

図 4.1-2(5) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力 (断面⑤)
 解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1 σ)

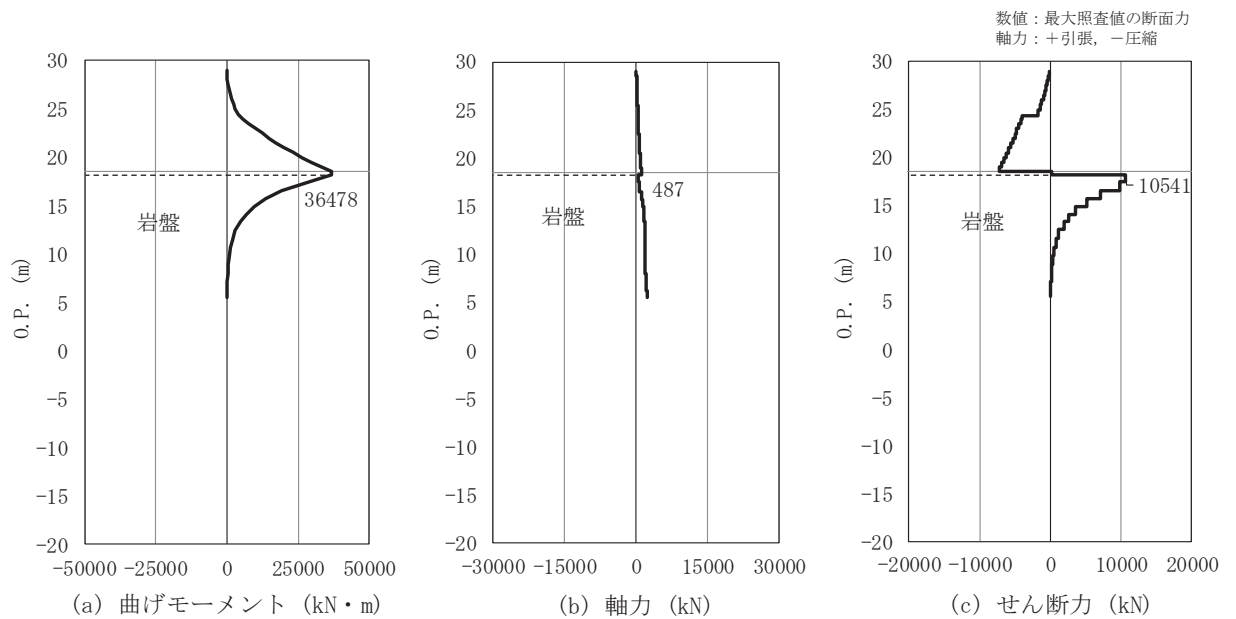


図 4.1-2(6) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力 (断面⑥)
 解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1 σ)

(4) 局所安全係数分布 (背面補強工)

背面補強工のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.1-33 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.1-3 に示す。

表 4.1-33(1) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面①)

解析ケース	最小すべり安全率
③	13.1

表 4.1-33(2) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面②)

解析ケース	最小すべり安全率
③	13.1

表 4.1-33(3) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面③)

解析ケース	最小すべり安全率
③	13.1

表 4.1-33(4) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面④)

解析ケース	最小すべり安全率
②	24.2

表 4.1-33(5) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面⑤)

解析ケース	最小すべり安全率
③	12.7



図 4.1-3(1) 背面補強工の局所安全係数分布 (断面①)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)



図 4.1-3(2) 背面補強工の局所安全係数分布 (断面②)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)



図 4.1-3(3) 背面補強工の局所安全係数分布 (断面③)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

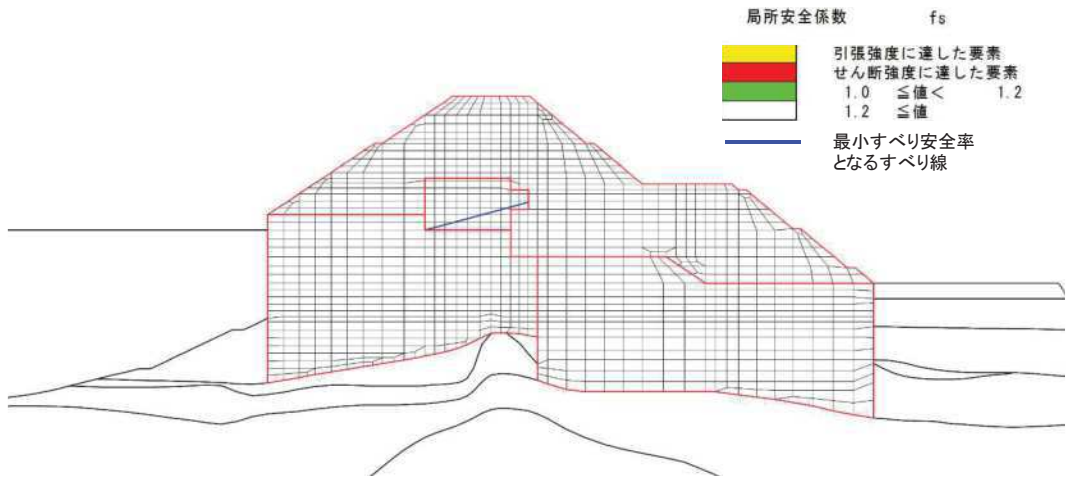


図 4.1-3(4) 背面補強工の局所安全係数分布 (断面④)

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

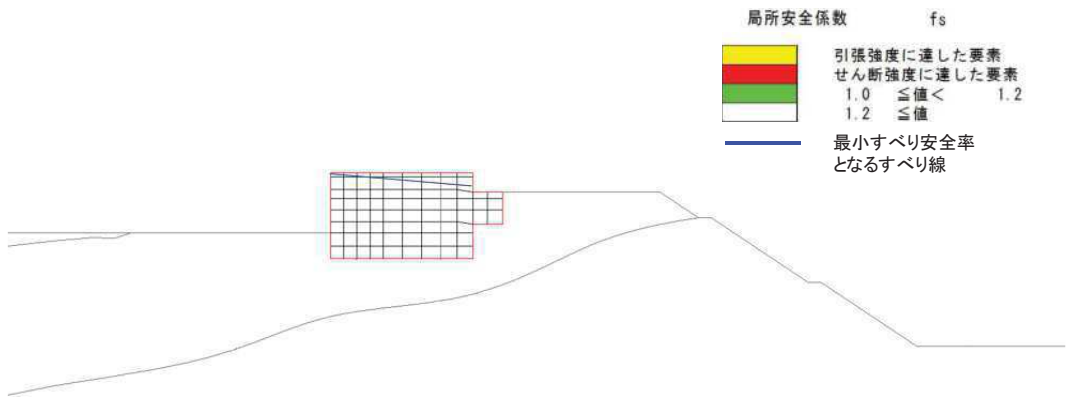


図 4.1-3(5) 背面補強工の局所安全係数分布 (断面⑤)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

(5) 局所安全係数分布 (置換コンクリート)

置換コンクリートのすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.1-34 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.1-4 に示す。

表 4.1-34(1) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面①)

解析ケース	最小すべり安全率
③	25.3

表 4.1-34(2) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面②)

解析ケース	最小すべり安全率
③	25.7

表 4.1-34(3) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面③)

解析ケース	最小すべり安全率
③	19.6

表 4.1-34(4) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面④)

解析ケース	最小すべり安全率
③	37.7

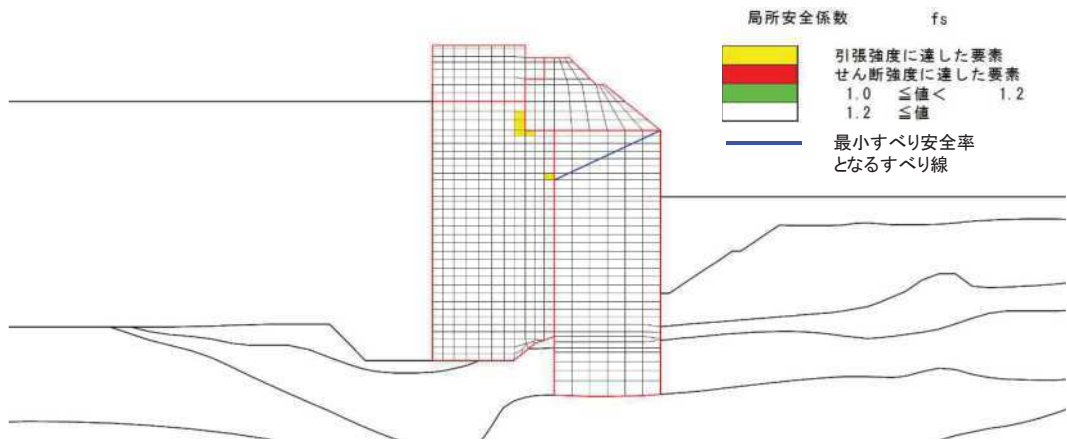


図 4.1-4(1) 置換コンクリートの局所安全係数分布 (断面①)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1 σ)

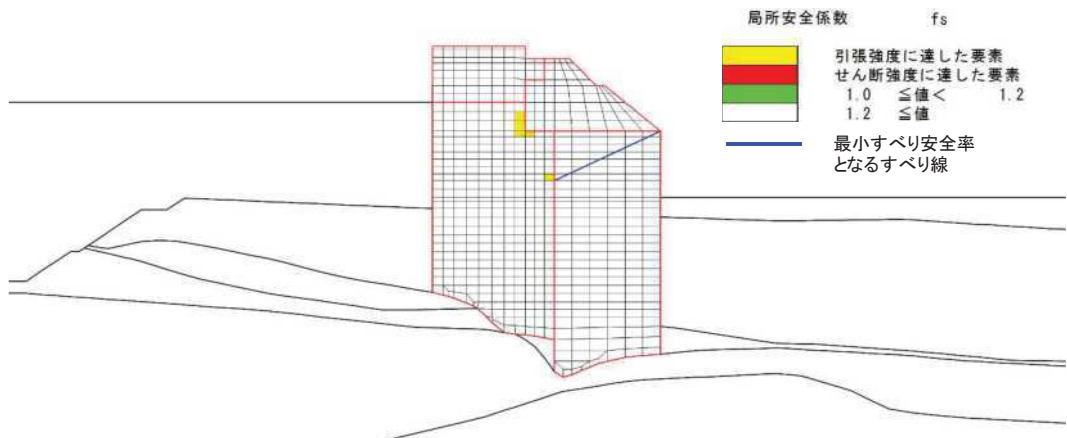


図 4.1-4(2) 置換コンクリートの局所安全係数分布 (断面②)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1 σ)

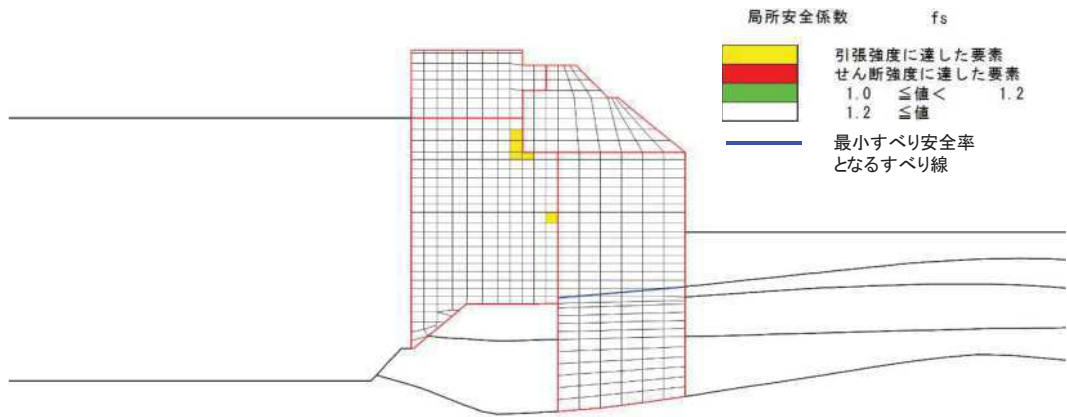


図 4.1-4(3) 置換コンクリートの局所安全係数分布 (断面③)
 解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

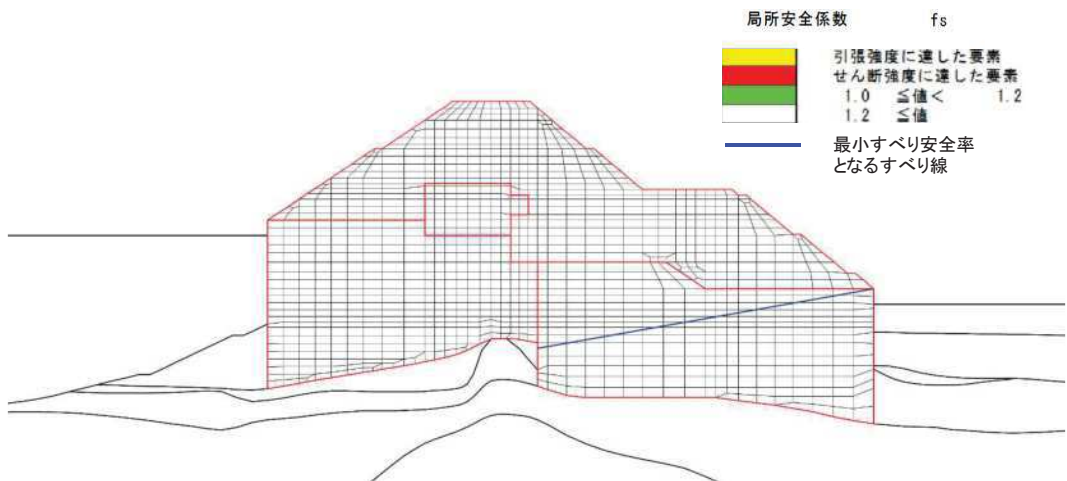


図 4.1-4(4) 置換コンクリートの局所安全係数分布 (断面④)
 解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

(6) 局所安全係数分布 (改良地盤)

改良地盤のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.1-35 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.1-5 に示す。

表 4.1-35(1) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面①)

解析ケース	最小すべり安全率
②	4.0
① (平均値 - 1σ 強度)	4.3

表 4.1-35(2) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面②)

解析ケース	最小すべり安全率
②	5.0
① (平均値 - 1σ 強度)	5.0

表 4.1-35(3) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面③)

解析ケース	最小すべり安全率
②	4.5
① (平均値 - 1 σ 強度)	4.9

表 4.1-35(4) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面④)

解析ケース	最小すべり安全率
②	7.8
① (平均値 - 1 σ 強度)	8.0

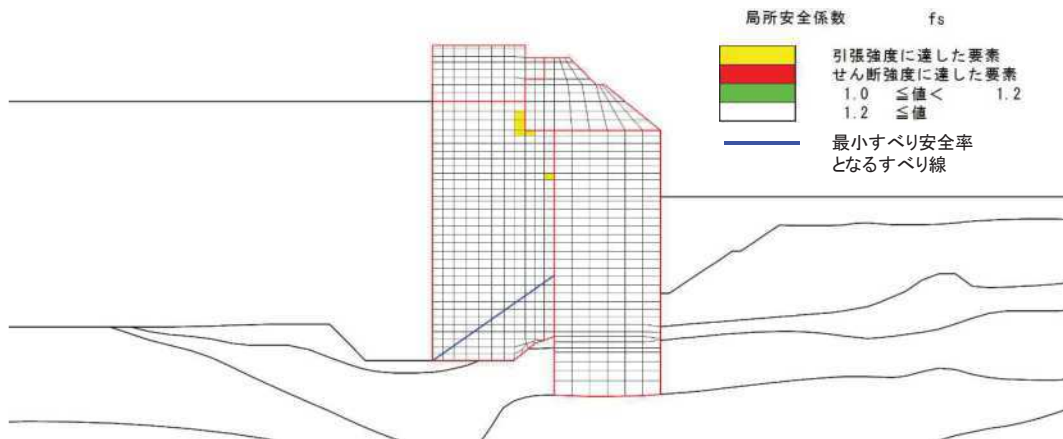


図 4.1-5(1) 改良地盤の局所安全係数分布 (断面①)

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1 σ)

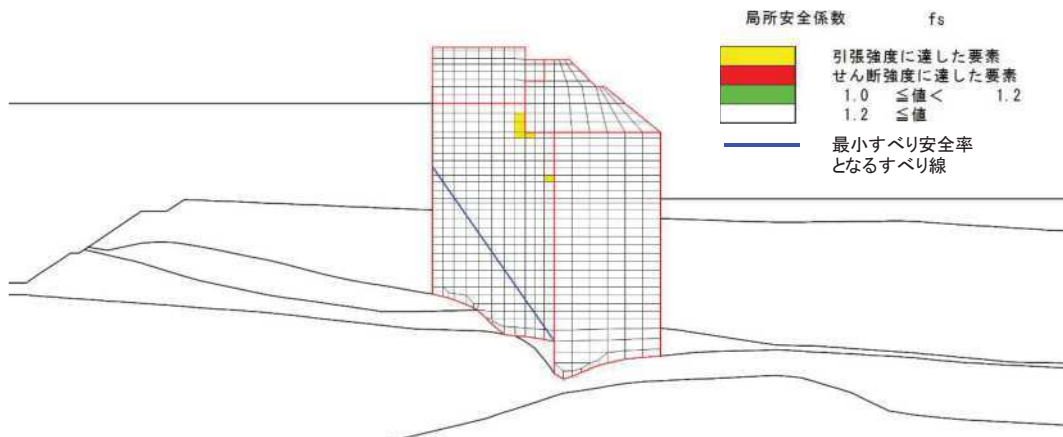


図 4.1-5(2) 改良地盤の局所安全係数分布 (断面②)

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1 σ)



図 4.1-5(3) 改良地盤の局所安全係数分布 (断面③)

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

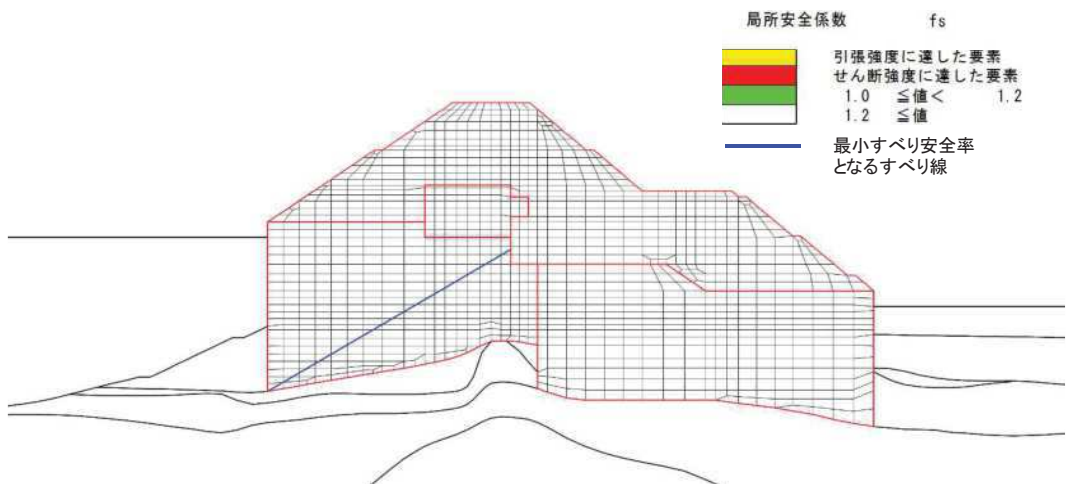


図 4.1-5(4) 改良地盤の局所安全係数分布 (断面④)

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

(7) 局所安全係数分布 (セメント改良土)

セメント改良土のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.1-36 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.1-6 に示す。

表 4.1-36(1) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面①)

解析ケース	最小すべり安全率
②	40.7
① (平均値 - 1σ 強度)	40.3

表 4.1-36(2) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面②)

解析ケース	最小すべり安全率
②	41.2
① (平均値 - 1σ 強度)	40.9

表 4.1-36(3) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面③)

解析ケース	最小すべり安全率
②	38.6
① (平均値 - 1 σ 強度)	38.3

表 4.1-36(4) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面④)

解析ケース	最小すべり安全率
②	10.8
① (平均値 - 1 σ 強度)	10.5

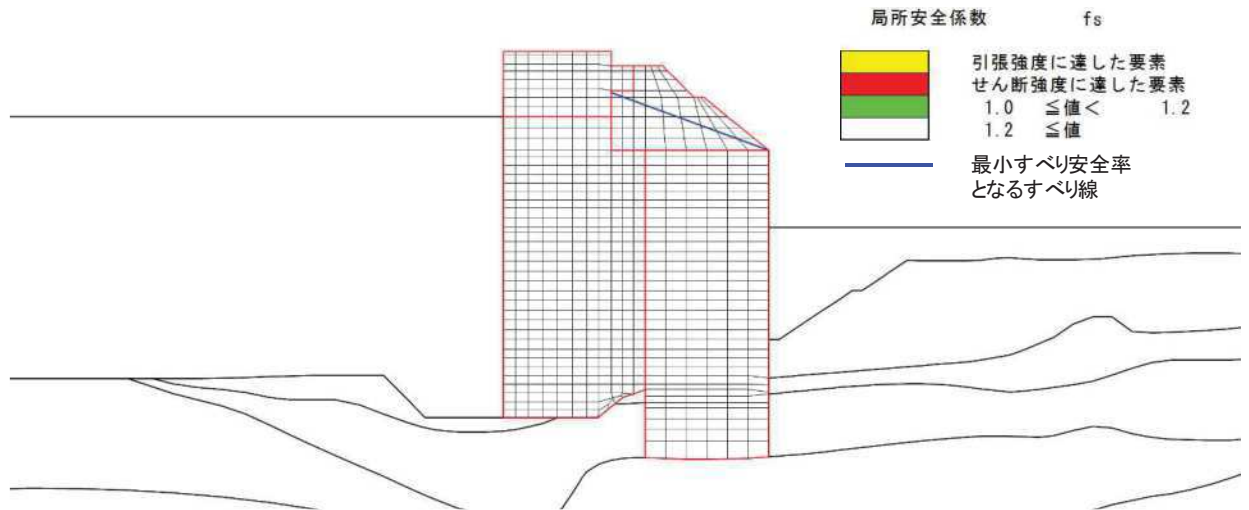


図 4.1-6(1) セメント改良土の局所安全係数分布 (断面①)

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1 σ)



図 4.1-6(2) セメント改良土の局所安全係数分布 (断面②)

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1 σ)

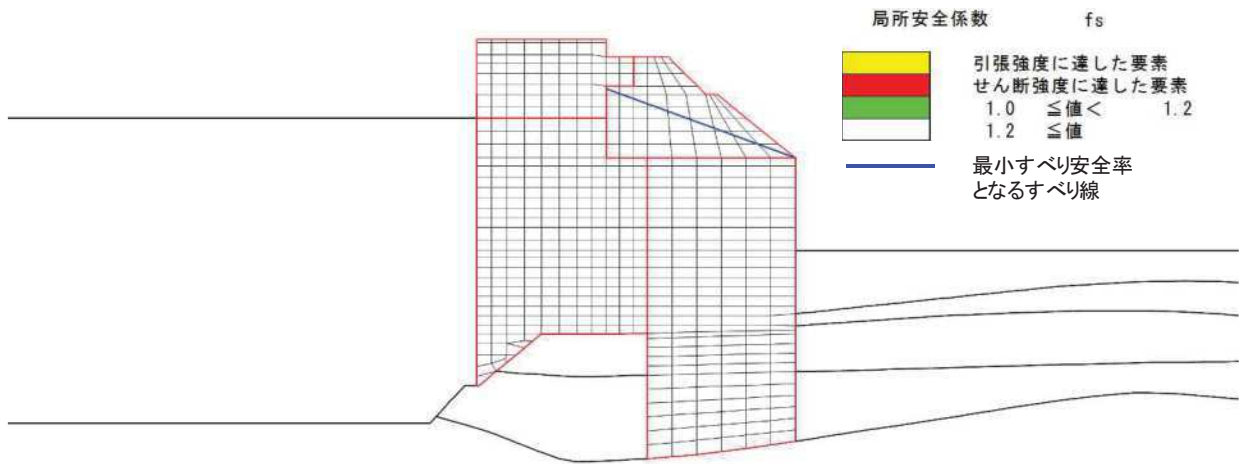


図 4.1-6(3) セメント改良土の局所安全係数分布 (断面③)
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

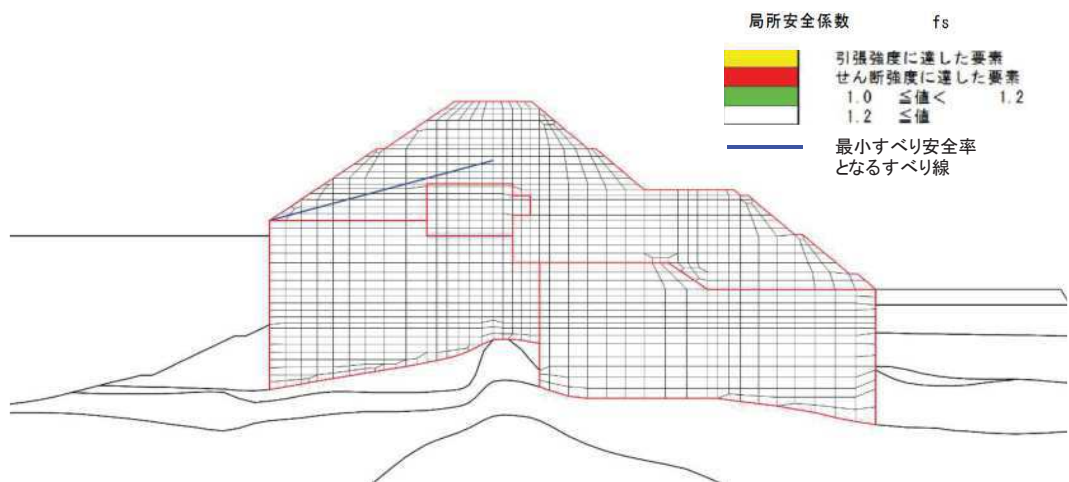


図 4.1-6(4) セメント改良土の局所安全係数分布 (断面④)
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

4.1.2 鋼管杭の評価結果

(1) 曲げ軸力照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.1-30 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 4.1-36～表 4.1-41 に、曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価時刻での断面力図を図 4.1-7～図 6.1.3-4-6 に示す。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、鋼管杭に発生する曲げ応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.1-36 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値（断面①）

解析 ケース	杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
① (平均)	C	37542	1177	240	382	0.63
② (+1 σ)	C	37567	1195	240	382	0.63
③ (-1 σ)	C	37548	1182	240	382	0.63

表 4.1-37 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値（断面②）

解析 ケース	杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
① (平均)	C	37626	1182	240	382	0.63
② (+1 σ)	C	37508	1183	240	382	0.63
③ (-1 σ)	C	37564	1181	240	382	0.63

表 4.1-38 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値（断面③）

解析 ケース	杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
① (平均)	C	37407	1190	239	382	0.63
② (+1 σ)	C	37405	1183	239	382	0.63
③ (-1 σ)	C	37489	1183	239	382	0.63

表 4.1-39 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値（断面④）

解析 ケース	杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
① (平均)	D	106	2949	17	277	0.07
② (+1 σ)	D	93	2692	16	277	0.06
③ (-1 σ)	D	106	3260	19	277	0.07

表 4.1-40 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値（断面⑤）

解析 ケース	杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
① (平均)	C	35959	1167	230	382	0.61
② (+1 σ)	C	35959	1167	230	382	0.61
③ (-1 σ)	C	35959	1167	230	382	0.61

表 4.1-41 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値（断面⑥）

解析 ケース	杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
① (平均)	C	36602	1167	234	382	0.62
② (+1 σ)	C	36518	1167	233	382	0.61
③ (-1 σ)	C	36740	1167	235	382	0.62

(2) せん断力照査

断面計算に用いた断面諸元は表 4.1-30 に、鋼管杭のせん断力照査における最大照査値を表 4.1-41～表 4.1-46 に示す。

鋼管杭に発生するせん断応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.1-41 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面①)

解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
① (平均)	C	11505	88	217	0.41
② (+1 σ)	C	11496	88	217	0.41
③ (-1 σ)	C	11531	88	217	0.41

表 4.1-42 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面②)

解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
① (平均)	C	11535	88	217	0.41
② (+1 σ)	C	11548	88	217	0.41
③ (-1 σ)	C	11538	88	217	0.41

表 4.1-43 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面③)

解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
① (平均)	C	11462	88	217	0.41
② (+1 σ)	C	11443	87	217	0.41
③ (-1 σ)	C	11513	88	217	0.41

表 4.1-44 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面④)

解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
① (平均)	C	543	5	217	0.03
② (+1 σ)	C	461	4	217	0.02
③ (-1 σ)	C	649	5	217	0.03

表 4.1-45 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑤)

解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
① (平均)	C	12573	96	217	0.45
② (+1 σ)	C	12572	96	217	0.45
③ (-1 σ)	C	12573	96	217	0.45

表 4.1-46 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑥)

解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
① (平均)	C	10153	78	217	0.36
② (+1 σ)	C	10541	81	217	0.38
③ (-1 σ)	A	4169	51	145	0.36

4.1.3 鋼製遮水壁及び漂流物防護工

鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主部材の照査結果を表 4.1-47 に示す。この結果から、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.1-47 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主要部材の照査結果

部材		材質	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製遮水壁	スキンプレート	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm ²)	137	315	0.44
	垂直リブ	SM490Y	圧縮応力度 (N/mm ²)	32	190	0.17
	水平リブ	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm ²)	221	315	0.71
			せん断応力度 (N/mm ²)	68	180	0.38
			合成応力度	0.63	1.20	0.53
漂流物防護工	架台	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm ²)	169	315	0.54
			せん断応力度 (N/mm ²)	68	180	0.38
			合成応力度	0.43	1.20	0.36
	防護工	SM570	曲げ応力度 (N/mm ²)	274	382	0.72
			せん断応力度 (N/mm ²)	179	217	0.83
			合成応力度	0.68	1.20	0.57

4.1.4 背面補強工の評価結果

背面補強工のすべり安全率による評価結果を表 4.1-48～表 4.1-52 に示す。これらの結果から、背面補強工のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.1-48 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面①）

解析ケース	最小すべり安全率
①（平均）	13.1
②（+1 σ ）	13.1
③（-1 σ ）	13.1

表 4.1-49 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面②）

解析ケース	最小すべり安全率
①（平均）	13.1
②（+1 σ ）	13.1
③（-1 σ ）	13.1

表 4.1-50 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面③）

解析ケース	最小すべり安全率
①（平均）	13.2
②（+1 σ ）	13.2
③（-1 σ ）	13.1

表 4.1-51 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面④）

解析ケース	最小すべり安全率
①（平均）	24.5
②（+1 σ ）	24.2
③（-1 σ ）	24.4

表 4.1-52 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面⑤）

解析ケース	最小すべり安全率
①（平均）	12.7
②（+1 σ ）	12.7
③（-1 σ ）	12.7

4.1.5 置換コンクリートの評価結果

置換コンクリートのすべり安全率による評価結果を表 4.1-53～表 4.1-56 に示す。これらの結果から、置換コンクリートのすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.1-53 置換コンクリートのすべり安全率評価結果（断面①）

解析ケース	最小すべり安全率
①（平均）	26.4
②（+1 σ ）	26.8
③（-1 σ ）	25.3

表 4.1-54 置換コンクリートのすべり安全率評価結果（断面②）

解析ケース	最小すべり安全率
①（平均）	27.1
②（+1 σ ）	28.3
③（-1 σ ）	25.7

表 4.1-55 置換コンクリートのすべり安全率評価結果（断面③）

解析ケース	最小すべり安全率
①（平均）	19.7
②（+1 σ ）	19.8
③（-1 σ ）	19.6

表 4.1-56 置換コンクリートのすべり安全率評価結果（断面④）

解析ケース	最小すべり安全率
①（平均）	37.7
②（+1 σ ）	37.9
③（-1 σ ）	37.7

4.1.6 改良地盤の評価結果

改良地盤のすべり安全率による評価結果を表 4.1-57～表 4.1-60 に示す。これらの結果から、改良地盤のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.1-57 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面①）

解析ケース	最小すべり安全率
①（平均）	4.3
②（+1 σ ）	4.0
③（-1 σ ）	4.8

表 4.1-58 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面②）

解析ケース	最小すべり安全率
①（平均）	5.2
②（+1 σ ）	5.0
③（-1 σ ）	5.3

表 4.1-59 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面③）

解析ケース	最小すべり安全率
①（平均）	4.9
②（+1 σ ）	4.5
③（-1 σ ）	5.1

表 4.1-60 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面④）

解析ケース	最小すべり安全率
①（平均）	8.0
②（+1 σ ）	7.8
③（-1 σ ）	8.3

4.1.7 セメント改良土の評価結果

セメント改良土のすべり安全率による評価結果を表 4.1-61～表 4.1-64 に示す。これらの結果から、セメント改良土のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.1-61 セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面①）

解析ケース	最小すべり安全率
①（平均）	42.1
②（+1 σ ）	40.7
③（-1 σ ）	43.9

表 4.1-62 セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面②）

解析ケース	最小すべり安全率
①（平均）	42.7
②（+1 σ ）	41.2
③（-1 σ ）	44.1

表 4.1-63 セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面③）

解析ケース	最小すべり安全率
①（平均）	40.0
②（+1 σ ）	38.6
③（-1 σ ）	42.2

表 4.1-64 セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面④）

解析ケース	最小すべり安全率
①（平均）	11.0
②（+1 σ ）	10.8
③（-1 σ ）	11.1

4.1.8 止水ジョイント部材の相対変位量に対する評価結果

津波時の止水ジョイント部材の相対変位量に対する照査結果を表 4.1-65 及び表 4.1-66 に示す。また、止水ジョイント部材の相対変位量評価区間を図 4.1-7 に示す。

津波時の止水ジョイント部材の相対変位量に対する照査を行った結果、相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 4.1-65 (1) ゴムジョイント部材設置箇所の津波時相対変位量

(A 区間：一般部のうち突出長変化部，鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	地震時最終変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角方向	5.7	63.6	69.3	350
汀線方向	12.3*	0	12.3	150

注記 *：汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.1-65 (2) ゴムジョイント部材設置箇所の津波時相対変位量

(B 区間：一般部のうち背面補強工間，鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	地震時最終変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角方向	31.5	85.4	116.9	350
汀線方向	22.2*	0	22.2	150

注記 *：汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.1-65 (3) ゴムジョイント部材設置箇所の津波時相対変位量

(C 区間：一般部と岩盤部の境界，鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	地震時最終変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角方向	31.5	85.4	116.9	350
汀線方向	14.1*	0	14.1	150

注記 *：汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.1-65 (4) ゴムジョイント部材設置箇所の津波時相対変位量

(D 区間：岩盤部のうち背面補強工間，鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	地震時最終変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角方向	0.3	53.7	54.0	350
汀線方向	2.0*	0	2.0	150

注記 *：汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.1-65 (5) ゴムジョイント部材設置箇所の津波時相対変位量

(E 区間：岩盤部のうち背面補強工端部，鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	地震時最終変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角方向	0.1	60.4	60.5	350
汀線方向	6.7*	0	6.7	150

注記 *：汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.1-65 (6) ゴムジョイント部材設置箇所の津波時相対変位量

(F 区間：岩盤部のうち突出長変化部，鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	地震時最終変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角方向	0.1	60.4	60.5	350
汀線方向	52.6*	0	52.6	150

注記 *：汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.1-66 (1) ウレタンシリコン目地設置箇所の津波時相対変位量

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

方向	解析 ケース	地震時最終変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角方向	③	0.8	19.7	20.5	30
汀線方向	—*	1.6*	0	1.6	6

注記 *：汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.1-66 (2) ウレタンシリコン目地設置箇所の津波時相対変位量

(I 区間：岩盤部のうち突出杭長同一部，鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	解析 ケース	地震時最終変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角方向	③	0.0	19.0	19.0	30
汀線方向	—*	1.2*	0	1.2	6

注記 *：汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.1-66 (3) ウレタンシリコーン目地設置箇所の津波時相対変位量

(J 区間：岩盤部のうち背面補強工内，鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

方向	解析 ケース	地震時最終変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角方向	③	0.1	16.7	16.8	30
汀線方向	—*	1.0*	0	1.0	6

注記 *：汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

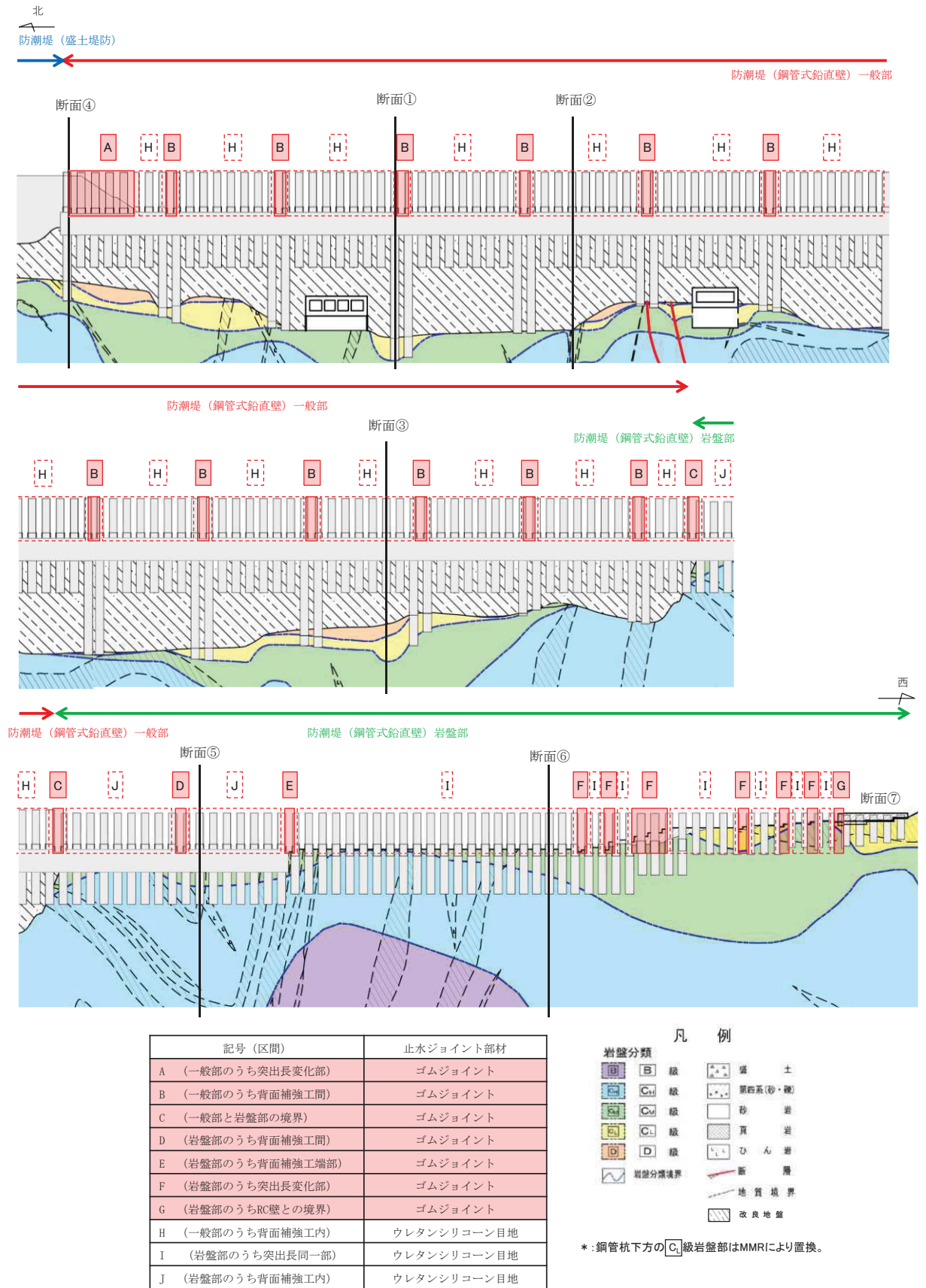


図 4.1-7 止水ジョイント部材の相対変位量評価区間

4.2 重畳時

4.2.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「断面力分布図」,「最大せん断ひずみ分布」,「過剰間隙水圧比分布」を記載する。なお,断面力分布について,鋼管杭は杭1本あたり,RC遮水壁は単位奥行きあたりの断面力を図示する。

(1) 解析ケースと照査値

解析ケースはケース①～③を実施する。

a. 断面①

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表4.2-1に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-1 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (断面①)

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.66		
	-+	0.71	0.71	0.68
	+-	0.69		
	--	0.64		

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表4.2-2に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-2 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値 (断面①)

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.42		
	-+	0.46	0.45	0.43
	+-	0.44		
	--	0.41		

(c) 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.2-3 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-3 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面①）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	12.8		
	-+	11.6	11.7	12.5
	+-	12.2		
	--	13.3		

(d) 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.2-4 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-4 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面①）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	12.7		
	-+	14.5	13.4	15.1
	+-	12.9		
	--	13.0		

(e) 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.2-5 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-5 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面①）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	2.7		
	-+	2.7	2.6	2.9
	+-	2.5		
	--	2.7		

(f) セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.2-6 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-6 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面①）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	53.7		
	-+	51.0	50.0	32.3
	+-	37.7		
	--	43.2		

(g) 基礎地盤の支持性能に対する照査

イ 鋼管杭

表 4.2-7 に鋼管杭の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-7 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面①，鋼管杭）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.22		
	-+	0.24	0.22	0.26
	+-	0.22		
	--	0.22		

ロ 背面補強工

表 4.2-8 に背面補強工の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-8 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面①，背面補強工）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.23		
	-+	0.25	0.23	0.23
	+-	0.23		
	--	0.23		

ハ 置換コンクリート

表 4.2-9 に置換コンクリートの基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-9 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面①，置換コンクリート）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.16		
	-+	0.15	0.16	0.15
	+-	0.16		
	--	0.19		

b. 断面②

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.2-10 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-10 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（断面②）

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.71	0.71	0.70
	-+	0.70		
	+-	0.69		
	--	0.67		

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.2-11 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-11 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値（断面②）

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.45	0.45	0.45
	-+	0.45		
	+-	0.44		
	--	0.43		

(c) 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.2-12 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-12 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面②）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	12.1	12.1	12.4
	-+	11.8		
	+-	12.1		
	--	12.2		

(d) 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.2-13 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-13 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面②）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	13.1	13.2	12.6
	-+	13.9		
	+-	12.2		
	--	13.6		

(e) 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.2-14 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-14 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面②）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	3.1	2.9	3.1
	-+	3.1		
	+-	2.9		
	--	2.9		

(f) セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.2-15 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-15 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面②）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	41.1	43.5	14.8
	-+	38.3		
	+-	38.3		
	--	18.2		

(g) 基礎地盤の支持性能に対する照査

イ 鋼管杭

表 4.2-16 に鋼管杭の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-16 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面②，鋼管杭）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.09	0.09	0.10
	-+	0.09		
	+-	0.09		
	--	0.09		

ロ 背面補強工

表 4.2-17 に背面補強工の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-17 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面②，背面補強工）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.25	0.23	0.25
	-+	0.25		
	+-	0.23		
	--	0.25		

ハ 置換コンクリート

表 4.2-18 に置換コンクリートの基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-18 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面②，置換コンクリート）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.14	0.13	0.14
	-+	0.13		
	+ -	0.13		
	--	0.14		

c. 断面③

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.2-19 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-19 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（断面③）

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.68		
	-+	0.70	0.71	0.70
	+ -	0.69		
	--	0.69		

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.2-20 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-20 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値（断面③）

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.43		
	-+	0.45	0.46	0.45
	+ -	0.44		
	--	0.44		

(c) 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.2-21 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-21 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面③）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	④
S d - D 2	++	12.4		
	-+	11.7	11.8	11.6
	+-	12.1		
	--	11.8		

(d) 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.2-22 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-22 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面③）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	12.7		
	-+	12.5	12.5	12.6
	+-	12.5		
	--	12.9		

(e) 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.2-23 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-23 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面③）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	3.0		
	-+	2.9	2.7	3.3
	+-	2.8		
	--	3.0		

(f) セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.2-24 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-24 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面③）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	④
S d - D 2	++	46.1		
	-+	22.2	33.3	16.2
	+-	75.3		
	--	25.1		

(g) 基礎地盤の支持性能に対する照査

イ 鋼管杭

表 4.2-25 に鋼管杭の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-25 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面③，鋼管杭）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.14		
	-+	0.15	0.13	0.17
	+-	0.13		
	--	0.14		

ロ 背面補強工

表 4.2-26 に背面補強工の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-26 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面③，背面補強工）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.23		
	-+	0.25	0.25	0.25
	+-	0.23		
	--	0.25		

ハ 置換コンクリート

表 4.2-27 に置換コンクリートの基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-27 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面③，置換コンクリート）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	⑤
S d - D 2	++	0.14		
	-+	0.15	0.14	0.15
	+-	0.15		
	--	0.15		

d. 断面④

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.2-28 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-28 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（断面④）

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.25	0.20	0.31
	-+	0.24		
	+-	0.25		
	--	0.25		

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.2-29 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-29 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値（断面④）

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.07	0.06	0.09
	-+	0.07		
	+-	0.07		
	--	0.08		

(c) 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.2-30 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-30 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面④）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	15.4	15.2	15.3
	-+	13.9		
	+-	15.0		
	--	14.5		

(d) 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.2-31 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-31 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面④）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	13.4	13.6	12.9
	-+	13.1		
	+-	12.7		
	--	12.8		

(e) 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.2-32 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-32 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面④）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	4.4	4.4	4.4
	-+	4.1		
	+-	4.5		
	--	4.3		

(f) セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.2-33 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-33 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面④）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	7.3	7.4	7.0
	-+	7.4		
	+ -	7.3		
	--	6.9		

(g) 基礎地盤の支持性能に対する照査

イ 鋼管杭

表 4.2-34 に鋼管杭の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-34 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面④，鋼管杭）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.22		
	-+	0.20	0.17	0.26
	+ -	0.21		
	--	0.21		

ロ 背面補強工

表 4.2-35 に背面補強工の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-35 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面④，背面補強工）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.28		
	-+	0.28	0.28	0.28
	+ -	0.28		
	--	0.28		

ハ 置換コンクリート

表 4.2-36 に置換コンクリートの基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-36 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面④，置換コンクリート）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.20		
	-+	0.19	0.19	0.20
	+-	0.20		
	--	0.20		

e. 断面⑤

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.2-37 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-37 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（断面⑤）

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.56	0.55	0.56
	-+	0.54		
	+-	0.55		
	--	0.53		

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.2-38 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-38 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値（断面⑤）

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.41	0.41	0.41
	-+	0.40		
	+-	0.40		
	--	0.39		

(c) 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.2-39 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-39 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面⑤）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	④
S d - D 2	++	13.9	14.0	14.0
	-+	14.1		
	+-	13.8		
	--	14.4		

(d) 基礎地盤の支持性能に対する照査

イ 鋼管杭

表 4.2-40 に鋼管杭の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-40 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面⑤，鋼管杭）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	④
S d - D 2	++	0.04	0.04	0.04
	-+	0.04		
	+-	0.04		
	--	0.04		

ロ 背面補強工

表 4.2-41 に背面補強工の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-41 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面⑤，背面補強工）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	④
S d - D 2	++	0.06	0.06	0.06
	-+	0.06		
	+-	0.06		
	--	0.06		

f. 断面⑥

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.2-42 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-42 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（断面⑥）

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.59	0.59	0.60
	-+	0.56		
	+-	0.57		
	--	0.57		

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.2-43 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-43 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値（断面⑥）

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.35	0.36	0.34
	-+	0.33		
	+-	0.34		
	--	0.33		

(g) 基礎地盤の支持性能に対する照査

イ 鋼管杭

表 4.2-44 に鋼管杭の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-44 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面⑥，鋼管杭）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.04		
	-+	0.04	0.04	0.04
	+-	0.04		
	--	0.04		

(2) 断面力分布（鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

断面照査に用いた断面諸元を表 4.2-45 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 4.2-46 に示す。また、該当する解析ケースの断面力図を図 4.2-1 に示す。

表 4.2-45 鋼管杭断面諸元（断面①～断面⑥）

杭種		設置標高	板厚*2 (mm)	断面積 (mm ²)	断面係数 (mm ³)		
A	鋼管杭 (上杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm)	0. P. +30. 0m*1～ 0. P. +23. 5m	24	1. 639×10 ⁵	8. 813×10 ⁷	
B		SM570 (t=40mm)	0. P. +23. 5m～ 0. P. +21. 0m 0. P. +21. 0m～ 0. P. +20. 0m	39	2. 645×10 ⁵	1. 403×10 ⁸	
C	鋼管杭 (下杭) φ 2500	SM570 (t=35mm)	長杭	0. P. +20. 0m～ 0. P. ±0. 0m	34	2. 632×10 ⁵	1. 599×10 ⁸
D			短杭	0. P. +20. 0m～ 0. P. +5. 0m			
			断面⑥	0. P. +20. 0m ～ +8. 0m			
	SKK490 (t=25mm)	長杭	0. P. ±0. 0m～ 杭下端	24	1. 865×10 ⁵	1. 143×10 ⁸	
		短杭	0. P. +5. 0m～ 0. P. +2. 5m				
		断面⑥	0. P. +8. 0m ～ +5. 5m				

注記 *1：岩盤部（断面⑤及び断面⑥）は 0. P. +29. 0m。

*2：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき腐食代 1 mm を考慮する。杭体の断面照査において，腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 4.2-46(1) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面①)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
C	S d - D 2 (-+)	①	42529	1305	271	382	0.71

表 4.2-46(2) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面②)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
C	S d - D 2 (++)	①	42463	1123	270	382	0.71

表 4.2-46(3) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面③)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
C	S d - D 2 (-+)	②	42625	782	270	382	0.71

表 4.2-46(4) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面④)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
D	S d - D 2 (++)	③	1098	13998	85	277	0.31

表 4.2-46(5) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面⑤)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
C	S d - D 2 (++)	①	32881	1333	211	382	0.56

表 4.2-46(6) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面⑥)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
C	S d - D 2 (++)	③	35431	1260	227	382	0.60

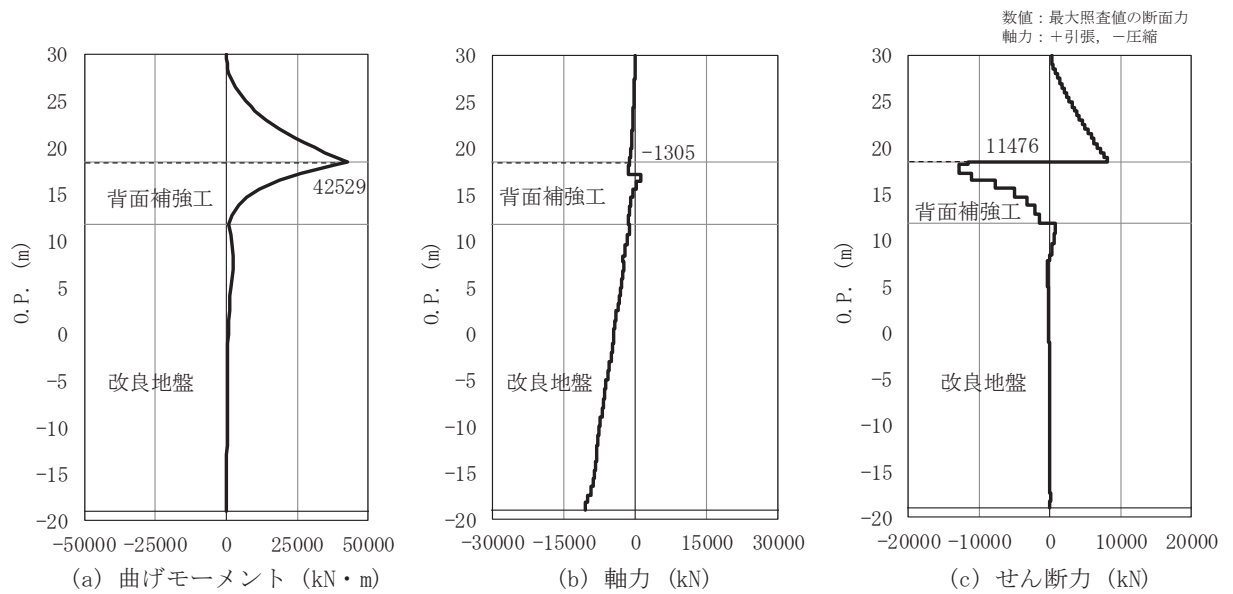


図 4.2-1(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
(断面①, S d - D 2 (-+), t=17.47s)
解析ケース①：基本ケース

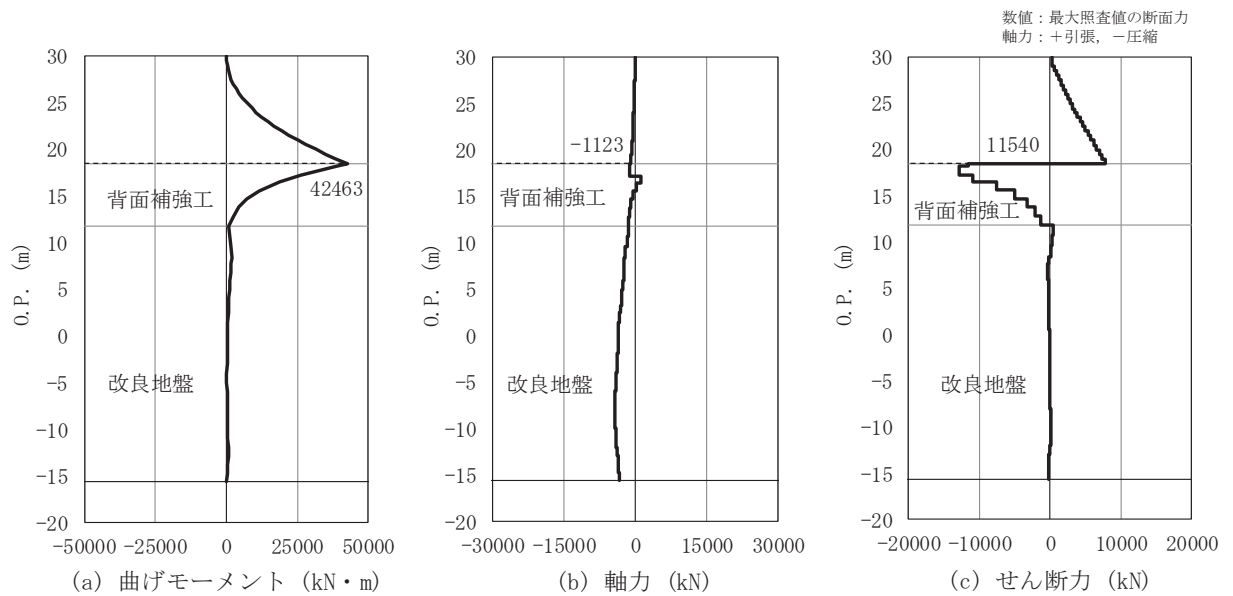


図 4.2-1(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
(断面②, S d - D 2 (++) , t=6.93s)
解析ケース①：基本ケース

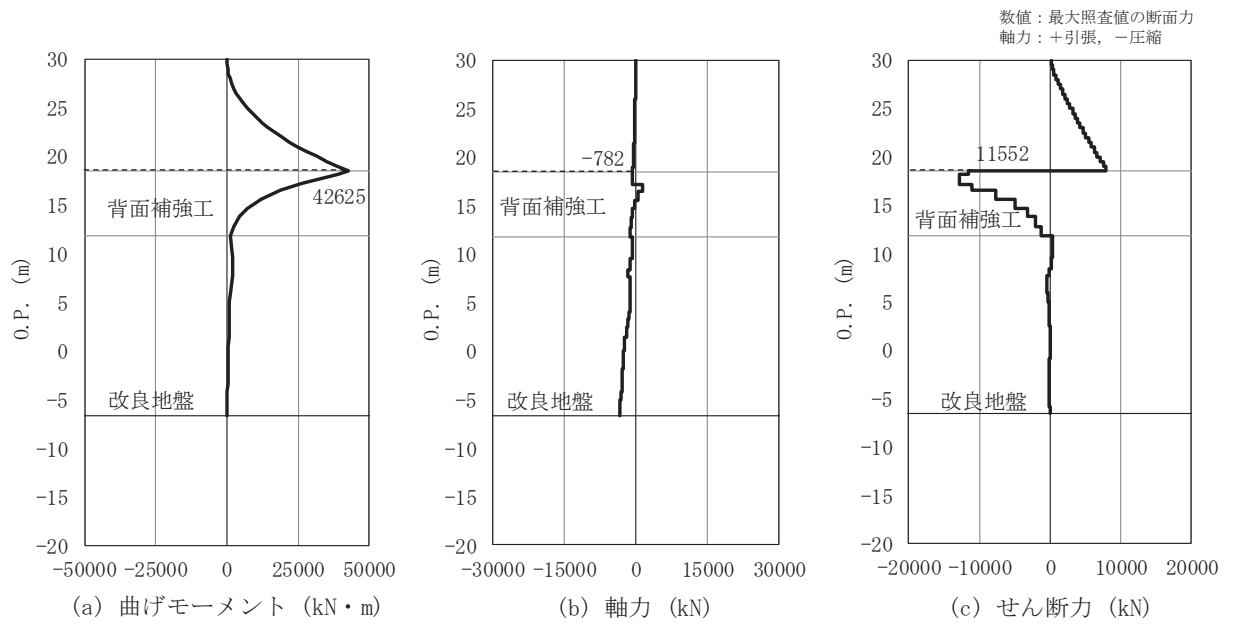


図 4.2-1(3) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
(断面③, S d-D 2 (-+), t=16.36s)

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

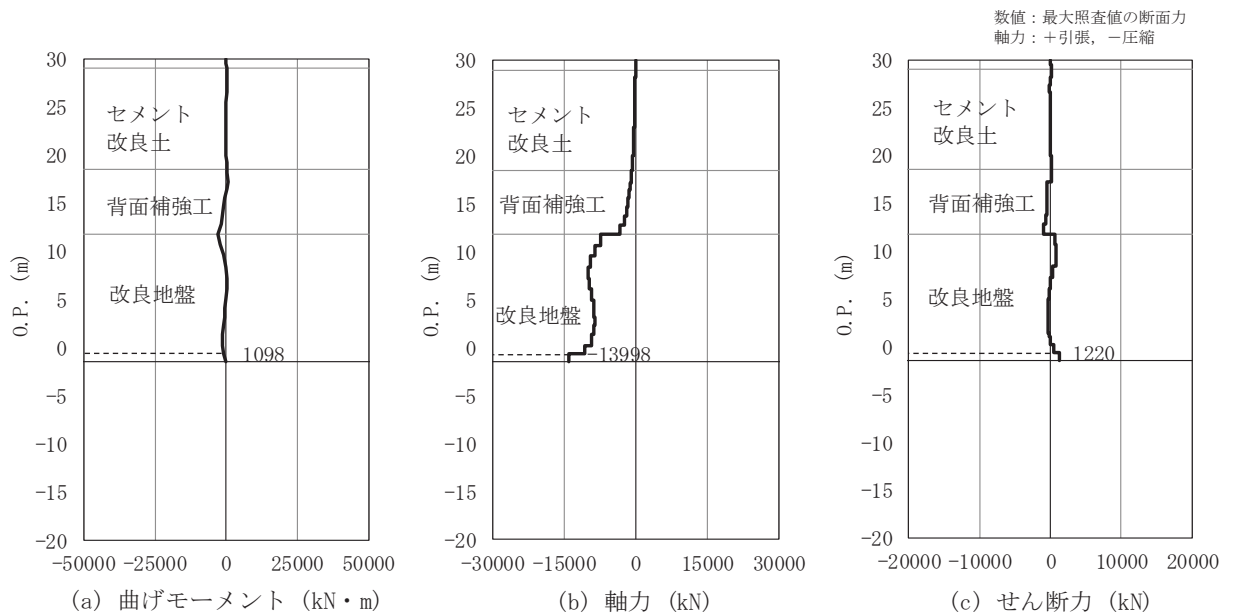


図 4.2-1(4) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
(断面④, S d-D 2 (++), t=25.51s)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

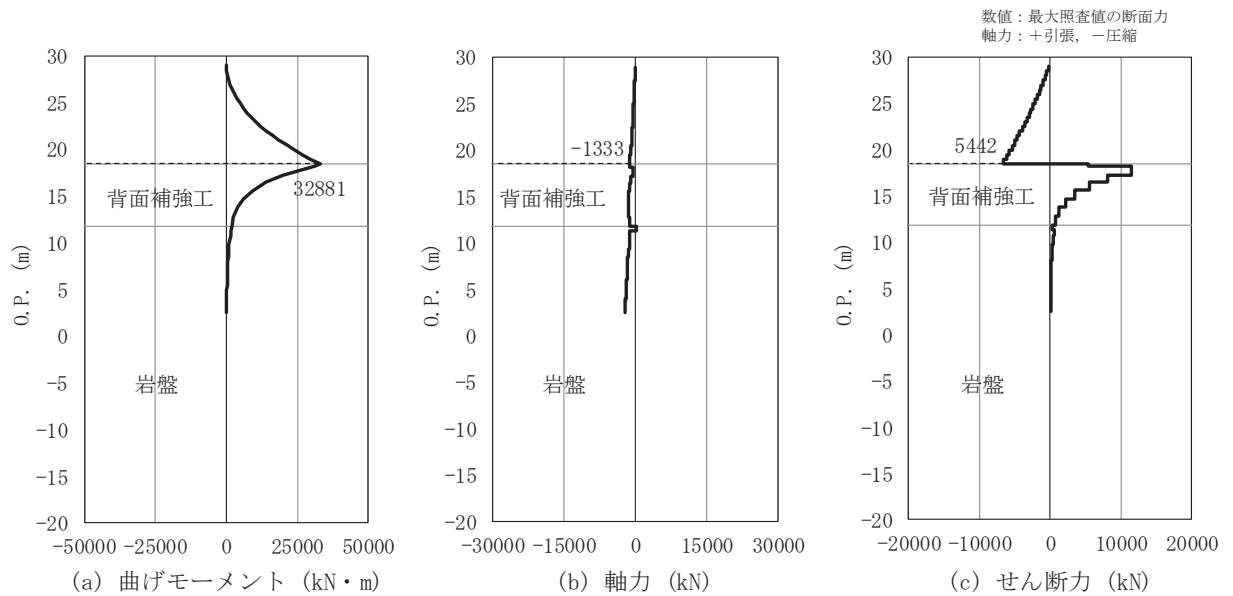


図 4.2-1(5) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
 (断面⑤, S d-D 2 (++) , t=6.85s)
 解析ケース①：基本ケース

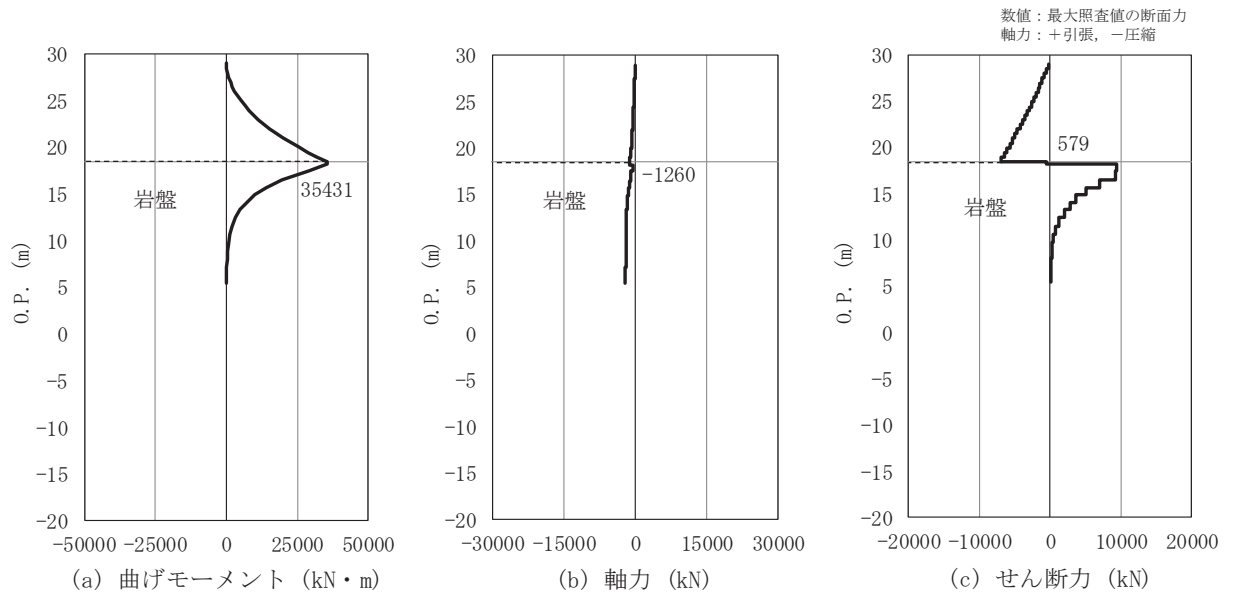


図 4.2-1(6) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
 (断面⑥, S d-D 2 (++) , t=6.86s)
 解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

(3) 断面力分布 (鋼管杭のせん断破壊に対する照査)

断面照査に用いた断面諸元を表 4.1-30 に, 鋼管杭のせん断破壊に対する照査において, 各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 4.2-47 に示す。また, 該当する解析ケースの断面力図を図 4.2-2 に示す。

表 4.2-47(1) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面①)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
			せん断力 (kN)			
C	Sd-D2 (-+)	①	12797	98	217	0.46

表 4.2-47(2) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面②)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
			せん断力 (kN)			
C	Sd-D2 (++)	①	12765	97	217	0.45

表 4.2-47(3) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面③)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
			せん断力 (kN)			
C	Sd-D2 (-+)	②	12823	98	217	0.46

表 4.2-47(4) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面④)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
			せん断力 (kN)			
D	Sd-D2 (++)	③	1233	14	157	0.09

表 4.2-47(5) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑤)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
			せん断力 (kN)			
C	Sd-D2 (++)	①	11501	88	217	0.41

表 4.2-47 (6) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑥)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
			せん断力 (kN)			
C	S d - D 2 (++)	②	10013	77	217	0.36

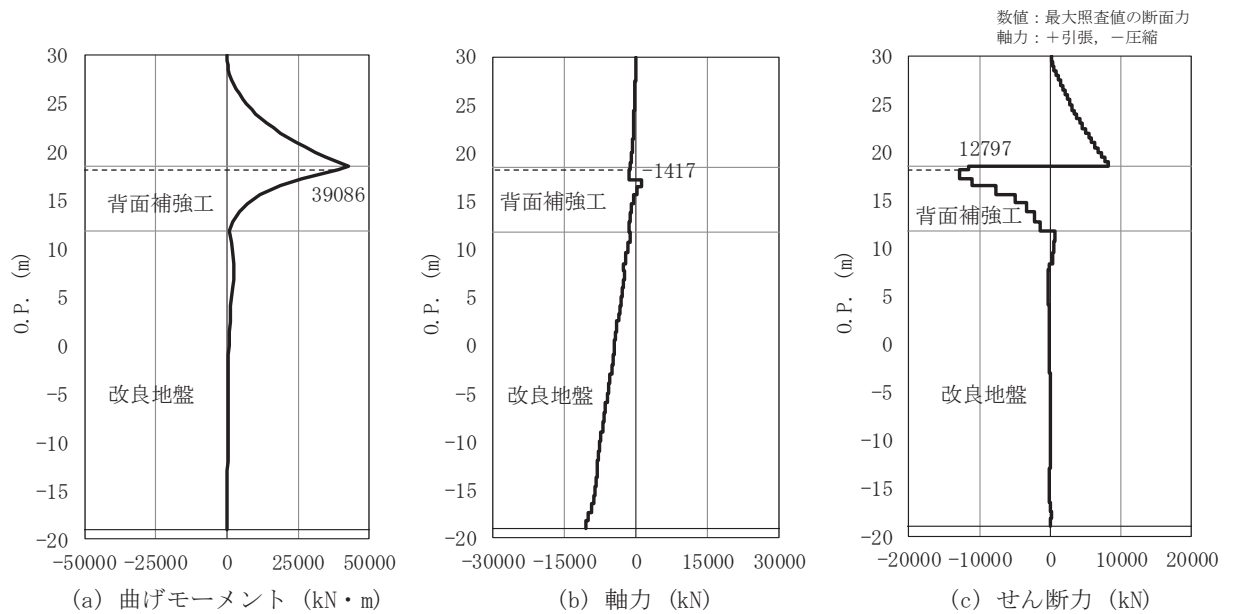


図 4.2-2(1) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力

(断面①, S d - D 2 (-+), t=17.47s)

解析ケース①：基本ケース

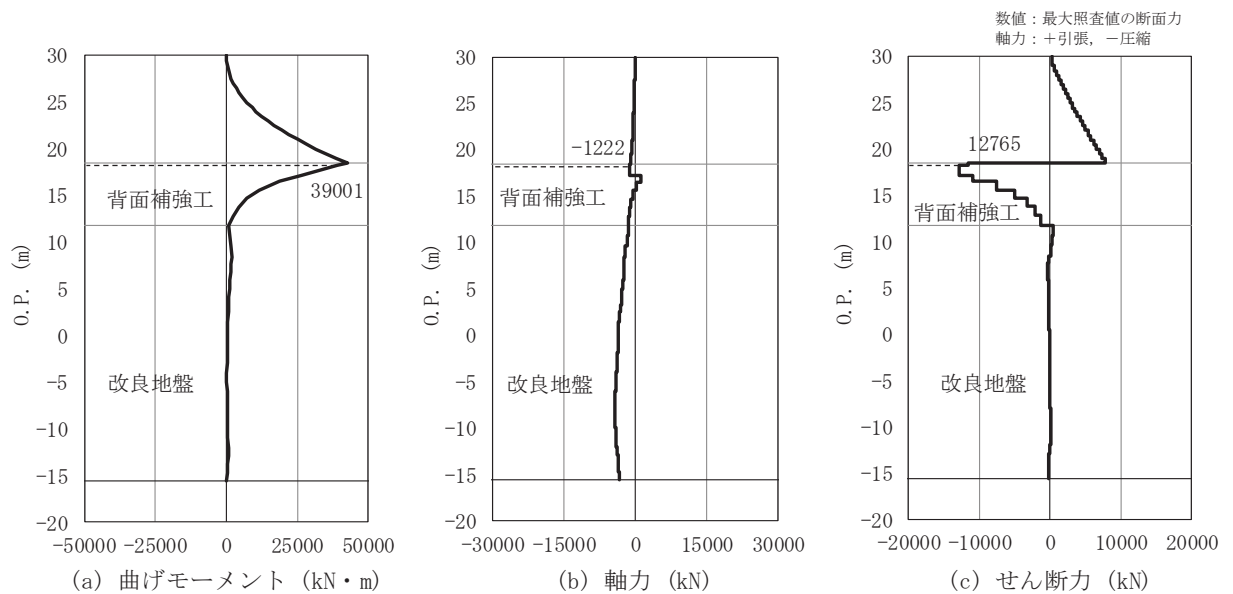


図 4.2-2(2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力

(断面②, S d - D 2 (++) , t=6.93s)

解析ケース①：基本ケース

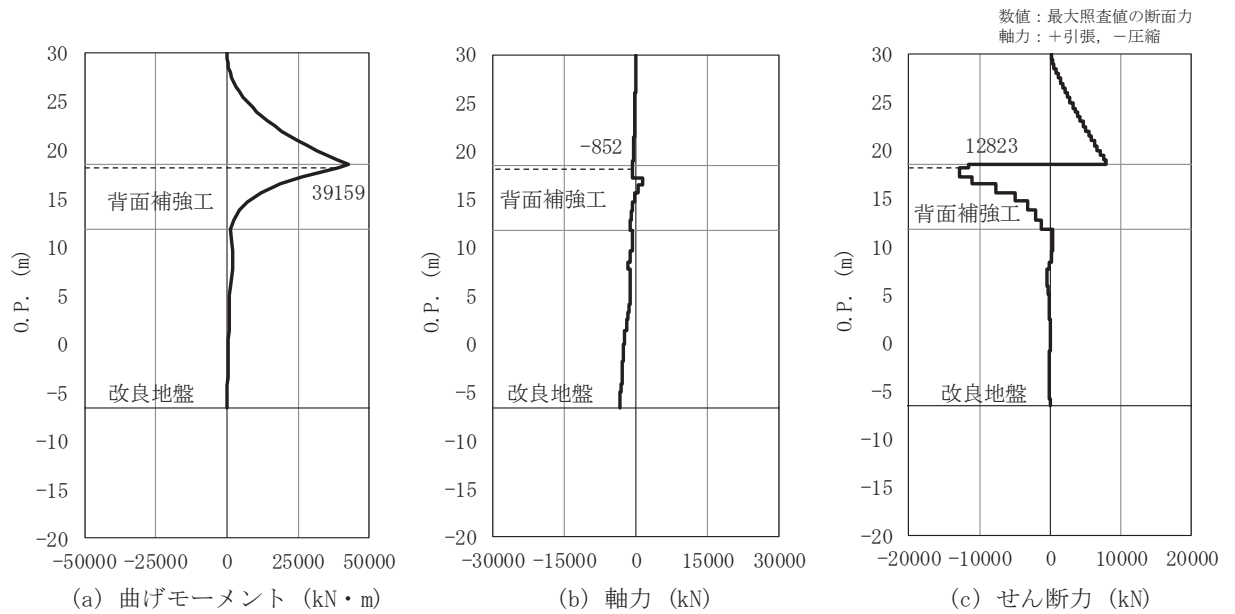


図 4.2-2(3) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力
(断面③, S d - D 2 (-+), t=16.36s)

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

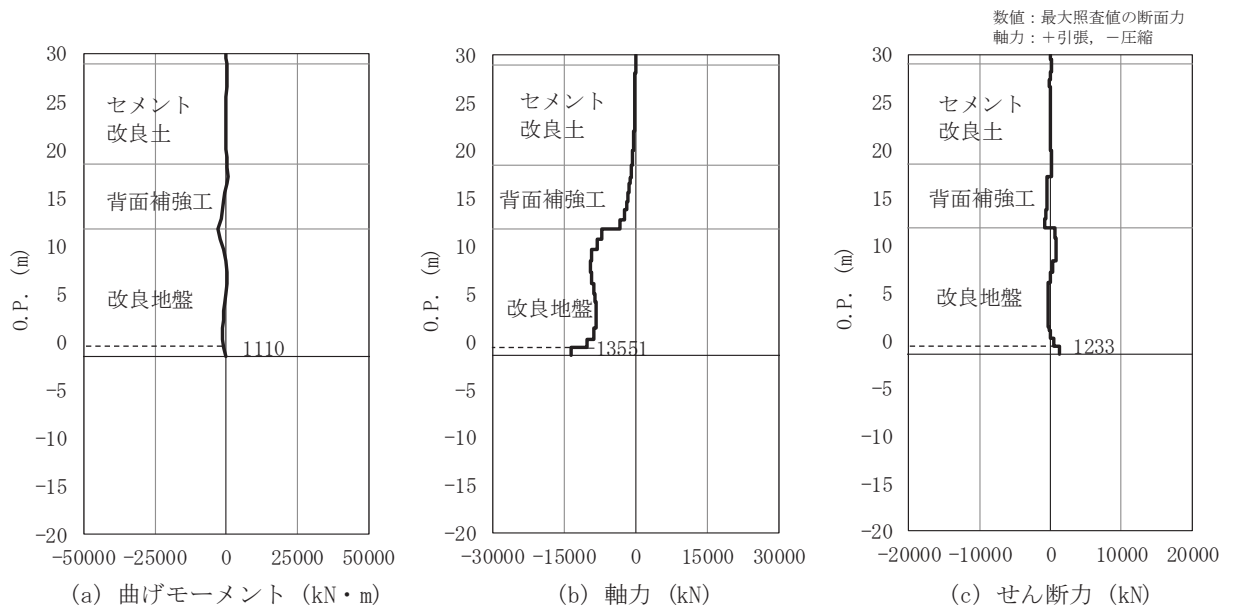


図 4.2-2(4) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力
(断面④, S d - D 2 (++) , t=25.50s)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

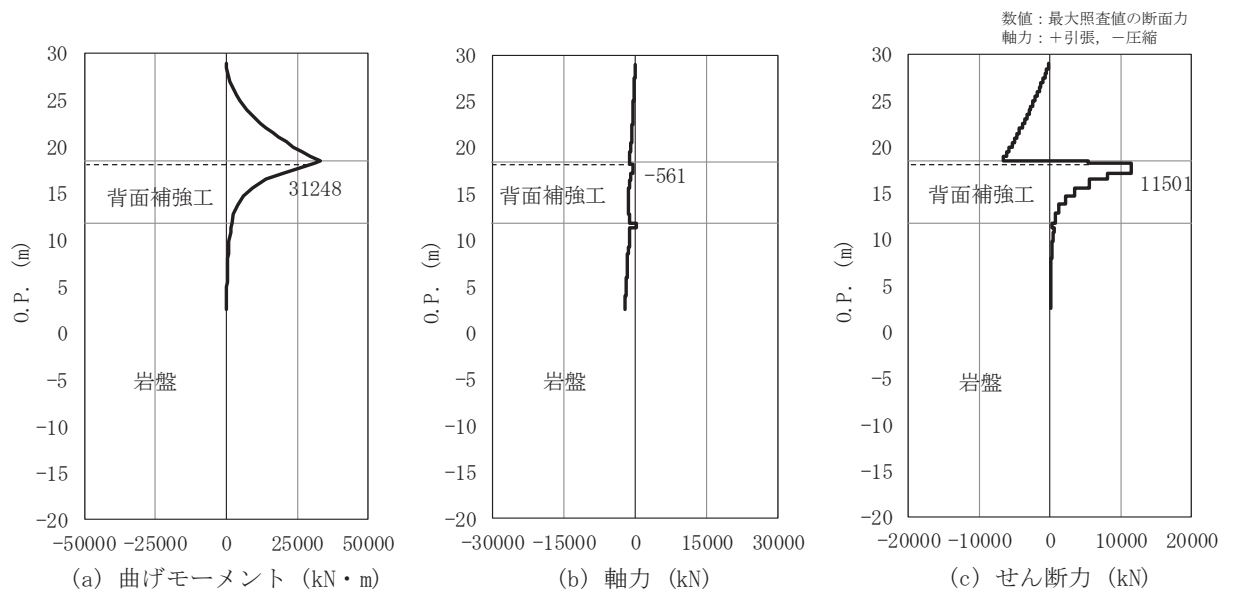


図 4.2-2(5) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力
 (断面⑤, S d - D 2 (++) , t=6.85s)
 解析ケース①：基本ケース

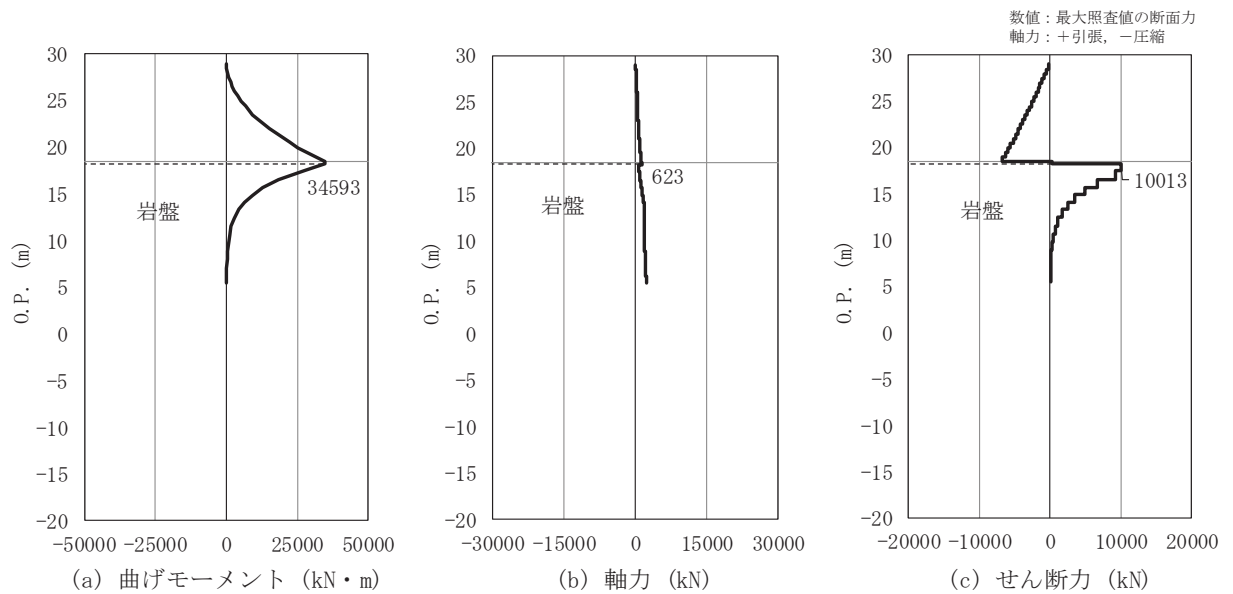


図 4.2-2(6) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力
 (断面⑥, S d - D 2 (++) , t=6.85s)
 解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

(4) 局所安全係数分布 (背面補強工)

背面補強工のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.2-48 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.2-3 に示す。

表 4.2-48(1) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面①)

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (-+)	①	17.47	11.6

表 4.2-48(2) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面②)

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (-+)	①	16.36	11.8

表 4.2-48(3) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面③)

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (-+)	③	13.58	11.6

表 4.2-48(4) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面④)

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (-+)	①	13.54	13.9

表 4.2-48(5) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面⑤)

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (+-)	①	29.97	13.8



図 4.2-3(1) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布 (断面①, S d - D 2 (-+), t=17.47s)

解析ケース①: 基本ケース



図 4.2-3(2) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
 (断面②, S d - D 2 (-+), t=16.36s)
 解析ケース①: 基本ケース

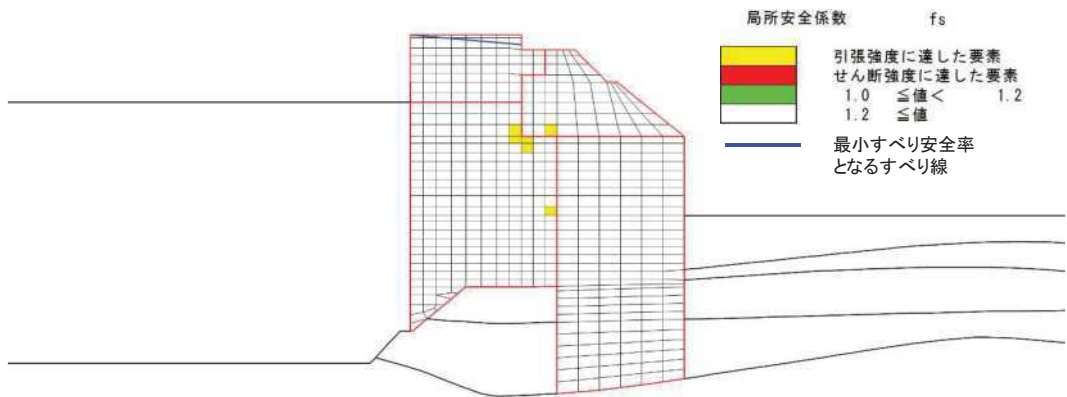


図 4.2-3(3) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
 (断面③, S d - D 2 (-+), t=13.58s)
 解析ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

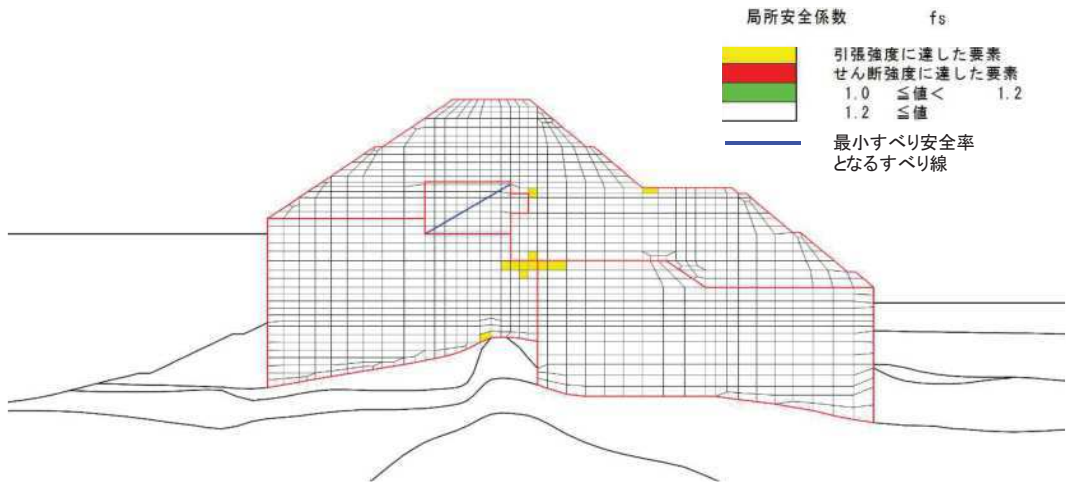


図 4.2-3(4) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面④, S d - D 2 (-+), t=13.54s)

解析ケース①：基本ケース

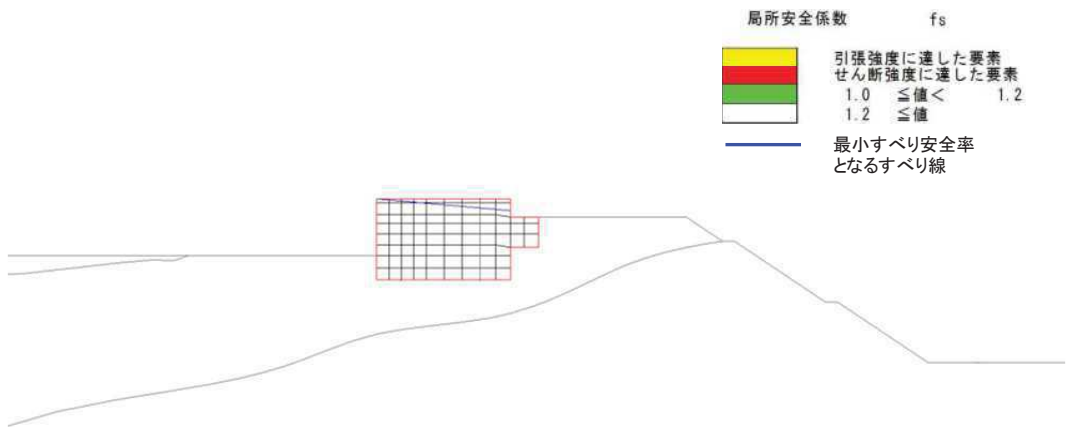


図 4.2-3(5) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面⑤, S d - D 2 (+-), t=29.97s)

解析ケース①：基本ケース

(5) 局所安全係数分布 (置換コンクリート)

置換コンクリートのすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.2-49 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.2-4 に示す。

表 4.2-49(1) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面①)

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (++)	①	12.92	12.7

表 4.2-49(2) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面②)

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (+-)	①	25.30	12.2

表 4.2-49(3) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面③)

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (-+)	②	13.55	12.5

表 4.2-49(4) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面④)

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (+-)	①	25.46	12.7



図 4.2-4(1) 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面①, S d - D 2 (++), t=12.92s)
解析ケース①: 基本ケース

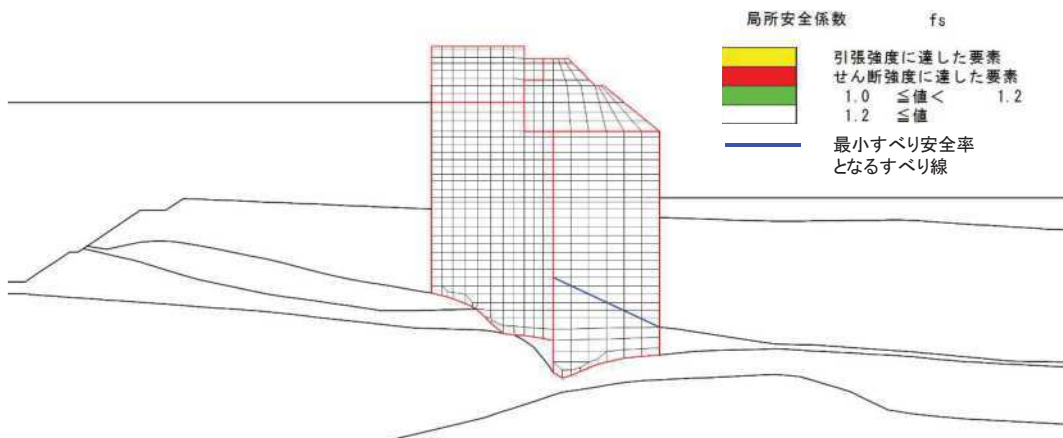


図 4.2-4(2) 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面②, S d - D 2 (+-), t=25.30s)
解析ケース①: 基本ケース

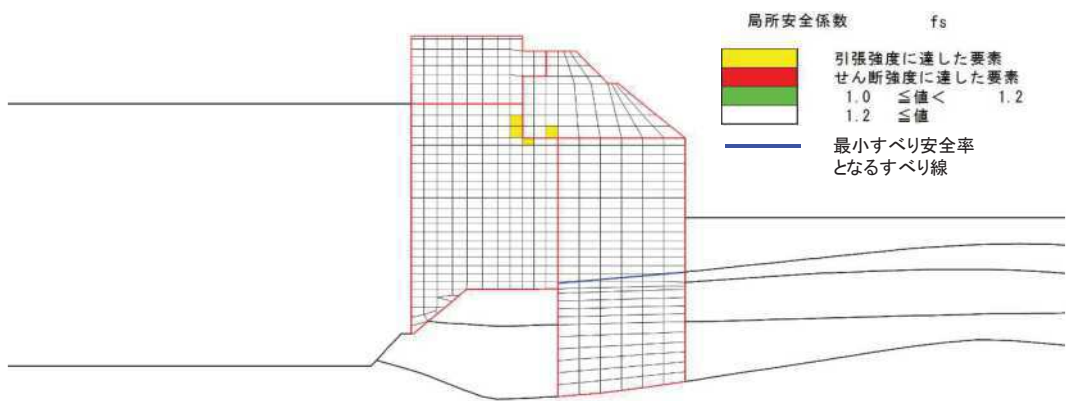


図 4.2-4(3) 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面③, S d - D 2 (- +), $t=13.55s$)

解析ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1 σ)

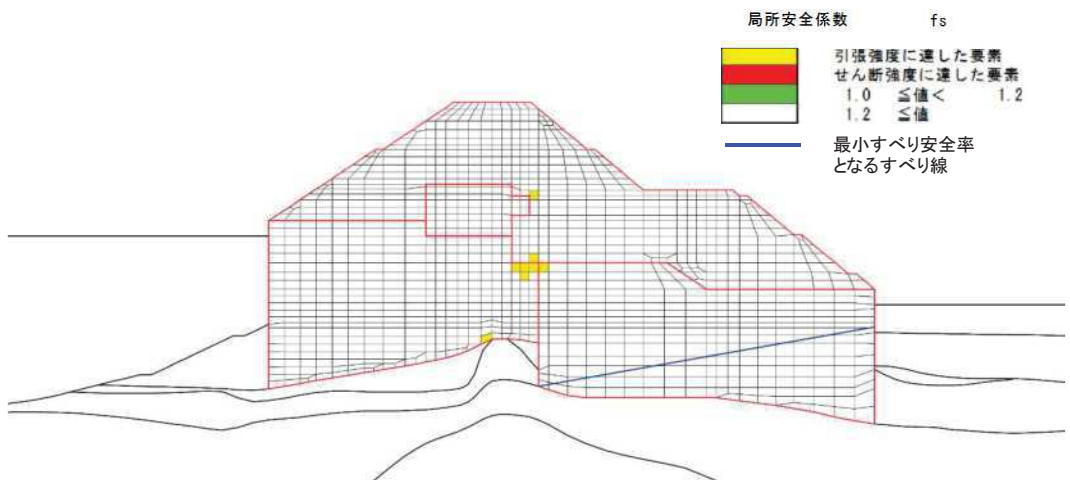


図 4.2-4(4) 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布 (断面④)
(解析ケース①, S d - D 2 (+ -), $t=25.46s$)

解析ケース①: 基本ケース

(6) 局所安全係数分布 (改良地盤)

改良地盤のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.2-50 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.2-5 に示す。

表 4.2-50(1) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面①)

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (+-)	①	25.50	2.5
S d - D 2 (+-)	① (平均値 - 1 σ 強度)	25.50	2.5

表 4.2-50(2) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面②)

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (+-)	①	25.49	2.9
S d - D 2 (+-)	① (平均値 - 1 σ 強度)	25.49	2.9

表 4.2-50(3) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面③)

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (-+)	②	12.92	2.7
S d - D 2 (+-)	① (平均値 - 1 σ 強度)	25.49	2.8

表 4.2-50(4) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面④)

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (-+)	①	13.55	4.1
S d - D 2 (-+)	① (平均値 - 1 σ 強度)	13.55	4.1

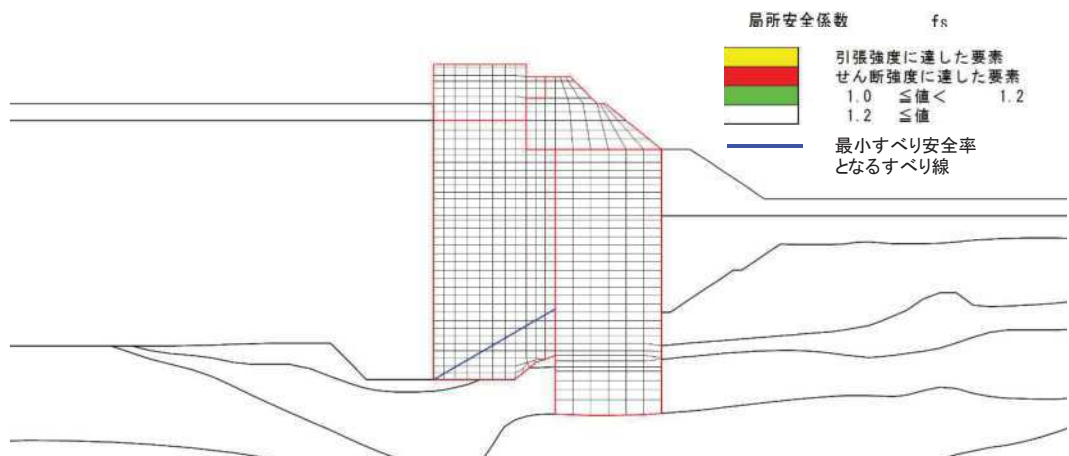


図 4.2-5(1) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布 (断面①, S d - D 2 (+-), t=25.50s)

解析ケース①: 基本ケース



図 4.2-5(2) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
 (断面②, S d - D 2 (+ -), t=25.49s)
 解析ケース①: 基本ケース

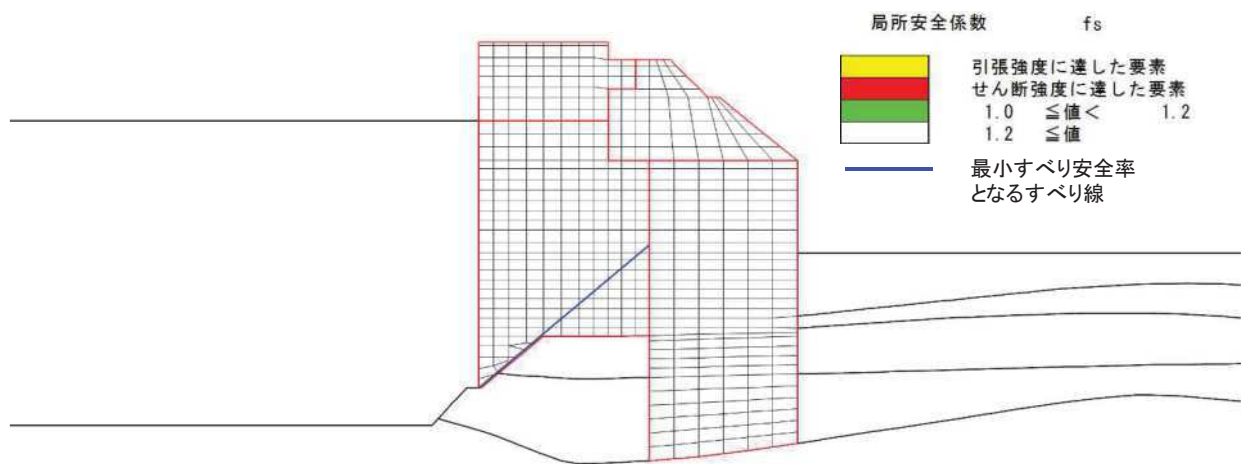


図 4.2-5(3) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
 (断面③, S d - D 2 (- +), t=12.92s)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

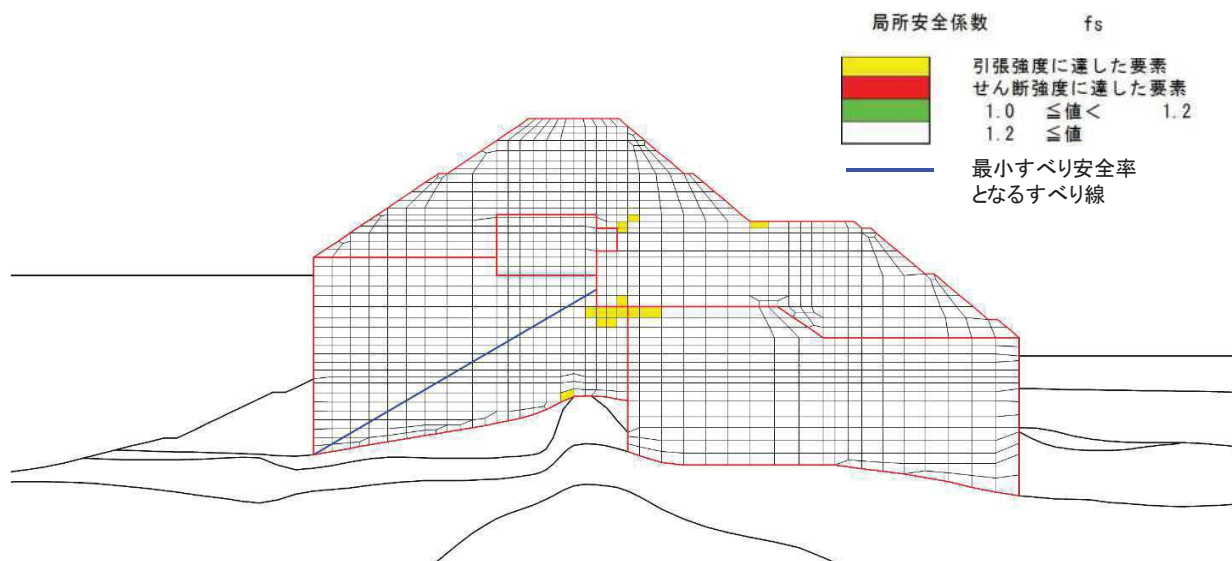


図 4.2-5(4) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
 (断面④, S d-D 2 (一+), t=13.55s)
 解析ケース①: 基本ケース

(7) 局所安全係数分布 (セメント改良土)

セメント改良土のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.2-51 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.2-6 に示す。

表 4.2-51(1) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面①)

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S d-D 2 (一+)	③	6.97	32.3
S d-D 2 (一-)	① (平均値 - 1σ 強度)	17.13	36.5

表 4.2-51(2) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面②)

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S d-D 2 (++)	③	25.26	14.8
S d-D 2 (--)	① (平均値 - 1σ 強度)	13.44	17.6

表 4.2-51(3) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面③)

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S d-D 2 (一+)	③	13.46	16.2
S d-D 2 (一+)	① (平均値 - 1σ 強度)	25.52	21.4

表 4.2-51(4) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面④)

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S d-D 2 (--)	①	25.49	6.9
S d-D 2 (--)	① (平均値 - 1σ 強度)	25.49	6.7

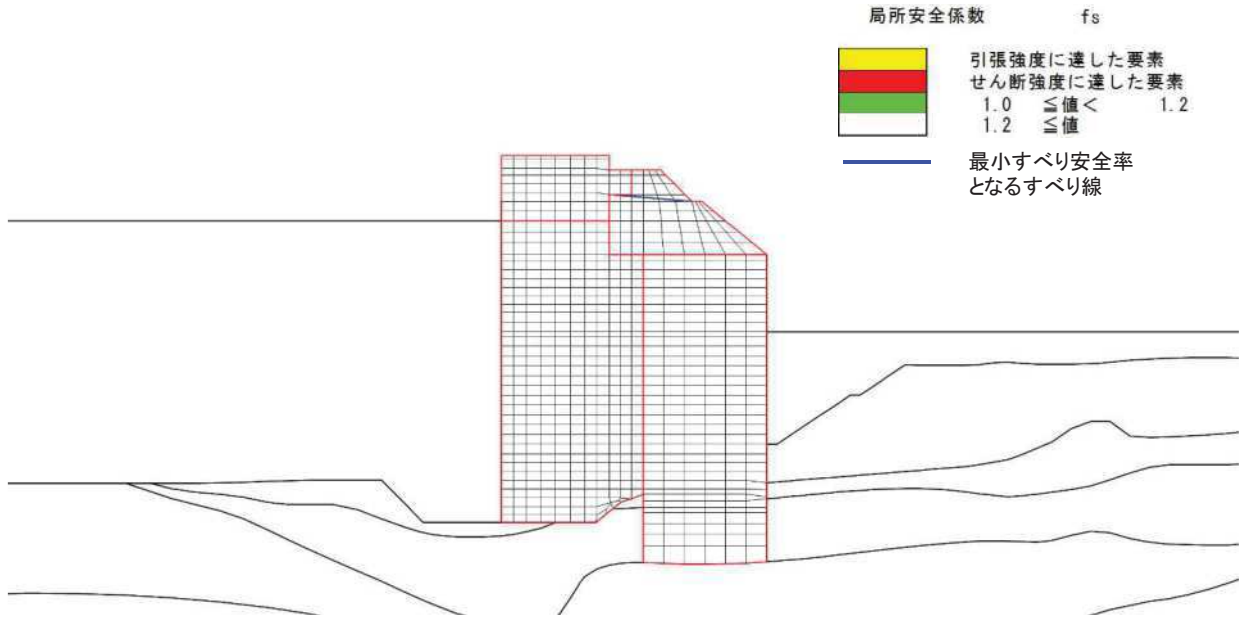


図 4.2-6(1) セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面①, S d - D 2 (一+), $t=6.97s$)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)



図 4.2-6(2) セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面②, S d - D 2 (++) , $t=25.26s$)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

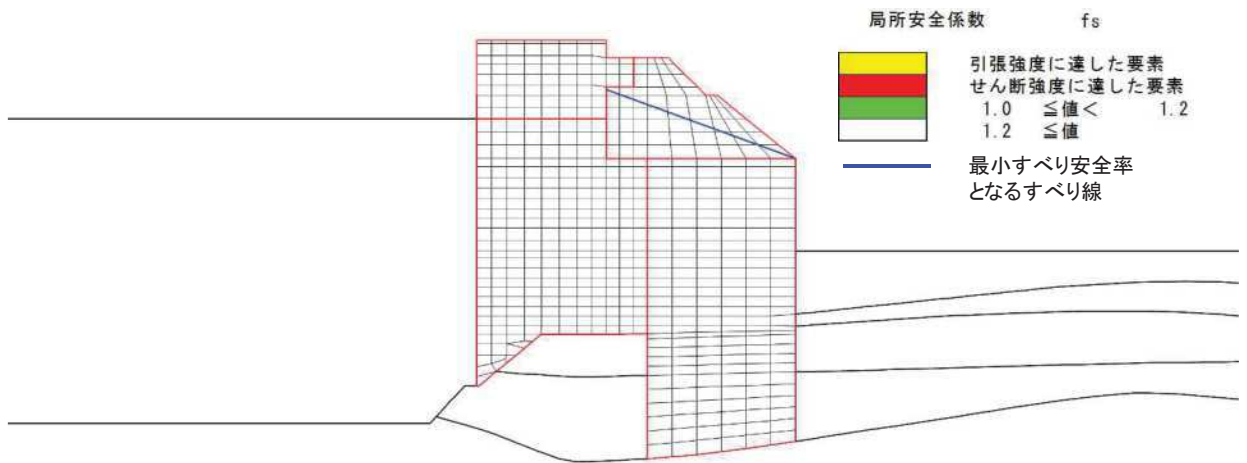


図 4.2-6(3) セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布

(断面③, S d - D 2 (- +), $t=13.46\text{s}$)

解析ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

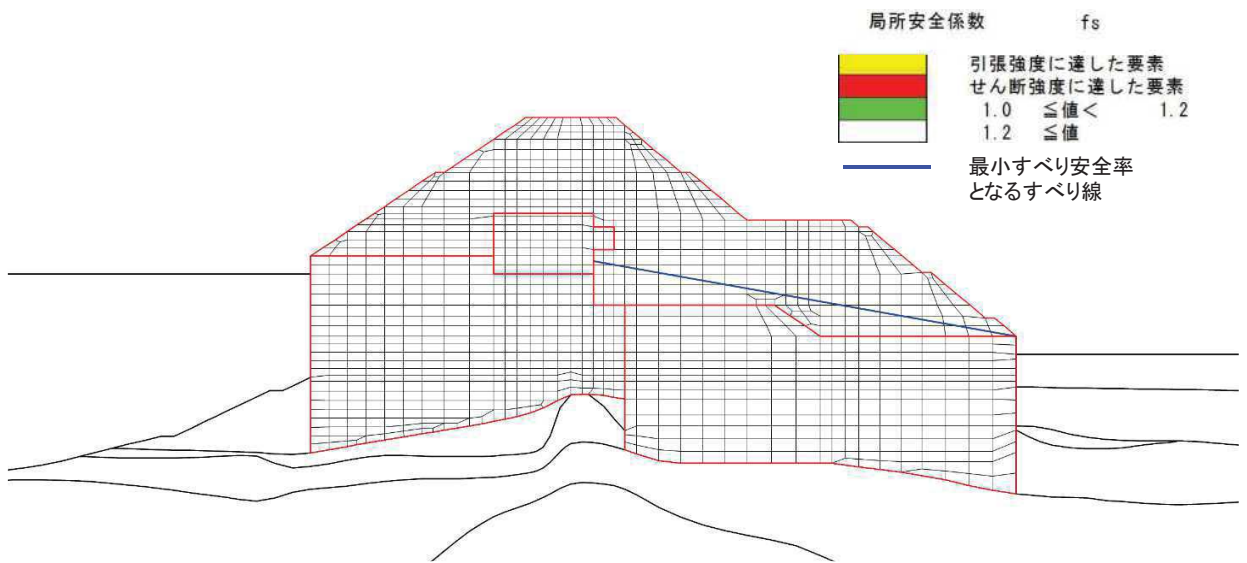


図 4.2-6(4) セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布

(断面④, S d - D 2 (- -), $t=25.49\text{s}$)

解析ケース①: 基本ケース

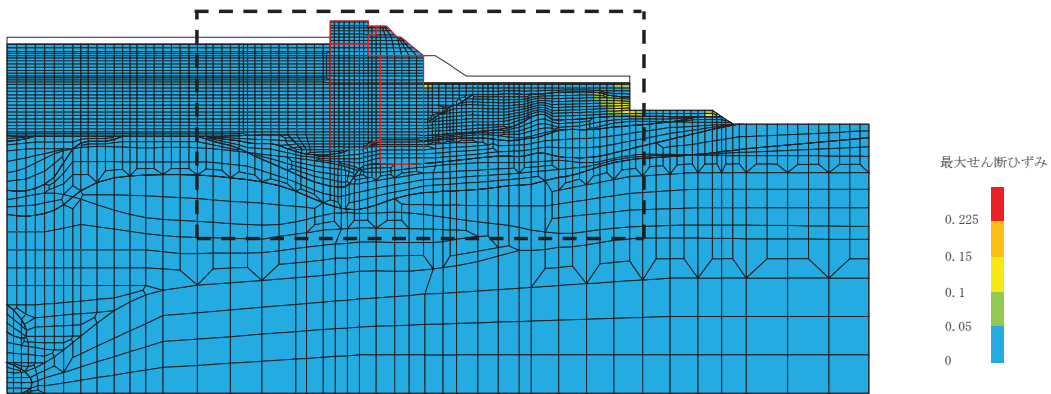
(8) 最大せん断ひずみ分布

各施設の照査で最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースについて、地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースの一覧を表4.2-52に示す。

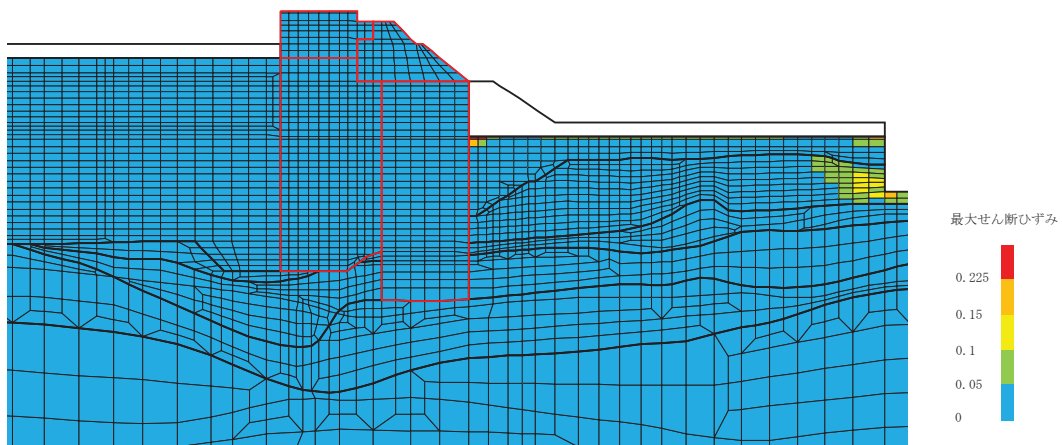
断面①～断面④における最大せん断ひずみ分布図を、それぞれ図4.2-7～図4.2-16に示す。

表4.2-52 最大照査値を示す解析ケースの一覧（断面①～断面④）

断面	評価項目			
	鋼管杭		背面補強工	置換コンクリート
	曲げ・軸力系	せん断	すべり安全率	すべり安全率
断面①	解析ケース① S d - D 2 (-+)	解析ケース① S d - D 2 (-+)	解析ケース① S d - D 2 (-+)	解析ケース① S d - D 2 (++)
断面②	解析ケース① S d - D 2 (++)	解析ケース① S d - D 2 (++)	解析ケース① S d - D 2 (-+)	解析ケース① S d - D 2 (+-)
断面③	解析ケース② S d - D 2 (-+)	解析ケース② S d - D 2 (-+)	解析ケース③ S d - D 2 (-+)	解析ケース② S d - D 2 (-+)
断面④	解析ケース③ S d - D 2 (++)	解析ケース③ S d - D 2 (++)	解析ケース① S d - D 2 (-+)	解析ケース① S d - D 2 (+-)

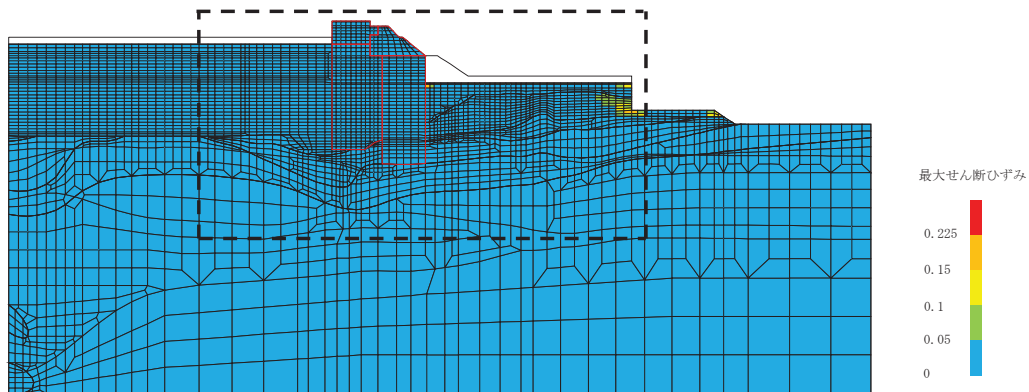


(a) 全体図

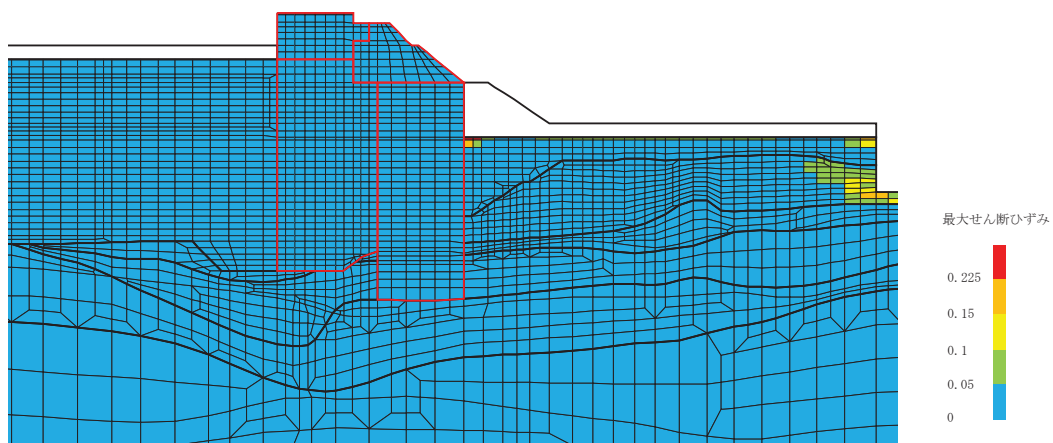


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-7 断面①の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース①, S d - D 2 (-+))

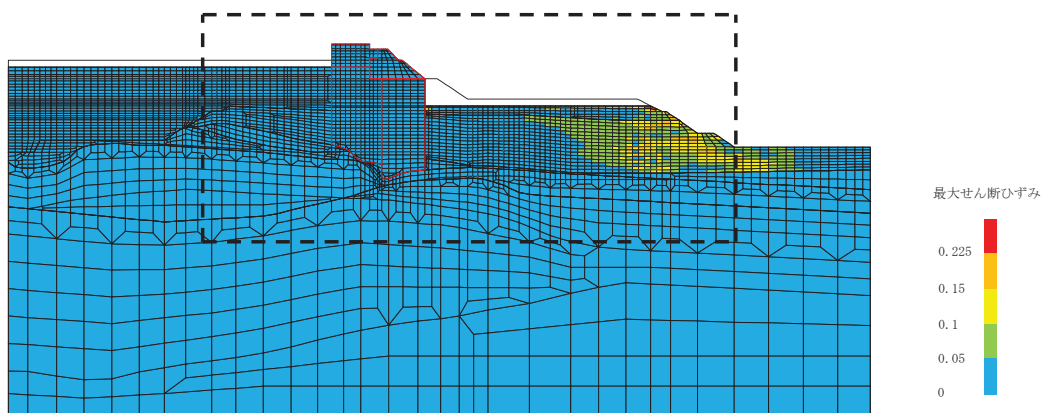


(a) 全体図

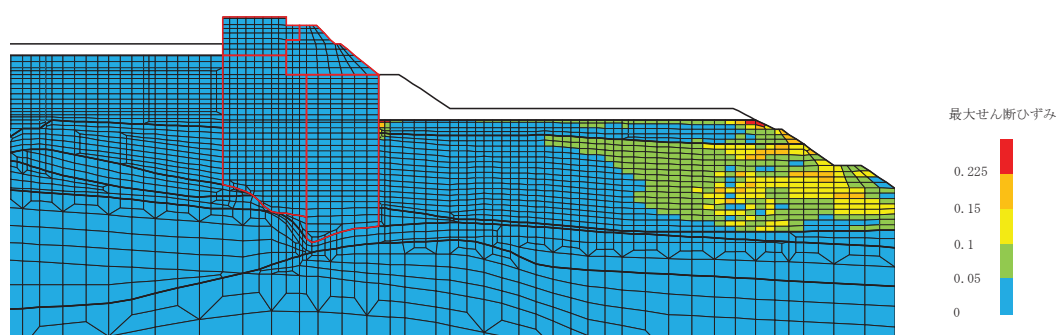


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-8 断面①の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース①, S d - D 2 (++))

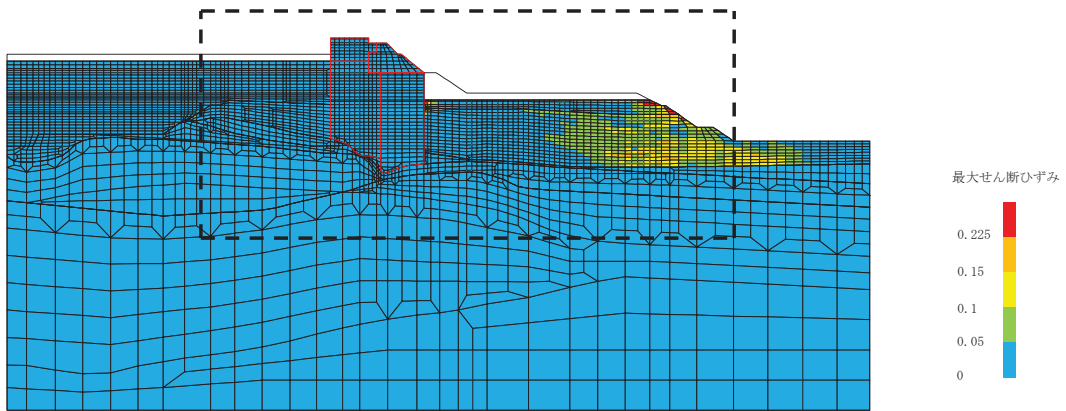


(a) 全体図

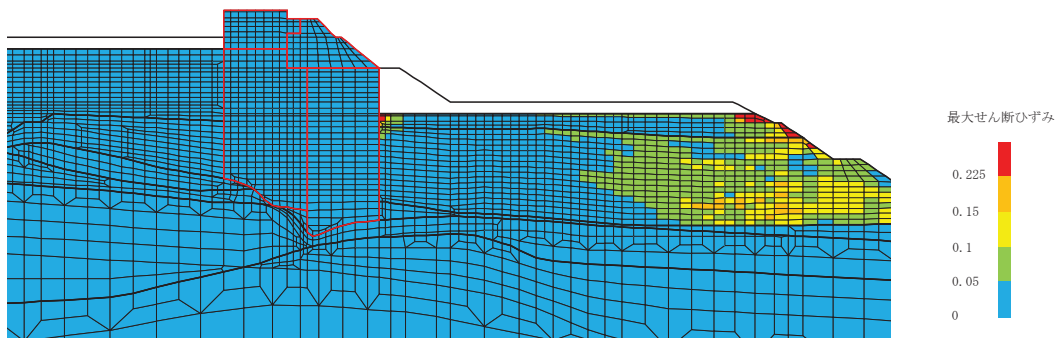


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-9 断面②の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース①, S d - D 2 (++))

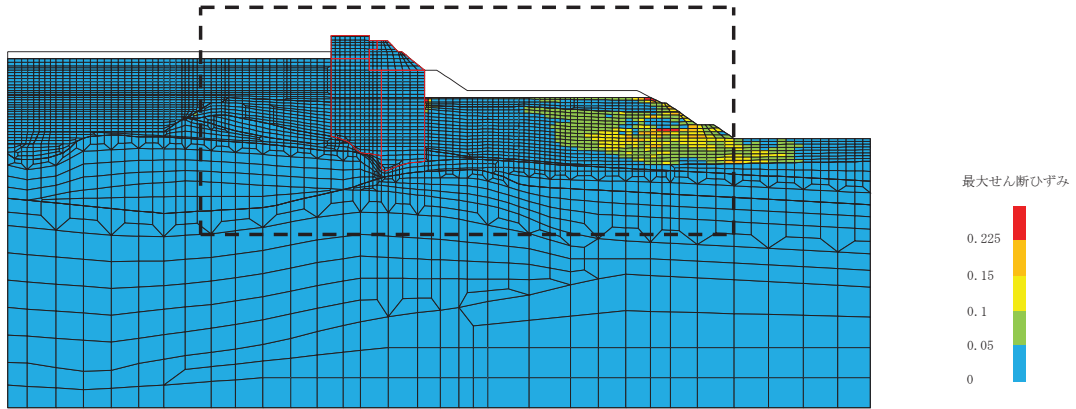


(a) 全体図

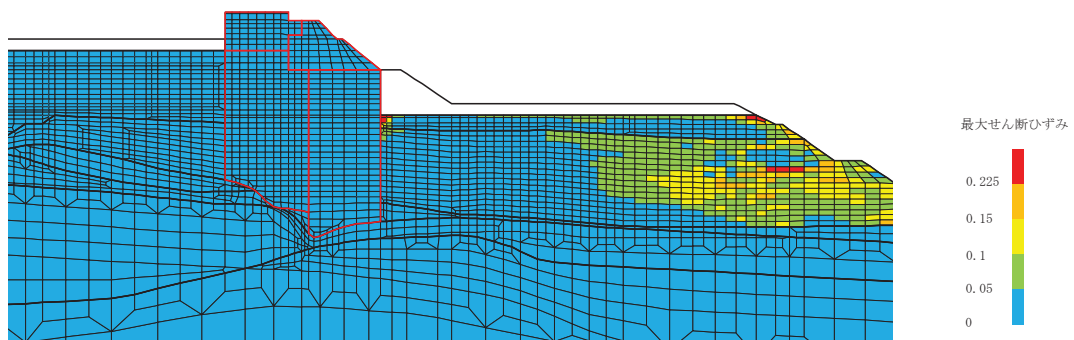


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-10 断面②の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース①, S d - D 2 (-+))

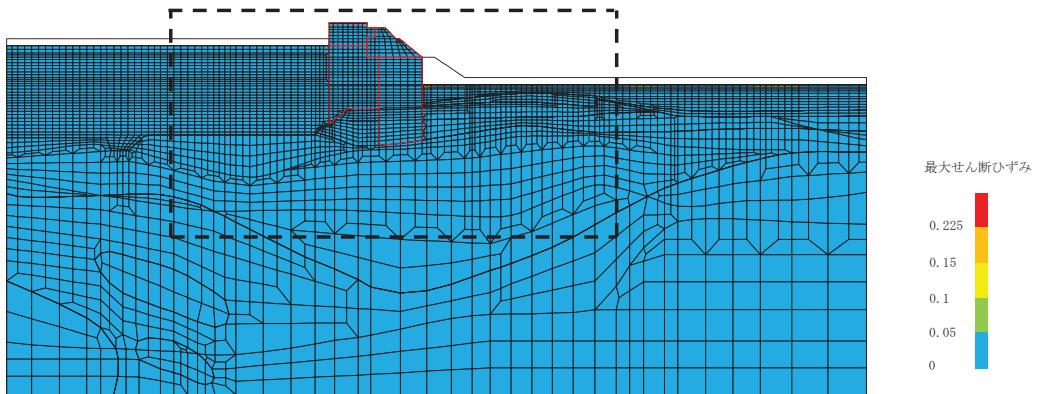


(a) 全体図

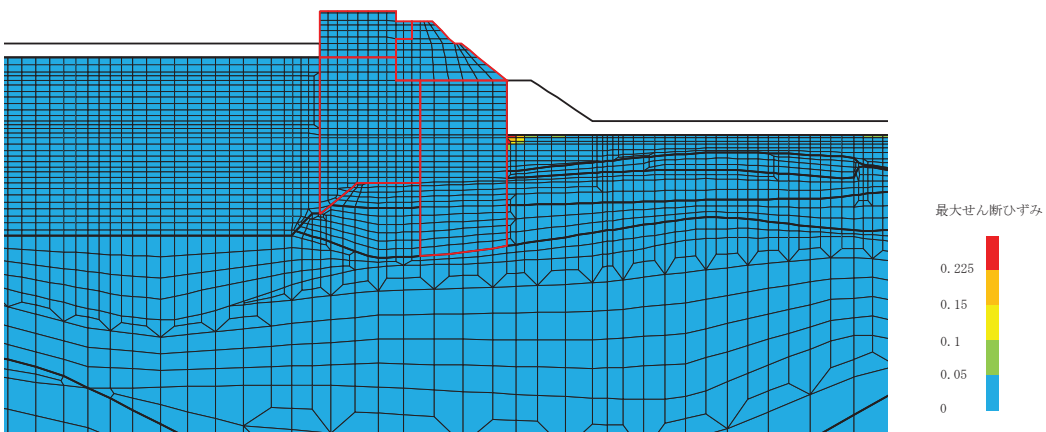


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-11 断面②の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース①, S d - D 2 (+))

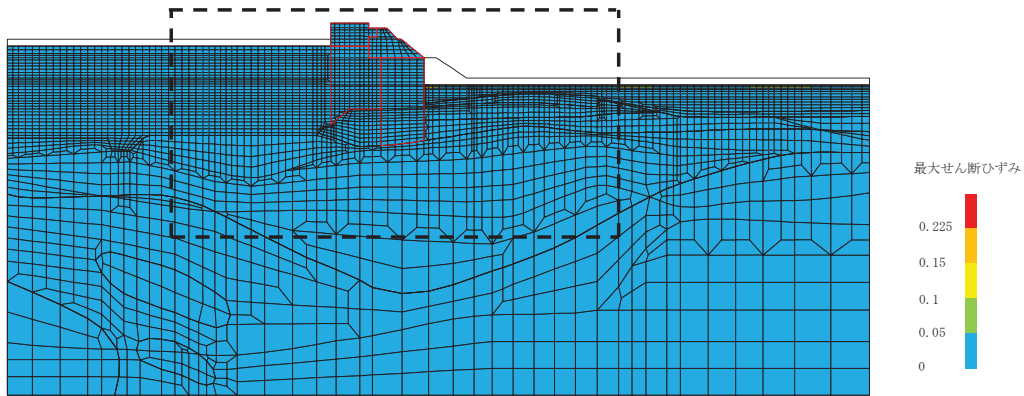


(a) 全体図

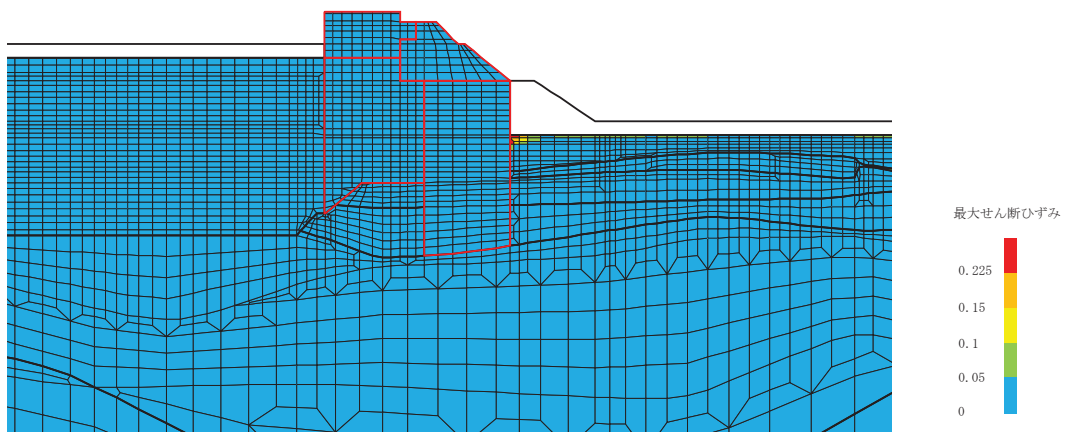


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-12 断面③の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース②, S d - D 2 (-+))

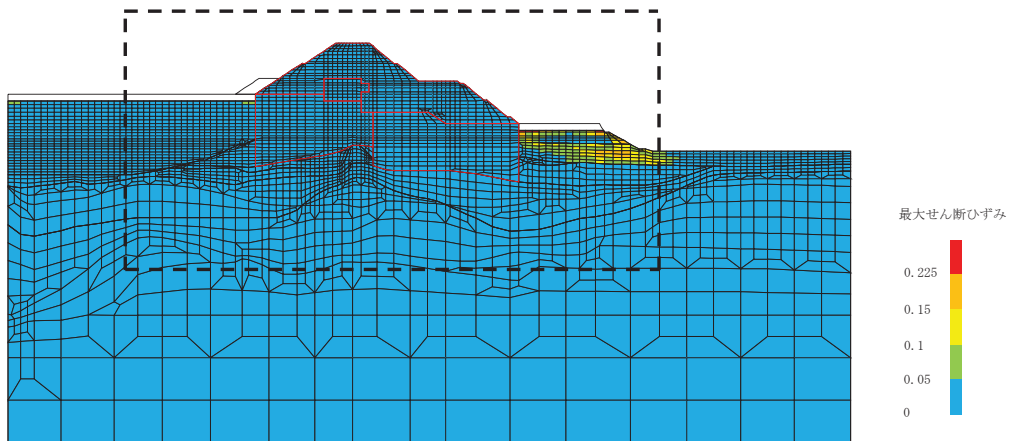


(a) 全体図

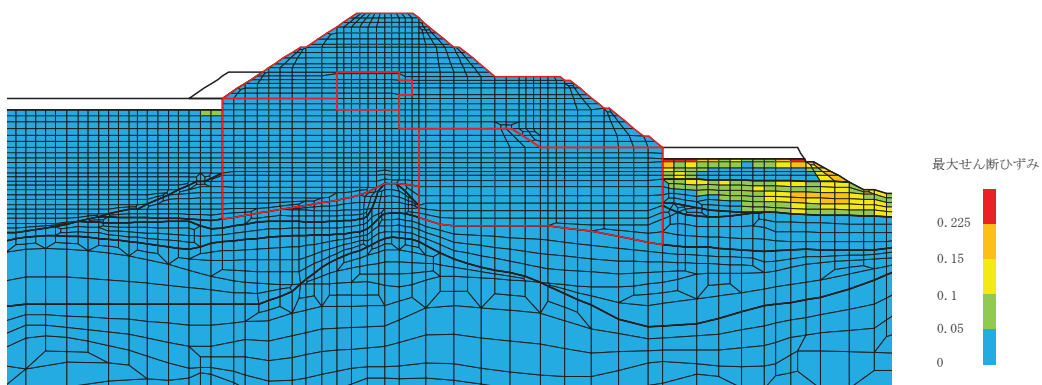


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-13 断面③の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース③, S d - D 2 (-+))

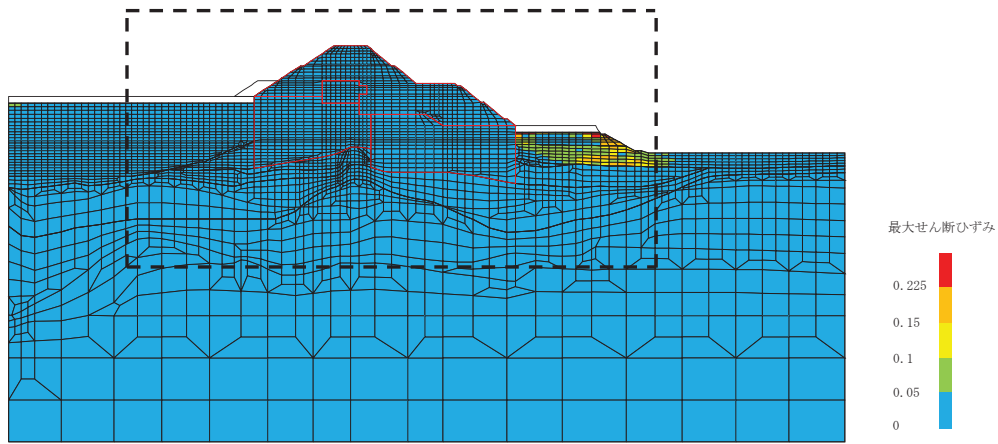


(a) 全体図

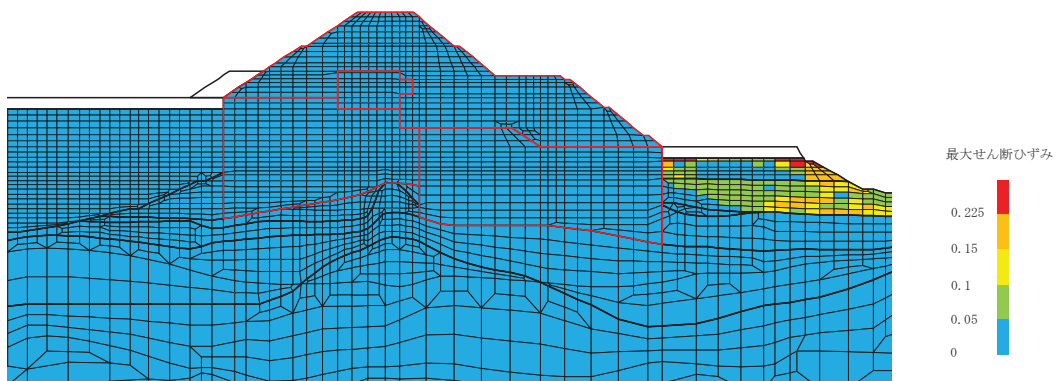


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-14 断面④の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース③, S d - D 2 (++))

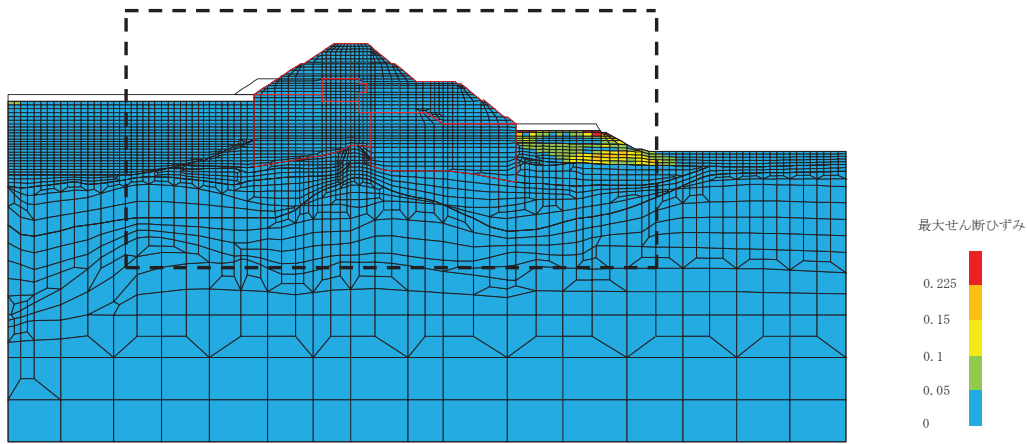


(a) 全体図

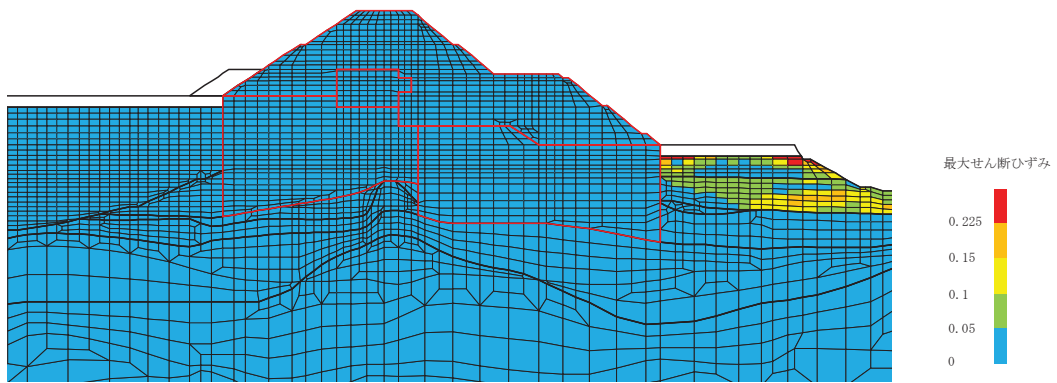


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-15 断面④の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース①, S d - D 2 (-+))



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-16 断面④の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース①, S d - D 2 (+ -))

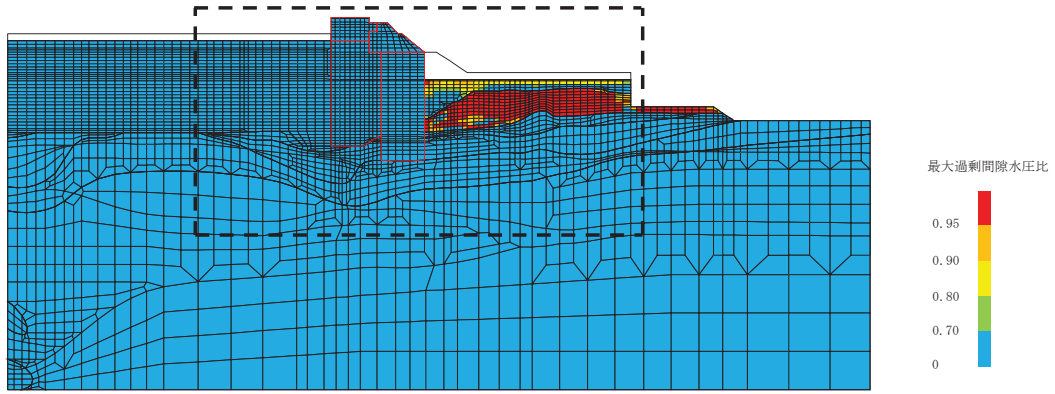
(9) 過剰間隙水圧比分布

地盤に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、各施設の照査で最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースについて、地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の最大値分布を示す。最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースの一覧を表4.2-53に示す。

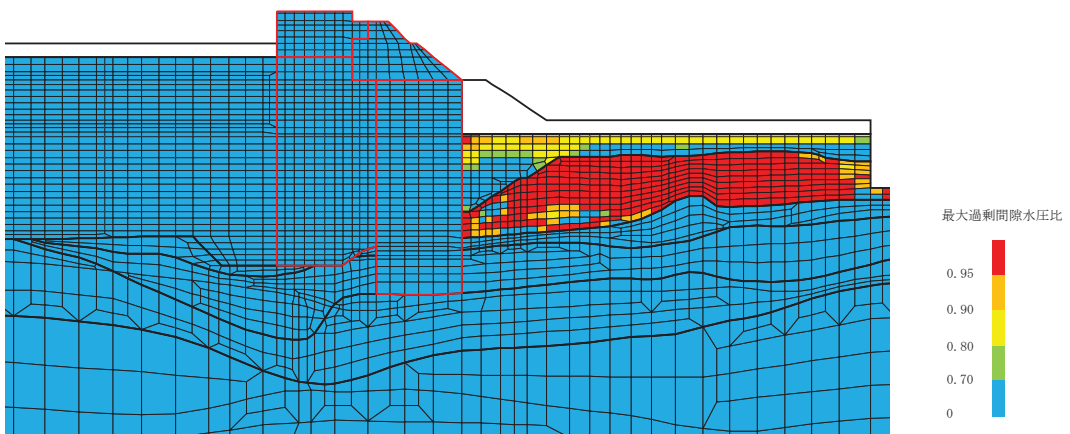
断面①～断面④における過剰間隙水圧比分布を、それぞれ図4.2-17～図4.2-26に示す。

表 4.2-53 最大照査値を示す解析ケースの一覧（断面①～断面④）

断面	評価項目			
	鋼管杭		背面補強工	置換コンクリート
	曲げ・軸力系	せん断	すべり安全率	すべり安全率
断面①	解析ケース① S d - D 2 (-+)	解析ケース① S d - D 2 (-+)	解析ケース① S d - D 2 (-+)	解析ケース① S d - D 2 (++)
断面②	解析ケース① S d - D 2 (++)	解析ケース① S d - D 2 (++)	解析ケース① S d - D 2 (-+)	解析ケース① S d - D 2 (+-)
断面③	解析ケース② S d - D 2 (-+)	解析ケース② S d - D 2 (-+)	解析ケース③ S d - D 2 (-+)	解析ケース② S d - D 2 (-+)
断面④	解析ケース③ S d - D 2 (++)	解析ケース③ S d - D 2 (++)	解析ケース① S d - D 2 (-+)	解析ケース① S d - D 2 (+-)

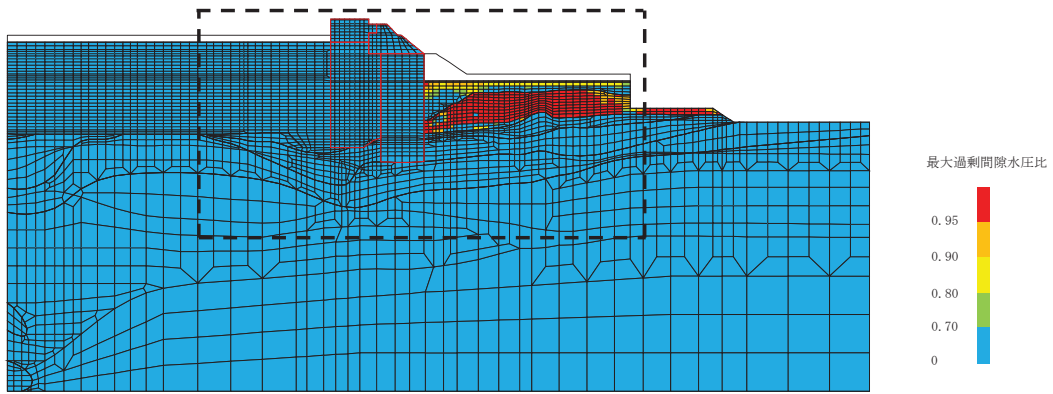


(a) 全体図

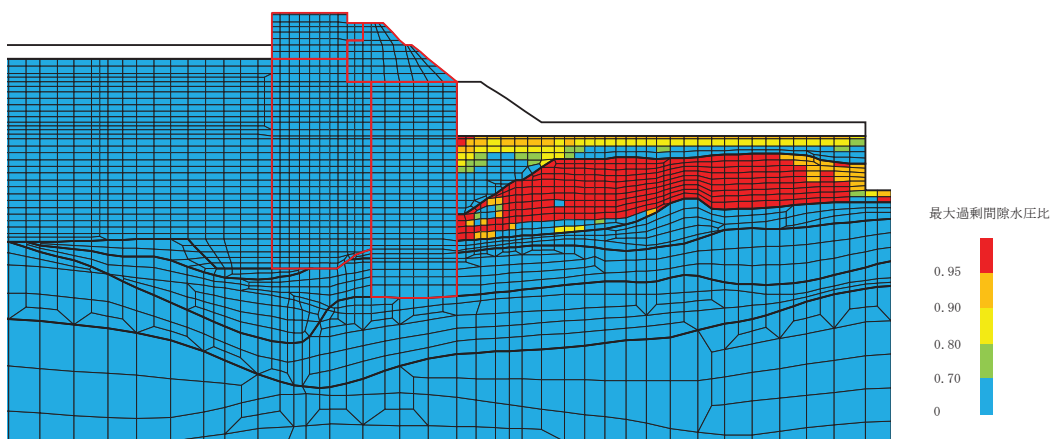


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-17 断面①の過剰間隙水圧比分布
(解析ケース①, S d - D 2 (-+))

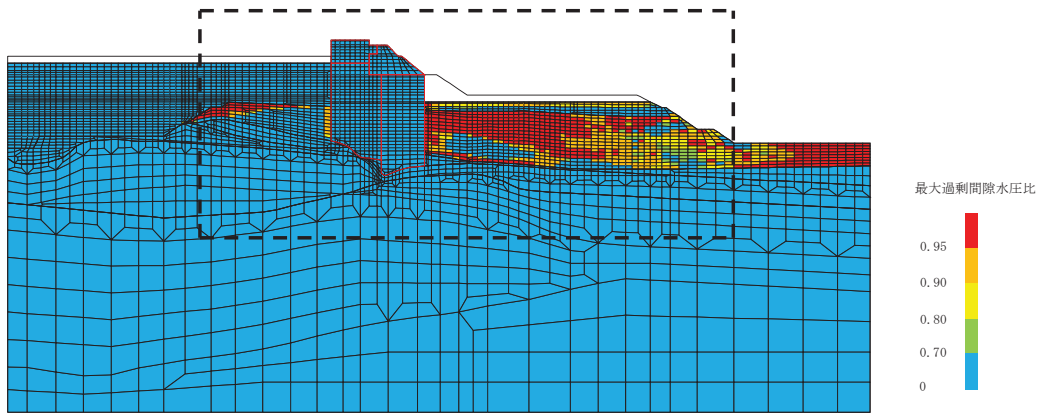


(a) 全体図

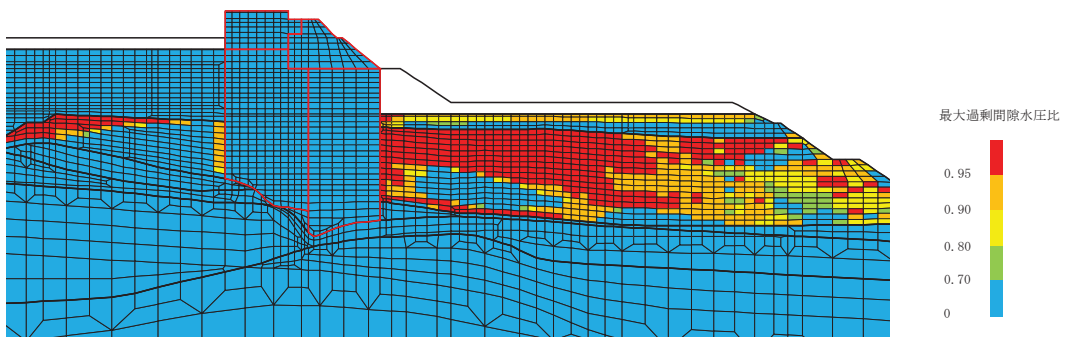


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-18 断面①の過剰間隙水圧比分布
(解析ケース①, S d - D 2 (++))

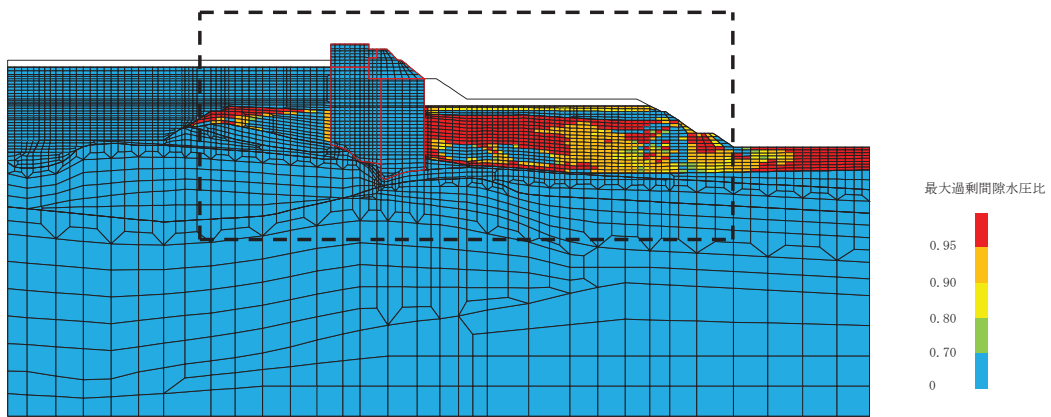


(a) 全体図

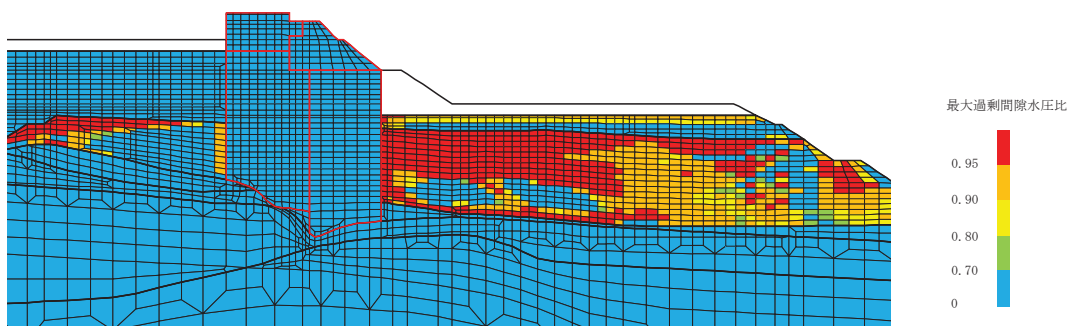


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-19 断面②の過剰間隙水圧比分布
(解析ケース①, S d - D 2 (++))

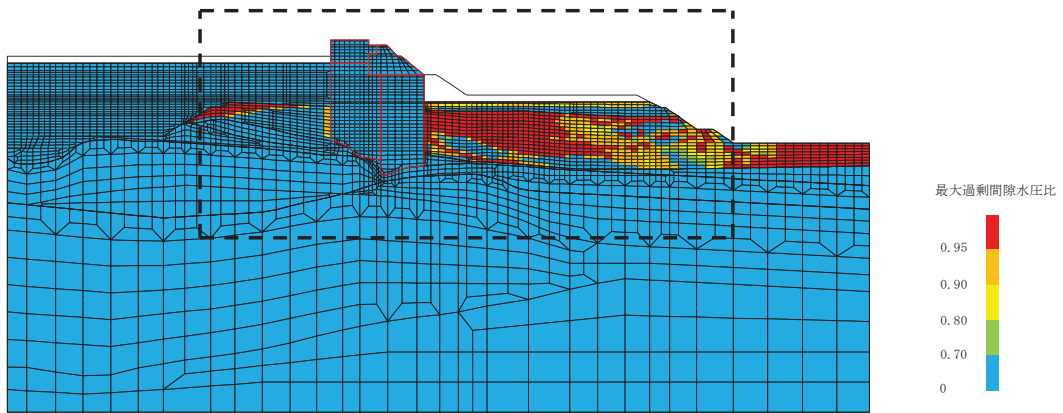


(a) 全体図

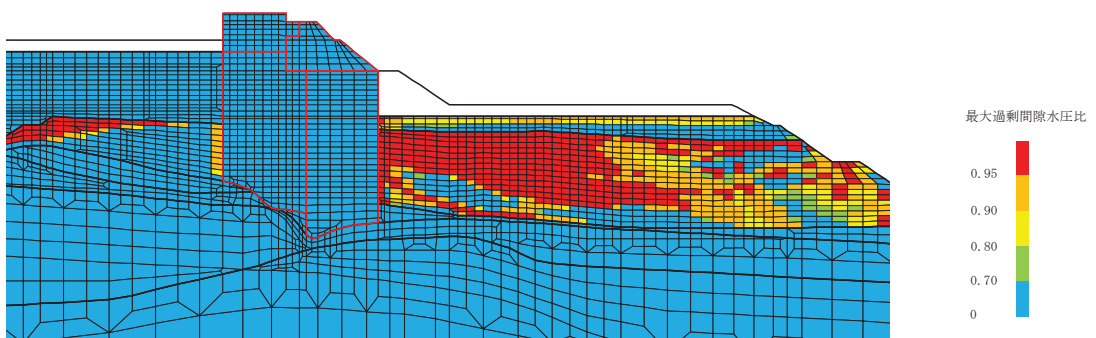


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-20 断面②の過剰間隙水圧比分布
(解析ケース①, S d - D 2 (-+))

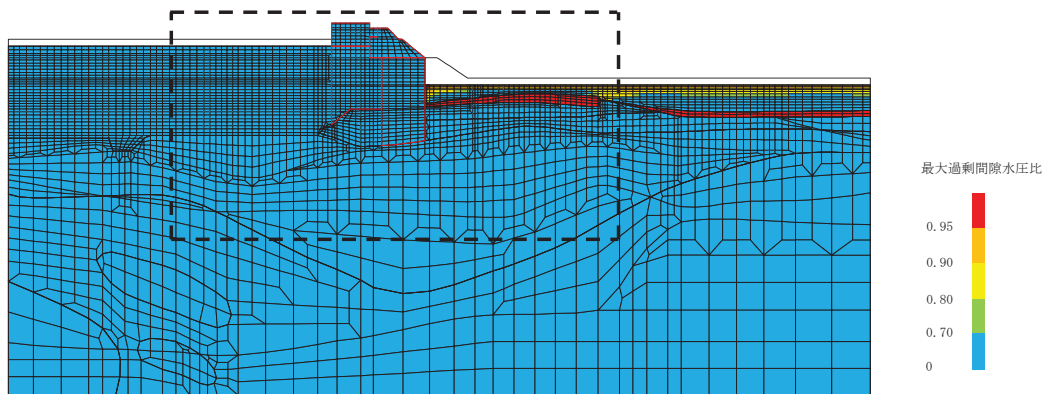


(a) 全体図

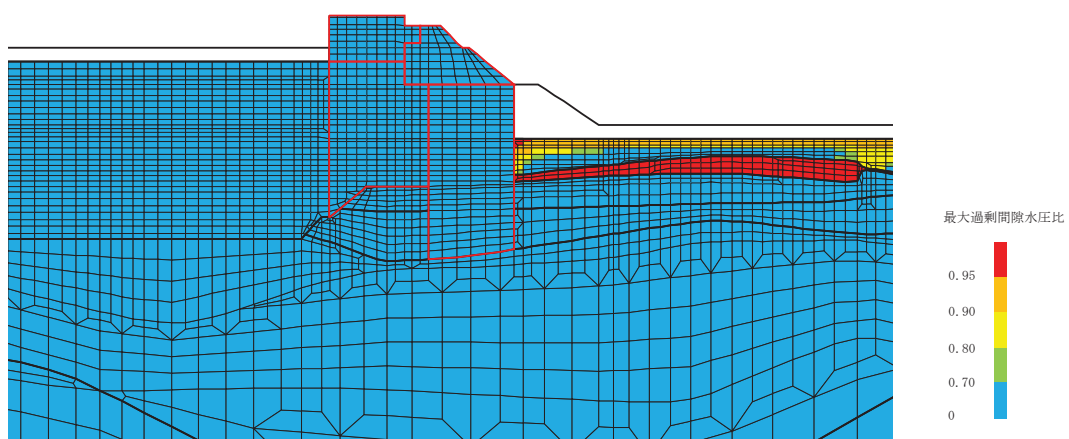


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-21 断面②の過剰間隙水圧比分布
(解析ケース①, S d - D 2 (+))

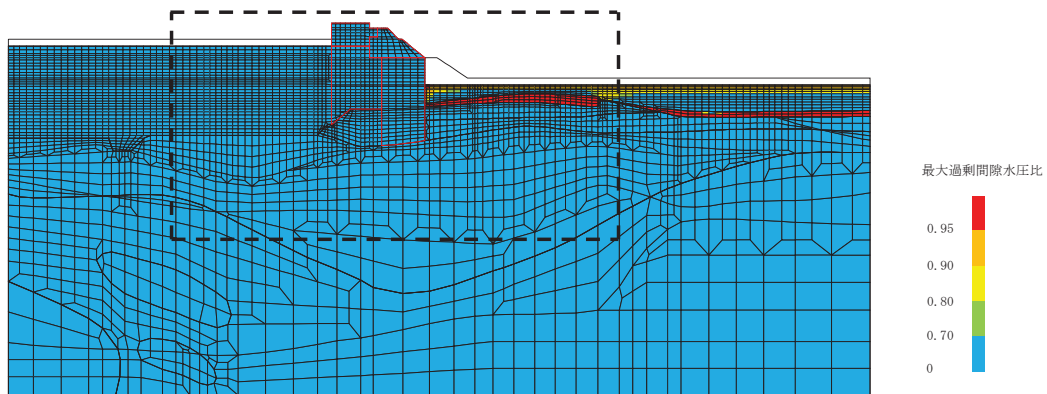


(a) 全体図

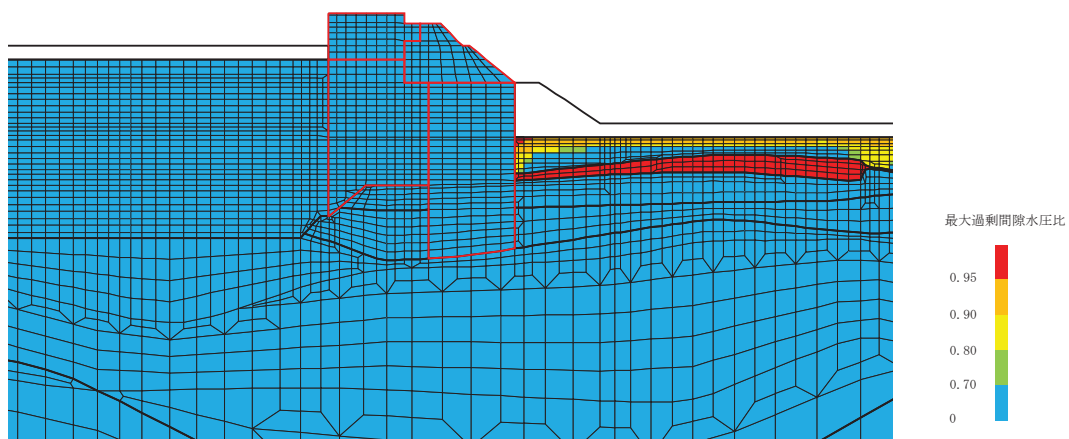


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-22 断面③の過剰間隙水圧比分布
(解析ケース②, S d - D 2 (-+))

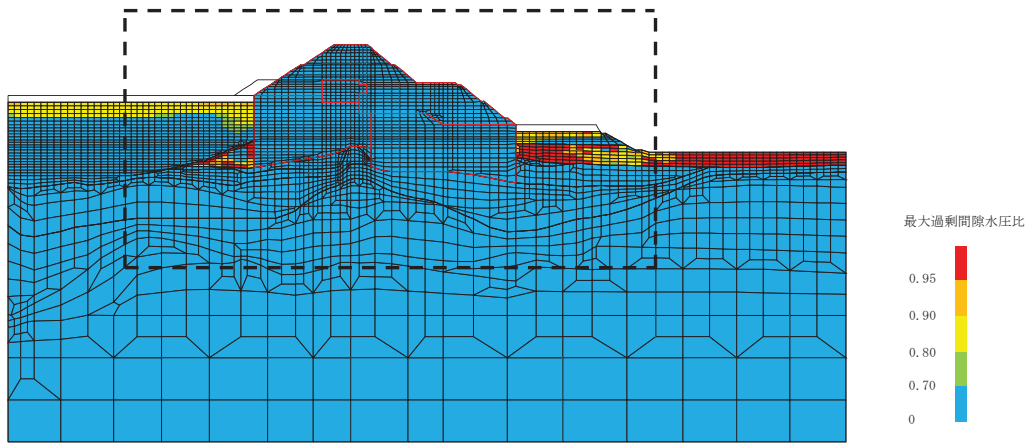


(a) 全体図

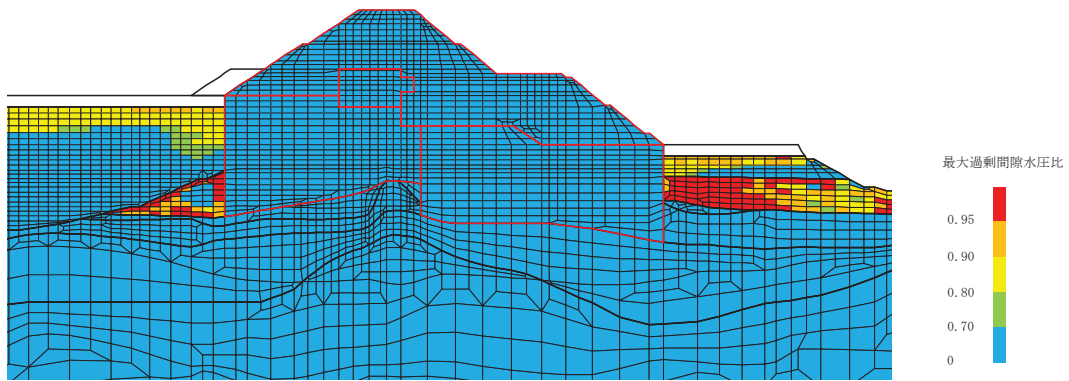


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-23 断面③の過剰間隙水圧比分布
(解析ケース③, S d - D 2 (-+))

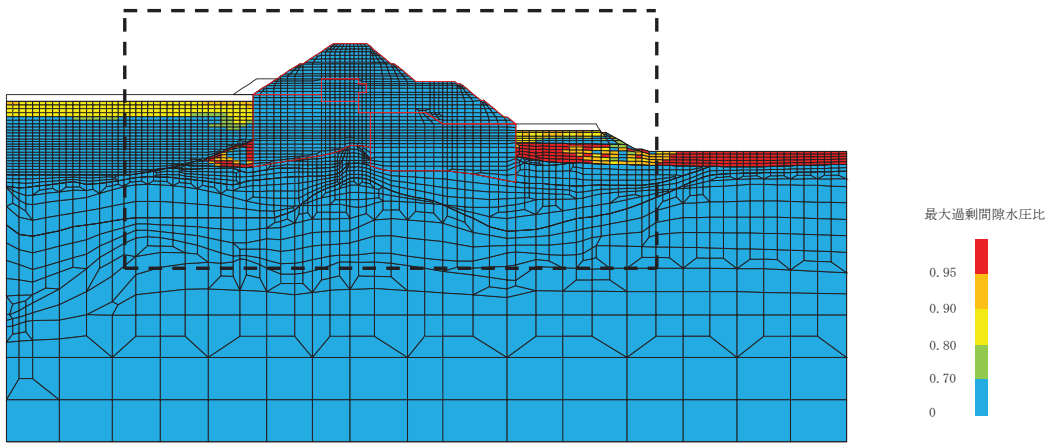


(a) 全体図

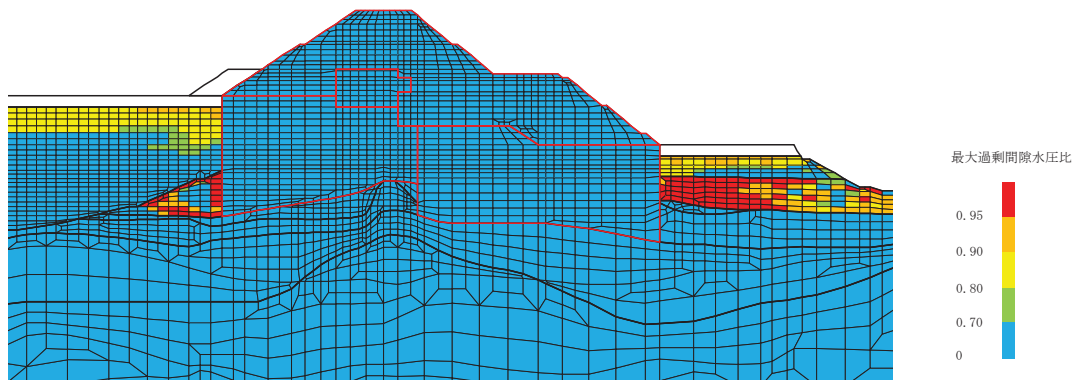


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-24 断面④の過剰間隙水圧比分布
(解析ケース③, S d - D 2 (++))

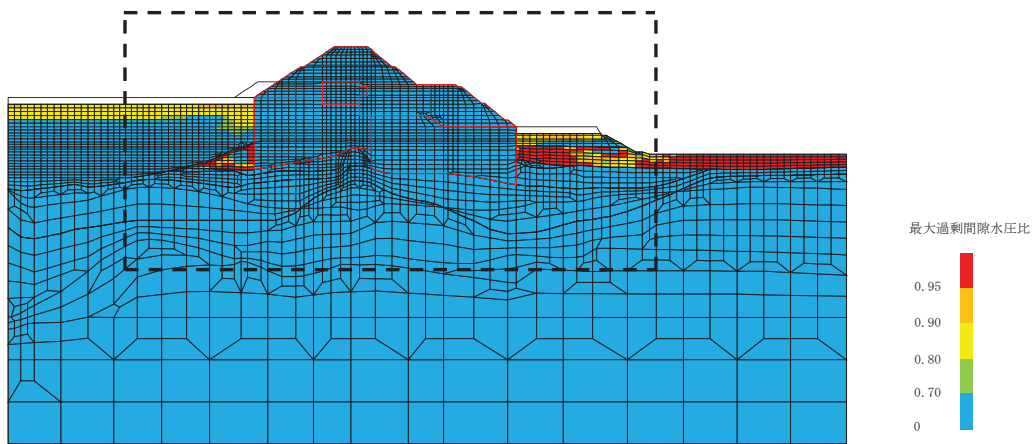


(a) 全体図

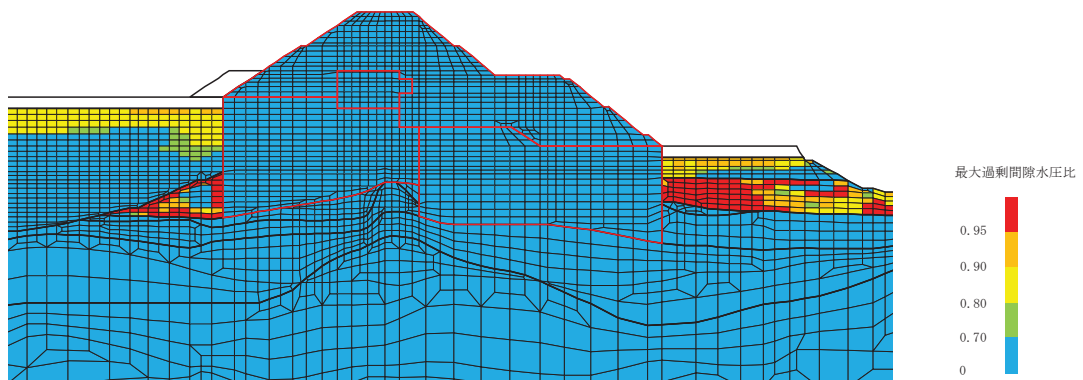


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-25 断面④の過剰間隙水圧比分布
(解析ケース①, S d - D 2 (-+))



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-26 断面④の過剰間隙水圧比分布
(解析ケース①, S d - D 2 (+ -))

4.2.2 鋼管杭の評価結果

(1) 曲げ軸力照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.2-54 に、鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値を表 4.2-55～表 4.2-60 に示す。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、鋼管杭に発生する曲げ応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-54 鋼管杭断面諸元

杭種		設置標高		板厚* ² (mm)	断面積 (mm ²)	断面係数 (mm ³)
A	鋼管杭 (上杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm)	0. P. +30. 0m* ¹ ～ 0. P. +23. 5m	24	1. 639×10 ⁵	8. 813×10 ⁷
B		SM570 (t=40mm)	0. P. +23. 5m～ 0. P. +21. 0m 0. P. +21. 0m～ 0. P. +20. 0m	39	2. 645×10 ⁵	1. 403×10 ⁸
C	鋼管杭 (下杭) φ 2500	SM570 (t=35mm)	長杭 0. P. +20. 0m～ 0. P. ±0. 0m	34	2. 632×10 ⁵	1. 599×10 ⁸
断面⑤			短杭 0. P. +20. 0m～ 0. P. +5. 0m			
			断面⑥ 0. P. +20. 0m ～ +8. 0m			
D	SKK490 (t=25mm)	長杭 0. P. ±0. 0m～ 杭下端	24	1. 865×10 ⁵	1. 143×10 ⁸	
断面⑤		短杭 0. P. +5. 0m～ 0. P. +2. 5m				
断面⑥		0. P. +8. 0m ～ +5. 5m				

注記 *1：岩盤部（断面⑤及び断面⑥）は 0. P. +29. 0m。

*2：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき腐食代 1 mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 4.2-55 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値（断面①）

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮	短期許容	照査値 σ_s / σ_{sa}
						応力度 σ_s (N/mm ²)	応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	
①	S d - D 2	(++)	C	39212	1159	250	382	0.66
		(-+)	C	42529	1305	271	382	0.71
		(+-)	C	40974	1158	261	382	0.69
		(--)	C	38000	1116	242	382	0.64
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	C	42117	1259	269	382	0.71
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	C	40266	1321	257	382	0.68

表 4.2-56 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値（断面②）

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメン ト	軸力 (kN)	曲げ圧縮	短期許容	照査値 σ_s / σ_{sa}
				(kN・m)		応力度 σ_s (N/mm ²)	応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	
①	S d - D 2	(++)	C	42463	1123	270	382	0.71
		(-+)	C	42129	833	267	382	0.70
		(+-)	C	40780	1291	260	382	0.69
		(--)	C	40033	1194	255	382	0.67
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	C	42140	1084	268	382	0.71
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	C	41660	1083	265	382	0.70

表 4.2-57 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値（断面③）

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメン ト	軸力 (kN)	曲げ圧縮	短期許容	照査値 σ_s / σ_{sa}
				(kN・m)		応力度 σ_s (N/mm ²)	応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	
①	S d - D 2	(++)	C	40309	964	256	382	0.68
		(-+)	C	41796	764	265	382	0.70
		(+-)	C	40744	1157	260	382	0.69
		(--)	C	41146	1363	263	382	0.69
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	C	42625	782	270	382	0.71
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	C	41600	1286	266	382	0.70

表 4.2-58 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値（断面④）

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメ ント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}
①	S d - D 2	(++)	D	783	11315	68	277	0.25
		(-+)	D	812	10746	65	277	0.24
		(+-)	D	812	11116	67	277	0.25
		(--)	D	813	11243	68	277	0.25
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	D	580	9184	55	277	0.20
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	D	1098	13998	85	277	0.31

表 4.2-59 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値（断面⑤）

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメ ント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}
①	S d - D 2	(++)	C	32881	1333	211	382	0.56
		(-+)	C	31922	1268	205	382	0.54
		(+-)	C	32228	1246	207	382	0.55
		(--)	C	31377	1073	201	382	0.53
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	C	32744	1335	210	382	0.55
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	C	32866	1312	211	382	0.56

表 4.2-60 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値（断面⑥）

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメ ント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}
①	S d - D 2	(++)	C	35035	1302	225	382	0.59
		(-+)	C	32924	1176	211	382	0.56
		(+-)	C	34050	1000	217	382	0.57
		(--)	C	33434	1182	214	382	0.57
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	C	34677	1291	222	382	0.59
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	C	35431	1260	227	382	0.60

(2) せん断力照査

断面計算に用いた断面諸元は表 4.2-53 に、鋼管杭のせん断力照査における最大照査値を表 4.2-61～表 4.2-66 に示す。

鋼管杭に発生するせん断応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-61 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面①)

解析 ケース	地震動		杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
①	S d - D 2	(++)	C	11769	90	217	0.42
		(-+)	C	12797	98	217	0.46
		(+-)	C	12316	94	217	0.44
		(--)	C	11390	87	217	0.41
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	C	12669	97	217	0.45
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	C	12085	92	217	0.43

表 4.2-62 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面②)

解析 ケース	地震動		杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
①	S d - D 2	(++)	C	12765	97	217	0.45
		(-+)	C	12672	97	217	0.45
		(+-)	C	12269	94	217	0.44
		(--)	C	12031	92	217	0.43
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	C	12666	97	217	0.45
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	C	12513	96	217	0.45

表 4.2-63 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面③）

解析 ケース	地震動	杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}	
①	S d - D 2	(++)	C	12104	92	217	0.43
		(-+)	C	12562	96	217	0.45
		(+-)	C	12261	94	217	0.44
		(--)	C	12383	95	217	0.44
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	C	12823	98	217	0.46
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	C	12532	96	217	0.45

表 4.2-64 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面④）

解析 ケース	地震動	杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}	
①	S d - D 2	(++)	D	900	10	157	0.07
		(-+)	D	919	10	157	0.07
		(+-)	D	902	10	157	0.07
		(--)	D	942	11	157	0.08
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	D	657	8	157	0.06
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	D	1233	14	157	0.09

表 4.2-65 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面⑤）

解析 ケース	地震動	杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}	
①	S d - D 2	(++)	C	11501	88	217	0.41
		(-+)	C	11176	85	217	0.40
		(+-)	C	11285	86	217	0.40
		(--)	C	10983	84	217	0.39
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	C	11452	88	217	0.41
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	C	11497	88	217	0.41

表 4.2-66 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面⑥）

解析 ケース	地震動	杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}	
①	S d - D 2	(++)	C	9745	75	217	0.35
		(-+)	C	9144	70	217	0.33
		(+-)	C	9489	73	217	0.34
		(--)	C	9267	71	217	0.33
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	C	10013	77	217	0.36
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	C	9354	72	217	0.34

4.2.3 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の評価結果

鋼管杭に発生する最大水平加速度から算出される最大水平震度 k_h は表 4.2-67 のとおりである。

また、各断面における最大水平震度の深度分布及び最大動水圧の深度分布を図 4.2-27 に示す。

上記より、保守的に評価に用いる水平震度は $k_h = 6$ とし、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の高さ方向に作用するものとして評価を行った。

鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主部材の照査結果を表 4.2-68 に示す。この結果から、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-67 各評価断面における最大水平震度及び設計水平震度

断面	最大加速度 となる標高	最大水平震度 k_h	設計用水平震度
断面①	O. P. +29.0m	5.8	6
断面②	O. P. +29.0m	5.8	
断面③	O. P. +29.0m	5.2	
断面⑤	O. P. +29.0m	3.2	
断面⑥	O. P. +29.0m	3.8	

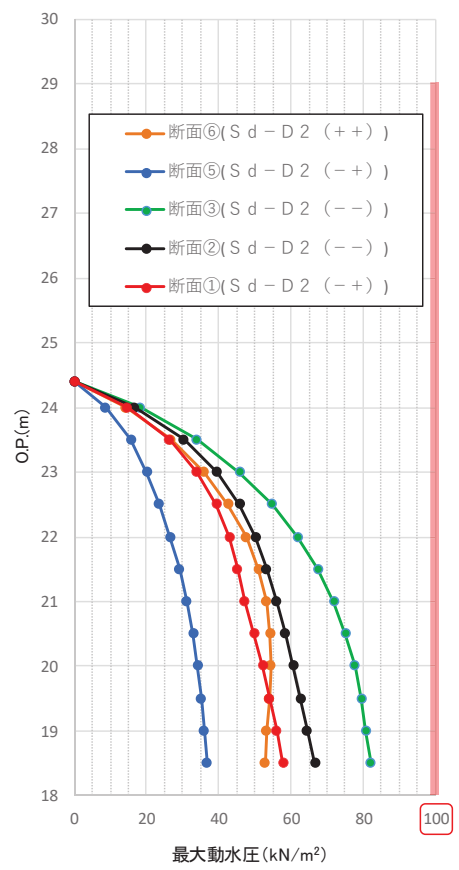
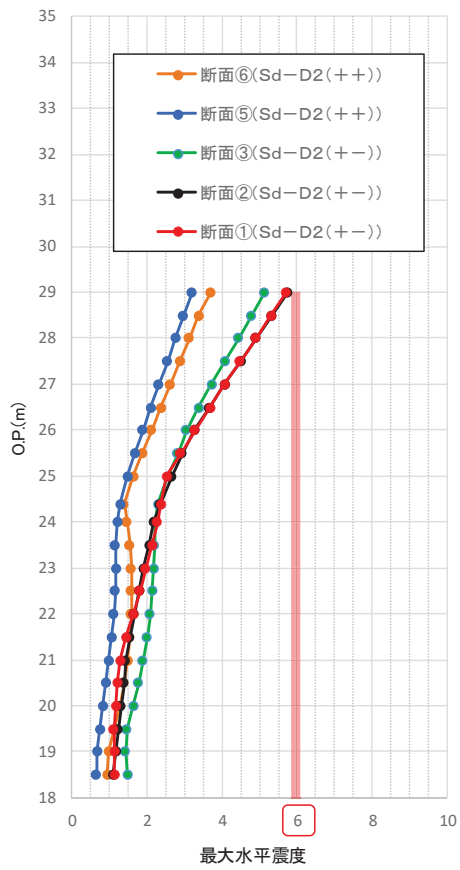


図 4.2-27 各断面における最大水平震度及び最大動水圧の深度分布

表 4.2-68 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主要部材の照査結果

部材		応力成分	材質	応力度	許容限界	照査値
鋼製遮水壁	スキンプレート	曲げ応力度 (N/mm ²)	SM490Y	273	315	0.87
	垂直リブ	圧縮応力度 (N/mm ²)	SM490Y	64	190	0.34
	水平リブ	曲げ応力度 (N/mm ²)	SM490Y	72	315	0.23
		せん断応力度 (N/mm ²)	SM490Y	36	180	0.20
		合成応力度	SM490Y	0.10	1.20	0.09
漂流物防護工	架台	曲げ応力度 (N/mm ²)	SM490Y	55	315	0.18
		せん断応力度 (N/mm ²)	SM490Y	36	180	0.20
		合成応力度	SM490Y	0.07	1.20	0.06
	防護工	引張応力度 (N/mm ²)	SM570	18	382	0.05
		せん断応力度 (N/mm ²)	SM570	12	217	0.06
		合成応力度	SM570	-	-	-

4.2.4 背面補強工の評価結果

背面補強のすべり安全率による評価結果を表 4.2-69～表 4.2-73 に示す。これらの結果から、背面補強のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.2-69 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面①）

解析ケース	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	6.94	12.8
		(-+)	17.47	11.6
		(+-)	17.40	12.2
		(--)	6.70	13.3
② (+1σ)	S d - D 2	(++)	17.46	11.7
③ (-1σ)	S d - D 2	(++)	17.48	12.5

表 4.2-70 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面②）

解析ケース	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	6.93	12.1
		(-+)	16.36	11.8
		(+-)	25.16	12.1
		(--)	25.25	12.2
② (+1σ)	S d - D 2	(++)	6.93	12.1
③ (-1σ)	S d - D 2	(++)	6.94	12.4

表 4.2-71 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面③）

解析ケース	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	25.18	12.4
		(-+)	13.57	11.7
		(+-)	25.18	12.1
		(--)	13.57	11.8
② (+1σ)	S d - D 2	(++)	16.36	11.8
③ (-1σ)	S d - D 2	(++)	13.58	11.6

表 4.2-72 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面④）

解析ケース	地震動		発生時刻（s）	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	13.68	15.4
		(-+)	13.54	13.9
		(+-)	13.66	15.0
		(--)	13.53	14.5
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	13.64	15.2
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	8.31	15.3

表 4.2-73 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面⑤）

解析ケース	地震動		発生時刻（s）	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	6.85	13.9
		(-+)	30.05	14.1
		(+-)	29.97	13.8
		(--)	19.46	14.4
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	6.85	14.0
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	6.85	14.0

4.2.5 置換コンクリートの評価結果

置換コンクリートのすべり安全率による評価結果を表 4.2-74～表 4.2-77 に示す。これらの結果から、置換コンクリートのすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.2-74 置換コンクリートのすべり安全率評価結果（断面①）

解析ケース	地震動		発生時刻（s）	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	12.92	12.7
		(-+)	25.55	14.5
		(+-)	25.32	12.9
		(--)	25.57	13.0
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	25.54	13.4
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	13.21	15.1

表 4.2-75 置換コンクリートのすべり安全率評価結果（断面②）

解析ケース	地震動		発生時刻（s）	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	12.91	13.1
		(-+)	25.50	13.9
		(+-)	25.30	12.2
		(--)	13.44	13.6
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	25.31	13.2
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	12.91	12.6

表 4.2-76 置換コンクリートのすべり安全率評価結果（断面③）

解析ケース	地震動		発生時刻（s）	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	25.44	12.7
		(-+)	12.92	12.5
		(+-)	25.47	12.5
		(--)	12.89	12.9
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	13.55	12.5
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	12.92	12.6

表 4.2-77 置換コンクリートのすべり安全率評価結果（断面④）

解析ケース	地震動		発生時刻（s）	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	20.43	13.4
		(-+)	13.55	13.1
		(+-)	25.46	12.7
		(--)	13.55	12.8
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	20.42	13.6
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	25.49	12.9

4.2.6 改良地盤の評価結果

改良地盤のすべり安全率による評価結果を表 4.2-78～表 4.2-81 に示す。これらの結果から、改良地盤のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.2-78 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面①）

解析ケース	地震動	発生時刻 (s)	最小すべり安全率	
①	S d - D 2	(++)	25.50	2.7
		(-+)	12.93	2.7
		(+-)	25.50	2.5
		(--)	25.75	2.7
② (+1σ)	S d - D 2	(++)	12.93	2.6
③ (-1σ)	S d - D 2	(++)	25.79	2.9

表 4.2-79 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面②）

解析ケース	地震動	発生時刻 (s)	最小すべり安全率	
①	S d - D 2	(++)	25.45	3.1
		(-+)	25.33	3.1
		(+-)	25.49	2.9
		(--)	25.32	2.9
② (+1σ)	S d - D 2	(++)	13.43	2.9
③ (-1σ)	S d - D 2	(++)	25.49	3.1

表 4.2-80 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面③）

解析ケース	地震動	発生時刻 (s)	最小すべり安全率	
①	S d - D 2	(++)	25.51	3.0
		(-+)	12.93	2.9
		(+-)	25.49	2.8
		(--)	25.33	3.0
② (+1σ)	S d - D 2	(++)	12.92	2.7
③ (-1σ)	S d - D 2	(++)	12.93	3.3

表 4.2-81 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面④）

解析ケース	地震動		発生時刻（s）	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	13.67	4.4
		(-+)	13.55	4.1
		(+-)	13.66	4.5
		(--)	13.57	4.3
② (+1σ)	S d - D 2	(++)	13.65	4.4
③ (-1σ)	S d - D 2	(++)	13.69	4.4

4.2.7 セメント改良土の評価結果

セメント改良土のすべり安全率による評価結果を表 4.2-82～表 4.2-85 に示す。これらの結果から、セメント改良土のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.2-82 セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面①）

解析ケース	地震動		発生時刻（s）	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	20.32	53.7
		(-+)	25.53	51.0
		(+-)	17.13	37.7
		(--)	25.52	43.2
② (+1σ)	S d - D 2	(++)	25.55	50.0
③ (-1σ)	S d - D 2	(++)	6.97	32.3

表 4.2-83 セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面②）

解析ケース	地震動		発生時刻（s）	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	25.25	41.1
		(-+)	13.44	38.3
		(+-)	25.25	38.3
		(--)	13.44	18.2
② (+1σ)	S d - D 2	(++)	20.29	43.5
③ (-1σ)	S d - D 2	(++)	25.26	14.8

表 4.2-84 セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面③）

解析ケース	地震動	発生時刻 (s)	最小すべり安全率	
①	S d - D 2	(++)	25.27	46.1
		(-+)	25.52	22.2
		(+-)	25.27	75.3
		(--)	13.46	25.1
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	25.51	33.3
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	13.46	16.2

表 4.2-85 セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面④）

解析ケース	地震動	発生時刻 (s)	最小すべり安全率	
①	S d - D 2	(++)	25.30	7.3
		(-+)	25.47	7.4
		(+-)	25.29	7.3
		(--)	25.49	6.9
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	13.52	7.4
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	13.56	7.0

4.2.7 止水ジョイント部材の相対変位量に対する評価結果

重畳時の止水ジョイント部材の相対変位量に対する照査結果を表 4.2-86 及び表 4.2-87 に示す。また、止水ジョイント部材の相対変位量評価区間を図 4.2-28 に示す。

重畳時の止水ジョイント部材の相対変位量に対する照査を行った結果、相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-86 (1) ゴムジョイント部材設置箇所の重畳時相対変位量

(A 区間：一般部のうち突出長変化部，鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	地震動	解析 ケース	地震時 最終変位 (a) (mm)	重畳時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角方向	S d - D 2 (--)	③	5.7	78.0	83.7	350
汀線方向	—*	—*	12.3*	12.3*	24.6	150

注記 *：汀線方向の地震時最終変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.2-86 (2) ゴムジョイント部材設置箇所の重畳時相対変位量

(B 区間：一般部のうち背面補強工間，鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	地震動	解析 ケース	地震時 最終変位 (a) (mm)	重畳時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角方向	S d - D 2 (+ -)	③	31.5	130.6	162.1	350
汀線方向	—*	—*	22.2*	22.2*	44.4	150

注記 *：汀線方向の地震時最終変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.2-86 (3) ゴムジョイント部材設置箇所の重畳時相対変位量

(C 区間：一般部と岩盤部の境界，鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	地震動	解析 ケース	地震時 最終変位 (a) (mm)	重畳時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角方向	S d - D 2 (+ -)	③	31.5	130.6	162.1	350
汀線方向	—*	—*	14.1*	14.1*	28.2	150

注記 *：汀線方向の地震時最終変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.2-86 (4) ゴムジョイント部材設置箇所の重畳時相対変位量
(D 区間：岩盤部のうち背面補強工間，杭天端部：O. P. +29. 0m)

方向	地震動	解析 ケース	地震時 最終変位 (a) (mm)	重畳時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角方向	S d - D 2 (++)	③	0.3	51.0	51.3	350
汀線方向	—*	—*	2.0*	2.0*	4.0	150

注記 *：汀線方向の地震時最終変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.2-86 (5) ゴムジョイント部材設置箇所の重畳時相対変位量
(E 区間：岩盤部のうち背面補強工端部，杭天端部：O. P. +29. 0m)

方向	地震動	解析 ケース	地震時 最終変位 (a) (mm)	重畳時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角方向	S d - D 2 (++)	③	0.1	60.4	60.5	350
汀線方向	—*	—*	6.7*	6.7*	13.4	150

注記 *：汀線方向の地震時最終変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.2-86 (6) ゴムジョイント部材設置箇所の重畳時相対変位量
(F 区間：岩盤部のうち突出長変化部，杭天端部：O. P. +29. 0m)

方向	地震動	解析 ケース	地震時 最終変位 (a) (mm)	重畳時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角方向	S d - D 2 (++)	③	0.1	60.4	60.5	350
汀線方向	—*	—*	52.6*	52.6*	105.2	150

注記 *：汀線方向の地震時最終変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.2-87 (1) ウレタンシリコーン目地設置箇所の重畳時相対変位量
(H 区間：一般部のうち背面補強工内，杭天端部：O.P.+29.0m)

方向	地震動	解析 ケース	地震時 最終変位 (a) (mm)	重畳時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角方向	S d - D 2 (-+)	③	1.2	16.4	17.6	30
汀線方向	-*	-*	1.6*	1.6*	3.2	6

注記 *：汀線方向の地震時最終変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.2-87 (2) ウレタンシリコーン目地設置箇所の重畳時相対変位量
(I 区間：岩盤部のうち突出杭長同一部，杭天端部：O.P.+29.0m)

方向	地震動	解析 ケース	地震時 最終変位 (a) (mm)	重畳時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角方向	S d - D 2 (++)	③	0.0	4.6	4.6	30
汀線方向	-*	-*	1.2*	1.2*	2.4	6

注記 *：汀線方向の地震時最終変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.2-87 (3) ウレタンシリコーン目地設置箇所の重畳時相対変位量
(J 区間：岩盤部のうち背面補強工内，杭天端部：O.P.+29.0m)

方向	地震動	解析 ケース	地震時 最終変位 (a) (mm)	重畳時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角方向	S d - D 2 (++)	③	0.1	2.1	2.2	30
汀線方向	-*	-*	1.0*	1.0*	2.0	6

注記 *：汀線方向の地震時最終変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

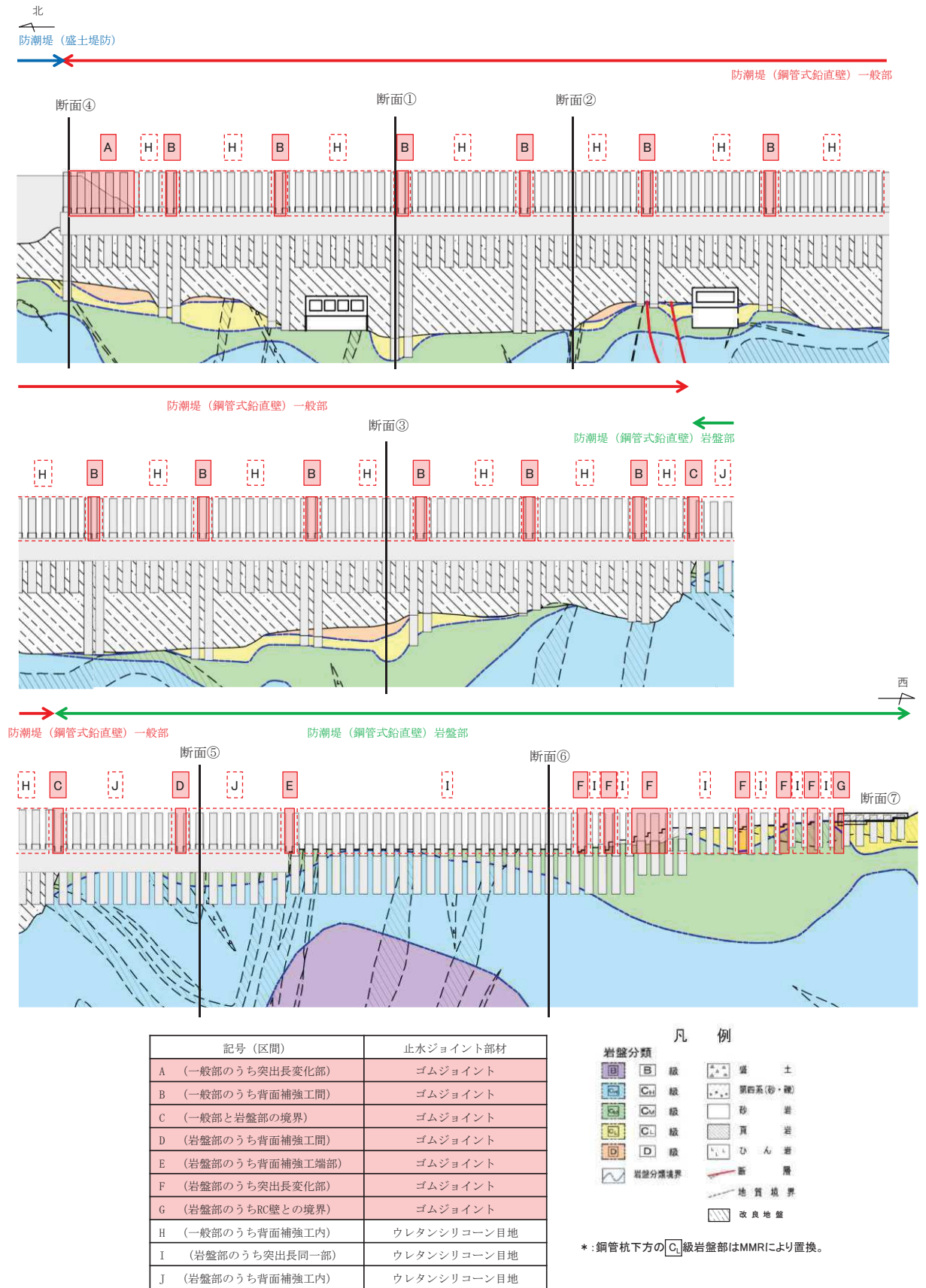


図 4.2-28 止水ジョイント部材の相対変位量評価区間

4.2.8 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能評価結果を表4.2-88～表4.2-90に示す。

また、背面補強工及び置換コンクリートの最大接地圧分布図を図4.2-29～図4.2-30に示す。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 4.2-88(1) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，鋼管杭，断面①）

解析ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力	照査値
			R_a (N/mm ²)	$R_{u a}$ (N/mm ²)	$R_a / R_{u a}$
①	S d - D 2	(++)	2.4	11.4	0.22
		(-+)	2.7	11.4	0.24
		(+-)	2.5	11.4	0.22
		(--)	2.5	11.4	0.22
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	2.5	11.4	0.22
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	2.9	11.4	0.26

表 4.2-88(2) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，鋼管杭，断面②）

解析ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力	照査値
			R_a (N/mm ²)	$R_{u a}$ (N/mm ²)	$R_a / R_{u a}$
①	S d - D 2	(++)	1.0	11.4	0.09
		(-+)	1.0	11.4	0.09
		(+-)	1.0	11.4	0.09
		(--)	1.0	11.4	0.09
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	1.0	11.4	0.09
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	1.1	11.4	0.10

表 4.2-88(3) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，鋼管杭，断面③）

解析ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力	照査値
			R_a (N/mm ²)	$R_{u a}$ (N/mm ²)	$R_a / R_{u a}$
①	S d - D 2	(++)	1.8	13.7	0.14
		(-+)	2.0	13.7	0.15
		(+-)	1.7	13.7	0.13
		(--)	1.9	13.7	0.14
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	1.7	13.7	0.13
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	2.3	13.7	0.17

表 4.2-88(4) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，鋼管杭，断面④）

解析ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力	照査値
			R_a (N/mm ²)	$R_{u a}$ (N/mm ²)	$R_a / R_{u a}$
①	S d - D 2	(++)	2.4	11.4	0.22
		(-+)	2.2	11.4	0.20
		(+-)	2.3	11.4	0.21
		(--)	2.3	11.4	0.21
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	1.9	11.4	0.17
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	2.9	11.4	0.26

表 4.2-88(5) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，鋼管杭，断面⑤）

解析ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力	照査値
			R_a (N/mm ²)	$R_{u a}$ (N/mm ²)	$R_a / R_{u a}$
①	S d - D 2	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
		(+-)	0.5	13.7	0.04
		(--)	0.5	13.7	0.04
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	0.5	13.7	0.04
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	0.5	13.7	0.04

表 4.2-88(6) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，鋼管杭，断面⑥）

解析ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力	照査値
			R_a (N/mm ²)	$R_{u a}$ (N/mm ²)	$R_a / R_{u a}$
①	S d - D 2	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
		(+-)	0.5	13.7	0.04
		(--)	0.5	13.7	0.04
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	0.5	13.7	0.04
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	0.5	13.7	0.04

表 4.2-89(1) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，背面補強工，断面①）

解析ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力	照査値
			R_a (N/mm ²)	$R_{u a}$ (N/mm ²)	$R_a / R_{u a}$
①	S d - D 2	(++)	1.0	4.4	0.23
		(-+)	1.1	4.4	0.25
		(+-)	1.0	4.4	0.23
		(--)	1.0	4.4	0.23
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	1.0	4.4	0.23
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	1.0	4.4	0.23

表 4.2-89(2) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，背面補強工，断面②）

解析ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力	照査値
			R_a (N/mm ²)	$R_{u a}$ (N/mm ²)	$R_a / R_{u a}$
①	S d - D 2	(++)	1.1	4.4	0.25
		(-+)	1.1	4.4	0.25
		(+-)	1.0	4.4	0.23
		(--)	1.1	4.4	0.25
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	1.0	4.4	0.23
④ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	1.1	4.4	0.25

表 4.2-89(3) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，背面補強工，断面③）

解析ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力	照査値
			R_a (N/mm ²)	$R_{u a}$ (N/mm ²)	$R_a / R_{u a}$
①	S d - D 2	(++)	1.0	4.4	0.23
		(-+)	1.1	4.4	0.25
		(+-)	1.0	4.4	0.23
		(--)	1.1	4.4	0.25
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	1.1	4.4	0.25
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	1.1	4.4	0.25

表 4.2-89(4) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，背面補強工，断面④）

解析ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力	照査値
			R_a (N/mm ²)	R_{ua} (N/mm ²)	R_a/R_{ua}
①	S d - D 2	(++)	1.2	4.4	0.28
		(-+)	1.2	4.4	0.28
		(+-)	1.2	4.4	0.28
		(--)	1.2	4.4	0.28
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	1.2	4.4	0.28
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	1.2	4.4	0.28

表 4.2-89(5) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，背面補強工，断面⑤）

解析ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力	照査値
			R_a (N/mm ²)	R_{ua} (N/mm ²)	R_a/R_{ua}
① (平均)	S d - D 2	(++)	0.8	13.7	0.06
		(-+)	0.8	13.7	0.06
		(+-)	0.8	13.7	0.06
		(--)	0.8	13.7	0.06
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	0.8	13.7	0.06
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	0.8	13.7	0.06

表 4.2-90(1) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，置換コンクリート，断面①）

解析ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力	照査値
			R_a (N/mm ²)	R_{ua} (N/mm ²)	R_a/R_{ua}
①	S d - D 2	(++)	1.8	11.4	0.16
		(-+)	1.7	11.4	0.15
		(+-)	1.8	11.4	0.16
		(--)	2.1	11.4	0.19
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	1.8	11.4	0.16
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	1.7	11.4	0.15

表 4.2-90(2) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，置換コンクリート，断面②）

解析ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力	照査値
			R_a (N/mm ²)	$R_{u a}$ (N/mm ²)	$R_a / R_{u a}$
①	S d - D 2	(++)	1.5	11.4	0.14
		(-+)	1.5	11.4	0.14
		(+-)	1.4	11.4	0.13
		(--)	1.5	11.4	0.14
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	1.5	11.4	0.14
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	1.6	11.4	0.15

表 4.2-90(3) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，置換コンクリート，断面③）

解析ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力	照査値
			R_a (N/mm ²)	$R_{u a}$ (N/mm ²)	$R_a / R_{u a}$
①	S d - D 2	(++)	1.9	13.7	0.14
		(-+)	2.0	13.7	0.15
		(+-)	2.0	13.7	0.15
		(--)	2.0	13.7	0.15
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	1.9	13.7	0.14
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	2.0	13.7	0.15

表 4.2-90(4) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，置換コンクリート，断面④）

解析ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力	照査値
			R_a (N/mm ²)	$R_{u a}$ (N/mm ²)	$R_a / R_{u a}$
①	S d - D 2	(++)	2.2	11.4	0.20
		(-+)	2.1	11.4	0.19
		(+-)	2.2	11.4	0.20
		(--)	2.2	11.4	0.20
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	2.1	11.4	0.19
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	2.2	11.4	0.20

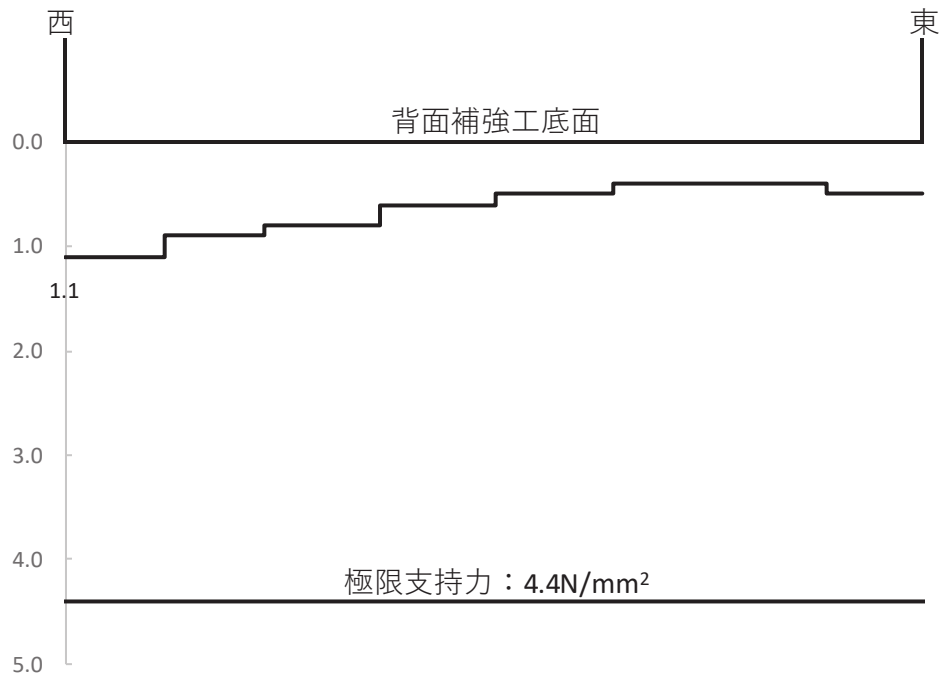


図 4.2-29(1) 支持地盤の接地圧分布図 (断面①, 背面補強工)
 (S_s-D1 (+-))
 解析ケース①: 基本ケース

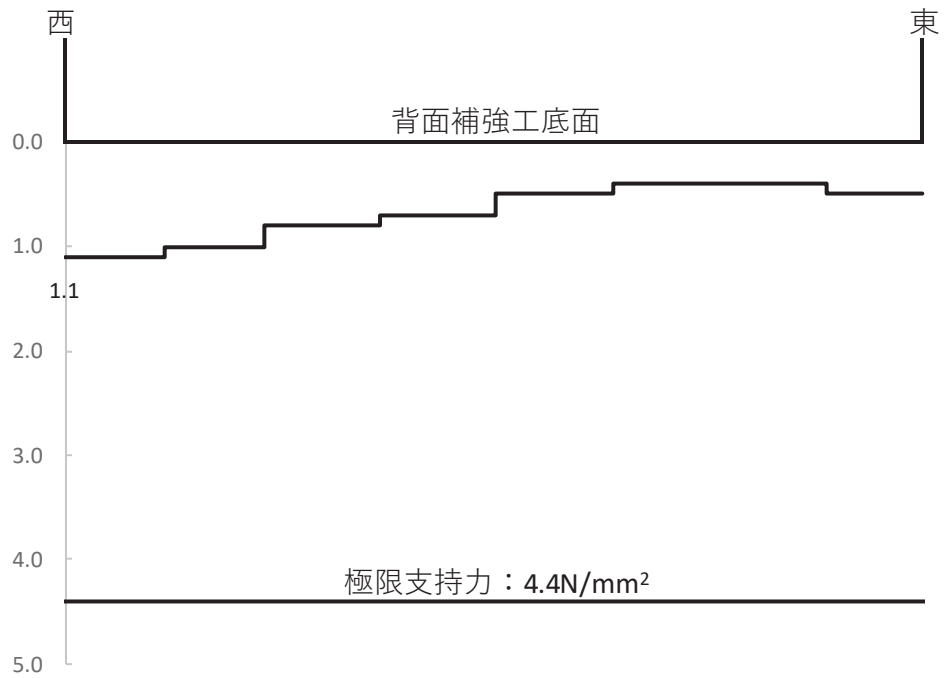


図 4.2-29(2) 支持地盤の接地圧分布図 (断面②, 背面補強工)
 (S_s-F3 (-+))
 解析ケース①: 基本ケース

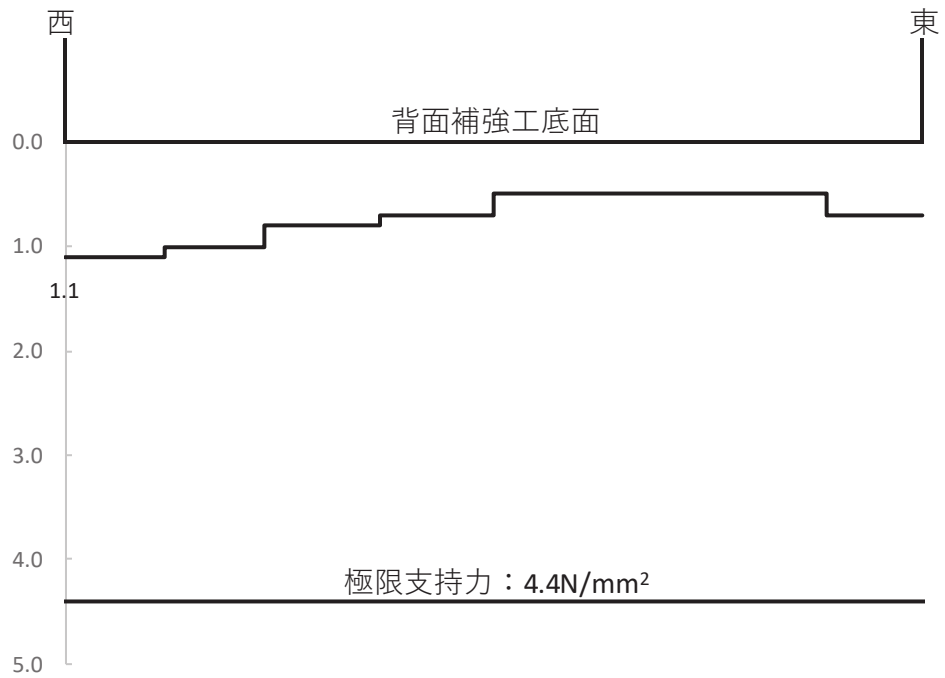


図 4.2-29(3) 支持地盤の接地圧分布図 (断面③, 背面補強工)
 (S_s-D2(++))
 解析ケース①: 基本ケース

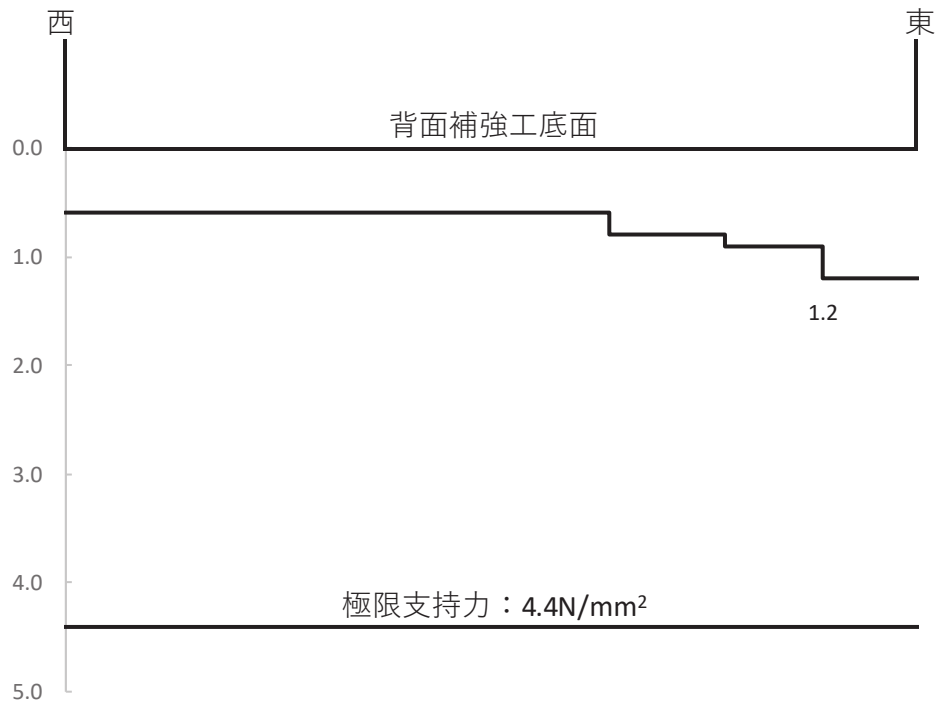


図 4.2-29(4) 支持地盤の接地圧分布図 (断面④, 背面補強工)
 (S_s-D2(--))
 解析ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値+1σ)

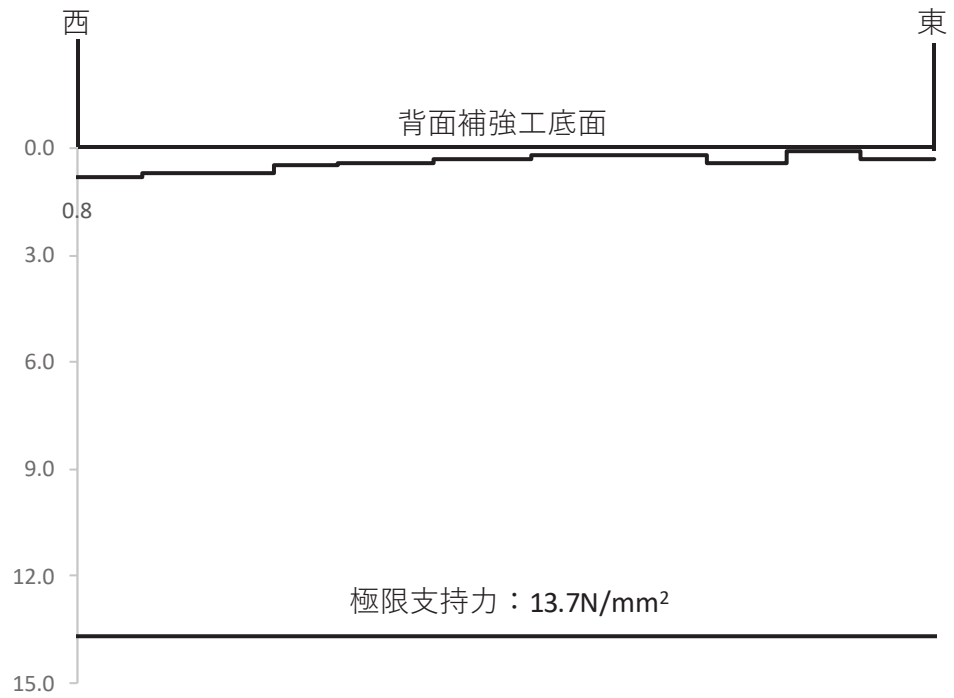


図 4.2-29(5) 支持地盤の接地圧分布図 (断面⑤, 背面補強工)
 (S_s-F3 (-+))
 解析ケース①: 基本ケース

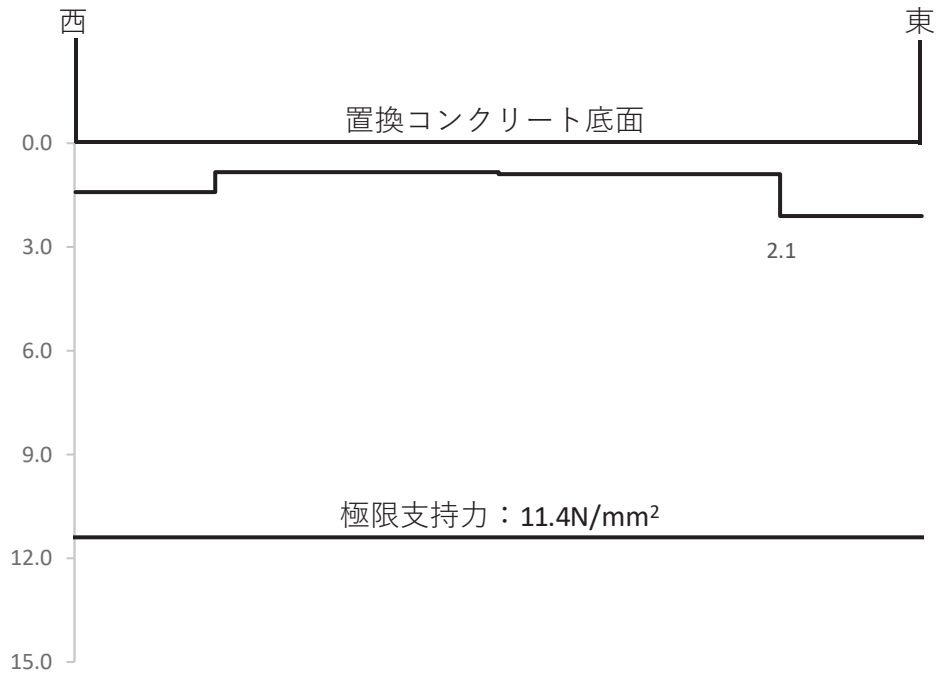


図 4.2-30(1) 支持地盤の接地圧分布図 (断面①, 置換コンクリート)
 (S_s-N1 (++))
 解析ケース①: 基本ケース

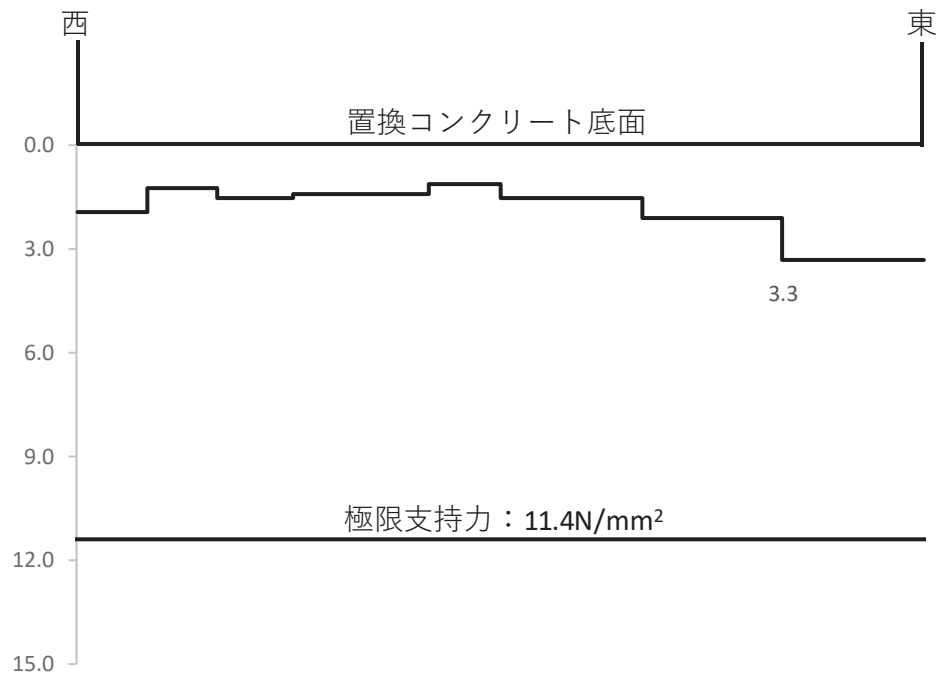


図 4.2-30(2) 支持地盤の接地圧分布図 (断面②, 置換コンクリート)
 (S_s-N1 (++))
 解析ケース①: 基本ケース

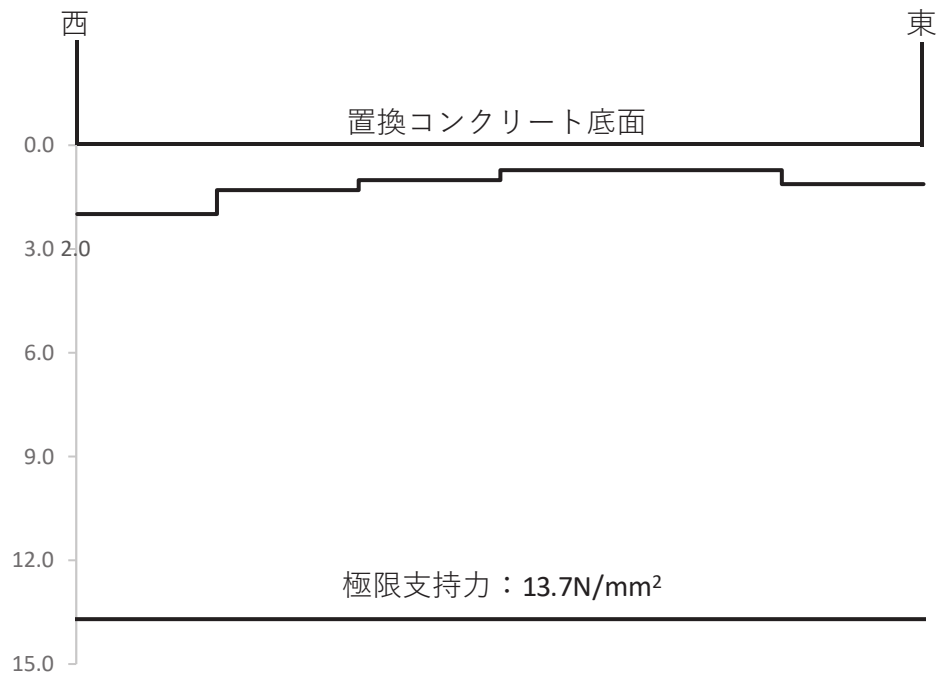


図 4.2-30(3) 支持地盤の接地圧分布図 (断面③, 置換コンクリート)
 (S_s-N1 (++))
 解析ケース①: 基本ケース

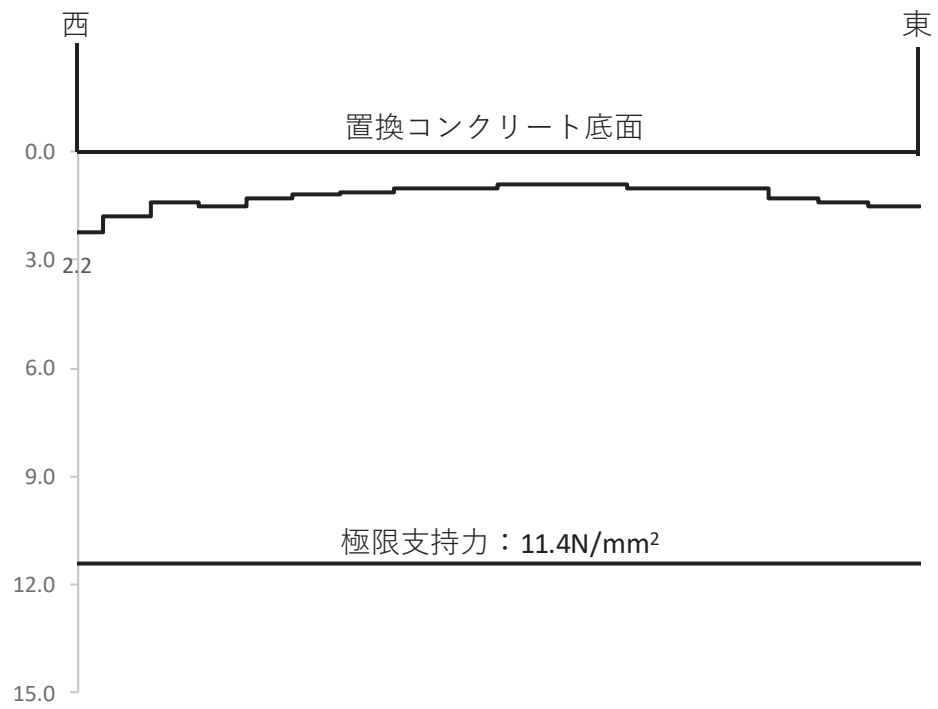


図 4.2-30(3) 支持地盤の接地圧分布図 (断面④, 置換コンクリート)
 (S s - N 1 (-+))
 解析ケース①：基本ケース

5. 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度評価に関する影響検討

5.1 基準地震動 S_s 後の剛性低下の影響について

(1) 概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）については、基準地震動 S_s を経験した後（以下「 S_s 後」という。）に、必ずしも基準津波が来襲するものではないが、設置変更許可申請時において確認していたことを踏まえ、念のため S_s 後に基準津波を考慮した場合の防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐津波設計への影響を確認する。

(2) 評価方針

基準地震動 S_s によって地盤の剛性低下が生じた状態を考慮し、その上で津波時及び重畳時の評価を行う。

評価に用いる基準地震動 S_s については、地盤の剛性低下の観点から、地震継続時間が長い $S_s - D1$ を対象とする。

a. 津波時

津波時の評価対象断面及び評価部位については、「4.1 津波時」から解析ケース①（基本ケース）の結果において、照査値が最も厳しい「断面②，鋼管杭」とする。

断面②の地震応答解析モデルを図 5.1-1 に示す。

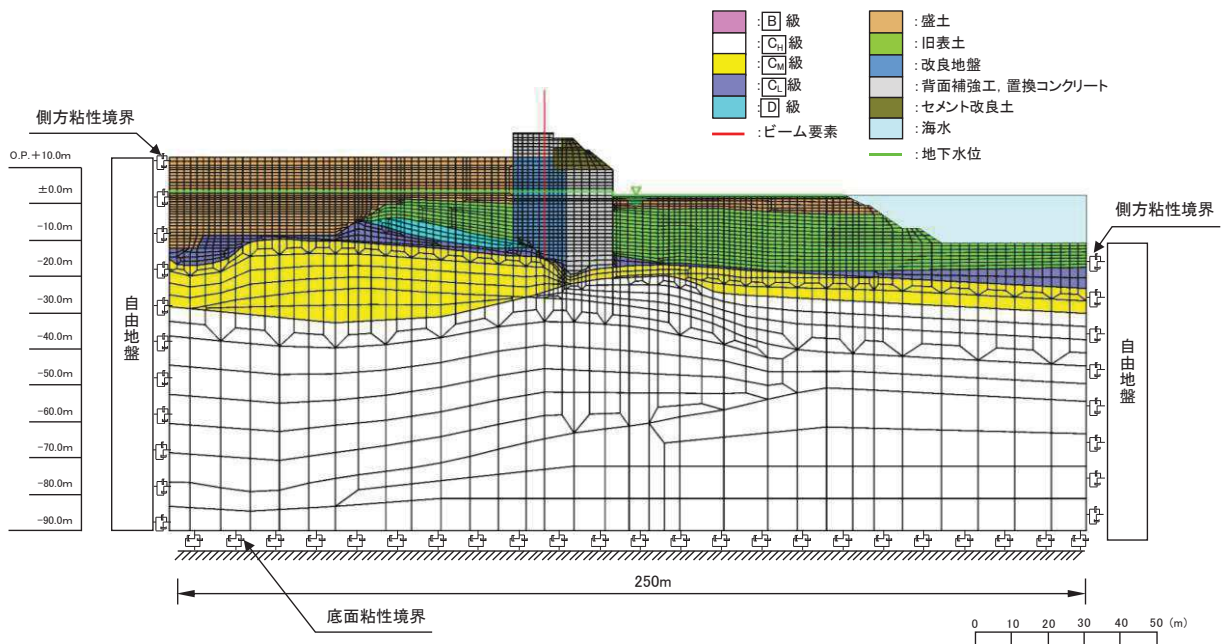


図 5.1-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面②の解析モデル

解析方法については、「3.5.1(1) 解析方法」と同様であるが、 S_s 後の津波時の評価として、基準地震動 S_s による解析の後に遡上津波荷重及び衝突荷重を図 5.1-1 に示すように 100 分割 ($\Delta t=0.01(s)$) して漸増載荷させる。

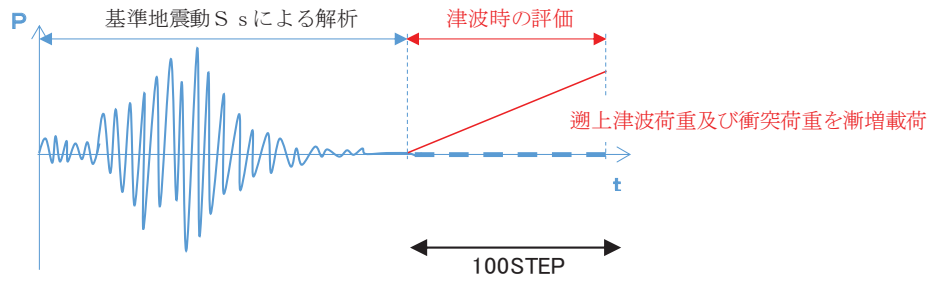


図 5.1-2 S s 後を考慮した津波時の遡上津波荷重及び衝突荷重の载荷方法のイメージ

また、影響検討を行う解析ケースについては、表 5.1-1 のとおり「3.5.2(1)b. 材料物性及び地盤物性のばらつき」の解析ケース①を実施する。

表 5.1-1 解析ケース（防潮堤（鋼管式鉛直壁），基準地震動 S s 後を考慮した津波時）

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C1級岩盤, C2級岩盤 C3級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値

b. 重畳時

重畳時の評価対象断面，評価部位及び入力地震動については，「4.2 重畳時」から解析ケース①（基本ケース）の結果において，照査値が最も厳しい「断面①，鋼管杭，S d-D 2（-+）」とする。

断面①の地震応答解析モデルを図 5.1-3 に示す。

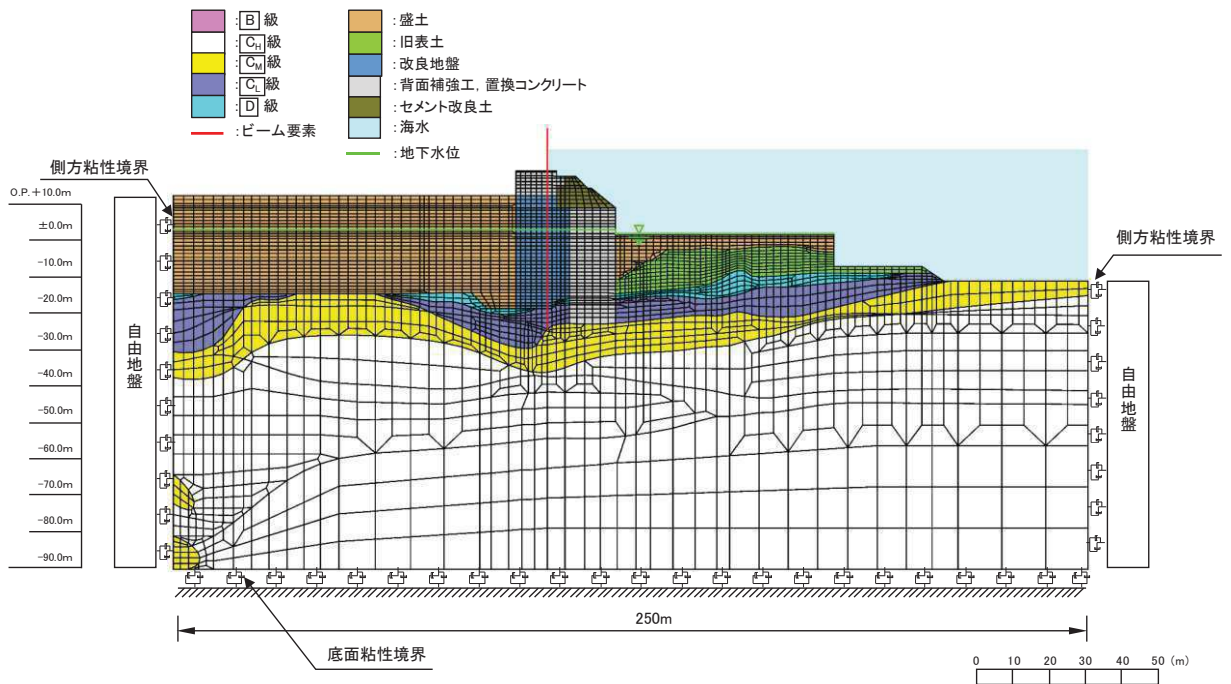
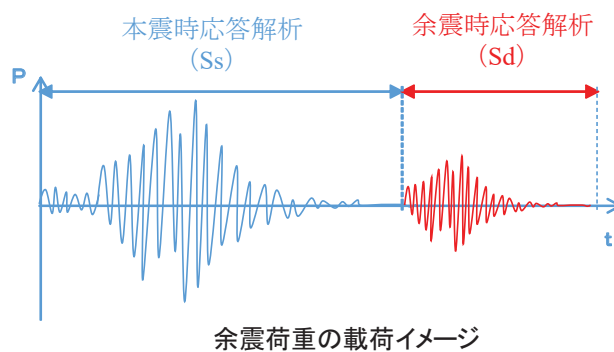


図 5.1-3 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面①の解析モデル

解析方法については，「3.5.2(1) 解析方法」と同様であるが，S s 後の重畳時の評価としては，仮想的な荷重載荷状況とはなるが，以下の流れで荷重を載荷させている。

まず，初期状態において遡上津波荷重を 100 分割 ($\Delta t=0.01(s)$) で漸増載荷させ，その状態を保持したまま図 5.1-4 のとおり基準地震動 S s による地震荷重を載荷させ，その後弾性設計用地震動 S d-D 2 による余震荷重載荷させることとした。



余震荷重の載荷イメージ

図 5.1-4 S s 後を考慮した重畳時の余震荷重及び遡上津波荷重の載荷方法のイメージ

また、影響検討を行う解析ケースについては、表 5.1-2 のとおり「3.5.2(1)b. 材料物性及び地盤物性のばらつき」の解析ケース①を実施する。

表 5.1-2 解析ケース（防潮堤（鋼管式鉛直壁），基準地震動 S_s 後を考慮した重畳時）

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C _L 級岩盤, C _H 級岩盤 C _H 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値

(3) 評価結果

a. 津波時

S s 後の津波時の評価結果を表 5.1-2 及び表 5.1-3 に示す。

本検討の結果，S s 後の地盤剛性の低下による影響はほとんどなく，照査結果に影響しないことを確認した。

表 5.1-2 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値（断面②）

解析 ケース	杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
①*	C	37626	1182	240	382	0.63
②*	C	37508	1183	240	382	0.63
③*	C	37564	1181	240	382	0.63
S s 後	C	37545	1182	240	382	0.63

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.1-3 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面②）

解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
①*	C	11535	88	217	0.41
②*	C	11548	88	217	0.41
③*	C	11538	88	217	0.41
S s 後	C	11510	88	217	0.41

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

b. 重畳時

S s 後の重畳時の評価結果を表 5.1-2 及び表 5.1-3 に示す。

本検討の結果，S s 後の地盤剛性の低下による影響はほとんどなく，照査にも影響しないことを確認した。

表 5.1-2 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値（断面①，S d - D 2（-+））

解析 ケース	杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
①*	C	42529	1305	271	382	0.71
②*	C	42117	1259	269	382	0.71
③*	C	40266	1321	257	382	0.68
S s 後	C	42069	1340	269	382	0.71

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.1-3 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面①，S d - D 2（-+））

解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
①*	C	12797	98	217	0.46
②*	C	12669	97	217	0.45
③*	C	12085	92	217	0.43
S s 後	C	12654	97	217	0.45

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

5.2 0. P. +33. 9m 津波による影響について

(1) 概要

防潮堤に対する津波 PRA については、設置変更許可申請時において、 fragility 評価によりその耐性を確認している。

一方、設置変更許可申請時の有効性評価においては、年超過確率 10^{-7} オーダーである津波高さ 0. P. +33. 9m に対する防潮堤の機能維持を前提として事故シーケンスの選定を行っていることから、決定論評価として防潮堤の主要部位である鋼管杭の耐性を確認している。

ここでは、鋼管杭以外の評価部位（鋼製遮水壁及び漂流物防護工）についても耐性を有することを確認する。

(2) 評価方針

評価対象断面については、「4. 評価結果」から解析ケース①（基本ケース）の結果において、照査値が最も厳しい「断面②」とする。

断面②の解析モデルを図 5. 2-1 に示す。

遡上津波荷重については、0. P. +33. 9m の津波水位と防潮堤前面の地盤標高 (0. P. +0. 5m) の差分の 1/2 倍を設計用浸水深 (16. 7m) とし、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。また、衝突荷重 (2000kN) については防潮堤天端 (0. P. +29. 0m) に作用させる。

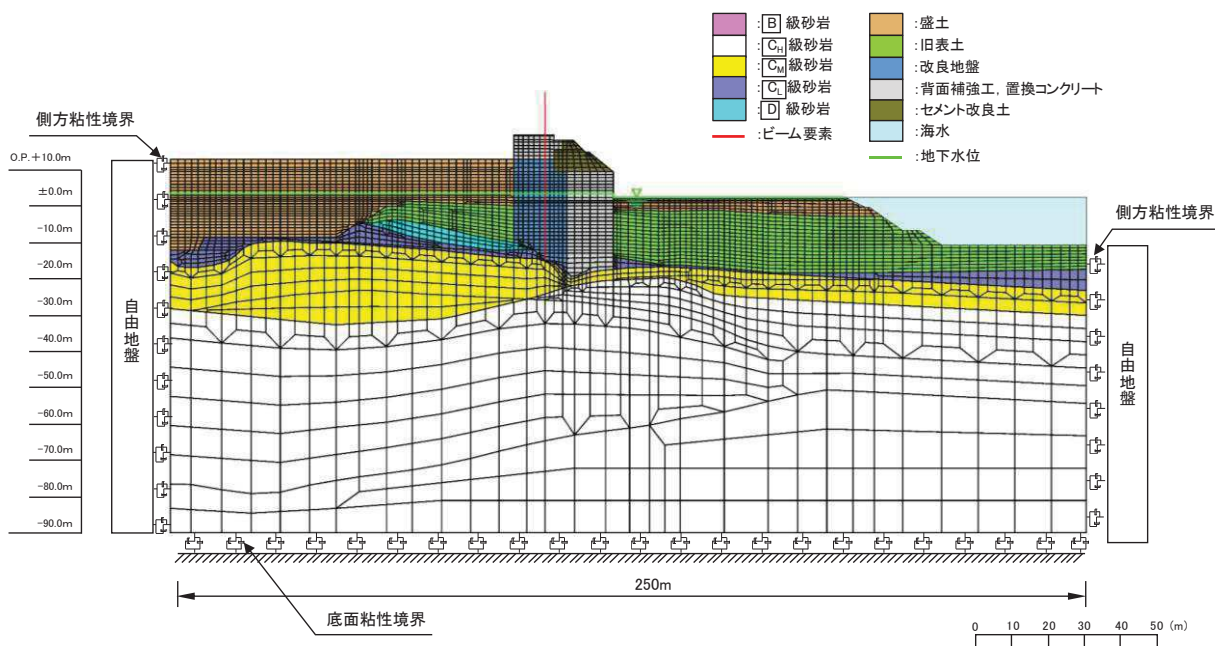


図 5. 2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面②の解析モデル

0. P. +33. 9m 津波に対する評価については、津波遡上荷重及び衝突荷重によって防潮堤が機能喪失して敷地内への津波の浸水量が急増しないように、鋼管杭が倒壊しないことを確認することとし、許容限界を「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（日本道路協会）」に基づく全塑性モーメント*¹以下として設定する。また、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の許

容限界については、「3.4 許容限界」と同様する。

注記*1 杭体の曲げモーメント-曲率関係(図5.2-2)における上限値として全塑性モーメントが規定されており、鋼管杭の一部は塑性化しているものの、顕著な剛性低下は見られず、おおむね線形領域に留まる状態となる。

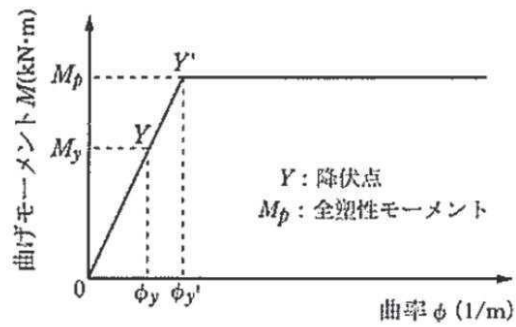


図5.2-2 鋼管杭の杭体の曲げモーメント-曲率関係
(道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 (日本道路協会, 平成14年3月))

(3) 評価結果

津波高さ O.P. +33.9m に対する評価結果を表 5.2-1 及び表 5.2-2 に示す。

本検討の結果, 年超過確率 10^{-7} オーダーである津波高さ O.P. +33.9m に対しても防潮堤の機能が維持されることを確認した。

表 5.2-1 鋼管杭の評価結果 (断面②)

評価部位	杭種	発生モーメント M (kN・m)	全塑性モーメント M _p (kN・m)	照査値 M _p / M
鋼管杭	C	81726	89478	0.92

表 5.2-2 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の評価結果 (断面②)

部材		材質	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製遮水壁	スキンプレート	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm ²)	284	315	0.91
	垂直リブ	SM490Y	圧縮応力度 (N/mm ²)	66	190	0.35
	水平リブ	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm ²)	236	315	0.75
			せん断応力度 (N/mm ²)	76	180	0.43
			合成応力度*	0.74	1.20	0.62
漂流物防護工	架台	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm ²)	181	315	0.58
			せん断応力度 (N/mm ²)	76	180	0.43
			合成応力度*	0.51	1.20	0.43
	防護工	SM570	曲げ応力度 (N/mm ²)	280	382	0.74
			せん断応力度 (N/mm ²)	182	217	0.84
			合成応力度*	0.74	1.20	0.62

注記 * : 同じ荷重条件の曲げ応力度及びせん断応力度から算出する。

(参考資料 1) 短杭の影響検討について

1. 概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の鋼管杭は、岩盤に支持される長杭と、長杭の中間に配置され改良地盤に支持される短杭から構成される。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造概要を図 1-1 に、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造図を図 1-2 に示す。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の耐震評価においては、長杭と短杭で上部工の構造・重量ともに大きな差が無いこと、長杭の検討を実施することで、短杭位置での応力状態も確認できることを踏まえ、長杭を代表としてモデル化し評価を行っている。

短杭としてモデル化した場合においても、その影響は小さいと考えられるが、念のため本資料においては短杭としてモデル化した場合の影響について検討する。

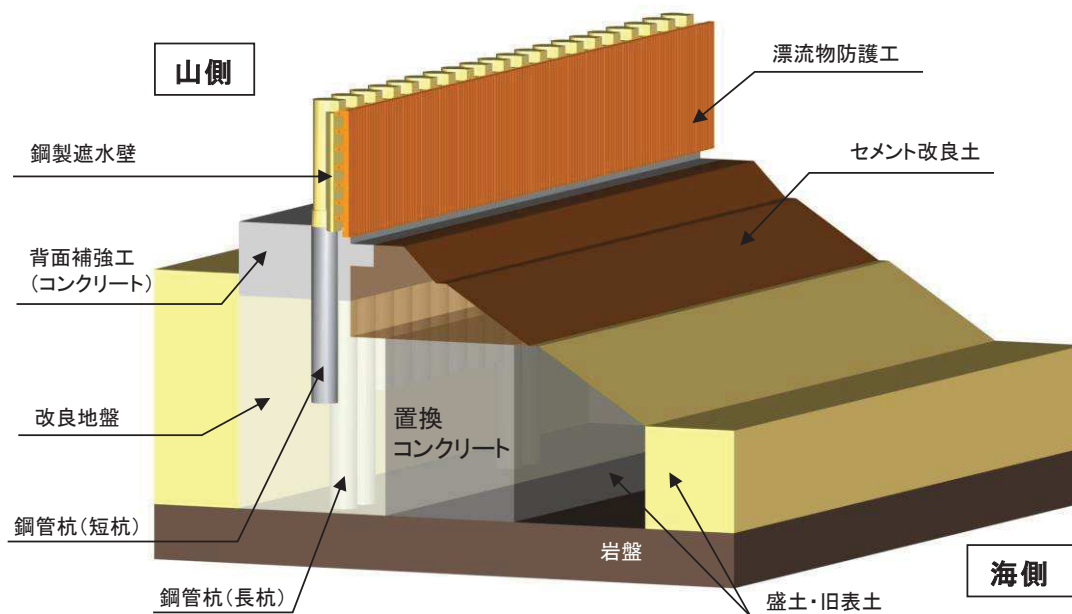


図 1-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造概要

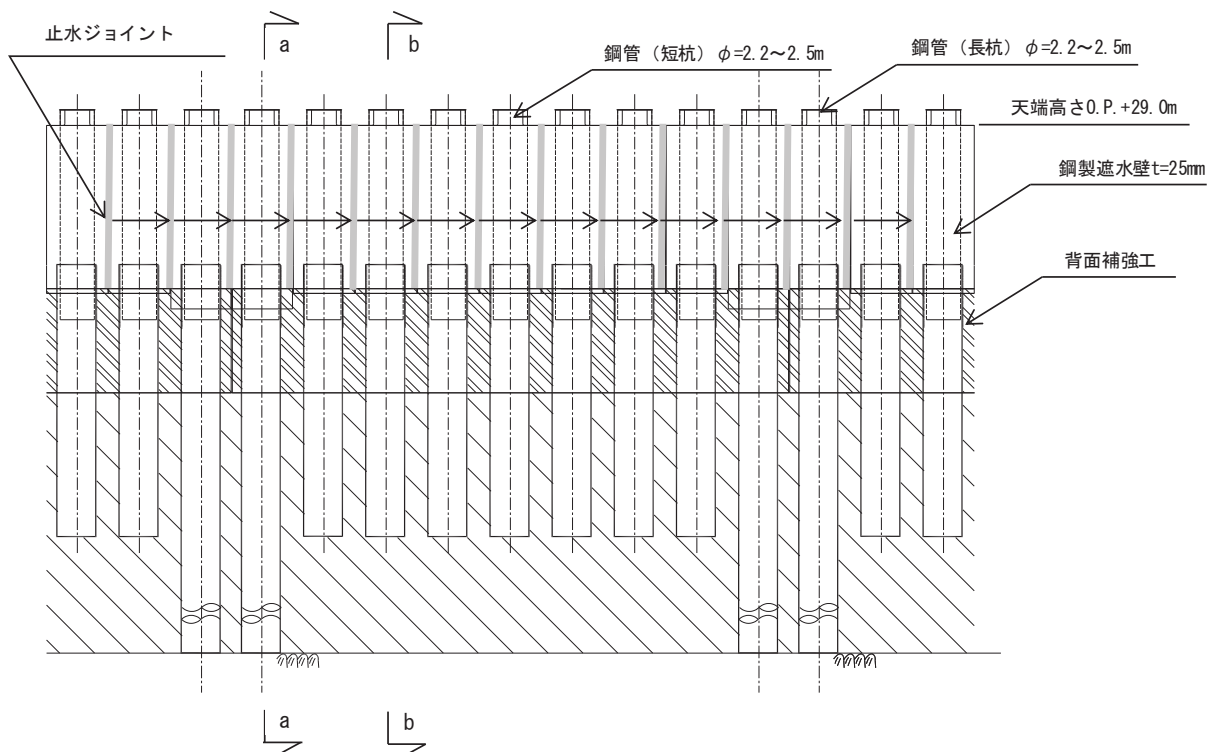


図 1-2(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造図（正面図，鋼製遮水壁）

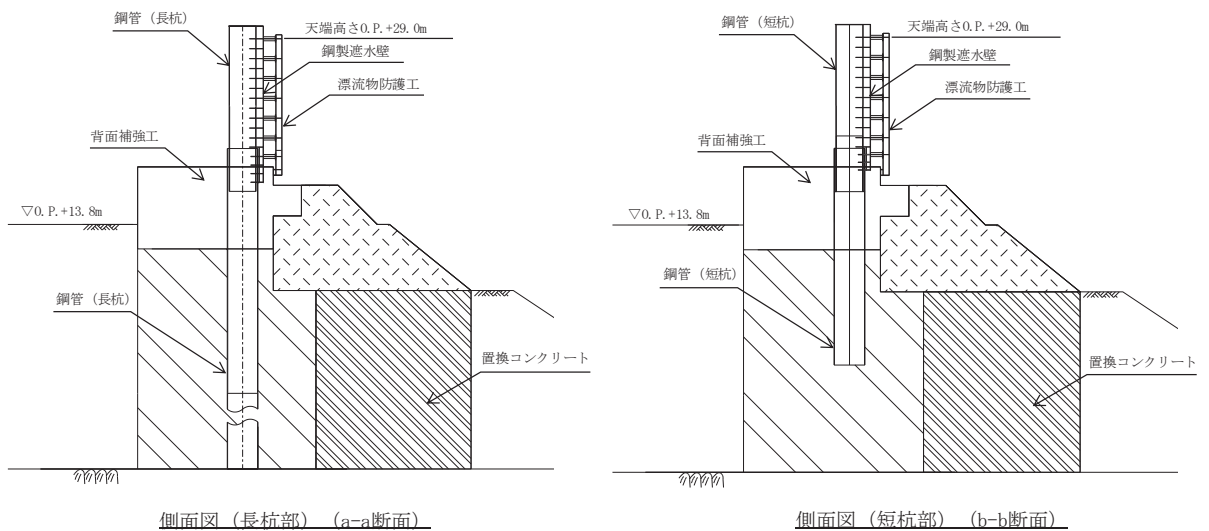


図 1-2(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造図（断面図）

2. 評価方針

2.1 津波時

評価対象断面，評価部位については，「4.1 津波時」から解析ケース①（基本ケース）の結果において，照査値が最も厳しい「断面②，鋼管杭」とする。

断面②の解析モデルを図 2-1 に示す。

また，影響検討を行う解析ケースを表 2-1 に示す。

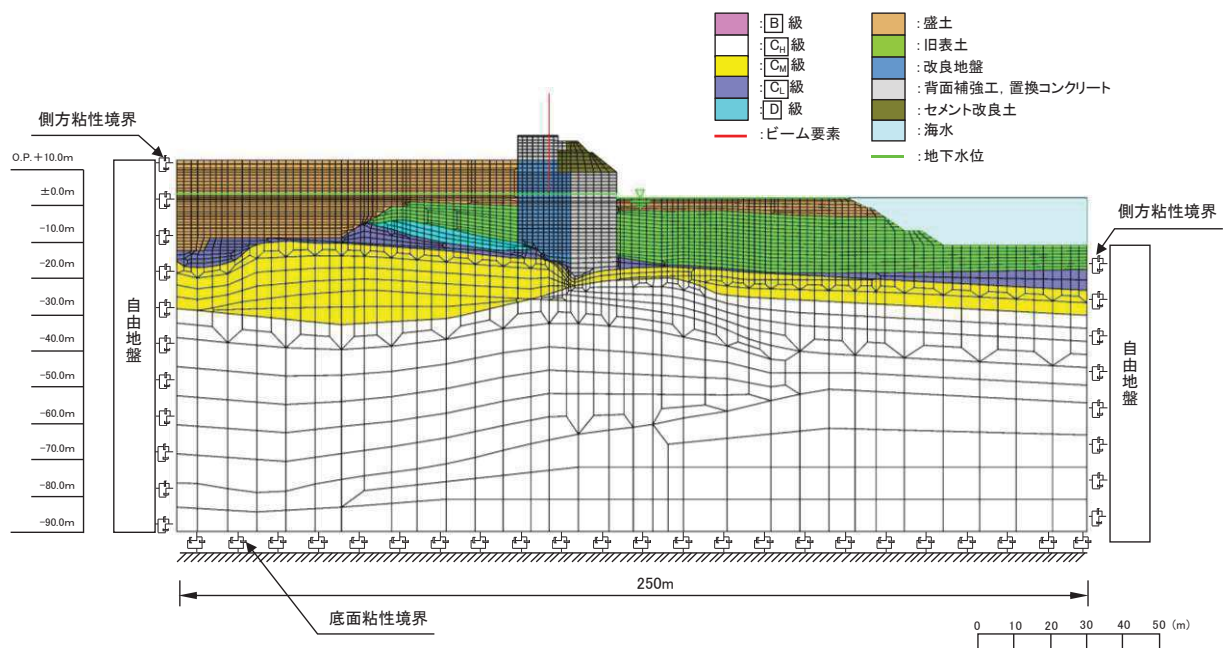


図 2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面②，短杭）

表 2-1 解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土，盛土，D級岩盤， セメント改良土，改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係 数)	C _L 級岩盤，C _M 級岩盤， C _H 級岩盤，B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値

2.2 重畳時

評価対象断面，評価部位及び入力地震動については，「4.2 重畳時」から解析ケース①（基本ケース）の結果において，照査値が最も厳しい「断面①，鋼管杭，S d - D 2（-+）」とする。

断面①の解析モデルを図 2-2 に示す。

また，影響検討を行う解析ケースを表 2-2 に示す。

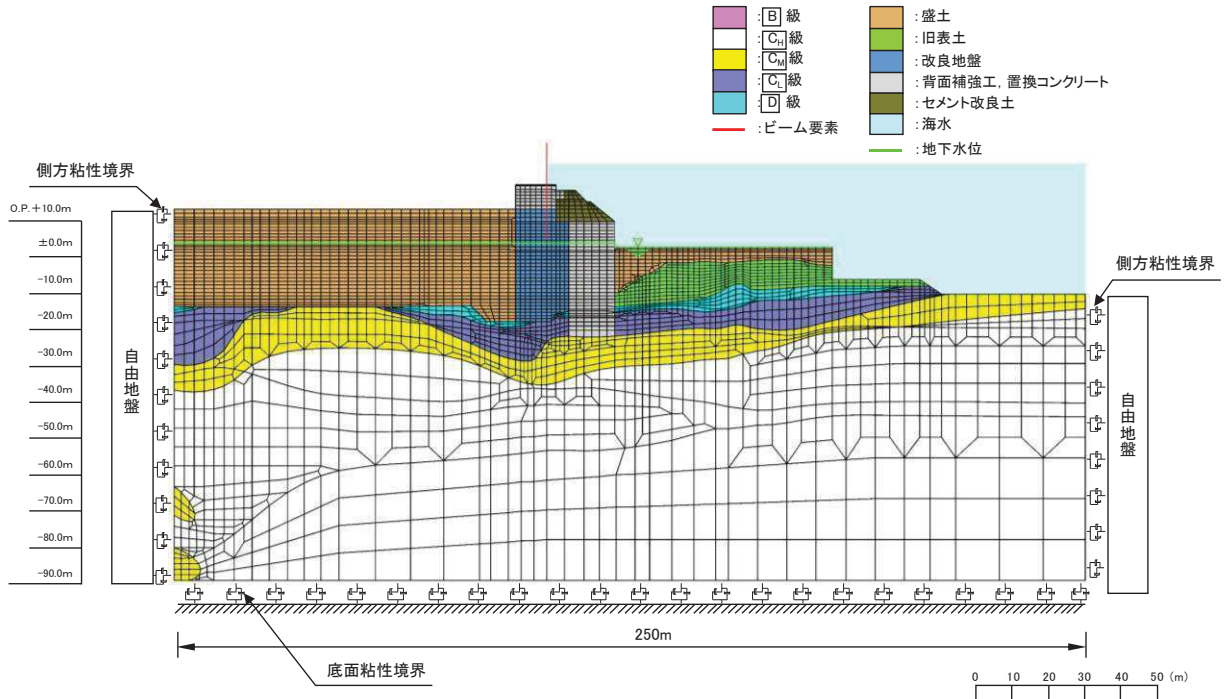


図 2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面①，短杭）

表 2-1 解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土，盛土，D級岩盤， セメント改良土，改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係 数)	C _L 級岩盤，C _M 級岩盤， C _H 級岩盤，B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値

3. 評価結果

3.1 津波時

津波時の短杭の影響評価結果を表 3-1 及び表 3-2 に示す。

本検討の結果，短杭としてモデル化することによる影響が小さいことを確認した。

表 3-1 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値（断面①，S d - D 2（-+））

解析 ケース		杭種	曲げモーメン ト (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮応力 度 σ_s (N/mm ²)	短期許容応力 度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
長杭	①*	C	37626	1182	240	382	0.63
	②*	C	37508	1183	240	382	0.63
	③*	C	37564	1181	240	382	0.63
短杭	①	C	37528	1180	240	382	0.63

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 3-2 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面①，S d - D 2（-+））

解析 ケース		杭種	せん断力 (kN)	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容応力 度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
長杭	①*	C	11535	88	217	0.41
	②*	C	11548	88	217	0.41
	③*	C	11538	88	217	0.41
短杭	①	C	12873	98	217	0.46

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

3.2 重畳時

重畳時の短杭の影響評価結果を表 3-3 及び表 3-4 に示す。

本検討の結果、短杭としてモデル化することによる影響が小さいことを確認した。

表 3-3 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値（断面②， $S_s - D2$ （--））

解析 ケース	杭種	曲げモーメン ト (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮応力 度 σ_s (N/mm ²)	短期許容応力 度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値	
						σ_s / σ_{sa}	
長杭	①*	C	42529	1305	271	382	0.71
	②*	C	42117	1259	269	382	0.71
	③*	C	40266	1321	257	382	0.68
短杭	①	C	42687	1342	272	382	0.72

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 3-4 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面②， $S_s - D2$ （--））

解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断応力 度 τ_s (N/mm ²)	短期許容応力 度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値	
					τ_s / τ_{sa}	
長杭	①*	C	12797	98	217	0.46
	②*	C	12669	97	217	0.45
	③*	C	12085	92	217	0.43
短杭	①	C	14682	112	217	0.52

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

(参考資料 2) 津波荷重, 余震荷重及び衝突荷重を組合せる場合と津波時及び重畳時の比較について

1. 概要

津波荷重, 余震荷重及び衝突荷重の組合せ (以下「重畳時 2」という。) については, 「5.6 津波防護施設の強度計算における津波荷重, 余震荷重及び衝突荷重の組合せについて」に示すように, それぞれの荷重が同時に作用する可能性は小さいと考えられるが, 安全側の評価を行う観点から, これらの組合せを考慮する方針としているが, 重畳時 2 の荷重及び断面力は, 津波時又は重畳時に包絡されることが確認されたため, 重畳時 2 による強度評価は実施しない。

本参考資料では, 津波時, 重畳時及び重畳時 2 の荷重及び断面力を比較した結果から, 重畳時 2 が津波時又は重畳時に包絡されることを示すものである。

2. 荷重の組合せについて

重畳時2で考慮する津波荷重，余震荷重及び衝突荷重は，それぞれの最大荷重の継続時間は短時間であり，同時に作用する可能性は非常に小さいことから，各荷重の最大荷重どうしの組合せは考慮せず，津波により浸水している状態で余震が発生することを想定し，津波荷重は入力津波による浸水深さに応じた静水圧とする。なお，津波により浸水している状態においては，衝突荷重についても最大流速で衝突する可能性が小さいと考えられるが，十分な余裕を有した設定とするために，最大流速での衝突荷重を考慮する。

津波時，重畳時及び重畳時2の荷重の組合せの考え方を表2-1に示す。

表 2-1 荷重の組合せの考え方

事象	組合せ	津波荷重	余震荷重	衝突荷重	備考
津波時	津波荷重 + 衝突荷重	波圧 (最大波高)	—	衝突荷重 (最大流速)	最大荷重どうしの 組合せ
重畳時	津波荷重 + 余震荷重	波圧 (最大波高)	慣性力+動水圧 (最大加速度)	—	最大荷重どうしの 組合せ
重畳時 2	津波荷重 + 余震荷重 + 衝突荷重	静水圧 (最大浸水深さ)	慣性力+動水圧 (最大加速度)	衝突荷重 (最大流速)	津波により浸水し ている状態での余 震を想定

3. 比較対象部位について

津波時、重畳時及び重畳時2の荷重及び断面力を比較する部位については、津波荷重、余震荷重及び衝突荷重による影響が大きい鋼管杭、鋼製遮水壁及び漂流物防護工を選定する。

鋼管杭、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図を図3-1に示す。

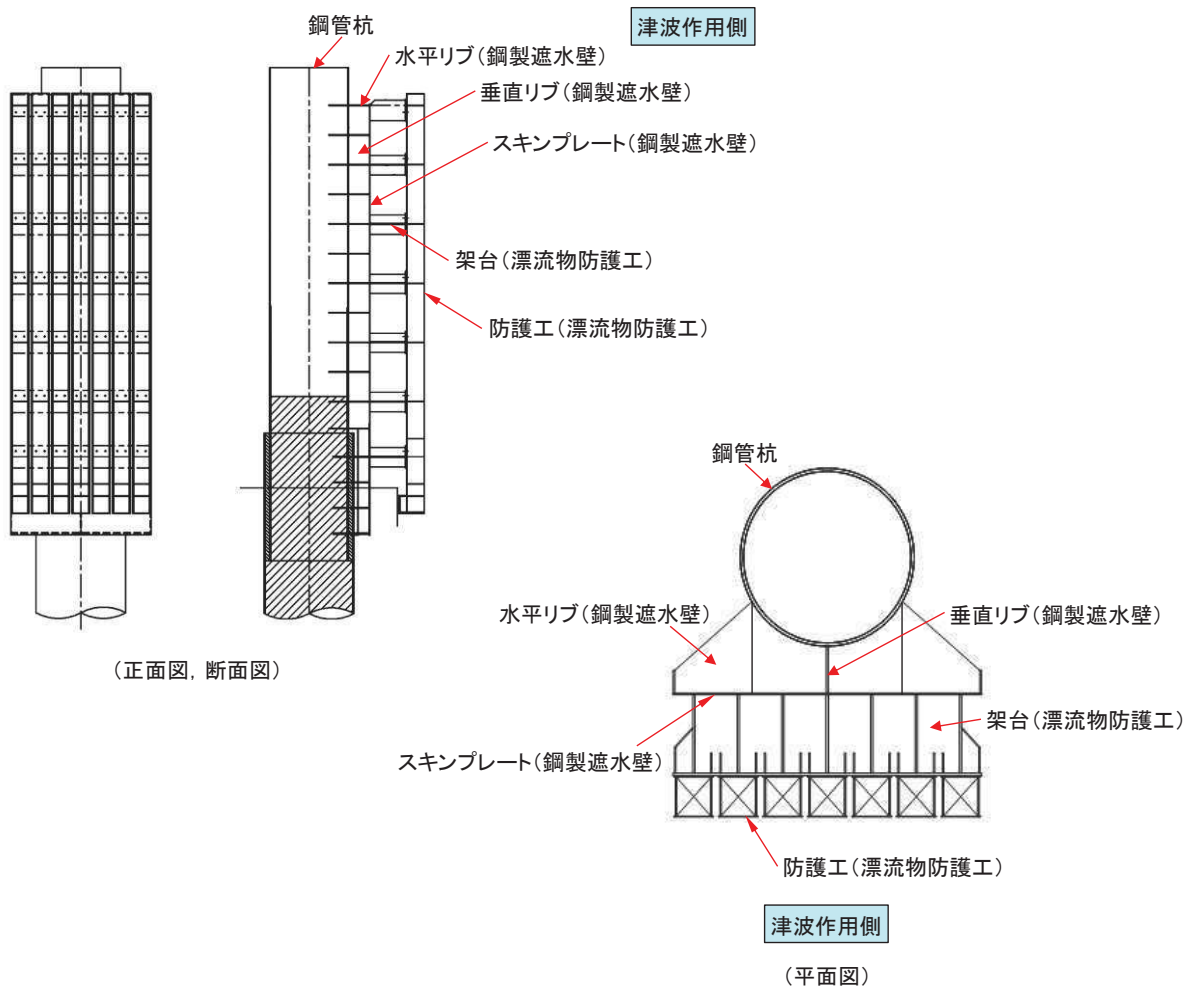


図 3-1 鋼管杭，鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図

4. 重畳時 2 と比較する事象の選定について

重畳時 2 と比較する事象については、「4. 評価結果」から鋼管杭，鋼製遮水壁及び漂流物防護工に厳しい評価となる事象（津波時又は重畳時）を表 4-1 のとおり選定した。

表 4-1 重畳時 2 と比較する事象

比較対象部位	重畳時 2 と比較する事象
鋼管杭	<p>鋼管杭は、「4. 評価結果」から最も厳しい照査値となるのは重畳時であることを確認しているため、重畳時 2 と比較する事象としては重畳時を選定する。なお、重畳時と重畳時 2 は、余震荷重が同じであるため、津波荷重及び衝突荷重を用いた比較を行う。</p>
鋼製遮水壁 及び 漂流物防護工	<p>鋼製遮水壁の水平リブ，漂流物防護工の架台及び防護工は、「4. 評価結果」から津波時の方が厳しい照査値となることを確認しているため、重畳時 2 と比較する事象としては津波時を選定する。なお、津波時と重畳時 2 は、衝突荷重が同じであるため、津波荷重及び余震荷重を用いた比較を行う。</p> <p>一方、鋼製遮水壁のうちスキンプレート及び垂直リブは、「4. 評価結果」から重畳時の方が厳しい照査値となることを確認しているため、重畳時 2 と比較する事象としては重畳時を選定するが、重畳時と重畳時 2 は余震荷重が同じであり、スキンプレート及び垂直リブには衝突荷重が作用しないことから、津波荷重のみの比較となる。津波荷重は、重畳時が朝倉式の 3 倍波圧，重畳時 2 が静水圧を考慮するため、重畳時の方が厳しい評価となるのは明らかであり、本検討から除外する。</p>

5. 荷重及び断面の比較方法について

5.1 鋼管杭

鋼管杭については、重畳時と重畳時2の断面力（発生曲げモーメント及びせん断力）による比較を行う。

重畳時と重畳時2では余震慣性力及び動水圧が同じで、荷重として差が生じるのは津波波圧と衝突荷重であることから、津波波圧と衝突荷重を考慮する。また、鋼管杭は「4. 評価結果」から重畳時は弾性範囲内にあることを確認しているため、図5-1に示す片持ちばりでモデル化し、津波波圧と衝突荷重による断面力（発生曲げモーメント及びせん断力）の比較を行う。

なお、重畳時の津波荷重は朝倉式の3倍波圧を考慮し、重畳時2の津波荷重は「2. 荷重の組合せについて」のとおり静水圧を考慮する。

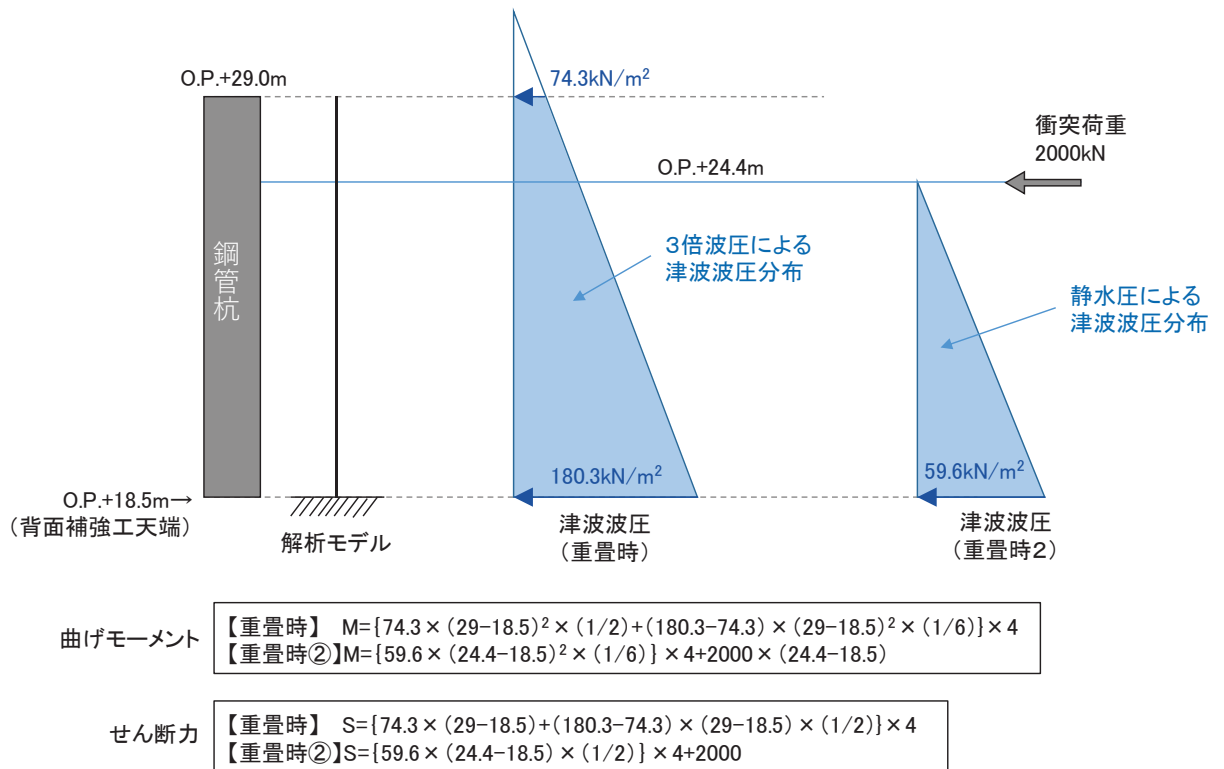


図 5-1 鋼管杭に作用する津波波圧及び衝突荷重

5.2 鋼製遮水壁及び漂流物防護工

鋼製遮水壁及び漂流物防護工については、津波時と重畳時2の断面力（発生曲げモーメント及びせん断力）による比較を行う。

津波時と重畳時2では衝突荷重が同じで、荷重として差が生じるのは津波波圧と余震荷重であることから、津波波圧と余震荷重を考慮する。また、断面力の算定方法は「3.5 評価方法」と同様とし、津波波圧と余震荷重による断面力（発生曲げモーメント及びせん断力）の比較を行う。

津波時と重畳時2に作用する津波波圧の詳細を図5-2に示す。また、重畳時2で考慮する余震慣性力の設計震度及び動水圧の詳細を図5-3に示す。

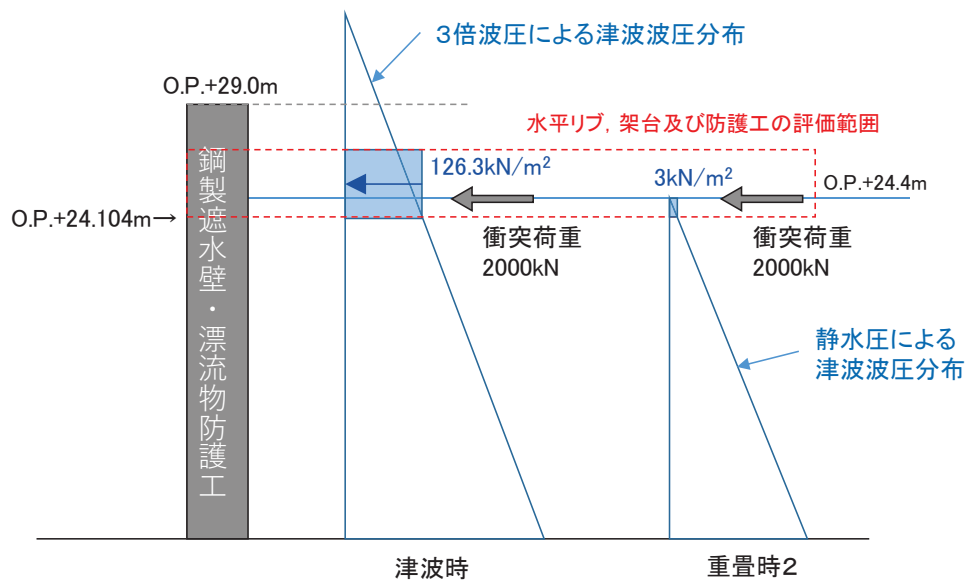


図 5-2 鋼製遮水壁及び漂流物防護工に作用する津波波圧

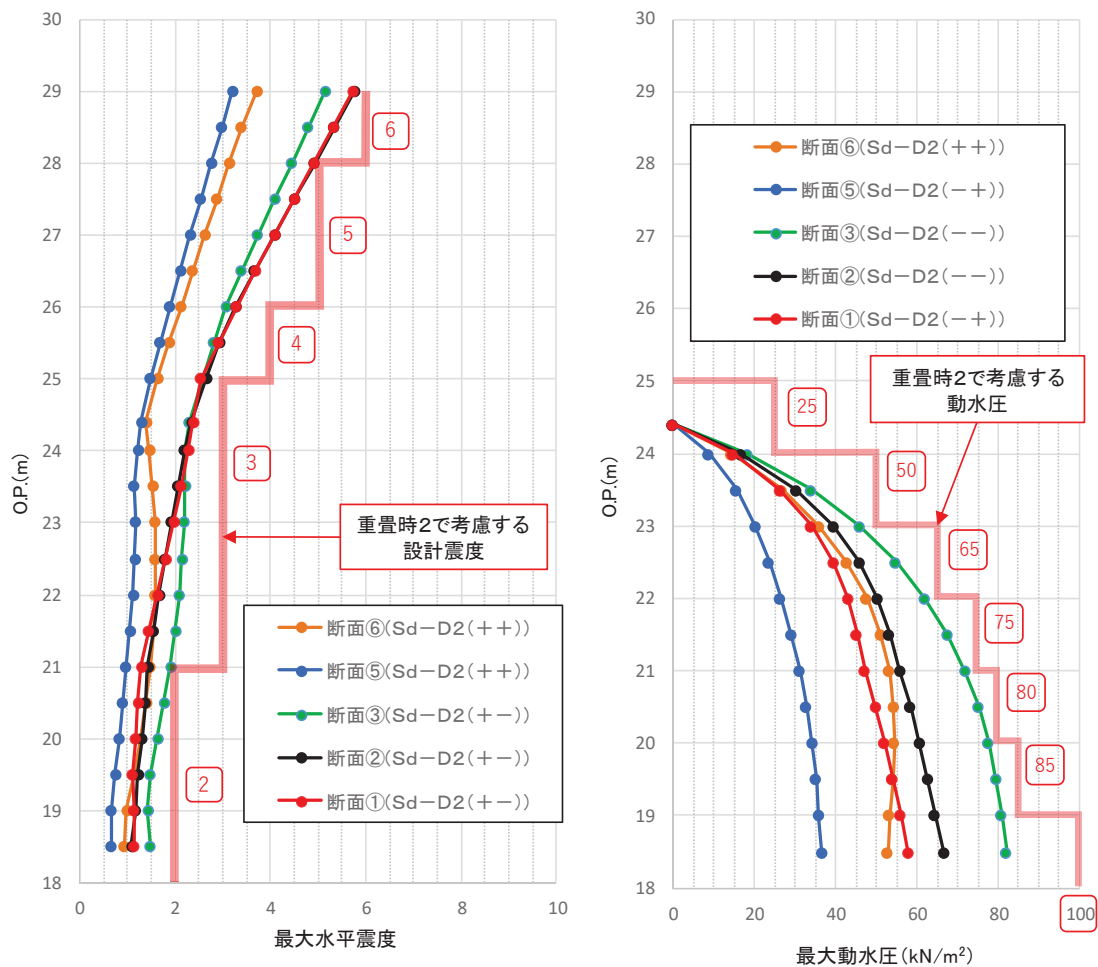


図 5-3 鋼製遮水壁及び漂流物防護工で考慮する設計震度及び動水圧
(各評価断面での震度・動水圧が最大となる位相の地震動を図化)

6. 評価結果

6.1 鋼管杭

鋼管杭について、重畳時と重畳時2の断面力（発生曲げモーメントとせん断力）を比較した結果を表 6-1 に示す。

この結果から、鋼管杭の重畳時2は重畳時に包絡されることを確認した。

表 6-1 鋼管杭の断面力の比較

部材	区分	0.P.+18.5mでの 津波波圧 (kN/m ²)	衝突荷重 (kN)	曲げモーメント* (kN・m)	せん断力* (kN)
鋼管杭	重畳時	180.3	0	24175	5347
	重畳時2	59.6	2000	13184	2704

注記*：余震慣性力及び動水圧は重畳時と重畳時2で同一であることから荷重として含めず算定している。

6.2 鋼製遮水壁及び漂流物防護工

鋼製遮水壁の水平リブ、漂流物防護工の架台及び防護工について、津波時と重畳時2の断面力（曲げモーメント及びせん断力）を比較した結果を表 6-2 に示す。

なお、鋼製遮水壁のうちスキンプレート及び垂直リブは、表 4-1 に示したとおり重畳時2よりも重畳時の方が厳しい評価となるのは明らかである。

これらの結果から、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の重畳時2は津波時又は重畳時に包絡されることを確認した。

表 6-2 鋼製遮水壁の水平リブ、漂流物防護工の架台及び防護工の断面力の比較

部材		区分	0.P.+24.104m での津波波圧 (kN/m ²)	余震 慣性力 (kN/m ²)	動水圧 (kN/m ²)	曲げ モーメント* (kN・m)	せん断力* (kN)
鋼製 遮水壁 及び 漂流物 防護工	水平リブ 及び 架台	津波時	126.3	0	0	409.7	409.7
		重畳時2	3.0	48.0	25.0	246.5	246.5
	防護工	津波時	126.3	0	0	20.8	51.2
		重畳時2	3.0	15.0	25.0	7.1	17.4

注記*：衝突荷重は津波時と重畳時2で同一であることから荷重として含めず算定している。

6.3 まとめ

津波荷重，余震荷重及び衝突荷重による影響が大きい鋼管杭，鋼製遮水壁及び漂流物防護工の重畳時2については，津波時又は重畳時に包絡されることを確認した。

このことから，防潮堤は津波時及び重畳時の評価を実施し，重畳時2の評価を実施しないこととする。

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.1 防潮堤の設計に関する補足説明
- 6.1.3 防潮堤（盛土堤防）の耐震性についての計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	4
2.4 適用基準	7
3. 耐震評価	9
3.1 評価対象断面	9
3.2 解析方法	12
3.3 荷重及び荷重の組合せ	15
3.4 入力地震動	18
3.5 解析モデル及び諸元	33
3.6 評価対象部位	45
3.7 許容限界	46
3.8 評価方法	47
4. 耐震評価結果	51
4.1 地震応答解析結果	51
4.2 セメント改良土	64
4.3 置換コンクリート	66
4.4 改良地盤	67
4.5 基礎地盤	69
5. 防潮堤（盛土堤防）の耐震性に関する影響検討	72
5.1 コンクリートの剛性の影響について	72

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、防潮堤（盛土堤防）が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度及び止水機能を有していることを確認するものである。

防潮堤（盛土堤防）に要求される機能の維持を確認するに当たっては、地震応答解析に基づく施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

なお、本資料においては各照査値が最も厳しいケースだけでなく、検討した全ケースの結果を示している。

また、防潮堤（盛土堤防）の耐震評価においては、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約 1 m の地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

2. 基本方針

2.1 位置

防潮堤（盛土堤防）の範囲を図 2.1-1 に示す。

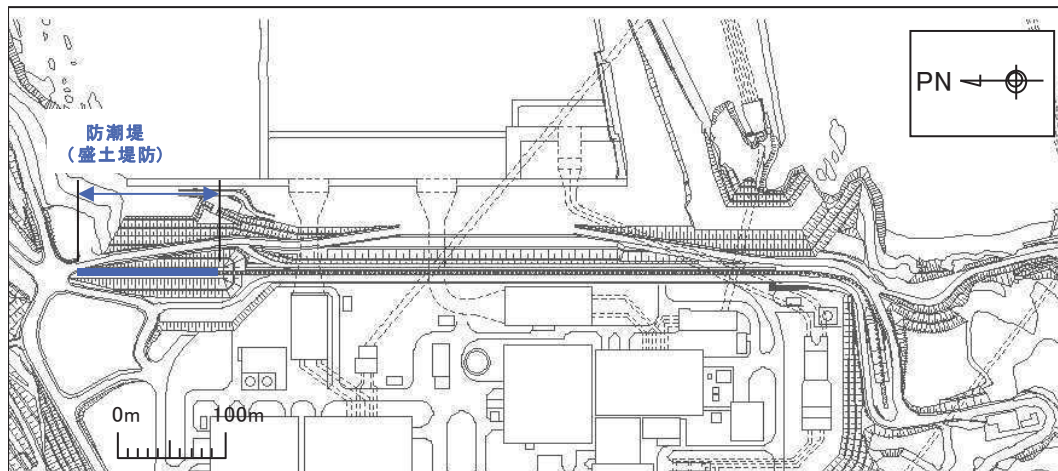


図 2.1-1 防潮堤（盛土堤防）の範囲

2.2 構造概要

防潮堤（盛土堤防）は，入力津波による浸水高さ（防潮堤前面：O.P.+24.4m）に対して余裕を考慮した天端高さ（O.P.+29.0m）とする。

防潮堤（盛土堤防）は，改良地盤に設置されたセメント改良土による堤体と，基礎地盤のすべり安定性を確保する観点から設置する置換コンクリートで構成される。

防潮堤（盛土堤防）の構造図を図 2.2-1 に示す。

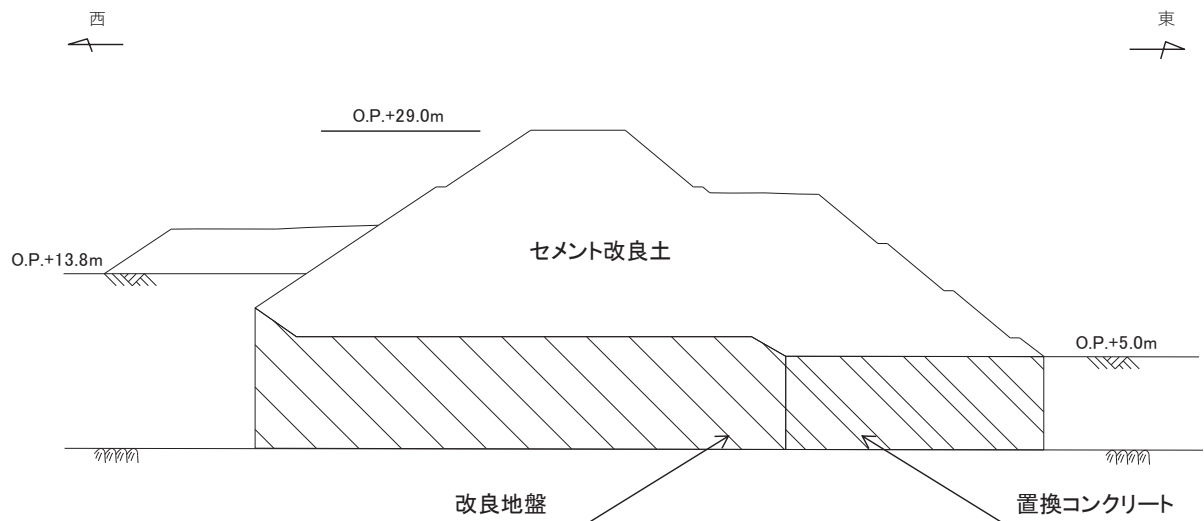


図 2.2-1 防潮堤（盛土堤防）の構造図

2.3 評価方針

防潮堤（盛土堤防）は，Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

防潮堤（盛土堤防）の耐震評価は，地震応答解析の結果に基づき，設計基準対象施設として，表 2.3-1 に示すとおり，施設・地盤の健全性評価，基礎地盤の支持性能評価を行う。

施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することで，構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

施設・地盤の健全性評価については，施設・地盤ごとに定める照査項目（すべり安全率）が許容限界を満足することを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については，基礎地盤に生じる接地圧が許容限界以下であることを確認する。

防潮堤（盛土堤防）の耐震評価フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 防潮堤（盛土堤防）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	施設・地盤の健全性	セメント改良土	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
		置換コンクリート	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
		改良地盤	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を損なわないこと	施設・地盤の健全性	セメント改良土	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
		置換コンクリート	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
		改良地盤	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*

注記 *： 妥当な安全余裕を考慮する。

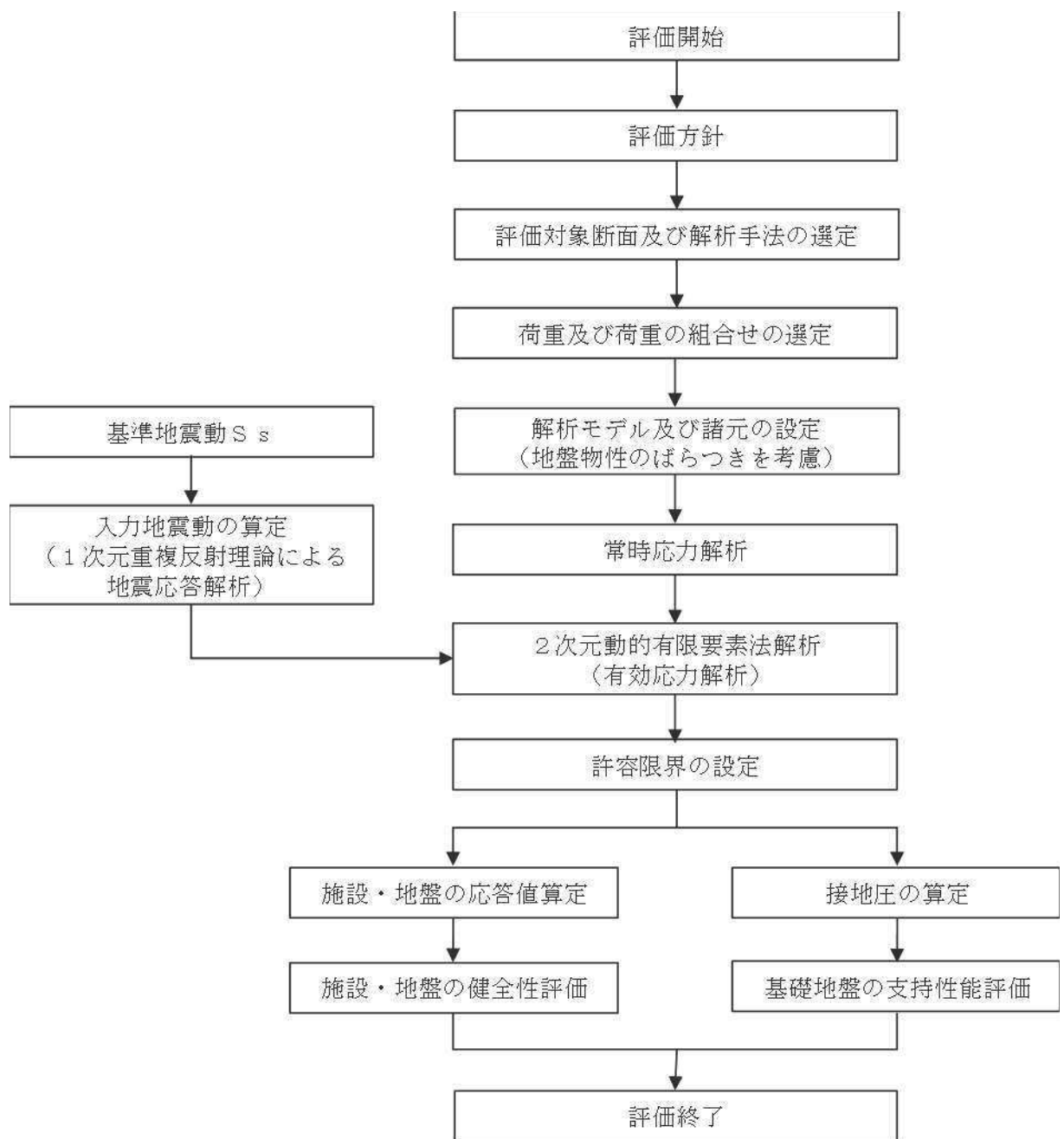


図 2.3-1 防潮堤（盛土堤防）の耐震評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）
- ・ 耐津波設計に係る工認審査ガイド（原子力規制委員会，平成25年6月制定）（以下「耐津波設計に係る工認審査ガイド」という。）
- ・ 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）
- ・ コンクリート標準示方書〔ダムコンクリート編〕（土木学会，2013年制定）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（日本電気協会）
- ・ 建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5N 原子力発電所における鉄筋コンクリート工事（日本建築学会，2013）
- ・ 日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準（日本原子力学会，2015）

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数		<ul style="list-style-type: none"> ・ コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年) 	
荷重及び荷重の組合せ		<ul style="list-style-type: none"> ・ コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年) ・ 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) 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組み合わせを検討
許容限界	置換コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> ・ コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年) ・ コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] (土木学会, 2013 年制定) ・ 耐津波設計に係る工認審査ガイド 	<ul style="list-style-type: none"> ・ すべり安全率が 1.2 以上であることを確認
	改良地盤及びセメント改良土	<ul style="list-style-type: none"> ・ 耐津波設計に係る工認審査ガイド 	
地震応答解析		<ul style="list-style-type: none"> ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社)日本電気協会) 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析
		<ul style="list-style-type: none"> ・ 建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5N 原子力発電所における鉄筋コンクリート工事 (日本建築学会, 2013) ・ 日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準 (日本原子力学会, 2015) 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 新設構造物の圧縮強度の推定

3. 耐震評価

3.1 評価対象断面

防潮堤（盛土堤防）の評価対象断面は、設置変更許可段階における構造成立性評価断面として選定した断面を基本とした上で、「補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料」の「5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について」で記載したとおり、耐震評価においては、構造的特徴、周辺地盤状況、地下水位、近接構造物の有無、間接支持される機器・配管系の有無及び断層の有無が耐震評価結果に及ぼす影響の観点から、耐震評価上厳しいと考えられる断面を評価対象断面として選定する。

防潮堤（盛土堤防）の評価対象断面は、斜面形状であり傾斜方向への変形が支配的である横断方向を評価対象とする。防潮堤（盛土堤防）の総延長は約 120m であり、横断方向の断面では大きな構造的特徴はなく、防潮堤（盛土堤防）を I 区間として評価対象断面を選定する。

評価対象断面選定結果を表 3.1-1 に、評価対象断面位置を図 3.1-1 に、評価対象断面を図 3.1-2～図 3.1-3 に示す。

評価対象断面選定の詳細については、「5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について」の「5.10.3 防潮堤（盛土堤防）」に示す。

表 3.1-1 評価対象断面選定結果

評価対象断面		①岩盤上面の深さ (セメント改良土の 厚さ)	②C _M 級岩盤上面 深さ	③盛土+旧表土 厚さ	④旧表土厚さ
I 区 間	断面①*	○：岩盤上面が最も 深い	○：C _M 級岩盤上面が 最も深い	○：盛土+旧表土が 最も厚い	○：旧表土が最も厚 い

注記 *：設置変更許可段階における基礎地盤の安定性評価及び構造成立性評価で示した断面

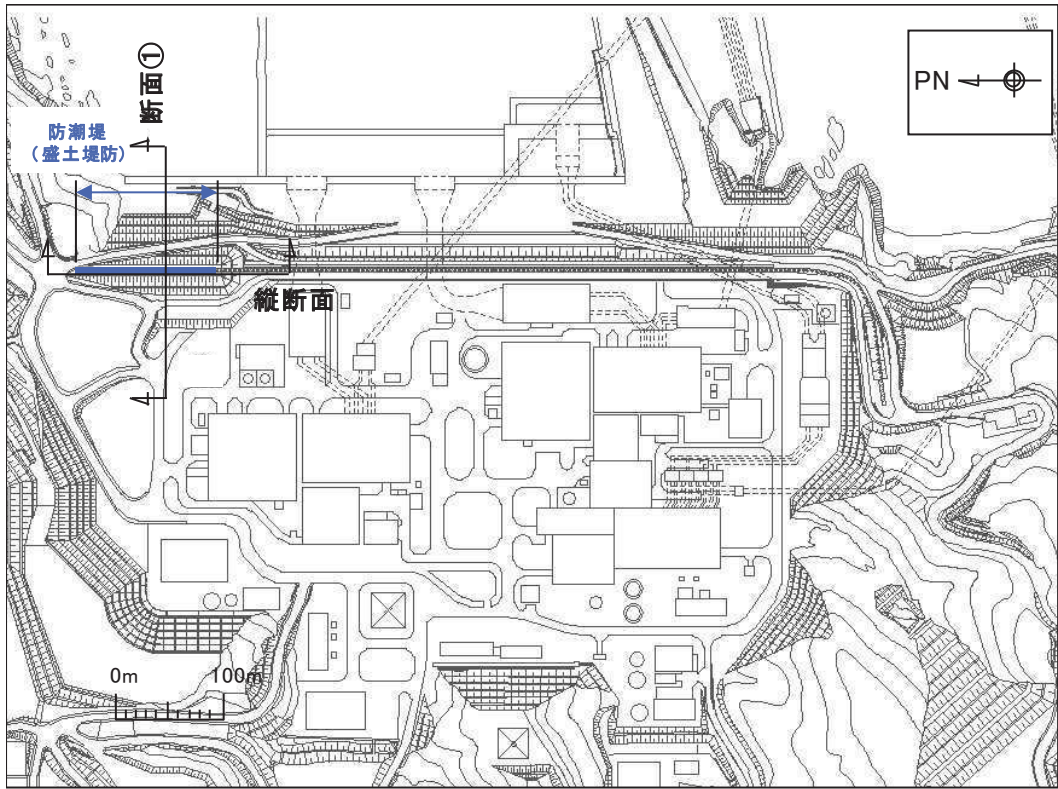


图 3.1-1 防潮堤（盛土堤防）位置图

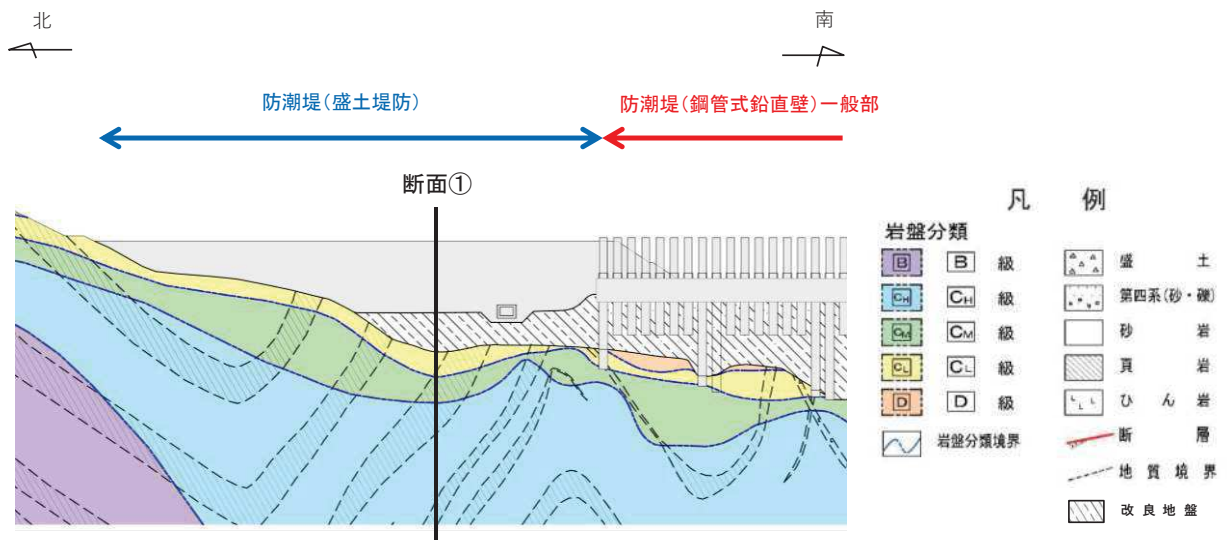


図 3.1-2 防潮堤（盛土堤防）の縦断面図

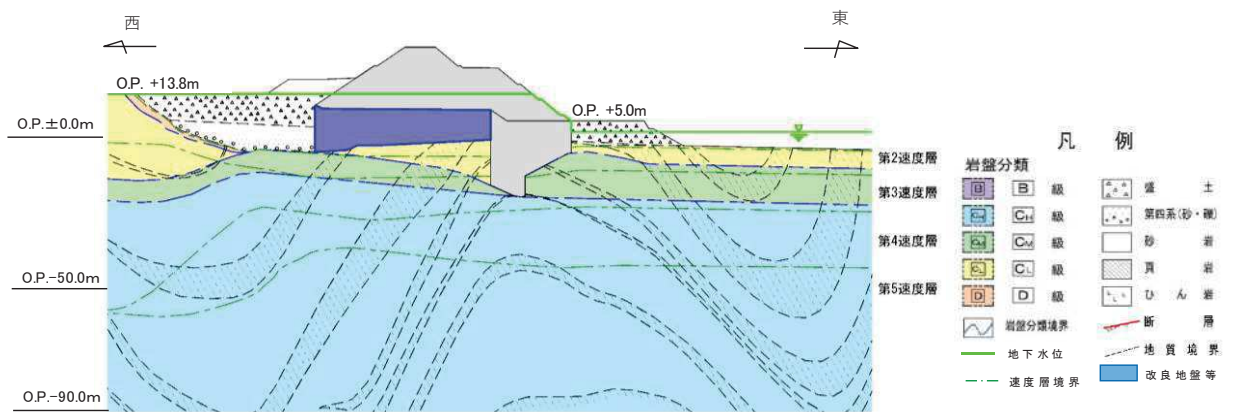


図 3.1-3 評価対象断面図（断面①）

3.2 解析方法

地震応答解析は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる2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。また、地震時における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。

地震応答解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.2.1 地震応答解析手法

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の地震応答解析は、地盤と構造物の動的相互作用を考慮できる連成系の地震応答解析を用いて、基準地震動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にて行う。

地震応答解析手法の選定フローを図3.2-1に示す。

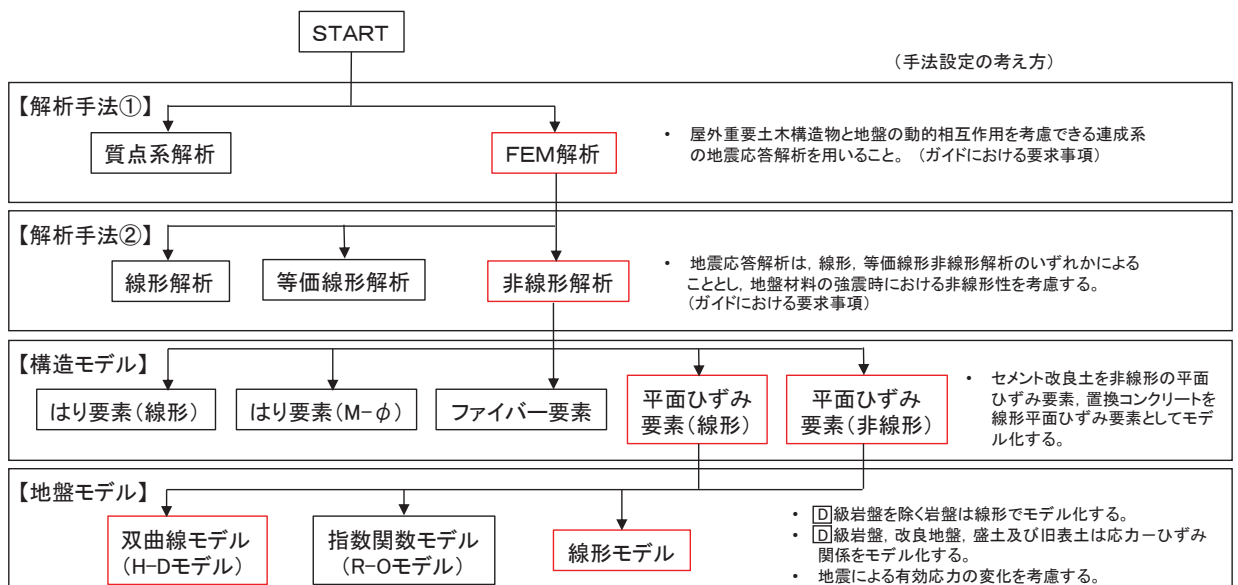


図 3.2-1 地震応答解析手法の選定フロー（盛土堤防）

3.2.2 施設

セメント改良土は非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）、置換コンクリートは線形平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

3.2.3 材料物性及び地盤物性のばらつき

図 3.1-3 に示すとおり、防潮堤（盛土堤防）の周辺には、主として旧表土、盛土、 \square 級岩盤、セメント改良土及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が

分布しており、これらの地盤のせん断変形が地震時に防潮堤（盛土堤防）の応答に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

解析ケースを表 3.2-1 に示す。

表 3.2-1 解析ケース（防潮堤（盛土堤防））

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値

3.2.4 減衰定数

Rayleigh 減衰を考慮することとし、剛性比例型減衰 ($\alpha=0$, $\beta=0.002$) を考慮する。なお、係数 β 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」」を基に設定している。

3.2.5 解析ケース

耐震評価においては、全ての基準地震動 S_s に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、各照査値が最も厳しい地震動を用い、表 3.2-1 に示すケース②～③を実施する。耐震評価における解析ケースを表 3.2-2 に示す。

表 3.2-2 解析ケース

解析ケース		ケース①		ケース②	ケース③
		基本ケース		地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値		平均値 + 1σ	平均値 - 1σ
地震動 (位相)	S _s -D 1	++*	○	基準地震動 S _s (7 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (13 波) を加えた全 20 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、すべり安全率及び基礎地盤の支持力照査において照査値が 0.5 以上となる全ての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②～③を実施する。 照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②～③を実施する。	
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	S _s -D 2	++*	○		
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	S _s -D 3	++*	○		
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	S _s -F 1	++*	○		
		-+*	○		
	S _s -F 2	++*	○		
		-+*	○		
	S _s -F 3	++*	○		
		-+*	○		
	S _s -N 1	++*	○		
		-+*	○		

注記 * : 地震動の位相について (++) の左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「-」は位相を反転させたケースを示す。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

防潮堤（盛土堤防）の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪及び風の影響を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

防潮堤（盛土堤防）の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重(G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重(P)

積載荷重として、積雪荷重を含めて地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

(3) 積雪荷重(P_s)

積雪荷重として、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^2 の積雪荷重が作用することを考慮する。

(4) 風荷重(P_k)

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。

(5) 地震荷重(S_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-1 に、荷重の作用図を図 3.3-1 に示す。

表 3.3-1(1) 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + P + P_k + S_s$

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (積雪荷重 P_s を含めて 4.9kN/m^2)

P_k : 風荷重

S_s : 地震荷重

表 3.3-1(2) 荷重の組合せ

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	○	積載荷重に含めて考慮する。
		土被り荷重	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	○	積雪荷重及び機器・配管荷重を含めて 4.9kN/m^2 を考慮する。
	静止土圧		○	常時応力解析により設定する。
	外水圧		—	外水圧は考慮しない。
	内水圧		—	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積載荷重に含めて考慮する。
	風荷重		○	風荷重を考慮する。
偶発荷重		水平地震動	○	基準地震動 S_s による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		鉛直地震動	○	
		動水圧	○	朔望平均満潮位での動水圧を考慮する。

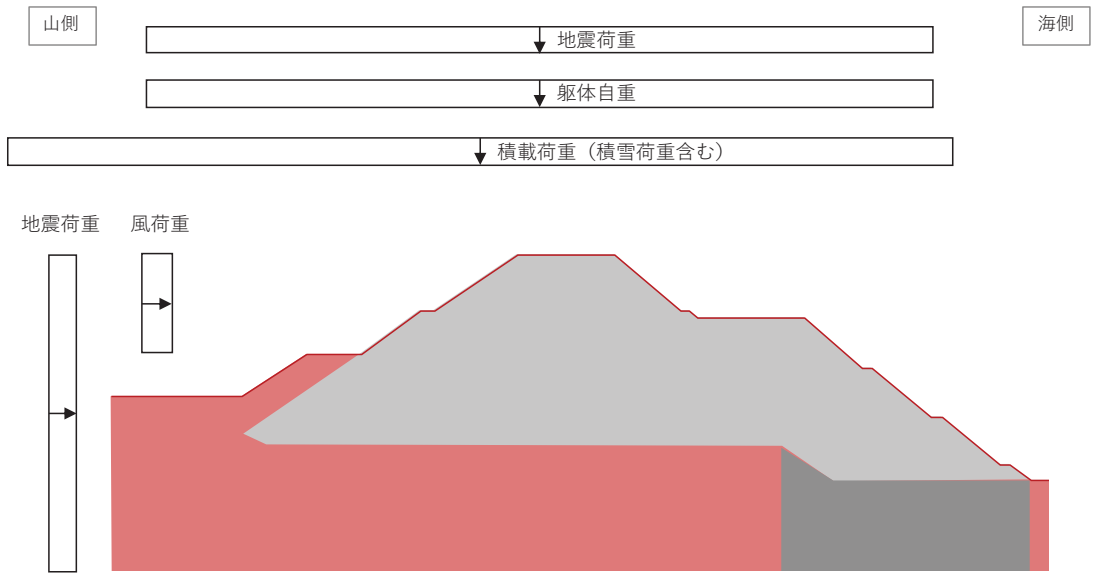


図 3.3-1 荷重の作用図

3.4 入力地震動

入力地震動は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を1次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図 3.4-1 に入力地震動算定の概念図を、図 3.4-2～図 3.4-8 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE Ver 1.6」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

① 引戻し解析

引戻し地盤モデル（解放基盤モデル）を用いて、水平方向地震動及び鉛直方向地震動をそれぞれ引戻し地盤モデル下端位置まで引戻す。

② 水平方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（水平方向地震動用）を用いて、構造物—地盤連成系解析モデル底面位置まで水平方向地震動を引き上げる。

③ 鉛直方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（鉛直方向地震動用）を用いて、構造物—地盤連成系解析モデル下端位置まで鉛直方向地震動を引き上げる。

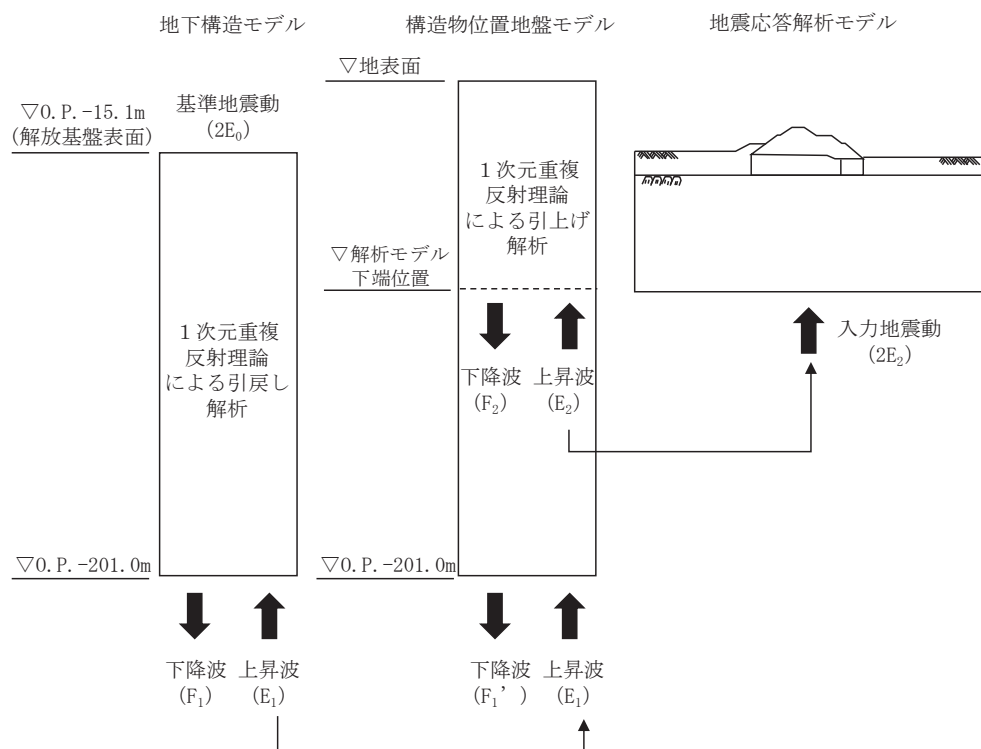
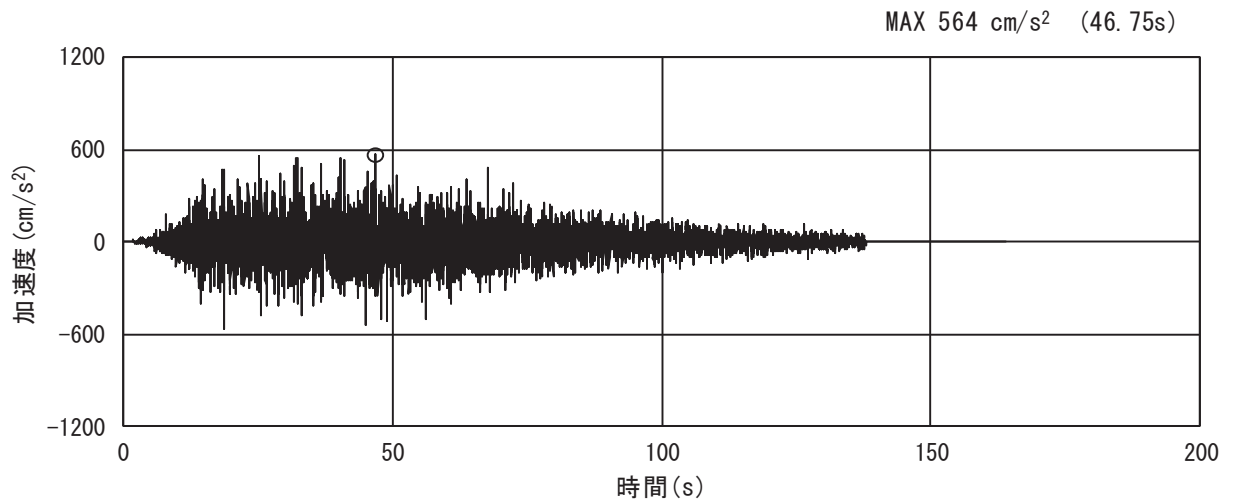
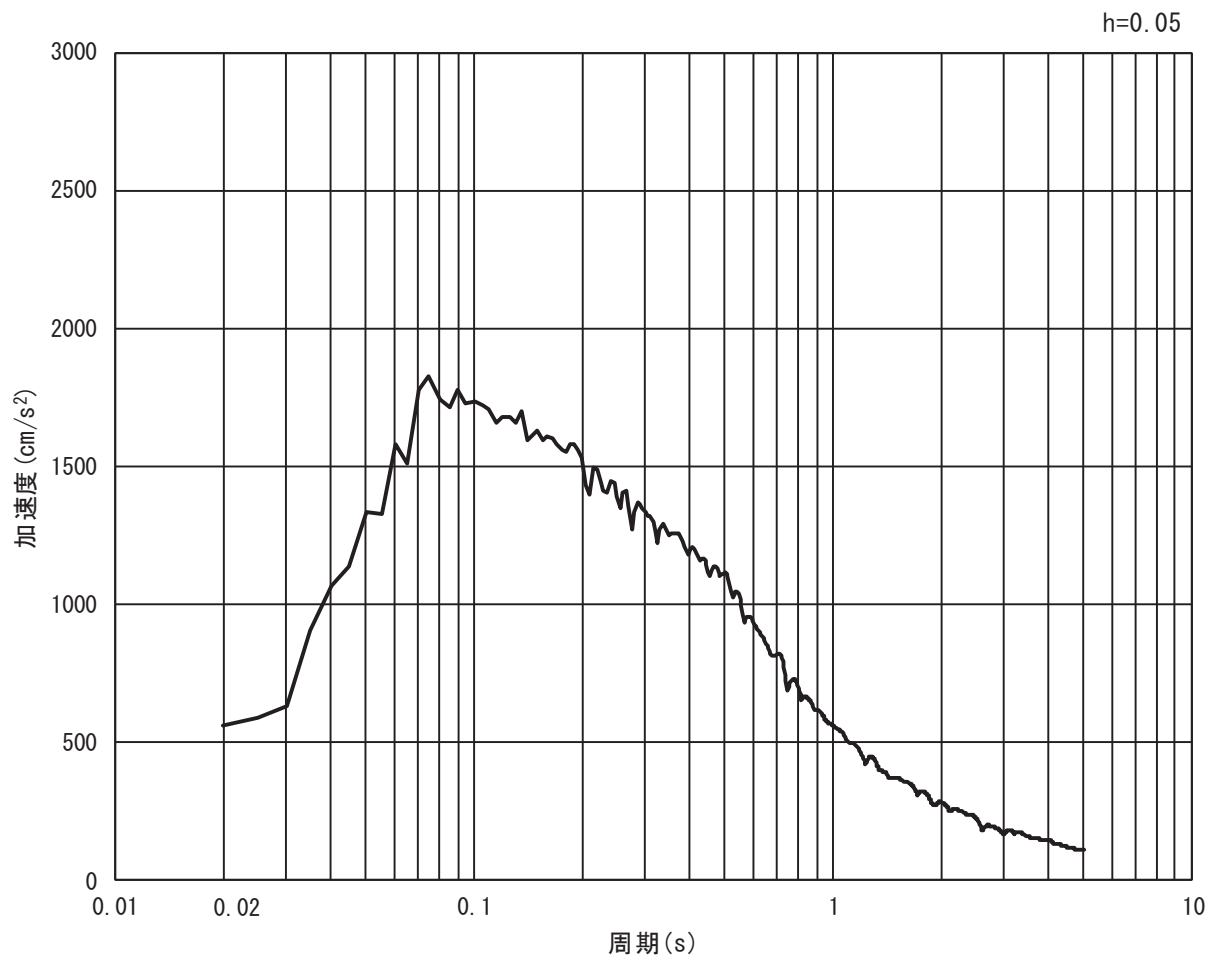


図 3.4-1 入力地震動算定の概念図

3.4.1 断面①

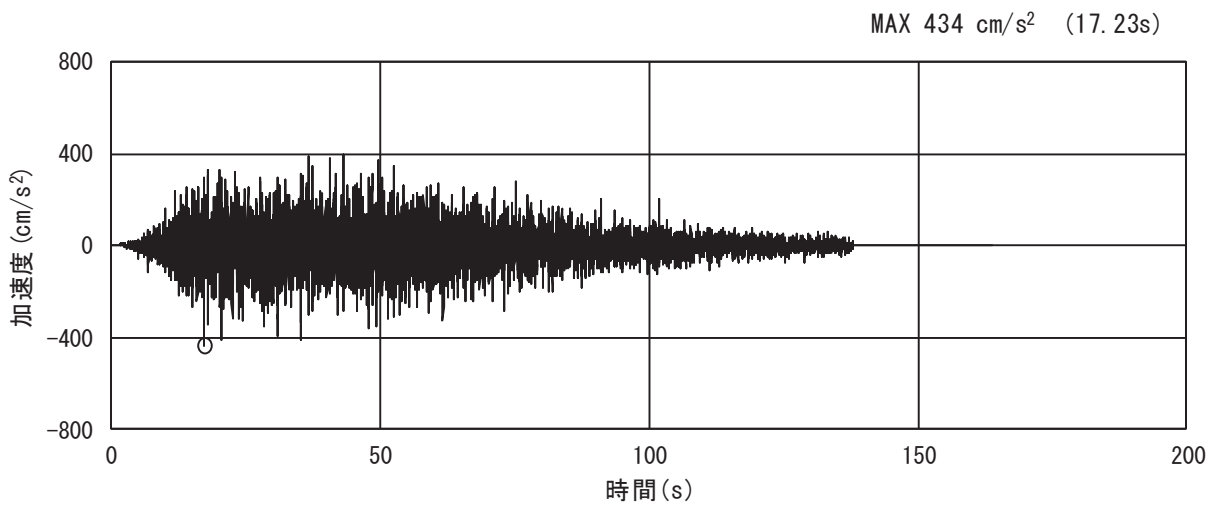


(a) 加速度時刻歴波形

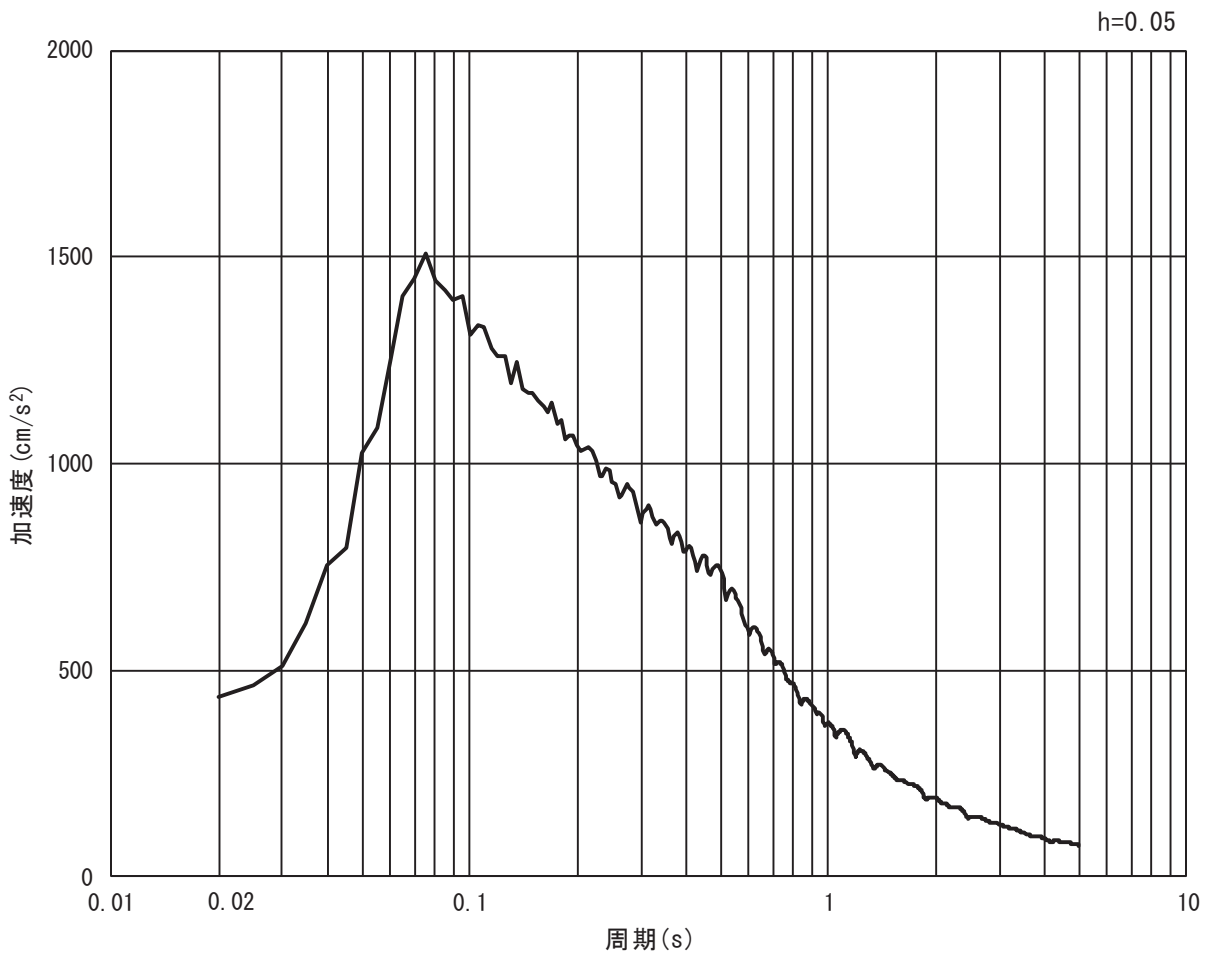


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - D 1)

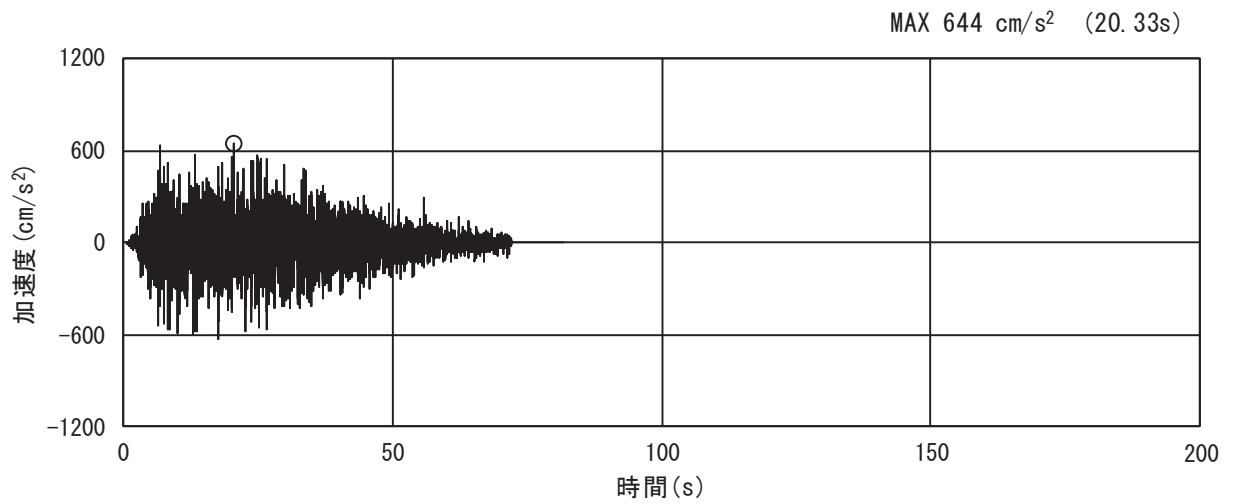


(a) 加速度時刻歴波形

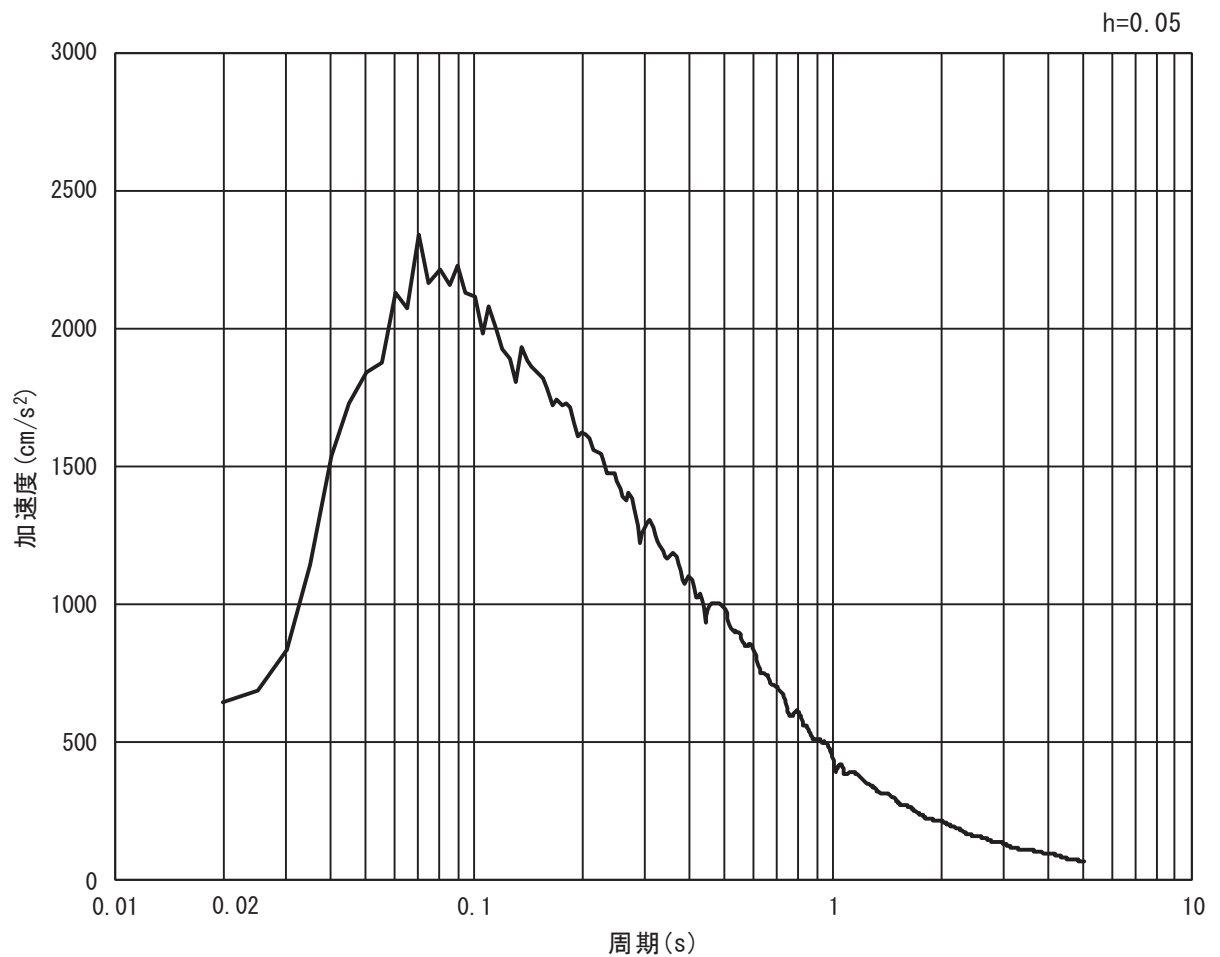


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - D 1)

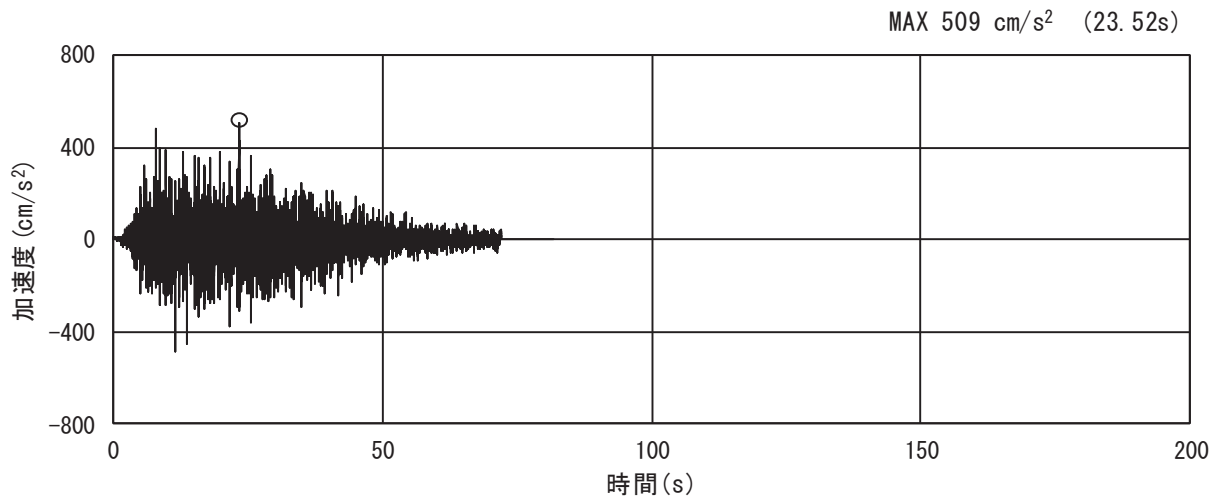


(a) 加速度時刻歴波形

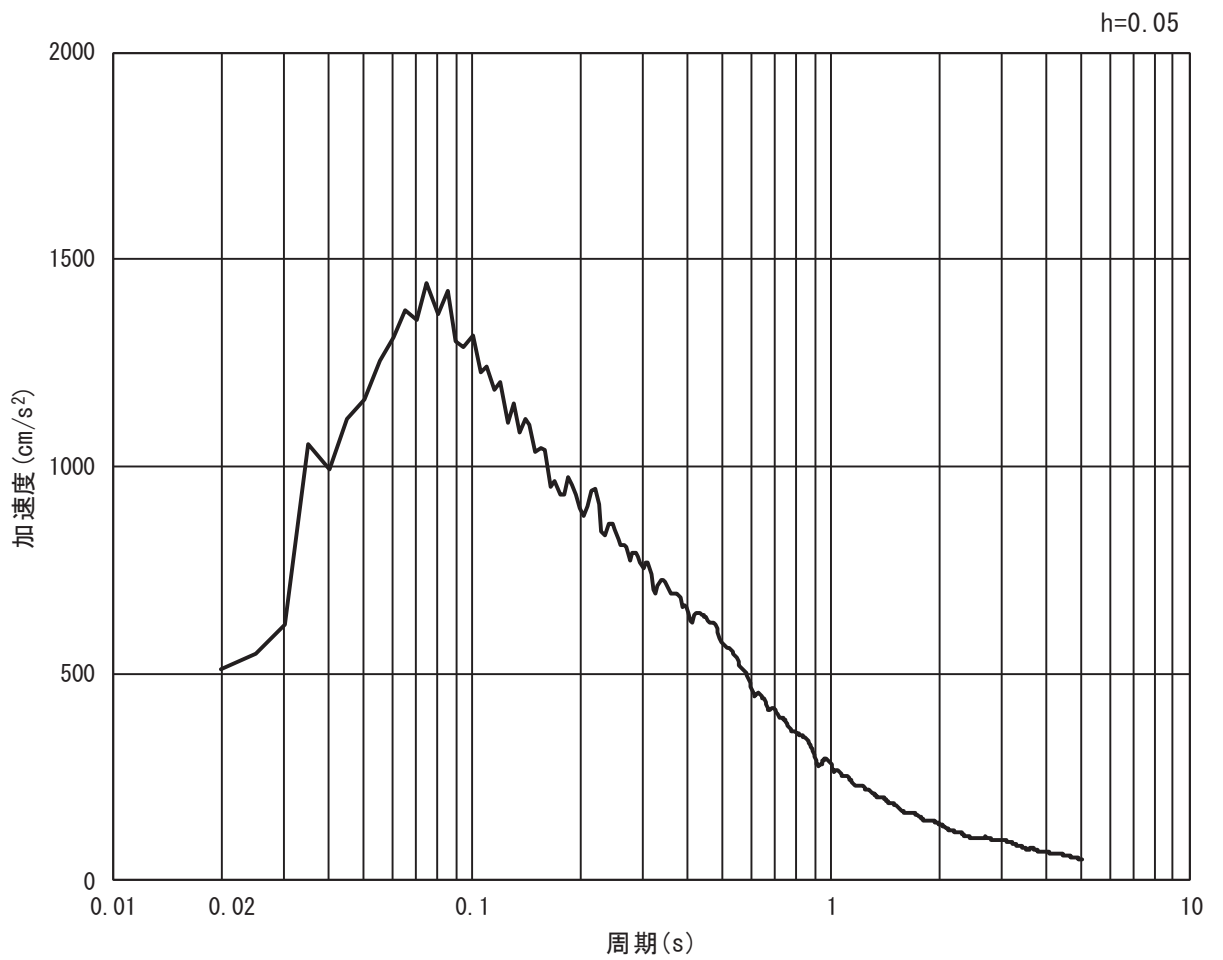


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - D 2)

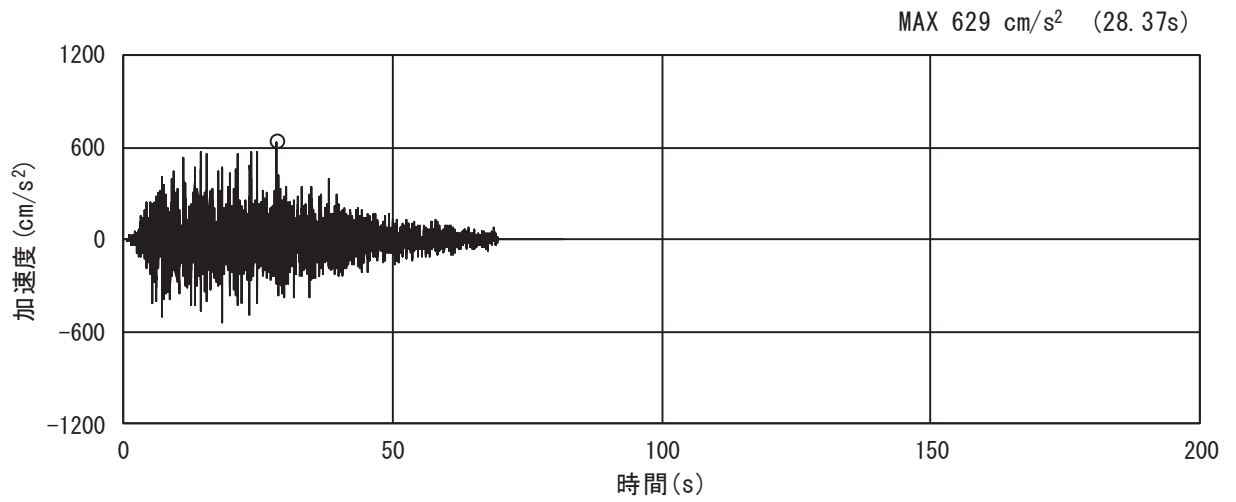


(a) 加速度時刻歴波形

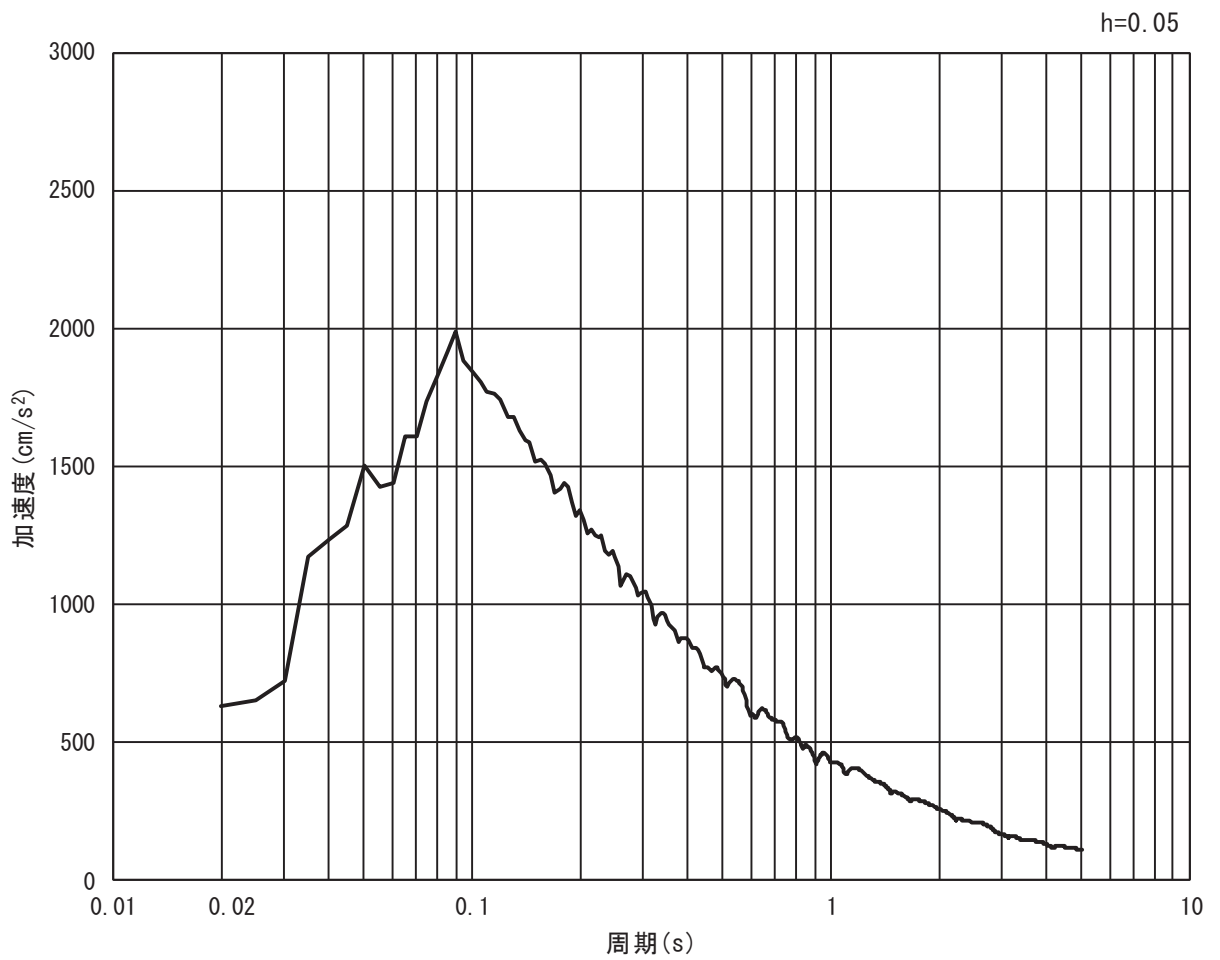


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : S s - D 2)

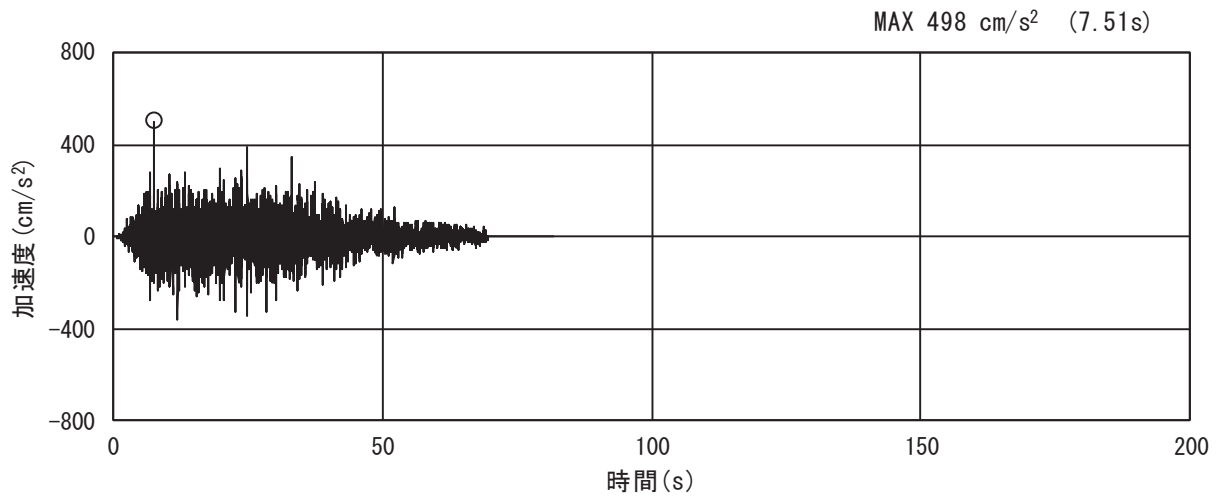


(a) 加速度時刻歴波形

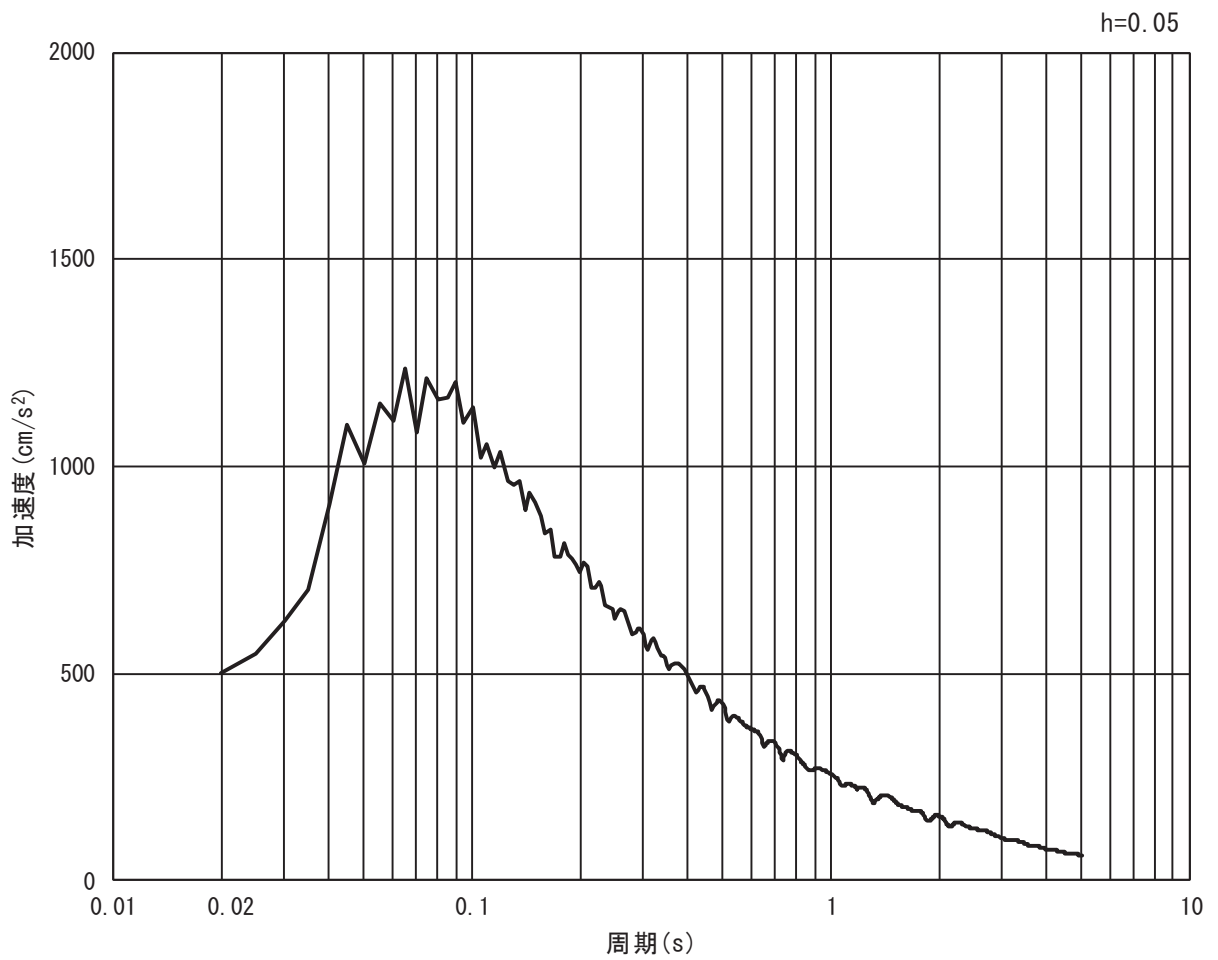


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - D 3)

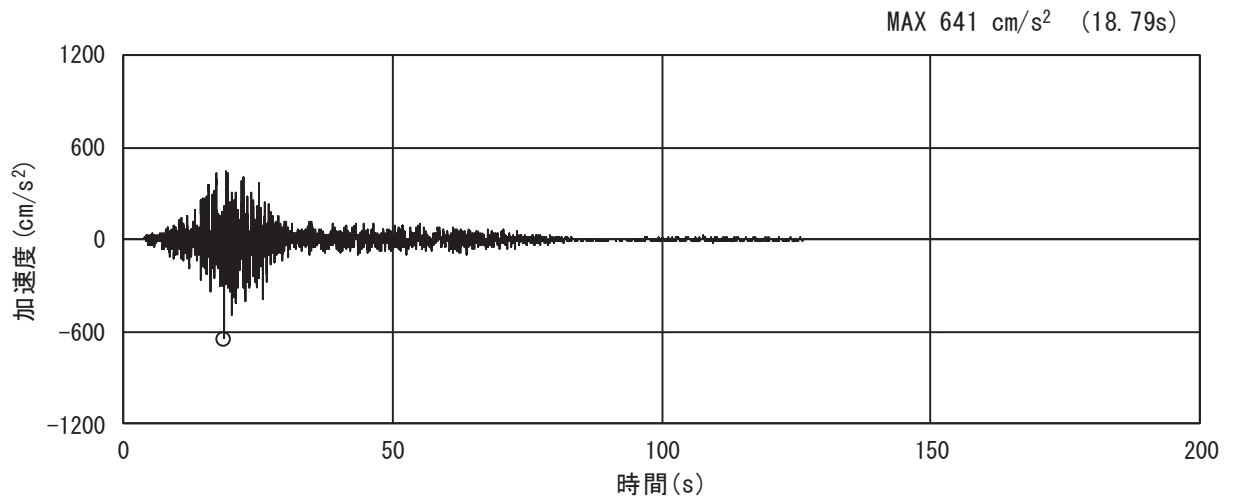


(a) 加速度時刻歴波形

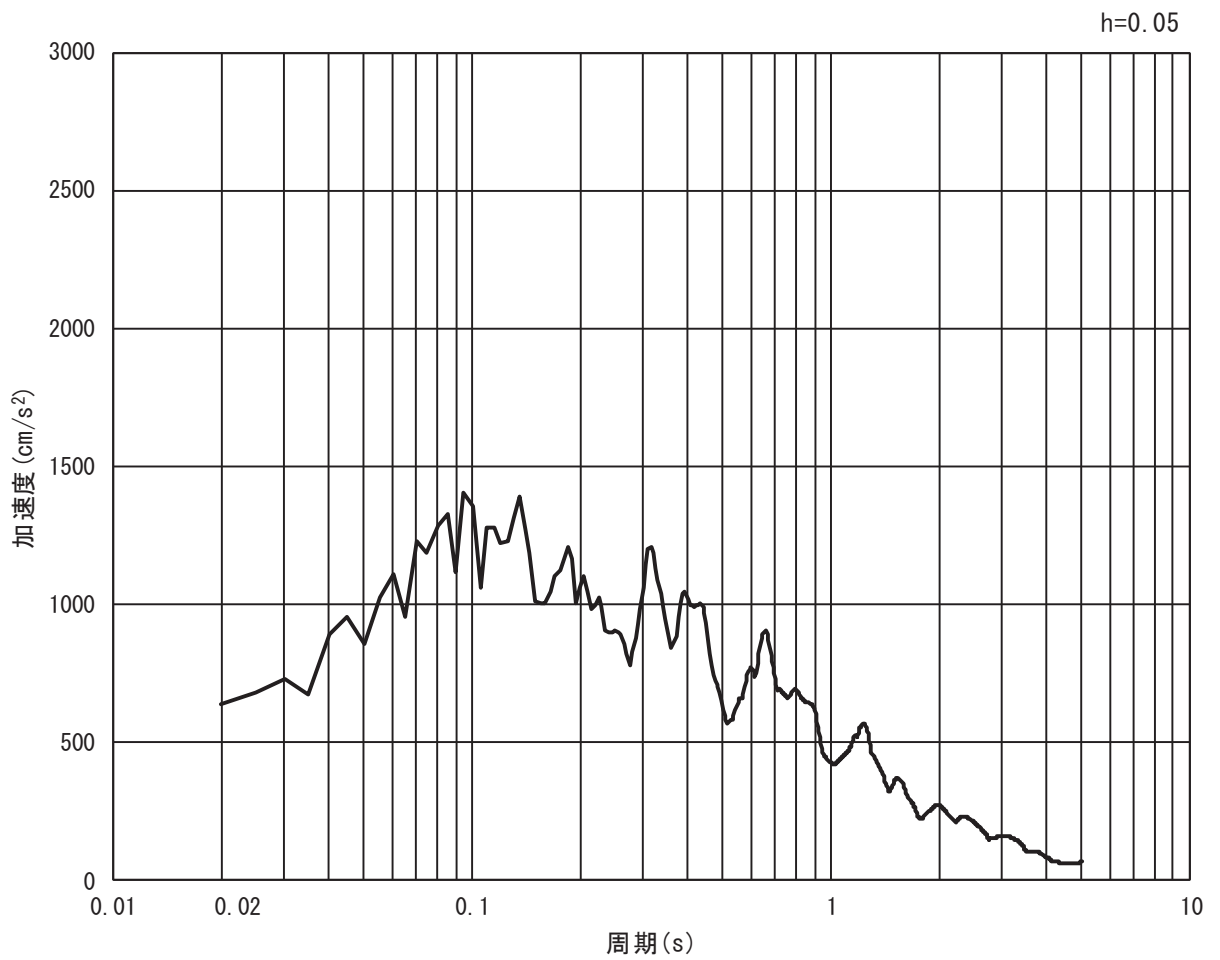


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : S s - D 3)

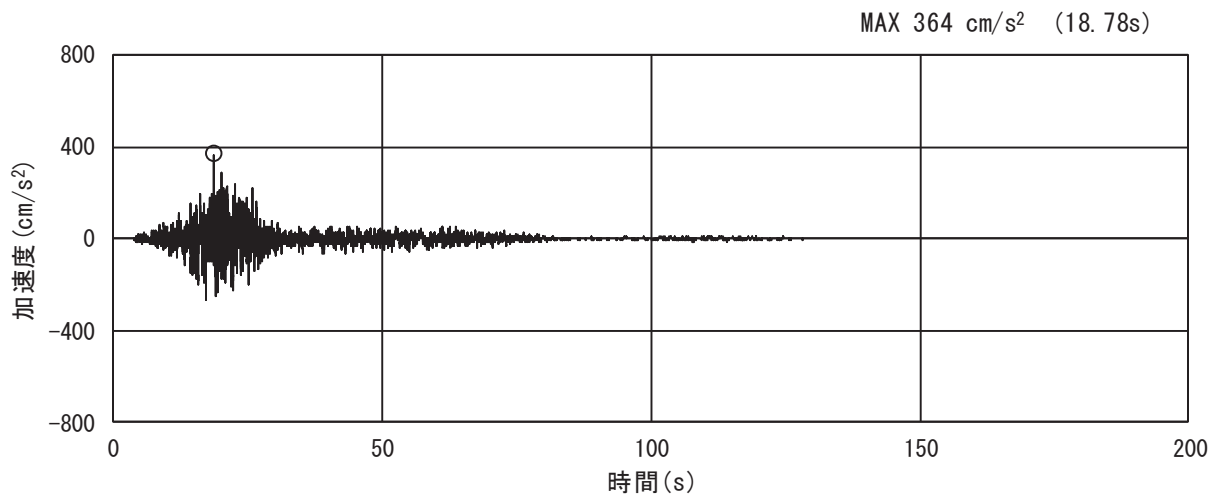


(a) 加速度時刻歴波形

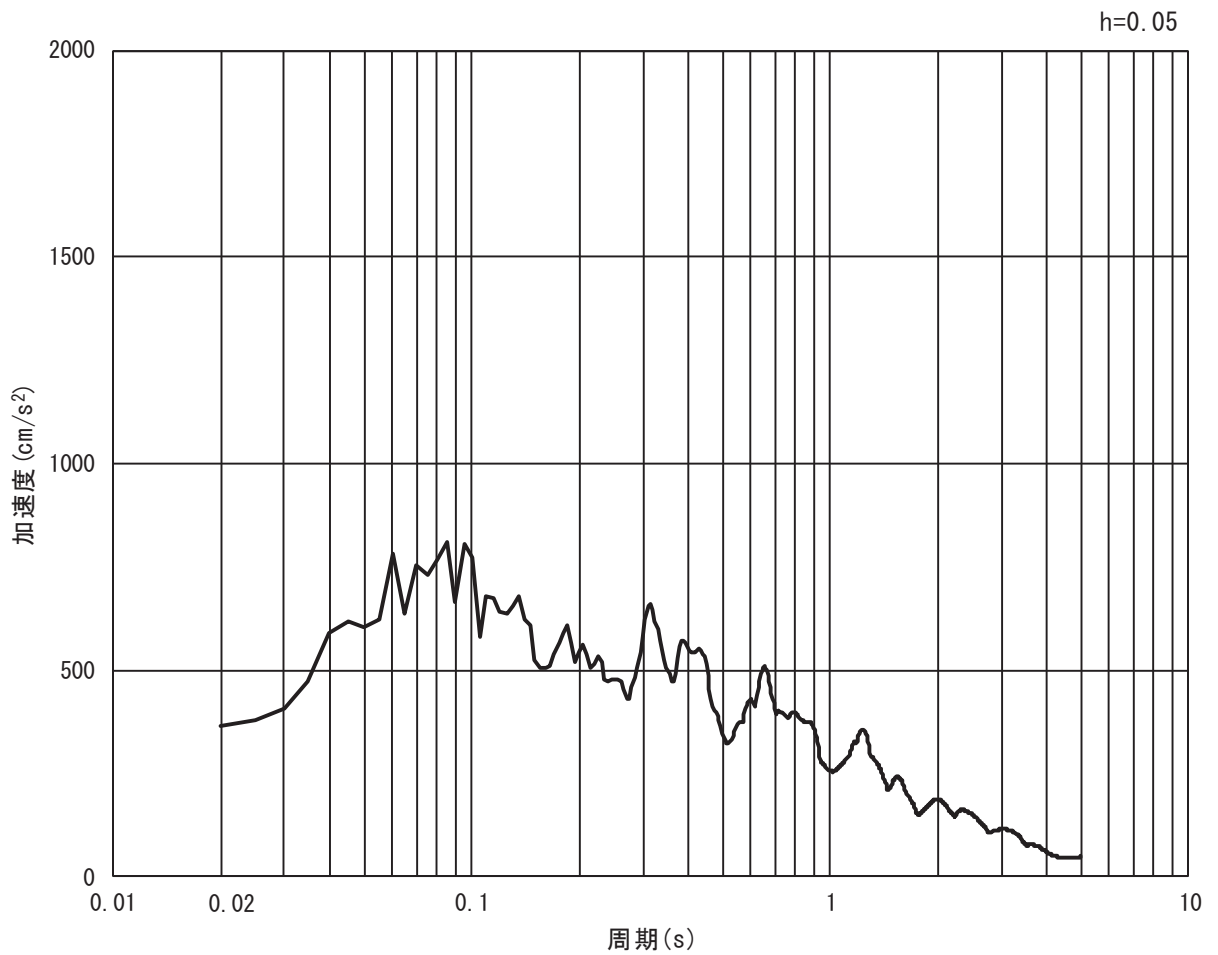


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - F 1)

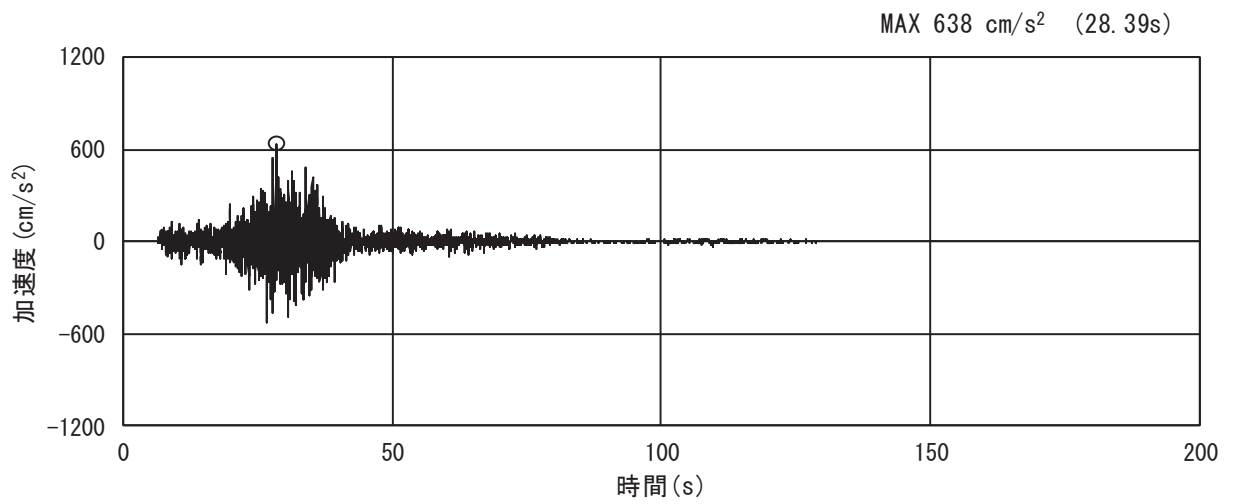


(a) 加速度時刻歴波形

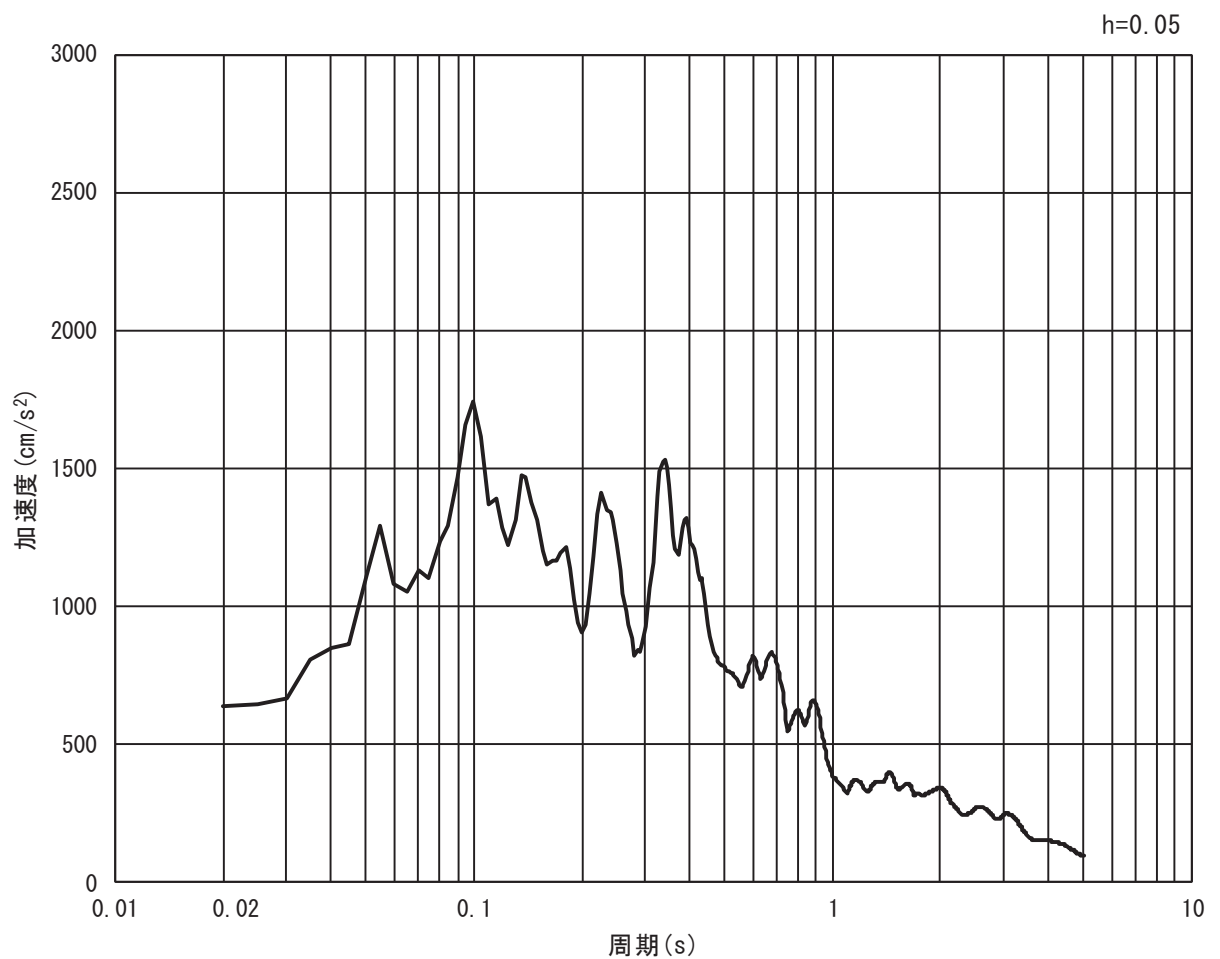


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : S s - F 1)

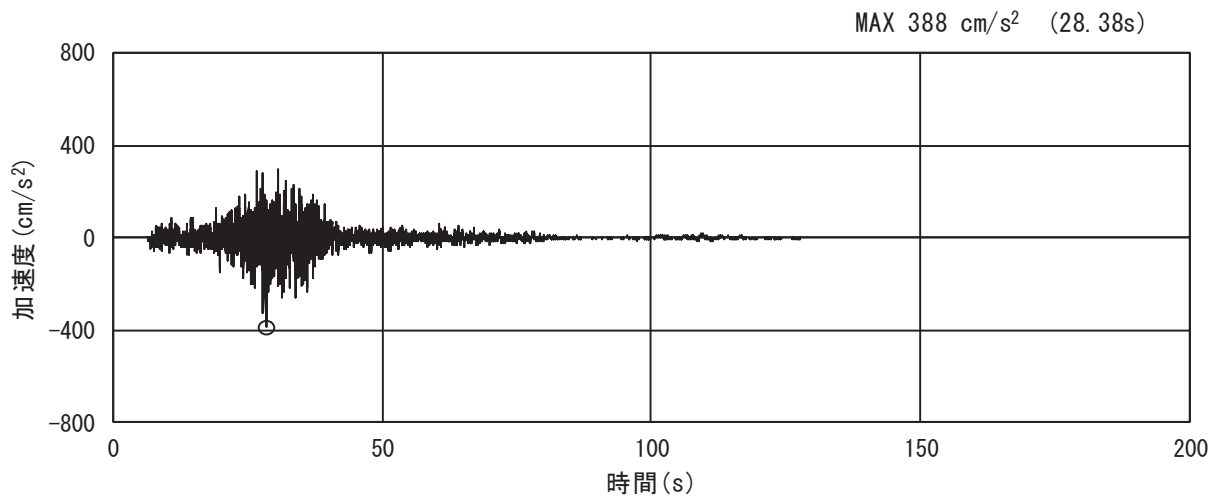


(a) 加速度時刻歴波形

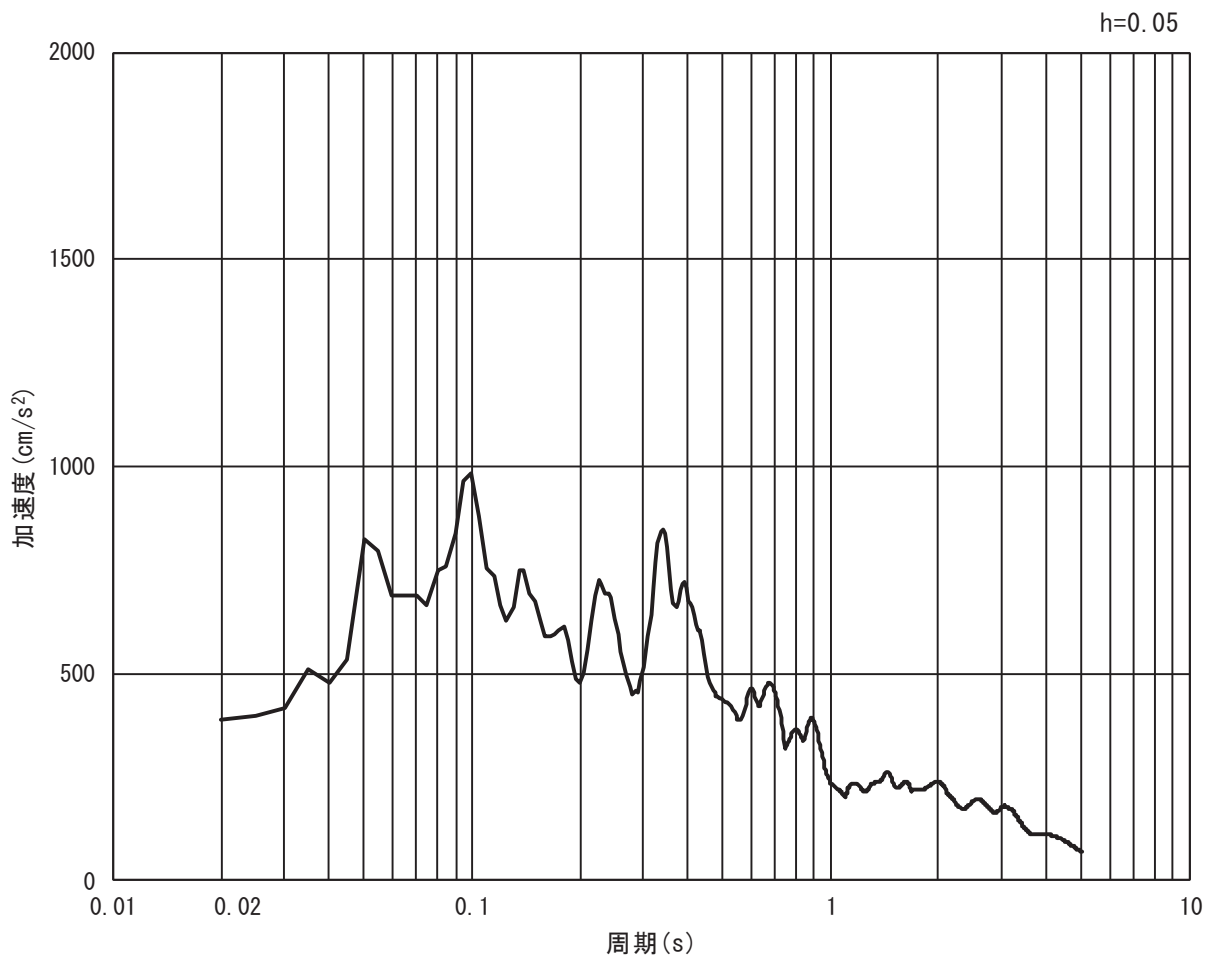


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - F 2)

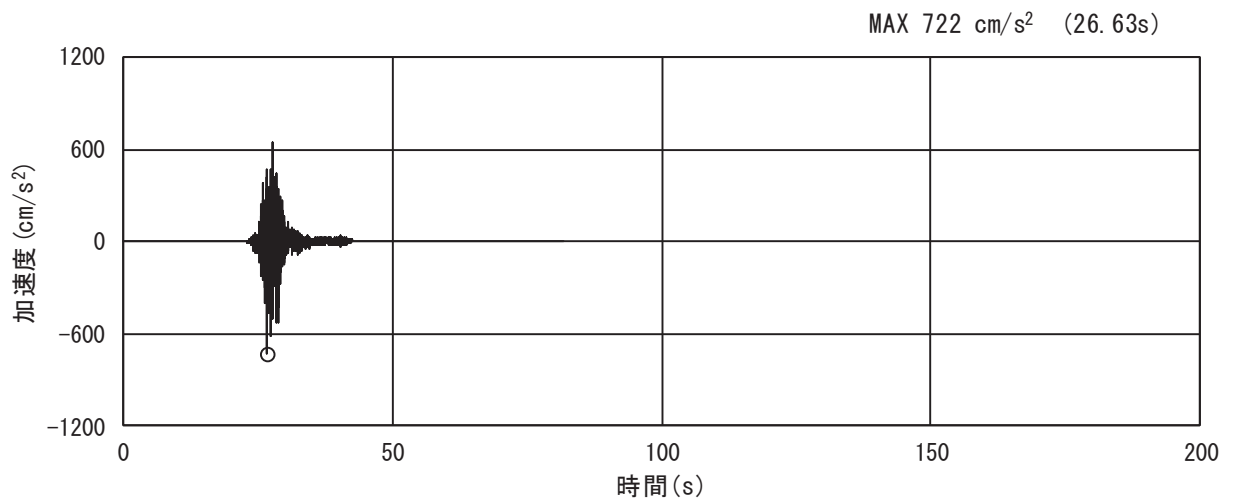


(a) 加速度時刻歴波形

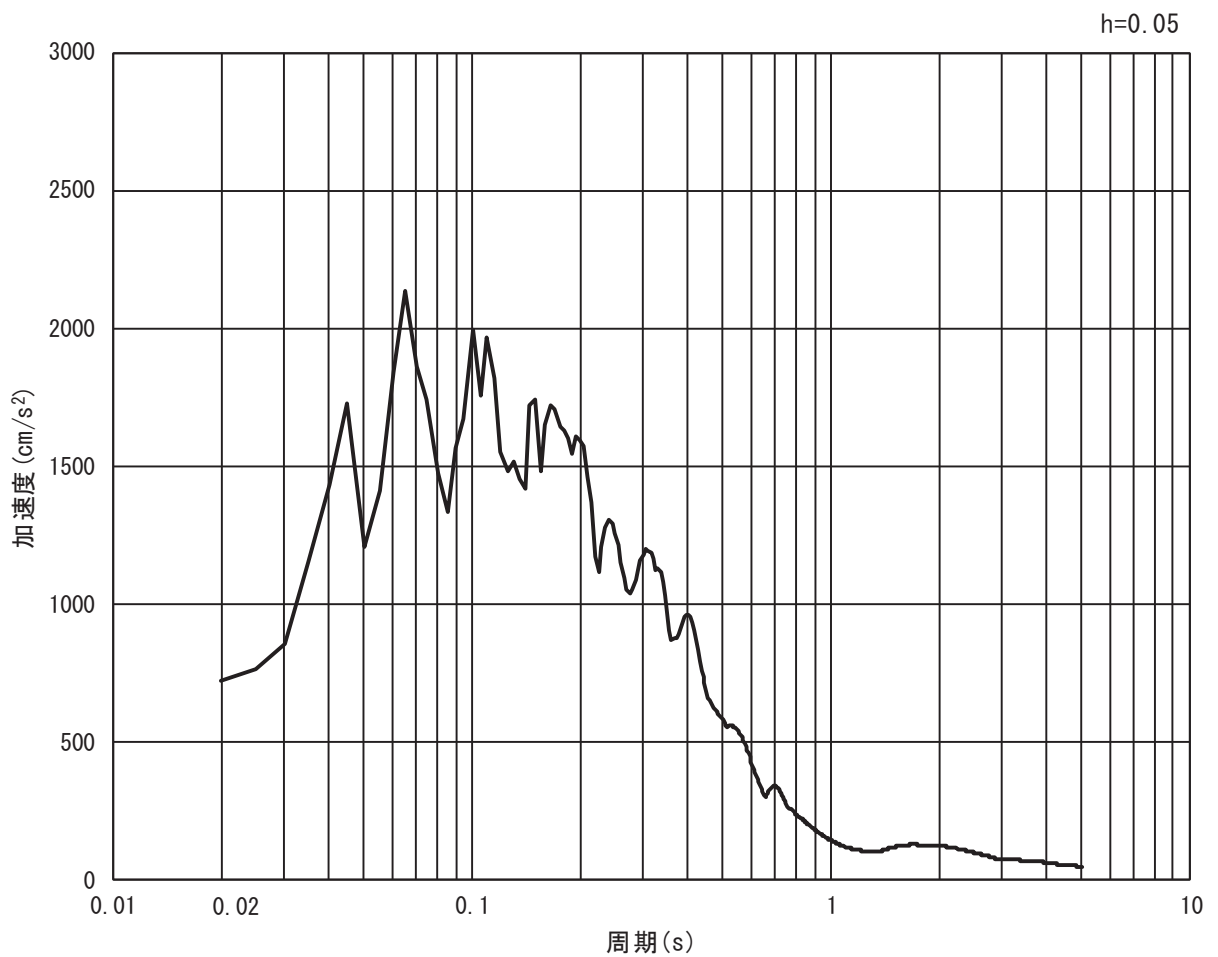


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - F 2)

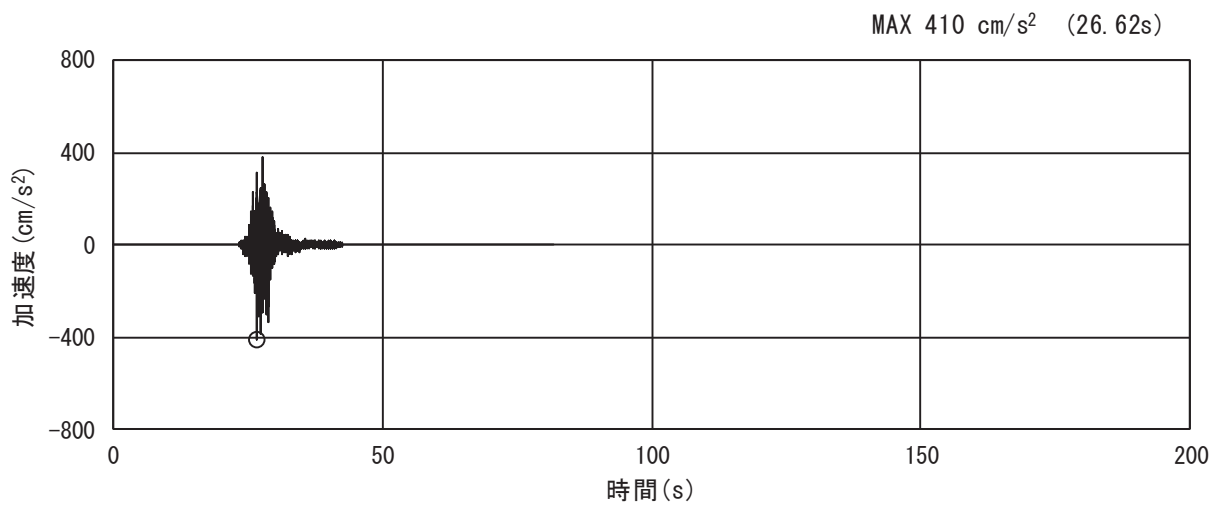


(a) 加速度時刻歴波形

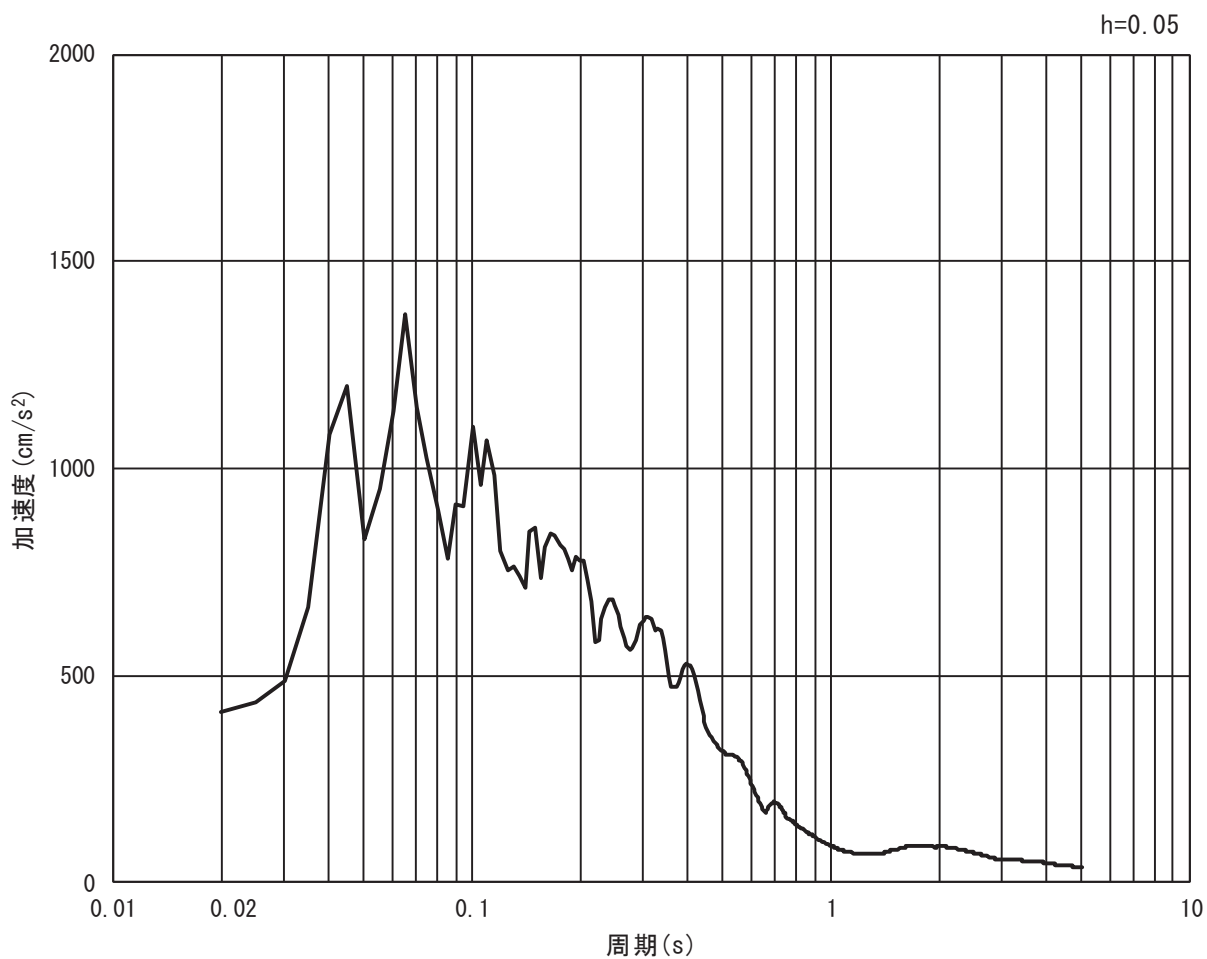


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - F 3)

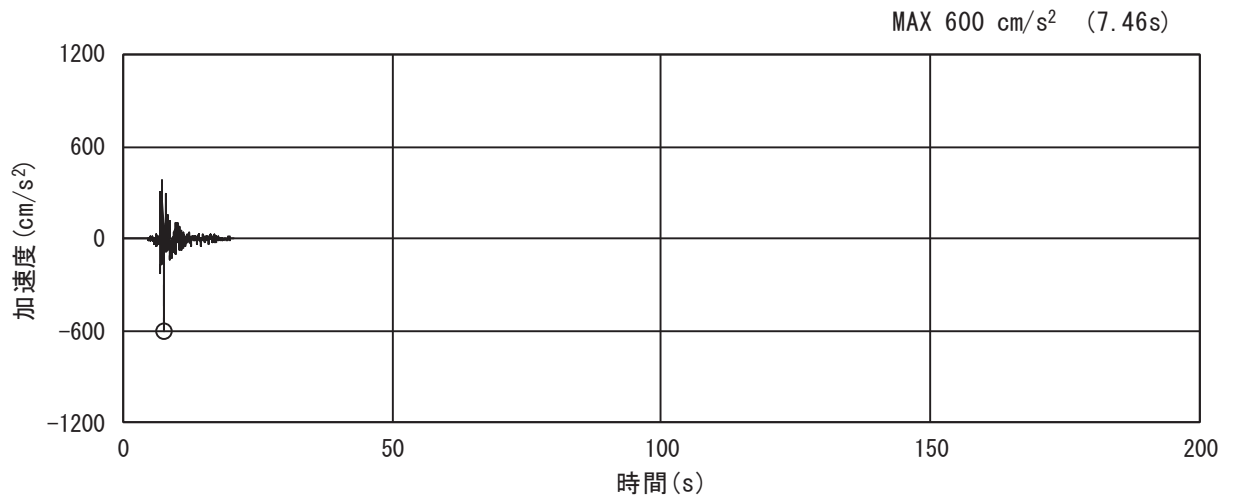


(a) 加速度時刻歴波形

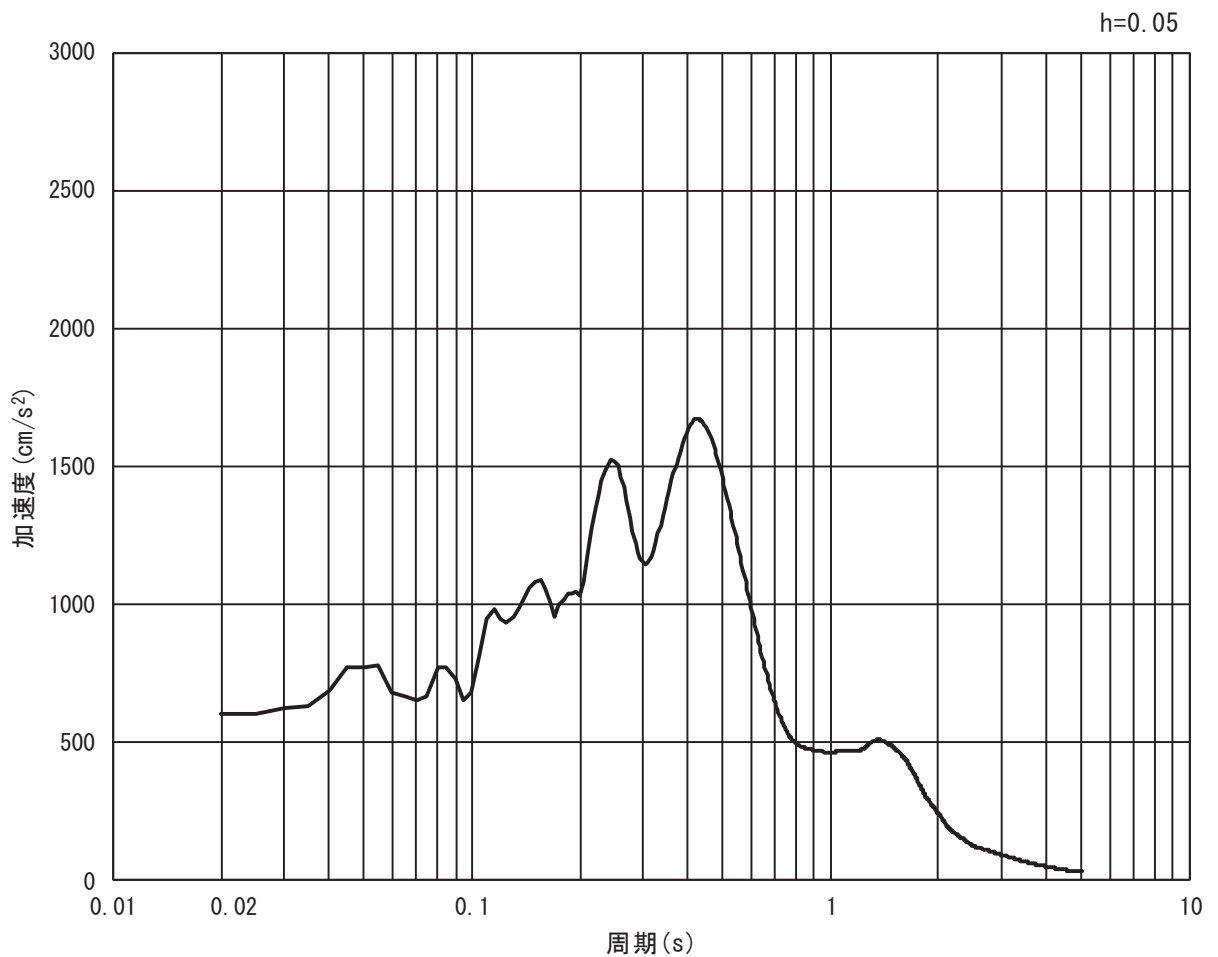


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - F 3)

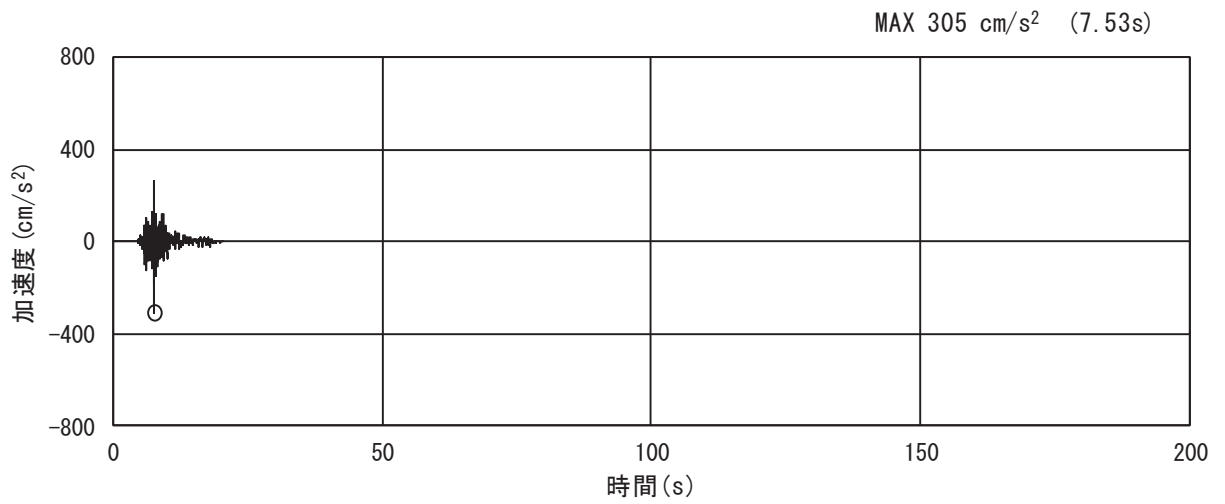


(a) 加速度時刻歴波形

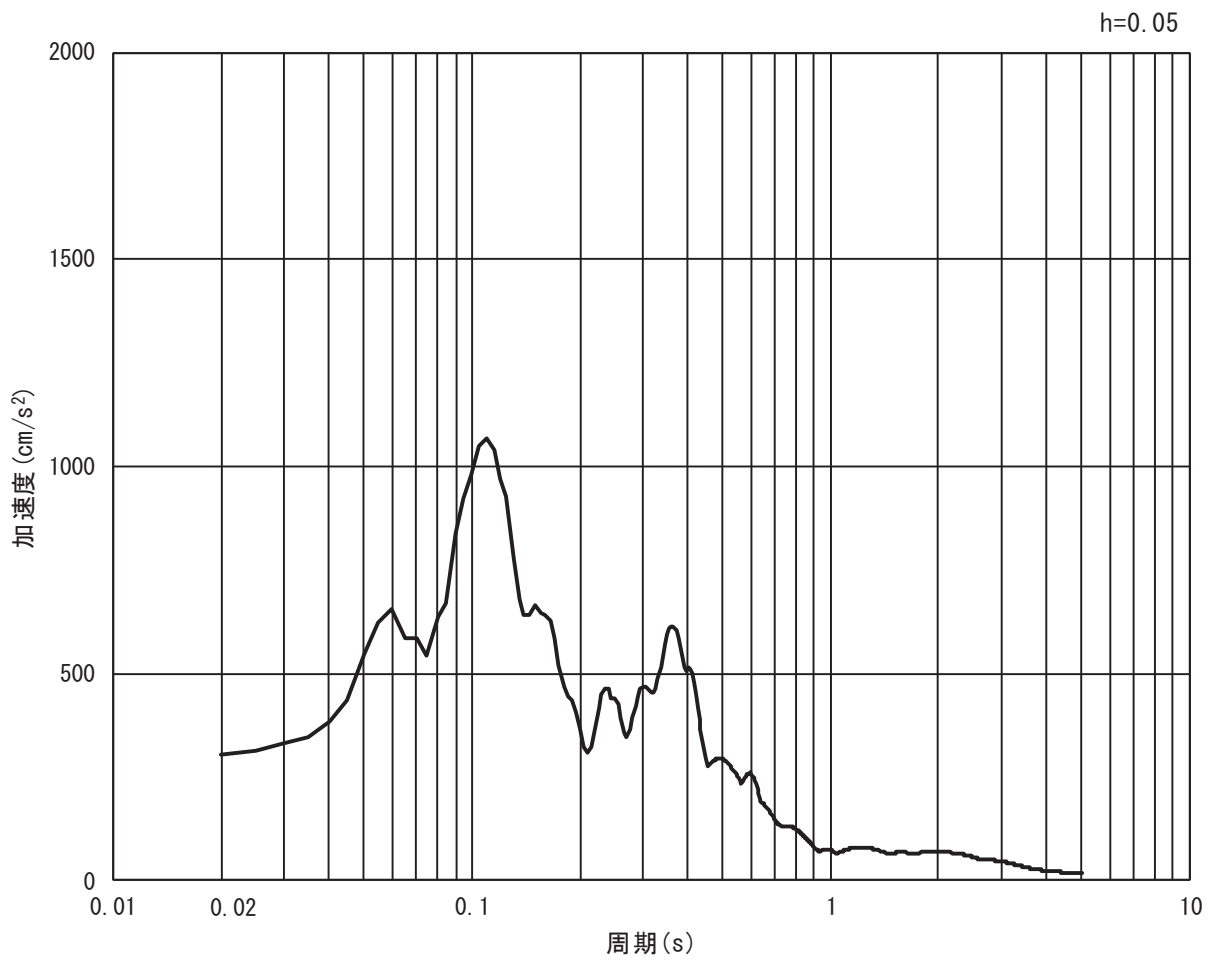


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - N 1)

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデル

(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。具体的には、図 3.5-1 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。

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、要素高さを 1m 程度以下まで細分割して設定する。

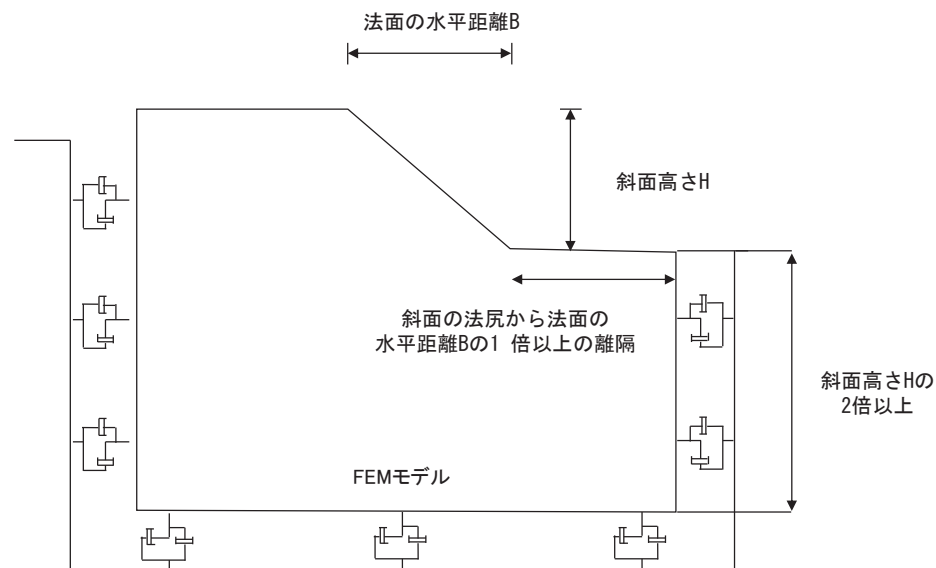


図 3.5-1 モデル化範囲の考え方

2次元有効応力解析モデルは、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層構成を有する1次元地盤モデルである。2次元有効応力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 3.5-2 に示す。

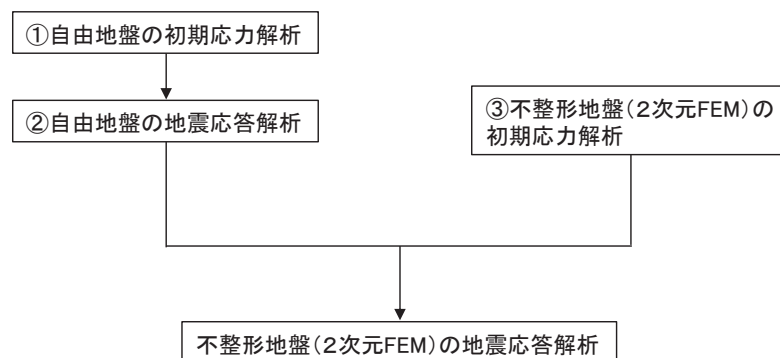


図 3.5-2 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(2) 境界条件

a. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによ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 3.5-3 に示す。

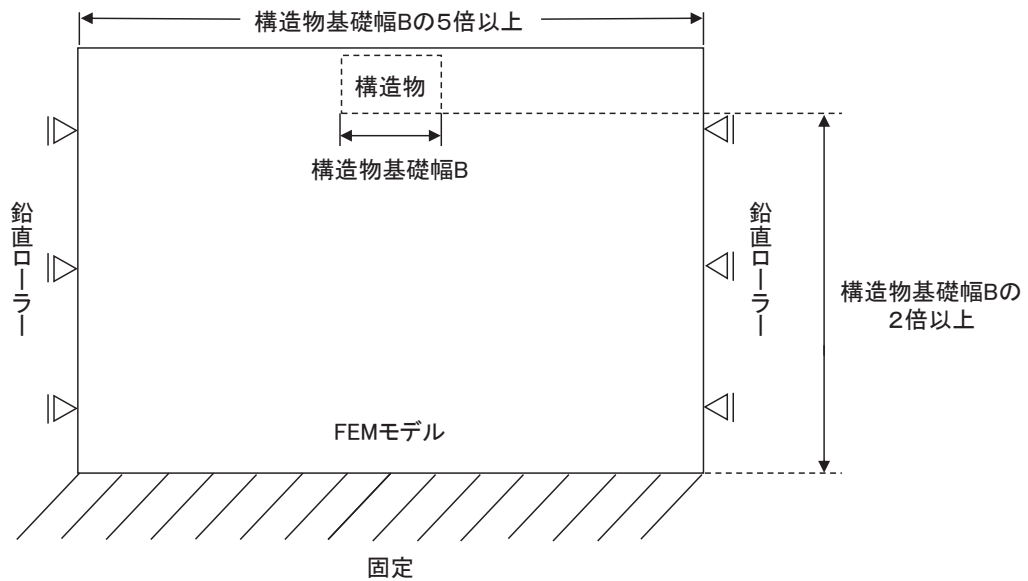


図 3.5-3 初期応力解析における境界条件の概念図

b. 地震時応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素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。

防潮堤（盛土堤防）の地震応答解析モデルを図 3.5-4 に示す。

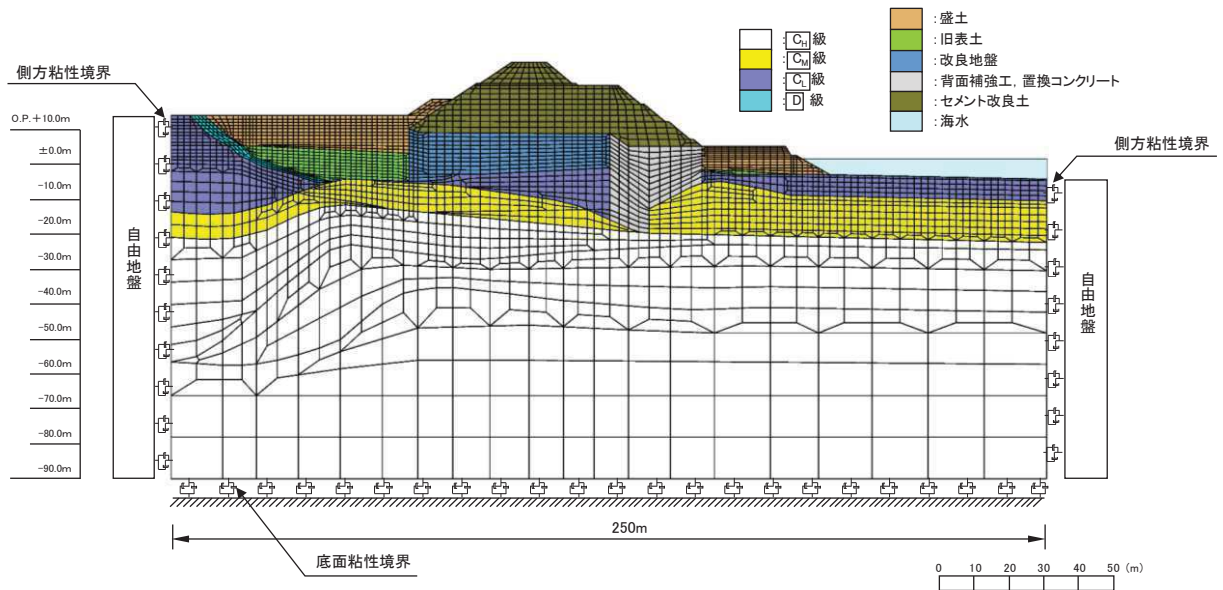


図 3.5-4 防潮堤（盛土堤防）の解析モデル（断面①）

(3) 構造物のモデル化

セメント改良土は非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素），置換コンクリートは線形平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

(4) 地盤のモデル化

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。D級岩盤，改良地盤，盛土・旧表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。また，地下水位以深の盛土・旧表土は，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。

なお，岩盤は砂岩でモデル化する。

(5) 海水のモデル化

海水は液体要素でモデル化する。

(6) ジョイント要素の設定

地震応答解析では、地盤と構造体等の接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

なお、表面を露出させて打継処理が可能である箇所については、ジョイント要素を設定しない。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時の圧縮荷重以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、各要素間の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。 c 、 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 3.5-1 のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、表 3.5-2 のとおり設定する。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

- τ_f : せん断強度
- c : 粘着力
- ϕ : 内部摩擦角

表 3.5-1 周辺地盤との境界に用いる強度特性

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛土*1	0.10	33.9
盛土*2	0.00	30.0
旧表土	0.08	26.2
セメント改良土	0.65	44.3
改良地盤	1.39	22.1
D級	0.10	24.0
CL級	0.46	44.0

注記 *1 : 地下水位以浅

*2 : 地下水位以深

表 3.5-2 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
改良地盤-盛土・旧表土	盛土・旧表土の c	盛土・旧表土の ϕ
改良地盤-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
置換コンクリート-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
置換コンクリート-盛土・旧表土	盛土・旧表土の c	盛土・旧表土の ϕ
改良地盤-セメント改良土	セメント改良土の c	セメント改良土の ϕ
改良地盤-置換コンクリート	改良地盤の c	改良地盤の ϕ

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分な値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp10612070，2009）に従い，表 3.5-3 のとおり設定する。

ジョイント要素の力学特性を図 3.5-5 に，ジョイント要素の配置を図 3.5-6 に示す。

表 3.5-3 ジョイント要素のばね定数

地盤	せん断剛性 k_s (kN/m ³)	圧縮剛性 k_n (kN/m ³)
盛土・旧表土	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤・セメント改良土・改良地盤	1.0×10^7	1.0×10^7

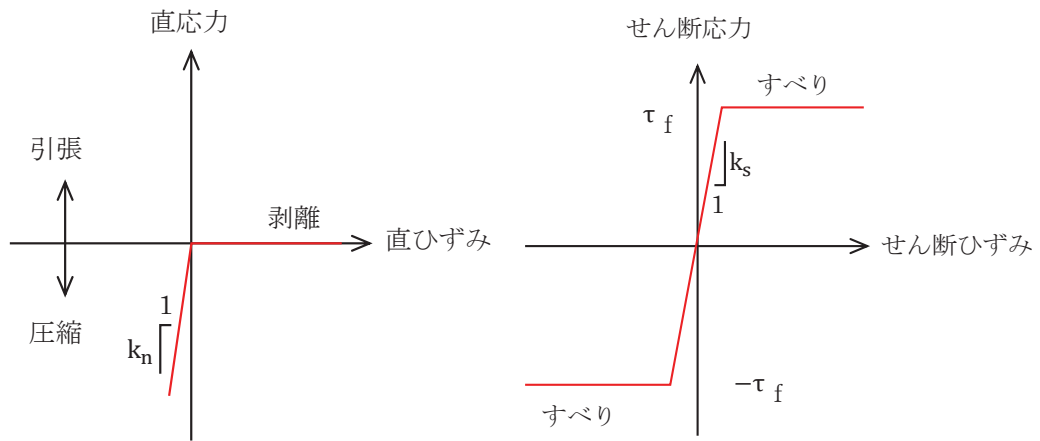


図 3.5-5 ジョイント要素の力学特性

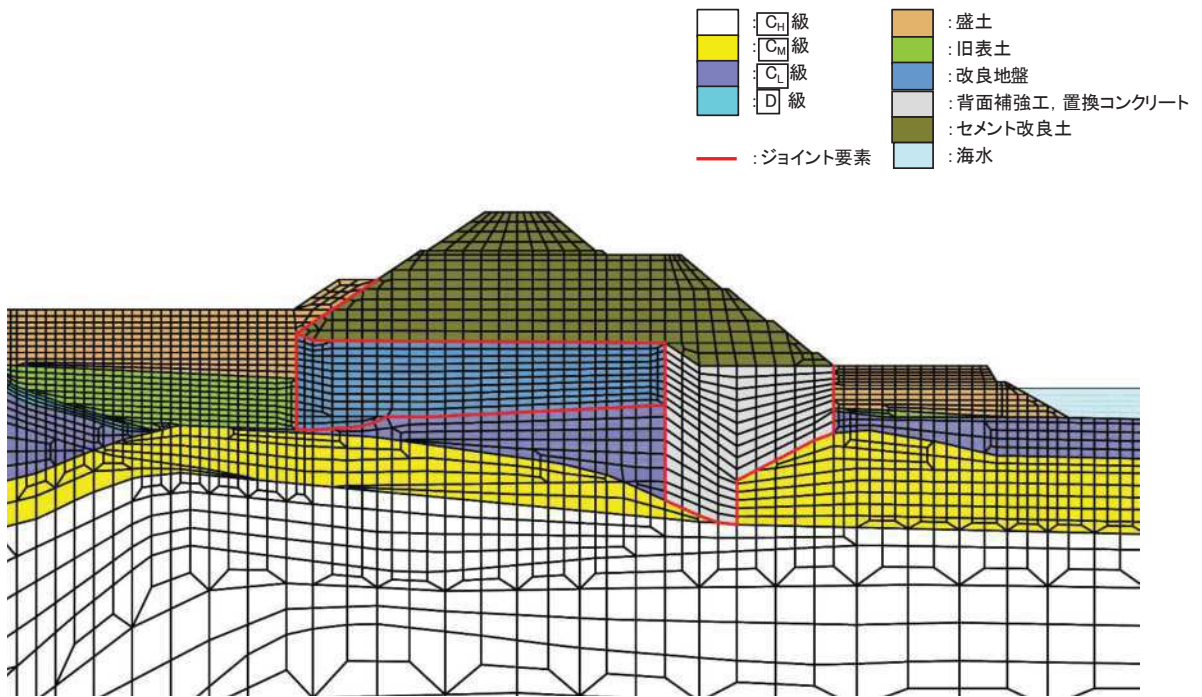


図 3.5-6 断面①におけるジョイント要素の配置図

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5-4 に、材料の物性値を表 3.5-5 に示す。なお、セメント改良土及び改良地盤の物性値は、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。

表 3.5-4 使用材料

材料	諸元
コンクリート (置換コンクリート)	設計基準強度：30 N/mm ²

表 3.5-5 材料の物性値

材料	単位 体積重量 (kN/m ³)	せん断 強度 (N/mm ²)	内部 摩擦角 (°)	引張 強度 (N/mm ²)	残留 強度 (N/mm ²)	ヤング 係数 (N/mm ²)	ポア ソン比
コンクリート (置換コンクリート)	22.5* ¹	6.00* ²	-* ³	2.22* ¹	-* ³	2.80×10 ⁴ * ¹	0.2* ¹

注記 *1：コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)

*2：コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] (土木学会, 2013 年制定)

*3：内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

3.5.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 3.5-5～表 3.5-8 に示す。

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。

表 3.5-5(1) 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

岩種・岩級		物理特性	強度特性			変形特性				
		単位体積重量 γ (kN/m ³)	静的・動的特性			静的特性		動的特性		
			せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
[B]級	砂岩	26.4	1.29	54.0	$1.12 \sigma^{0.74}$	4,100	0.21	表 3.5-5(2) 参照	0.03	
[C _H]級		26.2	1.29	54.0	$1.12 \sigma^{0.74}$	1,900	0.19		0.03	
[C _M]級		25.5	0.78	50.0	$1.09 \sigma^{0.72}$	1,200	0.24		0.03	
[C _L]級		23.1	0.46	44.0	$0.73 \sigma^{0.76}$	250	0.26		0.03	
[D]級		20.2	0.10	24.0	$0.41 \sigma^{0.49}$	78	0.38	$G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}$ $G_d / G_0 =$ $1 / (1 + 119 \gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085 \gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	

表 3.5-5(2) 地盤の解析用物性値（牧の浜部層）

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 ν_d
B級 及び C _H 級	砂岩	第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
		第5速度層	16.8×10^3	0.33
		第1速度層	0.2×10^3	0.48
C _M 級	砂岩	第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
		第5速度層	16.8×10^3	0.33
		第1速度層	0.2×10^3	0.48
C _L 級	砂岩	第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第1速度層	0.2×10^3	0.48
D級	砂岩	第1速度層	表 3.5-5(1) 参照	0.48
		第2速度層		0.45

表 3.5-6 地盤の解析用物性値（盛土他）

岩種・岩級	物理特性	強度特性				変形特性				
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	静的・動的特性				静的特性		動的特性		
		せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
盛土	20.6	0.06	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00036)^{*1}$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$
旧表土	19.0	0.08	26.2	—	$0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$	$302 \sigma^{0.80}$	0.40	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00087)$	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.0201 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.0911 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
断層 及びシーム ^{*2}	18.6	0.067	22.2	—	$0.067 + \sigma \tan 22.2^\circ$	圧縮方向 $124.5 \sigma^{0.90}$ せん断方向 $44.43 \sigma^{0.90}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.0012)^{*1}$	0.46	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089 (\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
セメント改良土	21.6	0.65	44.3	0.46	$0.21 + \sigma \tan 40.9^\circ$	690	0.26	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00085)$	0.36	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.0311 \log \gamma$
改良地盤	20.6	1.39	22.1	0.65	$0.51 + \sigma \tan 34.6^\circ$	4,480	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00136)$	0.35	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.0501 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$

*1：残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間

$$G_0 = E_s / 2 (1 + \nu_s), \quad G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / \gamma_m), \quad \gamma_m = \tau_f / G_0$$

*2：断層及びシームの狭在物は、「粘土状」、「砂状」、「鱗片上」等の性状が確認されているが、そのうち最も強度の小さい粘土状物質にて試験を行い解析用物性値を設定している

表 3.5-7 地盤の解析用物性値（有効応力解析，液状化検討対象層）

		旧表土	盛土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.94 (1.88) *	2.10 (1.90) *	
	間隙率 n	0.437	0.363	
変形特性	動せん断 弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	2.110×10^5	7.071×10^4	
	基準平均 有効拘束圧 σ_{ma} (kN/m ²)	1.0×10^3	1.0×10^3	
	ポアソン比 ν	0.40	0.40	
	減衰定数 の上限値 h_{mx}	0.220	0.183	
強度特性	粘着力 c (N/mm ²)	0.08 (0.00) *	0.06 (0.10) *	
	内部摩擦角 ϕ (°)	26.2 (38.7) *	30.0 (33.9) *	
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28.0	28.0	
	液状化パラメータ	S_1	0.005	0.005
		w_1	1.3	14.0
		p_1	1.2	1.0
		p_2	0.8	0.6
		c_1	2.75	2.8

注記 * : 括弧内の数値は，地下水位以浅の値を表す。

表 3.5-8 地盤の解析用物性値（有効応力解析，非液化化検討対象層）

		D 級岩盤	改良地盤	セメント改良土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.06 (1.95)*	2.10 (2.00)*	2.20	
	間隙率 n	0.349	0.00	0.00	
変形特性	動せん断 弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	2.000×10^5	1.94×10^6 (1.84×10^6)	1.67×10^6	
	基準平均 有効拘束圧 σ'_{ma} (kN/m ²)	1.0×10^3	1.0×10^3	1.0×10^3	
	ポアソン比 ν	第1 速度層	0.48	0.35	0.36
		第2 速度層	0.44(狐崎部層) 0.45(牧の浜部層)		
減衰定数 の上限値 h_{max}		0.113	0.113	0.080	
強度特性	粘着力 c (N/mm ²)	0.10	1.39	0.65	
	内部摩擦角 ϕ (°)	24.0	22.1	44.3	

注記 *：括弧内の数値は，地下水位以浅の値を表す。

3.5.4 地下水位

地下水位については，添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位を図 3.1-3 及び表 3.5-9 に示す。

表 3.5-9 設計用地下水位

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
防潮堤（盛土堤防）	断面①	防潮堤（盛土堤防）より山側で地表面，海側で O.P. +1.43m（朔望平均満潮位）に設定する。

3.6 評価対象部位

評価対象部位は、防潮堤（盛土堤防）の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

(1) 施設・地盤の健全性評価

施設・地盤の健全性に係る評価対象部位は、セメント改良土、置換コンクリート及び改良地盤とする。

(2) 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、表 3.6-1 のとおりセメント改良土及び置換コンクリートを支持する基礎地盤とする。

表 3.6-1 各施設を支持する基礎地盤

評価断面	施設	基礎地盤
断面①	セメント改良土	改良地盤
	置換コンクリート	牧の浜部層*

* : C_M級岩盤以上の岩盤が対象

3.7 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.7.1 セメント改良土

セメント改良土の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」に基づき、表 3.7-1 に示すすべり安全率とする。

表 3.7-1 セメント改良土の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

3.7.2 置換コンクリート

置換コンクリートの許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し、表 3.7-2 に示すすべり安全率とする。

表 3.7-2 置換コンクリートの許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

3.7.3 改良地盤

改良地盤の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し、表 3.7-3 に示すすべり安全率とする。

表 3.7-3 改良地盤の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

3.7.4 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、支持力試験により設定する。基礎地盤の許容限界を表 3.7-4 に示す。

表 3.7-4 基礎地盤の支持力に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)
極限支持力	牧の浜部層*	11.4*
	改良地盤	4.4

注記 * : C_M級岩盤以上の岩盤が対象

3.8 評価方法

防潮堤（盛土堤防）の耐震評価は、地震応答解析に基づき算定した発生応力が「3.7 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

3.8.1 セメント改良土

セメント改良土の評価は、セメント改良土を通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。

すべり安全率の算定フローを図 3.8-1 に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として求める。想定すべり線は、セメント改良土の端部を基点として±5° 間隔で設定し、最も厳しいすべり線として、最小すべり安全率のすべり線を選定する。セメント改良土の想定すべり線を図 3.8-2 に示す。

また、セメント改良土の強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値－1σ強度）についても実施する。その際の解析ケースはケース①（基本ケース）とする。

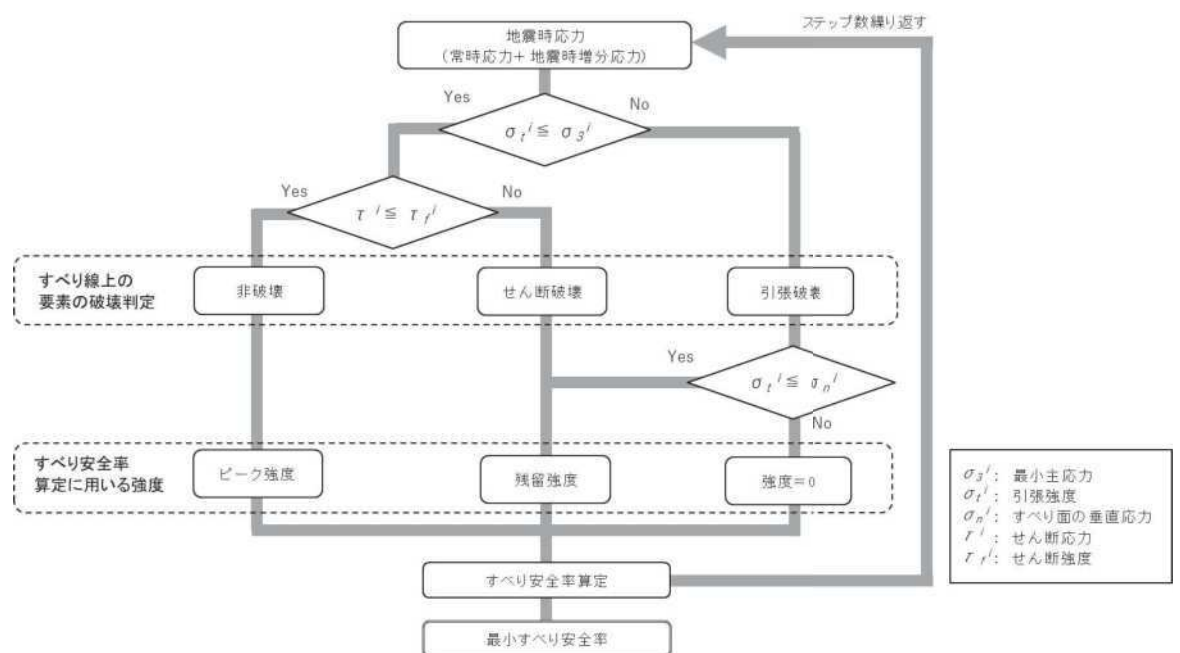


図 3.8-1 すべり安全率算定のフロー

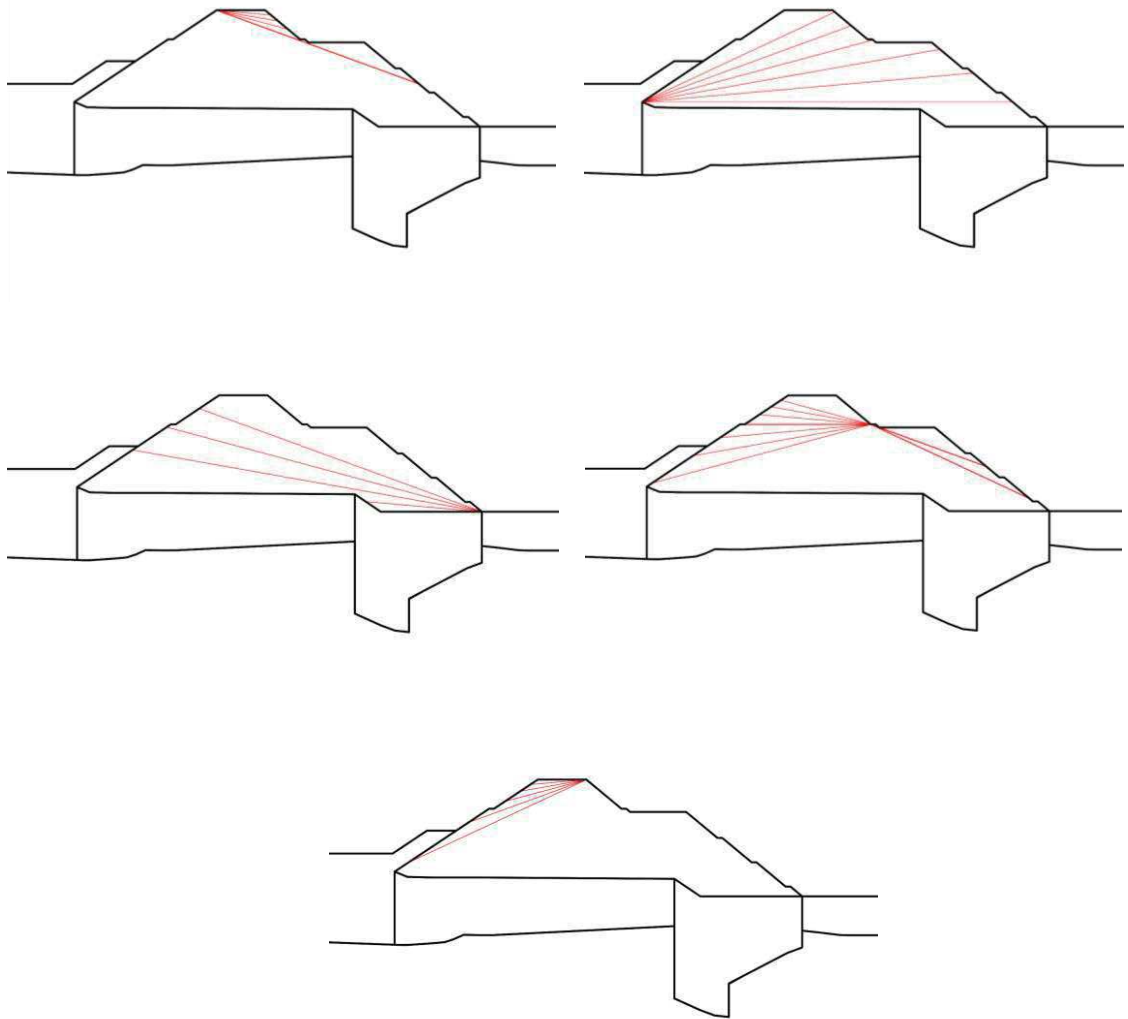


図 3.8-2 セメント改良土の想定すべり線

3.8.2 置換コンクリート

置換コンクリートの評価は、置換コンクリートを通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。

すべり安全率の算定フローを図 3.8-1 に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として求める。想定すべり線は、置換コンクリートの端部を基点として $\pm 5^\circ$ 間隔で設定し、最も厳しいすべり線として、最小すべり安全率のすべり線を選定する。置換コンクリートの想定すべり線を図 3.8-3 に示す。

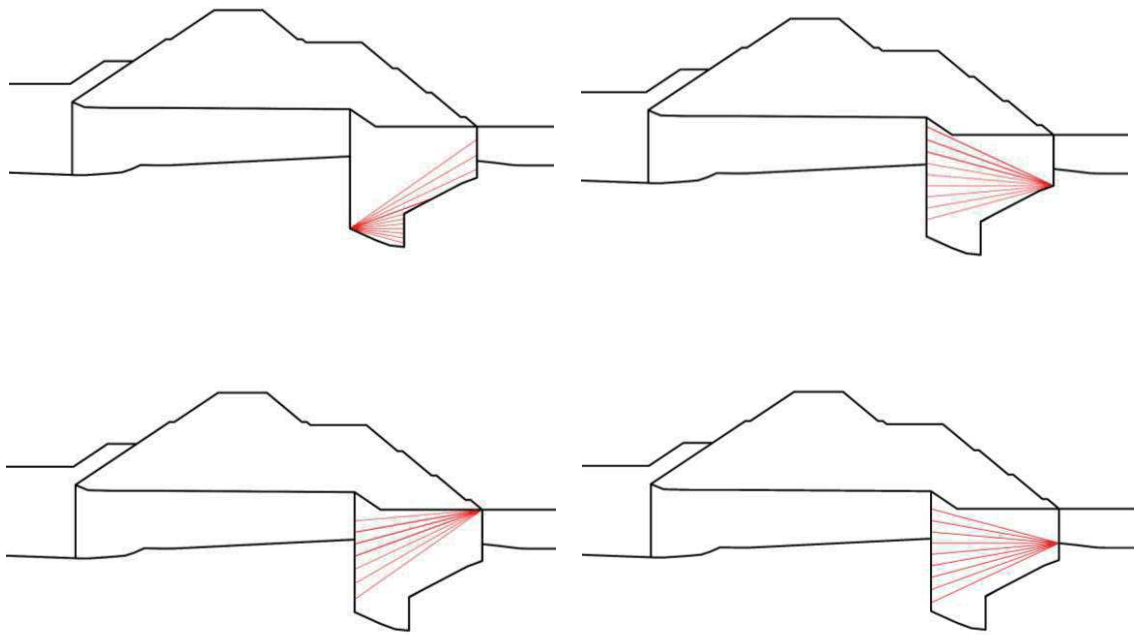


図 3.8-3 置換コンクリートの想定すべり線

3.8.3 改良地盤

改良地盤の評価は、改良地盤を通るすべり線のすべり安全率が1.2以上であることを確認する。

すべり安全率の算定フローを図3.8-1に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として求める。想定すべり線は、改良地盤の端部を基点として $\pm 5^\circ$ 間隔で設定し、最も厳しいすべり線として、最小すべり安全率のすべり線を選定する。改良地盤の想定すべり線を図3.8-4に示す。

また、改良地盤の強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値 -1σ 強度）についても実施する。その際の解析ケースはケース①（基本ケース）とする。

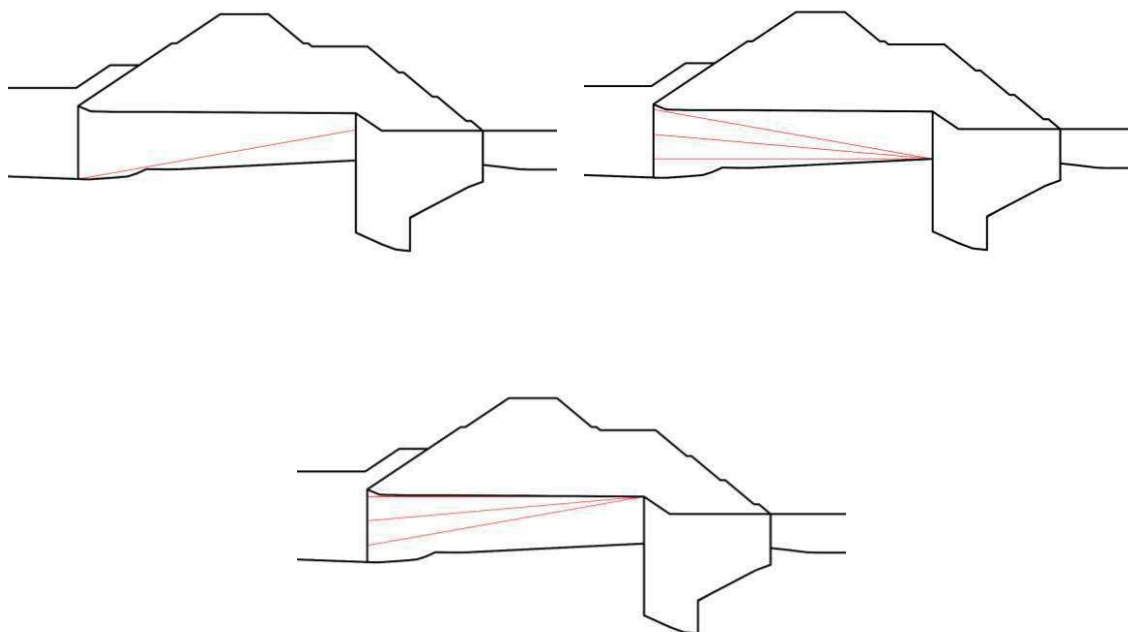


図 3.8-4 改良地盤の想定すべり線

3.8.4 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、セメント改良土の基礎地盤である改良地盤及び置換コンクリートの基礎地盤である牧の浜部層（ C_M 級岩盤）に生じる接地圧が許容限界以下であることを確認する。

4. 耐震評価結果

4.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「局所安全係数分布」, 「最大せん断ひずみ分布」及び「過剰間隙水圧比分布」を記載する。

耐震評価においては, 「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」に基づき, 全ての基準地震動 S_s に対して実施するケース①において, すべり安全率及び基礎地盤の支持性能に対する照査の各評価項目について, 照査値が最も厳しい(許容限界に対する余裕が最も小さい)地震動を用い, 追加解析ケース②, ③を実施する。

4.1.1 解析ケースと照査値

(1) セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.1-1 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-1 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値

解析ケース 地震動		すべり安全率照査			
		①	① (平均値－ 1 σ 強度)	②	③
$S_s - D1$	++	4.2	4.1		
	-+	3.4	3.3		
	+-	4.3	4.1		
	--	3.5	3.4		
$S_s - D2$	++	3.5	3.3		
	-+	4.2	4.1		
	+-	3.5	3.4		
	--	3.8	3.7		
$S_s - D3$	++	4.7	4.5		
	-+	3.8	3.7		
	+-	4.7	4.5		
	--	3.8	3.7		
$S_s - F1$	++	5.3	5.1		
	-+	5.3	5.1		
$S_s - F2$	++	3.8	3.6		
	-+	4.0	3.8		
$S_s - F3$	++	5.1	5.0		
	-+	4.3	4.1		
$S_s - N1$	++	3.1	3.0	3.2	3.0
	-+	4.1	3.9		

(2) 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.1-2 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-2 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	9.3		
	-+	7.8		
	+-	9.0		
	--	7.7		
S s - D 2	++	7.3		
	-+	9.2		
	+-	8.1		
	--	9.4		
S s - D 3	++	9.7		
	-+	8.6		
	+-	9.4		
	--	8.5		
S s - F 1	++	9.7		
	-+	10.8		
S s - F 2	++	9.3		
	-+	8.8		
S s - F 3	++	11.2		
	-+	8.4		
S s - N 1	++	6.4	6.3	6.6
	-+	9.7		

(3) 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.1-3 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-3 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値

地震動 解析ケース		すべり安全率照査			
		①	① (平均値－ 1σ強度)	②	③
S s - D 1	++	4.2	4.1		
	-+	4.5	4.4		
	+-	4.1	4.1		
	--	4.5	4.5		
S s - D 2	++	4.7	4.6		
	-+	4.4	4.4		
	+-	4.7	4.7		
	--	4.4	4.4		
S s - D 3	++	5.0	5.0		
	-+	5.6	5.6		
	+-	4.9	4.9		
	--	5.5	5.5		
S s - F 1	++	6.0	6.0		
	-+	6.2	6.2		
S s - F 2	++	4.7	4.7		
	-+	4.8	4.8		
S s - F 3	++	5.2	5.1		
	-+	5.8	5.8		
S s - N 1	++	3.5	3.4	3.5	3.5
	-+	3.7	3.7		

(4) 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 4.1-4 に基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-4(1) 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値 (セメント改良土)

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S _s -D 1	++	0.16		
	-+	0.16		
	+-	0.16		
	--	0.16		
S _s -D 2	++	0.16		
	-+	0.16		
	+-	0.16		
	--	0.16		
S _s -D 3	++	0.14		
	-+	0.14		
	+-	0.16		
	--	0.14		
S _s -F 1	++	0.14		
	-+	0.14		
S _s -F 2	++	0.14		
	-+	0.14		
S _s -F 3	++	0.14		
	-+	0.16		
S _s -N 1	++	0.21	0.19	0.21
	-+	0.24		

表 4.1-4(2) 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値
(置換コンクリート)

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S _s -D 1	++	0.21		
	-+	0.23		
	+-	0.21		
	--	0.22		
S _s -D 2	++	0.25		
	-+	0.22		
	+-	0.22		
	--	0.22		
S _s -D 3	++	0.17		
	-+	0.21		
	+-	0.20		
	--	0.22		
S _s -F 1	++	0.19		
	-+	0.17		
S _s -F 2	++	0.18		
	-+	0.21		
S _s -F 3	++	0.17		
	-+	0.20		
S _s -N 1	++	0.20	0.20	0.21
	-+	0.19		

4.1.2 局所安全係数分布（セメント改良土）

セメント改良土のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.1-5 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.1-1 に示す。

表 4.1-5 セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面①）

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S _s -N1(++)	③	7.55	3.0

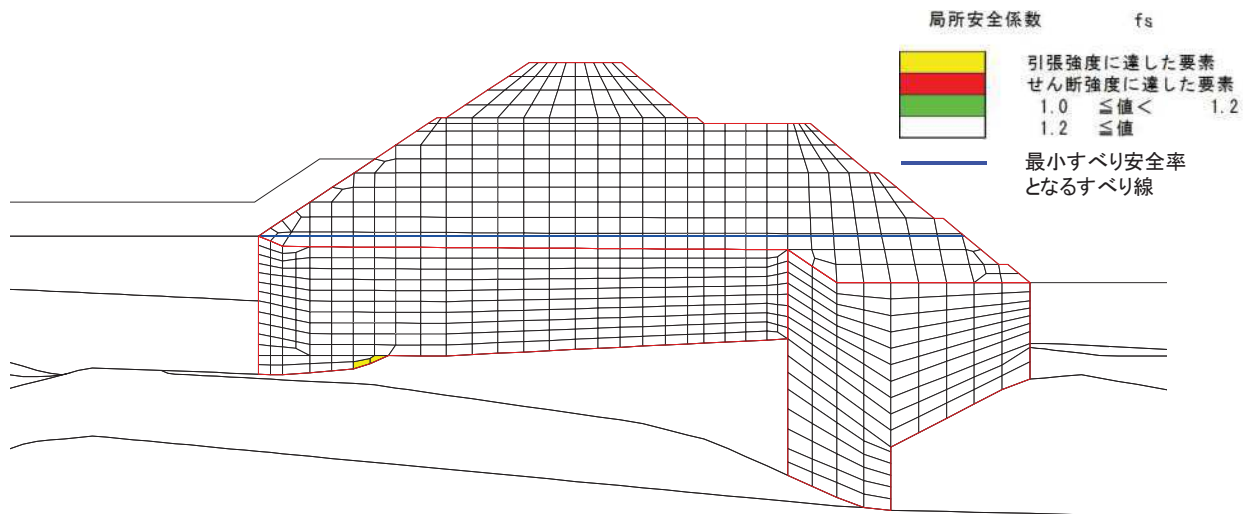


図 4.1-1 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
（断面①, S_s-N1(++) , t=7.55s)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値-1σ）

4.1.3 局所安全係数分布（置換コンクリート）

置換コンクリートのすべり安全率による評価結果を表 4.1-6 に、最小すべり安全率となる時刻における局所安全係数分布を図 4.1-2 に示す。

表 4.1-6 置換コンクリートのすべり安全率評価結果（断面①）

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S _s -N1(++)	②	7.52	6.3

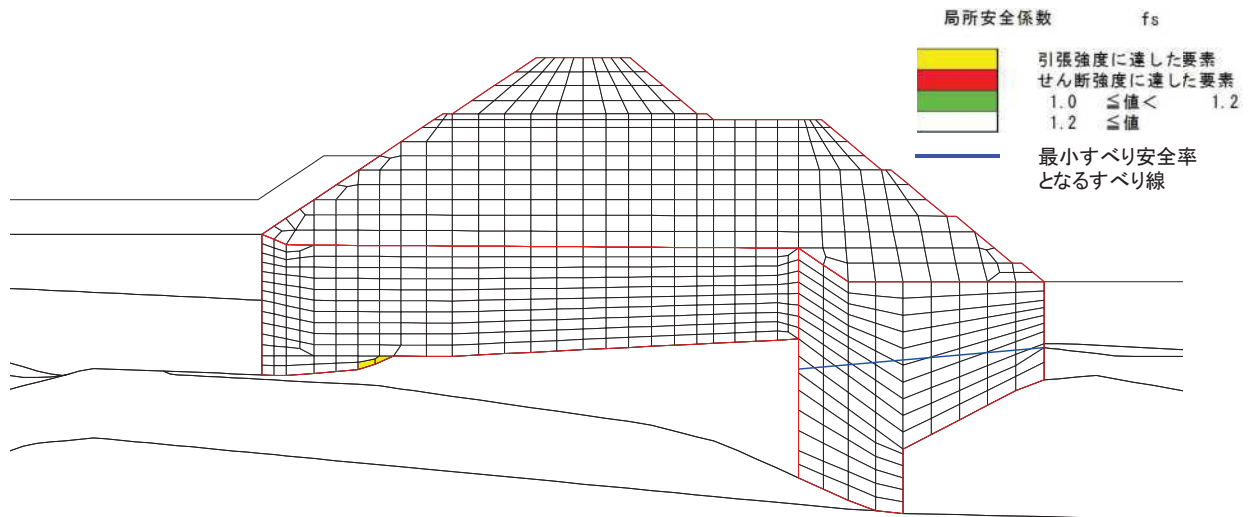


図 4.1-2 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面①, $S_s - N1(++)$, $t=7.52s$)

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

4.1.4 局所安全係数分布 (改良地盤)

改良地盤のすべり安全率による評価結果を表 4.1-7 に、平均強度において最小すべり安全率となる時刻における局所安全係数分布を図 4.1-3 に示す。

表 4.1-7 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面①)

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
$S_s - N1(++)$	①	7.54	3.5

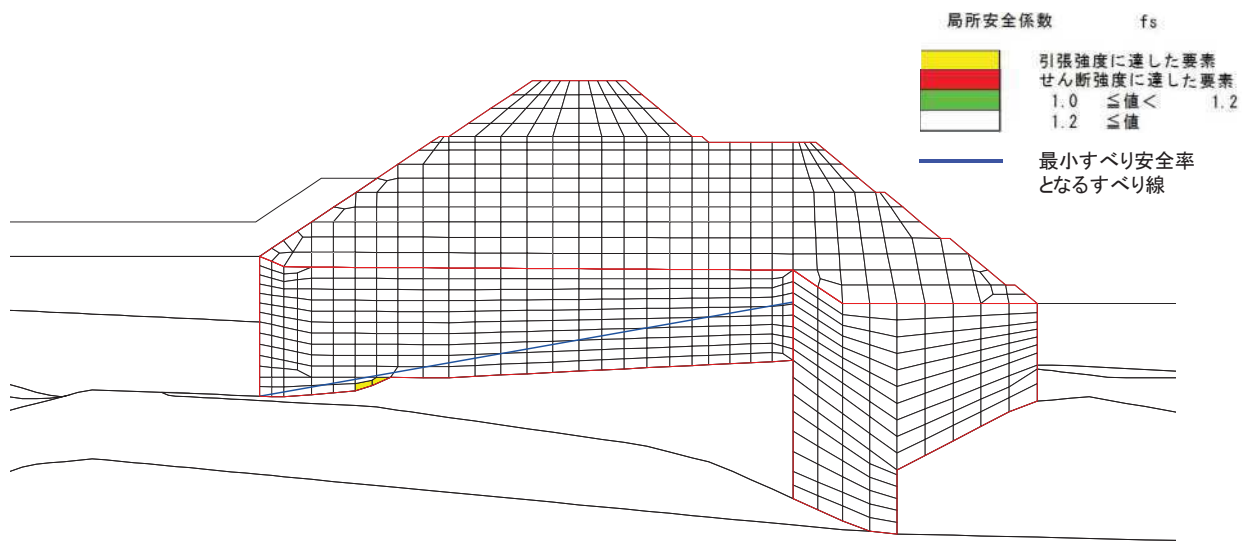


図 4.1-3 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
 (断面①, S s - N 1 (++) , t=7.54s)
 解析ケース①: 基本ケース

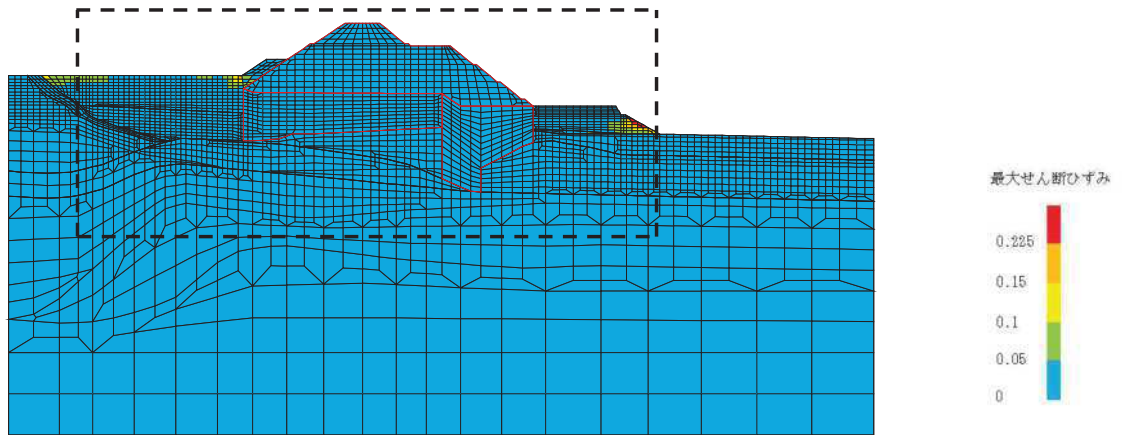
4.1.5 最大せん断ひずみ分布

各施設の照査で最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースについて、地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースの一覧を表 4.1-8 に示す。

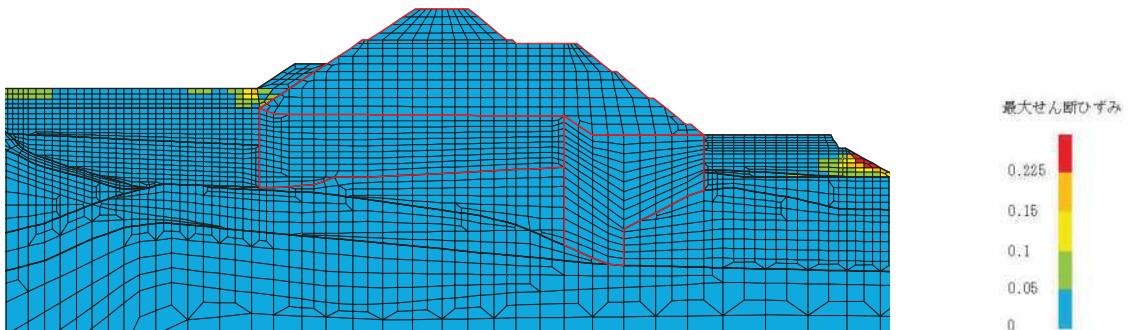
断面①における最大せん断ひずみ分布図を、それぞれ図 4.1-4、図 4.1-5 に示す。

表 4.1-8 最大照査値を示す解析ケースの一覧 (断面①)

断面	評価項目	
	セメント改良土	置換コンクリート
	すべり安全率	すべり安全率
断面①	解析ケース③ S s - N 1 (++)	解析ケース② S s - N 1 (++)

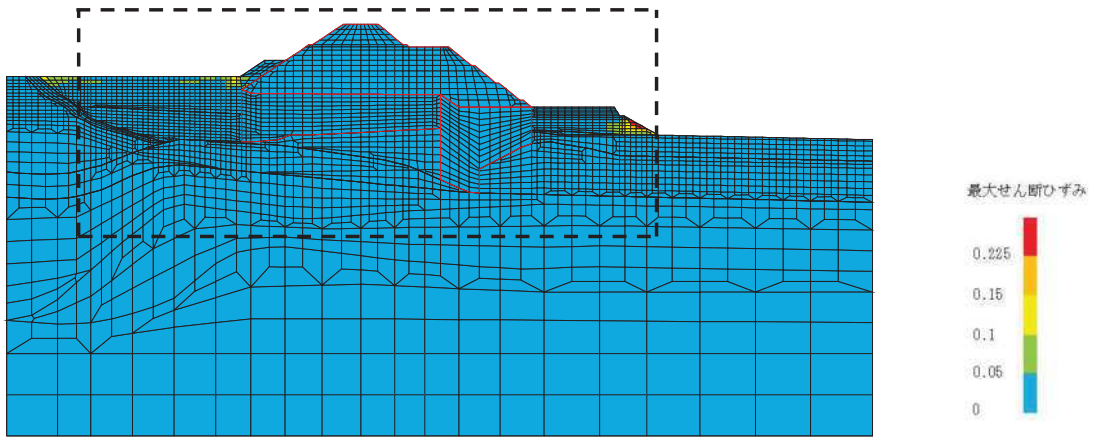


(a) 全体図

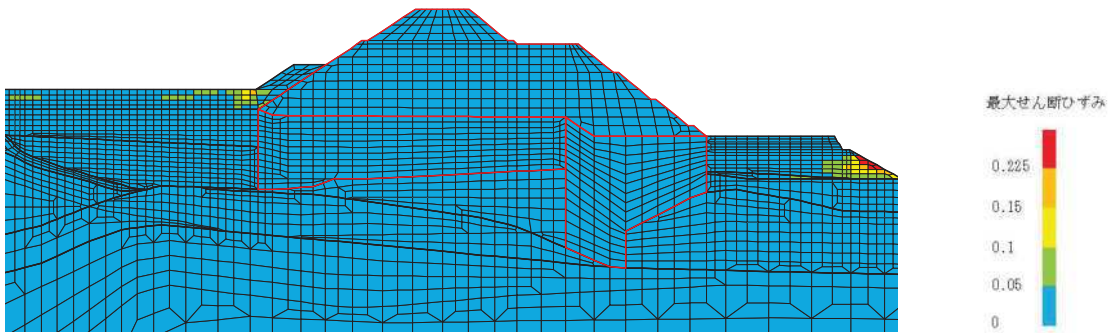


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-4 断面①の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース③, S s - N 1 (++))



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-5 断面①の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース②, $S_s - N1$ (++))

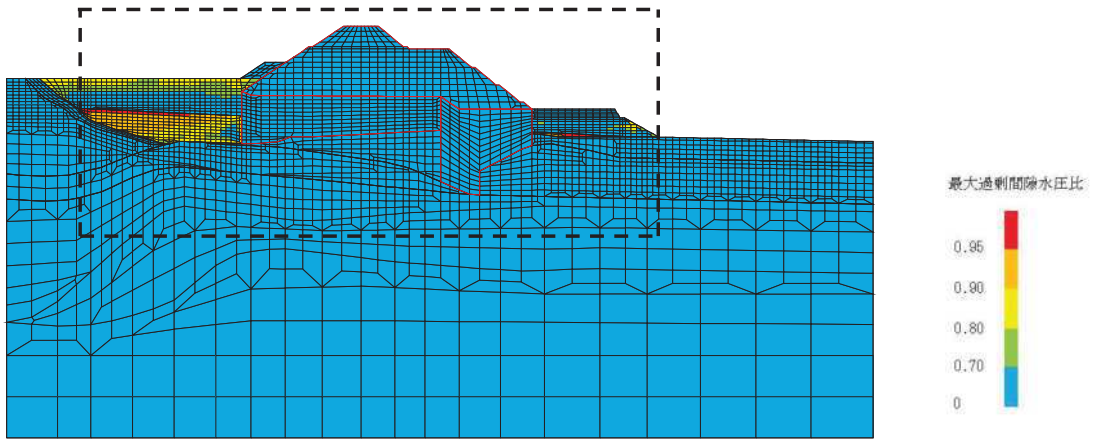
4.1.6 過剰間隙水圧比分布

地盤に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、各施設の照査で最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースについて、地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の最大値分布を示す。最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースの一覧を表 4.1-9 に示す。

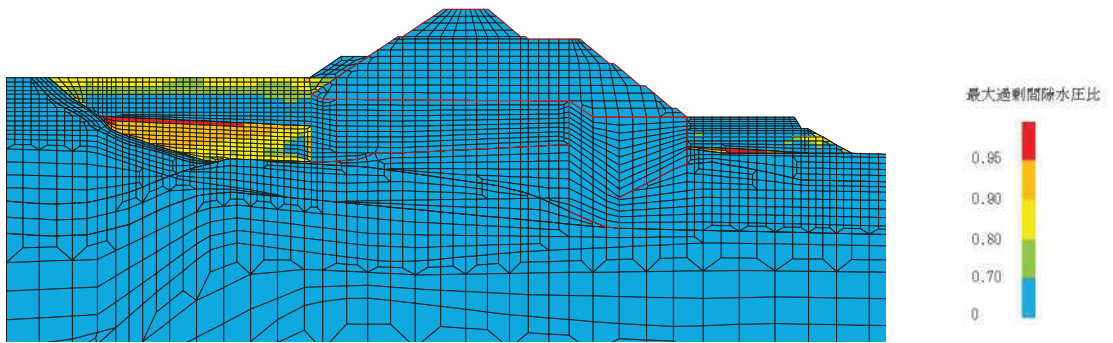
断面①における過剰間隙水圧比分布を、それぞれ図 4.1-6, 図 4.1-7 に示す。

表 4.1-9 最大照査値を示す解析ケースの一覧 (断面①)

断面	評価項目	
	セメント改良土	置換コンクリート
	すべり安全率	すべり安全率
断面①	解析ケース③ S s - N 1 (++)	解析ケース② S s - N 1 (++)

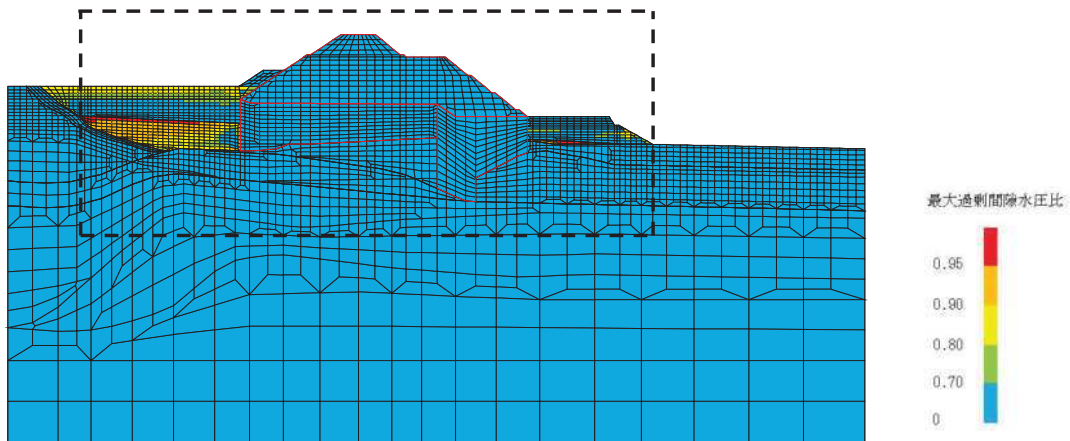


(a) 全体図

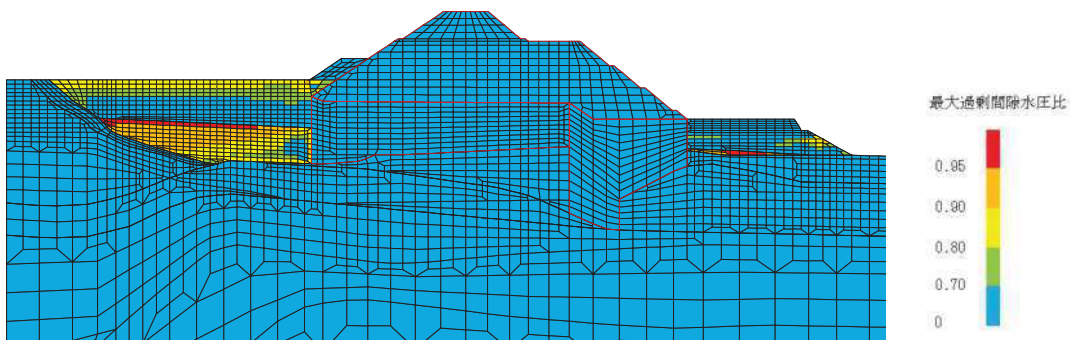


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-6 断面①の過剰間隙水圧比最大値分布
(解析ケース③, $S_s - N1$ (++))



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-7 断面①の過剰間隙水圧比最大値分布
(解析ケース②, $S_s - N1$ (++))

4.2 セメント改良土

セメント改良土のすべり安全率による評価結果を表 4.2-1 に示す。これらの結果から、セメント改良土のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.2-1(1) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面①)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S _s -D1	(++)	45.53	4.2
		(-+)	25.22	3.4
		(+-)	45.54	4.3
		(--)	25.22	3.5
	S _s -D2	(++)	13.53	3.5
		(-+)	23.99	4.2
		(+-)	13.53	3.5
		(--)	13.88	3.8
	S _s -D3	(++)	21.04	4.7
		(-+)	15.56	3.8
		(+-)	21.04	4.7
		(--)	15.56	3.8
	S _s -F1	(++)	22.42	5.3
		(-+)	19.49	5.3
	S _s -F2	(++)	27.84	3.8
		(-+)	31.30	4.0
	S _s -F3	(++)	28.62	5.1
		(-+)	27.68	4.3
	S _s -N1	(++)	7.55	3.1
		(-+)	7.55	4.1
②	S _s -N1	(++)	7.55	3.2
③		(++)	7.55	3.0

表 4.2-1(2) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面①, 平均値-1 σ 強度)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S _s -D1	(++)	45.53	4.1
		(-+)	25.22	3.3
		(+-)	45.54	4.1
		(--)	25.22	3.4
	S _s -D2	(++)	13.53	3.3
		(-+)	23.99	4.1
		(+-)	13.53	3.4
		(--)	13.88	3.7
	S _s -D3	(++)	29.69	4.5
		(-+)	15.56	3.7
		(+-)	21.04	4.5
		(--)	15.56	3.7
	S _s -F1	(++)	22.42	5.1
		(-+)	19.49	5.1
	S _s -F2	(++)	27.84	3.6
		(-+)	31.30	3.8
	S _s -F3	(++)	28.62	5.0
		(-+)	27.68	4.1
	S _s -N1	(++)	7.55	3.0
		(-+)	7.55	3.9

4.3 置換コンクリート

置換コンクリートのすべり安全率による評価結果を表 4.3-1 に示す。これらの結果から、置換コンクリートのすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.3-1 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面①)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S _s -D1	(++)	46.98	9.3
		(-+)	45.39	7.8
		(+-)	46.97	9.0
		(--)	45.41	7.7
	S _s -D2	(++)	25.24	7.3
		(-+)	13.41	9.2
		(+-)	25.23	8.1
		(--)	13.88	9.4
	S _s -D3	(++)	29.70	9.7
		(-+)	15.56	8.6
		(+-)	21.05	9.4
		(--)	15.56	8.5
	S _s -F1	(++)	22.41	9.7
		(-+)	19.48	10.8
	S _s -F2	(++)	27.83	9.3
		(-+)	31.29	8.8
	S _s -F3	(++)	26.70	11.2
		(-+)	26.83	8.4
	S _s -N1	(++)	7.52	6.4
		(-+)	7.36	9.7
②	S _s -N1	(++)	7.52	6.3
③		(++)	7.52	6.6

4.4 改良地盤

改良地盤のすべり安全率による評価結果を表 4.4-1 に示す。これらの結果から、改良地盤のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.4-1(1) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面①)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S _s -D1	(++)	25.22	4.2
		(-+)	25.22	4.5
		(+-)	25.22	4.1
		(--)	45.41	4.5
	S _s -D2	(++)	13.89	4.7
		(-+)	25.24	4.4
		(+-)	13.55	4.7
		(--)	13.55	4.4
	S _s -D3	(++)	15.57	5.0
		(-+)	15.57	5.6
		(+-)	15.57	4.9
		(--)	21.05	5.5
	S _s -F1	(++)	19.49	6.0
		(-+)	22.41	6.2
	S _s -F2	(++)	31.30	4.7
		(-+)	27.85	4.8
	S _s -F3	(++)	26.83	5.2
		(-+)	28.62	5.8
	S _s -N1	(++)	7.54	3.5
		(-+)	7.53	3.7
②	S _s -N1	(++)	7.54	3.5
③		(++)	7.55	3.5

表 4.4-1(2) 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面①， 平均値-1 σ 強度）

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S _s -D1	(++)	25.22	4.1
		(-+)	25.22	4.4
		(+-)	25.22	4.1
		(--)	45.41	4.5
	S _s -D2	(++)	13.89	4.6
		(-+)	25.24	4.4
		(+-)	13.55	4.7
		(--)	13.55	4.4
	S _s -D3	(++)	15.57	5.0
		(-+)	15.57	5.6
		(+-)	15.57	4.9
		(--)	21.05	5.5
	S _s -F1	(++)	19.49	6.0
		(-+)	22.41	6.2
	S _s -F2	(++)	31.30	4.7
		(-+)	27.85	4.8
	S _s -F3	(++)	26.83	5.1
		(-+)	28.62	5.8
	S _s -N1	(++)	7.54	3.4
		(-+)	7.53	3.7

4.5 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価結果を表 4.5-1 に示す。

また、セメント改良土及び置換コンクリートの最大接地圧分布図を図 4.5-1、図 4.5-2 に示す。

防潮堤（盛土堤防）の基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 4.5-1(1) 基礎地盤の支持性能評価結果（断面①，セメント改良土）

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
①	S _s -D1	(++)	0.7	4.4	0.16
		(-+)	0.7	4.4	0.16
		(+-)	0.7	4.4	0.16
		(--)	0.7	4.4	0.16
	S _s -D2	(++)	0.7	4.4	0.16
		(-+)	0.7	4.4	0.16
		(+-)	0.7	4.4	0.16
		(--)	0.7	4.4	0.16
	S _s -D3	(++)	0.6	4.4	0.14
		(-+)	0.6	4.4	0.14
		(+-)	0.7	4.4	0.16
		(--)	0.6	4.4	0.14
	S _s -F1	(++)	0.6	4.4	0.14
		(-+)	0.6	4.4	0.14
	S _s -F2	(++)	0.6	4.4	0.14
		(-+)	0.6	4.4	0.14
	S _s -F3	(++)	0.6	4.4	0.14
		(-+)	0.7	4.4	0.16
	S _s -N1	(++)	0.9	4.4	0.21
		(-+)	0.6	4.4	0.14
②	S _s -N1	(++)	0.8	4.4	0.19
③			0.9	4.4	0.21

表 4.5-1(2) 基礎地盤の支持性能評価結果 (断面①, 置換コンクリート)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
①	S _s -D1	(++)	2.3	11.4	0.21
		(-+)	2.6	11.4	0.23
		(+-)	2.3	11.4	0.21
		(--)	2.4	11.4	0.22
	S _s -D2	(++)	2.8	11.4	0.25
		(-+)	2.5	11.4	0.22
		(+-)	2.4	11.4	0.22
		(--)	2.4	11.4	0.22
	S _s -D3	(++)	1.9	11.4	0.17
		(-+)	2.3	11.4	0.21
		(+-)	2.2	11.4	0.20
		(--)	2.4	11.4	0.22
	S _s -F1	(++)	2.1	11.4	0.19
		(-+)	1.9	11.4	0.17
	S _s -F2	(++)	2.0	11.4	0.18
		(-+)	2.3	11.4	0.21
	S _s -F3	(++)	1.9	11.4	0.17
		(-+)	2.2	11.4	0.20
	S _s -N1	(++)	2.2	11.4	0.20
		(-+)	2.1	11.4	0.19
②	S _s -N1	(++)	2.2	11.4	0.20
③		(++)	2.3	11.4	0.21

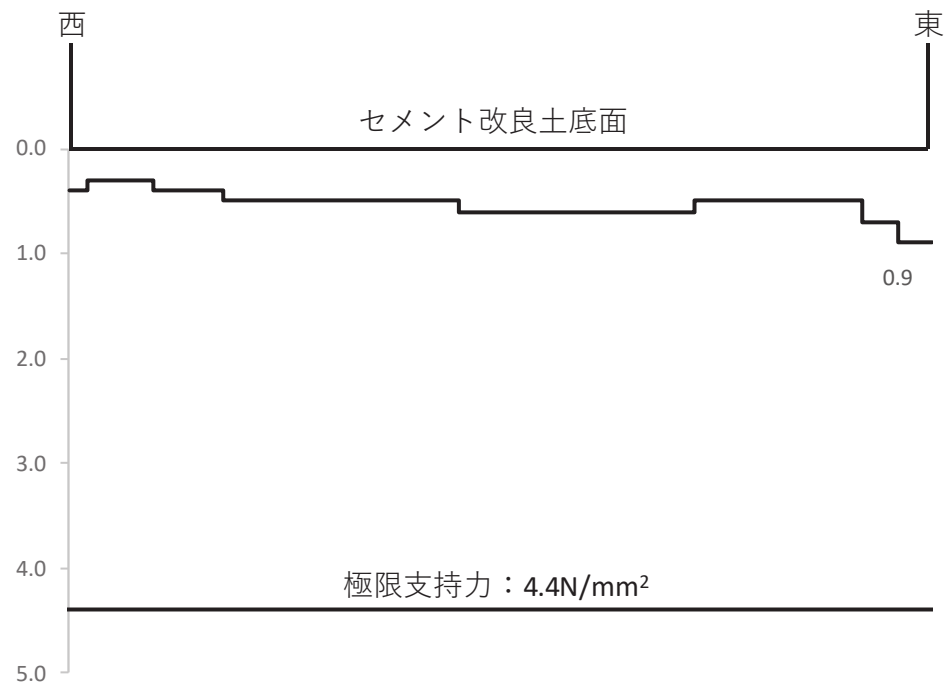


図 4.5-1 支持地盤の接地圧分布図（断面①，セメント改良土）
 (S s - N 1 (++))

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値 - 1 σ ）

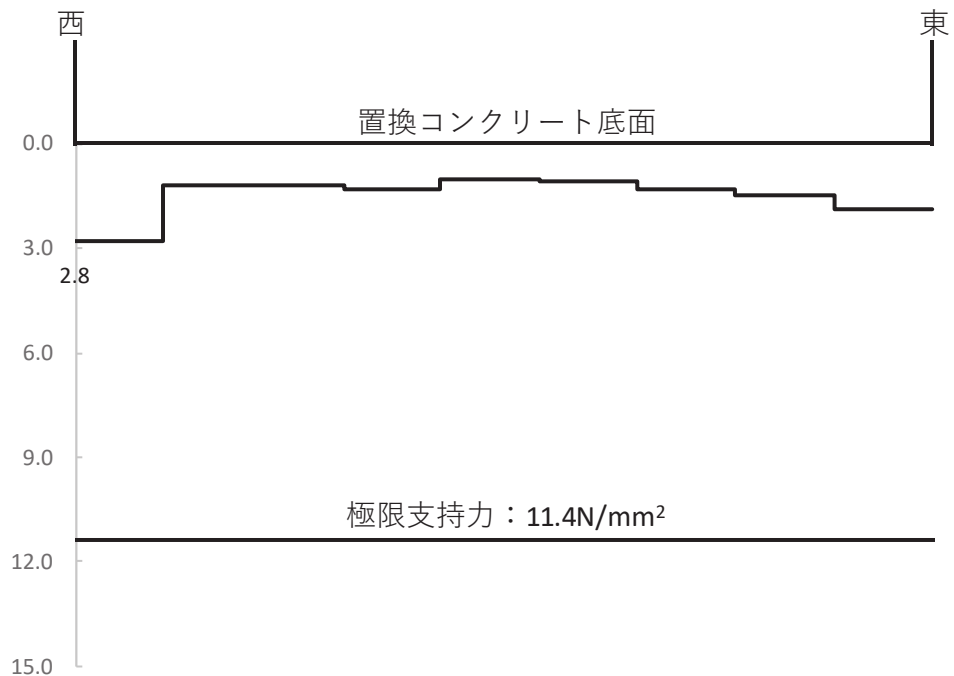


図 4.5-2 支持地盤の接地圧分布図（断面①，置換コンクリート）
 (S s - D 2 (++))

解析ケース①：基本ケース

5. 防潮堤（盛土堤防）の耐震性に関する影響検討

5.1 コンクリートの剛性の影響について

(1) 概要

防潮堤（盛土堤防）は、遡上波が敷地に流入することを防止するために設置するものであり、新設構造物である。

新設構造物については、「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」に示すとおり、許容応力度法による設計を行うなど、裕度を確保した設計とすることから、材料物性のばらつきを考慮した構造解析は実施しないこととし、「3.2 解析方法」に示すとおり、背面補強工及び置換コンクリートの材料物性のばらつきは考慮せずに耐震評価を行っている。

一方で、設置変更許可申請時に方針を示したとおり、背面補強工及び置換コンクリートの材料物性のばらつきが、どの程度防潮堤（盛土堤防）の耐震性の影響を与えるか検討した。

(2) 評価方針

a. 評価方針

評価対象断面、評価部位及び入力地震動については、「4. 評価結果」から解析ケース①（基本ケース）の結果において、照査値が最も厳しい「断面①、セメント改良土、 $S_s-N1(++)$ 」とする。

断面①の地震応答解析モデルを図 5.1-1 に示す。

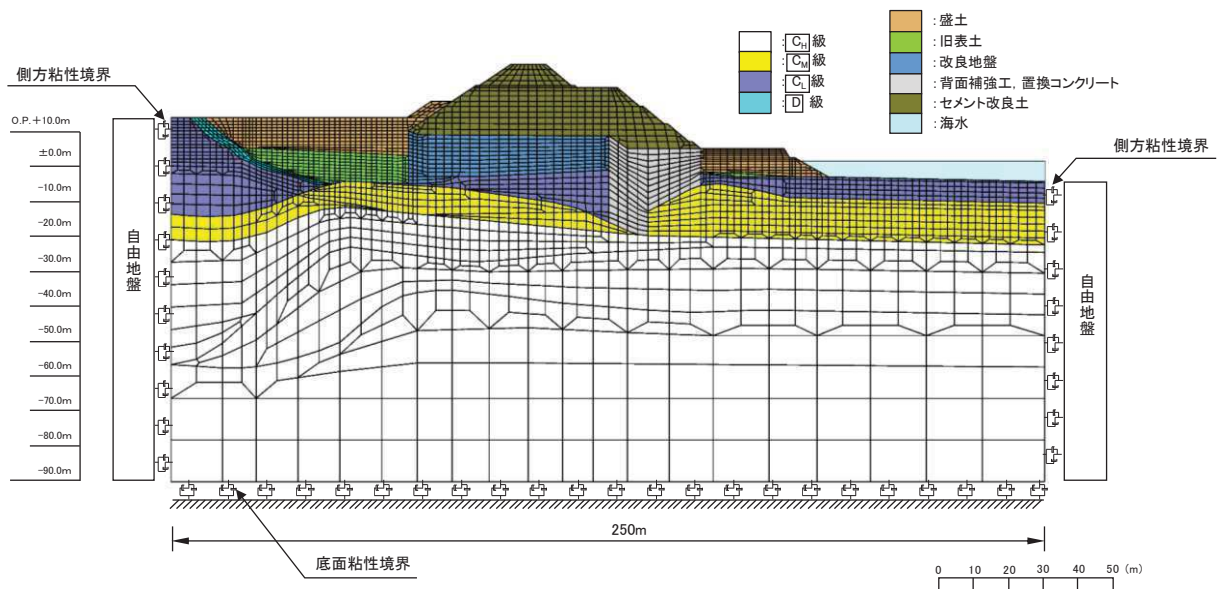


図 5.1-1 防潮堤（盛土堤防）の断面①の地震応答解析モデル

また、影響検討を行う解析ケースを表 5.1-1 に示す。表 5.1-1 に示す解析ケース①～③については、「4. 評価結果」にて評価を実施していることから、材料物性（コンクリート）に対して構造物の実強度に基づく圧縮強度を設定した解析ケース④を実施する。

表 5.1-1 解析ケース（防潮堤（盛土堤防））

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C ₁ 級岩盤, C ₂ 級岩盤, C ₃ 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース①* ¹ (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②* ¹	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③* ¹	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度* ²	平均値	平均値

注記*1: 「4. 評価結果」にて評価済み。

*2: 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

b. 新設構造物の圧縮強度の設定について

圧縮強度の設定に当たっては、「建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5N 原子力発電所における鉄筋コンクリート工事（日本建築学会，2013）」（以下「JASS 5N」という。）による方法，及び「日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準（日本原子力学会，2015）」（以下「日本原子力学会標準」という。）による方法を比較し，保守的な配慮として圧縮強度が大きい方の値を採用する。

(a) JASS 5N による圧縮強度の設定方法

JASS 5N の方法により推定される調合強度は，算定式の違い（以下に示す「式(1)」及び「式(2)」）から2つの値が得られるが，圧縮強度の推定値は大きい方の値とする。

JASS 5N による圧縮強度の設定方法の詳細を以下に示す。

イ. コンクリートの調合強度の算定

コンクリートの調合強度は，コンクリートの調合管理強度と構造体コンクリートの強度管理用供試体の圧縮強度の標準偏差を用いて算定する。

調合強度は，次の式(1)及び式(2)を満足するように定める。

$$F \geq F_m + 1.73 \sigma \quad \text{式(1)}$$

$$F \geq 0.85 F_m + 3 \sigma \quad \text{式(2)}$$

ここに F : コンクリートの調合強度 (N/mm^2)

F_m^{*1} : コンクリートの調合管理強度 (N/mm^2)

σ^{*2} : 構造体コンクリートの強度管理用供試体の圧縮強度の標準偏差 (N/mm^2)

注記 *1：以下の「ロ. コンクリートの調合管理強度の算定」に示す方法により求める。

*2： σ は以下に示す 2 つの方法により定めるが、設計上の配慮として圧縮強度が大きい方の値を採用する。

a. σ の値が工事の実績から類推できる場合はその値とする。表 5.1-2 に防潮堤（鋼管式鉛直壁）背面補強工の値を示す。

b. 工事の実績がなく、工事初期で σ の値が未知の場合は 3.5N/mm^2 もしくは $0.1(F_q + mS_n)^{*3}$ の大きい方の値とする。

*3： F_q はコンクリートの品質基準強度（設計基準強度もしくは 24N/mm^2 のうち大きい方の値）、 mS_n は標準養生した供試体の材齢 m 日における圧縮強度と構造体コンクリートの材齢 n 日における圧縮強度との差によるコンクリート強度の補正值を示す。

表 5.1-2 工事实績より類推する標準偏差（ σ ）

構造物名称	防潮堤（鋼管式鉛直壁）背面補強工*
セメントの種類	フライアッシュ B 種
設計基準強度（ N/mm^2 ）	30
材齢（日）	91
標準偏差 σ （ N/mm^2 ）	2.15

注記 *：2015～2016 年の工事实績

ロ. コンクリートの調合管理強度の算定

コンクリートの調合管理強度は、コンクリートの品質基準強度（設計基準強度もしくは 24N/mm^2 のうち大きい方の値）とコンクリート強度の補正值から算定する。

$$F_m \geq F_q + mS_n$$

ここに F_m ：コンクリートの調合管理強度（ N/mm^2 ）

F_q^{*1} ：コンクリートの品質基準強度（ N/mm^2 ）

mS_n^{*2} ：標準養生した供試体の材齢 m 日における圧縮強度と、構造体コンクリートの材齢 n 日における圧縮強度との差によるコンクリート強度の補正值を示す（ N/mm^2 ）。ただし、 mS_n は 0 以上の値とする。

注記 *1：設計基準強度もしくは 24N/mm^2 のうち大きい方の値を採用する。

*2： mS_n は図 5.1-2 を参照して定めるが、圧縮強度が大きくなるよう 6 を採用する。

表 5.1 構造体強度補正值_{28S₉₁}の標準値

セメントの種類	コンクリートの打込みから材齢 28 日までの予想平均養生温度 (°C)	
	$8 \leq \theta$	$0 \leq \theta < 8$
普通ポルトランドセメント	$8 \leq \theta$	$0 \leq \theta < 8$
フライアッシュセメント B 種	$9 \leq \theta$	$0 \leq \theta < 9$
中庸熱ポルトランドセメント	$11 \leq \theta$	$0 \leq \theta < 11$
中庸熱フライアッシュセメント	$11 \leq \theta$	$0 \leq \theta < 11$
低熱ポルトランドセメント	$14 \leq \theta$	$0 \leq \theta < 14$
構造体強度補正值 _{28S₉₁} (N/mm ²)	3	6

[注] 普通ポルトランドセメントおよびフライアッシュセメント B 種においては、暑中コンクリート工事の適用期間中は、補正値は 6N/mm²とする。

図 5.1-2 構造体強度補正値の_{28S₉₁}の標準値 (JASS 5N に加筆)

コンクリートの調和管理強度及び調合強度の算定を踏まえ、式(1)及び式(2)から算定される調合強度のうち大きい方の値を JASS 5N により算定される圧縮強度とする。

(b) 日本原子力学会標準による圧縮強度の設定方法

日本原子力学会標準に示す「コンクリート実強度の標準的なデータベース」に基づき、圧縮強度を設定する。「コンクリート実強度の標準的なデータベース」には、原子力発電所施設を対象に実機の 13 週管理コンクリートの実強度について調査・検討した結果が図 5.1-3 のとおり整理されている。

図 5.1-3 に示すとおり、コンクリートの打設から 1 年後の実強度は、設計基準強度の 1.40 倍 (平均値) であることに基づき、設計基準強度の 1.40 倍を日本原子力学会標準により算定される圧縮強度として設定する。

表 BZ.2 コンクリート実強度の統計値

	統計値	
	平均値	変動係数
13週シリンダー強度/設計基準強度 (13週管理)	1.35	0.07
1年シリンダー強度/13週シリンダー強度	1.1	—
実強度(1年)/1年シリンダー強度	0.95	0.11
実強度(1年)/設計基準強度(13週管理)	1.40	0.13

図 5.1-3 コンクリート実強度の統計値 (日本原子力学会標準に加筆)

(c) 新設する構造物に設定する圧縮強度について

新設する構造物のコンクリートの圧縮強度は、JASS 5Nにより算定される圧縮強度と日本原子力学会標準により算定される圧縮強度のうち大きい方の値を採用する。置換コンクリートで設定する圧縮強度を表 5.1-3 に示す。

なお、同等の配合となる防潮堤（鋼管式鉛直壁）背面補強工は施工済であることから、「(a)イ. コンクリートの調合強度の算定（注記*2）」の「a.」及び「b.」に示す方法のうち大きい方の値を標準偏差 σ として定め、圧縮強度を推定した。

表 5.1-3 新設する構造物に設定する圧縮強度

	置換コンクリート
セメントの種類	フライアッシュ B 種
設計基準強度 (N/mm ²)	30
圧縮強度① (N/mm ²) *1	<u>42.2</u>
圧縮強度② (N/mm ²) *2	42.0
圧縮強度の採用値 (N/mm ²) *3	<u>42.2</u>

注記 *1：JASS 5N により推定される圧縮強度

*2：日本原子力学会標準により推定される圧縮強度

*3：下線：圧縮強度①と圧縮強度②を比較して大きい方の値

(3) 評価結果

材料物性（コンクリート）のばらつきによる評価結果を表 5.1-4 に示す。

本検討の結果、材料物性（コンクリート）のばらつきの影響はわずかであり、その影響が小さいことを確認した。

表 5.1-4 セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面①）

解析ケース	地震動		発生時刻(s)	最小すべり安全率
①*	Ss-N1	(++)	7.55	3.1
②*	Ss-N1	(++)	7.55	3.2
③*	Ss-N1	(++)	7.55	3.0
④	Ss-N1	(++)	7.55	3.1

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.1 防潮堤の設計に関する補足説明
- 6.1.4 防潮堤（盛土堤防）の強度計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	4
2.4 適用基準	8
3. 強度評価方法	10
3.1 記号の定義	10
3.2 評価対象断面及び部位	11
3.3 荷重及び荷重の組合せ	15
3.4 許容限界	20
3.5 評価方法	22
4. 評価結果	47
4.1 津波時	47
4.2 重畳時	52
5. 防潮堤（盛土堤防）の強度評価に関する影響検討	67
5.1 基準地震動 S_s 後の剛性低下の影響について	67

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、防潮堤（盛土堤防）が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、施設・地盤の構造健全性を保持すること、十分な支持性能を有する地盤に設置していること及び有意な漏えいを生じさせないことを確認するものである。

なお、本資料においては各照査値が最も厳しいケースだけでなく、検討した全ケースの結果を示している。

また、防潮堤（盛土堤防）の強度評価においては、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約 1 m の地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

2. 基本方針

2.1 位置

防潮堤（盛土堤防）の範囲を図 2.1-1 に示す。

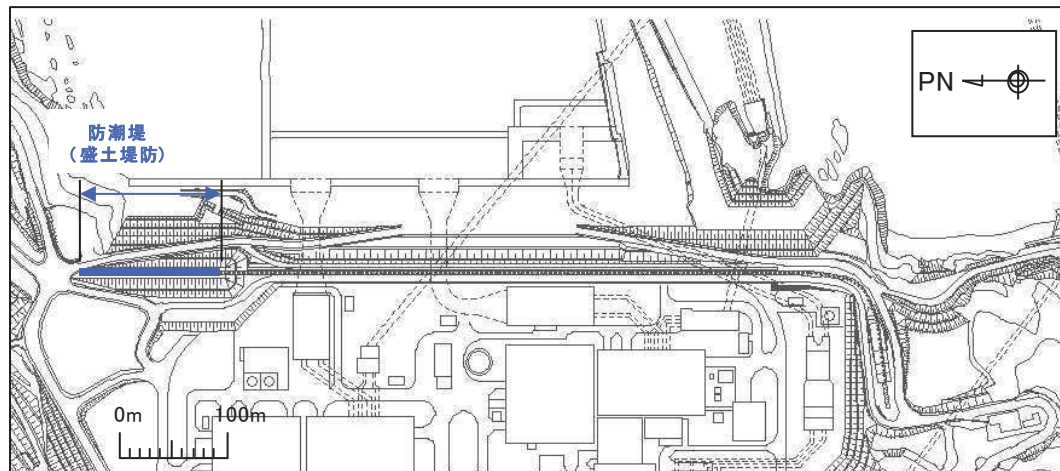


図 2.1-1 防潮堤（盛土堤防）の範囲

2.2 構造概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）は，入力津波による浸水高さ（防潮堤前面：O.P.+24.4m）に対して余裕を考慮した天端高さ（O.P.+29.0m）とする。

防潮堤（盛土堤防）は，改良地盤に設置されたセメント改良土による堤体と，基礎地盤のすべり安定性を確保する観点から設置する置換コンクリートで構成される。

防潮堤（盛土堤防）の構造図を図 2.2-1 に示す。

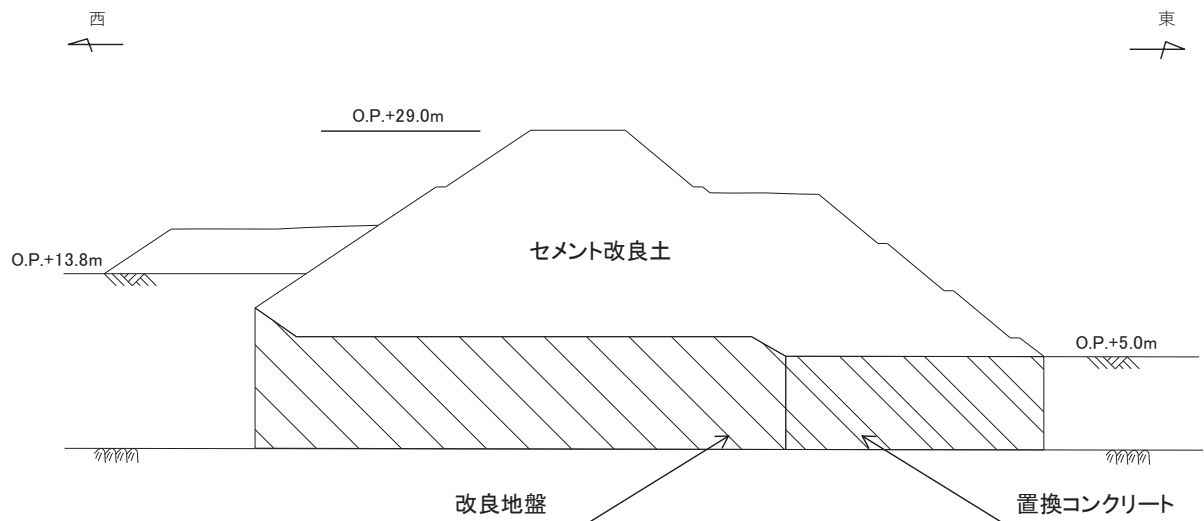


図 2.2-1 防潮堤（盛土堤防）の構造図

2.3 評価方針

防潮堤（盛土堤防）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

防潮堤（盛土堤防）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」において設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて実施する。強度評価では、「3. 強度評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて評価し、「4. 評価結果」より、防潮堤（盛土堤防）の評価対象部位のすべり安全率が許容限界を満足することを確認する。

防潮堤（盛土堤防）の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。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。）について行う。

防潮堤（盛土堤防）の耐津波設計における要求機能と設計評価方針を表 2.3-1 に、評価項目を表 2.3-2 に示す。

防潮堤（盛土堤防）の強度評価は、設計基準対象施設として表 2.3-2 の防潮堤（盛土堤防）の評価項目に示すとおり、施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することにより、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

施設・地盤の健全性評価については、施設・地盤ごとに定める照査項目（すべり安全率）が許容限界を満足することを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に生じる接地圧が許容限界以下であることを確認する。

防潮堤（盛土堤防）の強度評価の検討フローを図 2.3-1 に示す。

なお、重畳時の評価における入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ を 1 次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。

表 2.3-1 防潮堤（盛土堤防）の耐津波設計における要求機能と設計評価方針

施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計			構造強度設計				設計に用いる許容限界
			性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 (評価方針)	評価対象部位	機能損傷モード		
								応力等の状態	限界状態	
防潮堤（盛土堤防）	<p>【1.4.1 設計方針】 津波防護施設については、「1.2 入力津波の設定」で設定している繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、津波防護対象設備の要求される機能を損なうおそれがないよう以下の機能を満足する設計とする。</p> <p>【1.4.1(1)津波防護施設】 津波防護施設は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。</p> <p>【1.4.1(1)津波防護施設】 津波防護施設のうち防潮堤については、入力津波高さを上回る高さで設置し、止水性を保持する設計とする。</p> <p>【1.4.2 荷重の組合せ及び許容限界】 津波防護施設の設計に当たっては、津波による荷重及び津波以外の荷重を適切に設定し、それらの組合せを考慮する。また、想定される荷重に対する部材の健全性及び構造安定性について適切な許容限界を設定する。</p>	津波防護施設は、繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	防潮堤（盛土堤防）は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した高さまでの施工により止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。	防潮堤（盛土堤防）は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、 ①入力津波による浸水高さ（防潮堤前面：0.P.+24.4m）に対して余裕を考慮した天端高さ0.P.+29.0mとし、防潮堤（鋼管式鉛直壁）と合わせて敷地を取り囲むように設置する設計とする。 ②防潮堤（盛土堤防）は、セメント改良土及び置換コンクリートで構成され、十分な支持性能を有する岩盤及び改良地盤に支持する設計とする。 ③防潮堤（盛土堤防）は、十分に透水係数の低いセメント改良土、置換コンクリート及び改良地盤による止水性（難透水性）を保持し、津波の波力による侵食や洗掘、地盤中からの回り込みによる浸水を防止する設計とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、岩盤又は改良地盤に支持されるセメント改良土による盛土構造とし、すべり安定性を確保するために、改良地盤の海側に置換コンクリートを設置する。地震後、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とともに、十分に低い透水性の材料とすることにより、有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、盛土堤防を支持する岩盤及び改良地盤に作用する接地圧が極限支持力以下であることを確認する。	基礎地盤 (岩盤、改良地盤)	支持力	支持機能を喪失する状態	【極限支持力とする。】
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、セメント改良土の健全性、堤体高さ及び止水性（難透水性）を保持する設計とするために、セメント改良土がすべり破壊しないこと（内的安定保持）を確認する。	セメント改良土	すべり安全率	健全性及び止水性を喪失する状態	【「耐津波設計に係る工認審査ガイド」に基づき、すべり安全率1.2以上とする。】
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、置換コンクリートの健全性及び止水性（難透水性）を保持する設計とするために、置換コンクリートがすべり破壊しないこと（内的安定保持）を確認する。	置換コンクリート	すべり安全率	健全性及び止水性を喪失する状態	【「耐津波設計に係る工認審査ガイド」に基づき、すべり安全率1.2以上とする。】
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、改良地盤の健全性及び止水性（難透水性）を保持する設計とするために、改良地盤がすべり破壊しないこと（内的安定保持）を確認する。	改良地盤	すべり安全率	健全性及び止水性を喪失する状態	【「耐津波設計に係る工認審査ガイド」に基づき、すべり安全率1.2以上とする。】

赤字：荷重条件 緑字：要求機能 青字：対応方針

表 2.3-2 防潮堤（盛土堤防）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	施設・地盤の健全性	セメント改良土	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率 1.2 以上
		置換コンクリート	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率 1.2 以上
		改良地盤	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力(接地圧)が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を損なわないこと	施設・地盤の健全性	セメント改良土	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率 1.2 以上
		置換コンクリート	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率 1.2 以上
		改良地盤	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力(接地圧)が許容限界以下であることを確認	極限支持力*

注記 * : 妥当な安全余裕を考慮する。

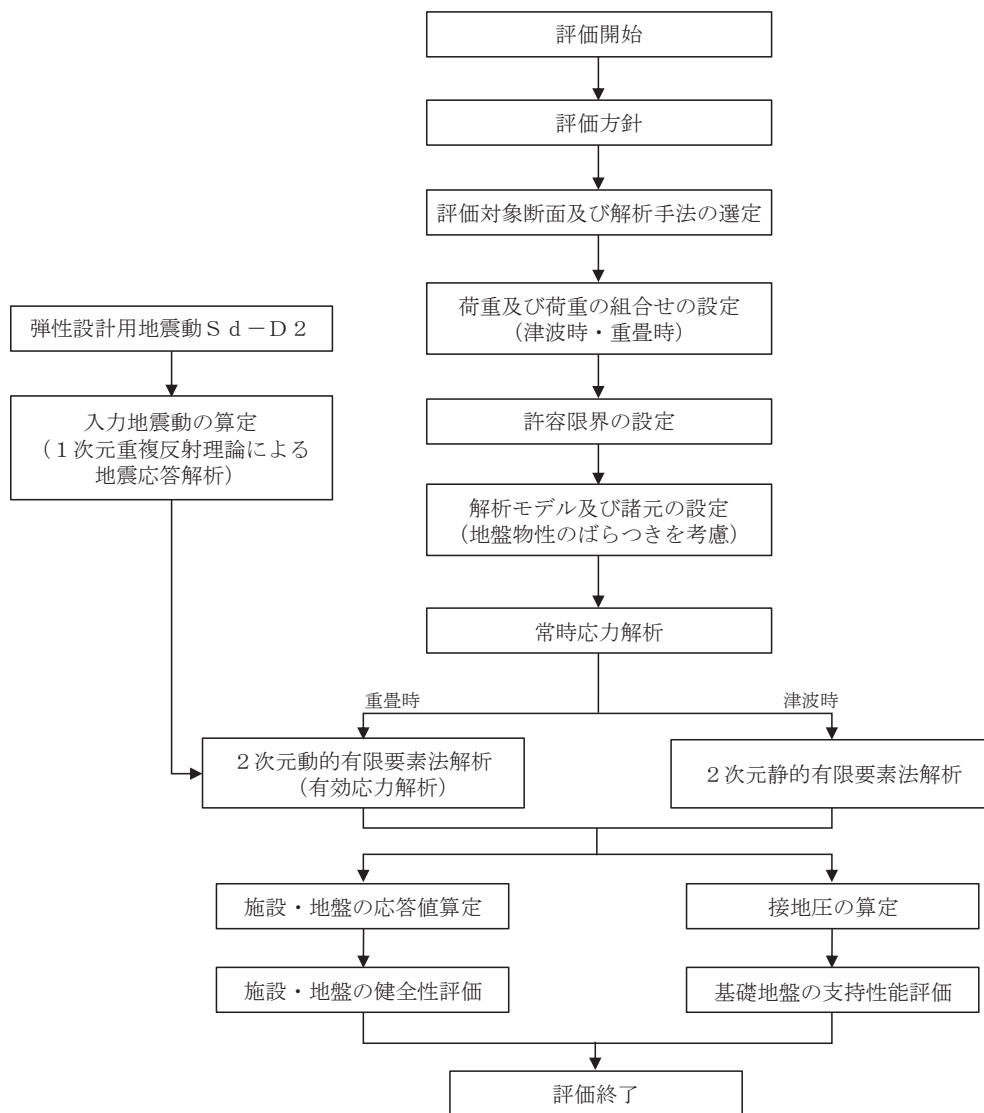


図 2.3-1 防潮堤（盛土堤防）の強度評価の検討フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)
- 耐津波設計に係る工認審査ガイド (原子力規制委員会, 平成 25 年 6 月制定) (以下「耐津波設計に係る工認審査ガイド」という。)
- 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)
- コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] (土木学会, 2013 年制定)
- 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (日本電気協会)
- Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

表 2.4-1 適用する規格, 基準類

項目		適用する規格, 基準類	備考
使用材料及び材料定数		<ul style="list-style-type: none"> ・ コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年) 	
荷重		<ul style="list-style-type: none"> ・ Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 衝突荷重の設定
荷重及び荷重の組合せ		<ul style="list-style-type: none"> ・ コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年) ・ 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) 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組み合わせを検討
許容限界	置換コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> ・ コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年) ・ コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] (土木学会, 2013 年制定) ・ 耐津波設計に係る工認審査ガイド 	<ul style="list-style-type: none"> ・ すべり安全率が 1.2 以上であることを確認
	改良地盤及びセメント改良土	<ul style="list-style-type: none"> ・ 耐津波設計に係る工認審査ガイド 	
地震応答解析		<ul style="list-style-type: none"> ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社)日本電気協会) 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P	kN/m ²	積載荷重
P _s	kN/m ²	積雪荷重
P _k	kN/m ²	風荷重
P _t	kN/m ²	遡上津波荷重
P _c	kN	衝突荷重
K _{Sd}	—	余震荷重
P _d	kN/m ²	動水圧
γ _w	kN/m ³	海水の単位体積重量
ρ	kg/m ³	海水の密度

3.2 評価対象断面及び部位

3.2.1 評価対象断面

防潮堤（盛土堤防）の評価対象断面は、設置変更許可段階における構造成立性評価断面として選定した断面を基本とした上で、「補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料」の「5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について」に記載したとおり、耐津波評価においては、構造的特徴、周辺地盤状況、地下水位及び入力津波が耐津波評価結果に及ぼす影響の観点から、耐津波評価上厳しいと考えられる断面を評価対象断面として選定する。

防潮堤（盛土堤防）の評価対象断面は、斜面形状であり傾斜方向への変形が支配的である横断方向を評価対象とする。防潮堤（盛土堤防）の総延長は約 120m であり、横断方向の断面では大きな構造的特徴はなく、防潮堤（盛土堤防）を I 区間として評価対象断面を選定する。

評価対象断面選定結果を表 3.2-1 に、評価対象断面位置を図 3.2-1 に、評価対象断面を図 3.2-2～図 3.2-3 に示す。

評価対象断面選定の詳細については、「5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について 5.10.3 防潮堤（盛土堤防）」に示す。

表 3.2-1 評価対象断面選定結果

評価対象断面		①岩盤上面の深さ (セメント改良土の 厚さ)	②C ₄ 級岩盤上面 深さ	③盛土+旧表土 厚さ	④旧表土厚さ
I 区 間	断面①*	○：岩盤上面が最も 深い	○：C ₄ 級岩盤上面が 最も深い	○：盛土+旧表土が 最も厚い	○：旧表土が最も厚 い

注記 *：設置変更許可段階における基礎地盤の安定性評価及び構造成立性評価で示した断面

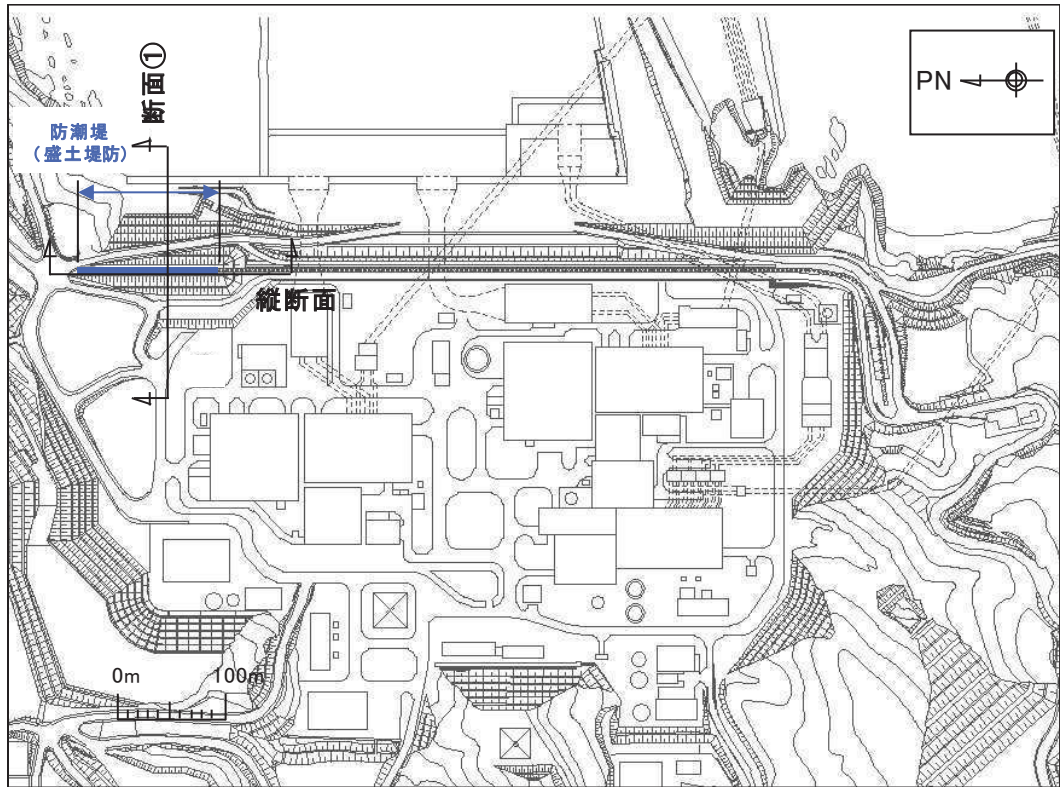


図 3.2-1 防潮堤（盛土堤防）の評価対象断面位置図

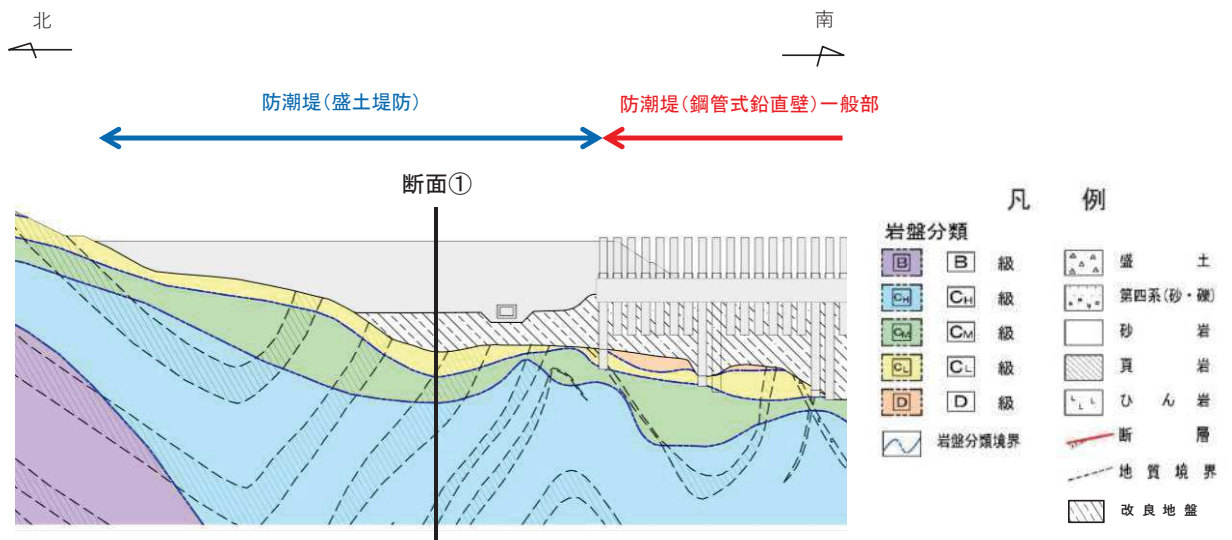


図 3.2-2 防潮堤（盛土堤防）の縦断図

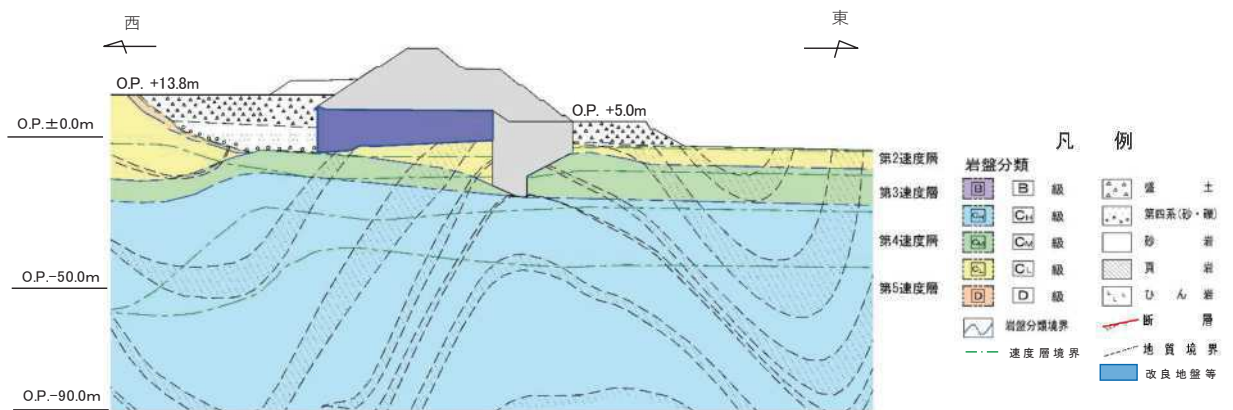


図 3.2-3 評価対象断面（断面①）

3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は、防潮堤（盛土堤防）の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

(1) 施設・地盤の健全性評価

施設・地盤の健全性に係る評価対象部位は、セメント改良土、置換コンクリート及び改良地盤とする。

(2) 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、表 3.2-2 のとおりセメント改良土及び置換コンクリートを支持する基礎地盤とする。

表 3.2-2 各施設を支持する基礎地盤

評価断面	施設	基礎地盤
断面①	セメント改良土	改良地盤
	置換コンクリート	牧の浜部層*

* : C_M級岩盤以上の岩盤が対象

3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

3.3.1 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、積雪荷重を含めて地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

(3) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重として、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^2 の積雪荷重が作用することを考慮する。

(4) 風荷重 (P_k)

海側は津波により水位が上昇しているため、海側から敷地側への風荷重は考慮しない。また、逆方向である敷地側から海側に風荷重が作用する場合を想定するが、この方向は遡上津波荷重を打ち消す側に荷重が作用するため、風荷重は考慮しない。

(5) 遡上津波荷重 (P_t)

遡上津波荷重については、防潮堤前面における入力津波水位標高と防潮堤前面の地盤標高の差分の 1/2 倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。遡上津波波圧を表 3.3-1 に示す。

表 3.3-1 遡上津波波圧

防潮堤 天端高 (O.P. (m))	入力津波高 (O.P. (m))	防潮堤前面の 地盤高 (O.P. (m))	設計用 浸水深 (m)	防潮堤 天端波圧 (kN/m^2)	防潮堤前面の 地盤高での波圧 (kN/m^2)
29.0	24.4	3.0	11.95*	74.3	336.9

注記 * : 設計用浸水深は 10.7(m) であるが、保守的に防潮堤 (鋼管式鉛直壁) のうち一般部の設計用浸水深 11.95(m) (防潮堤前面地盤高 : O.P. +0.5m) を採用し、遡上津波荷重を設定。

(6) 衝突荷重 (P_c)

衝突荷重については、2.15 t の車両を対象に「FEMA (2012) *」式による漂流物荷重に余裕を考慮して設定する。

衝突荷重を表 3.3-2 に示す。

注記 * : FEMA (2012) : Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

表 3.3-2 衝突荷重

流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
13	2000

(7) 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。

3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-3～表 3.3-5 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分し、荷重の作用図を図 3.3-1 及び図 3.3-2 に示す。

表 3.3-3 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P + P_t + P_c$
重畳時	$G + P + P_t + K_{sd}$

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (積雪荷重 P_s を含めて 4.9kN/m^2)

P_t : 遡上津波荷重

P_c : 衝突荷重

K_{sd} : 余震荷重

表 3.3-4 荷重の組合せ（津波時）

種別		荷重		算出方法
永久 荷重	常時 考慮 荷重	躯体重量	○	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・配管荷重	○	積載荷重に含めて考慮する。
		土被り荷重	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	○	積雪荷重及び機器・配管荷重を含めて 4.9kN/m^2 を考慮する。
	静止土圧		○	常時応力解析により設定する。
	外水圧		—	外水圧は考慮しない。
	内水圧		—	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積載荷重に含めて考慮する。
風荷重		—	海側は津波により水位が上昇しているため、海側から敷地側への風荷重は考慮しない。また、逆方向は遡上津波荷重を打ち消す側に荷重が作用するため、風荷重は考慮しない。	
偶発荷重	津波波圧		○	津波による波圧を考慮する。
	衝突荷重		○	2.15t の車両の漂流物衝突を考慮する。
	余震荷重		—	余震荷重は考慮しない。
	動水圧		—	動水圧は考慮しない。

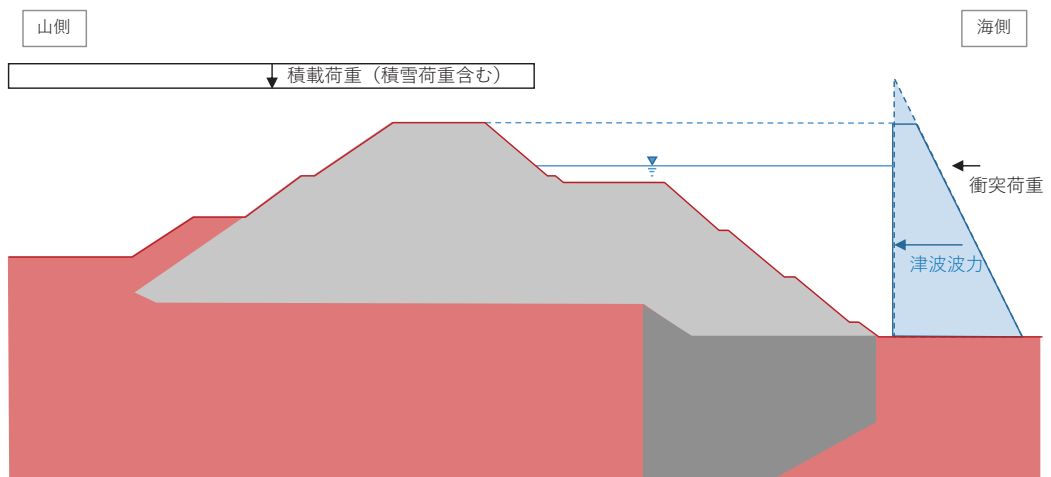


図 3.3-1 荷重作用図（津波時）

表 3.3-5 荷重の組合せ（重畳時）

種別		荷重		算出方法
永久 荷重	常時 考慮 荷重	躯体重量	○	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・配管荷重	○	積載荷重に含めて考慮する。
		土被り荷重	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	○	積雪荷重及び機器・配管荷重を含めて 4.9kN/m^2 を考慮する。
	静止土圧	○	常時応力解析により設定する。	
	外水圧	—	外水圧は考慮しない。	
	内水圧	—	内水はないため考慮しない。	
	積雪荷重	○	積載荷重に含めて考慮する。	
	風荷重	—	海側は津波により水位が上昇しているため、海側から敷地側への風荷重は考慮しない。また、逆方向は遡上津波荷重を打ち消す側に荷重が作用するため、風荷重は考慮しない。	
偶発荷重	津波波圧	○	津波による波圧を考慮する。	
	衝突荷重	—	漂流物の衝突は考慮しない。	
	余震荷重	○	弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。	
	動水圧	○	動水圧を考慮する。	

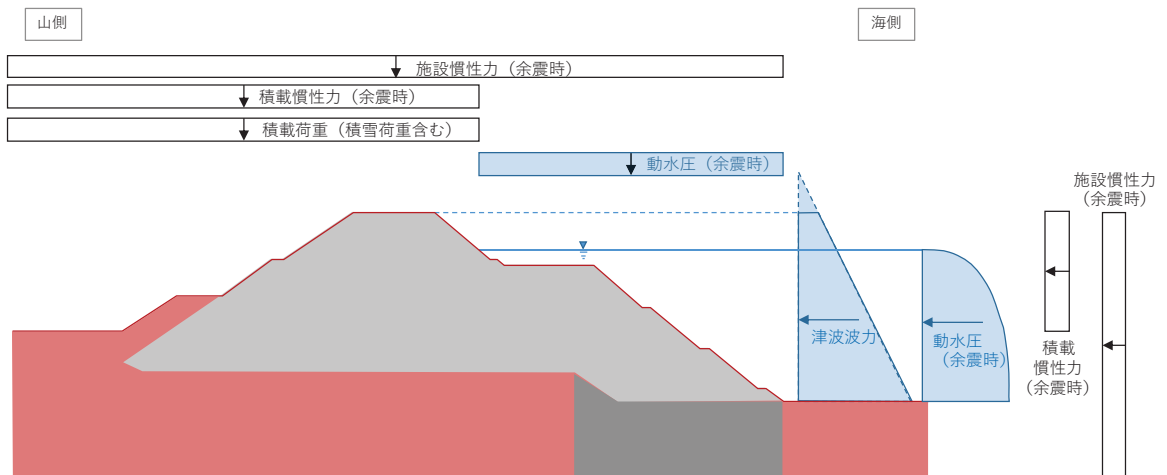


図 3.3-2 荷重作用図（重畳時）

3.4 許容限界

許容限界は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象部位の応力や変形の状態を考慮し、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

3.4.1 セメント改良土

セメント改良土の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」に基づき、表 3.4-1 に示すすべり安全率とする。

表 3.4-1 セメント改良土の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

3.4.2 置換コンクリート

置換コンクリートの許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し、表 3.4-2 に示すすべり安全率とする。

表 3.4-2 置換コンクリートの許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

3.4.3 改良地盤

改良地盤の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し、表 3.4-3 に示すすべり安全率とする。

表 3.4-3 改良地盤の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

3.4.4 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、支持力試験により設定する。基礎地盤の許容限界を表 3.4-4 に示す。

表 3.4-4 基礎地盤の支持力に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)
極限支持力	牧の浜部層	11.4*
	改良地盤	4.4

注記 * : C_M級岩盤以上の岩盤が対象

3.5 評価方法

防潮堤（盛土堤防）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

3.5.1 津波時

(1) 解析方法

津波時に発生する応答値は、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づく荷重を作用させて2次元静的有限要素法解析により算定する。なお、衝突荷重は入力津波水位 (O. P. +24. 4m) に作用させる。

解析コードは、2次元静的有限要素法解析に「FLIP Ver7. 3. 0_2」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

a. 施設

セメント改良土は非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）、置換コンクリートは線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

b. 材料物性及び地盤物性のばらつき

図 3. 2-3 に示すとおり、防潮堤（盛土堤防）の周辺には、主として旧表土、盛土、D級岩盤、セメント改良土及び改良地盤が分布しており、これらの地盤の剛性が津波時に防潮堤（盛土堤防）の挙動に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

解析ケースを表 3. 5-1 に示す。

c. 解析ケース

津波時においては、表 3. 5-1 に示すケース①～③を実施する。

表 3. 5-1 解析ケース（防潮堤（盛土堤防））

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土、盛土、D級岩盤、 セメント改良土、改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C _L 級岩盤、C _M 級岩盤、 C _H 級岩盤、B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値

(2) 解析モデル及び諸元

a. 解析モデル

防潮堤（盛土堤防）の解析モデルを図 3.5-1 に示す。

(a) 解析領域

解析領域は、「3.5.2 重畳時」に示す。

(b) 境界条件

境界条件は、「3.5.2 重畳時」に示す。

(c) 構造物のモデル化

セメント改良土は非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）、置換コンクリートは線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

(d) 地盤のモデル化

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。D級岩盤、改良地盤及び盛土・旧表土は非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）でモデル化する。

なお、岩盤は砂岩でモデル化する。

(e) 海水のモデル化

海水は液体要素でモデル化する。なお、遡上津波荷重は別途考慮する。

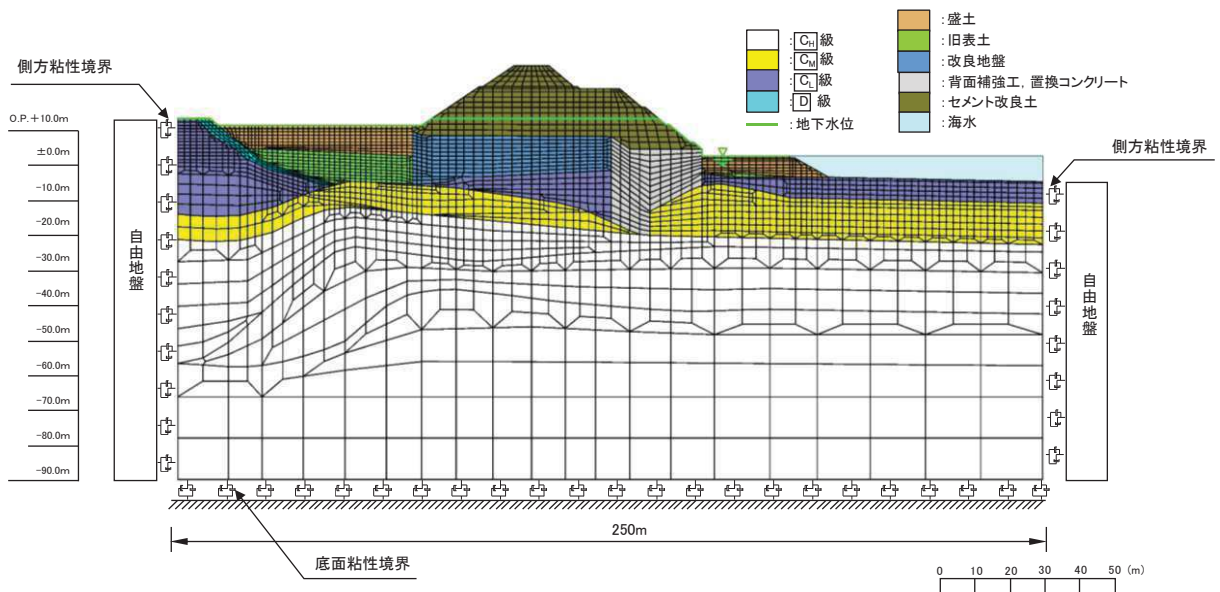


図 3.5-1 防潮堤（盛土堤防）の解析モデル（断面①）

b. 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5-2 に、材料の物性値を表 3.5-3 に示す。なお、セメント改良土及び改良地盤の物性値は、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。

表 3.5-2 使用材料

材料	諸元
コンクリート (置換コンクリート)	設計基準強度：30 N/mm ²

表 3.5-3 材料の物性値

材料	単位 体積重量 (kN/m ³)	せん断 強度 (N/mm ²)	内部 摩擦角 (°)	引張 強度 (N/mm ²)	残留 強度 (N/mm ²)	ヤング 係数 (N/mm ²)	ポアソン 比
コンクリート (置換コンクリート)	22.5*1	6.00*2	-*3	2.22*1	-*3	2.80×10 ⁴ *1	0.2*1

注記 *1：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）

*2：コンクリート標準示方書〔ダムコンクリート編〕（土木学会，2013年制定）

*3：内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

c. 地盤の物性値

改良地盤を含む地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の解析用物性値を表 3.5-4～表 3.5-7 に示す。

表 3.5-4(1) 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

岩種・岩級		物理特性	強度特性			変形特性				
		単位体積重量 γ (kN/m ³)	静的・動的特性			静的特性		動的特性		
			せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
[B]級	砂岩	26.4	1.29	54.0	$1.12 \sigma^{0.74}$	4,100	0.21	表 3.5-4(2) 参照	0.03	
[C _H]級		26.2	1.29	54.0	$1.12 \sigma^{0.74}$	1,900	0.19		0.03	
[C _M]級		25.5	0.78	50.0	$1.09 \sigma^{0.72}$	1,200	0.24		0.03	
[C _L]級		23.1	0.46	44.0	$0.73 \sigma^{0.76}$	250	0.26		0.03	
[D]級		20.2	0.10	24.0	$0.41 \sigma^{0.49}$	78	0.38	$G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}$ $G_d / G_0 =$ $1 / (1 + 119 \gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085 \gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	

表 3.5-4(2) 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 ν_d
B級 及び C _H 級	砂岩	第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
		第5速度層	16.8×10^3	0.33
		第1速度層	0.2×10^3	0.48
C _M 級	砂岩	第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
		第5速度層	16.8×10^3	0.33
		第1速度層	0.2×10^3	0.48
C _L 級	砂岩	第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第1速度層	0.2×10^3	0.48
D級	砂岩	第1速度層	表 3.5-4(1) 参照	0.48
		第2速度層		0.45

表 3.5-5 地盤の解析用物性値（盛土他）

岩種・岩級	物理特性	強度特性				変形特性				
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	静的・動的特性				静的特性		動的特性		
		せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
盛土	20.6	0.06	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00036)^{*1}$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$
旧表土	19.0	0.08	26.2	—	$0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$	$302 \sigma^{0.80}$	0.40	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00087)$	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.0201 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.0911 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
断層 及びシーム ^{*2}	18.6	0.067	22.2	—	$0.067 + \sigma \tan 22.2^\circ$	圧縮方向 $124.5 \sigma^{0.90}$ せん断方向 $44.43 \sigma^{0.90}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.0012)^{*1}$	0.46	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089 (\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
セメント改良土	21.6	0.65	44.3	0.46	$0.21 + \sigma \tan 40.9^\circ$	690	0.26	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00085)$	0.36	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.0311 \log \gamma$
改良地盤	20.6	1.39	22.1	0.65	$0.51 + \sigma \tan 34.6^\circ$	4,480	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00136)$	0.35	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.0501 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$

*1：残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間

$$G_0 = E_s / 2 (1 + \nu_s), \quad G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / \gamma_m), \quad \gamma_m = \tau_f / G_0$$

*2：断層及びシームの狭在物は、「粘土状」、「砂状」、「鱗片上」等の性状が確認されているが、そのうち最も強度の小さい粘土状物質にて試験を行い解析用物性値を設定している

表 3.5-6 地盤の解析用物性値（液状化検討対象層）

		旧表土	盛土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.94 (1.88) *	2.10 (1.90) *	
	間隙率 n	0.437	0.363	
変形特性	動せん断 弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	2.110×10^5	7.071×10^4	
	基準平均 有効拘束圧 σ_{ma} (kN/m ²)	1.0×10^3	1.0×10^3	
	ポアソン比 ν	0.40	0.40	
	減衰定数 の上限値 h_{mx}	0.220	0.183	
強度特性	粘着力 c (N/mm ²)	0.08 (0.00) *	0.06 (0.10) *	
	内部摩擦角 ϕ (°)	26.2 (38.7) *	30.0 (33.9) *	
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28.0	28.0	
	液状化パラメータ	S_1	0.005	0.005
		w_1	1.3	14.0
		p_1	1.2	1.0
		p_2	0.8	0.6
		c_1	2.75	2.8

注記 * : 括弧内の数字は、地下水位以浅の値を表す。

表 3.5-7 地盤の解析用物性値（非液状化検討対象層）

		D 級岩盤	改良地盤	セメント改良土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.06 (1.95)*	2.10 (2.00)*	2.20	
	間隙率 n	0.349	0.00	0.00	
変形特性	動せん断 弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	2.000×10^5	1.94×10^6 (1.84×10^6)	1.67×10^6	
	基準平均 有効拘束圧 σ'_{ma} (kN/m ²)	1.0×10^3	1.0×10^3	1.0×10^3	
	ポアソン比 ν	第1 速度層	0.48	0.35	0.36
		第2 速度層	0.44(狐崎部層) 0.45(牧の浜部層)		
減衰定数 の上限値 h_{max}		0.113	0.113	0.080	
強度特性	粘着力 c (N/mm ²)	0.10	1.39	0.65	
	内部摩擦角 ϕ (°)	24.0	22.1	44.3	

注記 * : 括弧内の数字は、地下水位以浅の値を表す。

d. 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位を図 3.5-1 及び表 3.5-8 に示す。

表 3.5-8 設計用地下水位

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
防潮堤（盛土堤防）	断面①	地表面に設定する。

(3) 評価方法

防潮堤（盛土堤防）の強度評価は、津波時に発生する応力が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

a. セメント改良土

セメント改良土の評価は、セメント改良土を通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。

すべり安全率の算定フローを図 3.5-2 に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として求める。想定すべり線は、セメント改良土の端部を基点として±5° 間隔で設定し、最も厳しいすべり線として、最小すべり安全率のすべり線を選定する。セメント改良土の想定すべり線を図 3.5-3 に示す。

また、セメント改良土の強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値－1σ強度）についても実施する。その際の解析ケースはケース①（基本ケース）とする。

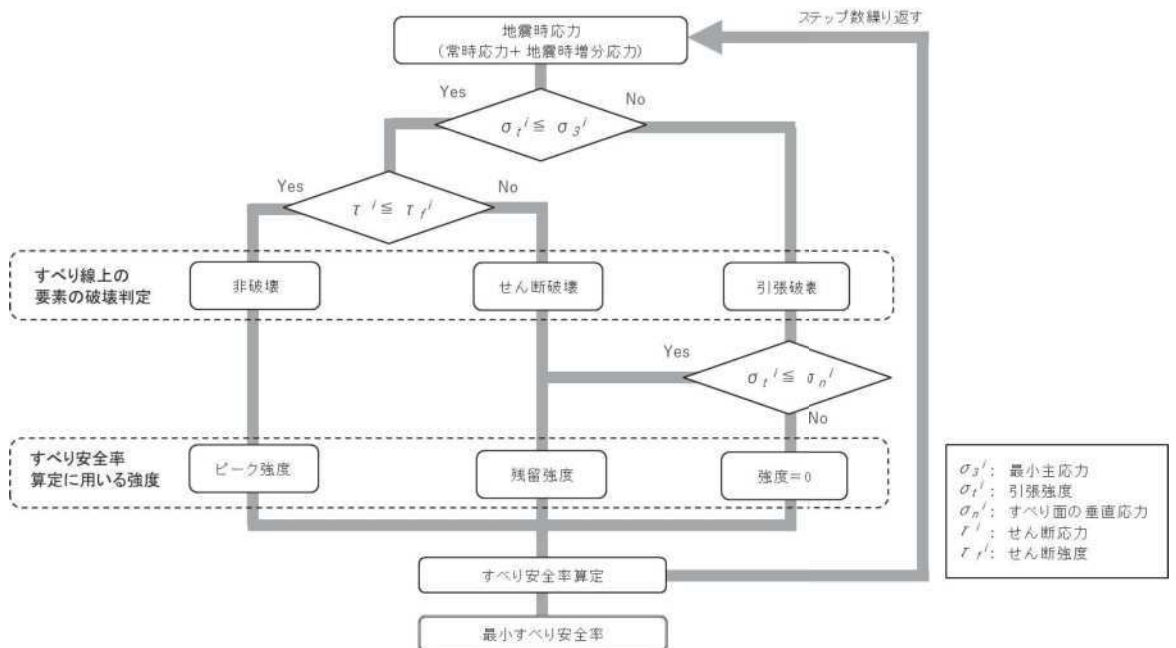


図 3.5-2 すべり安全率算定のフロー

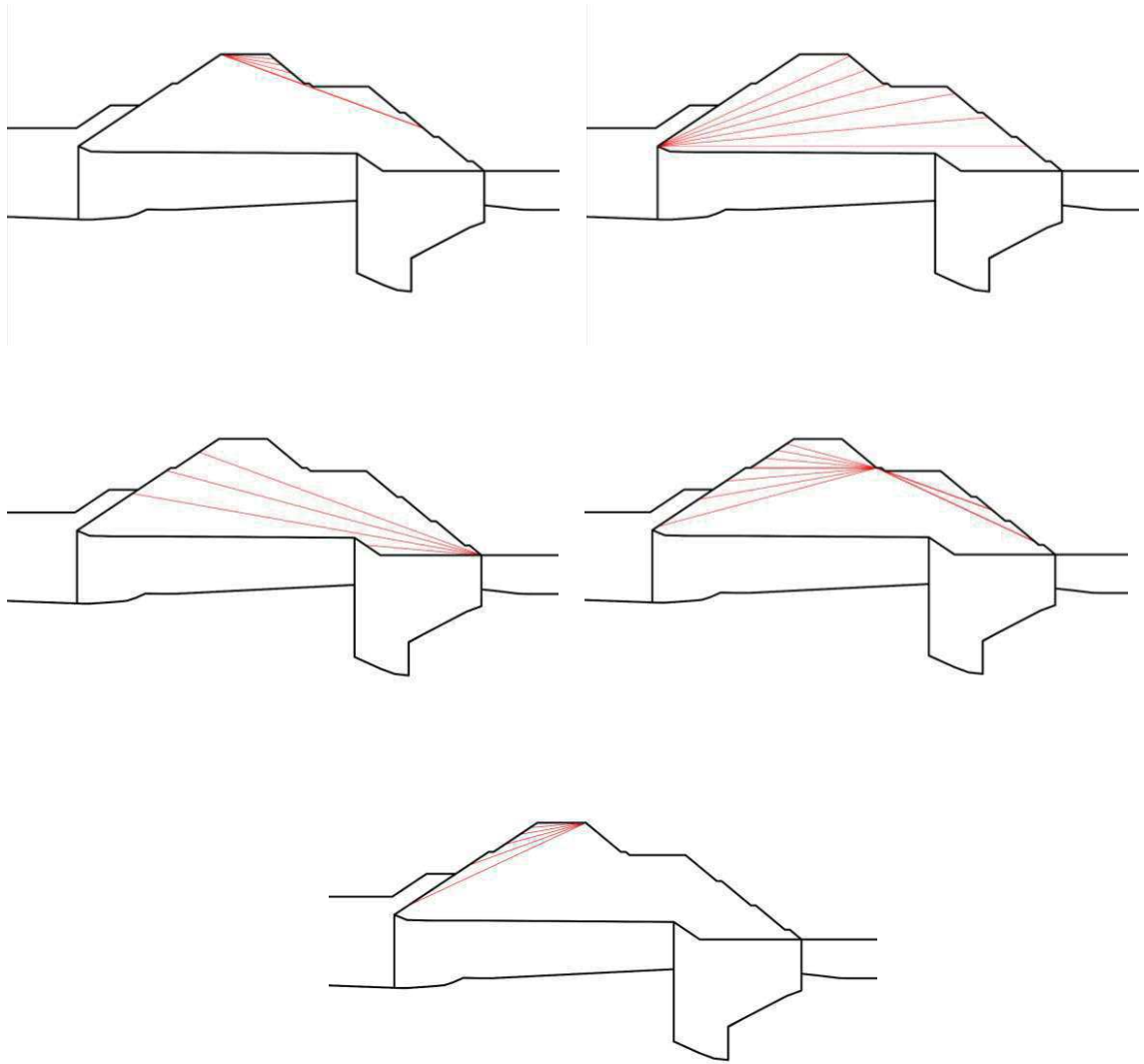


図 3.5-3 セメント改良土の想定すべり線

b. 置換コンクリート

置換コンクリートの評価は、置換コンクリートを通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。

すべり安全率の算定フローを図 3.5-2 に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として求める。想定すべり線は、置換コンクリートの端部を基点として $\pm 5^\circ$ 間隔で設定し、最も厳しいすべり線として、最小すべり安全率のすべり線を選定する。置換コンクリートの想定すべり線を図 3.5-4 に示す。

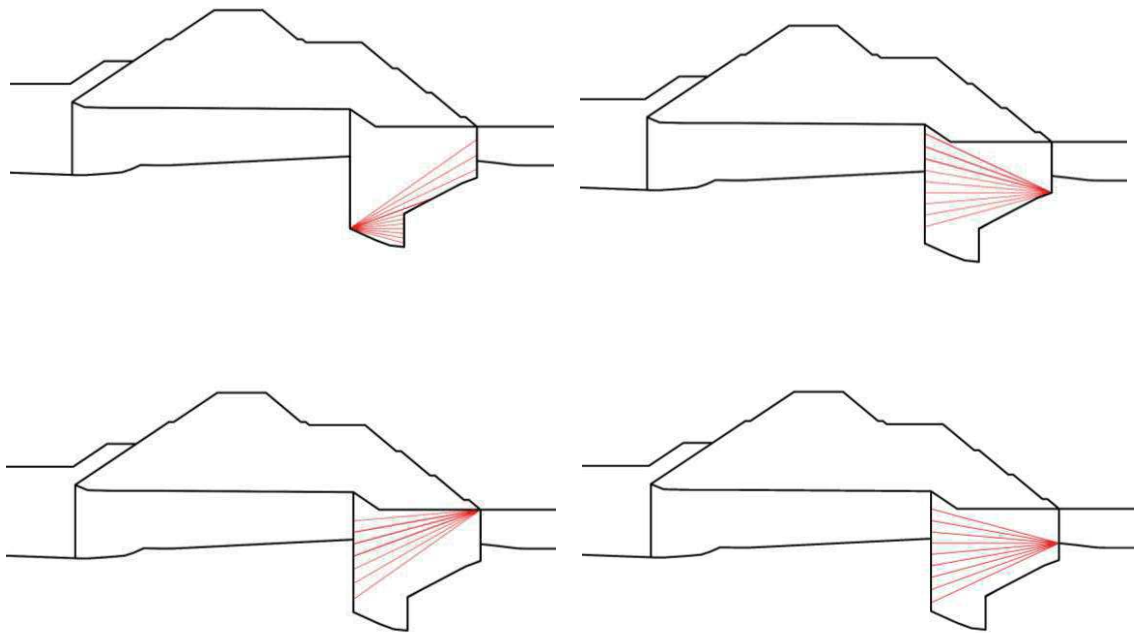


図 3.5-4 置換コンクリートの想定すべり線

c. 改良地盤

改良地盤の評価は、改良地盤を通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。

すべり安全率の算定フローを図 3.5-2 に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として求める。想定すべり線は、改良地盤の端部を基点として $\pm 5^\circ$ 間隔で設定し、最も厳しいすべり線として、最小すべり安全率のすべり線を選定する。改良地盤の想定すべり線を図 3.5-5 に示す。

また、改良地盤の強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値 -1σ 強度）についても実施する。その際の解析ケースはケース①（基本ケース）とする。

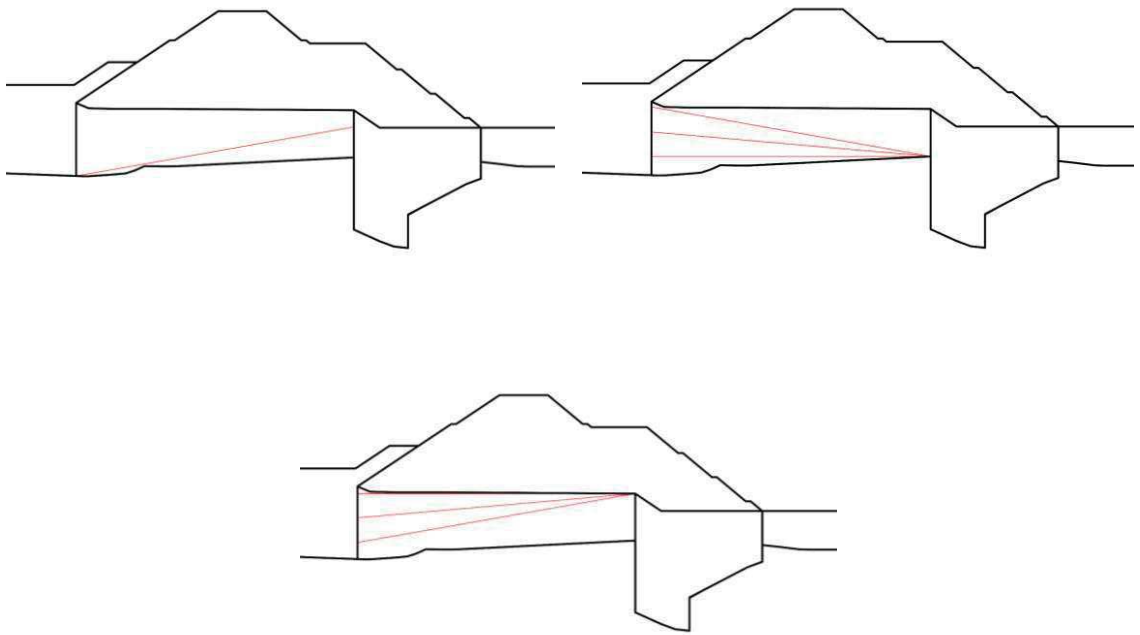


図 3.5-5 改良地盤の想定すべり線

d. 基礎地盤

津波時における基礎地盤の支持性能に係る評価は、基礎地盤に生じる接地圧が重畳時に包絡されると考えられることから実施しない。

3.5.2 重畳時

(1) 解析方法

重畳時に発生する応答値は、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づく荷重を作用させて2次元動的有限要素法解析により算定する。

2次元動的有限要素法解析については、余震時における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、2次元動的有限要素法解析に「FLIP Ver7.3.0_2」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

a. 地震応答解析手法

防潮堤（盛土堤防）の地震応答解析は、地盤と構造物の動的相互作用を考慮できる連成系の地震応答解析を用いて、基準地震動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にて行う。

地震応答解析手法の選定フローを図 3.5-6 に示す。

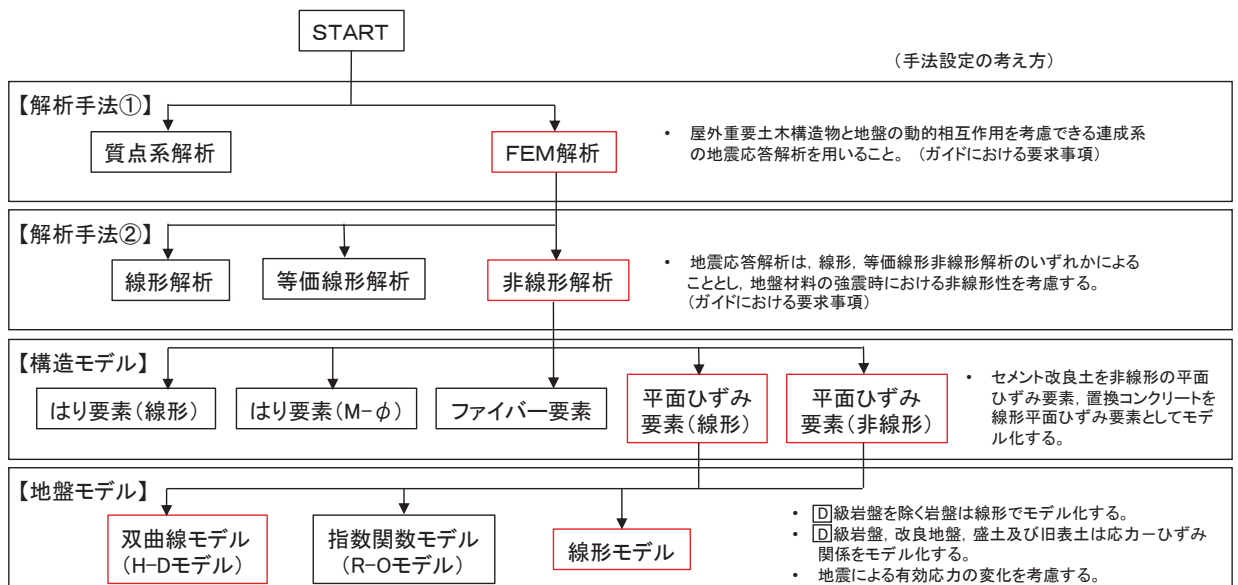


図 3.5-6 地震応答解析手法の選定フロー（盛土堤防）

b. 施設

セメント改良土は非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）、置換コンクリートは線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

c. 材料物性及び地盤物性のばらつき

図 3.2-3 に示すとおり、防潮堤（盛土堤防）の周辺には、主として旧表土、盛土、Ⅱ級岩盤、セメント改良土及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布しており、これらの地盤のせん断変形が重畳時に防潮堤（盛土堤防）への応答に

影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

解析ケースを表 3.5-10 に示す。

表 3.5-10 解析ケース（防潮堤（盛土堤防））

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値

d. 減衰定数

Rayleigh 減衰を考慮することとし、剛性比例型減衰 ($\alpha=0$, $\beta=0.002$) を考慮する。
 なお、係数 β 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」」を基に設定している。

d. 解析ケース

重畳時においては、弾性設計用地震動 S d - D 2 に対して、ケース①（基本ケース）を実施する。ケース①において、各照査値が最も厳しい地震動を用い、表 3.5-10 に示すケース②及び③を実施する。重畳時における解析ケースを表 3.5-11 に示す。

表 3.5-11 重畳時における解析ケース

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値 + 1σ	平均値 - 1σ
地震動 (位相)	S d - D 2	++	○	弾性設計用地震動 S d - D 2 (1 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (3 波) を加えた全 4 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、すべり安全率及び基礎地盤の支持力照査において照査値が 0.5 以上となる全ての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②～③を実施する。 照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②～③を実施する。	
		-+	○		
		+-	○		
		--	○		

注記 * : 地震動の位相について (++) の左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「-」は位相を反転させたケースを示す。

(2) 入力地震動

入力地震動は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 $S_d - D2$ を1次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図 3.5-7 に入力地震動算定の概念図を、図 3.5-8 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE Ver. 1.6」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

①引戻し解析

引戻し地盤モデル（解放基盤モデル）を用いて、水平方向地震動及び鉛直方向地震動をそれぞれ引戻し地盤モデル下端位置まで引戻す。

②水平方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（水平方向地震動用）を用いて、構造物—地盤連成系解析モデル底面位置まで水平方向地震動を引き上げる。

③鉛直方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（鉛直方向地震動用）を用いて、構造物—地盤連成系解析モデル下端位置まで鉛直方向地震動を引き上げる。

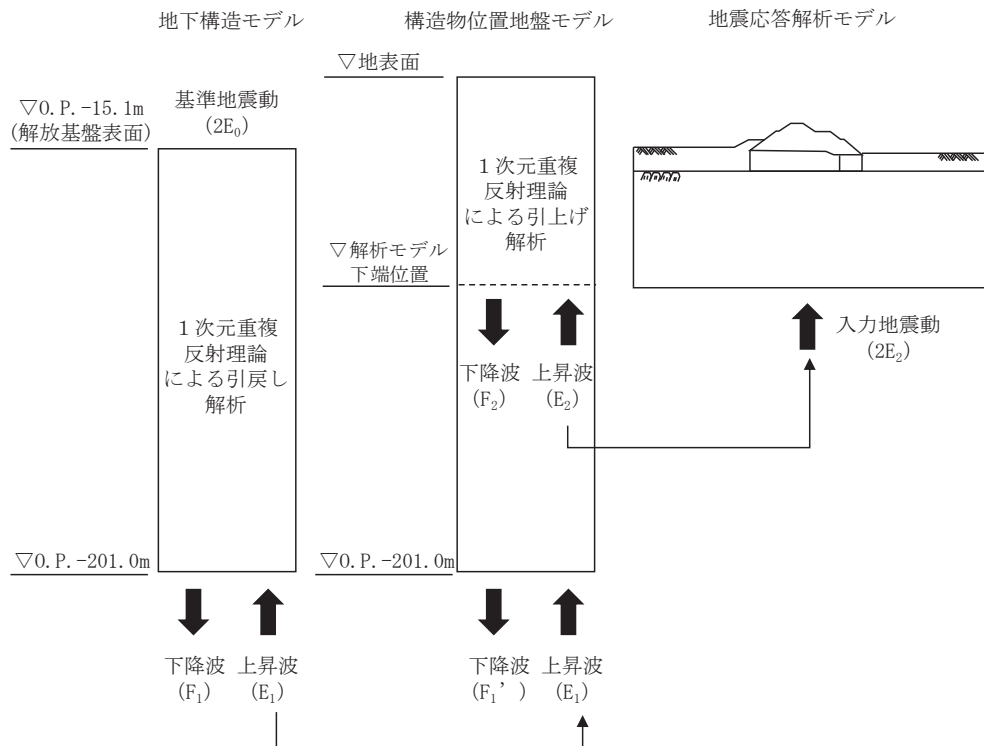
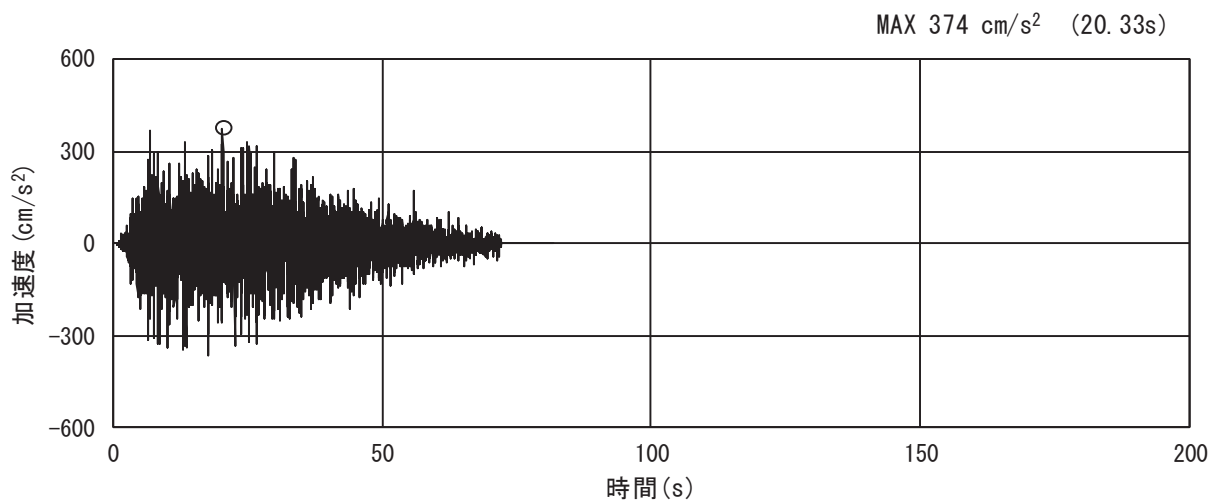
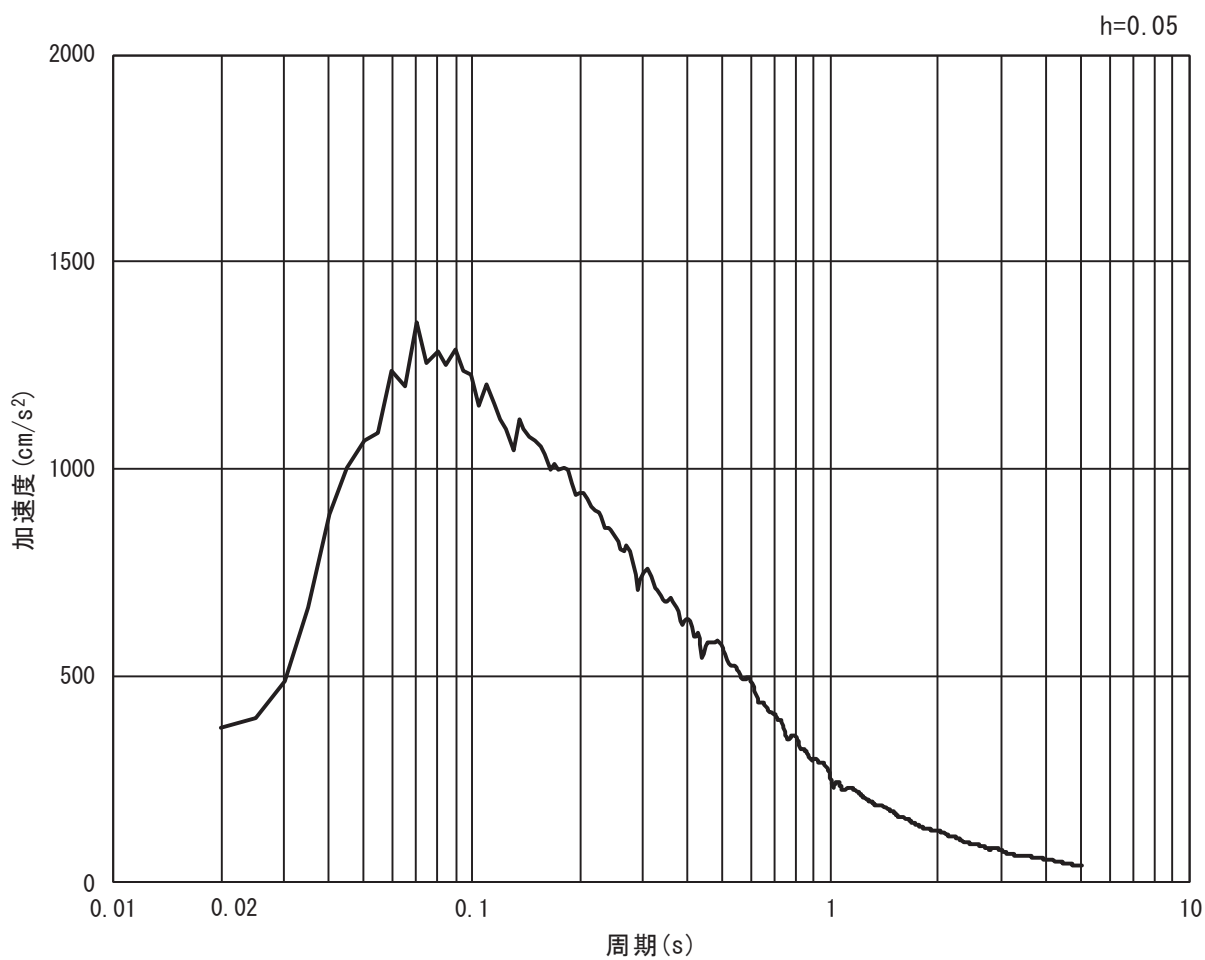


図 3.5-7 入力地震動算定の概念図

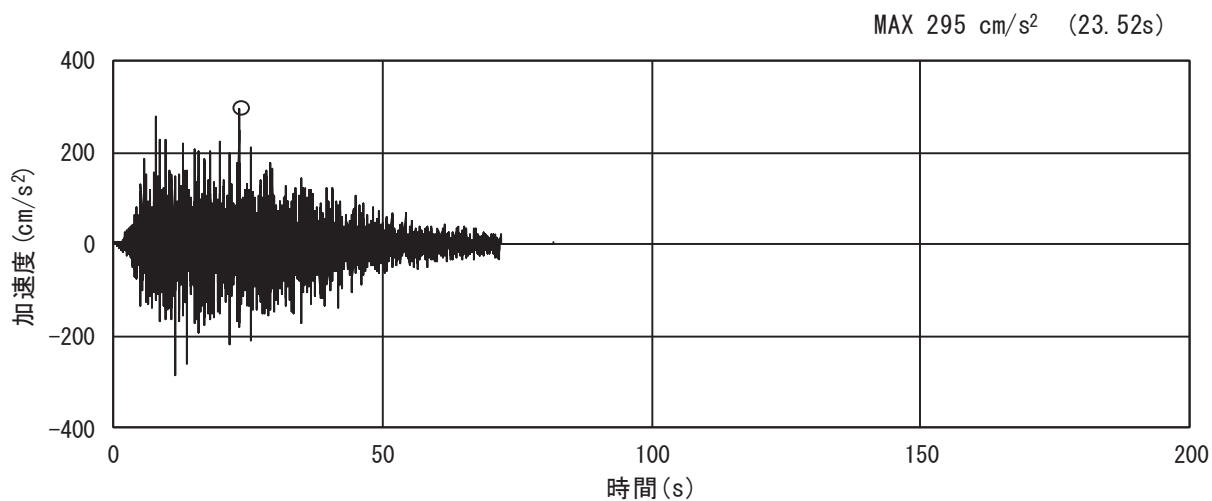


(a) 加速度時刻歴波形

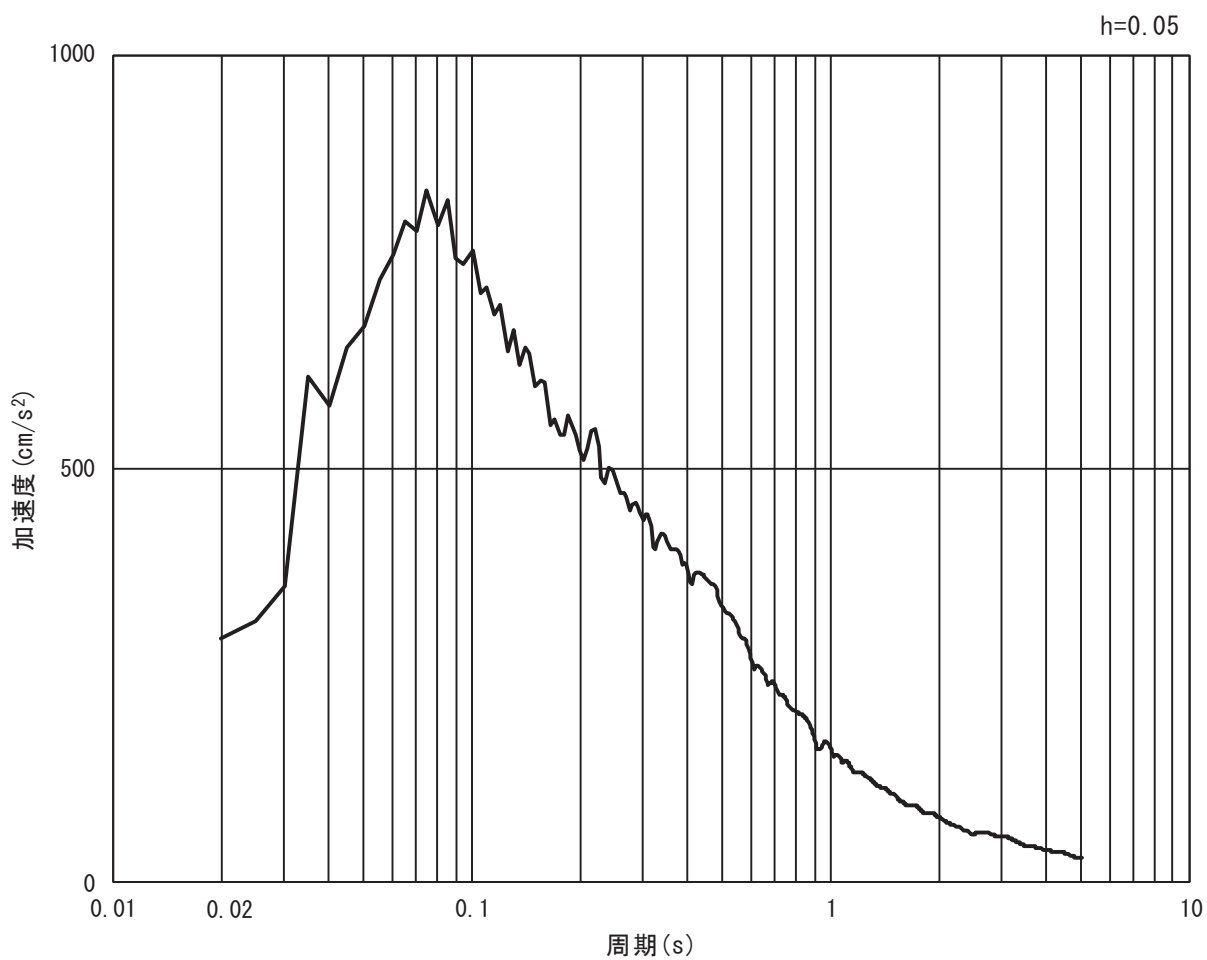


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-8(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: S d - D 2)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-8(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S d - D 2)

(3) 解析モデル及び諸元

a. 解析モデル

(a) 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。図 3.5-9 に示すとおりモデル化幅は、斜面の法尻から法面の水平距離の 1 倍以上離隔を取り、モデル化高さは、斜面高さの 2 倍以上とする。

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、要素高さを 1m 程度以下まで細分割して設定する。

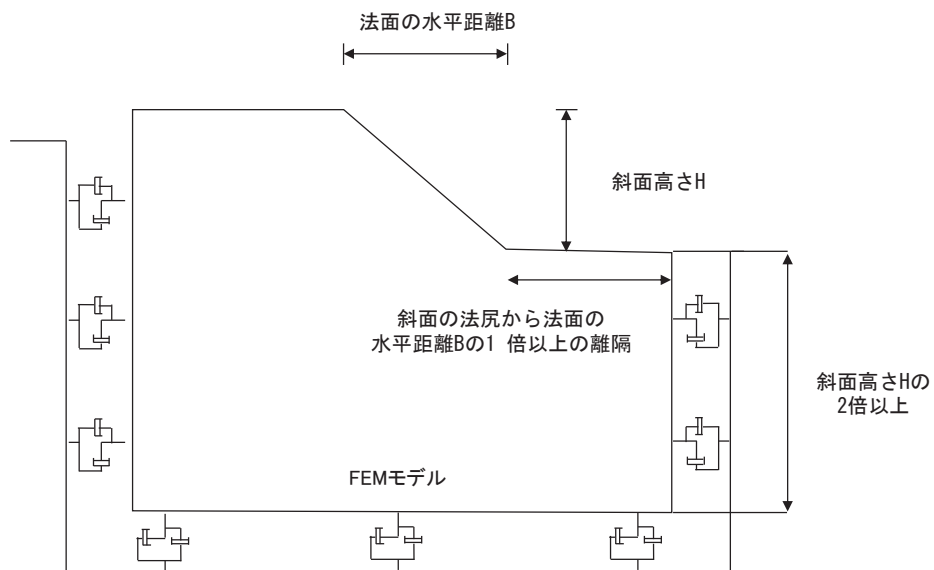


図 3.5-9 モデル化範囲の考え方

2次元有効応力解析モデルは、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層構成を有する1次元地盤モデルである。2次元有効応力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 3.5-10 に示す。

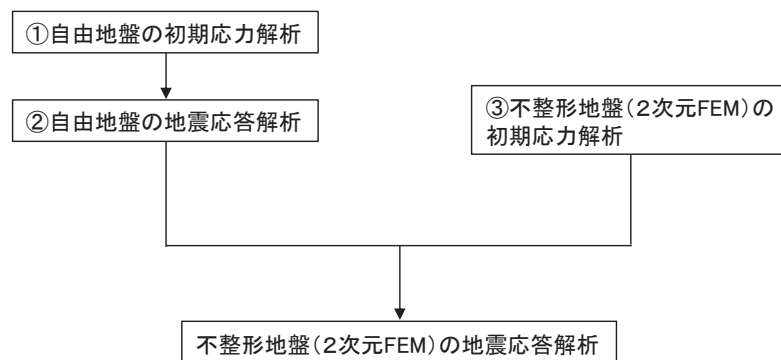


図 3.5-10 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(b) 境界条件

a. 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 3.5-11 に示す。

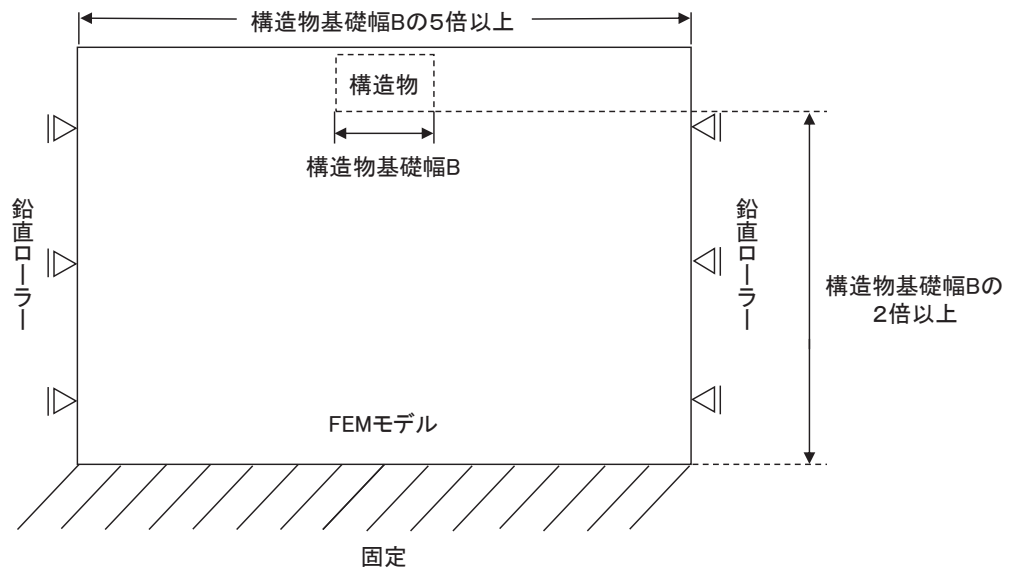


図 3.5-11 初期応力解析における境界条件の概念図

b. 地震時応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素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整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。

防潮堤（盛土堤防）の解析モデルを図 3.5-12 に示す。

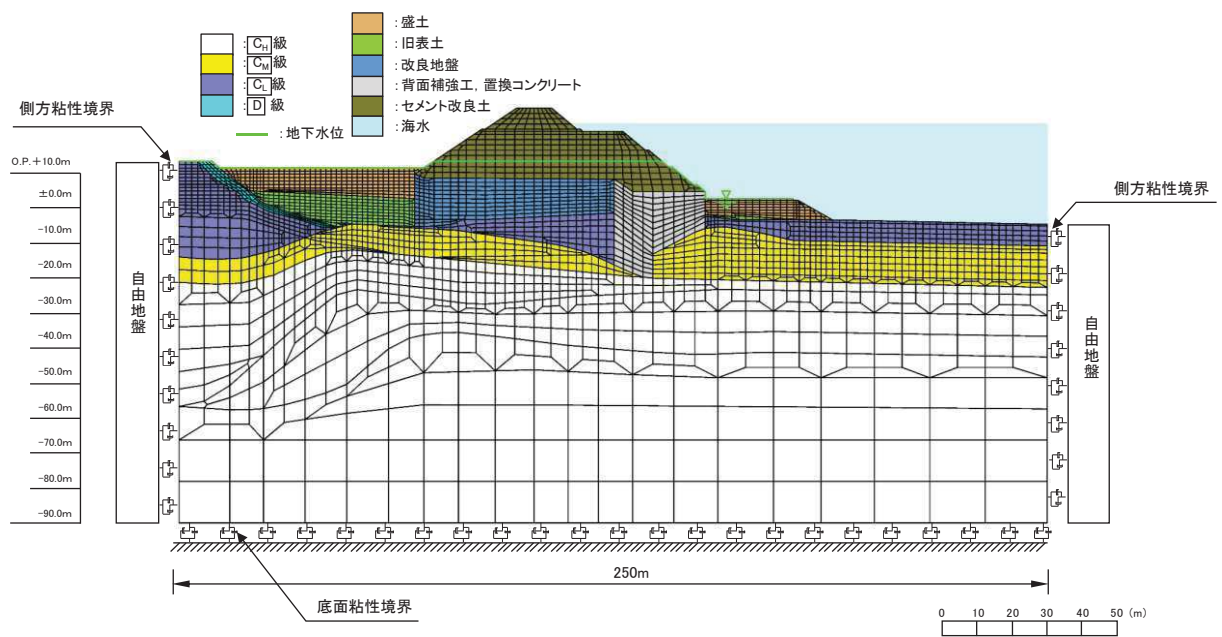


図 3.5-12 防潮堤（盛土堤防）の解析モデル（断面①）

(c) 構造物のモデル化

セメント改良土は非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）、置換コンクリートは線形平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

(d) 地盤のモデル化

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。**D**級岩盤、改良地盤、盛土・旧表土は地盤の非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）でモデル化する。また、地下水位以深の盛土・旧表土は、液状化パラメータを設定することで、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。

なお、岩盤は砂岩でモデル化する。

(e) 海水のモデル化

海水のモデル化は、「3.5.1 津波時」と同様である。

(f) ジョイント要素の設定

有効応力解析では、地盤と構造体等の接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

なお、表面を露出させて打継処理が可能である箇所については、ジョイント要素を設定しない。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時の圧縮荷重以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、各要素間の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。 c 、 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 3.5-12 のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、表 3.5-13 のとおり設定する。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

- τ_f : せん断強度
- c : 粘着力
- ϕ : 内部摩擦角

表 3.5-12 周辺地盤との境界に用いる強度特性

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛土* ¹	0.10	33.9
盛土* ²	0.00	30.0
旧表土	0.08	26.2
セメント改良土	0.65	44.3
改良地盤	1.39	22.1
D級	0.10	24.0
C _L 級	0.46	44.0

注記 *1 : 地下水位以浅

*2 : 地下水位以深

表 3.5-13 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
改良地盤-盛土・旧表土	盛土・旧表土の c	盛土・旧表土の ϕ
改良地盤-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
置換コンクリート-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
置換コンクリート-盛土・旧表土	盛土・旧表土の c	盛土・旧表土の ϕ
改良地盤-セメント改良土	セメント改良土の c	セメント改良土の ϕ
改良地盤-置換コンクリート	改良地盤の c	改良地盤の ϕ

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分な値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp10612070，2009）に従い，表 3.5-14 のとおり設定する。ジョイント要素の力学特性を図 3.5-13 に，ジョイント要素の配置を図 3.5-14 に示す。

表 3.5-14 ジョイント要素のバネ定数

地盤	せん断剛性 k_s (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
盛土・旧表土	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤・セメント改良土・改良地盤	1.0×10^7	1.0×10^7

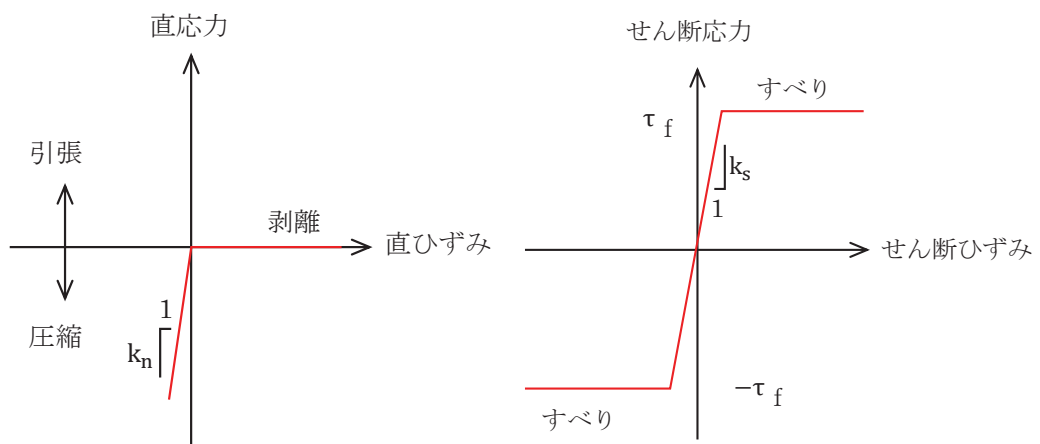


図 3.5-13 ジョイント要素の力学特性

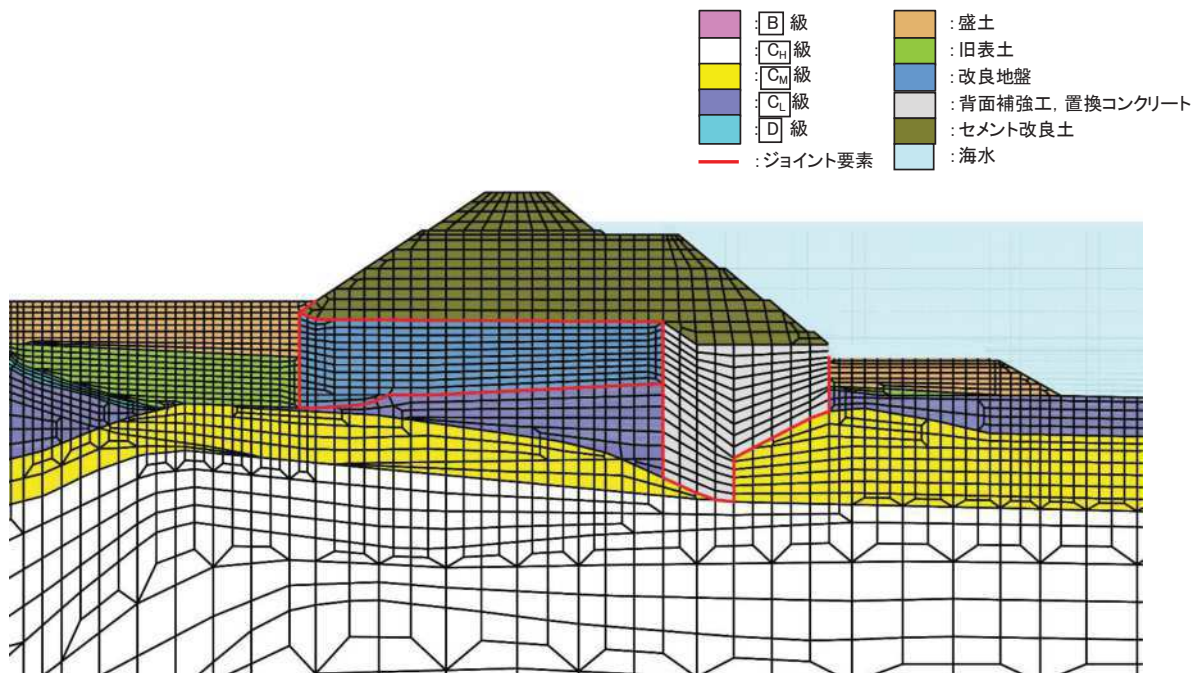


図 3.5-14 断面①におけるジョイント要素の配置図

b. 使用材料及び材料の物性値

使用材料及び材料の物性値は、「3.5.1 津波時」と同様である。

c. 地盤の物性値

地盤の物性値は、「3.5.1 津波時」と同様である。

d. 地下水位

地下水位は、「3.5.1 津波時」と同様であり、図 3.5-12 のとおりである。

(4) 評価方法

防潮堤（盛土堤防）の強度評価は、重疊時に発生する応力が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

a. セメント改良土

セメント改良土の評価は、セメント改良土を通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。

また、すべり安全率に対しては強度特性のばらつきが影響することから、強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値 - 1σ 強度）についても実施する。その際の解析ケースはケース①（基本ケース）とする。

すべり安全率算定フロー及び想定すべり線は、「3.5.1 津波時」と同様である。

b. 置換コンクリート

置換コンクリートの評価は、置換コンクリートを通るすべり線のすべり安全率が1.2以上であることを確認する。

すべり安全率算定フロー及び想定すべり線は、「3.5.1 津波時」と同様である。

c. 改良地盤

改良地盤の評価は、改良地盤を通るすべり線のすべり安全率が1.2以上であることを確認する。

また、すべり安全率に対しては強度特性のばらつきが影響することから、強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値－1 σ 強度）についても実施する。その際の解析ケースはケース①（基本ケース）とする。

すべり安全率算定フロー及び想定すべり線は、「3.5.1 津波時」と同様である。

d. 基礎地盤

重畳時における基礎地盤の支持性能に係る評価は、弾性設計用地震動S_d-D₂を入力地震動とした地震応力解析から求められる基礎地盤の接地圧が許容限界以下であることを確認する。

なお、接地圧は、セメント改良土の基礎地盤である改良地盤及び置換コンクリートの基礎地盤である牧の浜部層（C_M級岩盤）を対象とする。

4. 評価結果

4.1 津波時

4.1.1 解析結果

(1) 解析ケースと照査値

解析ケースはケース①～③を実施する。

a. セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.1-1 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-1 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面①）

解析ケース	すべり安全率照査			
	①	①（平均値 -1σ強度）	②	③
津波時	6.3	6.1	6.3	6.3

b. 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.1-2 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-2 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面①）

解析ケース	すべり安全率照査		
	①	②	③
津波時	37.4	36.9	39.6

c. 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.1-3 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-3 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面①）

解析ケース	すべり安全率照査			
	①	①（平均値 -1σ強度）	②	③
津波時	13.5	13.5	13.3	14.0

(2) 局所安全係数分布（セメント改良土）

セメント改良土のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全

率となる結果を表 4.1-4 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.1-1 に示す。

表 4.1-4 セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面①）

解析ケース	最小すべり安全率
②	6.3

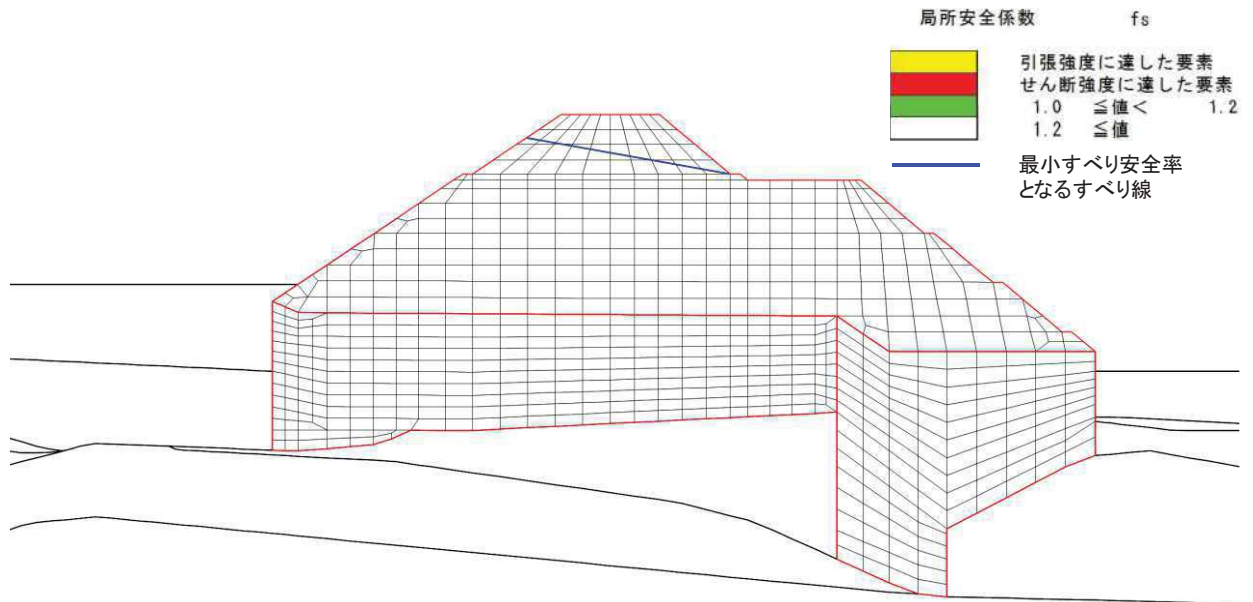


図 4.1-1 セメント改良土の局所安全係数分布（断面①）

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値 + 1σ）

(3) 局所安全係数分布（置換コンクリート）

置換コンクリートのすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.1-5 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.1-2 に示す。

表 4.1-5 置換コンクリートのすべり安全率評価結果（断面①）

解析ケース	最小すべり安全率
②	36.9

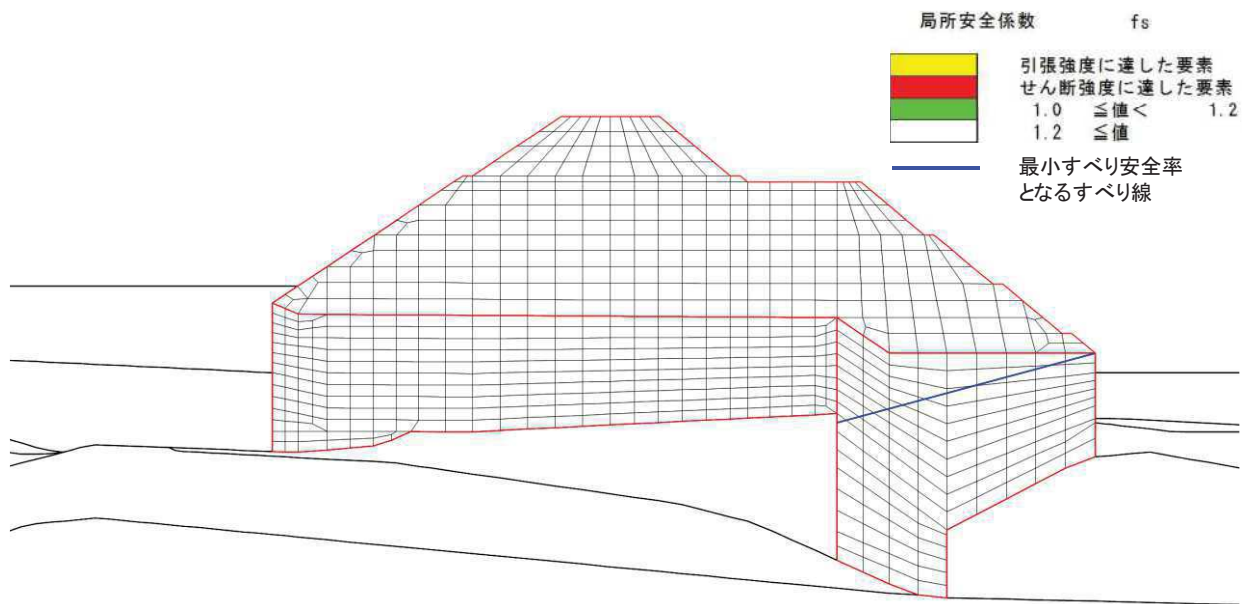


図 4.1-2 置換コンクリートの局所安全係数分布（断面①）

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値 + 1 σ ）

(4) 局所安全係数分布（改良地盤）

改良地盤のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.1-6 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.1-3 に示す。

表 4.1-6 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面①）

解析ケース	最小すべり安全率
②	13.3

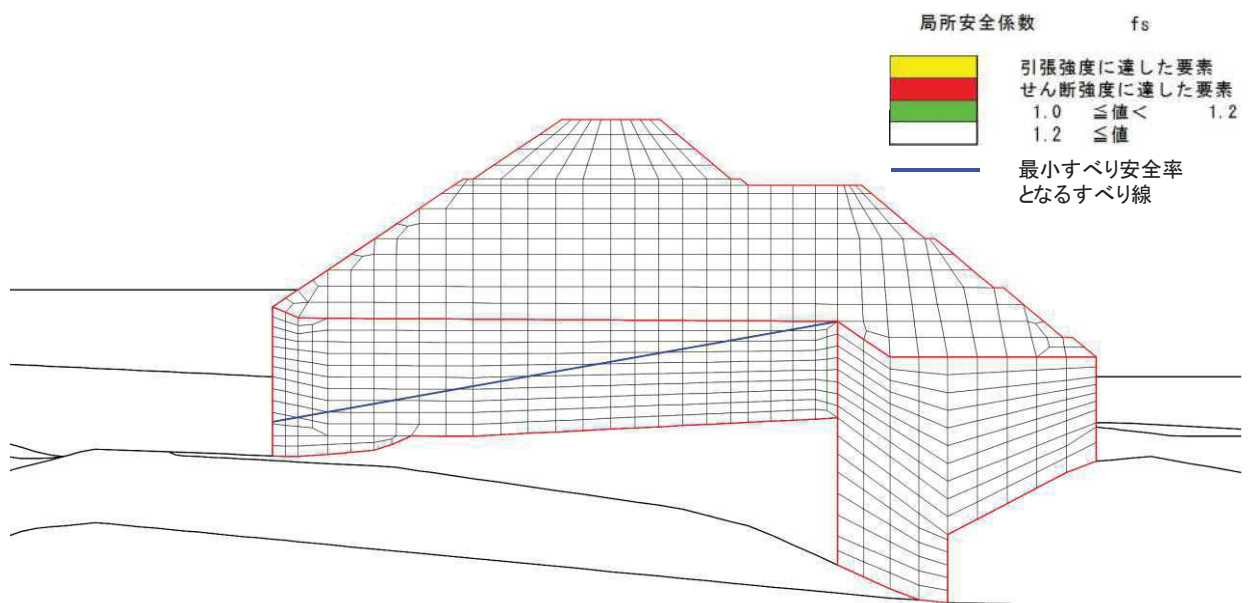


図 4.1-3 改良地盤の局所安全係数分布（断面①）

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値 + 1 σ ）

4.1.2 セメント改良土の評価結果

セメント改良土のすべり安全率による評価結果を表 4.1-7 に示す。これらの結果から、セメント改良土のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.1-7 セメント改良土のすべり安全率評価結果

解析ケース	最小すべり安全率
①	6.3
②	6.3
③	6.3
① (平均値 - 1 σ 強度)	6.1

4.1.3 置換コンクリートの評価結果

置換コンクリートのすべり安全率による評価結果を表 4.1-8 に示す。これらの結果から、置換コンクリートのすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.1-8 置換コンクリートのすべり安全率評価結果

解析ケース	最小すべり安全率
①	37.4
②	36.9
③	39.6

4.1.4 改良地盤の評価結果

改良地盤のすべり安全率による評価結果を表 4.1-9 に示す。これらの結果から、改良地盤のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.1-9 改良地盤のすべり安全率評価結果

解析ケース	最小すべり安全率
①	13.5
②	13.3
③	14.0
① (平均値 - 1 σ 強度)	13.5

4.2 重畳時

4.2.1 地震応答解析結果

解析結果として「局所安全係数分布」,「最大せん断ひずみ分布」及び「最大過剰間隙水圧比分布」を記載する。

(1) 解析ケースと照査値

解析ケースはケース①～③を実施する。

a. セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.2-1 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-1 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面①)

解析ケース 地震動		すべり安全率照査			
		①	① (平均値-1σ強度)	②	③
S d-D 2	++	6.0	5.8		
	-+	6.2	6.0		
	+ -	6.2	6.0		
	--	5.8	5.5	5.8	5.6

b. 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.2-2 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-2 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面①)

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d-D 2	++	12.7		
	-+	14.2		
	+ -	13.1		
	--	13.4	13.2	14.3

c. 改良地盤のすべり安全率照査

表 4. 2-3 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4. 2-3 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面①）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査			
		①	① (平均値 - 1σ 強度)	②	③
S d - D 2	++	5.8	5.8		
	-+	5.3	5.3		
	+-	5.7	5.7		
	--	5.6	5.5	5.5	5.5

d. 基礎地盤の支持性能に対する照査

(a) セメント改良土

表 4. 2-4 にセメント改良土の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4. 2-4 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面①，セメント改良土）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.19		
	-+	0.19		
	+-	0.19		
	--	0.19	0.19	0.19

(b) 置換コンクリート

表 4. 2-5 に置換コンクリートの基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4. 2-5 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面①，置換コンクリート）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.18		
	-+	0.19		
	+-	0.17		
	--	0.18	0.19	0.18

(2) 局所安全係数分布 (セメント改良土)

セメント改良土のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.2-6 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.2-1 に示す。

表 4.2-6 セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面①)

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (--)	③	13.53	5.6

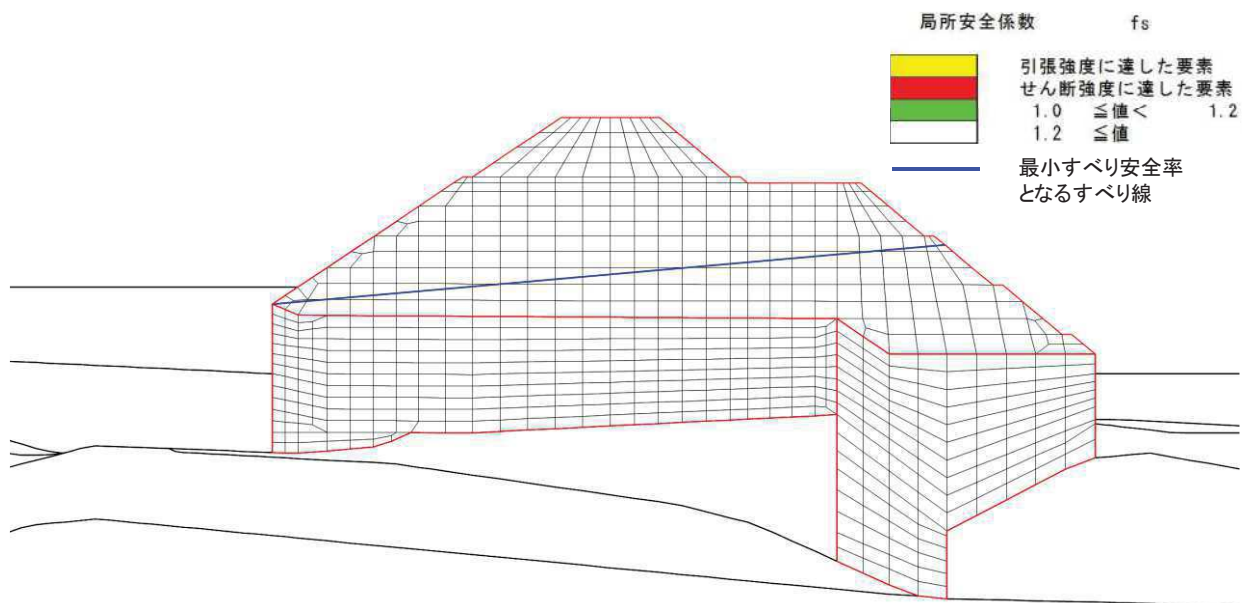


図 4.2-1 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布 (断面①, S d - D 2 (--), t=13.53s)

解析ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

(3) 局所安全係数分布 (置換コンクリート)

置換コンクリートのすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.2-7 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.2-2 に示す。

表 4.2-7 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面①)

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (++)	①	25.23	12.7

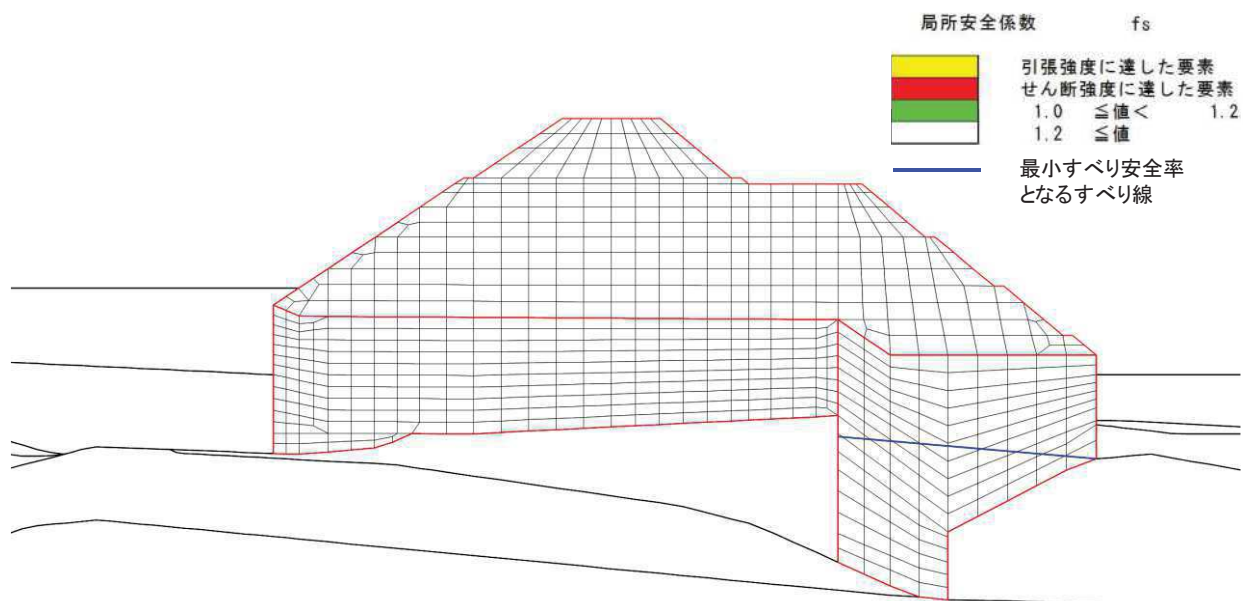


図 4.2-2 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面①, S d - D 2 (++) , t=25.23s)
解析ケース①：基本ケース

(4) 局所安全係数分布 (改良地盤)

改良地盤のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.2-8 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.2-3 に示す。

表 4.2-8 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面①)

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (-+)	①	13.52	5.3

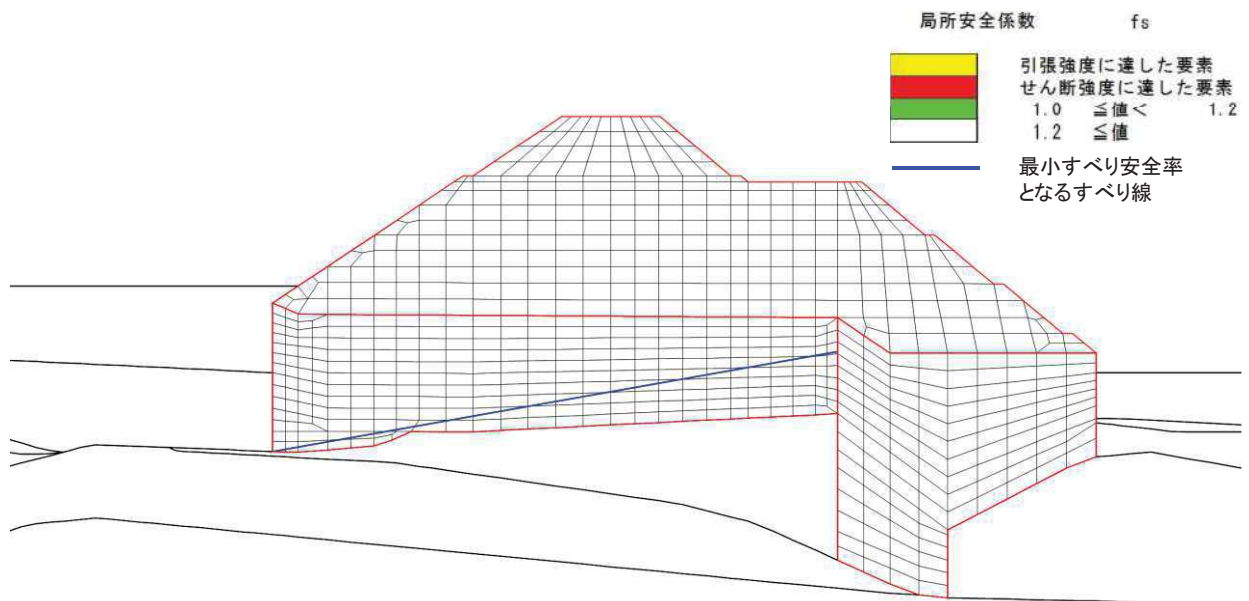


図 4.2-3 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面①, S d - D 2 (-+), t=13.52s)
解析ケース①: 基本ケース

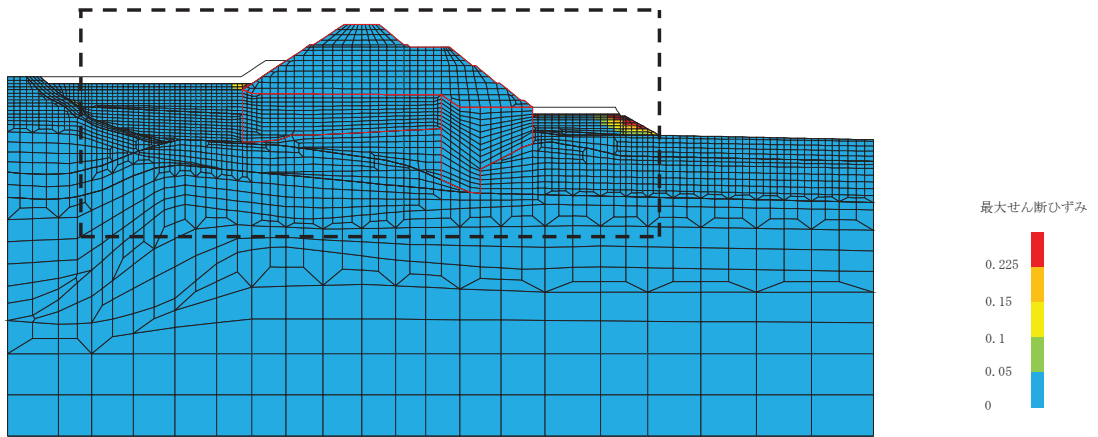
(5) 最大せん断ひずみ分布

各施設の照査で最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースについて、地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。

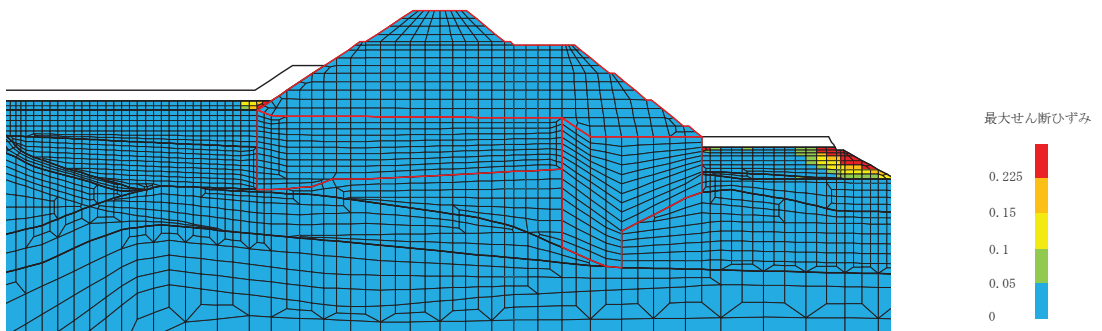
最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースの一覧を表 4.2-9 に、最大せん断ひずみ分布図を図 4.2-4、図 4.2-5 に示す。

表 4.2-9 最大照査値を示す解析ケースの一覧 (断面①)

断面	評価項目	
	セメント改良土	置換コンクリート
	すべり安全率	すべり安全率
断面①	解析ケース③ S d - D 2 (--)	解析ケース① S d - D 2 (++)

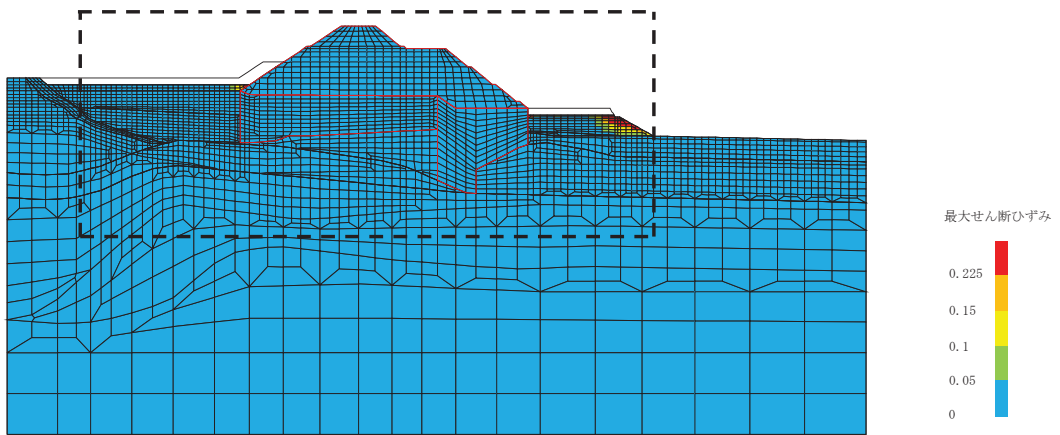


(a) 全体図

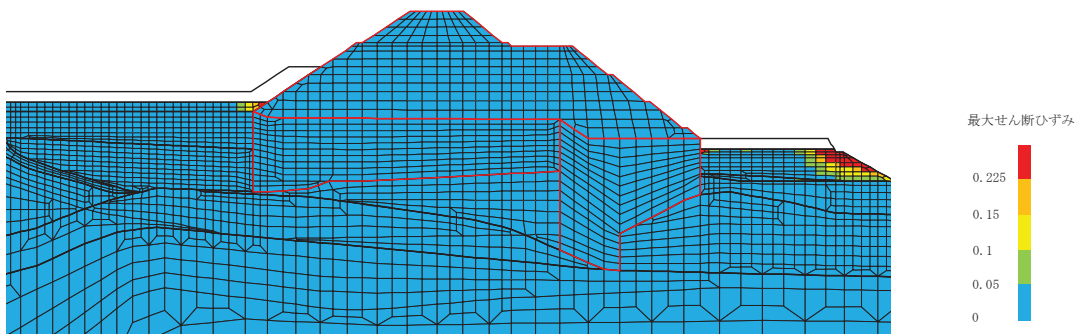


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-4 断面①の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース③, S d - D 2 (一一))



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-5 断面①の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース①, S d - D 2 (++))

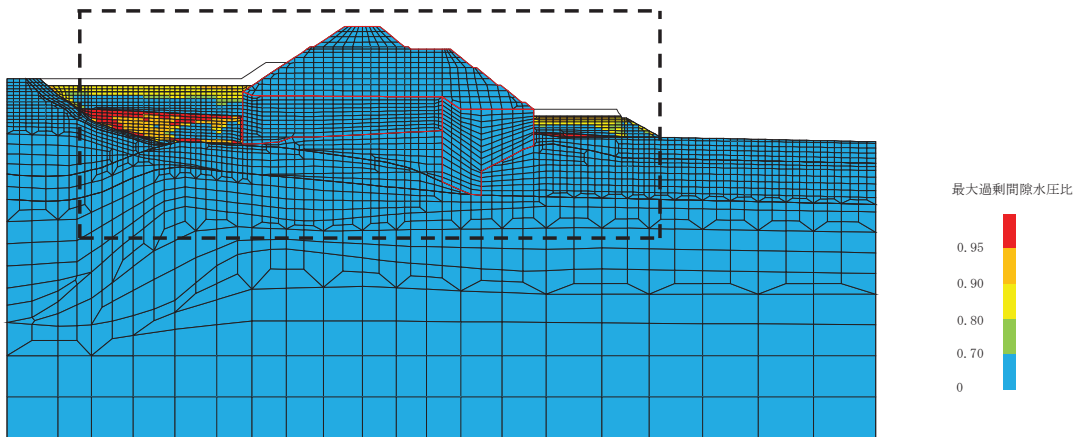
(6) 過剰間隙水圧比分布

地盤に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、各施設の照査で最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースについて、地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の最大値分布を示す。

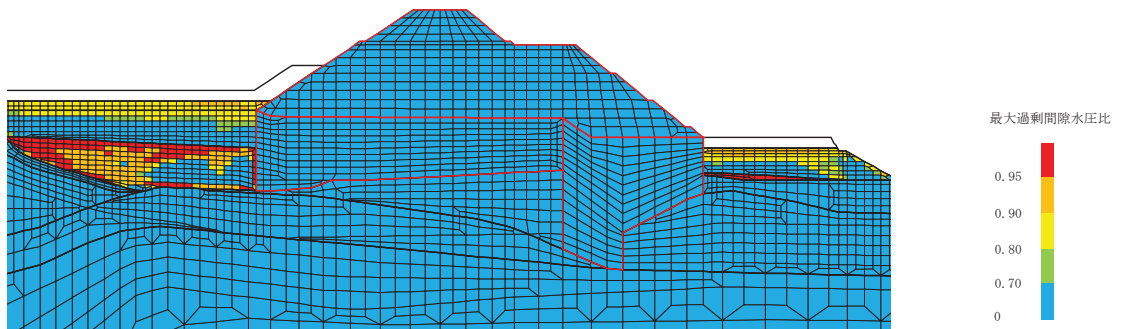
最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースの一覧を表4.2-10に、過剰間隙水圧比分布を図4.2-6、図4.2-7に示す。

表 4.2-10 最大照査値を示す解析ケースの一覧（断面①）

断面	評価項目	
	セメント改良土	置換コンクリート
	すべり安全率	すべり安全率
断面①	解析ケース③ S d - D 2 (--)	解析ケース① S d - D 2 (++)

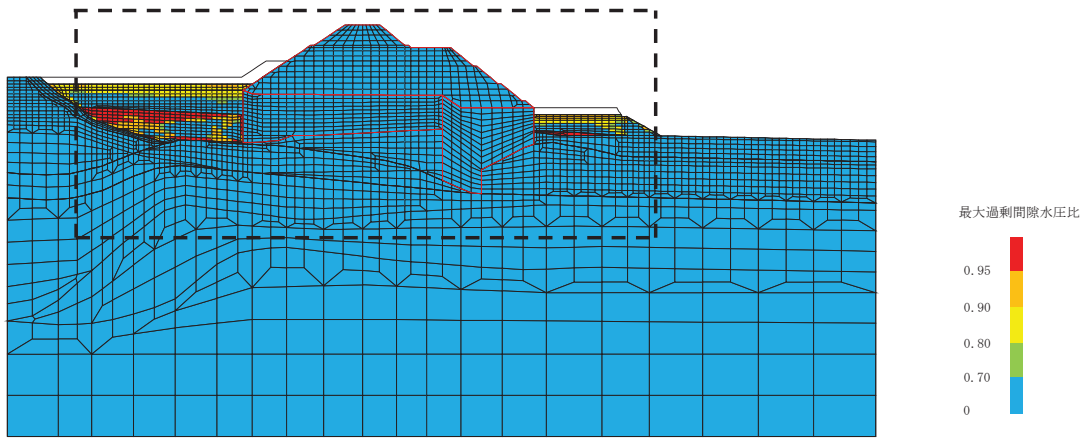


(a) 全体図

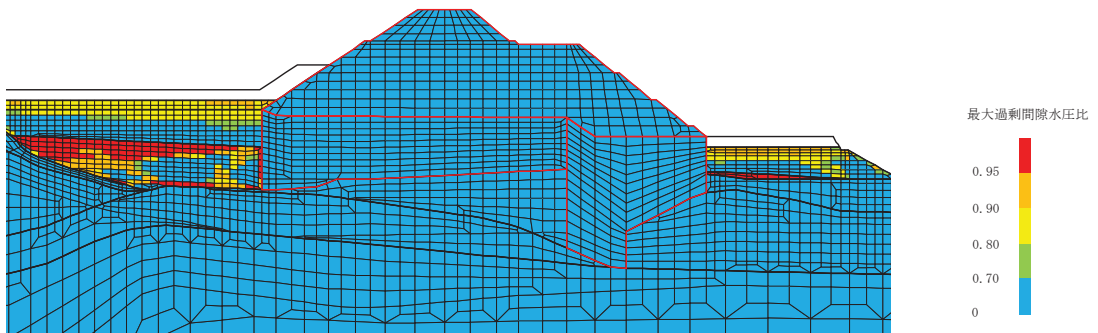


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-6 断面①の過剰間隙水圧比分布
(解析ケース③, S d - D 2 (一一))



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-7 断面①の過剰間隙水圧比分布
(解析ケース①, S d - D 2 (++))

4.2.2 セメント改良土の評価結果

セメント改良土のすべり安全率による評価結果を表 4.2-11 に、平均強度における最小すべり安全率となる時刻における局所安全係数分布を図 4.2-1 に示す。これらの結果から、セメント改良土のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.2-11 セメント改良土のすべり安全率評価結果

解析ケース	地震動	発生時刻 (s)	最小すべり安 全率	
①	S d - D 2	(++)	13.63	6.0
		(-+)	13.53	6.2
		(+-)	13.63	6.2
		(--)	13.53	5.8
②		(--)	13.52	5.8
③		(--)	13.53	5.6
① (平均値 - 1 σ 強度)		(++)	13.63	5.8
		(-+)	13.53	6.0
		(+-)	13.63	6.0
		(--)	13.53	5.5

4.2.3 置換コンクリートの評価結果

置換コンクリートのすべり安全率による評価結果を表4.2-12に示す。これらの結果から、置換コンクリートのすべり安全率が1.2以上あることを確認した。

表 4.2-12 置換コンクリートのすべり安全率評価結果

解析ケース	地震動	発生時刻 (s)	最小すべり安 全率	
①	S d - D 2	(++)	25.23	12.7
		(-+)	25.22	14.2
		(+-)	25.23	13.1
		(--)	25.21	13.4
②		(--)	25.21	13.2
③		(--)	13.88	14.3

4.2.4 改良地盤の評価結果

改良地盤のすべり安全率による評価結果を表 4.2-13 に示す。これらの結果から、改良地盤のすべり安全率が 1. 以上あることを確認した。

表 4.2-13 改良地盤のすべり安全率評価結果

解析ケース	地震動	発生時刻 (s)	最小すべり安全率	
①	S d - D 2	(++)	13.64	5.8
		(-+)	13.52	5.3
		(+-)	13.87	5.7
		(--)	13.53	5.6
②		(--)	13.52	5.5
③		(--)	25.24	5.5
① (平均値 - 1 σ 強度)		(++)	13.64	5.8
		(-+)	13.52	5.3
		(+-)	13.87	5.7
		(--)	13.53	5.5

4.2.5 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能評価結果を表4.2-14, 表4.2-15に示す。

また, 背面補強工及び置換コンクリートの最大接地圧分布図を図4.2-8, 図4.2-9に示す。

防潮堤(鋼管式鉛直壁)の基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 4.2-14 基礎地盤の支持性能照査結果(重畳時, セメント改良土)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
①	S d - D 2	(++)	0.8	4.4	0.19
		(-+)	0.8	4.4	0.19
		(+-)	0.8	4.4	0.19
		(--)	0.8	4.4	0.19
②		(--)	0.8	4.4	0.19
③		(--)	0.8	4.4	0.19

表 4.2-15 基礎地盤の支持性能照査結果(重畳時, 置換コンクリート)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
①	S d - D 2	(++)	2.0	11.4	0.18
		(-+)	2.1	11.4	0.19
		(+-)	1.9	11.4	0.17
		(--)	2.0	11.4	0.18
②		(--)	2.1	11.4	0.19
③		(--)	2.0	11.4	0.18

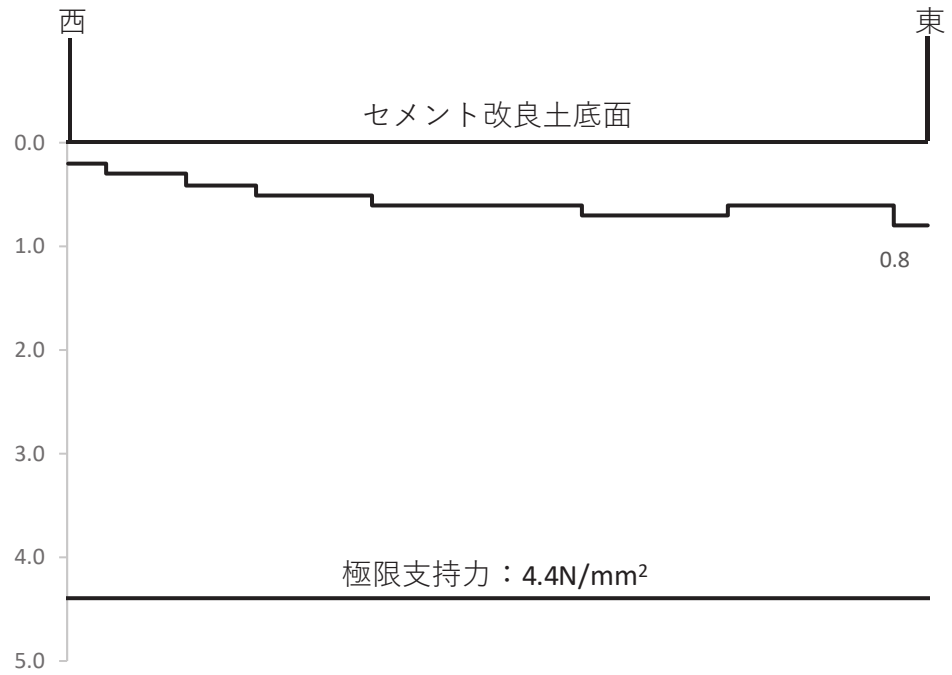


図 4.2-8 支持地盤の接地圧分布図（断面①，セメント改良土）
 (S d - D 2 (-+))
 解析ケース①：基本ケース

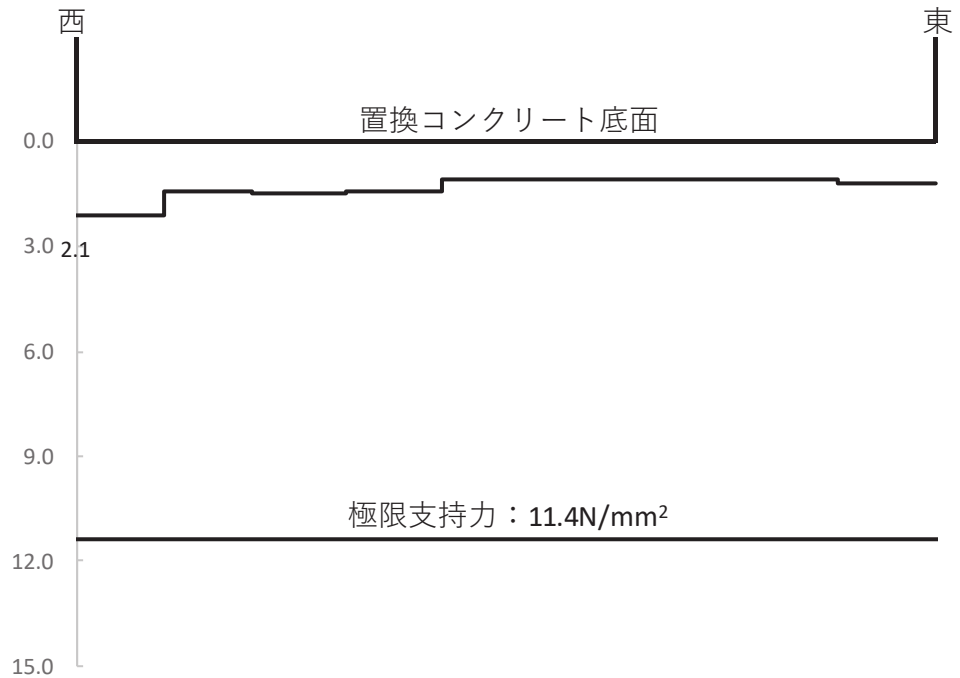


図 4.2-9 支持地盤の接地圧分布図（断面①，置換コンクリート）
 (S d - D 2 (-+))
 解析ケース①：基本ケース

5. 防潮堤（盛土堤防）の強度評価に関する影響検討

5.1 基準地震動 S_s 後の剛性低下の影響について

(1) 概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）については、基準地震動 S_s を経験した後（以下「 S_s 後」という。）に、必ずしも基準津波が来襲するものではないが、設置変更許可申請時において確認していたことを踏まえ、念のため S_s 後に基準津波を考慮した場合の防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐津波設計への影響を確認する。

(2) 評価方針

基準地震動 S_s によって地盤の剛性低下が生じた状態を考慮し、その上で津波時及び重畳時の評価を行う。

評価に用いる基準地震動 S_s については、地盤の剛性低下の観点から、地震継続時間が長い $S_s - D1$ を対象とする。

a. 津波時

津波時の評価対象断面及び評価部位については、「4.1 津波時」から解析ケース①（基本ケース）の結果において、照査値が最も厳しい「断面①，セメント改良土」とする。

断面①の地震応答解析モデルを図 5.1-1 に示す。

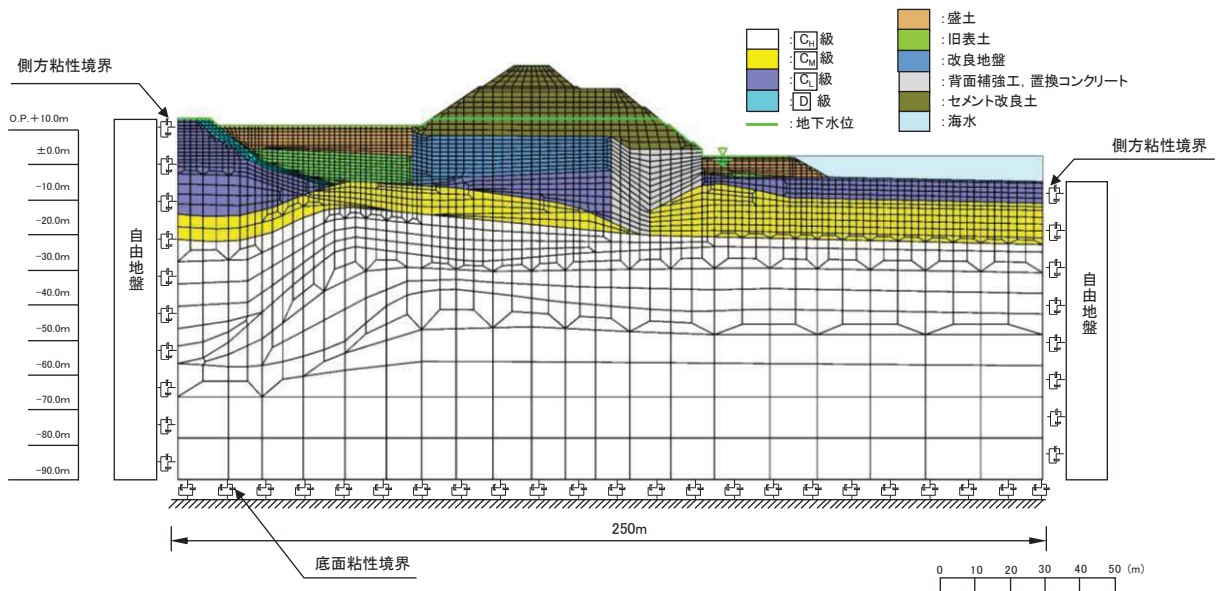


図 5.1-1 防潮堤（盛土堤防）の断面①の解析モデル

解析方法については、「3.5.1(1) 解析方法」と同様であるが、 S_s 後の津波時の評価として、基準地震動 S_s による解析後に遡上津波荷重及び衝突荷重を図 5.1-2 に示すように 100 分割 ($\Delta t=0.01(s)$) して漸増載荷させる。

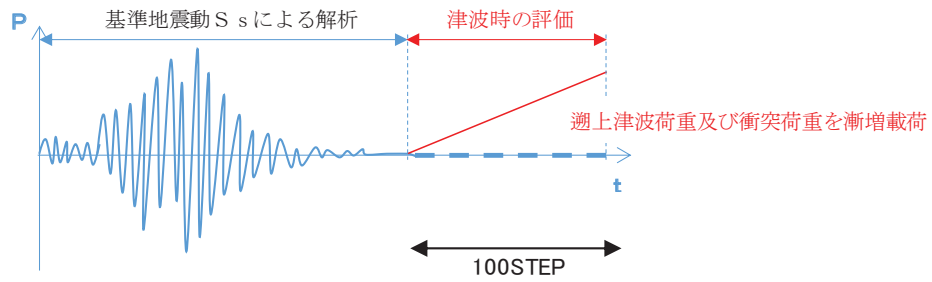


図 5.1-2 S s 後を考慮した津波時の遡上津波荷重及び衝突荷重の载荷方法のイメージ

また、影響検討を行う解析ケースについては、表 5.1-1 のとおり「3.5.2(1)b. 材料物性及び地盤物性のばらつき」の解析ケース①を実施する。

表 5.1-1 解析ケース（防潮堤（盛土堤防）Ss 後を考慮した津波時）

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤 セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C1級岩盤, C2級岩盤 C4級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値

b. 重畳時

重畳時の評価対象断面，評価部位及び入力地震動については，「4.2 重畳時」から解析ケース①（基本ケース）の結果において，照査値が最も厳しい「断面①，鋼管杭，S d-D 2（-）」とする。

断面①の地震応答解析モデルを図 5.1-3 に示す。

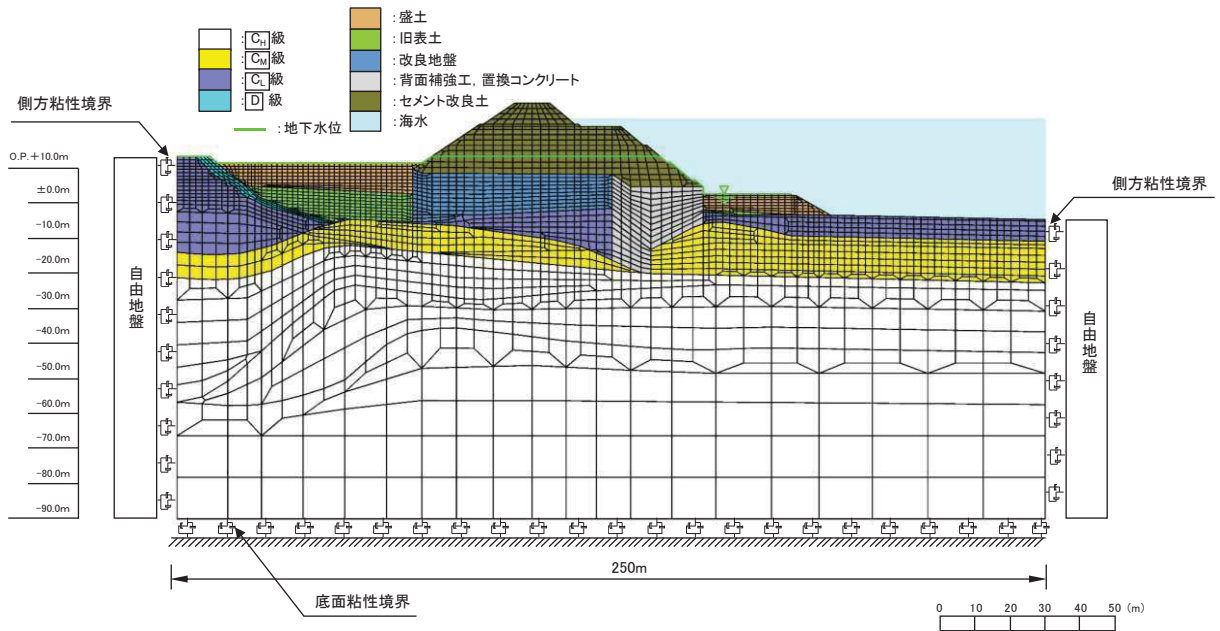
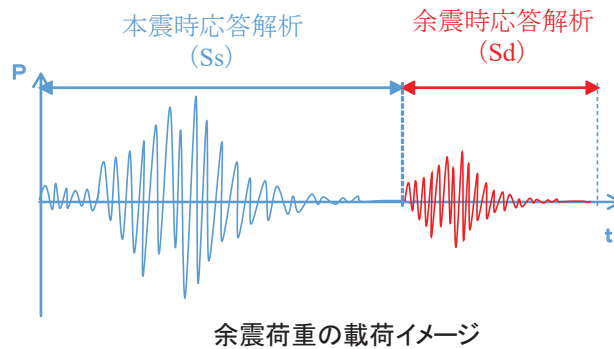


図 5.1-3 防潮堤（盛土堤防）の断面①の解析モデル

解析方法については，「3.5.2(1) 解析方法」と同様であるが，S s 後の重畳時の評価としては，仮想的な荷重載荷状況とはなるが，以下の流れで荷重を載荷させている。

まず，初期状態において遡上津波荷重を載荷させ，その状態を保持したまま図 5.1-4 のとおり基準地震動 S s による地震荷重を載荷させ，その後弾性設計用地震動 S d-D 2 による余震荷重載荷させることとした。



余震荷重の載荷イメージ

図 5.1-4 S s 後を考慮した重畳時の余震荷重及び遡上津波荷重の載荷方法のイメージ

また、影響検討を行う解析ケースについては、表 5.1-2 のとおり「3.5.2(1)b. 材料物性及び地盤物性のばらつき」の解析ケース①を実施する。

表 5.1-2 解析ケース（防潮堤（盛土堤防）Ss 後を考慮した重畳時）

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤 セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C ₁ 級岩盤, C ₂ 級岩盤 C ₃ 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値

(3) 評価結果

a. 津波時

S s 後の津波時の評価結果を表 5. 1-3 に示す。

本検討の結果， S s 後の地盤剛性の低下による影響はほとんどなく， 照査結果に影響しないことを確認した。

表 5. 1-3 セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面①）

解析ケース	最小すべり安全率
①	6. 3
②	6. 3
③	6. 3
Ss 後	6. 3

b. 重畳時

S s 後の重畳時の評価結果を表 5. 1-4 に示す。

本検討の結果， S s 後の地盤剛性の低下による影響はわずかであり， すべり安全率に十分な余裕があることを確認した。

表 5. 1-4 セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面①）

解析ケース	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
①	S d - D 2	(--)	13. 53	5. 8
②		(--)	13. 52	5. 8
③		(--)	13. 53	5. 6
S s 後	S d - D 2	(--)	13. 53	5. 5

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.1 防潮堤の設計に関する補足説明
- 6.1.5 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材について

目 次

(1) 概要及び評価方針	1
a. 概要	1
b. 評価方針	4
(2) 性能確認試験	10
a. ゴムジョイント	10
b. ウレタンシリコーン目地	16
(3) 許容限界の設定	24
(4) 耐久性	25
a. 評価項目	25
b. ゴムジョイントの評価結果	26
c. ウレタンシリコーン目地の評価結果	33
(5) 維持管理方針の検討	41

(1) 概要及び評価方針

a. 概要

防潮堤は、構造上の境界部及び構造物間に生じる相対変位に対して有意な漏えいを生じない変形に留まる止水ジョイント部材を設置することにより、有意な漏えいを生じない性能を保持する設計としている。

止水ジョイント部材は、構造上の境界部及び構造物間に生じる相対変位の大きさに応じて、ゴムジョイントとウレタンシリコン目地を使い分ける。

これを踏まえ、各止水ジョイント部材を評価対象とし、止水ジョイント部材が地震時、津波時及び重畳時による変位に対し有意な漏えいを生じない変形に留まること、津波による波圧に対し止水ジョイント部材から有意な漏えいが生じないことを性能確認試験により確認する。また、長期的な耐候性に関しては、耐候性試験により確認する。

防潮堤の平面位置図を図 6.1.5-1 に示す。また、止水ジョイント部材の仕様、設置箇所、拡大図及び詳細図を、それぞれ表 6.1.5-1、図 6.1.5-2、図 6.1.5-3 及び図 6.1.5-4 に示す。

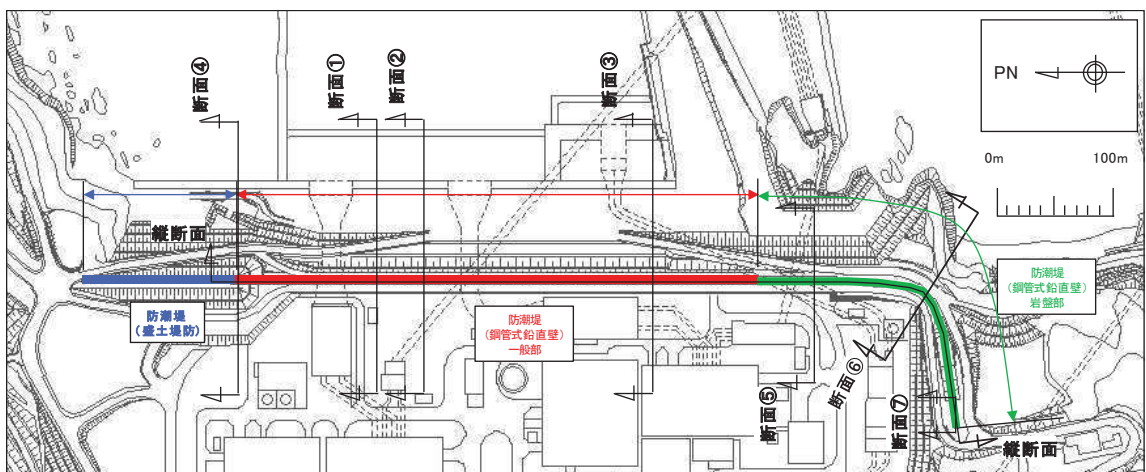


図 6.1.5-1 防潮堤平面位置図

表 6.1.5-1 止水ジョイント部材の仕様

止水ジョイント部材の種類	適用部位	主成分	設置箇所
ゴムジョイント	構造境界部*	クロロプレンゴム	図 6.1.5-2 のとおり
ウレタンシリコン目地	構造同一部*	ウレタン シリコン	図 6.1.5-2 のとおり

注記 *：詳細は「6.1.6 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。

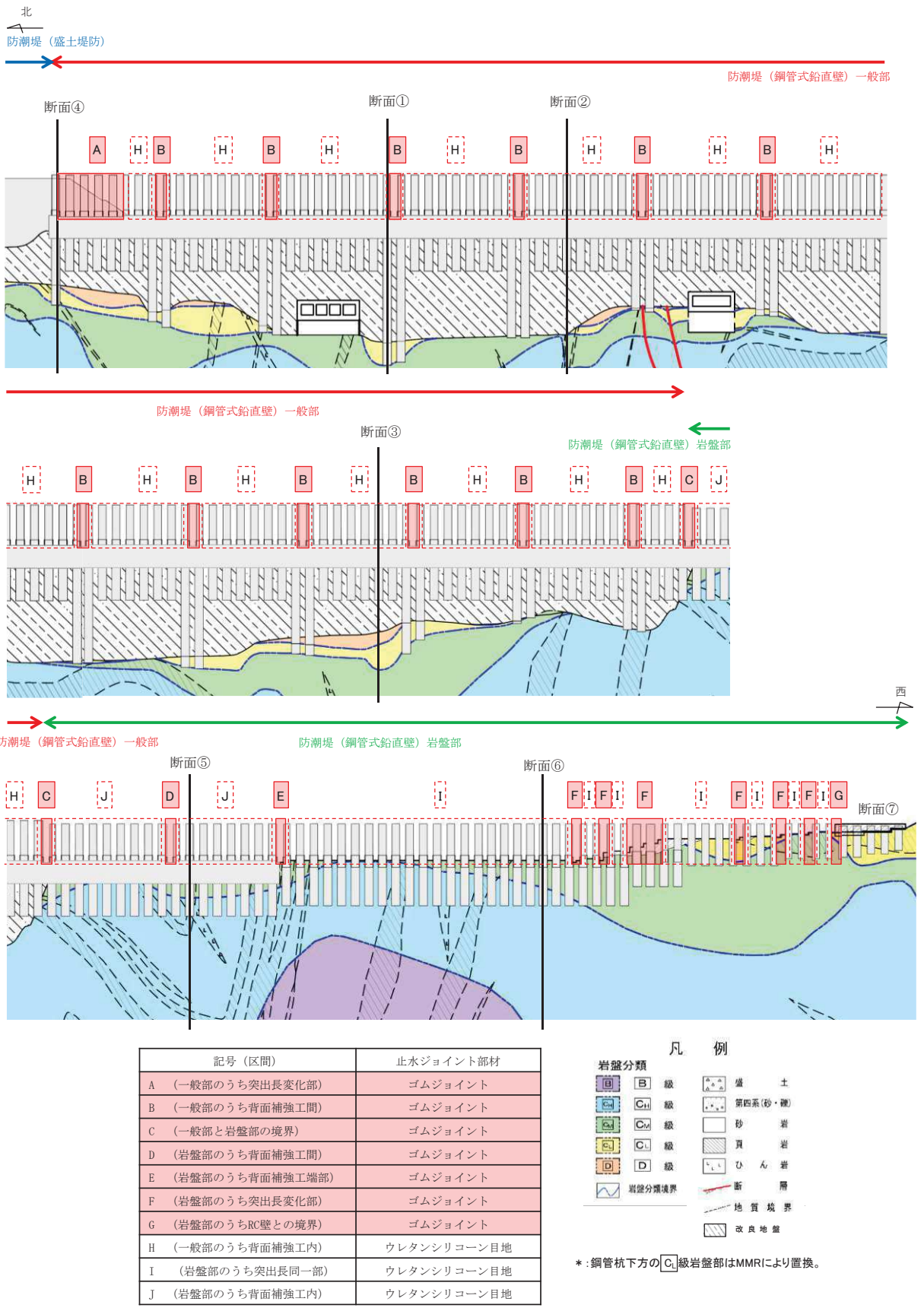


図 6.1.5-2 止水ジョイント部材の設置箇所
(防潮堤縦断面図)

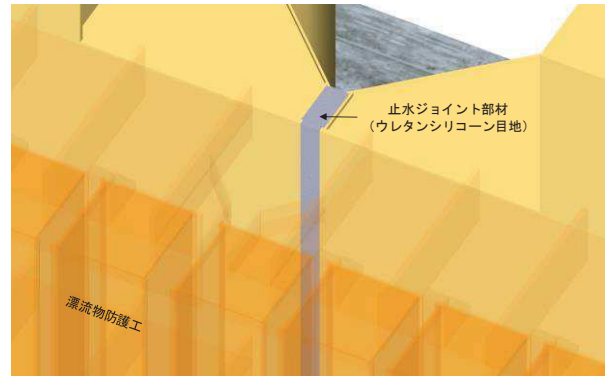
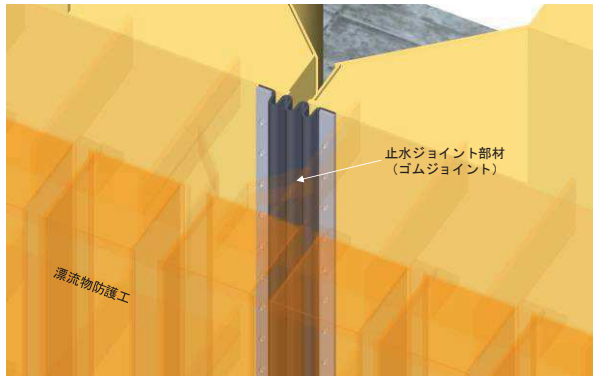
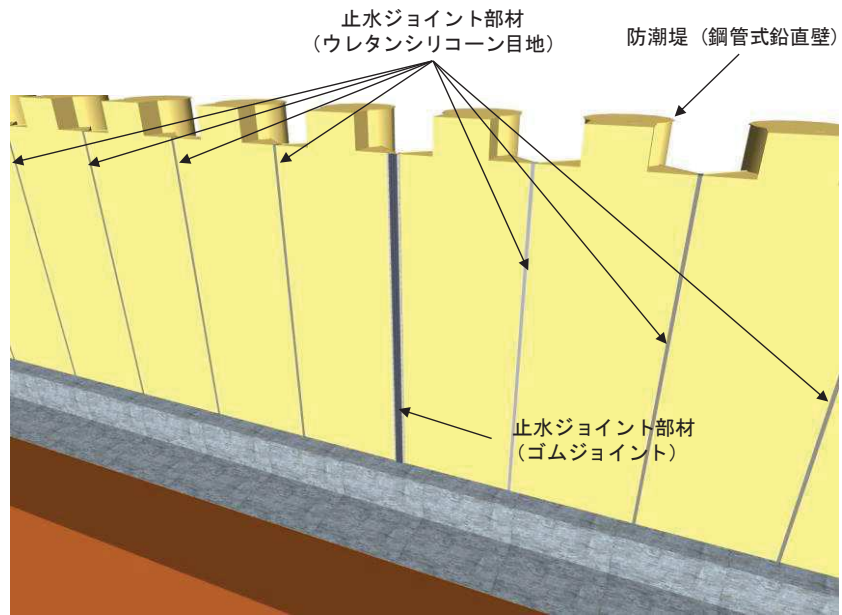
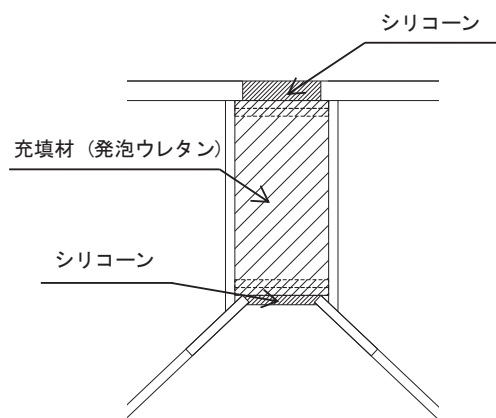
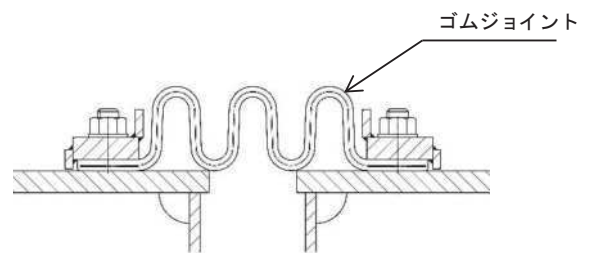


図 6.1.5-3 止水ジョイント部材設置イメージ図



(ウレタンシリコーン目地)



(ゴムジョイント)

図 6.1.5-4 止水ジョイント部材詳細図

b. 評価方針

止水ジョイント部材の評価方針として、地震時、津波時及び重畳時による変位に対し有意な漏えいを生じない変形に留まること、津波による波圧に対し止水ジョイント部材から有意な漏えいが生じないことを性能確認試験により確認する。また、長期的な経年劣化に対して、有意な性能低下が生じないことを耐侯性試験により確認する。

止水ジョイント部材の評価フローを図 6.1.5-5 に、確認試験の一覧を表 6.1.5-2 に示す。

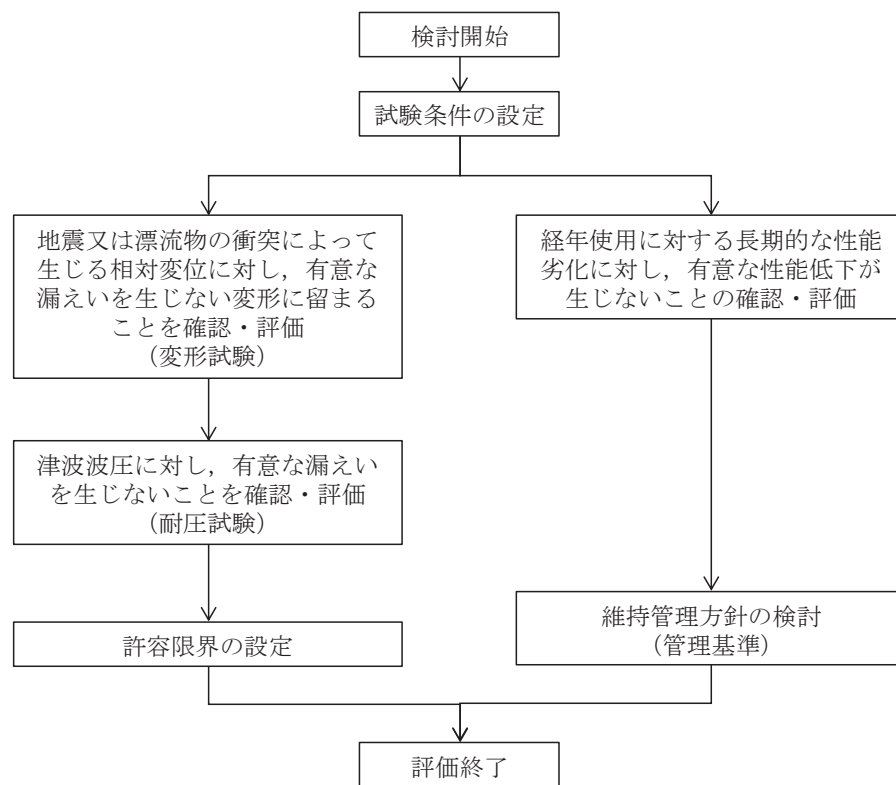


図 6.1.5-5 止水ジョイント部材の評価フロー

表 6.1.5-2 確認試験一覧

項目 確認	地震時	津波時	重畳時
有形に留まることの確認 有意な漏えいを生じない変	— (地震時は津波時の試験で代表)	変形試験* (津波波圧を負荷すると同時に地震時の変位量又は漂流物衝突による変位量を模擬)	変形試験* (津波波圧を負荷すると同時に余震時の変位量を模擬)
との確認 有意な漏えいを生じないこ	— (地震時は要求されな いため対象外)	耐圧試験	耐圧試験
ことの確認 有意な性能低下が生じない	耐候性試験		

注記 * : 繰返し荷重及び継続荷重を実施する。

(a) 試験変形量

イ. ゴムジョイント

ゴムジョイントの試験時変位量は図 6.1.5-6 に示す設計負荷範囲を超える値として、表 6.1.5-3 に示す試験条件で実施する。なお、耐圧試験は表 6.1.5-3 に示す変位量を与えた条件で実施する。

なお、以下、防潮堤の汀線方向を「伸び方向」、汀線直角方向を「せん断方向」という。

耐圧条件：0.40 MPa

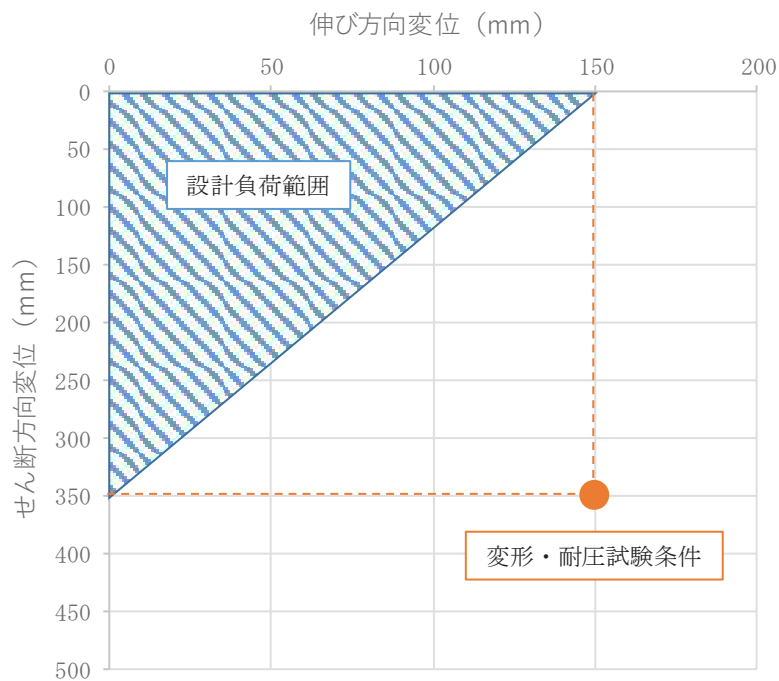


図 6.1.5-6 ゴムジョイントの設計負荷範囲

表 6.1.5-3 ゴムジョイントの試験時変位量

変位量
伸び 150mm, せん断 350mm

ロ. ウレタンシリコーン目地

ウレタンシリコーン目地の試験時変位量は図 6.1.5-7 に示す設計負荷範囲を超える値として、表 6.1.5-4 に示す試験条件で実施する。なお、耐圧試験は表 6.1.5-4 に示す変位量を与えた条件で実施する。

耐圧条件 : 0.28 MPa

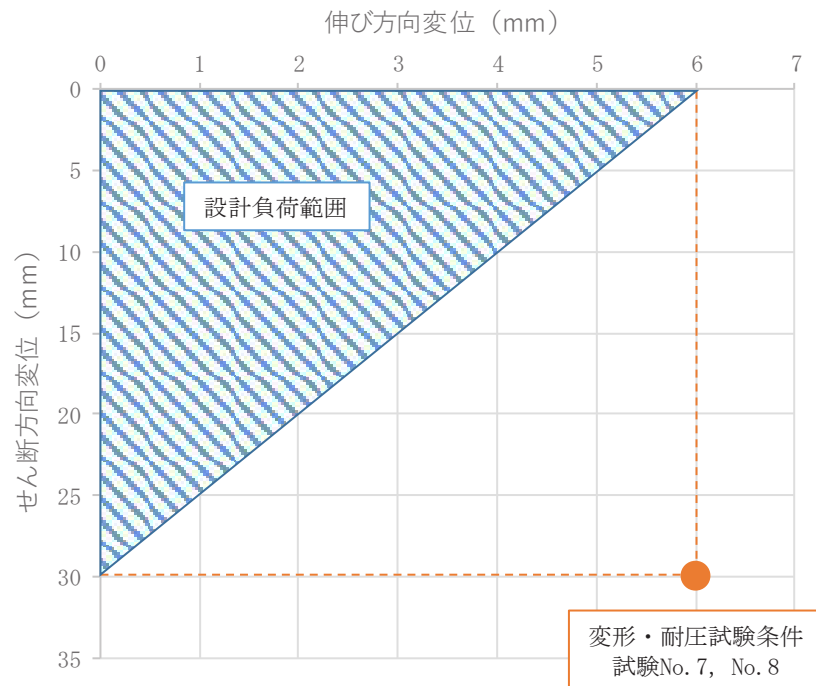


図 6.1.5-7 ウレタンシリコーン目地の設計負荷範囲

表 6.1.5-4 ウレタンシリコーン目地の試験時変位量

変位量
伸び 6mm, せん断 30mm

(b) 試験水圧

試験水圧は、津波時に止水ジョイント部材に作用する水圧として、遡上津波波圧及び余震による動水圧を算定の上、設定する。

遡上津波波圧については、防潮堤前面における最大津波水位標高（入力津波水位：O.P.+24.4m）と防潮堤前面（海側）の地盤標高の差分の1/2倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その3倍を考慮して算定する。遡上津波波圧を表6.1.5-5に示す。

また、余震による動水圧は、弾性設計用地震動Sd-D2を入力地震動とした地震応答解析より算出する。動水圧を表6.1.5-6に示す。

各評価断面における遡上津波波圧と最大動水圧の合計は表6.1.5-7のとおりであり、断面③における262.5kN/m²(0.2625MPa)が最大である。そのため、保守的に280kN/m²(0.28MPa)とする。なお、ゴムジョイントについては、さらに保守的に400kN/m²(0.40MPa)とする。

断面①～⑥の位置を図6.1.5-1及び図6.1.5-2に示す。

表 6.1.5-5 遡上津波波圧

断面	防潮堤 天端高 (O.P. (m))	入力津波高 (O.P. (m))	防潮堤前面 の地盤高 (O.P. (m))	設計用 浸水深 (m)	防潮堤 天端波圧 (kN/m ²)	背面補強工 天端での波圧 (kN/m ²)
①～⑤	29.0	24.4	0.5	11.95	74.3	180.3
⑥	29.0	24.4	0.0	12.2	76.8	182.9

表 6.1.5-6 動水圧

断面	防潮堤 天端高 (O.P. (m))	入力津波高 (O.P. (m))	地震動 (位相)	最大動水圧 (kN/m ²)
①	29.0	24.4	Sd-D2 (+-)	57.8
②	29.0	24.4	Sd-D2 (-+)	66.6
③	29.0	24.4	Sd-D2 (--)	82.2
⑤	29.0	24.4	Sd-D2 (-+)	36.7
⑥	29.0	24.4	Sd-D2 (++)	54.4

表 6.1.5-7 遡上津波波圧と動水圧の合計

断面	防潮堤前面の 地盤高での波圧 (kN/m ²)	動水圧 (kN/m ²)	波圧と動水 圧の合計 (kN/m ²)
①	180.3	57.8	238.1
②	180.3	66.6	246.9
③	180.3	82.2	<u>262.5</u>
⑤	180.3	36.7	217.0
⑥	182.9	54.4	237.3

(2) 性能確認試験

止水ジョイント部材に対して、地震時、津波時及び重畳時の最大相対変位を想定して伸び・せん断変形させ、有意な漏えいを生じない変形に留まることを試験により確認する。また、止水ジョイント部材に対して、上記最大相対変位及び津波による波圧を想定した伸び・せん断変形及び水圧を作用させることにより、有意な漏えいを生じない性能を保持することを試験により確認する。

a. ゴムジョイント

(a) 試験条件（試験変位量，水圧）

試験条件として表 6.1.5-8 に示す変位量，水圧を作用させる。加圧時間は津波の作用時間を考慮して 10 分以上を基本とし，試験では保守的に 1 時間とした。加圧時間中及び加圧時間経過後，ゴムジョイントに有意な損傷や漏えいが生じないことを確認する。

ゴムジョイントの性能確認試験フローを図 6.1.5-8 に，変形・耐圧試験のイメージを図 6.1.5-9 に，変形・耐圧試験の状況を図 6.1.5-10 に示す。

表 6.1.5-8 ゴムジョイントの試験条件

試験種別	変位量	水圧	必要耐圧 保持時間
変形試験	伸び 150mm せん断 350mm	—	—
耐圧試験	伸び 150mm せん断 350mm	0.40MPa	10 分以上*

注記 *：加圧時間は必要耐圧保持時間に対し，十分な余裕をもって 1 時間とした。

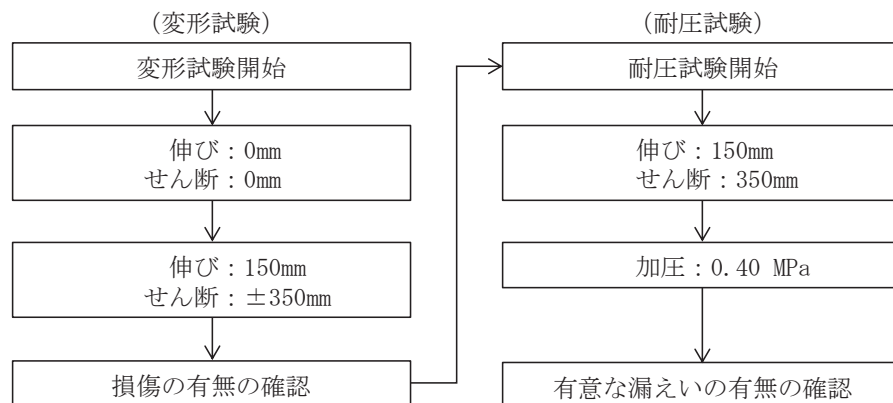


図 6.1.5-8 ゴムジョイントの性能確認試験フロー

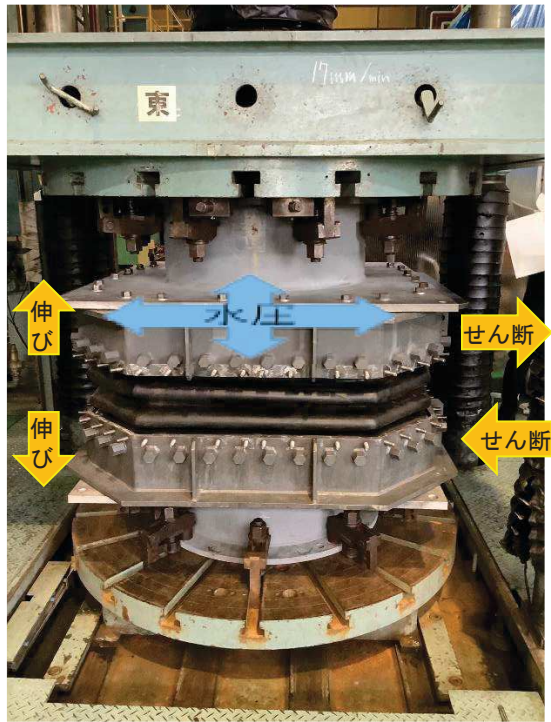


図 6.1.5-9 変形・耐圧試験のイメージ

(b) 試験状況写真

イ. 設置状況確認 (伸び 0mm, せん断 0mm, 水圧 0MPa)

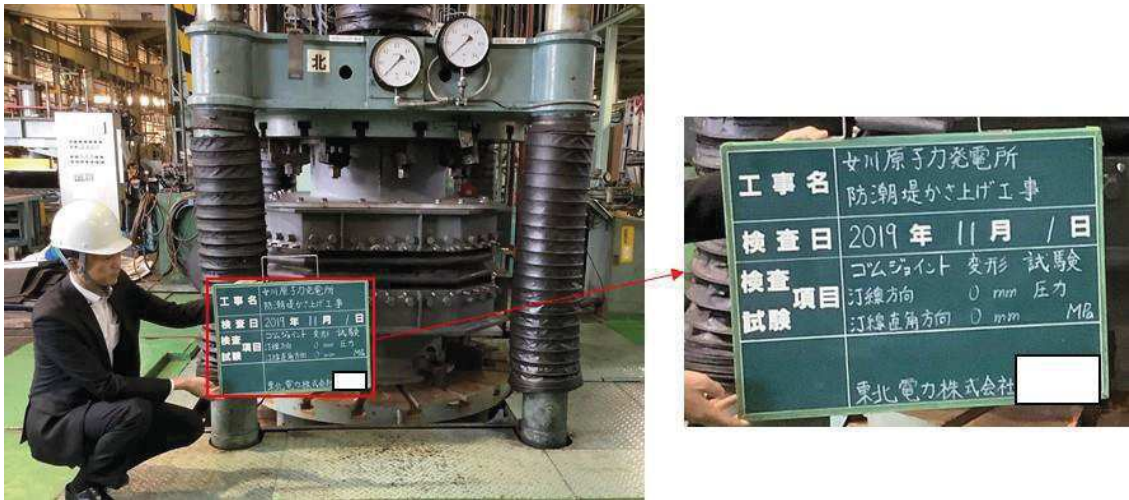


図 6.1.5-10(1) 全体状況



図 6.1.5-10(2) ゴムジョイント設置状況



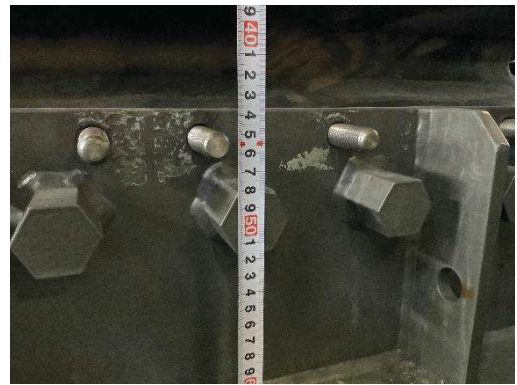
枠間距離計測状況



ボルト間距離 (初期値): 330 mm

図 6.1.5-10(3) ゴムジョイント設置状況 (枠間距離計測)

ロ. 変形試験状況確認 (伸び 150mm, せん断 0mm, 水圧 0MPa)



枠間距離計測状況 (損傷無し)

ボルト間距離 : 480 mm
(初期値 330mm + 伸び 150mm = 480mm)

図 6.1.5-10(4) ゴムジョイント変形試験状況 (伸び : 150mm)

ハ. 変形試験状況確認 (伸び 150mm, せん断 350mm, 水圧 0MPa)



図 6.1.5-10(5) 変形試験全体状況 (伸び 150mm, せん断 350mm, 水圧 0MPa)



せん断方向距離計測状況

せん断方向変位 : 350 mm

図 6.1.5-10(6) ゴムジョイント変形試験状況 (伸び : 150mm, せん断 : 350mm)



せん断方向距離計測状況



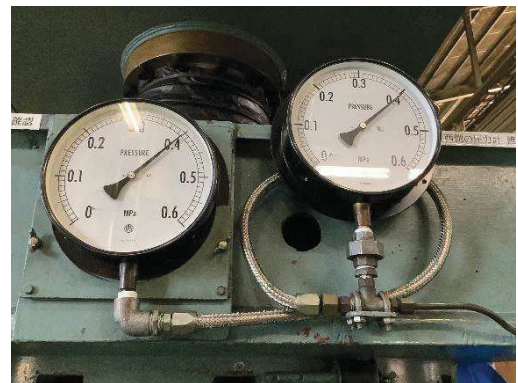
せん断方向変位：350 mm

図 6.1.5-10(7) ゴムジョイント変形試験状況 (伸び：150mm, せん断：350mm)

二. 耐圧試験状況確認 (伸び 150mm, せん断 350mm, 水圧 0.40MPa)



加圧状況 (漏えい無し)



0.40MPa 加圧

図 6.1.5-10(8) ゴムジョイント耐圧試験状況(伸び:150mm,せん断:350mm,水圧 0.40MPa)



0.40MPa, 1時間保持後 (漏えい無し)



0.40MPa, 1時間保持後

図 6.1.5-10(9) ゴムジョイント耐圧試験結果(伸び:150mm,せん断:350mm,水圧 0.40MPa)

(c) 試験結果

所定の変位（伸び 150mm，せん断 350mm）を与えた上で，津波による波圧を上回る水圧 0.40MPa を 10 分以上（加圧時間：1 時間）加圧した結果，表 6.1.5-9 に示すとおり損傷及び漏えいが無いことを確認した。

表 6.1.5-9 ゴムジョイントの試験結果

試験種別	変位量	水圧	耐圧 保持時間	損傷， 漏えい	判定
変形試験	伸び 150mm せん断 350mm			無し	OK
耐圧試験	伸び 150mm せん断 350mm	0.40MPa	10 分以上	無し	OK

b. ウレタンシリコーン目地

(a) 試験条件（試験変位量，水圧）

試験条件として表 6.1.5-10 に示す変位量，水圧を作用させる。加圧時間は津波の作用時間を考慮して 10 分以上を基本とし，試験では保守的に 1 時間とした。加圧時間中及び加圧時間経過後，止水ジョイント部材の有意な損傷や漏えいが生じないことを確認する。

ウレタンシリコーン目地の性能確認試験フローを図 6.1.5-11 に，変形・耐圧試験のイメージを図 6.1.5-12 に，変形・耐圧試験の状況を図 6.1.5-13 に示す。

表 6.1.5-10 ウレタンシリコーン目地の試験条件

試験 No.	試験種別	変位量	水圧	必要耐圧 保持時間
No. 7	変形試験	伸び 6mm せん断 30mm	/	/
	耐圧試験	伸び 6mm せん断 30mm	0.28MPa	10 分以上*
No. 8	変形試験	伸び 6mm せん断 30mm	/	/
	耐圧試験	伸び 6mm せん断 30mm	0.28MPa	10 分以上*

注記 *：加圧時間は必要耐圧保持時間に対し，十分な余裕をもって 1 時間とした。

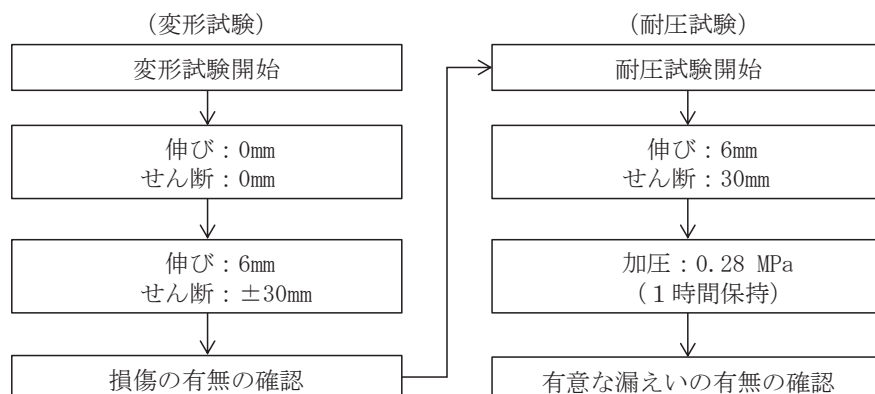
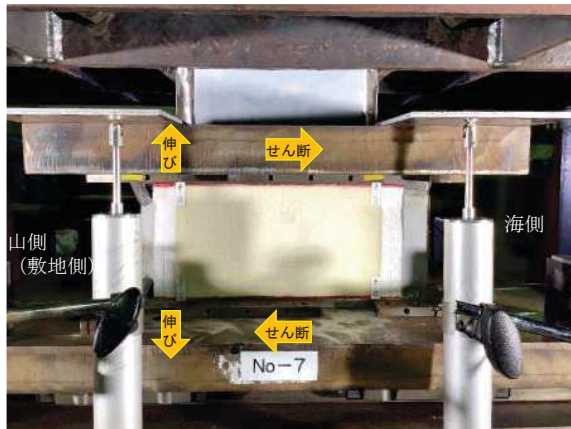


図 6.1.5-11 ウレタンシリコーン目地の性能確認試験フロー



(変形試験)



(耐圧試験)

図 6.1.5-12 変形・耐圧試験のイメージ

(b) 試験状況写真

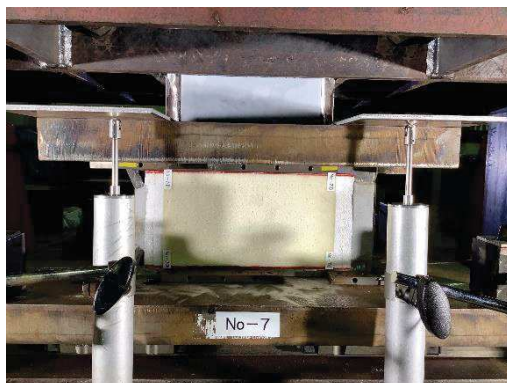
イ. 設置状況確認 (伸び 0mm, せん断 0mm, 水圧 0MPa)



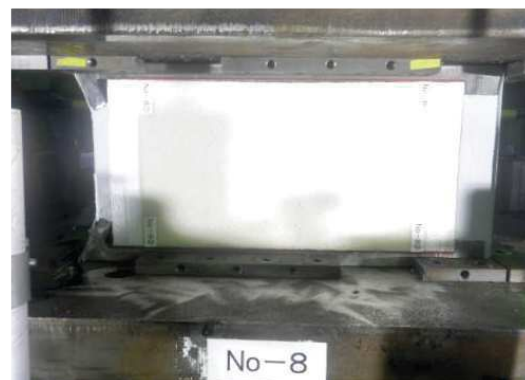
図 6.1.5-13(1) 変形試験全体状況



図 6.1.5-13(2) 耐圧試験全体状況



No. 7



No. 8

図 6.1.5-13(3) ウレタンシリコーン目地設置状況

ロ. 変形試験状況確認 (伸び 6mm, せん断 30mm, 水圧 0MPa)

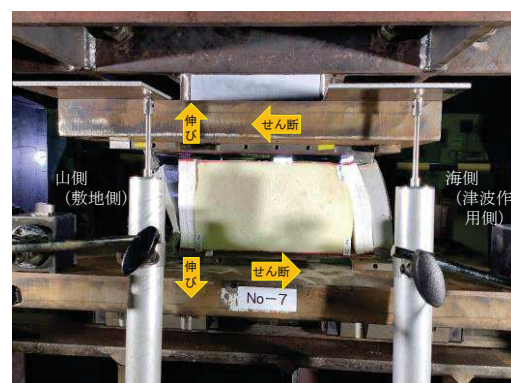
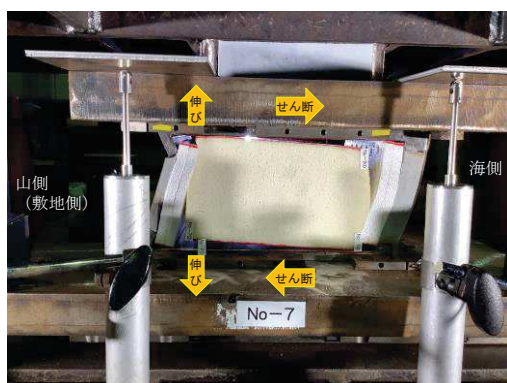


図 6.1.5-13(4) ウレタンシリコーン目地変形試験状況 (試験体 No. 7, 伸び 6mm, せん断 30mm)

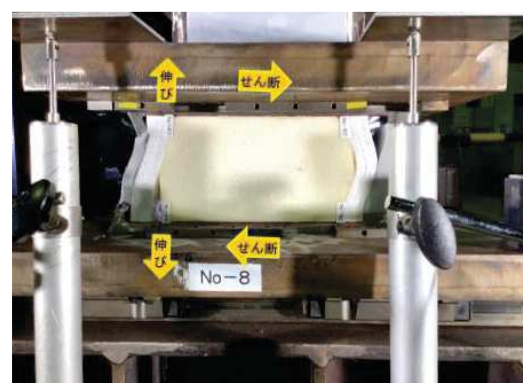
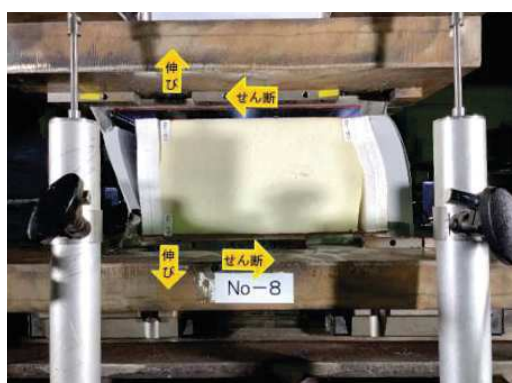


図 6.1.5-13(5) ウレタンシリコーン目地変形試験状況 (試験体 No. 8, 伸び 6mm, せん断 30mm)



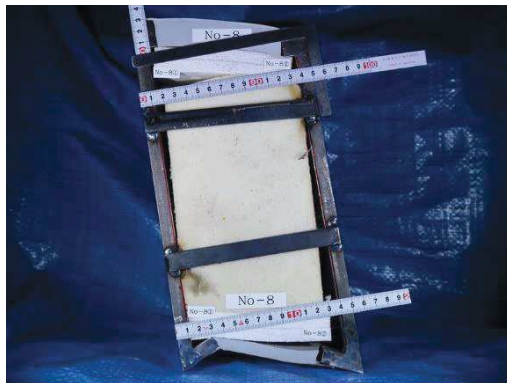
(写真上方が津波作用側)



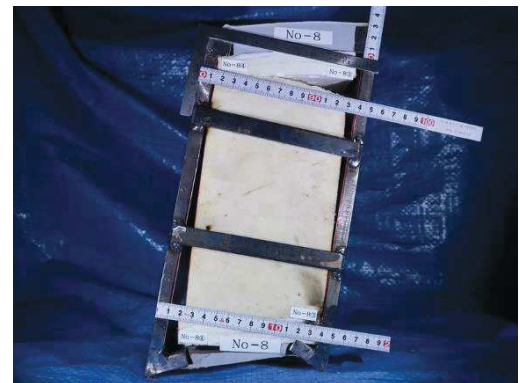
(写真上方が津波作用側)

図 6.1.5-13(6) ウレタンシリコン目地変形試験状況 (試験体 No. 7, 伸び 6mm, せん断 30mm)

(耐圧試験を実施するため, 変形状態を保持)



(写真上方が津波作用側)



(写真上方が津波作用側)

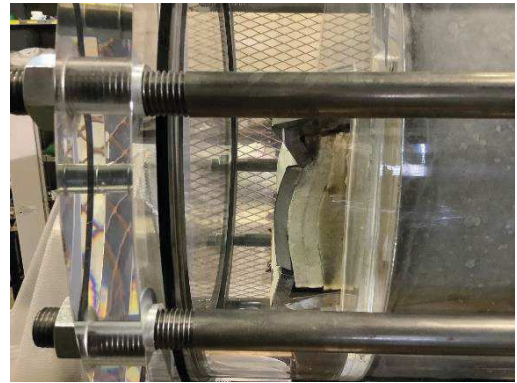
図 6.1.5-13(7) ウレタンシリコン目地変形試験状況 (試験体 No. 8, 伸び 6mm, せん断 30mm)

(耐圧試験を実施するため, 変形状態を保持)

ハ. 耐圧試験状況確認（伸び 6mm, せん断 30mm, 水圧 0.28MPa）



加圧状況（海側：損傷無し）



加圧状況（敷地側：漏えい無し）

図 6.1.5-13(8) ウレタンシリコーン目地耐圧試験状況（試験体 No.7）

（伸び：6mm, せん断：30mm, 水圧 0.28MPa）



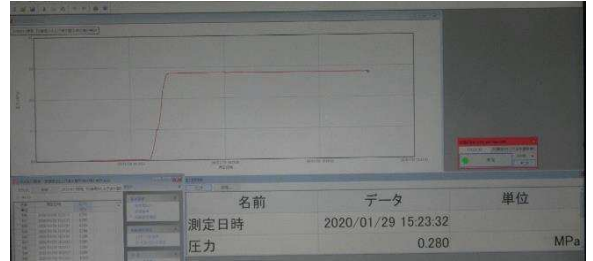
加圧状況（海側：損傷無し）



加圧状況（敷地側：漏えい無し）

図 6.1.5-13(9) ウレタンシリコーン目地耐圧試験状況（試験体 No.8）

（伸び：6mm, せん断：30mm, 水圧 0.28MPa）



1 時間保持後 (損傷及び漏えい無し)

0.28MPa, 1 時間保持後

図 6.1.5-13(10) ウレタンシリコン目地耐圧試験結果 (試験体 No. 7)

(伸び: 6mm, せん断: 30mm, 水圧 0.28MPa)



1 時間保持後 (損傷及び漏えい無し)

0.28MPa, 1 時間保持後

図 6.1.5-13(11) ウレタンシリコン目地耐圧試験結果 (試験体 No. 8)

(伸び: 6mm, せん断: 30mm, 水圧 0.28MPa)

(c) 試験結果

所定の変位（伸び 6mm，せん断 30mm）を与えた上で，津波による波圧を上回る水圧 0.28MPa を 10 分以上（加圧時間：1 時間）加圧した結果，表 6.1.5-11 に示すとおり損傷及び漏えいが無いことを確認した。

表 6.1.5-11 ウレタンシリコーン目地の試験結果

試験 No.	試験種別	変位量	水圧	耐圧 保持時間	損傷， 漏えい	判定
No. 7	変形試験	伸び 6mm せん断 30mm			無し	OK
	耐圧試験	伸び 6mm せん断 30mm	0.28MPa	10 分以上	無し	OK
No. 8	変形試験	伸び 6mm せん断 30mm			無し	OK
	耐圧試験	伸び 6mm せん断 30mm	0.28MPa	10 分以上	無し	OK

(3) 許容限界の設定

止水ジョイント部材の変位量の許容限界は、「(2) 性能確認試験」を踏まえ、ゴムジョイントとウレタンシリコーン目地でそれぞれ許容限界を定める。

表 6.1.5-12 に止水ジョイント部材の変位量の許容限界を示す。

表 6.1.5-12 止水ジョイント部材の許容限界 (変位量)

評価項目	許容限界	備考
ゴムジョイント	伸び：150 mm せん断：350 mm	試験水圧：0.40MPa
ウレタンシリコーン目地	伸び：6 mm せん断：30 mm	試験水圧：0.28MPa

(4) 耐久性

止水ジョイント部材の耐久性能について評価する。

ゴムを原材料として製造された止水ゴムの耐久性能について評価する。

防潮堤は、構造上の境界部及び構造物間に生じる相対変位に対して有意な漏えいを生じない変形に留まる止水ジョイント部材を設置することにより、有意な漏えいを生じない性能を保持する設計としている。

止水ジョイント部材は、構造上の境界部及び構造物間に生じる相対変位の大きさに応じて、ゴムジョイントとウレタンシリコン目地を使い分ける。

a. 評価項目

止水ジョイント部材の耐久性能については、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼製遮水壁間に設置されることを踏まえ、耐熱性（耐熱老化性）、耐寒性及び耐候性を評価項目とする。

(a) 耐熱性（耐熱老化性）

熱によって老化（酸化・分解）が促進されることに抵抗する性質。

(b) 耐寒性

低温環境下にさらされ、硬化することによって弾性が失われることに抵抗する性質。なお、耐寒性については、温度が上がれば機能が回復するという点で、耐熱性（耐熱老化性）とは性質が異なる。

(c) 耐候性

屋外曝露状態で受ける、日光（紫外線）や雨雪等の作用に抵抗する性質。

b. ゴムジョイントの評価結果

(a) 耐熱性（耐熱老化性）

ゴムジョイントの伸縮部材に用いている原材料のクロロプレンゴムについて、メーカーにて熱老化試験が実施されている。熱老化試験では、70℃、100℃、120℃の3種類の異なる加熱温度下において、加熱前に切断時伸び 480%のゴムが、ゴム伸び残存率 50%に相当する切断時伸び 240%に至るまで、気中において加熱を与え続けた試験を実施している。ここで、ゴム伸び残存率は、経年劣化後の切断時伸びを初期の切断時伸びで除した値と定義される劣化指標で、ゴム伸び残存率 50%となる時間をもとに予測寿命が算定される。図 6.1.5-14 に熱老化試験結果を示す。

熱老化試験結果をもとに、ゴム伸び残存率が 50%、60%、70%、80%及び 90%となる時間と温度の関係をグラフ化したものを図 6.1.5-15 に示す。図 6.1.5-15 により温度 20℃、30℃及び 40℃におけるゴム伸び残存率と時間の値を読み取り、作成した時間－ゴム伸び残存率の推定線を図 6.1.5-16 に示す。

なお、図 6.1.5-16 にはメーカーにて調査された実際に長時間使用されていたクロロプレンゴム製品のゴム伸び残存率をプロットしているが、ほぼ推定線上に散布しており調和的である。気中下にて約 46 年間屋外で使用されていたクロロプレンゴム製品のゴム伸び残存率は 50%以上であることが確認されている。

女川地点における月平均気温は、図 6.1.5-17 に示すように通年で約 2～23℃の範囲で変化し、年平均気温は約 13℃である。ゴムジョイント使用環境の気温を 20℃とすると、図 6.1.5-16 よりゴム伸び残存率 50%を確保できる耐用年数は 127 年と推定される。

なお、女川地点における月平均気温が最高気温に達するのは、年間を通して主に 8 月であり、保守的にゴムジョイント使用環境の気温を 30℃として評価しても、ゴム伸び残存率 50%を確保できる耐用年数は 38 年と推定され、十分な耐熱性を有している。

長期にわたり供用されたクロロプレンゴムの耐久性について調査された事例は少ないが、宇佐美ら（1981^{*1}、1982^{*2}）は約 17 年間使用された鉄道橋梁の支承に用いられたクロロプレンゴムは、列車通過に起因する大きな荷重を受けている点で、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼製遮水壁間に用いられるクロロプレンゴムよりも厳しい条件下で使用されたにもかかわらず、ゴム伸び残存率 50%を確保できる耐用年数は 85 年以上と推定されており、クロロプレンゴムは十分な耐久性能を有していることを示している。

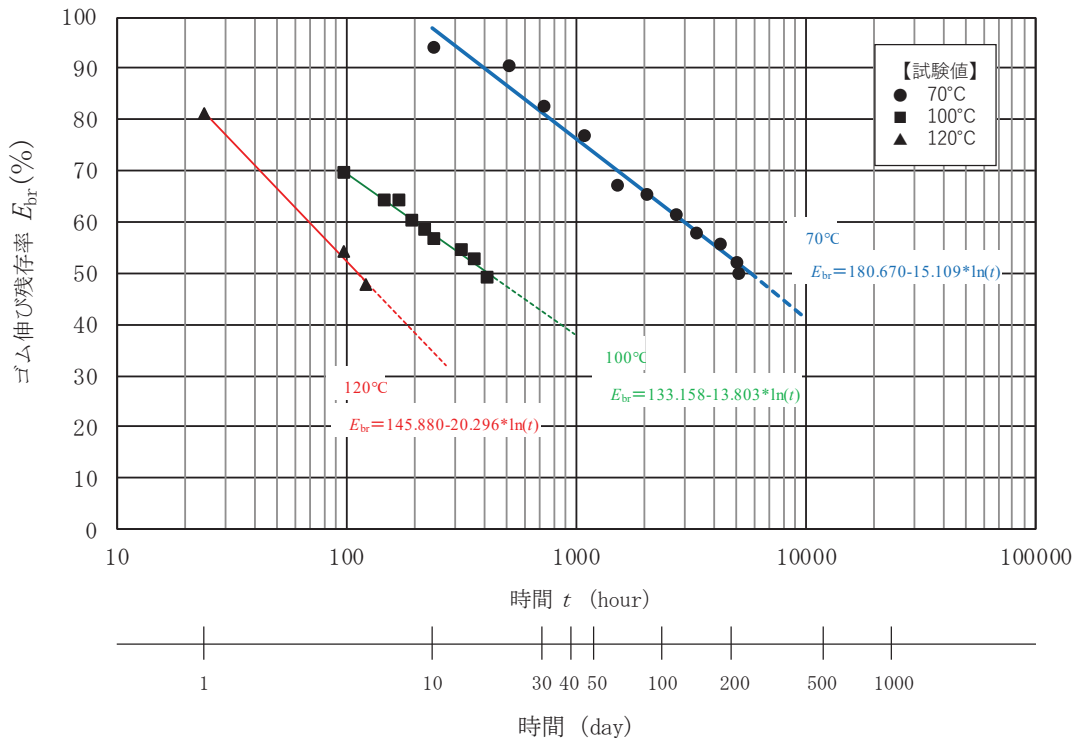


図 6.1.5-14 ゴム材料の熱老化試験結果

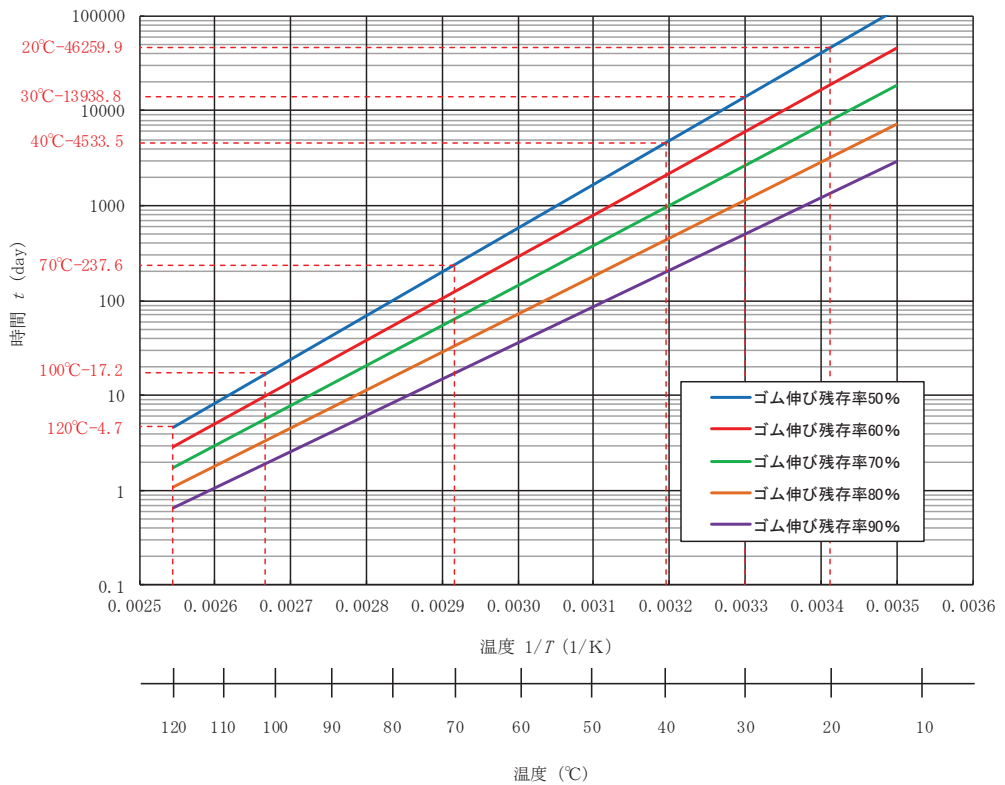


図 6.1.5-15 ゴム材料の残存率に応じた温度と日数の関係

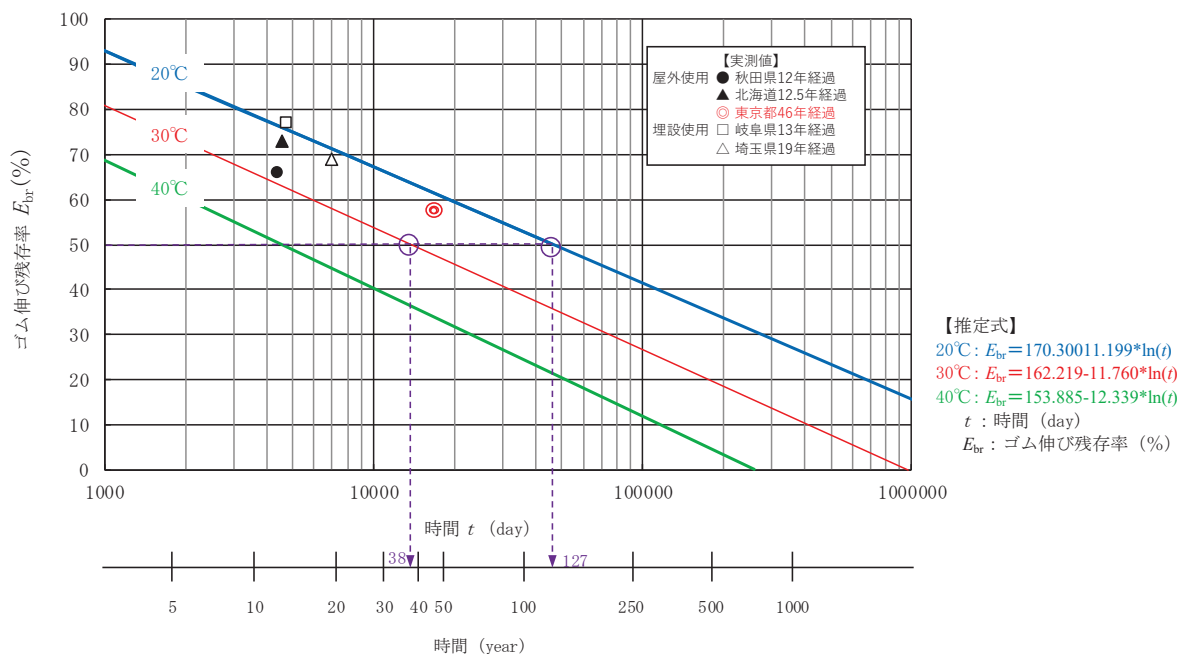


図 6.1.5-16 ゴムジョイントの耐候年数推定結果

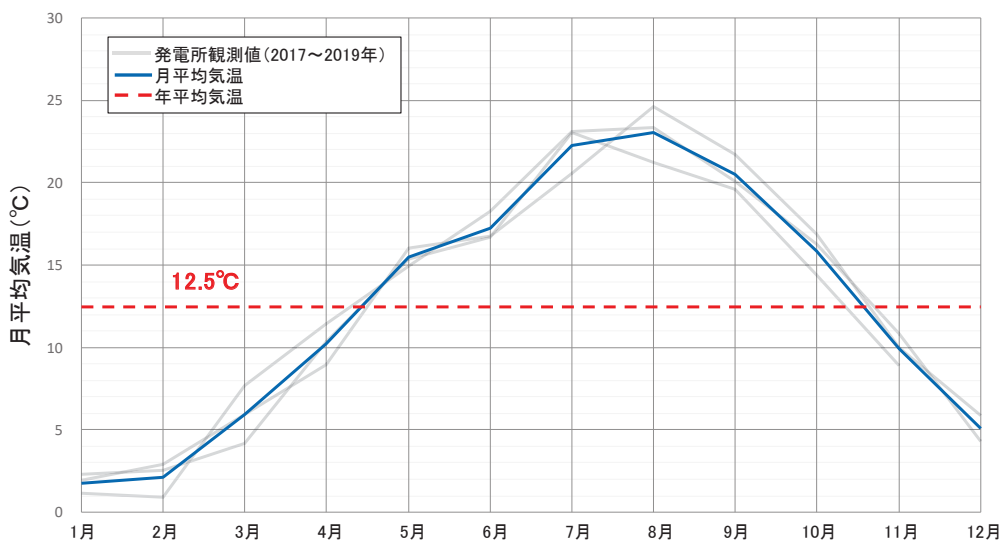


図 6.1.5-17 女川地点における月平均気温

(b) 耐寒性

図 6.1.5-18 に各種加硫ゴムの低温特性値を示す。一般的に、クロロプレンゴムのガラス転移温度（ゴムが温度の低下とともに硬くなり、最後には弾性を失ってもろくなるガラス転移現象が生じる温度で、ガラス転移温度以下ではゴムとしての特性を喪失する）は-40℃程度とされている。

クロロプレンゴムを対象にメーカーにて実施された低温下における引張試

験について、図 6.1.5-19 に各試験温度におけるクロロプレンゴムの切断時伸びの結果を示す。比較のため、同図には常温における結果も併記した。温度の低下に伴ってクロロプレンゴムの切断時伸びも低下するが、その変化量はわずかである。また、低温下においても切断時伸びは製品規格値を上回っており、十分な耐寒性を有している。

女川地点における月平均気温は、年平均値は約 13℃で、最低でも約 2℃であることを踏まえると、女川地点の防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼製遮水壁間に設置されるクロロプレンゴムを原材料とするゴムジョイントの使用に関して影響はほとんどないと考えられる。

各種加硫ゴムの低温特性値

ゴムの種類	カーボンブラック量 phr	低温特性値 (単位℃)				
		T_g	T_b	T_{10}	T_{50}	T_{70}
BR	SRF 50	-70以下	-70以下	—	—	—
NR	"	-62	-59	-59	-53	-48
SBR	"	-51	-58	-47	-41	-38
IIR	"	-61	-46	-56	-46	-42
CR (W)	"	-41	—	-38	-25	-6
CR (WRT)	"	-40	-37	-37	-28	-19
NBR (ハイカー1041)	"	-15	-20	-14	-10	-7
NBR (ハイカー1042)	"	-27	-36	—	—	—
CIIR (Esso Butyl HT-1066)	FEF 30	-56	-45	-45	-32	-23
CO (ハイドリン100)	FEF 30	-25	-19	-18	-12	-9
ECO (ハイドリン200)	FEF 30	-46	-40	-36	-30	-29
CSM (ハイパロン40)	FEF 40	-27	-43	-6	+6	+7
ACM (チアクリル76)	FEF 45	—	-18	-18	-8	-2
FKM (G-501)	FT25	—	-36	-14	+9	+15
T (チオコールFA)	FEF 30	-49	—	-42	-30	-18
U (エラストサン455)	FEF 25	-32	-36	-22	-13	-7

T_g : ゲーマンねじり試験より

T_b : ぜい化試験より

T_{10} , T_{50} , T_{70} : T-R試験より

出典 丹野博実:日ゴム協誌, 46, 644 (1973)

図 6.1.5-18 ゴムの低温特性

(非金属材料データブック (日本規格協会) *³, 一部加筆)

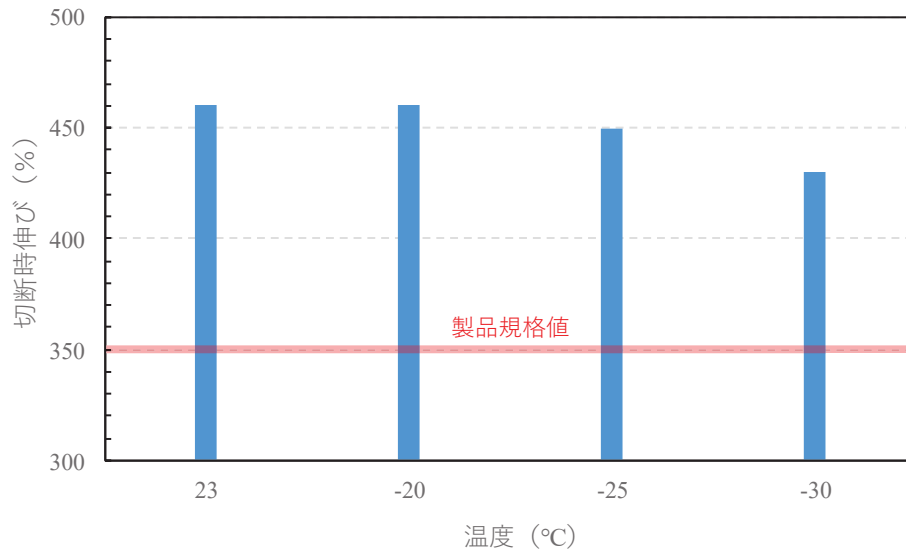


図 6.1.5-19 低温下におけるクロロプレンゴムの切断時伸び

(c) 耐候性

クロロプレンゴムを対象とした耐候性試験（ウェザーメーター試験）がメーカーにて実施されている。耐候性試験は、屋外に長期曝露された状況を想定し、主に日光（紫外線）や雨雪に対する耐性を評価するための試験である。試験体に対し、太陽光に近い人工光源の照射や断続した水の噴霧を与え、自然環境に起因する劣化促進を図っている。耐候性試験をもとに、熱老化試験と同様の整理を経て得られた時間－ゴム伸び残存率の推定線を図 6.1.5-20 に示す。比較のため、図 6.1.5-20 には、熱老化試験より得られた推定線も併記した。熱老化による影響と比較するとゴム伸び残存率の低下は緩やかであり、熱老化よりも影響は少なく十分な耐候性を有している。

なお、ゴムジョイントは防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼製遮水壁間に設置され、その海側には漂流物防護工が設置されるから、日光（紫外線）や雨雪等の影響を受けにくいと考えられ、劣化速度は耐候性試験結果よりもさらに緩やかになると考えられる。

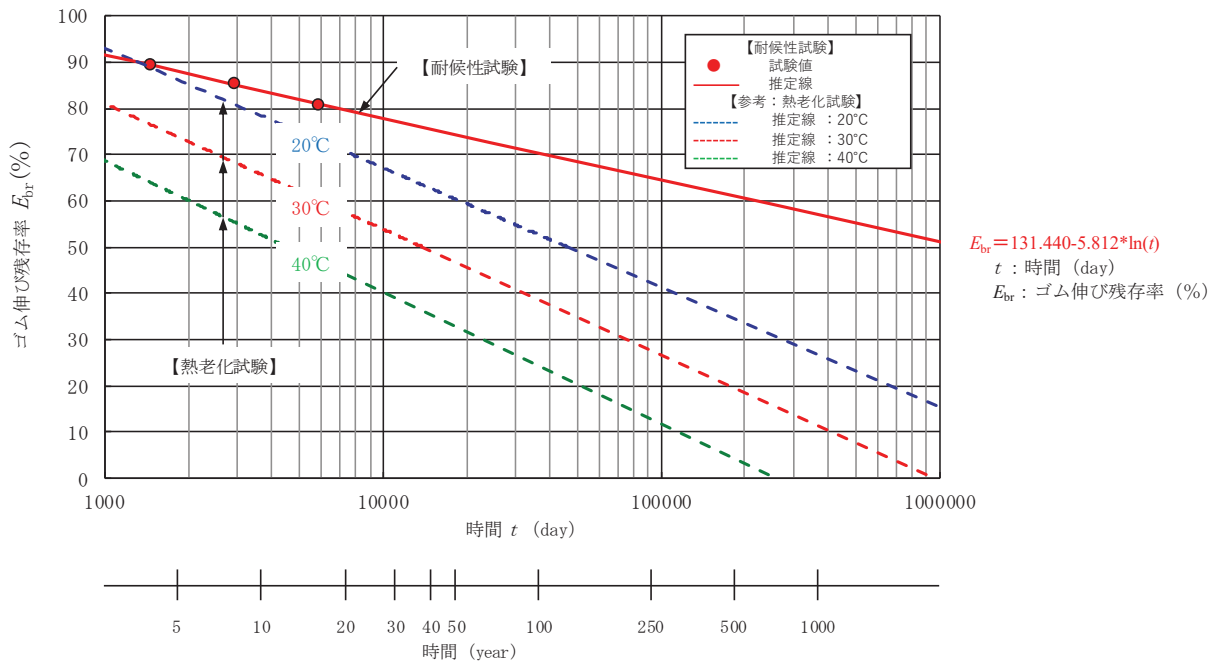


図 6.1.5-20 耐候性試験より推定される時間－ゴム伸び残存率の関係

(d) まとめ

ゴムジョイントの伸縮部材に用いている原材料のクロロプレンゴムに対する耐熱性（耐熱老化性）、耐寒性及び耐候性について検討した。その結果、クロロプレンゴムの耐久性に最も大きな影響を与える項目は耐熱性（耐熱老化性）であると考えられる。耐熱性（耐熱老化性）について、女川地点における平均気温が約 13°Cであることを踏まえると、ゴム伸び残存率 50%を確保できる耐用年数は 127 年と推定される。

なお、女川地点における平均気温が最高気温に達するのは、年間を通して主に 8 月であり、保守的に評価してもゴム伸び残存率 50%を確保できる耐用年数は 38 年と推定され、十分な耐熱性を有している。また、気中下において約 46 年間屋外で使用されていたクロロプレンゴム製品のゴム伸び残存率は 50%以上であることが確認されている。

以上により、女川地点の防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼製遮水壁間に設置されるクロロプレンゴムを原材料とするゴムジョイントは、耐熱性（耐熱老化性）、耐寒性及び耐候性に関する耐久性能を有していることを確認した。

注記 *1：宇佐美民雄，渡邊正夫，橘田敏之，米浜光郎，林邦明，長野悦子（1981）：ゴム支承の経年変化と静的特性，日本ゴム協会誌，55 巻，3 号，pp.174-184

*2：宇佐美民雄，渡邊正夫，橘田敏之，米浜光郎，林邦明，長野悦子

(1982) : ゴム支承の経年変化と活荷重の影響, 日本ゴム協会誌,
55 卷, 12 号, pp. 777-783

*3 : 日本規格協会 1983 非金属材料データブック pp. 192-193

c. ウレタンシリコーン目地の評価結果

長期的な使用のための耐久性に関しては、ウレタンシリコーン目地を構成するシリコーン及びウレタンについてメーカーによる耐候性試験（熱老化試験、乾湿繰り返し試験）により確認する。

(a) 耐熱性（耐熱老化性）

イ. シリコーン材（トスシール 361）

ウレタンシリコーン目地に用いている原材料のうちシリコーン材（トスシール 361）について、メーカーにて熱老化試験が実施されている。

表 6.1.5-13 に示す養生及び加熱劣化条件で熱劣化試験を行った後、引張接着性試験（H型）（引張速度 50mm/min：50%引張応力（M50）、最大引張応力（Tmax）及び伸び（Emax）を測定）を実施している。試験結果を表 6.1.5-14 に示す。

表 6.1.5-14 の試験結果から、いずれの条件下においてもシリコーン材（トスシール 361）に異常は確認されなかった。また、100℃で 365 日加熱促進劣化しても異常がなかったことを踏まえ、女川地点における年平均気温が約 13℃であることを踏まえると、250 年以上物性の変化がなく使用できることになる。

なお、女川地点における月平均気温の最高は 8 月の約 23℃であることを踏まえ、保守的に 30℃としたとしても、120 年以上物性の変化がなく使用できることになり、十分な耐熱性を有している。

$$365 \text{ 日} \times 2^8 = 93440 \text{ 日} = 256 \text{ 年}$$

$$\left(\begin{array}{l} \text{アレニウスの式に従い, } (100-20)/10=8 \\ 10^\circ\text{C 上昇することで 2 倍則となるため } 2^8 \end{array} \right)$$

表 6.1.5-13 養生及び加熱劣化条件

	養生	加熱劣化条件
① 標準養生（2成分形）	23℃50%RH×7日間	50℃7日間
② 加熱劣化	標準養生	100℃加熱 365 日間
③ 加熱劣化	標準養生	120℃加熱 365 日間
④ 加熱劣化	標準養生	150℃加熱 365 日間
⑤ 加熱劣化	標準養生	175℃加熱 28 日間
⑥ 加熱劣化	標準養生	200℃加熱 10 日間

表 6.1.5-14 標準養生後と加熱促進劣化後の引張接着試験結果 (H型)

条件	M50	Tmax	E _{max}	破壊状況		
				CF	TCF	AF
	MPa	MPa	%	%	%	%
標準	0.14	0.58	1480	100	0	0
100°CX365日	0.14	0.56	1400	100	0	0
120°CX365日	0.13	0.62	1380	100	0	0
150°CX365日	0.09	0.53	1180	100	0	0
175°CX28日	0.07	0.54	1010	100	0	0
200°CX10日	0.06	0.50	910	100	0	0

表中の破壊状況:CFは凝集破壊、TCFは薄層破壊、AF界面剥離を示す。

ロ. ウレタン材 (エアライトフォーム GK-K700)

ウレタンシリコン目地に用いている原材料のうちウレタン材 (エアライトフォーム GK-K700) について、メーカーにて熱老化試験が実施されている。

試験条件を 70°C, 95%RH, 600 日とし湿熱老化試験 (試験片寸法: 50×50×50mm) を実施し, 経過日数に応じて体積変化率, 重量変化率及び圧縮強度を確認した。試験結果を表 6.1.5-15 に示す。

表 6.1.5-15 の試験結果から, 600 日経過した時点においても体積変化率, 重量変化率及び圧縮強度に変化は生じていないことを確認した。また, 70°C で 600 日経過しても異常がなかったことを踏まえ, 女川地点における年平均気温が約 13°C であることを踏まえると, 50 年以上物性変化なく使用できることになる。

なお, 女川地点における月平均気温の最高は 8 月の約 23°C であることを踏まえ, 保守的に 30°C としたとしても, 26 年以上物性の変化がなく使用できることになり, 十分な耐熱性を有している。

$$600 \text{ 日} \times 2^5 = 19200 \text{ 日} \approx 52 \text{ 年}$$

$$\left(\begin{array}{l} \text{アレニウスの式に従い, } (70-20)/10=5 \\ 10^\circ\text{C 上昇することで 2 倍則となるため } 2^5 \end{array} \right)$$

表 6.1.5-15 湿熱老化試験結果（体積変化率、重量変化率及び圧縮強度）

湿熱劣化日数（日）	体積変化率（％）	重量変化率（％）	圧縮強度（kgf/cm ² ）
0	0	0	2.86
40	+2.5	+1.2	3.13
80	+2.7	+2.3	3.13
160	+1.2	+1.8	3.01
240	+2.3	+2.6	3.30
360	+1.3	+1.1	3.18
480	-0.4	+1.9	3.20
600	+0.4	+1.0	3.26

(b) 耐寒性

ウレタンシリコーン目地に用いている原材料のうちシリコーン材（トスシール 361）について、メーカーにて温度変化を踏まえた引張試験が実施されている。試験方法は以下の手順で行っている。

- ① シリコーン材（トスシール 361）を厚さ 2mm のシート状に伸ばし、23℃ 50%RH 雰囲気下で 7 日、その後 50℃ 恒温槽で 7 日養生する。
- ② 硬化後専用打ち抜き型を使用して、JIS K 6251 の 2 号ダンベルに打ち抜く。
- ③ 規定の温度（200℃、175℃、150℃、125℃、100℃、20℃、-20℃、-40℃、-60℃、-80℃）に 7 日間放置したあと、直ちに以下の試験を行う。
- ④ 2 号ダンベルに打ち抜いたシリコーン材（トスシール 361）を 3 枚重ねて、Asker 硬度計 A 型で測定する。
- ⑤ その後、ショッパー引張り試験器を使用して引張特性を評価する。

試験結果を表 6.1.5-16 に示す。その結果、シリコーン材（トスシール 361）は-60℃～150℃の範囲で硬さ・引張強さ・伸びのいずれの特性もほとんど変化していないことが確認された。女川地点において、月平均気温が最低となるのは 1 月であり、約 2℃であるため、シリコーン材（トスシール 361）は十分な耐寒性を有している。

表 6.1.5-16 シリコーン材（トスシール 361）の温度による特性

表 トスシール 361 の温度による特性

条件	硬さ	引張強さ	伸び
		MPa	%
200°C	15	1.51	980
175°C	14	1.35	1080
150°C	13	1.18	1480
125°C	12	1.14	1550
100°C	12	1.12	1540
20°C	12	1.10	1580
-20°C	12	1.07	1530
-40°C	13	1.08	1500
-60°C	13	1.06	1460
-80°C	17	1.67	780

(c) 耐候性

ウレタンシリコーン目地に用いている原材料のうちシリコーン材を対象とした耐候性試験（ウェザーメーター試験）がメーカーにて実施されている。表 6.1.5-17 に示す養生及び促進曝露劣化条件でウェザーメーター試験（サンシャインカーボンアーク式）を行った後、引張接着性試験（H型）（引張速度 50mm/min：50%引張応力（M50），最大引張応力（Tmax）及び伸び（Emax）を測定）を行った。試験結果を表 6.1.5-18 に示す。

一般に、サンシャインカーボンアーク式ウェザーメーター照射は 300 時間が 1 年に相当すると考えられており、10000 時間照射は 33 年に相当する。この条件下においても引張強さや伸び等の物性に变化がまったく認められず、凝集破壊の状態にも異常はなかったことから、シリコーン材は十分な耐候性を有している。

表 6.1.5-17 養生及び促進劣化条件

試験名	養生	促進曝露劣化条件
① 標準養生 (2成分形)	23℃50%RH×7日間	50℃7日間
②促進曝露劣化	標準養生	サンシャインウェザーメーター 1000時間
③促進曝露劣化	標準養生	サンシャインウェザーメーター 1500時間
④促進曝露劣化	標準養生	サンシャインウェザーメーター 3000時間
⑤促進曝露劣化	標準養生	サンシャインウェザーメーター 5000時間
⑥促進曝露劣化	標準養生	サンシャインウェザーメーター 8000時間
⑦促進曝露劣化	標準養生	サンシャインウェザーメーター 10000時間

表 6.1.5-18 標準養生後と促進曝露劣化後の引張接着試験結果 (H型)

条件	M50	Tmax	Emax	破壊状況		
	MPa	MPa	%	CF	TCF	AF
				%	%	%
標準	0.15	0.56	1440	100	0	0
サンシャインウェザーメーター1000時間	0.15	0.58	1480	100	0	0
サンシャインウェザーメーター1500時間	0.15	0.55	1460	100	0	0
サンシャインウェザーメーター3000時間	0.15	0.58	1520	100	0	0
サンシャインウェザーメーター5000時間	0.15	0.56	1490	100	0	0
サンシャインウェザーメーター8000時間	0.15	0.54	1510	100	0	0
サンシャインウェザーメーター10000時間	0.15	0.56	1470	100	0	0

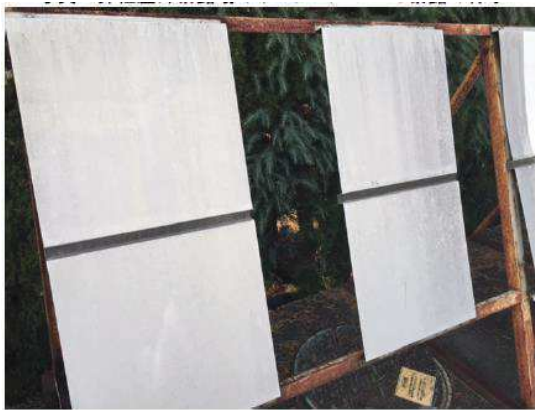
表中の破壊状況:CFは凝集破壊、TCFは薄層破壊、AF界面剥離を示す。

また、シリコーン材(トスシール361)の屋外曝露30年経過品の特性について、以下のとおりメーカーによる試験が行われており、その結果、30年経過した製品と新品では、硬さ、引張強さ及び伸び率に変化がなく、30年経過した製品の外観に顕著な異常はないことを確認している。

試験の実施状況写真を図6.1.5-21に、試験結果を表6.1.5-19に示す。

【試験方法】

- ① 屋外暴露試験場に仕掛けてあるシリコーン材（トスシール 361）をカッターナイフで慎重に切り取り，外観を目視で確認し，指触でべたつきや硬化に異常がないかを確認する。
- ② 切り取ったシリコーン材（トスシール 361）を 2mm の厚さにスライスしやすくするために，Asker 硬度計 A 型での硬度約 50 の 2 成分アルコール型シーラントを，攪拌混合後トスシール 361 の周りにセットし，23℃50%RH 雰囲気下で 3 日養生する。
- ③ 2 成分アルコール型シーラントが硬化後，カッターナイフを使い，厚さ 2mm になるように，トスシール 361 とアルコール型シーラントをスライスする。
- ④ 専用打ち抜き型を使用して，JIS K 6251 の 2 号ダンベルに打ち抜く。
- ⑤ 2 号ダンベルに打ち抜いたトスシール 361 を 3 枚重ねて，Asker 硬度計 A 型で測定する。
- ⑥ その後，ショッパー引張試験器を使用して引張特性を評価する。

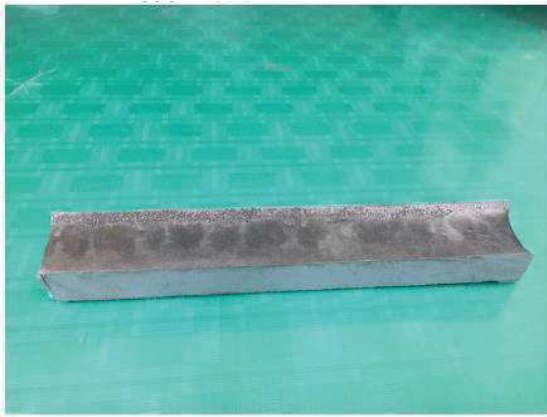


曝露状況



シリコーン材の切り取り状況

図 6.1.5-21(1) シリコーン材の耐候性試験



切り取ったシリコーン材



シリコーン材を2成分アルコール型シーラントでサポート

図 6.1.5-21(2) シリコーン材の耐候性試験



シリコーン材を2mmの厚さにスライス



シリコーン材をを2号ダンベルに打ち抜く

図 6.1.5-21(3) シリコーン材の耐候性試験



図 6.1.5-21(4) シリコーン材の耐候性試験（引張試験）

表 6.1.5-19 30年経過のシリコーン材（トスシール 361）の
特性と初期値（新品）平均の比較

	30年経過トスシール361	トスシール361(2015年平均)
外観	顕著な異常無し	異常無し
硬さ	12	12.4
引張り強さTs(N/mm ²)	1.14	1.01
伸び(%)	1600	1470

「清水ら 2018*¹」及び「鳥居ら 2018*²」によれば、旭川、銚子及び宮古島において屋外曝露試験を行い、15年経過した製品に劣化は確認されないことが報告されている。

なお、ウレタン材については、シリコーン材で覆われているため、屋外曝露状態で受ける、日光（紫外線）や雨雪等の作用は及ばない箇所に位置している。

注記 *1 清水祐介・松村宇・鳥居智之・竹本喜昭・伊藤彰彦：防水材料の耐候性試験 その1 1 静的屋外暴露 15年後の表面劣化状態と物性評価，日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）2018年9月。

*2 鳥居智之・清水祐介・伊藤彰彦・竹本喜昭：防水材料の耐候性試験 その1 2 建築用シーリング材の表面のひび割れの程度を尺度とした動的屋外暴露と動的人工光暴露の相関性検討，日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）2018年9月。

(d) まとめ

ウレタンシリコーン目地に用いている原材料のシリコーン材及びウレタン材に対する耐熱性（耐熱老化性），耐寒性及び耐候性について検討した。その結果，両者の耐久性に最も大きな影響を与える項目は耐熱性（耐熱老化性）であると考えられる。耐熱性（耐熱老化性）について，女川地点における平均気温が20℃であることを踏まえると，シリコーン材は250年以上物性に変化はなく，ウレタン材は50年以上物性に変化はないと推定される。

以上により，女川地点の防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼製遮水壁間に設置されるシリコーン材及びウレタン材を原材料とするウレタンシリコーン目地は，耐熱性（耐熱老化性），耐寒性及び耐候性に関する耐久性能を有していることを確認した。

(5) 維持管理方針の検討

止水ジョイント部材（ゴムジョイント：クロロプレン，ウレタンシリコーン目地：シリコーン材及びウレタン材）の維持管理は，部材の劣化，変状の発生・進行を把握し，許容限界を満足することを確認することを目的に，定期的な目視点検及び暴露試験を行う。

点検時期や点検方法について表 6.1.5-20 に示す。なお，詳細は別途定める保全計画に基づくものとして保安規定及び個別文書に示す。

表 6.1.5-20 点検時期および点検方法

時期	分類		時期，頻度	方法
維持管理開始時	初回点検		竣工直後	定期点検に準じる
供用中	点検	巡視点検	1回／月	双眼鏡等を用いた目視点検
		定期点検	1回／年	足場等を用いた目視点検
	暴露試験		1回／年 (竣工後 15 年以降)	暴露試験体を用いた引張試験

(点検)

- ・ 巡視点検(1回/月)，並びに定期点検(1回/年)による外観目視点検を行う。
- ・ 巡視点検では可視範囲で，定期点検では足場等を用いて全範囲を点検し，劣化及びひび割れ等の不具合の有無を確認するとともに，必要に応じ試験等を行う。

(暴露試験)

- ・ 暴露試験体の伸び量等を測定し，設置当初からの変化率から性能劣化の程度を評価する。
- ・ 試験頻度は，設計値，劣化予測結果及び供用期間並びに暴露環境等を考慮して設定する。

(補修，取替え)

- ・ 点検により損傷等が確認された場合は，速やかに補修・取替えを行う。

6. 浸水防護施設に関する補足説明

6.1 防潮堤の設計に関する補足説明

6.1.6 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明

目 次

(1) 概要	1
(2) 基本方針	2
a. 設置位置及び構造概要	2
b. 評価方針	6
c. 適用基準	7
d. 相対変位算出における評価対象断面	8
e. 相対変位の算出方法	12
(3) 解析方法	19
a. 横断方向	19
b. 縦断方向	36
(4) 許容限界	79
(5) 評価方法	80
a. 地震時相対変位	80
b. 津波時相対変位	80
c. 重畳時相対変位	80
(6) 評価結果	81
a. 地震時相対変位	81
b. 津波時相対変位	114
c. 重畳時相対変位	133

(1) 概要

添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、防潮堤（鋼管式鉛直壁）においては、構造上の境界部及び構造物間には地震時及び津波時・重畳時の荷重に伴う部材間の相対変位に追従する止水ジョイント部材を設置し、機能維持を図る設計とする。

本資料は、止水ジョイント部材の相対変位量に関して、その算出方法と結果を示し、相対変位量が許容限界以下であることを確認するものである。

(2) 基本方針

a. 設置位置及び構造概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材は、ゴムジョイント及びウレタンシリコン目地の2種類を用い、それぞれ防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼製遮水壁間に設置する。

防潮堤の平面位置図を図 6.1.6-1 に、ゴムジョイント及びウレタンシリコン目地の設置位置を図 6.1.6-2 に、設置イメージ図を図 6.1.6-3 に、それぞれの詳細図を図 6.1.6-4 に示す。

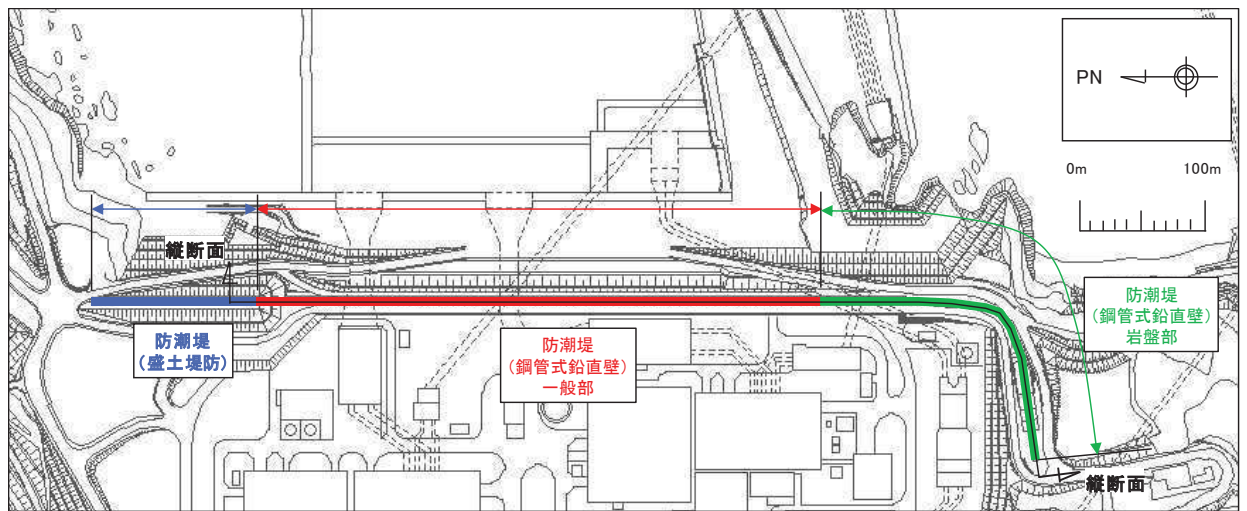


図 6.1.6-1 防潮堤平面位置図

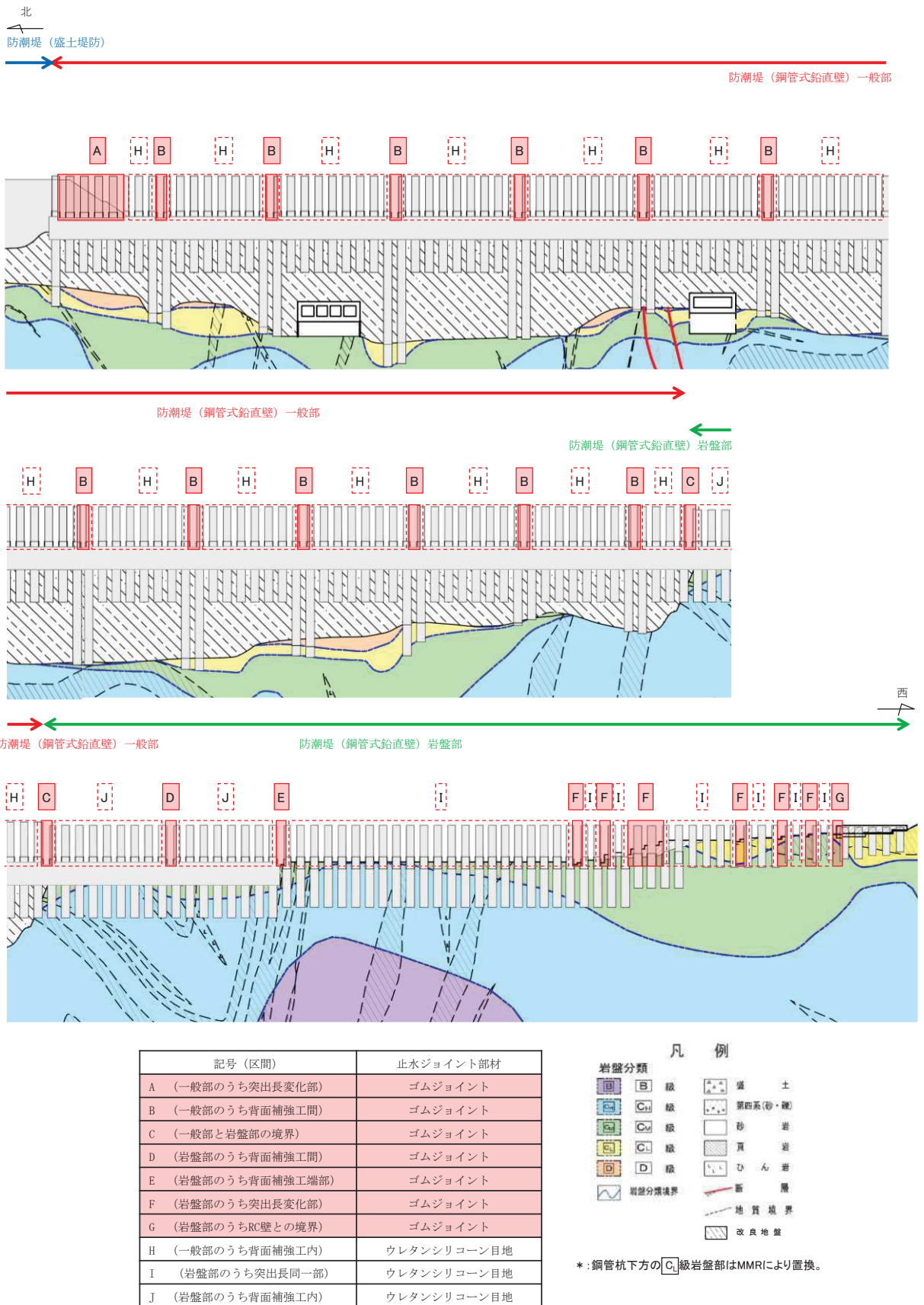


図 6.1.6-2 止水ジョイント部材 設置位置図

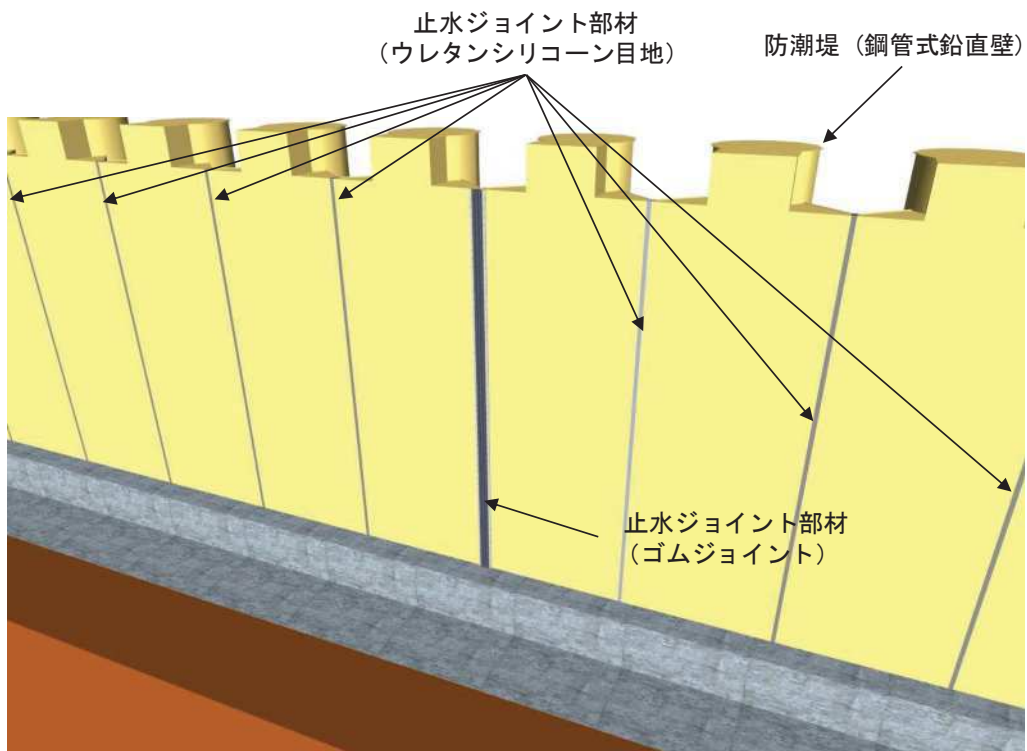
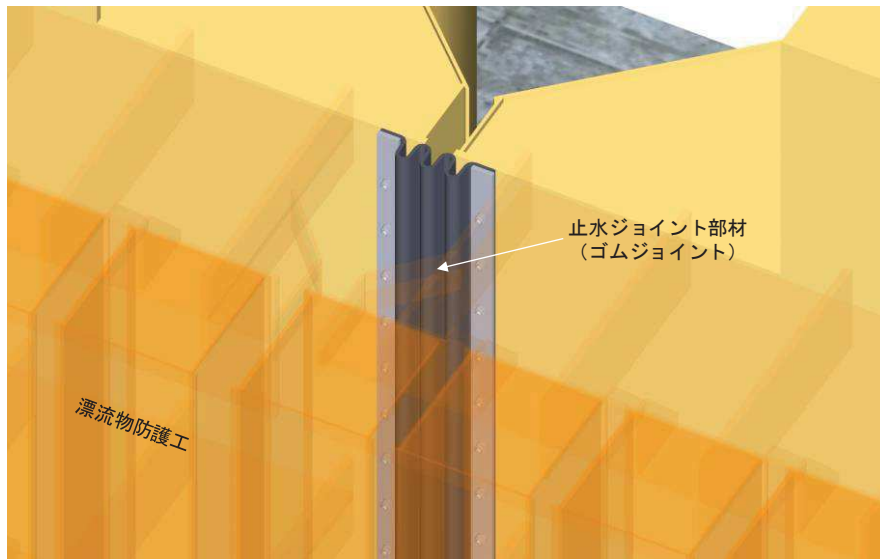
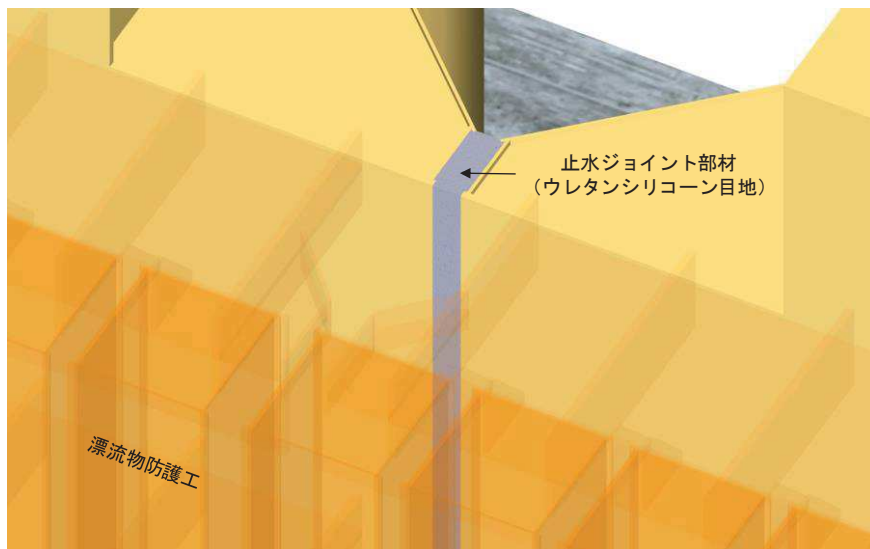


図 6.1.6-3 止水ジョイント部材 設置イメージ図



止水ジョイント部材 (ゴムジョイント)



止水ジョイント部材 (ウレタンシリコン目地)

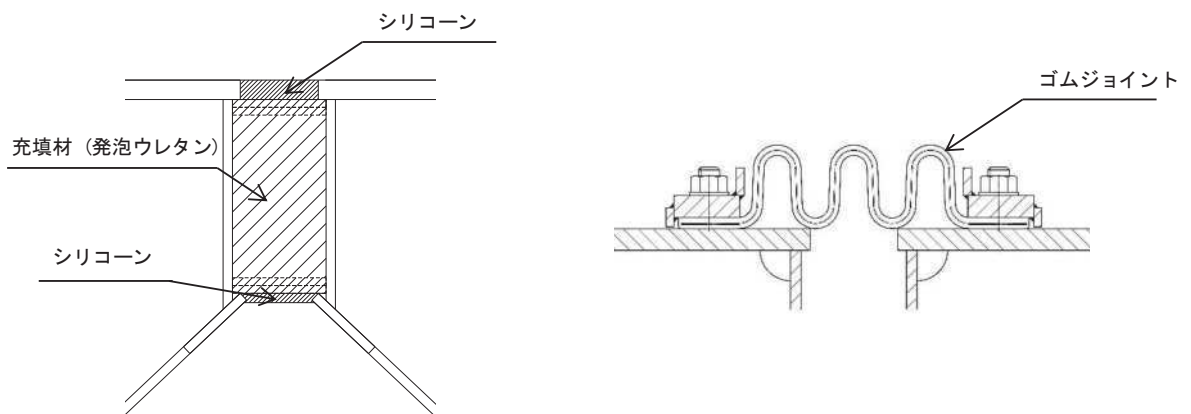


図 6.1.6-4 止水ジョイント部材詳細図

b. 評価方針

地震時に発生する構造物間の最大相対変位が、止水ジョイント部材が追従できる変位量以下であることを確認する。また、地震後に津波及び余震が襲来すること（以下「重畳時」）を想定し、地震後の最終変位量に津波及び余震による最大相対変位量を加えた値が、止水ジョイント部材が健全性を保つことができる変位量以下であることを確認する。止水ジョイント部材の設計フローを図 6.1.6-5 に示す。

止水ジョイント部材の仕様は、津波荷重に耐え、構造物間の相対変位に追従して有意な漏えいを生じない機能を維持できる材料を設定し、性能試験によってこれらを確認する。

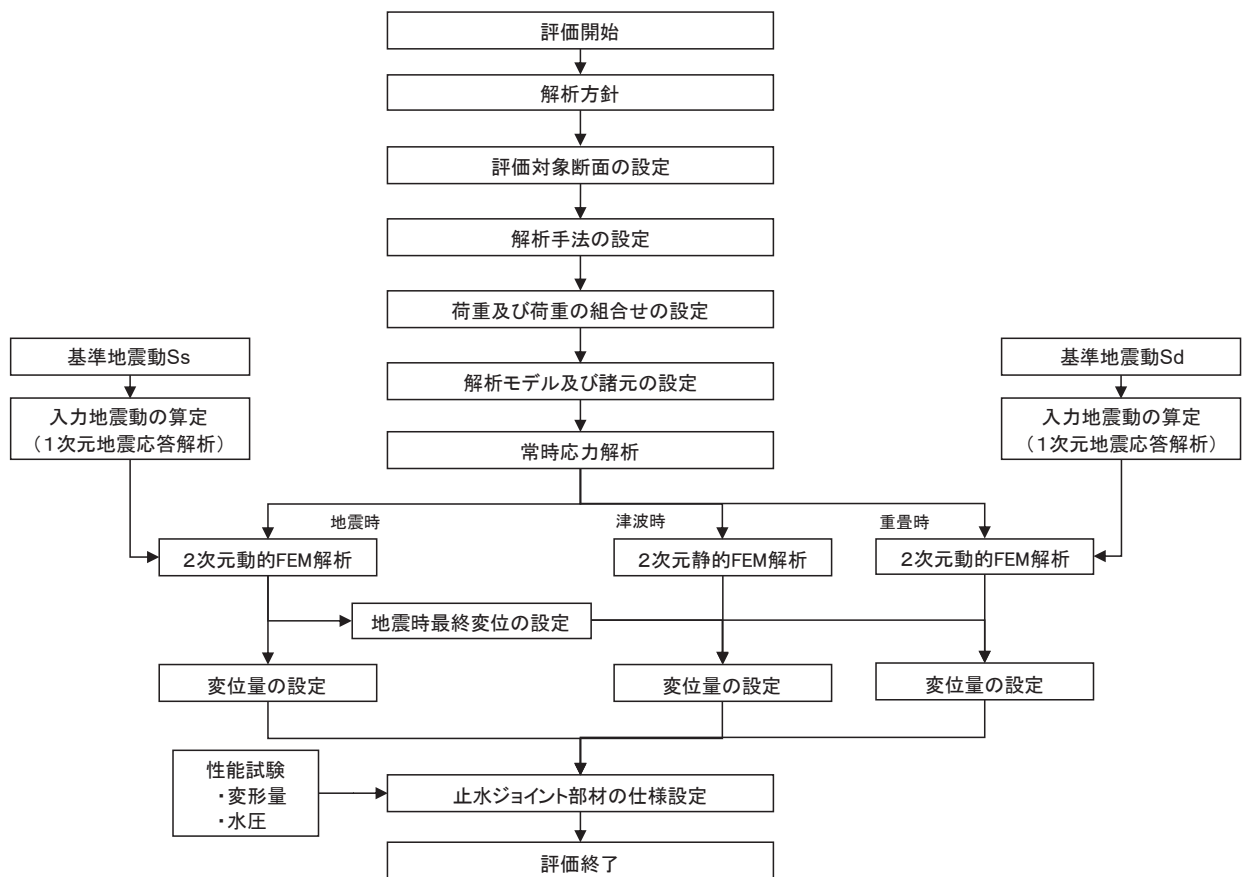


図 6.1.6-5 止水ジョイント部材の設計に関する評価フロー

c. 適用基準

表 6.1.6-1 に適用する規格，基準類を示す。

表 6.1.6-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	<ul style="list-style-type: none"> • コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定） • コンクリート標準示方書 〔ダムコンクリート編〕（土木学会，2013 年制定） • 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） 	—
荷重及び荷重の組み合わせ	<ul style="list-style-type: none"> • コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002 年） 	<ul style="list-style-type: none"> • 永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組み合わせを検討
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> • 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 2015 	<ul style="list-style-type: none"> • 有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

d. 相対変位算出における評価対象断面

(a) 横断方向の相対変位算出における評価対象断面

横断方向の相対変位算出における評価対象断面は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の構造的特徴を考慮し、表 6.1.6-2 に示す A～J 区間に区分した上で、それぞれの区間に対して断面①～断面⑦から選定する。これらの評価対象断面に対して、位相反転（20波）等を考慮した2次元動的有限要素法解析又は2次元静的有限要素法解析を実施し、最大となる相対変位を設定する。なお、評価対象断面が複数ある場合には、その中から最大となる相対変位を設定する。

評価対象断面の位置図を図 6.1.6-6 に、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の縦断面を図 6.1.6-7 に示す。

表 6.1.6-2 構造的特徴を考慮した評価対象断面

構造的特徴（区間）		評価対象断面
一般部	構造境界部（A：突出長変化部）	断面①，断面②，断面③
	構造同一部（H：背面補強工内）	断面①，断面②，断面③
	構造境界部（B：背面補強工間）	断面①，断面②，断面③
岩盤部	構造境界部（C：一般部と岩盤部の境界）	断面①，断面②，断面③，断面⑤
	構造同一部（J：（背面補強工内）	断面⑤
	構造境界部（D：背面補強工間）	断面⑤
	構造境界部（E：背面補強工端部）	断面⑤，断面⑥
	構造同一部（I：突出長同一部）	断面⑥
	構造境界部（F：突出長変化部）	断面⑥
	構造境界部（G：RC壁との境界）	断面⑥，断面⑦

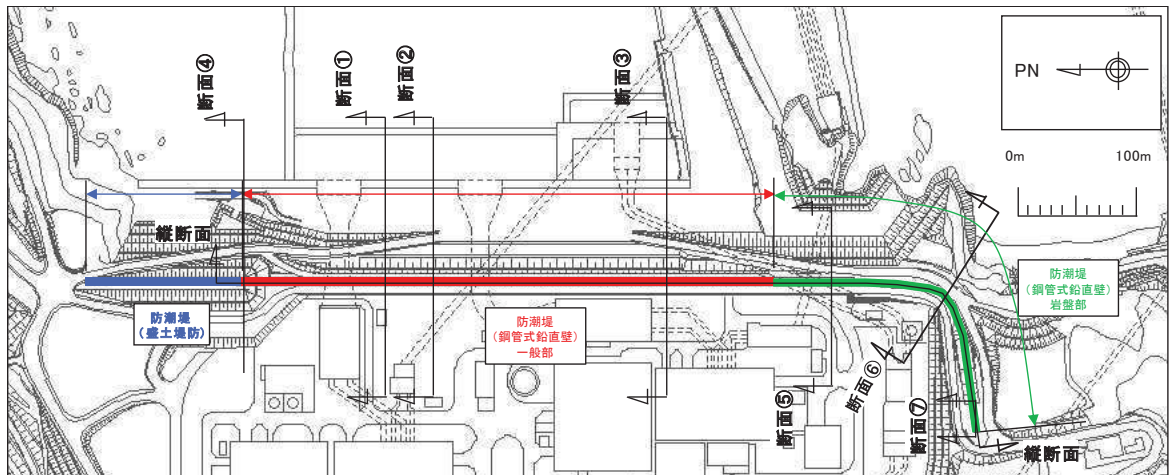


図 6.1.6-6 防潮堤（鋼管式鉛直壁） 評価対象断面位置図

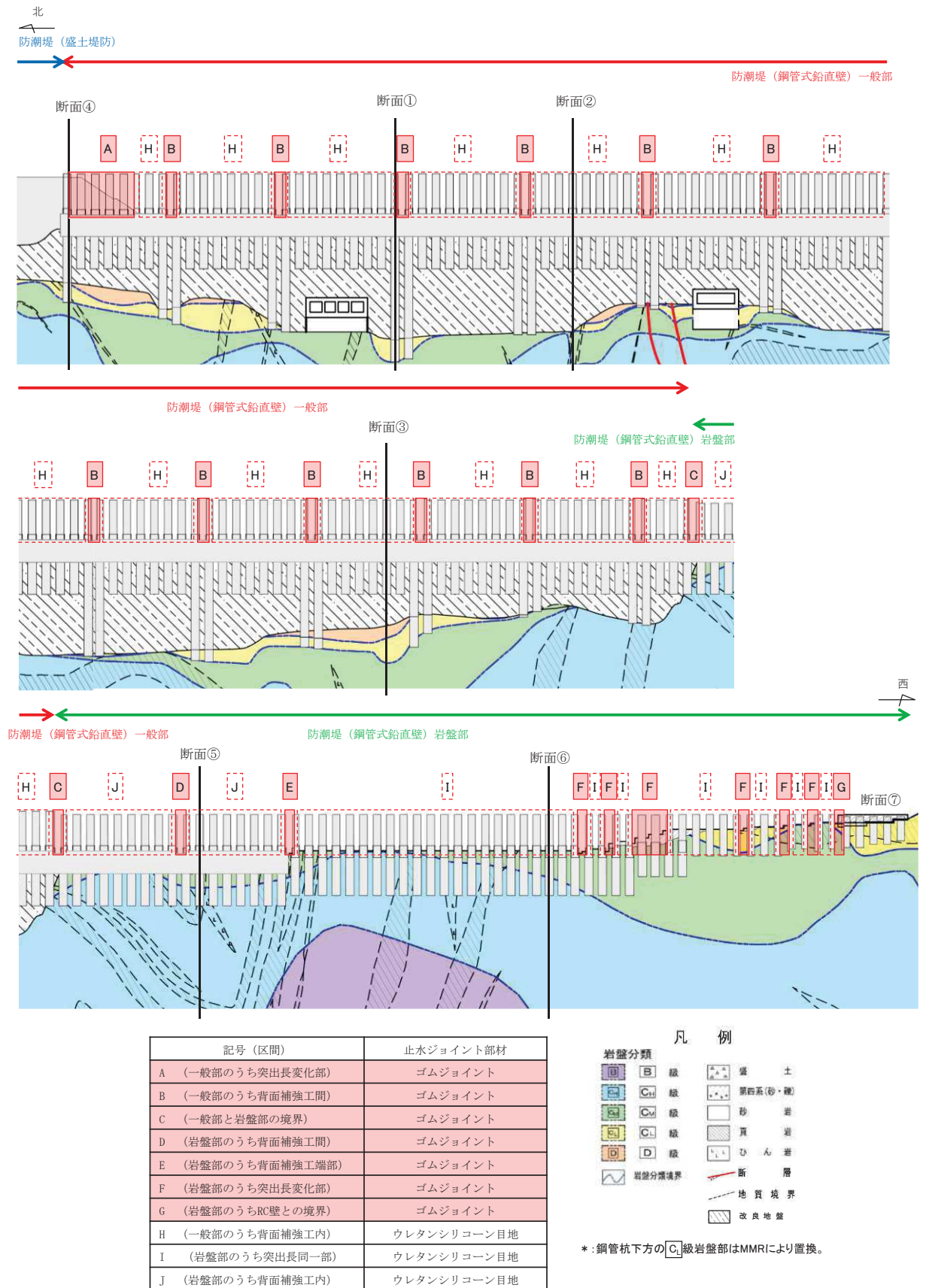


図 6.1.6-7 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の縦断図

(b) 縦断方向の相対変位算出における評価対象断面

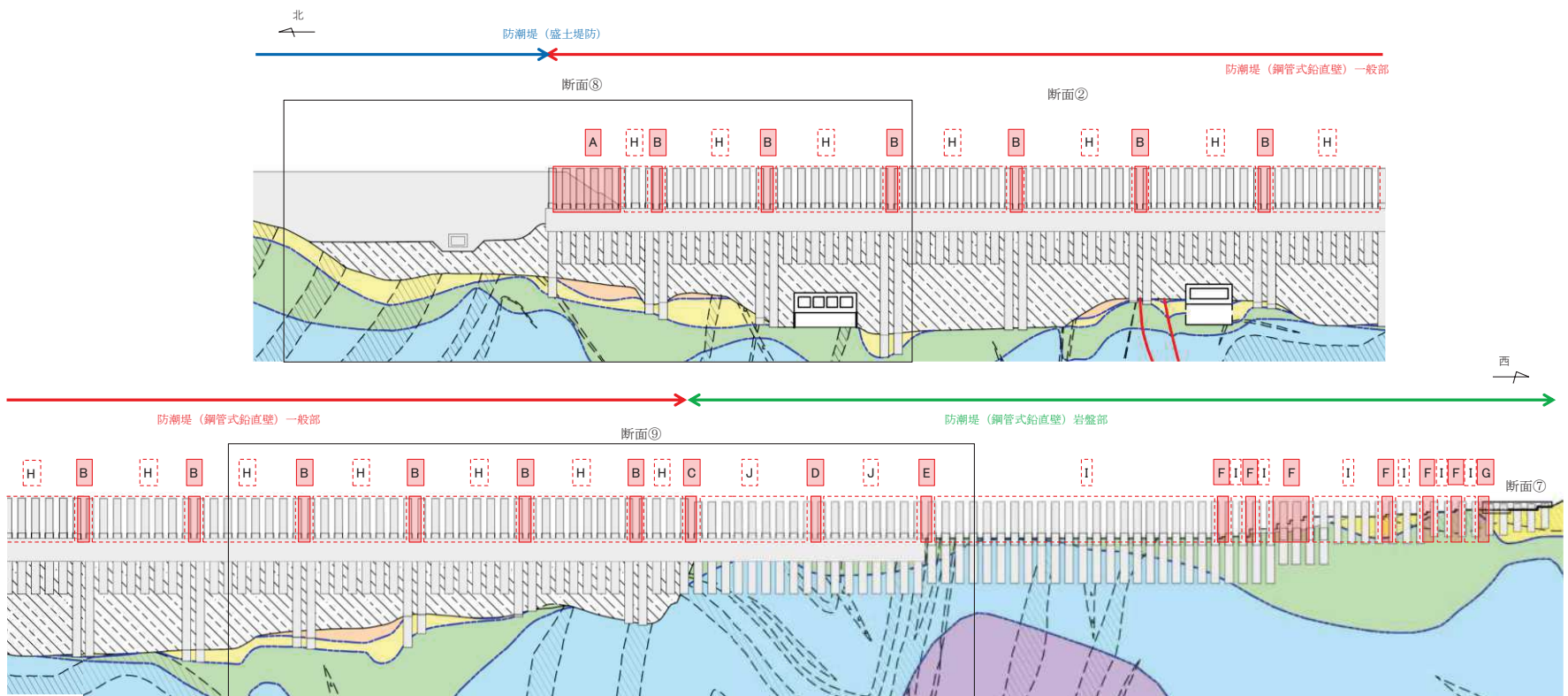
縦断方向の相対変位算出における評価対象断面は、横断方向と同様に A～J 区間に対して断面⑧～断面⑨から選定する。これらの評価対象断面に対して、位相反転（20波）等を考慮した2次元動的有限要素法解析を実施し、最大となる相対変位を設定する。なお、評価対象断面が複数ある場合には、その中から最大となる相対変位を設定する。

A～J 区間と評価対象断面の組合せを表表 6.1.6-3 に、評価対象断面の位置図を図 6.1.6-8 に示す。

表 6.1.6-3 縦断方向における各区間と評価対象断面の組合せ

構造的特徴		評価対象断面
一般部	構造境界部（A：突出長変化部）	断面⑧
	構造同一部（H：背面補強工内）	断面⑧，断面⑨
	構造境界部（B：背面補強工間）	断面⑧，断面⑨
岩盤部	構造境界部（C：一般部と岩盤部の境界）	断面⑨
	構造同一部（J：（背面補強工内）	断面⑨
	構造境界部（D：背面補強工間）	断面⑨
	構造境界部（E：背面補強工端部）	断面⑨
	構造同一部（I：突出長同一部）	断面⑨
	構造境界部（F：突出長変化部）	—*
	構造境界部（G：RC壁との境界）	—*

注記 *：構造境界部のF区間とG区間は、評価対象断面がないため、保守的に横断方向で評価する相対変位を縦断方向に適用して評価を行う。



記号 (区間)	止水ジョイント部材
A (一般部のうち突出長変化部)	ゴムジョイント
B (一般部のうち背面補強工間)	ゴムジョイント
C (一般部と岩盤部の境界)	ゴムジョイント
D (岩盤部のうち背面補強工間)	ゴムジョイント
E (岩盤部のうち背面補強工端部)	ゴムジョイント
F (岩盤部のうち突出長変化部)	ゴムジョイント
G (岩盤部のうちRC壁との境界)	ゴムジョイント
H (一般部のうち背面補強工内)	ウレタンシリコーン目地
I (岩盤部のうち突出長同一部)	ウレタンシリコーン目地
J (岩盤部のうち背面補強工内)	ウレタンシリコーン目地

凡例

岩盤分類

- B級
- C級
- D級

土

- 砂
- シルト
- 粘土
- 硬質土

鋼管杭下方のC級岩盤部はMMRにより置換。

図 6.1.6-8 縦断方向の評価対象断面位置図

e. 相対変位の算出方法

(a) 横断方向の相対変位の算出方法

イ. 地震時の相対変位の算出方法

地震時の構造物間の相対変位は、2次元動的有限要素法解析及び質点系モデルによる時刻歴応答解析により算出する。防潮堤（鋼管式鉛直壁）は地盤の物性が一様で同じ土層構成が続いている場合、地震時の構造物の変形量及び位相は同じになり、構造物間に相対変位は生じない。そこで、表 6.1.6-2 に示した防潮堤（鋼管式鉛直壁）の構造的特徴を踏まえ、保守的に以下に示す2種類の方法から設計用相対変位を設定する。地震時の横断方向の相対変位算出フローを図 6.1.6-9 に示す。

構造同一部については、各評価断面に対して基準地震動 S_s （7波）及び位相反転を考慮した地震動（13波）を加えた全20波（基本ケース）の地震応答解析を実施し、杭下端又は背面補強工天端を基準とした鋼製遮水壁天端の相対変位が最大になる地震動を選定する。相対変位が最大となる地震動を用いて地盤の物性値（せん断剛性）のばらつきを考慮した解析ケース（平均値+1 σ 、平均値-1 σ ）を実施し、基本ケースとの時刻歴相対変位から最大相対変位を求め、設計用の相対変位として使用する。構造同一部の相対変位の概念図を図 6.1.6-10 に示す。

構造境界部については、各評価断面に対して基準地震動 S_s （7波）及び位相反転を考慮した地震動（13波）を加えた全20波（基本ケース）の地震応答解析を実施し、杭下端又は背面補強工天端を基準とした鋼製遮水壁天端の相対変位が最大になる地震動を選定する。相対変位が最大となる地震動を用いて、地盤の物性値（せん断剛性）のばらつきを考慮した解析ケース（平均値+1 σ 、平均値-1 σ ）を実施し、基本ケースを含めた最大相対変位を求める。設計用の相対変位としては、評価対象が構造境界部であることを踏まえ、保守的に位相が逆になったことを考慮して、その最大相対変位を2倍したものを使用する。構造境界部の相対変位の概念図を図 6.1.6-11 に示す。

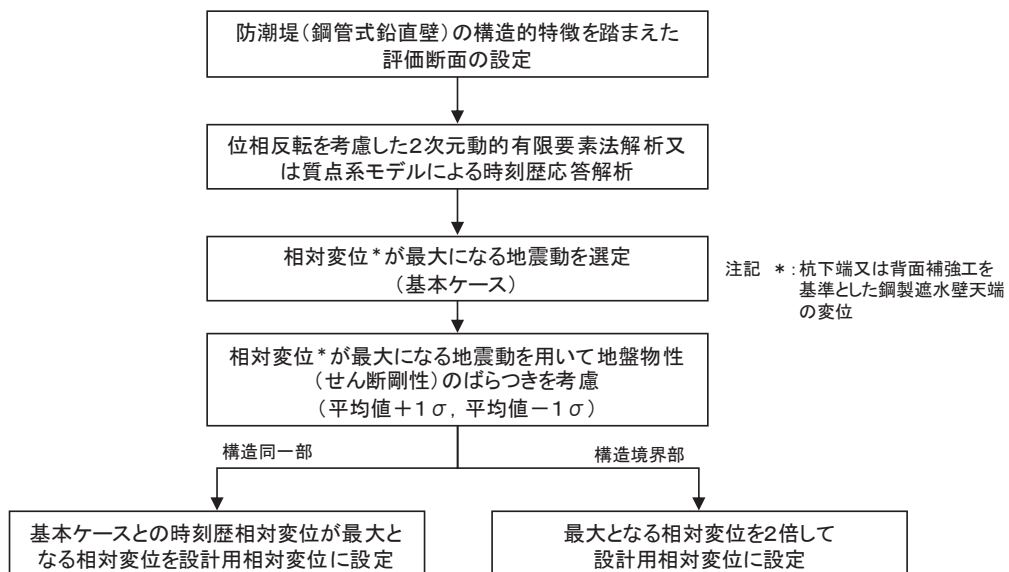


図 6.1.6-9 地震時の横断方向の相対変位算出フロー

構造同一部の横断方向の設計用の相対変位 δ_x :

$$\delta_x = \max\{\delta_x(T_1), \delta_x'(T_2)\}$$

$\delta_x(T_1)$: 基本ケースと地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケースの時刻歴相対変位

$\delta_x'(T_2)$: 基本ケースと地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケースの時刻歴相対変位

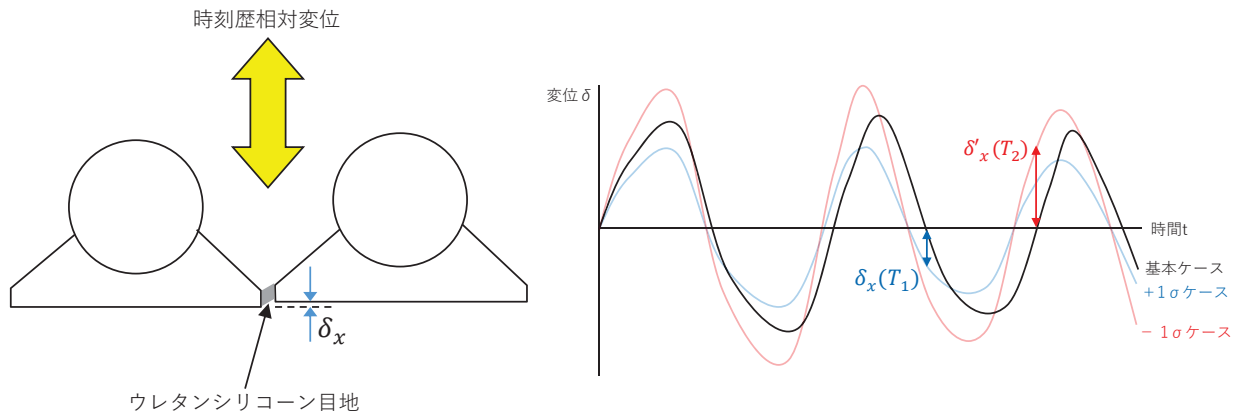


図 6.1.6-10 地震時の横断方向の相対変位の概念図 (構造同一部)

構造境界部の横断方向の設計用の相対変位 δ_x :

$$\delta_x = \max\{\delta_x(T_1), \delta_x'(T_2), \delta_x''(T_3)\}$$

$\delta_x(T_1)$: 基本ケースの最大相対変位

$\delta_x'(T_2)$: 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケースの最大相対変位

$\delta_x''(T_3)$: 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケースの最大相対変位

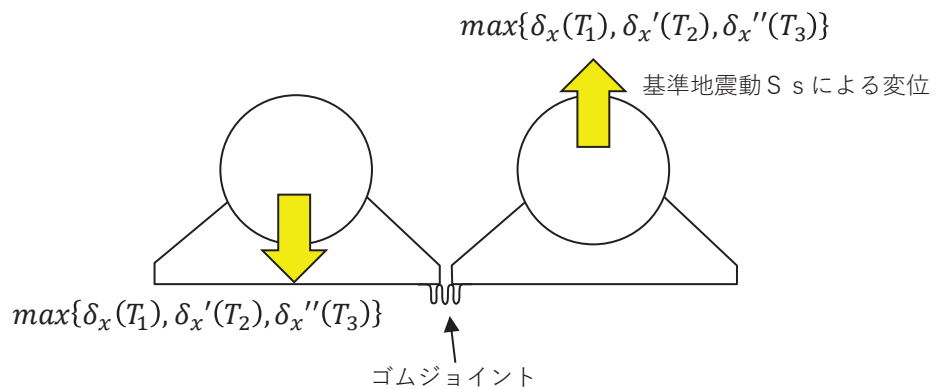


図 6.1.6-11 地震時の横断方向の相対変位の概念図 (構造境界部)

ロ. 津波時の相対変位の算出方法

津波時の構造物間の相対変位は、2次元静的有限要素法解析により算出する。防潮堤に作用する遡上津波荷重は一方向に一様に作用することから、地盤の物性が一樣で同じ土層構成が続いている場合、津波時の構造物の変形量は同じになり、構造物間に相対変位は生じない。ただし、津波時には衝突荷重も考慮する必要がある、衝突荷重は漂流物防護工及び鋼製遮水壁の水平リブを介して1本の杭に作用するため、衝突荷重が作用しない隣の杭の鋼製遮水壁との間に衝突荷重による変形量分の相対変位が生じることとなる。そこで、表6.1.6-2に示した防潮堤（鋼管式鉛直壁）の構造的特徴を踏まえ、以下に示す2種類の方法から設計用相対変位を設定する。津波時の横断方向の相対変位算出フローを図6.1.6-12に示す。

上記に基づき、構造同一部については、衝突荷重により生じる杭下端又は背面補強工天端を基準とした鋼製遮水壁天端の相対変位に、地震時における最終変位（以下「残留変位」という。）を加えた変位を設計用の相対変位として使用する。構造同一部の相対変位の概念図を図6.1.6-13に示す。

構造境界部についても衝突荷重により生じる相対変位を考慮することとするが、評価対象が構造境界部であることを踏まえ、保守的に遡上津波荷重と衝突荷重により生じる杭下端又は背面補強工天端を基準とした鋼製遮水壁天端の相対変位を考慮し、残留変位を2倍したものを加えた変位を設計用の相対変位として使用する。構造境界部の相対変位の概念図を図6.1.6-14に示す。

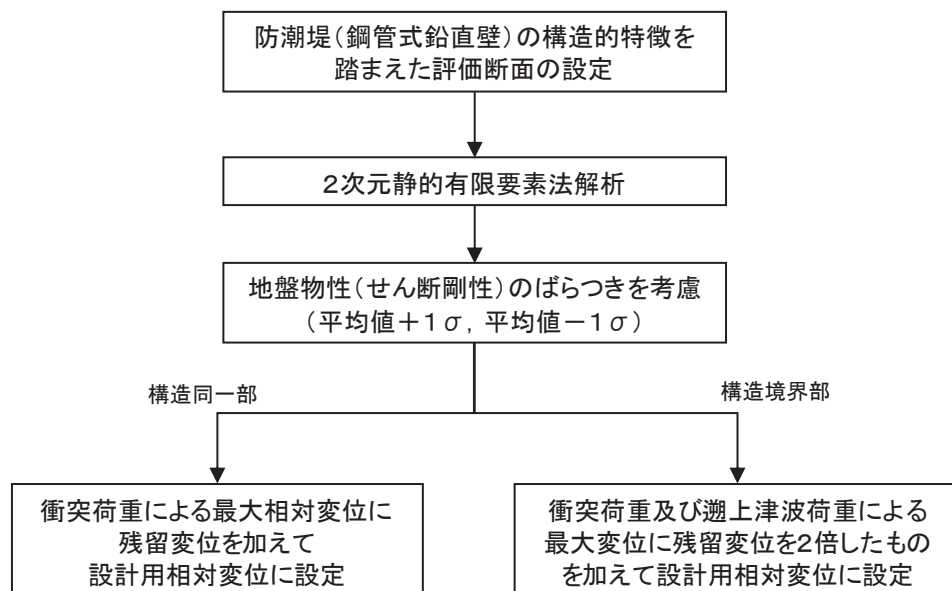


図6.1.6-12 津波時の横断方向の相対変位算出フロー

構造同一部の横断方向の設計用の相対変位 δ_x :

$$\delta_x = \max\{\delta_x(T_1), \delta_x'(T_2), \delta_x''(T_3)\} + \text{abs}\{\delta_{finx}\}$$

$\delta_x(T_1)$: 基本ケースの相対変位 (衝突荷重のみ作用)

$\delta_x'(T_2)$: 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケースの相対変位 (衝突荷重のみ作用)

$\delta_x''(T_3)$: 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケースの相対変位 (衝突荷重のみ作用)

δ_{finx} : 残留変位

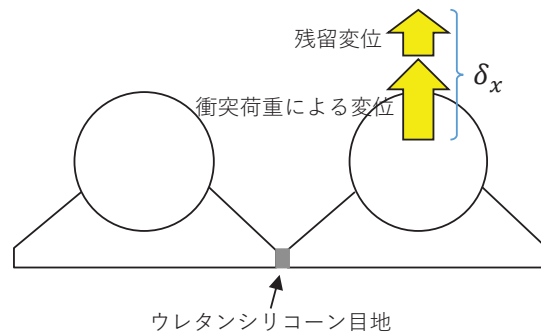


図 6.1.6-13 津波時の横断方向の相対変位の概念図 (構造同一部)

構造境界部の横断方向の設計用の相対変位 δ_x :

$$\delta_x = \max\{\delta_x(T_1), \delta_x'(T_2), \delta_x''(T_3)\} + 2 \times \text{abs}\{\delta_{finx}\}$$

$\delta_x(T_1)$: 基本ケースの相対変位 (衝突荷重及び遡上津波荷重を作用)

$\delta_x'(T_2)$: 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケースの相対変位 (衝突荷重及び遡上津波荷重を作用)

$\delta_x''(T_3)$: 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケースの相対変位 (衝突荷重及び遡上津波荷重を作用)

δ_{finx} : 残留変位

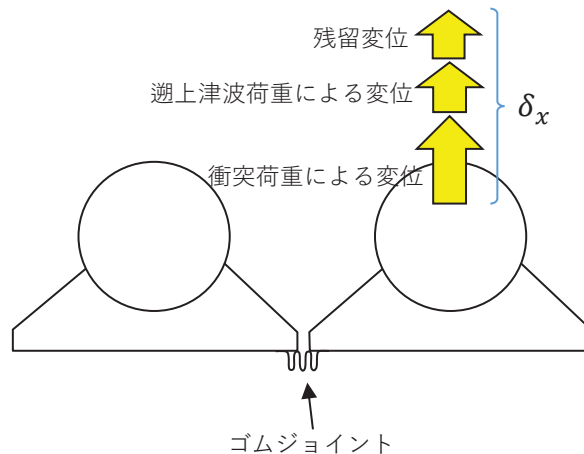


図 6.1.6-14 津波時の横断方向の相対変位の概念図 (構造境界部)

ハ. 重畳時の相対変位の算出方法

重畳時の構造物間の相対変位は、2次元動的有限要素法解析により算出する。重畳時に作用する荷重のうち遡上津波荷重は一方向に一様に作用することから、地盤の物性が一様で同じ土層構成が続いている場合、重畳時の構造物の変形量は同じになり、構造物間に相対変位は生じない。そこで、表 6.1.6-2 に示した防潮堤（鋼管式鉛直壁）の構造的特徴を踏まえ、保守的に以下に示す2種類の方法から設計用相対変位を設定する。重畳時の横断方向の相対変位算出フローを図 6.1.6-15 に示す。

構造同一部については、各評価断面に対して弾性設計用地震動 S d - D 2（1波）及び位相反転を考慮した地震動（3波）を加えた全4波（基本ケース）の地震応答解析を実施し、杭下端又は背面補強工天端を基準とした鋼製遮水壁天端の相対変位が最大になる地震動を選定する。最大となる地震動を用いて地盤の物性値（せん断剛性）のばらつきを考慮した解析ケース（平均値 + 1σ, 平均値 - 1σ）を実施し、基本ケースとの時刻歴相対変位から最大相対変位を求め、残留変位を加えた変位を設計用の相対変位として使用する。重畳時の横断方向の相対変位の概念図を図 6.1.6-16 に示す。

構造境界部については、各評価断面に対して弾性設計用地震動 S d - D 2（1波）及び位相反転を考慮した地震動（3波）を加えた全4波（基本ケース）の地震応答解析を実施し、杭下端又は背面補強工天端を基準とした鋼製遮水壁天端の相対変位が最大になる地震動を選定する。最大となる地震動を用いて、地盤の物性値のばらつきを考慮した解析ケース（平均値 + 1σ, 平均値 - 1σ）を実施し、基本ケースも含めた最大相対変位を求める。設計用の相対変位としては、評価対象が構造境界部であることを踏まえ、保守的に遡上津波荷重による変位も考慮した相対変位に残留変位を加えた変位を設計用相対変位として設定する。重畳時の横断方向の相対変位の概念図を図 6.1.6-17 に示す。

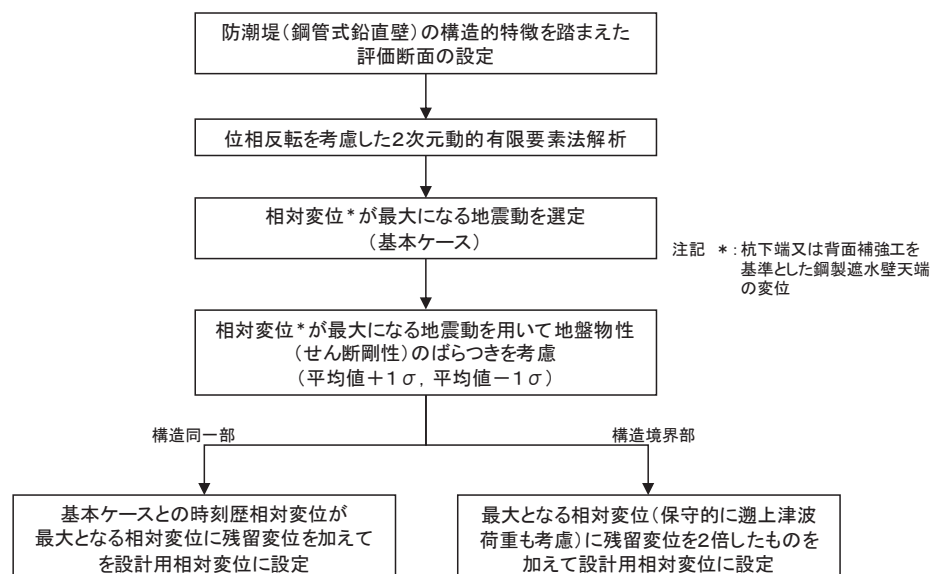


図 6.1.6-15 重畳時の横断方向の相対変位算出フロー

構造同一部の横断方向の設計用の相対変位 δ_x :

$$\delta_x = \max\{\delta_x(T_1), \delta_x'(T_2)\} + \text{abs}\{\delta_{finx}\}$$

$\delta_x(T_1)$: 基本ケースと地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケースの時刻歴相対変位

$\delta_x'(T_2)$: 基本ケースと地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケースの時刻歴相対変位

δ_{finx} : 残留変位

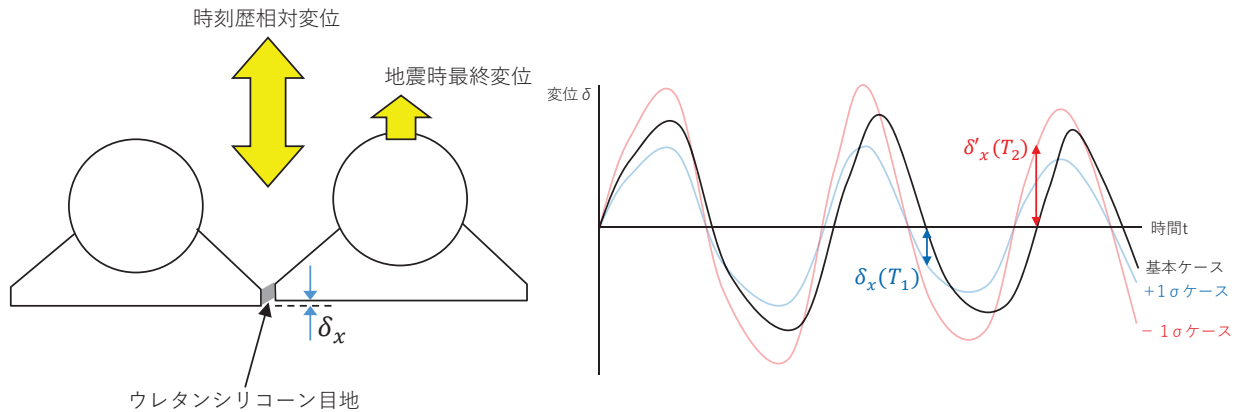


図 6.1.6-16 重畳時の横断方向の相対変位の概念図 (構造同一部)

構造境界部の横断方向の設計用の相対変位 δ_x :

$$\delta_x = \max\{\delta_x(T_1), \delta_x'(T_2), \delta_x''(T_3)\} + 2 \times \text{abs}\{\delta_{finx}\}$$

$\delta_x(T_1)$: 基本ケースの最大相対変位

$\delta_x'(T_2)$: 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケースの最大相対変位

$\delta_x''(T_3)$: 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケースの最大相対変位

δ_{finx} : 残留変位

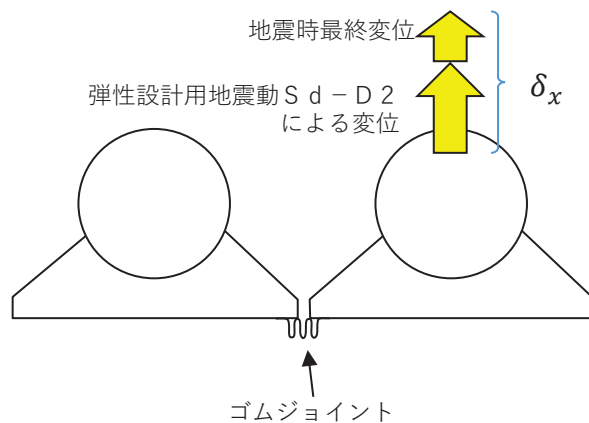


図 6.1.6-17 重畳時の横断方向の相対変位の概念図 (構造境界部)

(b) 縦断方向の相対変位の算出方法

地震時、津波時及び重畳時に作用する主たる荷重は、地震荷重（余震荷重を含む）、遡上津波荷重及び衝突荷重であり、このうち遡上津波荷重及び衝突荷重については横断方向に作用する荷重であるため、縦断方向の相対変位は地震荷重のみにより生じる。また、余震荷重は地震荷重に包絡されることから、地震荷重が作用する地震時のみを評価し、保守的に地震時で算出される相対変位を津波時及び重畳時に考慮する。

縦断方向の地震時の相対変位については、表 6.1.6-3 に示した防潮堤（鋼管式鉛直壁）の構造的特徴を考慮し、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部と防潮堤（盛土堤防）の境界部周辺及び防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部と岩盤部の境界部周辺の2つの縦断面を対象に2次元動的有限要素法解析により算出する。

この2つの縦断面に対して、基準地震動 S_s （7波）及び位相反転を考慮した地震動（13波）を加えた全20波（基本ケース）の地震応答解析を実施し、隣り合う鋼製遮水壁間に生じる時刻歴相対変位が最大になる地震動を選定する。時刻歴相対変位が最大となる地震動を用いて地盤の物性値（せん断剛性）のばらつきを考慮した解析ケース（平均値+1 σ 、平均値-1 σ ）を実施し、基本ケースを含めて最大となる時刻歴相対変位を設計用の相対変位として使用する。なお、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部のRC壁の境界及び防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の突出長変化部については、解析範囲外であることから、保守的に横断方向で設定する相対変位を使用する。

地震時の縦断方向の相対変位算出フローを図 6.1.6-18 に示す。

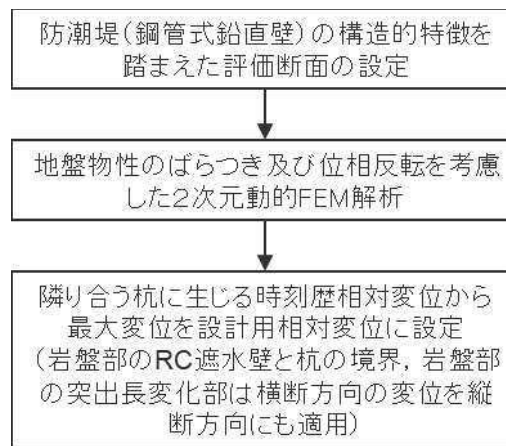


図 6.1.6-18 地震時の縦断方向の相対変位算出フロー

(3) 解析方法

a. 横断方向

(a) 評価対象断面

図 6.1.6-6 に評価対象断面の位置図, 図 6.1.6-19 に評価対象断面の断面図を示す。
 なお, 各断面に記載している地下水位は地震時の設計用地下水位である。

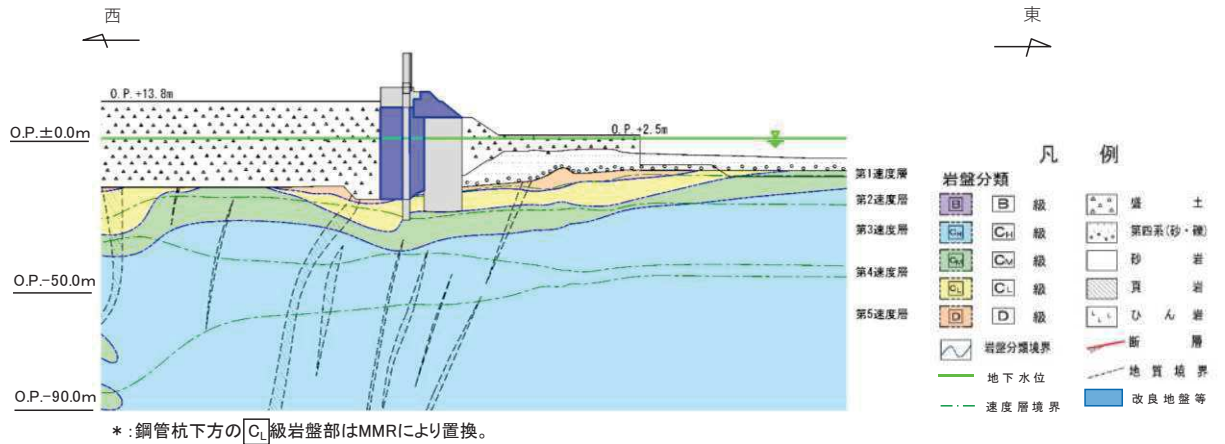


図 6.1.6-19(1) 評価対象断面 (断面①)

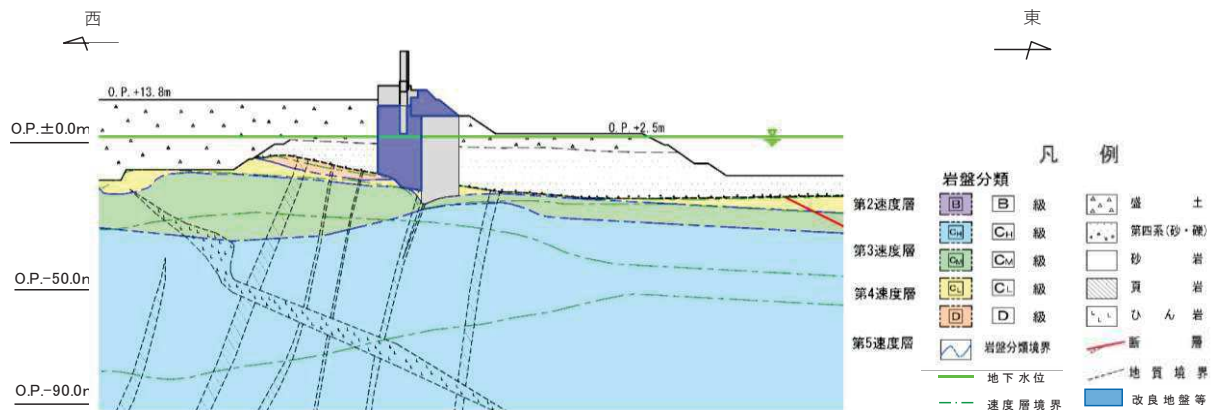


図 6.1.6-19(2) 評価対象断面 (断面②)

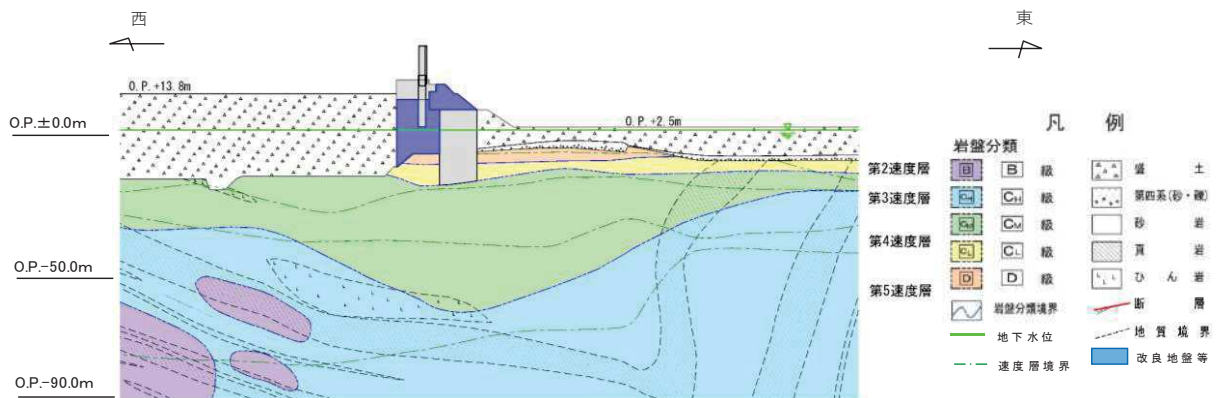


図 6.1.6-19(3) 評価対象断面 (断面③)

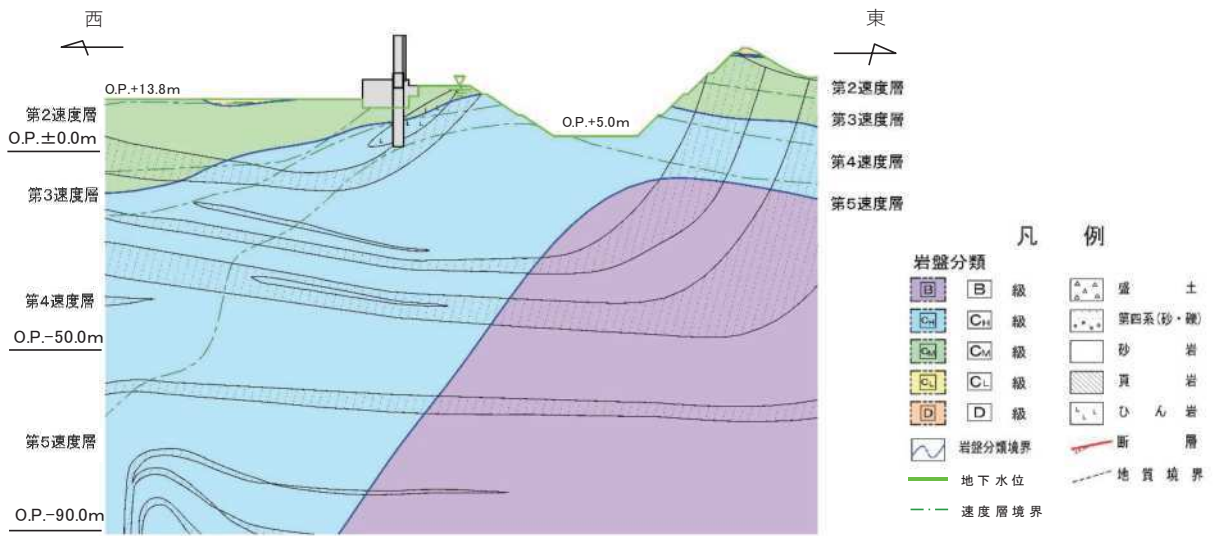


図 6.1.6-19(4) 評価対象断面(岩盤部) (断面⑤)

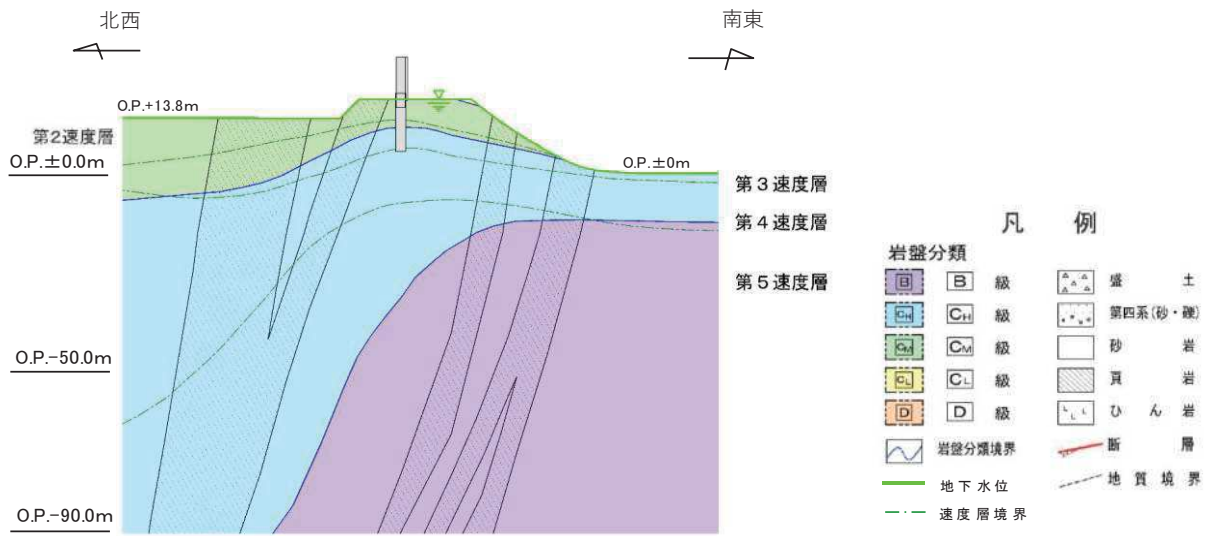


図 6.1.6-19(5) 評価対象断面(岩盤部) (断面⑥)

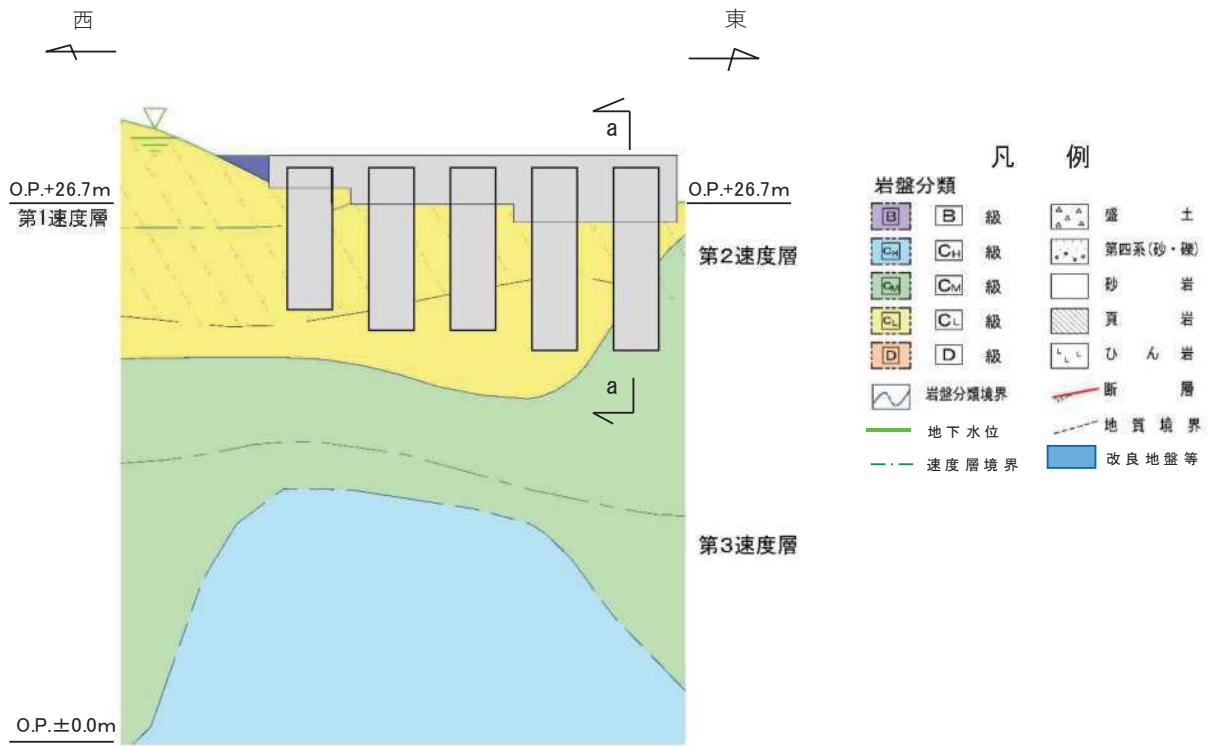


図 6.1.6-19(6) 評価対象断面 (岩盤部) (断面⑦)

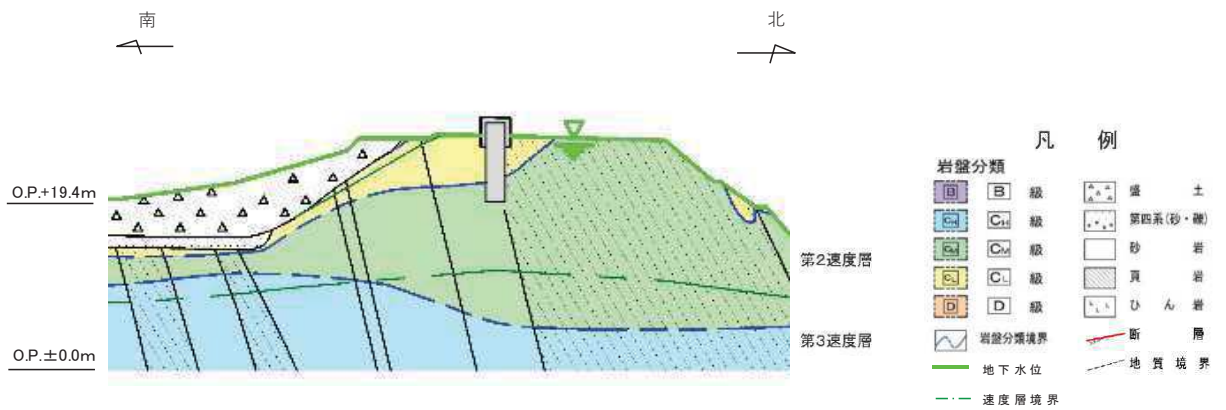


図 6.1.6-19(7) 評価対象断面 (岩盤部) (断面⑦, a-a 断面)

(b) 解析方法

地震時の解析方法は、「6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震計算書に関する補足説明」の「3.2 解析方法」と同じ解析方法で実施し、津波時及び重畳時の解析方法は、「6.1.3 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度耐震計算書に関する補足説明」の「3.2 解析方法」と同じ解析方法で実施する。

(c) 荷重及び荷重の組合せ

地震時の荷重及び荷重の組合せは、「6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震計算書に関する補足説明」の「3.3 荷重及び荷重の組み合わせ」と同じ荷重の組み合わせとし、津波時及び重畳時の荷重及び荷重の組合せは、「6.1.3 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書に関する補足説明」の「3.3 荷重及び荷重の組み合わせ」と同じ荷重の組み合わせとする。

(d) 入力地震動

地震時の入力地震動は、「6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震計算書に関する補足説明」の「3.4 入力地震動」と同じ入力地震動とし、津波時及び重畳時の入力地震動は、「6.1.3 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書に関する補足説明」の「3.4 入力地震動」と同じ入力地震動とする。

(e) 解析モデル及び諸元

地震時の解析モデル及び諸元は、「6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震計算書に関する補足説明」の「3.5 解析モデル及び諸元」と同様とし、津波時及び重畳時の解析モデル及び諸元は、「6.1.3 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震計算書に関する補足説明」の「3.5 解析モデル及び諸元」と同様とする。

地震時、津波時及び重畳時の解析モデルを図 6.1.6-20～図 6.1.6-25 に示す。また、図 6.1.6-26～図 6.1.6-29 にジョイント要素配置図を示す。

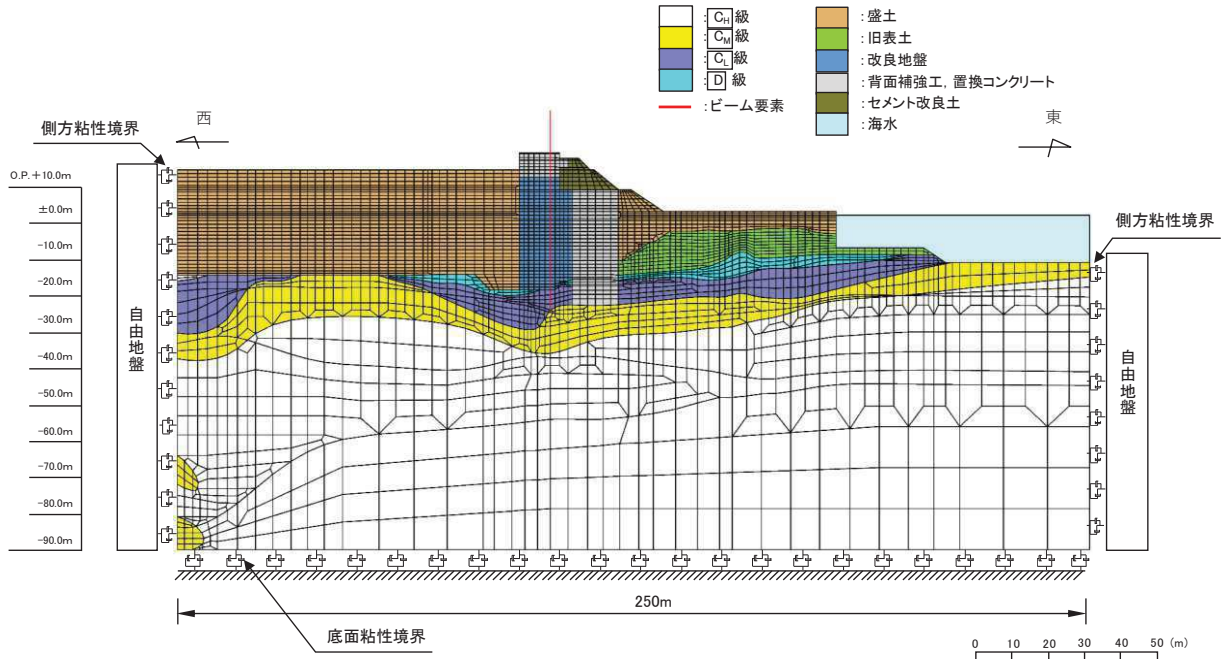


図 6.1.6-20(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面①，地震時）

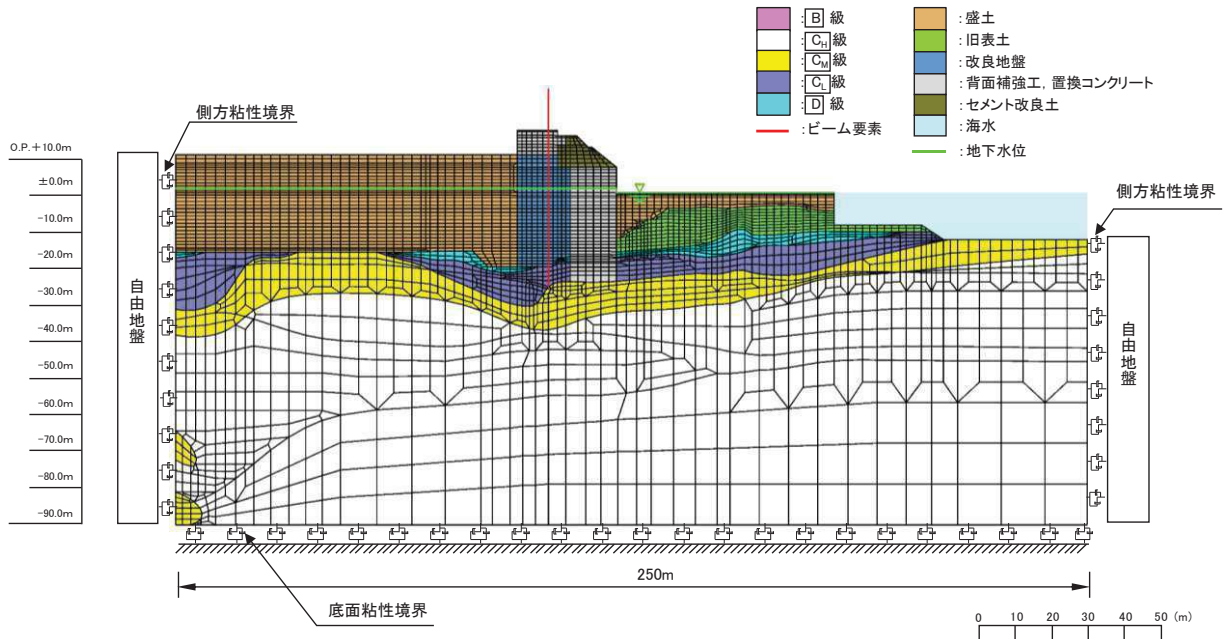


図 6.1.6-20(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面①，津波時）

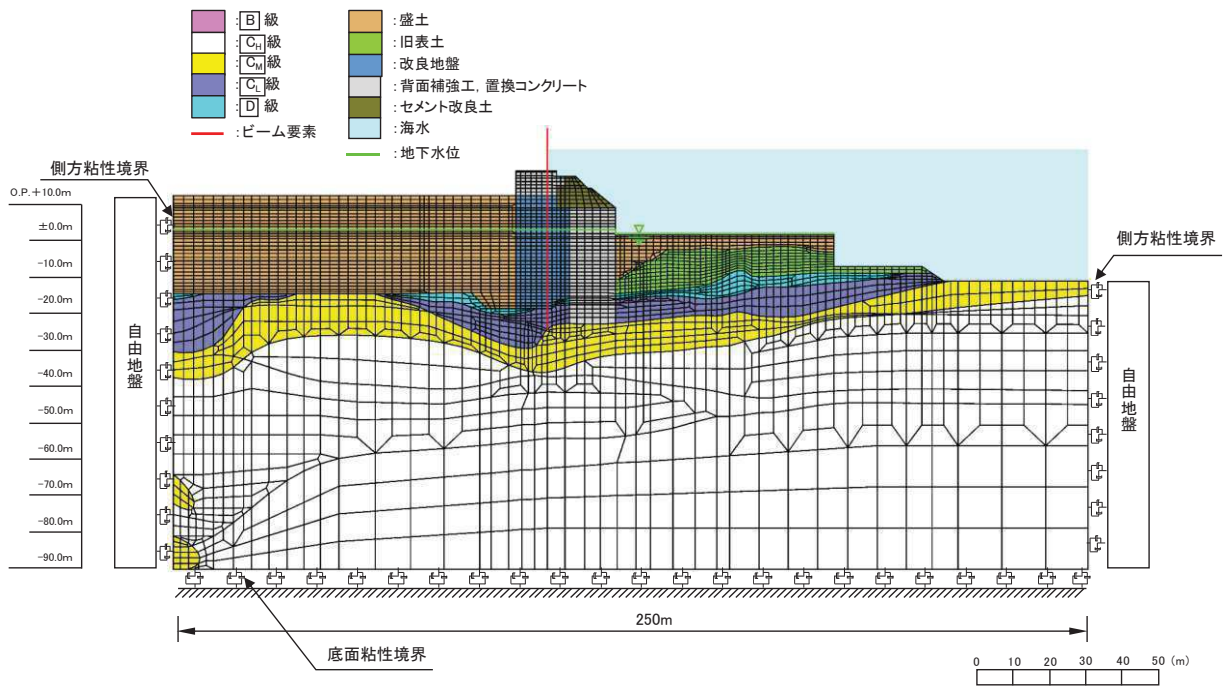


図 6.1.6-20(3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面①，重畳時）

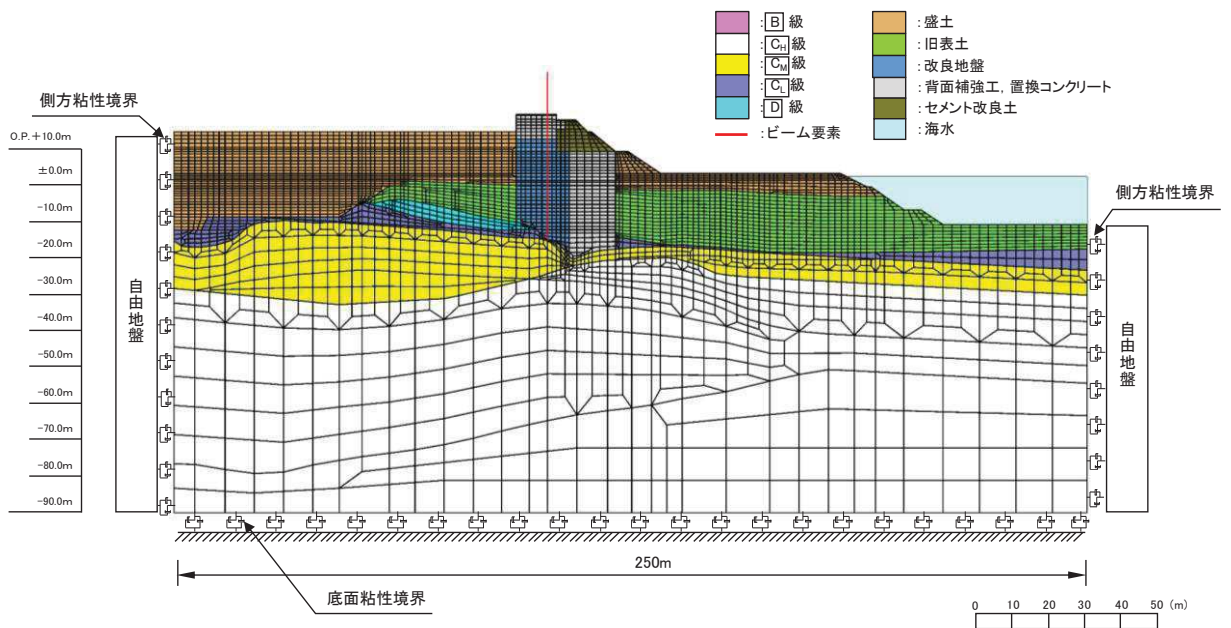


図 6.1.6-21(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面②，地震時）

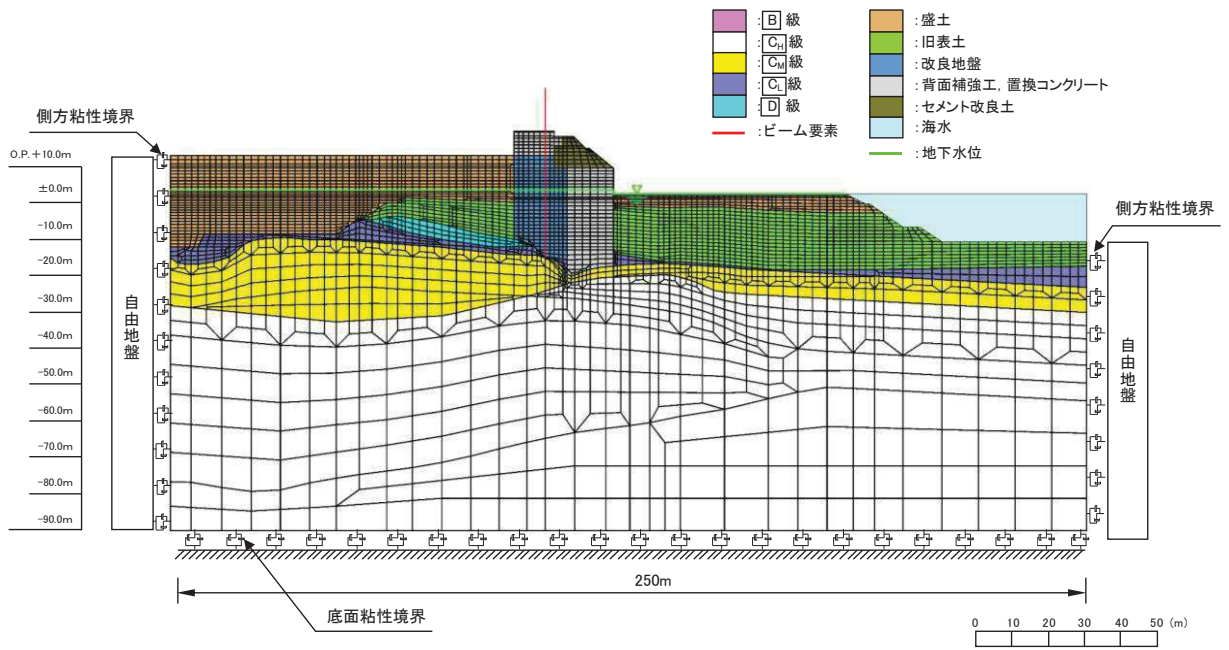


図 6.1.6-21(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面②，津波時）

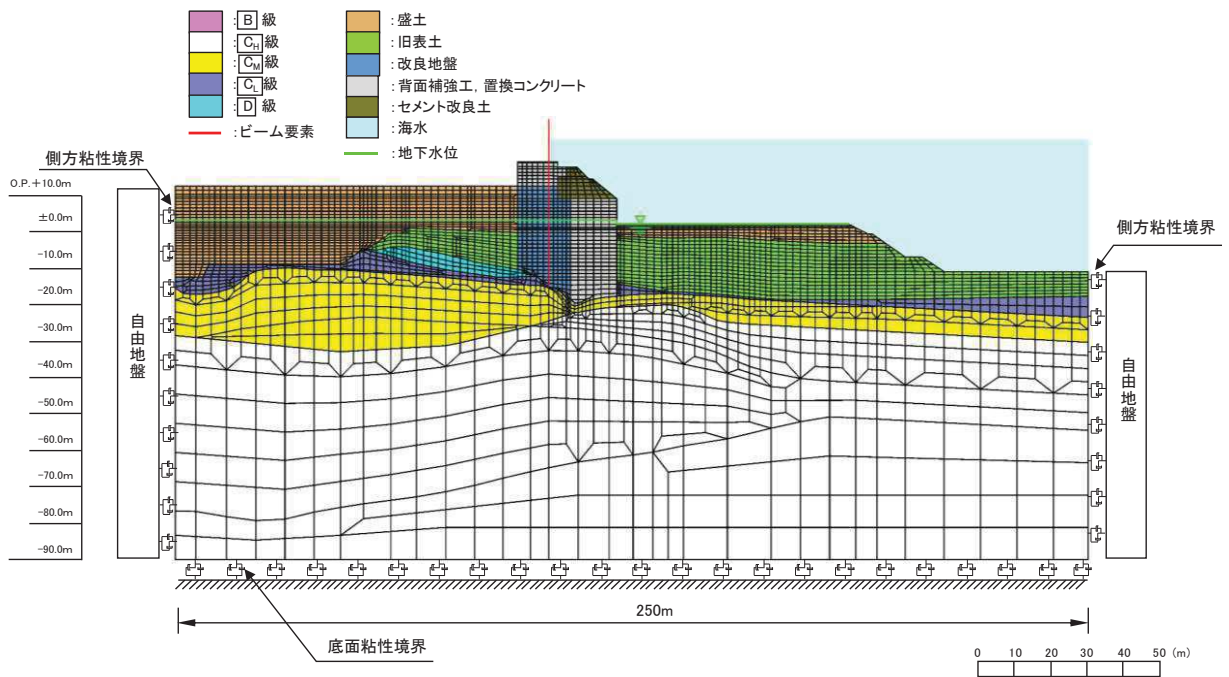


図 6.1.6-21(3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面②，重畳時）

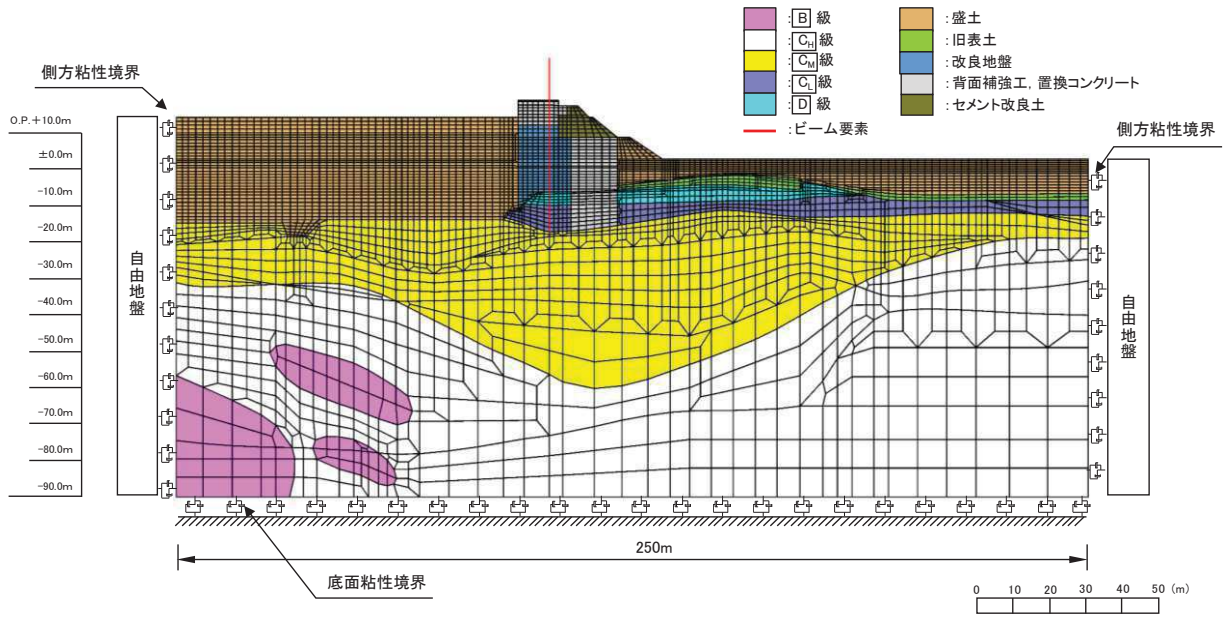


図 6.1.6-22(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面③，地震時）

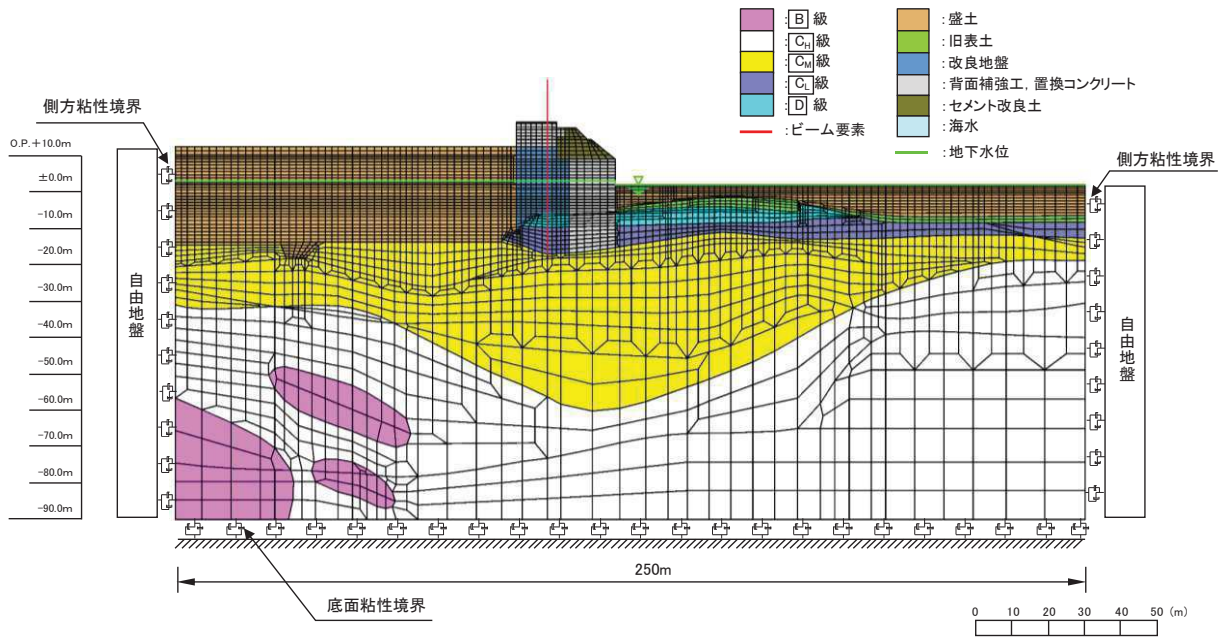


図 6.1.6-22(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面③，津波時）

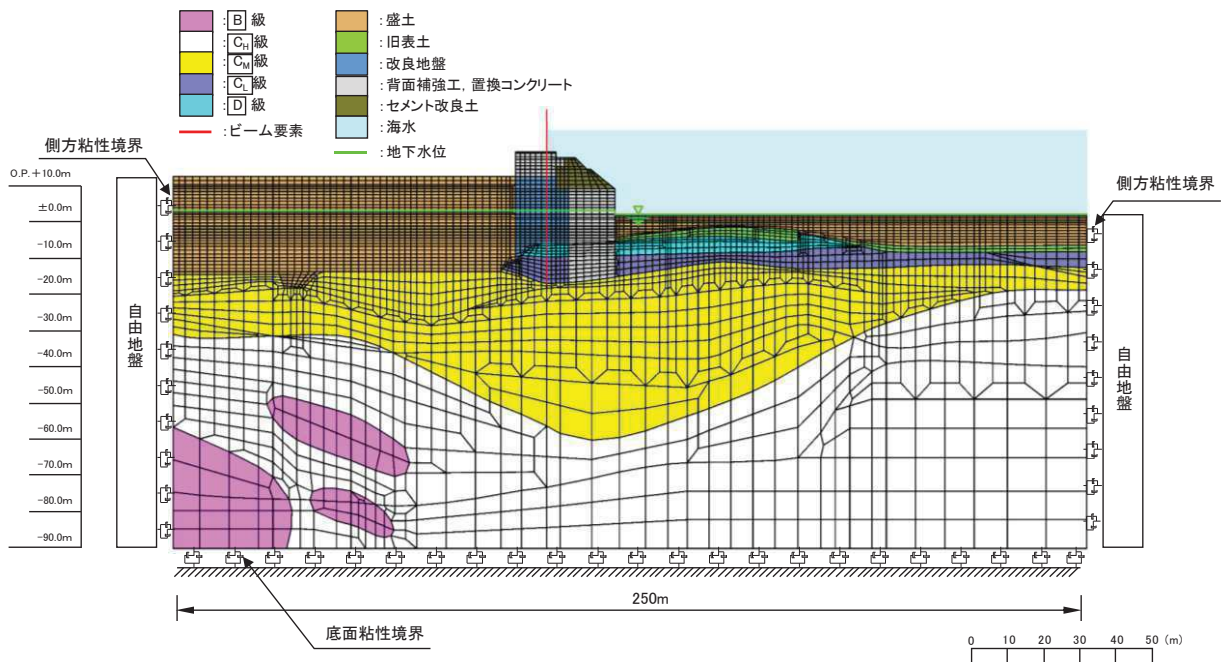


図 6.1.6-22(3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面③，重畳時）

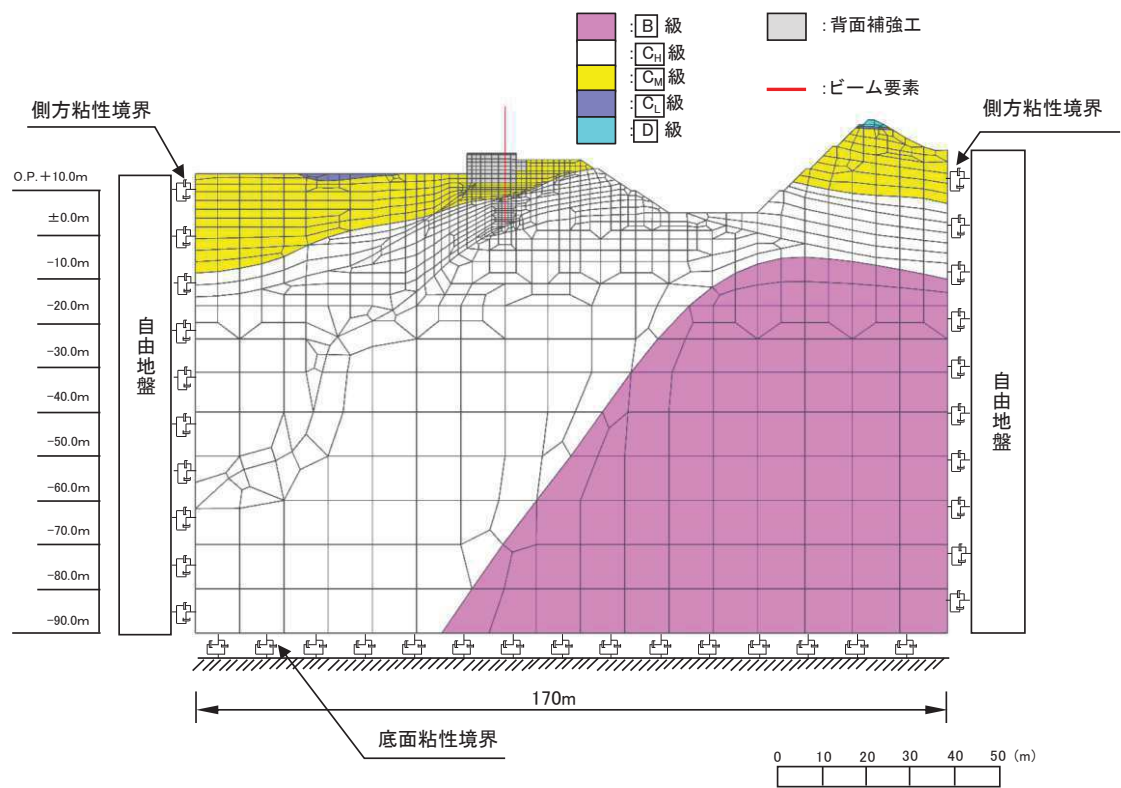


図 6.1.6-23(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑤，地震時）

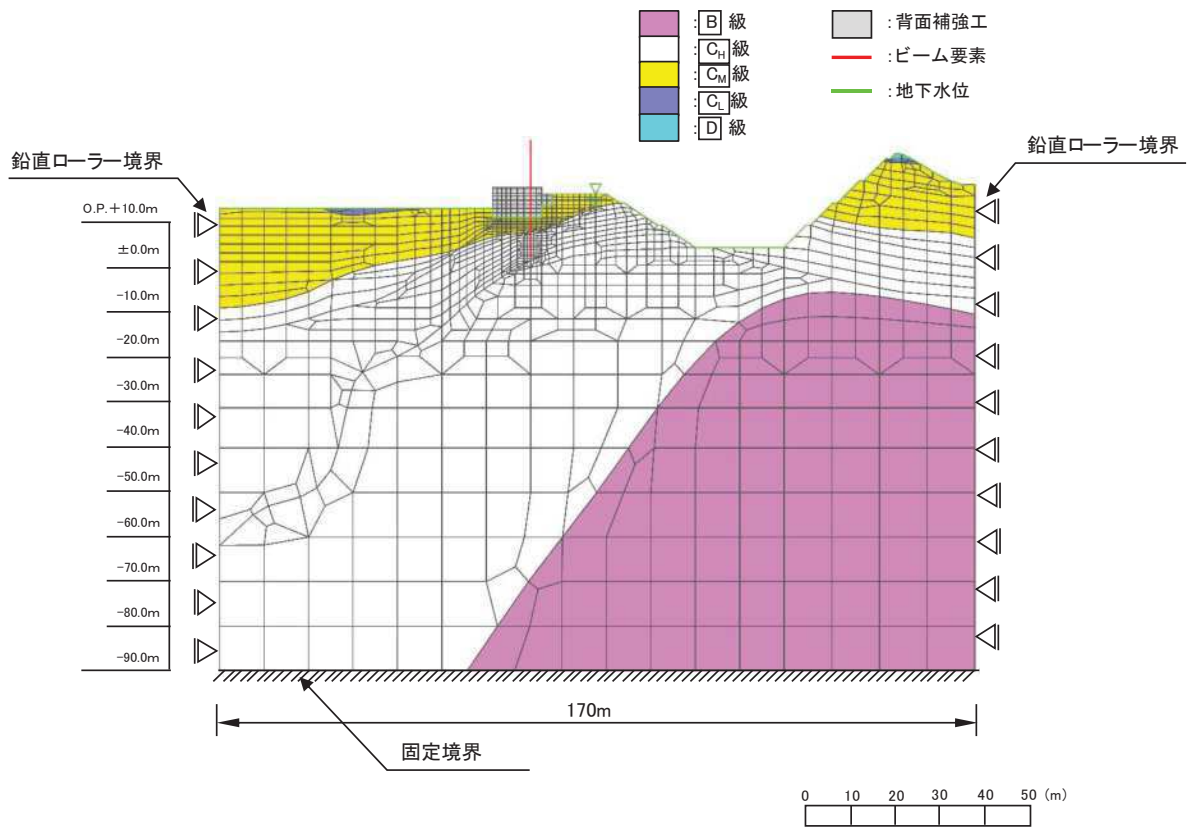


図 6.1.6-23(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑤，津波時）

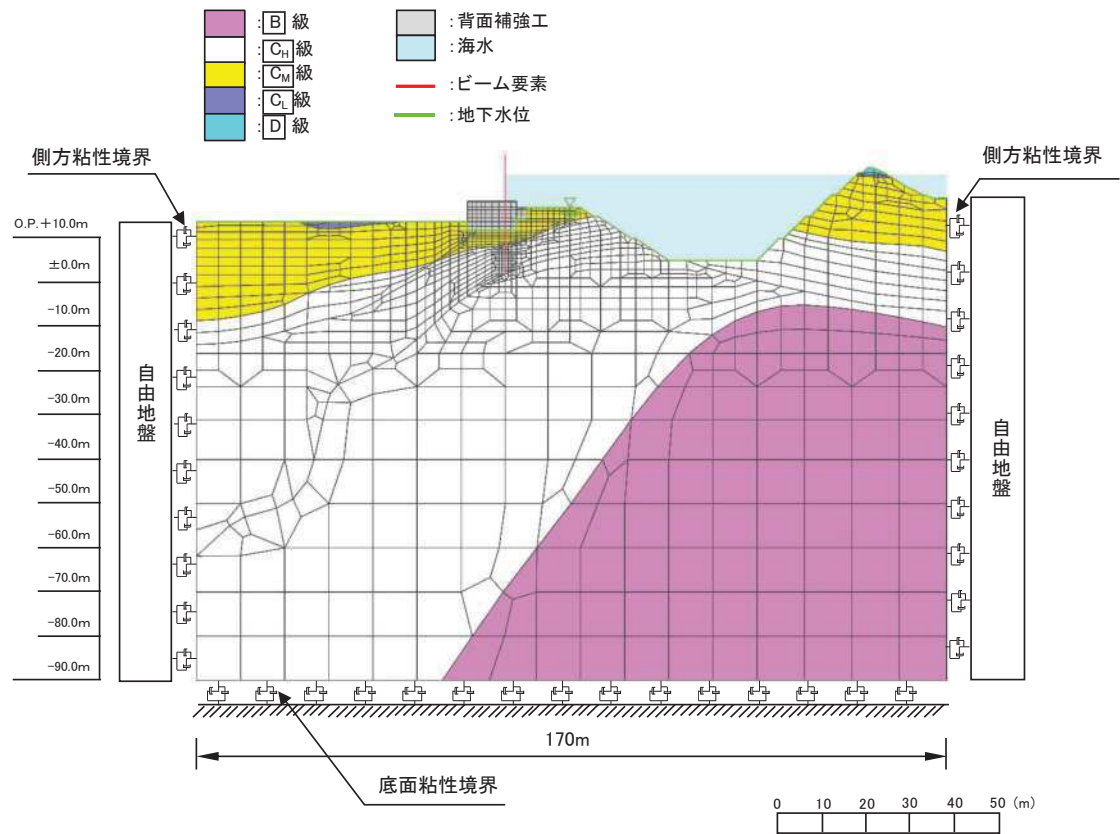


図 6.1.6-23(3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑤，重畳時）

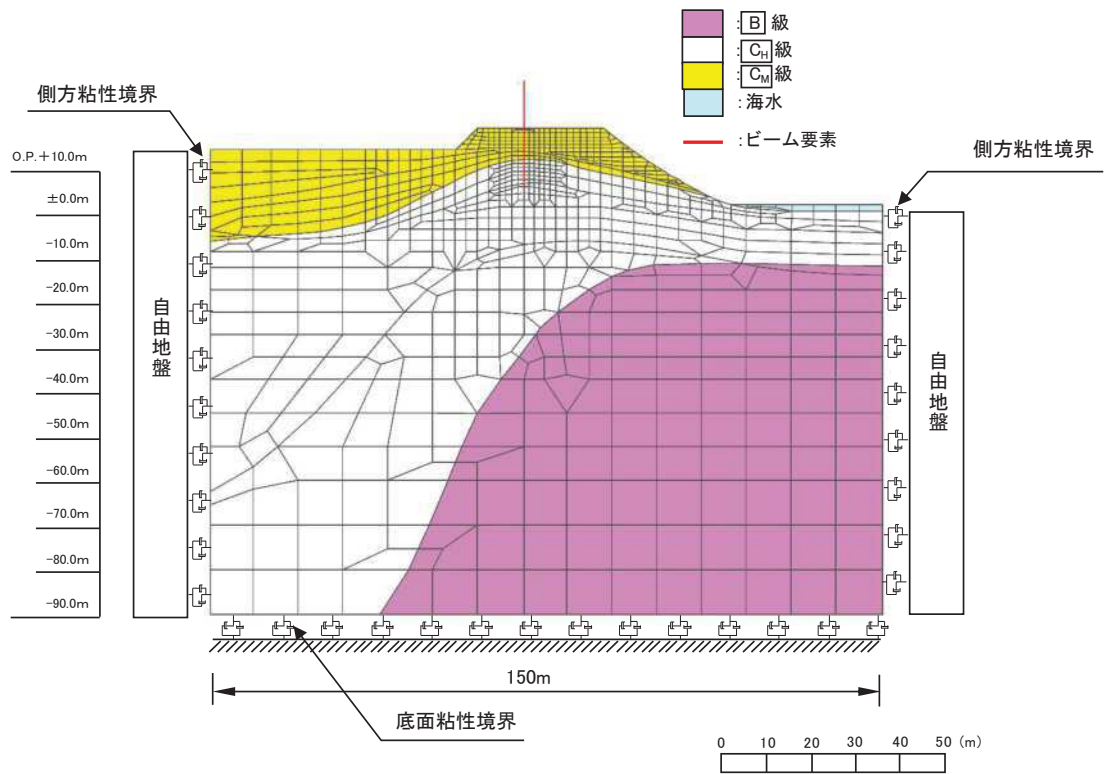


図 6. 1. 6-24(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑥，地震時）

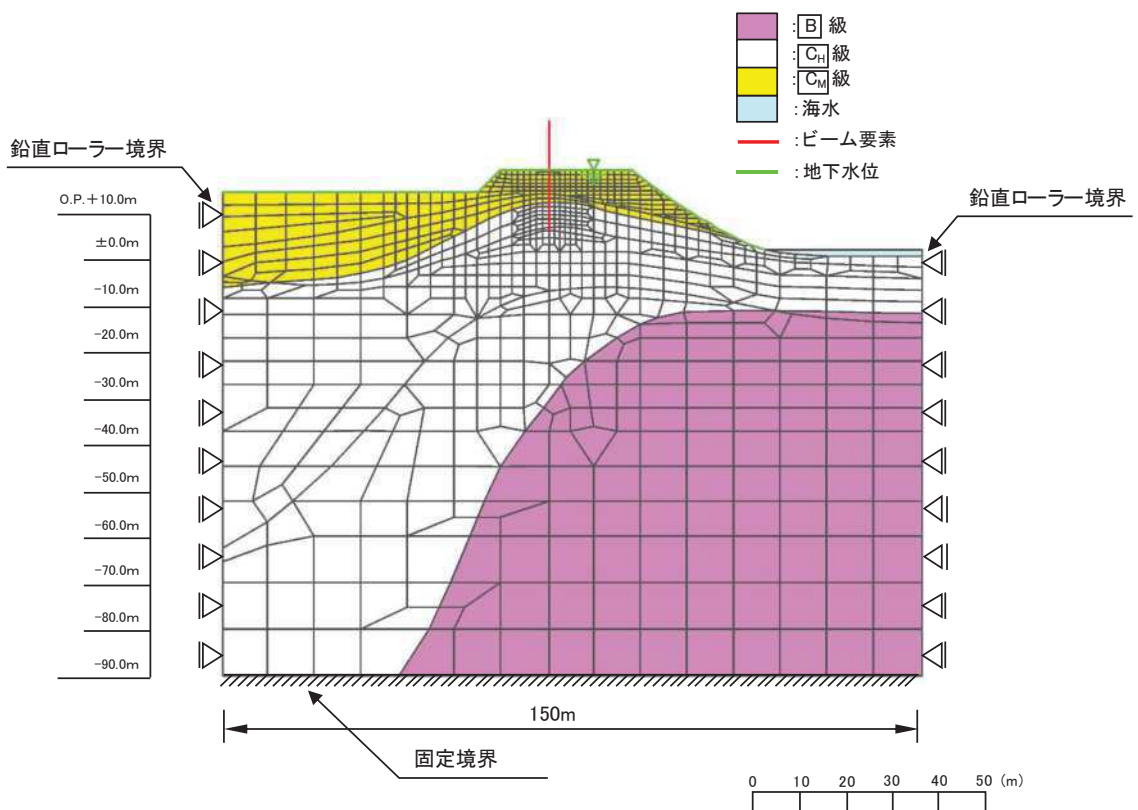


図 6. 1. 6-24(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑥，津波時）

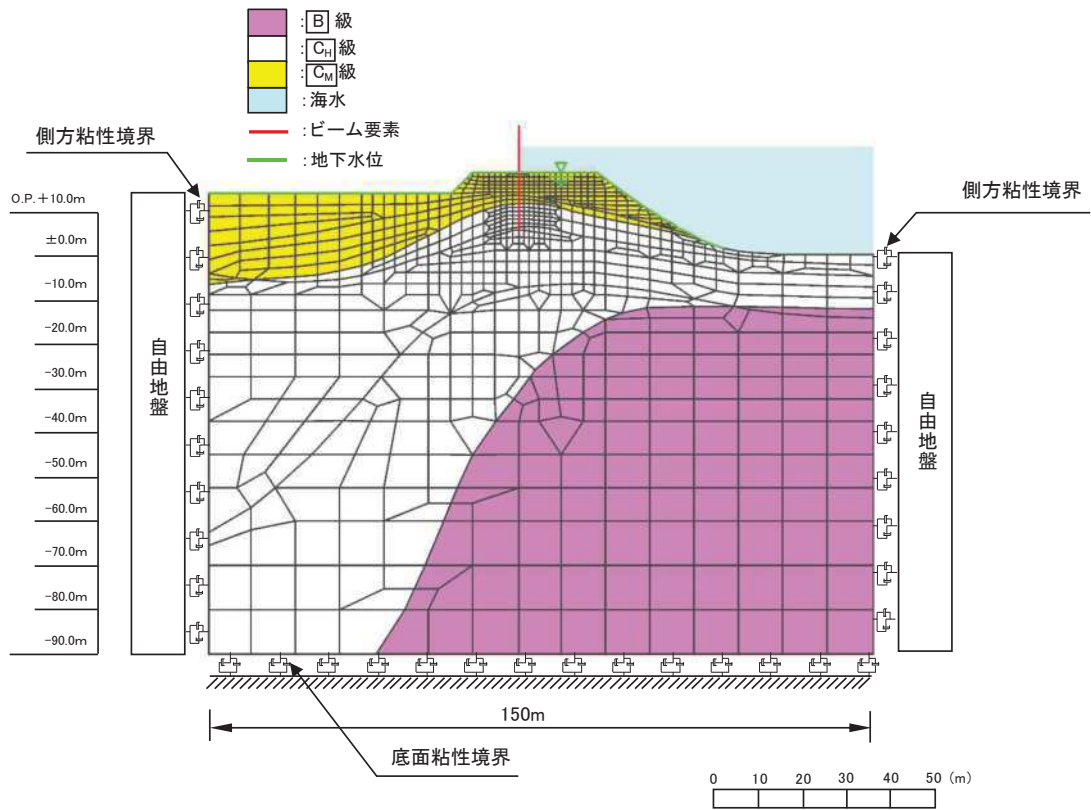


図 6.1.6-24(3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑥，重畳時）

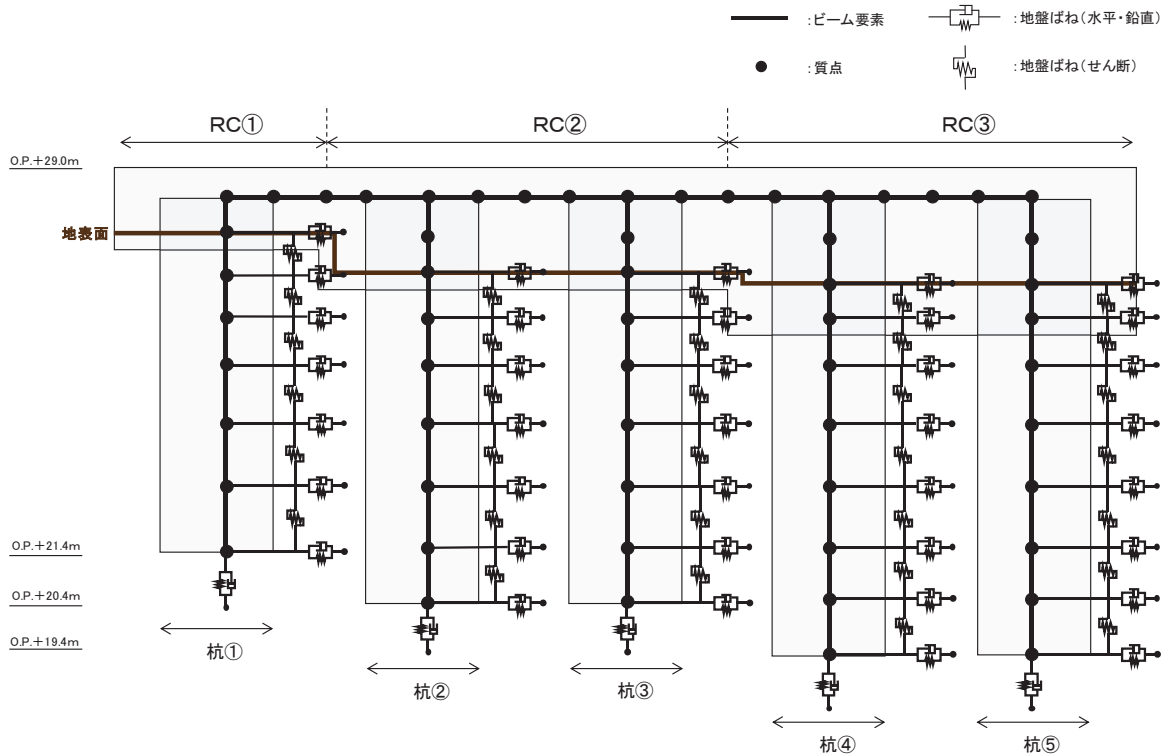


図 6.1.6-25(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑦，地震時）

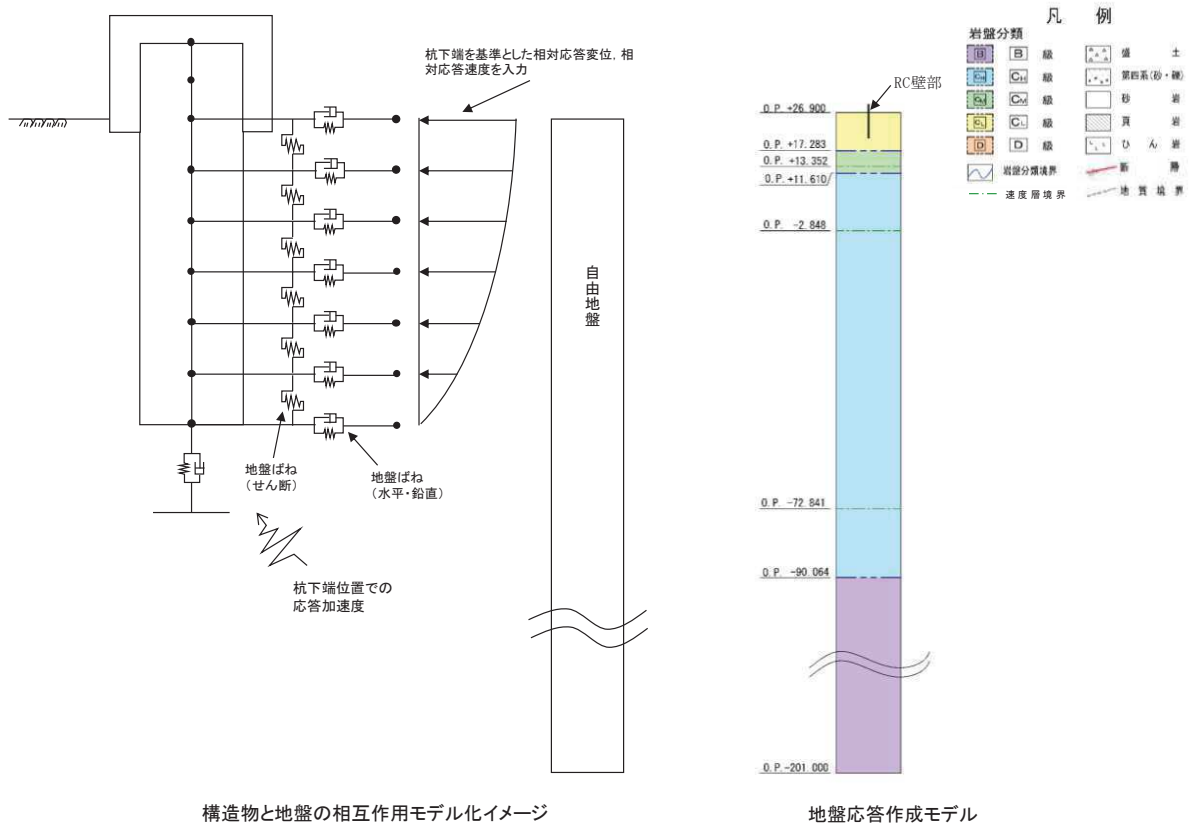


図 6. 1. 6-25(2) 岩盤部のうち RC 壁部の地盤ばねのモデル化イメージ及び地盤応答作成モデル
(断面⑦, 地震時)

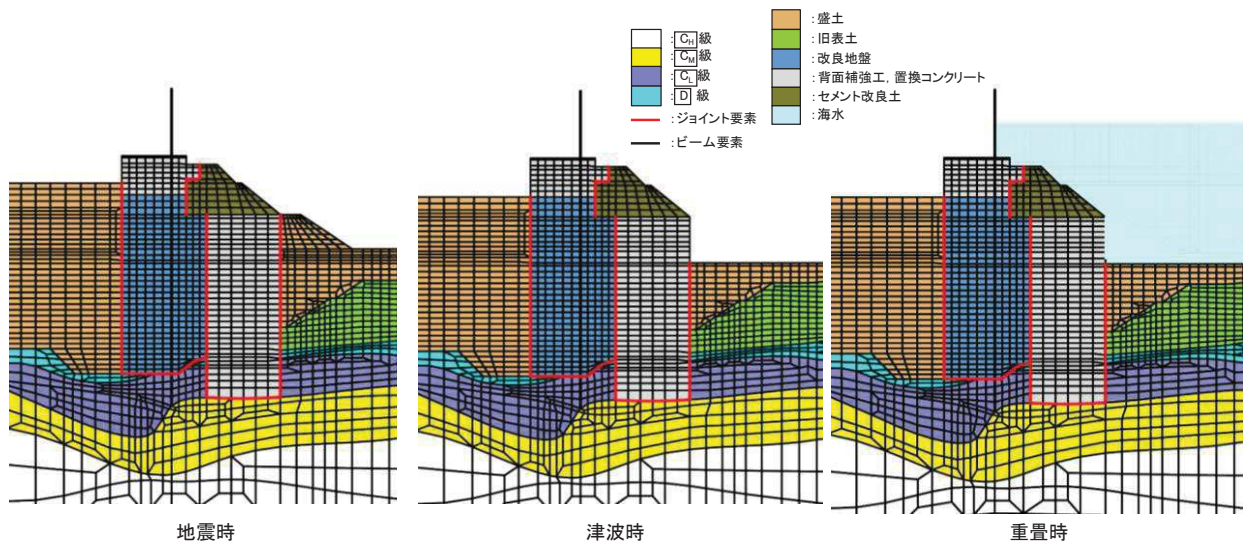


図 6.1.6-26 断面①におけるジョイント要素の配置図

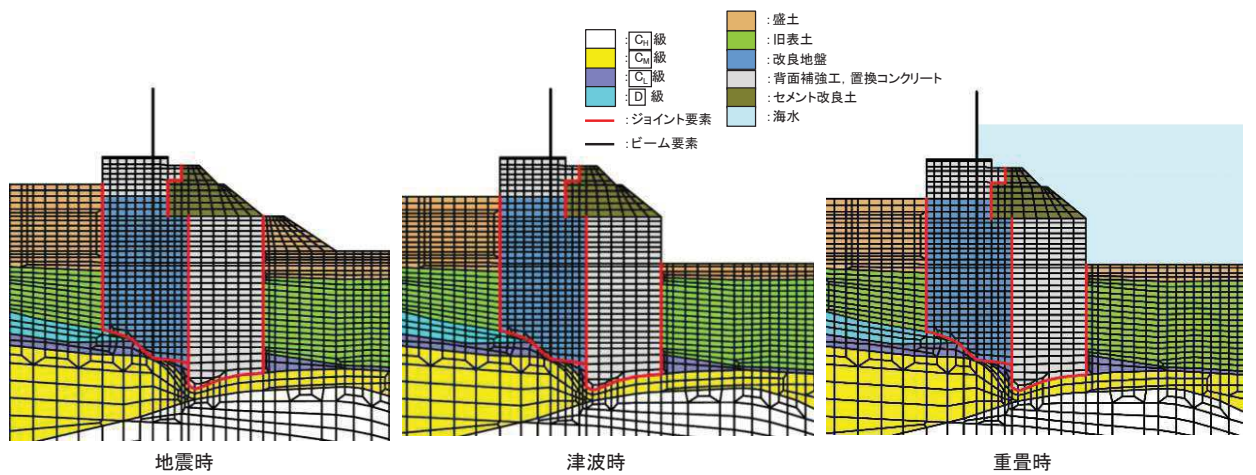


図 6.1.6-27 断面②におけるジョイント要素の配置図

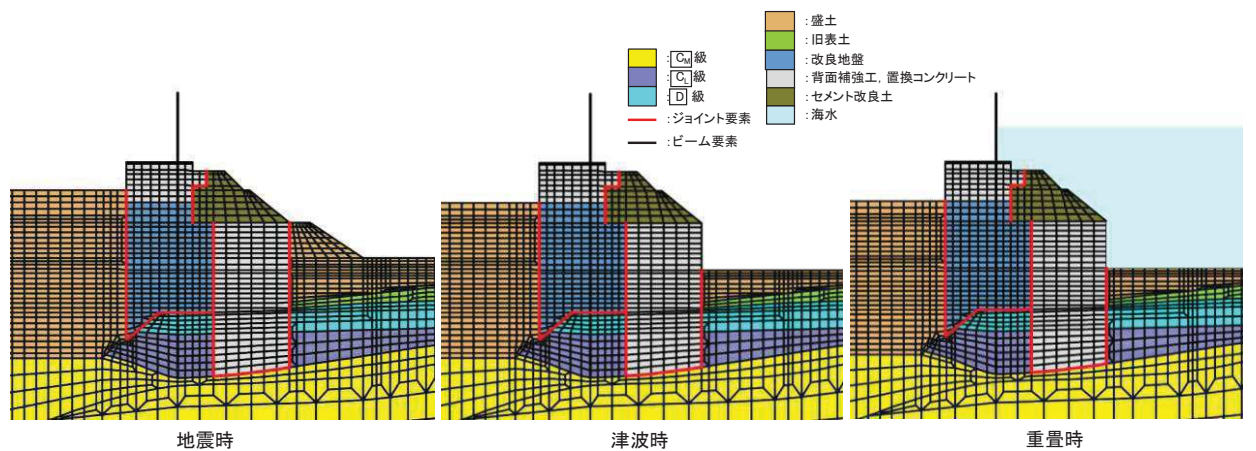


図 6.1.6-28 断面③におけるジョイント要素の配置図

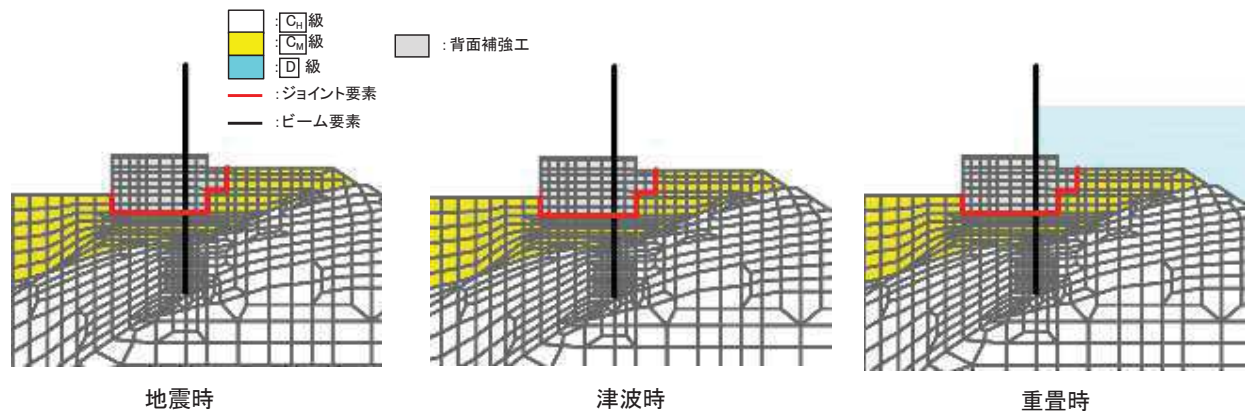


図 6.1.6-29 断面⑤におけるジョイント要素の配置図

(f) 解析ケース

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の横断方向の相対変位算出における解析ケースを表 6.1.6-4 に示す。防潮堤（鋼管式鉛直壁）の横断方向の相対変位算出においては、全ての基準地震動 S_s 又は弾性設計用地震動 S_d-D2 に対して、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、杭下端又は背面補強工天端を基準とした鋼製遮水壁天端の相対変位、縦断方向では隣り合う鋼製遮水壁間に生じる時刻歴相対変位が最も大きい地震動を用い、ケース②及び③を実施する。

表 6.1.6-4(1) 地震時における解析ケース

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ
地震動 (位相)	S_s-D1	++*	○	基準地震動 S_s (7 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (13 波) を加えた全 20 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、各相対変位が最も大きくなる地震動を用いてケース②~③を実施する。	
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	S_s-D2	++*	○		
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	S_s-D3	++*	○		
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	S_s-F1	++*	○		
		-+*	○		
	S_s-F2	++*	○		
		-+*	○		
	S_s-F3	++*	○		
		-+*	○		
	S_s-N1	++*	○		
		-+*	○		

注記 * : 地震動の位相について (++) の左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「-」は位相を反転させたケースを示す。

表 6.1.6-4(2) 重畳時における解析ケース

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値 + 1 σ	平均値 - 1 σ
地震動 (位相)	S d - D 2	++*	○	弾性設計用地震動 S d - D 2 (1 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (3 波) を加えた全 4 波により照査を行ったケース ① (基本ケース) の結果から, 各相対変位が最も大きくなる地震動を用いてケース②~③を実施する。	
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		

注記 * : 地震動の位相について (++) の左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「-」は位相を反転させたケースを示す。

b. 縦断方向

(a) 評価対象断面

図6.1.6-8に評価対象断面の位置図，図6.1.6-30に評価対象断面の断面図を示す。

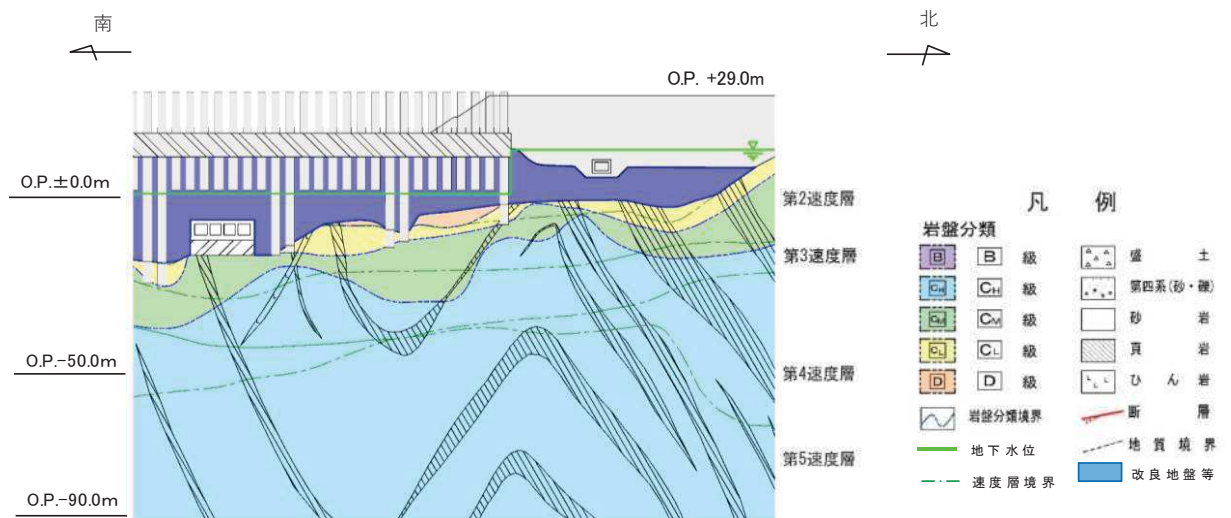


図 6. 1. 6-30(1) 評価対象断面 (断面⑧)

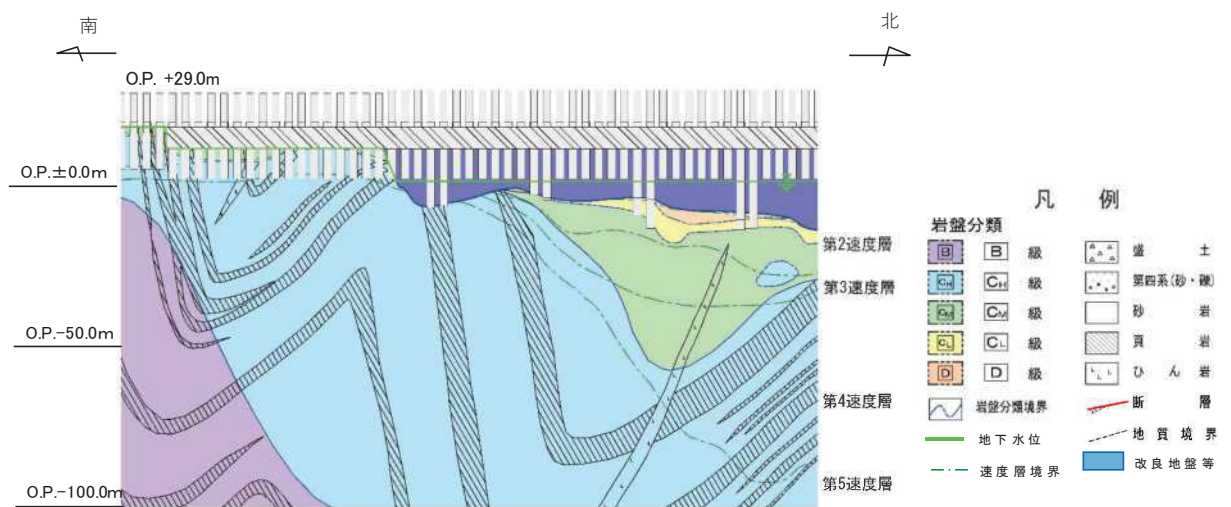


図 6. 1. 6-30(2) 評価対象断面 (断面⑨)

(b) 解析方法

地震応答解析は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる2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。

地震応答解析については、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

イ. 地震応答解析手法

縦断方向の地震応答解析は、地盤と構造物の動的相互作用を考慮できる連成系の地震応答解析を用いて、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にて行う。

地震応答解析手法の選定フローを図 6.1.6-31 に示す。

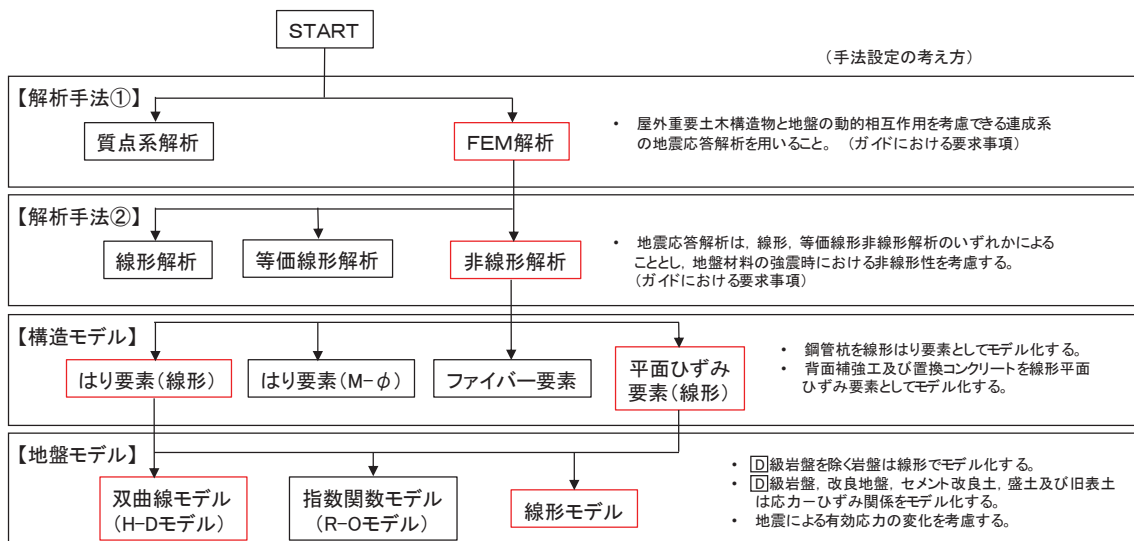


図 6.1.6-31 地震応答解析手法の選定フロー

ロ. 構造部材

鋼管杭は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。背面補強工は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

ハ. 材料物性及び地盤物性のばらつき

縦断方向の地震時の応答は、周辺地盤との相互作用によることから、地盤物性のばらつきの影響を評価する。地盤物性のばらつきについては、表 6.1.6-5 に示す解析ケースにて行う。

表 6.1.6-5 解析ケース（縦断方向）

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値

二. 減衰定数

Rayleigh 減衰を考慮することとし, 剛性比例型減衰 ($\alpha=0$, $\beta=0.002$) とする。

(c) 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは，添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

イ. 荷重

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の地震応答解析において，考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重(G)

固定荷重として，躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重(P)

積載荷重として，積雪荷重を含めて地表面に 4.9kN/m²を考慮する。

(3) 積雪荷重(P_s)

積雪荷重として，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/m² の積雪荷重が作用することを考慮する。

(4) 風荷重(P_k)

風荷重については，考慮しない。

(5) 地震荷重(S_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

ロ. 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 6.1.6-6 及び表 6.1.6-7 に示す。

表 6.1.6-6 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S _s)	G + P + S _s

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (積雪荷重 P_sを含めて 4.9kN/m²)

S_s : 地震荷重

表 6.1.6-7 荷重の組合せ

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	○	積雪荷重を含めて 4.9kN/m ² を考慮する。
	静止土圧		○	常時応力解析により設定する。
	外水圧		—	外水圧は考慮しない。
	内水圧		—	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重を考慮する。
	風荷重		—	風荷重は考慮しない。
偶発荷重	水平地震動		○	基準地震動 S_s による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		○	
	動水圧		—	動水圧は考慮しない。

(d) 入力地震動

入力地震動は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を1次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

入力地震動算定の概念図を図 6.1.6-32 に示す。図 6.1.6-33～図 6.1.6-34 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。

入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE Ver 1.6」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

①引戻し解析

引戻し地盤モデル（解放基盤モデル）を用いて、水平方向地震動及び鉛直方向地震動をそれぞれ引戻し地盤モデル底面位置まで引戻す。

②水平方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（水平方向地震動用）を用いて、構造物—地盤連成系解析モデル底面位置まで水平方向地震動を引き上げる。

③鉛直方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（鉛直方向地震動用）を用いて、構造物—地盤連成系解析モデル底面位置まで鉛直方向地震動を引き上げる。

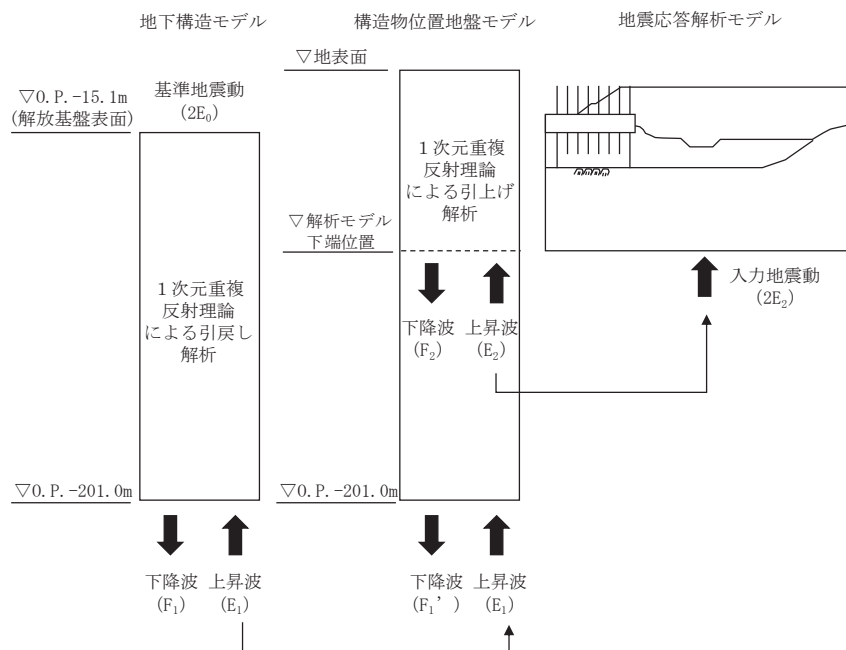
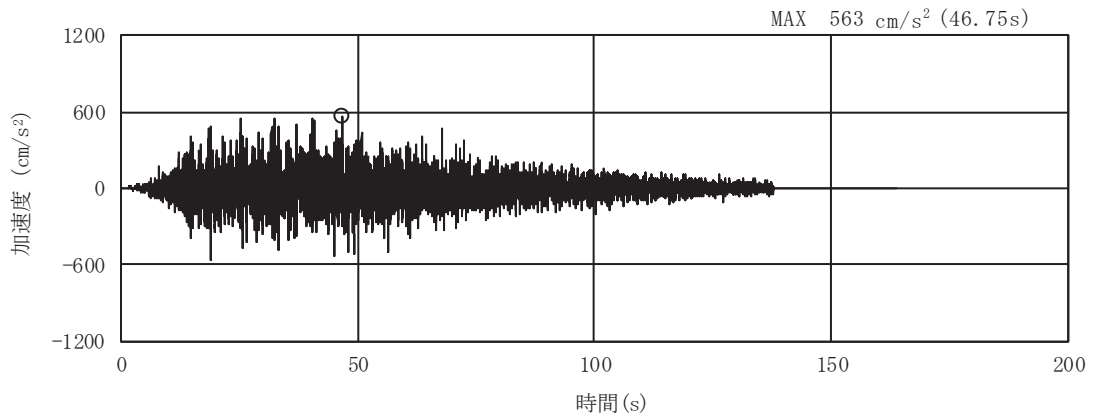
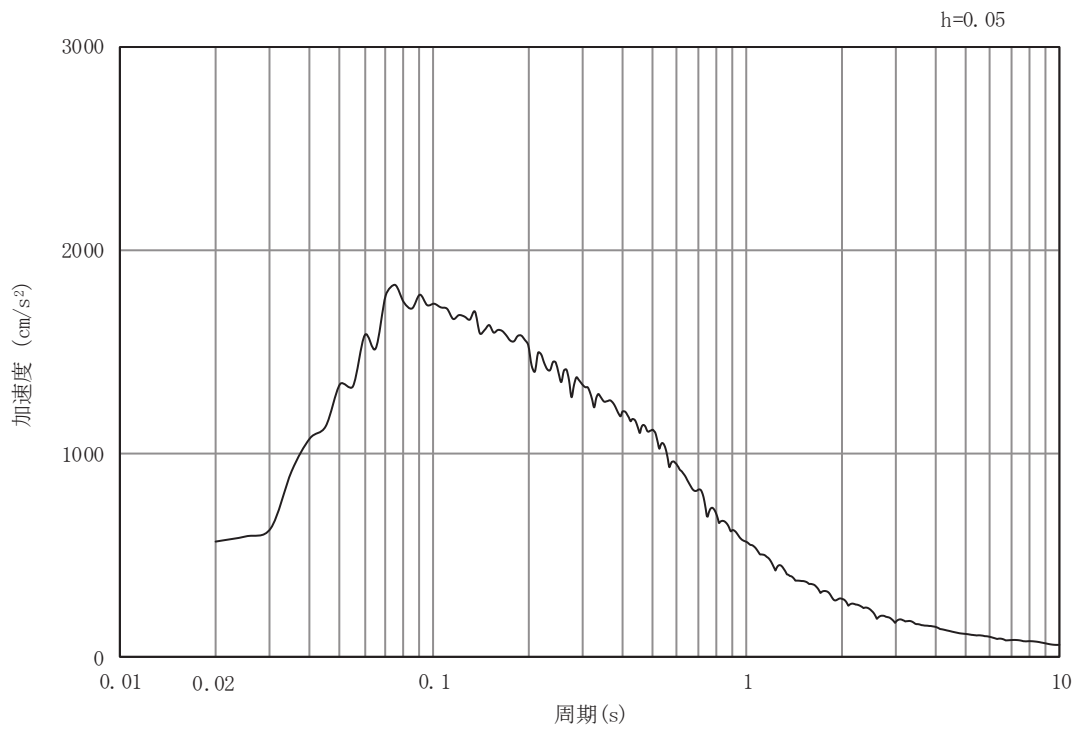


図 6.1.6-32 入力地震動算定の概念図

イ. 断面⑧

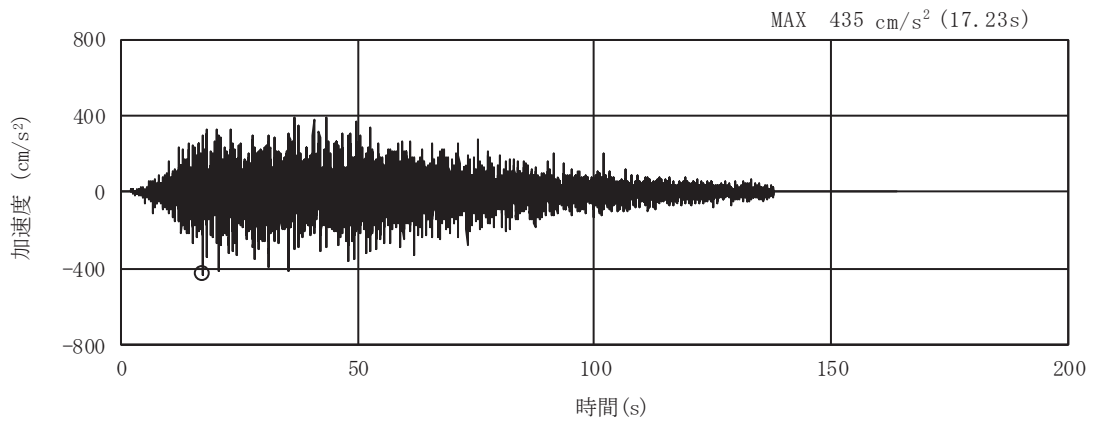


(a) 加速度時刻歴波形

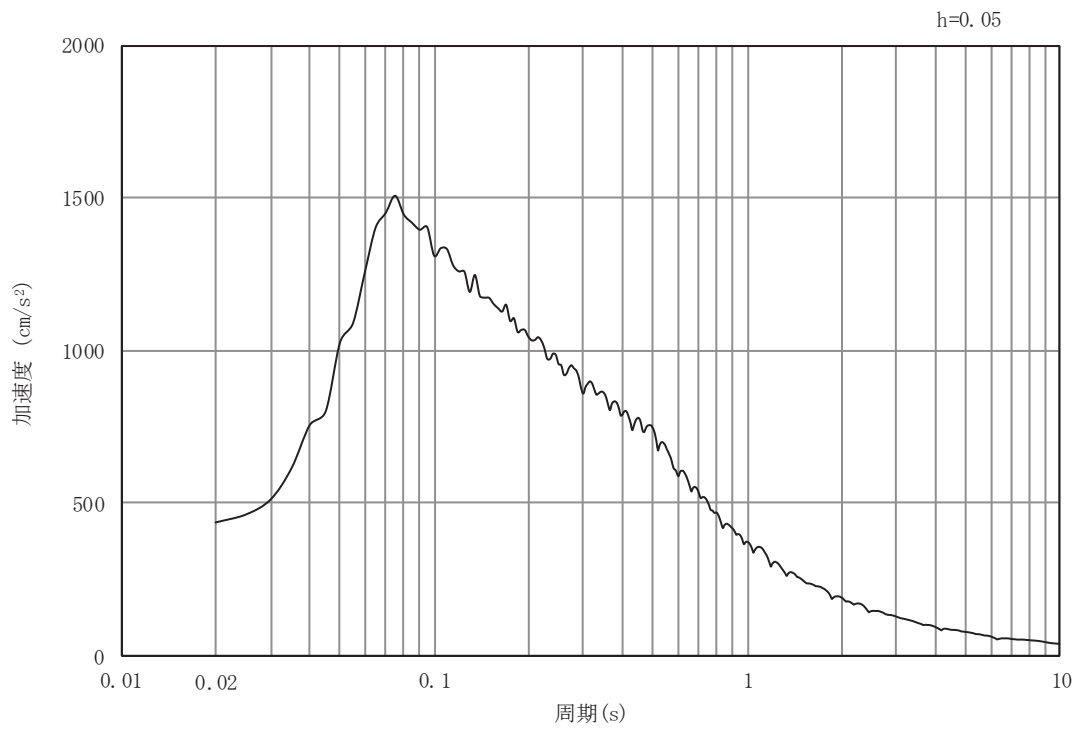


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-33(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S s - D 1)

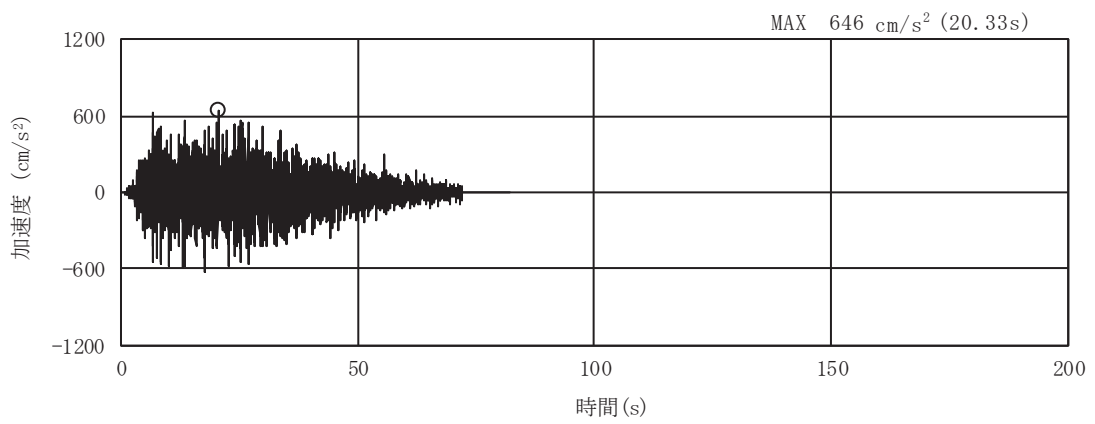


(a) 加速度時刻歴波形

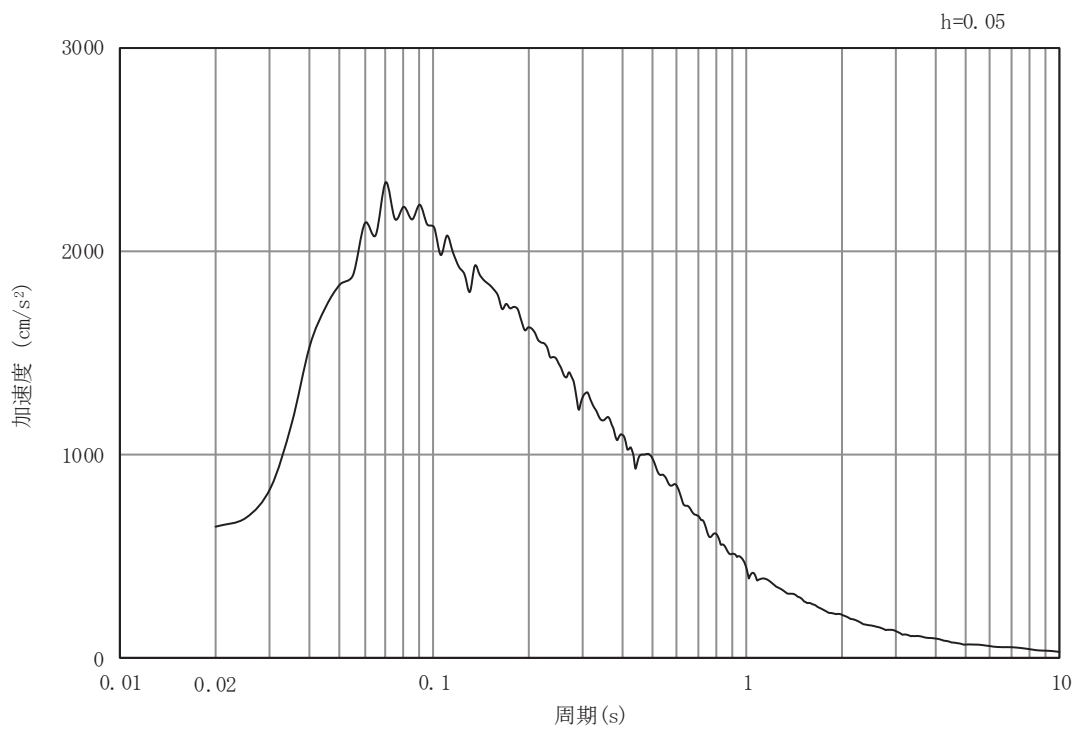


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-33(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - D 1)

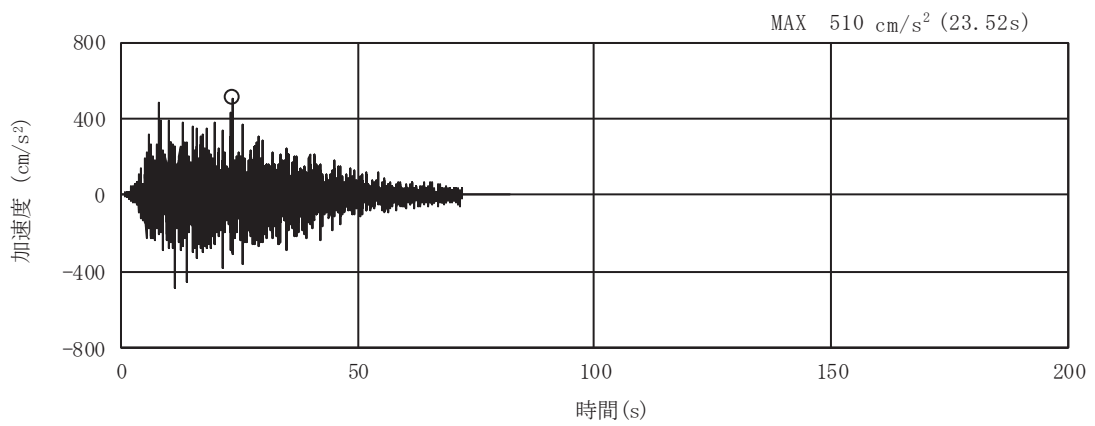


(a) 加速度時刻歴波形

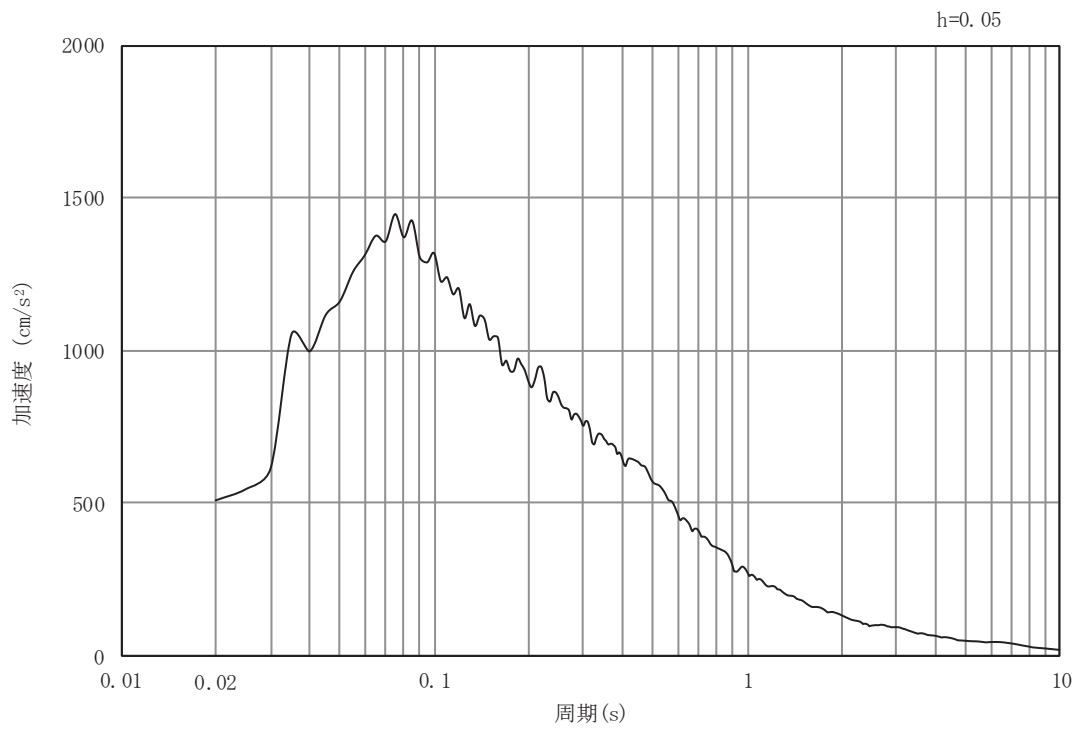


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-33(3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - D 2)

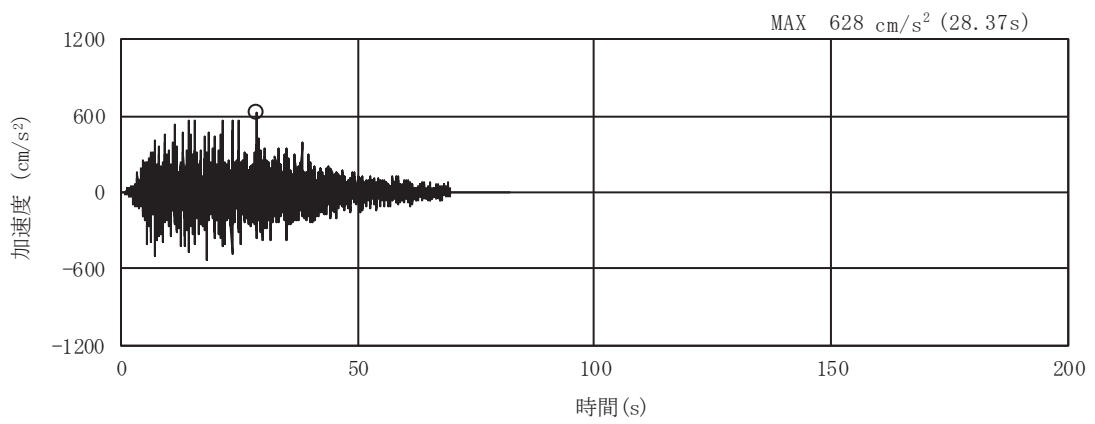


(a) 加速度時刻歴波形

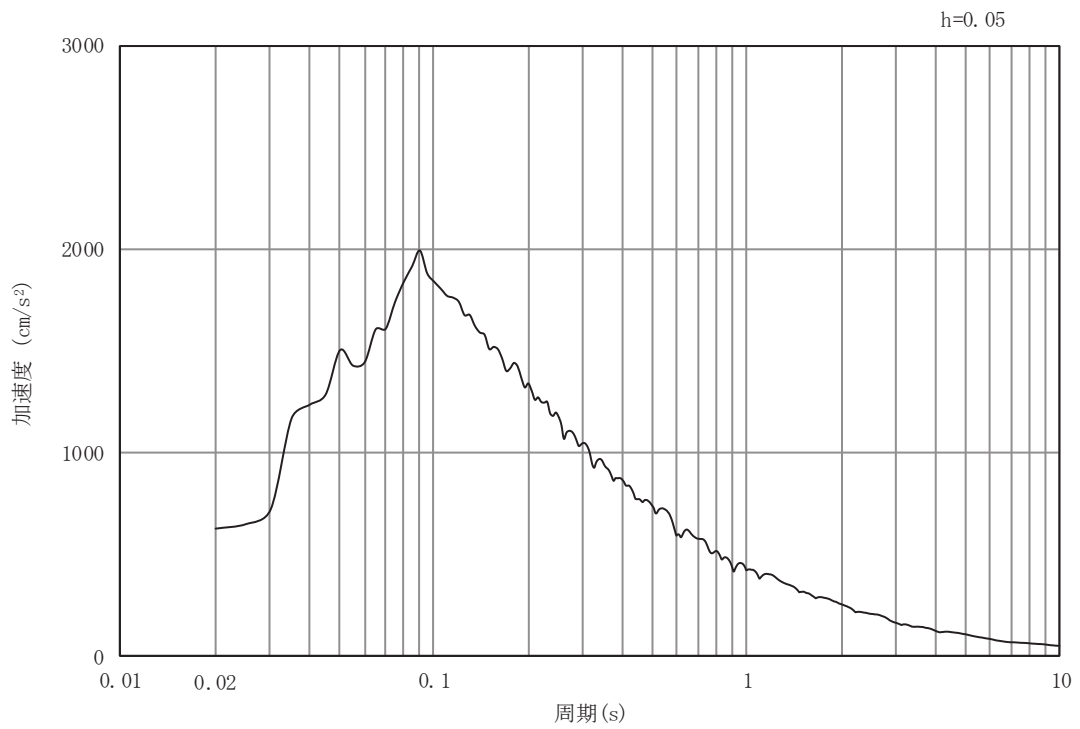


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-33(4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - D 2)

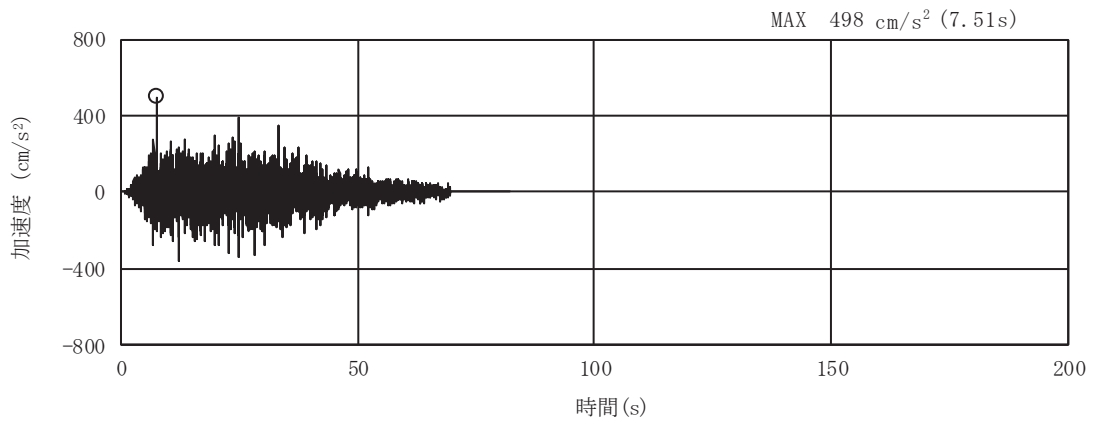


(a) 加速度時刻歴波形

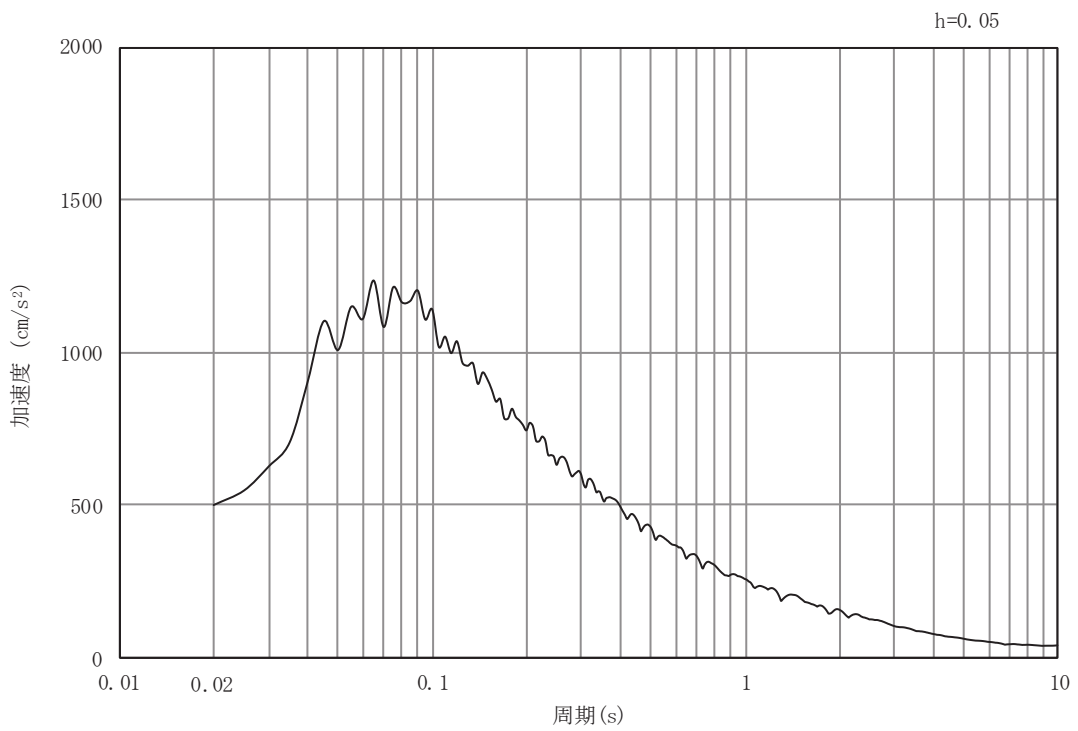


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-33(5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - D 3)



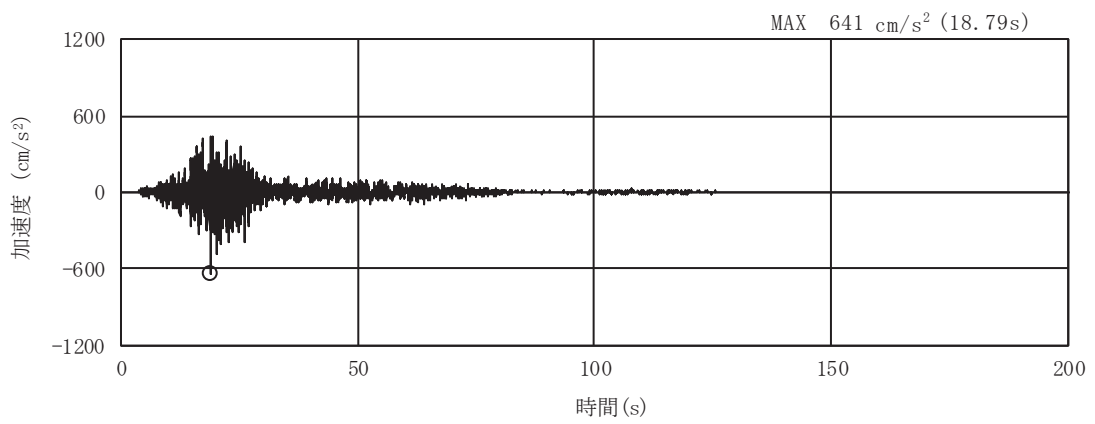
(a) 加速度時刻歴波形



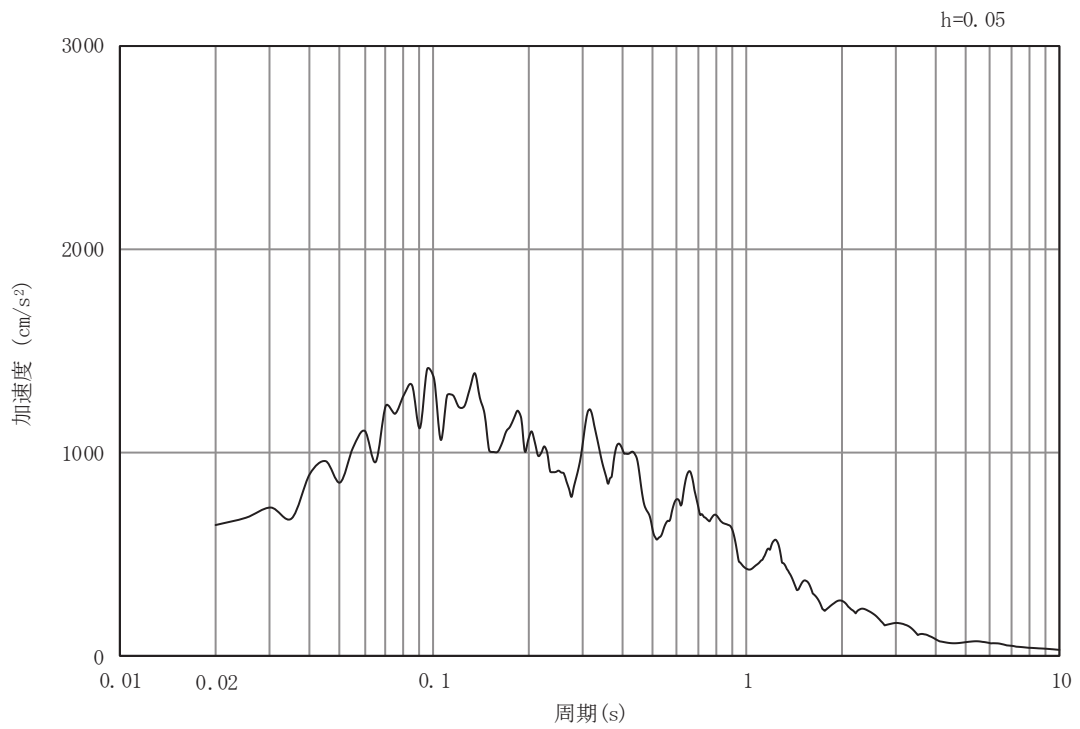
(b)

加速度応答スペクトル

図 6.1.6-33(6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - D 3)

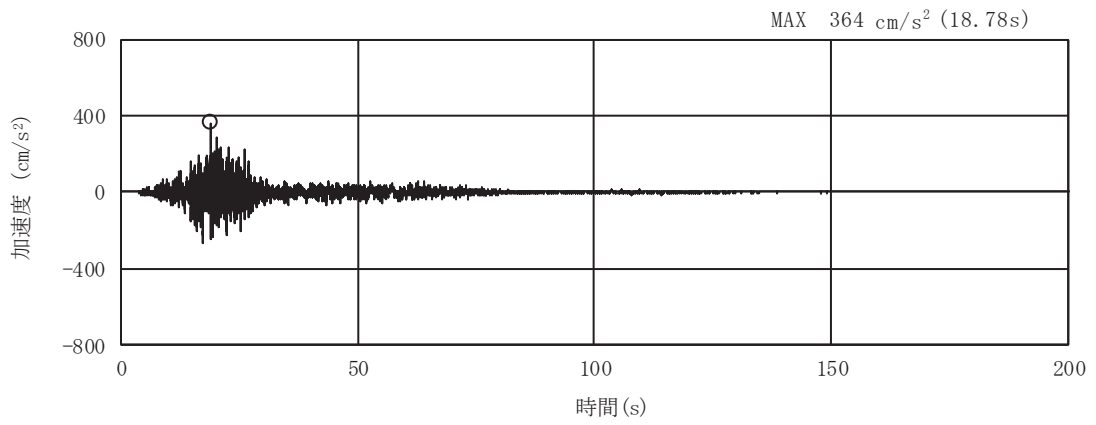


(a) 加速度時刻歴波形

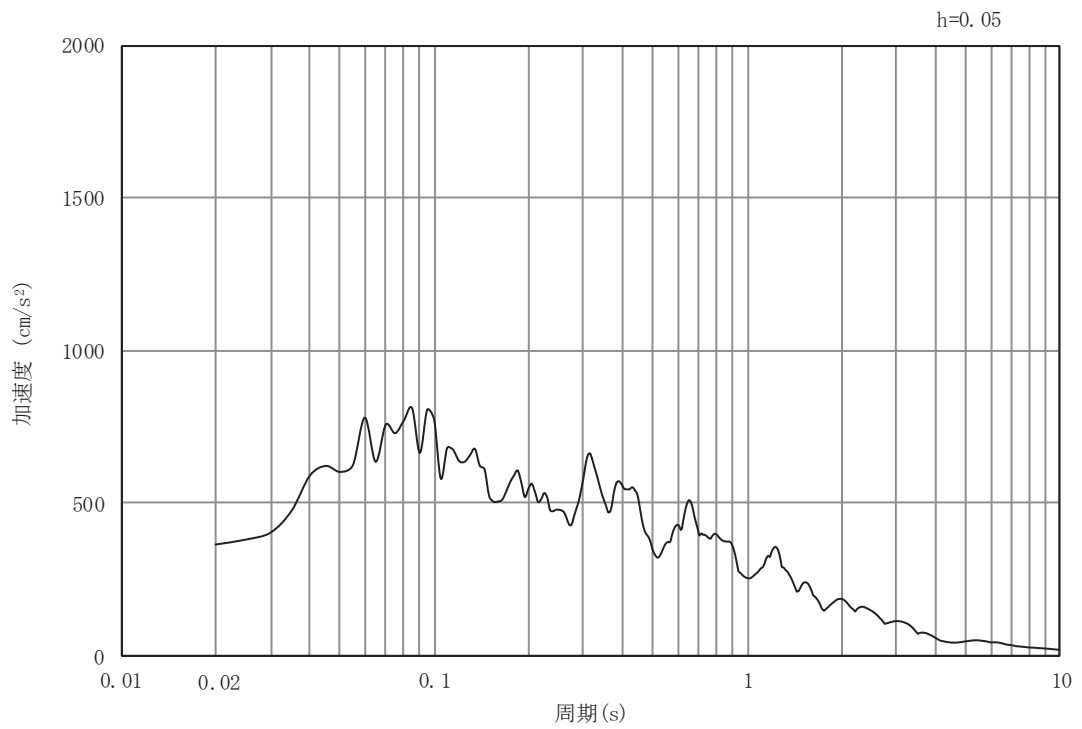


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-33(7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - F 1)

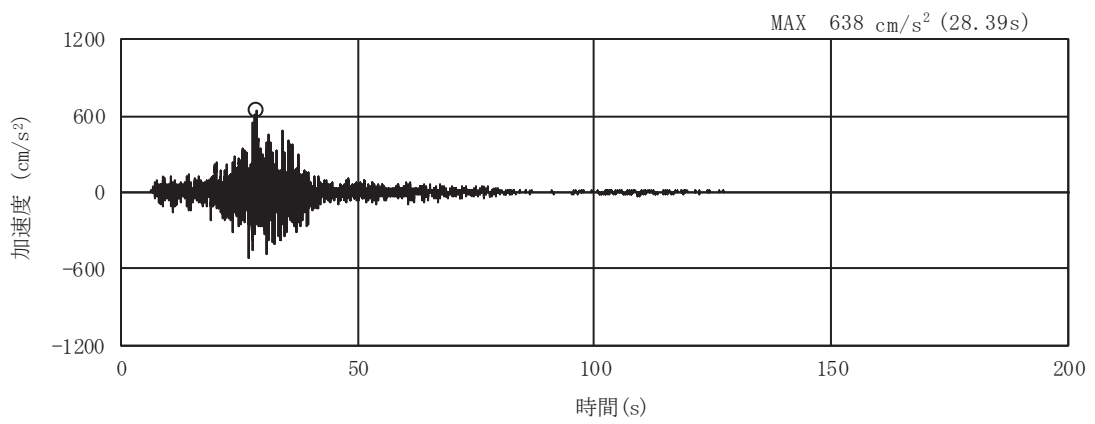


(a) 加速度時刻歴波形

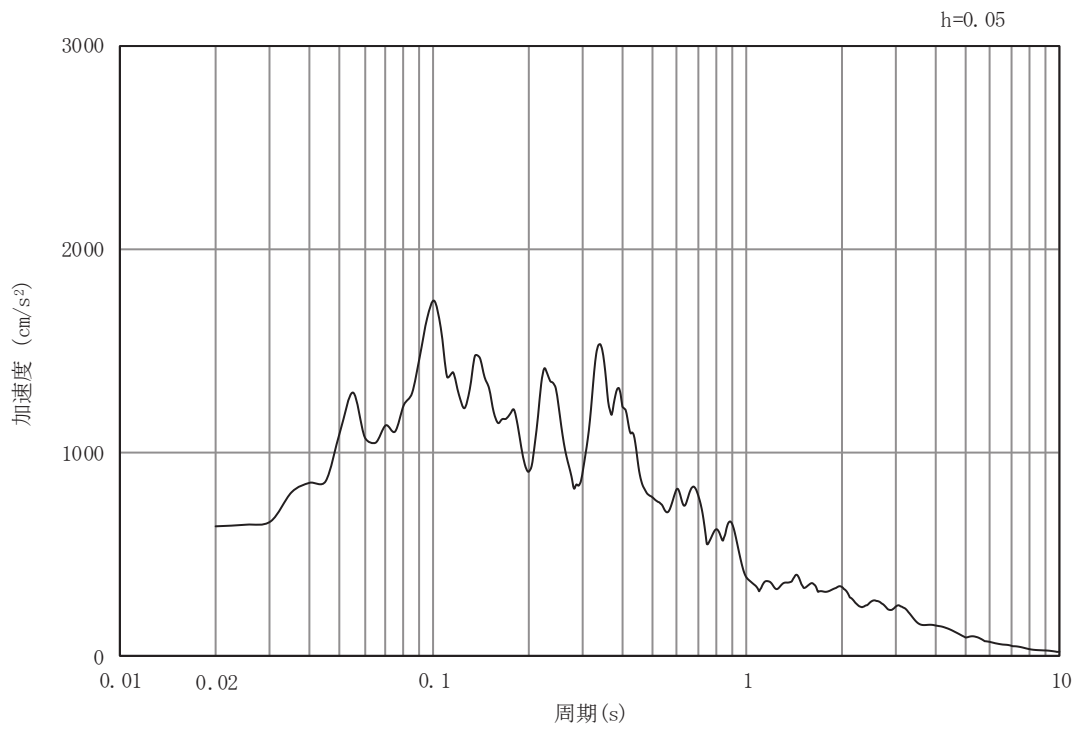


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-33(8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - F 1)

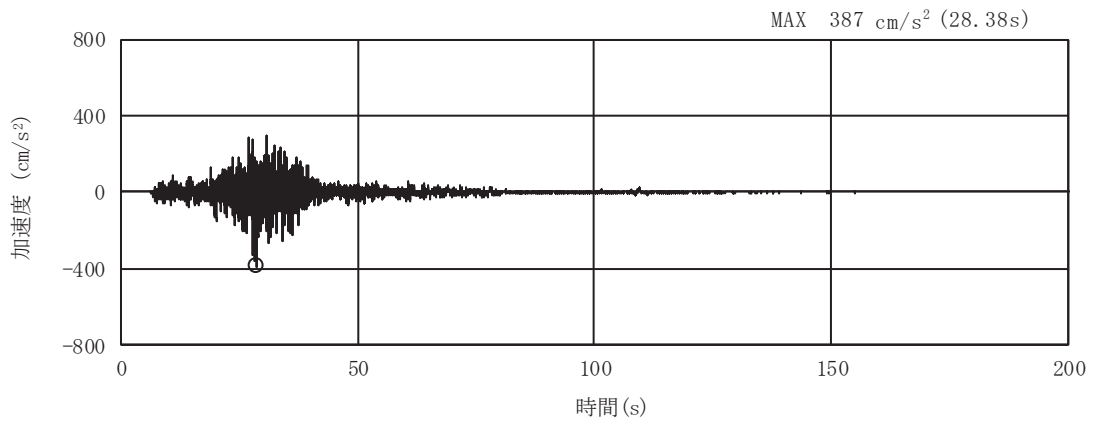


(a) 加速度時刻歴波形

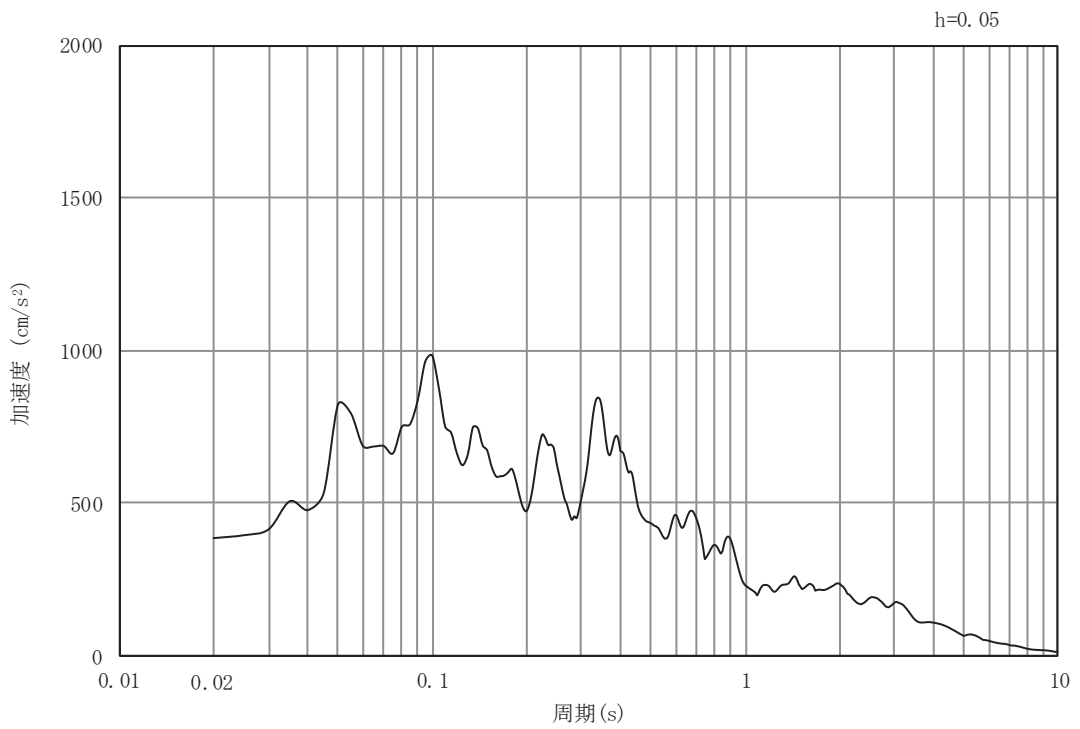


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-33(9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - F 2)

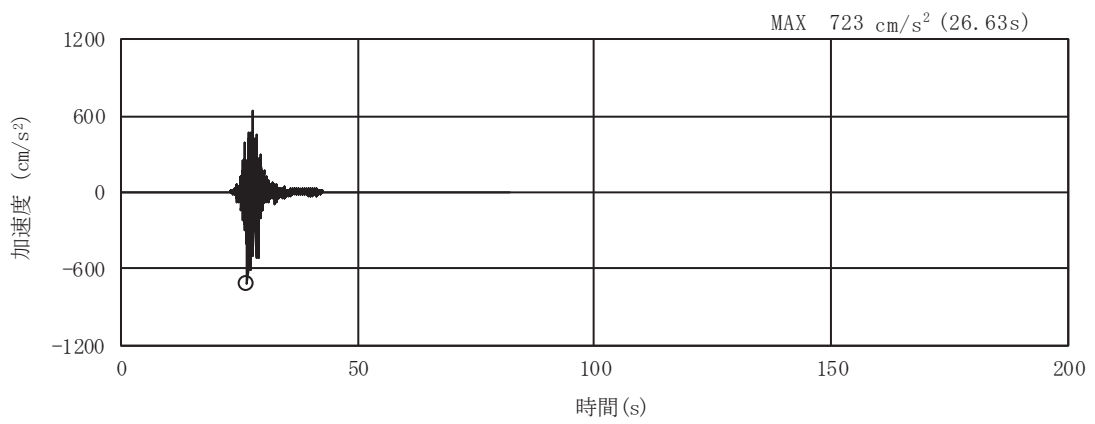


(a) 加速度時刻歴波形

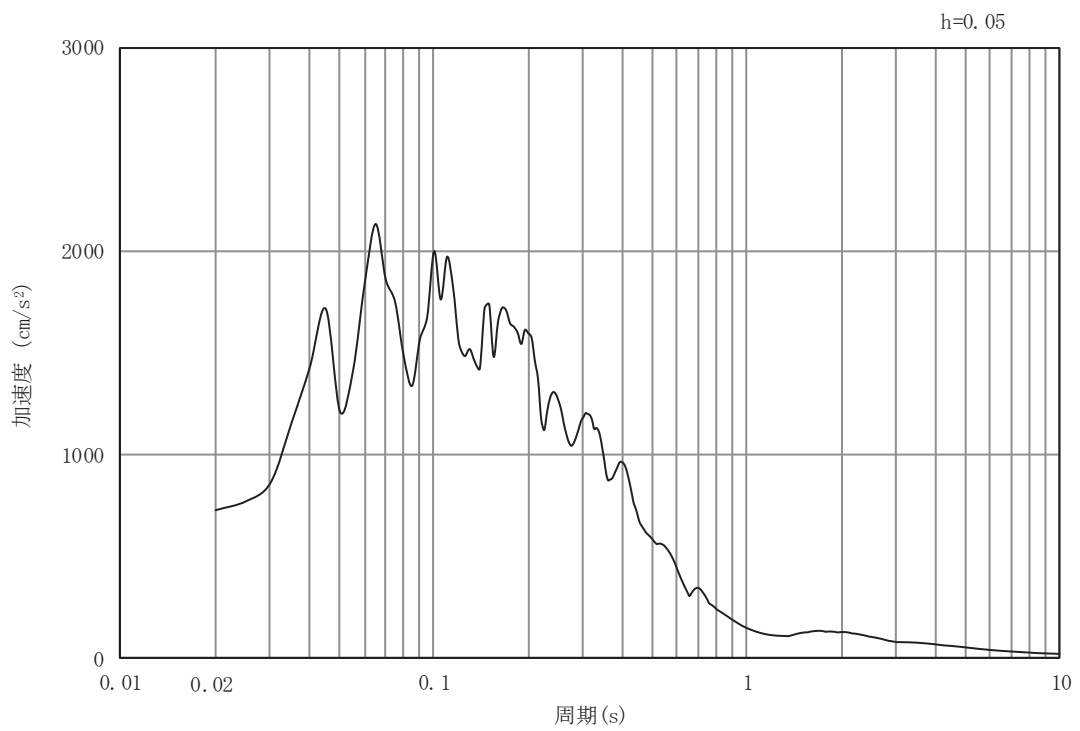


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-33(10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - F 2)

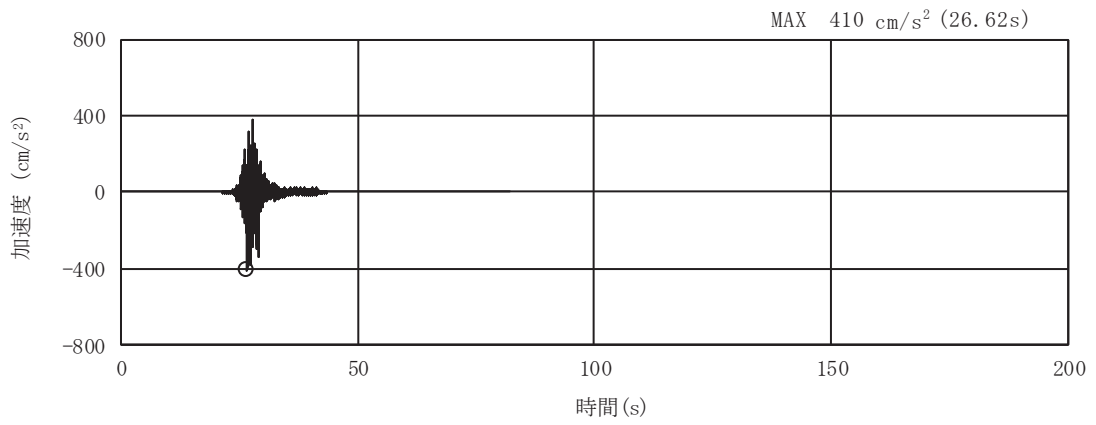


(a) 加速度時刻歴波形

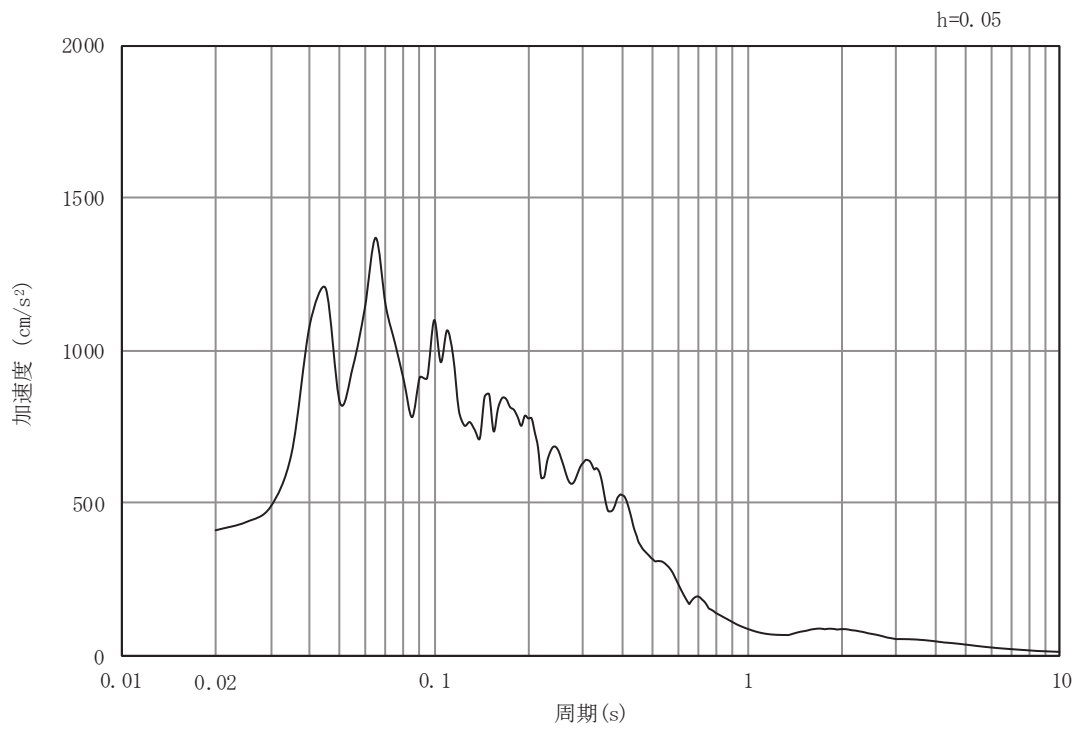


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-33(11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - F 3)

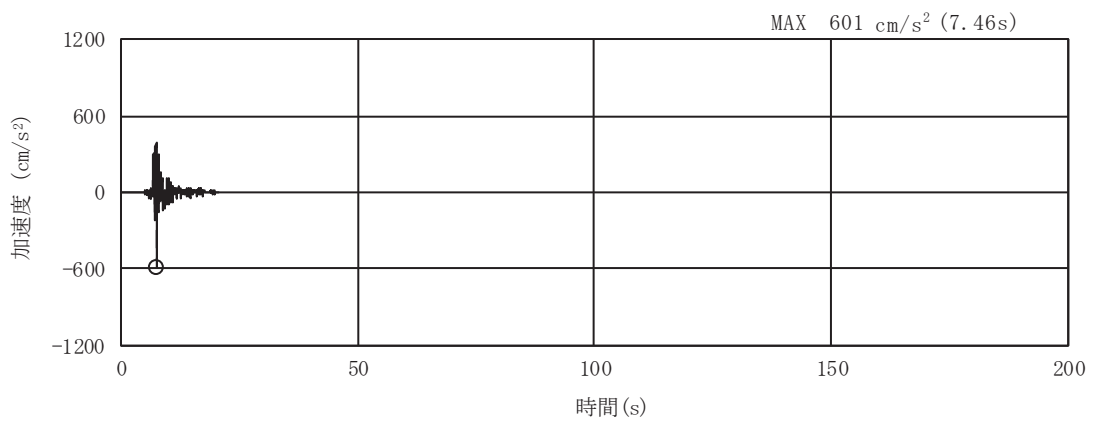


(a) 加速度時刻歴波形

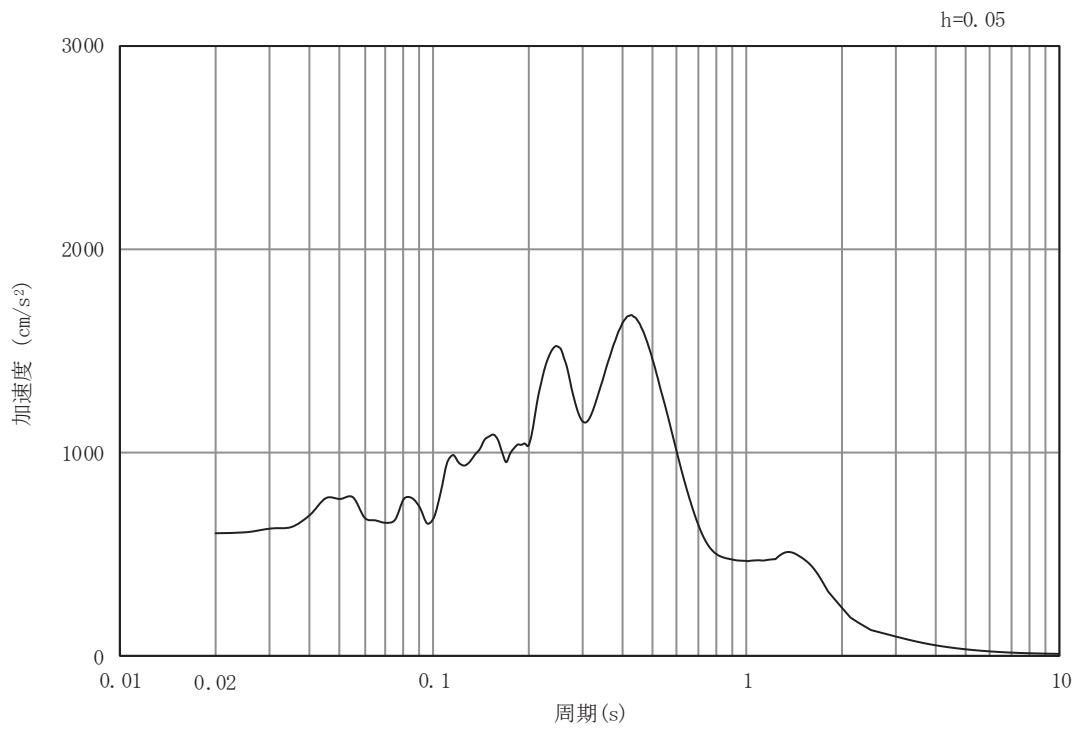


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-33(12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - F 3)

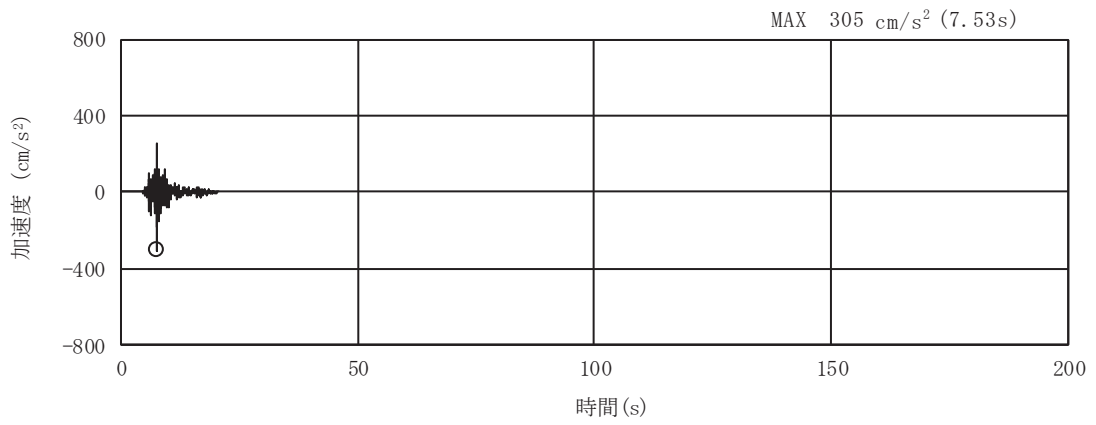


(a) 加加速度時刻歴波形

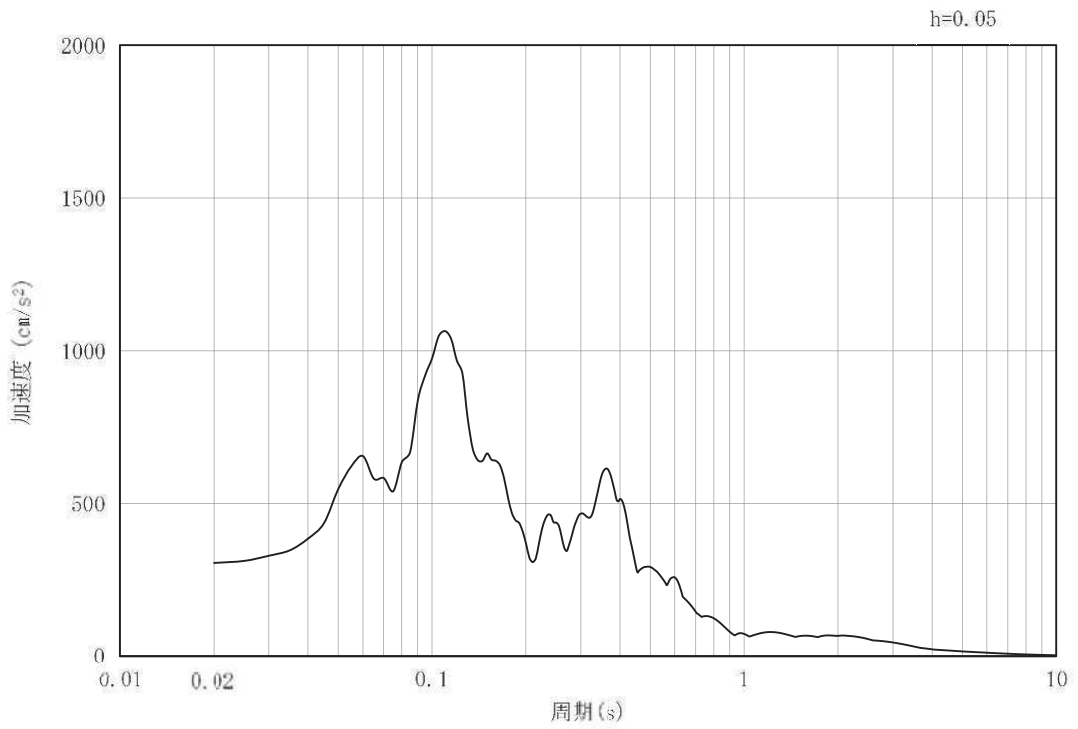


(b) 加加速度応答スペクトル

図 6.1.6-33(13) 入力地震動の加加速度時刻歴波形及び加加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - N 1)



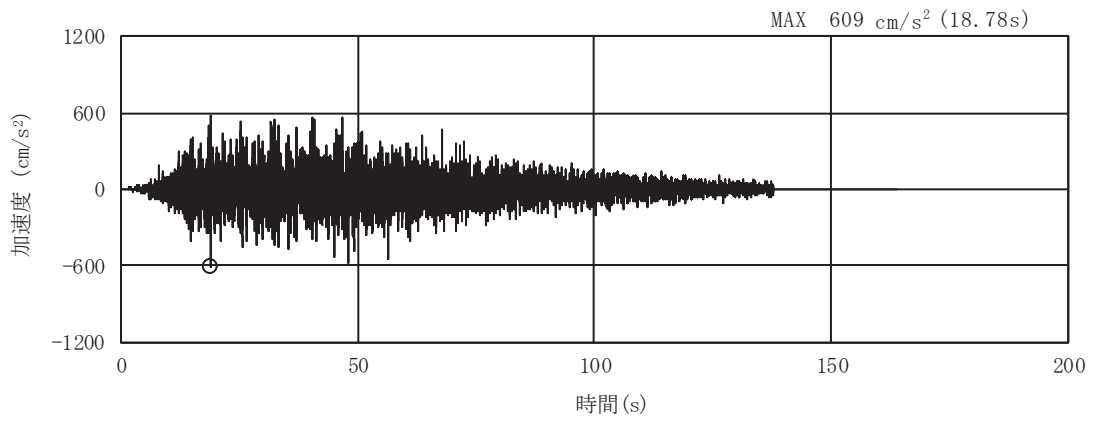
(a) 加速度時刻歴波形



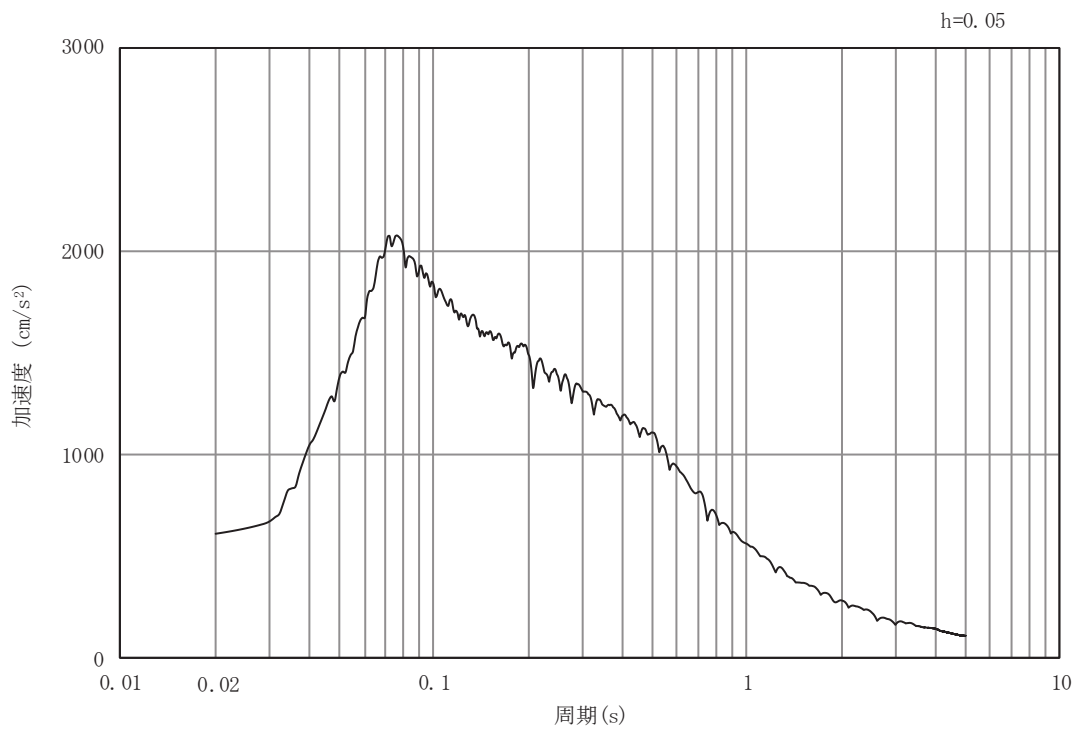
(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-33(14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - N 1)

ロ. 断面⑨

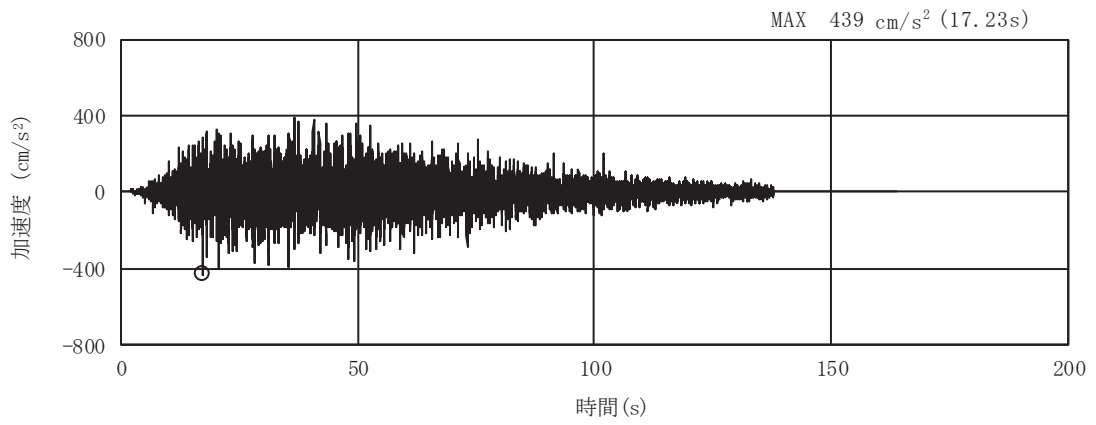


(a) 加速度時刻歴波形

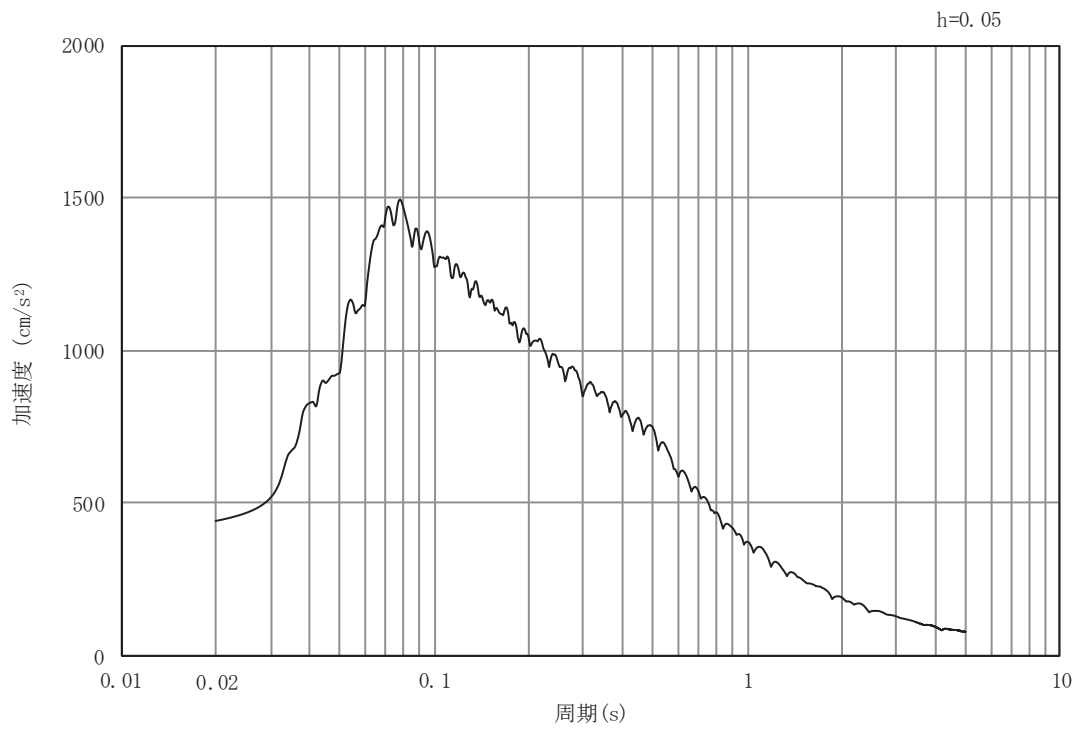


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-34(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - D 1)

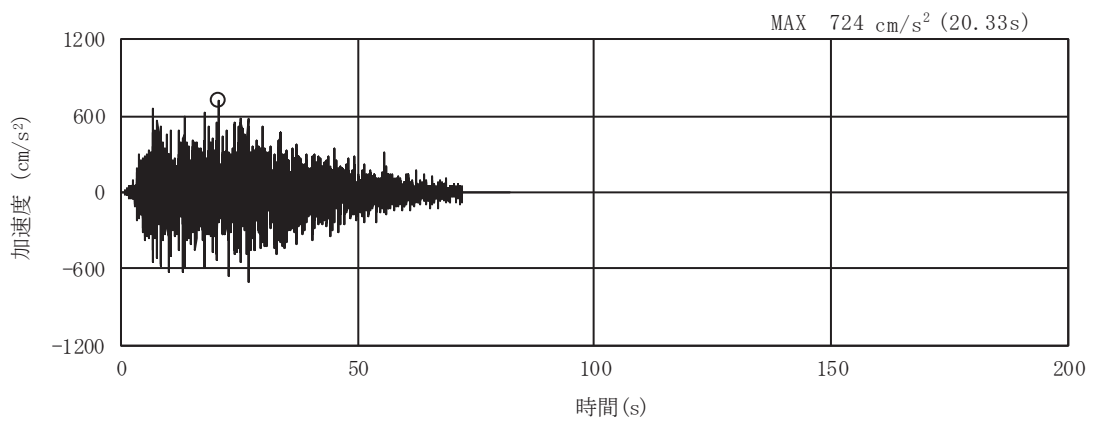


(a) 加速度時刻歴波形

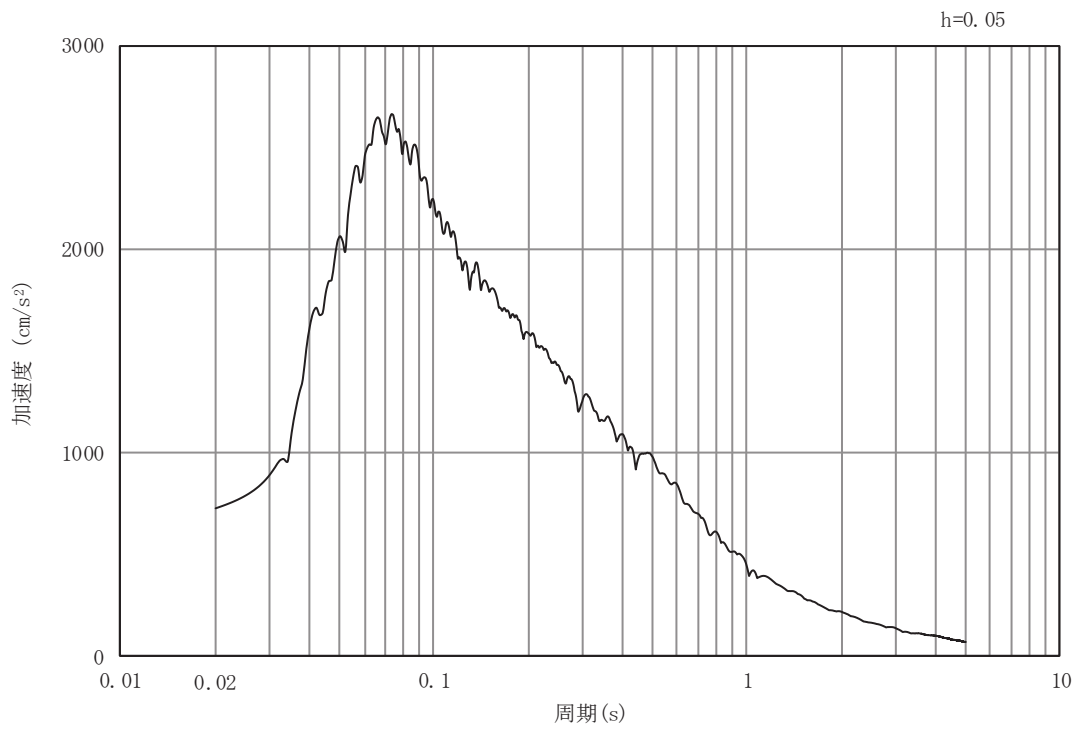


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-34(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - D 1)

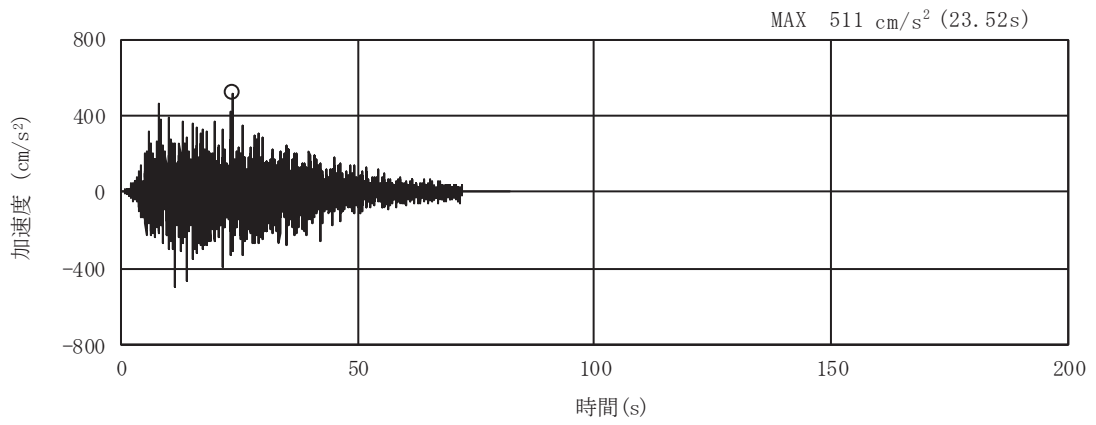


(a) 加速度時刻歴波形

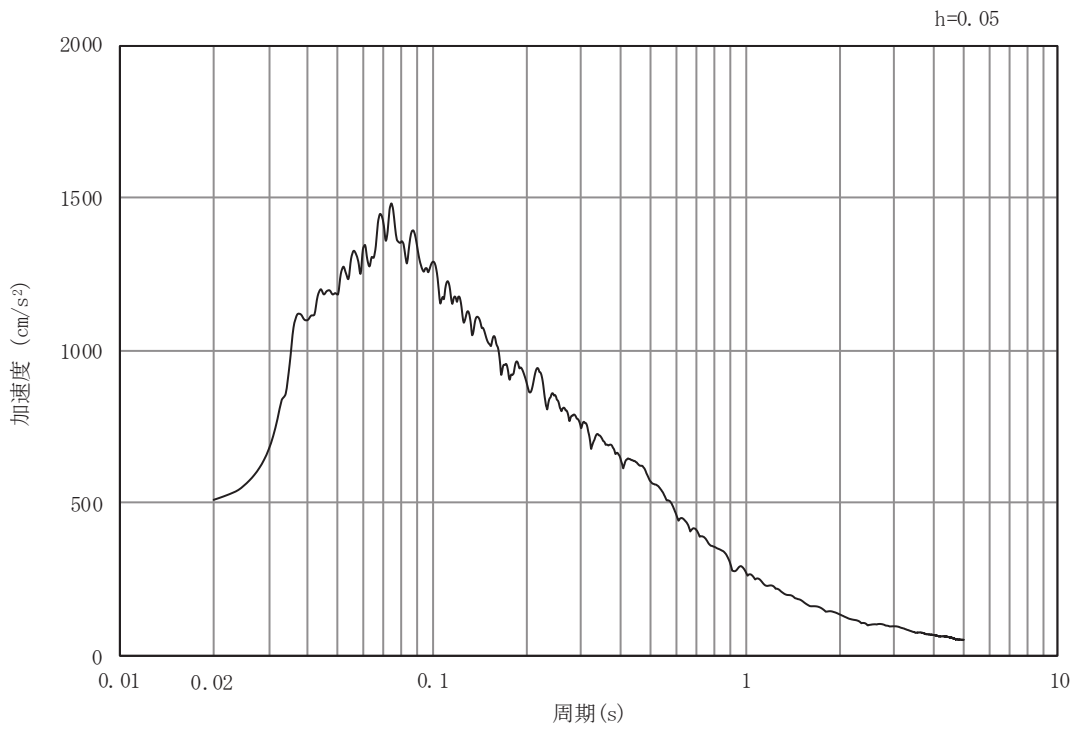


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-34(3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - D 2)



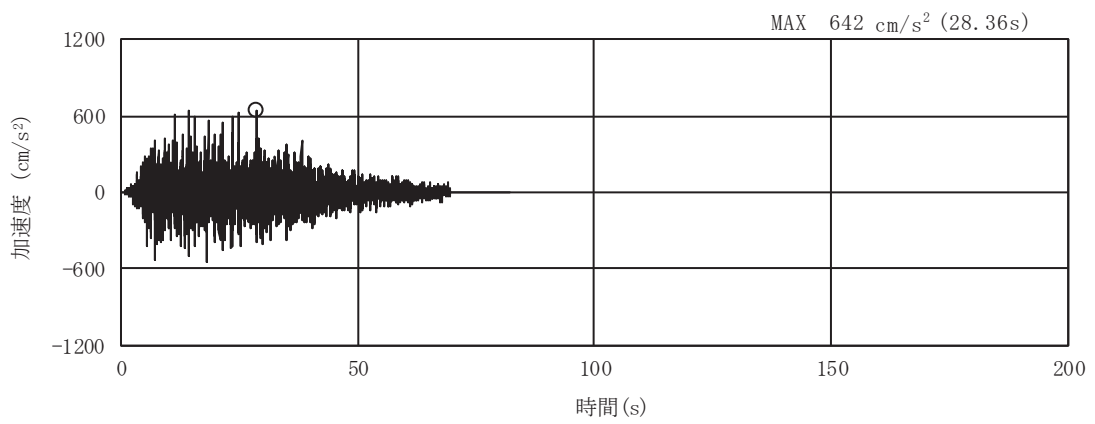
(a) 加速度時刻歴波形



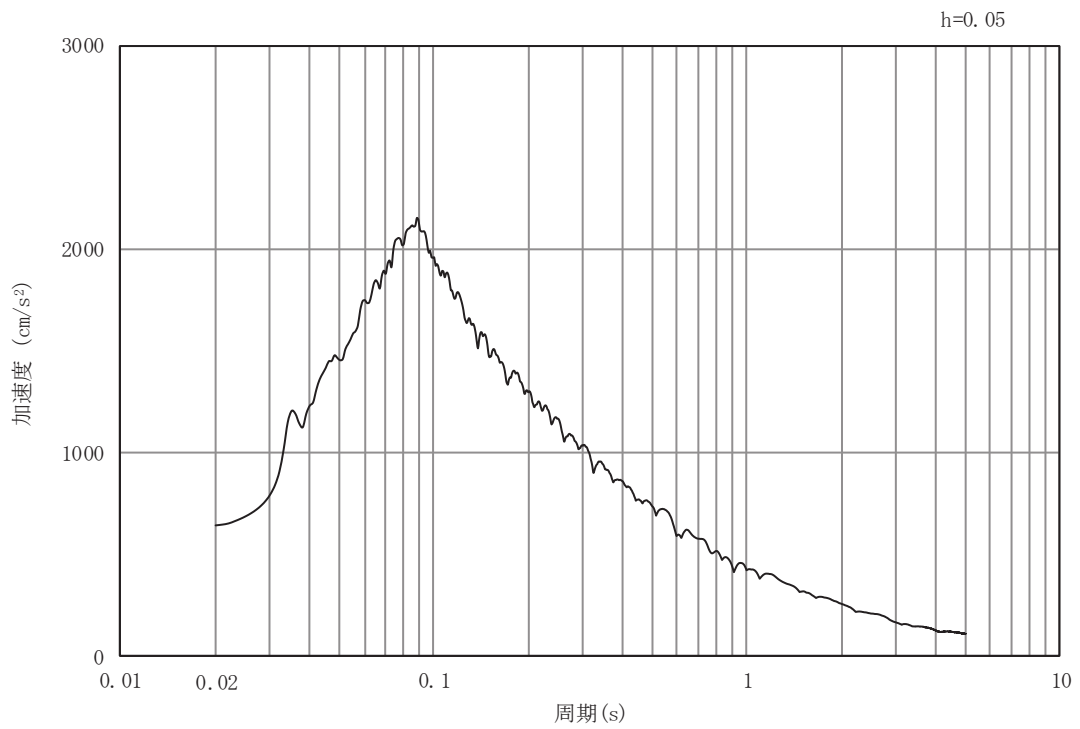
(b)

加速度応答スペクトル

図 6.1.6-34(4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - D 2)

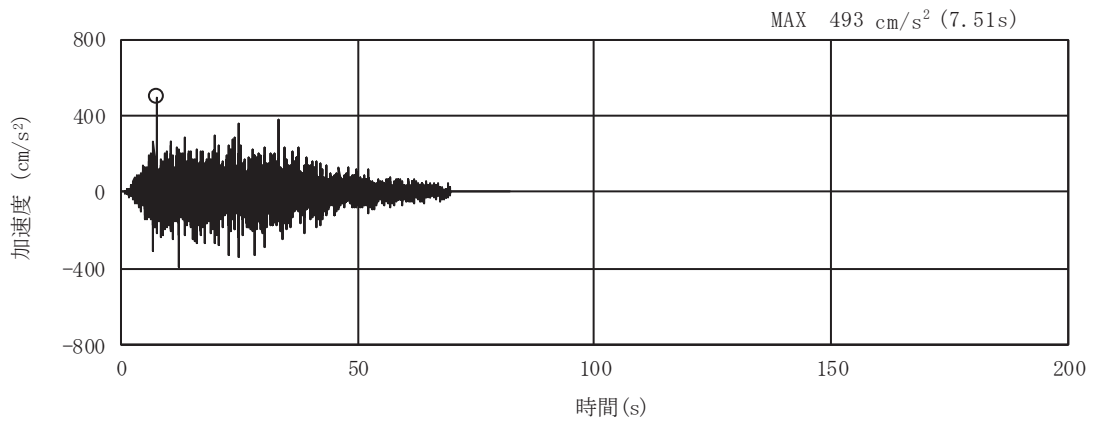


(a) 加速度時刻歴波形

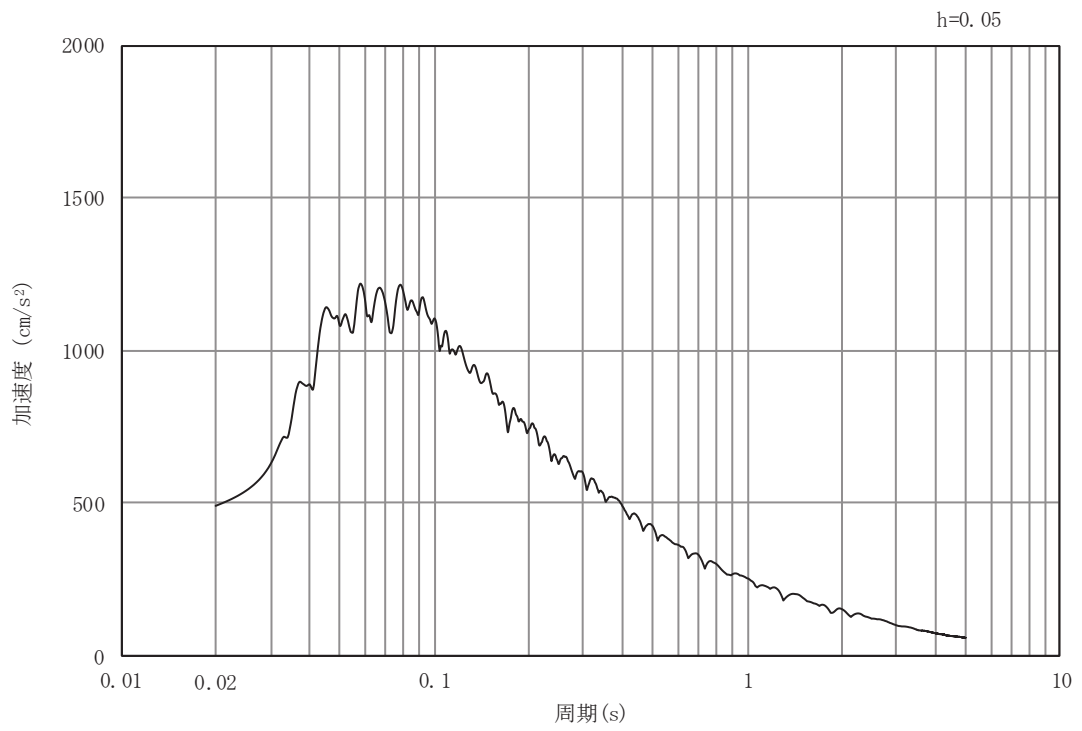


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-34(5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - D 3)

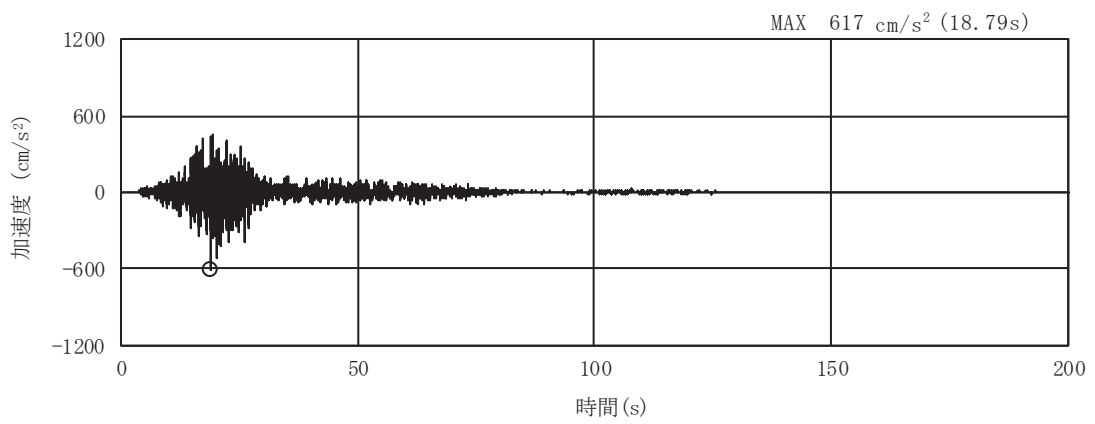


(a) 加速度時刻歴波形

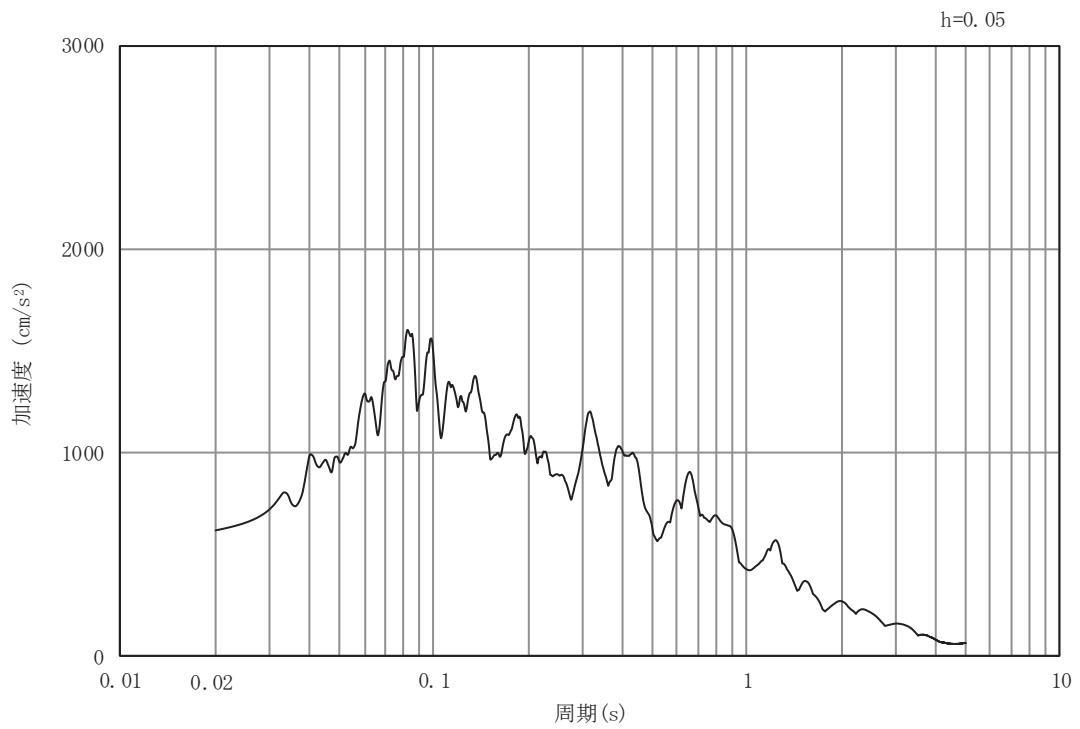


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-34(6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - D 3)

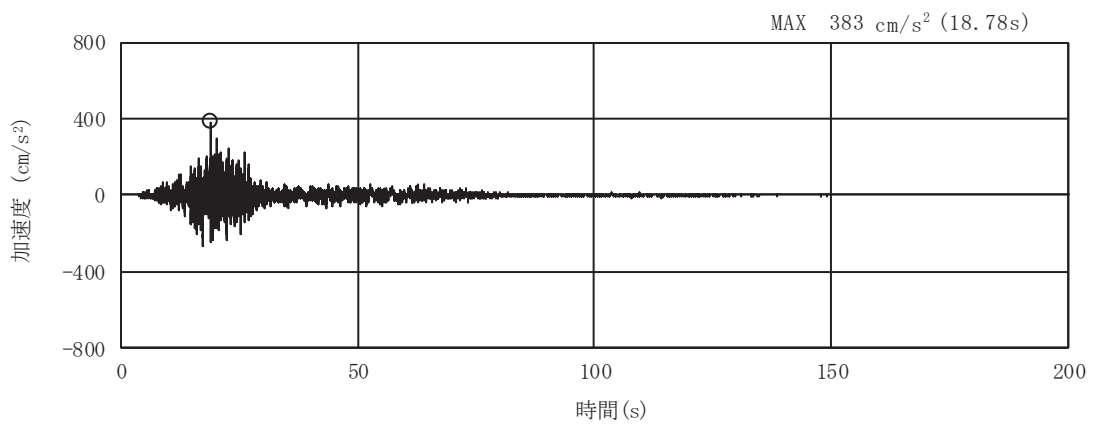


(a) 加速度時刻歴波形

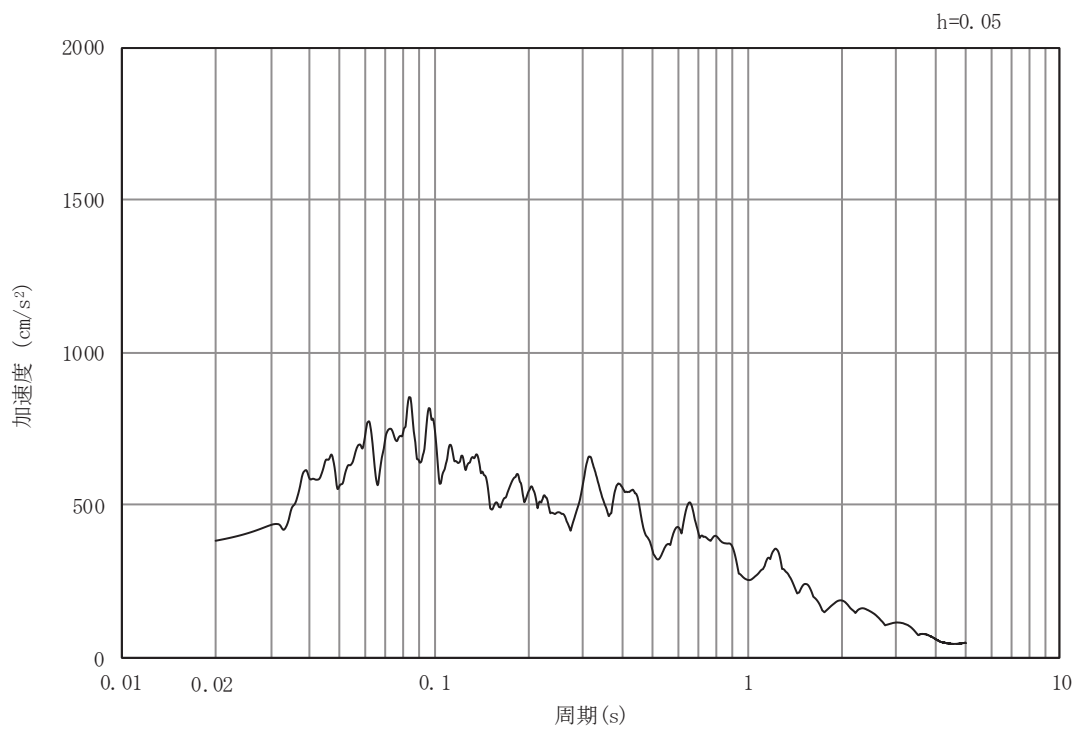


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-34(7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: S s - F 1)

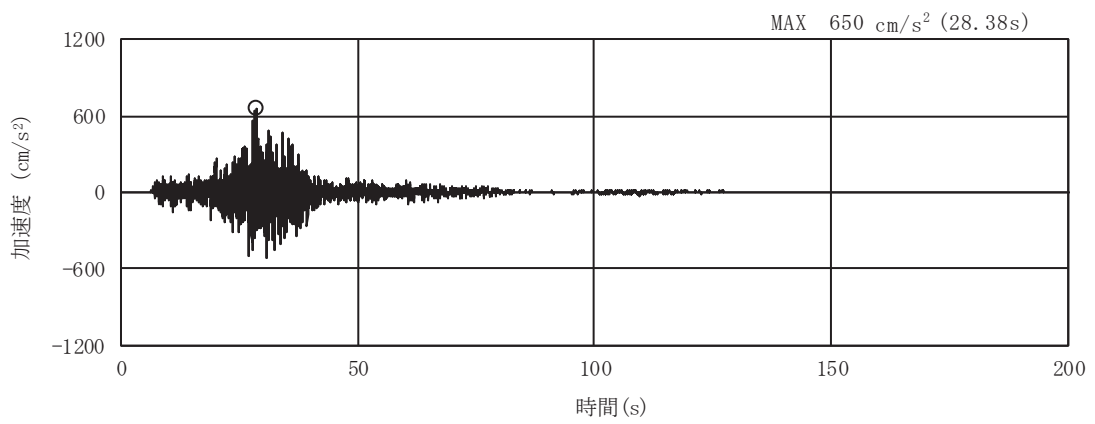


(a) 加速度時刻歴波形

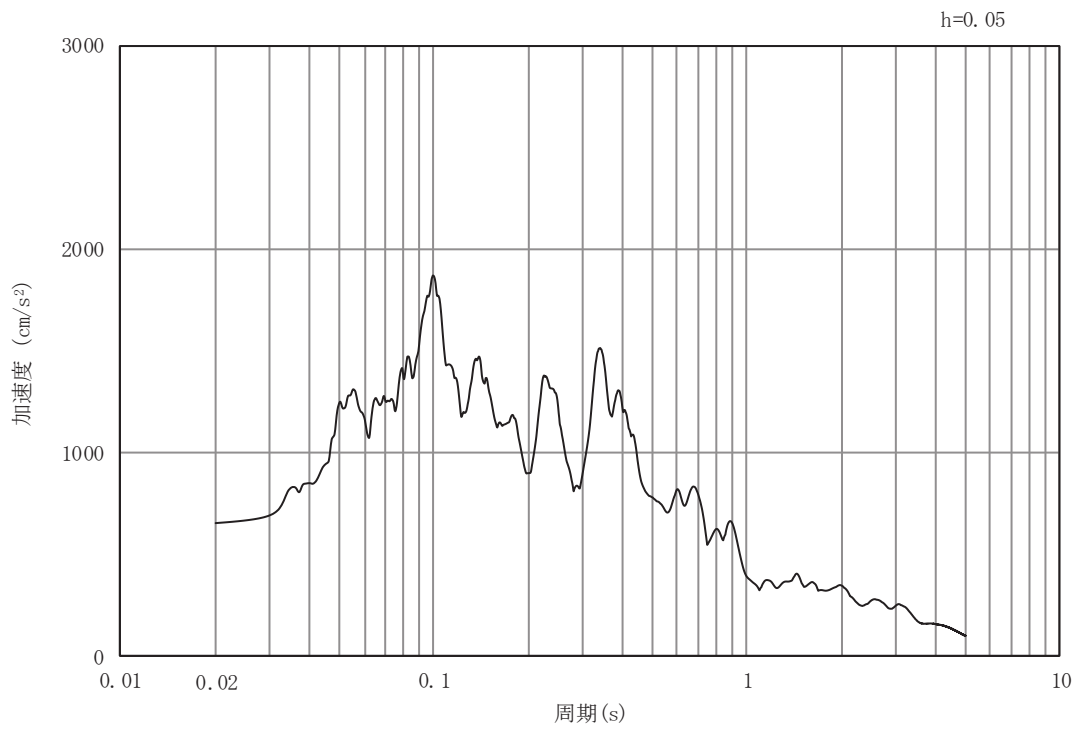


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-34(8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : S s - F 1)

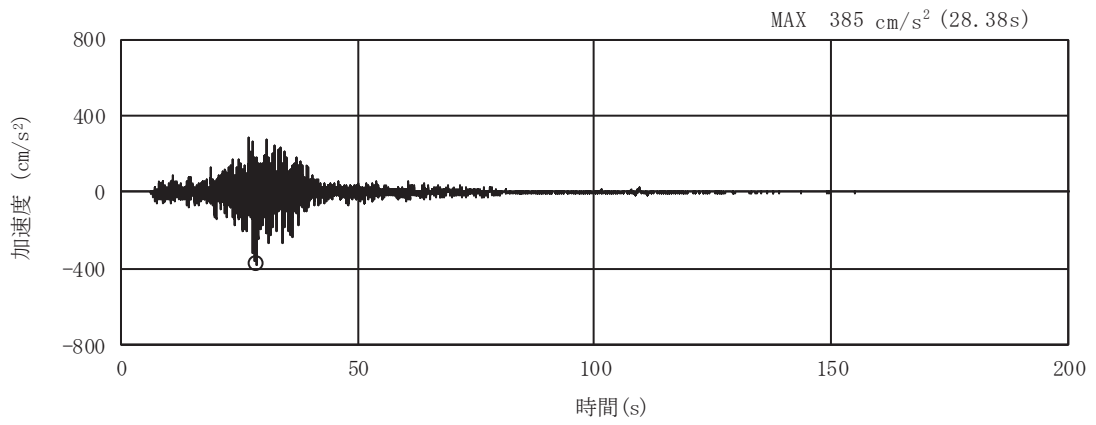


(a) 加速度時刻歴波形

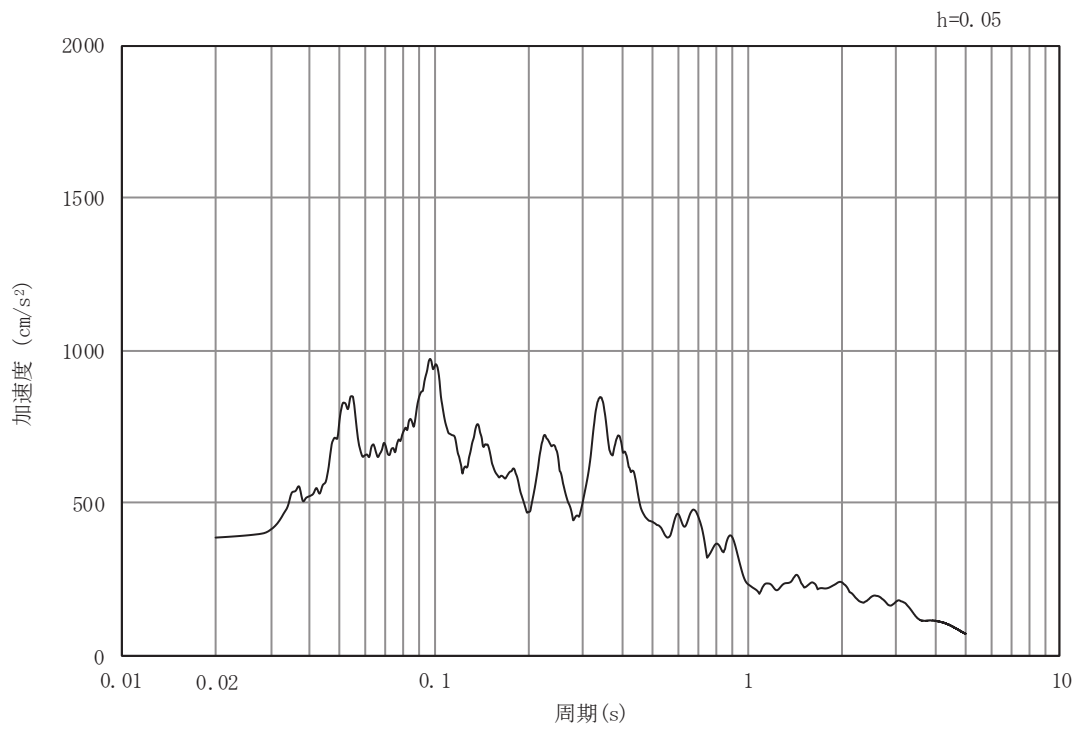


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-34(9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - F 2)

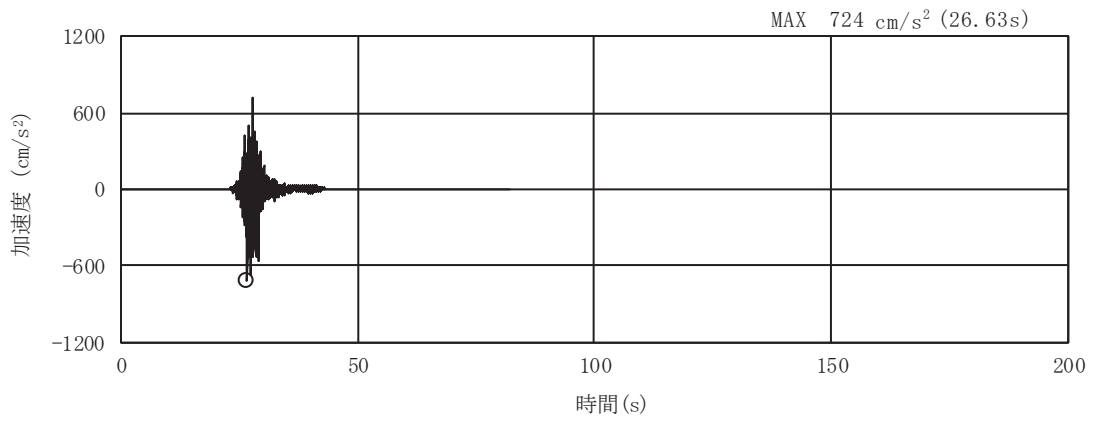


(a) 加速度時刻歴波形

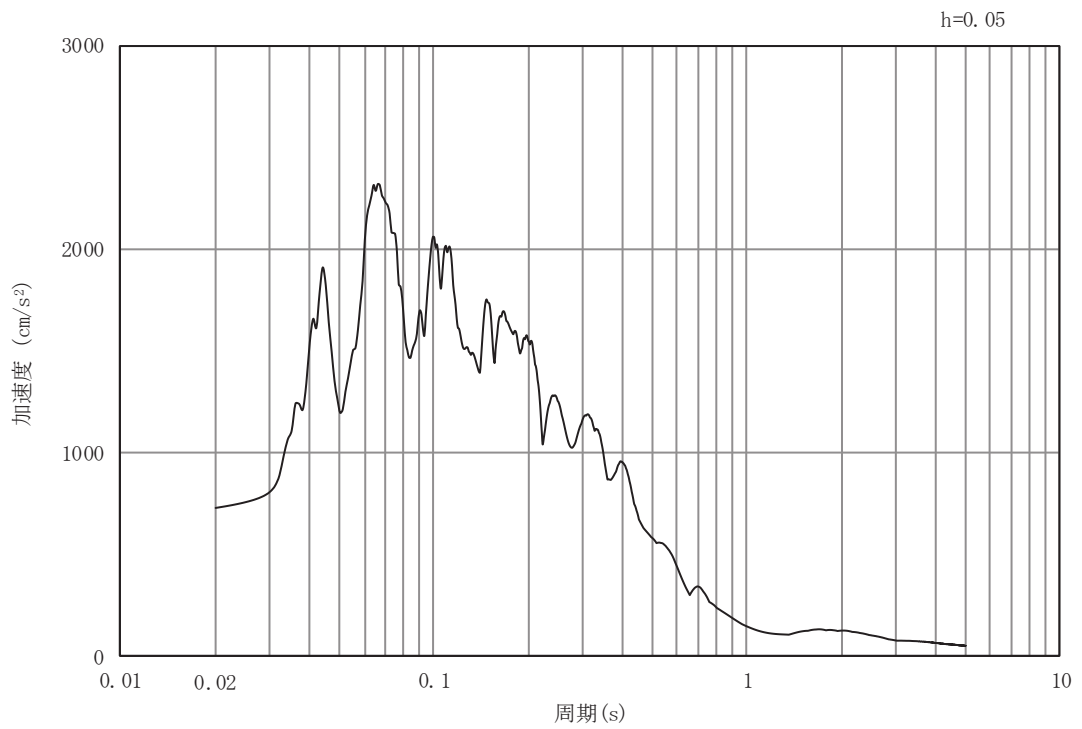


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-34(10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - F 2)

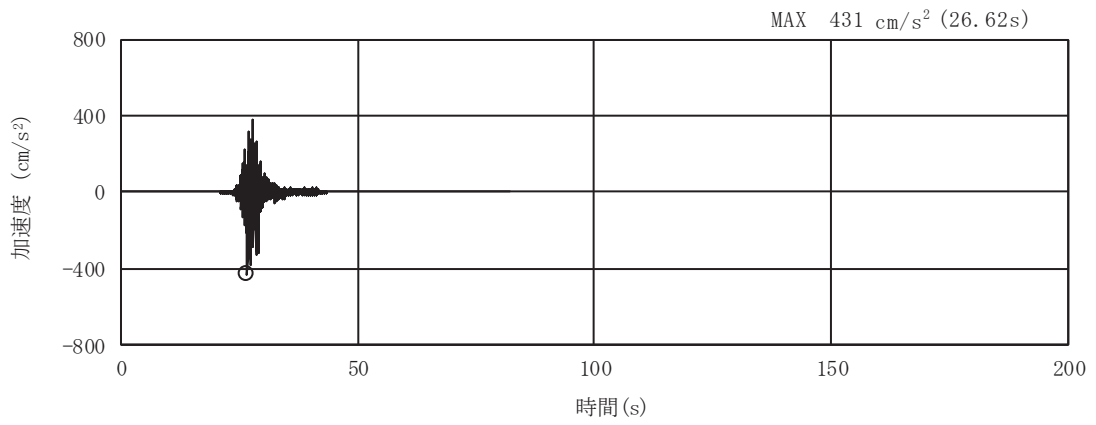


(a) 加速度時刻歴波形

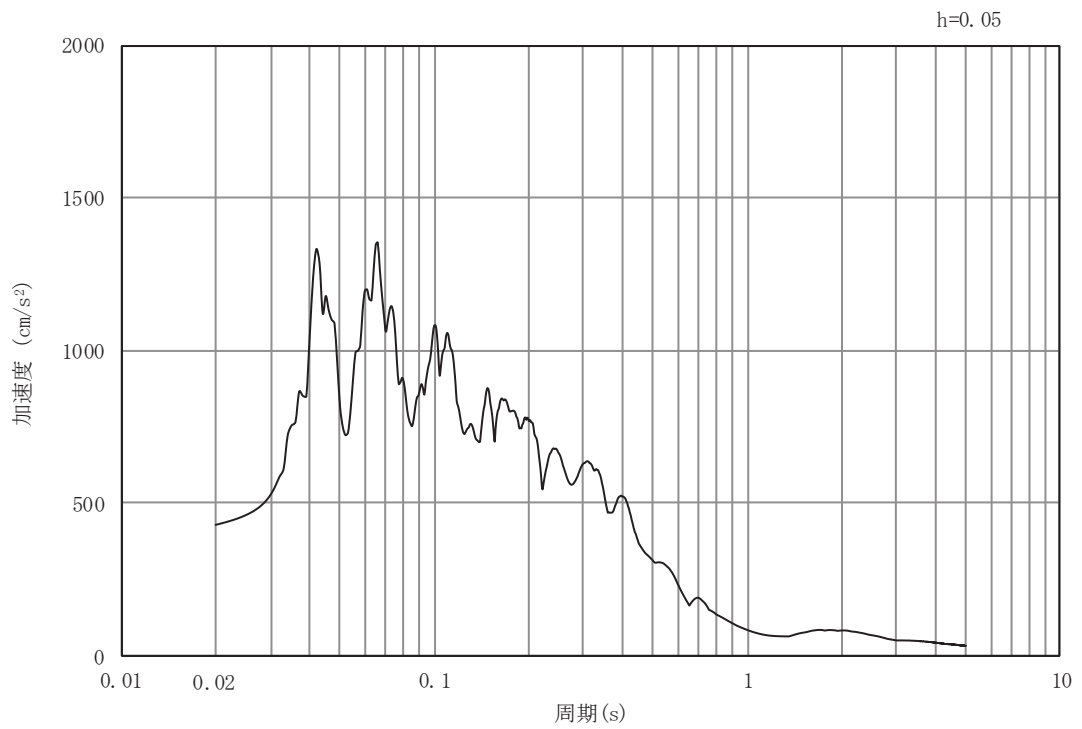


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-34(11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - F 3)

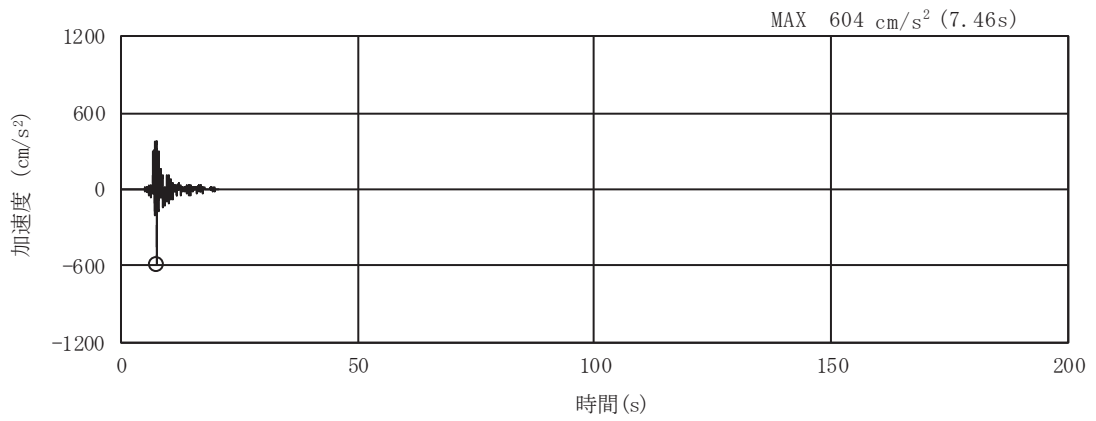


(a) 加速度時刻歴波形

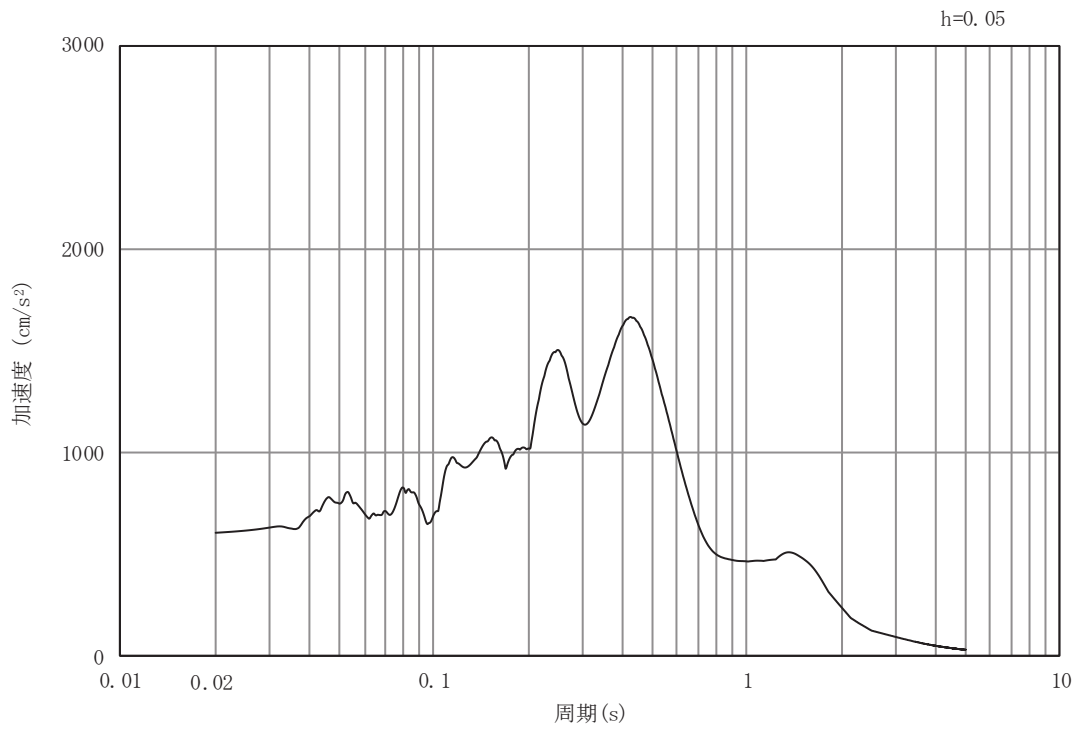


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-34(12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - F 3)



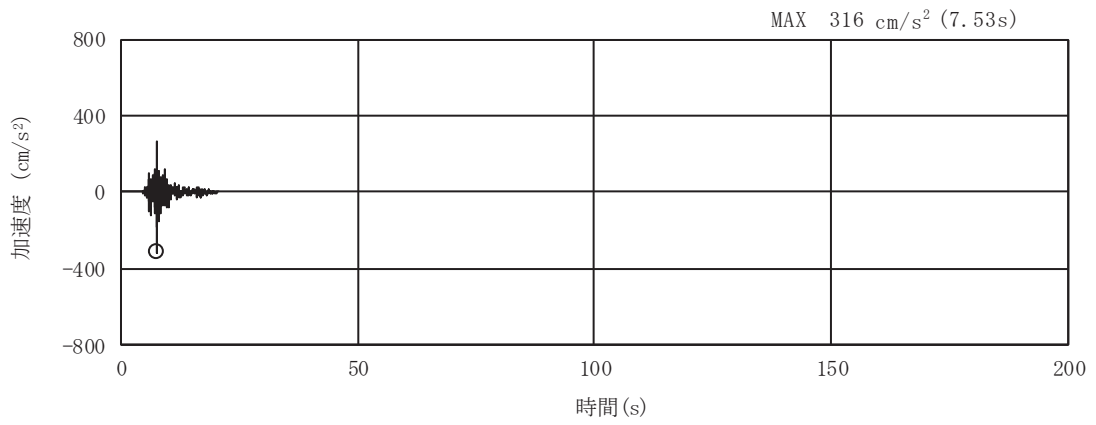
(a) 加速度時刻歴波形



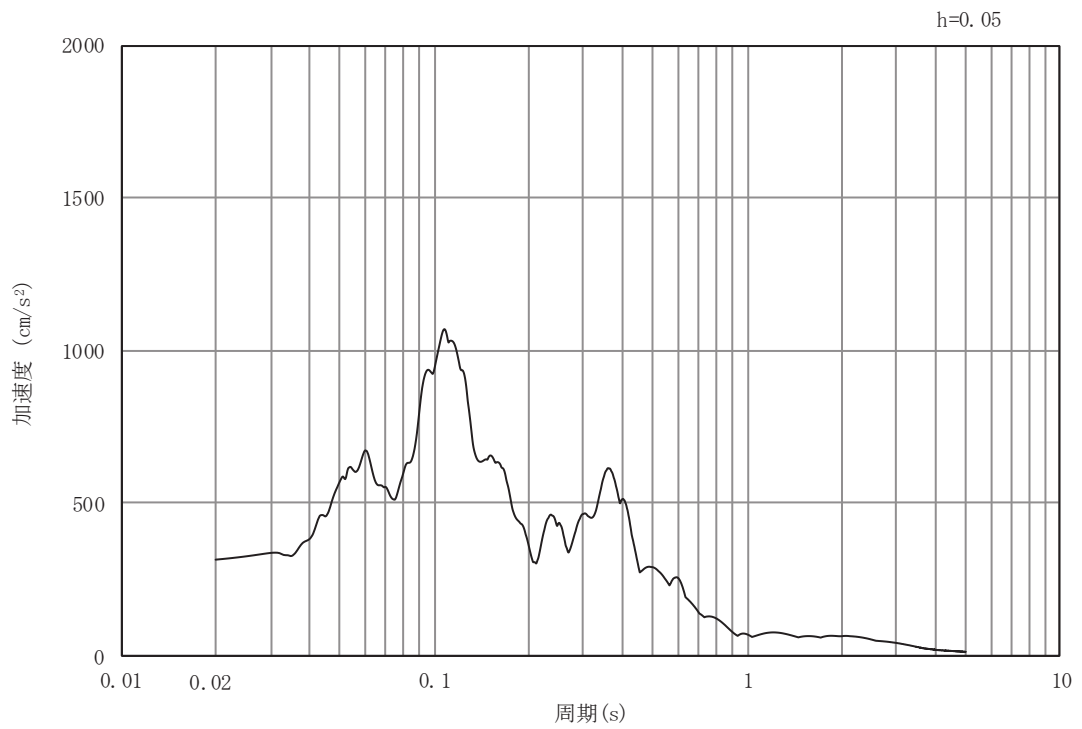
(b)

加速度応答スペクトル

図 6.1.6-34(13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-34(14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - N 1)

(e) 解析モデル及び諸元

イ. 解析モデル

縦断方向の地震応答解析モデルを図 6.1.6-38 に示す。

(イ) 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 6.1.6-35 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅 (背面補強工の最大幅 36m) 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幅を調整する。

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、要素高さを 1m 程度まで細分割して設定する。

以上を踏まえ、解析モデルの幅について、断面⑧は 180m、断面⑨は 216m とする。また、解析モデルの下端については、断面⑧は O.P. -90.0m までモデル化し、断面⑨は O.P. -100.0m までモデル化する。

2次元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 1次元地盤モデルである。2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 6.1.6-36 に示す。

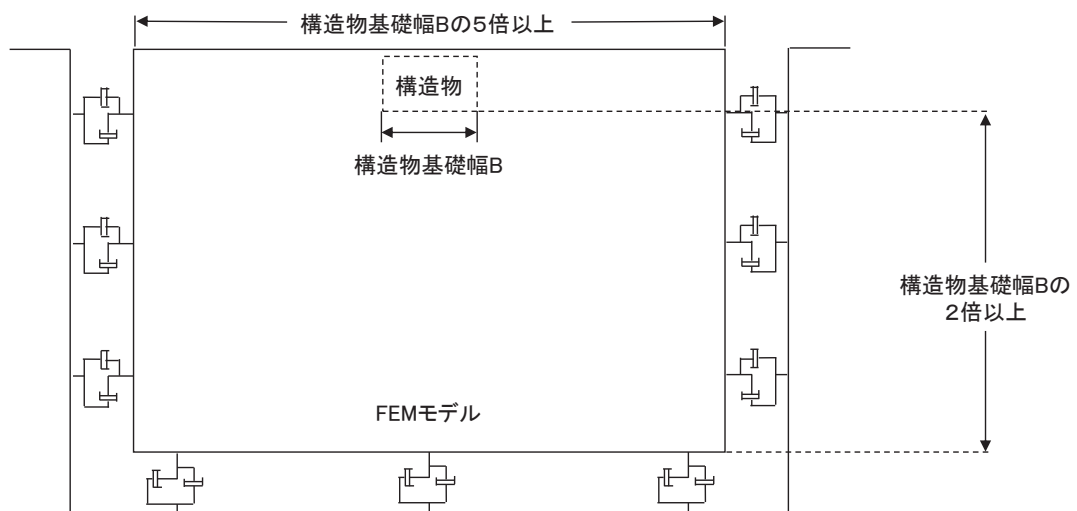


図 6.1.6-35 モデル化範囲の考え方

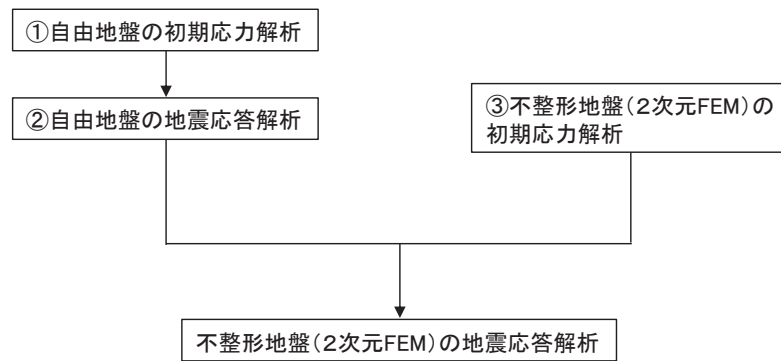


図 6.1.6-36 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(ロ) 境界条件

【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 6.1.6-37 に示す。

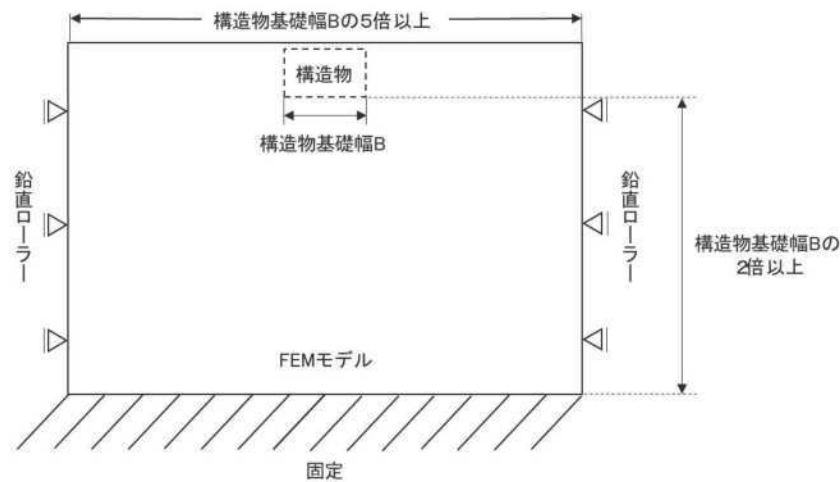


図 6.1.6-37 初期応力解析における境界条件の概念図

【地震応答解析時】

地震応答解析時の境界条件については、有限要素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整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。

(ハ) 構造物のモデル化

鋼管杭は，線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。背面補強工は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

(ニ) 地盤のモデル化

2次元有限要素法解析においては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，改良地盤及びセメント改良土は，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。なお，岩盤は砂岩でモデル化する。

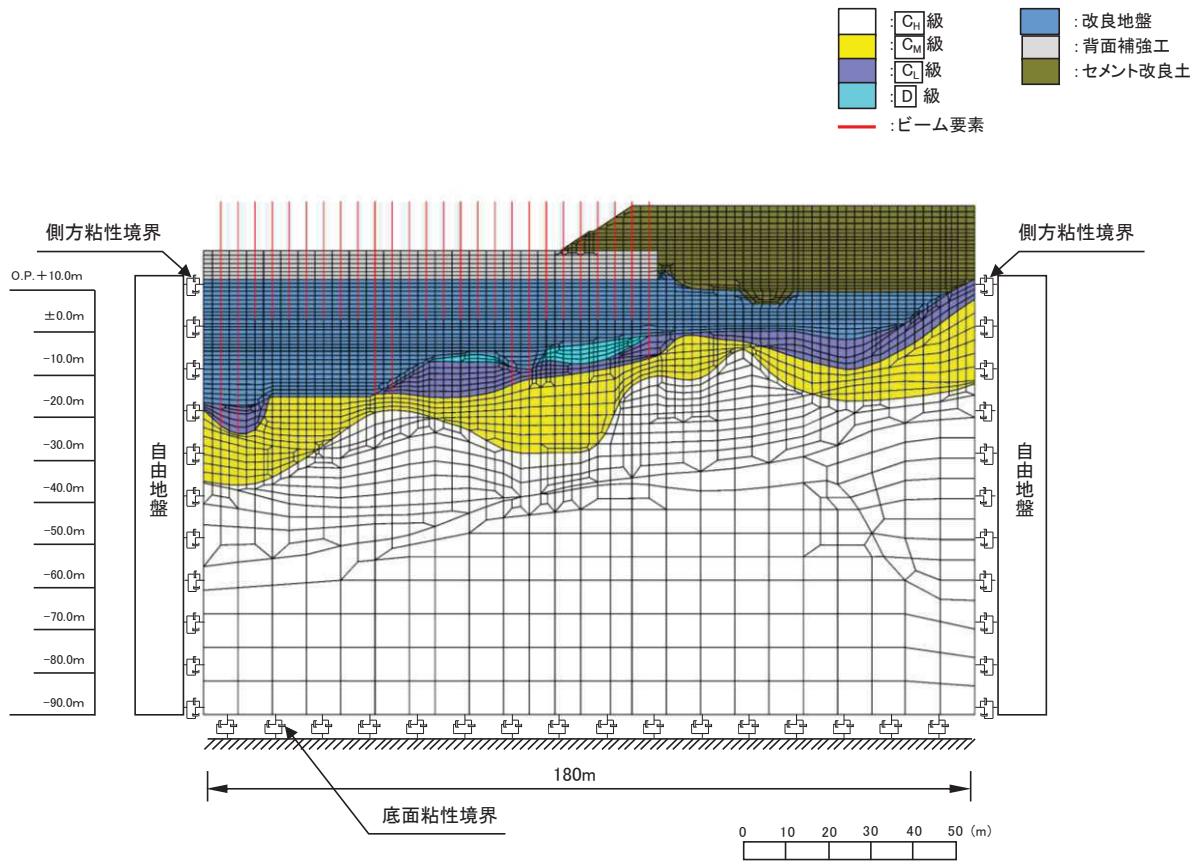


図 6. 1. 6-38(1) 縦断方向の解析モデル（断面⑧，地震時）

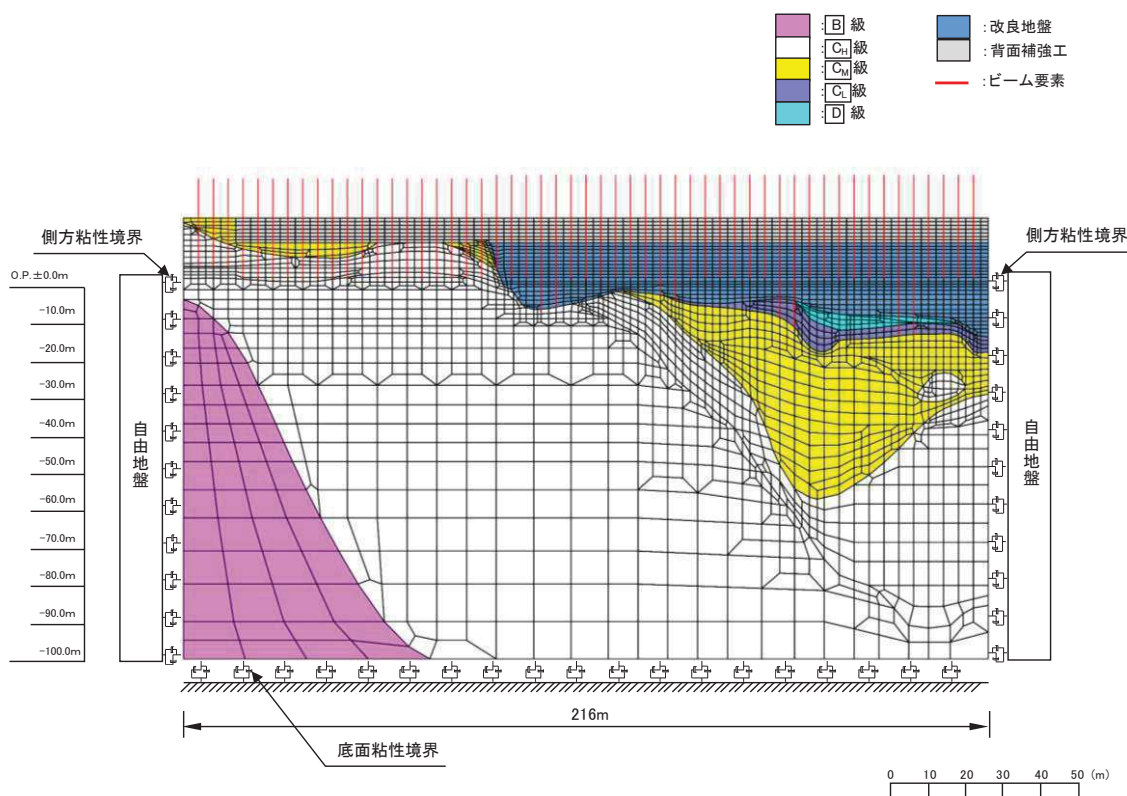


図 6.1.6-38(2) 縦断方向の解析モデル (断面⑨, 地震時)

(ホ) ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

なお、表面を露出させて打継処理が可能である箇所については、ジョイント要素を設定しない。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。図 6.1.6-39 にジョイント要素の力学特性、図 6.1.6-40～6.1.6-41 にジョイント要素の配置図を示す。

せん断強度 τf は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 6.1.6-8 のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、表 6.1.6-9 のとおり設定する。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

- τ_f : せん断強度
 c : 粘着力
 ϕ : 内部摩擦角

表 6.1.6-8 (1) 周辺地盤との境界に用いる強度特性 (狐崎部層)

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
C _M 級	0.49	47.0
C _H 級	1.72	43.0

表 6.1.6-8 (2) 周辺地盤との境界に用いる強度特性 (牧の浜部層)

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
C _M 級	0.78	50.0
C _H 級	1.29	54.0

表 6.1.6-8 (3) 周辺地盤との境界に用いる強度特性 (敷地共通)

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
セメント改良土	0.65	44.3
改良地盤	1.39	22.1
D級	0.10	24.0
C _L 級	0.46	44.0

注記 * 1 : 地下水位以浅

* 2 : 地下水位以深

表 6.1.6-9 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (度)
背面補強工-背面補強工	0	0
背面補強工-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
改良地盤-岩盤 (C _M 級以下)	岩盤の c	岩盤の ϕ
改良地盤-岩盤 (C _H 级以上)	改良地盤の c	改良地盤の ϕ
セメント改良土-改良地盤	セメント改良土の c	セメント改良土の ϕ
セメント改良土-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
置換コンクリート-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分な値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp10612070，2009）に従い，表 6.1.6-10 のとおり設定する。

表 6.1.6-10 ジョイント要素のばね定数

地盤	せん断剛性 k_s (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
盛土・旧表土	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤・セメント改良土・改良地盤	1.0×10^7	1.0×10^7

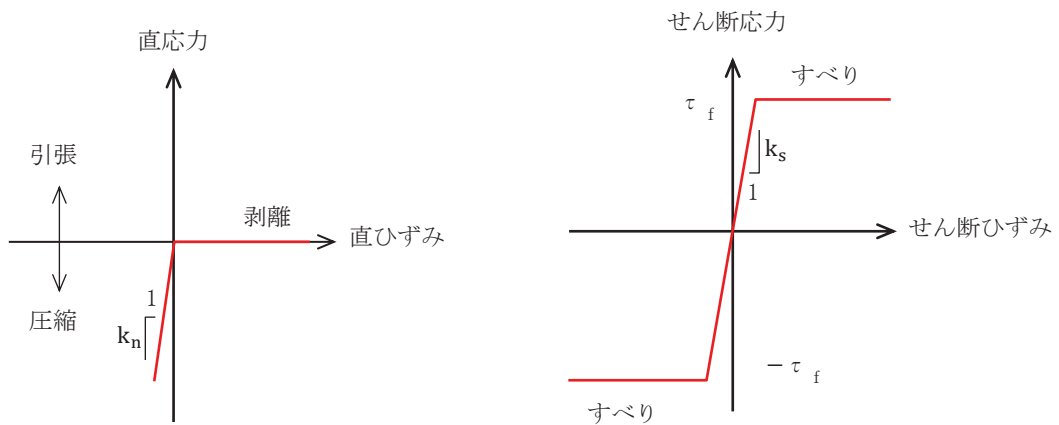


図 6.1.6-39 ジョイント要素の力学特性

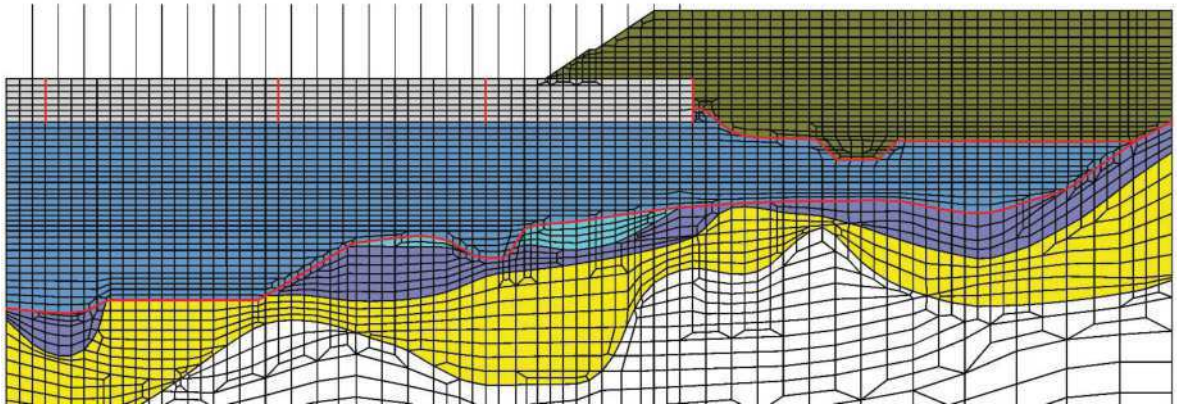
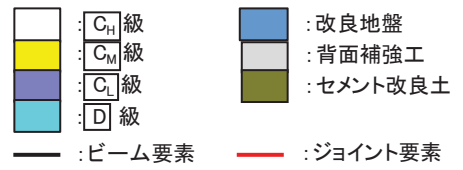


図 6.1.6-40 断面⑧におけるジョイント要素の配置図

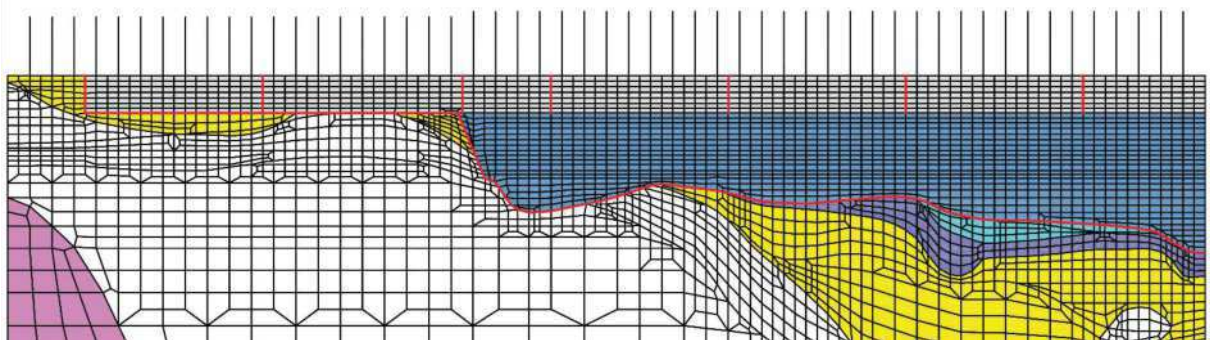
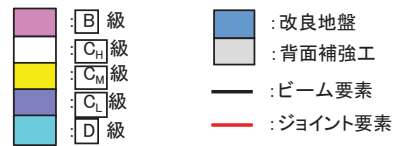


図 6.1.6-41 断面⑨におけるジョイント要素の配置図

ロ. 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 6.1.6-11 に、材料の物性値を表 6.1.6-12 に示す。

表 6.1.6-11 使用材料

材料		諸元
コンクリート	背面補強工	設計基準強度 : 30 N/mm ²
鋼材	鋼管杭	φ 2200mm t=25mm (SKK490), t=40mm (SM570)
		φ 2500mm t=25mm (SKK490), t=35mm (SM570)
	鉄筋	SD345

表 6.1.6-12 (1) 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
コンクリート	背面補強工	24.0* ¹	2.8×10 ⁴ * ¹	0.2* ¹	-
鋼管杭	SM570, SKK490	77.0* ²	2.0×10 ⁵ * ²	0.3* ²	-

注記 *1：コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)

*2：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)

表 6.1.6-12 (2) 材料の物性値 (コンクリートの強度特性)

材料		せん断 強度 (N/mm ²)	内部 摩擦角 (°)	引張 強度 (N/mm ²)	残留 強度 (N/mm ²)
コンクリート	背面補強工	6.00* ¹	-* ²	2.22* ³	-* ²

注記 *1：コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] (土木学会, 2013 年制定)

*2：内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

*3：コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)

ハ. 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。

ニ. 地下水位

地下水位については、図 6.1.4-30 のとおり設定した。
設計用地下水位の一覧を表 6.1.6-13 に示す。

表 6.1.6-13 縦断方向の設計用地下水位の一覧

評価対象断面	設計用地下水位
断面⑧	防潮堤 (鋼管式鉛直壁) のうち一般部の範囲は O.P. +1.43m (朔望平均満潮位) に設定する。また、防潮堤 (盛土堤防) の範囲は O.P. +13.8m に設定する。
断面⑨	防潮堤 (鋼管式鉛直壁) のうち一般部の範囲は O.P. +1.43m (朔望平均満潮位) に設定する。また、防潮堤 (鋼管式鉛直壁) のうち岩盤部の範囲は岩盤表面に設定する。

(f) 解析ケース

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の縦断方向の相対変位算出における解析ケースを表 6.1.6-14 に示す。防潮堤（鋼管式鉛直壁）の縦断方向の相対変位算出においては、全ての基準地震動 S_s に対して、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、杭下端又は背面補強工天端を基準とした鋼製遮水壁天端の相対変位、縦断方向では隣り合う鋼製遮水壁間に生じる時刻歴相対変位が最も大きい地震動を用い、ケース②及び③を実施する。

表 6.1.6-14 地震時における解析ケース

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ
地震動 (位相)	$S_s - D 1$	++*	○	基準地震動 S_s (7 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (13 波) を加えた全 20 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、各相対変位が最も大きくなる地震動を用いてケース②~③を実施する。	
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	$S_s - D 2$	++*	○		
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	$S_s - D 3$	++*	○		
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	$S_s - F 1$	++*	○		
		-+*	○		
	$S_s - F 2$	++*	○		
		-+*	○		
	$S_s - F 3$	++*	○		
		-+*	○		
	$S_s - N 1$	++*	○		
		-+*	○		

注記 * : 地震動の位相について (++) の左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「-」は位相を反転させたケースを示す。

(4) 許容限界

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、「6.1.5 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材について」に基づき有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 6.1.6-15 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 6.1.6-15 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

評価項目	許容限界(mm)		
変形量	ゴムジョイント	汀線直角方向	350
		汀線方向	150
	ウレタンシリコーン目地	汀線直角方向	30
		汀線方向	6

(5) 評価方法

a. 地震時相対変位

「(2) 基本方針」のうち「e. 相対変位の算出方法」により算出した地震時の設計用相対変位が「(4) 許容限界」で定める許容限界以下であることを確認する。

b. 津波時相対変位

「(2) 基本方針」のうち「e. 相対変位の算出方法」により算出した津波時の設計用相対変位が「(4) 許容限界」で定める許容限界以下であることを確認する。

c. 重畳時相対変位

「(2) 基本方針」のうち「e. 相対変位の算出方法」により算出した重畳時の設計用相対変位が「(4) 許容限界」で定める許容限界以下であることを確認する。

(6) 評価結果

a. 地震時相対変位

(a) A 区間（一般部のうち突出長変化部）

地震時の A 区間における止水ジョイント部材の汀線直角方向の相対変位量は、断面①、断面②及び断面③から最大となるものを選定する。断面①、断面②及び断面③の相対変位量を表 6.1.6-16 に示す。

地震時の A 区間における止水ジョイント部材の汀線方向の相対変位量は、断面⑧から最大となるものを選定する。断面⑧の相対変位量を表 6.1.6-17 に示す。

その結果、A 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 95.5mm、汀線方向が 12.3mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-16(1) 地震時の A 区間における汀線直角方向の相対変位量
(断面①, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角方向	S s - D 1	(++)	①	72.5	350
		(-+)	①	64.9	350
		(+-)	①	61.8	350
		(--)	①	85.2	350
	S s - D 2	(++)	①	82.9	350
		(-+)	①	84.9	350
		(+-)	①	76.9	350
		(--)	①	80.1	350
	S s - D 3	(++)	①	57.7	350
		(-+)	①	57.1	350
		(+-)	①	56.4	350
		(--)	①	54.7	350
	S s - F 1	(++)	①	77.2	350
		(-+)	①	36.5	350
	S s - F 2	(++)	①	72.5	350
		(-+)	①	50.9	350
	S s - F 3	(++)	①	49.9	350
		(-+)	①	81.4	350
	S s - N 1	(++)	①	47.9	350
		(-+)	①	70.7	350
	S s - D 1	(--)	②	82.4	350
		(--)	③	82.0	350

表 6.1.6-16(2) 地震時の A 区間における汀線直角方向の相対変位量
(断面②, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角方向	S s - D 1	(++)	①	74.4	350
		(-+)	①	64.4	350
		(+-)	①	63.4	350
		(--)	①	81.2	350
	S s - D 2	(++)	①	93.1	350
		(-+)	①	69.4	350
		(+-)	①	69.0	350
		(--)	①	93.1	350
	S s - D 3	(++)	①	57.8	350
		(-+)	①	60.8	350
		(+-)	①	61.8	350
		(--)	①	59.0	350
	S s - F 1	(++)	①	65.1	350
		(-+)	①	37.4	350
	S s - F 2	(++)	①	58.3	350
		(-+)	①	51.4	350
	S s - F 3	(++)	①	68.6	350
		(-+)	①	74.6	350
	S s - N 1	(++)	①	46.8	350
		(-+)	①	74.7	350
S s - D 2	(--)	②	95.5	350	
	(--)	③	90.2	350	

表 6.1.6-16(3) 地震時の A 区間における汀線直角方向の相対変位量
(断面③, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角方向	S s - D 1	(++)	①	79.5	350
		(-+)	①	62.2	350
		(+-)	①	62.7	350
		(--)	①	83.0	350
	S s - D 2	(++)	①	84.1	350
		(-+)	①	66.5	350
		(+-)	①	69.0	350
		(--)	①	83.8	350
	S s - D 3	(++)	①	57.3	350
		(-+)	①	59.9	350
		(+-)	①	58.6	350
		(--)	①	56.9	350
	S s - F 1	(++)	①	53.7	350
		(-+)	①	36.0	350
	S s - F 2	(++)	①	56.8	350
		(-+)	①	47.8	350
	S s - F 3	(++)	①	55.5	350
		(-+)	①	76.3	350
	S s - N 1	(++)	①	56.5	350
		(-+)	①	55.1	350
	S s - D 2	(++)	②	86.1	350
		(++)	③	80.3	350

表 6.1.6-17 地震時の A 区間における汀線方向の相対変位量
(断面⑧, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
汀線方向	S s - D 1	(++)	①	9.0	150
		(-+)	①	9.5	150
		(+-)	①	8.4	150
		(--)	①	10.6	150
	S s - D 2	(++)	①	11.3	150
		(-+)	①	8.5	150
		(+-)	①	10.6	150
		(--)	①	9.2	150
	S s - D 3	(++)	①	8.9	150
		(-+)	①	9.4	150
		(+-)	①	8.3	150
		(--)	①	9.0	150
	S s - F 1	(++)	①	6.9	150
		(-+)	①	9.3	150
	S s - F 2	(++)	①	6.6	150
		(-+)	①	11.6	150
	S s - F 3	(++)	①	12.0	150
		(-+)	①	8.1	150
	S s - N 1	(++)	①	4.5	150
		(-+)	①	5.6	150
S s - F 3	(++)	②	12.3	150	
	(++)	③	11.4	150	

(b) B 区間（一般部のうち背面補強工間）

地震時の B 区間における止水ジョイント部材の汀線直角方向の相対変位量は、断面①、断面②及び断面③から最大となるものを選定する。断面①、断面②及び断面③の相対変位量を表 6.1.6-18 に示す。

地震時の B 区間における止水ジョイント部材の汀線方向の相対変位量は、断面⑧及び断面⑨から最大となるものを選定する。断面⑧及び断面⑨の相対変位量を表 6.1.6-19 に示す。

その結果、B 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 209.5mm、汀線方向が 22.2mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-18(1) 地震時の B 区間における汀線直角方向の相対変位量
(断面①, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

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

表 6.1.6-18(2) 地震時の B 区間における汀線直角方向の相対変位量
(断面②, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

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

表 6.1.6-18(3) 地震時の B 区間における汀線直角方向の相対変位量
 (断面③, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

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

表 6.1.6-19(1) 地震時の B 区間における汀線方向の相対変位量
(断面⑧, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
汀線方向	S s - D 1	(++)	①	9.8	150
		(-+)	①	12.7	150
		(+-)	①	9.9	150
		(--)	①	12.6	150
	S s - D 2	(++)	①	11.2	150
		(-+)	①	10.4	150
		(+-)	①	12.8	150
		(--)	①	8.9	150
	S s - D 3	(++)	①	7.9	150
		(-+)	①	10.9	150
		(+-)	①	7.4	150
		(--)	①	8.6	150
	S s - F 1	(++)	①	7.4	150
		(-+)	①	8.3	150
	S s - F 2	(++)	①	10.7	150
		(-+)	①	10.7	150
	S s - F 3	(++)	①	10.6	150
		(-+)	①	10.7	150
	S s - N 1	(++)	①	14.3	150
		(-+)	①	9.2	150
S s - N 1	(++)	②	13.4	150	
	(++)	③	14.4	150	

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

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

(c) C区間（一般部と岩盤部の境界）

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

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

その結果、C区間での最大相対変位量は汀線直角方向が209.5mm、汀線方向が14.1mmであり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

(d) D区間（岩盤部のうち背面補強工間）

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

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

その結果、D区間での最大相対変位量は汀線直角方向が35.5mm、汀線方向が2.0mmであり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

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

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

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

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

(e) E 区間（岩盤部のうち背面補強工端部）

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

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

その結果、E 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 52.6mm、汀線方向が 6.7mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

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

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

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

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

表 6.1.6-25 地震時の E 区間における汀線方向の相対変位量
(断面⑨, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

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

(f) F 区間（岩盤部のうち突出長変化部）

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

地震時の F 区間における止水ジョイント部材の汀線方向の相対変位量は、評価対象断面がないため保守的に汀線直角方向と同様の変位とする。

その結果、F 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 52.6mm、汀線方向が 52.6mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

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

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

注記 *：汀線方向の許容限界である 150mm に対しても十分余裕がある。

(g) G 区間（岩盤部のうち RC 壁との境界）

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

地震時の G 区間における止水ジョイント部材の汀線方向の相対変位量は、評価対象断面がないため保守的に汀線直角方向と同様の変位とする。

その結果、G 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 52.6mm、汀線方向が 52.6mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

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

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

注記 *：汀線方向の許容限界である 150mm に対しても十分余裕がある。

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

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

(h) H 区間（一般部のうち背面補強工内）

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

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

その結果、H 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 18.8mm、汀線方向が 1.6mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

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

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

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

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

表 6.1.6-28(3) 地震時の H 区間における汀線直角方向の単独変位量
(断面③, 鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

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

表 6.1.6-29 地震時の H 区間における汀線直角方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	評価対象 断面	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対 変位量 (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角方向	断面①	S s - D 1	(--)	①×②*	14.9	30
			(--)	①×③*	18.8	30
	断面②	S s - D 2	(--)	①×②*	11.4	30
			(--)	①×③*	14.9	30
	断面③	S s - D 2	(++)	①×②*	9.1	30
			(++)	①×③*	12.1	30

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

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

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

表 6.1.6-30(2) 地震時の H 区間における汀線方向の相対変位量
(断面⑨, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

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

(i) I 区間（岩盤部のうち突出長同一部）

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

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

その結果、I 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 7.7mm、汀線方向が 1.2mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

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

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

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

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

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

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

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

(j) J 区間（岩盤部のうち背面補強工内）

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

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

その結果、J 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 2.7mm、汀線方向が 1.0mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

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

方向	地震動	位相	解析 ケース	単独変位 (mm)
汀線直角方向	S _s -D 1	(++)	①	16.4
		(-+)	①	16.6
		(+-)	①	16.7
		(--)	①	16.2
	S _s -D 2	(++)	①	17.31
		(-+)	①	17.3
		(+-)	①	17.1
		(--)	①	17.35
	S _s -D 3	(++)	①	16.5
		(-+)	①	16.5
		(+-)	①	16.6
		(--)	①	16.5
	S _s -F 1	(++)	①	12.4
		(-+)	①	12.6
	S _s -F 2	(++)	①	15.1
		(-+)	①	15.4
	S _s -F 3	(++)	①	15.1
		(-+)	①	15.0
	S _s -N 1	(++)	①	8.6
		(-+)	①	8.6

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

方向	評価対象 断面	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角方向	断面⑤	S s - D 2	(--)	①×②*	2.4	30
			(--)	①×③*	2.7	30

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

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

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

b. 津波時相対変位

(a) A 区間（一般部のうち突出長変化部）

津波時の A 区間における汀線直角方向の相対変位は断面①、断面②及び断面③から最大となるものを選定する。各断面の汀線直角方向の地震時最終変位量を表 6.1.6-37 に、津波時の汀線直角方向の変位増分を表 6.1.6-38 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-39 に示す。

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

その結果、A 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 69.3mm、汀線方向が 12.3mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-37 A 区間における汀線直角方向の地震時最終変位量
(鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	地震時最終変位量 (mm)
汀線直角方向	断面①	S s - D 1 (--)	①	1.5
			②	1.5
			③	0.3
	断面②	S s - D 2 (--)	①	1.2
			②	0.8
			③	3.5
	断面③	S s - D 2 (++)	①	4.3
			②	2.4
			③	5.7

表 6.1.6-38 津波時の A 区間における汀線直角方向の変位増分
(鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
汀線直角方向	断面①	①	61.6
		②	60.1
		③	64.2
	断面②	①	60.9
		②	59.2
		③	63.3
	断面③	①	60.7
		②	59.3
		③	63.6

表 6.1.6-39 津波時の A 区間における汀線直角方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	評価対象 断面	解析 ケース	地震時 最終変位量 (a) (mm)	津波時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角 方向	断面①	①	1.5	61.6	63.1	350
		②	1.5	60.1	61.6	350
		③	0.3	64.2	64.5	350
	断面②	①	1.2	60.9	62.1	350
		②	0.8	59.2	60.0	350
		③	3.5	63.3	66.8	350
	断面③	①	4.3	60.7	65.0	350
		②	2.4	59.3	61.7	350
		③	5.7	63.6	69.3	350

表 6.1.6-40 津波時の A 区間における汀線方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	地震時最終変位量 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線方向	12.3*	0	12.3	150

注記 * : 汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(b) B 区間（一般部のうち背面補強工間）

津波時の B 区間における汀線直角方向の相対変位は断面①、断面②及び断面③から最大となるものを選定する。各断面の汀線直角方向の地震時最終変位量を表 6.1.6-41 に、津波時の汀線直角方向の変位増分を表 6.1.6-42 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-43 に示す。

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

その結果、B 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 116.9mm、汀線方向が 22.2mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-41 B 区間における汀線直角方向の地震時最終変位量
(鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	地震時最終変位量 (mm)
汀線直角方向	断面①	S s - D 1 (--)	①	24.4
			②	20.9
			③	31.5
	断面②	S s - D 2 (--)	①	16.2
			②	14.5
			③	18.2
	断面③	S s - D 2 (++)	①	25.3
			②	22.9
			③	27.7

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

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
汀線直角方向	断面①	①	78.2
		②	73.8
		③	85.4
	断面②	①	73.5
		②	69.4
		③	79.9
	断面③	①	74.8
		②	71.1
		③	82.2

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

方向	評価対象 断面	解析 ケース	地震時 最終変位量 (a) (mm)	津波時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角 方向	断面①	①	24.4	78.2	102.6	350
		②	20.9	73.8	94.7	350
		③	31.5	85.4	116.9	350
	断面②	①	16.2	73.5	89.7	350
		②	14.5	69.4	83.9	350
		③	18.2	79.9	98.1	350
	断面③	①	25.3	74.8	100.1	350
		②	22.9	71.1	94.0	350
		③	27.7	82.2	109.9	350

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

方向	地震時最終変位量 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線方向	22.2*	0	22.2	150

注記 * : 汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(c) C 区間（一般部と岩盤部の境界）

津波時の C 区間における汀線直角方向の相対変位は断面①，断面②，断面③及び断面⑤から最大となるものを選定する。各断面の汀線直角方向の地震時最終変位量を表 6.1.6-45 に，津波時の汀線直角方向の変位増分を表 6.1.6-46 に示す。また，これらを合計した変位量を表 6.1.6-47 に示す。

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

その結果，C 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 116.9mm，汀線方向が 14.1mm であり，それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-45 C 区間における汀線直角方向の地震時最終変位量
（鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m）

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	地震時最終変位量 (mm)
汀線直角方向	断面①	S s - D 1 (--)	①	24.4
			②	20.9
			③	31.5
	断面②	S s - D 2 (--)	①	16.2
			②	14.5
			③	18.2
	断面③	S s - D 2 (++)	①	25.3
			②	22.9
			③	27.7
	断面⑤	S s - D 2 (++)	①	0.3
			②	0.3
			③	0.3

表 6.1.6-46 津波時の C 区間における汀線直角方向の変位増分
 (鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
汀線直角方向	断面①	①	78.2
		②	73.8
		③	85.4
	断面②	①	73.5
		②	69.4
		③	79.9
	断面③	①	74.8
		②	71.1
		③	82.2
	断面⑤	①	53.6
		②	53.5
		③	53.7

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

方向	評価対象 断面	解析 ケース	地震時 最終変位量 (a) (mm)	津波時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角 方向	断面①	①	24.4	78.2	102.6	350
		②	20.9	73.8	94.7	350
		③	31.5	85.4	116.9	350
	断面②	①	16.2	73.5	89.7	350
		②	14.5	69.4	83.9	350
		③	18.2	79.9	98.1	350
	断面③	①	25.3	74.8	100.1	350
		②	22.9	71.1	94.0	350
		③	27.7	82.2	109.9	350
	断面⑤	①	0.3	53.6	53.9	350
		②	0.3	53.5	53.8	350
		③	0.3	53.7	54.0	350

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

方向	地震時最終変位量 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線方向	14.1*	0	14.1	150

注記 * : 汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(d) D 区間（岩盤部のうち背面補強工間）

津波時の D 区間における汀線直角方向の相対変位は断面⑤から最大となるものを選定する。断面⑤の汀線直角方向の地震時最終変位量を表 6.1.6-49 に、津波時の汀線直角方向の変位増分を表 6.1.6-50 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-51 に示す。

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

その結果、D 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 54.0mm、汀線方向が 2.0mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-49 D 区間における汀線直角方向の地震時最終変位量
(鋼製遮水壁天端部：0. P. +29. 0m)

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	地震時最終変位量 (mm)
汀線直角方向	断面⑤	S s - D 2 (++)	①	0.3
			②	0.3
			③	0.3

表 6.1.6-50 津波時の D 区間における汀線直角方向の変位増分
(鋼製遮水壁天端部：0. P. +29. 0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
汀線直角方向	断面⑤	①	53.6
		②	53.5
		③	53.7

表 6.1.6-51 津波時の D 区間における汀線直角方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部：0. P. +29. 0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	地震時最終変位量 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角方向	断面⑤	①	0.3	53.6	53.9	350
		②	0.3	53.5	53.8	350
		③	0.3	53.7	54.0	350

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

方向	地震時最終変位量 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線方向	2.0*	0	2.0	150

注記 * : 汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(e) E 区間（岩盤部のうち背面補強工端部）

津波時の E 区間における汀線直角方向の相対変位は断面⑤及び断面⑥から最大となるものを選定する。各断面の汀線直角方向の地震時最終変位量を表 6.1.6-53 に、津波時の汀線直角方向の変位増分を表 6.1.6-54 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-55 に示す。

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

その結果、E 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 60.5mm、汀線方向が 6.7mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-53 E 区間における汀線直角方向の地震時最終変位量
（鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m）

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	地震時最終変位量 (mm)
汀線直角方向	断面⑤	S s - D 2 (++)	①	0.3
			②	0.3
			③	0.3
	断面⑥	S s - F 3 (++)	①	0.1
			②	0.1
			③	0.1

表 6.1.6-54 津波時の E 区間における汀線直角方向の変位増分
（鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m）

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
汀線直角方向	断面⑤	①	53.6
		②	53.5
		③	53.7
	断面⑥	①	59.5
		②	58.7
		③	60.4

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

方向	評価対象 断面	解析 ケース	地震時 最終変位量 (a) (mm)	津波時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角 方向	断面⑤	①	0.3	53.6	53.9	350
		②	0.3	53.5	53.8	350
		③	0.3	53.7	54.0	350
	断面⑥	①	0.1	59.5	59.6	350
		②	0.1	58.7	58.8	350
		③	0.1	60.4	60.5	350

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

方向	地震時最終変位量 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線方向	6.7*	0	6.7	150

注記 * : 汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(f) F 区間（岩盤部のうち突出長変化部）

津波時の F 区間における汀線直角方向の相対変位は断面⑥から最大となるものを選定する。断面⑥の汀線直角方向の地震時最終変位量を表 6.1.6-57 に、津波時の汀線直角方向の変位増分を表 6.1.6-58 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-59 に示す。

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

その結果、F 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 60.5mm、汀線方向が 52.6mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-57 F 区間における汀線直角方向の地震時最終変位量
(鋼製遮水壁天端部：0.P.+29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	地震時最終変位量 (mm)
汀線直角方向	断面⑥	S s - F 3 (++)	①	0.1
			②	0.1
			③	0.1

表 6.1.6-58 津波時の F 区間における汀線直角方向の変位増分
(鋼製遮水壁天端部：0.P.+29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
汀線直角方向	断面⑥	①	59.5
		②	58.7
		③	60.4

表 6.1.6-59 津波時の F 区間における汀線直角方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部：0.P.+29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	地震時最終変位量 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角方向	断面⑥	①	0.1	59.5	59.6	350
		②	0.1	58.7	58.8	350
		③	0.1	60.4	60.5	350

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

方向	地震時最終変位量 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線方向	52.6*	0	52.6	150

注記 * : 汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(h) H 区間（一般部のうち背面補強工内）

津波時の H 区間における汀線直角方向の相対変位は断面①，断面②及び断面③から最大となるものを選定する。各断面の汀線直角方向の地震時最終変位量を表 6.1.6-61 に，津波時の汀線直角方向の変位増分を表 6.1.6-62 に示す。また，これらを合計した変位量を表 6.1.6-63 に示す。

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

その結果，H 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 20.5mm，汀線方向が 1.6mm であり，それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-61 H 区間における汀線直角方向の地震時最終変位量
（鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m）

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	地震時最終変位量 (mm)
汀線直角方向	断面①	S s - D 1	①×②	0.1
		(--)	①×③	0.7
	断面②	S s - D 2	①×②	0.3
		(--)	①×③	1.2
	断面③	S s - D 2	①×②	1.0
		(++)	①×③	0.8

表 6.1.6-62 津波時の H 区間における汀線直角方向の変位増分
（鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m）

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
汀線直角方向	断面①	①	18.6
		②	18.2
		③	19.5
	断面②	①	18.7
		②	17.9
		③	19.3
	断面③	①	18.5
		②	18.0
		③	19.7

表 6.1.6-63 津波時の H 区間における汀線直角方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部 : 0. P. +29. 0m)

方向	評価対象 断面	解析 ケース	地震時 最終変位量 (a) (mm)	津波時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角 方向	断面①	①	0.7*	18.6	19.3	30
		②	0.1	18.2	18.3	30
		③	0.7	19.5	20.2	30
	断面②	①	1.2*	18.7	19.9	30
		②	0.3	17.9	18.2	30
		③	1.2	19.3	20.5	30
	断面③	①	1.0*	18.5	19.5	30
		②	1.0	18.0	19.0	30
		③	0.8	19.7	20.5	30

注記 * : 解析ケース①の地震時最終変位は、解析ケース②と解析ケース③の大きい方を考慮する。

表 6.1.6-64 津波時の H 区間における汀線方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部 : 0. P. +29. 0m)

方向	地震時最終変位量 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線方向	1.6*	0	1.6	150

注記 * : 汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(i) I 区間（岩盤部のうち突出長同一部）

津波時の I 区間における汀線直角方向の相対変位は断面⑥から最大となるものを選定する。断面⑥の汀線直角方向の地震時最終変位量を表 6.1.6-65 に、津波時の汀線直角方向の変位増分を表 6.1.6-66 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-67 に示す。

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

その結果、I 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 19.1mm、汀線方向が 1.2mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-65 I 区間における汀線直角方向の地震時最終変位量
(鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	地震時最終変位量 (mm)
汀線直角方向	断面⑥	S s - F 3 (++)	①×②	0.1
			①×③	0.1

表 6.1.6-66 津波時の I 区間における汀線直角方向の変位増分
(鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
汀線直角方向	断面⑥	①	18.7
		②	18.5
		③	19.0

表 6.1.6-67 津波時の I 区間における汀線直角方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	地震時最終変位量 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角方向	断面⑥	①	0.1*	18.7	18.8	30
		②	0.1	18.5	18.6	30
		③	0.1	19.0	19.1	30

注記 *：解析ケース①の地震時最終変位は、解析ケース②と解析ケース③の大きい方を考慮する。

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

方向	地震時最終変位量 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線方向	1.2*	0	1.2	150

注記 *：汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(j) J区間（岩盤部のうち背面補強工内）

津波時のJ区間における汀線直角方向の相対変位は断面⑤から最大となるものを選定する。断面⑤の汀線直角方向の地震時最終変位量を表 6.1.6-69 に、津波時の汀線直角方向の変位増分を表 6.1.6-70 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-71 に示す。

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

その結果、J区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 16.8mm、汀線方向が 1.0mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-69 J区間における汀線直角方向の地震時最終変位量
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	地震時最終変位量 (mm)
汀線直角方向	断面⑤	S s - D 2 (++)	①×②	0.1
			①×③	0.1

表 6.1.6-70 津波時のJ区間における汀線直角方向の変位増分
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
汀線直角方向	断面⑤	①	16.61
		②	16.60
		③	16.62

表 6.1.6-71 津波時のJ区間における汀線直角方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	地震時最終変位量 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角方向	断面⑤	①	0.1*	16.7	16.8	30
		②	0.1	16.6	16.7	30
		③	0.1	16.7	16.8	30

注記 *：解析ケース①の地震時最終変位は、解析ケース②と解析ケース③の大きい方を考慮する。

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

方向	地震時最終変位量 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線方向	1.0*	0	1.0	150

注記 * : 汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

c. 重畳時相対変位

(a) A 区間（一般部のうち突出長変化部）

重畳時の A 区間における汀線直角方向の地震時最終変位量は、津波時と同様で表 6.1.6-73 のとおりである。重畳時の A 区間における止水ジョイント部材の汀線直角方向の変位増分は、断面①、断面②及び断面③のから最大となるものを選定する。地震時最終変位と合計した変位量を表 6.1.6-73 に示す。

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

その結果、A 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 83.7mm、汀線方向が 24.6mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

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

方向	評価対象断面	地震動	位相	解析ケース	地震時最終変位量 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角方向	断面①	S d - D 2	(++)	①	68.4	1.5	69.9	350
			(-+)	①	74.5	1.5	76.0	350
			(+-)	①	71.4	1.5	72.9	350
			(--)	①	66.1	1.5	67.6	350
			(-+)	②	72.4	1.5	73.9	350
			(-+)	③	72.1	0.3	72.4	350
	断面②	S d - D 2	(++)	①	72.0	1.2	73.2	350
			(-+)	①	72.4	1.2	73.6	350
			(+-)	①	71.3	1.2	72.5	350
			(--)	①	70.3	1.2	71.5	350
			(-+)	②	71.4	0.8	72.2	350
			(-+)	③	73.9	3.5	77.4	350
	断面③	S d - D 2	(++)	①	71.0	4.3	75.3	350
			(-+)	①	74.8	4.3	79.1	350
			(+-)	①	73.8	4.3	78.1	350
			(--)	①	75.2	4.3	79.5	350
			(--)	②	73.4	2.4	75.8	350
			(--)	③	78.0	5.7	83.7	350

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

方向	地震時最終変位量 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線方向	12.3*	12.3	24.6	150

注記 * : 汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(b) B 区間（一般部のうち背面補強工間）

重畳時の B 区間における汀線直角方向の地震時最終変位量は、津波時と同様で表 6.1.6-75 のとおりである。重畳時の B 区間における止水ジョイント部材の汀線直角方向の変位増分は、断面①、断面②及び断面③から最大となるものを選定する。地震時最終変位と合計した変位量を表 6.1.6-75 に示す。

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

その結果、B 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 162.1mm、汀線方向が 44.4mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

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

方向	評価対象断面	地震動	位相	解析ケース	地震時最終変位量 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角方向	断面①	S d - D 2	(++)	①	117.9	24.4	142.3	350
			(-+)	①	105.5	24.4	129.9	350
			(+-)	①	118.6	24.4	143.0	350
			(--)	①	107.7	24.4	132.1	350
			(+-)	②	107.0	20.9	127.9	350
			(+-)	③	130.6	31.5	162.1	350
	断面②	S d - D 2	(++)	①	96.1	16.2	112.3	350
			(-+)	①	100.1	16.2	116.3	350
			(+-)	①	97.3	16.2	113.5	350
			(--)	①	98.9	16.2	115.1	350
			(-+)	②	97.9	14.5	112.4	350
			(-+)	③	108.5	18.2	126.7	350
	断面③	S d - D 2	(++)	①	105.1	25.3	130.4	350
			(-+)	①	111.2	25.3	136.5	350
			(+-)	①	107.4	25.3	132.7	350
			(--)	①	111.2	25.3	136.5	350
			(--)	②	108.0	22.9	130.9	350
			(--)	③	111.7	27.7	139.4	350

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

方向	地震時最終変位量 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線方向	22.2*	22.2	44.4	150

注記 * : 汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(c) C 区間（一般部と岩盤部の境界）

重畳時の C 区間における汀線直角方向の地震時最終変位量は、津波時と同様で表 6.1.6-77 のとおりである。重畳時の C 区間における止水ジョイント部材の汀線直角方向の変位増分は、断面①，断面②，断面③及び断面⑤から最大となるものを選定する。地震時最終変位と合計した変位量を表 6.1.6-77 に示す。

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

その結果，C 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 162.1mm，汀線方向が 28.2mm であり，それぞれが許容限界以下であることを確認した。

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

方向	評価対象断面	地震動	位相	解析ケース	地震時最終変位量 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角方向	断面①	S d - D 2	(++)	①	117.9	24.4	142.3	350
			(-+)	①	105.5	24.4	129.9	350
			(+-)	①	118.6	24.4	143.0	350
			(--)	①	107.7	24.4	132.1	350
			(+-)	②	107.0	20.9	127.9	350
			(+-)	③	130.6	31.5	162.1	350
	断面②	S d - D 2	(++)	①	96.1	16.2	112.3	350
			(-+)	①	100.1	16.2	116.3	350
			(+-)	①	97.3	16.2	113.5	350
			(--)	①	98.9	16.2	115.1	350
			(-+)	②	97.9	14.5	112.4	350
			(-+)	③	108.5	18.2	126.7	350
	断面③	S d - D 2	(++)	①	105.1	25.3	130.4	350
			(-+)	①	111.2	25.3	136.5	350
			(+-)	①	107.4	25.3	132.7	350
			(--)	①	111.2	25.3	136.5	350
			(--)	②	108.0	22.9	130.9	350
			(--)	③	111.7	27.7	139.4	350
	断面⑤	S d - D 2	(++)	①	50.8	0.3	51.1	350
			(-+)	①	49.0	0.3	49.3	350
			(+-)	①	49.6	0.3	49.9	350
			(--)	①	48.2	0.3	48.5	350
			(++)	②	50.7	0.3	51.0	350
			(++)	③	51.0	0.3	51.3	350

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

方向	地震時最終変位量 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線方向	14.1*	14.1	28.2	150

注記 * : 汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(d) D区間（岩盤部のうち背面補強工間）

重畳時のD区間における汀線直角方向の地震時最終変位量は、津波時と同様で表6.1.6-79のとおりである。重畳時のD区間における止水ジョイント部材の汀線直角方向の変位増分は、断面⑤から最大となるものを選定する。地震時最終変位と合計した変位量を表6.1.6-79に示す。

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

その結果、D区間での最大相対変位量は汀線直角方向が51.3mm、汀線方向が4.0mmであり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

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

方向	評価対象断面	地震動	位相	解析ケース	地震時最終変位量 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角方向	断面⑤	S d - D 2	(++)	①	50.8	0.3	51.1	350
			(-+)	①	49.0	0.3	49.3	350
			(+-)	①	49.6	0.3	49.9	350
			(--)	①	48.2	0.3	48.5	350
			(++)	②	50.7	0.3	51.0	350
			(++)	③	51.0	0.3	51.3	350

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

方向	地震時最終変位量 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線方向	2.0*	2.0	4.0	150

注記 *：汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(e) E 区間（岩盤部のうち背面補強工端部）

重畳時の E 区間における汀線直角方向の地震時最終変位量は、津波時と同様で表 6.1.6-81 のとおりである。重畳時の E 区間における止水ジョイント部材の汀線直角方向の変位増分は、断面⑤及び断面⑥から最大となるものを選定する。地震時最終変位と合計した変位量を表 6.1.6-81 に示す。

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

その結果、E 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 60.5mm、汀線方向が 13.4mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

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

方向	評価対象断面	地震動	位相	解析ケース	地震時最終変位量 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角方向	断面⑤	S d - D 2	(++)	①	50.8	0.3	51.1	350
			(-+)	①	49.0	0.3	49.3	350
			(+-)	①	49.6	0.3	49.9	350
			(--)	①	48.2	0.3	48.5	350
			(++)	②	50.7	0.3	51.0	350
			(++)	③	51.0	0.3	51.3	350
	断面⑥	S d - D 2	(++)	①	59.3	0.1	59.4	350
			(-+)	①	55.5	0.1	55.6	350
			(+-)	①	57.9	0.1	58.0	350
			(--)	①	56.0	0.1	56.1	350
			(++)	②	57.9	0.1	58.0	350
			(++)	③	60.4	0.1	60.5	350

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

方向	地震時最終変位量 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線方向	6.7*	6.7	13.4	150

注記 *：汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(f) F 区間（岩盤部のうち突出長変化部）

重畳時の F 区間における汀線直角方向の地震時最終変位量は、津波時と同様で表 6.1.6-83 のとおりである。重畳時の F 区間における止水ジョイント部材の汀線直角方向の変位増分は、断面⑥から最大となるものを選定する。地震時最終変位と合計した変位量を表 6.1.6-83 に示す。

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

その結果、F 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 60.5mm、汀線方向が 105.2m であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

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

方向	評価対象断面	地震動	位相	解析ケース	地震時最終変位量 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線直角方向	断面⑥	S d - D 2	(++)	①	59.3	0.1	59.4	350
			(-+)	①	55.5	0.1	55.6	350
			(+-)	①	57.9	0.1	58.0	350
			(--)	①	56.0	0.1	56.1	350
			(++)	②	57.9	0.1	58.0	350
			(++)	③	60.4	0.1	60.5	350

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

方向	地震時最終変位量 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線方向	52.6*	52.6	105.2	150

注記 *：汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(h) H区間（一般部のうち背面補強工内）

重畳時のH区間における汀線直角方向の地震時最終変位量は、津波時と同様で表6.1.6-61のとおりである。重畳時のH区間における止水ジョイント部材の汀線直角方向の変位増分は、断面①、断面②及び断面③から最大となるものを選定する。表6.1.6-86に弾性設計用地震動Sd-D2による断面①、断面②及び断面③の背面補強工天端から鋼製遮水壁天端の相対変位量を示す。この結果から、各断面において、変位量が最大となる地震動を用いて地盤のばらつきを考慮した解析ケース②及び③を実施し、それぞれ解析ケース①との時刻歴相対変位を変位増分とした。地震時最終変位と合計した変位量を表6.1.6-86に示す。

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

その結果、H区間での最大相対変位量は汀線直角方向が17.6mm、汀線方向が3.2mmであり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

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

方向	評価対象 断面	地震動	位相	解析 ケース	単独変位 (mm)
汀線直角 方向	断面①	Sd-D2	(++)	①	68.4
			(-+)	①	74.5
			(+-)	①	71.4
			(--)	①	66.1
	断面②	Sd-D2	(++)	①	72.0
			(-+)	①	72.4
			(+-)	①	71.4
			(--)	①	70.3
	断面③	Sd-D2	(++)	①	71.0
			(-+)	①	74.8
			(+-)	①	73.8
			(--)	①	75.2

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

方向	評価対象断面	地震動	位相	解析ケース	地震時最終変位量 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線 直角 方向	断面①	S d - D 2	(-+)	①×②*	9.5	0.1	9.6	30
			(-+)	①×③*	13.9	0.7	14.6	30
	断面②	S d - D 2	(-+)	①×②*	9.1	0.3	9.4	30
			(-+)	①×③*	16.4	1.2	17.6	30
	断面③	S d - D 2	(--)	①×②*	14.2	1.0	15.2	30
			(--)	①×③*	13.0	0.8	13.8	30

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

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

方向	地震時最終変位量 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線方向	1.6*	1.6	3.2	6

注記 * : 汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(i) I 区間（岩盤部のうち突出長同一部）

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

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

その結果、I 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 4.7mm、汀線方向が 2.4mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

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

方向	評価対象 断面	地震動	位相	解析 ケース	単独変位 (mm)
汀線直角 方向	断面⑥	S d - D 2	(++)	①	59.3
			(-+)	①	55.5
			(+-)	①	57.9
			(--)	①	56.0

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

方向	評価 対象 断面	地震動	位相	解析 ケース	地震時最終 変位量 (a) (mm)	重畳時変位 増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容 限界 (mm)
汀線 直角 方向	断面⑥	S d - D 2	(++)	①×②*	3.9	0.1	4.0	30
			(++)	①×③*	4.6	0.0	4.6	30

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

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

方向	地震時最終変位量 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線方向	1.2*	1.2	2.4	6

注記 * : 汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(j) J 区間（岩盤部のうち背面補強工内）

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

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

その結果、J 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 2.2mm、汀線方向が 2.0mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

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

方向	評価対象 断面	地震動	位相	解析 ケース	単独変位 (mm)
汀線直角 方向	断面⑥	S d - D 2	(++)	①	49.7
			(-+)	①	47.9
			(+-)	①	48.6
			(--)	①	47.1

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

方向	評価 対象 断面	地震動	位相	解析 ケース	地震時最終 変位量 (a) (mm)	重畳時変位 増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容 限界 (mm)
汀線 直角 方向	断面⑤	S d - D 2	(++)	①×②*	1.8	0.1	1.9	30
			(++)	①×③*	2.1	0.1	2.2	30

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

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

方向	地震時最終変位量 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
汀線方向	1.0*	1.0	2.0	6

注記 * : 汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

6. 浸水防護施設に関する補足説明

6.1 防潮堤に関する補足説明

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

目 次

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

1. 概要

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

ここでは、設定したせん断強度の妥当性について説明する。

2. 文献による記載と適用性

コンクリート標準示方書（ダムコンクリート編，2013 年制定）には以下の記載がある。

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

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

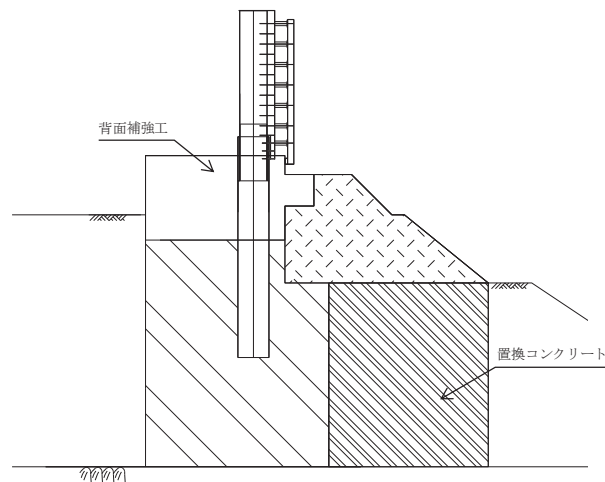


図 2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部 断面図

3. 室内試験

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

3.1 コンクリートの配合

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

表 3-1 試験に使用したコンクリートの配合

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

3.2 供試体の作製

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

試験は、材齢 28 日で実施した。

3.3 一面せん断試験の方法

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

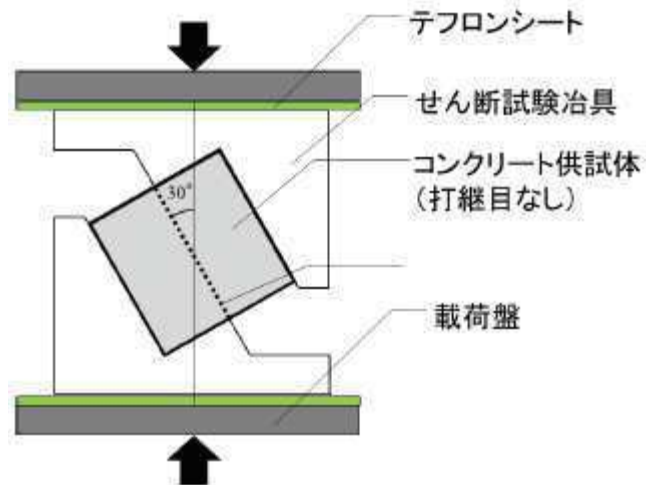


図 3-1 一面せん断試験の概要 (せん断面の傾きを 30° とした場合)

3.4 試験結果

破壊時のせん断面への垂直応力及びせん断応力は次式であらわされる。

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

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

ここに、

P : 破壊時の荷重 (kN)

A : せん断面の面積 (mm²)

θ : せん断面の傾き (°)

この関係式を用いて整理した結果を表 3-2 に示す。

表 3-2 一面せん断試験結果

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

3.5 圧縮強度とせん断強度の比

(1) 純せん断強度

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

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

ここに、

f：摩擦係数

τ_0 ：純せん断強度 (N/mm²)

この関係式を用いて整理した結果を表 3-3 及び図 3-2 に示す。

表 3-3 せん断応力と垂直応力の関係及び純せん断強度

	摩擦係数 (f)	純せん断強度 (τ_0) (N/mm ²)
平均値による関係	0.88	9.37
最低値による関係 (参考)	0.95	8.12

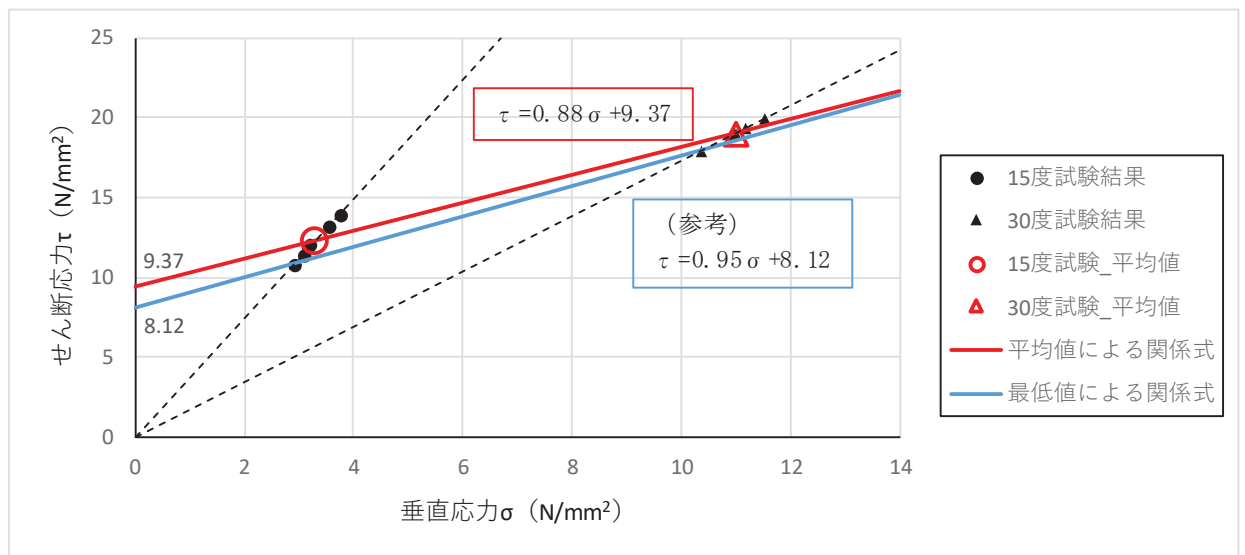


図 3-2 せん断応力と垂直応力の関係

(2) 圧縮強度とせん断強度の比

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

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

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

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

表 3-4 圧縮強度及び圧縮強度と純せん断強度の比

圧縮強度 (σ_{28}) (N/mm ²)		純せん断強度 (τ_0) (N/mm ²)	圧縮強度との比
試験値	平均値		
35.5	35.3	9.37	0.265
34.8			
35.5			
(参考) 最低値から求めた純せん断強度		(8.12)	(0.230)

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

目 次

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

1. セメント改良土の概要

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

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

2. セメント改良土の設置位置

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

各施設のセメント改良土の配置図を図 2-2 及び図 2-3 に示す。

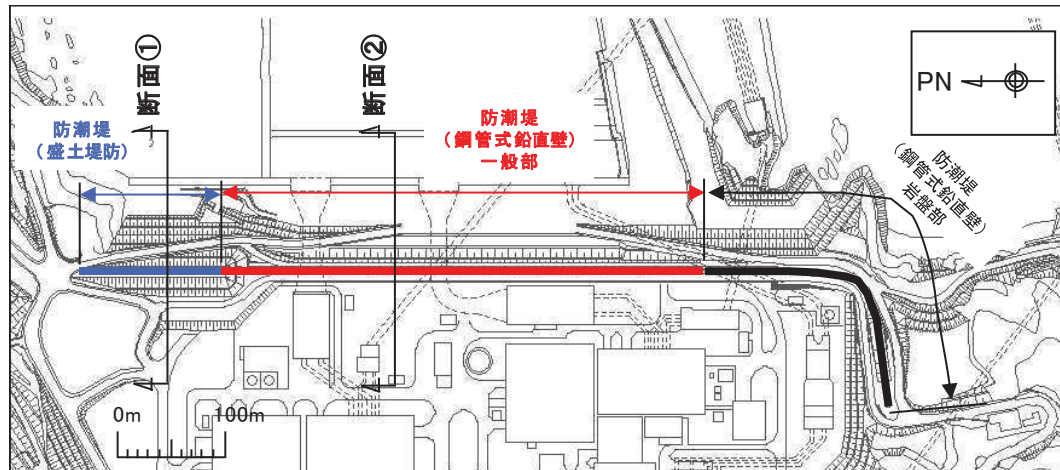


図 2-1 セメント改良土を設置する施設の平面配置図

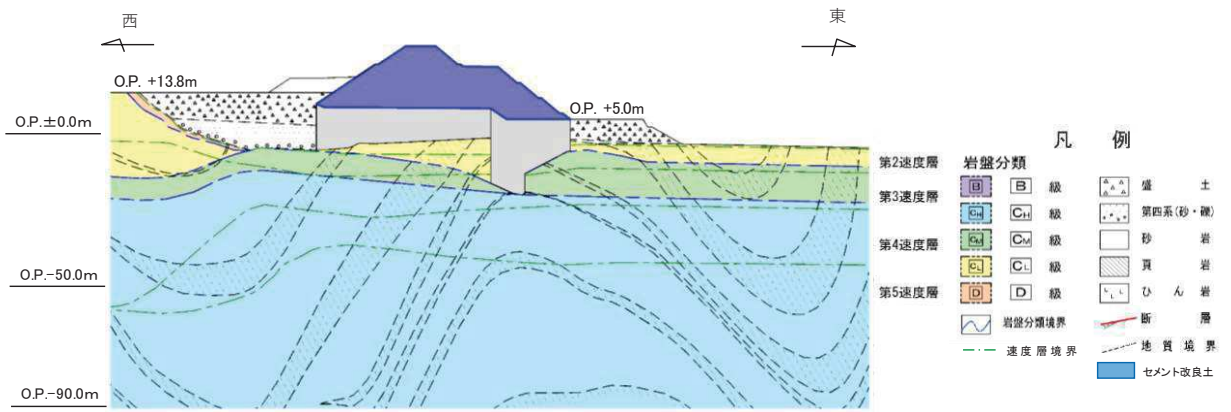


図 2-2 セメント改良土の配置図（防潮堤（盛土堤防），断面①）

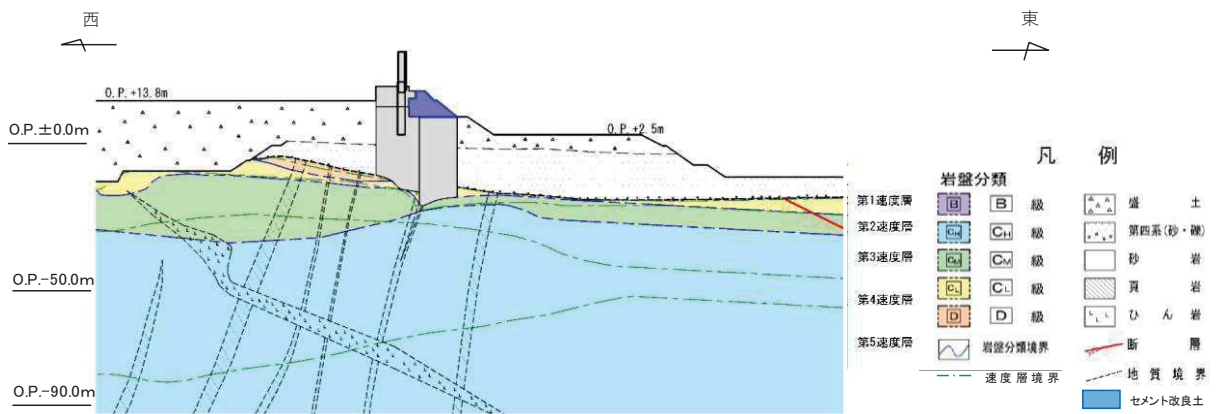


図 2-3 セメント改良土の配置図（防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部，断面②）

3. セメント改良土の品質確認方針

3.1 品質管理の基本方針

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

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

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

表 3.1-1 セメント改良土の材料及び施工仕様

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

3.2 セメント改良土の物性値

セメント改良土の物性値は試験施工の結果から設定している。セメント改良土は、防潮堤（盛土堤防）の堤体本体及び防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の周辺地盤として、すべり安全率により健全性の評価を行うことから、その強度特性が重要である。また、地震応答解析時の挙動に影響する動的変形特性が重要であり、これら強度特性及び動的変形特性を確認する必要がある。これらの物性値については表 3.2-1 に示すとおり設定している。

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

表 3.2-1 セメント改良土の物性値

解析用物性値				設定根拠
強度特性	せん断強度 (τ_0, ϕ)	τ_0	0.65N/mm ²	三軸圧縮試験 (JGS 0521)
		ϕ	44.3°	
	引張強度 σ_t	$\sigma_t=0.46\text{N/mm}^2$		岩石の引張強さ 試験方法 (JIS M 0303)
動的変形 特性	動せん断 弾性係数 G_d	$G_0=1670\text{N/mm}^2$		PS 検層 (JGS 1122)
		$G_d/G_0=1/(1+\gamma/0.00085)$		繰返し三軸試験 (JGS 0542)

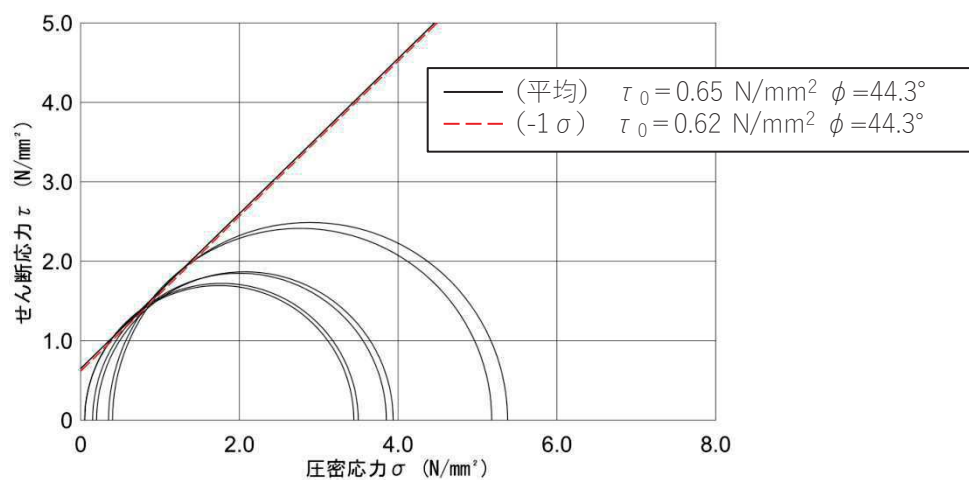


図 3.2-1 セメント改良土の三軸圧縮試験結果

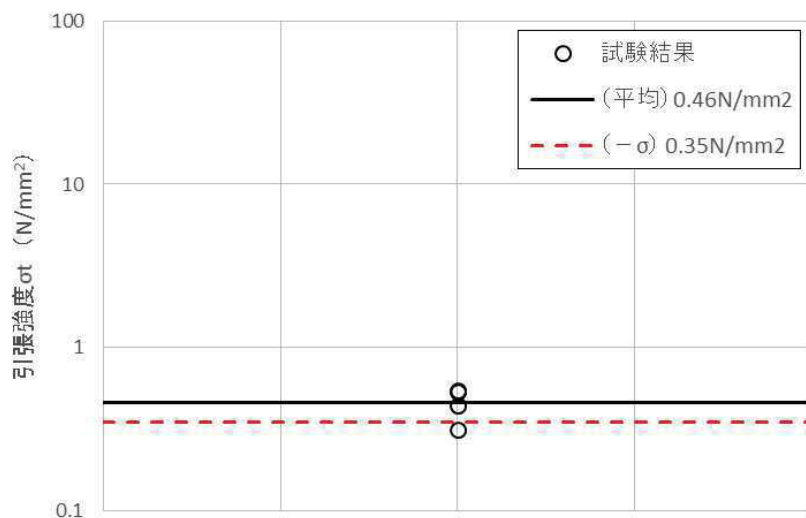


図 3.2-2 セメント改良土の引張強さ試験結果

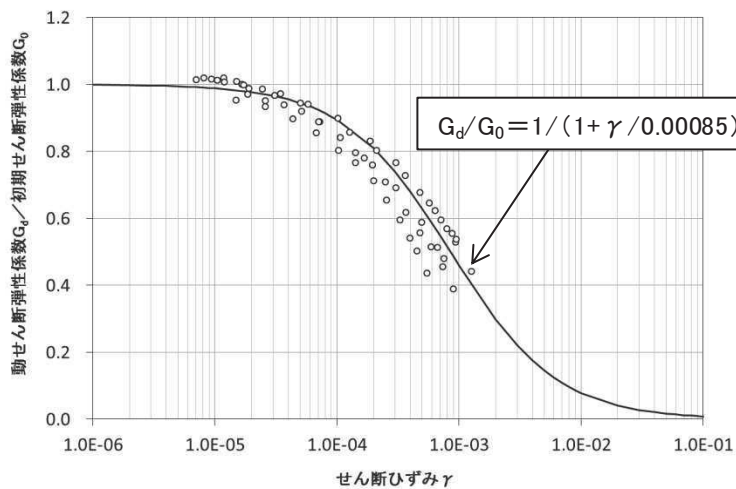


図 3.2-3 セメント改良土の繰返し三軸試験結果 ($G_d/G_0 \sim$ ひずみ関係)

表 3.2-2 セメント改良土の初期せん断弾性係数 G_0 のばらつき

	密度 ρ (t/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	初期せん断弾性係数 G_0 (N/mm ²)
平均+ σ	2.20	1000	2200
平均		870	1670
平均- σ		740	1210

3.3 品質確認準拠基準について

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

表 3.3-1 セメント改良土の施工に参考となる基準・指針

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

3.4 品質確認試験

3.4.1 試験頻度

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

表 3.4-1 諸基準・指針における調査箇所数の例

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

3.4.2 品質確認試験及び基準値

セメント改良土の品質確認試験及び基準値を表 3.4-2 に示す。

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

- 現場密度

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

- 一軸圧縮強さ

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

- 引張強度

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

- 剛性

剛性については、砂防ソイルセメント便覧には記載が無いが、解析上主たる物性値である動せん断弾性係数 G_0 を、PS 検層により確認する ($G_0 = \rho V_s^2$) こととし、PS 検層から得られる G_0 の平均値を確認する。 G_0 の基準値については、耐震評価の中で実施する動的解析においてばらつきを考慮することを踏まえ、PS 検層から得られる G_0 の平均値が解析用物性値 (平均) - σ を上回ることを確認する。

表 3.4-2 セメント改良土の品質確認項目及び品質確認試験

品質確認項目		解析用物性値		品質確認試験	基準値
密度	現場密度	—		RI 法 (JGS 1614)	最大乾燥密度の 90% 以上
強度	せん断強度 (τ_0 , ϕ)	τ_0	0.65N/mm ² (平均- σ =0.62N/mm ²)	一軸圧縮試験 (JIS A 1216)	q_u の平均値 - $\sigma \geq 3.62\text{N/mm}^2$ (解析用物性値 $\tau_0 = 0.65\text{N/mm}^2$, $\phi = 44.3^\circ$ に相当する一軸圧縮強 さ)
		ϕ	44.3°		
	引張強度 σ_t	0.46N/mm ² (平均- $\sigma = 0.35\text{N/mm}^2$)		岩石の引張強さ 試験方法 (JIS M 0303)	σ_t の平均値 $\geq 0.46\text{N/mm}^2$ (解析用物性値) * : σ_t (平均- σ) $\geq 0.35\text{N/mm}^2$ (解 析用物性値 (平均) - σ) 以上で あることも確認
剛性	動せん断 弾性係数 G_0	1670N/mm ²		PS 検層 (JGS 1122)	G_0 の平均値 $\geq 1210\text{N/mm}^2$ (解析用物性値 (平均) - σ)

3.4.3 これまでの施工実績

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

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

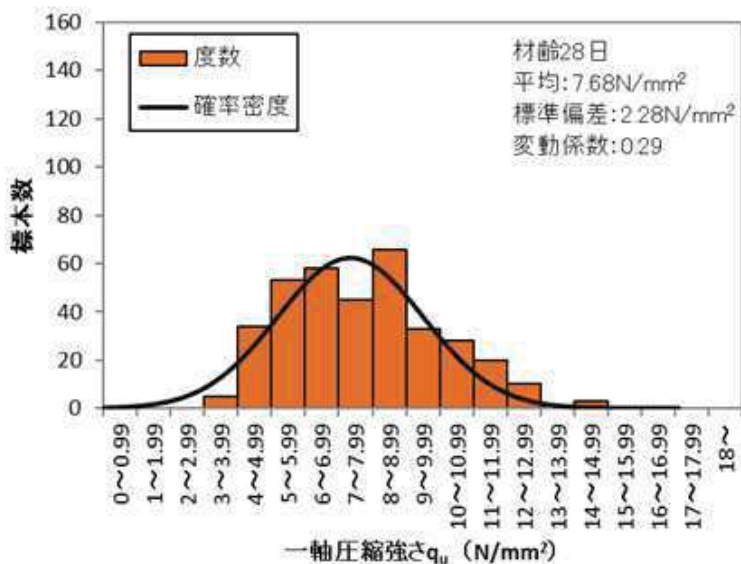


図 3.4-1 セメント改良土の一軸圧縮強さ（2015年7月～2017年4月）

同じく1施工日ごとに実施した引張強度試験の結果を図3.4-2に示す。

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

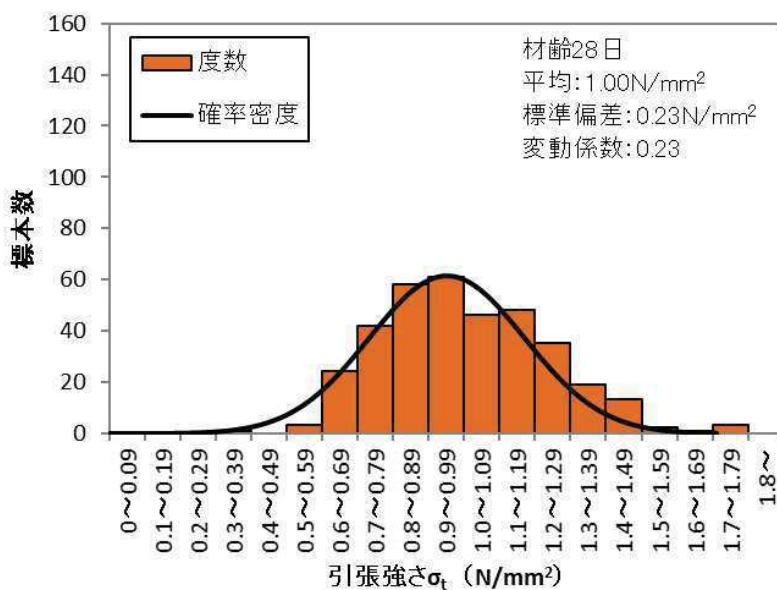


図 3.4-2 セメント改良土の引張強度（2015年7月～2017年4月）

実際に施工したセメント改良土が試験施工と同等のせん断強度を有しているかを確認するため、防潮堤（盛土堤防）の3箇所から試体を採取し、三軸圧縮試験を実施した。試験結果を表 3. 4-3 及び図 3. 4-3 に示す。採取コアの大型三軸試験から得られた強度定数は試験施工から設定した解析用物性値と同等以上となった。

表 3. 4-3 三軸圧縮試験結果（ ϕ 300mm）

	採取場所	τ_0 (N/mm ²)	ϕ (°)
1	O. P. +5. 0m 海側	0. 94	49. 6
2	O. P. +18. 5m 山側	0. 69	53. 3
3	O. P. +29. 0m 堤頂	0. 68	44. 5
	解析用物性値	0. 65	44. 3

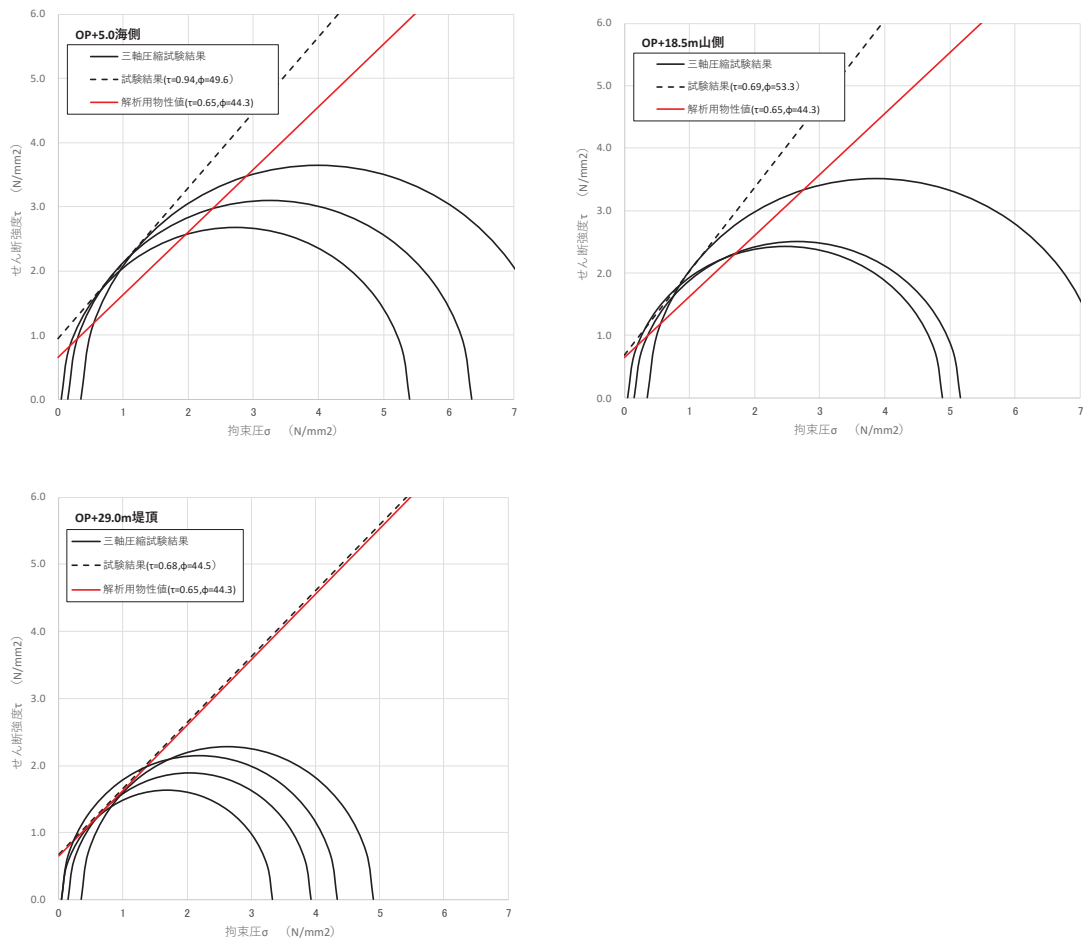


図 3. 4-3 防潮堤盛土堤防から採取したコアによる三軸圧縮試験結果

3.4.4 基準値を下回った場合の対応

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

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

目 次

1. 防潮堤の各部位の性能目標と許容限界	1
1.1 鋼管式鉛直壁	1
1.2 盛土堤防	8
2. 防潮堤に作用する荷重と部位の役割	12
2.1 地震時	12
2.2 津波時	16
2.3 重畳時（津波＋余震時）	19
3. 損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮	23
3.1 サイト特性・制約条件を踏まえた構造の特異性	23
3.2 損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮	24
4. 止水性に係る検討結果	36
5. 施工実績（一般産業施設における類似構造の設計・施工例）	38
6. 改良地盤の追加施工の成立性について	44
6.1 改良地盤の追加施工に関する検討フロー	44
6.2 改良地盤の要求機能の整理	45
6.3 施工時の課題抽出	46
6.4 女川防潮堤における施工実績	48
7. セメント改良土の耐侵食性・耐洗堀性について	70
7.1 セメント改良土の耐侵食性・耐洗堀性について	70
7.2 盛土堤防におけるセメント改良土の既設部と新設部の取扱いについて	72
8. 防潮堤を横断する構造物の取扱いについて	74
8.1 防潮堤を横断する構造物	74
8.2 各構造物の地震に対する評価	75
8.3 各構造物の保守管理	77
8.4 北側排水路の取扱い	78
9. 女川防潮堤の特徴と他サイト防潮堤との比較	82
9.1 比較の観点	82
9.2 構造形式の違いと考察	82
9.3 地震時における沈下の取扱い	84
9.4 女川防潮堤における構造設計の経緯	85

1. 防潮堤の各部位の性能目標と許容限界

1.1 鋼管式鉛直壁

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

表 1.1-1 鋼管式鉛直壁における検討要旨

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

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

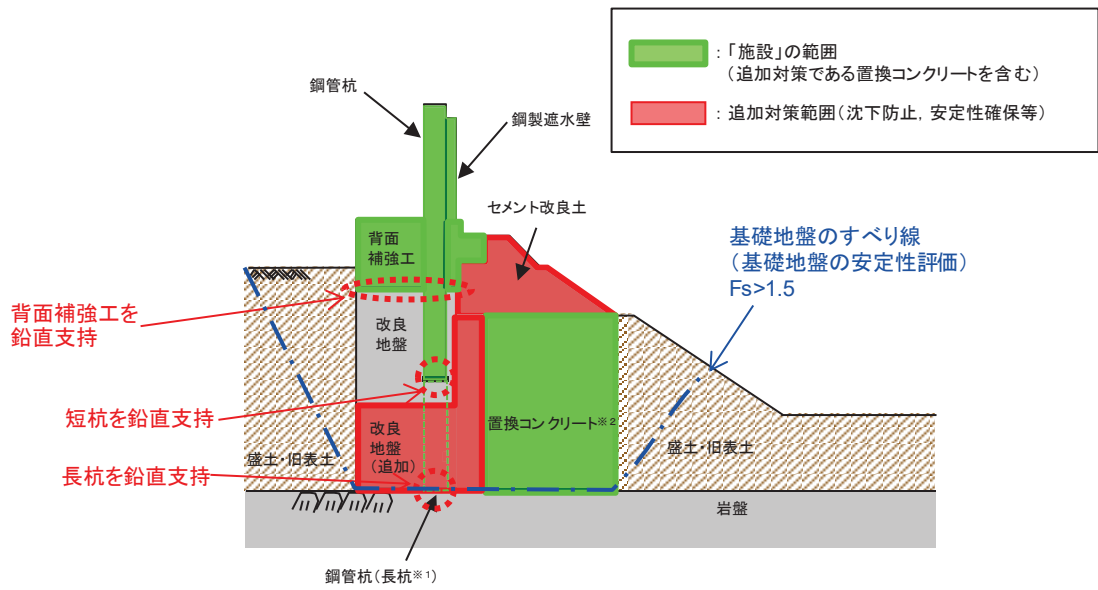


図 1.1-1 鋼管式鉛直壁（一般部）の「施設」の範囲

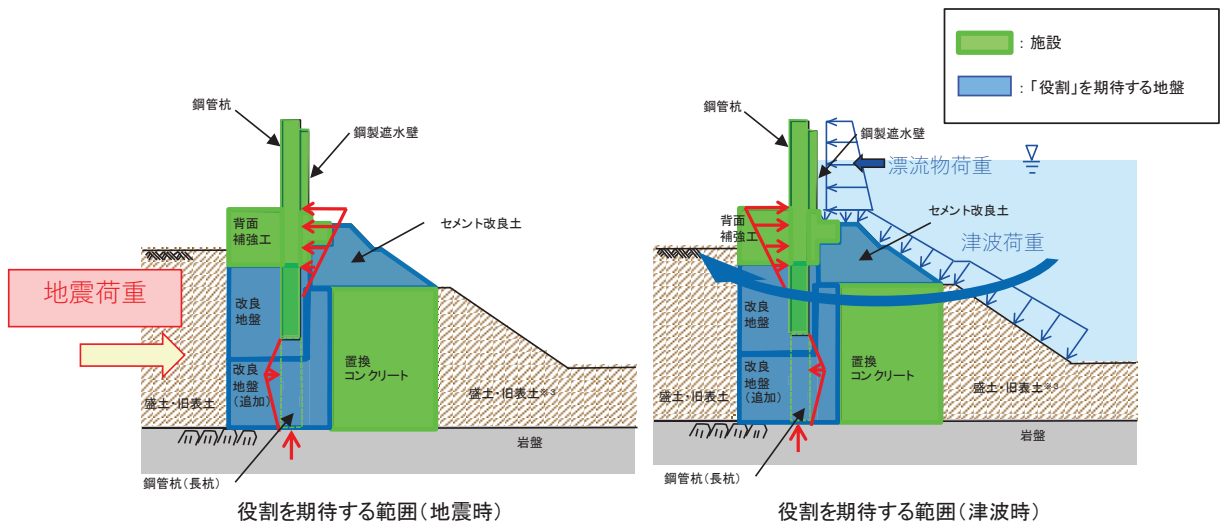


図 1.1-2 鋼管式鉛直壁（一般部）の役割を期待する範囲

表 1.1-2 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の役割

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

注記 *¹：津波＋余震時は地震時及び津波時の両方の役割を参照する。

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

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

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

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

支持するために支持力を設計に反映することから「○」とした。

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

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

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

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

表 1.1-3 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の具体的な役割

凡 例

◎：要求機能を主体的に満たすために設計上必要な項目
（該当する部位を施設と区分とする）

○：施設の役割を維持するための条件として設計に反映する項目

－：設計上考慮しない項目

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

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

表 1.1-4 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の役割に対する性能目標

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

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

部位		照査項目と許容限界			
		鉛直支持 (第3条)	すべり安定性 (第3条)	健全性 (鋼管杭の変形抑制) (第4条)	止水性 ^{※1} (滲水性, 難透水性) (第5条)
施設	鋼管杭	-	-	曲げ, せん断 (短期許容応力度以下)	
	鋼製止水壁			曲げ, せん断 (短期許容応力度以下)	
	止水目地			変形 (許容変形量以下)	変形・水圧 (許容変形量・許容水圧以下)
	背面補強工			すべり安全率 ^{※4, 5} (1.2以上)	
	置換コンクリート			- ^{※2}	すべり安全率 ^{※4, 5} (1.2以上)
地盤	セメント改良土	-	すべり安全率 ^{※3} (基礎地盤)	すべり安全率 ^{※4} (1.2以上)	
	改良地盤	支持力 (極限支持力以下)		すべり安全率 ^{※4} (1.2以上)	
		岩盤		支持力 (極限支持力以下)	-

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

1.2 盛土堤防

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

表 1.2-1 盛土堤防における検討要旨

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

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

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

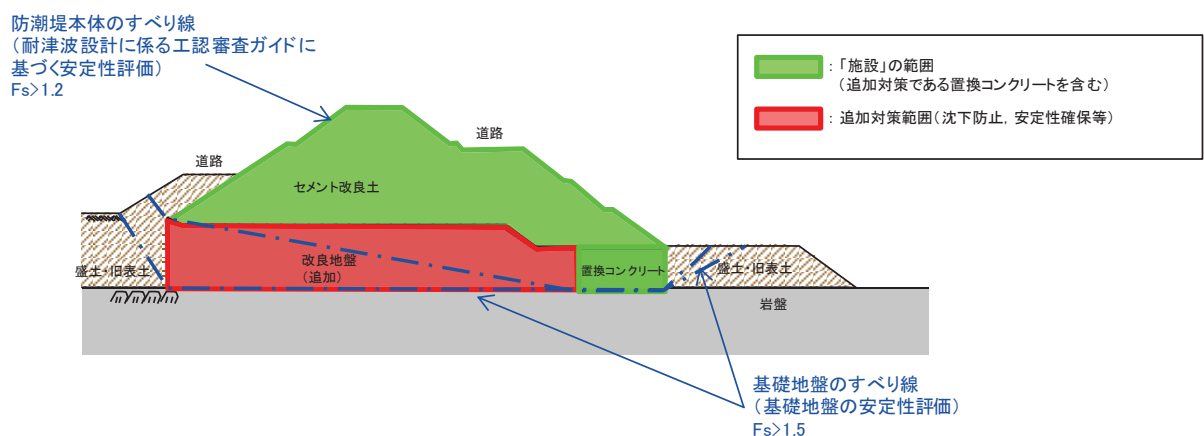


図 1.2-1 盛土堤防の「施設」の範囲

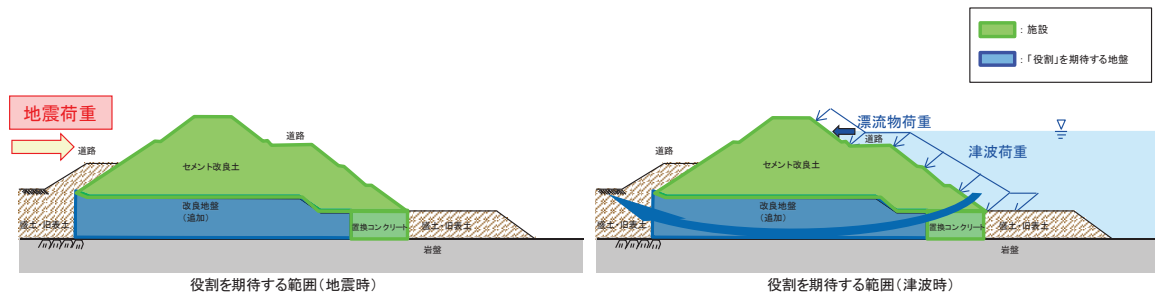


図 1.2-2 盛土堤防の役割を期待する範囲

表 1.2-2 盛土堤防の各部位の役割

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

注記 *：津波＋余震時は地震時及び津波時の両方の役割を参照する。

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

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

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

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

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

表 1.2-3 盛土堤防の各部位の具体的な役割

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

部位	具体的な役割				『施設』と『地盤』の区分の考え方	
	地震時	津波時	※1 鉛直支持	すべり安定性 健全性 (難透水性)		
セメント改良土	<ul style="list-style-type: none"> 強度・剛性の高いセメント改良土を大断面で設置することで、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体本体としての高さを維持する。 	<ul style="list-style-type: none"> 強度・剛性の高いセメント改良土を大断面で設置することで、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。 難透水性を有し、堤体本体としての止水性を保持することで、津波時の水みちを形成しない。 	-	◎	堤体本体として、高さ・止水性維持の役割を主体的に果たすことから、『施設』と区分する。	
置換コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> コンクリート強度を考慮して置換範囲を設計することで、基礎地盤のすべり安定性を確保する(第3条)。 	<ul style="list-style-type: none"> セメント改良土の周囲で難透水性を保持することで、地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。 	-	◎	◎	地震時にすべり安定性確保の役割を主体的に果たすことから、『施設』と区分する。
改良地盤	<ul style="list-style-type: none"> セメント改良土の下方の盛土・旧表土を地盤改良(沈下防止)することで、防潮堤を鉛直支持するとともに基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 	<ul style="list-style-type: none"> セメント改良土の下方の盛土・旧表土を地盤改良(沈下防止)することで、防潮堤を鉛直支持する。 セメント改良土の周囲で難透水性を保持することで、地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。 	○	○	◎	施設の鉛直支持、すべり安定性への寄与及び健全性が主な役割であり、施設の支持地盤に要求される役割と同様であること、難透水性の保持の役割をもつことから、『地盤』と区分する。

※1:鉛直支持については岩盤が主体的に役割を果たす。

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

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

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

表 1.2-4 盛土堤防の各部位の役割に対する性能目標

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

表 1.2-5 盛土堤防の各部位の照査項目と許容限界

(上段：照査項目，下段：許容限界)

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

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

2. 防潮堤に作用する荷重と部位の役割

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

2.1 地震時

i. 鋼管式鉛直壁（一般部）

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

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

表 2.1-1 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の役割（地震時）

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

表 2.1-2 鋼管式鉛直壁（一般部）の地盤の役割（地震時）

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

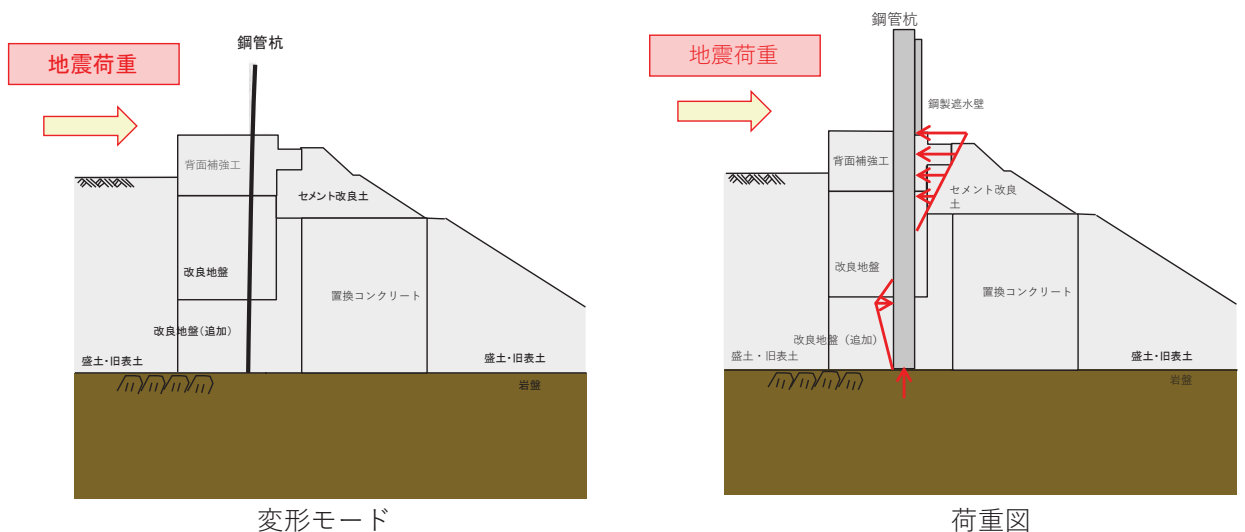


図 2.1-1 鋼管式鉛直壁（一般部）の変形モード及び荷重図（地震時）

ii. 鋼管式鉛直壁（岩盤部）

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

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

表 2.1-3 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の各部位の役割（地震時）

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

表 2.1-4 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の地盤の役割（地震時）

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

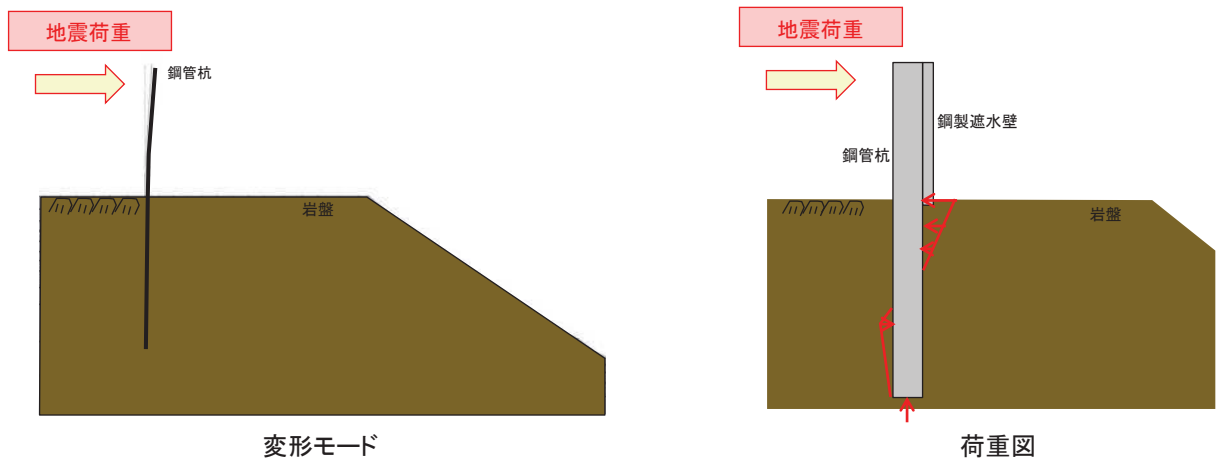


図 2.1-2 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の変形モード及び荷重図（地震時）

iii. 盛土堤防

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

盛土堤防における地震時の変形モード及び荷重図を図 2.1-3 に示す。

表 2.1-5 盛土堤防の各部位の役割（地震時）

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

表 2.1-6 盛土堤防の地盤の役割（地震時）

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

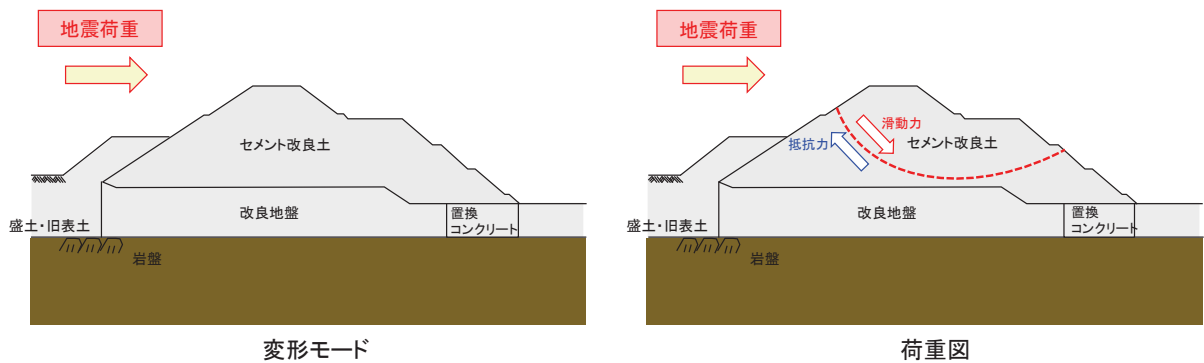


図 2.1-3 盛土堤防の変形モード及び荷重図（地震時）

2.2 津波時

i. 鋼管式鉛直壁（一般部）

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

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

表 2.2-1 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の役割（津波時）

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

表 2.2-2 鋼管式鉛直壁（一般部）の地盤の役割（津波時）

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

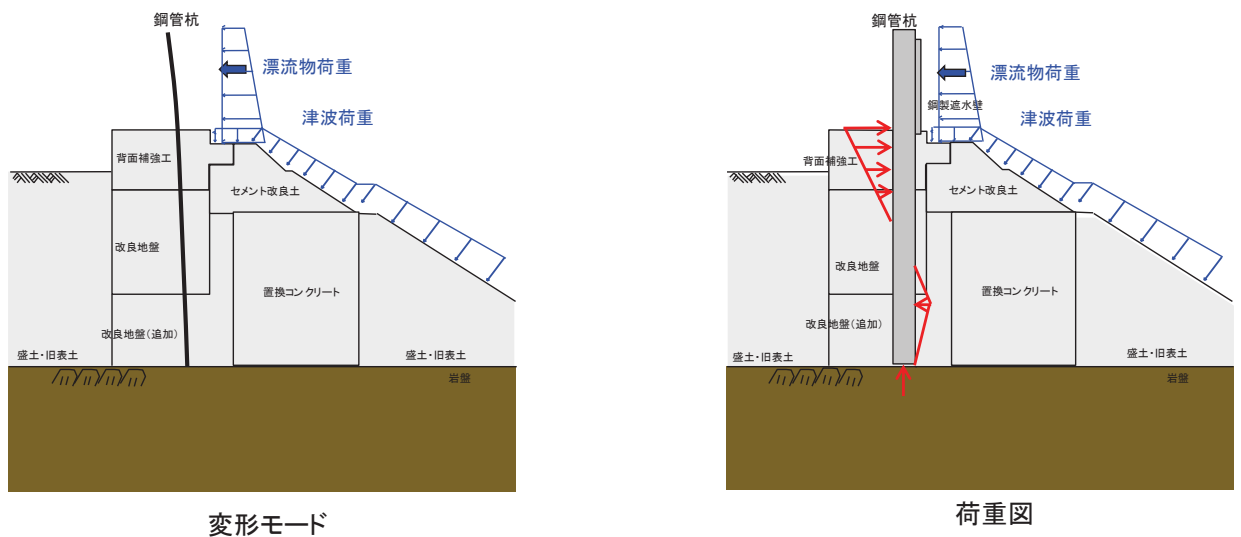


図 2.2-1 鋼管式鉛直壁（一般部）の変形モード及び荷重図（津波時）

ii. 鋼管式鉛直壁（岩盤部）

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

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

表 2.2-3 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の各部位の役割

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

表 2.2-4 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の地盤の役割

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

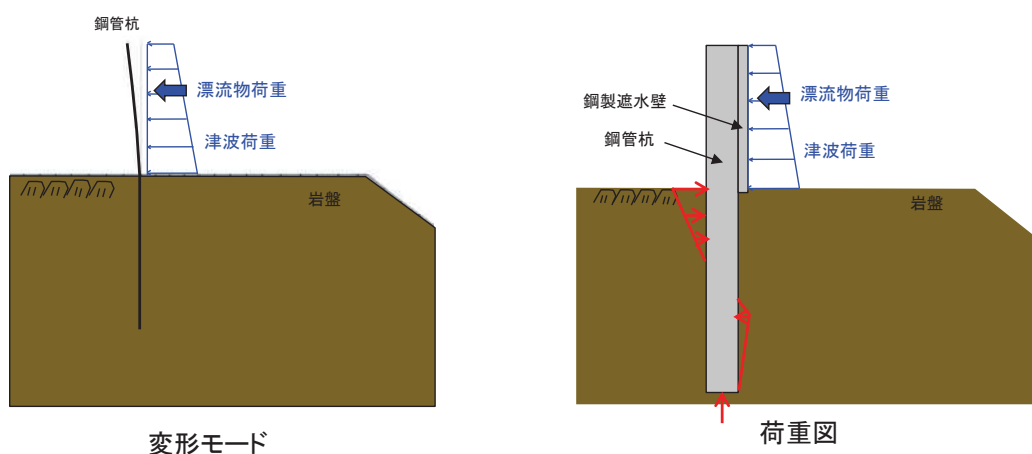


図 2.2-2 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の変形モード及び荷重図（津波時）

iii. 盛土堤防

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

盛土堤防における津波時の変形モード及び荷重図を図 2.2-3 に示す。

表 2.2-5 盛土堤防の各部位の役割（津波時）

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

表 2.2-6 盛土堤防の地盤の役割（津波時）

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

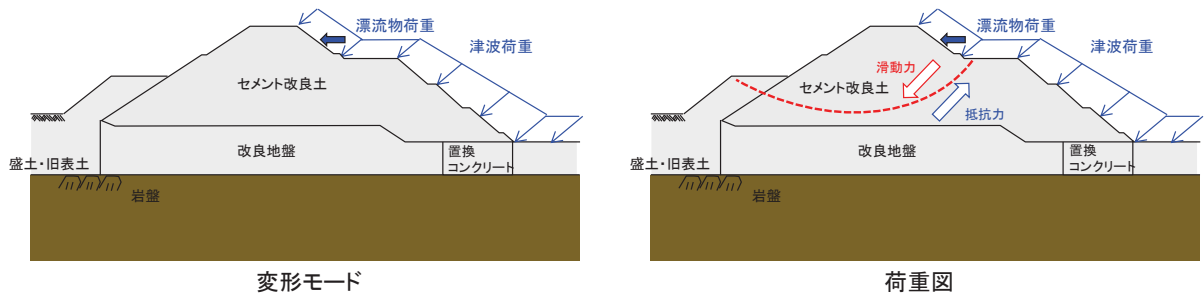


図 2.2-3 盛土堤防の変形モード及び荷重図（津波時）

2.3 重畳時（津波＋余震時）

i. 鋼管式鉛直壁（一般部）

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

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

表 2.3-1 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の役割（重畳時）

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

表 2.3-2 鋼管式鉛直壁（一般部）の地盤の役割（重畳時）

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

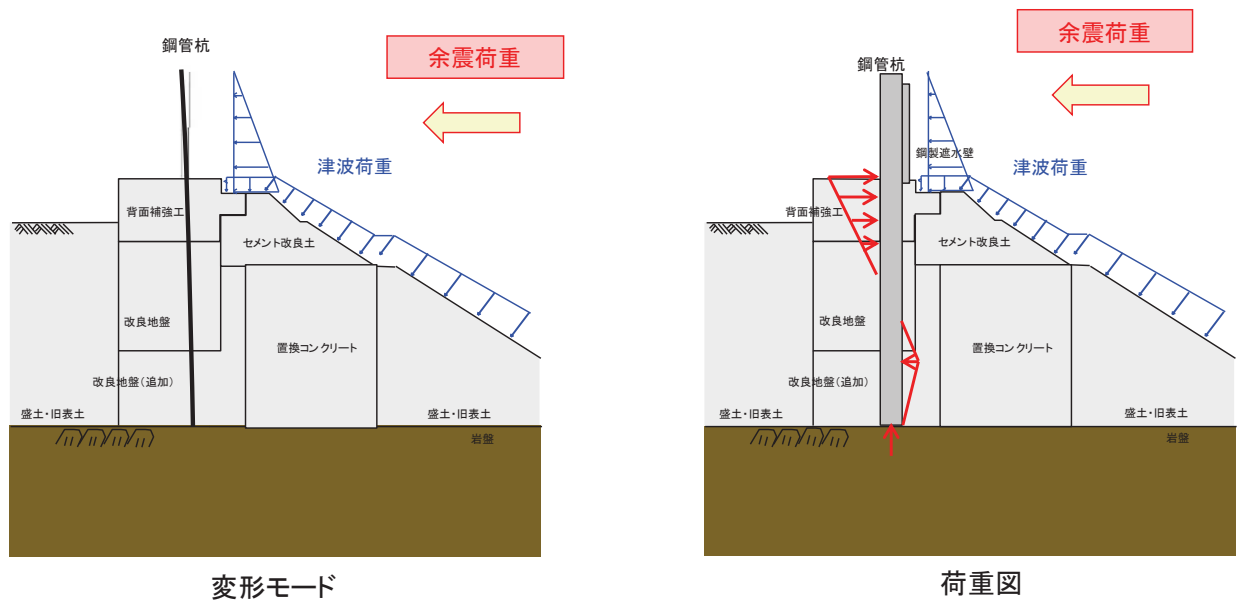


図 2.3-1 鋼管式鉛直壁（一般部）の変形モード及び荷重図（重畳時）

ii. 鋼管式鉛直壁（岩盤部）

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

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

表 2.3-3 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の各部位の役割（重畳時）

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

表 2.3-4 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の地盤の役割（重畳時）

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

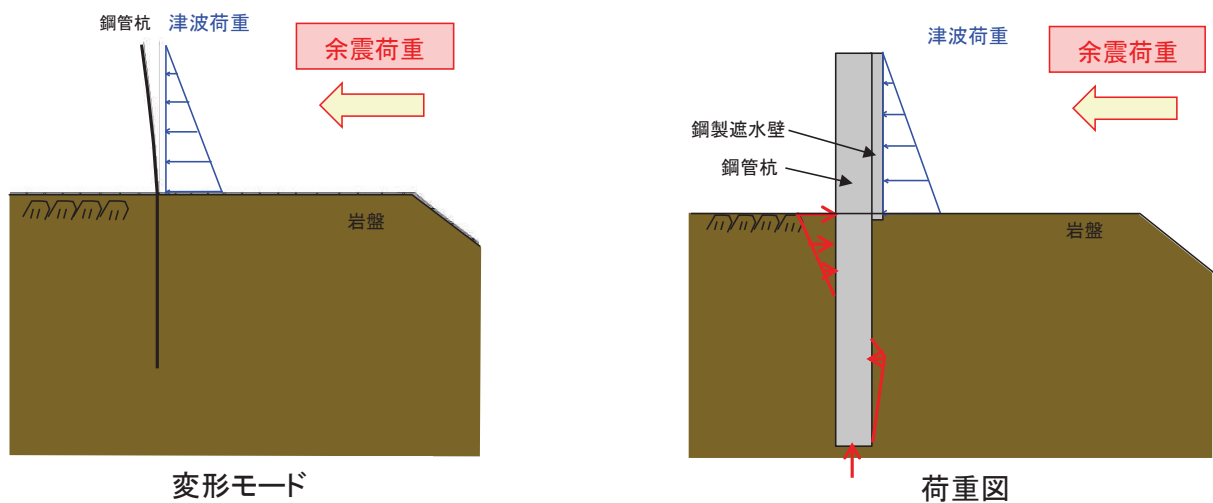


図 2.3-2 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の変形モード及び荷重図（重畳時）

iii. 盛土堤防

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

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

表 2.3-5 盛土堤防の各部位の役割（重畳時）

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

表 2.3-6 盛土堤防の地盤の役割（重畳時）

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

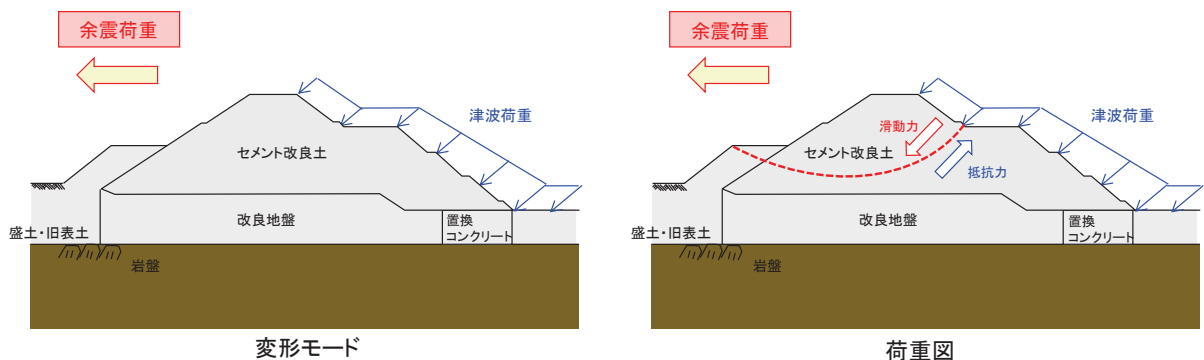


図 2.3-3 盛土堤防の変形モード及び荷重図（重畳時）

3. 損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

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

3.1 サイト特性・制約条件を踏まえた構造の特異性

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

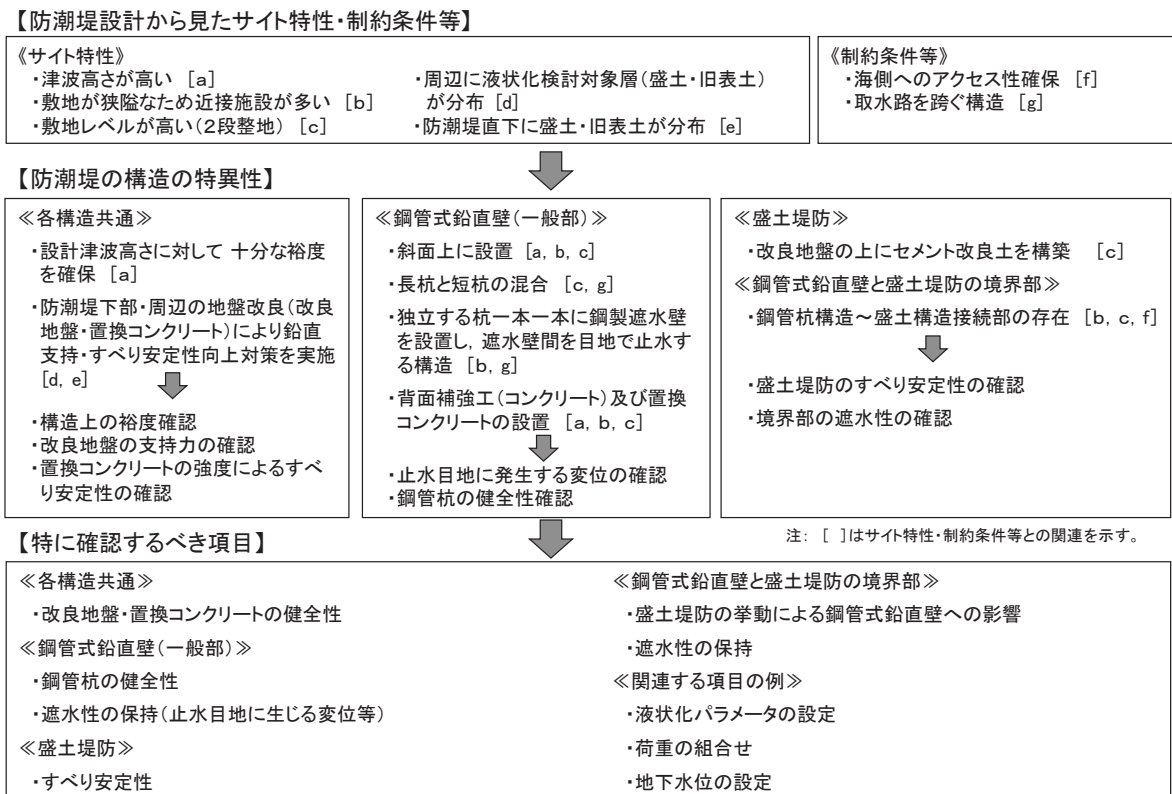


図 3.1-1 防潮堤の各構造の特異性と特に確認すべき項目の整理

3.2 損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

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

i. 津波高さに対する裕度

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

ii. 想定を超える事象に対する配慮

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

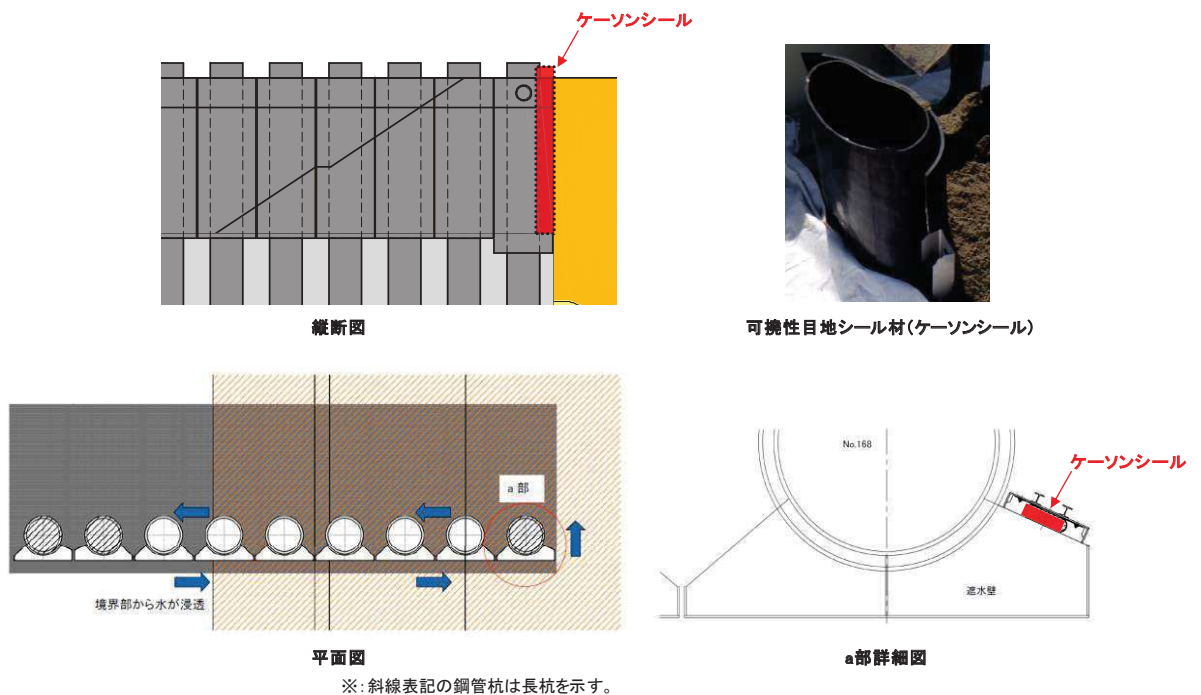


図 3.2-1 鋼管式鉛直壁（一般部）と盛土堤防の境界部に設置する可撓性目地シール材（ケーソンシール）の概要

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

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

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

注記 *1：①地震時，②津波時，なお津波＋余震時はすべての事象を想定。

*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

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

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

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

*2: 照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は(—)。

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

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

注記 *1：①地震時，②津波時，なお津波+余震時はすべての事象を想定。

*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（—）。

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

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

注記 *1：①地震時，②津波時，なお津波＋余震時はすべての事象を想定。

*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

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

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

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

注記 *1：①地震時，②津波時，なお津波＋余震時はすべての事象を想定。

*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

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

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

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

注記 *1：①地震時，②津波時，なお津波＋余震時はすべての事象を想定。

*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

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

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

注記 *1：①地震時，②津波時，なお津波＋余震時はすべての事象を想定。

*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

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

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

注記 *1：①地震時，②津波時，なお津波＋余震時はすべての事象を想定。

*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

表 3.2-3(1) 盛土堤防の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

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

注記 *1：①地震時，②津波時，なお津波＋余震時はすべての事象を想定。

*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

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

表 3.2-3(2) 盛土堤防の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

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

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

*2: 照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は(一)。

表 3.2.4 防潮堤の構造境界部の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

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

注記 *1：①地震時、②津波時、なお津波+余震時はすべての事象を想定。

*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（—）。

4. 止水性に係る検討結果

防潮堤の止水性については、鋼製遮水壁，止水目地，背面補強工で遮水性を担保し，改良地盤，置換コンクリート及びセメント改良土で地盤中からの回り込みによる浸水を防止（難透水性の保持）する。そのうち，地盤中からの回り込みによる浸水防止（難透水性の保持）について，二次元浸透流解析により確認する。解析条件，検討ケース及び透水係数を表 4-1，図 4-1 及び表 4-2 に示す。

表 4-1 止水性確認のための二次元浸透流解析における解析条件概要

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

※：基準津波の周期を参考に保守的に設定

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

図 4-1 止水性確認のための二次元浸透流解析における検討ケース

表 4-2 各ケースにおける透水係数（単位：m/s）

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

検討ケースは、対策工を忠実にモデル化した場合（ケース1）、保守的に改良地盤、置換コンクリート及びセメント改良土の透水係数を全て盛土・旧表土相当と仮定した場合（ケース2）、より保守的な検討として、背面補強工及び改良地盤とセメント改良土及び置換コンクリート間の水みち形成を想定し、セメント改良土及び置換コンクリートの透水係数を非常に大きくし、背面補強工と改良地盤のすぐ海側に一律 0.P.+29.0mの海水が滞水すると仮定した場合（ケース3）とした。

各検討ケースにおける二次元浸透流解析結果（初期状態及び津波 30 分継続後）を図 4-2 に示す。津波来襲より 30 分後の浸透（飽和）範囲は限定的であり、防潮堤敷地側については、初期状態からの水位上昇は見られない。以上のことから、施設及び地盤を含む範囲の二次元浸透流解析により、地盤中からの回り込みによる浸水が防止される（難透水性の保持）ことを確認した。

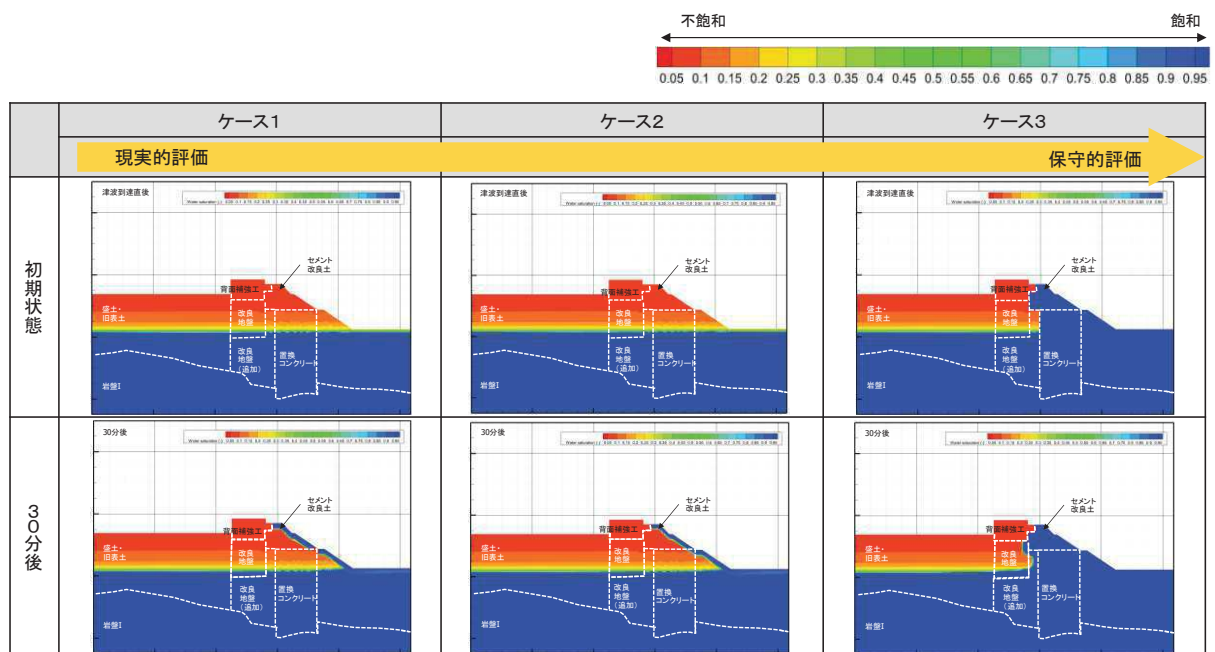


図 4-2 二次元浸透流解析結果（飽和度）

5. 施工実績（一般産業施設における類似構造の設計・施工例）

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

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

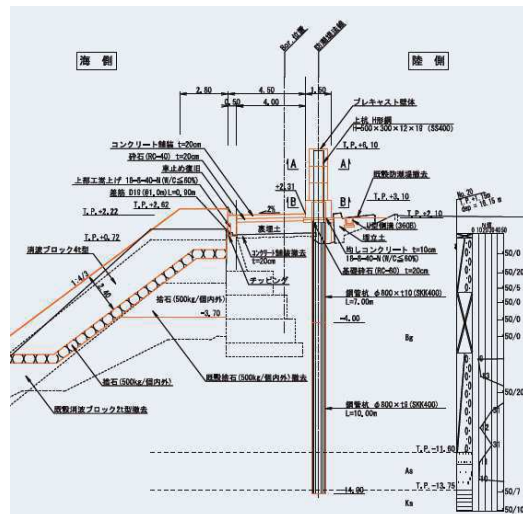
表 5-1 女川の防潮堤の特徴と類似する一般産業施設の設計・施工例

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

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

(1) 事例① 釜石港海岸大平地区災害復旧工事

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



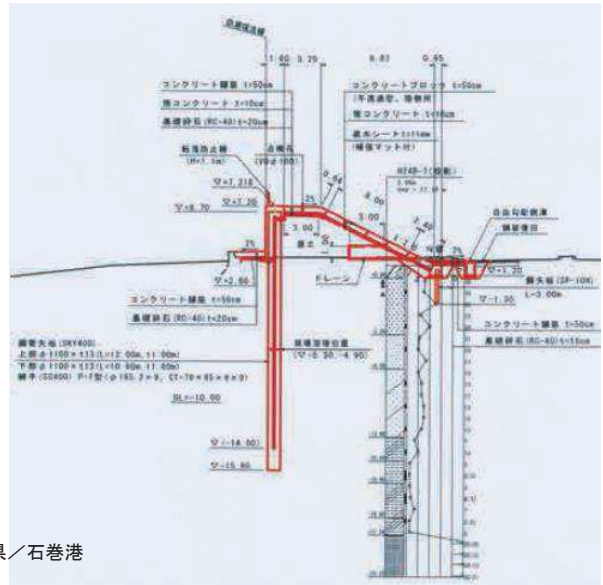
出典：鋼管杭・鋼矢板技術協会 未来フロント NO.83(H27.3) 岩手県／釜石港
http://www.jaspp.com/shiryoutomorrow/pdf/fut_no83.pdf

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

図 5-1 釜石港海岸大平地区災害復旧工事における施工事例

(2) 事例② 石巻港東浜海岸防潮堤災害復旧工事

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



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

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

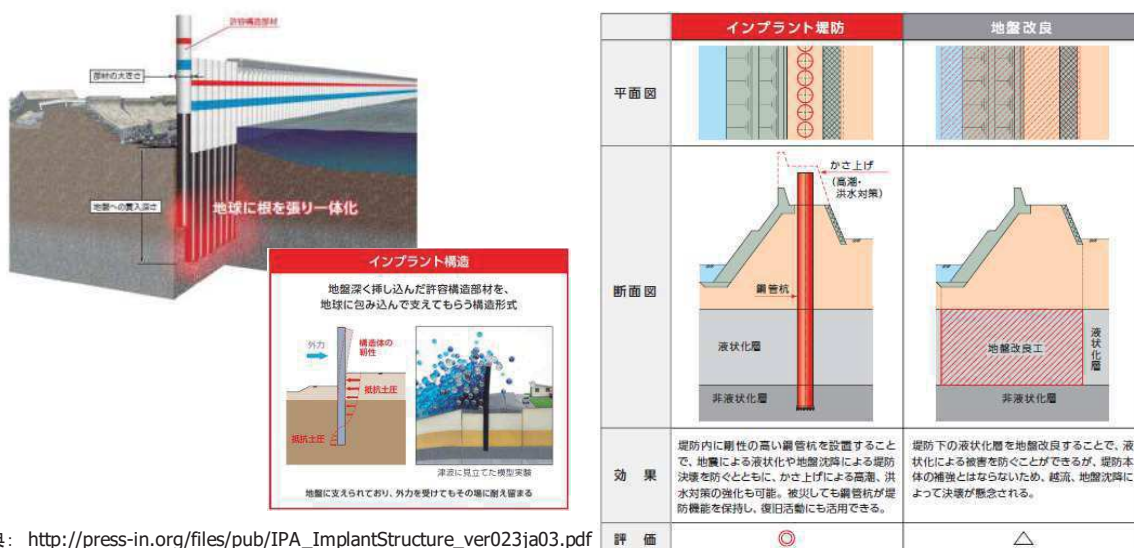
図 5-2 石巻港東浜海岸防潮堤災害復旧工事における施工事例

(3) 事例③ インプラント堤防

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

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

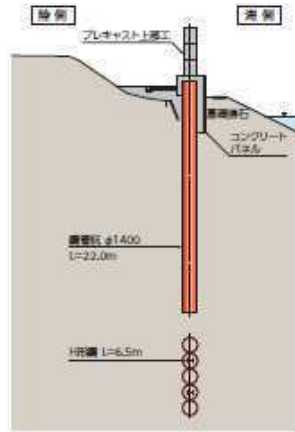
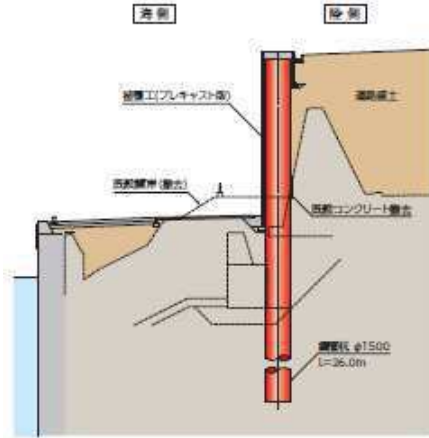
株式会社技研製作所が開発したインプラント工法を用いた堤防は、鋼管杭連続壁による堤防であり施工実績が多い。インプラント堤防の施工事例を図 5-4 に示す。



出典: http://press-in.org/files/pub/IPA_ImplantStructure_ver023ja03.pdf

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

図 5-3 インプラント堤防の概要



福島第一原子力発電所海側遮水壁 / 東京電力

両石漁港海岸災害復旧工事 (岩手県金石市)
/ 岩手県 沿岸広域振興局

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

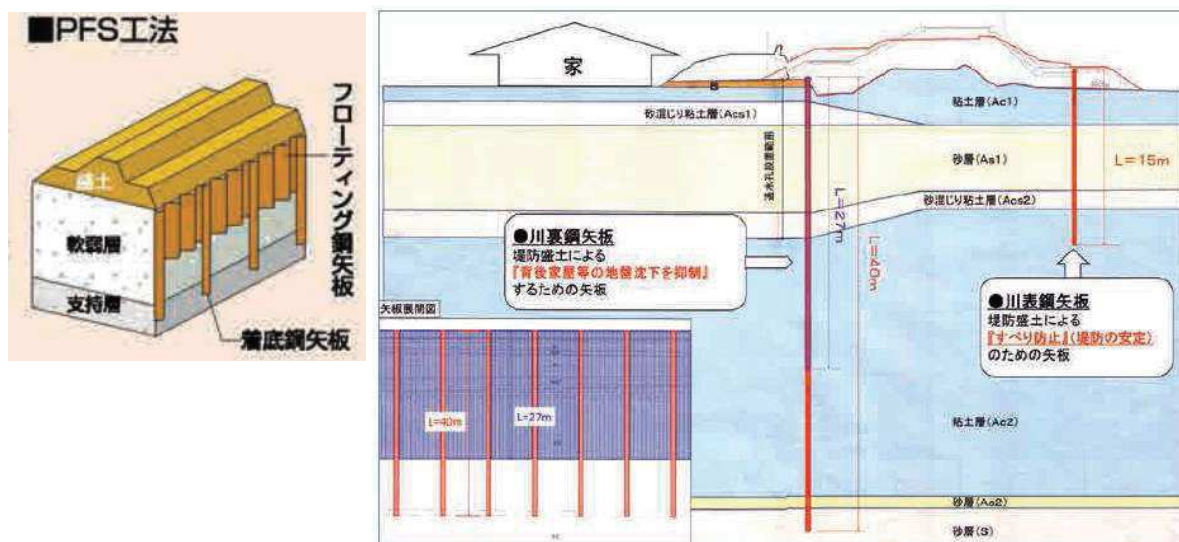
出典: 株式会社技研製作所 : www.giken.com
東京電力株式会社 : http://www.tepco.co.jp/nu/fukushima-np/handouts/2015/images/handouts_151026_06-j.pdf

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

図 5-4 インプラント堤防の施工事例

(4) 事例④ 熊本県緑川海路口下流地区築堤工事

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



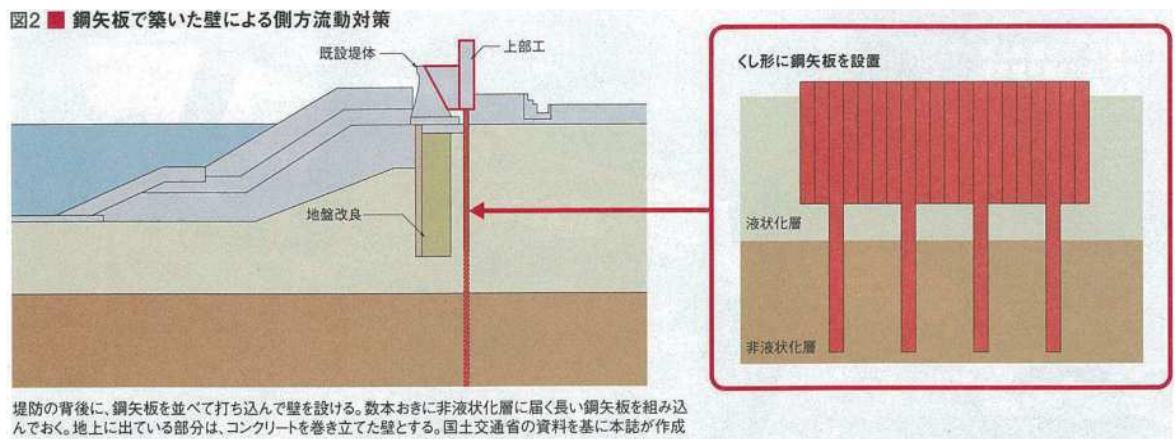
出典： 鋼管杭・鋼矢板技術協会 未来フロント NO.83(H27.3) 緑川海路口下流地区築堤工事
http://www.jaspp.com/shiryou/tomorrow/pdf/fut_no83.pdf

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

図 5-5 熊本県緑川海路口下流地区築堤工事における施工事例

(5) 事例⑤ 大分臨海工業地帯 沿岸の液状化対策事例

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



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

図 5-6 大分臨海工業地帯におけるくし形鋼矢板の施工事例

6. 改良地盤の追加施工の成立性について

6.1 改良地盤の追加施工に関する検討フロー

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

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

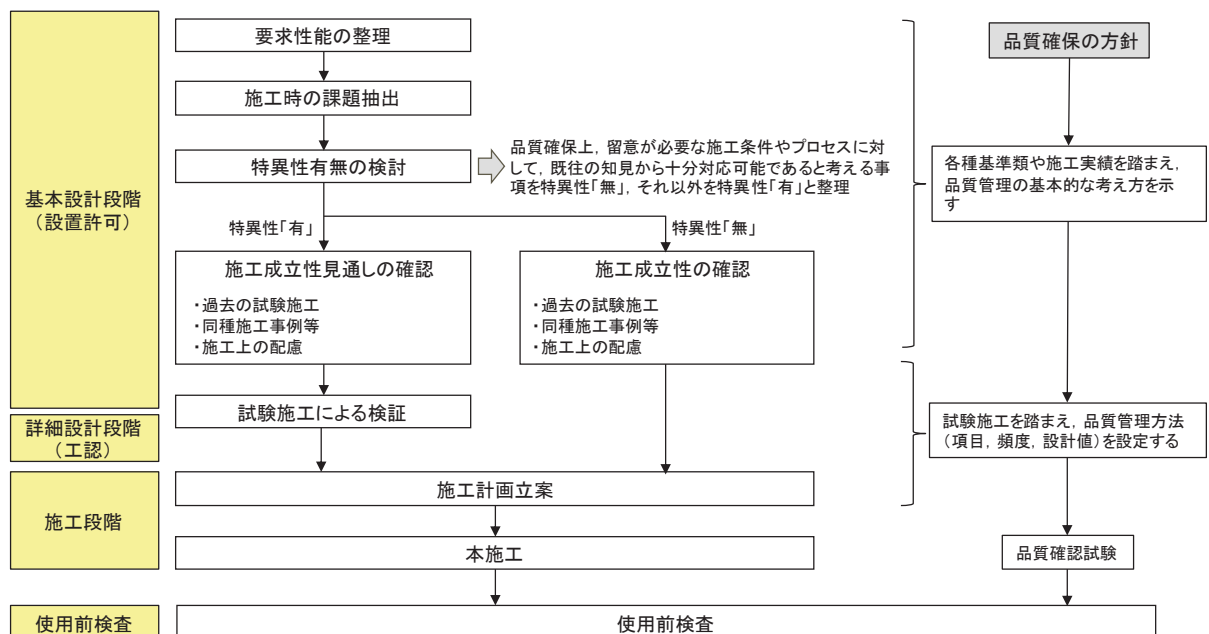


図 6.1-1 改良地盤の追加施工に関する検討フロー

6.2 改良地盤の要求機能の整理

改良地盤の役割及び要求される品質を表 6.2-1 に示す。

表 6.2-1 改良地盤の役割及び要求される品質

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

6.3 施工時の課題抽出

(1) 施工における課題抽出と特異性有無の検討

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

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

表 6.3-1 改良地盤の追加施工における課題及び特異性の整理

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

(2) 特異性の検討を踏まえた対応方針

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

表 6.3-2 特異性の検討を踏まえた対応方針

分類	設置許可段階	工認段階
特異性「有」	施工事例等による成立性見通しの確認 7.4.1 女川防潮堤における施工実績 7.4.2 過去の試験施工 7.4.3 一般産業施設の施工事例 7.4.4 施工方法の立案	試験施工による検証 7.5.1 試験施工の概要 7.5.2 試験施工のための予備試験結果
	改良深度	・試験施工時に、設計改良径を満足し良好に改良されていることを、ボーリングコア等により確認し、施工計画に反映
	既設改良地盤との一体性	・試験施工時に、先に施工した表層改良部との境界面の性状を確認し、施工計画に反映
特異性「無」	施工事例等による成立性見通しの確認 7.4.1 女川防潮堤における施工実績 7.4.2 過去の試験施工 7.4.3 一般産業施設の施工事例 7.4.4 施工方法の立案	
	盛土への適用性	特異性「無」の項目については、設置許可時に施工事例等で成立性を確認する
	構造物直下	
	周辺施設への悪影響	

6.4 女川防潮堤における施工実績

(1) 施工手順

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

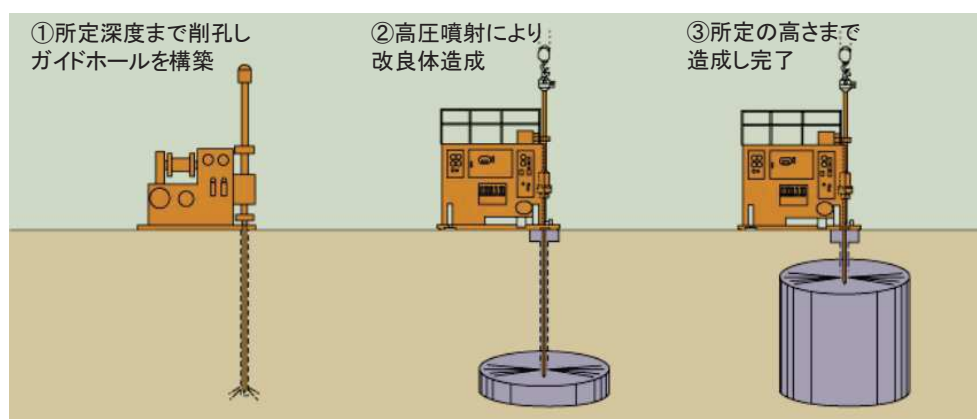
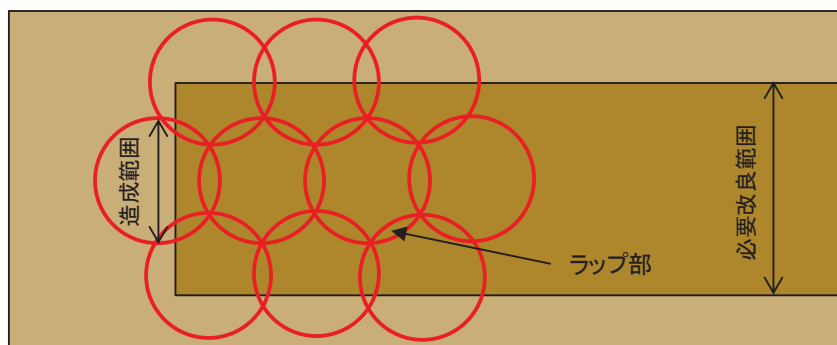
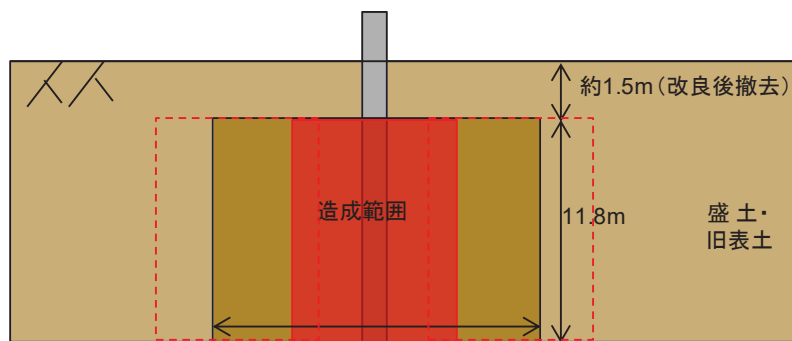


図 6.4-1 高圧噴射攪拌工法による地盤改良手順



平面図



断面図

図 6.4-2 地盤改良体の造成イメージ

(2) 施工状況

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

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

表 6.4-1 既設地盤改良（高圧噴射攪拌工法）の概要

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



図 6.4-3 施工状況写真

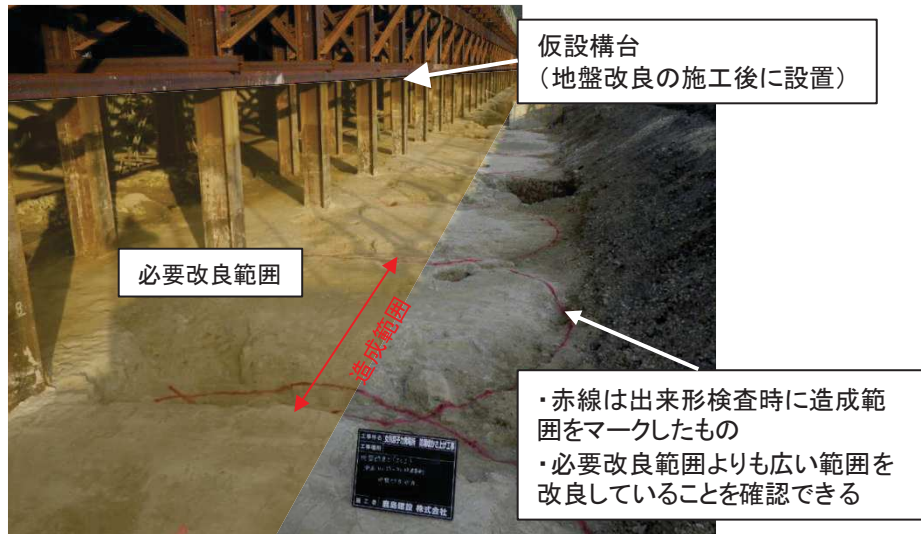


図 6. 4-4 地盤改良後の状況写真

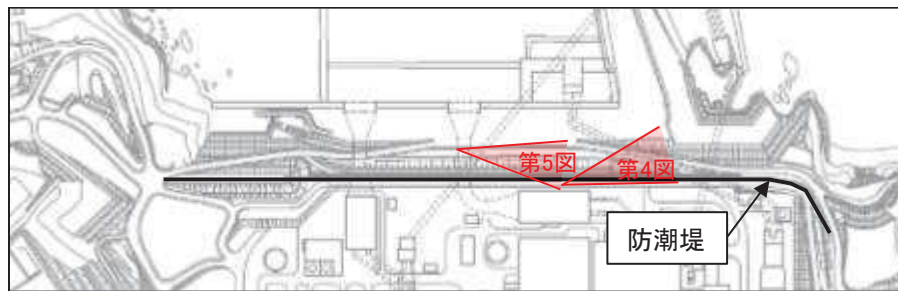


図 6. 4-5 写真の撮影方向

(3) 品質確認試験結果

既設改良地盤について、要求品質（剛性）を確保するため、品質確認試験としてPS 検層を実施した。試験のための供試体は、図 6. 4-6 に示すように、改良体中心から離れた位置（0.3D）にて採取した。

PS 検層による品質確認試験結果を図 6. 4-7 に示す。せん断波速度 V_s はおおむね目標値以上であり、岩砕主体の盛土においても良好に改良されていることを確認した。

また、品質管理の参考として一軸圧縮強度試験についても実施したことから、その結果を図 6. 4-8 に示す。

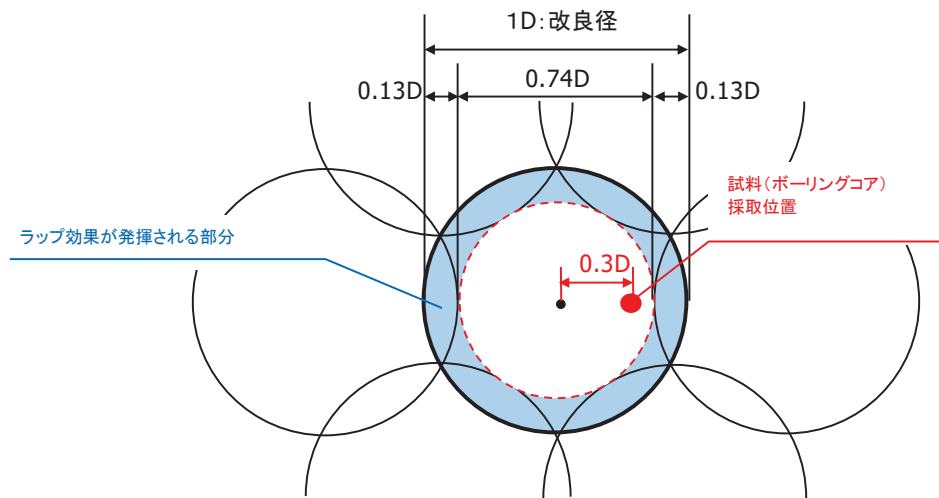


図 6.4-6 試験及びボーリングコア採取位置

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

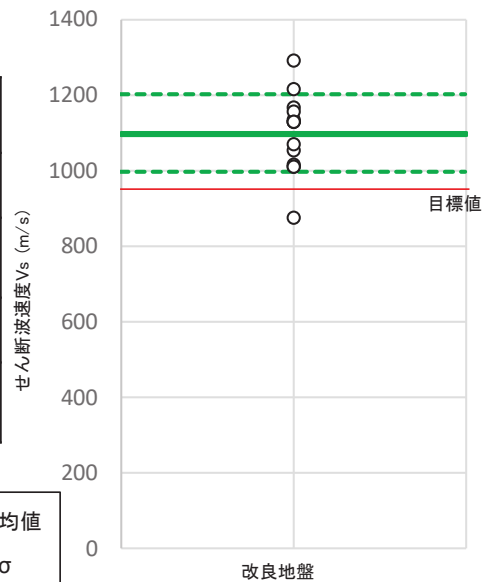


図 6.4-7 既設地盤改良における品質確認結果 (PS 検層)

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

※:せん断波速度を目標値以上とするための、一軸圧縮強度の目安値。

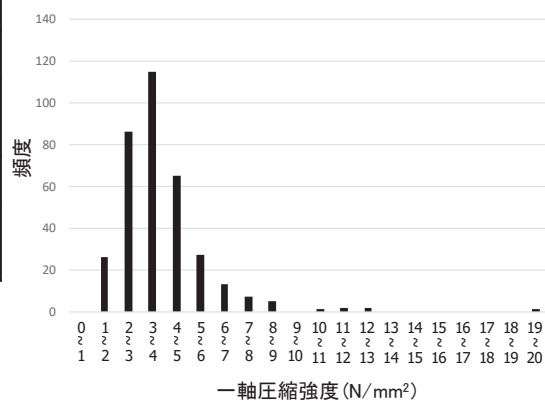


図 6.4-8 既設改良地盤における一軸圧縮強度試験結果 (参考値)

(4) ボーリングコア写真

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

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

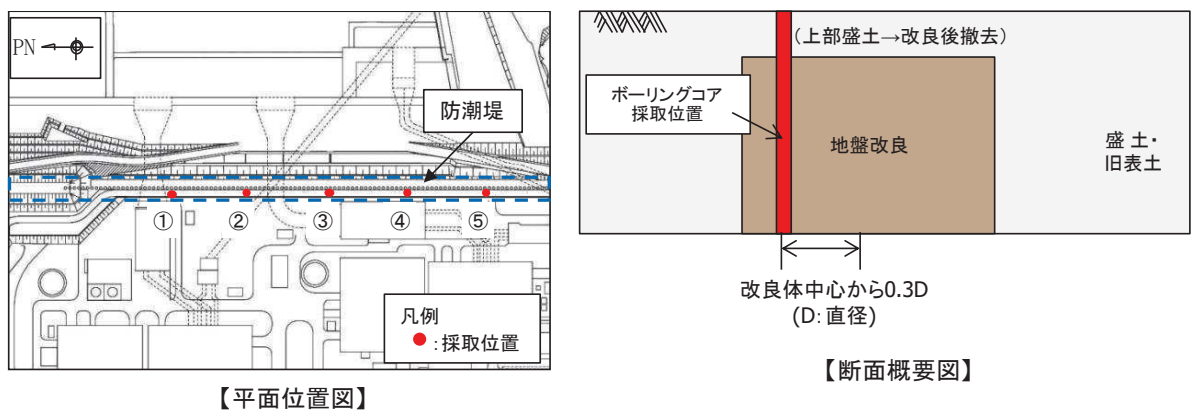


図 6.4-9 ボーリングコア写真位置



図 6.4-10 ボーリングコア写真 (①孔)



図 6.4-11 ボーリングコア写真 (②孔)



図 6.4-12 ボーリングコア写真 (③孔)



図 6.4-13 ボーリングコア写真 (④孔)



図 6.4-14 ボーリングコア写真 (⑤孔)

(5) 過去の試験施工（目的及び改良地盤の追加施工との関連性）

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

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

試験施工の主な目的を以下に示す。

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

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

以降，過去に実施した試験施工（平成 20 年実施）の概要を示す。

a. 地盤改良による埋設物への影響

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

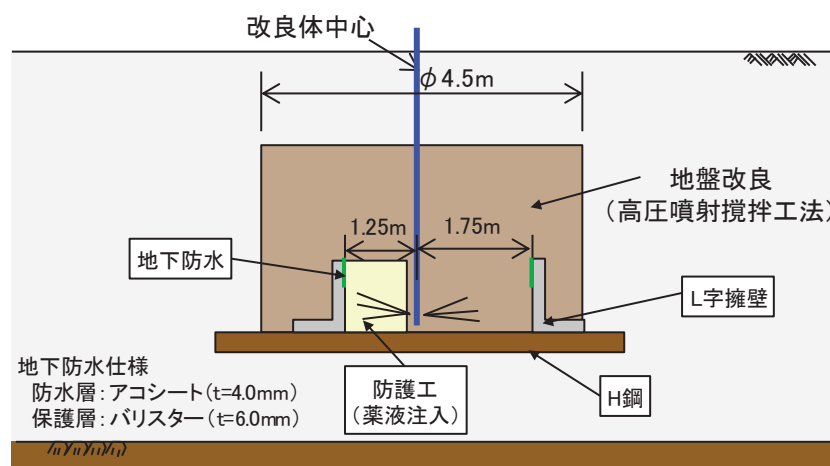


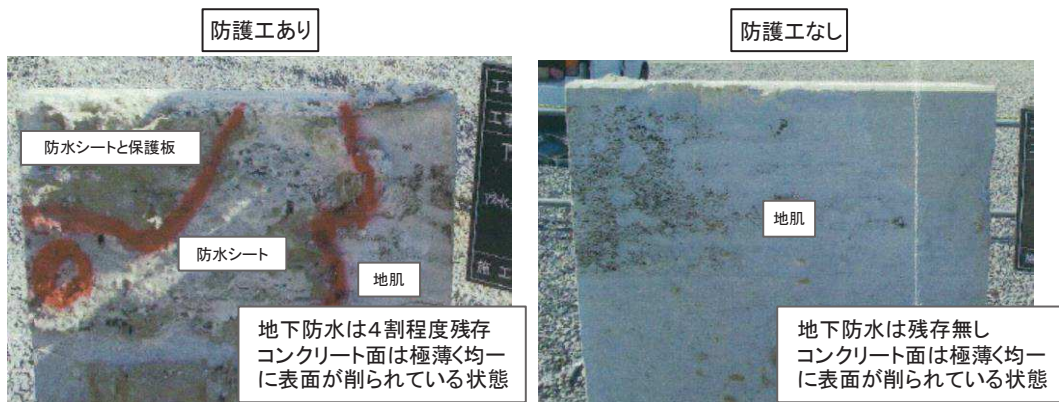
図 6.4-15 試験施工の概要（構造物への近接施工）



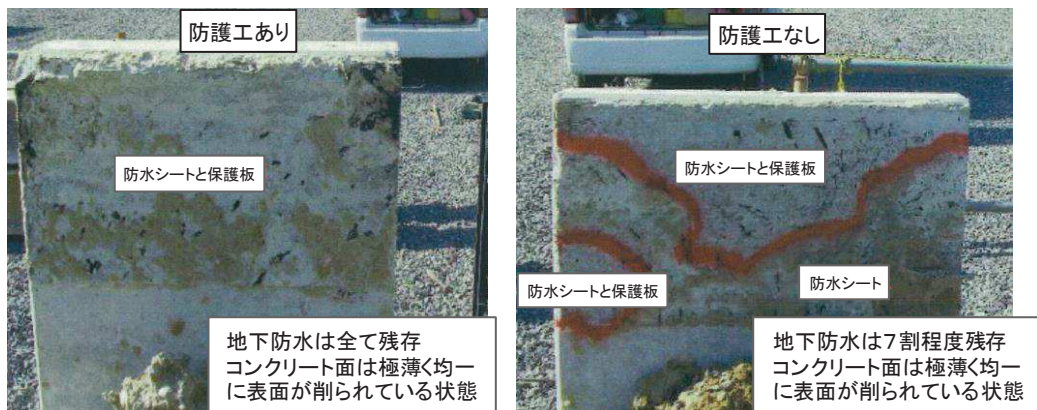
図 6.4-16 L字擁壁設置状況

地盤改良後の地下防水及びL字擁壁状況を図 6.4-17 に示す。

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



改良体中心～L字擁壁: 1.25m



改良体中心～L字擁壁: 1.75m

図 6.4-17 地盤改良後の地下防水及びL字擁壁状況

b. 過去の試験施工による岩盤との境界面

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

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

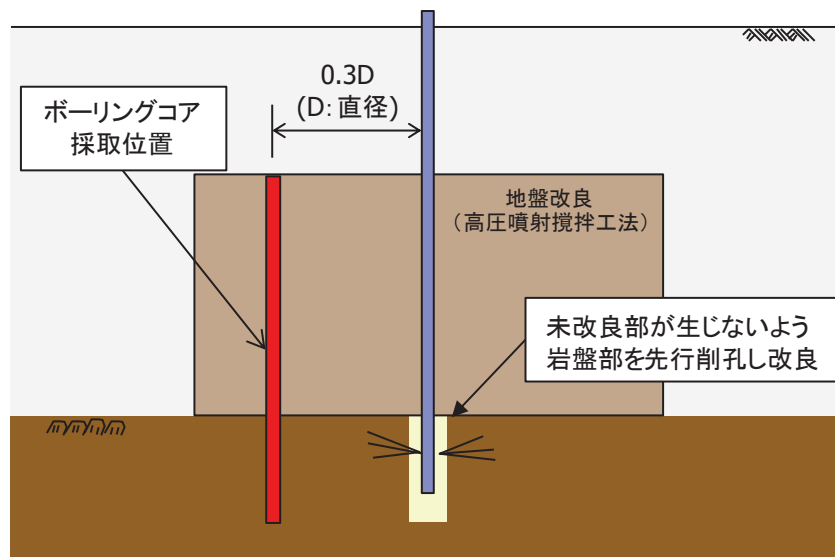


図 6.4-18 岩盤との境界面の施工イメージ

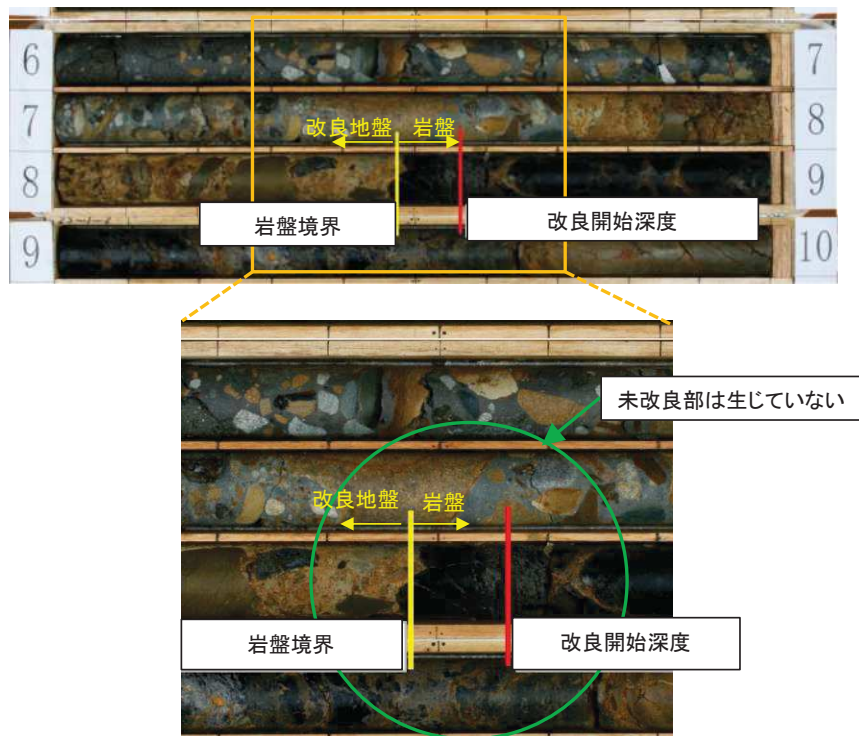


図 6.4-19 改良後のボーリングコア写真

(6) 一般産業施設の施工事例

a. 東京外環自動車道ジャンクション工事

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

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

表 6.4-2 施工概要

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

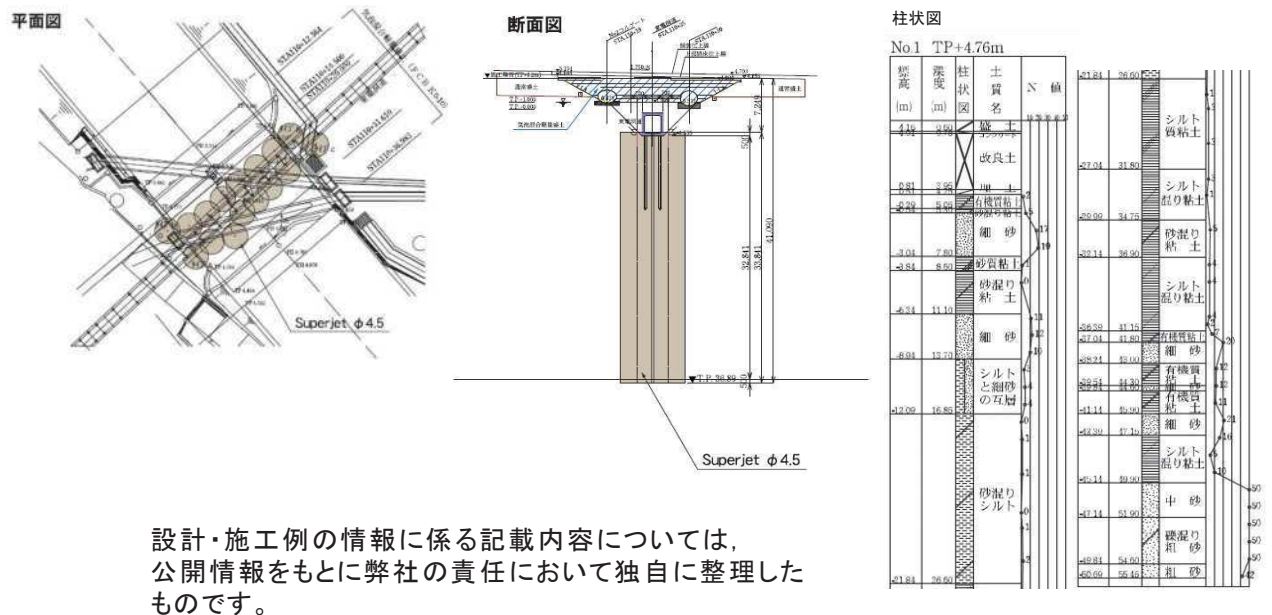


図 6.4-20 施工概要図

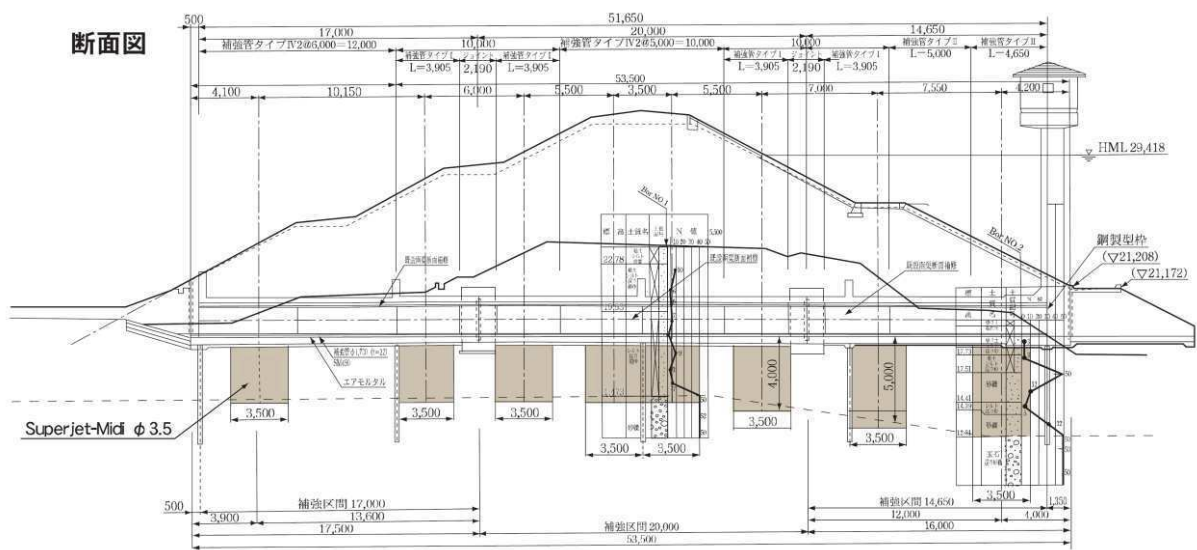
b. 江の川川越排水樋門改築工事における施工事例

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

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

表 6.4-3 施工概要

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



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

図 6.4-21 施工概要図

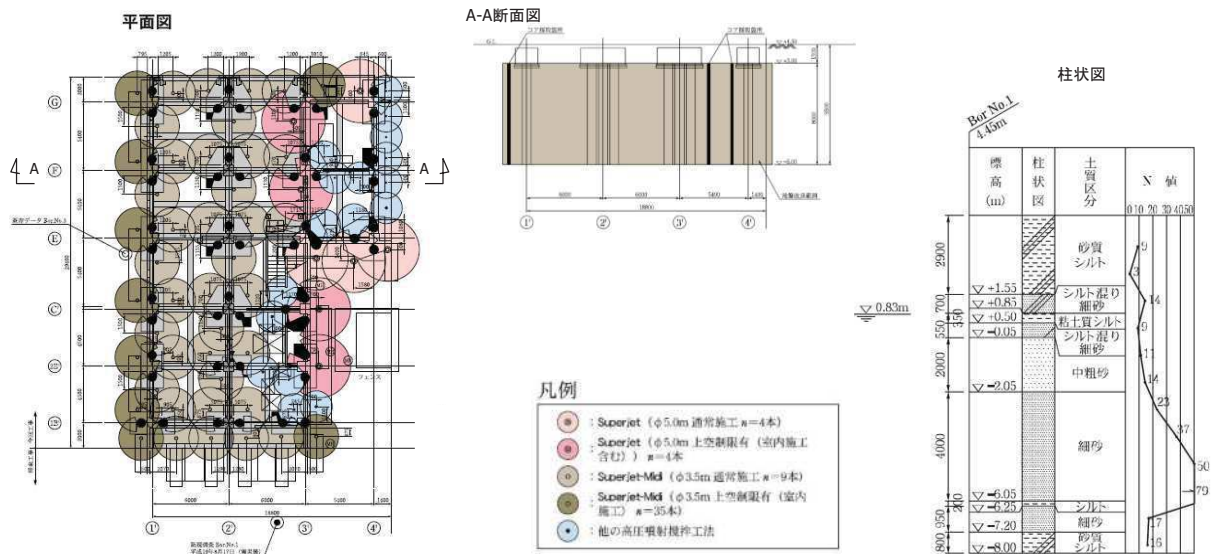
c. 柏崎市自然環境浄化センターにおける施工事例

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

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

表 6.4-4 施工概要

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



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

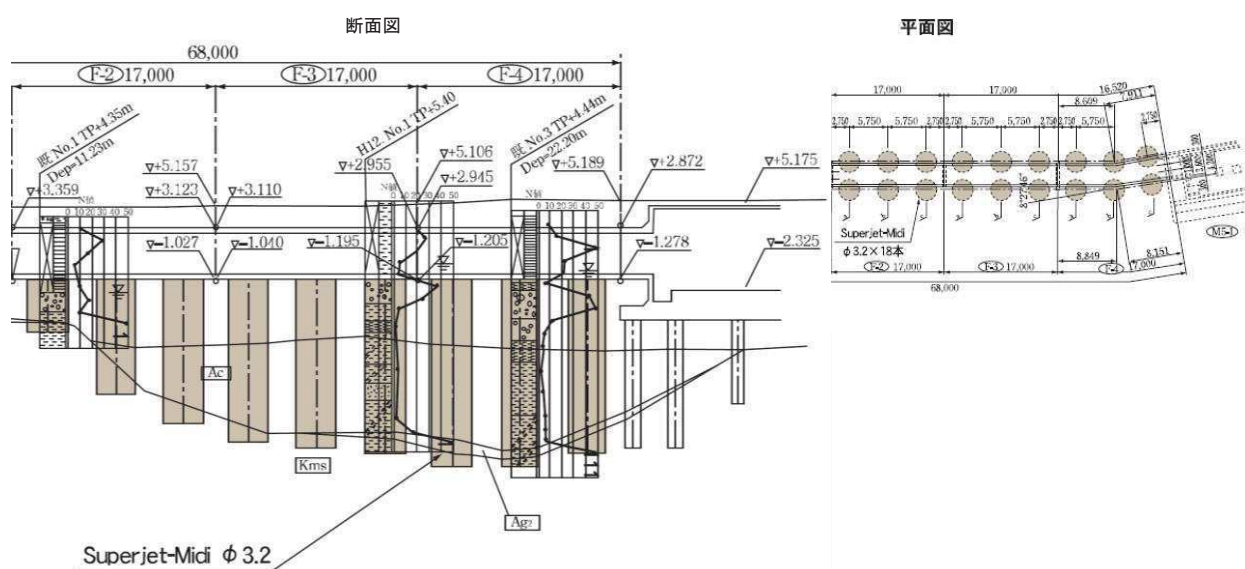
図 6.4-22 施工概要図

d. 栄本町線共同溝地盤改良工事における施工事例

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

表 6.4-5 施工概要

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



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

図 6.4-23 施工概要図

e. 江戸川幹線補修工事における施工事例

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

表 6.4-6 施工概要

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

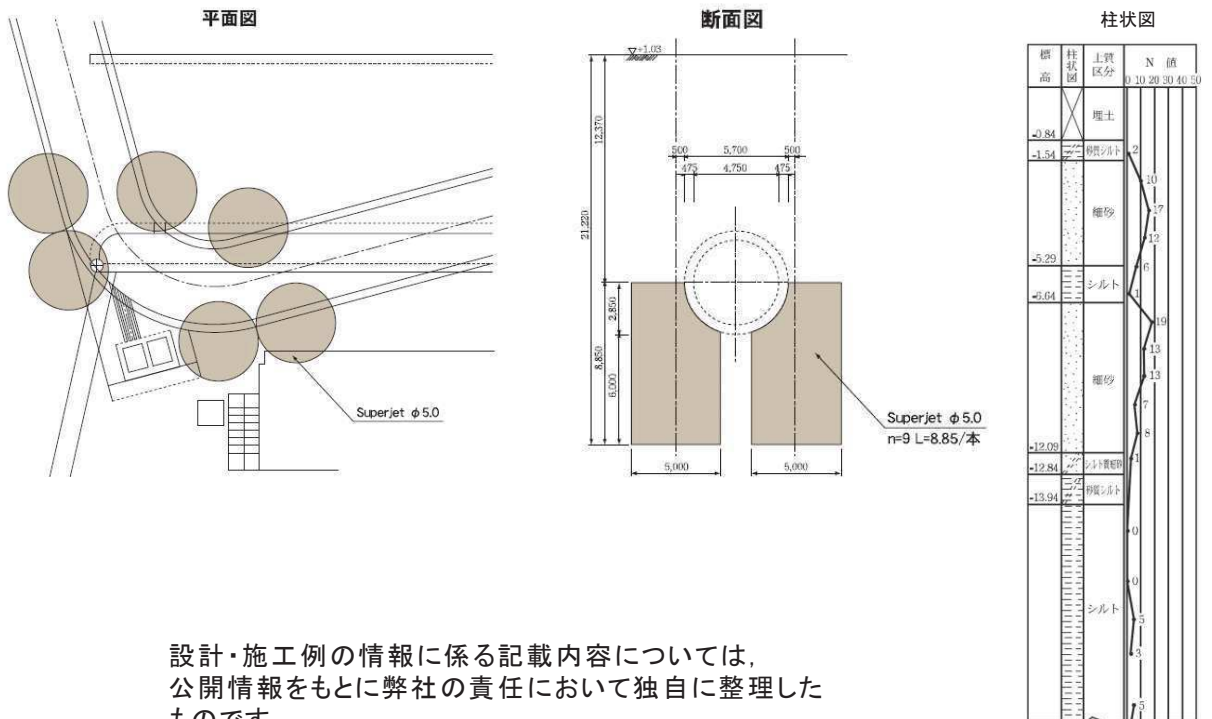


図 6.4-24 施工概要図

f. 宮本遮集幹線管渠築造工事における施工事例

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

表 6.4-7 施工概要

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

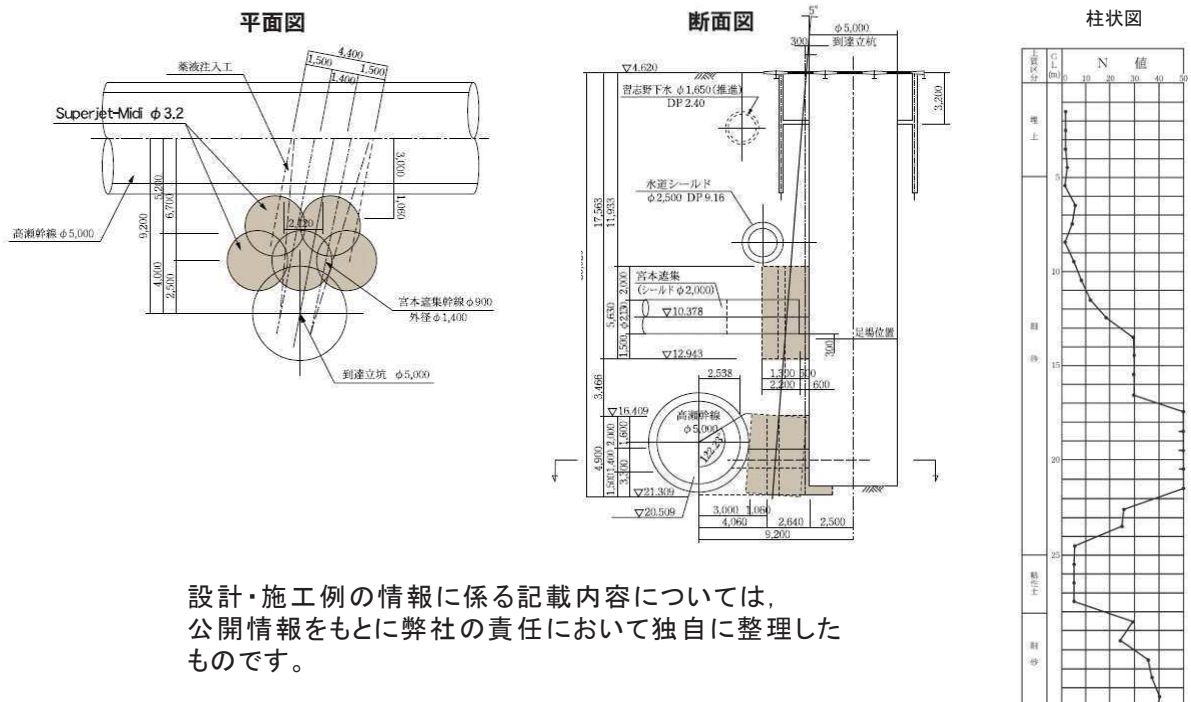


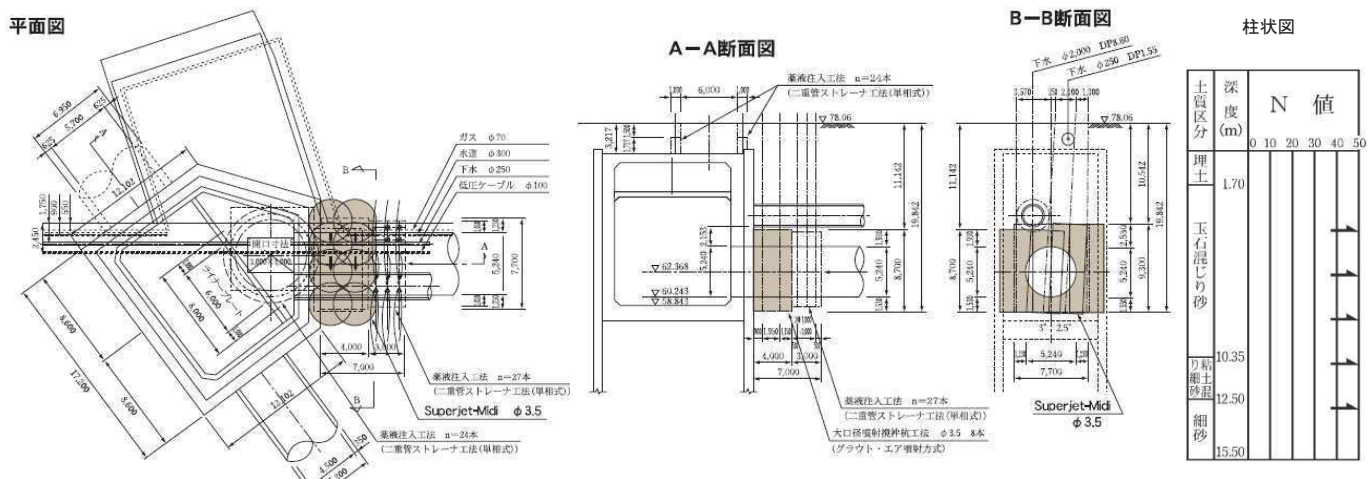
図 6.4-25 施工概要図

g. 北多摩二号幹線工事における施工事例

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

表 6.4-8 施工概要

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



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

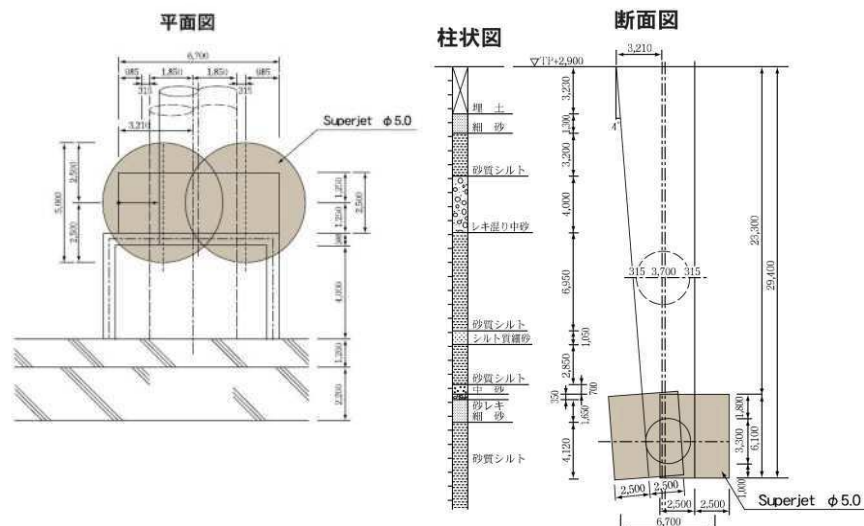
図 6.4-26 施工概要図

h. 蔵前幹線工事における施工事例

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

表 6.4-9 施工概要

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



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

図 6.4-27 施工概要図

(7) 施工方法の立案

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

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

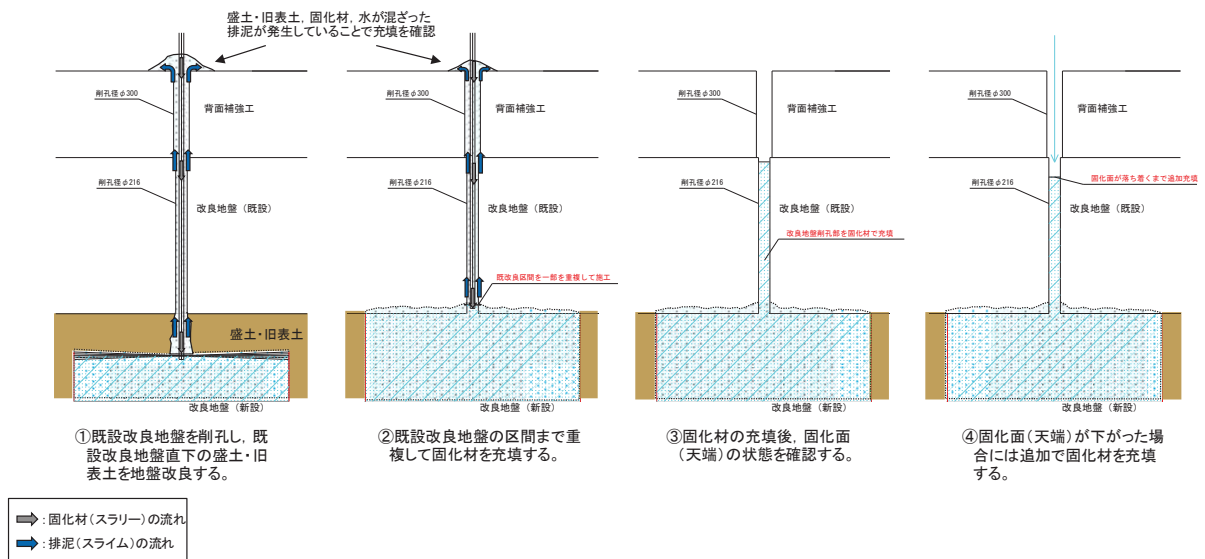


図 6.4-28 既設改良地盤と新設改良地盤の境界部の施工ステップ図（イメージ）

(8) 試験施工の概要

a. 試験施工の概要

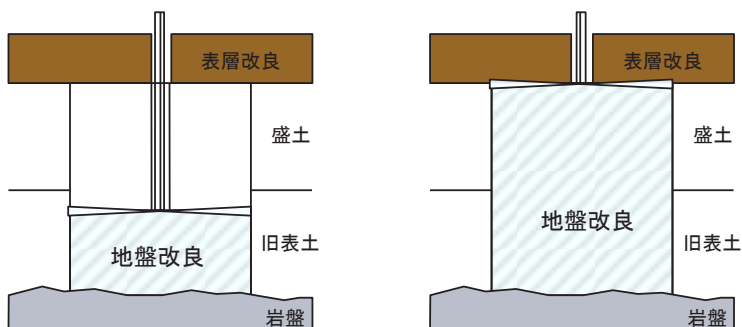
工認段階において、施工仕様（配合，引上げ速度）の妥当性確認を目的として，試験施工を実施する。また深い位置での施工成立性，先に施工した表層改良と新設改良地盤との境界部の性状についても確認を行う。

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

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



試験施工箇所



予め表層改良を行い，その後表層改良部直下まで地盤改良を実施する。

図 6.4-29 試験施工イメージ

表 6.4-10 試験施工の仕様及び確認項目

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

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

b. 試験施工のための予備試験結果

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

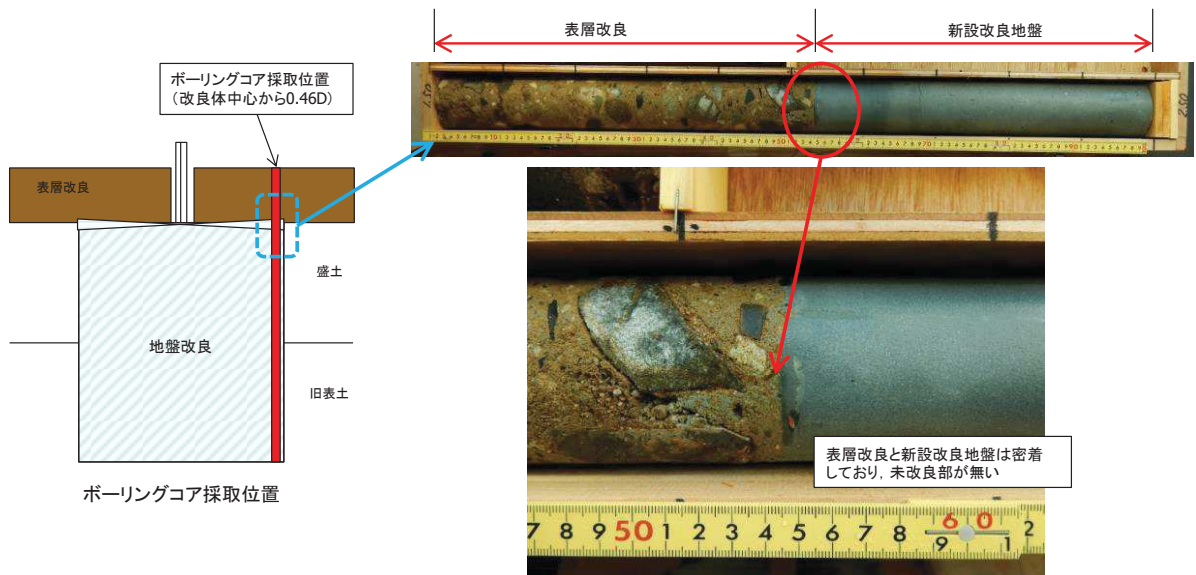


図 6.4-30 表層改良と新設改良地盤との境界面のコア写真

5. まとめ

設置許可段階における施工成立性の確認結果について表 6.4-11 に示す。

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

表 6.4-11 施工成立性確認結果まとめ

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

7. セメント改良土の耐侵食性・耐洗掘性について

7.1. セメント改良土の耐侵食性・耐洗掘性について

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

(1) 模型実験によるコーン指数を指標とした耐侵食性確認

「本田隆英，織田幸伸，伊藤一教，石井裕泰，高島知行：貧配合セメント混合土を用いた海岸堤防の粘り強さに関する実験的研究，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol.70，No.2，I981_I985，2014」によると，図 7.1-1 に示すとおり，セメント混合土は，強度がある一定 ($q_c=4.0\text{MPa}$) 以上となると，越流による侵食が見られないことが分かる。

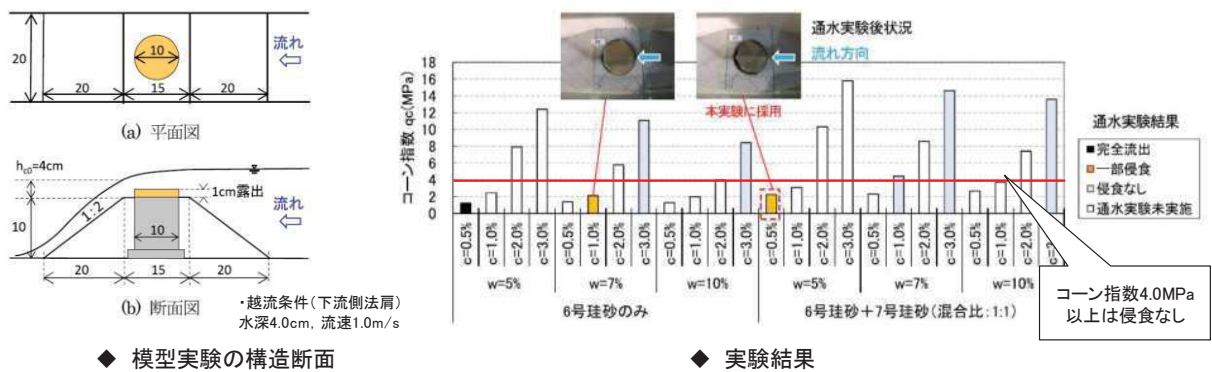


図 7.1-1 コーン指数を指標とした耐侵食性確認

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

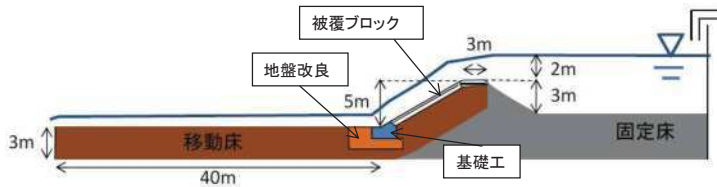
(2) 海岸堤防を模擬した大規模実験

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

■ 実験概要 (模型縮尺1/2)

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

(備考)
セメント改良土の引張破壊応力5.9N/cm²

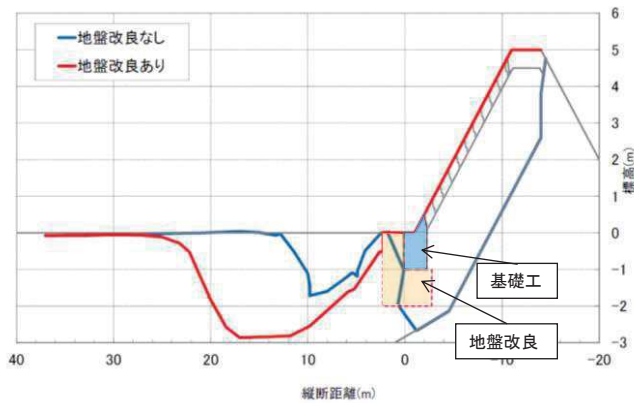


◆ 模型実験の構造断面



◆ 実験水路写真

図 7.1-2 海岸堤防を模擬した大規模実験概要



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



◆ ケース5-1-2m(地盤改良なし)の試験終了後状況



◆ ケース5-2-2m(地盤改良あり)の試験終了後状況

図 7.1-3 海岸堤防を模擬した大規模実験結果

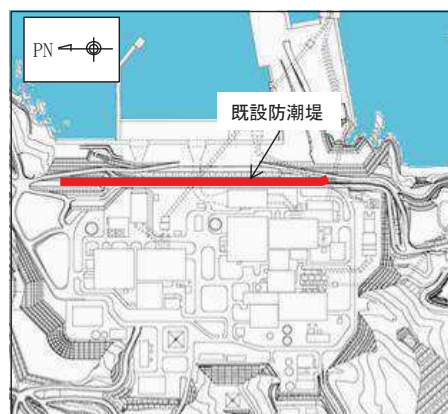
実験で使用したセメント改良土の引張破壊応力 5.9N/cm² に対し、女川防潮堤のセメント改良土は引張強度 35N/cm² 以上であることから、洗掘に対して耐性を持つと考えられる。

7.2 盛土堤防におけるセメント改良土の既設部と新設部の取扱いについて

(1) 既設防潮堤 (O.P. +17m) の概要

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

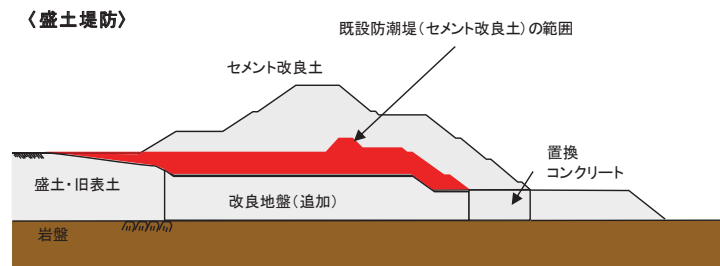
なお、O.P. +29.0m の盛土堤防築堤時には、舗装等の支障物を取り除いた上で、セメントペーストによる打継処理を実施している。



既設防潮堤平面配置図



既設防潮堤完成状況 (平成24年4月26日)



〈鋼管式鉛直壁 (一般部)〉 (Steel pipe vertical wall (general part))

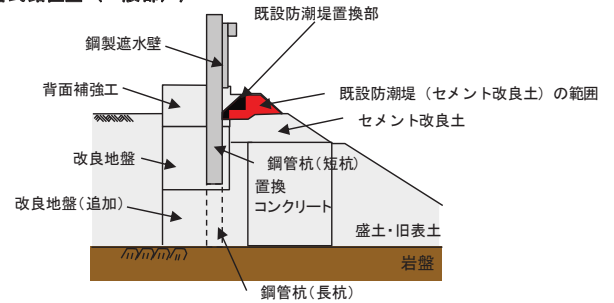


図 7.2-1 既設防潮堤の概要

(2) セメント改良土の既設部と新設部の物性

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

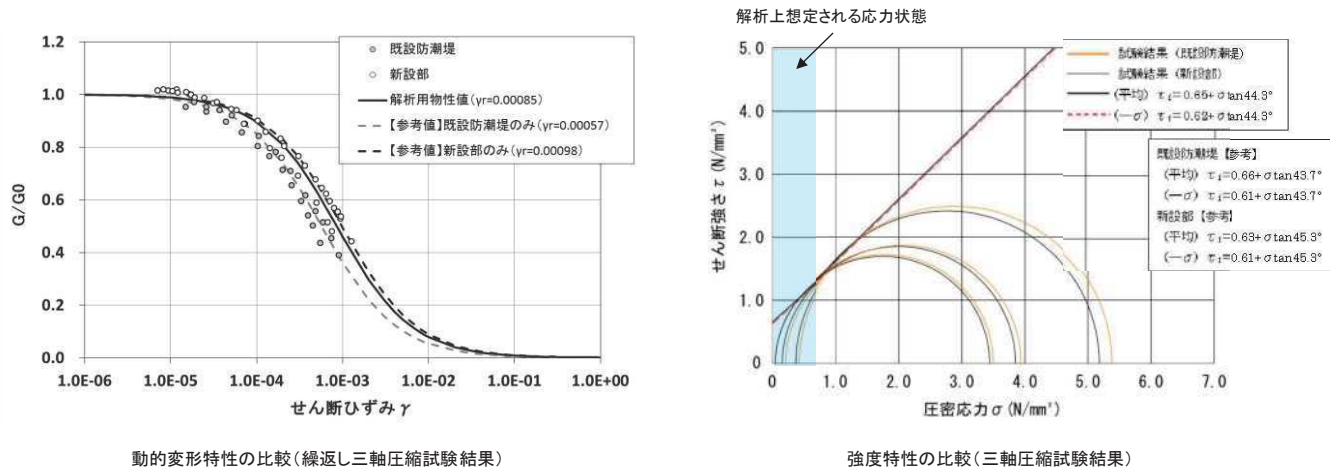


図 7.2-2 既設防潮堤と新設部のセメント改良土の物性調査結果

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

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

8. 防潮堤を横断する構造物の取扱いについて

8.1 防潮堤を横断する構造物

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

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

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

表 8.1-1 防潮堤を横断する構造物一覧

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

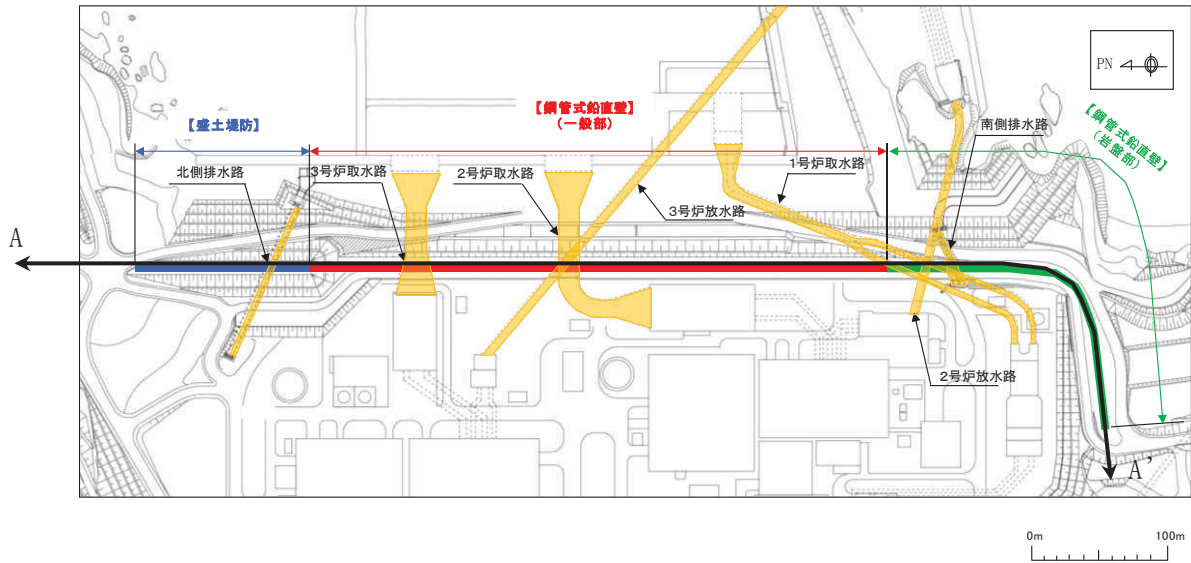


図 8.1-1 平面図

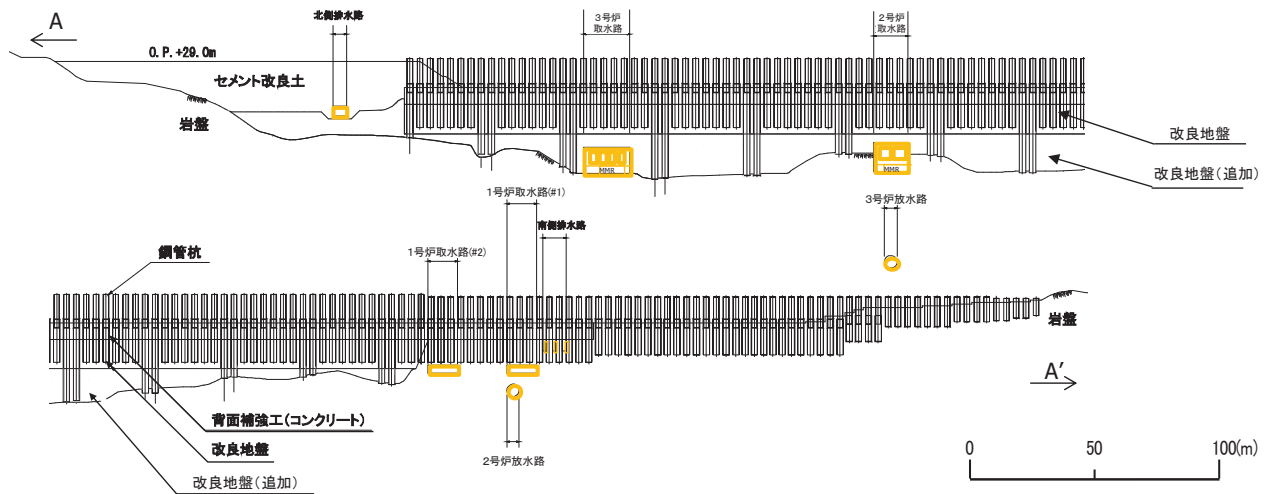


図 8.1-2 断面図 (A-A')

8.2 各構造物の地震に対する評価

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

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

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

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

表 8.2-1 防潮堤を横断する構造物の地震に対する評価一覧

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

8.3 各構造物の保守管理

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

表 8.3-1 防潮堤を横断する構造物の点検内容（例）

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

8.4 北側排水路の取扱い

(1) 北側排水路の構造

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

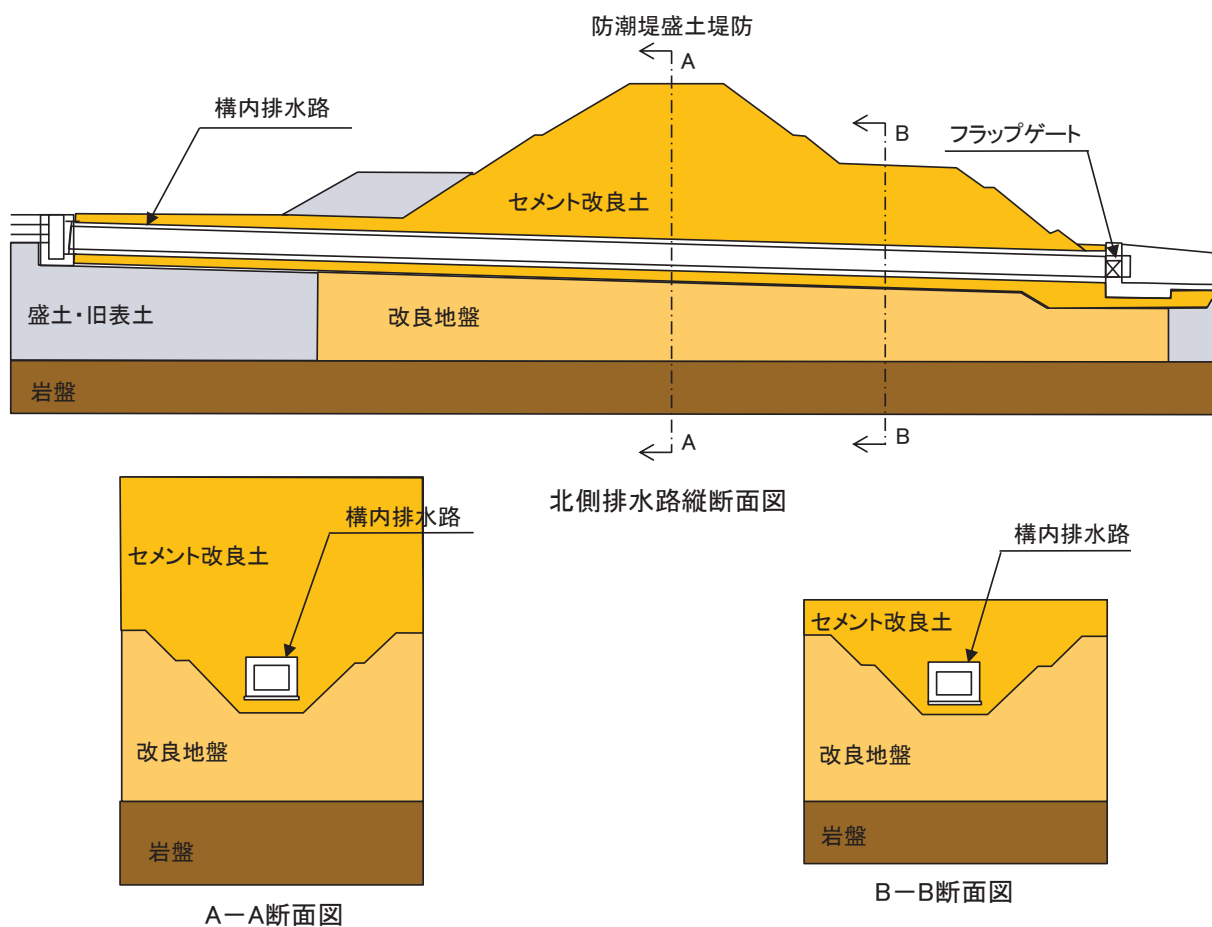


図 8.4-1 北側排水路概要図

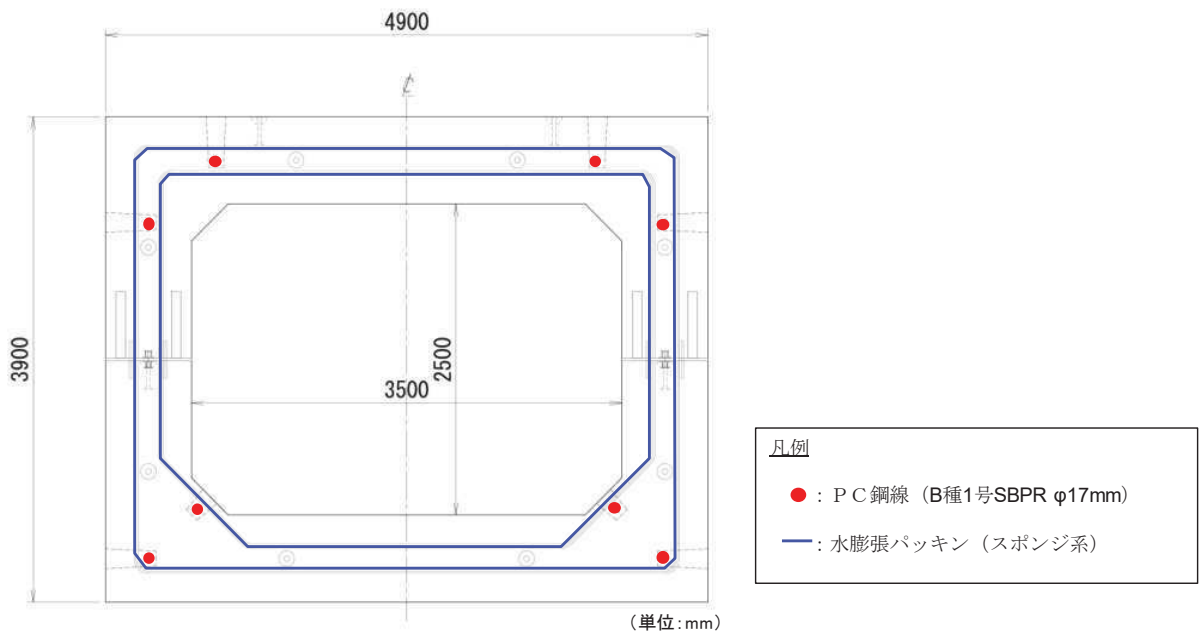


図 8.4-2 北側排水路標準断面図

(2) 北側排水路の漏水対策に係る参考文献

a. 河川堤防の構造検討の手引き(改訂版) 財団法人国土技術研究センター

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

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

図 8.4-3 連壁工法の概要

b. 柔構造物樋門設計の手引き 財団法人国土技術研究センター

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

7.6.5.2 プレストレストコンクリート構造

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

【解説】

函軸方向に緊張力を導入する目的としては、次のような場合がある。

① 弾性継手材を圧縮して、函軸弾性を得るために継手部に導入する緊張力

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

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



プレキャスト PC 函体（北海道開発局）



プレキャスト PC 函体（九州地方建設局）

図 8.4-4 プレキャストブロック工法の概要

9. 女川防潮堤の特徴と他サイト防潮堤との比較

9.1 比較の観点

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

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

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

9.2 構造形式の違いと考察

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

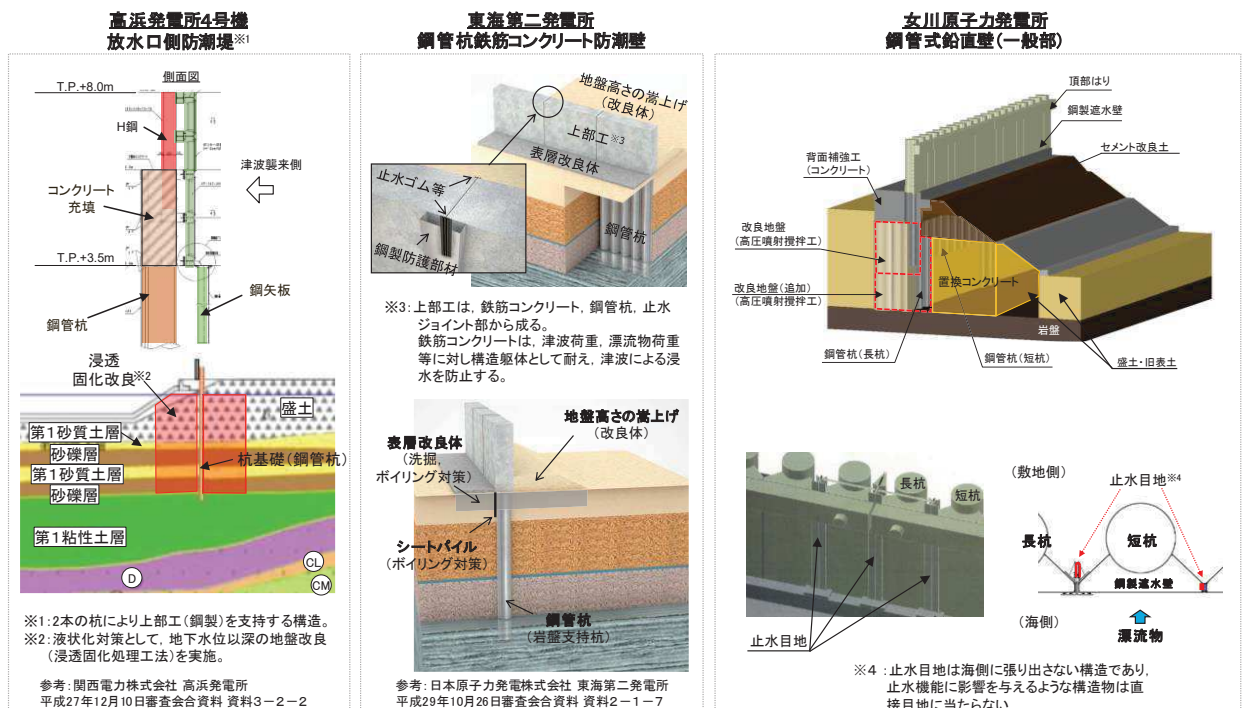


図9.2-1 各サイトの防潮堤の概要

表 9.2-1 他サイト防潮堤との構造形式の違いによる考察

	項目	女川の特徴	先行他地点の構造		女川原子力発電所防潮堤構造における先行他地点との比較		女川のデメリットへの配慮(対策)	
			関西電力㈱ 高浜発電所4号機	日本原子力発電㈱ 東海第二発電所	女川のメリット	女川のデメリット		
共通	津波高さに対する裕度	4.6m	1.3m	1.2m~2.6m	-	-	-	
鋼管式鉛直壁(一般部)	防潮堤の構造	・長杭と短杭の混合(岩盤又は改良地盤に支持)	・非岩着の摩擦杭を主体とする。 (支持力は道示より、周面摩擦力を算定、ただし、現地載荷試験も実施)	・岩盤支持杭のみ	・短杭により地中埋設構造物の横断面においても対応できる。 ・沈下しない構造である。	・杭一杭間に変位が生じる。	・変位に追従する止水目地を設置し、許容変位内となる設計とする。	
	上部工の構造	・鋼製遮水壁が鋼管杭(長杭、短杭)それぞれに支持されている。	・2本の杭により上部工(鋼製)を支持する構造。	・上部工は鋼管杭鉄筋コンクリート部と鉄筋コンクリート梁壁が一体となった構造となっており、鉄筋コンクリート梁壁により漂流物衝突荷重によるひび割れの進展を起こさず、かつ、荷重を鋼管杭に伝えることで止水性を確保する設計となっている。	・構造がシンプルであり、照査項目が明確である。 ・また、各杭を一体化していないため、杭同士の応力伝達や相互干渉の影響が少ない。	・高浜、東海第二と比較して、女川は隣り合う遮水壁が独立挙動するため、遮水壁間には変位に追従する止水目地が必要である。 ・独立した杭なので、回転する可能性がある。	・遮水壁間には変位に追従する止水目地を設けており、その止水目地の許容変位と耐水圧は性能試験を実施して確認する。 ・回転に対する照査を実施する。	
	周辺地盤対策	液状化対策	・沈下対策として岩盤まで地盤改良を行うため、直下では液状化はしない。	・液状化の影響低減のため、地下水位以深の地盤改良(浸透固化処理工法)を施工。	・豊浦標準砂の液状化強度特性により、強制的に液状化させざることを仮定した場合の成立性を確認。	・構造物直下は岩盤まで地盤改良を行うため、直下では液状化が発生しない。	・周辺地盤の液状化の可能性を考慮した、防潮堤の要求性能評価が必要である。	・液状化の影響を考慮できる有効応力解析により構造成立性を評価する。
		地盤のかさ上げ、その他	・背面補強工により、原地盤をかさ上げ、4.7mかさ上げ。	・防潮堤の海側をコンクリートで保護することにより洗掘を防止。	・背面地盤を4.5m以上かさ上げ。 ・洗掘対策、ボイリング対策として、表層改良及びシートパイルを施工。	・女川はコンクリート製の背面補強工により原地盤のかさ上げを行っており、受働抵抗(せん断耐力)が大きい。 ・背面補強工は耐透水性にも優れ、洗掘対策、ボイリング対策も兼ねている。また、その直下の改良地盤もボイリング対策を兼ねている。	・東海第二と比較して、敷地の制約があり、背面補強工によるかさ上げが十分に幅広く実施できない。	・直下地盤を岩盤まで地盤改良し、堅固な基礎地盤とすることで、波力に耐える構造とする。
	目地	・シリコーン目地 ・ゴムジョイント	・ゴムジョイント ・シートジョイント	・ゴムジョイント ・シートジョイント	・シリコーンは耐久性能に優れる(30年の暴露試験で劣化がないことを確認)。	・想定する目地変位として汀線方向、汀線直交方向の2方向について要求性能を確認する必要がある。	・目地の性能試験を実施して、鋼製遮水壁の変位量が目地の許容変位量以下であることを確認する。	
目地の衝突防止工	・目地が鋼製遮水壁前面よりも海側に設置されておらず、止水機能に影響を与えるような構造物は直接目地に当たらない構造であるため、衝突防止工は設けていない。	・目地が防潮堤前面よりも海側に設置されているため、衝突防止工を設置している。	・目地が防潮堤前面よりも海側に設置されているため、衝突防止工(鋼製防護部材)を設置。	・目地材(ゴム、シリコーン)が鋼製遮水壁前面よりも海側に設置されておらず、止水機能に影響を与えるような構造物は直接目地に当たらない構造である。	-	-		
盛土堤防	・セメント改良土により構築し、沈下対策として岩盤までの地盤改良を実施。	(地盤改良部) ・基礎岩盤までの格子状の改良体により改良盛土を支持。	-	・沈下しない構造であるため、不等沈下等に伴う浸水経路が発生しにくい。	-	-		

9.3 地震時における沈下の取扱い

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

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

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

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

<先行他サイトの場合>

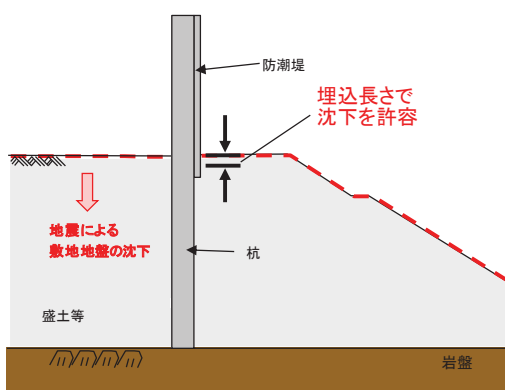


図 9.3-1 他サイトの沈下の考え方

<女川防潮堤の場合>

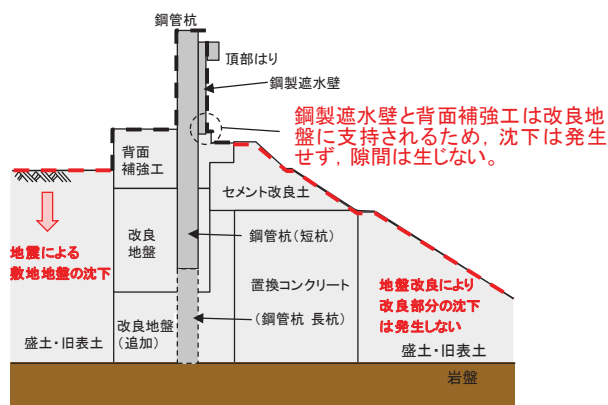


図 9.3-2 女川防潮堤の沈下の考え方

9.4 女川防潮堤における構造設計の経緯
 女川防潮堤における構造設計の経緯を図9.4-1に示す。

《3.11地震》	①女川当初案	②背面補強工による地盤のかさ上げ	③改良地盤の追加 ④岩着杭の追加
<p>②防潮堤の設置 (O.P.+17.0m) ③並行して、3.11地震等の知見を踏まえた検討実施</p> <p>①3.11地震による緊急対策の為に津波水位 (O.P.+15.0m)</p> <p>O.P.+13.8m^{※2} (敷地) O.P.+17.0m</p> <p>セメント改良土 (緊急対策)</p> <p>女川: O.P.+13.0m^{※1}</p> <p>盛土・旧表土 岩盤</p> <p>※1: 発電所の潮位計による津波高さ ※2: 地殻変動により敷地が一様に約1m沈降</p>	<p>(敷地側)</p> <p>鋼管杭 津波荷重</p> <p>鋼製遮水壁</p> <p>セメント改良土 (緊急対策)</p> <p>盛土・旧表土 岩盤</p>	<p>(敷地側)</p> <p>鋼管杭 津波荷重</p> <p>鋼製遮水壁</p> <p>背面補強工</p> <p>セメント改良土</p> <p>盛土・旧表土 岩盤</p>	<p>(敷地側)</p> <p>鋼管杭 頂部はり 津波荷重</p> <p>鋼製遮水壁</p> <p>背面補強工</p> <p>改良地盤</p> <p>セメント改良土</p> <p>盛土・旧表土 岩盤</p>
<ul style="list-style-type: none"> 平成23年3月の東北地方太平洋沖地震(以下『3.11地震』)による津波では敷地においてO.P.約13mの津波を観測したが、敷地を越えず安全性を確保することができた。 3.11地震を踏まえた緊急安全対策として、セメント改良土による防潮堤(O.P.+17.0m)を設置。 3.11地震の復旧対策と並行して、3.11地震による知見を踏まえた新たな津波対策のための検討に着手。 3.11地震による緊急安全対策としての防潮堤(O.P.+17m)の現在の取扱いについては、補足説明資料5に示す。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭の横抵抗で波力に抵抗する構造。 	<ul style="list-style-type: none"> 上部工前面の波力を低減するために、セメント改良土と杭の間に背面補強工を追加。 杭の突出長を短くし、杭の断面力を小さくするために、敷地側にも背面補強工による地盤のかさ上げを追加。 また、背面補強工は洗掘、ボイリング対策にも配慮。 	<ul style="list-style-type: none"> 敷地の制約上、背面補強工によるかさ上げを十分に幅広く実施することができないため、鉛直方向に改良地盤を追加することで、背面補強工と改良地盤による仮想ケーソンとして波力に抵抗する構造。 長杭(岩着杭)により支持する頂部はりにより、入力津波を超える高さの津波に対して、敷地への越波流量等の低減を図る配慮。 背面補強工は洗掘やボイリング対策にも配慮しており、その直下の改良地盤はボイリング対策にも配慮。 セメント改良土は洗掘防止と、浸水に対する鰻止めの効果が期待可能。
<p>防潮堤高さO.P.+17.0m</p>	<p>防潮堤高さO.P.+20数m</p>	<p>防潮堤高さO.P.約+29m</p>	<p>防潮堤高さO.P.+29m</p>
<p>3.11地震を踏まえた津波対策の検討を開始</p>	<p>盛土堤防では既存設備と干渉することから、鋼管式鉛直壁の設計を開始</p>	<p>津波に対する裕度確保のため、防潮堤高さを上げ背面補強を追加</p>	<p>成立可能な最高高さを目指した防潮堤を設置するため、地盤改良を追加</p>
<p>H23~24年度</p> <p>防潮堤の高さをなるべく高くするという観点で検討を開始。検討用地震力としては安全確認用地震動(580gal)に3.11地震及び4.7地震の影響を考慮していたが、津波波力が支配的であり、津波波力に対する検討を先行していた。</p>			

図9.4-1(1) 女川防潮堤における構造設計の経緯(1/2)

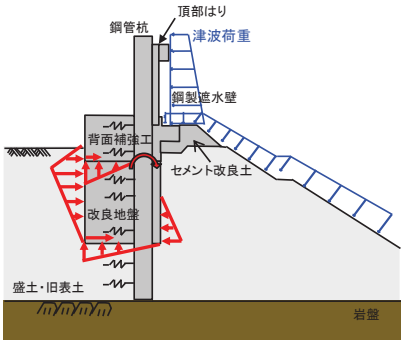
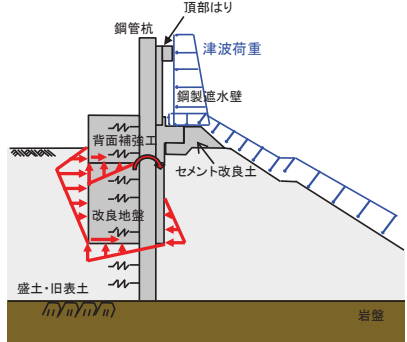
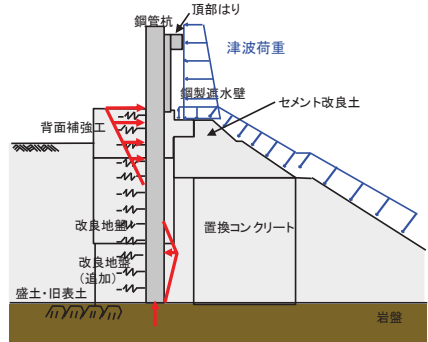
⑤設計の確定と工事着手	⑥新規制基準施行	⑦新規制基準適合性審査の申請	⑧沈下対策の追加
 <p data-bbox="436 742 638 774">〔構造確定(④と同じ)〕</p>	<p data-bbox="862 582 896 598">—</p>		
<p data-bbox="324 829 772 885">・防潮堤構造の社内設計を確定し、H25.5.14に防潮堤かさ上げ工事のプレス発表を行い、工事に着手。</p>	<p data-bbox="806 853 828 869">—</p>	<p data-bbox="985 829 1411 901">・新規制基準への適合性の社内評価をしたうえで、H25.12.27に「女川2号炉 設置変更許可申請、工事計画認可申請」。</p>	<p data-bbox="1433 829 1993 901">・H30.2.13審査会合において沈下対策の実施について方針説明。 ・直下の盛土・旧表土を地盤改良することの目的・理由と期待される効果を整理(補足説明資料8)。</p>
<p data-bbox="459 941 649 965">防潮堤高さO.P.+29m</p>	<p data-bbox="862 941 896 957">—</p>	<p data-bbox="1097 941 1288 965">防潮堤高さO.P.+29m</p>	<p data-bbox="1612 941 1803 965">防潮堤高さO.P.+29m</p>
<p data-bbox="324 989 772 1037">設計確定にあわせて工事開始の準備を行いプレス発表</p> <div data-bbox="336 1069 772 1252" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p data-bbox="470 1085 638 1109">H25.4 ~ H25.5</p> <p data-bbox="347 1109 761 1244">津波の最大遡上範囲をO.P.約+23mと評価し、自主的な対策として防潮堤高さをO.P.+29mとした。検討用地震力としては、これまで同様、安全確認用地震動(580gal)に3.11地震及び4.7地震の影響を考慮。</p> </div>	<p data-bbox="806 989 952 1037">H25.7.8 新規制基準施行</p> <div data-bbox="817 1069 952 1125" style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 0 auto;"> <p data-bbox="851 1085 918 1109">H25.7</p> </div>	<p data-bbox="985 989 1400 1061">設置許可申請後にも先行プラントの審査における知見、女川2号炉の審査進捗状況を詳細設計に反映し、施工</p> <div data-bbox="985 1077 1400 1252" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p data-bbox="1108 1085 1276 1109">H25.12 ~ H30.1</p> <p data-bbox="996 1109 1388 1244">申請時の基準地震動(Ss-1, Ss-2)により耐震性の確認を実施。その後、追加・変更された基準地震動に対し随時耐震性の確認を実施。その間、設計のクライテリアは変更していない。</p> </div>	<p data-bbox="1433 989 1993 1061">直下の盛土・旧表土を地盤改良することにより、沈下に伴い検討が必要となっていた損傷モードを簡略化あるいは省略併せて、施設として定義する範囲を見直し</p> <div data-bbox="1478 1069 1904 1125" style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 0 auto;"> <p data-bbox="1624 1085 1758 1109">H30.2～現在</p> </div>

図 9. 4-1 (2) 女川防潮堤における構造設計の経緯 (2/2)