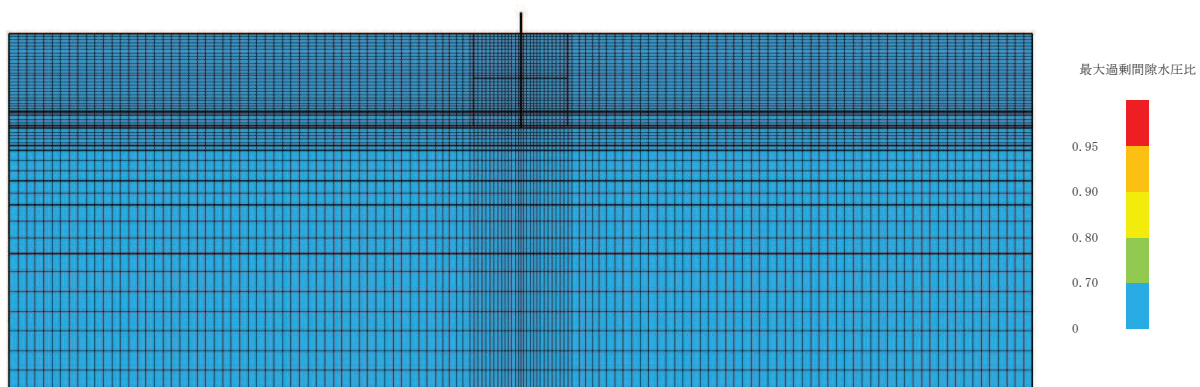


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 2-84 最大応答値分布 (ケース 3, S<sub>s</sub>-D2)

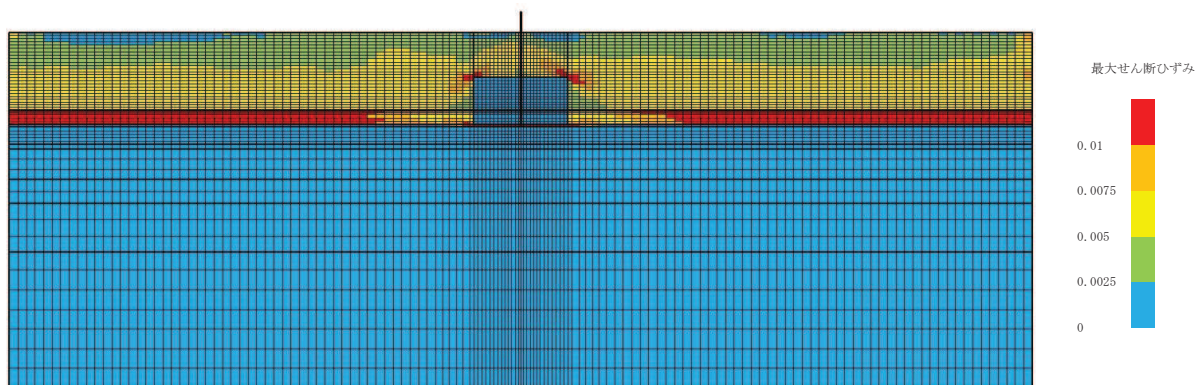


(最大せん断ひずみ分布)

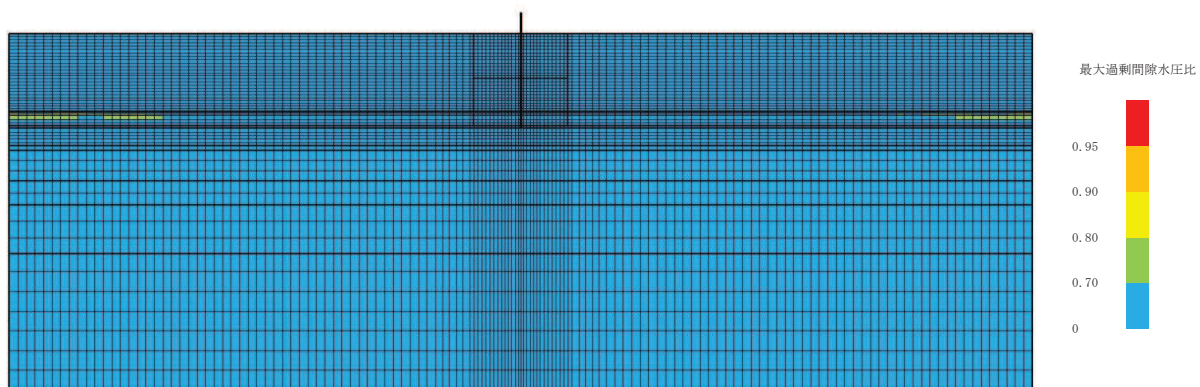


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 2-85 最大応答値分布 (ケース 3,  $S_s - D3$ )

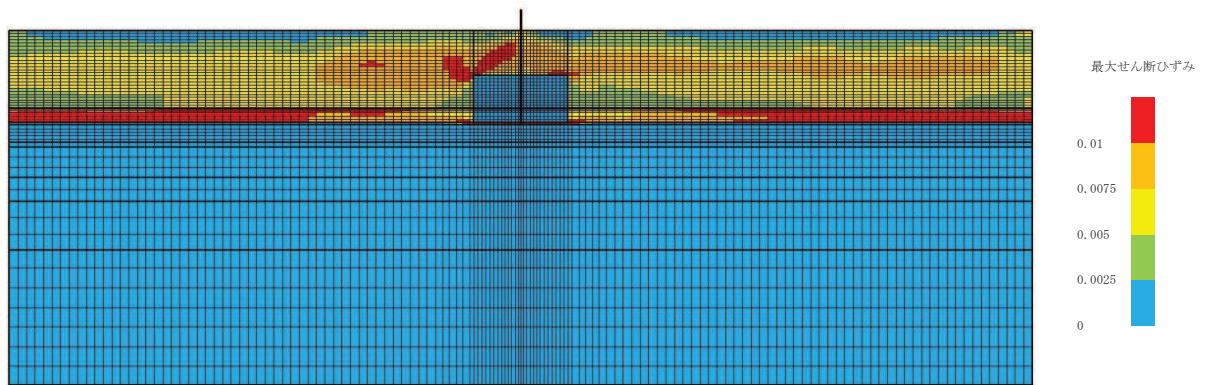


(最大せん断ひずみ分布)

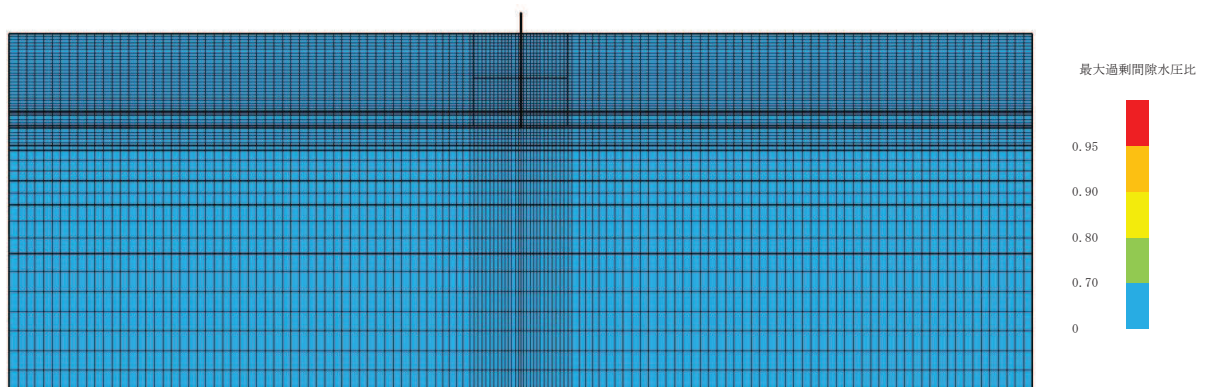


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 2-86 最大応答値分布 (ケース 3,  $S_s - F1$ )



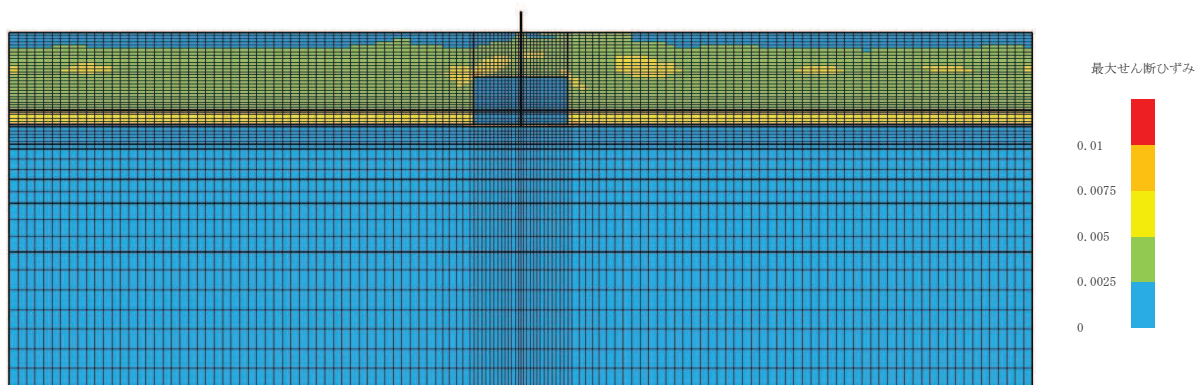
(最大せん断ひずみ分布)



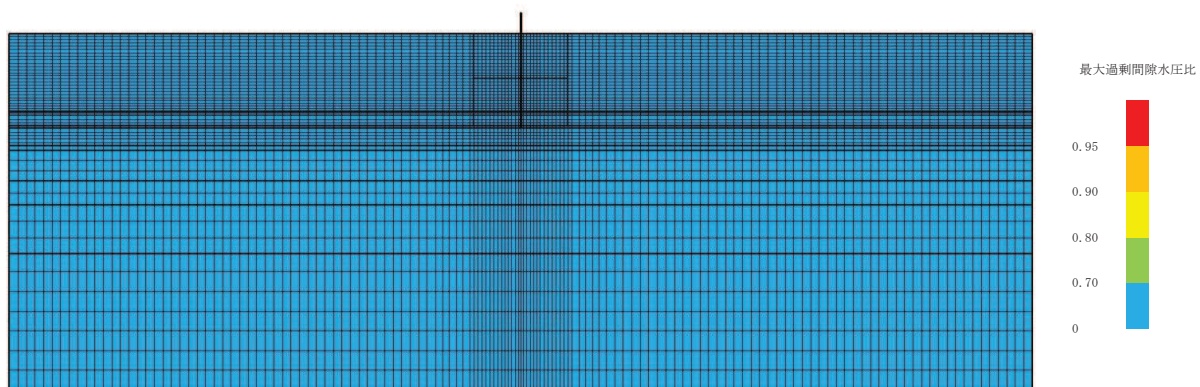
(最大過剰間隙水圧比分布)

図 2-87 最大応答値分布 (ケース 3,  $S_s - F2$ )



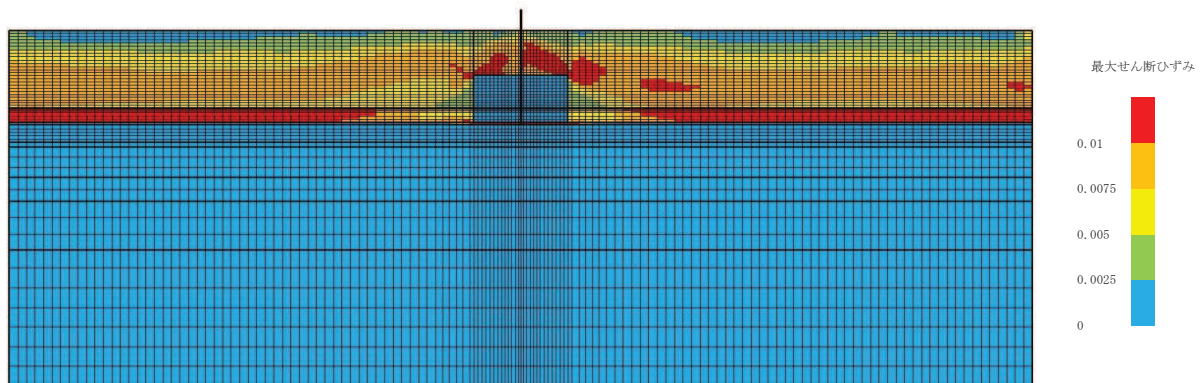


(最大せん断ひずみ分布)

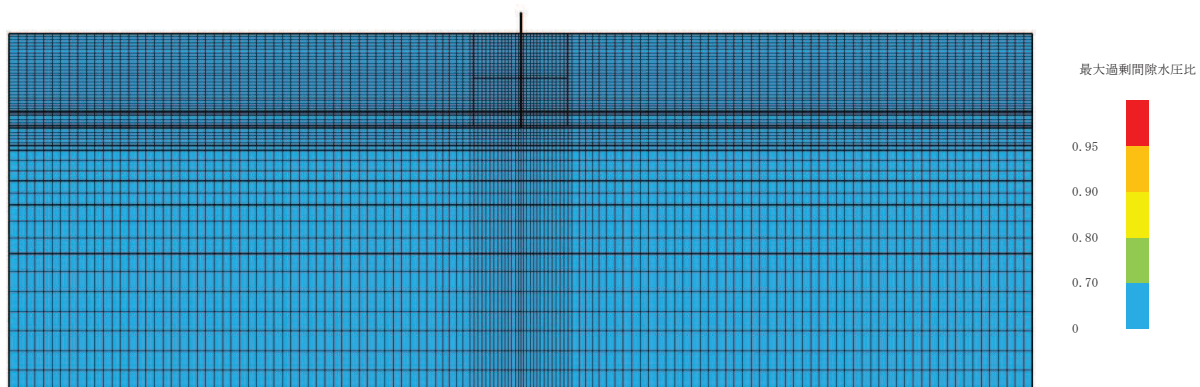


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 2-88 最大応答値分布 (ケース 3,  $S_s - F3$ )

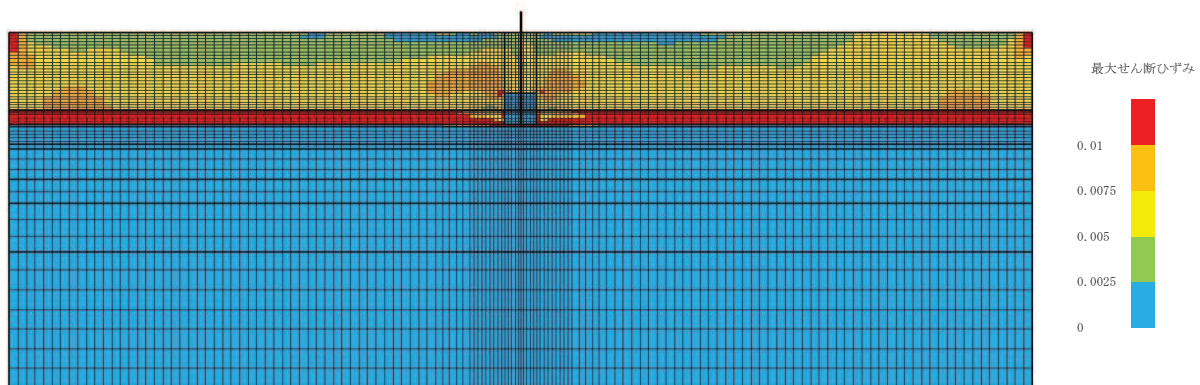


(最大せん断ひずみ分布)

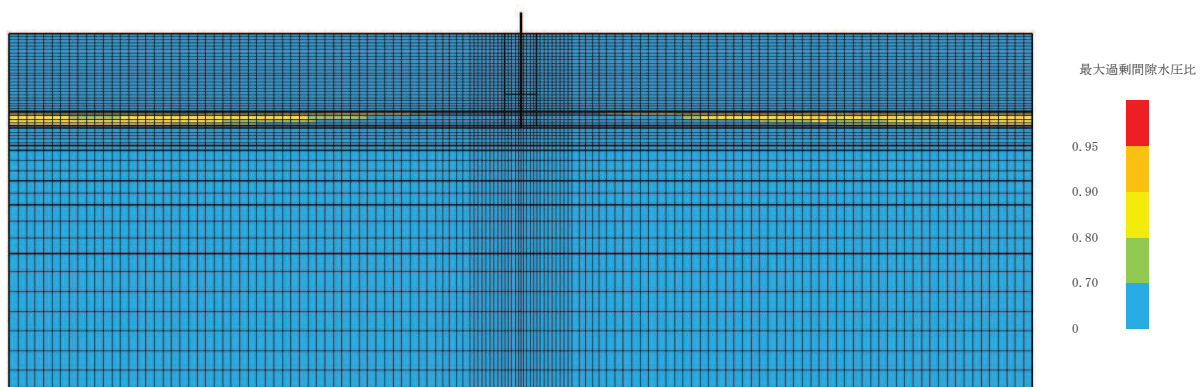


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 2-89 最大応答値分布 (ケース 3,  $S_s - N1$ )

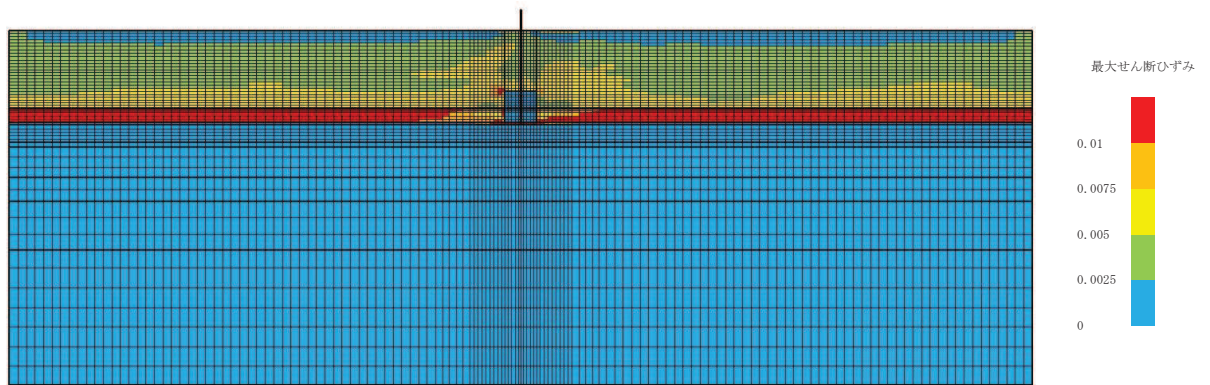


(最大せん断ひずみ分布)

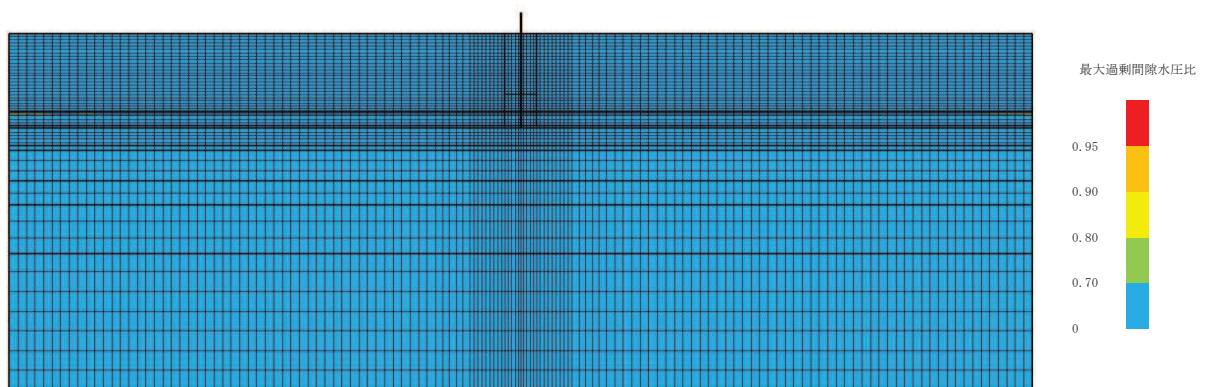


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 2-90 最大応答値分布 (ケース 4(1), S<sub>s</sub>-D1)

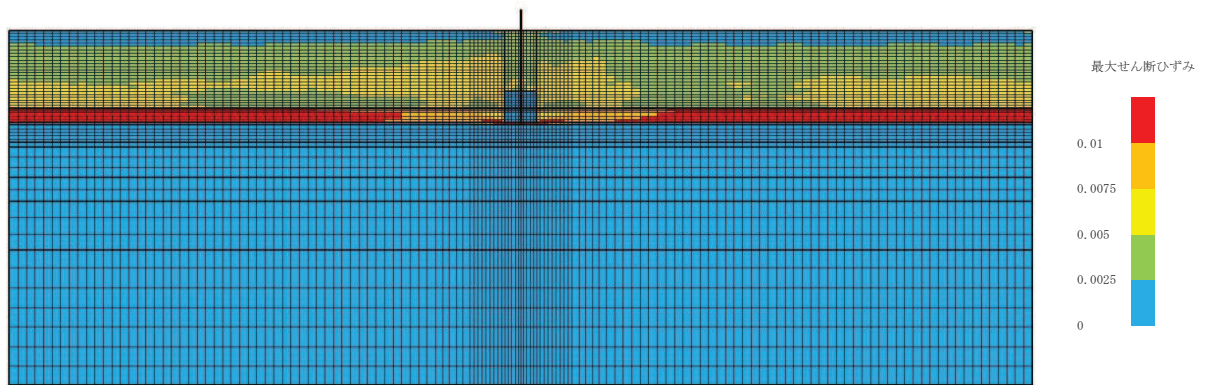


(最大せん断ひずみ分布)

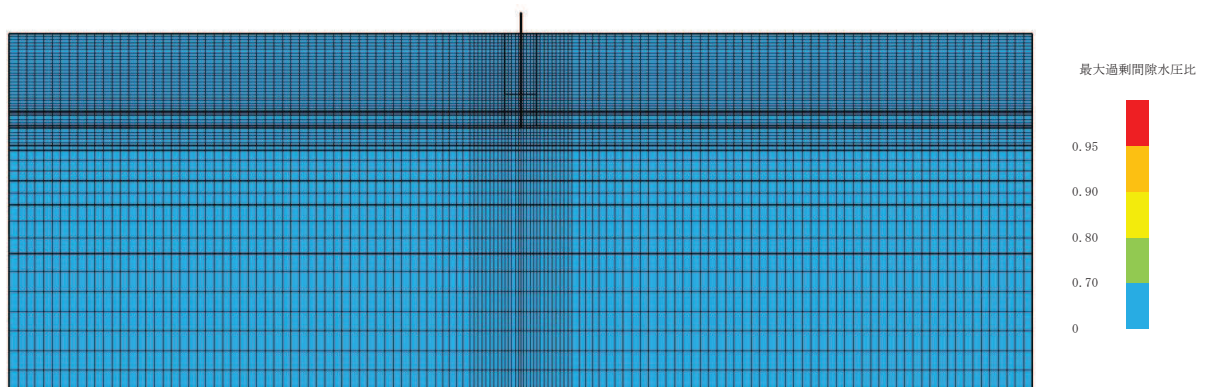


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 2-91 最大応答値分布 (ケース 4(1), S<sub>s</sub>-D2)

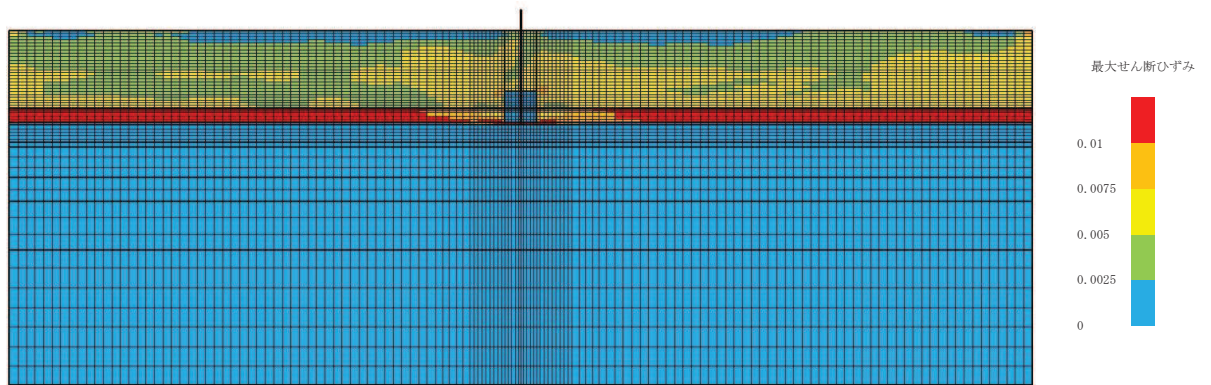


(最大せん断ひずみ分布)

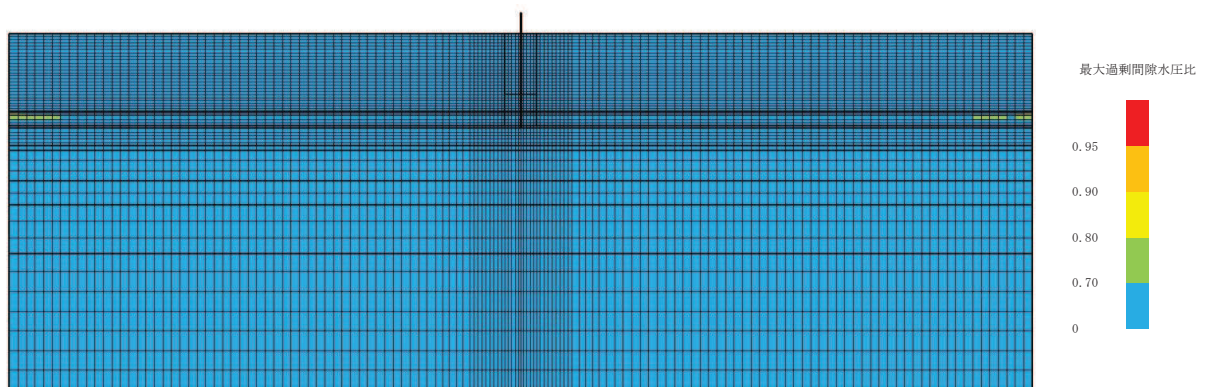


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 2-92 最大応答値分布 (ケース 4(1), S<sub>s</sub>-D3)



(最大せん断ひずみ分布)



(最大過剰間隙水圧比分布)

図 2-93 最大応答値分布 (ケース 4(1), S<sub>s</sub>-F1)