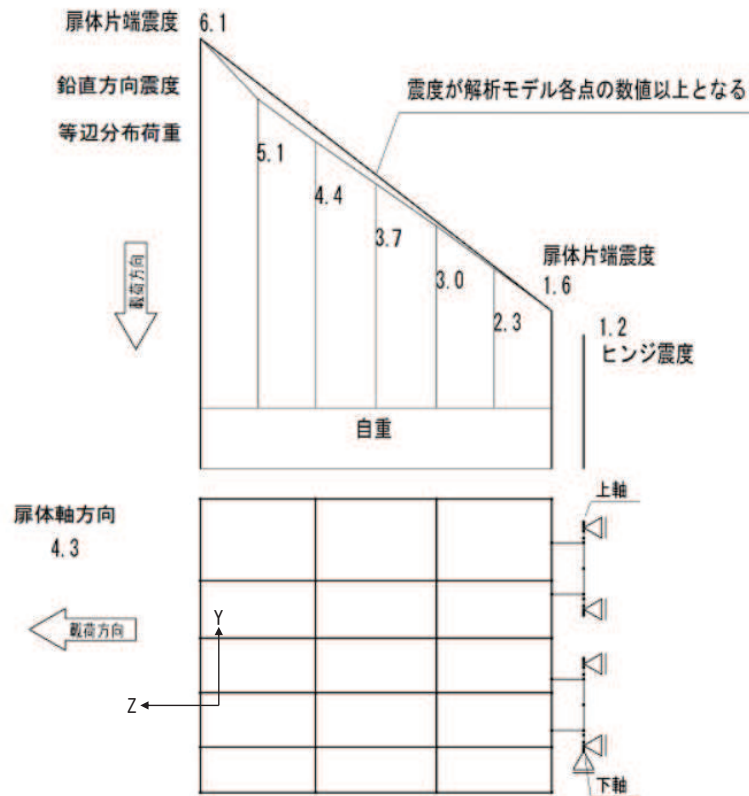
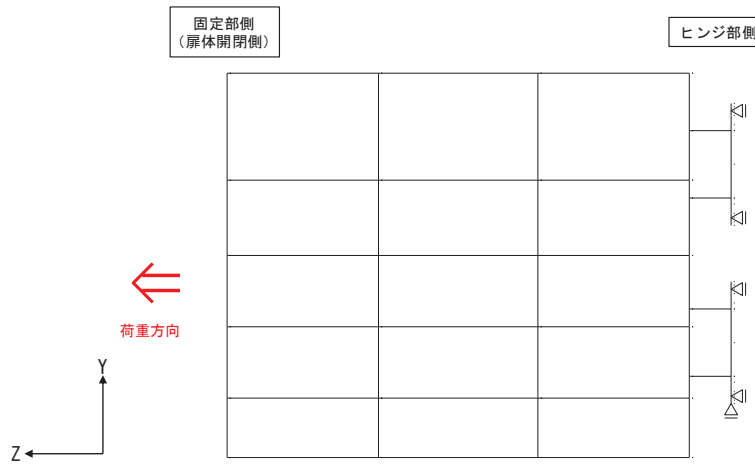


表 4 設計震度

断面	地震による設計震度	
	水平方向 K_H	鉛直方向 K_V
鋼製扉 2	4.3	1.2~6.1 (下図参照)

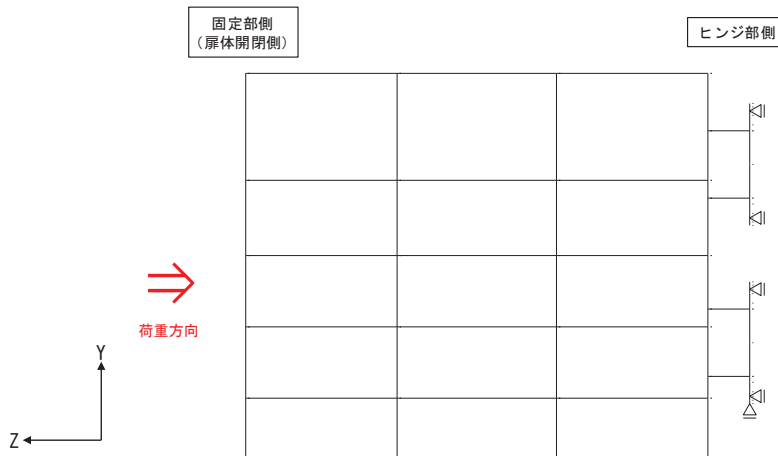


(震度設定の概要)



方向	拘束条件	
	固定部側 (扉体開閉側)	ヒンジ側
扉体軸方向(Z方向)	自由	拘束
鉛直方向(Y方向)	自由	拘束 (下端部)

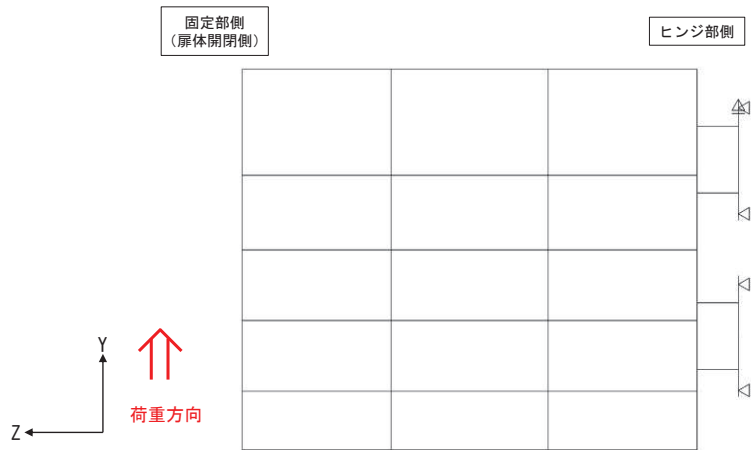
(水平荷重作用時 (+Z 方向))



方向	拘束条件	
	固定部側 (扉体開閉側)	ヒンジ側
扉体軸方向(Z方向)	自由	拘束
鉛直方向(Y方向)	自由	拘束 (下端部)

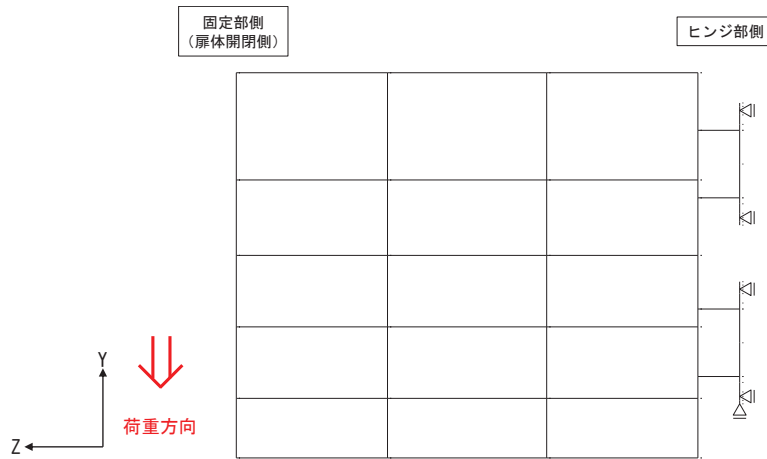
(水平荷重作用時 (-Z 方向))

図 6(1) 扉体部における静的フレーム解析時の境界条件



方向	拘束条件	
	固定部側 (扉体開閉側)	ヒンジ側
扉体軸方向(Z方向)	自由	拘束
鉛直方向(Y方向)	自由	拘束 (上端部)

(鉛直荷重作用時 (+Y 方向))



方向	拘束条件	
	固定部側 (扉体開閉側)	ヒンジ側
扉体軸方向(Z方向)	自由	拘束
鉛直方向(Y方向)	自由	拘束 (下端部)

(鉛直荷重作用時 (-Y 方向))

図 6(2) 扉体部における静的フレーム解析の境界条件

3. 照査結果

鋼製扉における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する各部材の照査結果を表5に示す。この結果から、鋼製扉開放時の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表5(1) 開放時の照査結果（扉体（主桁・鉛直桁））

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製扉2	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	253	378	0.67
	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	22	217	0.11
	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	合成応力度 (-)	0.45	1.2	0.38

表5(2) 開放時の照査結果（ヒンジリブ，回転軸）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製扉2	7 (G+0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	132	222	0.60
	7 (G+0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	40	136	0.29
	7 (G+0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	合成応力度 (-)	0.38	1.2	0.32

表5(3) 開放時の照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（ころがり軸受））

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受1	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	作用荷重 (KN)	600	1670	0.36
水平荷重 軸受2	4 (G-1.0S _{SH} -0.4S _{SV})		281	1670	0.17
水平荷重 軸受3	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})		372	1670	0.23
水平荷重 軸受4	7 (G+0.4S _{SH} -1.0S _{SV})		1051	1670	0.63

表 5(4) 開放時の照査結果 (ヒンジ部水平荷重支承部 (軸受けハウジング円筒部))

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受 1	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	77	222	0.35
	5 ($G + 0.4S_{SH} + 1.0S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	26	127	0.21
	5 ($G + 0.4S_{SH} + 1.0S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.38	1.1	0.35
水平荷重 軸受 2	4 ($G - 1.0S_{SH} - 0.4S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	36	222	0.17
	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	2	127	0.02
	4 ($G - 1.0S_{SH} - 0.4S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.17	1.1	0.16
水平荷重 軸受 3	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	48	222	0.22
	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	2	127	0.02
	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.22	1.1	0.20
水平荷重 軸受 4	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	135	222	0.61
	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	2	127	0.02
	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.61	1.1	0.56

表 5(4) 開放時の照査結果 (ヒンジ部水平荷重支承部 (軸受けハウジング接合部))

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受 1	5 (G+0.4S _{SH} +1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	49	222	0.23
	5 (G+0.4S _{SH} +1.0S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	5	127	0.04
	5 (G+0.4S _{SH} +1.0S _{SV})	合成応力度 (-)	0.22	1.1	0.20
水平荷重 軸受 2	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	6	222	0.03
	7 (G+0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	1	127	0.01
	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	合成応力度 (-)	0.03	1.1	0.03
水平荷重 軸受 3	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	8	222	0.04
	7 (G+0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	1	127	0.01
	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	合成応力度 (-)	0.04	1.1	0.04
水平荷重 軸受 4	7 (G+0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	16	222	0.08
	7 (G+0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	1	127	0.01
	7 (G+0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	合成応力度 (-)	0.08	1.1	0.08

表 5(5) 開放時の照査結果 (ヒンジ部水平荷重支承部 (軸受けハウジング固定ボルト))

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受 1	6 ($G - 0.4S_{SH} + 1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	274	447	0.62
	5 ($G + 0.4S_{SH} + 1.0S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	82	258	0.32
	6 ($G - 0.4S_{SH} + 1.0S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.69	1.1	0.63
水平荷重 軸受 2	4 ($G - 1.0S_{SH} - 0.4S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	105	447	0.24
	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	6	258	0.03
	4 ($G - 1.0S_{SH} - 0.4S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.24	1.1	0.22
水平荷重 軸受 3	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	143	447	0.32
	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	6	258	0.03
	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.32	1.1	0.30
水平荷重 軸受 4	6 ($G - 0.4S_{SH} + 1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	169	447	0.38
	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	7	258	0.03
	6 ($G - 0.4S_{SH} + 1.0S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.38	1.1	0.35

表 5(6) 開放時の照査結果 (ヒンジ部水平荷重支承部 (軸受けハウジングエンドプレート))

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受 1	6 ($G - 0.4S_{SH} + 1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	174	222	0.79
水平荷重 軸受 2	4 ($G - 1.0S_{SH} - 0.4S_{SV}$)		67	222	0.31
水平荷重 軸受 3	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)		91	222	0.41
水平荷重 軸受 4	6 ($G - 0.4S_{SH} + 1.0S_{SV}$)		108	222	0.49

表 5(7) 開放時の照査結果 (ヒンジ部水平荷重支承部 (軸受支持金物))

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受 1	5 (G + 0.4S _{SH} + 1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	53	237	0.23
	5 (G + 0.4S _{SH} + 1.0S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	15	136	0.12
	5 (G + 0.4S _{SH} + 1.0S _{SV})	合成応力度 (-)	0.25	1.1	0.23
水平荷重 軸受 2	4 (G - 1.0S _{SH} - 0.4S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	8	237	0.04
	7 (G + 0.4S _{SH} - 1.0S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	1	136	0.01
	4 (G - 1.0S _{SH} - 0.4S _{SV})	合成応力度 (-)	0.04	1.1	0.04
水平荷重 軸受 3	8 (G - 0.4S _{SH} - 1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	11	237	0.05
	7 (G + 0.4S _{SH} - 1.0S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	1	136	0.01
	8 (G - 0.4S _{SH} - 1.0S _{SV})	合成応力度 (-)	0.05	1.1	0.05
水平荷重 軸受 4	7 (G + 0.4S _{SH} - 1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	25	237	0.11
	7 (G + 0.4S _{SH} - 1.0S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	2	136	0.02
	7 (G + 0.4S _{SH} - 1.0S _{SV})	合成応力度 (-)	0.11	1.1	0.10

表 5(8) 開放時の照査結果 (ヒンジ部水平荷重支承部 (エンドプレート))

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受 1	6 ($G - 0.4S_{SH} + 1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	164	222	0.74
水平荷重 軸受 2	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)		48	222	0.22
水平荷重 軸受 3	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)		65	222	0.30
水平荷重 軸受 4	6 ($G - 0.4S_{SH} + 1.0S_{SV}$)		47	222	0.22

表 5(9) 開放時の照査結果 (ヒンジ部水平荷重支承部 (エンドプレート下面コンクリート))

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受 1	5 ($G + 0.4S_{SH} + 1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	6.67	8.8	0.76
水平荷重 軸受 2	2 ($G + 1.0S_{SH} - 0.4S_{SV}$)		1.11	8.8	0.13
水平荷重 軸受 3	1 ($G + 1.0S_{SH} - 0.4S_{SV}$)		1.02	8.8	0.12
水平荷重 軸受 4	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)		2.74	8.8	0.32

表 5(10) 開放時の照査結果 (ヒンジ部水平荷重支承部 (アンカーボルト))

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受 1	6 ($G - 0.4S_{SH} + 1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	166	182	0.92
	5 ($G + 0.4S_{SH} + 1.0S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	33	103	0.33
	6 ($G - 0.4S_{SH} + 1.0S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.93	1	0.93
水平荷重 軸受 2	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	51	182	0.29
	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	4	103	0.04
	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.08	1	0.08
水平荷重 軸受 3	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	68	182	0.38
	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	4	103	0.04
	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.15	1	0.15
水平荷重 軸受 4	6 ($G - 0.4S_{SH} + 1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	48	182	0.27
	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	3	103	0.03
	6 ($G - 0.4S_{SH} + 1.0S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.07	1	0.07

表 5(11) 開放時の照査結果 (ヒンジ部水平荷重支承部 (すべり軸受))

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受 4	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)	支圧応力度 (N/mm^2)	58	67	0.87

表 5(12) 開放時の照査結果 (ヒンジ部鉛直荷重支承部 (支柱))

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鉛直荷重 軸受 4	7 ($G+0.4S_{SH}-1.0S_{SV}$)	垂直応力度 (N/mm^2)	45	160	0.29
	7 ($G+0.4S_{SH}-1.0S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	5	93	0.06
	7 ($G+0.4S_{SH}-1.0S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.28	1.1	0.26

表 5(13) 開放時の照査結果 (ヒンジ上向き荷重伝達部 (蓋固定ボルト))

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受 4	5 ($G+0.4S_{SH}+1.0S_{SV}$)	作用荷重 (KN)	390	444	0.88

(別紙2) 鋼製扉の回転並びに締め付け・固定の詳細手順

開放時
回り止めの取り外し

- 1) 扉体の上下二箇所にて設けられている回り止めの固定ピンを外し、扉体の開閉を行うことができる状態にする。

上側 下側

鋼製扉の回転

- 1) 鋼製扉周囲の安全確認を行う。
- 2) 油圧ポンプに取り付けられた切替弁を操作し、油圧ジャッキの動作方向を閉止方向に設定する。
- 3) 手動油圧ポンプのレバーを操作し、油圧ジャッキを縮めて扉体に設けられた受金具を引き寄せ、扉体を回転させる。
- 4) 油圧ポンプの操作を続け、側部水密ゴムと戸当りが触れるまで約 90° 回転させる。

鋼製扉の締め付け・固定

- 1) 通路壁面の締め付装置に設けられた手回し式ジャッキを回し、締め付スライド軸を押し下げ、締め付アームが回転する。
- 2) 回転した締め付アーム先端の金具と扉体の受金具があたり、傾斜に沿って扉体を戸当りに引寄せ、水密ゴムを締め付ける。
- 3) 締め付装置が平行になるまで手回し式ジャッキを操作し、鋼製扉の締め付け及び固定を完了する。

開放中 閉止後

(別紙3) 手動油圧開閉装置 (手動油圧ポンプ・油圧ジャッキ) 操作時間の測定詳細

1. 試験内容

現地で使用予定の機器と類似の構造を持つ手動油圧ポンプの操作時間を測定し、鋼製扉の開閉に用いる手動油圧開閉装置 (手動油圧ポンプ・油圧ジャッキ) の操作時間算定の根拠とした。試験用油圧ポンプのレバーの長さは実機と同等となるよう長さを調整した。

試験内容と時間評価の流れは以下のとおり。

- ① 風の負荷に相当する荷重を取り付けたうえで試験用の手動油圧ポンプを異なる 3 人で 30 回ずつ操作し、所要時間を測定して 1 操作分の平均時間 (a) を求める。
- ② 試験用ポンプのレバー操作長 (b) と実機のレバー操作長 (c) が異なる点を踏まえ (図 1)、レバー操作長換算 $((c) \div (b))$ を行い実機における 1 操作分の所要時間 $((d) = (a) \times (c) \div (b))$ を求める (表 1)。
- ③ 実機における閉止時操作回数 (g) を、閉止のためのジャッキストローク長 (e, 図 2) と 1 操作あたりのシリンダ移動距離 (f, 図 3) から求める $((g) = (e) \div (f))$, 表 2)。
- ④ 実機における 1 操作分の所要時間 (d) と実機における閉止時操作回数 (g) を掛け合わせ操作時間を求め、その操作時間の 50%を加えたうえで整数値に切り上げ評価値とする $((d) \times (g) \times 1.5)$ 。

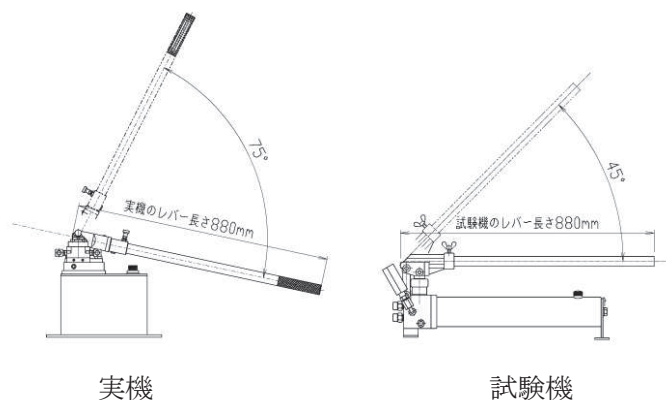


図 1 試験機並びに実機の油圧ポンプの概略図

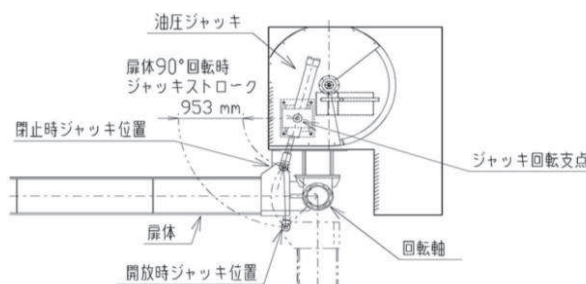


図 2 油圧ジャッキ 扉体開閉時におけるストローク長概要図

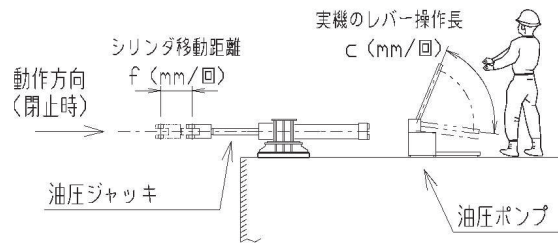


図3 レバー操作長概要図

表1 試験機並びに実機の油圧ポンプ諸元

項目	レバー長 (mm)	レバー回転角度 (°)	レバー操作長等
試験機	880	45	691.2 (mm/回, b)
実機	880	75	1151.9 (mm/回, c)
1操作分の所要時間を求める場合の係数	—	—	1.67 (c÷b)

表2 実機における閉止時操作回数

項目	値
閉止のためのジャッキストローク長 (mm, e)	953
1操作あたりのシリンダ移動量 (mm/回, f)	6.67
実機における閉止時操作回数 (回, g=e÷f)	143

2. 所要手動力の算定

手動油圧ポンプの所要手動力（負荷）は、扉体、ヒンジ部の自重及び積雪荷重により支承部軸受に生じる摩擦抵抗に加え、風速に応じた風荷重を鋼製扉の回転時の抵抗として考慮した所要推力より以下の式にて求める。鉛直方向荷重による扉体の倒れ込みに抵抗するために支承部軸受に生じる水平方向荷重は自重及び積雪による支点反力の大きさを合計して求めた。また、風荷重は扉体高さが最も高く受圧面積が大きい第3号機海水ポンプ室を対象に算定する。計算所要手動力の計算諸元の概要図を図4に示す。

$$F_h = F_j \times S_{t1} \div L_p \div g \times 1000$$

ここに、 F_h : 所要手動力 (kgf)

F_j : 所要推力<回転時の抵抗荷重> (kN)

S_{t1} : 閉止シリンダ移動量 6.67 mm/回

L_p : ポンプレバー操作長 1151.9 mm/回

g : 重力加速度 9.80665m/s²

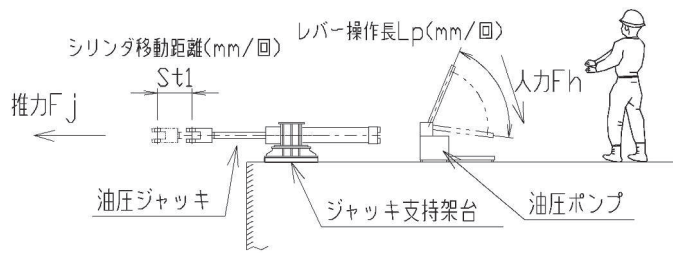


図4 ジャッキ所要手動力の計算諸元の概要図

算定結果を表3に示す。風速20mのときの所要手動力は31kgfであり丸め35kgfとする。

表3 開閉時の負荷に対する所要手動力の算定

Fj : 所要推力<回転時の抵抗荷重> (kN)			Fh : 所要手動力 (kgf)			
風圧抵抗: a (kN・m)	摩擦抵抗: b (kN・m)	所要推力: Fj (kN)	閉止シ リンダ 移動量: St1 (mm /回)	ポンプレバ ー操作長: Lp (mm/回)	重力加速度: g (m/s ²)	所要手動力: Fh (kgf)
18.641	3.2689	52.291	6.67	1151.9	9.80665	31
$a = Pw \times Ag \times Rg$	$b = Fs \times Rs \times \mu s + Fb \times Rb \times \mu b$	$Fj = (a + b) \div Rj$	$Fh = Fj \times St1 \div Lp \div g \times 1000$			

ここに、Pw : 風荷重*1 0.15 kN/m²

Ag : 扉体の受圧面積(3号機海水ポンプ室の鋼製扉 縦6.15m×横5.9mより) 36.285 m²

Rg : 扉体の回転中心から扉体中央までの距離 3.425 m

Fs : 鉛直方向荷重を受けるすべり軸受に生じる荷重の大きさ*3 162.320 kN

Rs : 鉛直方向荷重を受けるすべり軸受の摺動部の半径 0.075 m

μs : 鉛直方向荷重を受けるすべり軸受の摩擦係数*2 0.2

Fb : 水平方向荷重を受けるころがり軸受に生じる荷重の大きさ*3の合計値 308.938 kN

Rb : 水平方向荷重を受けるころがり軸受の平均半径 0.135 m

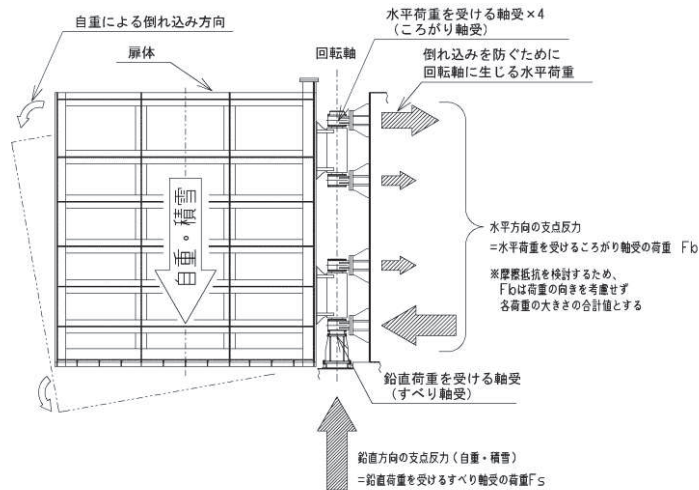
μb : 水平方向荷重を受けるころがり軸受の摩擦係数*2 0.02

Rj : 扉体の回転中心からジャッキの推力作用線までの最小距離 0.419 m

注記*1 : 風荷重は「建設基準法施行令第87条」及び「建設省告示第1454号」による計算式に基づき風速20m/sに相当する単位荷重を計算した。

注記*2 : 軸受の摩擦係数は「水門鉄管技術基準 水門扉編(水門鉄管協会,平成31年)」に示される,開閉装置の容量計算に用いる軸受の摩擦係数より設定した。

注記*3 : 扉体自重と積雪荷重,並びに扉体の倒れ込みを考慮し,鉛直力と水平力に分解した値。荷重の作用点は下図のとおり。



3. 実機における閉止時操作回数の想定

負荷に対する所要手動力に相当する荷重（35kgf）を取り付けたうえで試験用の手動油圧ポンプを異なる3人で30回ずつ操作し、所要時間を測定して1操作分の平均時間を求めた。

試験用ポンプのレバー操作長と実機のレバー操作長が異なる点を踏まえ、レバー操作長換算を行い実機における1操作分の所要時間を求めた。測定結果を表4に示す。

表4 測定結果と実機換算

測定項目	1回目	2回目	3回目	平均
操作回数（回）①	30	30	30	30
所要時間（s）②	38.13	40.09	41.12	39.78
1回の所要時間（s/回）②÷①	1.27	1.34	1.37	1.33
実機換算（s/回）②÷①×1.67*	2.12	2.23	2.28	2.21

*：表1に示す1操作分の所要時間を求める場合の係数

4. 実機における閉止時操作時間の想定

実機換算した油圧ポンプ1操作あたりの時間に、実機における閉止時操作回数を掛け合わせたうえで操作時間を求め、その操作時間の50%を加えたうえで整数値に切り上げ評価値とした。

実機における閉止時操作時間 = 2.21 (s/回) × 143 (回) ÷ 60 × 1.5 = 5.3 (分) × 1.5 = 7.9 (分)
 評価値 = 8.0 (分) [7.9 (分) を整数値に切り上げ丸め]

(別紙4) 締付装置 (手回し式ジャッキ) 操作時間の測定詳細

1. 試験内容

手回し式ジャッキと同様の機器を用い操作時間を測定し、締付装置の操作時間算定の根拠とした。

試験内容と時間評価の流れは以下のとおり。

- ① 手回し式ジャッキの操作時における定格トルクに相当する荷重を取り付けたうえで試験用の手回し式ハンドルを異なる3人で15回ずつ操作し、所要時間を測定して1回転分の平均時間(a)を求める。本試験では実機の手回し式ジャッキと同等のハンドル径のものを用いる(表1)。
- ② 実機における締付に必要な入力回転数(b)を、ねじ軸の所要ストローク長(c, 図1)、減速比(d)、ねじ軸リード長(e)から求める ($(b) = (c) \times (d) \div (e)$, 表2)。
- ③ 実機における1回転分の所要時間(a)と実機における締付に必要な入力回転数(b)を掛け合わせ操作時間を求め、その操作時間の50%を加えたうえで整数値に切り上げ評価値とする ($(a) \times (b) \times 1.5$)。

表1 試験機並びに実機の手回しジャッキ諸元

項目	ハンドル径 (mm)	周長 (mm/回)
試験機	315	1979.2
実機	315	1979.2

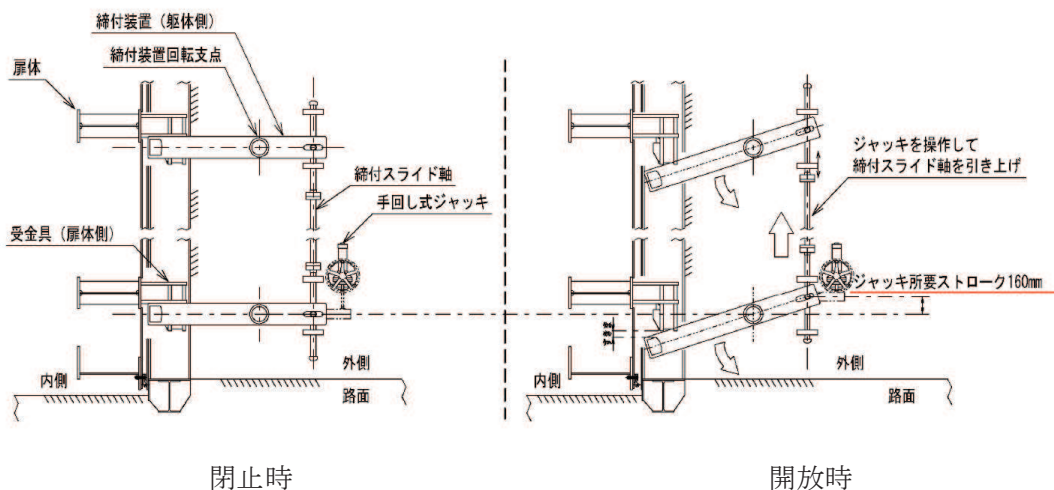


図1 ねじ軸の所要ストローク長

表2 実機における締付に必要な入力回転数

項目	値
ねじ軸の所要ストローク長 (mm, c)	160
減速比(d)	2.5
ねじ軸リード長* (mm, e)	5
実機における締付に必要な入力回転数 (回, $b=c \times d \div e$)	80

注記* : ジャッキ内部のギヤ 1 回転当たりに対するねじ軸の軸方向移動量

2. 手回しジャッキの操作時における定格トルク

開閉用動力が手動式であることから、定格トルクは、ダム・堰基準より、人力を 100N (≒10kgf) として求めたトルクとする。

3. 締付装置 (手回し式ジャッキ) 操作時間の想定

手回しジャッキの操作時における定格トルクに相当する荷重 (10kgf) を取り付けたうえで試験用の手回しジャッキを異なる 3 人で 15 回ずつ操作し、所要時間を測定して 1 操作分の平均時間を求めた。測定結果を表 3 に示す。

表3 測定結果と実機換算

測定項目	1 回目	2 回目	3 回目	平均
操作回数 (回) ①	15	15	15	15
所要時間 (s) ②	5.9	7.21	8.2	7.1
1 回の所要時間 (s/回) ②÷①	0.39	0.48	0.55	0.47

4. 実機における閉止時操作時間の想定

手回しジャッキ 1 回あたりの時間に、実機における締付に必要な入力回転数を掛け合わせたうえで操作時間を求め、その操作時間の 50%を加えたうえで整数値に切り上げ評価値とした。

実機における閉止時操作時間 = $0.47 \text{ (s/回)} \times 80 \text{ (回)} \div 60 \times 1.5 = 0.6 \text{ (分)} \times 1.5 = 0.9 \text{ (分)}$
 評価値 = 1.0 (分) [0.9 (分) を整数値に切り上げ丸め]

(参考資料 6) 鋼板部断面⑤における入力地盤応答の妥当性について

1. 概要

杭基礎構造防潮壁（鋼板部）のうち，断面⑤については全断面の中で最も同一基礎内の杭長差を有することから，「6.3.1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書に関する補足説明」及び「6.3.4 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算書に関する補足説明」に示すとおり，評価対象断面として選定し耐震及び強度評価を行っている。

鋼板部断面⑤における耐震・強度評価モデルを図 6-1 に示す。地震応答解析においては，地盤変位及び加速度応答は最も杭長が長い杭位置の地盤応答を入力している。

本資料では，断面⑤における解析手法（入力地盤応答）の妥当性確認として，最も長い杭位置と短い杭位置における地盤の応答ベースでの比較【検討 1】を実施した上で，「6.3.1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書に関する補足説明」に示す，最も長い杭位置の地盤応答を用いた地震応答解析と，最も短い杭位置の地盤応答を用いた地震応答解析における構造物の応答ベースでの比較【検討 2】を行った。

検討の結果，【検討 1】で，地盤の地震応答解析の結果から，杭①位置と杭③位置の地盤応答において，構造物に作用する加速度に有意な差は無く，S_s-D2 において杭①位置の加速度応答の方が僅かに大きくなる結果となった。その上で，【検討 2】で，代表波として S_s-D2 を用いた構造物の地震応答解析の結果から，杭①位置に比べ杭③位置の地盤応答を用いた場合の方が構造物の応答（最大発生応力度）が大きく評価され，安全側の評価になっていることを確認した。

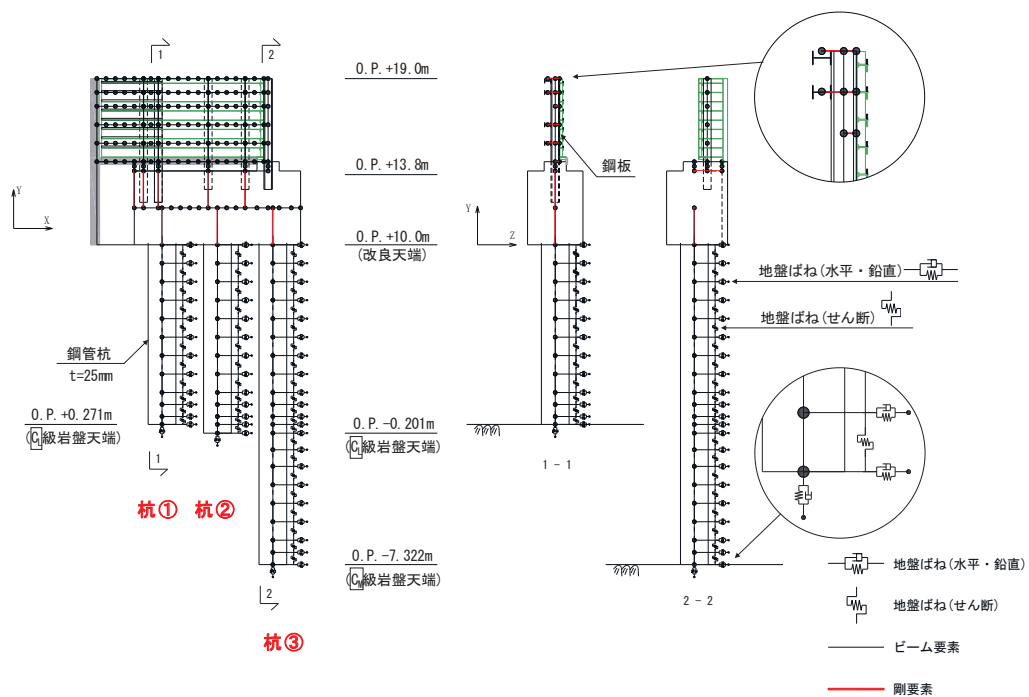


図 6-1(1) 鋼板部断面⑤の概要
(解析モデル)

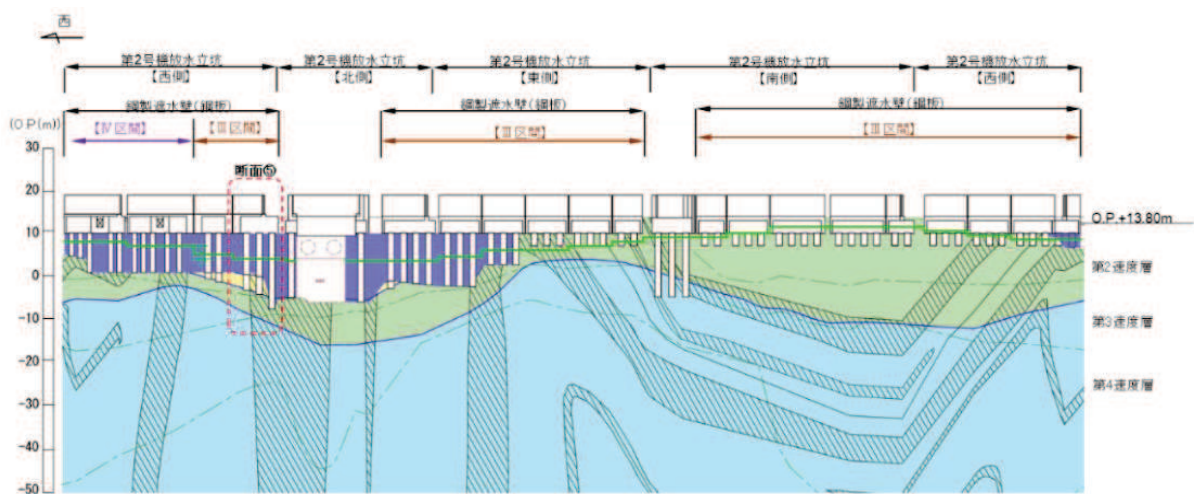


図 6-1(2) 鋼板部断面⑤の概要
(周辺地質分布：防潮壁(第2号機放水立坑)縦断方向)

2. 評価方針

「6.3.1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書に関する補足説明」及び「6.3.4 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算書に関する補足説明」に示す耐震・強度評価においては、最も杭長が長い杭位置（杭③）の地質モデルに基づく地盤応答（変位，加速度，速度）を入力した地震応答解析を実施している。この妥当性確認として、以下に示す方法で確認する。

- ・ 最も杭長が短い杭位置（杭①）の地質モデルに基づく地盤応答と杭③の地質モデルに基づく地盤応答について比較する。ここで、比較を行う指標としては、断面⑤は杭周辺の盛土・旧表土を地盤改良していることから、地盤変位は僅かであり構造物の設計においては上部工（フーチング含む）に作用する加速度が支配的となるため、加速度（杭下端位置）に着目する。【検討1】
- ・ その上で、代表地震波において、杭③の入力加速度を用いた地震応答解析（ケース A）と、杭①の入力加速度（杭下端位置）を用いた地震応答解析（ケース B）を行い、構造物に与える応答の違いについて比較する。検討モデルの概要を図 6-2 に示す。【検討2】

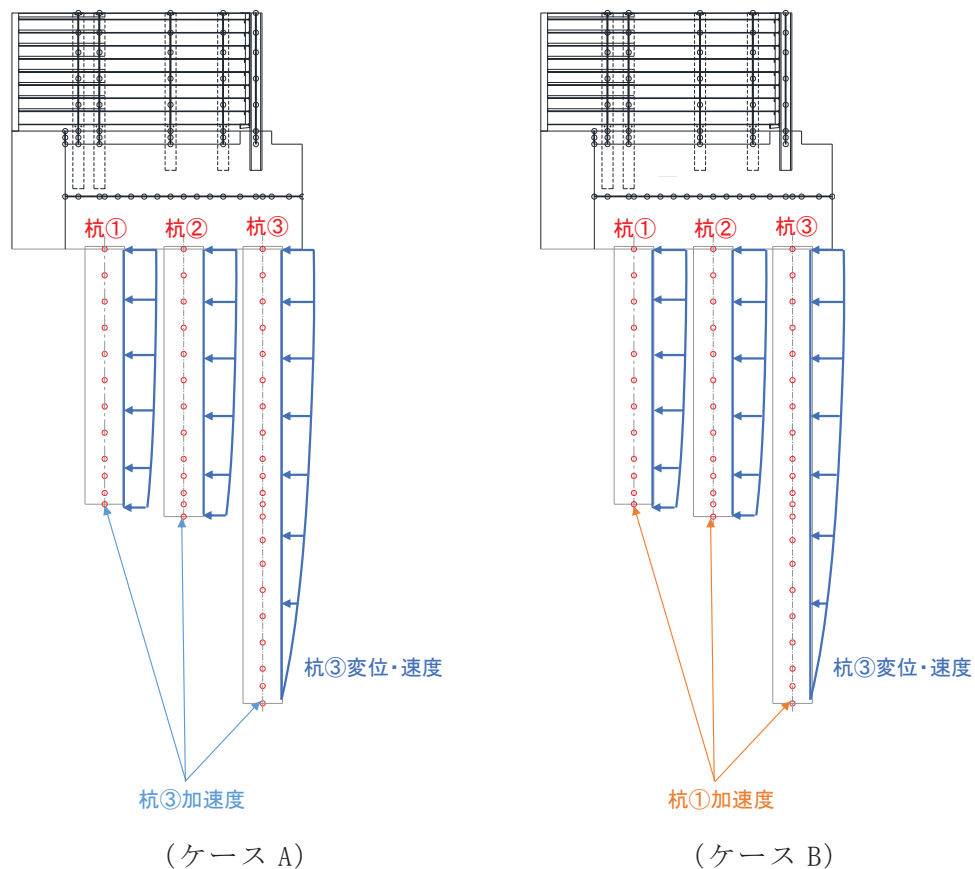


図 6-2 【検討2】における検討モデルの概要

3.1 評価結果【検討1】

杭①及び杭③位置の地質モデルに基づく1次元地震応答解析による、杭下端位置での地盤の加速度応答スペクトルの比較を図6-3に示す。

防潮壁（断面⑤）の固有周期帯（1次モード）付近においては、杭①位置と杭③位置の地盤応答ベースでは有意な差は無い結果となっているが、Ss-D2においては杭①の方が、加速度が大きい結果となっている。

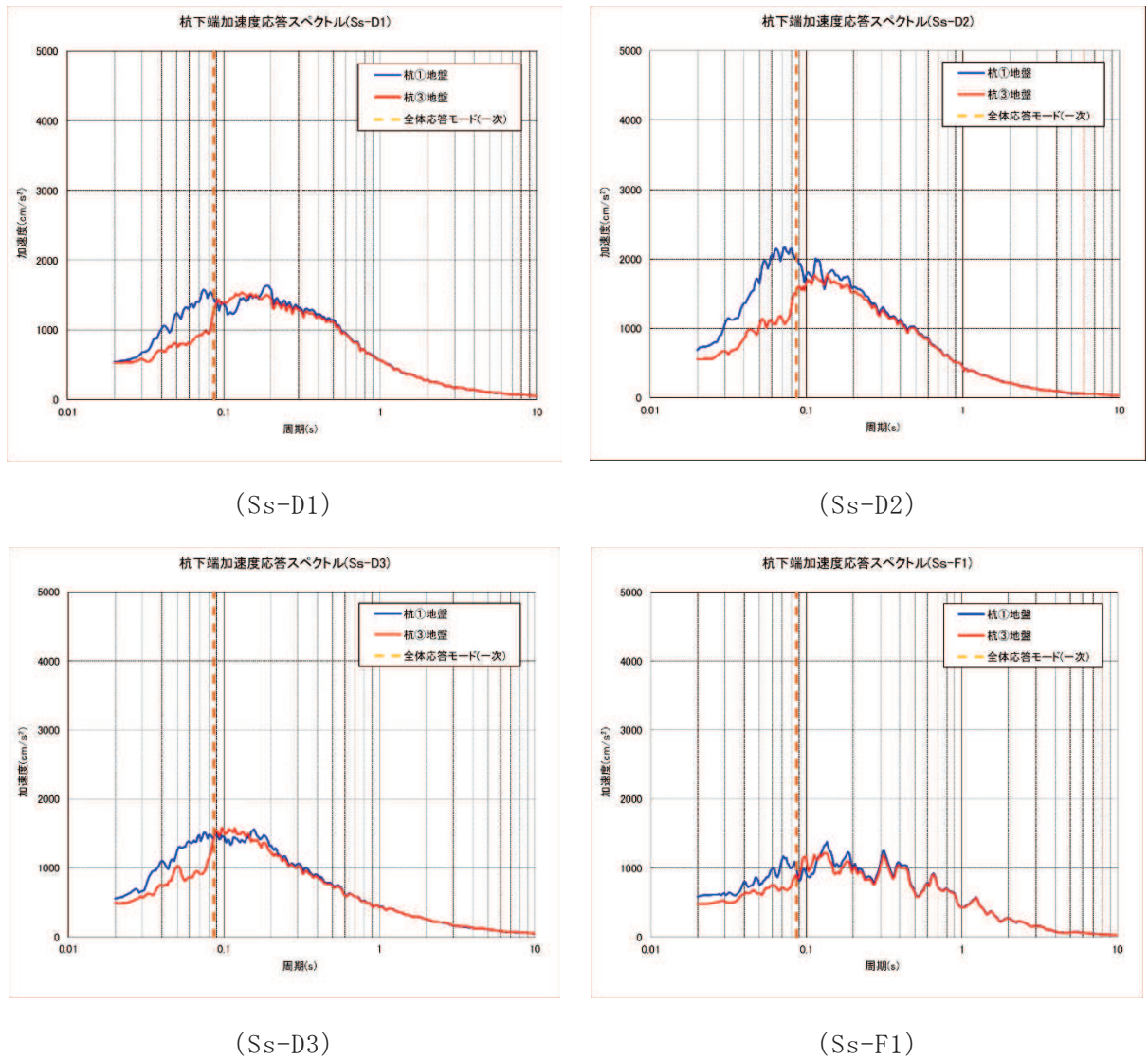
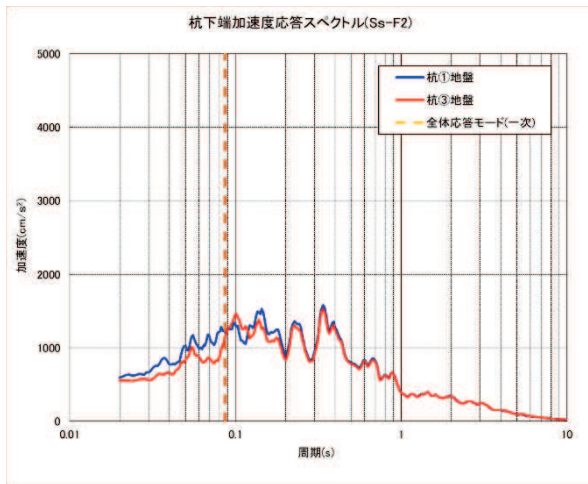
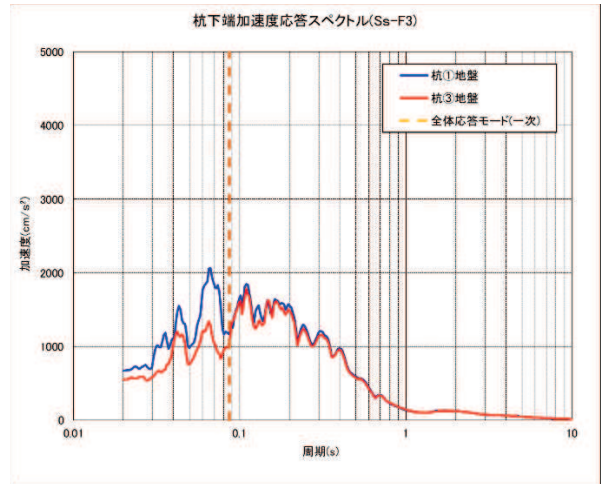


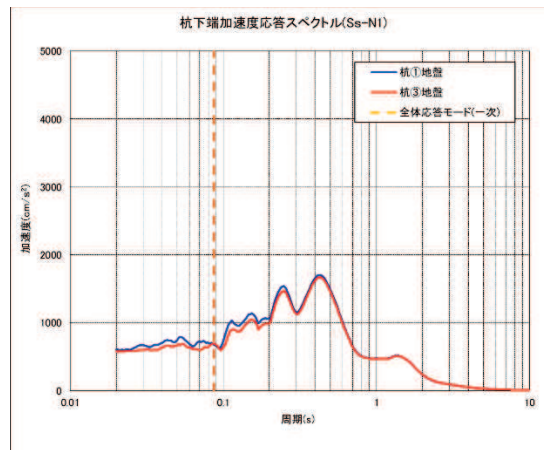
図6-3(1) 断面⑤杭下端位置における地盤の応答加速度応答スペクトルの比較



(Ss-F2)



(Ss-F3)



(Ss-N1)

図 6-3(2) 断面⑤杭下端位置における地盤の応答加速度応答スペクトルの比較

3.2 評価結果【検討2】

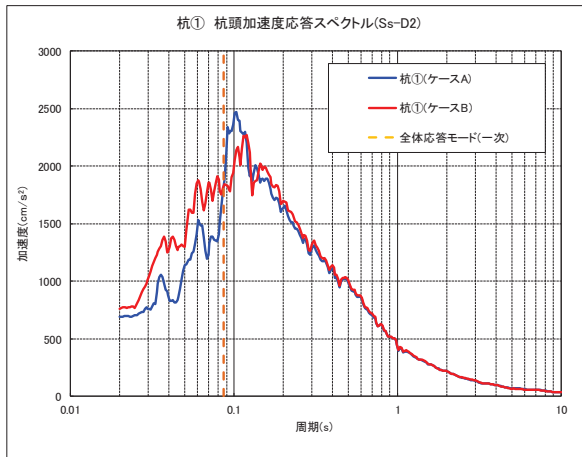
杭①位置における地質モデルを用いて算出した入力加速度と杭③位置における地質モデルを用いて算出した入力加速度を用いて、それぞれ地震応答解析を行った結果を表6-1に示す。なお、地震応答解析は、「6.3.1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書に関する補足説明」及び「6.3.4 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算書に関する補足説明」に示す照査結果の中で照査値が最も厳しく、かつ【検討1】において杭下端位置における固有周期帯付近の加速度の差が大きいS_s-D2を代表波として検討した。

比較の結果、「6.3.1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書に関する補足説明」に示す評価手法であるケースA（杭③の加速度応答を入力）の方が、今回影響評価として実施したケースB（杭①の加速度応答を入力）よりも、全体的に応答値（最大発生応力度等）は大きくなっている。

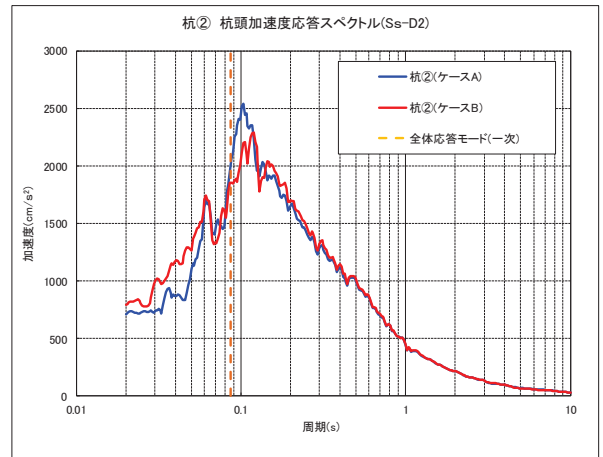
図6-4に示す、杭頭位置（フーチング底面）における構造物の地震応答解析に基づく加速度応答スペクトルのとおり、3本の杭いずれにおいても若干ケースAの方が固有周期（1次モード）付近での加速度が大きくなっていることも総合的に判断される。

表6-1 ケースA・Bにおける地震応答解析結果の比較

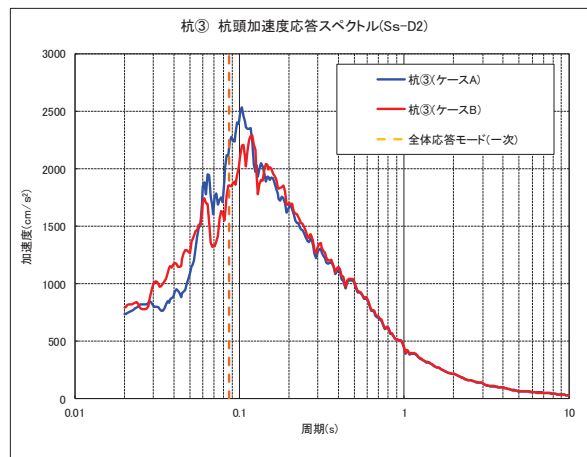
評価部位	応答成分	単位	最大発生応力度等	
			ケースA (杭③入力)	ケースB (杭①入力)
鋼板	曲げ応力度	N/mm ²	154	115
	せん断応力度	N/mm ²	88	65
	合成応力度	-	0.27	0.15
鋼製支柱	曲げ応力度	N/mm ²	341	249
	せん断応力度	N/mm ²	106	77
	合成応力度	-	0.87	0.46
固定ボルト	引張応力度	N/mm ²	364	269
フーチング	曲げ応力度(鉄筋)	N/mm ²	71	72
	せん断力	kN	2622	2169
鋼管杭	曲げモーメント	kN・m	8104	6162
	せん断応力度	N/mm ²	104	87
鋼管杭（杭頭）	曲げモーメント	kN・m	8104	6262
基礎地盤	押し込み	N/mm ²	1.2	1.2



(杭① 杭頭)



(杭② 杭頭)



(杭③ 杭頭)

図 6-4 ケース A・B における地震応答解析結果の比較
(各杭頭位置における加速度応答スペクトル)

4. まとめ

地盤変位及び加速度応答は最も杭長が長い杭位置の地盤応答を入力している。

本資料では、断面⑤における解析手法（入力地盤応答）の妥当性確認として、最も長い杭位置と短い杭位置における地盤の応答ベースでの比較を行った。【検討1】

その上で、「6.3.1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書に関する補足説明」に示す、最も長い杭位置の地盤応答を用いた地震応答解析と、最も短い杭位置の地盤応答を用いた地震応答解析における構造物の応答ベースでの比較【検討2】を行った。

検討の結果、【検討1】では、地盤の地震応答解析の結果から、杭①位置と杭③位置の地盤応答において、構造物に作用する加速度に有意な差は無く、Ss-D2において杭①位置の加速度応答の方が僅かに大きくなる結果となった。その上で、【検討2】では、代表波としてSs-D2を用いた構造物の地震応答解析の結果から、杭①位置に比べ杭③位置の地盤応答を用いた場合の方が、構造物の応答値（最大発生応力度等）が大きく評価され、安全側の評価になっていることを確認した。

以上のことから、「6.3.1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書に関する補足説明」に示す評価手法が妥当であることを確認した。

(参考資料 7) 杭下端部の安定性について

1. 概要

杭基礎構造防潮壁（以下「防潮壁」という。）のうち、防潮壁（第 3 号機放水立坑）においては、図 1-1 のとおり、第 3 号機建設時の掘削形状により、杭の設置位置が岩盤端部付近となっている（放水立坑南側）。

防潮壁の耐震耐津波評価においては、杭を支持する地盤の安定性を前提とし、水平成層地盤を仮定した解析モデルとしているため、杭下端部側方の安定性が解析上の前提条件となる。

よって、本章では安定性が懸念される防潮壁（第 3 号機放水立坑）の放水立坑南側における、杭下端部の安定性について、杭から岩盤部に伝達される水平力に対して岩盤の強度が十分な裕度を有していることから、杭を支持する地盤が安定していることを確認した。

なお、耐震下位クラス施設である放水立坑の影響を考慮した地盤改良体の安定性評価結果については、参考資料 8 にて示す。

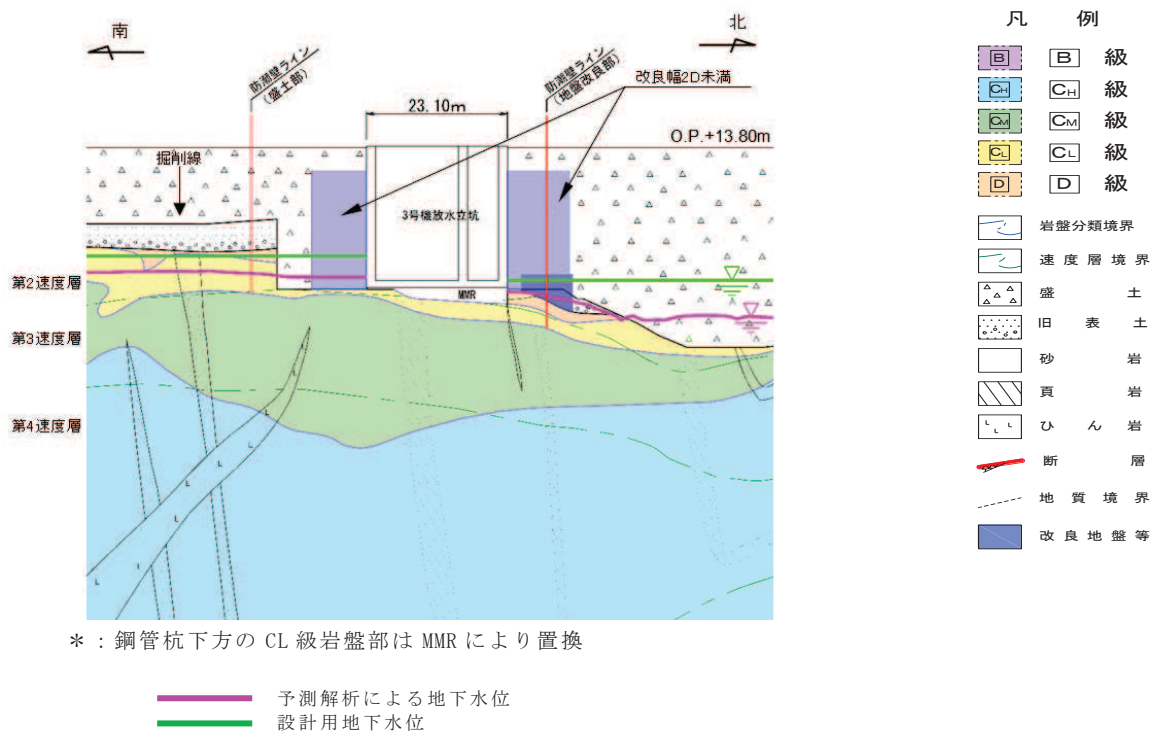


図 1-1 第 3 号機放水立坑 横断図（南北）

2. 安定性確認

2.1 評価方法

杭下端部の安定性については、杭から伝達する水平力によって、岩盤に発生する押し抜きせん断力を算定し、許容限界以下であることを確認する。

押し抜きせん断応力度の算定は、「杭基礎設計便覧 平成 18 年度改訂版 日本道路協会」に準じて下記に示す評価式にて求める。図 2-1 に照査方法の概要を示す。

$$\tau_h = \frac{H}{h'(2L+D+2h \tan \beta)} \leq \tau_0$$

τ_h : 水平方向押し抜きせん断応力度 (kN/m²)

τ_0 : 岩盤のせん断強度 (kN/m²)

H : 水平力 (kN)

D : 杭径 (m)

L : 岩盤への根入れ長 (m)

h' : 水平方向押し抜きせん断に対する岩盤の有効厚さ (m)

β : せん断破壊面の広がり角度で、「杭基礎設計便覧 平成 18 年度改訂版 5. 斜面上に設けられる杭基礎（深礎杭）の設計」に準じて土砂・軟岩の角度である $\beta = 30 + \phi / 3$ とする。

ϕ : 岩盤のせん断抵抗角 (°)

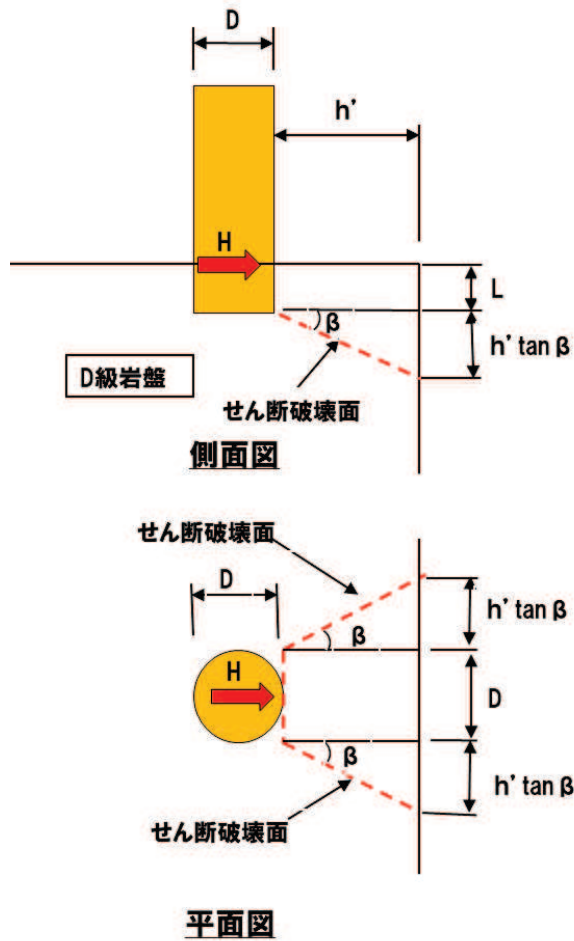


図 2-1 照査方法の概要

2.2 評価条件

安定性評価については、発生する水平力及び照査対象岩盤の強度に加え、岩盤への根入れ長及び岩盤の有効厚さにより求まる。

ここで、岩盤の有効厚さは、第3号機放水立坑南側においては、杭配置と掘削ラインが平行であるため杭間での有意な違いはない。岩盤の強度については、**D**級岩盤と**C_L**級岩盤が分布するが、保守的に**D**級岩盤の強度を用いて評価を行うことから差はない。

よって、評価に影響を与えるパラメータは杭の岩盤絵入れ長である。第3号機放水立坑南側の杭の中から最も岩盤（**D**級岩盤）への根入れ長が短い杭の根入れ長を評価に用いる。

図 2-2 に第3号機放水立坑の地質縦断図を、図 2-3 に検討用モデルを、表 2-1 に**D**級岩盤のせん断抵抗角に基づく β の算定結果を示す。

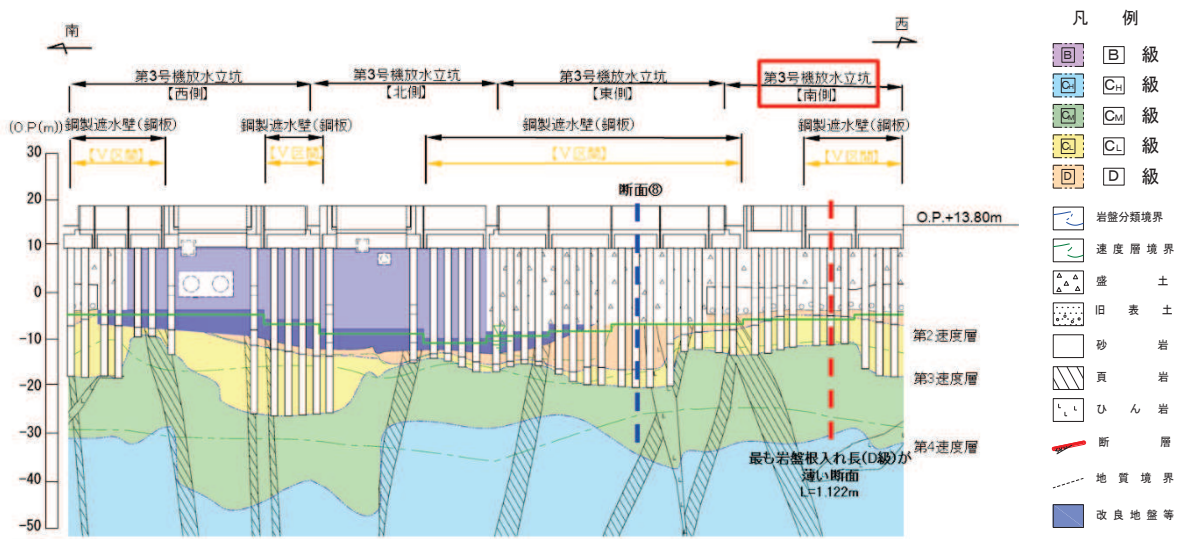


図 2-2 地質縦断面図
(防潮壁(第 3 号機放水立坑))

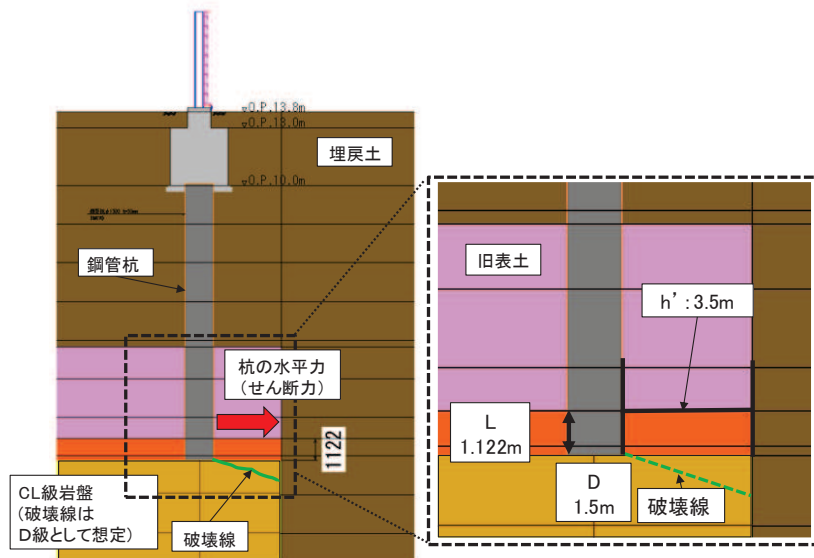


図 2-3 検討用モデル

表 2-1 D 級岩盤のせん断抵抗角及びせん断破壊面の広がり角

せん断抵抗角 ϕ (°)	せん断破壊面の広がり角 $\beta = 30 + \phi / 3$ (°)
24*	38

注記* : D 級岩盤 (牧の浜部層) のせん断抵抗角

2.3 許容限界

水平方向押し抜きせん断応力評価に用いる許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づく解析用物性値より設定する。各評価項目の許容限界を表 2-2 に示す。

表 2-2 安定性評価に用いる許容限界

評価項目	許容限界 (kN/m ²)	備考
水平方向押し抜きせん断応力度	100	D級岩盤（牧の浜部層）のせん断強度

2.4 検討用水平力の算出方法

杭から岩盤に作用する水平力は、地震応答解析より得られる杭下端（CL 級岩盤上面位置）の水平地盤ばね反力を用いて算出する。

図 2-4 に水平地盤ばね反力の算出位置（断面⑧）を示す。断面⑧は評価対象位置の近傍に位置し、構造諸元が同じ鋼製遮水壁（鋼板部）のⅡ区間で、Ⅱ区間の中で、下部工の観点で厳しくなると考えられる断面の中で、地盤変位量やせん断ひずみが最も大きく、杭の変形量が大きくなると考えられるため、評価対象断面としている（「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」参照）。

よって、検討用水平力は、杭に生じる変形が大きくなることで、岩盤内の水平地盤ばね反力も大きくなると考えられる断面⑧の地震時及び重畳時の全ケースの地震応答解析の結果から、D級岩盤内の全節点の中から最大値を抽出する。

表 2-3 に地震時及び重畳時の杭下端の水平地盤ばね反力の最大値を示す。この結果から、設計用の水平力は、全地震動の最大となる S_s - N 1 の地盤ばね反力 720kN/m を用いることとする。

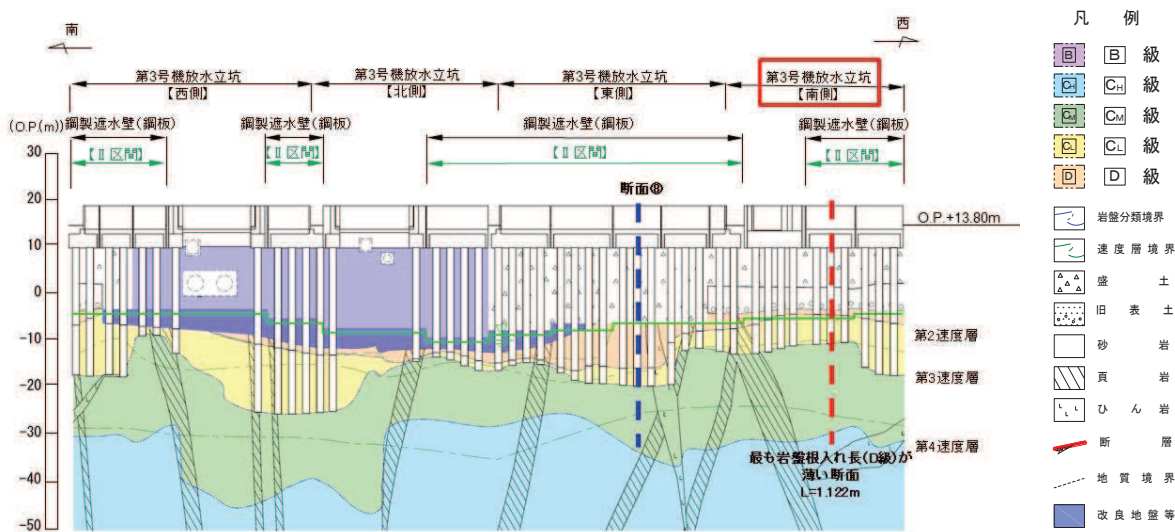
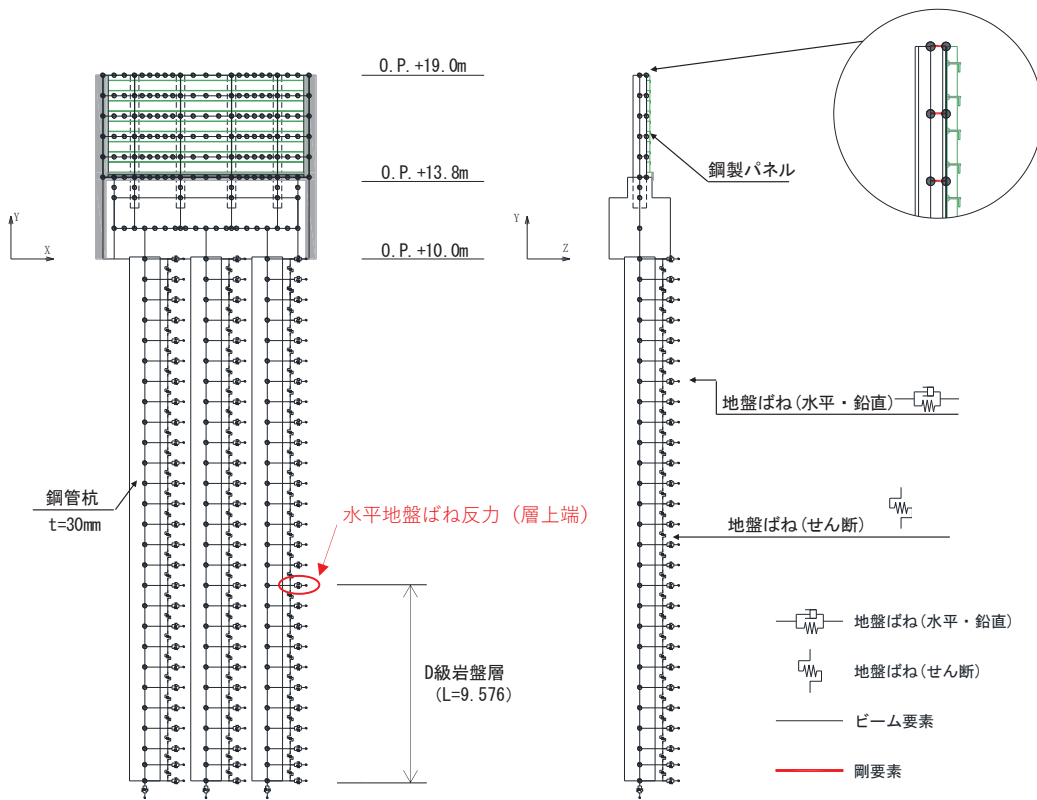
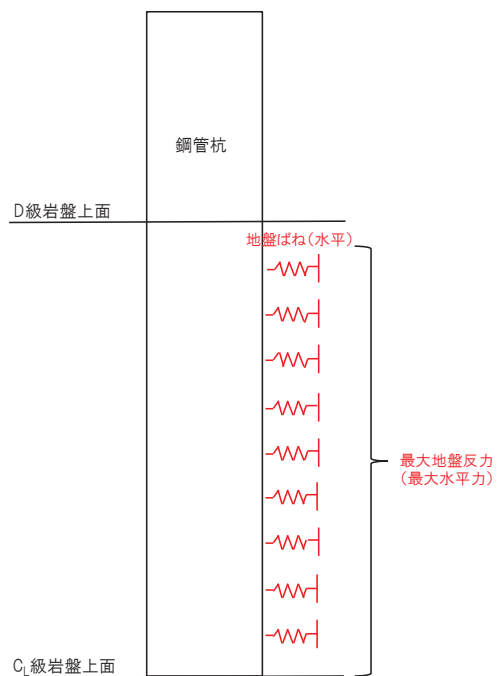


図 2-4(1) 水平地盤ばね反力の算出位置
(鋼製遮水壁(鋼板)断面⑧位置)



(解析モデル図-鋼製遮水壁(鋼板)断面⑧)



(地盤反力抽出概念)

図 2-4(2) 水平地盤ばね反力の算出位置
(鋼製遮水壁(鋼板)断面⑧)

表 2-3 杭下端位置での最大地盤反力（鋼製遮水壁（鋼板）断面⑧）

項目	地震時							重畳時
	S s - D 1	S s - D 2	S s - D 3	S s - F 1	S s - F 2	S s - F 3	S s - N 1	S d - D 2
杭下端位置の水平 地盤ばね最大反力 (kN/m)	652	636	646	600	588	504	720	454

2.5 検討結果

検討結果を以下に示す。検討の結果、防潮壁（第 3 号機放水立坑）の放水立坑南側における、杭下端部の安定性について、表 2-3 に示す最大地盤反力に岩盤根入れ長 $L=1.122\text{m}$ を乗じて算出した水平力に対して、せん断における安定性を有することを確認した。

- ・ 水平方向押し抜きせん断応力度

$$\tau_h = \frac{720 \times 1.122}{3.5(2 \times 1.122 + 1.5 + 2 \times 3.5 \times 0.781)} = 26 \text{ kN/m}^2 \leq 100 \text{ kN/m}^2$$

(参考資料 8) 隣接する耐震下位クラス施設による影響について

1. 概要

第 2 号機放水立坑の杭基礎構造防潮壁（以下、「2 号放水立坑防潮壁」という。）周辺は比較的地下水位が高いため、杭周辺に旧表土或いは盛土が存在する箇所は液状化による地盤変形抑制のためフーチング下面までを地盤改良している。

一方、第 3 号機放水立坑の杭基礎構造防潮壁（以下、「3 号放水立坑防潮壁」という。）については下位クラスである第 3 号機放水立坑の波及的影響を受ける虞があるため、第 3 号機放水立坑の周囲に地盤改良体を構築し、機能維持を図る設計としている。

本書は下位クラスである第 2 号機放水立坑及び第 3 号機放水立坑が基準地震動 S_s に対して大規模な損壊等の影響を受けたと想定した場合であっても、2 号放水立坑防潮壁及び 3 号放水立坑防潮壁の杭周辺の改良地盤が健全性を有し、杭の側面抵抗が維持されることを確認するものである。なお、本地盤改良により既設躯体の耐震性が向上するため、躯体が大規模な損壊に至り機能が喪失することは想定にくく、今回の大規模損壊を想定した検討は十分に安全側である。

2. 第2号機放水立坑改良地盤の評価

2.1 評価方針

2号放水立坑防潮壁の周辺は比較的地下水位が高いため、杭周辺に旧表土或いは盛土が存在する箇所は液状化による地盤変形抑制のためフーチング下面までを地盤改良している。図2-1に2号放水立坑防潮壁の位置図、図2-2に2号放水立坑防潮壁の平面図、さらに図2-3に2号放水立坑防潮壁の地質縦断面図を示す。

図2-2と図2-3に示すとおり、2号放水立坑防潮壁の杭は改良地盤部と岩盤部に大別される。

2号放水立坑防潮壁の改良地盤が下位クラスである第2号機放水立坑が基準地震動 S_s に対して損壊等の影響を受けたと想定した場合であっても、健全性を有し杭の側面抵抗が維持されることを確認する。

評価方法は改良地盤の健全性を評価するうえで、第2号機放水立坑の損壊を想定し、放水立坑部を空虚とした場合の耐震評価を行う。

改良地盤の基準地震動 S_s に対する耐震評価フローを図2-4に示す。

改良地盤の耐震評価は、地震応答解析により得られた解析結果に基づき、表2-1の改良地盤の評価項目に示すとおり、改良地盤の健全性評価を行う。

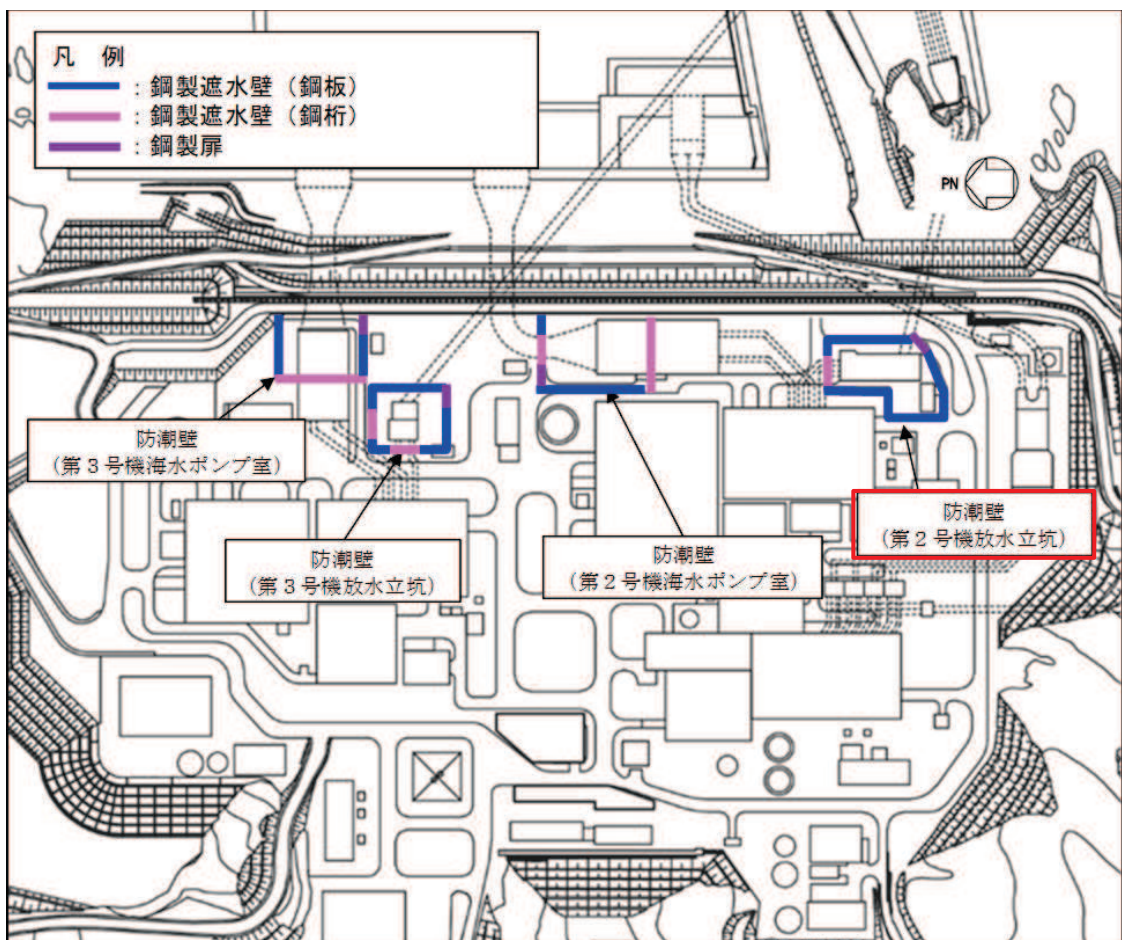


図2-1 第2号機放水立坑防潮壁の位置図

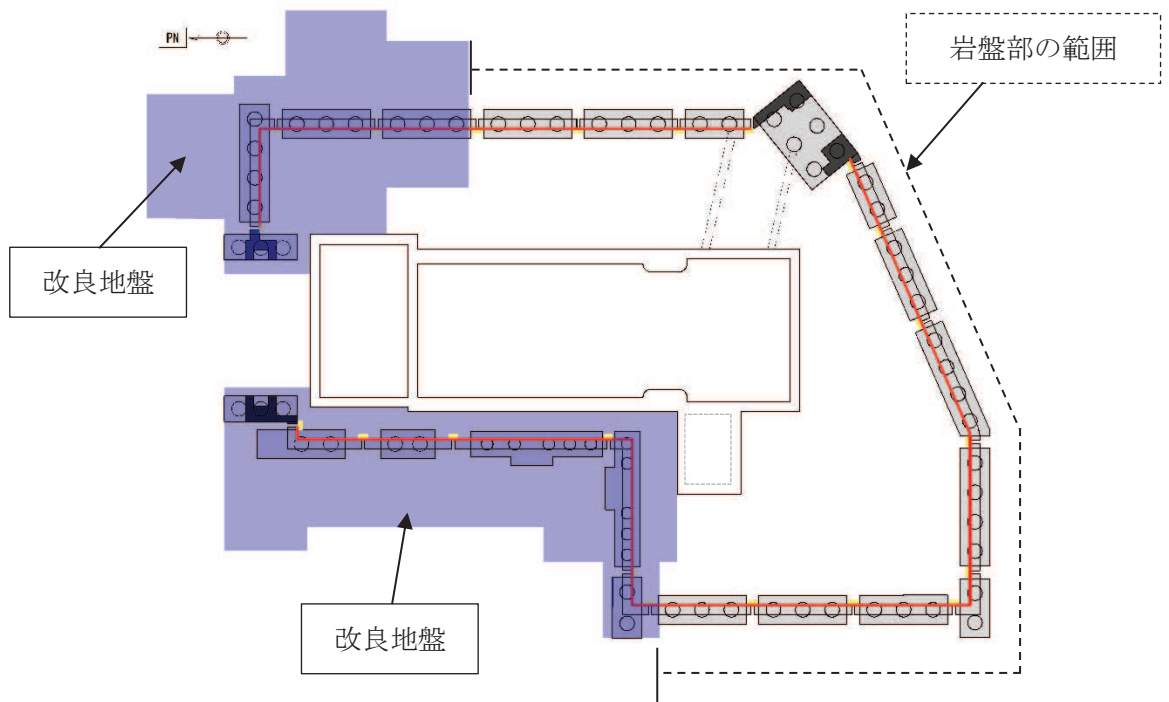


図2-2 第2号機放水立坑防潮壁 平面図

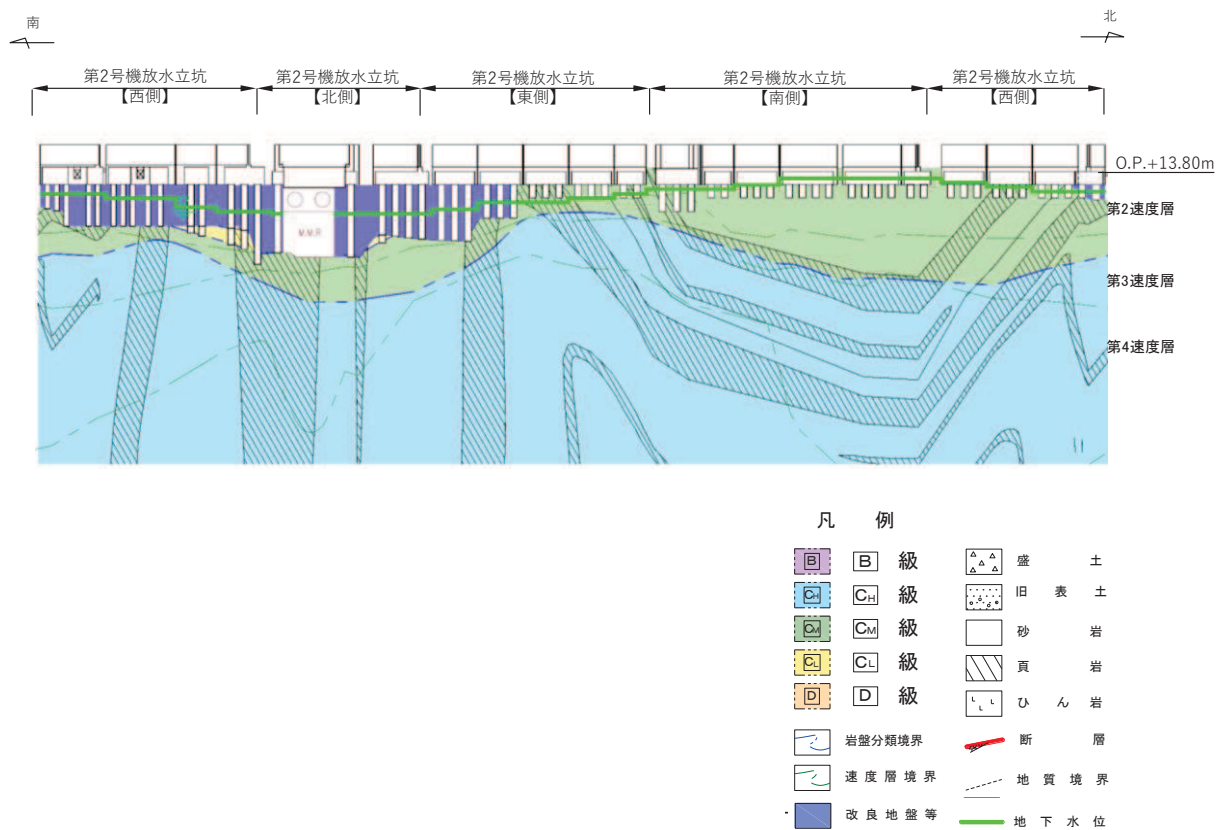


図2-3 第2号機放水立坑防潮壁 地質縦断面図

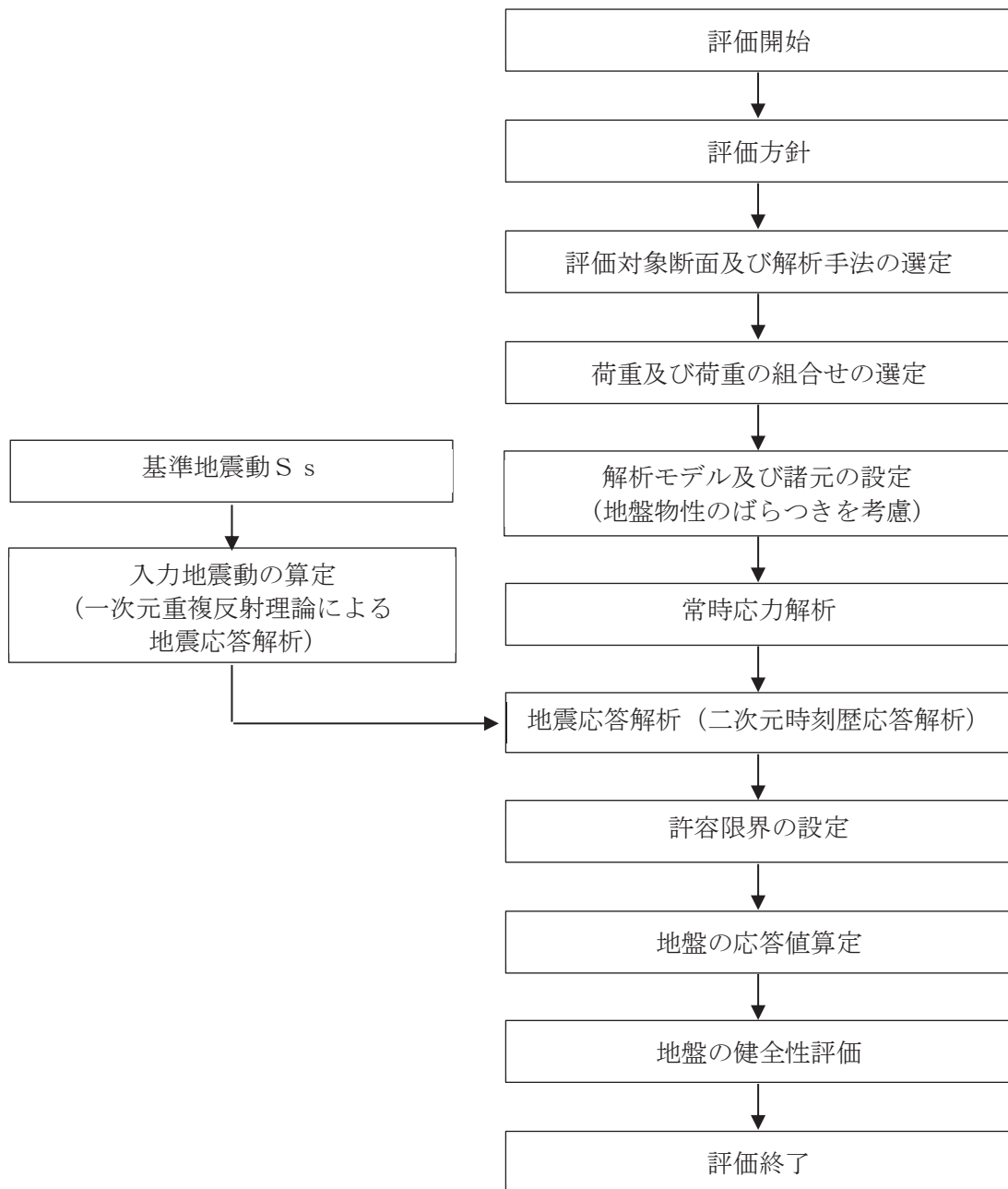


図 2-4 第 2 号機放水立坑改良地盤の耐震評価フロー

表 2-1 第 2 号機放水立坑改良地盤の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
地盤の安定性を有すること	地盤の健全性	改良地盤	すべり破壊しないことを確認	すべり安全率

2.2 評価対象断面

第2号機放水立坑改良地盤の評価対象断面については、改良地盤の形状、配置、周辺地盤の状況等を考慮し、耐震評価上、最も厳しくなると考えられる位置を評価対象断面とする。

第2号機放水立坑改良地盤は図2-5に示す通り、東側改良地盤と西側改良地盤がある。断面図を図2-6に示す。また、防潮壁部の地質断面図を図2-7に示す。

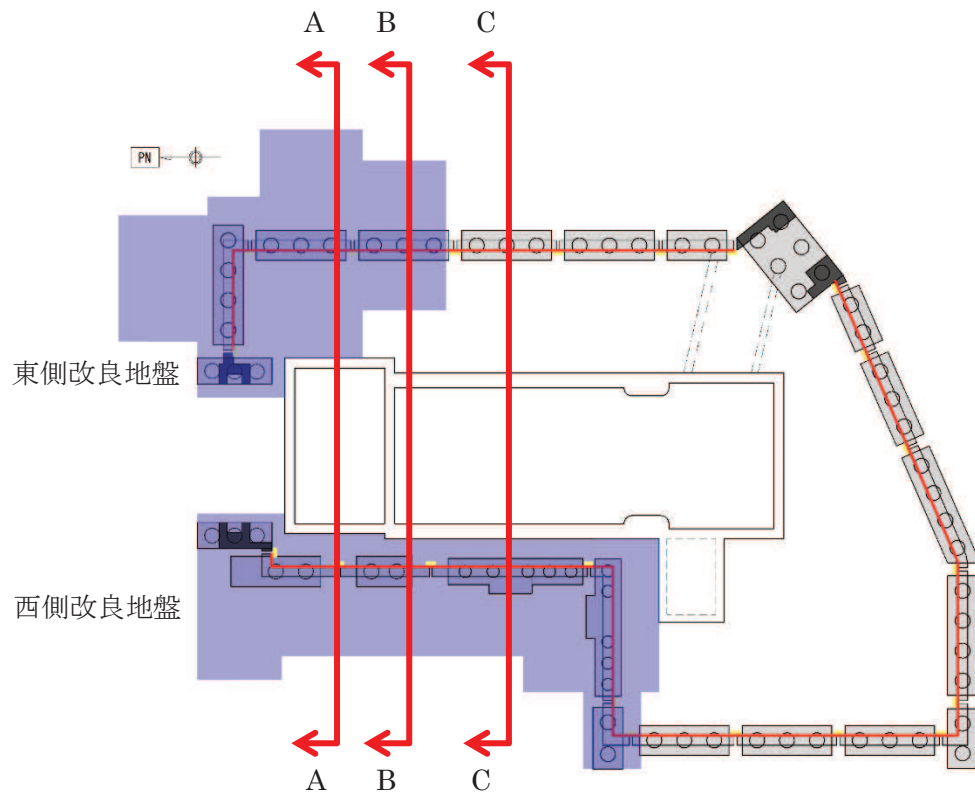


図2-5 第2号機放水立坑改良地盤 平面図

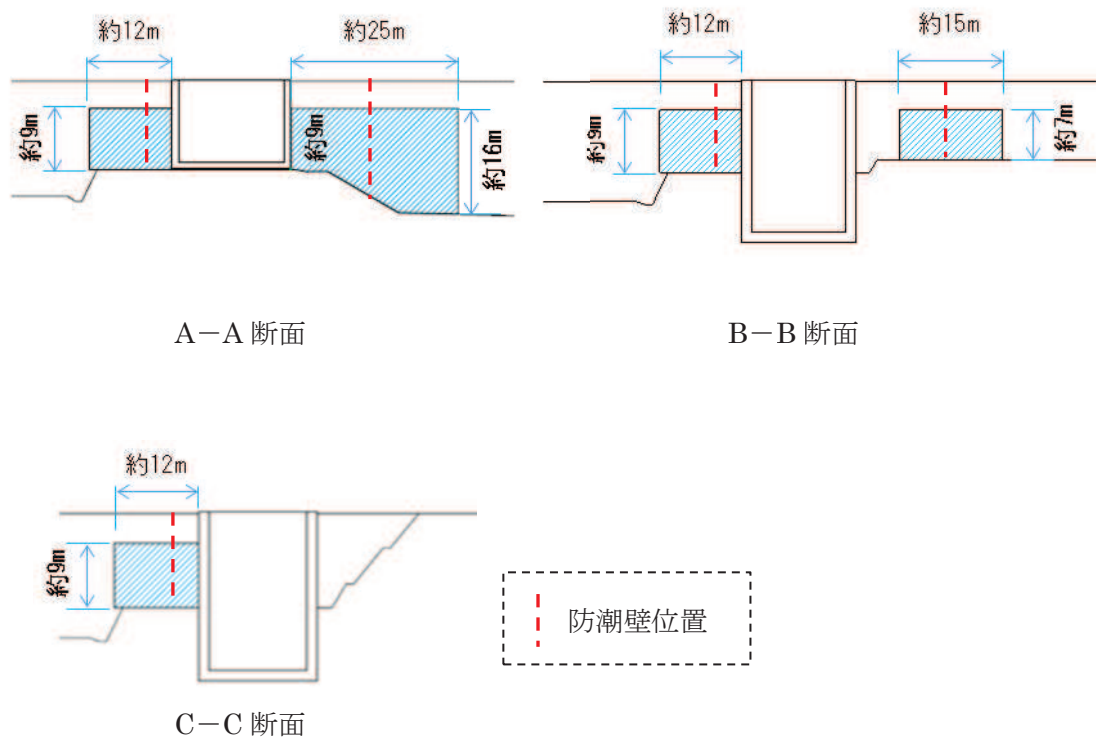


图 2-6 第 2 号機放水立坑改良地盤 断面図

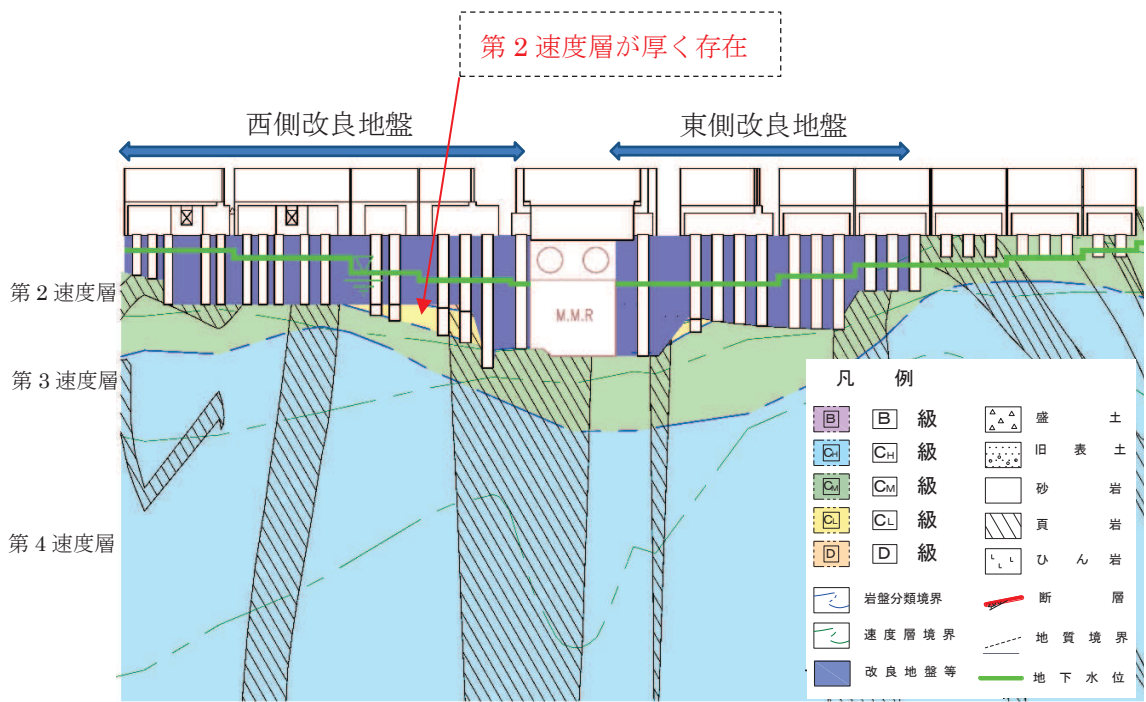


图 2-7 防潮壁部 地質縦断面図

東側改良地盤と西側改良地盤の特徴は以下のとおりであり、耐震評価上最も厳しくなるのは西側改良地盤と考えられる。

- ① 放水立坑側面部の東側改良地盤と西側改良地盤の改良高さは約9mと同等であるが、西側改良地盤の方は改良幅が小さく地震時の安定性に対し厳しくなると考えられる(改良幅：西側約12mに対して東側約15m～25m)。
- ② 西側改良地盤には地震動が増幅すると考えられる地盤剛性の小さい第2速度層が存在する。

図2-8、図2-9に示す西側改良地盤の改良幅最小範囲のうち、地震動が増幅すると考えられる地盤剛性の小さい第2速度層が厚く、またC₁級岩盤が厚く存在する中心部(A-A断面、図2-10)を代表として評価対象断面に選定する(A-A断面のうち西側改良地盤部の耐震評価を行う)。

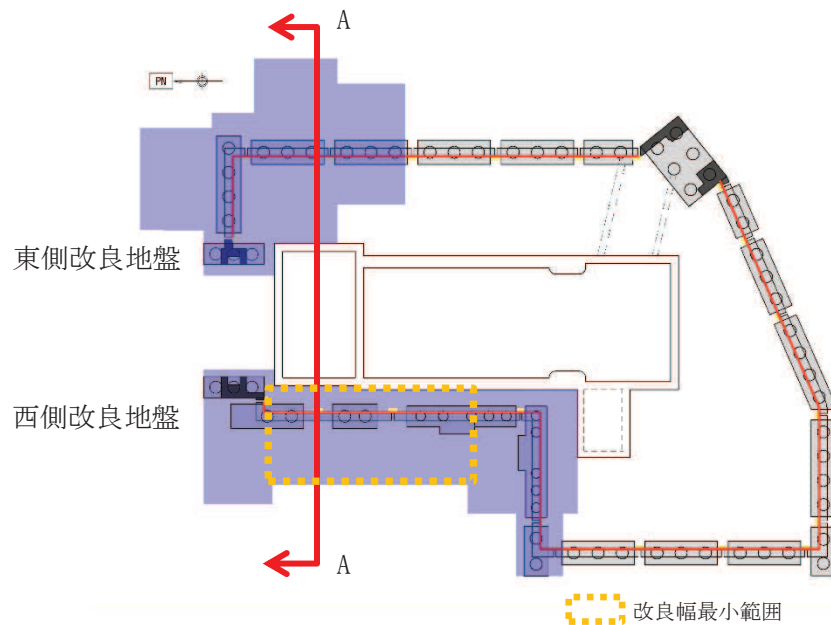


図2-8 第2号機放水立坑改良地盤評価対象断面 平面図

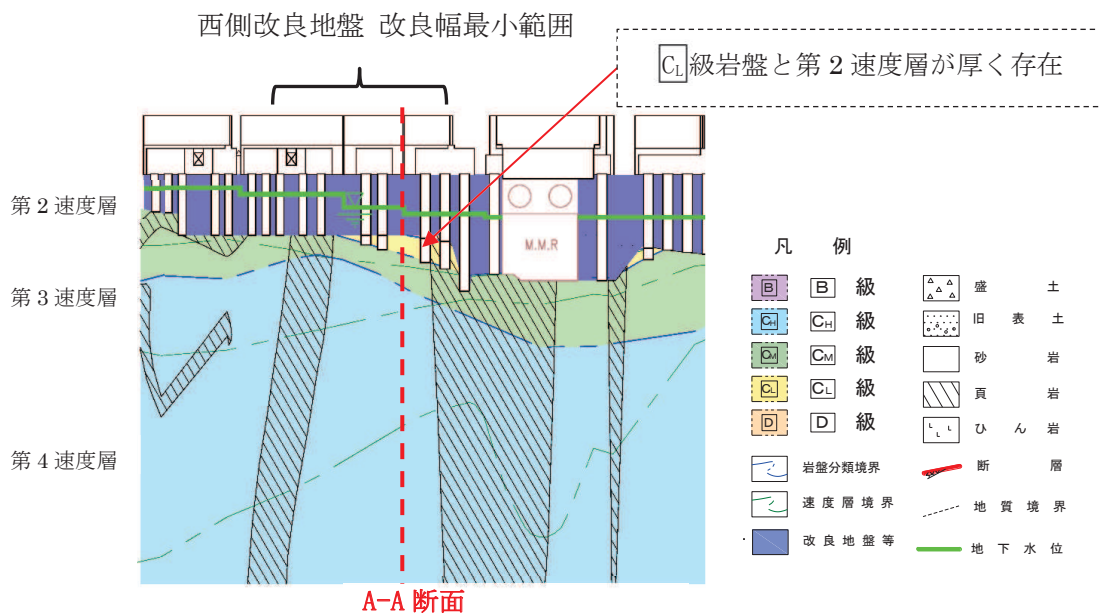


図2-9 防潮壁部地質縦断面図

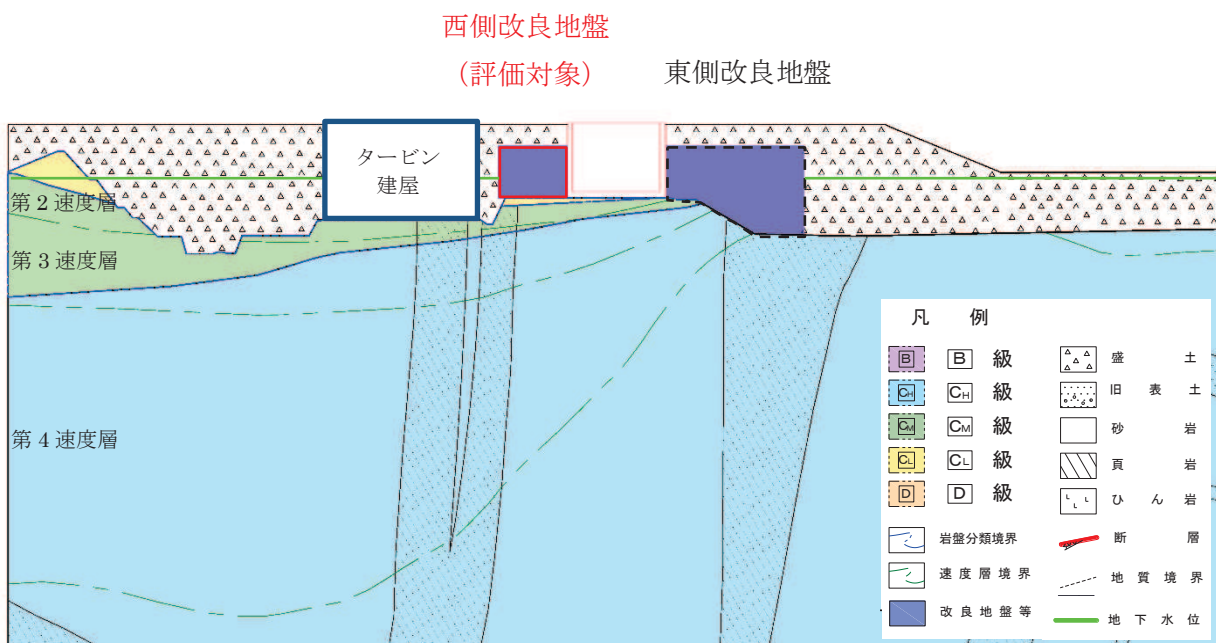


図2-10 2号放水立坑改良地盤の評価対象断面 地質断面図 (A-A断面)

2.2 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」に示す解析手法及び解析モデルを踏まえて設定する。

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元有限要素法により、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により行う。

第2号機放水立坑の損壊を想定し、放水立坑部を空虚として評価することから、改良地盤の安定性は作用する土圧が大きいほど、厳しくなる。土圧は耐震性を有するタービン建屋と改良地盤間の盛土から作用するが、保守的にタービン建屋を盛土としてモデル化する。解析手法は土圧の影響が大きく評価される全応力解析とする。

なお、タービン建屋と改良地盤間の盛土には地下水位が分布するが、盛土幅は改良地盤幅に比べ非常に小さく、また地形も掘り込まれているため、液状化による側方流動の可能性はないと判断し上記解析方法にて安定性を確認する。

地盤については、ひずみ依存性を適切に考慮できるようモデル化する。地震応答解析については、解析コード「Soil Plus Ver. 2015 Build3」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、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。

2.3 地盤物性のばらつき

地盤物性のばらつきの影響を考慮するため、表2-2に示す解析ケースを設定する。

図2-10に示すとおり改良地盤周辺には、盛土、 D 級岩盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布している。これらの地盤のせん断変形が地震時に改良地盤の健全性に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の初期せん断弾性係数のばらつきについて影響を確認する。

表2-2 解析ケース

解析ケース	地盤物性	
	盛土, D 級岩盤, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C_1 級岩盤, C_M 級岩盤, C_H 級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	平均値	平均値
ケース②	平均値+ 1σ	平均値
ケース③	平均値- 1σ	平均値

2.4 地震応答解析の解析ケースの選定

耐震評価における解析ケースを表2-3に示す。耐震評価においては、すべての基準地震動 S_s に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、すべり安全率に対して、最も厳しい地震動を用いて、表2-3に示す解析ケース②及び③を実施する。

表2-3 耐震評価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) に水平動の位相反転を考慮した地震動 (7波), 鉛直動の位相反転を考慮した地震動 (3波) 及び水平動・鉛直動の位相反転を考慮した地震動 (3波) を加えた全20波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。	
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	$S_s - D 2$	++*	○		
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	$S_s - D 3$	++*	○		
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	$S_s - F 1$	++*	○		
		-+*	○		
	$S_s - F 2$	++*	○		
		-+*	○		
	$S_s - F 3$	++*	○		
		-+*	○		
	$S_s - N 1$	++*	○		
		-+*	○		

注記 * : 耐震評価にあたっては、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会，2005年6月）（以下「土木学会マニュアル」という。）に従い、水平方向の位相反転を考慮する。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。

2.5 解析モデル及び諸元

第2号機放水立坑改良地盤の地震応答解析モデルを図2-11に示す。

二次元有限要素法による時刻歴応答解析の解析モデルの解析領域は、境界条件の影響が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。

二次元有限要素法による時刻歴応答解析の解析モデル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。

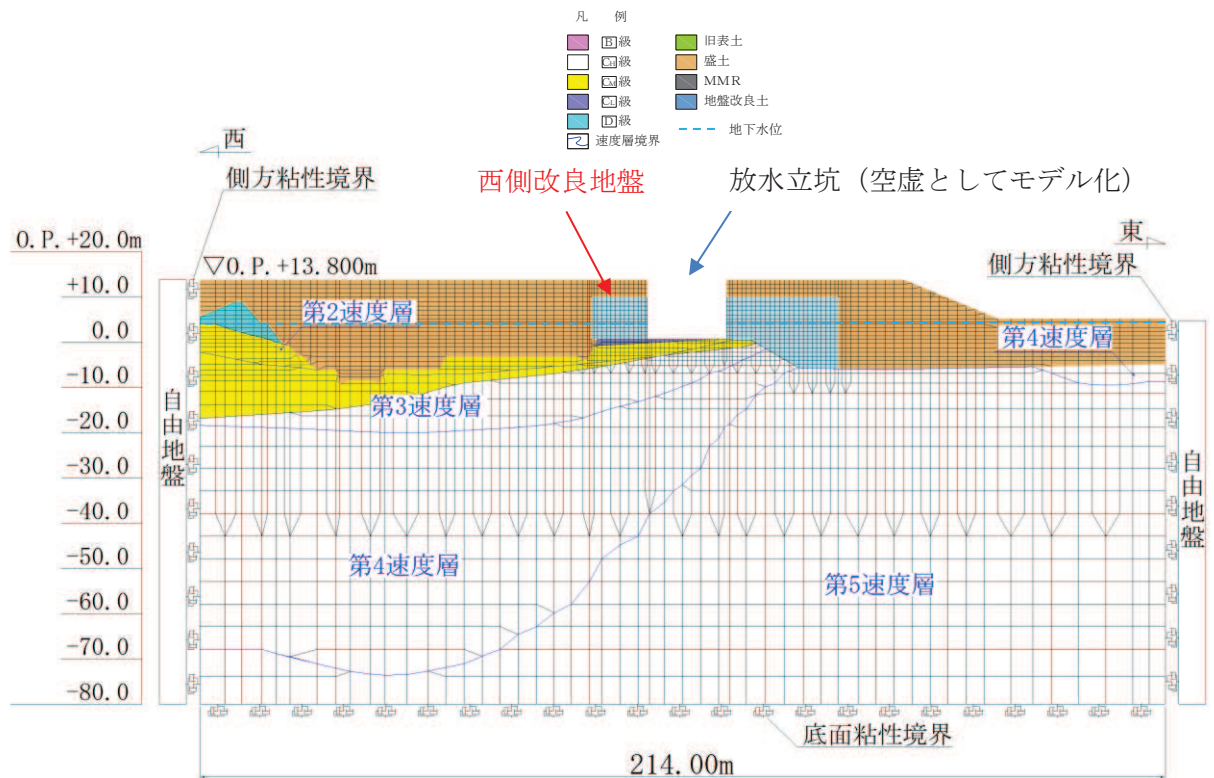


図2-11 第2号機放水立坑改良地盤の地震応答解析モデル図 (A-A断面)

2.6 許容限界

第2号機放水立坑改良地盤の許容限界は、「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド」に基づき、表2-4に示すすべり安全率とする。

表2-4 第2号機放水立坑改良地盤の健全性に対する許容限界

確認項目	許容限界	
地盤の安定性を有すること	すべり安全率	1.2

2.7 評価方法

第2号機放水立坑改良地盤の耐震評価は、地震応答解析に基づき算定した最小すべり安全率が「2.6 許容限界」で設定した許容限界以上であることを確認する。

第2号機放水立坑改良地盤の健全性評価は、改良地盤を通るすべり線のすべり安全率が許容限界以上であることを確認する。

また、第2号機放水立坑改良地盤の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。

2.8. 耐震評価結果

第2号機放水立坑改良地盤の放水立坑側へのすべりを想定し、想定すべり線を設定した。想定すべり線の考え方を以下に示す。

- ・ 改良地盤毎に端点を基点として $\pm 5^\circ$ 間隔ですべり線を設定する。
- ・ 端点は放水立坑側へのすべりを想定し、網羅的かつ要素の応力状態を考慮し設定する。
- ・ 大きな剛性差が生じる箇所には端点を設定する。

想定すべり線は、図2-12に示すとおり設定した。また、すべり安全率の評価結果を表2-5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2-13に示す。

この結果から、第2号機放水立坑改良地盤の最小すべり安全率が、改良地盤の健全性に対する許容限界以上であることを確認した。

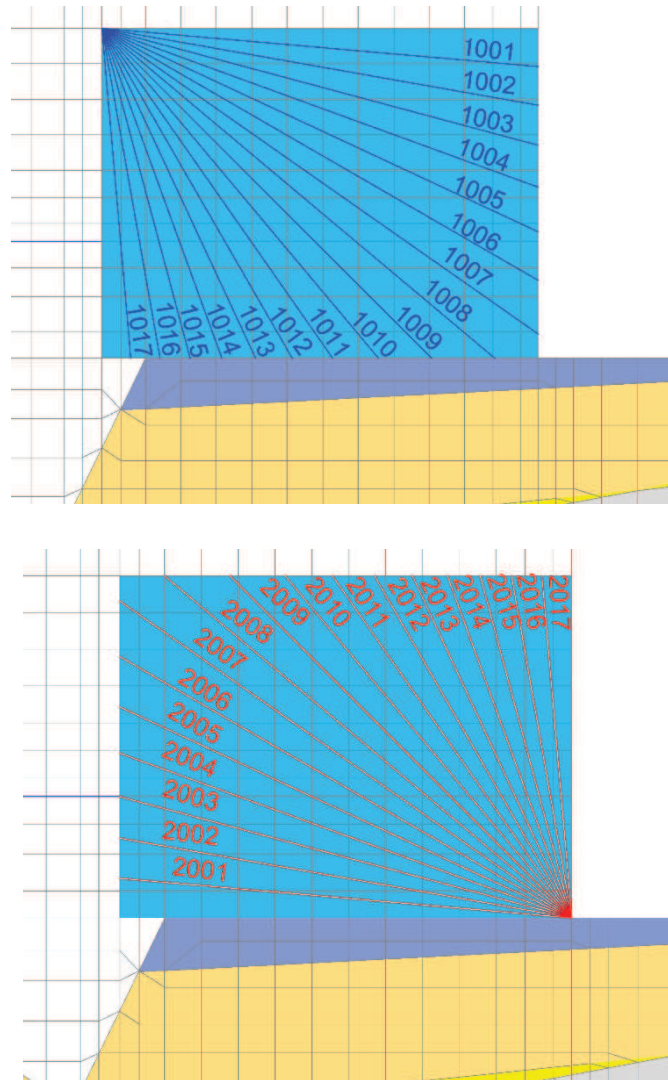


図2-12 第2号機放水立坑改良地盤のすべり線の設定

表 2-5 第 2 号機放水立坑改良地盤のすべり安全率算定結果

解析ケース	地震動		想定 すべり線	時刻 (sec)	すべり 安全率	評価 基準値
①	S _s -D 1	++	2002	49.07	4.89	1.2
		-+	2002	49.55	4.77	
		+-	2001	31.81	5.38	
		--	2001	20.40	4.68	
	<u>S_s-D 2</u>	++	2001	8.53	4.92	
		<u>-+</u>	<u>2001</u>	<u>8.48</u>	<u>4.57</u>	
		+-	2001	6.58	4.77	
		--	2002	25.06	5.00	
	S _s -D 3	++	2001	25.04	4.83	
		-+	2001	28.42	5.05	
		+-	2001	7.17	5.68	
		--	2001	19.84	5.18	
	S _s -F 1	++	2001	18.85	5.13	
		-+	2002	19.46	5.93	
	S _s -F 2	++	2001	26.83	4.83	
		-+	2001	28.46	4.68	
	S _s -F 3	++	2001	26.39	5.50	
		-+	2001	27.64	4.59	
S _s -N 1	++	2001	7.62	4.61		
	-+	2001	6.86	5.94		
②	S _s -D 2	-+	2001	8.47	4.64	1.2
③	S _s -D 2	-+	2001	8.48	4.86	1.2
① (平均値 -1σ 強度)	S _s -D 2	-+	2001	8.48	4.54	1.2

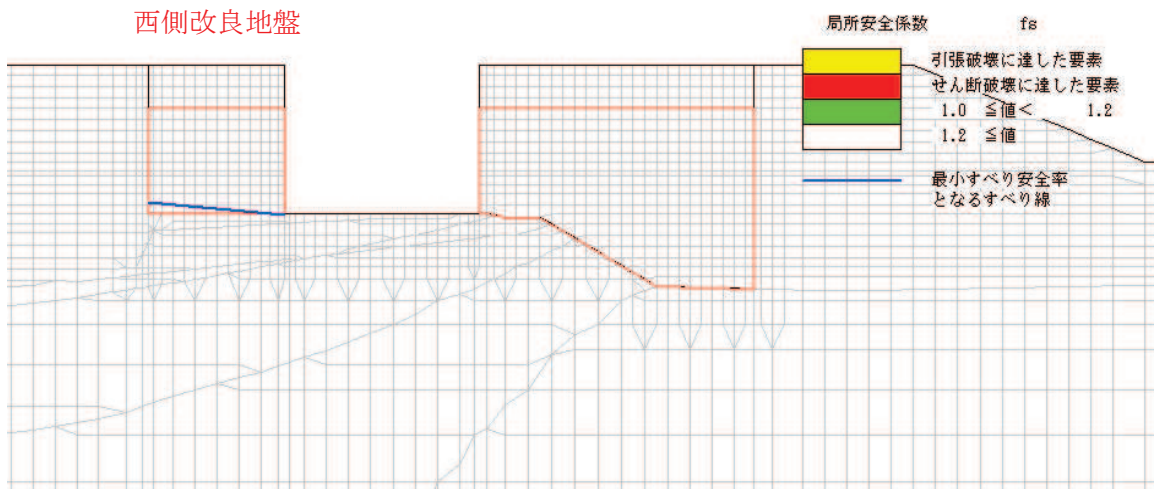


図 2-13 第 2 号機放水立坑改良地盤の最小すべり安全率発生時刻における局所安全係数分布 (解析ケース①, S_s-D2 (-+))

改良地盤と岩盤との境界部をとるすべり線の設定を図 2-14 にすべり安全率算定結果を表 2-6 に示す。地下水位以深の盛土については抵抗力を考慮せず、滑動力のみを考慮することとした。改良地盤と岩盤との境界部をとるすべり線のすべり安全率は評価基準値 1.2 を満足することを確認した。

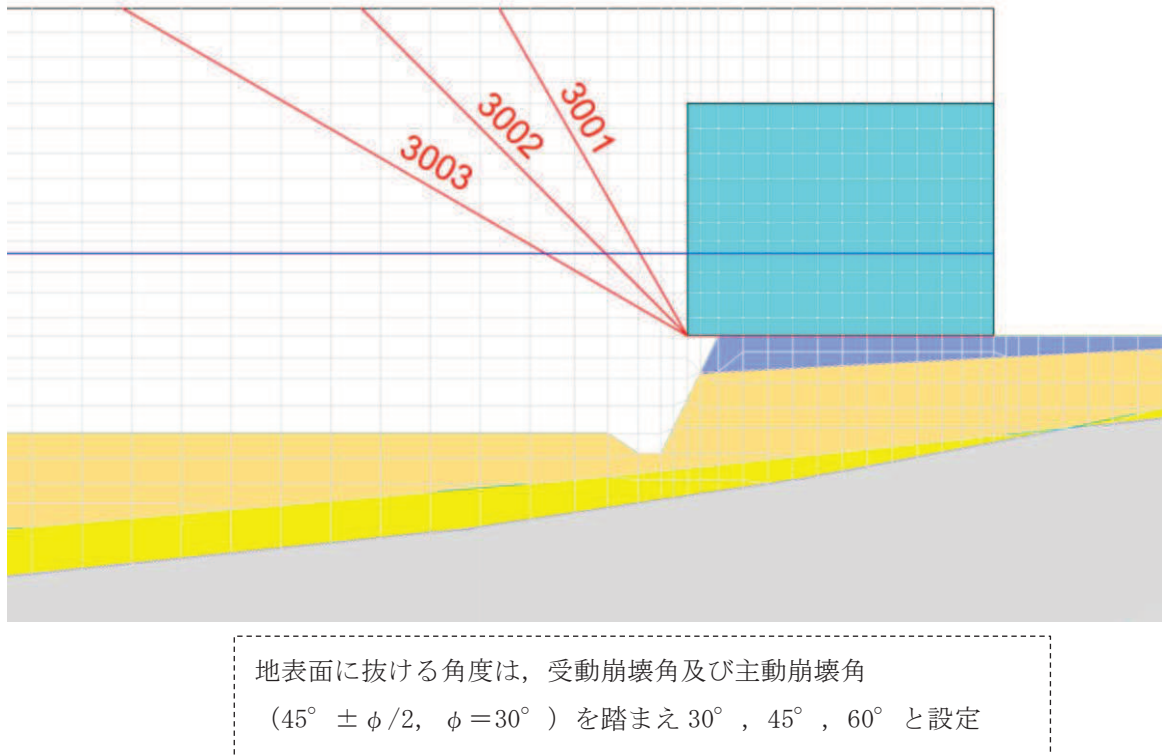


図 2-14 第 2 号機放水立坑改良地盤と岩盤との境界部をとるすべり線の設定

表 2-6 第 2 号機放水立坑改良地盤と岩盤との境界部をとるすべり線の安全率算定結果

解析ケース	地震動		想定すべり線	時刻 (sec)	すべり 安全率	評価 基準値
①	S _s -D 1	++	3001	44.98	1.90	1.2
		-+	3001	25.17	1.88	
		+-	3001	60.97	1.82	
		--	3001	32.25	1.76	
	<u>S_s-D 2</u>	++	3001	6.57	1.75	
		<u>-+</u>	<u>3001</u>	<u>13.81</u>	<u>1.70</u>	
		+-	3001	13.47	1.76	
		--	3001	22.34	1.81	
	S _s -D 3	++	3001	34.76	1.89	
		-+	3001	28.42	1.74	
		+-	3001	34.76	2.05	
		--	3001	15.52	1.84	
	S _s -F 1	++	3001	20.08	2.04	
		-+	3001	17.22	2.19	
	S _s -F 2	++	3001	27.81	1.86	
		-+	3001	30.80	1.84	
	S _s -F 3	++	3001	26.69	1.98	
		-+	3001	28.47	1.94	
S _s -N 1	++	3001	7.62	1.74		
	-+	3001	7.32	2.26		
②	S _s -D 2	-+	3001	18.30	1.79	1.2
③	S _s -D 2	-+	3002	13.82	1.81	1.2
① (平均値 -1σ 強度)	S _s -D 2	-+	3001	13.81	1.54	1.2

3. 第3号機放水立坑改良地盤の評価

3.1 評価方針

第3号機放水立坑の杭基礎構造防潮壁（以下、「3号放水立坑防潮壁」という。）については下位クラスである第3号機放水立坑の波及的影響を受ける恐れがあるため、第3号機放水立坑の周囲に地盤改良体を構築し、機能維持を図る設計とする。

図3-1に3号放水立坑防潮壁の位置図、図3-2に3号放水立坑防潮壁の平面図、さらに図3-3に3号放水立坑防潮壁の地質縦断面図を示す。

図3-2と図3-3に示す3号放水立坑防潮壁の改良地盤が下位クラスである第3号機放水立坑が基準地震動 S_s に対して損壊等の影響を受けたと想定した場合であっても、健全性を有し杭の側面抵抗が維持されることを確認する。

評価方法は改良地盤の健全性を評価するうえで、第3号機放水立坑の損壊を想定し、放水立坑部を空虚とした場合の耐震評価を行う。

改良地盤の基準地震動 S_s に対する耐震評価フローを図3-4に示す。

改良地盤の耐震評価は、地震応答解析により得られた解析結果に基づき、表2-1の改良地盤の評価項目に示すとおり、改良地盤の健全性評価を行う。

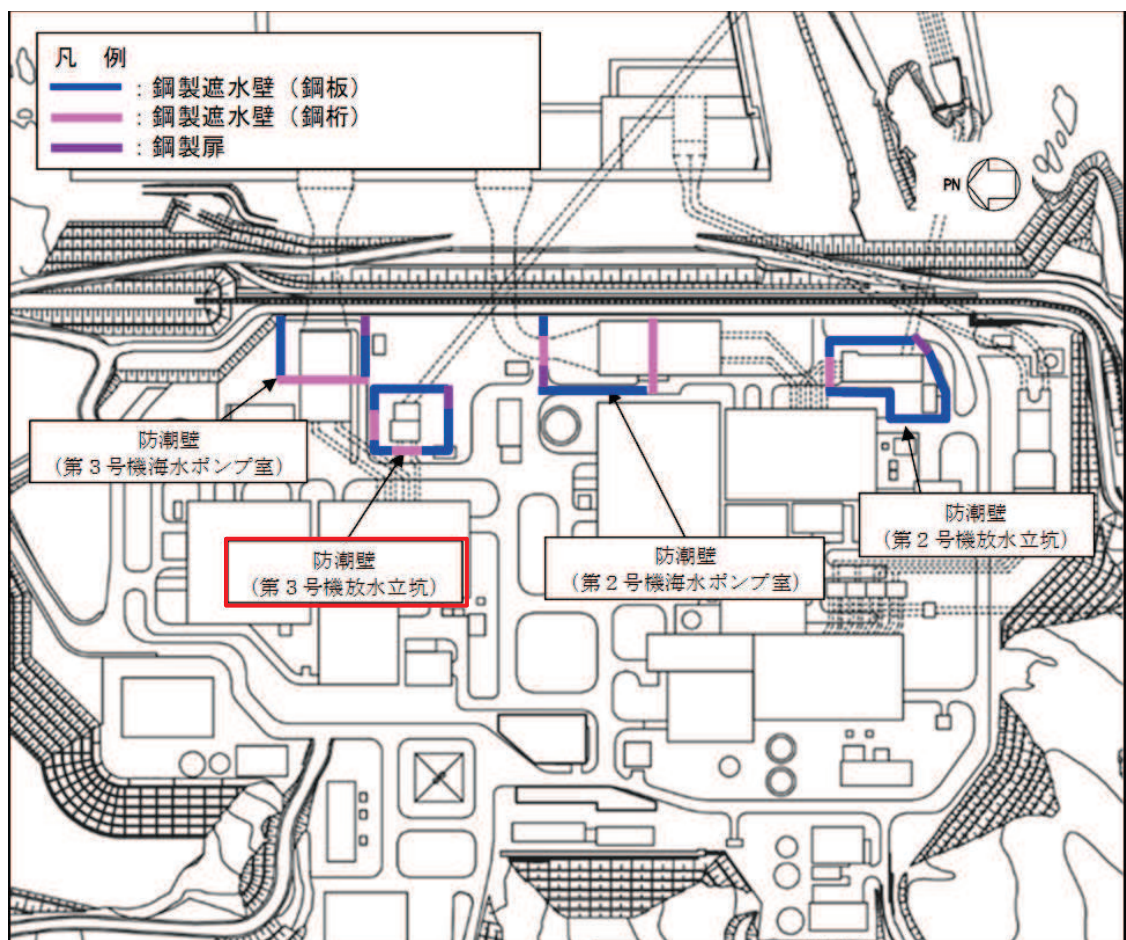


図3-1 3号放水立坑防潮壁の位置図

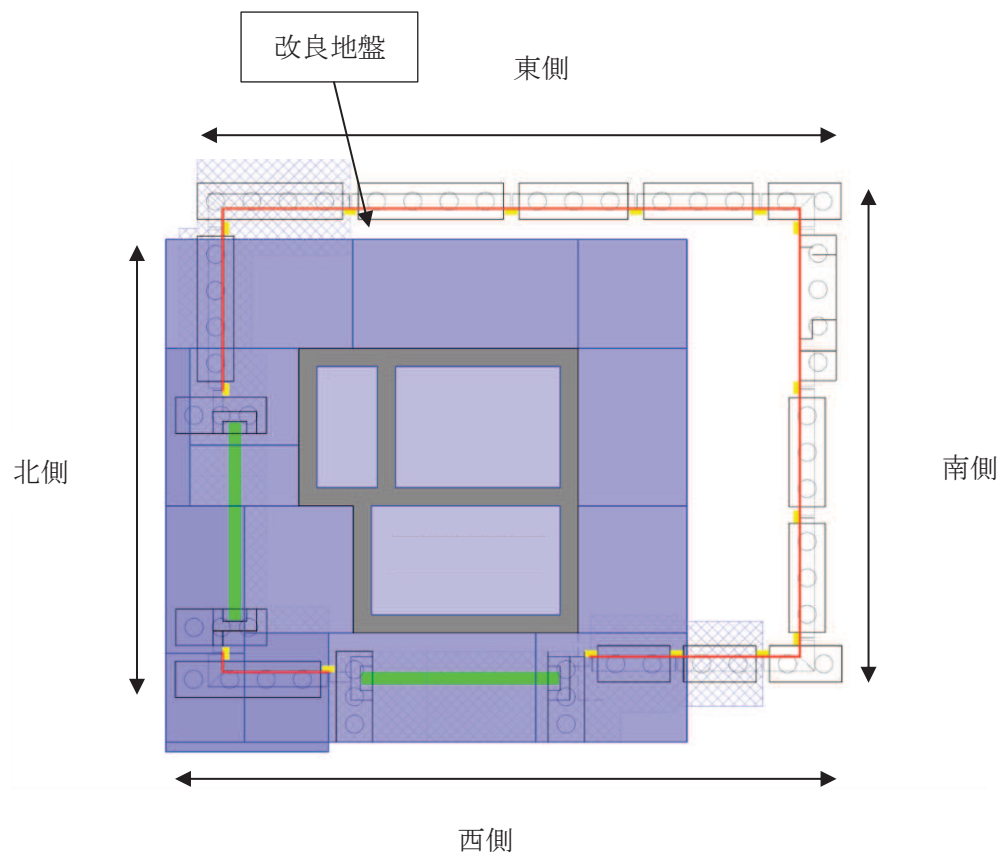


图3-2 3号放水立坑防潮壁 平面图

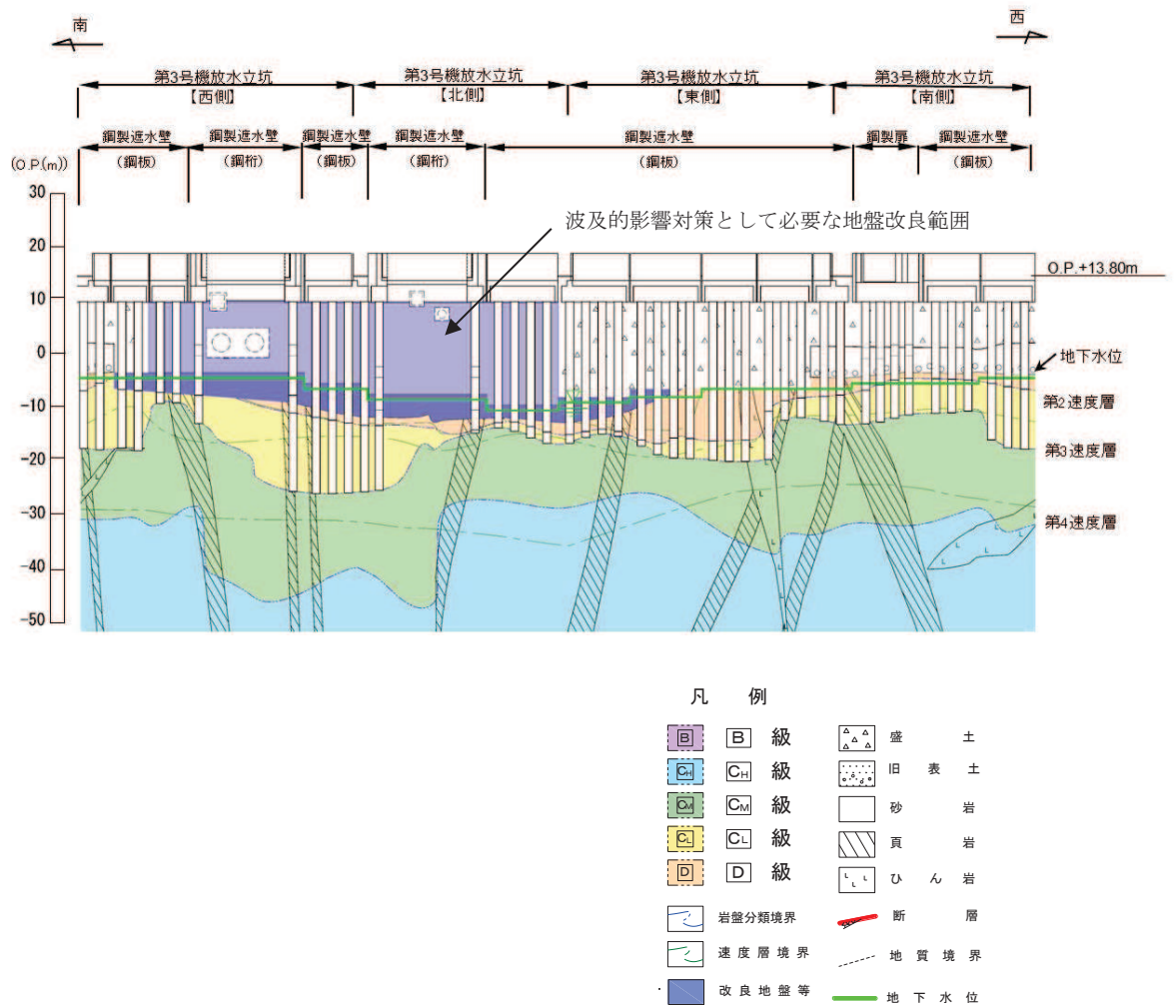


図 3-3 3号放水立坑防潮壁 地質縦断面図

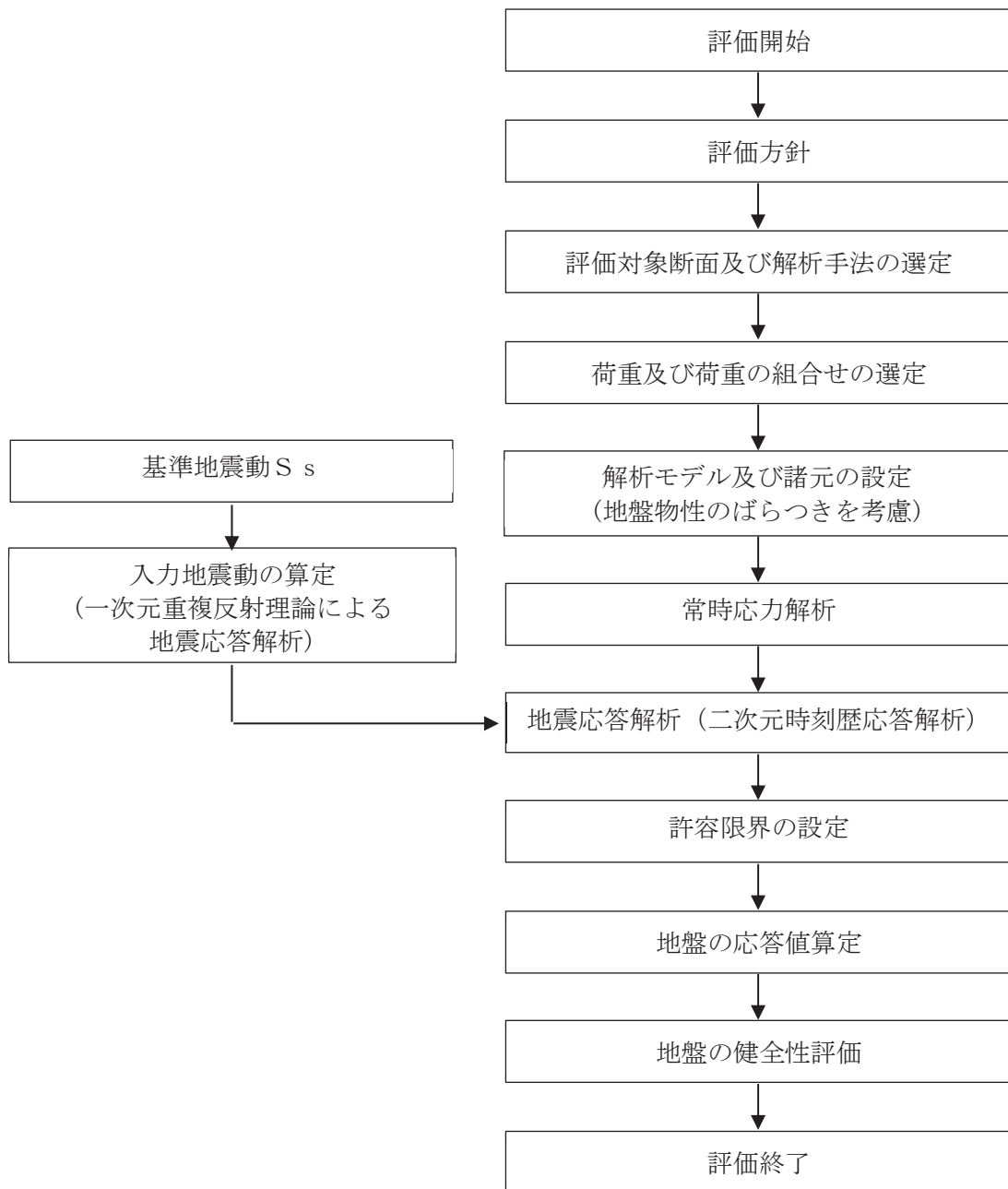


図 3-4 第 3 号機放水立坑改良地盤の耐震評価フロー

表 3-1 第 3 号機放水立坑改良地盤の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
地盤の安定性を有すること	地盤の健全性	改良地盤	すべり破壊しないことを確認	すべり安全率

3.2 評価対象断面

第3号機放水立坑改良地盤の評価対象断面については、改良地盤の形状、配置、周辺地盤の状況等を考慮し、耐震評価上、最も厳しくなると考えられる位置を評価対象断面とする。

第3号機放水立坑改良地盤の平面図を図3-5、断面図を図3-6に示す。また、防潮壁部の地質断面図を図3-7に示す。

第3号機放水立坑改良地盤の深さは放水立坑近傍で約20mと大きな差はないが、改良幅は9m、11m、15mの3エリアに区分される。また、改良幅9mのエリアには地震動が増幅すると考えられる地盤剛性の小さいD級岩盤が厚く存在する。よって、耐震評価上、最も厳しくなるのは改良幅9mエリアと考えられる。

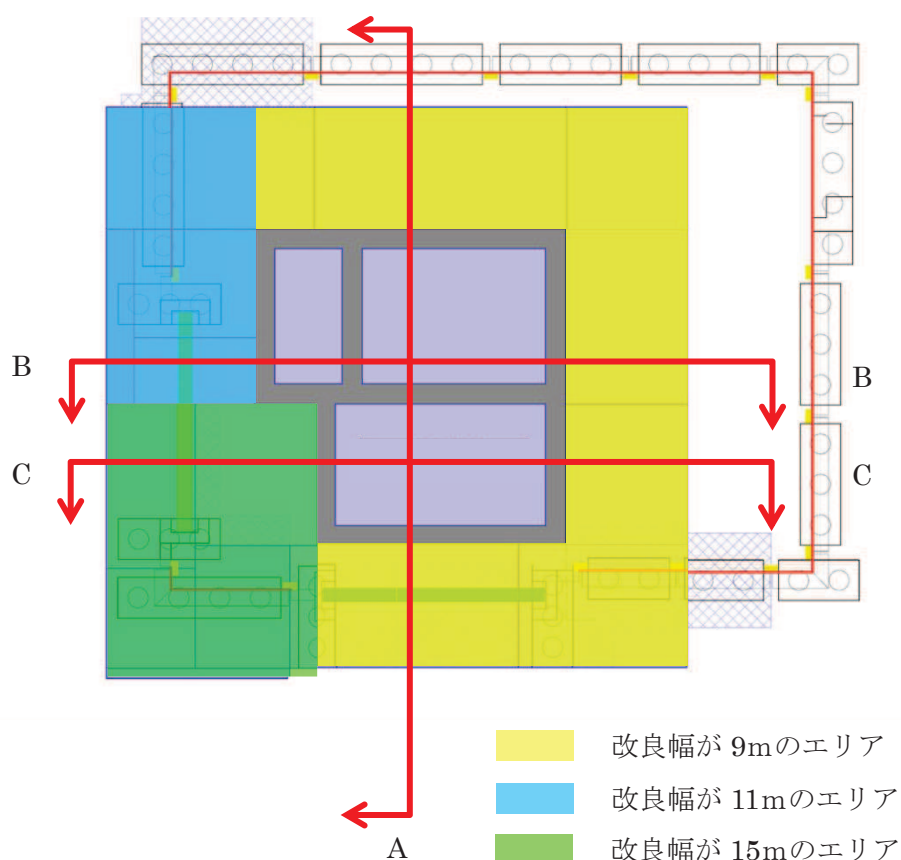


図3-5 第3号機放水立坑改良地盤 平面図

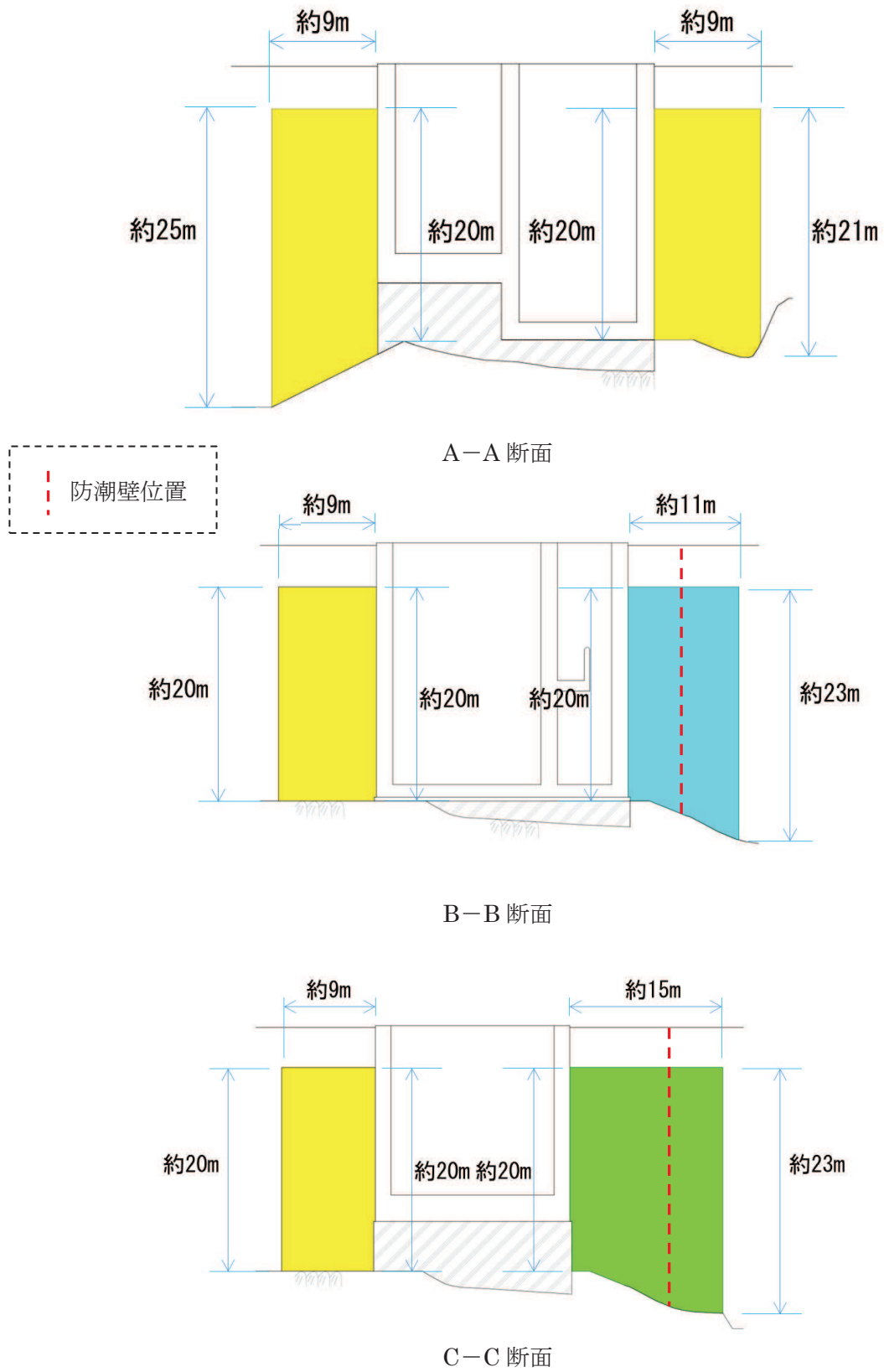


图 3-6 第 3 号機放水立坑改良地盤 断面图

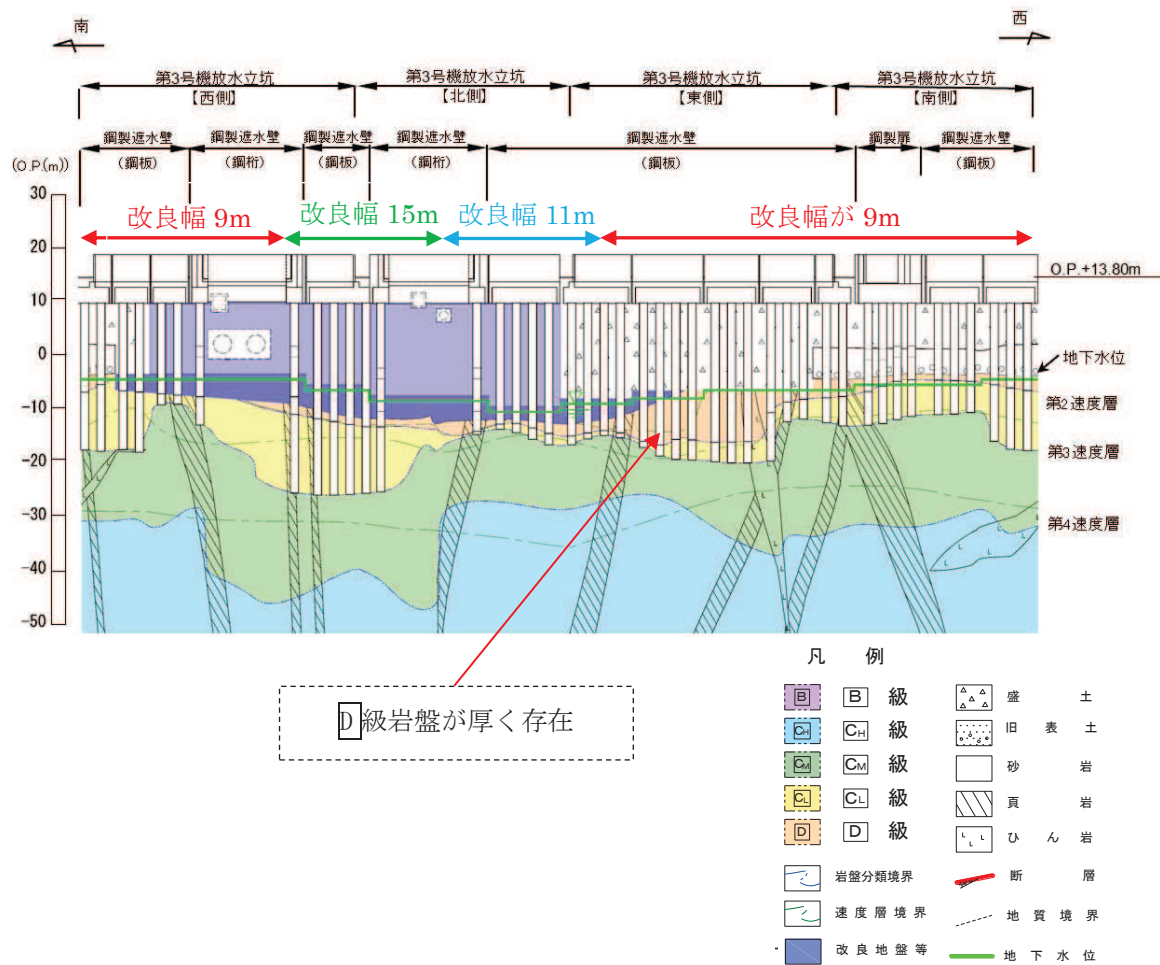


図 3-7 第 3 号機放水立坑防潮壁部 地質縦断面図

図 3-8 に示す改良幅が 9m のエリアの特徴を地質断面図 (図 3-9, 図 3-10) 及び地質縦断面図 (図 3-11) から以下のとおり確認した。

- ・改良幅が 9m のエリアの東側：改良地盤は D 級岩盤上に存在。
- ・改良幅が 9m のエリアの南側：改良地盤は C_L 岩盤上に存在。
- ・改良幅が 9m のエリアの西側：改良地盤は C_L 岩盤上に存在。また岩盤部の傾斜やマンメイドロック (以下、「MMR」という。) による応力集中の影響により安定性が損なわれる可能性がある。

上記を考慮し、地震動が増幅すると考えられる D 級岩盤が厚く存在する箇所 (東側) と岩盤部の傾斜や MMR により安定性が損なわれる可能性が考えられる箇所 (西側) をとおる A-A 断面を評価対象断面に選定する。

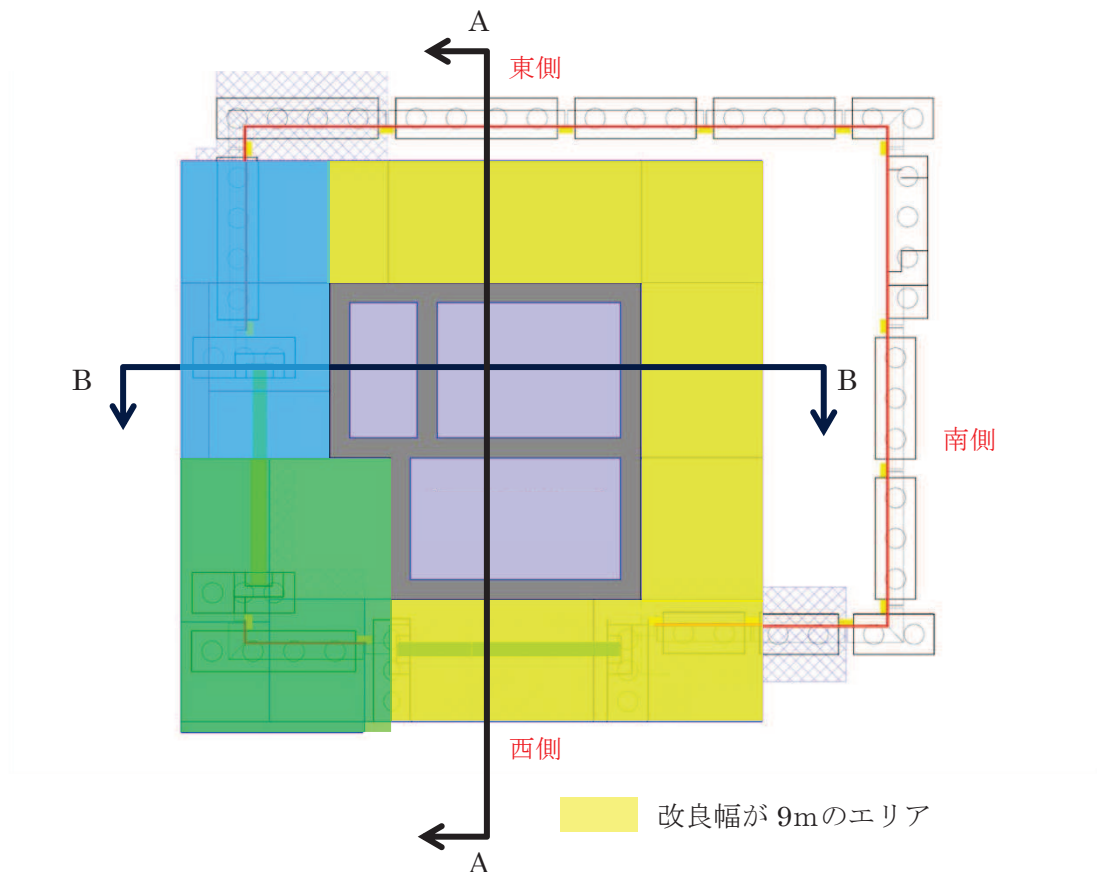


図 3-8 第 3 号機放水立坑評価対象断面 平面図

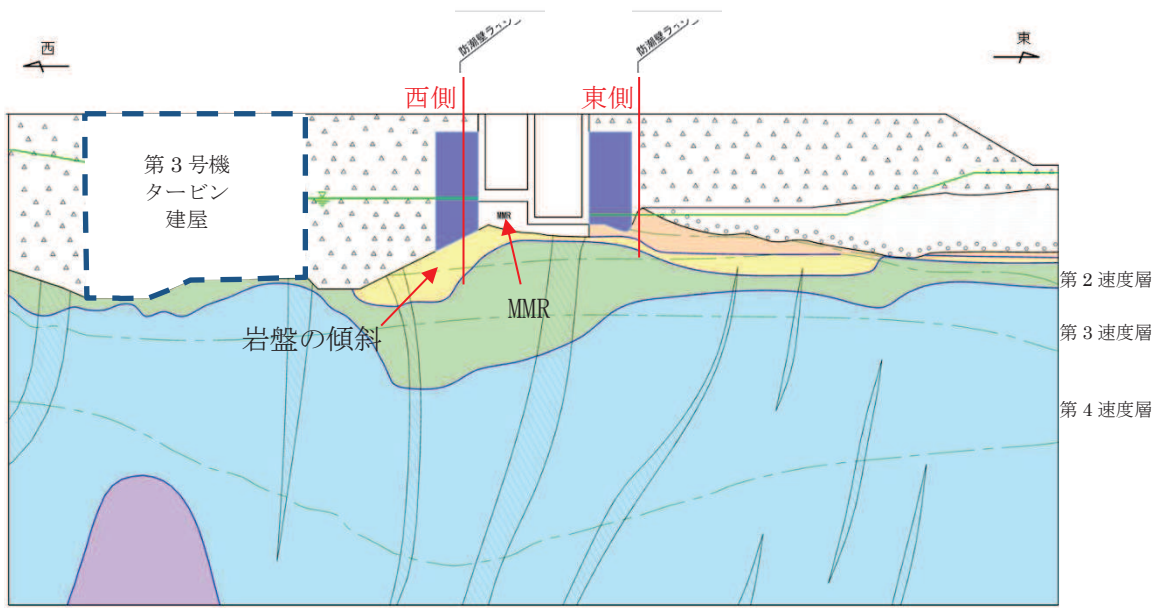


図3-9 第3号機放水立坑地質断面図 (A-A断面)

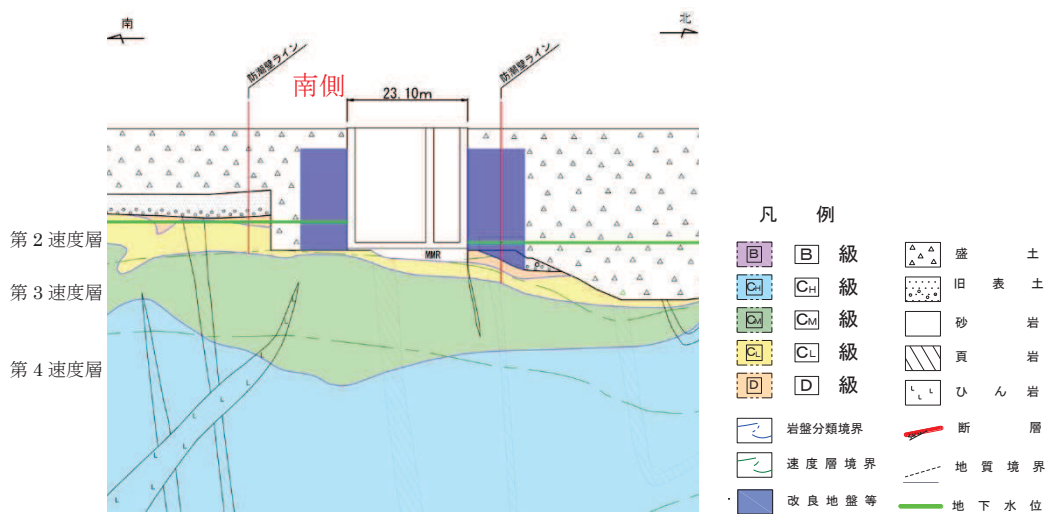


図3-10 第3号機放水立坑地質断面図 (B-B断面)

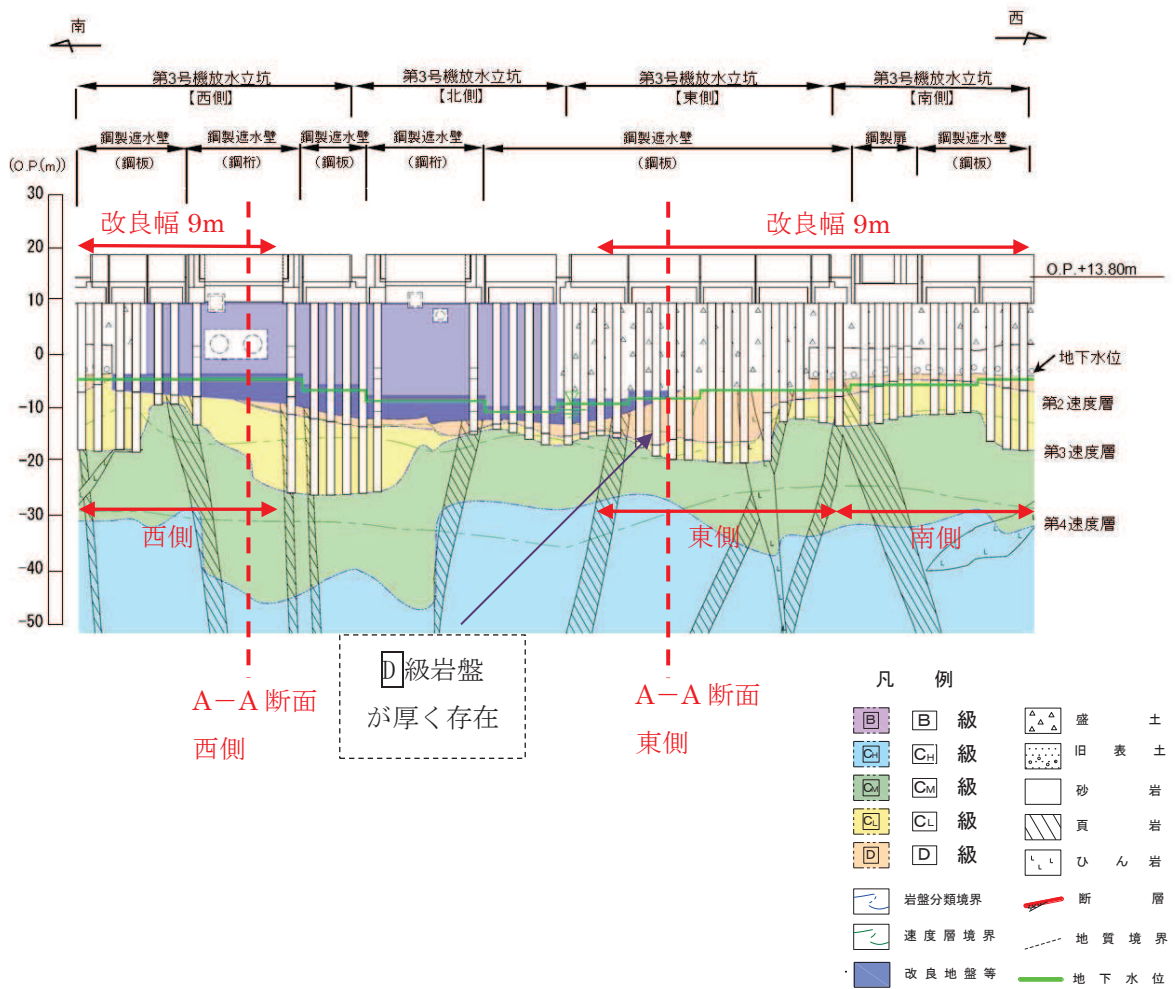


図 3-11 第 3 号機放水立坑防潮壁部 地質縦断面図

3.3 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」に示す解析手法及び解析モデルを踏まえて設定する。

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元有限要素法により、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により行う。

放水立坑の損壊を想定し、放水立坑部を空虚として評価することから、改良地盤の安定性は作用する土圧が大きいくほど、厳しくなる。図3-9に示すとおり、西側の改良地盤の土圧については耐震性を有する第3号機タービン建屋と改良地盤間の盛土から作用するが、保守的に第3号機タービン建屋を盛土としてモデル化する。解析手法は土圧の影響が大きく評価される全応力解析とする。

なお、西側改良地盤の背面の盛土及び東側改良地盤の背面の盛土の地下水位は放水立坑の下端の高さにあるため、液状化による側方流動の可能性はないと判断し上記解析方法にて安定性を確認する。

改良地盤のすべり安定性は、周辺の盛土・旧表土から作用する土圧による影響が支配的であることを考慮し、解析手法は、土圧の影響が大きく評価される全応力解析とする。

地盤については、ひずみ依存性を適切に考慮できるようモデル化する。地震応答解析については、解析コード「Soil Plus Ver. 2015 Build3」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、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。

3.4 地盤物性のばらつき

地盤物性のばらつきの影響を考慮するため、表3-2に示す解析ケースを設定する。

図3-10に示すとおり改良地盤周辺には、盛土、 D 級岩盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布している。これらの地盤のせん断変形が地震時に改良地盤の健全性に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の初期せん断弾性係数のばらつきについて影響を確認する。

表3-2 解析ケース

解析ケース	地盤物性	
	盛土, D 級岩盤, 改良地盤 (G_o : 初期せん断弾性係数)	C_1 級岩盤, C_M 級岩盤, C_H 級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	平均値	平均値
ケース②	平均値+ 1σ	平均値
ケース③	平均値- 1σ	平均値

3.5 地震応答解析の解析ケースの選定

耐震評価における解析ケースを表 3-3 に示す。耐震評価においては、すべての基準地震動 S_s に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、すべり安全率に対して、最も厳しい地震動を用いて、表 3-3 に示す解析ケース②及び③を実施する。

表 3-3 耐震評価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) に水平動の位相反転を考慮した地震動 (7 波), 鉛直動の位相反転を考慮した地震動 (3 波) 及び水平動・鉛直動の位相反転を考慮した地震動 (3 波) を加えた全 20 波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。	
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	$S_s - D 2$	++*	○		
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	$S_s - D 3$	++*	○		
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	$S_s - F 1$	++*	○		
		-+*	○		
	$S_s - F 2$	++*	○		
		-+*	○		
	$S_s - F 3$	++*	○		
		-+*	○		
	$S_s - N 1$	++*	○		
		-+*	○		

注記 * : 耐震評価にあたっては、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (土木学会 原子力土木委員会, 2005 年 6 月) (以下「土木学会マニュアル」という。) に従い、水平方向の位相反転を考慮する。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。

3.6 解析モデル及び諸元

第3号機放水立坑改良地盤の地震応答解析モデルを図3-12に示す。

二次元有限要素法による時刻歴応答解析の解析モデルの解析領域は、境界条件の影響が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。

二次元有限要素法による時刻歴応答解析の解析モデル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。

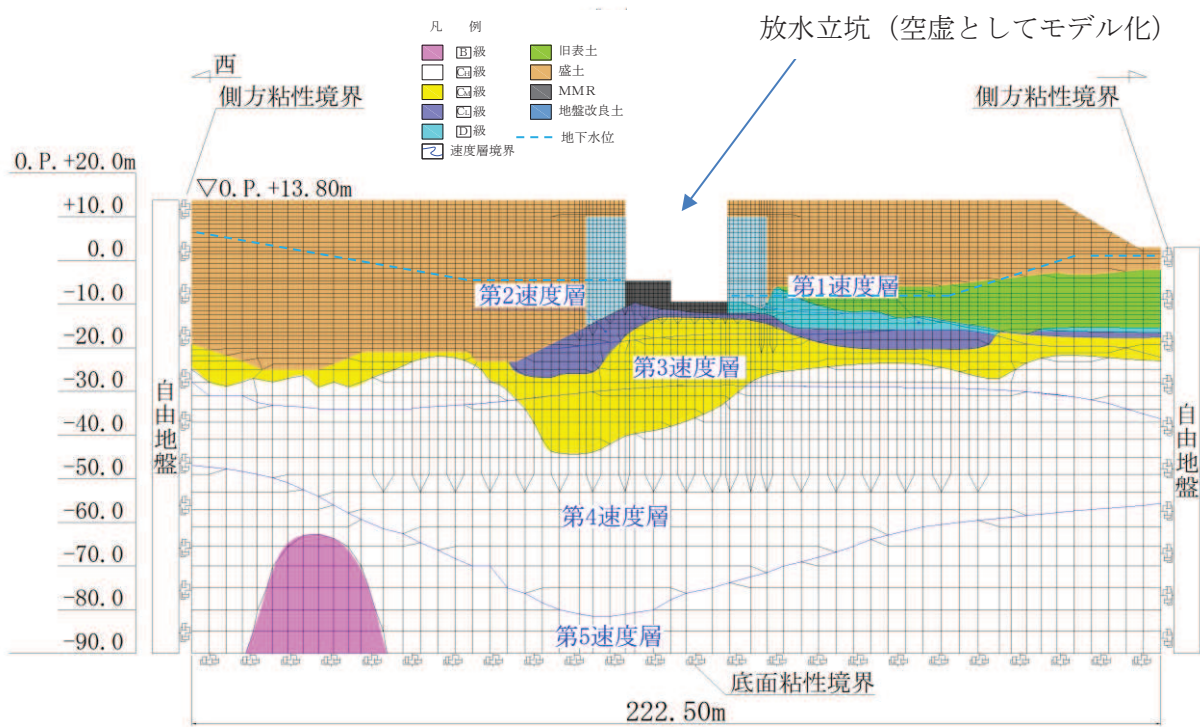


図3-12 第3号機放水立坑改良地盤の地震応答解析モデル図 (A-A断面)

3.7 許容限界

第3号機放水立坑改良地盤の許容限界は、「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド」に基づき、表3-4に示すすべり安全率とする。

表3-4 第3号機放水立坑改良地盤の健全性に対する許容限界

確認項目	許容限界	
地盤の安定性を有すること	すべり安全率	1.2

3.8 評価方法

第3号機放水立坑改良地盤の耐震評価は、地震応答解析に基づき算定した最小すべり安全率が「3.7 許容限界」で設定した許容限界以上であることを確認する。

第3号機放水立坑改良地盤の健全性評価は、改良地盤を通るすべり線のすべり安全率が許容限界以上であることを確認する。

また、第3号機放水立坑改良地盤の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。

3.9 耐震評価結果

第3号機放水立坑改良地盤の放水立坑側へのすべりを想定し、想定すべり線を設定した。想定すべり線の考え方を以下に示す。

- ・ 改良地盤毎に端点を基点として $\pm 5^\circ$ 間隔ですべり線を設定する。
- ・ 端点は放水立坑側へのすべりを想定し、網羅的かつ要素の応力状態を考慮し設定する。
- ・ 大きな剛性差が生じる箇所には端点を設定する。

想定すべり線は、図3-13に示すとおり設定した。また、すべり安全率の評価結果を表3-5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3-14に示す。

この結果から、第3号機放水立坑改良地盤の最小すべり安全率が、改良地盤の健全性に対する許容限界以上であることを確認した。

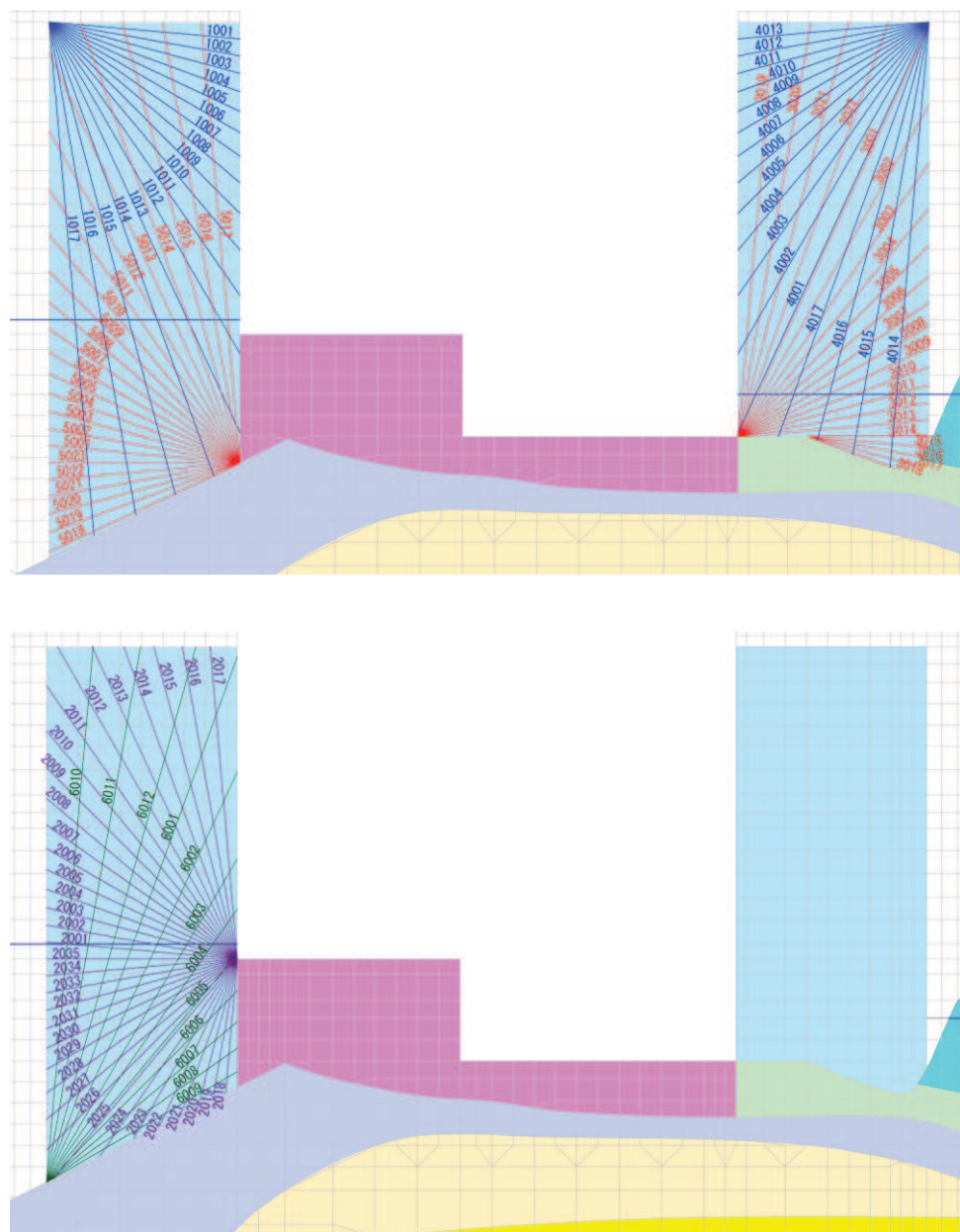


図3-13 第3号機放水立坑改良地盤のすべり線の設定

表 3-5 第 3 号機放水立坑改良地盤のすべり安全率算定結果

解析ケース	地震動		想定 すべり線	時刻 (sec)	すべり 安全率	評価 基準値
①	S _s -D 1	++	2032	49.09	1.96	1.2
		-+	2001	49.57	1.93	
		+ -	2032	47.42	1.95	
		--	2001	67.92	2.01	
	S _s -D 2	++	2032	25.29	1.91	
		-+	2032	13.41	1.90	
		+ -	2031	12.90	2.04	
		--	2001	13.40	1.99	
	S _s -D 3	++	2031	8.84	2.13	
		-+	2002	11.35	2.12	
		+ -	2001	8.83	2.32	
		--	2001	13.20	2.01	
	S _s -F 1	++	2032	18.86	1.88	
		-+	2031	22.25	2.09	
	S _s -F 2	++	2001	26.87	1.91	
		-+	2001	28.47	1.97	
	S _s -F 3	++	2002	28.61	2.26	
		-+	2031	27.67	1.81	
	S _s -N 1	++	5007	7.64	1.75	
		-+	2001	7.35	2.05	
②	<u>S_s-N 1</u>	<u>++</u>	<u>5006</u>	<u>7.64</u>	<u>1.67</u>	<u>1.2</u>
③	S _s -N 1	++	5005	7.64	1.77	1.2
① (平均値 -1σ 強度)	S _s -N 1	++	5005	7.64	1.60	1.2

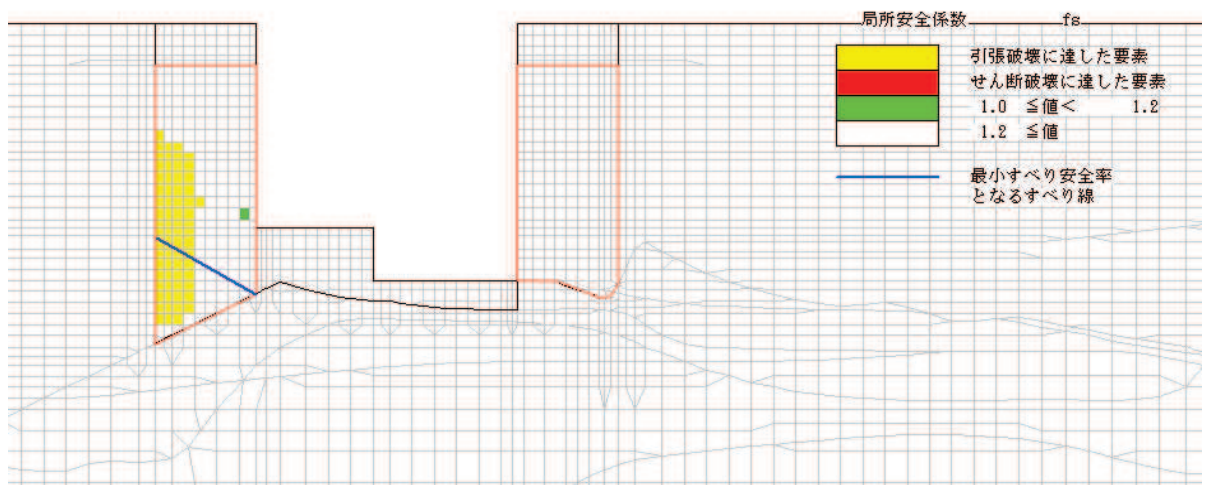


図3-14 第3号機放水立坑改良地盤の最小すべり安全率発生時刻における局所安全係数分布（解析ケース②， $S_s - N1$ （++），想定すべり線：5006）

改良地盤と岩盤との境界部をとるすべり線のすべり安全率の評価については、岩盤上面の傾斜を考慮して境界部のすべりが発生しやすいと考えられる西側改良地盤のすべり安全率の評価を実施した。すべり線の設定を図3-15、すべり安全率算定結果を表3-6に示す。地下水位以深の盛土については抵抗力を考慮せず、滑動力のみを考慮することとした。

改良地盤と岩盤との境界部をとるすべり線のすべり安全率は評価基準値1.2を満足することを確認した。

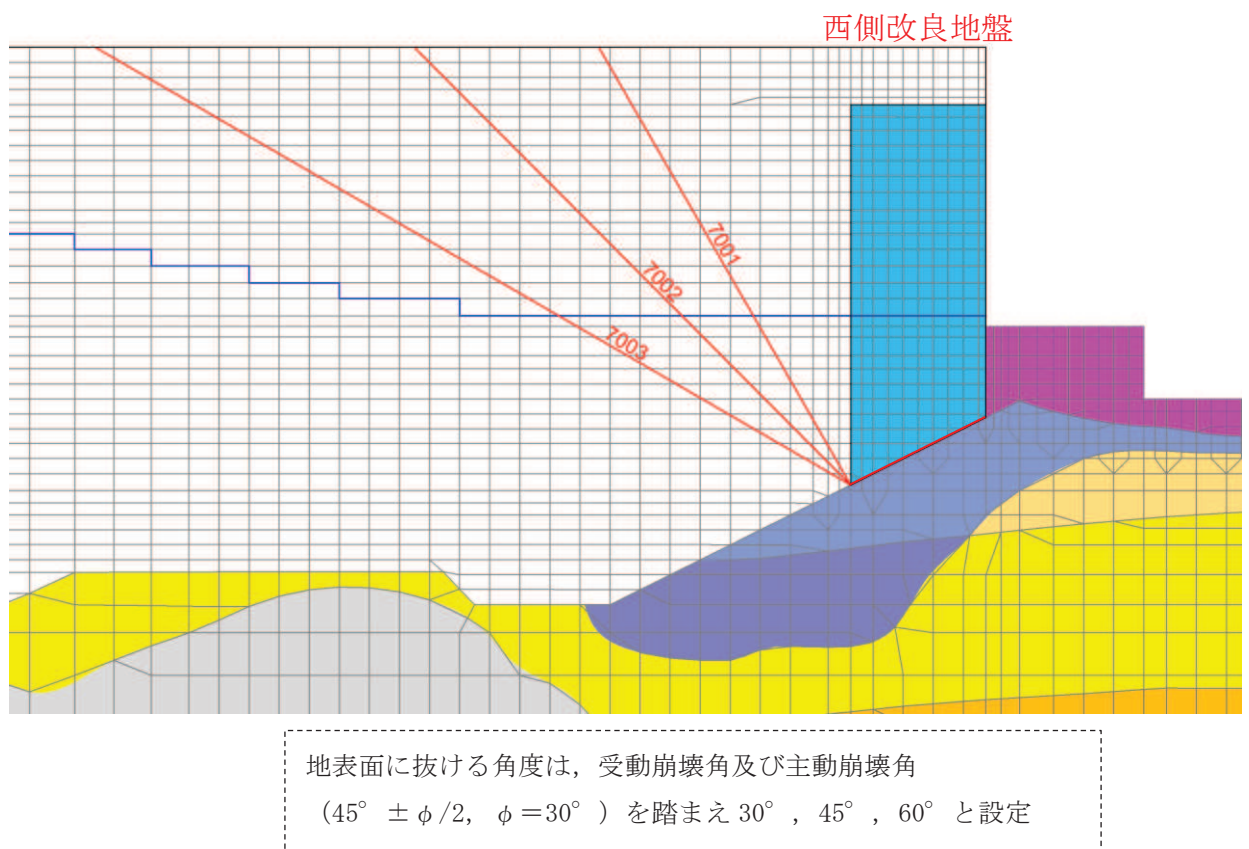


図3-15 第3号機放水立坑改良地盤と岩盤との境界部をとるすべり線の設定

表 3-6 第 3 号機放水立坑改良地盤（西側）と岩盤との境界部をとるすべり線の
安全率算定結果

解析ケース	地震動		想定すべり線	時刻 (sec)	すべり 安全率	評価 基準値
①	S _s -D 1	++	7002	40.12	2.30	1.2
		-+	7001	32.26	2.52	
		+-	7001	26.63	2.03	
		--	7002	18.07	2.34	
	S _s -D 2	++	7002	13.52	2.48	
		-+	7001	25.45	2.11	
		+-	7001	8.58	2.01	
		--	7001	13.25	2.17	
	S _s -D 3	++	7002	28.66	2.60	
		-+	7001	28.43	2.38	
		+-	7002	23.82	2.52	
		--	7001	25.00	2.36	
	S _s -F 1	++	7002	18.85	2.38	
		-+	7003	19.44	4.08	
	S _s -F 2	++	7001	34.03	2.51	
		-+	7001	28.53	2.96	
	S _s -F 3	++	7002	27.85	4.01	
		<u>-+</u>	<u>7001</u>	<u>27.66</u>	<u>1.92</u>	
S _s -N 1	++	7001	7.53	2.37		
	-+	7001	7.46	2.50		
②	S _s -F 3	-+	7001	27.66	2.12	1.2
③	S _s -F 3	-+	7001	27.66	2.10	1.2
①（平均値 -1σ 強度）	S _s -F 3	-+	7001	27.66	1.80	1.2

(参考資料9) 防潮壁下部を横断するトレンチの止水対策について

1. 概要

放水路に繋がり第2号機の設計基準対象施設の津波防護対象設備を内包する建屋及び区画に流入する可能性のある経路としては、防潮壁の外側と内側をバイパスする開口部が考えられる。

ここでは、建屋及び区画への津波の流入を防止する観点から、防潮壁(第2号機放水立坑)及び防潮壁(第3号機放水立坑)の外側と内側をバイパスする開口部(地下トレンチ)の止水対策について示す。防潮堤下部を横断するトレンチについては、改良地盤および防潮壁のフーチングや遮水鋼板が水平方向および鉛直方向に連続しているため、津波時の遮水鋼板周面からの津波の回り込み及びボイリングは生じないことを確認した。

2. 止水対策の概要

2.1 対象とする地下トレンチ

添付書類「VI-1-1-2-2-4 入力津波による津波防護対象設備への影響評価」に示すとおり、放水路から建屋及び区画への流入の可能性のある経路として、防潮壁(第2号機放水立坑)の下部を横断する第2号機HCWカナル放出トレンチ(以下、地下トレンチ①という。)、第2号機ボール捕集器ピット連絡トレンチ(以下、地下トレンチ②という。)及び第2号機復水器連続洗浄装置連絡配管トレンチ(以下、地下トレンチ③という。)、防潮壁(第3号機放水立坑)の下部を横断する第3号機ボール捕集器ピット連絡トレンチ(以下、地下トレンチ④という。)及び第3号機復水器連続洗浄装置連絡配管トレンチ(以下、地下トレンチ⑤という。)が該当する。

これらのトレンチ内に設置する配管及びケーブルの貫通部止水処置の地震・津波に対する評価については、添付書類「VI-2-10-2-11 貫通部止水処置の耐震性についての計算書」及び添付書類「VI-3-別添3-2-10 貫通部止水処置の強度計算書」に示す。

第2号機放水立坑の地下トレンチの位置図を図2-1に、第3号機放水立坑の地下トレンチの位置図を図2-2に示す。

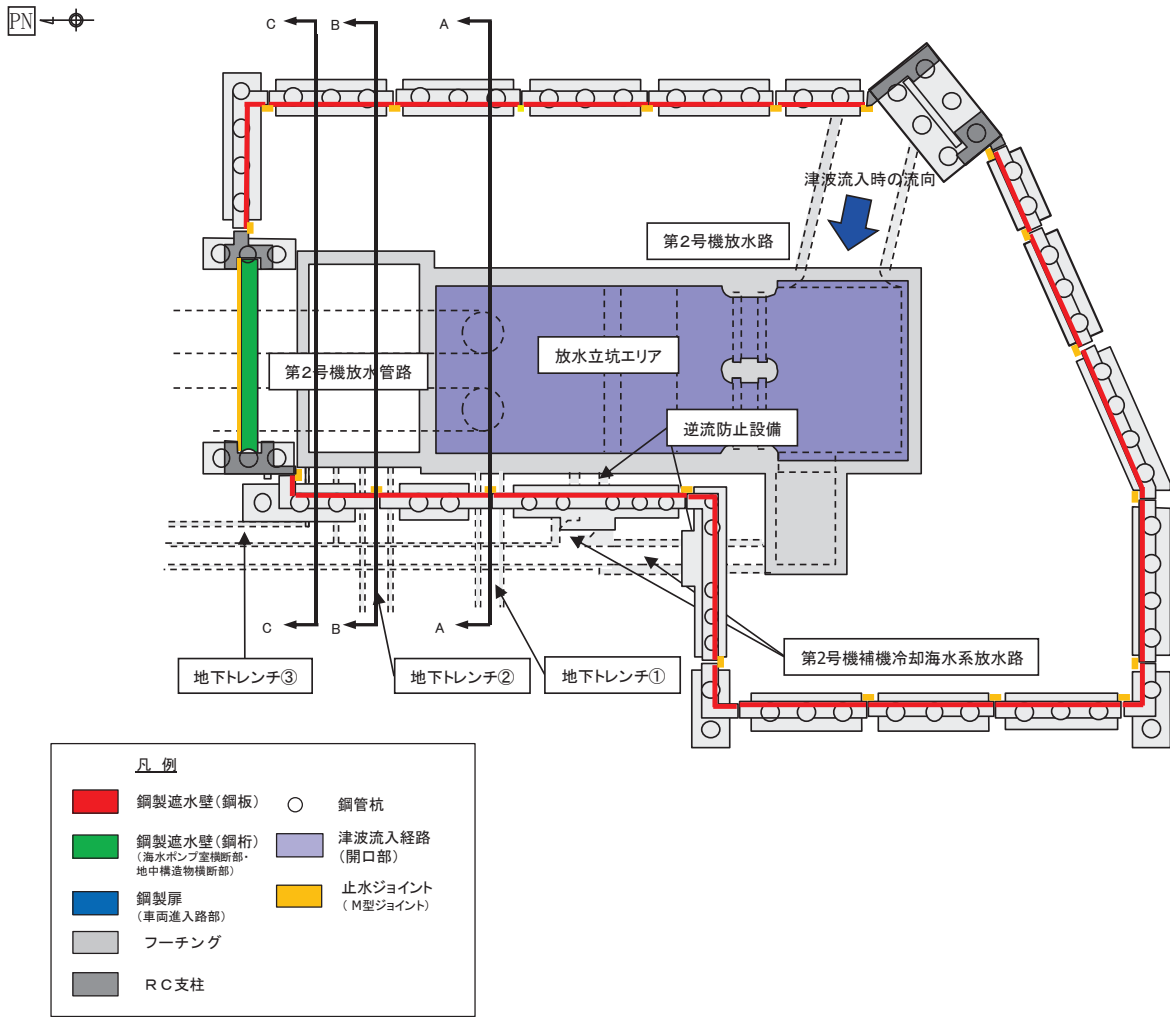


図 2-1(1) 地下トレンチ位置図 (防潮壁(第 2 号機放水立坑))

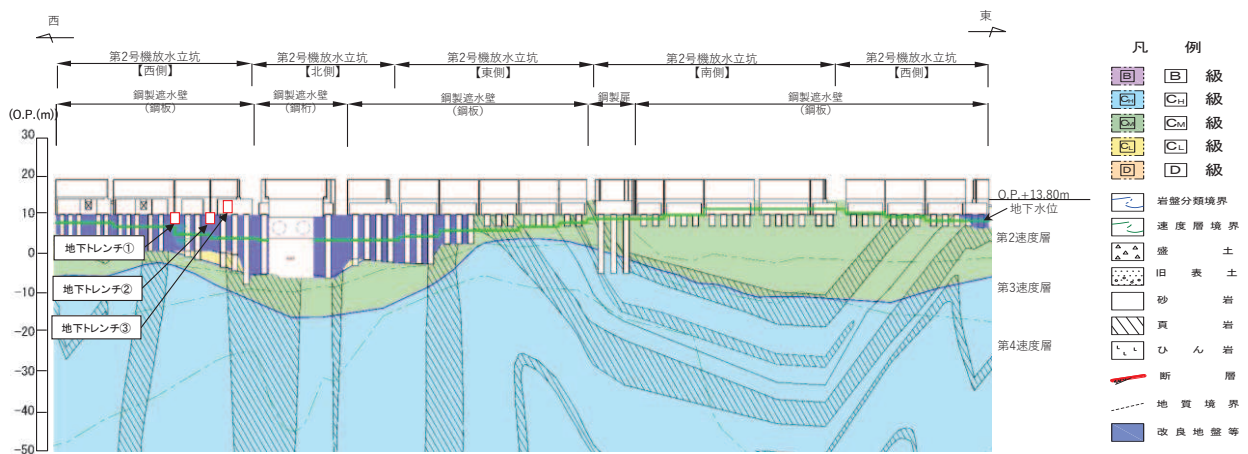


図 2-1(2) 地下トレンチ位置図 (防潮壁(第 2 号機放水立坑))

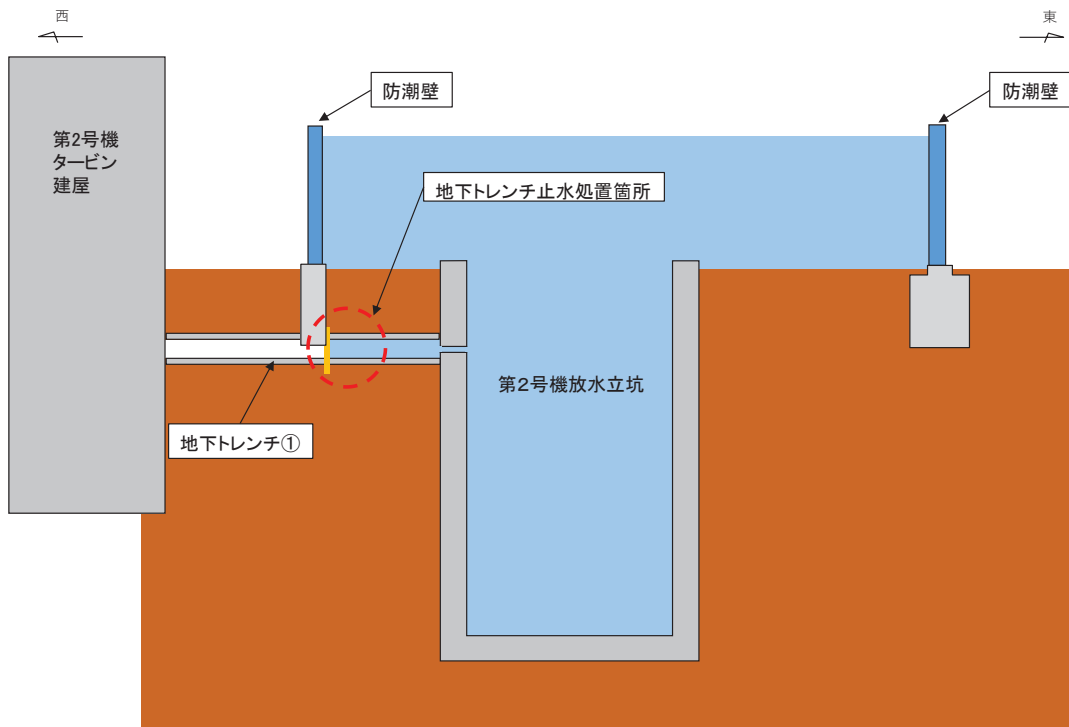


図 2-1 (3) 地下トレンチ位置図 (防潮壁(第 2 号機放水立坑)) (A-A) (地下トレンチ①)

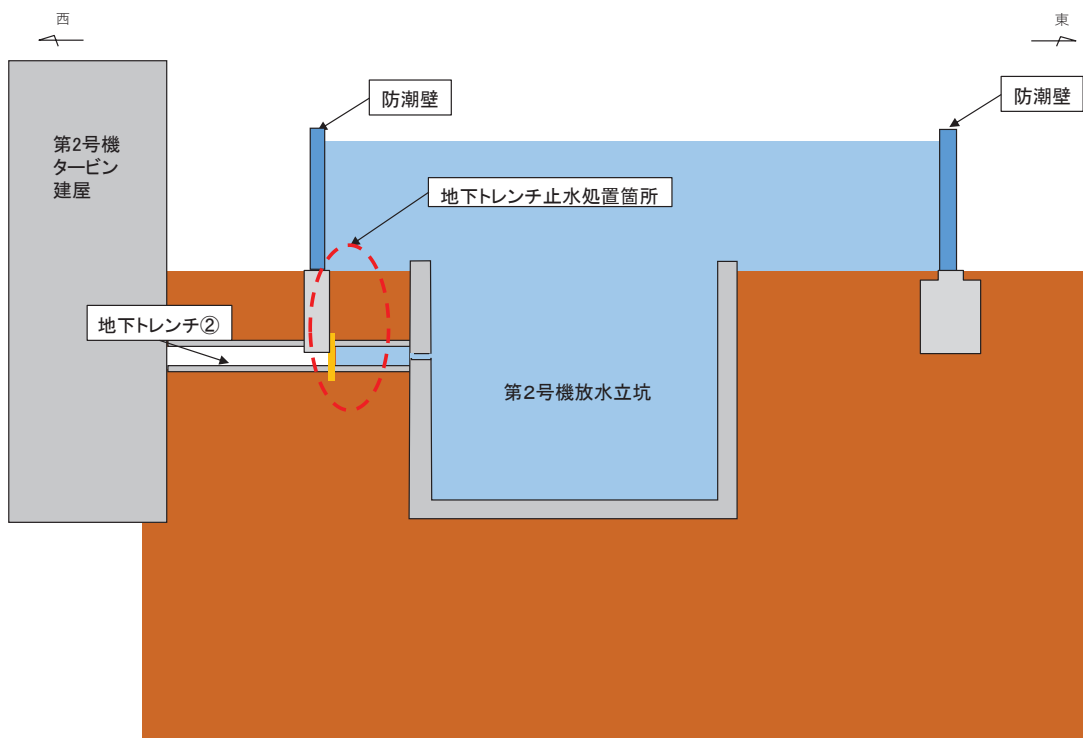


図 2-1 (4) 地下トレンチ位置図 (防潮壁(第 2 号機放水立坑)) (B-B) (地下トレンチ②)

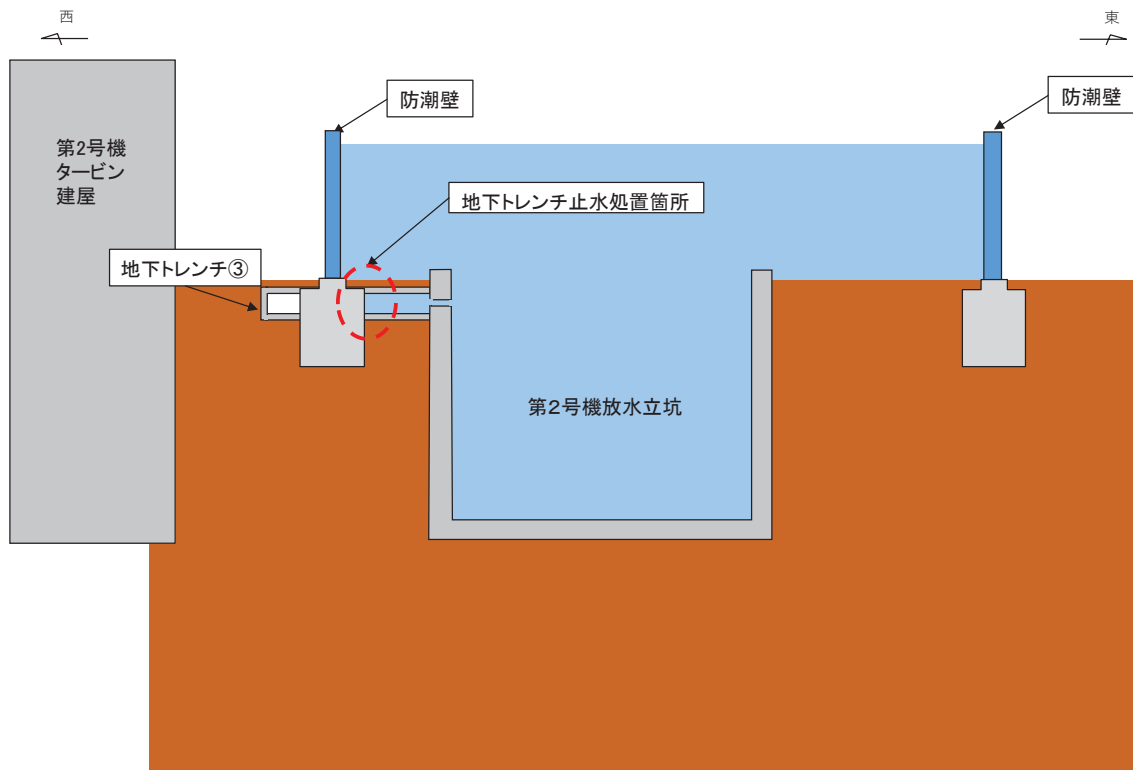


図 2-1 (5) 地下トレンチ位置図 (防潮壁(第 2 号機放水立坑)) (C-C) (地下トレンチ③)

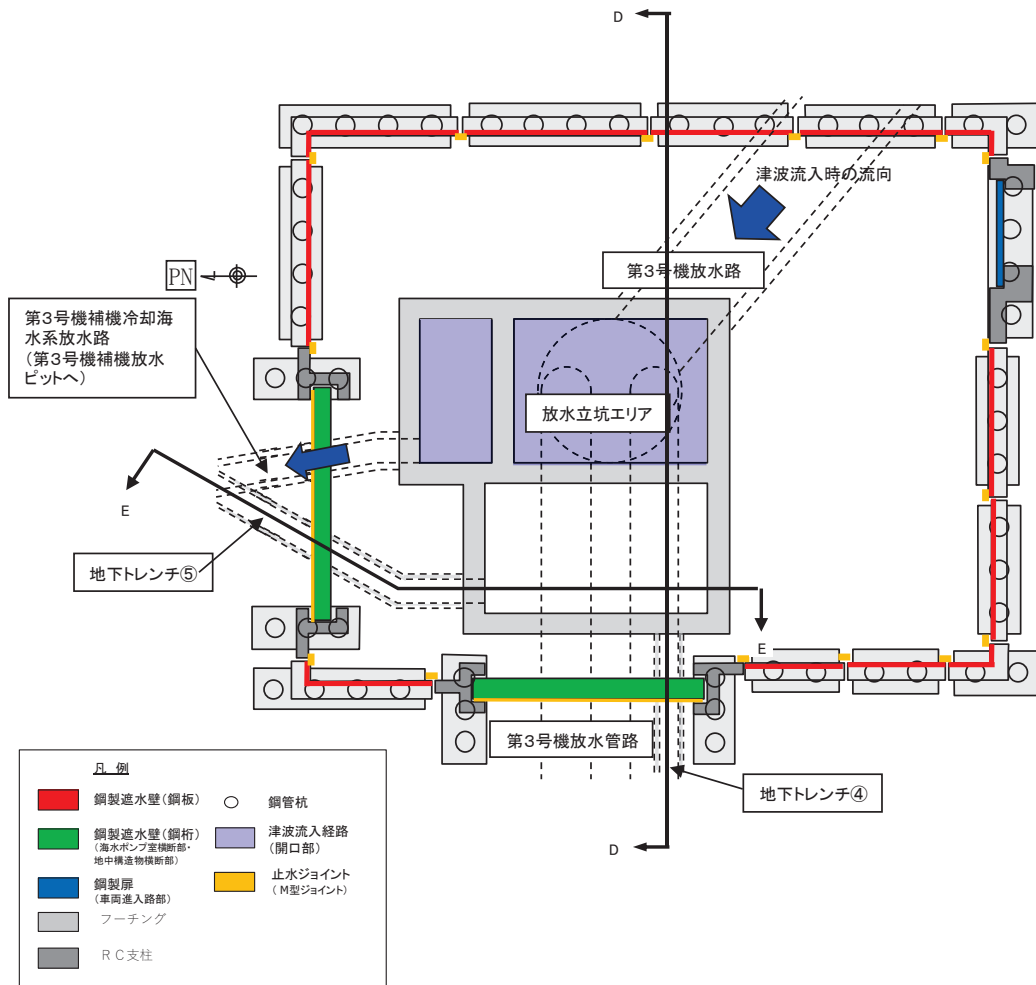


図 2-2(1) 地下トレンチ位置図 (防潮壁(第 3 号機放水立坑))

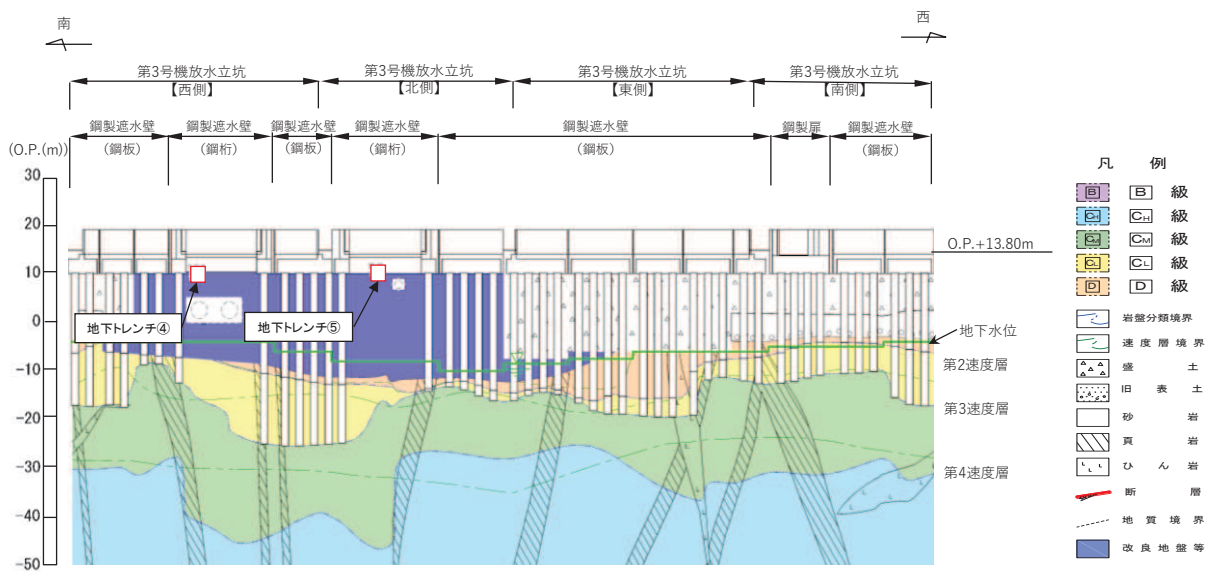


図 2-2(2) 地下トレンチ位置図 (防潮壁(第 3 号機放水立坑))

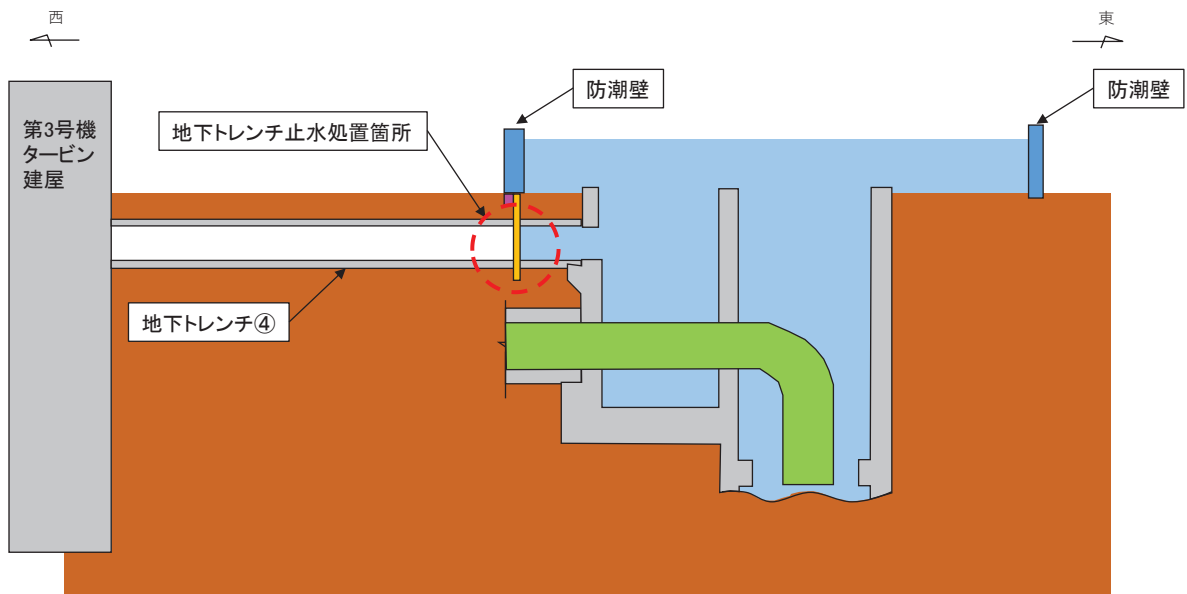


図 2-2(3) 地下トレンチ位置図 (防潮壁(第 3 号機放水立坑)) (D-D) (地下トレンチ④)

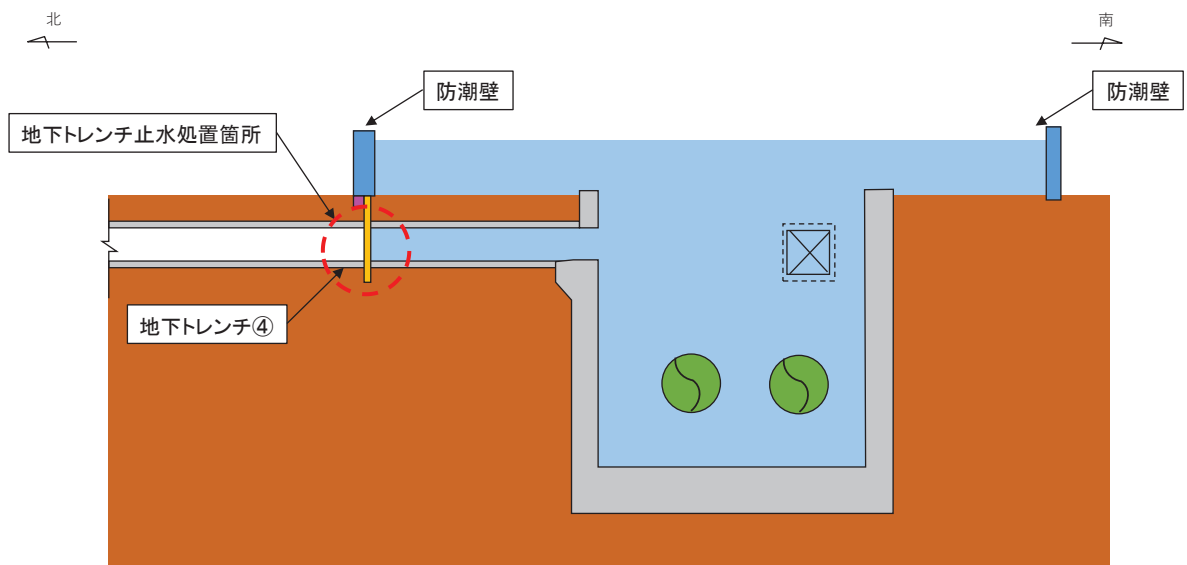


図 2-2(4) 地下トレンチ位置図 (防潮壁(第 3 号機放水立坑)) (E-E) (地下トレンチ⑤)

2.2. 地下トレンチの止水対策

地下トレンチの止水対策については、トレンチと防潮壁の縦断位置関係から、以下の3種類のパターンに分類される。

(1) 鋼製遮水壁（鋼板）のフーチング下部をトレンチが横断するパターン

（第2号機放水立坑：地下トレンチ①, ②）

鋼製遮水壁（鋼板）のフーチング下部をトレンチが横断するパターンについて、図2-1(3), (4)に示す止水箇所の拡大断面を図2-3に示す。また、トレンチと遮水鋼板の取り合い構造について、概略図を図2-4に示す。

トレンチ周辺は図2-3に示す改良地盤ラインより下側については改良地盤にて構成されており、また、改良地盤ラインより上側はフーチングが水平方向に連続しているため、図2-4に示す止水ラインが確保されることから、津波時の遮水鋼板周面からの津波の回り込み及びボイリングは生じない。遮水鋼板とフーチング（接続部）間については、遮水鋼板を型枠の一部として活用しコンクリートを打設することで密着性を確保し、止水ラインを確保する。なお、遮水鋼板構築のためトレンチの一部は一時撤去するが、無収縮モルタルにより修復する。

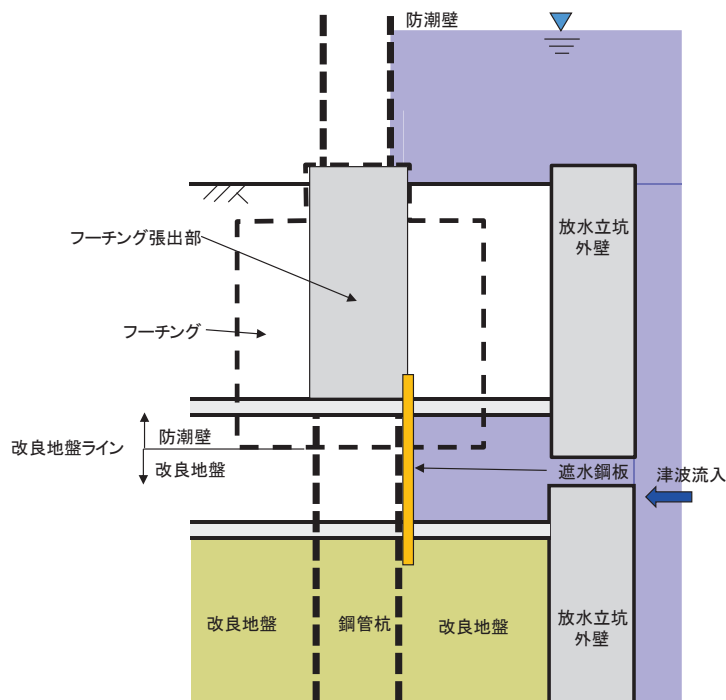
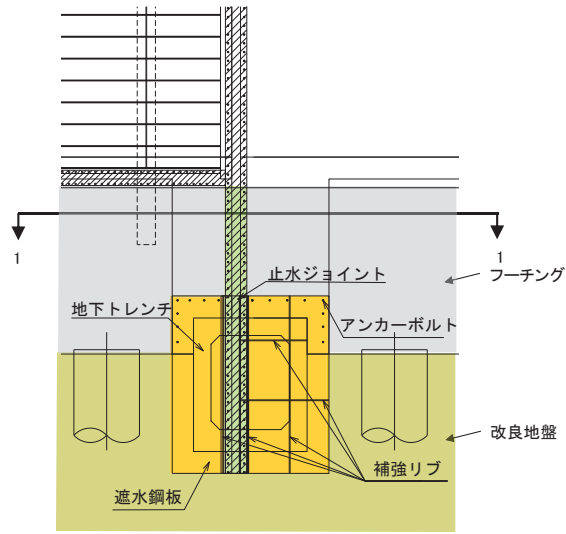
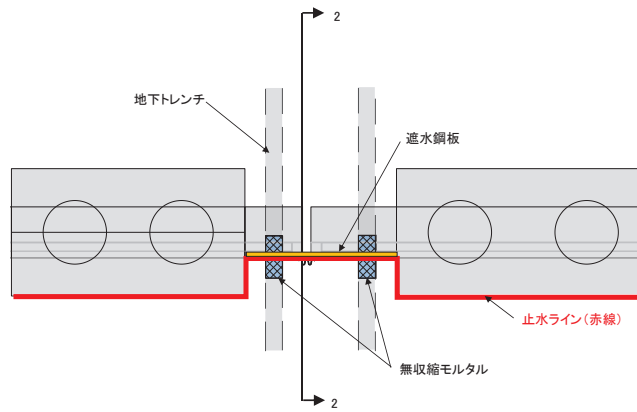


図2-3 トレンチ止水対策拡大断面

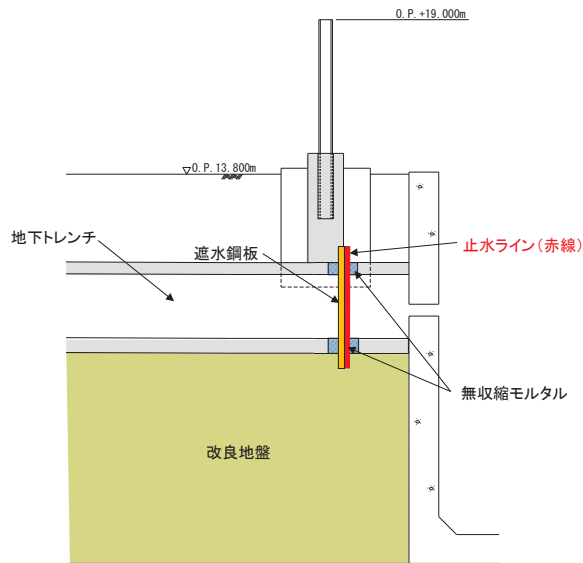
（第2号機放水立坑：地下トレンチ①, ②）（A-A, B-B 断面）



(正面図)



(平面図) (1-1)



(縦断図) (2-2)

図 2-4 トレンチと遮水鋼板の概略構造図 (地下トレンチ②)

- (2) 鋼製遮水壁（鋼板）のフーチング内をトレンチが横断するパターン
 (第2号機放水立坑：地下トレンチ③)

鋼製遮水壁（鋼板）のフーチング内をトレンチが横断するパターンについて、図2-1(5)に示す止水箇所の拡大断面を図2-5に示す。防潮壁のフーチングにより津波の流入を防止する。

また、トレンチ周辺は図2-5に示す改良地盤ラインより下側については改良地盤にて構成されており、また、改良地盤ラインより上側はフーチングが水平方向に連続しているため津波時のフーチング周面からの津波の回り込み及びボイリングは生じない。

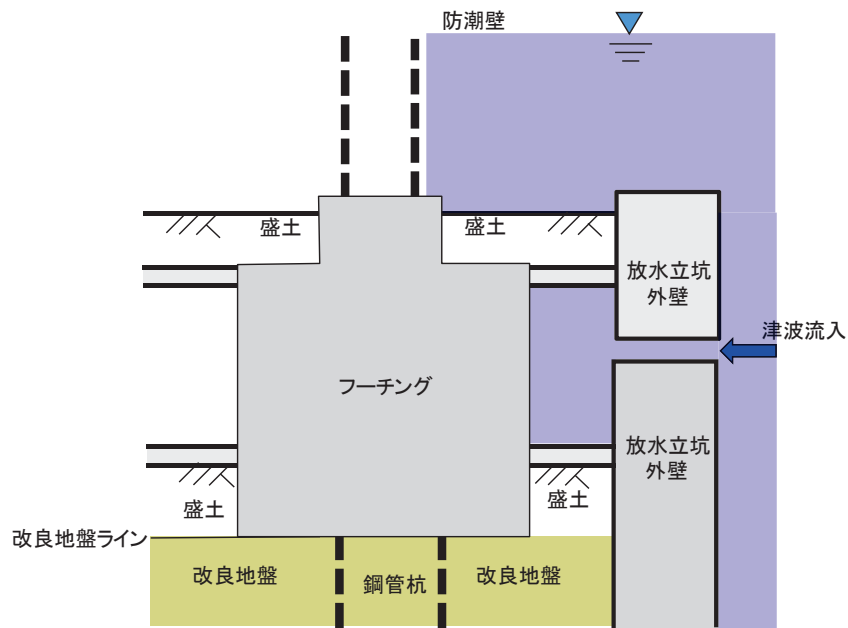


図2-5 トレンチ止水対策拡大断面
 (第2号機放水立坑：地下トレンチ③) (C-C断面)

- (3) 鋼製遮水壁（鋼桁）の鋼板（土中部）をトレンチが横断するパターン
 （第3号機放水立坑：地下トレンチ④, ⑤）

鋼製遮水壁（鋼桁）の遮水鋼板をトレンチが横断するパターンについて、図2-2(3), (4)に示す止水箇所の拡大断面を図2-6に示す。鋼製遮水壁（鋼桁）の遮水鋼板により、津波の流入を防止する。また、トレンチと遮水鋼板の接合部並びにフーチングと遮水鋼板の接合部について、概略構造を図2-7に示す。トレンチ周辺は、図2-6に示す改良地盤ラインより下側については改良地盤にて構成されており、また、改良地盤ラインより上側は遮水鋼板が水平方向に連続しているため図2-7に示す止水ラインが確保されることから、津波時の遮水鋼板周面からの津波の回り込み及びボイリングは生じない。なお、遮水鋼板構築のためトレンチの一部は一時撤去するが、無収縮モルタルにより修復する。

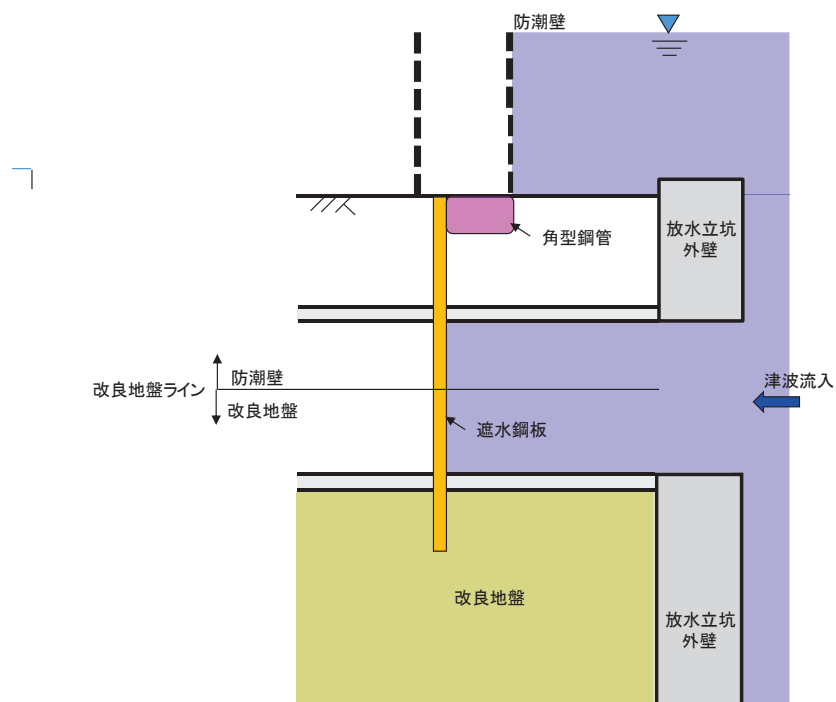
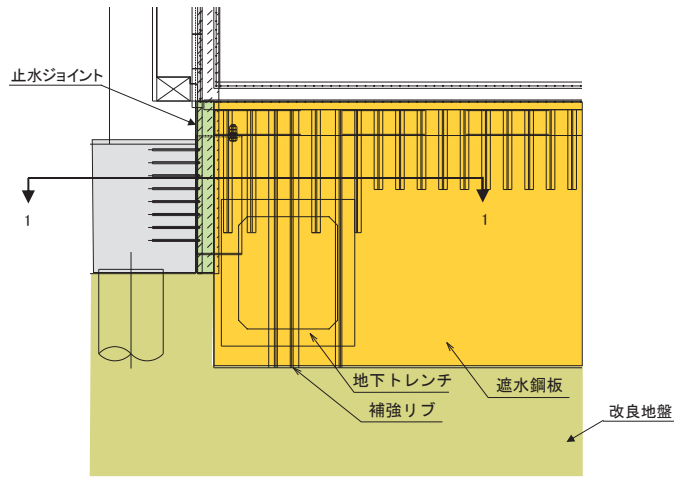
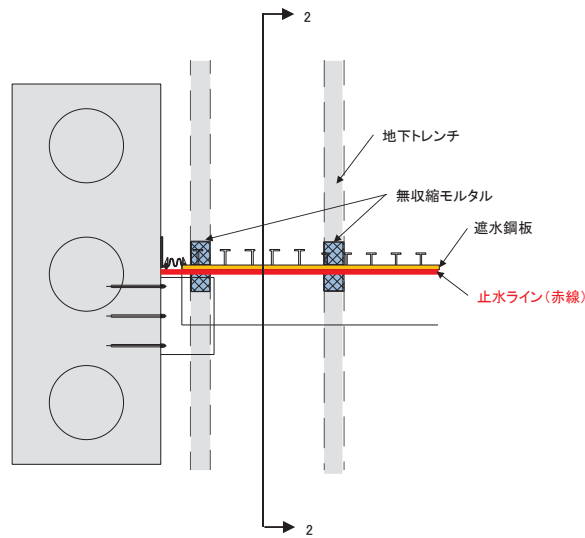


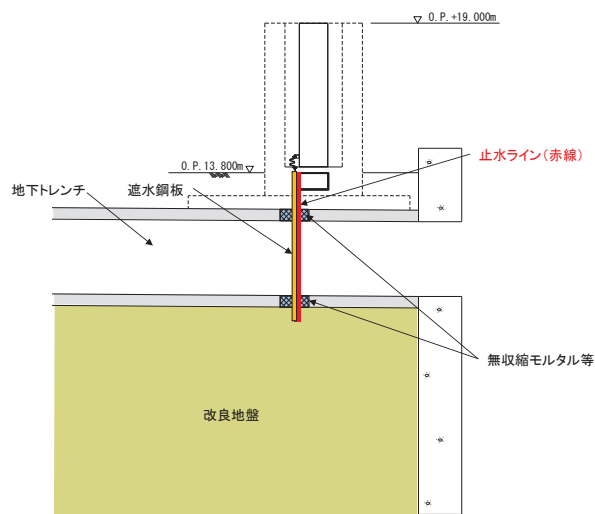
図2-6 トレンチ止水対策概略断面
 （第3号機放水立坑：地下トレンチ④, ⑤）（D-D, E-E 断面）



(正面図)



(平面図) (1-1)



(縦断図) (2-2)

図 2-7 トレンチと遮水鋼板の概略構造図 (地下トレンチ④)

(別紙) 地下トレンチに設置する遮水鋼板の施工手順について

地下トレンチに設置する遮水鋼板の施工手順について、地下トレンチ②を代表として示す。施工手順の全体フローを図1に、施工ステップを図2～図5に示す。

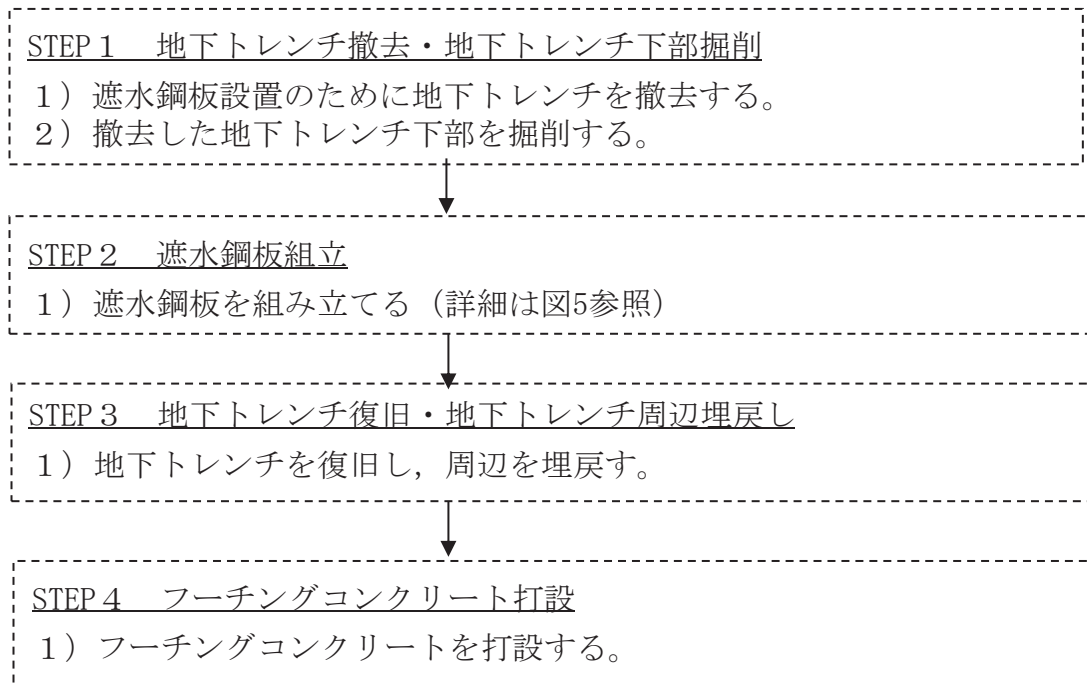
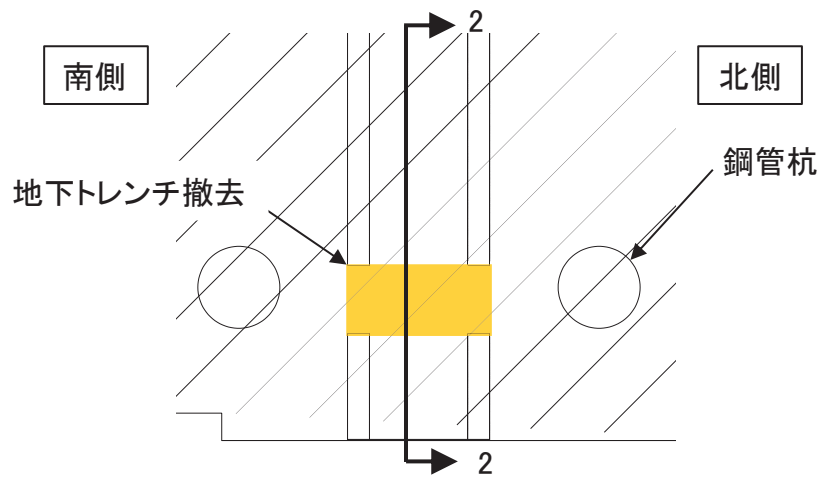
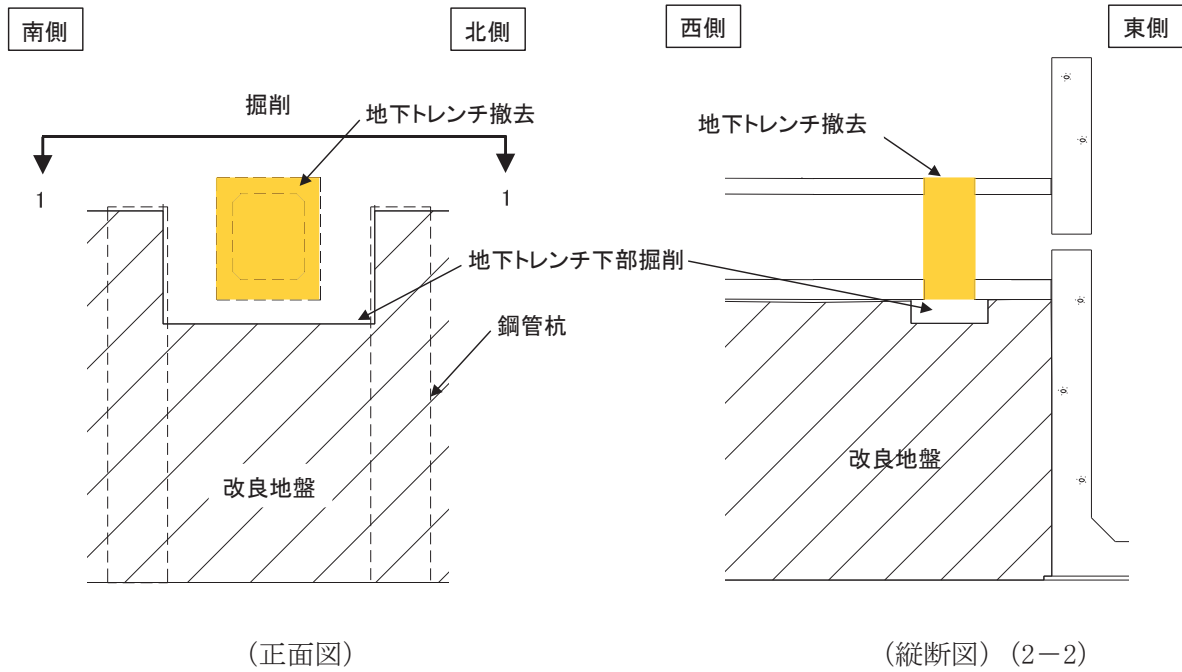


図1 遮水鋼板 施工フロー

STEP 1 地下トレンチ撤去・地下トレンチ下部掘削

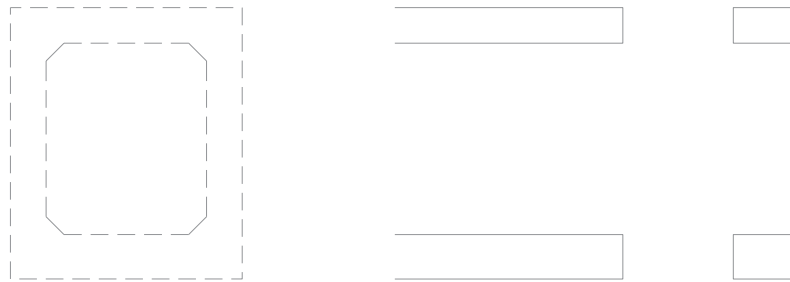


平面図 (1-1)

- 1) 遮水鋼板設置のために地下トレンチを撤去する。
- 2) 撤去した地下トレンチ下部を掘削する。

図2 遮水鋼板設置手順 STEP 1 (地下トレンチ②)

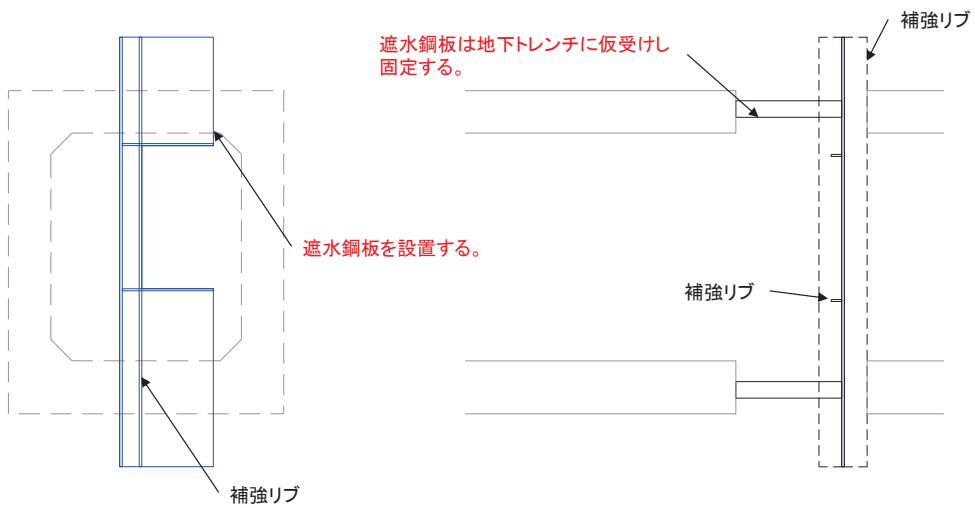
STEP 2 遮水鋼板組立



正面図

縦断面図

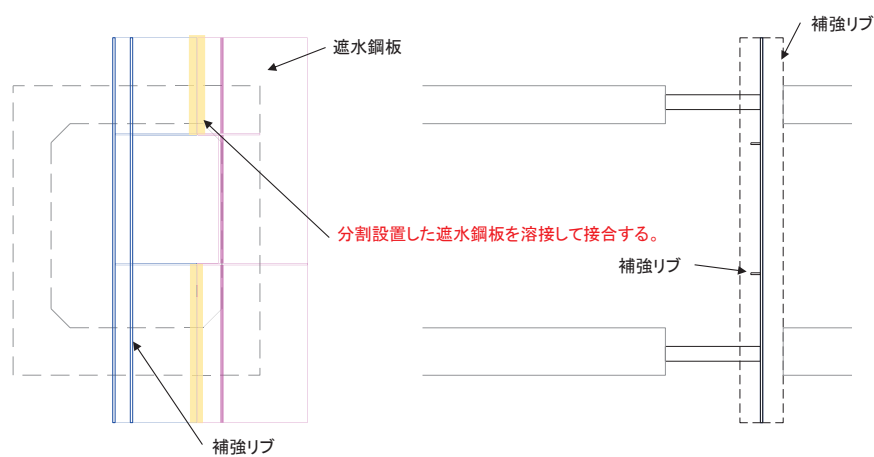
1) STEP 1 の状態 (トレンチを撤去した状態)



正面図

縦断面図

2) 分割した遮水鋼板を所定の位置に設置する。



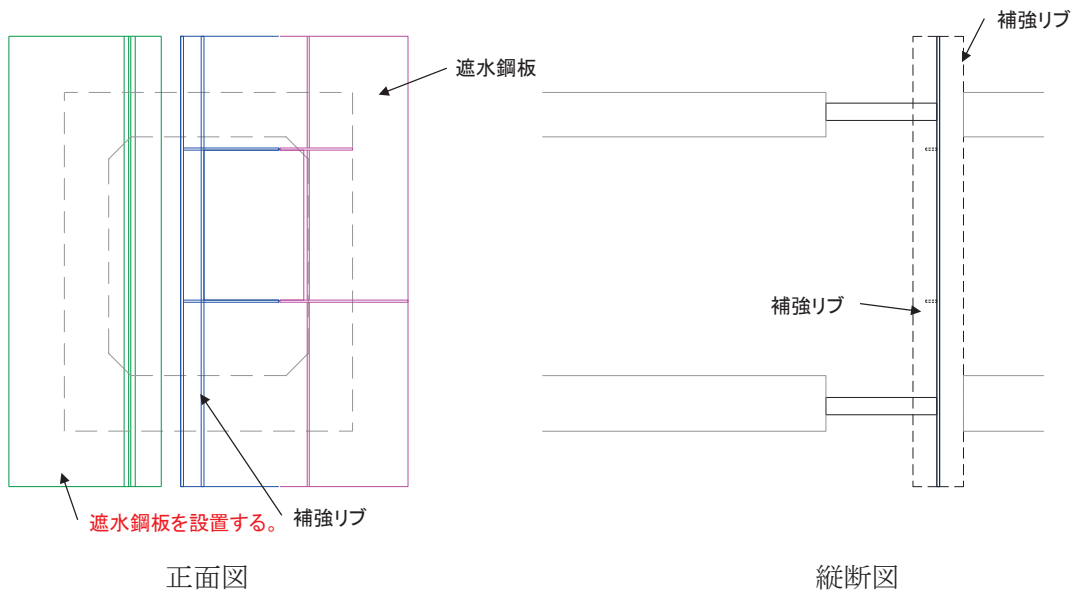
正面図

縦断面図

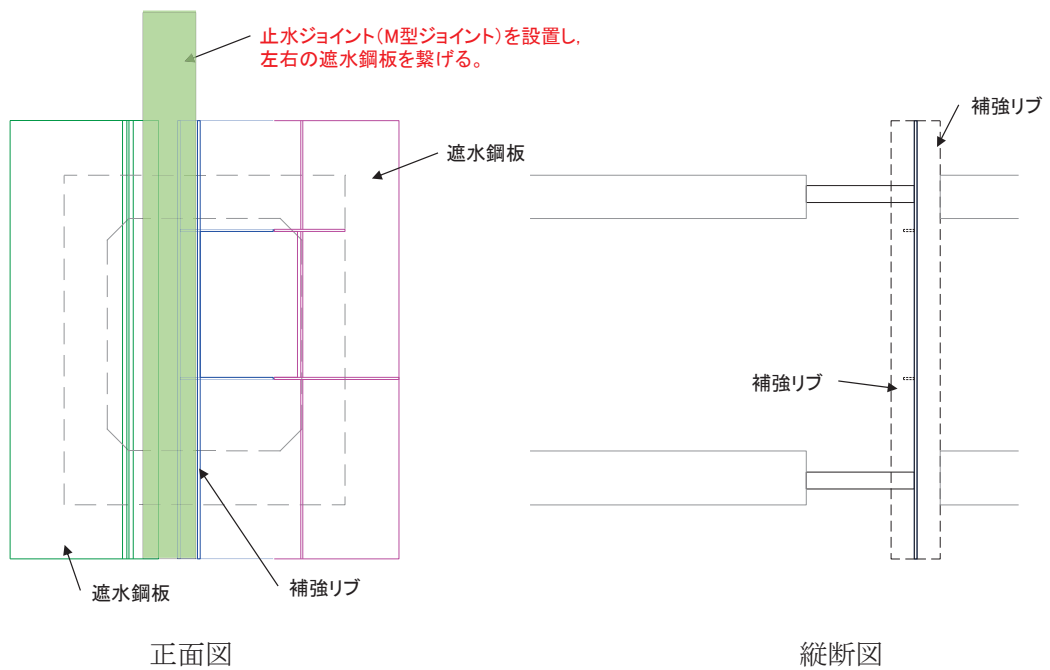
3) 分割設置した遮水鋼板を溶接して接合する。

図 3(1) 遮水鋼板設置手順 STEP 2 (地下トレンチ②)

STEP 2 遮水鋼板組立



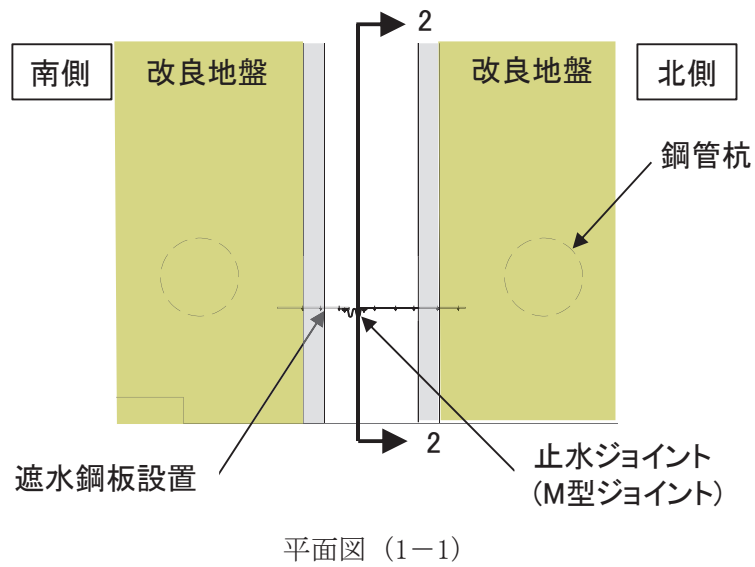
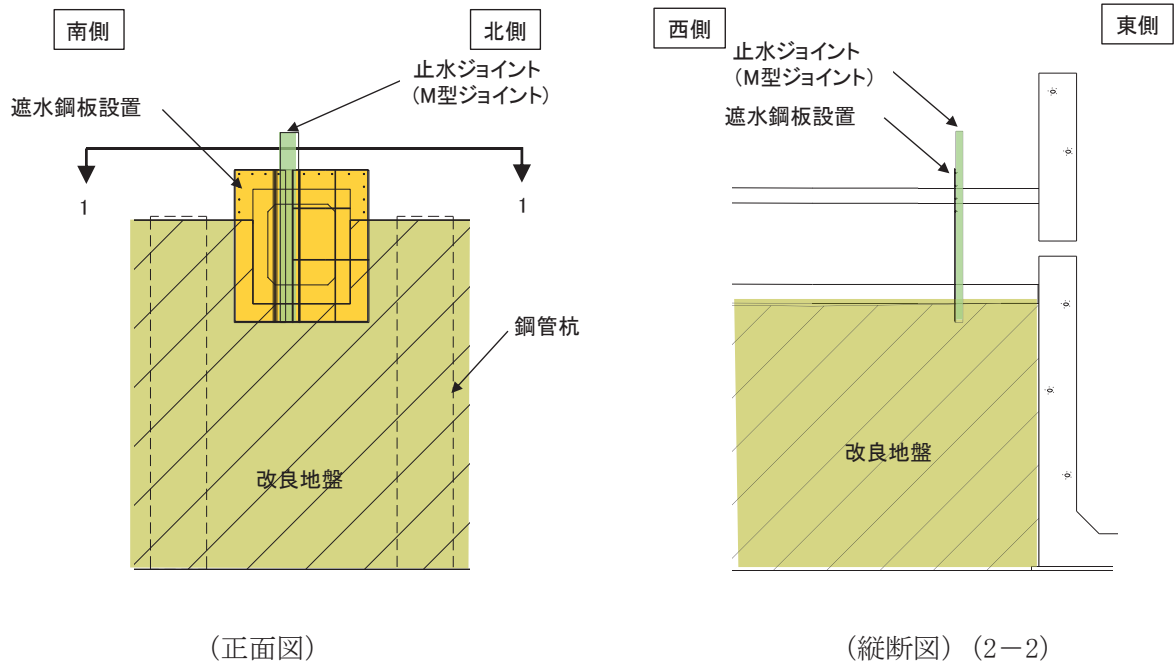
4) 分割した遮水鋼板を所定の位置に設置する。



5) 止水ジョイント (M型ジョイント) を設置し、左右の遮水鋼板を繋げる。

図 3(2) 遮水鋼板設置手順 STEP 2 (地下トレンチ②)

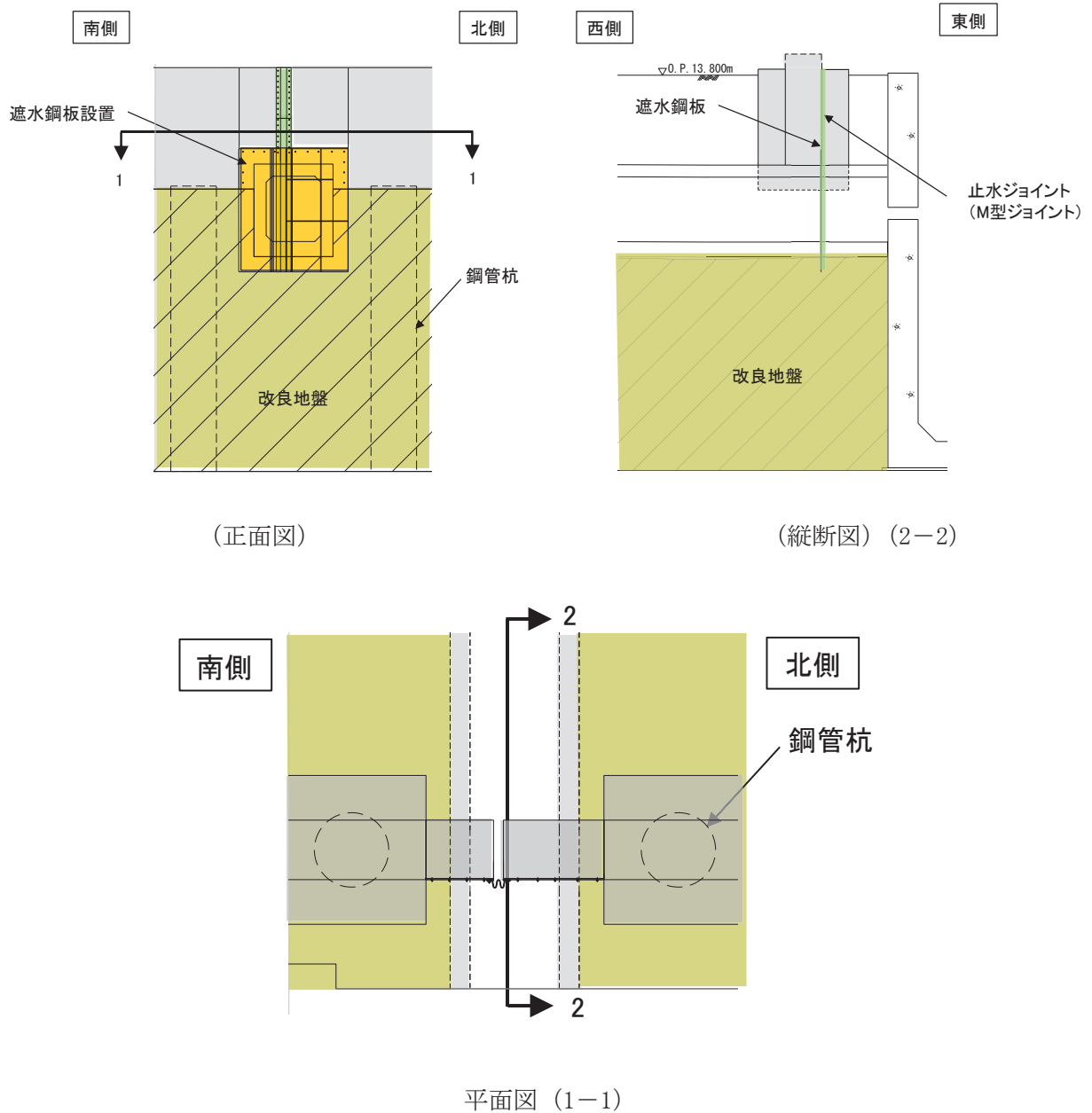
STEP 3 地下トレンチ復旧・地下トレンチ周辺埋戻し



1) 地下トレンチを復旧し，地下トレンチ周辺を埋戻す。

図4 遮水鋼板設置手順 STEP 3 (地下トレンチ②)

STEP 4 フーチングコンクリート打設



- 1) フーチングコンクリートを打設する。なお、遮水鋼板とフーチング（接続部）の施工については、遮水鋼板（先埋めアンカー設置）をフーチング（接続部）の型枠として使用しコンクリートを打設することで、遮水鋼板とフーチング（接続部）の密着を図る。（図6参照）。

図5 遮水鋼板設置手順 STEP 4（地下トレンチ②）

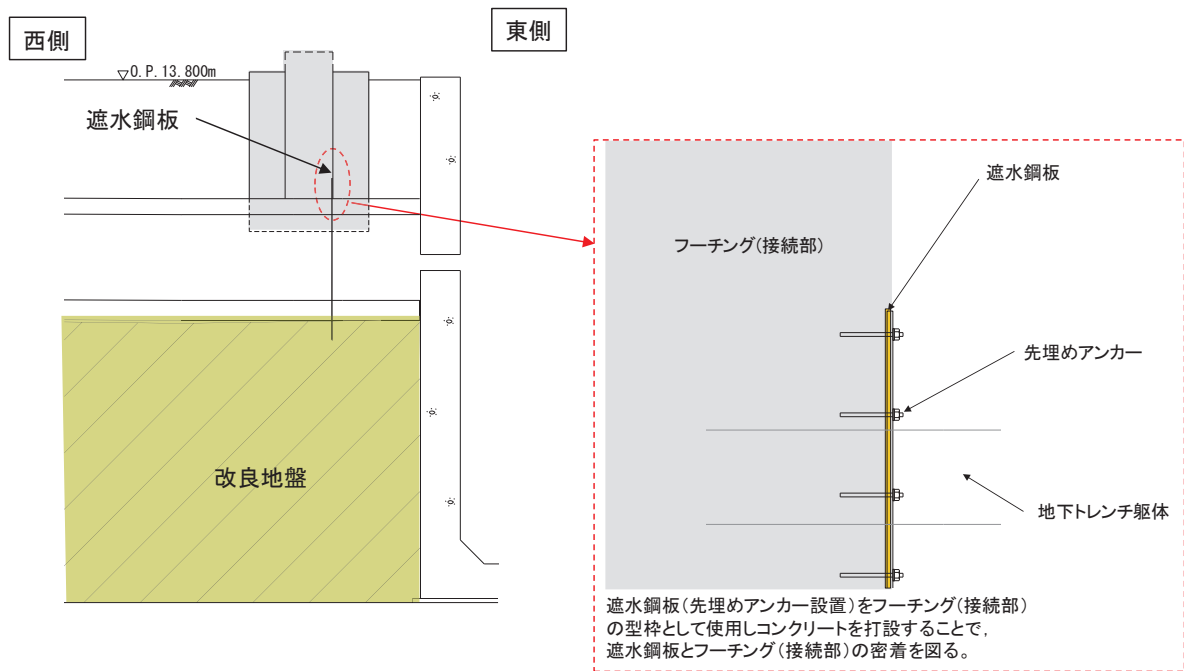


図6 遮水鋼板とフーチング(接続部)の一体化方法

(参考資料 10) スロッシング荷重の影響について

防潮壁（第2号機海水ポンプ室）、防潮壁（第2号機放水立坑）、防潮壁（第3号機海水ポンプ室）、及び防潮壁（第3号機放水立坑）の位置を図10-1に、各防潮壁位置における入力津波の波形を図10-2に示す。

各防潮壁位置における津波波形は3分前後の滞留時間であり周期が短く、その津波水位は直線的に時々刻々と変化しており、ピークも瞬間的となっているという特徴がある。

これに対し、強度評価で実施している津波と余震の重畳時における検討については、設計用津波水位（入力津波水位+0.5mの余裕）を一定としたうえで余震を作用させた地震応答解析を行い、その際に動水圧荷重としてWestergaard式を用いて動水圧を再現した条件で構造成立性を確認している。

一方、津波時に余震が作用すると、スロッシング荷重が作用することも考えられるが、スロッシングは周期が長い地震動が繰り返し作用することにより水面が自由振動（揺動）する現象で、当該地点においては津波のピークが瞬間的であり、地震動は短周期成分が卓越していることを踏まえると、現状実施している上記評価において十分安全側の強度評価となっているものと判断される。

なお、図10-3に示すとおり、第2号機海水ポンプ室、第2号機放水立坑、第3号機海水ポンプ室、及び第3号機放水立坑の天端は地表面から+20 cm突出しており、防潮壁フーチングとの間に水が溜まる可能性はあるが、水位が低いことから、スロッシングによる動水圧の影響は極めて小さく設計への影響は軽微であるものと考えられる。

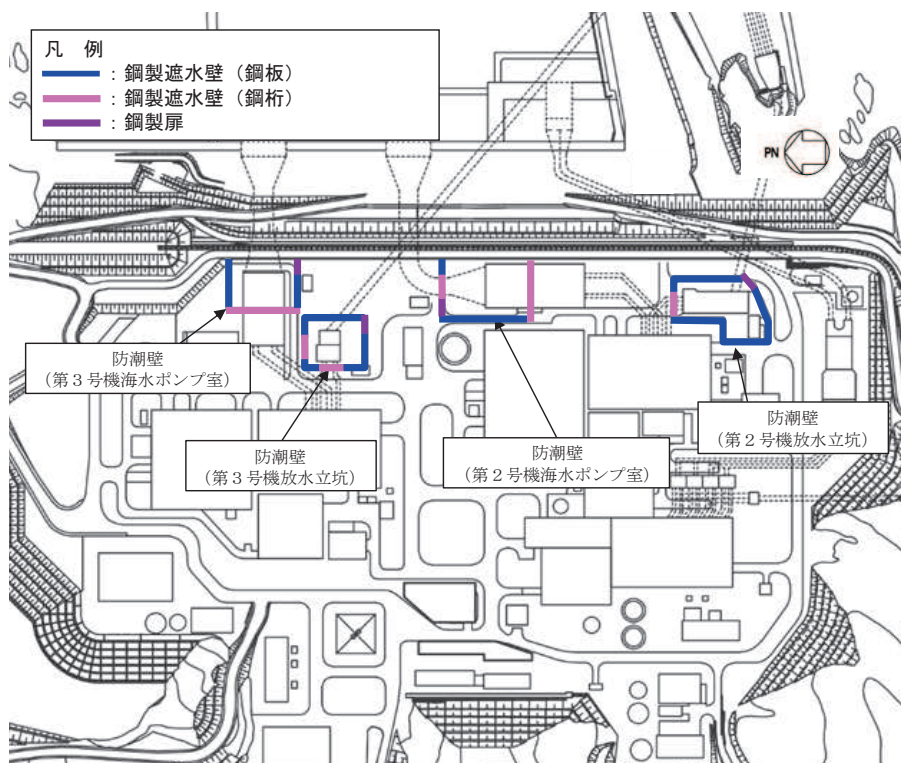
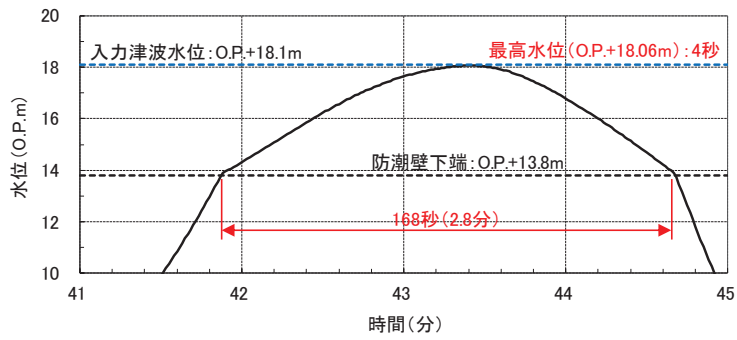
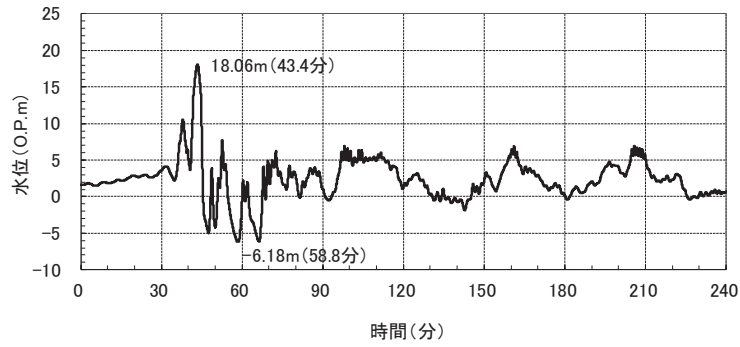
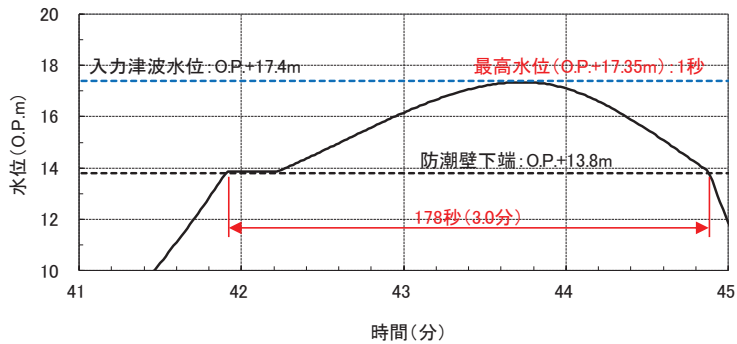
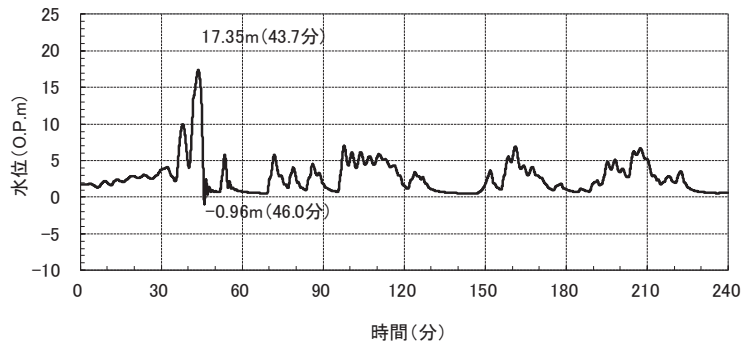


図 10-1 防潮壁の平面配置図

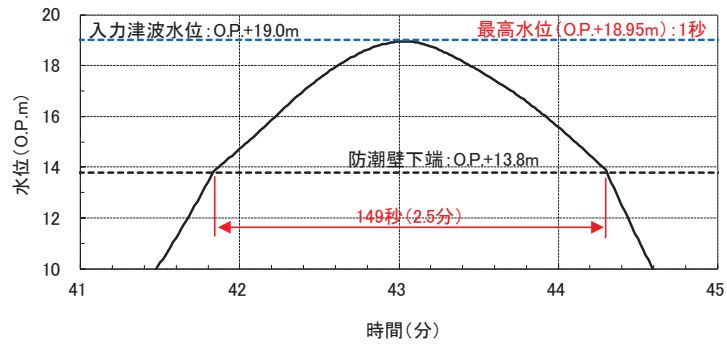
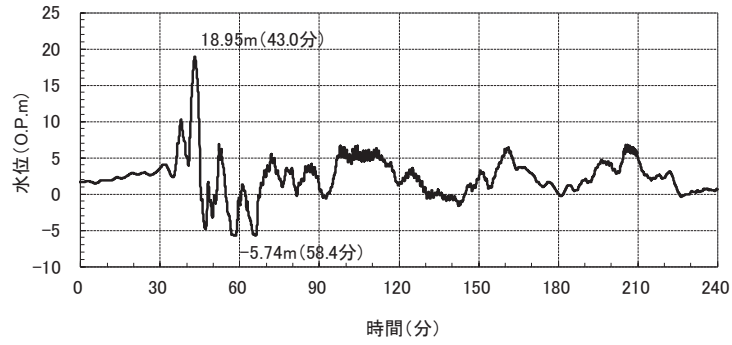


(第2号機海水ポンプ室 上昇側/防潮壁高さ O.P.+19.0m)

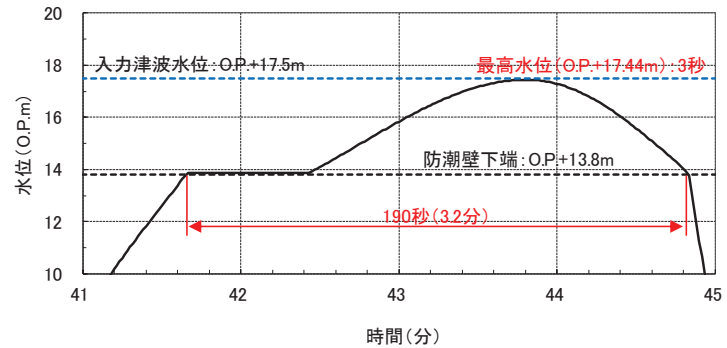
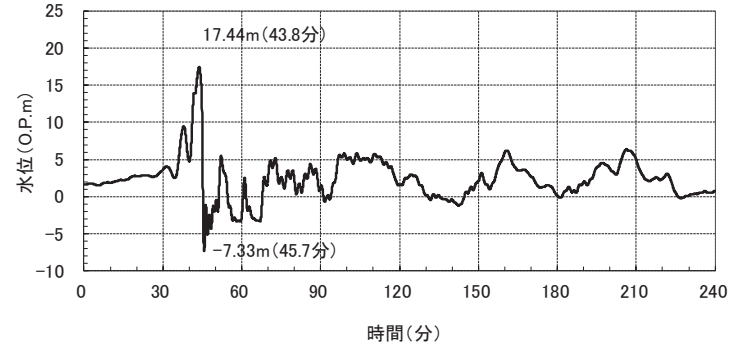


(第2号機放水立坑 上昇側/防潮壁高さ O.P.+19.0m)

図 10-2 入力津波の時刻歴波形 (1/2)



(第3号機海水ポンプ室 上昇側/防潮壁高さ O.P.+20.0m)



(第3号機放水立坑 上昇側/防潮壁高さ O.P.+19.0m)

図 10-2 入力津波の時刻歴波形 (2/2)

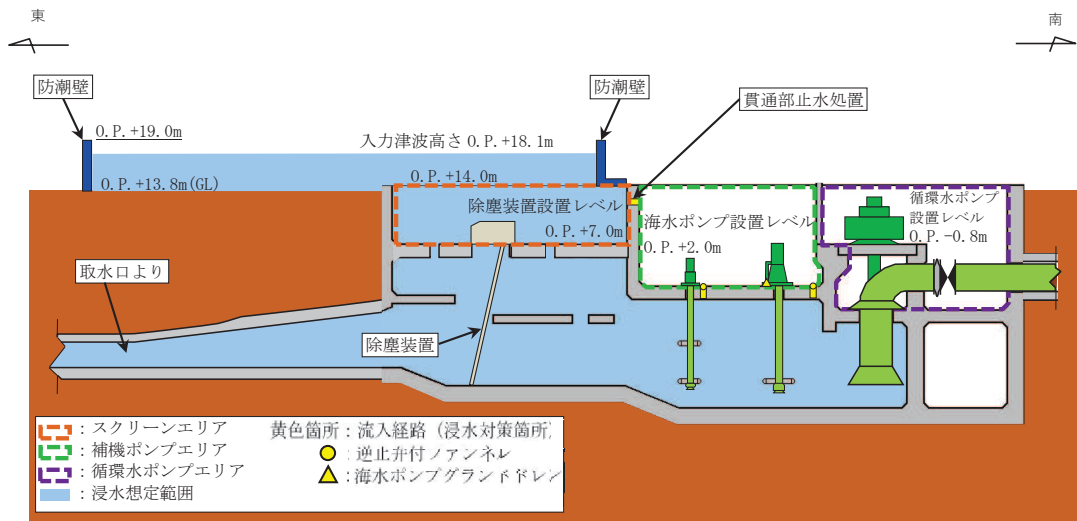


図 10-3(1) 第 2 号機海水ポンプ室断面図

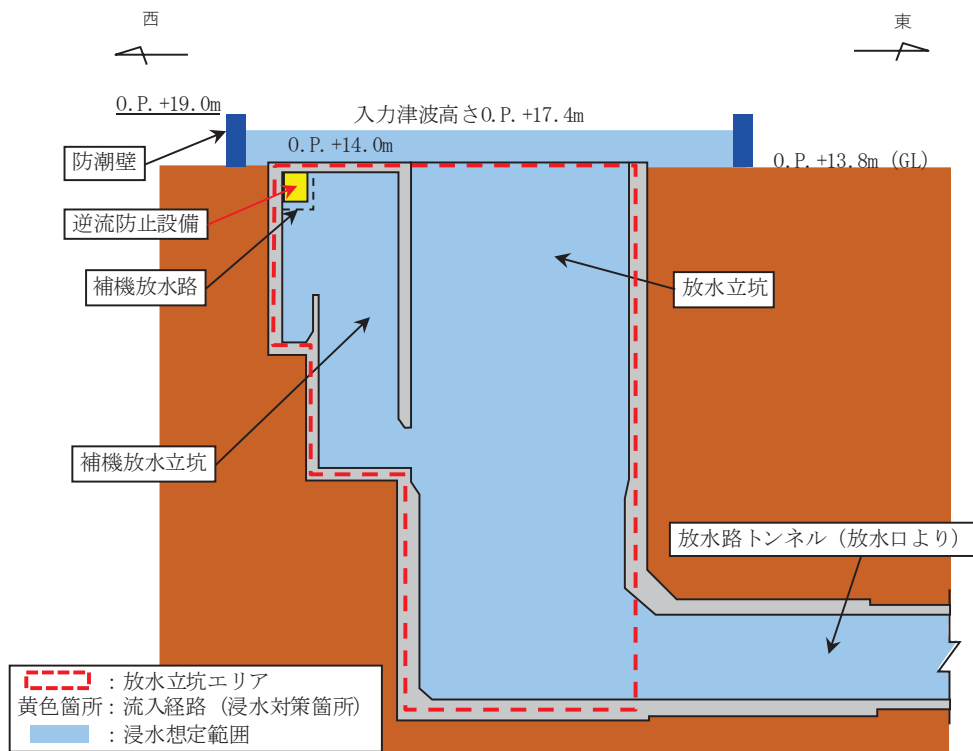


図 10-3(2) 第 2 号機放水立坑断面図

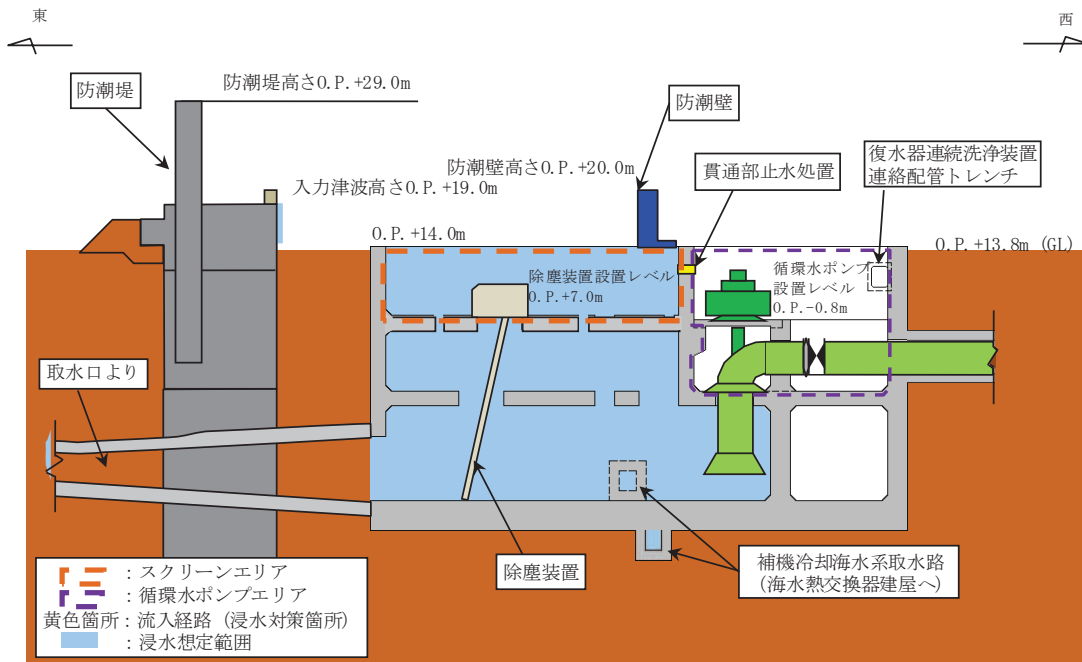


図 10-3(3) 第 3 号機海水ポンプ室断面図

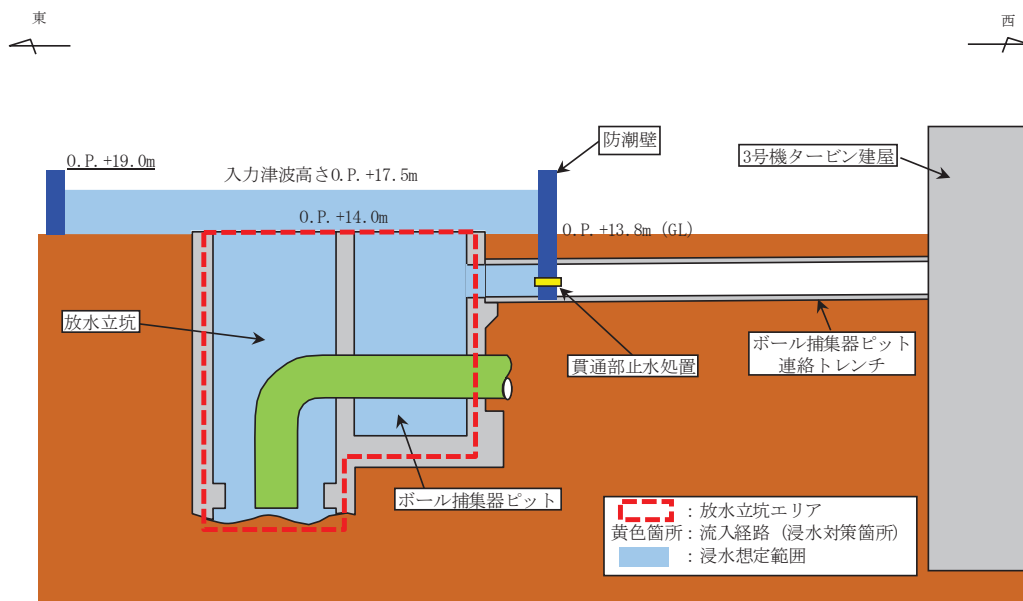


図 10-3(4) 第 3 号機放水立坑断面図

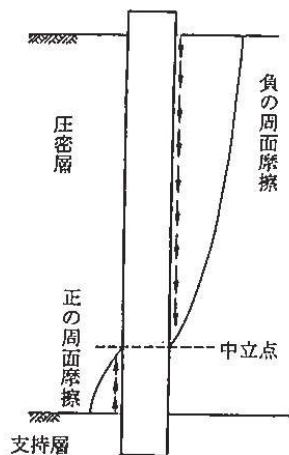
(参考資料 1 1) 揺すり込み沈下に伴う負の周面摩擦力の影響について

1. 概要

杭基礎構造防潮壁の基礎杭周辺には盛土が分布するため、強度評価においては、揺すり込み沈下量を考慮した津波荷重を算定し強度評価を実施している。

本資料では、この揺すり込み沈下に伴う負の周面摩擦力による影響として、鋼管杭の照査や支持地盤の支持力照査へ与える影響について検討する。負の周面摩擦力の概念図を図 11-1 に示す。

なお、同様に揺すり込み沈下による負の周面摩擦力の影響を受ける施設として、鋼矢板が該当するが、構造や構造照査手法の違い等を踏まえ、「6.3.11 鋼矢板の耐震・強度に関する補足説明」に評価結果を示していることから、本資料では基礎杭のみを対象に影響評価結果を整理する。



R_{nf} : 負の周面摩擦力 (kN)。すなわち中立点より上にある層の最大周面摩擦力の和。最大周面摩擦力は表-解 12.4.5 に準じて計算するが、 N 値が 2 以下の軟弱層においては、土質試験により得られた粘着力により最大周面摩擦力を算定しなければならない。また、群杭の場合で負の周面摩擦力を低減させる場合には、式 (解 12.4.4)、式 (解 12.4.6) による値を用いてよい。

図-解 12.4.5 負の周面摩擦力と中立点

表-解 12.4.5 最大周面摩擦力度 (kN/m²)

施工方法	地盤の種類	
	砂質土	粘性土
打込み杭工法 (打撃工法, バイプロハンマ工法)	2N (≦100)	c又は10N (≦150)
場所打ち杭工法	5N (≦200)	c又は10N (≦150)
中掘り杭工法	2N (≦100)	0.8c又は8N (≦100)
プレボーリング杭工法	5N (≦150)	c又は10N (≦100)
鋼管ソイルセメント杭工法	10N (≦200)	c又は10N (≦200)

ただし、 c は地盤の粘着力 (kN/m²)、 N は標準貫入試験の N 値

図 11-1 負の周面摩擦力の概念図

(道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) より引用)

2. 評価方針

「道路橋示方書・同解説（V耐震設計編，日本道路協会，平成14年3月）」のうち，3.2地震の影響の中で，地震時の影響として考慮すべき地震の影響の種類は，慣性力，地震時土圧，地震時動水圧，地盤の液状化及び流動化，並びに地震時地盤変位とされている。また，8.1では地震時に不安定となる地盤の影響の評価方法について述べており，地震時に地盤が不安定となる場合，不安定とならないという条件でも耐震性能の評価を行い，何れか厳しい方の結果を用いることを規定している。

ここで，地下水位以深の盛土・旧表土は，液状化の影響を受けないよう地盤改良を行うこととし，液状化影響は検討対象外としているが，未改良範囲の盛土・旧表土は，地震時の繰り返しせん断に伴う体積圧縮等により揺すり込み沈下が生じ，それによって鋼管杭に負の周面摩擦力が作用する可能性がある。

この負の周面摩擦力の考慮については，「道路橋示方書（I共通編・IV下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」において「v)検討の対象とする荷重は死荷重とする。これは，負の周面摩擦力が作用している地盤中であっても活荷重の載荷分は一時的に負の周面摩擦力を減少させたり，場合によっては正の周面摩擦力になるからである。同じ理由から，地震時には負の周面摩擦力を考慮する必要はない。」との記載があり，一般的には常時における評価が求められているものと判断される。

しかしながら，負の周面摩擦力が作用している杭の地震時の挙動については，必ずしも明確になっていないとも考えられることから，地震時並びに重畳時における設計成立性を把握するため，負の周面摩擦力を節点荷重として保守的に線形足し合わせで加えた場合の影響評価を行う。

影響評価は，負の周面摩擦力による軸力増分が作用した場合に影響が想定される鋼管杭及び基礎地盤（押し込み）を対象に，「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）」に基づき負の周面摩擦力として算定する杭の最大周面摩擦力度を，地震応答解析により求めた最大照査値時刻の発生断面力（曲げモーメント，軸力）に保守的に線形足し合わせで加えた場合の照査を行う。

ここで、「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程（J E A C 4 6 1 6 -2009）参考資料 3 杭基礎の延伸載荷実験及びシュミレーション解析）」に、地震時における杭応力の動的解析手法の妥当性について遠心載荷実験との比較を行い（図 11-2），質点系モデルと実験結果が概ね一致していることが纏められている。その際に、実験結果として”杭頭周辺の地盤がすり鉢状になり，杭頭周辺の地盤が剥離した状態となっていた”との記載があり，実験では相対密度の増加が確認されていたことから揺すり込み沈下が進行したと推察され，この揺すり込み沈下による影響を含め，質点系モデルでの再現性を確認しているものと考えられる。

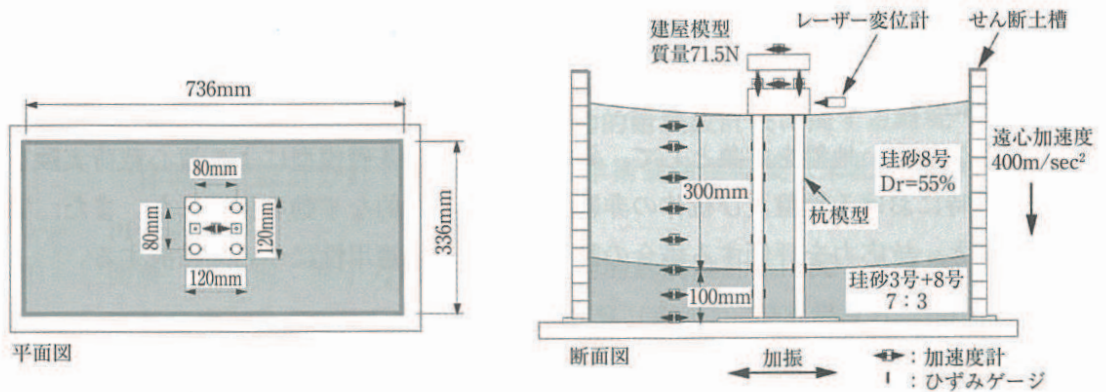
よって，質点系モデルによる地震応答解析に，改めて保守的に線形足し合わせで負の周面摩擦力を考慮することは，保守性を多重に考慮している部分もあるため，ここでは，以下に示すとおり，現実的な挙動に負の周面摩擦を考慮した評価を行うこととする。

① 鋼管杭の照査（曲げ・軸力）

- ・ 負の周面摩擦力の影響は，盛土層下端付近（地盤改良体と盛土層の地層境界）で軸力増加し，地盤変位等による曲げ変形との組み合わせが考えられる。この地層境界付近の断面力については，一次元地盤応答を用いた質点系モデルによる地震応答解析により評価することで，隣接構造物等による地盤変形の抑制効果が含まれず，保守的に評価されていることを別途確認している（参考資料 2【検討 3】隣接構造物の影響確認（ケース 7））。
- ・ したがって，隣接効果を考慮できる場合にはそれを考慮した評価を行う。具体的には，参考資料 2【検討 3（ケース 7）】の結果（表 5-13）に示す，最大曲げモーメントの比較（隣接構造物の影響）から，隣接効果を考慮した場合の低減係数を概算し考慮する（低減係数=FEMモデルのケース 7(1)～7(3)の中で最大曲げモーメント/質点系モデルにおける曲げモーメント）。

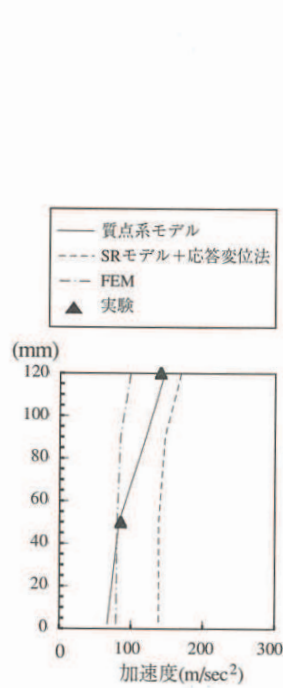
② 基礎地盤の照査（押し込み）

- ・ 基礎地盤（支持力）の照査（押し込み）においては，杭先端の基礎地盤の極限支持力のみ考慮し周面摩擦力分を考慮していないものの，「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，中立点以深（改良地盤，D 級岩盤）の周面摩擦力度を，正の周面摩擦力として考慮する。

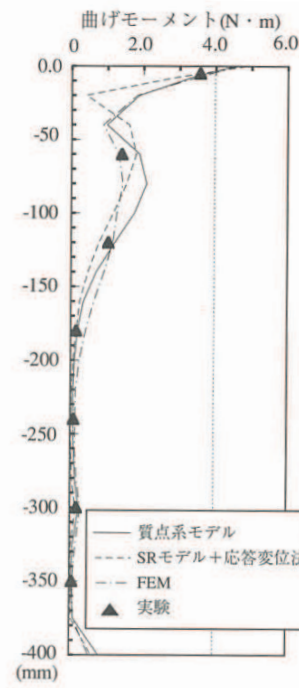


参図3-1 セン断土槽と計測位置 (参3.1-1)

(実験装置の概要)



参図3-12 建屋の最大応答値 (参3.2-1)



参図3-13 杭の最大曲げモーメント (参3.2-1)

(結果の概要)

図 11-2 杭基礎の遠心载荷実験及びシュミレーション解析の概要
 (乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規
 程 (J E A C 4 6 1 6 -2009) より引用)

3. 評価ケース

影響評価は、鋼管杭の照査（曲げ・軸力）及び支持力照査（押し込み）において、照査値が最も厳しい断面及び解析ケースに対して行う。また、負の周面摩擦力の影響が最大となる盛土層厚が最大となる断面に対して、同様に鋼管杭と支持力それぞれで照査値が最も厳しい断面及び解析ケースに対して影響を確認する。

なお、鋼管杭の照査（曲げ・軸力）については、盛土層が分布しない断面や鋼管杭の照査（曲げ・軸力）において負の周面摩擦力の影響が作用しない杭頭付近での断面力が卓越する断面については除いて評価対象を選定する。

影響評価を行う解析ケースを表 11-1 に、評価に用いる負の周面摩擦力の算出結果を表 11-2 に示す。

表 11-1(1) 解析ケース（地震時）

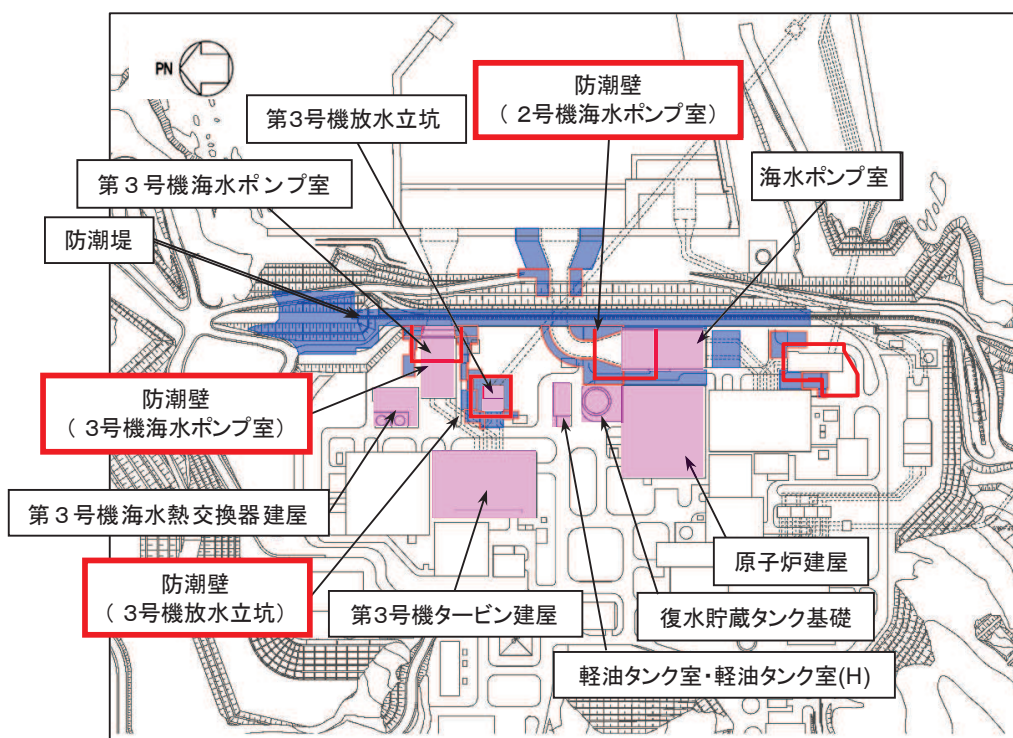
検討ケース	照査項目	
	鋼管杭	支持力
① 照査値最大	鋼製遮水壁（鋼板）断面③ (Ss-N1(++), 解析ケース②)	鋼製遮水壁（鋼桁）鋼桁 6 (Ss-N1(++), 解析ケース①)
② 周面摩擦力最大	鋼製遮水壁（鋼桁）鋼桁 4 (Ss-N1(-+), 解析ケース①)	鋼製遮水壁（鋼桁）鋼桁 4 (Ss-N1(++), 解析ケース①)

表 11-1(2) 解析ケース（重畳時）

検討ケース	照査項目	
	鋼管杭	支持力
① 照査値最大	鋼製遮水壁（鋼桁）鋼桁 4 (Sd-D2(+), 解析ケース①)	鋼製遮水壁（鋼桁）鋼桁 6 (Sd-D2(++), 解析ケース②)
② 周面摩擦力最大	検討①と同一ケース	鋼製遮水壁（鋼桁）鋼桁 4 (Sd-D2(+), 解析ケース②)

なお、第3号機放水立坑の鋼製遮水壁（鋼板）の一部については、図 11-2 に示すとおり、主たる荷重作用方向（弱軸方向である壁軸直角方向）に隣接構造物が直接面していない範囲となり、実力的にも隣接効果が期待されない区間となるが、当該箇所を設置される鋼製遮水壁（鋼板）の中の代表断面である、鋼板断面⑧の鋼管杭の曲げ・軸力照査結果は、照査値 0.39 (Ss-N1) と十分に裕度がある結果となっている。後述する評価結果から、軸力増分の影響は低減係数を考慮しない場合でも、最大でも照査値が 2 倍までは至らないことから、設計成立性が確保されていると判断されるため、検討は省略する。

また、隣接構造物の剛性等に応じて隣接効果は変化すると考えられるが、【検討 3】ケース 7 では、第 2 号機海水ポンプ室（スクリーンエリア）の剛性 E に対して、第 3 号機海水ポンプ室や放水立坑等のその他構造物の剛性を概ね包絡するように $E \times 0.5$ 倍～ $E \times 2$ 倍としたパラメータスタディを実施しており、今回の検討における低減係数はそれらのケースの中で、低減係数が最小となる値を用いることで、隣接効果の違いによる評価対象の選定パラメータは除外されている。



- [凡例]
- : 杭基礎構造防潮壁
 - : 改良地盤 (: 基本設計段階からの追加範囲)
 - : 杭基礎構造防潮壁の設計において、隣接効果が実力的には期待できる隣接構造物

図 11-3 杭基礎構造防潮壁と隣接構造物の位置関係

表 11-2(1) 評価用軸方向荷重 (鋼板断面③)

地層区分	層厚 Li (m)	周面摩擦力度 fi (kN/m ²)	Li*fi (kN)
盛土	1.000	53.5	53.50
盛土	1.000	58.5	58.50
盛土	1.000	64.0	64.00
盛土	1.000	69.5	69.50
盛土	1.000	74.5	74.50
盛土	1.000	80.0	80.00
盛土	1.000	85.5	85.50
盛土	1.000	91.0	91.00
盛土	1.000	96.0	96.00
盛土	0.500	100.0	50.00
改良体	1.000	100.0	100.00
改良体	1.000	100.0	100.00
改良体	1.000	100.0	100.00
改良体	1.000	100.0	100.00
改良体	1.000	100.0	100.00
改良体	1.000	100.0	100.00
改良体	1.000	100.0	100.00
改良体	1.000	100.0	100.00
改良体	1.000	100.0	100.00
改良体	1.000	100.0	100.00
改良体	0.500	100.0	50.00
改良体W	1.000	100.0	100.00
改良体W	1.000	100.0	100.00
改良体W	1.000	100.0	100.00
改良体W	1.000	100.0	100.00
改良体W	1.000	100.0	100.00
改良体W	0.527	100.0	52.70
合計			2225.20
杭周長	U=	4.706	
評価用軸方向荷重 (中立点考慮)			3165
正の周面摩擦力			7071

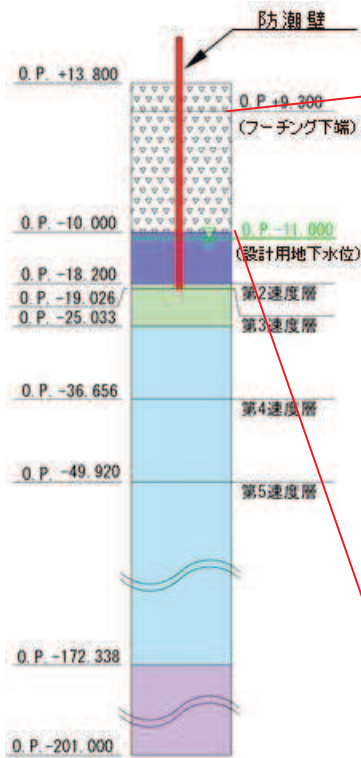
注記* : 「道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」に基づき, 中立軸位置を「圧密層 (盛土層) の深さの 75%~95% 程度」の範囲の最大値である 95% 位置として算定。

表 11-2(2) 評価用軸方向荷重 (鋼桁 4 基礎 1)

地層区分	層厚 Li (m)	周面摩擦力度 fi (kN/m ²)	Li*fi (kN)
盛土	0.750	56.5	42.38
盛土	1.000	61.0	61.00
盛土	1.000	66.5	66.50
盛土	1.000	72.0	72.00
盛土	1.000	77.0	77.00
盛土	1.000	82.5	82.50
盛土	1.000	88.0	88.00
盛土	1.000	93.0	93.00
盛土	1.000	98.5	98.50
盛土	1.000	104.0	104.00
盛土	1.000	109.5	109.50
盛土	1.000	114.5	114.50
盛土	1.000	120.0	120.00
盛土	1.000	125.5	125.50
盛土	1.000	130.5	130.50
盛土	1.000	136.0	136.00
盛土	1.000	141.5	141.50
盛土	1.000	147.0	147.00
盛土	1.000	150.0	150.00
盛土	0.550	150.0	82.50
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	0.552	100.0	55.20
合計			2497.08
杭周長	U=	4.706	
評価用軸方向荷重 (中立点考慮)			9222
正の周面摩擦力			2142

注記* : 「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, 中立軸位置を「圧密層 (盛土層) の深さの 75%~95% 程度」の範囲の最大値である 95% 位置として算定。

表 11-2(3) 評価用軸方向荷重 (鋼桁 4 基礎 2)

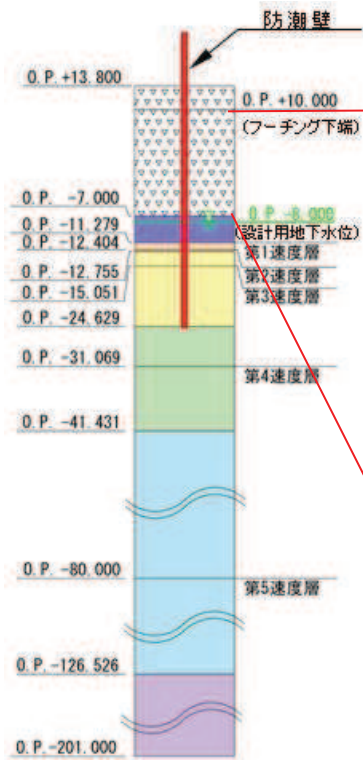


地層区分	層厚 Li (m)	周面摩擦力度 fi (kN/m ²)	Li*fi (kN)
盛土	1.000	57.0	57.00
盛土	1.000	62.5	62.50
盛土	1.000	68.0	68.00
盛土	1.000	73.0	73.00
盛土	1.000	78.5	78.50
盛土	1.000	84.0	84.00
盛土	1.000	89.0	89.00
盛土	1.000	94.5	94.50
盛土	1.000	100.0	100.00
盛土	1.000	105.5	105.50
盛土	1.000	110.5	110.50
盛土	1.000	116.0	116.00
盛土	1.000	121.5	121.50
盛土	1.000	126.5	126.50
盛土	1.000	132.0	132.00
盛土	1.000	137.5	137.50
盛土	1.000	143.0	143.00
盛土	1.000	148.0	148.00
盛土	1.000	150.0	150.00
盛土	0.300	150.0	45.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	0.200	100.0	20.00
合計			2862.00
杭周長	U=	4.706	
評価用軸方向荷重 (負の周面摩擦力)			9399
正の周面摩擦力			3859

中立点*

注記* : 「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, 中立軸位置を「圧密層 (盛土層) の深さの 75%~95% 程度」の範囲の最大値である 95% 位置として算定。

表 11-2(4) 評価用軸方向荷重 (鋼桁 6 基礎 1)



地層区分	層厚 Li (m)	周面摩擦力度 fi (kN/m ²)	Li*fi (kN)
盛土	1.000	53.5	53.50
盛土	1.000	58.5	58.50
盛土	1.000	64.0	64.00
盛土	1.000	69.5	69.50
盛土	1.000	74.5	74.50
盛土	1.000	80.0	80.00
盛土	1.000	85.5	85.50
盛土	1.000	91.0	91.00
盛土	1.000	96.0	96.00
盛土	1.000	101.5	101.50
盛土	1.000	107.0	107.00
盛土	1.000	112.5	112.50
盛土	1.000	117.5	117.50
盛土	1.000	123.0	123.00
盛土	1.000	128.5	128.50
盛土	1.000	133.5	133.50
盛土	1.000	139.0	139.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	0.279	100.0	27.90
D級岩盤	1.125	100.0	112.50
D級岩盤	0.351	100.0	35.10
合計			2210.50
杭周長	U=	4.706	
評価用軸方向荷重 (中立点考慮)			7695
正の周面摩擦力			2708

中立点*

注記* : 「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, 中立軸位置を「圧密層 (盛土層) の深さの 75%~95% 程度」の範囲の最大値である 95% 位置として算定。

表 11-2(5) 評価用軸方向荷重 (鋼桁 6 基礎 2)

地層区分	層厚 Li (m)	周面摩擦力度 fi (kN/m ²)	Li*fi (kN)
盛土	1.000	53.5	53.50
盛土	1.000	58.5	58.50
盛土	1.000	64.0	64.00
盛土	1.000	69.5	69.50
盛土	1.000	74.5	74.50
盛土	1.000	80.0	80.00
盛土	1.000	85.5	85.50
盛土	1.000	91.0	91.00
盛土	1.000	96.0	96.00
盛土	1.000	101.5	101.50
盛土	1.000	107.0	107.00
盛土	1.000	112.5	112.50
盛土	1.000	117.5	117.50
盛土	1.000	123.0	123.00
盛土	1.000	128.5	128.50
盛土	1.000	133.5	133.50
盛土	1.000	139.0	139.00
盛土	1.000	100.0	100.00
盛土	1.000	100.0	100.00
盛土	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	0.511	100.0	51.10
改良地盤	0.933	100.0	93.30
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	0.128	100.0	12.80
合計			2292.20
杭周長	U=	4.706	
評価用軸方向荷重 (中立点考慮)			7695
正の周面摩擦力			3092

中立点*

注記* : 「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, 中立軸位置を「圧密層 (盛土層) の深さの 75%~95% 程度」の範囲の最大値である 95% 位置として算定。

4. 評価結果

4.1 地震時

地震時における負の周面摩擦力の影響を考慮した場合の、鋼管杭の曲げ軸力系の破壊に対する評価結果を表 11-3 に、照査時刻における断面力分布を図 11-3 に示す。また、基礎地盤の支持性能の評価結果（押し込み）を表 11-4 に、照査時刻における断面力分布を図 11-4 に示す。

本検討の結果、地震時において、負の周面摩擦力の影響による軸力が増加した影響を考慮した場合でも、照査値は許容限界以下に収まることを確認した。

表 11-3(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼板断面③）

負の周面 摩擦力	地震動	解析 ケース	発生断面力		降伏曲げ モーメント (kN・m)	照査値
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)		
非考慮	S s - N 1 (++)	②	20361	919	21369	0.96
考慮	S s - N 1 (++)	②	10384* ¹	4084 (3165)* ²	20229	0.52

注記*1：隣接効果を考慮した低減係数（0.51）を考慮

*2：負の周面摩擦力による軸力増分を示す。

表 11-3(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 4）

負の 周面 摩擦力	評価 位置	地震動	解析 ケース	発生断面力		降伏曲げ モーメント (kN・m)	照査値
				曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)		
非考慮	基礎 1 (下杭)	S s - N 1 (-+)	①	7579	4863	9008	0.85
考慮	基礎 1 (下杭)	S s - N 1 (-+)	①	3865* ¹	14262 (9399)* ²	5553	0.70

注記*1：隣接効果を考慮した低減係数（0.51）を考慮

*2：負の周面摩擦力による軸力増分を示す。

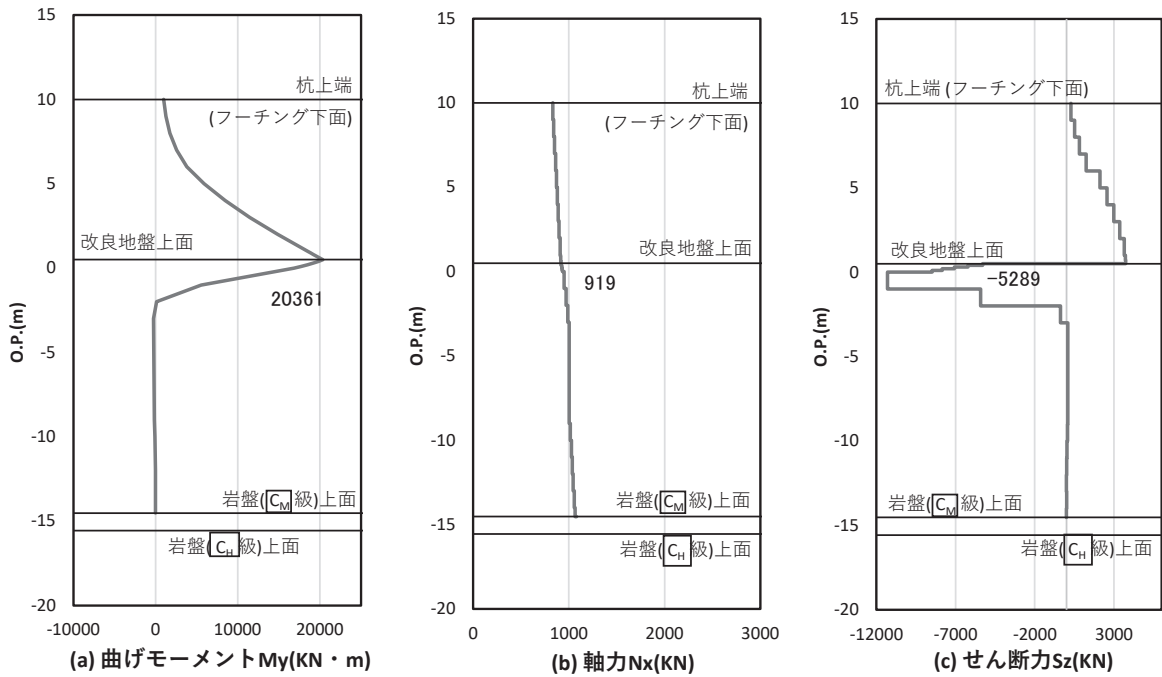


図 11-3(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
(鋼板断面③, S s - N 1 (++) , t = 7.80s)

解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

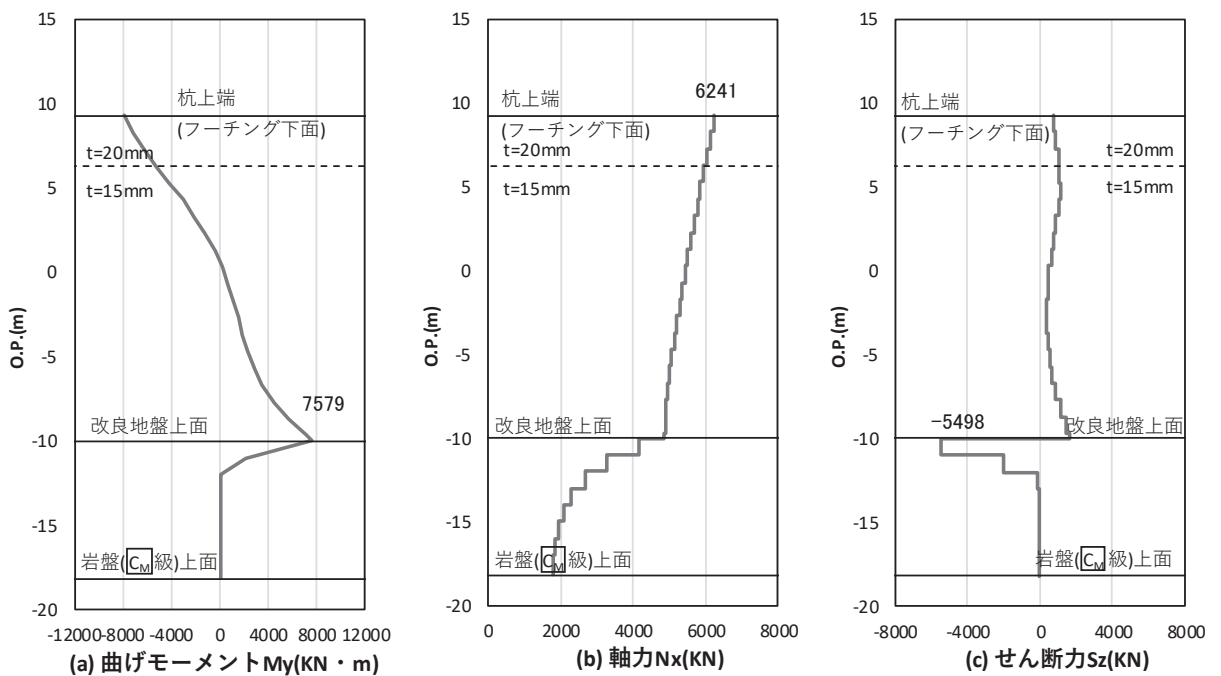


図 11-3(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
(鋼桁 4 : 基礎 1, S s - N 1 (-+), t = 7.79s)

解析ケース①：基本ケース

表 11-4(1) 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 6）

負の周面摩擦力	評価位置	地震動	解析ケース	発生断面力	応力度 R_a (N/mm ²)	許容限界 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
				杭頭軸力 (kN)			
非考慮	基礎 2	S s -N 1 (++)	①	10623	6.1	11.4	0.54
考慮	基礎 2	S s -N 1 (++)	①	18318 (7695)* ¹	8.7* ²	11.4	0.77

注記*1：負の周面摩擦力による軸力増分を示す。

*2：正の周面摩擦力による抵抗分を考慮。

表 11-4(2) 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 4）

負の周面摩擦力	評価位置	地震動	解析ケース	発生断面力	応力度 R_a (N/mm ²)	許容限界 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
				杭頭軸力 (kN)			
非考慮	基礎 1	S s -N 1 (++)	①	8462	4.8	11.4	0.43
考慮	基礎 1	S s -N 1 (++)	①	17684 (9222)* ¹	8.8* ²	11.4	0.78

注記*1：負の周面摩擦力による軸力増分を示す。

*2：正の周面摩擦力による抵抗分を考慮。

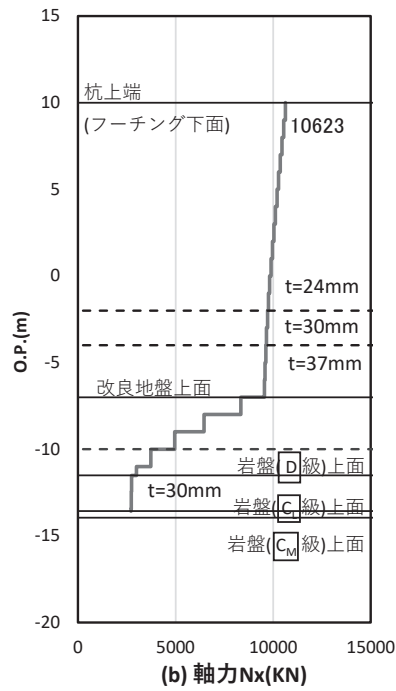


図 11-4(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 （鋼桁 6：基礎 2， $S_s - N_1$ （++），桁軸直交方向加振時， $t = 7.88s$ ）
 解析ケース①：基本ケース

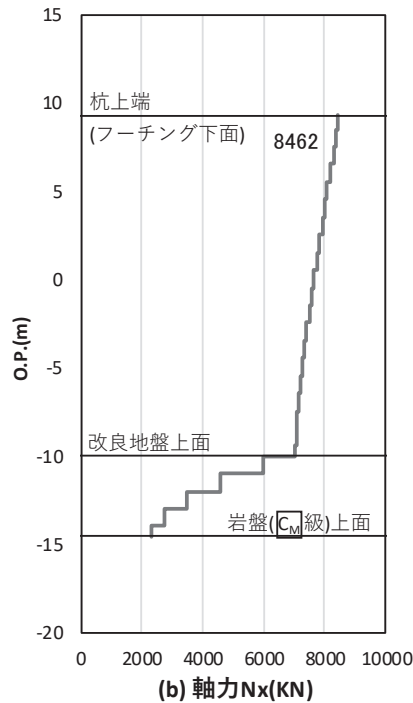


図 11-4(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 （鋼桁 4：基礎 1， $S_s - N_1$ （++），桁軸方向加振時， $t = 7.89s$ ）
 解析ケース①：基本ケース

4.2 重畳時

重畳時における負の周面摩擦力の影響を考慮した場合の、鋼管杭の曲げ軸力系の破壊に対する評価結果を表 11-5 に、照査時刻における断面力分布を図 11-5 に示す。また、基礎地盤の支持性能の評価結果（押し込み）を表 11-6 に、照査時刻における断面力分布を図 11-6 に示す。

本検討の結果、地震時において、負の周面摩擦力の影響による軸力が増加した影響を考慮した場合でも、照査値は許容限界以下に収まることを確認した。

表 11-5 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 4）

負の周面摩擦力	評価位置	地震動	解析ケース	発生断面力		降伏曲げモーメント (kN・m)	照査値
				曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)		
非考慮	基礎 2 (下杭)	S d - D 2 (+ -)	①	4037	2445	9897	0.41
考慮	基礎 2 (下杭)	S d - D 2 (+ -)	①	2059* ¹	11844 (9399)* ²	6442	0.32

注記*1：隣接効果を考慮した低減係数（0.37）を考慮

*2：負の周面摩擦力による軸力増分を示す。

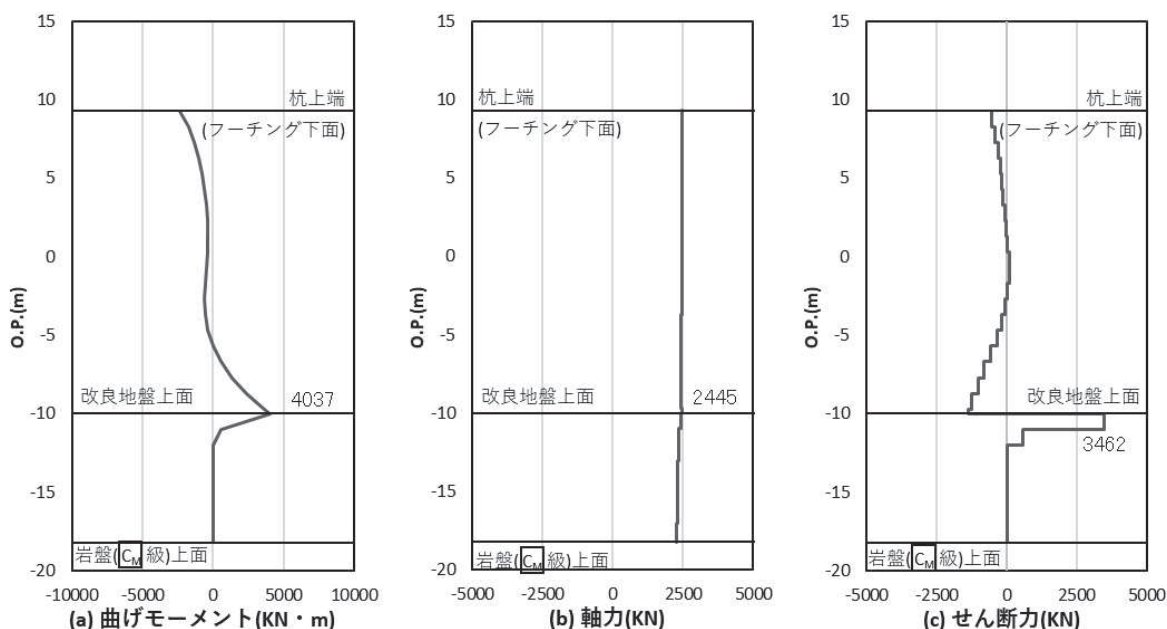


図 11-5 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力（鋼桁 4：基礎 2，S d - D 2 (+ -)， $t = 13.44s$ ）
解析ケース①：基本ケース（負の周面摩擦力非考慮）

表 11-6(1) 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 6）

負の 周面 摩擦力	評価 位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	応力度 R_a (N/mm ²)	許容限界 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
				杭頭軸力 (kN)			
非考慮	基礎 1	S d -D 2 (++)	②	6641	3.7	11.4	0.33
考慮	基礎 1	S d -D 2 (++)	③	14207 (7695)* ¹	6.6* ²	11.4	0.58

注記*1：負の周面摩擦力による軸力増分を示す。

*2：正の周面摩擦力による抵抗分を考慮。

表 11-6(2) 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 4）

負の 周面 摩擦力	評価 位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	応力度 R_a (N/mm ²)	許容限界 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
				杭頭軸力 (kN)			
非考慮	基礎 1	S d -D 2 (+-)	②	6407	3.7	11.4	0.33
考慮	基礎 1	S d -D 2 (+-)	②	15629 (9222)* ¹	7.7* ²	11.4	0.68

注記*1：負の周面摩擦力による軸力増分を示す。

*2：正の周面摩擦力による抵抗分を考慮。

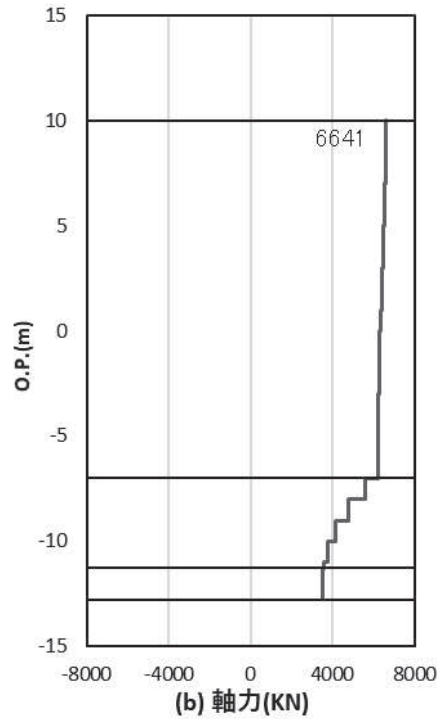


図 11-6(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 （鋼桁 6：基礎 1，S d - D 2（++）， $t = 25.50s$ ）
 解析ケース②：地盤物性 + 1 σ （負の周面摩擦力非考慮）

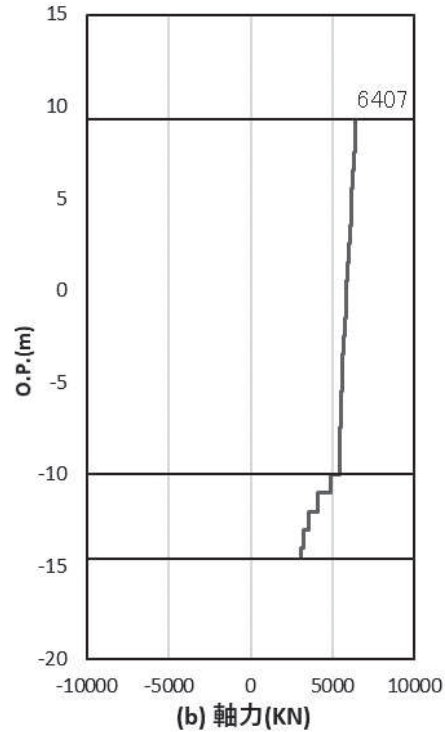


図 11-6(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 （鋼桁 4：基礎 1，S d - D 2（+-）， $t = 8.07s$ ）
 解析ケース②：地盤物性 + 1 σ （負の周面摩擦力非考慮）

5. まとめ

杭基礎構造防潮壁において、杭周辺の地盤の揺すり込み沈下によって生じる恐れのある負の周面摩擦力を保守的に考慮した場合でも、鋼管杭及び支持力における照査結果が許容限界以下に収まることを確認し、構造部材の健全性及び支持性能を有することを確認した。

(参考資料 1 2) 鋼矢板とフーチングの接合部のモデル化について

1. 概要

防潮壁（鋼桁）の質点系モデルによる地震応答解析においては鋼矢板に生じる慣性力を考慮することとし，付加質量として解析モデルに考慮している。

これは，鋼矢板（鋼板・角型鋼管）とフーチングの接合部が，フーチングに固定されたブラケットと鋼矢板（鋼板・角型鋼管）を連結する際に，1本の連結ボルトにより連結し，ボルト孔を長孔（ボルト径 ϕ 100mm に対して遊間 50mm 程度）とすることで，フーチングの変位を阻害せず，鋼矢板面内方向に対して鋼矢板とフーチングの相互作用は生じない構造としていることによる。また，鋼矢板面外方向の相互作用については，1本の連結ボルトによって連結されるため回転反力が伝わらないことやフーチングの強軸方向となることからその影響は軽微であると考えられるためである。

本資料では，上記解析モデルの妥当性として，面内方向における長孔に対するフーチングの変位量が遊間内に収まること並びに回転機構が正常に機能せず基礎間の変位差に対して拘束モーメントがフーチングに作用した場合の影響及び鋼矢板に作用する土圧に対する反力がフーチングに作用した場合の影響について確認する。

図 12-1 に鋼桁部の地震応答解析モデルを，図 12-2 に鋼矢板の構造概要を示す。

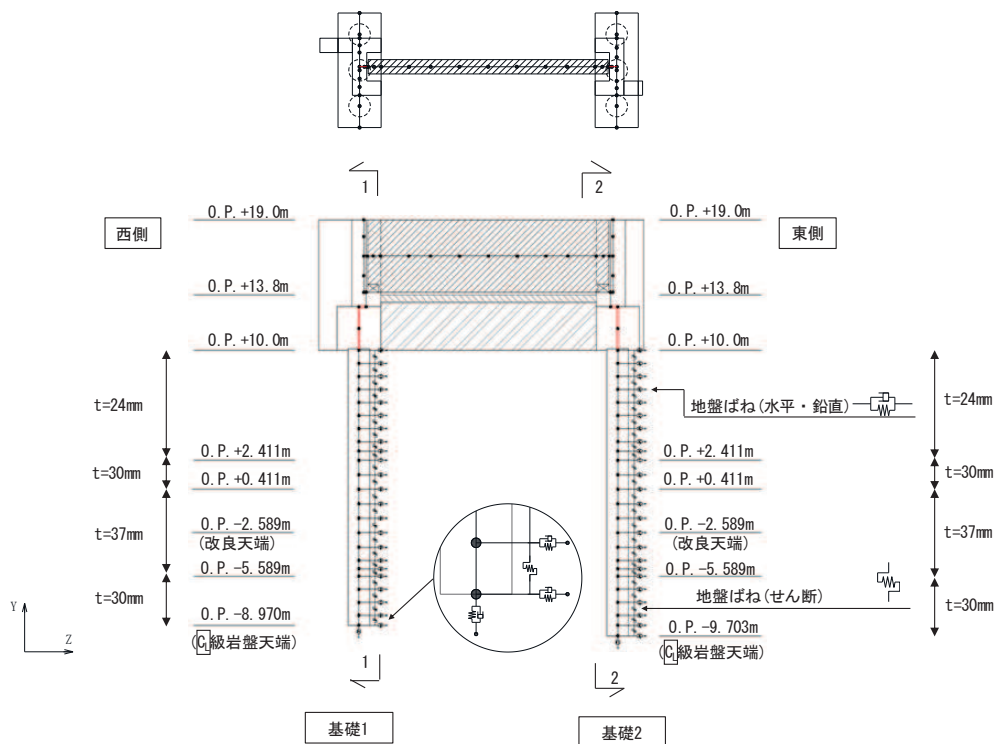
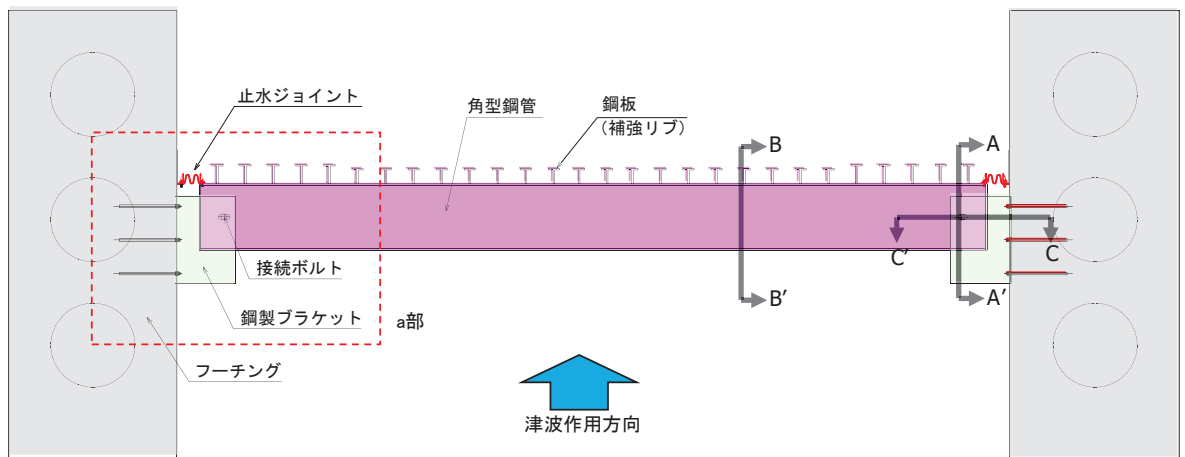
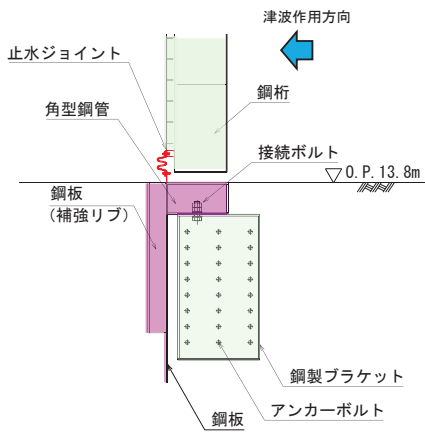


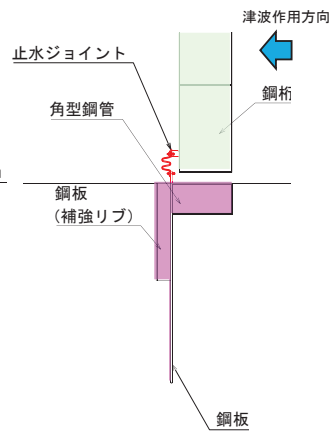
図 12-1 鋼製遮水壁（鋼桁）の解析モデル
（上段：平面図，下段：正面図）



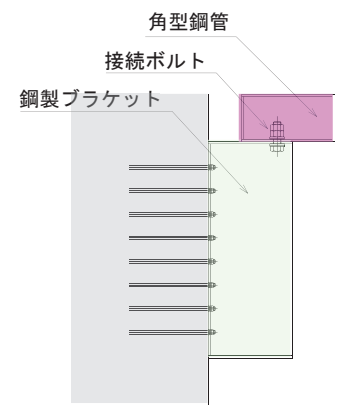
(平面図)



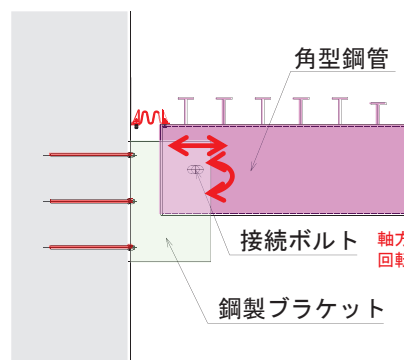
(A-A' 断面)



(B-B' 断面)



(C-C' 断面)



(a 部拡大)

軸方向・・・長孔により自由に動く
 回転方向・・・ボルト1本で固定することにより自由に動く

図 12-2 鋼矢板の構造概要

2. 面内方向における長孔に対するフーチングの変位量について

鋼製遮水壁（鋼桁）における桁軸方向（面内方向）の地震応答解析における左右のフーチング基礎間の最大相対変位量として、対象である鋼桁 2, 3, 5, 6 の内、盛土層厚が厚く地盤の変形量が相対的に大きくなると考えられる鋼桁 6 を代表に確認する。

表 12-1 に鋼桁 6 におけるフーチング基礎の桁軸方向の最大相対変位を、図 12-3 に変位抽出位置を示す。

いずれの地震動ケースにおいても、左右のフーチング基礎間の最大相対変位量概ね 5mm 程度であり、長孔の遊間（50 mm 程度）に対して十分小さいことを確認した。

表 12-1 桁軸方向加振時のフーチング間の最大相対変位（鋼桁 6）

桁軸方向加振						
Ss-D1	Ss-D2	Ss-D3	Ss-F1	Ss-F2	Ss-F3	Ss-N1
4	4	3	5	5	3	5

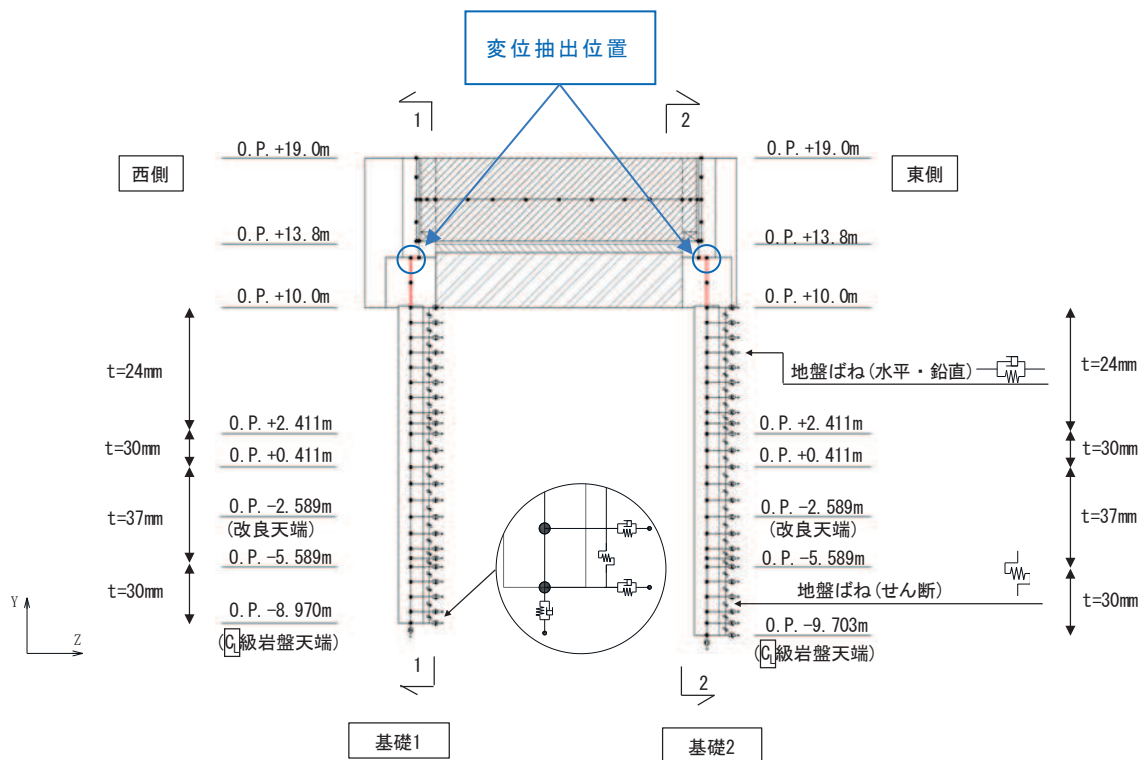


図 12-3 変位抽出位置

3. 面外方向における反力がフーチングに作用した場合の影響について

(1) 基礎間の位相差による強制変位

基礎間の位相差に対して回転機構が正常に機能せず拘束モーメントがフーチングに作用した場合の影響を確認する。

鋼桁 6 における桁軸直交方向（面外方向）加振における左右のフーチング間の相対変位を表 12-2 に示す。

いずれの地震動においても、スパン長 13m に対して相対変位量は概ね 5mm 以下であり、回転角としては非常に小さいことから、面外方向に対する相互作用は小さいと考えられるが、この相対変位量（ $4\text{mm} + \alpha = 5\text{mm}$ ）に対応する荷重を考慮した場合の影響を確認する。反力は、図 12-4 及び図 12-5 に示すような両端固定梁に強制変位を与えたモデルにて算定する。

算定した反力（鉛直軸周りのモーメント： M_y ②）を地震応答解析における最大照査値の断面力に足し合わせた場合の応力照査結果を表 12-3 に示す。

評価の結果、考慮・非考慮で照査値としては有意な変化は無かった。

表 12-2 桁軸直交方向加振時のフーチング間の最大相対変位（鋼桁 6）

桁軸直交方向加振						
Ss-D1	Ss-D2	Ss-D3	Ss-F1	Ss-F2	Ss-F3	Ss-N1
4	3	3	3	3	3	4

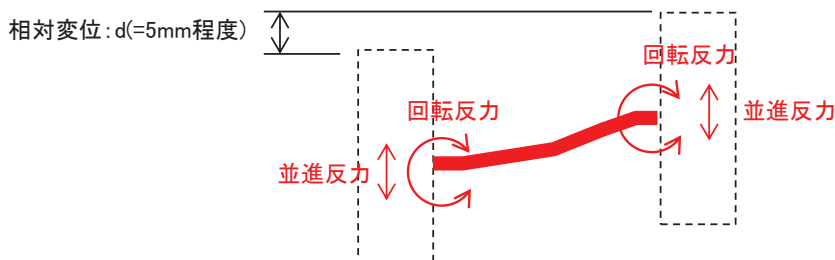


図 12-4 相対変位による反力評価イメージ

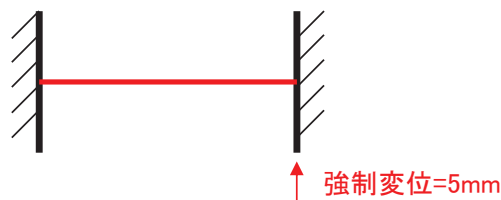


図 12-5 検討モデル概念図

表 12-3 影響評価結果*

照査断面力				軸力 (kN)	発生応力度 σ_s (N/mm ²)	許容値 σ_{sy} (N/mm ²)	照査値① σ_s / σ_{sy}	照査値② σ_s / σ_{sy}
Mz (kN・m)	My① (kN・m)	My② (kN・m)	My①+My② (kN・m)					
13441	297	110	407	-758	184	435	0.43	0.43

注記* : Mz 及び My①は鋼桁 6 におけるフーチングの曲げ・軸力系の破壊（鉄筋）に対する照査における照査値最大ケース（地震動 Ss-N1）の発生断面力を示す。また、照査値①はそのケースでの照査値を示す。My②は、本検討において得られた鉛直軸周りのモーメントを示す。また、照査値②は My①に My②を加算したときに得られる照査値を示す。

(2) 鋼矢板に作用する土圧反力

鋼矢板に作用する土圧に対する反力がフーチングに作用した場合の影響について確認する。

影響確認は、対象である鋼桁 2,3,5,6 のうち、「6.3.11 鋼矢板の耐震・強度に関する補足説明」に基づき、鋼製ブラケットの固定端に作用する反力が最大となる鋼桁 5(地盤改良(改良幅 2D 未満*) 考慮)を代表に確認する。

表 12-4 に鋼桁 5 における鋼製ブラケットの固定端に作用する反力を、図 12-6 に鋼矢板への土圧作用時に生じる反力作用概念図を示す。

注記*：地盤改良幅が地盤改良高さの 2 倍未満

表 12-4 鋼製ブラケットの固定端に作用する反力 (鋼桁 5)

ブラケットの固定端に作用する反力			地震時	津波余震重畳時
水平反力	H	kN	795	906
鉛直反力	V	kN	987	935
回転荷重	Mz	kN・m	643	741

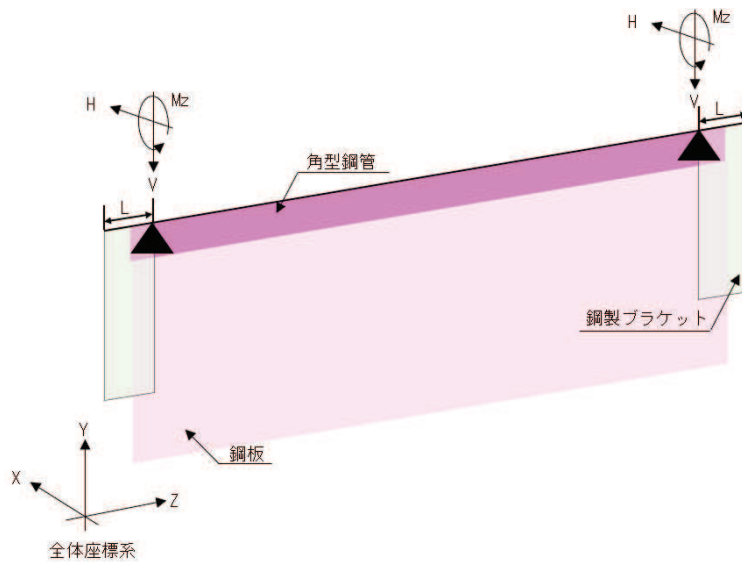


図 12-6 鋼矢板への土圧作用時に生じる反力作用概念図

鋼桁 5 における鋼矢板への土圧作用時に生じる反力から算定した断面力を表 12-5 に示す。断面力については、鋼製ブラケットの固定端に作用する反力に鋼製ブラケットのLを掛け合わせた値を曲げモーメントとする。

算定した断面力（X 軸周りのモーメント（ねじりモーメント）： $M_t②$ ，Y 軸周りのモーメント： $M_y②$ ，Z 軸周りのモーメント： $M_z②$ ）を地震応答解析における最大照査値の断面力（X 軸周りのモーメント（ねじりモーメント）： $M_t①$ ，Y 軸周りのモーメント： $M_y①$ ，Z 軸周りのモーメント： $M_z①$ ）に足し合わせた場合の応力照査結果を表 12-6～表 12-7 に示す。影響評価項目としては、フーチングの曲げ・軸力系の破壊（鉄筋），ねじり破壊に対しての照査を，地震時と津波余震重畳時について実施した。

評価の結果，鋼矢板への土圧作用時に生じる反力を考慮した際の照査値は僅かに増加するものの，許容限界以下となることを確認した。

表 12-5 鋼矢板への土圧作用時に生じる反力から算定した断面力（鋼桁 5）

ブラケットの固定端に作用する断面力			地震時	津波余震重畳時
X軸回りモーメント	$M_t②$	kN・m	904	845
Y軸回りモーメント	$M_y②$	kN・m	797	860
Z軸回りモーメント	$M_z②$	kN・m	643	741

表 12-6(1) フーチングの曲げ・軸力系の破壊（鉄筋）に対する
影響評価結果（地震時）*

照査用断面力							発生 応力度			許容値	照査値①	照査値②
My① (kN・m)	Mz① (kN・m)	My② (kN・m)	Mz② (kN・m)	My①+My② (kN・m)	Mz①+Mz② (kN・m)	軸力 (kN)	$\sigma_{s①}$ (N/mm ²)	$\sigma_{s①+②}$ (N/mm ²)	σ_{sy} (N/mm ²)	$\sigma_{s①}/\sigma_{sy}$	$\sigma_{s①+②}/\sigma_{sy}$	
357	4285	797	643	1154	4928	-1077	72	87	435	0.17	0.20	

表 12-6(2) フーチングの曲げ・軸力系の破壊（鉄筋）に対する
影響評価結果（津波余震重畳時）*

照査用断面力							発生 応力度			許容値	照査値①	照査値②
My① (kN・m)	Mz① (kN・m)	My② (kN・m)	Mz② (kN・m)	My①+My② (kN・m)	Mz①+Mz② (kN・m)	軸力 (kN)	$\sigma_{s①}$ (N/mm ²)	$\sigma_{s①+②}$ (N/mm ²)	σ_{sy} (N/mm ²)	$\sigma_{s①}/\sigma_{sy}$	$\sigma_{s①+②}/\sigma_{sy}$	
693	6435	860	741	1553	7176	-670	96	111	435	0.23	0.26	

表 12-7(1) フーチングのねじり破壊に対する影響評価結果（地震時）*

照査用断面力			発生応力度							許容値	照査値①	照査値②
			ねじりモーメントによる 応力度		曲げモーメントによる 応力度		応力度合計値					
Mt① (kN・m)	Mt② (kN・m)	Mt①+② (kN・m)	$\sigma_{s①}$ (N/mm ²)	$\sigma_{s①+②}$ (N/mm ²)	$\sigma_{s①}$ (N/mm ²)	$\sigma_{s①+②}$ (N/mm ²)	$\sigma_{s①}$ (N/mm ²)	$\sigma_{s①+②}$ (N/mm ²)	σ_{sy} (N/mm ²)	$\sigma_{s①}/\sigma_{sy}$	$\sigma_{s①+②}/\sigma_{sy}$	
752	904	1656	9	20	72	87	81	107	435	0.19	0.25	

表 12-7(2) フーチングのねじり破壊に対する影響評価結果（津波余震重畳時）*

照査用断面力			発生応力度							許容値	照査値①	照査値②
			ねじりモーメントによる 応力度		曲げモーメントによる 応力度		応力度合計値					
Mt① (kN・m)	Mt② (kN・m)	Mt①+② (kN・m)	$\sigma_{s①}$ (N/mm ²)	$\sigma_{s①+②}$ (N/mm ²)	$\sigma_{s①}$ (N/mm ²)	$\sigma_{s①+②}$ (N/mm ²)	$\sigma_{s①}$ (N/mm ²)	$\sigma_{s①+②}$ (N/mm ²)	σ_{sy} (N/mm ²)	$\sigma_{s①}/\sigma_{sy}$	$\sigma_{s①+②}/\sigma_{sy}$	
462	845	1307	6	16	96	111	102	127	435	0.24	0.30	

注記*： Mt①， My①， Mz①は鋼桁 5 におけるフーチングの曲げ・軸力系の破壊（鉄筋），ねじり破壊に対する照査における照査値最大ケースの発生断面力を示す。また，照査値①はそのケースでの照査値を示す。Mt②， My②， Mz②は，本検討において算定した鋼矢板への土圧作用時に生じる断面力を示す。照査値②は Mt①， My①， Mz①に Mt②， My②， Mz②をそれぞれ加算した際の照査値を示す。

4. まとめ

3. 評価結果より，鋼桁部に鋼矢板とフーチング間の接合部におけるモデル化の妥当性として，面内方向においては，長孔の遊間 50mm 程度に対して左右のフーチング間の相対変位量が 5mm 程度と十分に小さいことを確認した。

面外方向においては，左右のフーチング間の相対変位は 5mm 程度と小さく，相互作用は小さいと考えられるが，反力を考慮した場合の影響評価を実施した。また，鋼矢板に作用する土圧に対する反力がフーチングに作用した場合の影響評価を実施した。

その結果，照査値は僅かに増加するものの許容限界以下に収まり，構造健全性への影響は無いことを確認した。

(参考資料 1 3) 鋼桁支承部における鋼桁変形量について

1. 概要

鋼製遮水壁（鋼桁）は、左右に独立したフーチングと一体の RC 支柱を構築し、鉛直支承・水平支承（水平力分散型ゴム支承）を介して鋼桁を設置することで、RC 支柱と鋼桁間を柔な結合にし、支承のせん断変形や圧縮変形により鋼桁の変形を拘束しない構造としている。なお、鋼桁と RC 支柱間には、遊間が生ずるため、その遊間に対して変形追従性と止水性を有する止水ジョイント（M 型ジョイント）を別途設置することで止水性を確保する。

また、壁軸方向には支承等は設けず、鋼桁と RC 支柱間に遊間を確保することで鋼桁と RC 支柱間には接触しない構造としている。

鋼製遮水壁（鋼桁）支承部の構造概要を図 13-1 に、RC 支柱取り合い詳細を図 13-2 に示す。

本資料では、鋼桁が地震時及び津波時・重畳時において変形した際に、RC 支柱及び止水ジョイント取り付け金具に接触しないことを確認する。

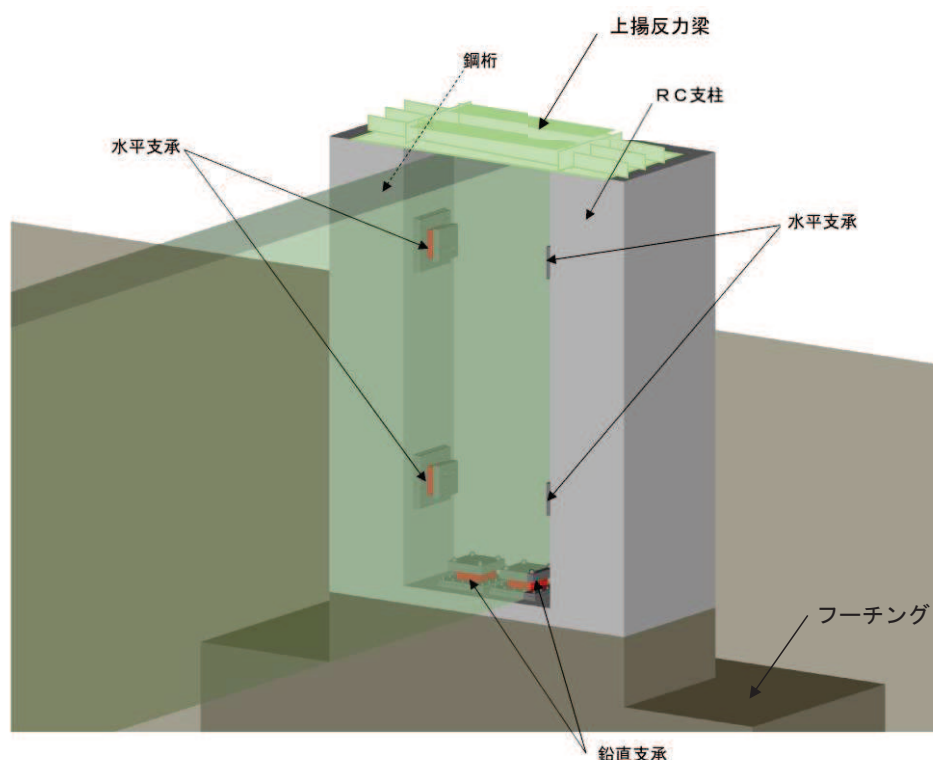
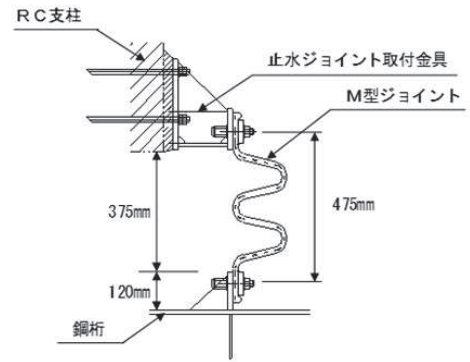
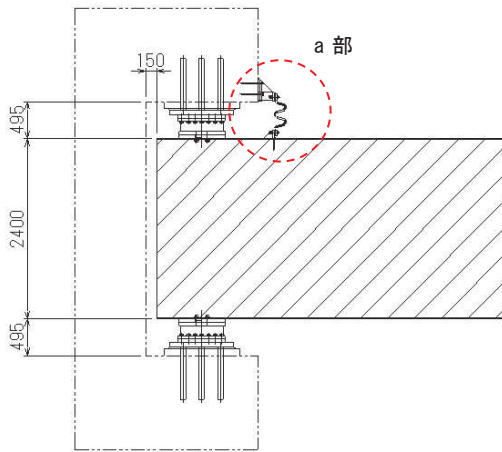
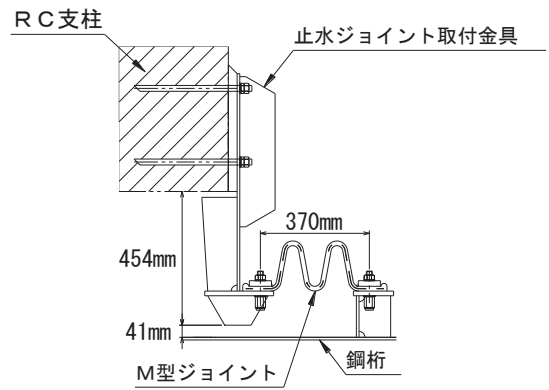
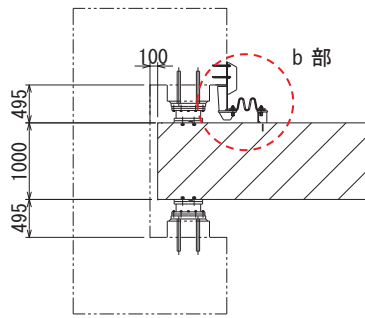


図 13-1 鋼製遮水壁（鋼桁）支承部の構造概要



(a部拡大)

(鋼桁 1, 4)



(b部拡大)

(鋼桁 2, 3, 5, 6)

図 13-2 鋼製遮水壁（鋼桁）の RC 支柱取り合い詳細図
（平面図）

2. 評価方針

鋼桁-RC 支柱間（壁軸方向）の鋼桁の変形量（壁軸方向）は、鋼桁を支持する支承部のせん断変形量と等価であることから、支承部のせん断変形量を算出することで鋼桁の変形量を算定する。なお、津波時においては、重畳時の荷重に包含されることから、重畳時の評価で代表させる。また、津波荷重の作用方向が面外方向（壁軸直交方向）となることから、壁軸方向の慣性力による変形量は、重畳時よりも地震時が大きくなることは明白であるため、壁軸方向の評価においては地震時の評価で代表させる。

鋼桁-止水ジョイント支持金具間（RC 支柱部）の鋼桁の変形量（壁軸直交方向）は、鋼桁の変形量と支承ゴムの圧縮変形量を足し合わせることで算定する。

評価ケースを表 13-1 に、各ケースにおける変形量評価の概念図を図 13-3 に示す。

表 13-1 解析ケース

評価方向	評価部位	評価ケース	許容限界（遊間）	
			鋼桁 1, 4	鋼桁 2, 3, 5, 6
壁軸方向	鋼桁-RC 支柱間 （壁軸方向側）	地震時	150mm	100mm
壁軸直交方向	鋼桁-止水ジョイ ント支持金具間	地震時 重畳時	—*	41mm

注記*：水平支承の圧縮変形可能量（ゴム高さ：133mm）以上に離隔があるため、水平支承ゴムの圧縮変形の照査結果に包含されるため省略

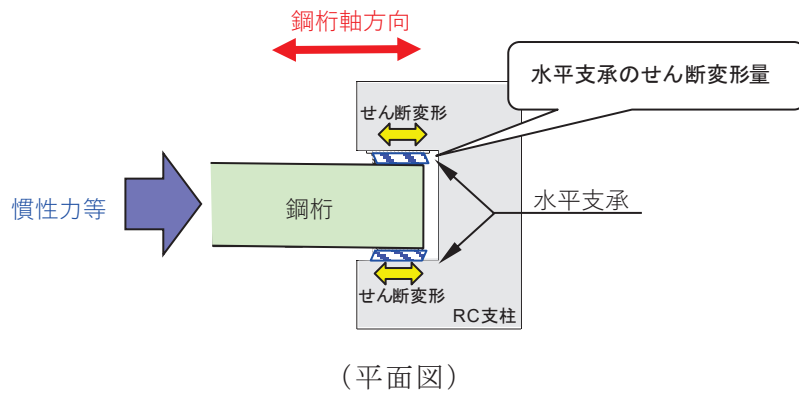
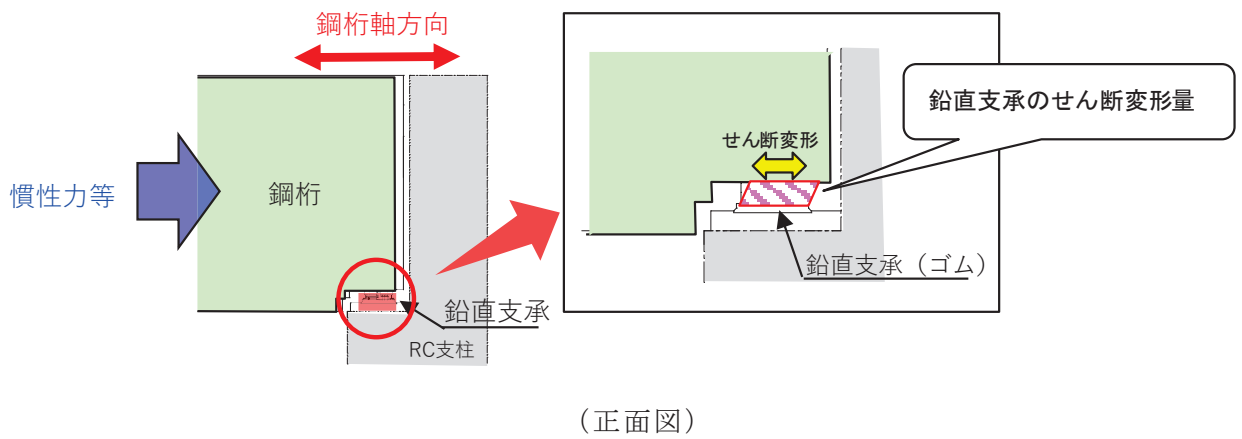


図 13-3(1) 鋼桁-RC 支柱間（鋼桁軸方向側）の変形量照査の概念図

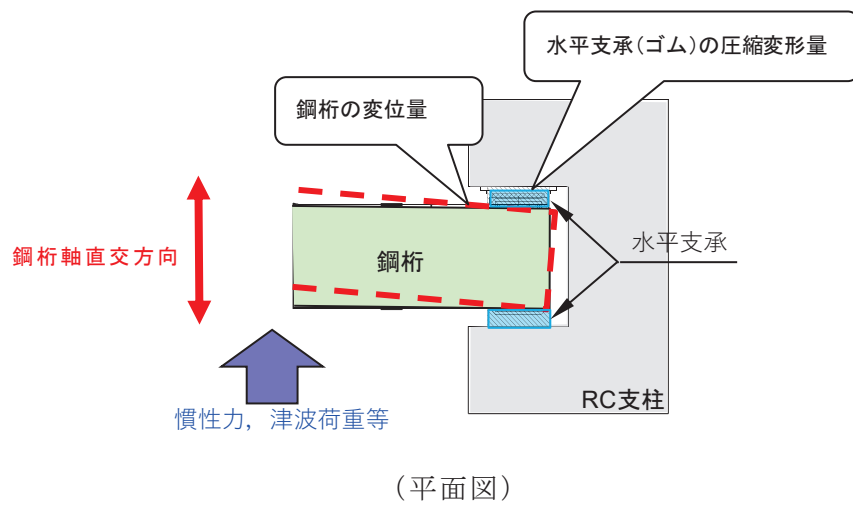


図 13-3(2) 鋼桁-止水ジョイント支持金具間（鋼桁軸直交方向側）の変形量照査の概念図

3. 評価方法

(1) 水平支承・鉛直支承

a. 圧縮変形

水平支承の圧縮変形量は、鋼桁の地震時及び重畳時の静的解析における支承部の支点反力と支承の鉛直剛性を用い、以下の式により算定する。

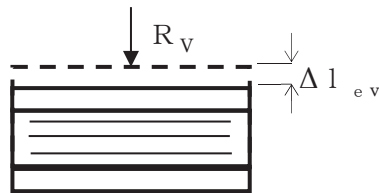
$$\Delta l_{e v} = R_v / K B v$$

ここに、

$\Delta l_{e v}$: 地震時の鉛直（面直）変位量（mm）

R_v : 鋼桁の構造解析における水平支承の最大反力（1基分）（N）

$K B v$: 水平支承1基の鉛直剛性



b. せん断変形

水平支承の水平変形量は、鋼桁の死荷重と地震時及び重畳時の設計震度を用い、以下の式により算定する。

$$\Delta l_{e H} = R_L \times k h / \Sigma K B h$$

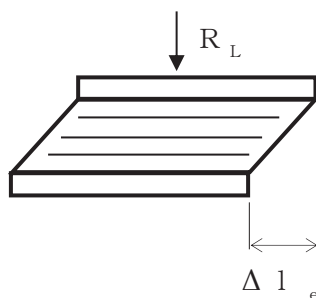
ここに、

$\Delta l_{e H}$: 地震時の水平変位量（mm）

R_L : 鋼桁の死荷重（N）

$k h$: 水平震度

$\Sigma K B h$: 水平支承4基及び鉛直支承2基のせん断剛性の合計



(2) 鋼桁

鋼桁の変形量は、鋼桁の地震時及び重畳時の静的解析における支承部位置付近の節点の最大変位量を算定する。

鋼桁の静的解析モデルの概念図を図 13-4 に示す。

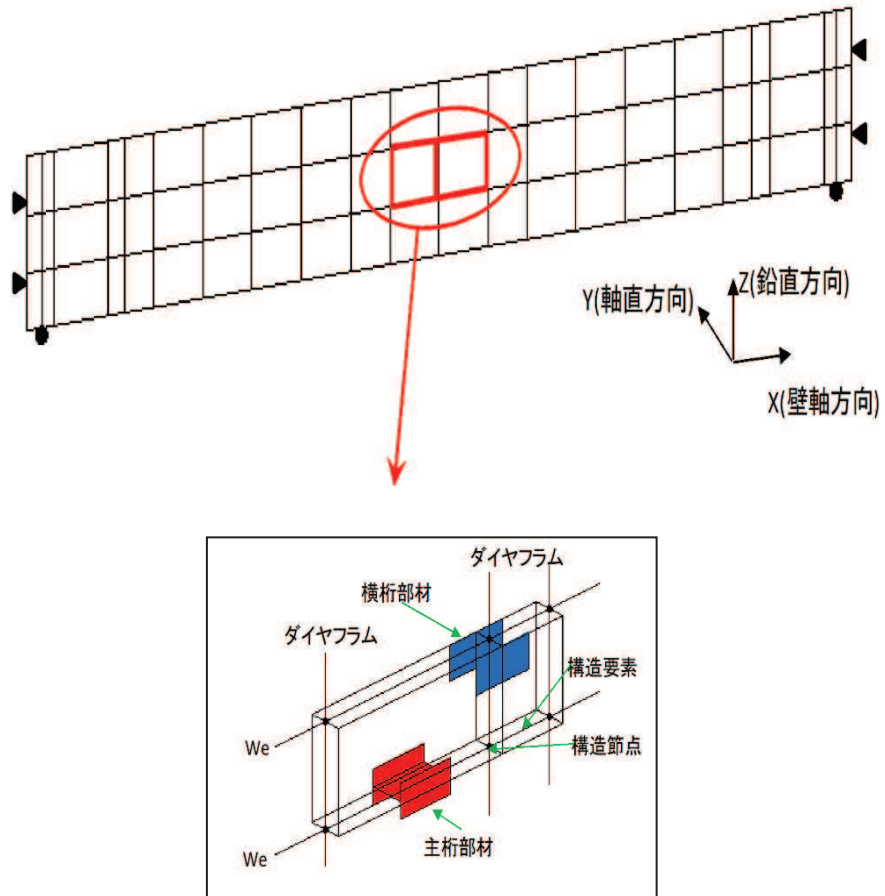


図 13-4 鋼桁評価モデルの概念

3. 評価結果

3.1 鋼桁-RC 支柱間（壁軸方向側）

壁軸方向側の変形量の評価結果を表 13-2 に示す

表 13-2 壁軸方向側の変形量

部位		死荷重 R_L^{*1} (kN)	水平震度 k_h	せん断剛性 $\Sigma K B h^{*2}$ (kN/mm)	変形量 Δl_{eH} (mm)	許容限界 (mm)
鋼桁 1	地震時	1033	3.1	79.802	40.1	150
鋼桁 2		206	1.4	25.200	11.4	100
鋼桁 3		190	2.4	25.200	18.1	100
鋼桁 4		1461	1.4	79.802	25.6	150
鋼桁 5		203	1.5	25.200	12.1	100
鋼桁 6		203	1.8	25.200	14.5	100

注記*1：鋼桁の死荷重（鉛直支承 2 基当たりの死荷重）

*2：水平支承及び鉛直支承のせん断剛性の合計（鉛直支承 2 基＋水平支承 4 基）

3.2 鋼桁-止水ジョイント支持金具間（壁軸直交方向側）

壁軸直交方向側の変形量の評価結果を表 13-3 に示す。

表 13-3 壁軸直交方向の変形量

部位		水平支承変形量			鋼桁 変形量 $L2$ (mm)	変形量 $L1+L2$ (mm)	許容 限界 (mm)
		発生 鉛直力*1 R_v (kN)	鉛直剛性 $K B v^{*2}$ (kN/mm)	圧縮変形量 $L1$ (mm)			
鋼桁 2	地震時	767	1103	0.7	1.0	1.7	41
	重畳時	1980	1103	1.8	4.0	5.8	41
鋼桁 3	地震時	1219	1103	1.2	3.0	4.2	41
	重畳時	2317	1103	2.2	4.0	6.2	41
鋼桁 5	地震時	746	1103	0.7	2.0	2.7	41
	重畳時	1927	1103	1.8	4.0	5.8	41
鋼桁 6	地震時	1148	1103	1.1	1.0	2.1	41
	重畳時	1921	1103	1.8	3.0	4.8	41

注記*1：全水平支承（8 基）の中の最大発生鉛直力

*2：鉛直支承 1 基当たりの鉛直剛性

4. まとめ

鋼桁の地震時及び重畳時における壁軸方向及び壁軸直交方向の鋼桁変形量を算定し、その変形量が許容限界（遊間）以内に収まることから、鋼桁と RC 支柱間の接触が発生しないことを確認した。

(参考資料 14) 上部工変形時の偏心の影響について

1. 概要

杭基礎構造防潮壁は、杭基礎の下部工と鋼製及び RC による上部工により構成される。津波防護施設であることから、その許容限界については短期許容応力度とし弾性範囲内に留まることとしており、地震応答解析については構造部材については線形でモデル化している。

構造部材は、図 14-1 に示すとおり、質点とはり要素にてモデル化し、各部材の図心位置においてモデル化し、各部材を剛要素で接合することで、常時を含め偏心等の影響を考慮するようモデル化している。

一方で、「道路橋示方書 鋼橋編 (H14)」における鋼製橋脚に係る「11.2 動的照査法による照査」によると、3) 非線形履歴モデルの設定に関して”偏心等の影響により、地震時の繰り返しとともに変形が一方向に偏る等により応答変位が大きくなることが考えられ、必要に応じて幾何学的非線形*の影響を考慮して動的解析を行う等により影響を考慮するのが望ましい”とされている。

本資料では、地震時の上部工変形による偏心の影響について、偏心量を整理するとともに、簡易モデルを用いて線形解析と幾何学的非線形解析を実施し、その応答値の比較を行い、有意な影響がないことを確認した。

* : 大変形理論に基づき、モデル全体が目に見えて変形し、剛性変化が無視できないほど大きくなる場合の解析手法で、変形量に応じた剛性変化や変形量に応じた鉛直荷重 (偏心荷重) の影響を考慮することが可能な解析手法

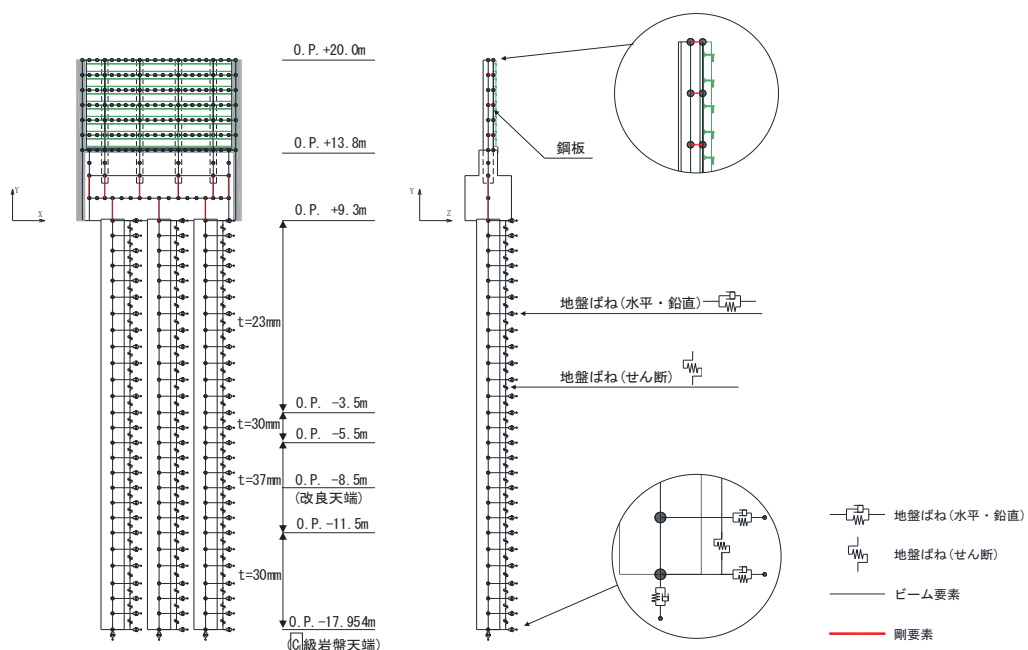


図 14-1 防潮壁の解析モデル
(鋼製遮水壁 (鋼板) 断面②の例)

2. 地震時における変形量

上部工の変形量が大きくなる地震時の変形量について示す。ここで、変形量は支持部材が鋼材により構成され変形量が比較的大きくなる鋼製遮水壁（鋼板）について整理した。具体的には、「6.3.10_杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」において変形量評価に選定した鋼製遮水壁（鋼板）断面①・②・③・④の変形量から整理したものである。

表 14-1 に変形量の整理結果を、上部工の変形量の概念図を図 14-2 に示す。変形量（天端と基部の相対変位量）は 1° 程度（107/6000）であり、その変形量は鋼製支柱の部材内に収まっていることを確認した。

なお、整理に用いている天端の変位量は、止水ジョイント接合部である鋼板天端端部の変位量を用いており、剛性の高い鋼製支柱部よりも変位量は大きいと考えられるため、保守的な整理になっていると考えられる。

表 14-1 上部工の層間変形量の整理

	天端の変位量 (mm)	基部の変位量 (mm)	相対変位量 (mm)
断面①	292	204	88
断面②	381	274	107
断面③	342	259	83
断面④	11	5	6

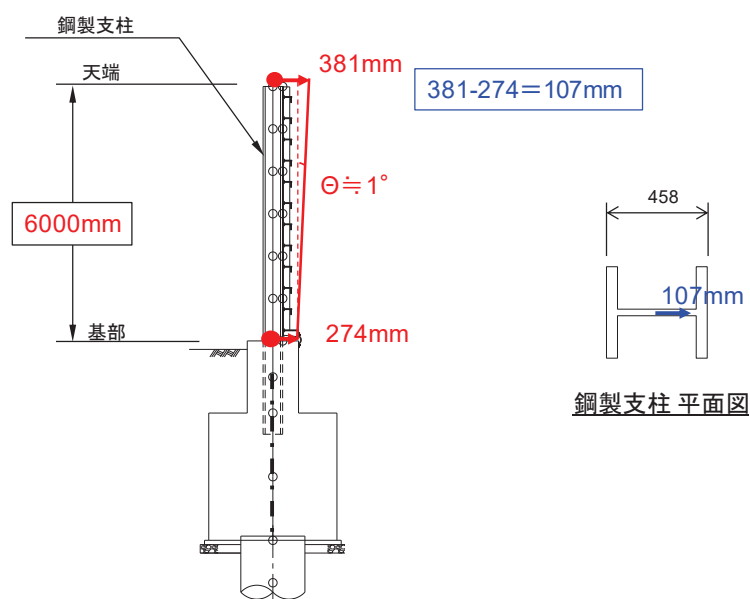


図 14-2 上部工の変形量（断面②の例）

3. 幾何学的非線形解析による影響検討結果

簡易モデルを用い、線形解析と幾何学的非線形解析による応答値の比較を行った。

検証用モデルは、鋼製支柱（H-458x417x30x50）を模擬したはり要素による片持ち梁モデルとした。そのモデル先端に層間変形量を強制変位として作用させ、その上で、偏心の影響を付加するために、自重+下向き鉛直慣性力（1G）を作用させた。ここで、与える変形量は保守的にフーチング底面からの相対変位量（187mm）を用いる。

下向き慣性力は概ね地震応答解析における鉛直最大応答加速度を包含する加速度として1Gとした。評価モデルの概念図を図14-3に示す。

なお、幾何学的非線形解析においては、ステップ間での計算結果の差が許容される範囲に収束するよう、10ステップに分けて収束計算を繰り返し行った。

解析結果を表14-2及び図14-4に示す。解析の結果、両者の解析結果に有意な差は無く、上部工の偏心による影響（幾何学的非線形特性の影響）は殆ど無視できることを確認した。

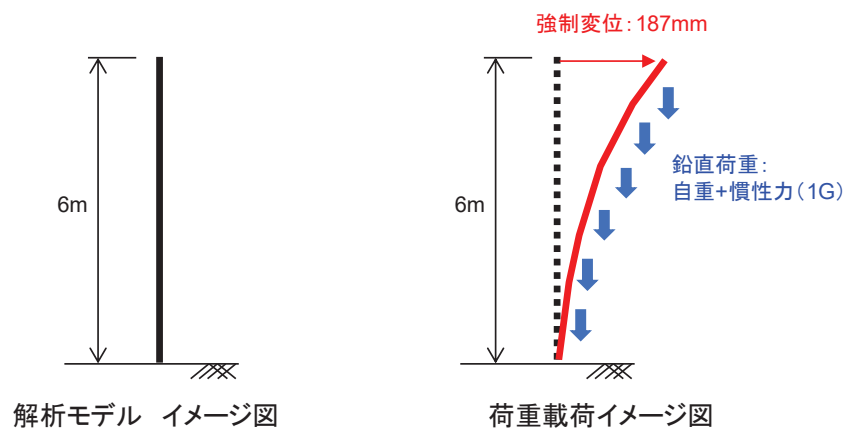


図14-3 評価モデルの概念図

表14-2 解析結果の比較

種別	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)	軸力 (kN)
線形解析	5832.5	972.1	48.9
幾何学非線形解析	5834.9	972.7	45.2

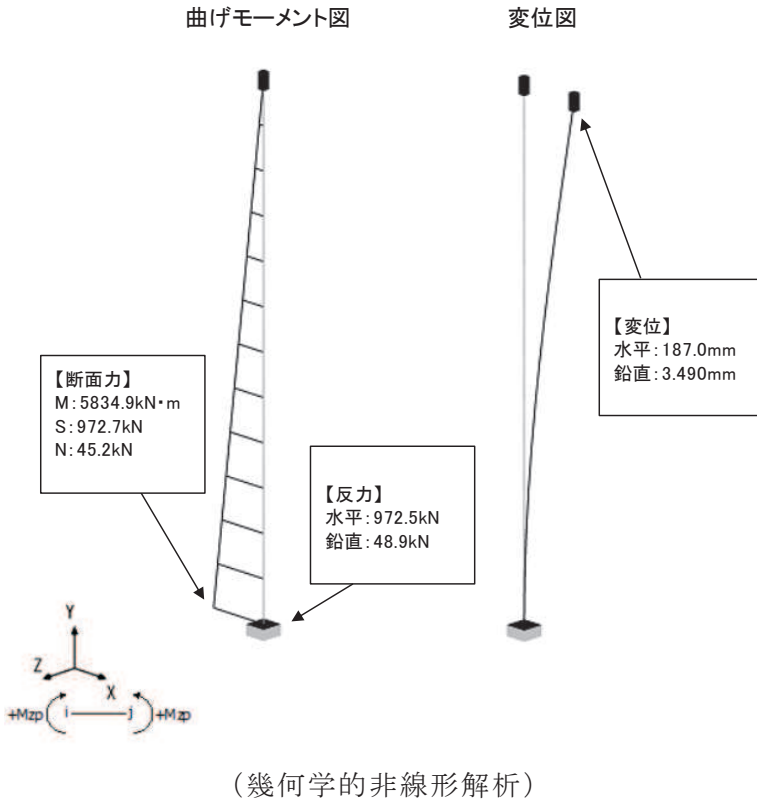
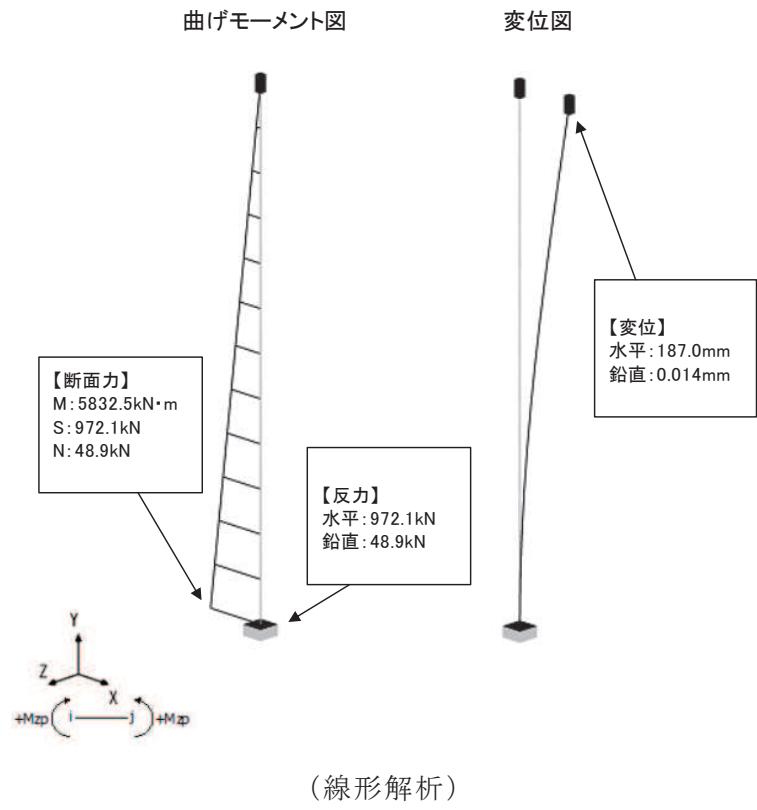


図 14-4 解析結果の比較

(断面力図)

(参考) 14-4

4. まとめ

上部工の変形による偏心影響について確認をした。

まず、上部工の変形量について、鋼板断面①～④における上部工の最大変形量（天端部と基部の相対変位量）は 1° 程度（ $107/6000$ ）であることを確認した。

また、その影響確認として、上部工の最大変形量を用いて簡易モデルにより線形解析と幾何学的非線形解析の差について検証を行ったが、断面力等に有意な差は無いことを確認した。

以上から、上部工の変形による偏心等の影響は無視できるほど小さいと判断できる。

(参考資料 15) 鋼製扉支承部の構造について

1. 概要

鋼製扉は、扉体（扉体部・固定部・支承部（ヒンジ部））及び RC 支柱による上部構造と、鋼管杭，フーチングによる下部構造から構成され，扉体部と固定部間には止水ゴム（P 型ゴム）を設置し，止水性を確保する。また，隣接する構造境界部には止水ジョイント（M 型ジョイント）を設置する。

扉体は，図 15.1-1 に示すとおり，車両が進入するためにヒンジ部（扉取付部）により RC 支柱に接合した片開き式の構造で，常時は固定部にて RC 支柱及びフーチングに密着させ，開閉時には人力で 15 分以内に開閉可能かつ閉止する際に特別な設備（クレーン等）を必要としない構造とし，原則閉止運用とする。

ヒンジ部は，構造が類似する「ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月 ダム・堰施設技術基準（案）」（以下「ダム・堰技術基準」という。）に示されるゲート構造を参照し，扉体の回転方向の荷重（水平方向荷重）に対して荷重を支持する水平荷重支承と，回転方向に直交する荷重（鉛直方向荷重）に対して荷重を支持する鉛直荷重支承を設ける構造とする。水平荷重支承と回転軸間にはころがり軸受けを設置し，扉体の鉛直方向の変位や回転を拘束しない構造とする。鉛直荷重支承と回転軸間にはすべり（球面）軸受けを設置し扉体の水平方向の変位や回転を拘束しない構造とする。

片開き式の扉の場合，水平荷重支承部のみで，水平荷重に加えて扉体の自重や地震時の鉛直慣性力等の鉛直荷重も負担させる支承構造とすることが一般的と考えられる。一方，そのような構造を採用する場合には，アンカーボルトを含む支承構造の大型化，それが取り付く RC 支柱等の断面拡大が必要となる等の懸念がある。

よって，本構造においては，荷重を水平・鉛直に分散して受ける支承構造とし，合理的に構造全体の設計裕度を確保するための構造形式としている。また，鉛直荷重支承部におけるすべり軸受けについては，扉体の開閉に必要な回転機能に優れるとともに，鉛直力を確実に下部のフーチング等へ伝達することが可能な球面形状としている。

これらの構造形式については，一般産業施設として，構造選定の参照としたダム・堰技術基準に加え，道路橋支承便覧に示される支承構造と比較しても，同様な形式であり特異性の無い構造となっている。その上で，「3. 支承部の設計について」に示すとおり，基準地震動 S_s 及び基準津波に対して概ね弾性範囲内（短期許容応力度等以下）に留まる強度を有することを確認しており，津波防護施設としての技術基準への適合性を有していると判断される。

本資料では，支承部の構造概要を示した上で，構造選定において参照したダム・堰技術基準及び道路橋支承便覧に示されている類似の支承構造との比較を示すとともに，支承部の設計概要と支持構造の不確かさ等を考慮した影響検討結果について示す。

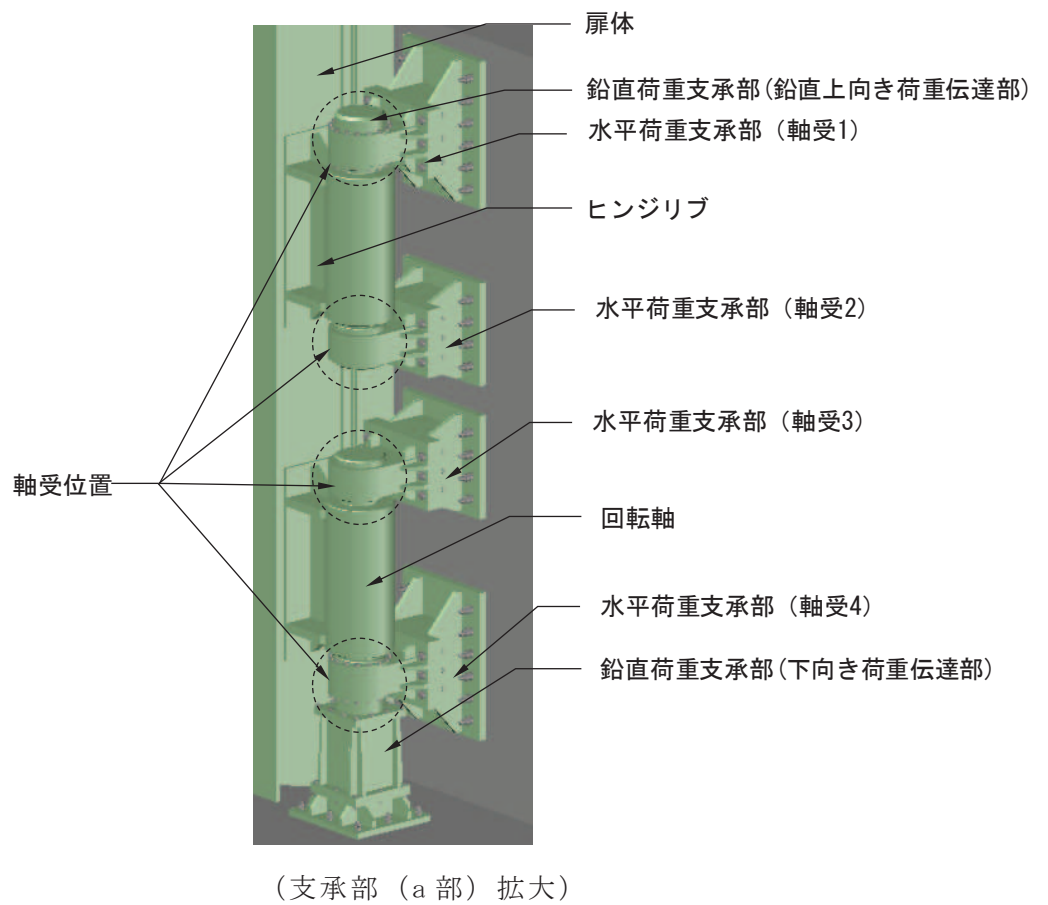
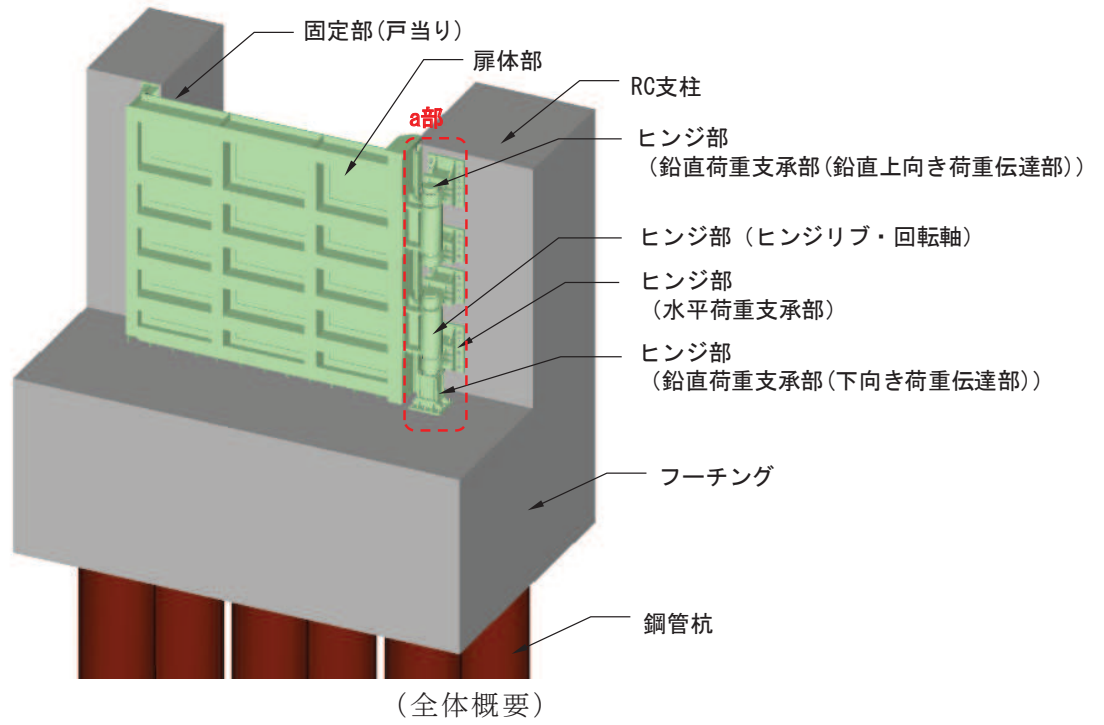


図 15.1-1 鋼製扉の構造概要

(参考) 15-2

2. 支承部の構造について

2.1 構造概要

鋼製扉の支承部（ヒンジ部）は、ダム・堰技術基準に基づく構造選定及び部材設計を実施している。

片開き式の扉の場合には、水平荷重支承部のみで、鉛直方向へのずれ止め等を設け、水平荷重に加えて扉体の自重や地震時の鉛直慣性力等の鉛直荷重も負担させる支承構造とすることが一般的と考えられる。

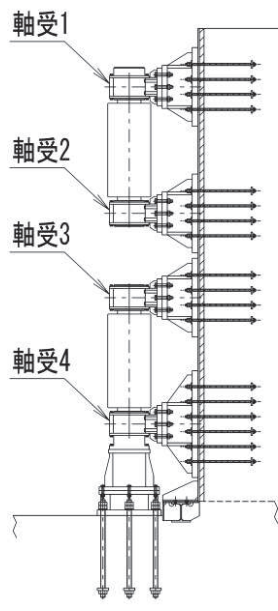
しかしながら、本構造においてそのような構造を採用する場合には、アンカーボルトを含む支承構造の大型化、それが取り付く RC 支柱の断面拡大が必要となり、それを支持する下部構造の安全裕度が低下する等の影響が生じる。そこで、ダム・堰技術基準に示されるダムフラップゲートやラジアルゲート構造等を参照し、構造全体として合理的に設計裕度を確保できる構造とするために、支承部が分担する機能（荷重支持）を水平・鉛直に分離した構造とする。

具体的には、扉体の回転方向の荷重（水平方向荷重）に対して荷重を支持する水平荷重支承と、回転方向に直交する荷重（鉛直方向荷重）に対して荷重を支持する鉛直荷重支承を設ける構造とする。水平荷重支承と回転軸間にはころがり軸受けを設置し、扉体の鉛直方向の変位や回転を拘束しない構造とした上で、軸受 1（最上段）においては鉛直方向（上向き）に対するずれ止めとしての鉛直荷重伝達部を設ける。また、軸受 4（最下段）においては鉛直方向荷重（下向き）を支持する鉛直荷重支承部として、摩擦係数が低く扉体の開閉に必要な回転機能に優れるとともに、鉛直力を確実に下部のフーチング等へ伝達することが可能なすべり（球面）軸受けを設置し、水平方向の変位や回転を拘束しない構造とする。

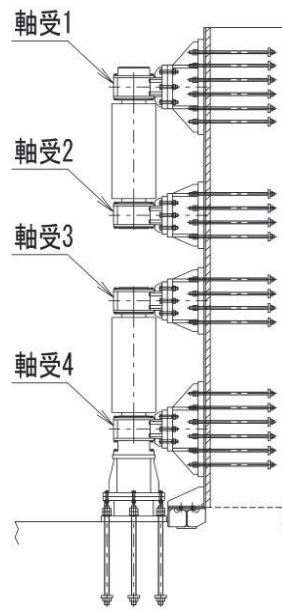
なお、軸受け部は、ダム・堰技術基準に基づき、接触面の異物混入によるかじりや、腐食等による機能低下が生じないように、ハウジングカバー及びシールにより密封し潤滑油を充填させる構造*とする。また、定期的な保全を行うために、ボルト他によりハウジングカバー等が脱着可能な構造とする（保全の詳細については、各種基準やメーカー基準等に従い、施設の供用開始前までに適切に策定する）。

支承部の構造概要図を図 15.2-1 に、軸受部の構造詳細を図 15.2-2 に、荷重伝達経路を図 15.2-3 に示す。

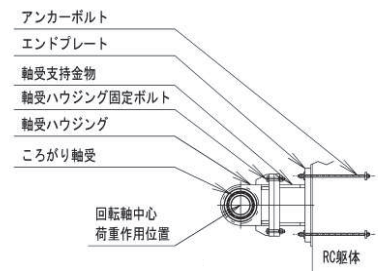
注記 *：軸受は自己潤滑形（軸受けの母材部へ部分的に固体潤滑剤を埋込み、軸受面の摩擦により潤滑剤が引き出され潤滑被膜を形成）とし、軸受面が塵芥・異物などの混入により機能低下するおそれがあることを踏まえ、混入物排出のための給油を併用して潤滑を行うとともに、異物侵入防止のためのカバーも設置する。



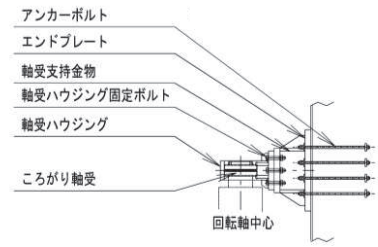
側面図 (鋼製扉 1, 3, 4)



側面図 (鋼製扉 1, 3, 4)

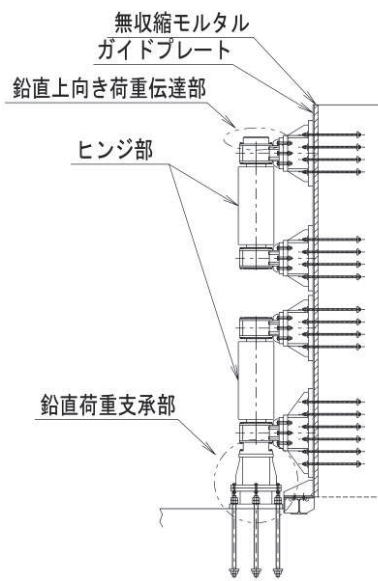


支承部拡大 (平面図)

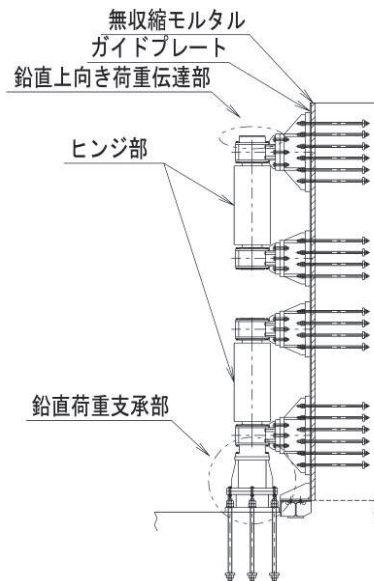


支承部拡大 (側面図)

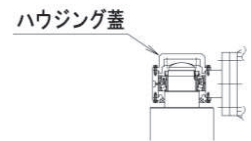
【ヒンジ部水平荷重支承部】



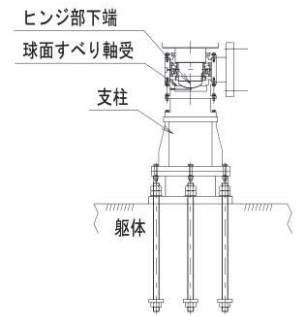
側面図 (鋼製扉 1, 3, 4)



側面図 (鋼製扉 1, 3, 4)



鉛直上向き荷重伝達部



鉛直荷重支承部

【ヒンジ部 鉛直上向き荷重伝達部・鉛直荷重支承部】

図 15.2-1 支承部の構造

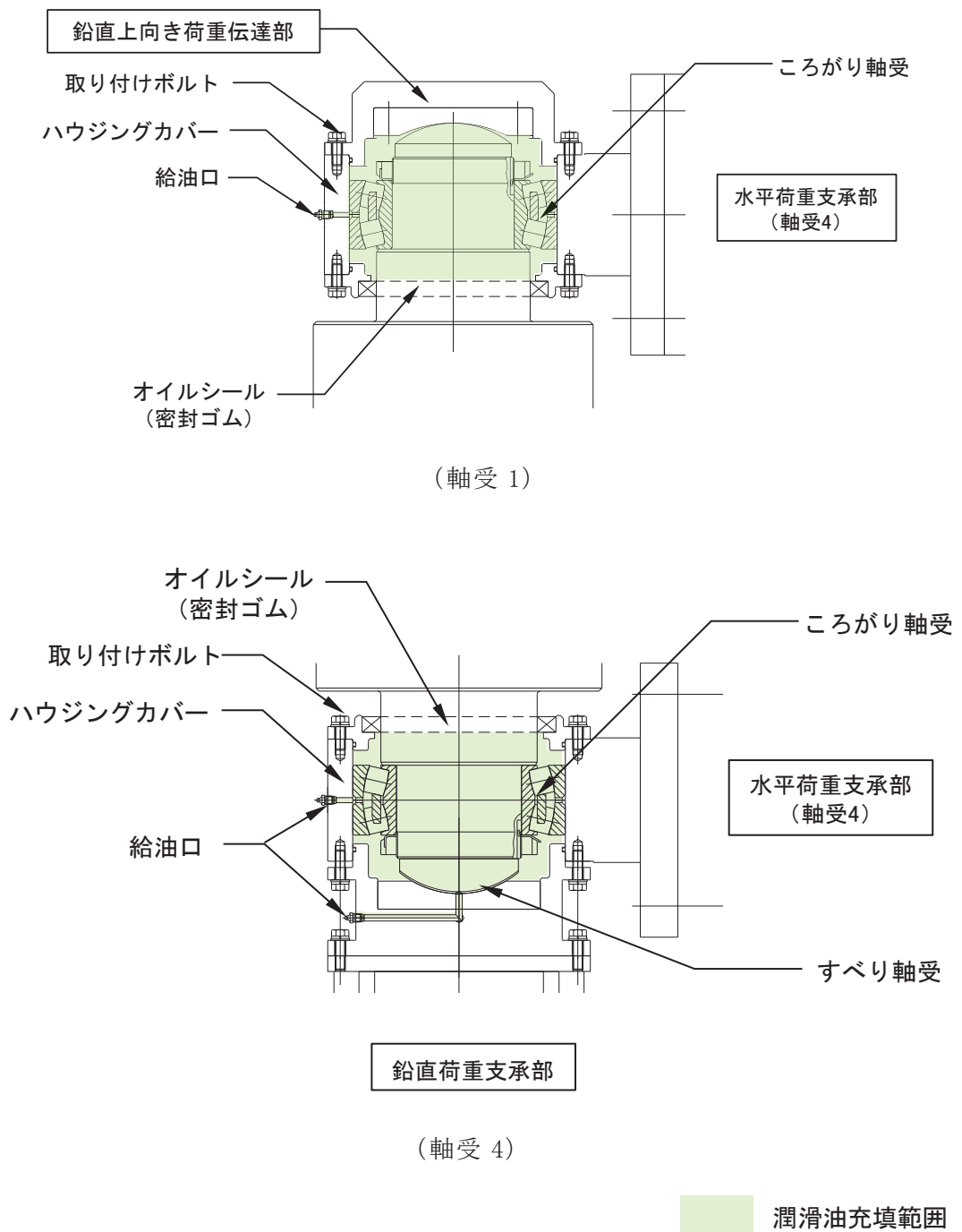
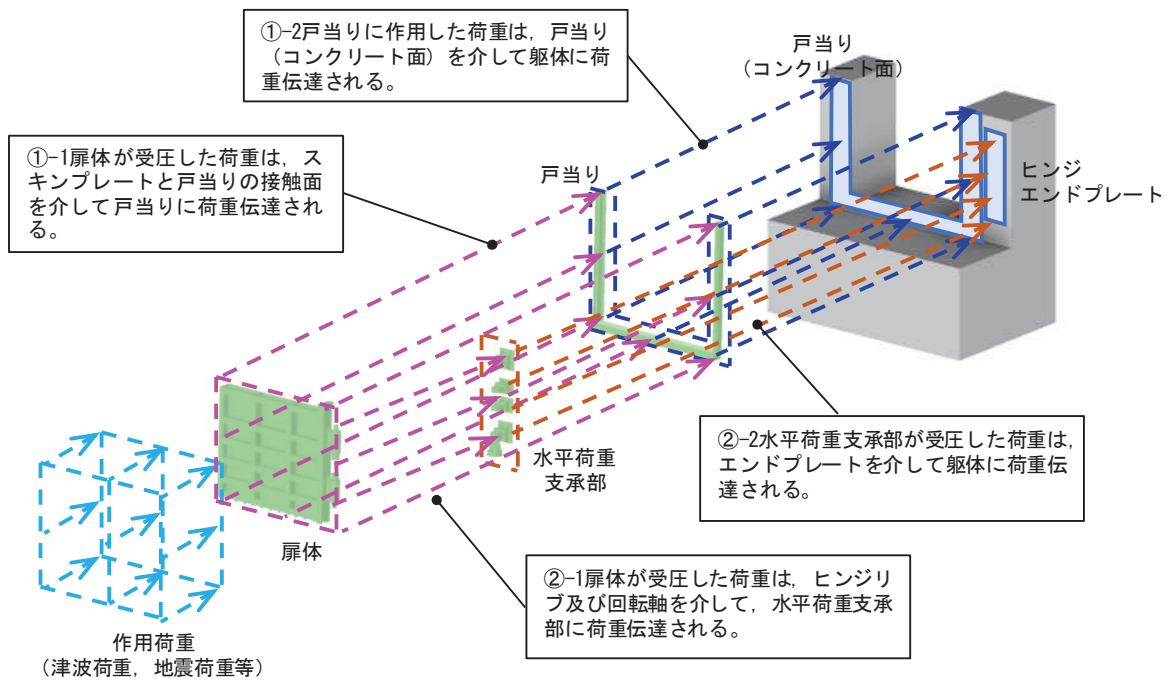
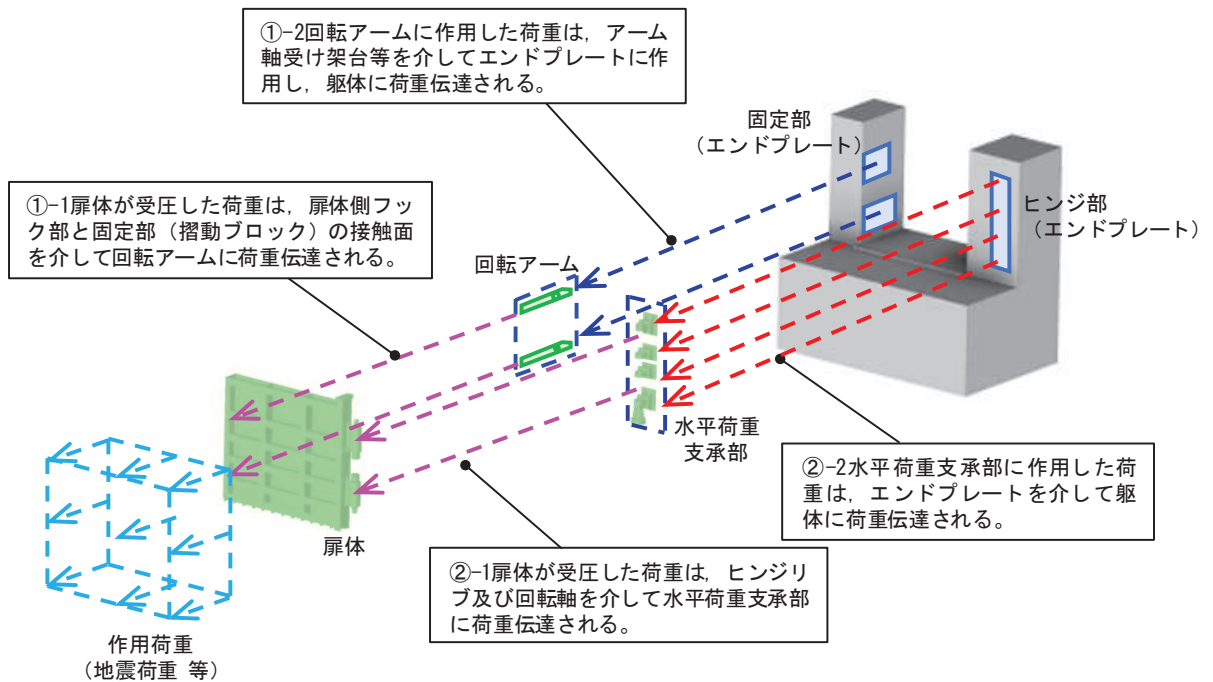


図 15.2-2 軸受部の構造詳細

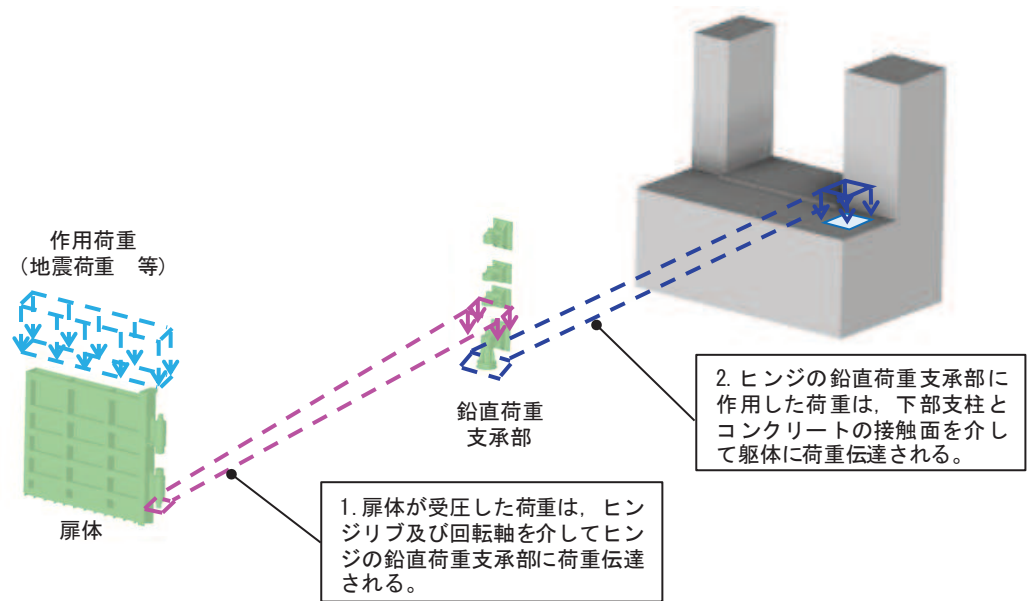


（面外方向荷重作用時（防潮壁内→外向き））

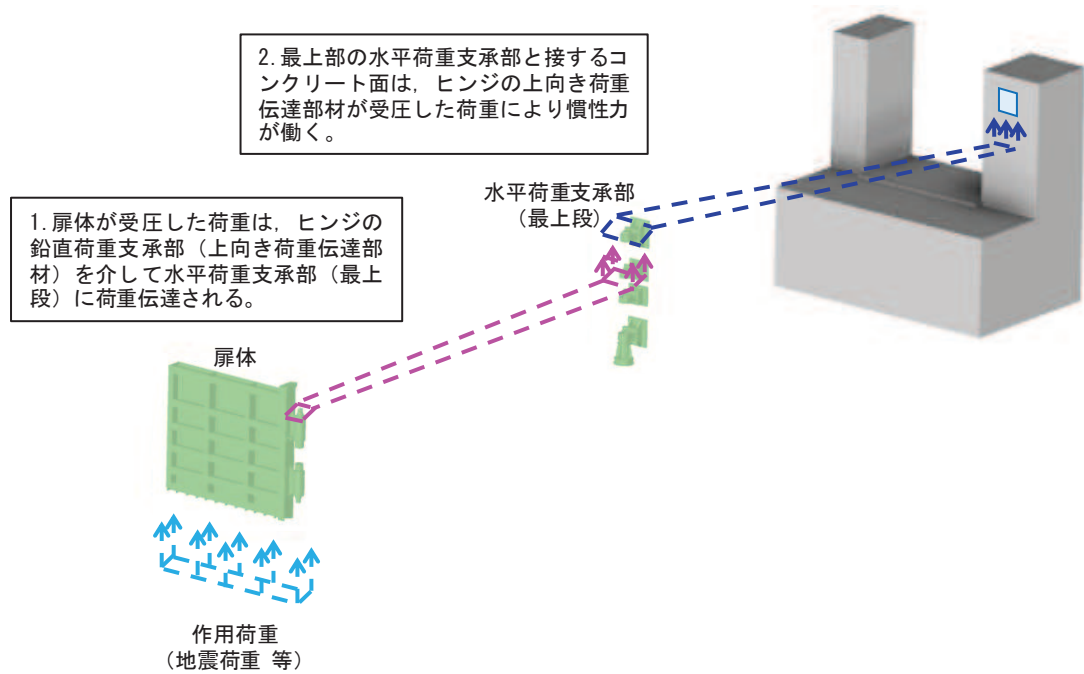


（面外方向荷重作用時（防潮壁外→内向き））

図 15.2-3(1) 支承部の荷重伝達経路

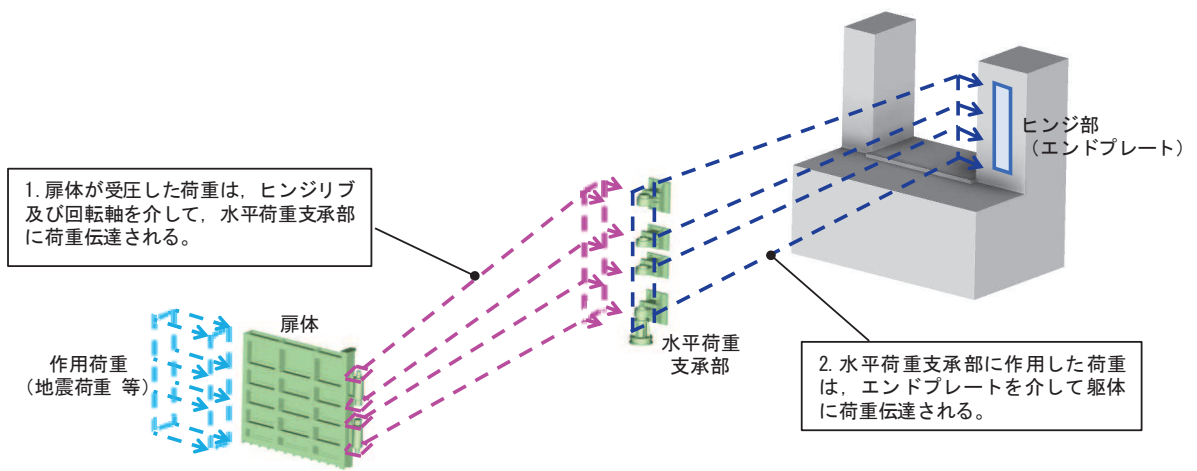


(鉛直方向荷重作用時 (下向き))



(鉛直方向荷重作用時 (上向き))

図 15.2-3(2) 支承部の荷重伝達経路



(面内方向荷重作用時)

図 15.2-3(3) 支承部の荷重伝達経路

2.2 各種基準との比較

2.2.1 ダム・堰技術基準との比較

支承部の構造は、前述のとおり、構造や用途が類似する水門構造物等に係る設計や施工に関する事項が記されているダム・堰技術基準に示されるゲート構造を参照した構造としている。

ダム・堰技術基準に示される支承構造は、ローラー形式とスライド形式、ヒンジ形式に分類され、そのうちヒンジ形式の支承構造を参照している。ヒンジ形式のうち、ラジアルゲート、ダムフラップゲートを代表に、支承部における鋼製扉支承部との構造の比較を表 15.2-1 に、構造概要例を図 15.2-4～図 15.2-6 に示す。

ラジアルゲート、ダムフラップゲートにおいて、ヒンジ部における回転軸の軸方向荷重と軸直角方向荷重及び回転荷重を伝達する機構については分離する構造が示されている。また、軸受け部の構造についても、すべり軸受けと、ころがり軸受けの2種類の軸受け構造が示されており、これらを参照した構造としている。

以上のことから、鋼製扉の支承構造は、一般産業施設としてダム・堰技術基準に示される水門等を参照した構造であり、特異性の無い構造であると判断できる。

なお、ダム・堰技術基準に示される水門の構造規模は大小あるが、今回参照したラジアルゲート等は大型のダムにも設置されるゲートであり、支承部に作用する水圧やゲートの自重、慣性力等の設計条件は、鋼製扉と同程度若しくはより厳しい設計条件となる場合も想定される。また、要求される安全性能のレベルにおいても大きな差異は無いと判断されることから、鋼製扉支承部の設計においてダム・堰技術基準を適用することは問題ないと判断される。

ここで、回転軸の軸方向荷重を支持する球面のすべり軸受け部については、ダム・堰技術基準においては詳細が陽には記載されていないため、道路橋の上部工と下部工の接点である支承部の構造選定や設計について記されている「日本道路協会 道路橋支承便覧」の支承構造との対比について 2.2.2 に示す。

表 15.2-1 鋼製扉とダム・堰技術基準の構造比較

項目	防潮壁鋼製扉	ダム・堰技術基準	差異
<p>支承構造</p>	<p>作用する荷重は以下の構造の組合せにより支持する。</p> <p>回転軸方向荷重（鉛直荷重）：鉛直支承部により支持する（①）。</p> <p>回転軸直交方向荷重（水平荷重）：水平荷重支承部により支持する（②）。</p>	<p>【3-3-3 支承部】の記載 支承部の構造として，“扉体には補助支承部として操作時または休止時に横方向の移動を規制するためのサイドローラーまたはサイドシューを設ける。なお、荷重条件は風荷重及び地震時荷重に対応する。”との記載がある。</p> <p>【2-9 章ダムフラップゲート】の記載 “扉体が地震時慣性力及び偏流等による横荷重を受けた場合には、荷重を確実に伝達するスラスト軸受けを設け、扉体が横方に移動しない構造（②）とする”との記載がある（図 15.2-4 参照）。</p> <p>【2-2 章ラジアルゲート】の記載 脚柱から伝達される荷重のうち、回転軸（トラニオンピン）の軸方向荷重に対してはコンクリートピアに伝達（①）し、軸直角方向荷重をトラニオンゲーターに伝達（②）する構造が示されている（図 15.2-5 参照）。</p>	<p>作用する荷重の方向別に支持構造（軸方向（①）、軸直角方向（②）に構造を用意）を分離する構造が示され、同様の構造であることから、差異はない。</p>
<p>軸受け構造</p>	<p>軸受けの構造は、以下のとおりとする。</p> <p>鉛直支承部： すべり軸受け（③）</p> <p>水平支承部： ころがり軸受け（④）</p>	<p>【3-3-3 支承部】の記載 軸受け部は、代表的な構造として、すべり軸受と、ころがり軸受について示されている（図 15.2-6 参照）。なお、ころがり軸受は，“開閉荷重が非常に大きくなる高圧ローラーゲートや、高圧ラジアルゲートのトラニオンピン等の軸受けに使用される”との記載がある。</p>	<p>基本的な軸受け構造として示されている構造と同様の構造であることから差異はない。</p>

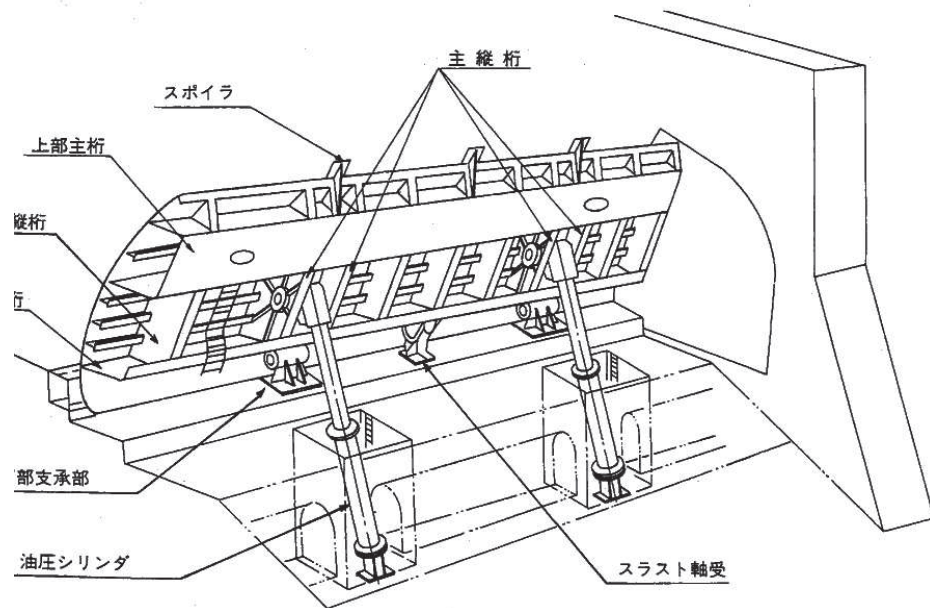


図2.9.1-1 ダムフラップゲートの例

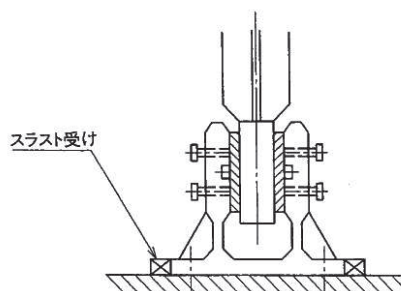


図2.9.3-1 スラスト軸受

4. 扉体が地震時慣性力および偏流等による横荷重を受けた場合には、荷重を確実に基礎コンクリートに伝達するスラスト軸受を設け、扉体が軸方向に移動しない構造とする。スラスト軸受は、本ゲートが静定構造であることより、構造の対称性を確保するのが望ましく、径間中央に設けるものとする。また、中央1箇所では支持できない場合は、2箇所中央に設けるものとする。

図 15.2-4 ダムフラップゲート構造の概要
(ダム・堰技術基準より引用)

2-2-7 固定部

1. トラニオン軸受は、扉体支承部からの荷重を安全にトラニオンガーダ、アンカ材に伝達できるとともに、確実に回転できる構造とする。
2. トラニオンガーダは、予想される荷重に対して強度と剛性を有し、温度変化による伸縮等に対応できる構造とする。
3. アンカレージは扉体支承部からの荷重を安全にコンクリートピアに伝達できる形式・構造とする。

この水平分力をコンクリートピアに伝達するためのスラスト受けは、アンカ材（テンションビーム、附着板、PC鋼材）と干渉しないよう配慮する（図2.2.7-1）。

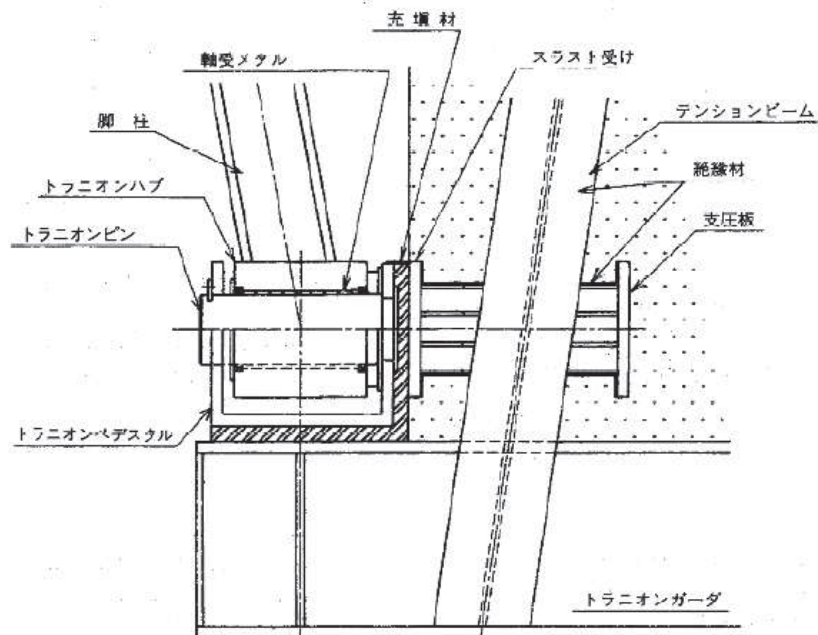


図 15.2-5 ラジアルゲート構造の概要
(ダム・堰技術基準より引用)

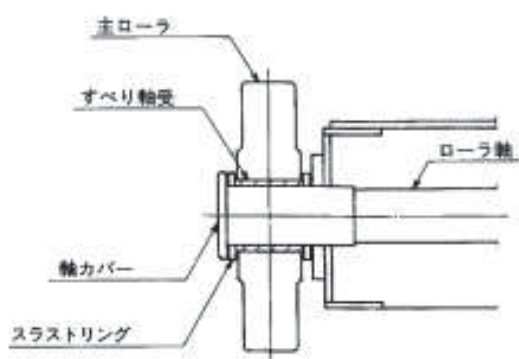


図2.1.4-1 すべり軸受形式の一例

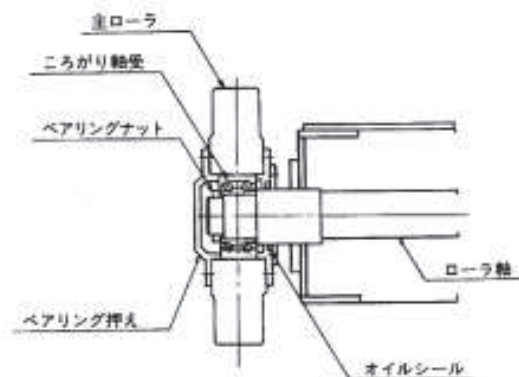


図2.1.4-2 ころがり軸受形式の一例

図 15.2-6 軸受け構造の概要
(ダム・堰技術基準より引用)

2.2.2 道路橋支承便覧との比較

道路橋支承便覧において、支承部に求められる機能については図 15.2-7 に示すとおり分類されている。

基本的な機能と振動に対する付加的な機能に大きく分類されるが、鋼製扉の支承部において期待している機能は、基本的な機能である荷重伝達機能と常時開閉時における変位追従機能（回転機能）で、鉛直荷重支承はすべり軸受けにより鉛直力支持機能と回転機能を、水平荷重支承はころがり軸受により水平力支持機能と回転機能を有する構造としている。

これらの構造的な特徴は、ダム・堰技術基準同様。道路橋支承便覧においても一般的な支承構造として示されている。



図-2.2.1 支承部の機能分類

— 鋼製扉ヒンジ部に期待する機能

図 15.2-7 支承部の機能分類

(道路橋支承便覧より引用)

球面形状のすべり軸受けについては、鋼製支承の球面支承形式が示されており（図 15.2-8）、この球面支承は、期待する荷重伝達機構は鉛直力支持と回転機能を期待できる構造分類となっている（図 15.2-9）。よって、鋼製扉の鉛直荷重支承部と道路橋の球面支承形式は、構造形状及び期待する荷重伝達機構は整合している。

また、性能照査については、(1)鉛直力支持（a. 支圧応力度、b. 曲げ応力度・せん断応力度）、(2)水平力支持（a. 支圧応力度、b. 曲げ応力度・せん断応力度）(3)変位追従（a. 水位移動、b. 回転）を確認することが求められている。このうち、地震時や重畳時において照査すべき内容としては、(1)及び(2)となるが、「6.3.3 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の耐震性についての計算書に関する補足説明」、「6.3.6 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の強度計算書に関する補足説明」に示すとおり、軸受け部本体に対する支圧応力度と軸受けを支持し躯体に荷重伝達する各支持部材に対して軸方向応力度等の照査を実施しており、性能照査項目においても道路橋支承便覧の要求を満足している。

なお、(3)b. 回転機能については、常時の開閉時に要求される項目であるが、図 15.2-10 に示すとおり、構造細目として、かじりや防錆防食への配慮、潤滑剤の塗布や構造的に回転機能を妨げないような構造とすることが要求されているが、前述のとおりハウジングカバー及びシールにより密封し潤滑油を充填させる構造とするとともに、定期的な保全が可能かつ開閉を阻害しない構造としており、いずれの要求も満足する構造となっている。

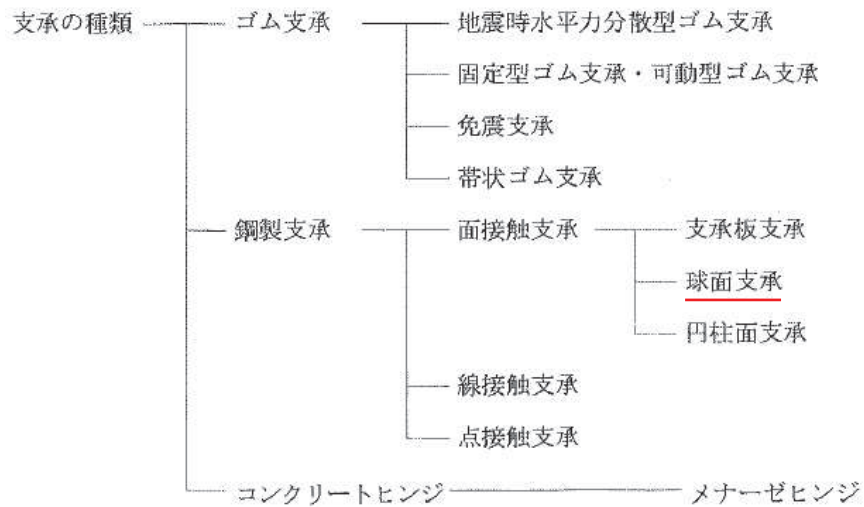


図-2.5.1 支承の種類

2) 球面支承

球面支承は、図-2.5.13 に示すように上沓を凹面状に下沓を凸面状にそれぞれ球面仕上げして組合せた支承で、従来ピボット支承と呼ばれている支承の内、組合せた球面の半径差が小さく接触面積が大きい構造を面接触支承として分類した。

球面支承は鉛直力を支持する凸球面と凹球面の半径差を小さくすることによって、比較的大きな力を支持することが出来るが、回転には接触面のすべりがともなうため、球面接触部のかじりや防せい防食に配慮する必要がある。また、水平方向の伸縮を全く許容しない固定支承であるため、幅員の大きな橋などに使用する場合には十分な検討が必要である。

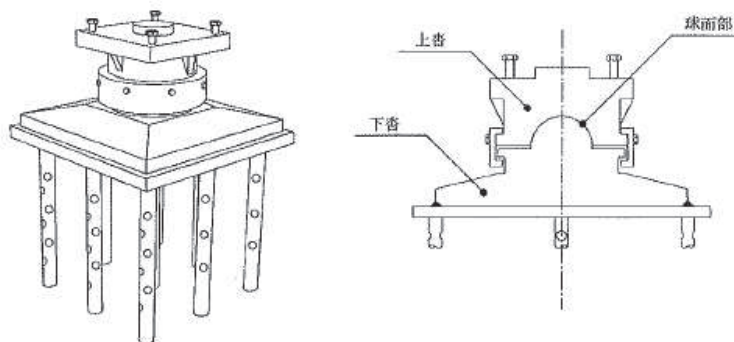


図 15.2-8 球面支承の概要
(道路橋支承便覧より引用)

表-2.3.1 鉛直力支持の機構


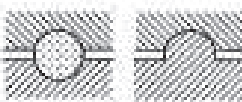
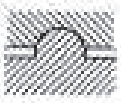
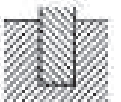
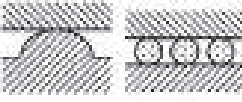
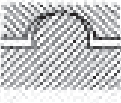
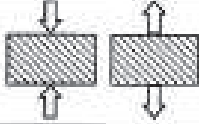
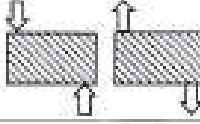
支持機構	形態例	主な材料	設計断面力	備考	
接触機構	平面		鉄鋼 コンクリート ゴム	支圧力	支圧応力度を小さくでき、最も安定的
	円柱面		鉄鋼	支圧力	一方向の回転が自由 (すべり)
	球面		鉄鋼	支圧力	全方向の回転が自由 (すべり)
	その他		鉄鋼 コンクリート	付着力	負の力や偏心による引張力を支持
	線接触		鉄鋼	支圧力 (Hertz 理論)	一方向の回転、あるいは移動が自由 (ころがり・すべり)
点接触		鉄鋼	支圧力 (Hertz 理論)	全方向の回転が自由 (すべり)	
伝達機構	圧縮・引張		鉄鋼 コンクリート ゴム	圧縮力 引張力	接触機構との組合せ
	せん断		鉄鋼	ゆげモーメント せん断力	接触機構との組合せ

図 15.2-9(1) 支承部の荷重伝達機構 (鉛直力)
(道路橋支承便覧より引用)

表-2.3.4 回転の機構

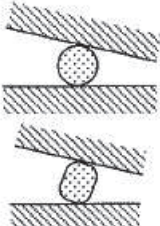
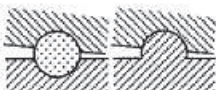

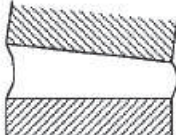
移動機構	形態例	方向性	主な材料	設計断面力	備考
ころがり		一方向 (円柱) 全方向(球)	鉄鋼	摩擦力	・最も抵抗が小さい ・方向性が強い(円柱)
すべり (円柱面)		一方向	鉄鋼 PTFE その他	摩擦力	・摩擦面性状の影響が大きい ・方向性が大きい
すべり (球面)		全方向	鉄鋼 PTFE その他	摩擦力	・摩擦面性状の影響が大きい ・方向性がない
弾性回転 変形		全方向	ゴム	ゴム内部圧力 局部せん断ひずみ	・変形に応じた曲げモーメントが発生

図 15.2-9(2) 支承部の荷重伝達機構 (水平移動・回転)
(道路橋支承便覧より引用)

(1) 鉛直力支持

鉛直力支持に対し、以下の項目について照査する。

1) 支圧応力度

鉛直力支持として各荷重の組合せにより生じる反力に対し、支圧応力度について照査する。照査にあたっては、以下に示す式を満足する。なお、許容応力度は、組合せケースに応じて割増し係数を考慮する。

① 面接触による支持機構

平面同士の接触の場合、支圧応力度の照査は、式 (3.6.40) による。

$$\sigma_b \leq \sigma_{ba} \quad \dots\dots\dots (3.6.40)$$

$$\sigma_b = \frac{R}{A} \quad \dots\dots\dots (3.6.41)$$

ここに、

- σ_b : 面接触部の支圧応力度 (N/mm²)
- R : 全反力 (N)
- A : 接触面積 (mm²)
- σ_{ba} : 許容支圧応力度 (N/mm²)

② 円柱面または球面のすべりによる回転の確保

円柱面または球面のすべりを利用して回転を期待する場合は、すべり面の摩擦力を極力小さくすることが望ましい。このため、すべり面の凝着（焼きつき）を防止し、かつ摩擦係数を低減するため、潤滑剤などをすべり面に塗布するなどの処置を行うのがよい。また、構造的な要因により回転の妨げとならないように、図-3.6.21 に示すとおりすき間を設けるのがよい。

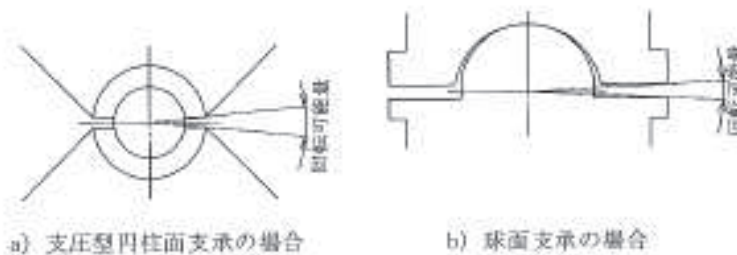


図-3.6.21 上下容間のすき間確保の例

図 15.2-10 球面支承における性能照査
(道路橋支承便覧より引用)

ここで、球面支承の接触機構は面接触支承として分類されており、耐震及び強度評価においても接触面積を考慮した支圧応力度の照査を実施している。面接触の定義としては、図 15.2-8 に示すとおり上沓と下沓の凹凸面の球面の半径差が小さい場合との記載があるが、その定義としては同便覧において、1%未満の場合に面接触として支圧応力度を照査することが示されている。これに対して、鋼製扉の軸受け部は、図 15.2-2 に示すとおり、軸受け部の軸側（凸側）と受け側（凹側）の球面の半径は一致する設計としており、メーカー基準の製作公差（0.3%の計画）を考慮したとしても、面接触支承に分類することは妥当と判断される（ただし、後述のとおり不確実性を考慮し点接触とした場合の検討を行い、設計成立性への影響がないことは確認している）。

また、球面支承は図 15.2-8 や図 15.2-9 に示すとおり、球面の凹凸を半球程度呑み込ませることで、水平荷重支持の機能も付加することが可能な形式ではあるが、水平方向の接触面積は、一般産業施設における道路橋球面支承（図 15.2-11）の構造例における接触面積比（半球に対する比率）が約 72%となっているのに対して、鋼製扉鉛直支承部においては 6%程度と非常に小さい。よって、鋼製扉の軸受け部において水平方向の支持機構を期待することは難しく、水平荷重支承部を別途設けたダム・堰技術基準に示される構造（回転軸の軸方向荷重と軸直角方向荷重及び回転荷重を伝達する機構については分離する構造）を適用することは、軸受け部の形状を踏まえても問題ないものと判断される（ただし、後述のとおり不確実性を考慮し水平力が作用した場合の検討を行い、設計成立性への影響がないことは確認している）。

道路橋球面支承と鋼製扉軸受け部の凹凸部の接触面積の比較（概念図）を図 15.2-12 に示す。

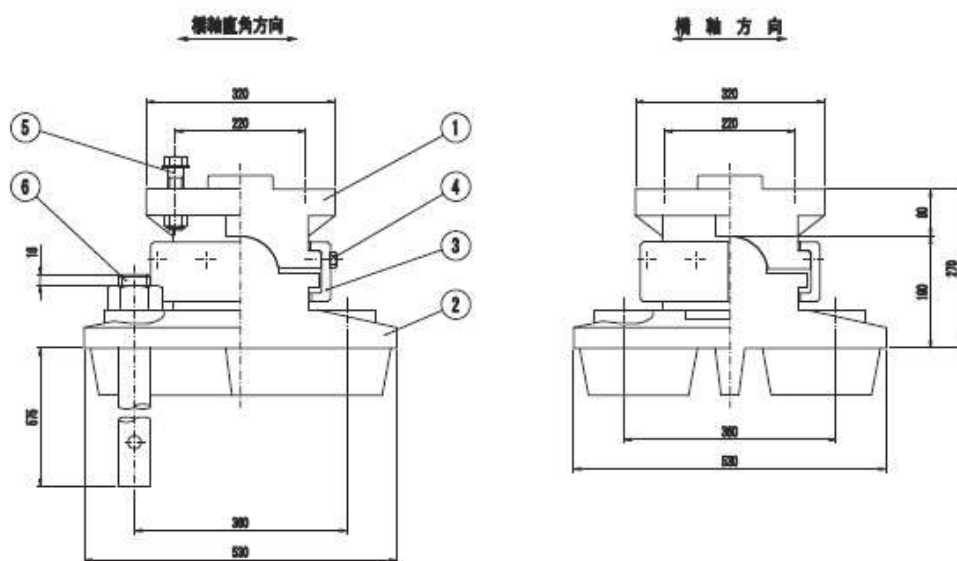


図 15.2-11 一般産業施設における道路橋用球面支承の例

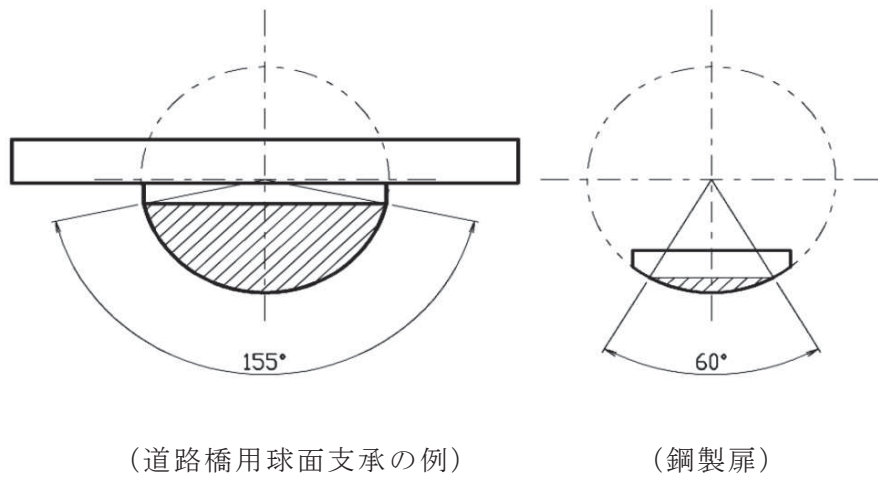


図 15.2-12 球面支承と鋼製扉軸受け部の凹凸部の接触面積の比較 (概念図)

なお、道路橋支承便覧で扱う道路橋と本構造を含めダム・堰技術基準で扱う水門では構造種別は異なるものの、支承部に要求される機能や構造に大きな違いがないことに加え、支承部に作用する主要構造の自重、慣性力等の設計条件は、鋼製扉と遜色ない若しくはより厳しい設計条件となる場合も想定される。また、要求される安全性能のレベルにおいても大きな差異は無く、構造及び設計事項の整理に道路橋支承便覧を引用することは、適用性の観点で問題ないと判断される。

2.3 支承部の構造に関するまとめ

鋼製扉の支承部（ヒンジ部）の構造について、採用経緯や構造の特異性、規格基準類への適合性に関し以下のとおりまとめる。

- ・ 構造選定においては、片開き式の扉の場合には RC 支柱のみに支持させた水平荷重支承部に、鉛直方向のずれ止め等を設け、水平荷重に加え、扉体の自重や地震時の鉛直慣性力等も負担させる構造とする構造が一般的と考えられるが、構造全体として合理的に設計裕度を確保できる構造とするため、ダム・堰技術基準に示されるダムフラップゲートやラジアルゲート構造等を参照し、支承部が分担する機能（荷重支持）を水平・鉛直に分離した構造とする。
- ・ 具体的には、扉体の回転方向の荷重（水平方向荷重）に対して荷重を支持する水平荷重支承と、回転方向に直交する荷重（鉛直方向荷重）に対して荷重を支持する鉛直荷重支承を設ける構造とする。水平荷重支承と回転軸間にはころがり軸受けを設置し、扉体の鉛直方向の変位や回転を拘束しない構造とした上で、軸受 1（最上段）においては鉛直方向（上向き）に対するずれ止めとしての鉛直荷重伝達部を設ける。また、軸受 4（最下段）においては鉛直方向荷重（下向き）を支持する鉛直荷重支承部として、摩擦係数が低く扉体の開閉に必要な回転機能に優れるとともに、鉛直力を確実に下部のフーチング等へ伝達することが可能なすべり（球面）軸受けを設置し、水平方向の変位や回転を拘束しない構造とする。
- ・ 軸受け部は、ダム・堰技術基準に基づき、異物の混入による接触面のかじりや、腐食等による機能低下が生じないように、ハウジングカバー及びシールにより密封し潤滑油を充填させる構造とし、定期的な保全を行うために、ボルト等によりハウジングカバー等が脱着可能な構造とする。
- ・ これらの構造については、参照しているダム・堰技術基準に加え、道路橋の上部工と下部工の接点である支承部の構造選定や設計について記されている道路橋支承便覧も参照し、支承部に期待する機能や性能確認項目等は道路橋支承部に要求される内容を満足しており、一般産業施設と対比しても特異性の無い構造であることを確認している。
- ・ また、鉛直荷重支承部のすべり軸受け（球面）については、ダム・堰技術基準では明確に示されていないが、道路橋支承便覧に示される球面支承（鋼製支承）と構造形状及び期待する機能や設計体系に差異が無いことを確認している。
- ・ なお、道路橋における球面支承の場合、凹凸面をかみ合わせることで水平方向の荷重支持機能も付加することが可能な形式ではあるが、水平方向の凹凸面の接触面積は、一般産業施設における道路橋球面支承の構造例での接触面積比（半球に対する比率）が約 72%に対して、鋼製扉鉛直支承部においては 6%程度と非常に小さい。そのため、荷重伝達機構等は、ダム・堰技術基準に示されるような構造に近いと考えられ、同基準を適用することは問題無いものと判断される。
- ・ ただし、不確実性を考慮し水平力が作用した場合の検討を行い、設計成立性への影響がないことを確認（3.1 章にて後述）している。

3. 支承部の設計について

荷重支承部においては、前述の整理のとおり、扉体の回転方向の荷重（水平方向荷重）に対して荷重を支持する水平荷重支承と、回転方向に直交する荷重（鉛直方向荷重）に対して荷重を支持する鉛直荷重支承を分離する構造とし、それぞれに支持機能と回転機能を有する軸受け（ころがり及び球面すべり軸受け）を設けた構造とすることで、回転軸直交方向（水平方向）荷重に対しては水平荷重支承部が分担し、回転軸方向（鉛直方向）荷重に対しては鉛直荷重支承が分担するという構造及び設計は一般的であると判断される。

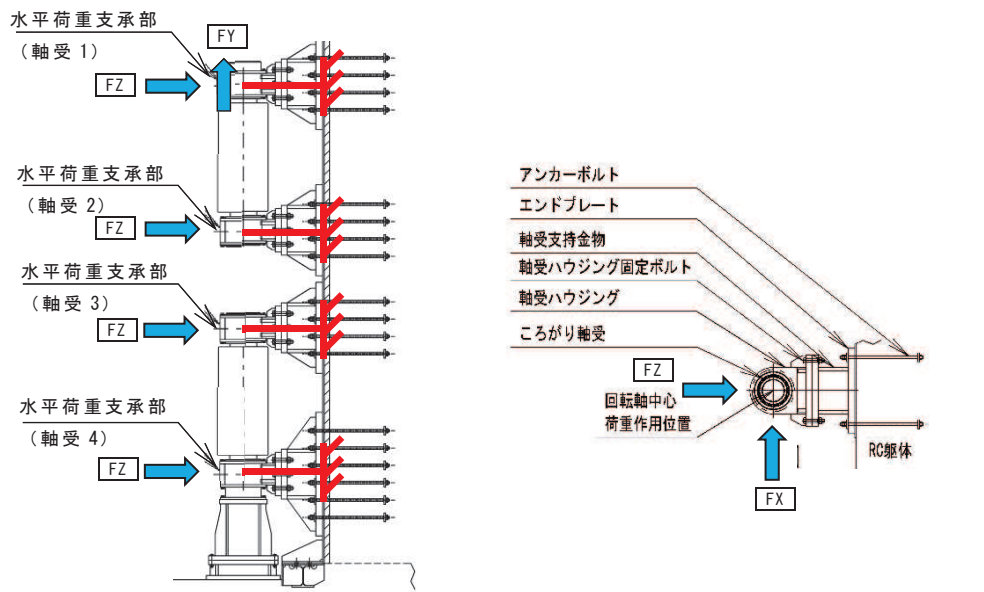
したがって、耐震計算においては、図 15.3-1 に示すとおり、水平方向荷重支承では、扉体の構造解析モデル（フレーム解析）から得られた水平方向の支点反力を外力として用い、構成する各部位の照査を行っている（水平荷重支承部のうち軸受 1 においては、鉛直上向き荷重伝達部を介して鉛直方向の荷重（上向き）が作用するため、軸受 1 においては上向き反力も考慮する）。同様に鉛直荷重支承では、鉛直方向の支点反力を外力として用い、構成する各部位の照査を行っている。これらの照査結果については、「VI-2-10-2-3-3 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の耐震性についての計算書」及び「VI-3-別添 3-2-2-3 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の強度計算書」に示している。

しかしながら、鉛直荷重支承部については球面構造であり、拘束効果は十分に小さいものの、荷重伝達の不確実性等を考慮し、鉛直荷重支承部に水平荷重が作用した場合の影響を 3.1 章にて確認する。

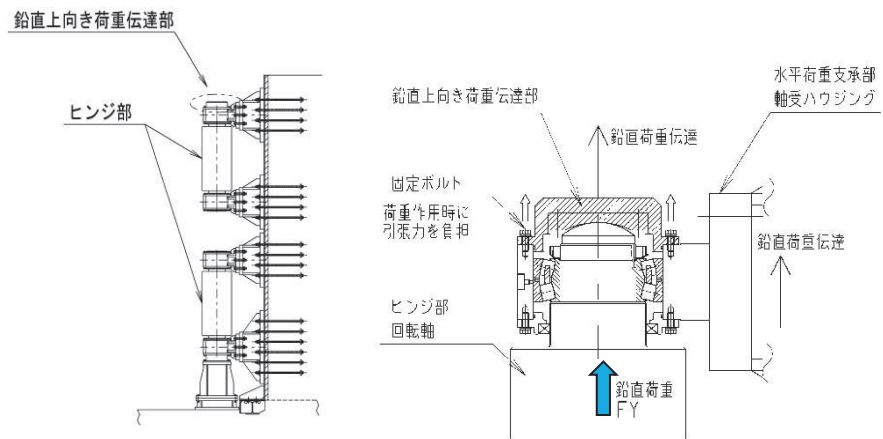
また、水平荷重支承部を含め、耐震及び強度計算においては、扉体及び構造全体系の弱軸方向である扉体軸直角方向に対しての荷重に対する照査を行っている。これは、地震時には慣性力の影響が大きくなると考えられ、津波時及び重畳時においても津波の作用範囲が大きく津波荷重が支配的となるためである。しかしながら、鉛直荷重支承部の水平荷重作用時同様に、設計成立性の観点から扉体軸方向に対して荷重が作用した場合についての影響を 3.2 章にて確認する。

なお、鋼製扉は、原則閉止運用とし、鋼製扉が開状態である時間は限られた時間のみであり、その状態で地震力が作用する可能性については極めて低いものと考えられるが、その可能性を完全に否定することは困難であることから、開状態において地震力が作用した場合の支承部を含めた設計成立性についても確認することとし、確認方法及び確認結果については、「補足 140-1 6.2 参考資料 5 鋼製扉の開閉運用について」に示す。

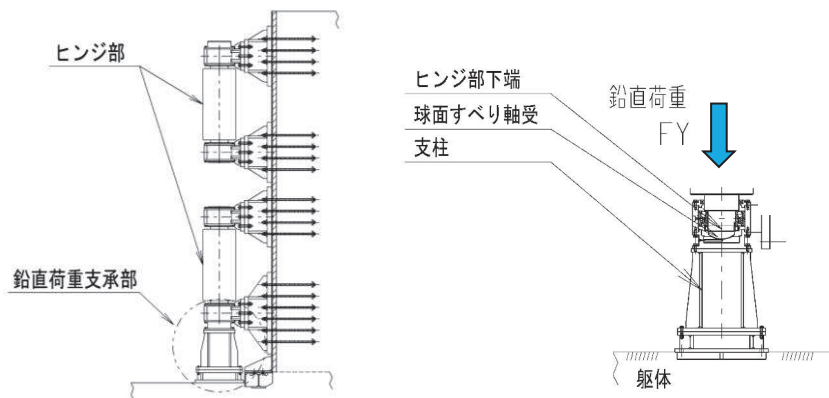
支承部の設計体系を図 15.3-2 に示す。



(水平荷重支承部)



(鉛直上向き荷重伝達部)



(鉛直上向き荷重伝達部)

図 15.3-1 支承部の耐震評価に用いる荷重の概念図

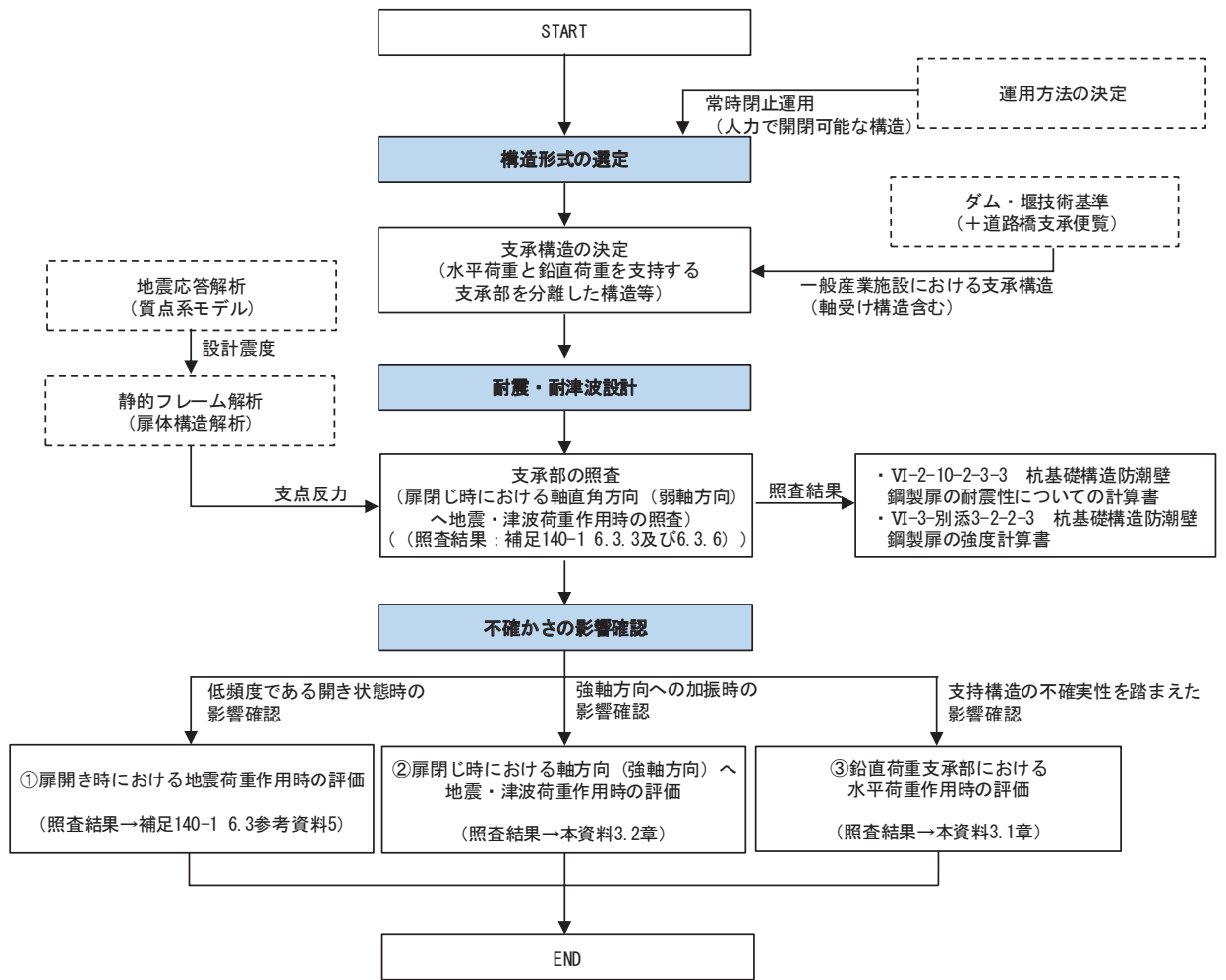


図 15.3-2 支承部の設計体系

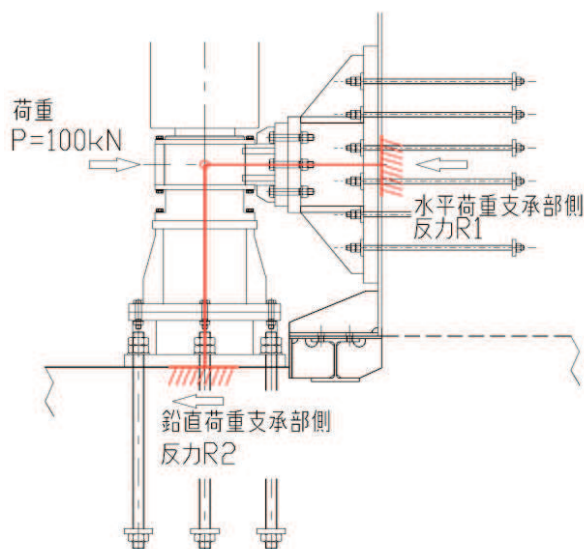
3.1 鉛直荷重支承部に水平力が作用した場合の評価結果

3.1.1 評価方針

鉛直荷重支承部に鉛直力に加え水平力が作用した場合の評価は、「6.3.4 鋼製扉の耐震計算に関する補足説明資料」に示す耐震評価用の鉛直荷重に、軸受け4に作用する水平反力のうち鉛直荷重支承部が分担すると考えられる水平荷重を組み合わせた場合の評価を実施する。なお、設計震度が大きい地震時を代表に確認する。

水平反力の分担比は、回転軸の先端と鉛直荷重支承部の球面接触部が保守的に剛結していると仮定し、水平支承部と鉛直支承部をはり要素でモデル化しその端部（回転軸側）を接合させたモデルを用いて、その節点位置に水平方向の単位荷重（100kN）を作用させた場合の鉛直荷重支承部側と水平支承部側に発生する水平反力の比率から設定する。解析モデルの概念図を図15.3-3に示す。

上記モデルより求めた水平反力の分担比を、軸受け4で耐震評価に用いている全ケースの中の最大水平反力に乗じて、鉛直荷重支承部の影響評価用の水平力とする。鉛直荷重支承部の水平荷重の分担率は約13%となっていることから、これを丸めて、軸受け4において耐震評価に用いる最大水平反力のうち20%を作用させる。水平反力の分担比を表15.3-1に、評価部位を表15.3-2に示す。



(断面図)

図 15.3-3 水平反力の分担比算定モデル

表 15.3-1 水平反力の分担比算定結果

水平荷重 作用方向	解析結果		水平反力の分担比 (R2/100(%))
	R1 (kN)	R2 (kN)	
扉体軸直角	96.976	3.024	3.024
扉体軸	86.813	13.187	13.187

表 15.3-2 鉛直荷重支承部の評価部位

部位		評価方法	許容限界
ヒンジ部 (鉛直荷重 支承部)	すべり軸受	発生する応力（支圧応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容支圧応力度
	支柱	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	支柱接続部ボルト	支柱接続ボルトに生じる引張力及びせん断力が許容限界以下であることを確認	接続ボルトの許容荷重（引張、せん断）
	エンドプレート	発生する応力（曲げ）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	アンカーボルト	アンカーボルトに生じる引張力及びせん断力が許容限界以下であることを確認。	アンカーボルトの許容荷重（引張、せん断）
	エンドプレート下面 コンクリート	作用荷重が許容荷重以下であることを確認	許容荷重

3.1.2 評価方法

(1) 荷重条件

評価に用いる荷重は、「VI-2-10-2-3-3 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の耐震性についての計算書」に示す扉体部の静的フレーム解析結果より抽出した軸受け4部及び鉛直荷重支承部位置の支点反力を用いて、前述の分担比を考慮して設定する。

評価に用いる荷重を表 15.3-3 に示す。

表 15.3-3 (1) 評価に用いる荷重 (鋼製扉 2)

荷重の組み合わせケース	水平荷重支承部 (軸受け 4) の支点反力×0.2		鉛直荷重支承部 の支点反力
	扉体軸直角方向 水平荷重 F_z (kN)	扉体軸方向 水平荷重 F_x (kN)	鉛直方向荷重 F_y (kN)
1 ($G+1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	59.416	-15.617	-75.828
2 ($G+1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	59.416	-55.368	-268.840
3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	-84.119	-15.617	-75.828
4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	-84.119	-55.368	-268.840
5 ($G+0.4S_{SH}+1.0S_{SV}$)	23.734	9.575	4.000
6 ($G-0.4S_{SH}+1.0S_{SV}$)	-33.815	9.575	4.000
7 ($G+0.4S_{SH}-1.0S_{SV}$)	23.734	-85.184	-413.610
8 ($G-0.4S_{SH}-1.0S_{SV}$)	-33.815	-85.184	-413.610

表 15.3-3 (2) 評価に用いる荷重 (鋼製扉)

荷重の組み合わせケース	水平荷重支承部 (軸受け 4) の支点反力×0.2		鉛直荷重支承部 の支点反力
	扉体軸直角方向 水平荷重 F_z (kN)	扉体軸方向 水平荷重 F_x (kN)	鉛直方向荷重 F_y (kN)
1 ($G+1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	26.867	-16.065	-89.607
2 ($G+1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	26.867	-45.721	-255.027
3 ($G-1.0S_{SH}+0.4S_{SV}$)	-34.764	-16.065	-89.607
4 ($G-1.0S_{SH}-0.4S_{SV}$)	-34.764	-45.721	-255.027
5 ($G+0.4S_{SH}+1.0S_{SV}$)	10.737	3.796	2.000
6 ($G-0.4S_{SH}+1.0S_{SV}$)	-14.085	3.796	2.000
7 ($G+0.4S_{SH}-1.0S_{SV}$)	10.737	-67.966	-379.100
8 ($G-0.4S_{SH}-1.0S_{SV}$)	-14.085	-67.966	-379.100

(2) ヒンジ鉛直荷重支承部（すべり軸受）

鋼製扉に生じる鉛直荷重は、ヒンジ部を通してヒンジ部の下端に設けられた球面すべり軸受によって支持される。鉛直荷重及び水平荷重により接触部に発生する支圧応力度について評価する。

すべり軸受の構造概要及び計算モデルの概念図を図 15.3-4 に示す。

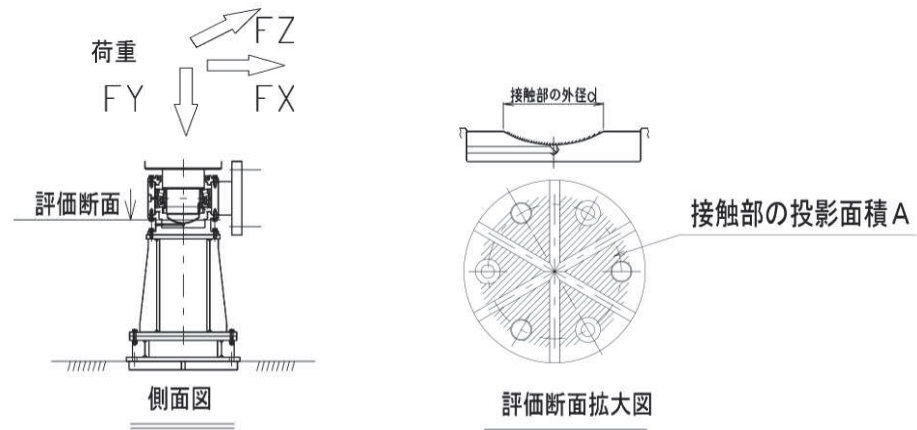


図 15.3-4 すべり軸受の構造概要及び計算モデルの概念図

地震時に鉛直方向荷重軸受に生じる面圧について、以下により計算する。

$$\sigma_K = |P \div A|$$

$$P = \sqrt{F_Z^2 + F_X^2 + F_Y^2}$$

ここで、各記号及び計算諸元を表 15.3-4 に示す。

表 15.3-4 すべり軸受の計算諸元

記号	定義	単位
σ_K	球面軸受の支圧応力度	N/mm ²
F_Z	鉛直荷重支承部に作用する扉体軸直角方向水平荷重	kN
F_X	鉛直荷重支承部に作用する扉体軸方向水平荷重	kN
F_Y	鉛直荷重支承部に作用する鉛直方向荷重	kN
A	軸受有効接触部の投影面積	mm ²

(3) ヒンジ鉛直荷重支承部（支柱）

鉛直荷重支承部の支柱について評価する。評価にあたっては、鉛直支承を躯体に固定された片持ち梁としてモデル化し、地震時鉛直方向荷重及び鉛直荷重を支持する軸受接触部の摩擦力に起因する鉛直方向周りのねじりモーメントに加え、水平荷重により生じる曲げモーメント、鉛直荷重により生じる軸力によって生じる発生応力度について評価する。

支柱の構造概要及び計算モデルの概念図を図 15.3-5 に示す。

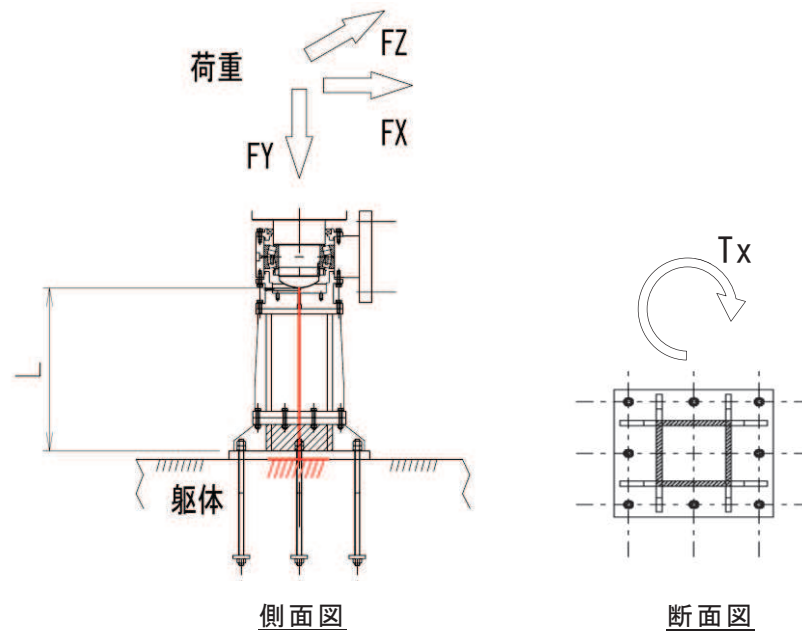


図 15.3-5 支柱の構造概要及び計算モデルの概念図

支柱に生じる垂直応力度，せん断応力度及び合成応力度について以下の式により計算する。

$$\sigma = |F_Z \times L \div Z_x| + |F_X \times L \div Z_Z| + |F_Y \div A|$$

$$\tau = |F_Z \div A_Z| + |F_X \div A_X| + |T_x \div Z_p|$$

$$\kappa = \sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2} \div \sigma_a$$

$$T_x = \mu \times F_Y \times d_o \div 2$$

ここで，各記号及び計算諸元を表 15.3-5 に示す。

表 15.3-5 支柱の計算諸元

記号	定義	単位
σ	垂直応力度	N/mm ²
τ	せん断応力度	N/mm ²
κ	合成応力度	—
F_Z	鉛直荷重支承部に作用する扉体軸直角方向水平荷重	kN
F_X	鉛直荷重支承部に作用する扉体軸方向水平荷重	kN
F_Y	鉛直荷重	kN
T_x	摩擦によるねじりモーメント	kN・m
A	断面積	mm ²
A_Z	扉体軸直角方向荷重に対するせん断抵抗断面積	mm ²
A_X	扉体軸方向荷重に対するせん断抵抗断面積	mm ²
L	荷重作用点から固定部までの距離	mm ²
Z_p	極断面係数	mm ³
d_o	接触部外径	mm
μ	摩擦係数	—

(4) ヒンジ鉛直荷重支承部（接続ボルト）

支柱間を接合し固定するボルトに関する応力を評価する。評価にあたっては、鉛直支承を躯体に固定された片持ち梁としてモデル化し、接合位置における断面力からボルト 1 本あたりに作用する荷重を算出し、評価を行う。連結ボルトの評価モデルの概念図を図 15.3-6 に示す。

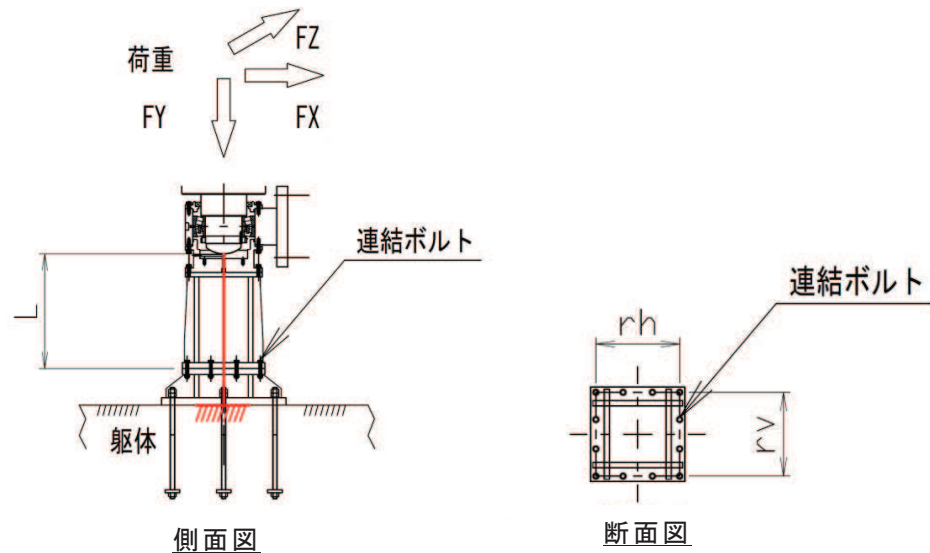


図 15.3-6 連結ボルトの評価モデルの概念図

連結ボルトに生じる垂直応力度，せん断応力度及び合成応力度について以下の式により計算する。

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

$$\tau = \frac{Q}{A}$$

$$\kappa = \sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2} \div \sigma_{as}$$

$$P = \frac{F_Y}{N} + \frac{|F_Z| \times L}{r_v \times N_h} + \frac{|F_X| \times L}{r_h \times N_v}$$

$$Q = \frac{|F_Z|}{N} + \frac{|F_X|}{N} + \frac{|T_x|}{R}$$

$$T_x = \mu \times F_Y \times d_o \div 2$$

ここで，各記号及び計算諸元を表 15.3-6 に示す。

表 15.3-6 連結ボルトの計算諸元

記号	定義	単位
σ	垂直応力度	N/mm^2
τ	せん断応力度	N/mm^2
κ	合成応力度	—
F_z	鉛直荷重支承部に作用する扉体軸直角方向水平荷重	kN
F_x	鉛直荷重支承部に作用する扉体軸方向水平荷重	kN
F_y	鉛直荷重	kN
P	ボルトに生じる引張力	kN
Q	ボルトに生じるせん断力	kN
T_x	摩擦によるねじりモーメント	$\text{kN}\cdot\text{m}$
N_v	壁直角方向のボルト1列本数	本
N_h	壁軸方向のボルト1列本数	
N	固定ボルト全本数	
r_v	壁直角方向ボルト最遠距離	
r_h	壁軸方向ボルト最遠距離	
A	ボルト断面積	mm^2

(5) ヒンジ鉛直荷重支承部（アンカーボルト）

鉛直荷重支承部を躯体に固定するアンカーボルトに対する評価を行う。

アンカーボルトの構造概要及び計算モデルの概念図を図 15.3-7 に示す。

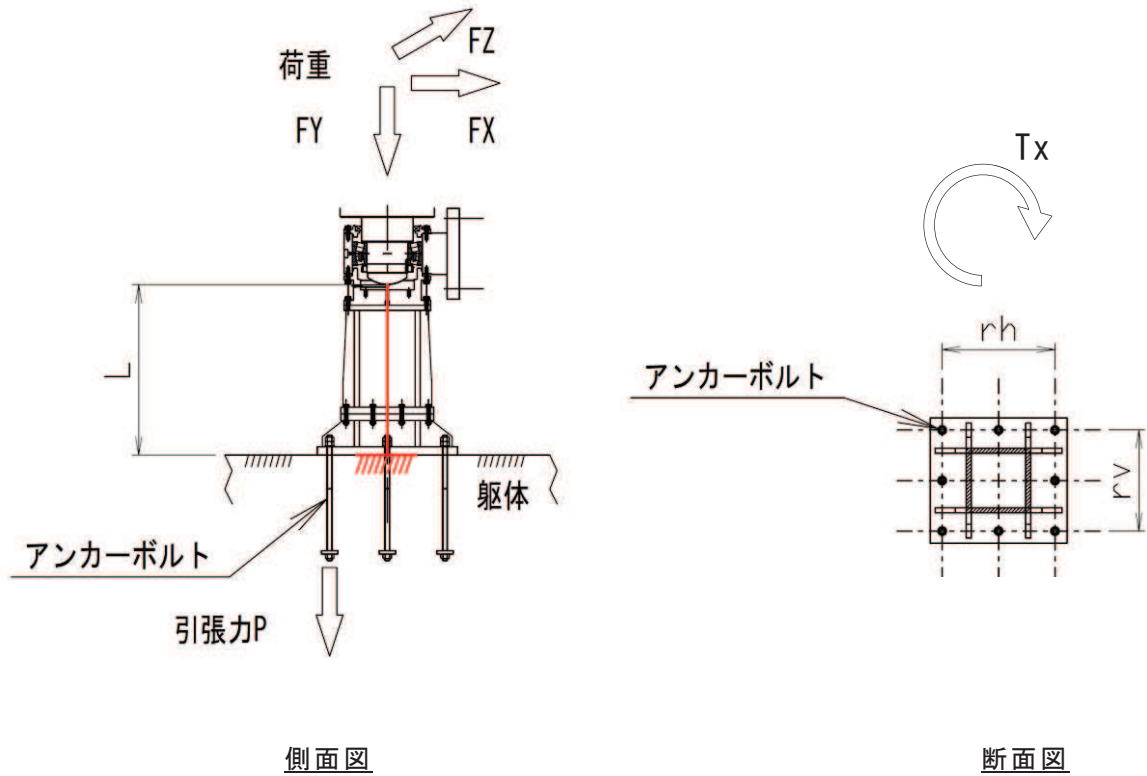


図 15.3-7 アンカーボルトの構造概要及び計算モデルの概念図

アンカーボルトにはたらく最大荷重は下記の式により計算する。

$$P = \frac{F_Y}{N} + \frac{|F_Z| \times L}{r_v \times N_h} + \frac{|F_X| \times L}{r_h \times N_v}$$

$$Q = \left| \frac{F_Z}{N} \right| + \left| \frac{F_X}{N} \right| + \left| \frac{T_x}{R} \right|$$

$$\kappa = \left(\frac{P}{p_a} \right)^2 + \left(\frac{Q}{q_a} \right)^2$$

ここで、各記号及び計算諸元を表 15.3-7 に示す。

表 15.3-7 アンカーボルトの計算諸元

記号	定義	単位
P	アンカーボルトに生じる引抜力	kN
Q	アンカーボルトに生じるせん断力	kN
κ	合成応力度	—
P_a	アンカーボルトの許容引張力	kN
Q_a	アンカーボルトの許容せん断力	kN
F_z	軸受に生じる津波作用方向荷重	kN
F_x	軸受に生じる扉体軸方向荷重	kN
F_y	軸受に生じる鉛直方向荷重	kN
T_x	摩擦によるねじりモーメント	kN・m
N_v	軸受 1 箇所アンカーボルト縦列本数	本
N_h	軸受 1 箇所アンカーボルト横方向本数	本
N	軸受部 1 つあたりのアンカーボルト本数	本
r_h	アンカーボルト最遠水平距離	mm
r_v	アンカーボルト最遠鉛直距離	mm
L	荷重作用点から評価位置までの距離	mm

(6) ヒンジ鉛直荷重支承部（エンドプレート）

アンカーボルト引張力によってエンドプレートに生じる曲げ応力度の評価を行う。

エンドプレートの構造概要及び計算モデルの概念図を図 15.3-8 に示す。

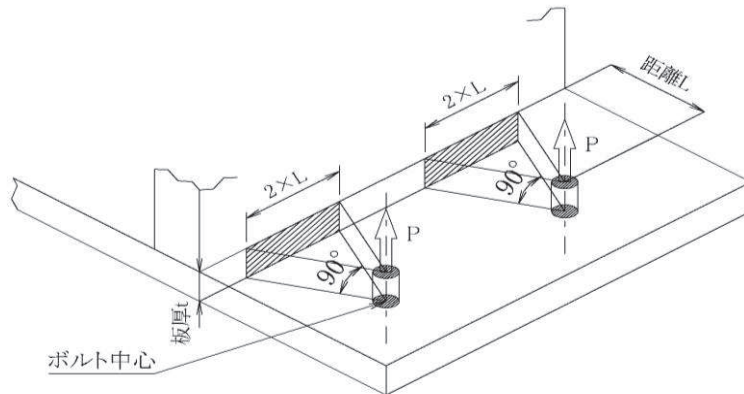


図 15.3-8 エンドプレートの構造概要及び計算モデルの概念図

エンドプレートに生じる曲げ応力度は下記の式により計算する。

$$\sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{P \times L}{2 \times L \times t^2 \div 6} = \frac{P}{2 \times t^2 \div 6}$$

ここで、各記号及び計算諸元を表 15.3-8 に示す。

表 15.3-8 エンドプレート曲げ応力度の計算諸元

記号	定義	単位
σ_b	曲げ応力度	N/mm ²
P	アンカーボルトに生じる引張力	kN
L	柱のフランジ面からボルト中心までの距離	mm
t	エンドプレートの板厚	mm
M	1断面あたりの曲げモーメント	kN・m
Z	1断面あたりの断面係数	mm ³

- (7) ヒンジ鉛直荷重支承部（エンドプレート下面コンクリート）
 エンドプレート下面のコンクリートに生じる支圧応力度の評価を行う。
 エンドプレート下面コンクリートの支圧応力度の計算概念図を図 15.3-9 に示す。

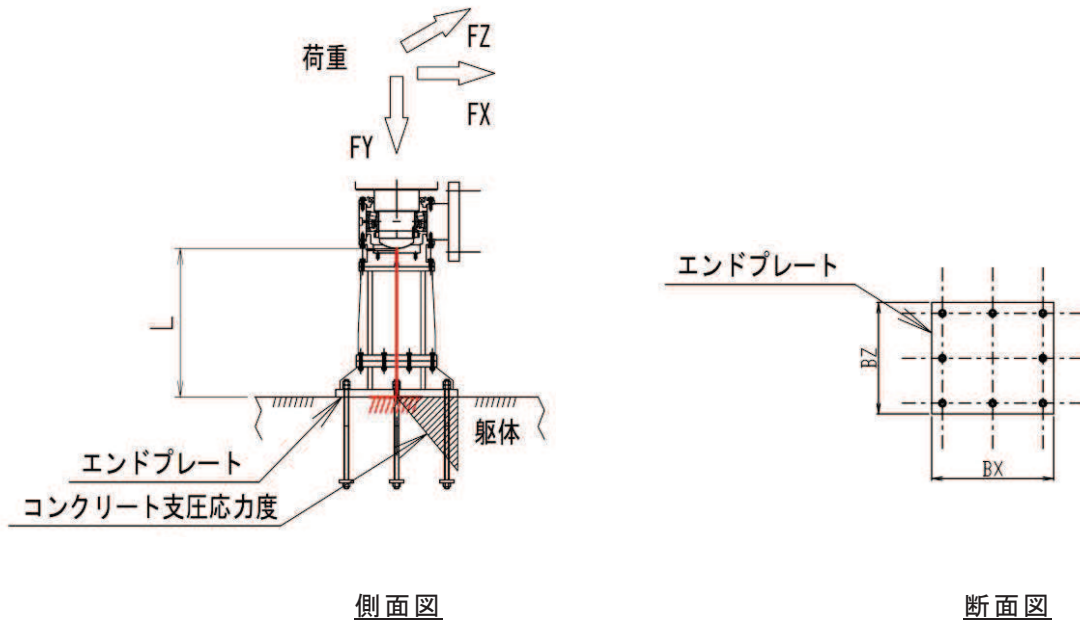


図 15.3-9 エンドプレート下面コンクリートの支圧応力度の計算概念図

コンクリートの支圧応力度（圧縮側の荷重を正とする）は以下の式により計算する。

$$\sigma_K = \frac{|F_Z| \times L}{B_Z^2 \times B_X \div 6} + \frac{|F_X| \times L}{B_Z \times B_X^2 \div 6} + \frac{-F_Y}{B_Z \times B_X}$$

ここで、各記号及び計算諸元を表 15.3-9 に示す。

表 15.3-9 コンクリート支圧応力度の計算諸元

記号	定義	単位
σ_K	コンクリートにはたらく支圧応力度	N/mm ²
L	回転軸中心から評価位置までの距離	mm
F_Z	軸受に生じる津波作用方向荷重	kN
F_X	軸受に生じる扉体軸方向荷重	kN
F_Y	軸受に生じる鉛直方向荷重	kN
B_Z	壁直角方向のプレート幅	mm
B_X	壁軸方向のプレート幅	mm

3.1.3 評価結果

ヒンジ鉛直荷重支承部に、鉛直力に加え水平力が作用した場合の照査結果を表 15.3-10～表 15.3-15 に示す。

この結果から、荷重伝達の不確実性等を考慮し、鉛直荷重支承部に水平荷重が作用した場合においても、発生応力等は若干の上振れあるものの、十分な安全裕度を有する事を確認した。

表 15.3-10(1) 照査結果（ヒンジ部鉛直荷重支承部（すべり軸受））（鋼製扉 2）

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	支圧応力度 (N/mm^2)	34	67	0.51

表 15.3-10(2) 照査結果（ヒンジ部鉛直荷重支承部（すべり軸受））（鋼製扉 3）

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	支圧応力度 (N/mm^2)	35	67	0.53

表 15.3-11(1) 照査結果（ヒンジ部鉛直荷重支承部（支柱））（鋼製扉 2）

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
4 (G-0.4S _{SH} -0.4S _{SV})	垂直応力度 (N/mm ²)	50	237	0.22
4 (G-0.4S _{SH} -0.4S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	11	136	0.09
4 (G-0.4S _{SH} -0.4S _{SV})	合成応力度 (-)	0.23	1.1	0.21

表 15.3-11(2) 照査結果（ヒンジ部鉛直荷重支承部（支柱））（鋼製扉 3）

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	垂直応力度 (N/mm ²)	37	237	0.16
8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	8	136	0.06
8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	合成応力度 (-)	0.17	1.1	0.16

表 15.3-12(1) 照査結果（ヒンジ部鉛直荷重支承部（連結ボルト））（鋼製扉 2）

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
3 ($G - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	垂直応力度 (N/mm^2)	208	588	0.36
4 ($G - 0.4 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	85	339	0.26
4 ($G - 0.4 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.43	1.1	0.40

表 15.3-12(2) 照査結果（ヒンジ部鉛直荷重支承部（連結ボルト））（鋼製扉 3）

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
3 ($G - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	垂直応力度 (N/mm^2)	79	588	0.14
8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	59	339	0.18
4 ($G - 0.4 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.20	1.1	0.19

表 15.3-13(1) 照査結果（ヒンジ部鉛直荷重支承部（アンカーボルト））（鋼製扉 2）

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
3 ($G - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	引張力 (kN)	45	114	0.40
4 ($G - 0.4 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	せん断力 (kN)	20	80	0.25
4 ($G - 0.4 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.19	1	0.19

表 15.3-13(2) 照査結果（ヒンジ部鉛直荷重支承部（アンカーボルト））（鋼製扉 3）

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
3 ($G - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	引張力 (kN)	16	114	0.15
8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断力 (kN)	13	80	0.17
4 ($G - 0.4 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.03	1	0.03

表 15.3-14(1) 照査結果（ヒンジ部鉛直荷重支承部（エンドプレート））（鋼製扉 2）

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
3 ($G - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	垂直応力度 (N/mm^2)	84	237	0.36

表 15.3-14(2) 照査結果（ヒンジ部鉛直荷重支承部（エンドプレート））（鋼製扉 3）

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
3 ($G - 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	垂直応力度 (N/mm^2)	30	237	0.13

表 15.3-15(1) 照査結果（ヒンジ部鉛直荷重支承部
（エンドプレート下面コンクリート））（鋼製扉 2）

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
4 ($G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	支圧応力度 (N/mm^2)	3.2	8.8	0.37

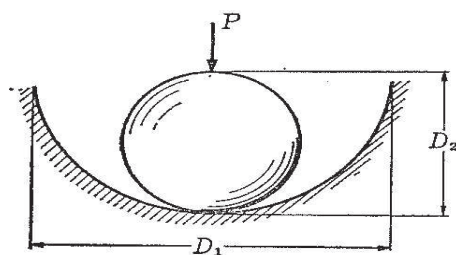
表 15.3-15(2) 照査結果（ヒンジ部鉛直荷重支承部
（エンドプレート下面コンクリート））（鋼製扉 3）

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	支圧応力度 (N/mm^2)	2.3	8.8	0.27

なお、軸受け部の支圧応力度の照査結果については、前述のとおり、軸側（凸側）と受け側（凹側）の球面の半径は一致する設計としており、メーカー基準の製作公差（0.3%の計画）を考慮したとしても、面接触支承に分類することは妥当と判断できるが、保守的に凸球面と凹球面に仮に10%程度の半径差が生じたと仮定して、図15.3-10に示す接触応力度の評価方法により、最大荷重を用いて照査した場合でも、照査値（接触応力度 σ_c / (許容接触応力度 $P_a \times 1.5^*$))は0.42 (642 / (1029 × 1.5) ≒ 0.416)であり、設計成立性には問題ないことを確認している。

注記*：短期荷重に対する許容応力度の割増しを考慮

・凸球面と凹球面の接触応力度の算定式（構造力学公式集より引用）



$$\sigma_c = 0.918 \times \sqrt[3]{\frac{P \times \left(\frac{D_1 - D_2}{D_1 \times D_2}\right)^2}{\left(\frac{1 - \nu_1^2}{E_1} + \frac{1 - \nu_2^2}{E_2}\right)^2}}$$

主要構造等	記号等	単位	値	備考
凹側 (CAC304)	D ₁ :直径	mm	300	設計値
	ν_1 :ポアソン比	—	0.35	メーカー値
	E ₁ :ヤング係数	N/mm ²	105000	メーカー値
凸側 (SM490)	D ₂ :直径	mm	270	設計値△10%
	ν_2 :ポアソン比	—	0.30	道路橋示方書
	E ₂ :ヤング係数	N/mm ²	200000	道路橋示方書
P:作用荷重		kN	413.6	反力最大ケース
σ_c :接触応力度		N/mm ²	642	

・接触面の許容応力度の算定式（水門鉄管技術基準（水門編）より引用）

(3) 接触面の許容応力度¹⁾²⁾³⁾

$$P_a = \frac{9.807}{2\nu} \cdot H_B \dots\dots\dots (56-5)$$

ここに、 P_a ：許容接触応力度 (N/mm²) ……1029N/mm²

ν ：安全率=1.3（線接触の場合）

安全率=1.0（点接触の場合）

H_B ：ローラ踏面のブリネル硬さ ……210（メーカー値）

ただし、ローラ踏面板の硬さが主ローラの硬さより低い場合は、ローラ踏面板の硬さを用いる。

図 15.3-10 凸球面と凹球面の接触応力度の評価方法

3.2 扉体軸方向荷重が作用した場合の評価結果

3.2.1 評価方針

扉体軸方向（面内方向）荷重が作用した場合の評価は、「6.3.4 鋼製扉の耐震計算に関する補足説明資料」に示す評価方針に準じて実施する。

評価部位は、ヒンジ部（水平荷重支承部及び鉛直荷重支承部）とする。

なお、固定部については、「6.3.4 鋼製扉の耐震計算に関する補足説明資料」に示すとおり、扉体軸方向の拘束効果が無い場合、主たる荷重である扉体からの反力が作用せず、評価としては扉体軸直角方向に荷重を作用させた場合よりも発生応力が小さくなることは明白であるため、評価を省略する。

また、その他の主要な構造部位（扉体、RC 支柱、フーチング、鋼管杭）については、耐震及び強度計算において、扉体及び構造全体系の弱軸方向である扉体軸直角方向（面外方向）に対しての荷重に対する照査を行っており、地震時には慣性力の影響が大きくなると考えられ、津波時及び重畳時においても津波の作用範囲が大きく津波荷重が支配的となる断面に対して照査を実施しているため、耐震及び強度計算における評価結果に包含されると考えられるため、評価を省略する。

設計震度は、保守的に「VI-2-10-2-3-3 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の耐震性についての計算書」に示す、扉体及び構造全体系の弱軸方向である扉体軸直角方向における地震応答解析により設定した設計震度を用いる。

面内方向荷重作用時の評価部位を表 15.3-16 に示す。部位毎の評価方法は「VI-2-10-2-3-3 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の耐震性についての計算書」に準じる（3.2.2 評価方法(2)(3)に再掲する）。

表 15.3-16 面内方向荷重作用時の評価部位

部位		評価方法	許容限界
ヒンジ部 (水平荷重 支承部)	ころがり軸受	作用荷重が許容荷重以下であることを確認	許容荷重
	軸受ハウジング, 軸受ハウジング固定ボルト, 軸受支持金物, エンドプレート, アンカーボルト	発生する応力(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
ヒンジ部 (鉛直荷重 支承部)	すべり軸受	発生する応力(支圧応力)が許容限界以下であることを確認	短期許容支圧応力度
	支柱	発生する応力(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	蓋固定ボルト	作用荷重が許容荷重以下であることを確認	許容荷重

3.2.2 評価方法

(1) 荷重条件

各部位の評価は、「VI-2-10-2-3-3 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の耐震性についての計算書」における地震応答解析から抽出した扉体部の最大応答震度を用い、扉体軸方向及び鉛直方向に地震力を作用させた静的フレーム解析を行い、取り出した支点反力により発生応力等の評価を行う。

荷重の組合せを表 15.3-17 に、静的解析に用いる荷重の組合せケースを表 15.3-18 に示す。また、静的フレーム解析に用いる設計震度を表 15.3-19 に、静的フレーム解析の境界条件を図 15.3-11 に示す。

表 15.3-17 荷重の組合せ

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

G : 固定荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

S_s : 地震荷重

表 15.3-18 荷重の組合せケース (扉体の静的解析)

ケース No.	荷重の組合せ
1	$G + P_s + P_k + 1.0 S_{sH} + 0.4 S_{sV}$
2	$G + P_s + P_k + 1.0 S_{sH} - 0.4 S_{sV}$
3	$G + P_s + P_k - 1.0 S_{sH} + 0.4 S_{sV}$
4	$G + P_s + P_k - 1.0 S_{sH} - 0.4 S_{sV}$
5	$G + P_s + P_k + 0.4 S_{sH} + 1.0 S_{sV}$
6	$G + P_s + P_k - 0.4 S_{sH} + 1.0 S_{sV}$
7	$G + P_s + P_k + 0.4 S_{sH} - 1.0 S_{sV}$
8	$G + P_s + P_k - 0.4 S_{sH} - 1.0 S_{sV}$

G : 固定荷重

P_s : 積雪荷重

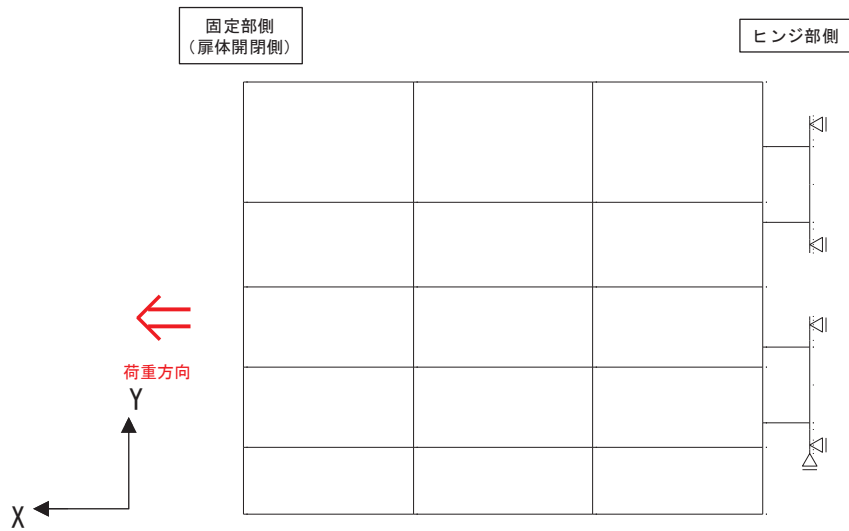
P_k : 風荷重

S_{sH} : 水平方向地震荷重 (自重 $\times K_H$)

S_{sV} : 鉛直方向地震荷重 (自重 $\times K_V$)

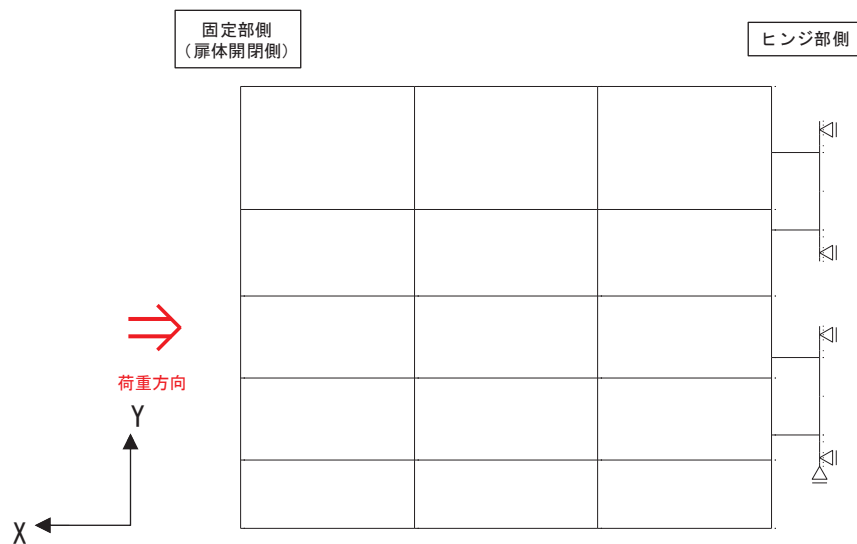
表 15.3-19 設計震度

断面	地震による設計震度	
	水平方向 K_H	鉛直方向 K_V
鋼製扉 2	5.6 ($S_s - D 2 (+ +)$)	1.4 ($S_s - D 2 (+ +)$)
鋼製扉 3	2.4 ($S_s - N 1 (+ +)$)	1.2 ($S_s - D 2 (+ -)$)



方向	拘束条件	
	固定部側	ヒンジ側
扉体軸方向 (X 方向)	自由	拘束
鉛直方向 (Y 方向)	自由	拘束 (下端部)

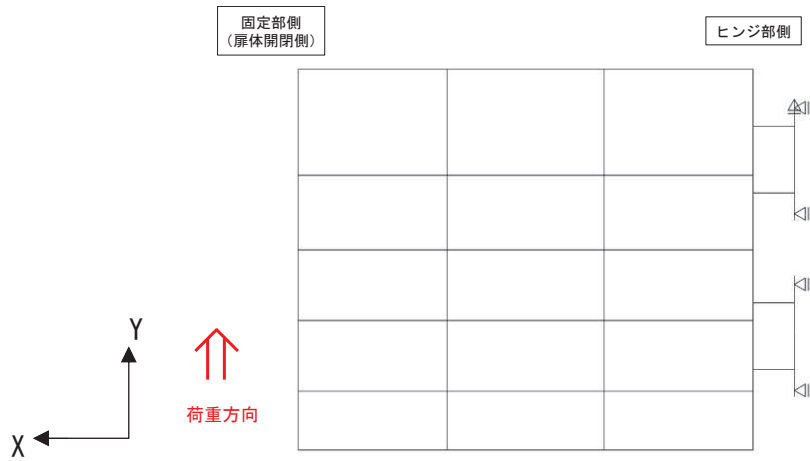
(水平荷重作用時 (+Z 方向))



方向	拘束条件	
	固定部側	ヒンジ側
扉体軸方向 (X 方向)	自由	拘束
鉛直方向 (Y 方向)	自由	拘束 (下端部)

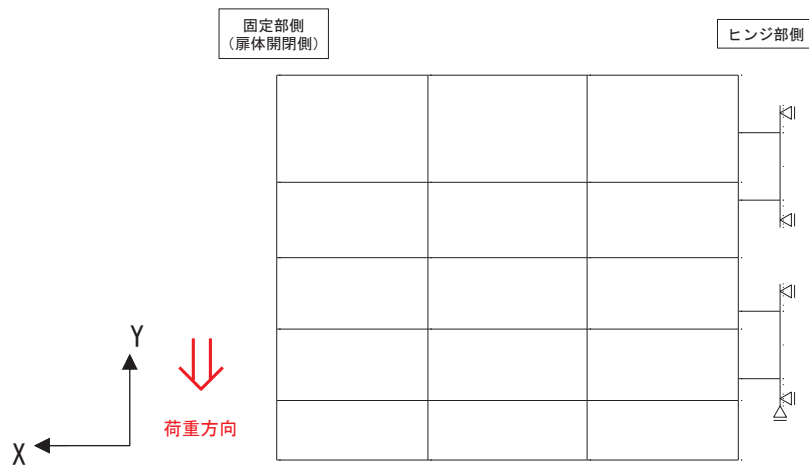
(水平荷重作用時 (-Z 方向))

図 15.3-11(1) 扉体部における静的フレーム解析時の境界条件



方向	拘束条件	
	固定部側 (扉体開閉側)	ヒンジ側
扉体軸方向 (X 方向)	自由	拘束
鉛直方向 (Y 方向)	自由	拘束 (上端部)

(鉛直荷重作用時 (+Y 方向))



方向	拘束条件	
	固定部側 (扉体開閉側)	ヒンジ側
扉体軸方向 (X 方向)	自由	拘束
鉛直方向 (Y 方向)	自由	拘束 (下端部)

(鉛直荷重作用時 (-Y 方向))

図 15.3-11(2) 扉体部における静的フレーム解析の境界条件

(2) ヒンジ水平荷重支承部（ころがり軸受，軸受ハウジング，軸受ハウジング固定ボルト，軸受支持金物，エンドプレート，アンカーボルト）

a. ヒンジ部（ころがり軸受）

ヒンジ部回転軸から荷重を受け支承部に伝達する部品であるころがり軸受について評価する。軸受の許容荷重に対して水平2方向の荷重による合成荷重の大きさを評価する。軸受に作用する合成荷重は以下の式により計算する。ころがり軸受の構造概要及び計算モデルの概念図を図 15.3-12 に示す。

$$P = \sqrt{F_Z^2 + F_X^2}$$

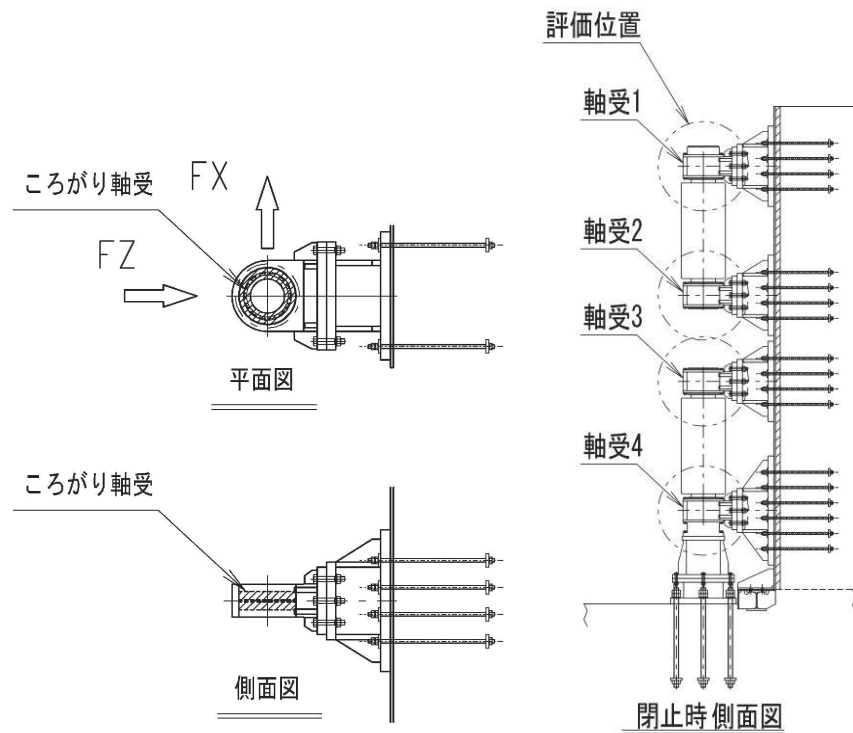


図 15.3-12 ころがり軸受の構造概要及び計算モデルの概念図

各記号の定義を表 15.3-20 に示す。

表 15.3-20 軸受作用荷重の定義

記号	定義	単位
P	軸受作用荷重	kN
F_Z	軸受に生じる津波作用方向荷重	kN
F_X	軸受に生じる扉体軸方向荷重	kN

b. ヒンジ部（軸受ハウジング円筒部）

ころがり軸受を保持する軸受ハウジングについて、軸受ハウジングの下記に示す断面に生じる応力度の評価を行う。

軸受けハウジング円筒部の構造概要及び計算モデルの概念図を図 15.3-13 に示す。

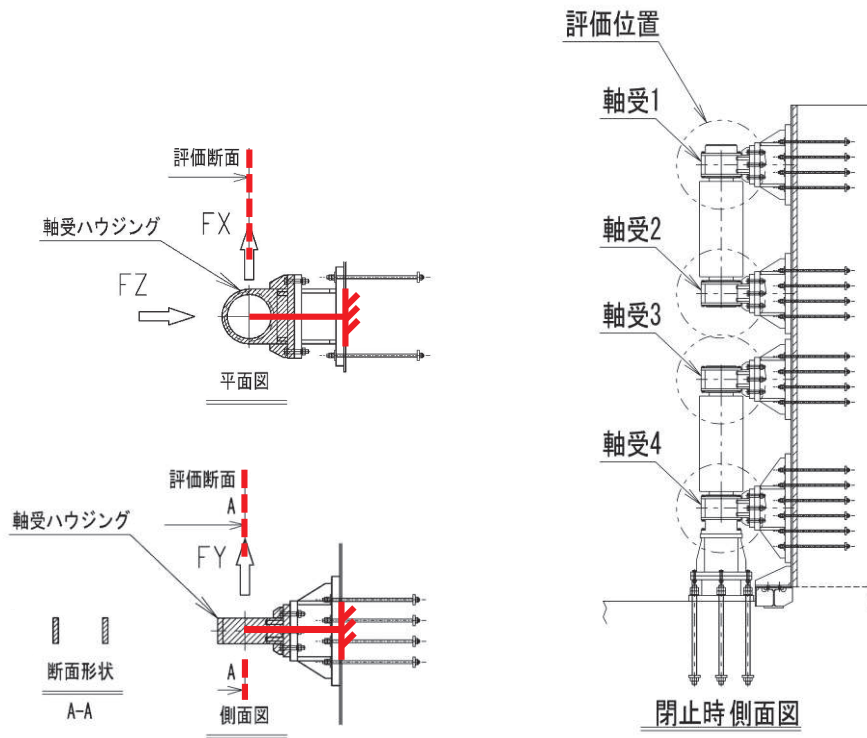


図 15.3-13 軸受ハウジング円筒部の構造概要及び計算モデルの概念図

この断面に生じる応力度について以下の式にて計算する。

$$\sigma = \frac{|F_z|}{A} \times \alpha$$

$$\tau = \frac{|F_x|}{A} + \frac{|F_y|}{A}$$

$$\kappa = \sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2} \div \sigma_{as}$$

軸受ハウジング円筒部の計算諸元を表 15.3-20 に示す。

表 15.3-20 軸受ハウジング円筒部の計算諸元

記号	定義	単位
σ	垂直応力度	N/mm ²
τ	せん断応力度	N/mm ²
κ	合成応力度	—
σ_{as}	短期許容軸引張応力度	N/mm ²
F_z	軸受に生じる津波作用方向荷重	kN
F_x	軸受に生じる扉体軸方向荷重	kN
F_y	軸受に生じる鉛直方向荷重	kN
A	断面積	mm ²
α	応力集中係数	—

c. ヒンジ部（軸受ハウジング接合部）

軸受ハウジングとエンドプレートの接合部について評価を行う。

軸受けハウジング接合部の構造概要及び計算モデルの概念図を図 15.3-14 に示す。

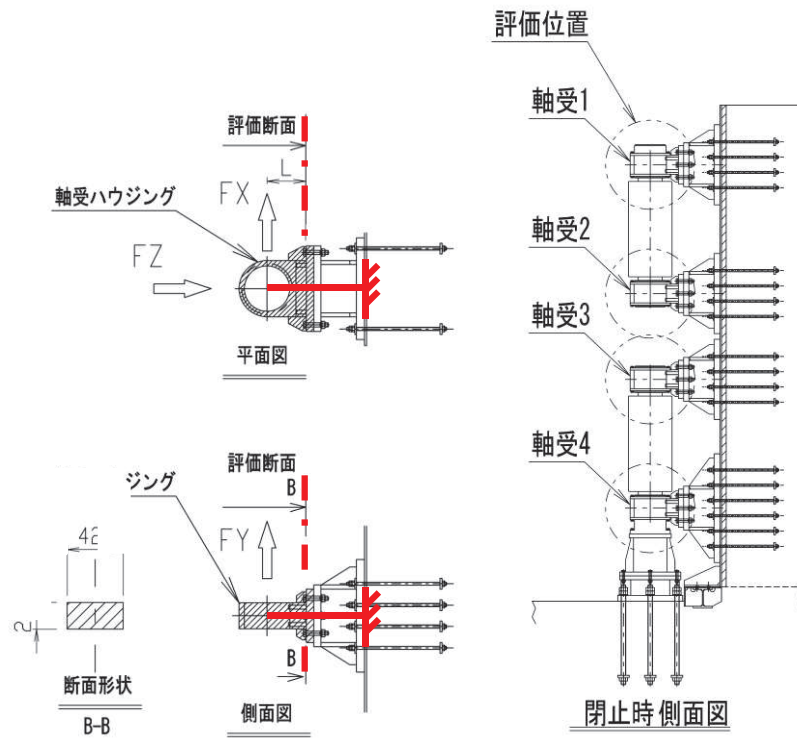


図 15.3-14 軸受ハウジング接合部の構造概要及び計算モデルの概念図

この断面に生じる応力度について以下の式にて計算する。

$$\sigma = \frac{|F_Z|}{A} + \frac{|F_X \times L|}{Z_X} + \frac{|F_Y \times L|}{Z_Y}$$

$$\tau = \frac{|F_X|}{A} + \frac{|F_Y|}{A}$$

$$\kappa = \sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2} \div \sigma_{as}$$

軸受ハウジング接合部の計算諸元を表 15.3-21 に示す。

表 15.3-21 軸受ハウジング接合部の計算諸元

記号	定義	単位
σ	垂直応力度	N/mm ²
τ	せん断応力度	N/mm ²
κ	合成応力度	—
σ_{as}	短期許容軸引張応力度	N/mm ²
F_z	軸受に生じる津波作用方向荷重	N
F_x	軸受に生じる扉体軸方向荷重	N
F_y	軸受に生じる鉛直方向荷重	N
A	全断面積	mm ²
Z_y	水平方向周り断面係数	mm ³
Z_x	鉛直方向周り断面係数	mm ³
L	軸受中心から評価断面までの距離	mm

d. ヒンジ部（軸受ハウジング固定ボルト）

軸受ハウジングを固定するボルトについて評価する。

鋼製扉の支点反力として回転軸中心に生じた荷重がボルトに引張及びせん断力として作用するものとして評価する。

軸受けハウジング固定ボルトの構造概要及び計算モデルの概念図を図 15.3-15 に示す。

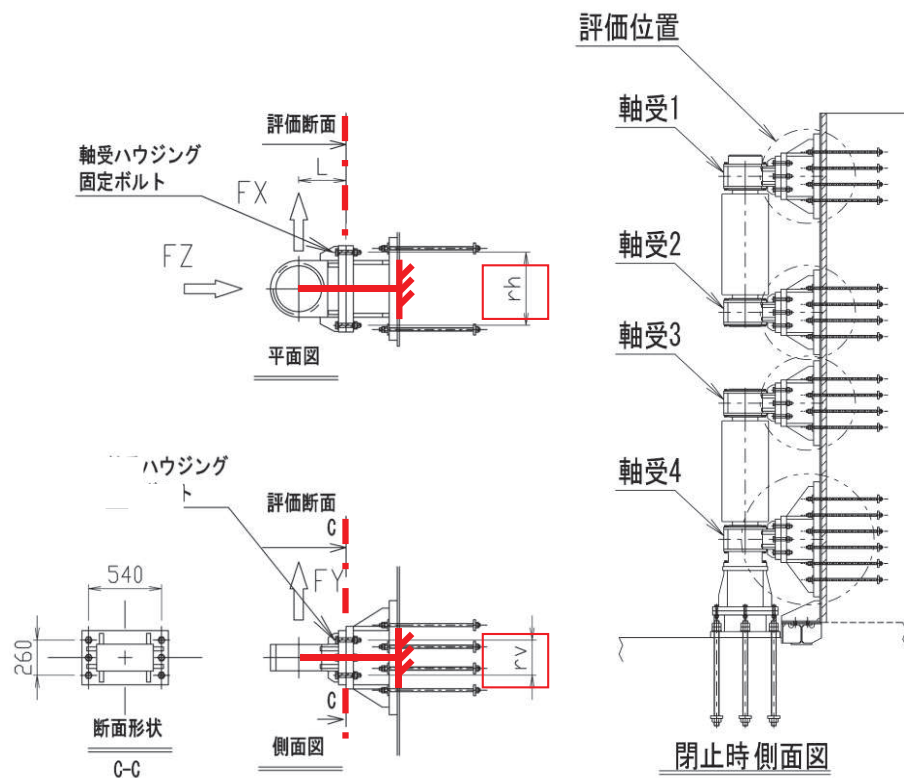


図 15.3-15 軸受ハウジング固定ボルトの概要図

ボルトに生じる応力度は、津波作用方向荷重による軸力と荷重が作用する回転軸の中心からボルトまでの距離を考慮したモーメントによる軸力の足し合わせを考慮した引張応力度を求める。また各方向のせん断力を足し合わせることでせん断応力度を求める。応力度は断面力に対し、荷重が伝達される断面のうち最小断面で割ることで求める。

各応力度を下記の式により計算する。

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

$$\tau = \frac{Q}{A_q}$$

$$\kappa = \sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2} \div \sigma_{as}$$

$$P = \frac{-F_z}{N} + \frac{|F_x| \times L}{r_h \times N_v} + \frac{|F_y| \times L}{r_v \times N_h}$$

$$Q = \frac{|F_x|}{N} + \frac{|F_y|}{N}$$

軸受ハウジング固定ボルトの計算諸元を表 15.3-22 に示す。

表 15.3-22 軸受ハウジング固定ボルトの計算諸元

記号	定義	単位
σ	軸引張応力度	N/mm ²
τ	せん断応力度	N/mm ²
κ	合成応力度	—
σ_{as}	短期許容軸引張応力度	N/mm ²
P	ボルトに生じる引張力	kN
Q	ボルトに生じるせん断力	kN
F_z	軸受に生じる津波作用方向荷重	kN
F_x	軸受に生じる扉体軸方向荷重	kN
F_y	軸受に生じる鉛直方向荷重	kN
N_v	1箇所固定ボルト縦列本数	本
N_h	1箇所固定ボルト横方向本数	本
N	1箇所固定ボルト全本数	本
r_h	水平ボルト最遠距離	mm
r_v	鉛直ボルト最遠距離	mm
L	回転軸中心から固定ボルトまでの距離	mm
D1	固定ボルトねじ部の呼び径	—
A	ねじの有効断面積	mm ²
D2	軸部の径	mm
A_q	軸部の有効断面積	mm ²

e. ヒンジ部（軸受ハウジングエンドプレート）

軸受ハウジングのエンドプレートに生じる曲げ応力度の評価を行う。

評価は、ボルトに生じる引張力に対して、ボルト穴中心から軸受ハウジングの鋼材端面までの片持ち梁として求めた曲げモーメントにより曲げ応力度を算出する。

軸受けハウジングエンドプレートの構造概要及び計算モデルの概念図を図 15.3-16 に示す。また、軸受ハウジングエンドプレートの検討イメージを図 15.3-17 に、軸受ハウジングエンドプレートの有効断面イメージを図 15.3-18 に示す。

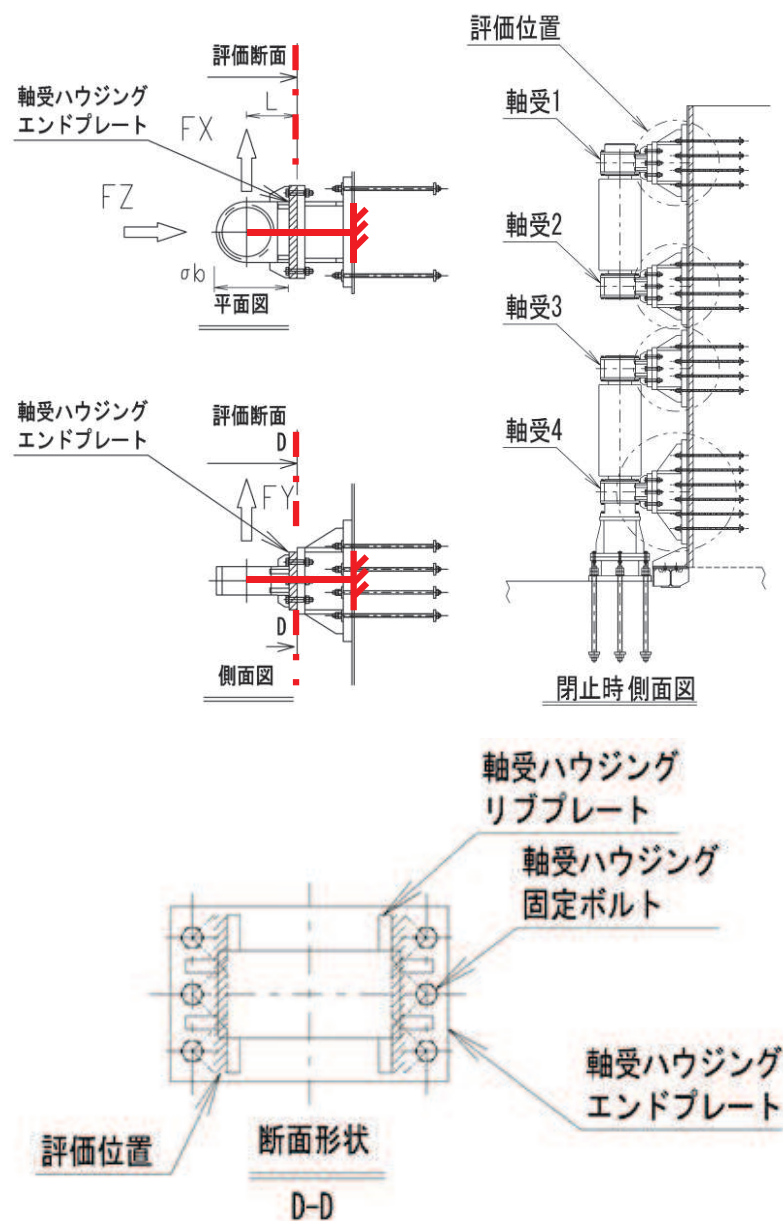


図 15.3-16 軸受ハウジングエンドプレートの構造概要及び計算モデルの概念図

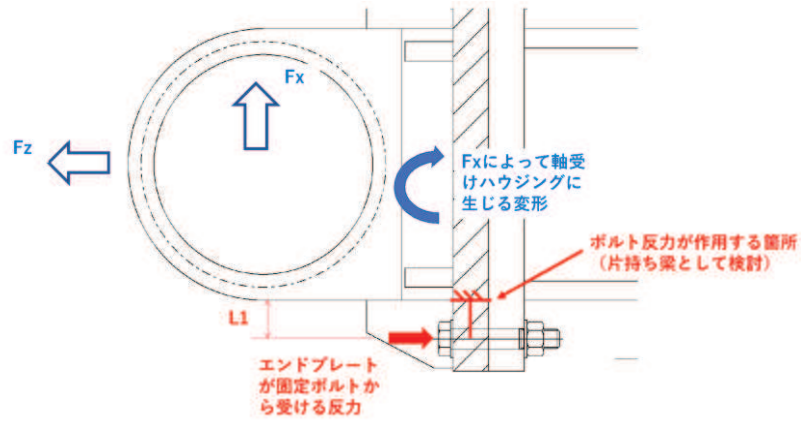


図 15.3-17 軸受ハウジングエンドプレートの検討イメージ

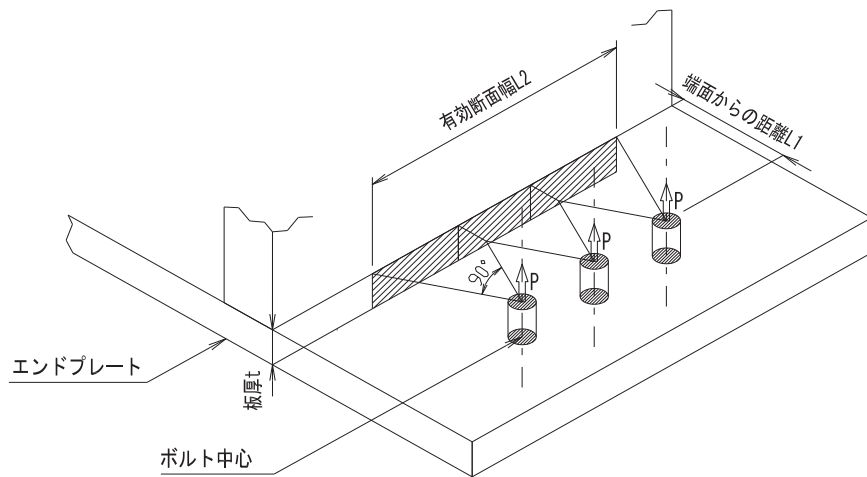


図 15.3-18 軸受ハウジングエンドプレートの有効断面イメージ

軸受ハウジングエンドプレートに生じる曲げ応力度は下記の式により計算する。

$$\sigma_b = \frac{P \times L_1}{Z} = \frac{P \times L_1}{L_2 \div N_v \times t^2 \div 6}$$

$$P = \frac{-F_z}{N} + \frac{|F_x| \times L}{r_h \times N_v} + \frac{|F_y| \times L}{r_v \times N_h}$$

エンドプレートの計算諸元を表 15.3-23 に示す。

表 15.3-23 エンドプレートの計算諸元

記号	定義	単位
σ_b	回転軸中心から評価位置までの距離	N/mm^2
P	ボルトに生じる引張力	kN
L_1	ハウジング端面からボルトまでの距離	mm
L_2	エンドプレートの総有効断面幅	mm
t	エンドプレートの板厚	mm
Z	断面係数	mm^3
N_v	1 箇所の固定ボルト縦列本数	本
N_h	1 箇所の固定ボルト横方向本数	本
N	1 箇所の固定ボルト全本数	本
r_h	水平ボルト最遠ピッチ	mm
r_v	鉛直ボルト最遠ピッチ	mm
L	回転軸中心から評価位置までの距離	mm

f. ヒンジ部（軸受支持金物）

軸受支承部のうち、以下に示す断面についての強度評価を行う。

本部材は躯体側に向かって断面形状が変化するため、保守的に部材の最大断面力が最小断面に作用した場合の評価を行う。

軸受支持金物の構造概要及び計算モデルの概念図を図 15.3-19 に示す。

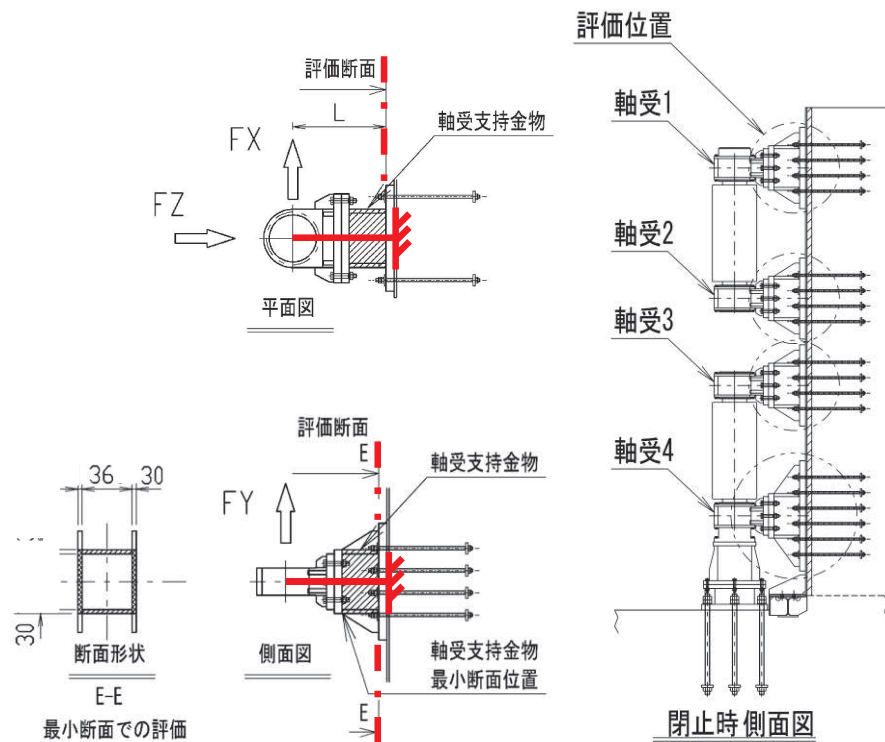


図 15.3-19 軸受支持金物の構造概要及び計算モデルの概念図

この断面に生じる応力度について以下の式にて計算する。

$$\sigma = \frac{|F_Z|}{A} + \frac{|F_X \times L|}{Z_X} + \frac{|F_Y \times L|}{Z_Y}$$

$$\tau = \frac{|F_X|}{A_X} + \frac{|F_Y|}{A_Y}$$

$$\kappa = \sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2} \div \sigma_{as}$$

軸受支持金物の計算諸元を表 15.3-24 に示す。

表 15.3-24 軸受支持金物の計算諸元

記号	定義	単位
σ	垂直応力度	N/mm ²
τ	せん断応力度	N/mm ²
κ	合成応力度	—
σ_{as}	短期許容軸引張応力度	N/mm ²
F_z	軸受に生じる津波作用方向荷重	kN
F_x	軸受に生じる扉体軸方向荷重	kN
F_y	軸受に生じる鉛直方向荷重	kN
A	全断面積	mm ²
A_y	せん断有効断面積(鉛直荷重)	mm ²
A_x	せん断有効断面積(水平荷重)	mm ²
Z_y	水平方向周り断面係数	mm ³
Z_x	鉛直方向周り断面係数	mm ³
L	回転軸中心から評価断面までの距離	mm

g. ヒンジ部（エンドプレート）

アンカーボルト引張力によってエンドプレートに生じる曲げ応力度の評価を行う。評価にあたっては、アンカーボルトに生じる引張力に対して、アンカーボルト穴中心から軸受支持金物端面までの片持ち梁として求めた曲げモーメントに対し有効断面幅で評価する。エンドプレートの有効断面幅は、ボルト穴中心から片側 45° の開きをもつ延長線上の範囲とし、隣接するボルトと有効断面が重複する箇所については二重に算定しないものとする。

エンドプレートの構造概要及び計算モデルの概念図を図 15.3-20 に示す。また、ヒンジ部エンドプレートの検討イメージを図 15.3-21、軸受ハウジングエンドプレートの有効断面イメージを図 15.3-22 に示す。

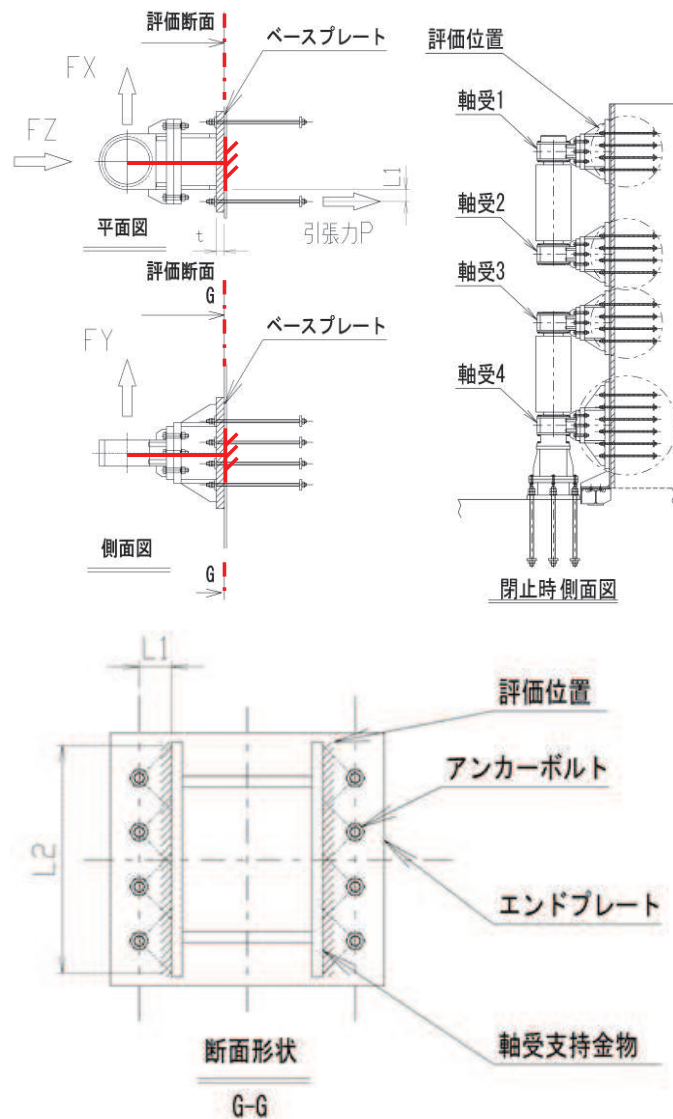


図 15.3-20 エンドプレート周辺の構造概要及び計算モデルの概念図

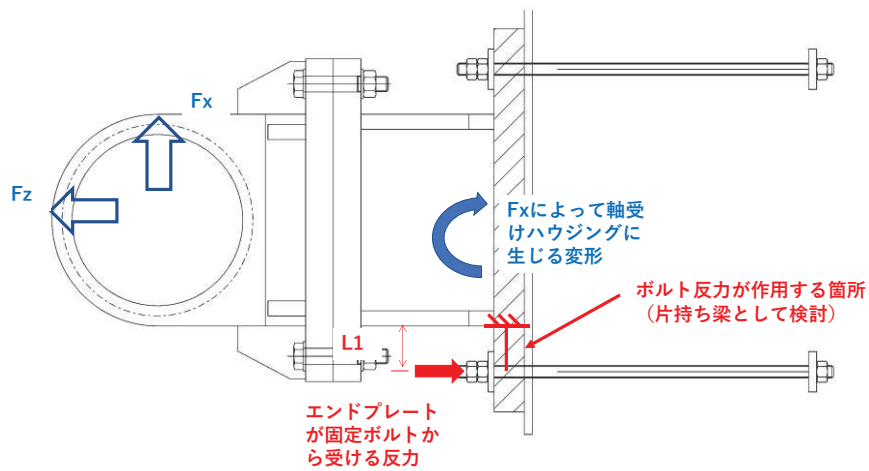


図 15.3-21 ヒンジ部エンドプレートの検討イメージ

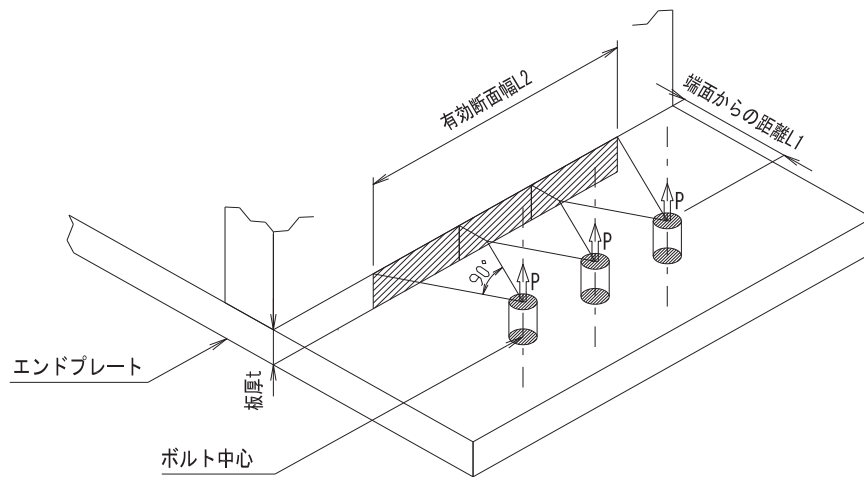


図 15.3-22 軸受ハウジングエンドプレートの有効断面イメージ

エンドプレートに生じる曲げ応力度は下記の式により計算する。

$$\sigma_b = \frac{P \times L_1}{Z} = \frac{P \times L_1}{L_2 \div N_V \times t^2 \div 6}$$

エンドプレート曲げ応力度の計算諸元を表 15.3-25 に示す。

表 15.3-25 エンドプレート曲げ応力度の計算諸元

記号	定義	単位
σ_b	曲げ応力度	N/mm ²
P	アンカーボルトに生じる引張力	kN
L ₁	ボルトから軸受支持金物端面までの距離	mm
L ₂	エンドプレートの有効断面幅	mm
t	エンドプレートの板厚	mm
N _v	軸受 1 箇所のアンカーボルト縦列本数	本
Z	断面係数	mm ³

h. ヒンジ部（エンドプレート下面コンクリート）

水平荷重支承部に作用する荷重によってエンドプレート下面のコンクリートに生じる支圧応力度の評価を行う。評価にあたってはアンカーボルトによって固定された範囲を有効幅として考慮する。

エンドプレートコンクリート支圧応力度に関する概要図を図 15.3-23 に示す。

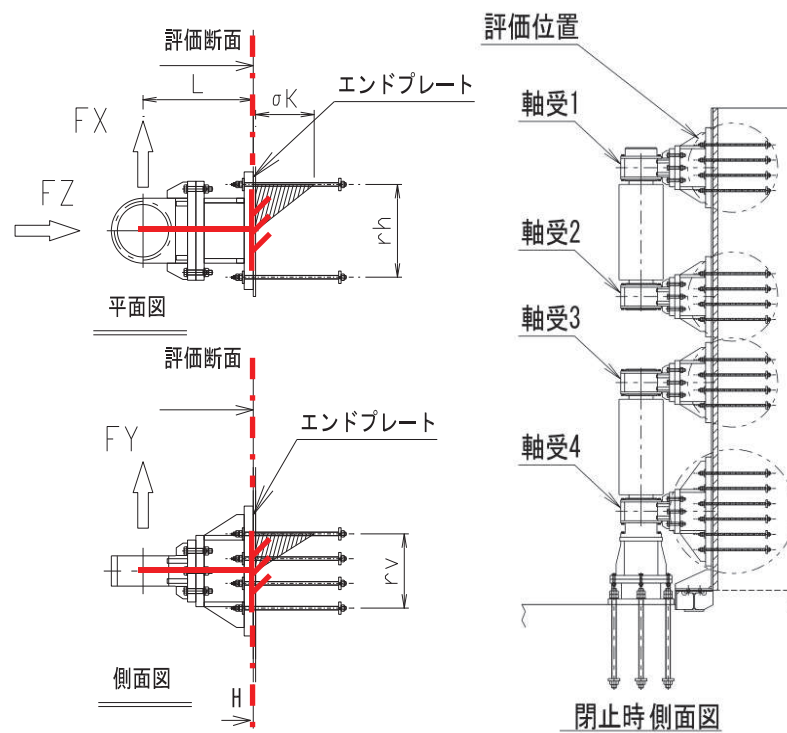


図 15.3-23 エンドプレートコンクリート支圧応力度に関する計算モデルの概念図

コンクリートの支圧応力度（圧縮力を正とする）は以下の式により計算する。

$$\sigma_K = \frac{F_Z}{r_h \times r_v} + |F_X| \times L \times \frac{6}{r_h^2 \times r_v} + |F_Y| \times L \times \frac{6}{r_h \times r_v^2}$$

コンクリート支圧応力度の計算諸元を表 15.3-26 に示す。

表 15.3-26 コンクリート支圧応力度の計算諸元（鋼製扉 2， 3）

記号	定義	単位
σ_K	コンクリートにはたらく支圧応力度	N/mm ²
L	回転軸中心から評価位置までの距離	mm
r_h	アンカーボルト最遠水平距離	mm
r_v	アンカーボルト最遠鉛直距離	mm

i. ヒンジ部（アンカーボルト）

軸受を躯体に支持し引張力を負担するアンカーボルトの評価を行う。

アンカーボルトの構造概要及び計算モデルの概念図を図 15.3-24 に示す。

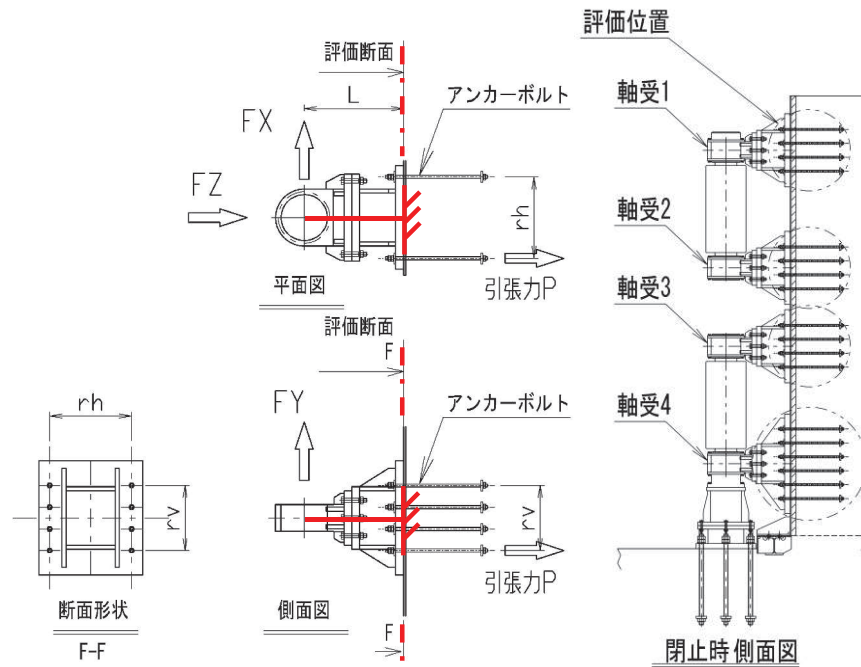


図 15.3-24 アンカーボルトの構造概要及び計算モデルの概念図

アンカーボルトに作用する荷重は下記の式により計算する。

$$P = \frac{-F_Z}{N} + \frac{|F_X| \times L}{r_h \times N_v} + \frac{|F_Y| \times L}{r_v \times N_h}$$

$$Q = \left| \frac{F_X}{N} \right| + \left| \frac{F_Y}{N} \right|$$

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

軸受アンカーボルトの計算諸元を表 15.3-27 に示す。

表 15.3-27 軸受アンカーボルトの計算諸元

記号	定義	単位
P	アンカーボルトに生じる引抜力	kN
Q	アンカーボルトに生じるせん断力	kN
κ	合成応力度	—
P_a	アンカーボルトの許容引張力	kN
Q_a	アンカーボルトの許容せん断力	kN
F_z	軸受に生じる津波作用方向荷重	kN
F_x	軸受に生じる扉体軸方向荷重	kN
F_y	軸受に生じる鉛直方向荷重	kN
N_v	軸受 1 箇所のアンカーボルト縦列本数	本
N_h	軸受 1 箇所のアンカーボルト横方向本数	本
N	軸受部 1 つあたりのアンカーボルト本数	本
r_h	アンカーボルト最遠水平距離	mm
r_v	アンカーボルト最遠鉛直距離	mm
L	回転軸中心から評価位置までの距離	mm

(3) ヒンジ鉛直荷重支承部（すべり軸受，支柱，鉛直荷重伝達部）

a. ヒンジ鉛直荷重支承部（すべり軸受）

鋼製扉に生じる鉛直荷重は，ヒンジ部を通してヒンジ部の下端に設けられた球面すべり軸受によって支持される。鉛直荷重により接触部に発生する支圧応力度について評価する。

すべり軸受の構造概要及び計算モデルの概念図を図 15.3-25 に示す。

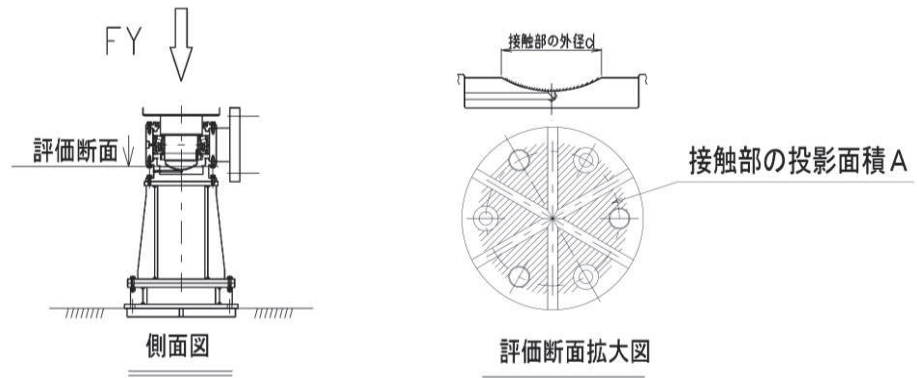


図 15.3-25 すべり軸受の構造概要及び計算モデルの概念図

地震時に鉛直方向荷重軸受に生じる面圧について，以下により計算する。

$$\sigma_K = -F_Y \div A$$

ここで，鉛直荷重支承部球面すべり軸受の計算諸元を表 15.3-28 に示す。

表 15.3-28 鉛直荷重支承部球面すべり軸受の計算諸元

記号	定義	単位
σ_K	球面軸受の支圧応力度	N/mm ²
F_Y	地震時鉛直荷重	kN
A	軸受有効接触部の投影面積	mm ²

b. ヒンジ鉛直荷重支承部（支柱）

鉛直荷重支承部の支柱について評価する。評価にあたっては、地震時鉛直方向荷重及び鉛直荷重を支持する軸受接触部の摩擦力に起因する鉛直方向周りのねじりモーメントによる発生応力度について評価する。

支柱の構造概要及び計算モデルの概念図を図 15.3-26 に示す。

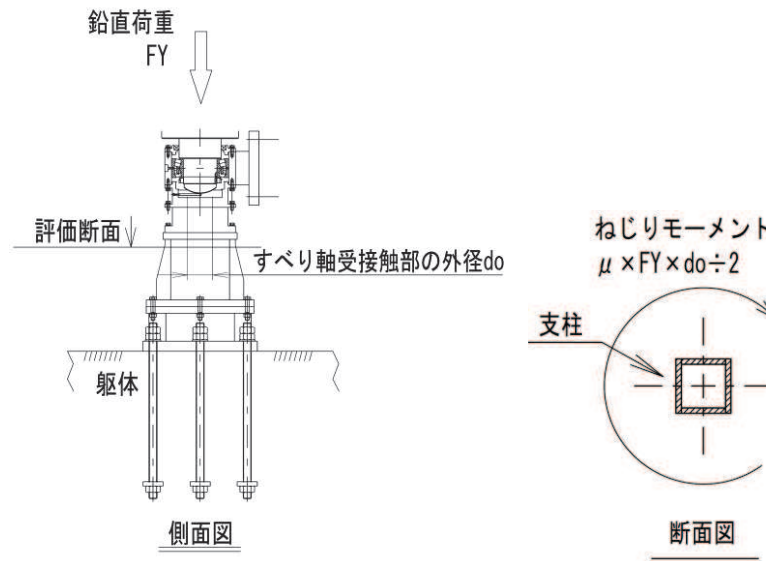


図 15.3-26 支柱の構造概要及び計算モデルの概念図

支柱に生じる垂直応力度，せん断応力度及び合成応力度について以下の式により計算する。

$$\sigma = F_Y \div A$$

$$\tau = \mu \times F_Y \times d_o \div 2 \div Z_p$$

$$\kappa = \sqrt{\sigma^2 + 3 \times \tau^2} \div \sigma_a$$

ここで、支柱の計算諸元を表 15.3-29 に示す。

表 15.3-29 支柱の計算諸元

記号	定義	単位
σ	垂直応力度	N/mm ²
τ	せん断応力度	N/mm ²
κ	合成応力度	—
F_Y	鉛直荷重	kN
A	断面積	mm ²
Z_p	極断面係数	mm ³
d_o	接触部外径	mm
μ	摩擦係数	—

c. ヒンジ鉛直荷重支承部（鉛直上向き荷重伝達部）

鉛直荷重支承部の鉛直上向き荷重伝達部について評価する。

鉛直上向き荷重伝達部の構造概要及び計算モデルの概念図を図 15.3-27 に示す。

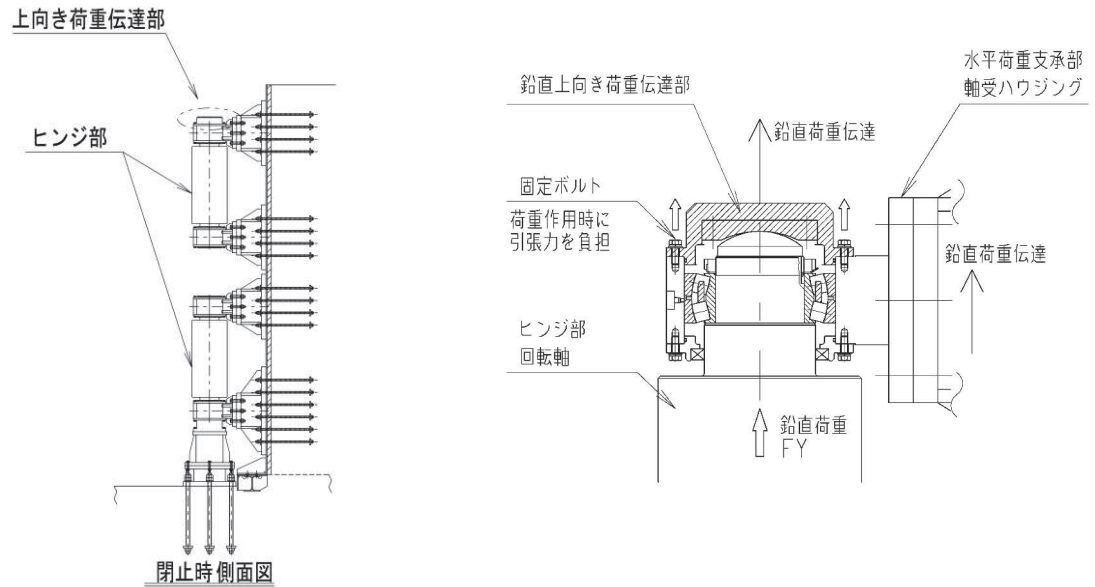


図 15.3-27 鉛直上向き荷重伝達部の概要図

評価にあたっては、鉛直上向き荷重伝達部を固定するボルトの短期許容応力度より、鉛直上向き荷重を全ボルトで負担するものとして鉛直上向き荷重伝達部の許容限界を定める。許容限界は下記の式により計算する。

$$P_{as} = \sigma_{as} \times N \times A$$

ここで、鉛直上向き荷重伝達部の許容限界の計算諸元を表 15.3-30 に示す。

表 15.3-30 鉛直上向き荷重伝達部の許容限界の計算諸元

記号	定義	単位
P_{as}	鉛直上向き荷重伝達部の短期許容荷重	kN
N	ボルトの本数	本
—	ボルトの呼び径	—
A	ボルトの有効断面積	mm ²
—	ボルトの材質	—
σ_a	長期許容軸引張応力度	N/mm ²
σ_{as}	短期許容軸引張応力度	N/mm ²

3.2.3 評価結果

ヒンジ部水平荷重支承部及び鉛直荷重支承部における扉体軸方向荷重が作用した場合の照査結果を表 15.3-31～表 15.3-41 に示す。

部材によっては断面形状の違い等から、扉体及び構造全体系の弱軸方向である扉体軸直角方向に対しての荷重に対する照査から若干の上振れはあるものの、発生応力等が許容限界以内に収まっており、保守的な設計震度を用いていることも踏まえ、十分な安全裕度を有する事を確認した。

表 15.3-31(1) 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（ころがり軸受））（鋼製扉 2）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
軸受 1	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	作用荷重 (KN)	457	1670	0.28
軸受 2	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)		313	1670	0.19
軸受 3	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)		361	1670	0.22
軸受 4	4 ($G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)		636	1670	0.39

表 15.3-31(2) 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（ころがり軸受））（鋼製扉 3）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
軸受 1	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	作用荷重 (KN)	221	1670	0.14
軸受 2	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)		160	1670	0.10
軸受 3	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)		233	1670	0.14
軸受 4	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)		397	1670	0.24

表 15.3-32(1) 照査結果 (ヒンジ部水平荷重支承部 (軸受けハウジング円筒部))
(鋼製扉 2)

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
軸受 1	1 ($G + 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	垂直応力度 (N/mm^2)	—*	222	—*
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	31	127	0.25
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (—)	0.24	1.1	0.22
軸受 2	1 ($G + 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	垂直応力度 (N/mm^2)	—*	222	—*
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	22	127	0.18
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (—)	0.17	1.1	0.16
軸受 3	1 ($G + 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	垂直応力度 (N/mm^2)	—*	222	—*
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	25	127	0.20
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (—)	0.19	1.1	0.18
軸受 4	1 ($G + 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	垂直応力度 (N/mm^2)	—*	222	—*
	4 ($G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	42	127	0.34
	4 ($G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (—)	0.33	1.1	0.30

注記* : 軸応力度方向 (壁軸直交方向) 荷重が生じていない

表 15.3-32(2) 照査結果 (ヒンジ部水平荷重支承部 (軸受けハウジング円筒部))
(鋼製扉 3)

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
軸受 1	1 ($G + 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	—*	222	—*
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	16	127	0.13
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (—)	0.12	1.1	0.11
軸受 2	1 ($G + 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	—*	222	—*
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	12	127	0.10
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (—)	0.09	1.1	0.09
軸受 3	1 ($G + 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	—*	222	—*
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	16	127	0.13
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (—)	0.13	1.1	0.12
軸受 4	1 ($G + 1.0 S_{SH} + 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	—*	222	—*
	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	28	127	0.23
	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	合成応力度 (—)	0.22	1.1	0.20

注記* : 軸応力度方向 (壁軸直交方向) 荷重が生じていない

表 15.3-33(1) 照査結果 (ヒンジ部水平荷重支承部 (軸受けハウジング接合部))
(鋼製扉 2)

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
軸受 1	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	26	222	0.12
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	6	127	0.05
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.13	1.1	0.12
軸受 2	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	18	222	0.09
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	4	127	0.04
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.09	1.1	0.09
軸受 3	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	21	222	0.10
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	5	127	0.04
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.10	1.1	0.10
軸受 4	4 ($G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	35	222	0.16
	4 ($G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	8	127	0.07
	4 ($G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.17	1.1	0.16

表 15.3-33(2) 照査結果 (ヒンジ部水平荷重支承部 (軸受けハウジング接合部))
(鋼製扉 3)

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
軸受 1	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	13	222	0.06
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	3	127	0.03
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.07	1.1	0.07
軸受 2	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	10	222	0.05
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	3	127	0.03
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.05	1.1	0.05
軸受 3	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	14	222	0.07
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	3	127	0.03
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.07	1.1	0.07
軸受 4	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	24	222	0.11
	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	6	127	0.05
	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.12	1.1	0.11

表 15.3-34(1) 照査結果 (ヒンジ部水平荷重支承部 (軸受けハウジング固定ボルト))
(鋼製扉 2)

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
軸受 1	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	197	447	0.45
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	100	258	0.39
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.59	1.1	0.54
軸受 2	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	143	447	0.32
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	69	258	0.27
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.42	1.1	0.39
軸受 3	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	162	447	0.37
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	79	258	0.31
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.48	1.1	0.44
軸受 4	4 ($G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	271	447	0.61
	4 ($G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	137	258	0.54
	4 ($G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.81	1.1	0.74

表 15.3-34(2) 照査結果 (ヒンジ部水平荷重支承部 (軸受けハウジング固定ボルト))
(鋼製扉 3)

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
軸受 1	7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	108	447	0.25
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	50	258	0.20
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.31	1.1	0.29
軸受 2	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	83	447	0.19
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	37	258	0.15
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.24	1.1	0.22
軸受 3	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	112	447	0.26
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	52	258	0.21
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.32	1.1	0.30
軸受 4	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	190	447	0.43
	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	89	258	0.35
	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.55	1.1	0.50

表 15.3-35(1) 照査結果 (ヒンジ部水平荷重支承部
(軸受けハウジングエンドプレート)) (鋼製扉 2)

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
軸受 1	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	126	222	0.57
軸受 2	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)		91	222	0.41
軸受 3	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)		103	222	0.47
軸受 4	4 ($G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)		173	222	0.78

表 15.3-35(2) 照査結果 (ヒンジ部水平荷重支承部
(軸受けハウジングエンドプレート)) (鋼製扉 3)

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
軸受 1	7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	80	222	0.37
軸受 2	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)		62	222	0.28
軸受 3	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)		83	222	0.38
軸受 4	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)		141	222	0.64

表 15.3-36(1) 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（軸受支持金物））（鋼製扉 2）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
軸受 1	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	53	237	0.23
	7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	22	136	0.17
	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.28	1.1	0.26
軸受 2	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	37	237	0.16
	7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	16	136	0.12
	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.19	1.1	0.18
軸受 3	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	42	237	0.18
	7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	18	136	0.14
	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.22	1.1	0.20
軸受 4	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	72	237	0.31
	7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	31	136	0.23
	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.38	1.1	0.35

表 15.3-36(2) 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（軸受支持金物））（鋼製扉 3）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
軸受 1	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	26	237	0.11
	7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	11	136	0.09
	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.14	1.1	0.13
軸受 2	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	20	237	0.09
	7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	9	136	0.07
	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.10	1.1	0.10
軸受 3	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	28	237	0.12
	7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	12	136	0.09
	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.15	1.1	0.14
軸受 4	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	47	237	0.20
	7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	20	136	0.15
	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.25	1.1	0.23

表 15.3-37(1) 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（エンドプレート））（鋼製扉 2）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
軸受 1	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	103	222	0.47
軸受 2	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)		105	222	0.48
軸受 3	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)		119	222	0.54
軸受 4	4 ($G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)		135	222	0.61

表 15.3-37(2) 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（エンドプレート））（鋼製扉 3）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
軸受 1	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	78	222	0.36
軸受 2	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)		60	222	0.28
軸受 3	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)		81	222	0.37
軸受 4	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)		93	222	0.42

表 15.3-38(1) 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（アンカーボルト））（鋼製扉 2）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
軸受 1	2 (G + 1.0 S _{SH} - 0.4 S _{SV})	引張力 (kN)	104	182	0.58
	2 (G + 1.0 S _{SH} - 0.4 S _{SV})	せん断力 (kN)	40	103	0.39
	2 (G + 1.0 S _{SH} - 0.4 S _{SV})	合成応力度 (-)	0.48	1	0.48
軸受 2	2 (G + 1.0 S _{SH} - 0.4 S _{SV})	引張力 (kN)	111	182	0.61
	2 (G + 1.0 S _{SH} - 0.4 S _{SV})	せん断力 (kN)	42	103	0.41
	2 (G + 1.0 S _{SH} - 0.4 S _{SV})	合成応力度 (-)	0.53	1	0.53
軸受 3	2 (G + 1.0 S _{SH} - 0.4 S _{SV})	引張力 (kN)	125	182	0.69
	2 (G + 1.0 S _{SH} - 0.4 S _{SV})	せん断力 (kN)	48	103	0.47
	2 (G + 1.0 S _{SH} - 0.4 S _{SV})	合成応力度 (-)	0.69	1	0.69
軸受 4	4 (G - 1.0 S _{SH} - 0.4 S _{SV})	引張力 (kN)	140	182	0.77
	4 (G - 1.0 S _{SH} - 0.4 S _{SV})	せん断力 (kN)	55	103	0.54
	4 (G - 1.0 S _{SH} - 0.4 S _{SV})	合成応力度 (-)	0.87	1	0.87

表 15.3-38(2) 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（アンカーボルト））（鋼製扉 3）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
軸受 1	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	引張力 (kN)	82	182	0.46
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	せん断力 (kN)	30	112	0.27
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.27	1	0.27
軸受 2	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	引張力 (kN)	63	182	0.35
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	せん断力 (kN)	23	112	0.21
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.16	1	0.16
軸受 3	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	引張力 (kN)	85	182	0.47
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	せん断力 (kN)	32	112	0.29
	2 ($G + 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.30	1	0.30
軸受 4	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	引張力 (kN)	96	182	0.53
	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断力 (kN)	36	112	0.33
	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.38	1	0.38

表 15.3-39(1) 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（すべり軸受））（鋼製扉 2）

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	支圧応力度 (N/mm^2)	33	67	0.50

表 15.3-39(2) 照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（すべり軸受））（鋼製扉 3）

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	支圧応力度 (N/mm^2)	34	67	0.51

表 15.3-40(1) 照査結果（ヒンジ部鉛直荷重支承部（支柱））（鋼製扉 2）

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	垂直応力度 (N/mm^2)	25	160	0.16
7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	3	93	0.04
7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.16	1.1	0.15

表 15.3-40(2) 照査結果（ヒンジ部鉛直荷重支承部（支柱））（鋼製扉 3）

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	垂直応力度 (N/mm^2)	23	160	0.15
7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	3	93	0.04
7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.15	1.1	0.14

表 15.3-41(1) 照査結果（ヒンジ上向き荷重伝達部（蓋固定ボルト））（鋼製扉 2）

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
5 ($G + 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	作用荷重 (KN)	65	444	0.15

表 15.3-41(2) 照査結果（ヒンジ上向き荷重伝達部（蓋固定ボルト））（鋼製扉 3）

荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
5 ($G + 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	作用荷重 (KN)	33	333	0.10

4. まとめ

本資料では、支承部の構造概要を示した上で、構造選定において参照したダム・堰技術基準及び道路橋支承便覧に示されている類似の支承構造との比較を示すとともに、支承部の設計概要と支承の支持構造の不確かさを考慮した影響検討結果について示した。

支承部の構造形式については、「2. 支承部の構造について」に示すとおり、構造全体として合理的に設計裕度を確保するために、支承部が分担する機能（荷重支持）を水平・鉛直に分離した構造としており、一般産業施設として、ダム・堰技術基準を参照した構造であり、道路橋支承便覧に示される類似の支承構造と比較しても、同様な構造形式であり特異性の無い構造となっている。

その上で、「3. 支承部の設計について」に示すとおり、支持構造の不確かさを考慮した検討等を含め、基準地震動 S_s 及び基準津波に対して概ね弾性範囲内（短期許容応力度等以下）に留まる強度を有することを確認しており、津波防護施設としての技術基準への適合性を有していると判断される。

(参考資料 16) 杭周面摩擦力の算定に用いる盛土のN値について

1. 概要

杭基礎構造防潮壁の極限支持力（引き抜き）の許容限界については、「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に示すとおり、道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に示される杭周の最大周面摩擦力度を考慮する方針としている。

盛土の最大周面摩擦力度の算定にあたっては，図 16-1 に示すプレボーリング工法（砂質土）を適用しN値を用いて算定する。ここで，N値については，敷地内の標準貫入試験データを参照する方法も考えられるが，設置変更許可申請書に記載しており，敷地の代表性を確認している物性値であるせん断抵抗角 ϕ を用いN値を求める方法としている。換算方法は，道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に示されているN値とせん断抵抗角 ϕ の関係式（図 16-2，以下，「道路橋示方書式」という。）を用いる。

本資料では，せん断抵抗角 ϕ を用いて道路橋示方書式から求めたN値（以下，換算N値という。）を極限支持力の算定に用いることの妥当性の確認として，標準貫入試験により得られているN値（以下，実測N値という。）との比較を行った上で，実測N値を用いた場合の耐震評価結果への影響について確認する。

表-解 12.4.5 最大周面摩擦力度 (kN/m²)

施工方法 \ 地盤の種類	砂質土	粘性土
打込み杭工法 (打撃工法, バイプロハンマ工法)	2N (≦100)	c又は10N (≦150)
場所打ち杭工法	5N (≦200)	c又は10N (≦150)
中掘り杭工法	2N (≦100)	0.8c又は8N (≦100)
プレボーリング杭工法	5N (≦150)	c又は10N (≦100)
鋼管ソイルセメント杭工法	10N (≦200)	c又は10N (≦200)

ただし，cは地盤の粘着力 (kN/m²)，Nは標準貫入試験のN値

図 16-1 極限支持力の算定に用いる最大周面摩擦力度
(道路橋示方書IV下部工編 (H14) より抜粋)

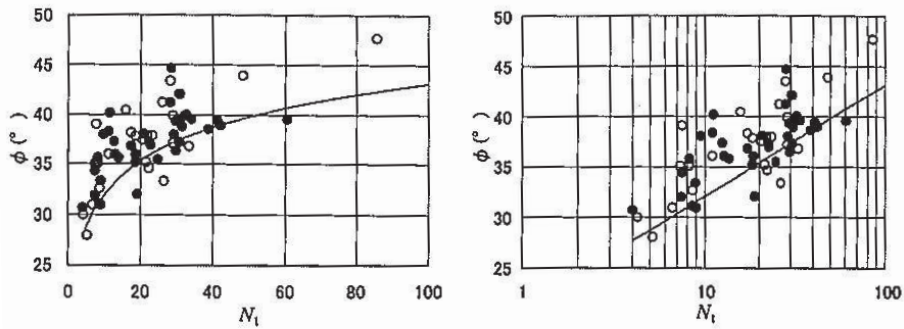
$$\phi = 4.8 \log N_1 + 21, \quad (N > 5) \dots\dots\dots (参 8.1)$$

$$N_1 = \frac{170N}{\sigma'_v + 70} \dots\dots\dots (参 8.2)$$

$$\sigma'_v = \gamma_{t1} h_w + \gamma'_{t2} (x - h_w) \dots\dots\dots (参 8.3)$$

ここに,

- ϕ : 砂のせん断抵抗角 (°)
- σ'_v : 有効上載圧 (kN/m²) で、標準貫入試験を実施した時点の値
- N_1 : 有効上載圧 100kN/m² 相当に換算した N 値。ただし、原位置の σ'_v が $\sigma'_v < 50$ kN/m² である場合には、 $\sigma'_v = 50$ kN/m² として算出する。
- N : 標準貫入試験から得られる N 値
- γ_{t1} : 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量 (kN/m³)
- γ'_{t2} : 地下水位面より深い位置での土の単位体積重量 (kN/m³)
- x : 地表面からの深さ (m)
- h_w : 地下水位の深さ (m)



○ : 凍結サンプリングによる試料, ● : その他のサンプリング方法による試料

図-参 8.1 砂質土の三軸圧縮試験結果と N_1 の関係

図 16-2 N 値とせん断抵抗角 ϕ の関係式*
(道路橋示方書IV下部工編 (H14) より引用)

注記* : 上記式は標準貫入試験により得られた N 値を用いて N_1 を求めた上で、せん断抵抗角 ϕ を推定する式であるが、防潮壁の耐震評価においては、せん断抵抗角 ϕ から N_1 を求め、 N_1 を用い N 値を求めている。

2. 妥当性確認

2.1 換算N値と実測N値との比較

換算N値と実測N値の関係性を図 16-3 に、整理に用いたN値の取得範囲を図 16-4 に示す。実測N値は、防潮壁近傍で取得されているデータの場合と、よりデータ数が多い2号機及び3号機エリア全体（「補足 600-1 地盤の支持性能について」に示すエリア②・③）を対象とした場合の2パターン整理した。

比較の結果、換算N値と実測N値は、防潮壁近傍で取得されているデータの場合には深度によっては乖離が認められるものの、いずれも深度方向に漸増しており、分布の傾向や平均的な値としては概ね一致していることを確認した。

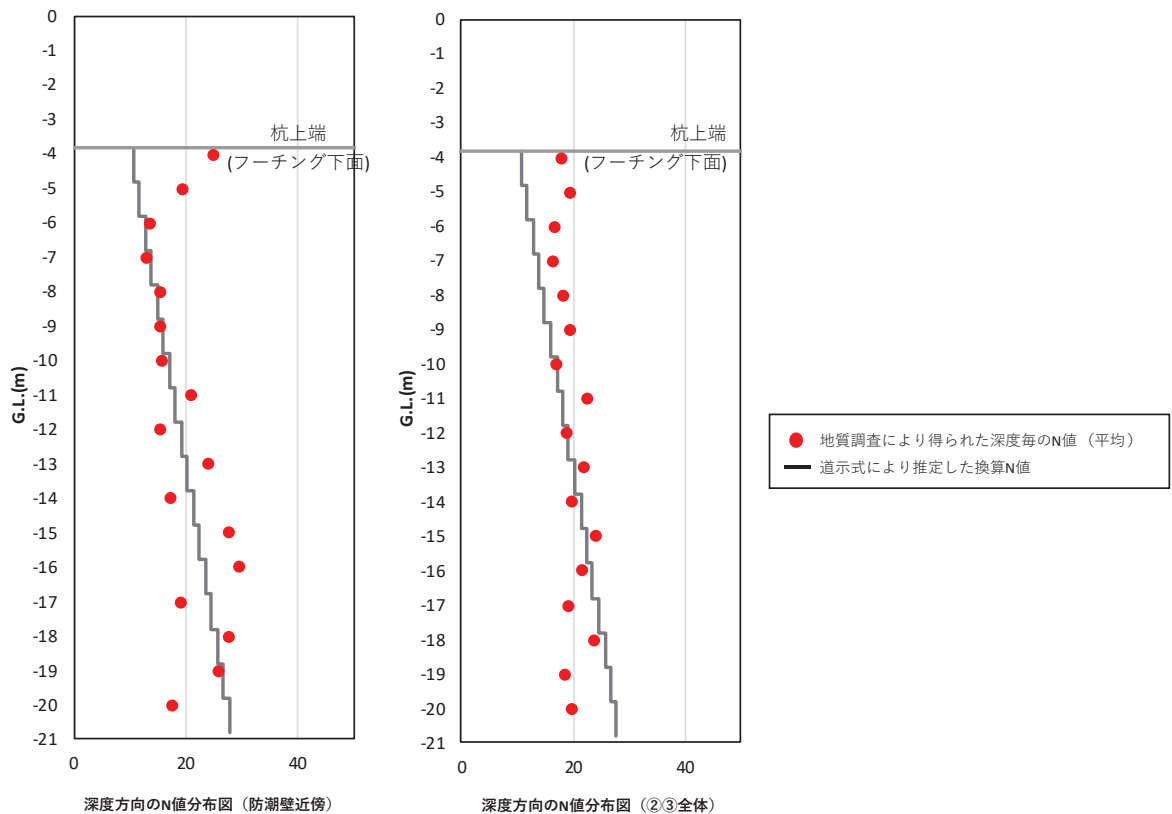


図 16-3 道示式による換算N値と標準貫入試験により取得したN値の関係

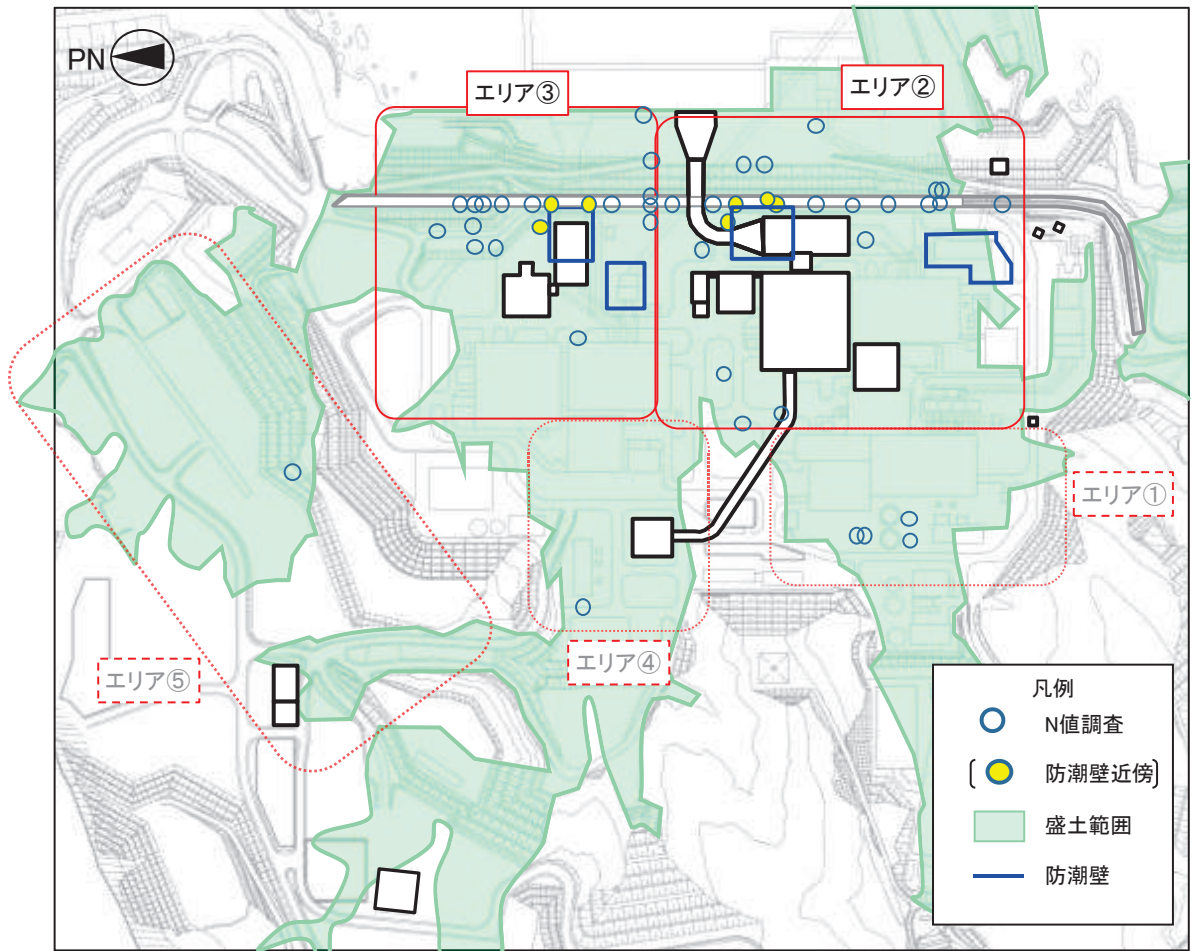


図 16-4 換算N値との対応を確認するために整理したN値の取得位置

2.2 実測N値を適用した場合の耐震評価結果への影響

実測N値を適用した場合の、耐震及び強度評価結果への影響を確認する。

影響評価は、下記に示す耐震及び強度評価（基礎地盤照査（引き抜き））と負の周面摩擦力の影響評価結果に対して、評価に用いている換算N値に対して実測N値（防潮壁近傍及び②・③エリア全体）を適用した場合の照査を行う。

- ・ 6.3.1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- ・ 6.3.2 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- ・ 6.3.3 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の耐震性についての計算書に関する補足説明
- ・ 6.3.4 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算書に関する補足説明
- ・ 6.3.5 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の強度計算書に関する補足説明
- ・ 6.3.6 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の強度計算書に関する補足説明
- ・ 参考資料11 揺すり込み沈下による負の周面摩擦力の影響について

(1) 基礎地盤（引き抜き）照査

基礎地盤（引き抜き）照査において最も照査値が厳しい鋼製遮水壁（鋼桁）の鋼桁5を代表に影響評価を行う。

評価結果を表16-1に示す。実測N値を適用した場合でも、照査値に有意な差は無い結果となった。

表 16-1 基礎地盤の支持性能評価結果（引き抜き）（鋼桁5）

検討ケース	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	許容限界	照査値
				杭頭軸力(kN) (a)	R_{ua} (kN) (b)	R_a/R_{ua} (a/b)
a. 換算N値	S _s -N1 (++)	桁軸 直交	①	-6555	7384	0.89
b. 実測N値 (防潮壁近傍)					7929	0.83
c. 実測N値 (②・③全体)					8128	0.81

(2) 負の周面摩擦力の影響を考慮した場合の照査

鋼管杭の照査（曲げ軸力）及び支持力照査（押し込み）において、照査値が最も厳しい鋼桁 4 及び鋼桁 6 を代表に影響評価を行う。

評価結果を表 16-2 に示す。実測 N 値を適用した場合でも、照査値に有意な差は無い結果となった。

表 16-2 (1) 負の周面摩擦力の影響を考慮した場合における
鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（地震時：鋼板断面③）

検討ケース	地震動	解析 ケース	発生断面力		降伏曲げモーメント (kN・m)	照査値
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)		
a. 換算 N 値 (=参考 11)	S s - N 1 (++)	②	10384* ¹	4084 (3165)* ²	20229	0.52
b. 実測 N 値 (防潮壁近傍)				4500 (3581)* ²	20079	0.52
c. 実測 N 値 (②・③全体)				4906 (3987)* ²	19933	0.53

注記*：負の周面摩擦力による軸力増分を示す。

表 16-2 (2) 負の周面摩擦力の影響を考慮した場合における
基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（地震時：鋼桁 6）

検討ケース	評価 位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	応力度 R _a (N/mm ²) (a)	許容限界 R _{u a} (N/mm ²) (b)	照査値 R _a / R _{u a} (a/b)
				杭頭軸力 (kN)			
a. 換算 N 値 (=参考 11)	基礎 2-3	S s - N 1 (++)	①	18318 (7695)* ¹	8.7* ²	11.4	0.77
b. 実測 N 値 (防潮壁近傍)				18440 (7817)* ¹	8.7* ²		0.77
c. 実測 N 値 (②・③全体)				18540 (7917)* ¹¹	8.8* ²		0.78

注記*1：負の周面摩擦力による軸力増分を示す。

*2：正の周面摩擦力による抵抗分を考慮。

3. まとめ

盛土の最大周面摩擦力度の算定にあたって参照するN値について、設置変更許可申請書に記載しており、敷地の代表性を確認している物性値であるせん断抵抗角 ϕ を用いN値を求める方法として、道路橋示方書式を用いていることに対し、その妥当性について確認した。

妥当性確認として、道路橋示方書式に基づき算出した換算N値と標準貫入試験により取得されている実測N値の比較を行い、概ね一致していることを確認した。また、実測N値を適用した場合の耐震・強度評価結果への影響について、有意な影響がないことを確認した。

以上のことから、設置変更許可申請書に記載している盛土のせん断抵抗角 ϕ を用いて道路橋示方書式から求めた換算N値を極限支持力の算定に用いることについて、負の周面摩擦力による影響の観点も含め、妥当であると判断される。

(参考資料 17) 鋼製支柱接合部の設計の考え方について

1. 概要

鋼製遮水壁（鋼板）は、十分に遮水性のある鋼板を、フーチングと一体となった鋼製支柱にボルト接合により設置する構造としており、鋼製支柱は、フーチング及びにペDESTALに根入れすることで、一体で鋼板に作用する津波荷重等に抵抗する設計としている。

このフーチング及びにペDESTALと鋼製支柱の接合部（以下、鋼製支柱接合部という。）については、「複合構造標準示方書（2014年，土木学会）」及び「鋼構造接合部設計指針（日本建築学会）」を参照し、支圧，押し抜きせん断及びペDESTAL部の曲げ・せん断に対する耐震評価を行っている。

本資料では，鋼製支柱接合部の耐震評価において参照している「複合構造標準示方書（2014年，土木学会）」及び「鋼構造接合部設計指針（日本建築学会）」の設計体系を整理した上で，鋼製支柱接合部の設計方針及びその考え方について示す。

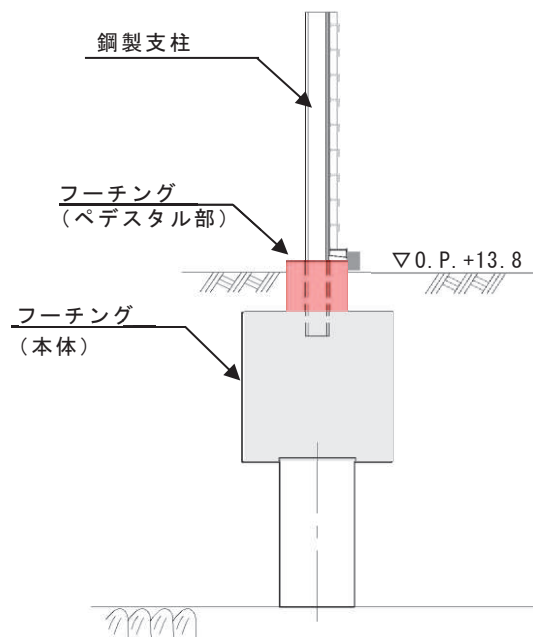


図 17-1 鋼製支柱接合部の概要

2. 規格基準類の整理

2.1 複合構造標準示方書について

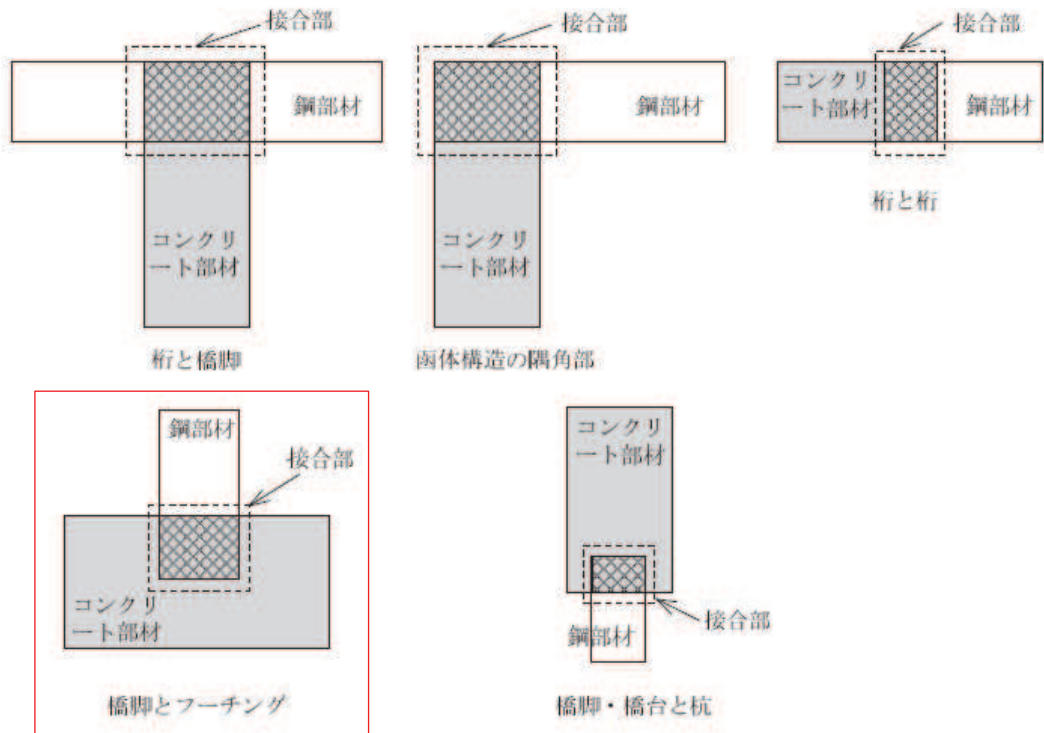
複合構造標準示方書（2014年，土木学会）の適用範囲に関して，“鋼とコンクリートなどで構成される一般の複合構造物の設計の標準仕様を示すものである”と記されている。

このうち，異種部材接合部編において，図 17-1 に示すよう”桁と橋脚，柱と杭，函体構造の隅角部，桁と桁，橋脚とフーチング等の部位”を想定した仕様を規定しており，橋脚とフーチングに示される直角方式-埋め込み接合の場合，鋼材から伝達される曲げモーメントやせん断力によって接合部に生じる鋼材とコンクリート間の支圧と摩擦が主な荷重の伝達要素（損傷モード）として，安全性照査に関する設計手法が示されている。

鋼製遮水壁（鋼板）の鋼製支柱のフーチング接合部については，フーチングに鋼製支柱に根入れすることで，鋼板に作用する津波荷重等をフーチングに荷重を伝達し抵抗する設計としていることを踏まえ，構造や荷重の伝達機構の観点から適用性を有するものと考えられる。

よって，設計確認項目としては，「複合構造標準示方書（2014年，土木学会）」を参照し，鋼製支柱根入れ部に生じる曲げモーメント・軸力及びせん断力によって鋼材からフーチング部及びペDESTAL部に伝達される支圧荷重に対して，健全性を確認する方針としている。なお，摩擦については，本構造について上部構造が軽量かつ作用荷重も水平方向の荷重が支配的であるため，後述のとおり引き抜き力が根入れ長に基づく付着強度に対して十分な安全余裕を有することから，摩擦に対する評価は省略する。

異種部材接合部の分類を図 17-2 に，断面破壊に対する照査の概要を図 17-3 に，鋼材の定着に関する概要を図 17-4 に示す。



解説 図 4.2.1 異種部材接合部の適用例

解説 表 4.2.1 異種部材接合部の適用例

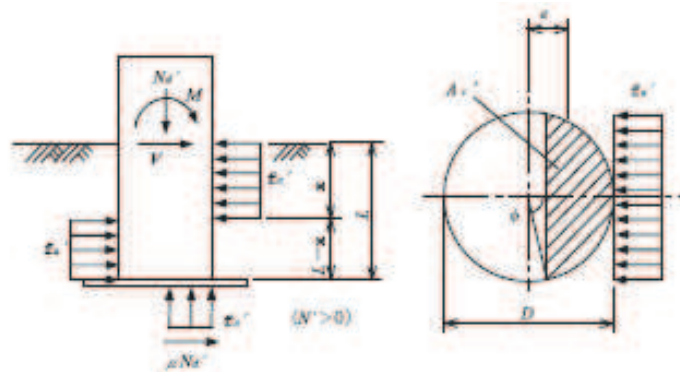
接合部の分類		対応する章	伝達要素	
			曲げモーメント 軸方向力	せん断力
直列 方式	埋込み接合	12章 コンクリート充填鋼管部材 (ソケット方式)	支圧, 摩擦, (ずれ止め)	
	埋込み接合以外	8章 鋼桁と PC 桁	ずれ止め, 支圧	
9章 鋼桁と PC 桁		支圧	摩擦	
直角 方式	埋込み接合	11章 コンクリート充填鋼管部材と RC フーチング (埋込み方式)	支圧, 摩擦	支圧
	埋込み接合以外	7章 鋼桁と鉄筋コンクリート橋脚	ずれ止め, 支圧	ずれ止め(鉄筋)
10章 コンクリート充填鋼管部材と RC フーチング (アンカーフレーム方式)		支圧	ずれ止め (アノード)	

図 17-2 異種部材接合部の分類

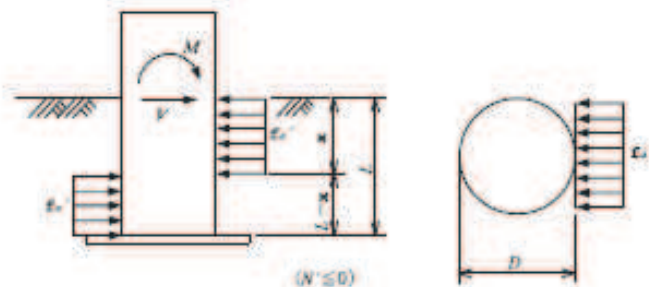
(複合構造標準示方書 (2014年, 土木学会) より引用)

11.4.2 断面破壊に対する照査

- (1) 接合部の断面破壊に対する照査は、曲げモーメント、軸方向力、せん断力に対して行うものとする。
- (2) 曲げモーメントと軸方向圧縮力が作用する場合の設計曲げ耐力は、鋼管とコンクリートとの支圧力により抵抗するとして求めた埋込み部の力の釣合い式から算定してよい。
- (3) 曲げモーメントのみおよび曲げモーメントと軸方向引張力が作用する場合の設計曲げ耐力は、ベースプレートとコンクリートとの支圧力を期待せずに求めた埋込み部の力の釣合い式から算定してよい。



(a) モデル-1 (軸圧縮力作用時)



(b) モデル-2 (軸引張力作用時)

解説 図 11.4.1 埋込み柱脚

図 17-3 異種部材接合部の断面破壊に対する照査の概要
(複合構造標準示方書 (2014 年, 土木学会) より引用)

8.3.2.3 鋼材の定着

コンクリート中の鉄筋および鉄骨等の鋼材の端部は、次のいずれかの方法により定着しなければならない。

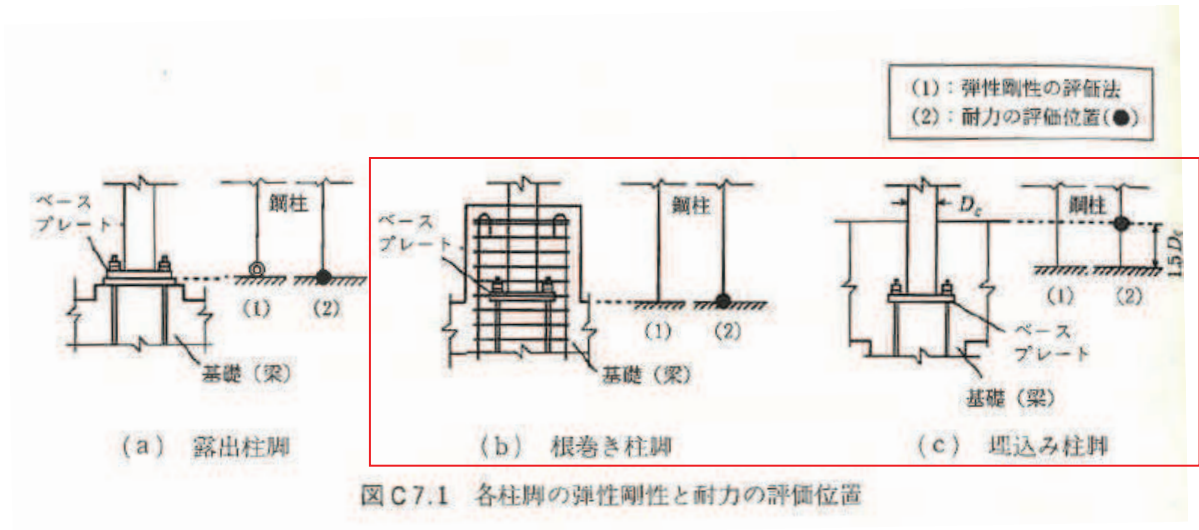
- ① コンクリート中に埋め込み、コンクリートの付着により定着する。
- ② ずれ止め等を取り付けて、ずれ止めによって定着する。
- ③ 定着板等を取り付けて、機械的に定着する。

図 17-4 鋼材の定着についての概要
(複合構造標準示方書 (2014 年, 土木学会) より引用)

2.2 鋼構造接合部設計指針について

建築の規準では、「鋼構造接合部設計指針（2012年改定，日本建築学会）」に示される柱脚部のうち根巻き柱脚および埋込み柱脚に構造が類似する。

図17-5に柱脚部の種別を，図17-6に根巻き柱脚の設計の概要を，図17-7に埋込み柱脚の設計の概要を示す。



【解説】

柱脚は一般に柱下部を指す用語として使われるが，本指針では以下と定義する。

- ・露出柱脚についてはベースプレート，アンカーボルトおよび基礎コンクリートから成る部分を柱脚とし，柱脚と鋼柱下部を合わせて柱脚部とする。
- ・根巻き柱脚については根巻きコンクリートの上端より下の部分を柱脚とする。
- ・埋込み柱脚については基礎コンクリートの上端より下の部分を柱脚とする。

図17-5 柱脚部の種別

(「鋼構造接合部設計指針（2012年改定，日本建築学会）」より引用)

7.3 根巻き柱脚の設計

(1) 根巻き柱脚の基本事項

1) 根巻き柱脚では、軸力は鋼柱脚部のベースプレートを介して基礎に伝達されるように設計し、曲げモーメントとせん断力は根巻き鉄筋コンクリート部分で伝達されるように設計する。ただし、全塑性曲げ耐力の算定では鋼柱脚部の負担耐力を加算できる。

2) 根巻き鉄筋コンクリートの高さは、柱せいの2.5倍以上かつ $h/r \geq 1.0$ とする。

記号 h : ベースプレート下面から根巻き鉄筋コンクリートの最上部帯筋までの距離

r : 圧縮縁から引張主筋重心までの距離

3) 根巻き鉄筋コンクリートには異形鉄筋を用い、根巻きコンクリート内の長さは $25d_a$ 以上 (d_a : 鉄筋の直径) とし、頂部にはフックを設ける。また、根巻きコンクリートの主筋は基礎または基礎梁に十分定着させる。

4) 根巻き鉄筋コンクリート部には、少なくとも通常の鉄筋コンクリート柱の場合と同程度のせん断補強筋(帯筋)を配置しなければならない。帯筋の直径、間隔および帯筋比の最小値は本会の「鉄筋コンクリート構造計算規準」に準じて設計し、特に、主筋頂部の帯筋は少なくとも2段配筋とし、その間隔は30~50mm程度とする。

5) ベースプレート下のモルタル下面位置は基礎(梁)上端位置とし、ベースプレートは「7.2 露出柱脚の設計」に準じて設計する。

6) 鋼管柱の場合には鋼管壁の局部変形が生じないように設計する。

(2) 弾性剛性

根巻き柱脚を有する鋼柱の剛性は、ベースプレート下面位置を固定として算定する。

(3) 降伏耐力

1) 降伏曲げ耐力

根巻き柱脚の降伏曲げ耐力 M_y は、図7.1(a)に示す有効断面に対して算定する。引張鉄筋比が釣合い鉄筋比以下の場合、 M_y は(7.17)式による。

$$M_y = a_t \cdot F_{ry} \cdot r_j \quad (7.17)$$

記号 a_t : 引張主筋の断面積

F_{ry} : 主筋の降伏強さ

図 17-6(1) 根巻き柱脚の設計の概要

(「鋼構造接合部設計指針(2012年改定, 日本建築学会)」より引用)

r_j ：根巻き鉄筋コンクリート部分の応力中心間距離で、 $r_j=(7/8)r_d$ とすることができる。
 根巻き鉄筋コンクリート部分の引張鉄筋比が釣合い鉄筋比を超えるときは、「鉄筋コンクリート構造計算規準」¹⁰⁾に準拠して設計する。

2) 降伏せん断耐力

根巻き柱脚の降伏せん断耐力 Q_y は、根巻き鉄筋コンクリート部分の降伏せん断耐力とし、(7.18)式による。

$$Q_y = b_e \cdot r_j (F_{csy} + 0.5 F_{wy} \cdot p_w) \quad (7.18)$$

記号 b_e ：コンクリートの有効幅〔図7.1(b)参照〕

F_{csy} ：コンクリートの降伏せん断強度で、コンクリートの短期許容せん断応力度を用いる。

F_{wy} ：せん断補強筋（帯筋）の降伏強さ

p_w ：帯筋比（ $= a_w / (b_e \cdot x)$ ）， $p_w \geq 1.2\%$ の場合は $p_w = 1.2\%$ として計算する。

a_w ：1組の帯筋の断面積

x ：帯筋の間隔

3) 降伏軸方向耐力

根巻き柱脚の降伏圧縮軸方向耐力はベースプレートと基礎コンクリートの降伏支圧耐力とする。

根巻き柱脚の降伏引張軸方向耐力は全アンカーボルトの降伏引張耐力の和とする。

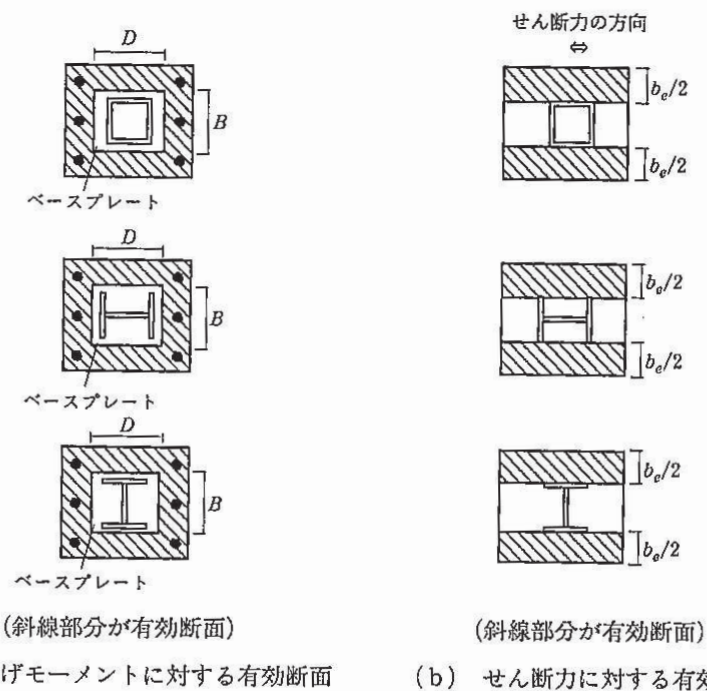


図7.1 根巻き鉄筋コンクリート部分の有効断面

図17-6(2) 根巻き柱脚の設計の概要

(「鋼構造接合部設計指針(2012年改定, 日本建築学会)」より引用)

7.4 埋込み柱脚の設計

(1) 埋込み柱脚の基本事項

- 1) 埋込み柱脚では、軸力は鋼柱脚部のベースプレートを通じて基礎コンクリートに伝達されるように設計し、曲げモーメントとせん断力は基礎コンクリートと埋込み部鉄骨との間の支圧により伝達されるように設計する。ベースプレートは弾性を維持するよう設計する。
- 2) 基礎コンクリートへの鋼柱の埋込み深さ d は、柱の断面せい D_c の2倍以上とする。
- 3) 埋込み部鉄骨周りには適切な補強筋を配する。特に側柱柱脚の場合には、基礎梁のない側のコンクリートの適切ななぶり厚さの確保、あるいは適切な補強筋の配置に留意する。

(2) 弾性剛性

埋込み柱脚を有する鋼柱の剛性は、特に検討を行わない場合には基礎コンクリート上端から $1.5 D_c$ 下がった位置を固定として算定する。

(3) 降伏耐力

1) 降伏曲げ耐力

埋込み柱脚の降伏曲げ耐力 M_y は、基礎コンクリートの降伏支圧耐力とし、図 7.3 に示す支圧応力分布から導かれた (7.24) 式による。また、そのときの柱せん断力 Q_y は (7.25) 式による。

$$M_y = \frac{F_{cy} \cdot B_c \cdot l \cdot d^2}{2(3l + 2d)} \quad (7.24)$$

$$Q_y = \frac{M_y}{l} \quad (7.25)$$

記号 M_y : 埋込み柱脚の基礎梁上端における降伏曲げ耐力

Q_y : 降伏曲げ耐力時の柱せん断力

B_c : 柱幅

d : 埋込み深さ

l : 基礎コンクリート上端から柱の反曲点までの高さ

F_{cy} : 基礎コンクリートの降伏支圧強度 ($=2/3 F_c$)

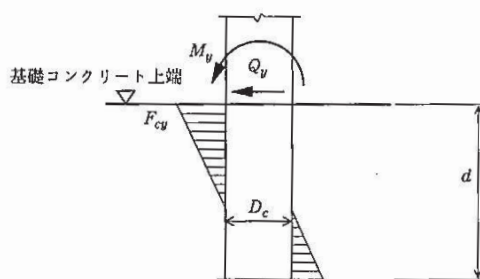


図 7.3 埋込み部鉄骨周りの支圧応力状態 (降伏曲げ耐力時)

F_c : 基礎コンクリートの設計基準強度

2) 降伏軸方向耐力

埋込み柱脚の降伏圧縮軸方向耐力 cN_y はベースプレート下面と基礎コンクリートとの間の降伏支圧耐力とし、降伏引張軸方向耐力 tN_y はベースプレート上面と基礎コンクリートとの間の降伏支圧耐力とアンカーボルトの降伏引張耐力のうちいずれか大きい方の値とする。ただし、アンカーボルトに十分な定着が期待できない場合はアンカーボルトの耐力を考慮しない。

$$cN_y = B \cdot D \cdot F_{cy} \quad (7.26)$$

$$tN_y = \max\{A_{bpu} \cdot F_{cy}, n_{ab} \cdot p_{by}\} \quad (7.27)$$

記号 B : 構面直交方向のベースプレートの幅

D : 構面方向のベースプレートの幅

A_{bpu} : ベースプレート上面においてコンクリートの下向きの支圧が生じる部分の面積

n_{ab} : アンカーボルトの有効本数

p_{by} : アンカーボルト 1 本当たりの降伏引張耐力

図 17-7 埋込み柱脚の設計の概要

(「鋼構造接合部設計指針 (2012 年改定, 日本建築学会)」より引用)

2.3 基準の比較

「複合構造標準示方書（2014年，土木学会）」における異種材料接合部と「鋼構造接合部設計指針（2012年改定，日本建築学会）」における柱脚部の設計指針に関する比較を表17-1に示す。

両規準における違いは，鋼材の定着に関する規定の違いがあるが，全体の設計体系については概ね同様であると考えられる。なお，

表 17-1 複合構造標準示方書と鋼構造接合部設計指針の比較

項目	複合構造標準示方書 (土木学会)	鋼構造接合部設計指針 (日本建築学会)
a. 全体設計体系	異種部材接合部のうち直角方式-埋め込み接合の設計体系について，接合部に生じる支圧や摩擦に対して性能照査することが規定されている。	柱脚部の設計として，根巻き柱脚や埋込み柱脚等の設計体系について，根巻き部や埋込み部の降伏耐力等が確保されるよう性能照査することが規定されている。
b. 接合部の照査	接合部の断面破壊に対する照査は，曲げモーメント，軸力，せん断力に対して行うこととして，鋼管とコンクリートの支圧力による力の釣り合い式から曲げ耐力を算定してよいとされている。 また，埋込み柱表面から基礎構造物端面までの距離が少ない場合には，主に埋込み深さを大きくするとともに，基礎構造物の埋め込み部周辺の主筋や帯鉄筋を増やすことで防止するとされている。	根巻き柱脚及び埋込み柱脚それぞれにおいて，曲げ・せん断・軸力に対する降伏耐力等の算定式が規定されている（せん断は根巻き柱脚のみ）。
c. 鋼材の定着	鋼材の定着方法として，以下のいずれかの方法により定着することが規定されている。 ① コンクリート中に埋め込み，コンクリートの付着により定着する。 ② ずれ止め等を取り付けて，ずれ止めによって定着する。 ③ 定着板等を取り付けて，機械的に定着する。	鋼柱脚部に設置したベースプレートを通じて軸力を基礎に伝達し，軸方向力（引き抜き）に対しては，ベースプレートと基礎コンクリートの支圧とアンカーボルトの引張耐力の大きい方（根巻き柱脚の場合はアンカーボルトのみ）により抵抗する設計が示されている。

3. 鋼製支柱接合部の設計について

鋼製支柱接合部の設計は、複合構造標準示方書（2014年，土木学会）に基づく異種部材接合部における設計体系を基本に表17-2に示す評価項目に対して設計を行う。

支圧については、複合構造標準示方書（2014年，土木学会）に示される接合部における支圧強度に対して設計を行う。また、「埋込み柱表面から基礎構造物端面までの距離が少ない場合には、主に柱基部または埋込み端部からせん断破壊を起こす。これに対しては、主に埋込み深さを大きくするとともに、基礎構造物の埋め込み部周辺の主筋や帯鉄筋を増やすことにより防止できる」との記載を踏まえ、ペDESTAL部には主筋及びせん断補強筋を配置することとし、鋼製支柱埋込部周辺に配置したせん断補強筋に対する押し抜きせん断及びペDESTAL部の曲げ及びせん断に対して設計を行う。ここで、曲げ及びせん断に対しては、複合構造標準示方書（2014年，土木学会）において上記のとおり主筋や帯鉄筋の配置に関する記載はあるものの、具体的な照査手法が示されていない。そのため、構造類似性の観点で鋼構造接合部設計指針（2012年改定，日本建築学会）における根巻き柱脚の評価手法の適用性があると判断されることから、曲げ及びせん断の評価においては、鋼構造接合部設計指針（2012年改定，日本建築学会）における根巻き柱脚の設計方法を参照する。鋼製支柱接合部（フーチング部）の構造概要を図17-8に、鋼製支柱接合部に発生する応力度の概念図を図17-9に示す。

表 17-2 鋼製支柱接合部の評価について

評価項目	評価方法
支圧	「複合構造標準示方書（2014年，土木学会）」における異種部材接合部の性能照査編を参照し、鋼製支柱から伝達される曲げモーメント及びせん断力によって生じる支圧応力度及びせん断力に対して、許容限界以下であることを確認する。許容限界の設定にあたっては、「複合構造標準示方書（2014年，土木学会）」に基づき、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）」を参照する。
押し抜きせん断	
曲げ	ペDESTAL部に発生する曲げモーメント及びせん断力に対して、「鋼構造接合部設計指針（2012年改定，日本建築学会）」における根巻き柱脚を参照し設定する許容限界以下であることを確認する。
せん断	

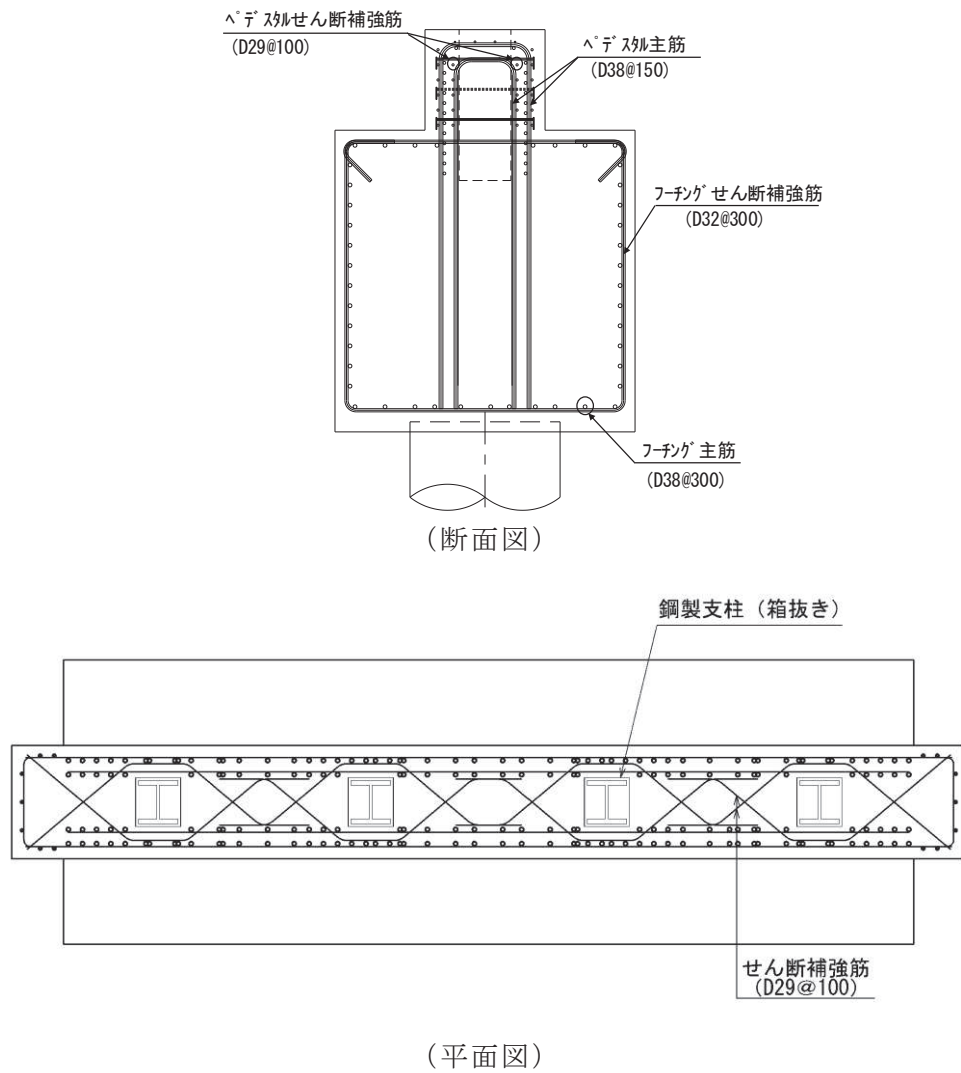


図 17-8 鋼製支柱接合部（フーチング部）の構造概要

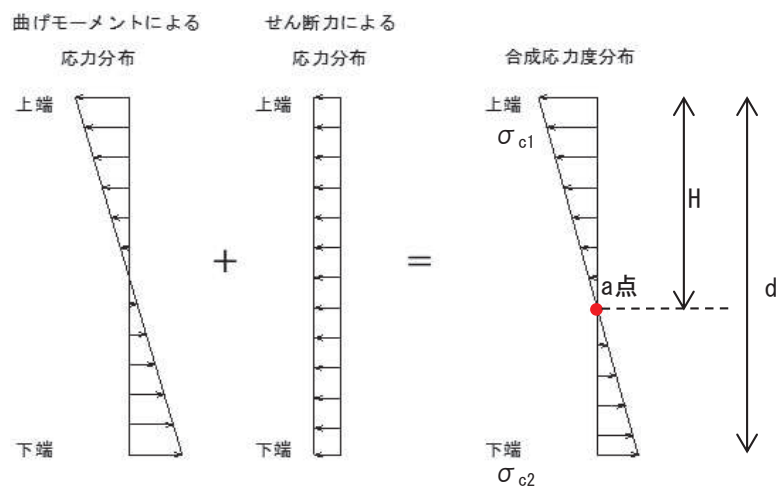


図 17-9 鋼製支柱接合部に発生する応力度の概念図

なお、鋼製支柱の定着については、前述のとおり、各規準での設計体系が異なるものの、上部構造が軽量かつ水平方向の作用荷重が卓越すること等から、鋼材とコンクリート面における付着強度に対して発生上向き力は十分小さいこと等を踏まえ、複合構造標準示方書（2014年、土木学会）の規準に基づき、鋼材とコンクリートの付着による定着で問題ないと考えられる。

付着による定着について、以下に示す付着強度と引き抜き力の関係式により安全率を算定する。最も引き抜き方向（鉛直上向き）の軸方向荷重（応答震度×上部工重量）が最大となる断面⑤の場合で、引き抜き方向（鉛直上向き）の軸方向荷重 $F=129\text{kN}$ に対して、付着強度 $T=2555\text{kN}$ と安全率 $f_s=19.8$ と十分な安全裕度を有していることを確認した。

$$f_s = \frac{T}{F}$$

$$F = (|A_y| - 1) \times W/n$$

ここに

A_y ：最大鉛直方向応答震度

W ：鋼板と鋼製支柱の重量（kN）

n ：鋼製支柱の本数（本）

$$T = (f_{bod} \times L) \times A_{st}$$

ここに

f_{bod} ：設計付着応力度*（ N/mm^2 ）

L ：根入れ長（mm）

A_{st} ：鋼製支柱周長（mm）

注記*：複合構造標準示方書を参照し、普通丸鋼の1/2の付着強度とする。

(参考資料 18) 静的解析に用いる組合せ係数法の妥当性について

1. 概要

防潮壁の耐震評価において、鋼製遮水壁（鋼桁）の鋼桁等については、質点系モデル又は FEM モデルによる地震応答解析の結果を用い、別途静的解析による部材照査を実施している。その照査において、地震応答解析の結果に基づき設定した水平・鉛直の設計震度を用い、水平及び鉛直方向の荷重の組合せ係数法（ $1.0 \times$ 水平地震力による荷重 + $0.4 \times$ 鉛直地震力による荷重、又は $0.4 \times$ 水平地震力による荷重 + $1.0 \times$ 鉛直地震力による荷重）を考慮した評価を実施している。

本資料は、荷重の組合せ係数法を用いることの妥当性として、地震応答解析に基づき、作用する水平地震力と鉛直地震力の同時性について整理し、組合せ係数法を用いた部材照査の妥当性について確認するものである。

なお、本資料にて整理する対象図書を以下に示す。各構造における構造諸元や応答値等については、以下の書類に基づくものとする。

- ・ 6.3.2 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- ・ 6.3.3 杭基礎構造防潮壁鋼製扉の耐震性についての計算書に関する補足説明
- ・ 6.3.5 杭基礎構造防潮壁鋼製遮水壁（鋼桁）の強度計算書に関する補足説明
- ・ 6.3.6 杭基礎構造防潮壁鋼製扉の強度計算書に関する補足説明
- ・ 6.3.11 鋼矢板の耐震・強度に関する補足説明
- ・ 6.3.12 防潮堤取り合い部の耐震・強度に関する補足説明
- ・ 6.3.13 防潮壁下部トレンチ横断部遮水鋼板の耐震・強度に関する補足説明
- ・ 6.3.15 防潮堤背面補強工部の耐震・強度に関する補足説明

2. 評価対象

耐震評価に組合せ係数法を用いている評価対象部位を表 18-1 に示す。これらのうち、構造的特徴及び作用荷重の観点から、組合せ係数の影響が軽微と判断される鋼矢板、トレンチ遮水鋼板、RC 壁を除く、鋼桁、鋼製扉、防潮堤取り合い部を検討対象に選定する。

表 18-1 耐震評価に組合せ係数法を用いている評価施設

施設	備考
鋼桁	
鋼製扉（扉体）	
鋼矢板	地中部に根入れされた鋼製の壁部材であり、水平方向の地震力による土圧荷重が支配的であり、鉛直方向の地震力に対する慣性力は軸力にのみ作用することから、構造に対する影響は軽微と判断されるため、検討を省略する。
防潮堤取り合い部 （RC 壁、鋼板）	
トレンチ遮水鋼板	地中部に根入れされた鋼製の壁部材であり、水平方向の地震力による土圧荷重やトレンチ内部から作用する津波荷重が支配的であり、鉛直方向の地震力に対する慣性力は軸力にのみ作用することから、構造に対する影響は軽微と判断されるため、検討を省略する。
防潮堤背面補強工部（RC 壁）	背面補強工上に設置された鉄筋コンクリート製の壁であり、水平方向の地震力や津波荷重が支配的であり、鉛直方向の地震力に対する慣性力は軸力にのみ作用することから、構造に対する影響は軽微と判断されるため、検討を省略する。

なお、鋼桁、鋼製扉及び防潮堤取り合い部を対象に、耐震・強度評価に用いている評価断面のうち、以下の観点から評価代表断面を選定して確認を行う。

- ・ 設計震度における水平と鉛直の差が小さい断面
- ・ 水平と鉛直の固有周期の差が大きい断面
- ・ 部材照査値の裕度が小さい断面

① 鋼桁

鋼桁については、鋼桁 1～鋼桁 6 まで全 6 基あり、いずれも桁高に差は無いが、桁幅やスパン長の観点から、大きく鋼桁 1, 4 及び鋼桁 2, 3, 5, 6 に分類される。

鋼桁 1, 4 は、鋼桁 2, 3, 5, 6 に比べ、地震応答解析の結果から最大水平震度と最大鉛直震度の比率が小さいことから、水平地震力と鉛直地震力のピークの同時性がある場合には、構造健全性への影響が大きくなることが考えられる。また、アスペクト比（桁高の 2 乗/スパン長）が小さく、水平方向と鉛直方向の固有周期の差が大きいため、水平地震力と鉛直地震力のピークの同時性の可能性が考えられる。

鋼桁 2, 3, 5, 6 については、4 基間で構造的な大きな差異は無く、固有周期の差もあまりないが、鋼桁 3 は設計震度が大きく照査値が厳しいため、水平地震力と鉛直地震力のピークの同時性がある場合には、より構造健全性への影響が大きくなることが考えられる。

以上のことから、鋼桁 1, 3, 4 を検討対象とする。

② 鋼製扉

鋼製扉については、鋼製扉 1～鋼桁 4 まで全 4 基あるが、構造的な大きな差異は無いことから、相対的に設計震度が大きく、照査値が厳しい鋼製扉 2 を対象とする。

③ 防潮堤取り合い部（RC 壁，鋼板）

防潮堤取り合い部については、取り合い部①～④まで 4 箇所あり、いずれも固有値解析の結果、固有周期は 0.05s 以下と剛体である。設計震度は、防潮堤背面補強工の取り合い位置の地震応答解析結果を用い、全箇所最大応答加速度を包絡するように設計震度を設定しており、主たる荷重方向である水平方向の最大応答加速度は取り合い部④が最大となっている。

以上のことから、取り合い部④を対象とする。

3. 評価方法

荷重の組合せの妥当性として、水平方向と鉛直方向で位相差や同時性を確認するため、地震応答解析結果に基づき、部材位置における節点の応答加速度を、水平震度と鉛直震度に換算したオービットを作成する。そのオービットが、設定している設計震度に包絡されることを確認する。

応答の抽出は、鋼桁及び鋼製扉においては桁中央及び扉体中央位置の節点より、防潮堤取り合い部においては背面補強工頂部（O.P.+18.5m）より抽出する。なお、防潮堤取り合い部においては、検証用の2次元地盤モデル（断面⑧）のモデルについても行うこととし、取り合い部④位置の背面補強工頂部（O.P.+18.5m）より抽出する。

加速度の抽出位置を図18-1～18-3に示す。

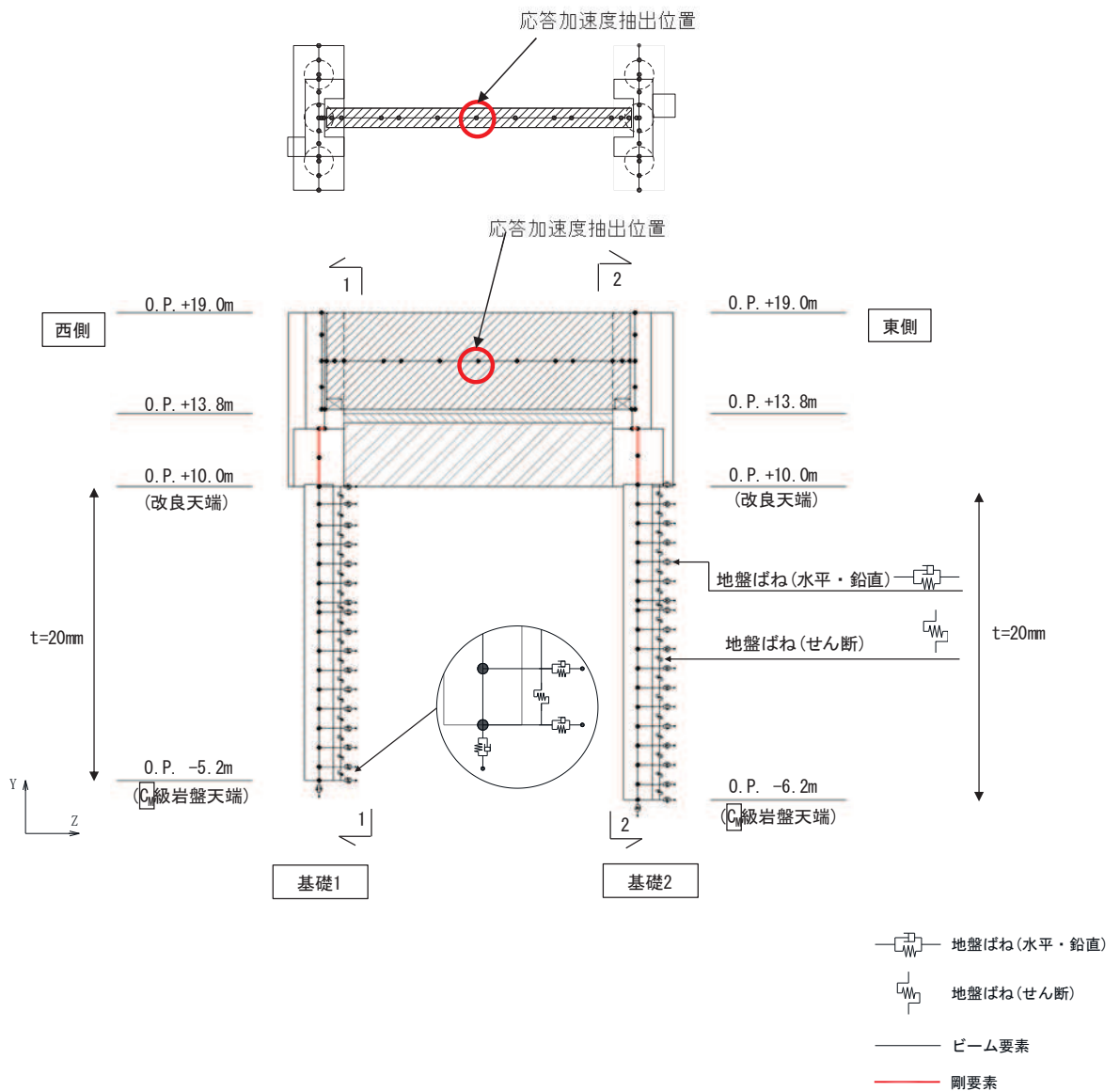


図18-1 加速度の抽出位置（鋼桁3の例）

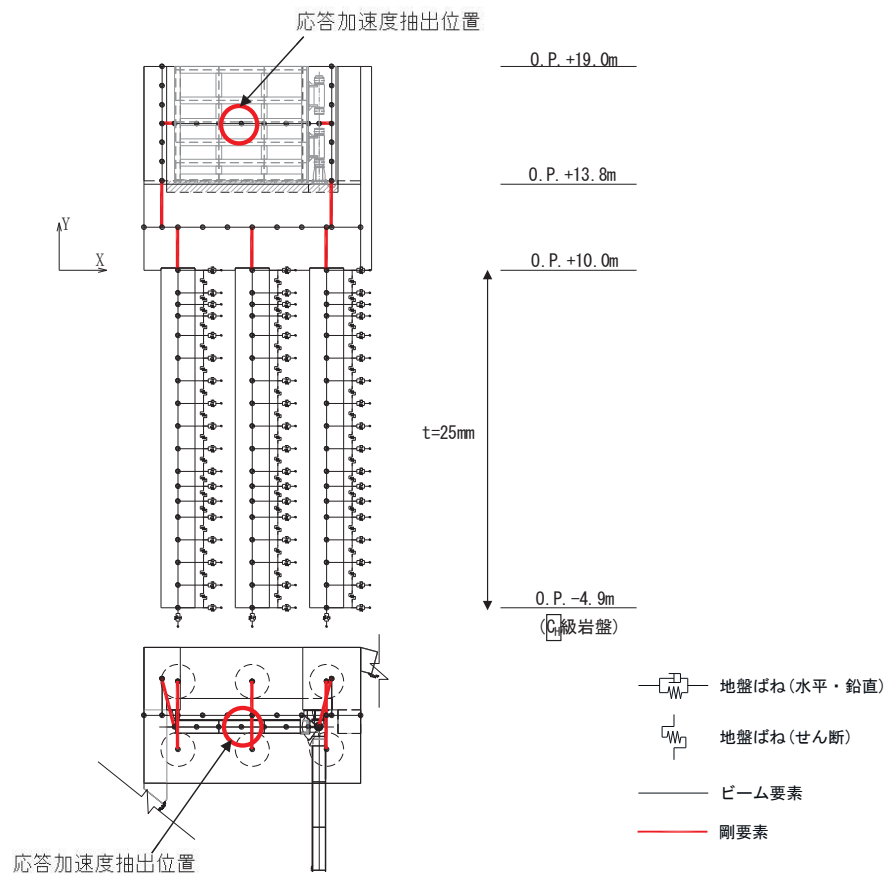


図 18-2 加速度の抽出位置 (鋼製扉 2)

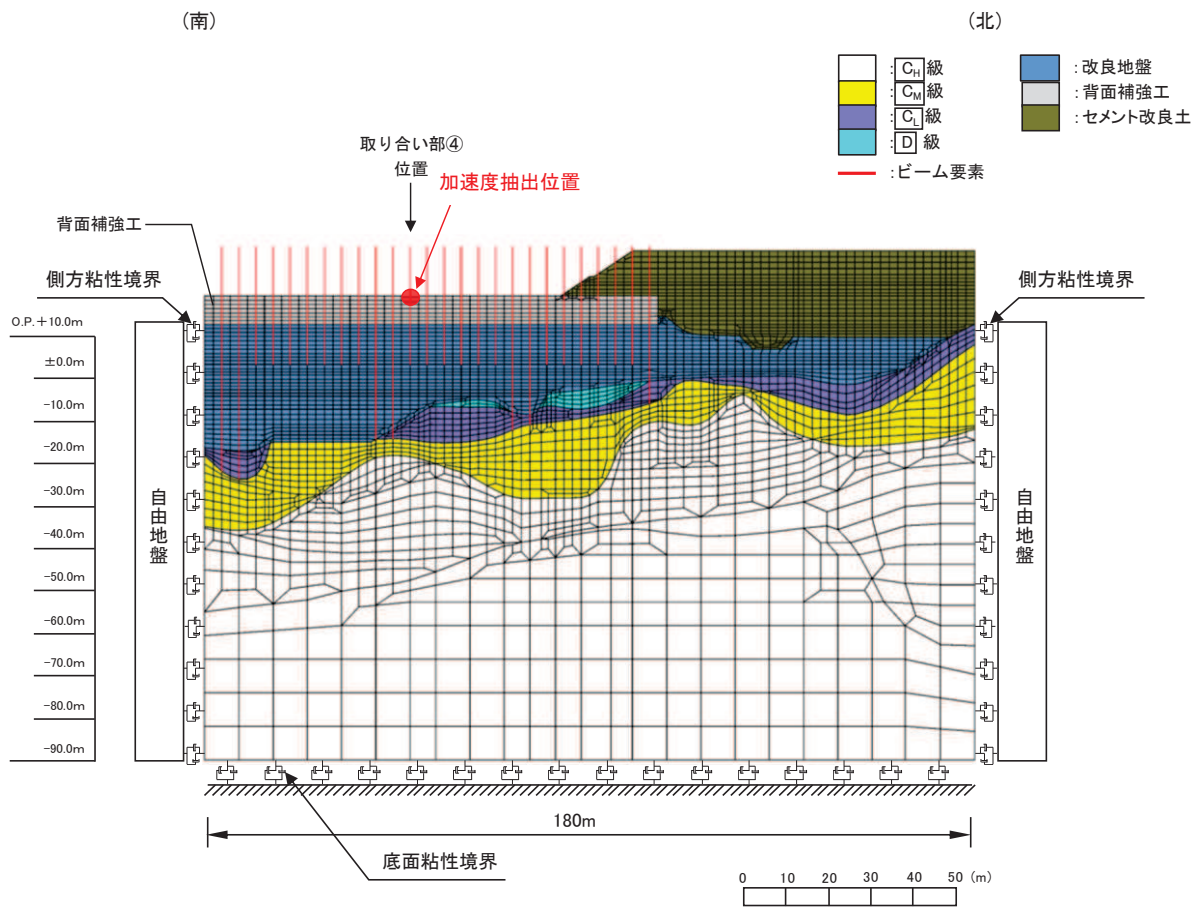


図 18-3 加速度の抽出位置
(取り合い部④ (防潮堤縦断モデル断面⑧))

4. 評価結果

水平震度と鉛直震度のオービットの作成方法を図18-4に、作成結果を図18-5～図18-10に示す。

鋼桁3,4及び防潮堤取り合い部においては、いずれの地震動においても、全時刻の応答震度が設計震度（組合せ係数法を考慮）に包絡されることを確認した。

鋼桁1については、Sd-D2において、鋼製扉2についてはSs-D2及びSd-D2において、一時的に設計震度を超過することが確認された。そこで、設計裕度を確認するために、設計水平震度1.0：設計鉛直震度1.0の組合せによる構造照査を行い、構造健全性への影響確認を行った。なお、設計震度に対する超過の割合が大きくかつ地震時においても超過している鋼製扉2を代表に確認を行った。解析条件および検討ケース等については、「6.3.3 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉 の耐震性についての計算書に関する補足説明」及び「6.3.6 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の強度 計算書に関する補足説明」と同様とする。

照査結果を表18-2～表18-3に示す。照査の結果、「6.3.3 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の耐震性についての計算書に関する補足説明」及び「6.3.6 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の強度 計算書に関する補足説明」に示す照査値に対して僅かに上振れするものの、許容限界（短期許容応力度）に対して裕度を有することを確認した。

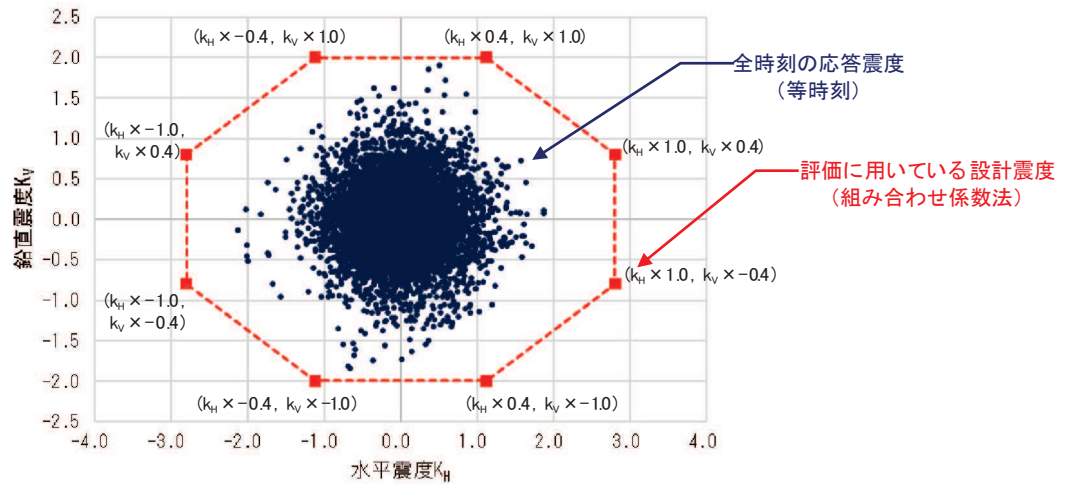
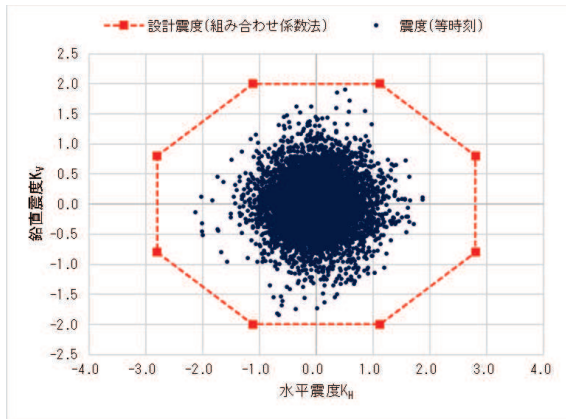
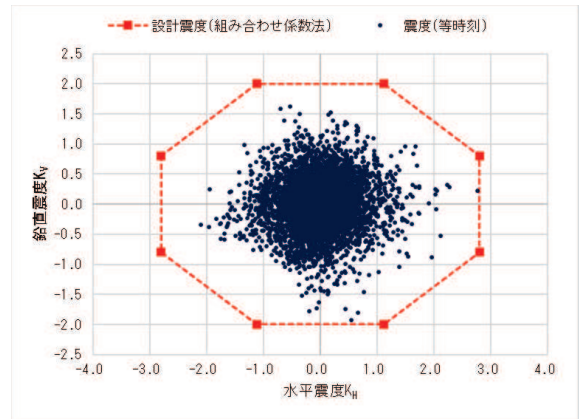


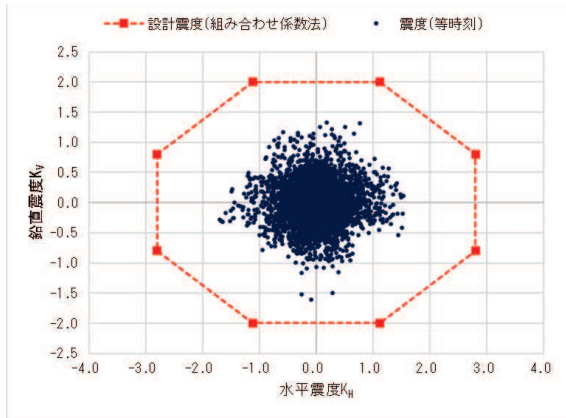
図18-4 オービットの作成方法



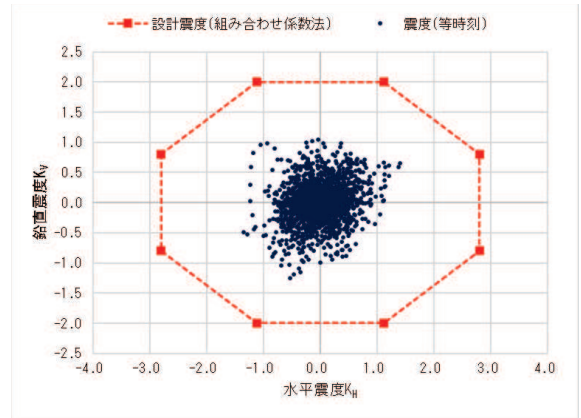
(Ss-D1)



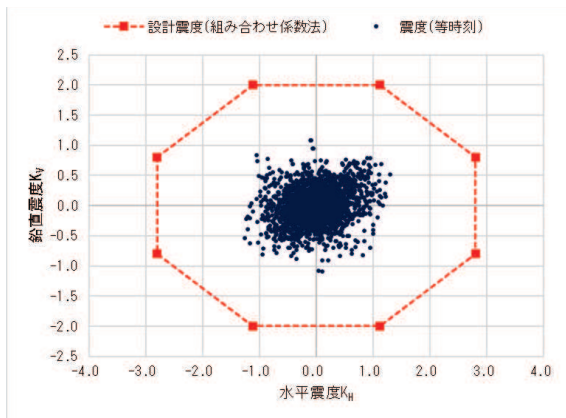
(Ss-D2)



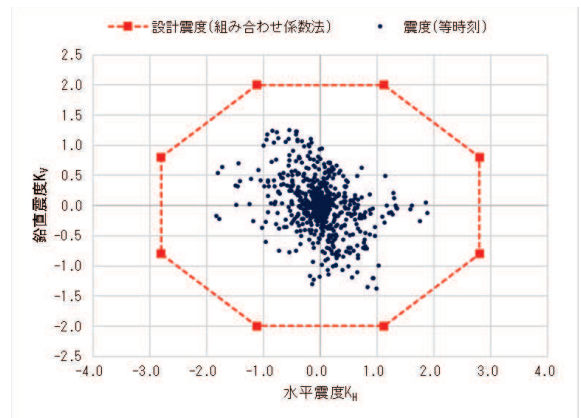
(Ss-D3)



(Ss-F1)

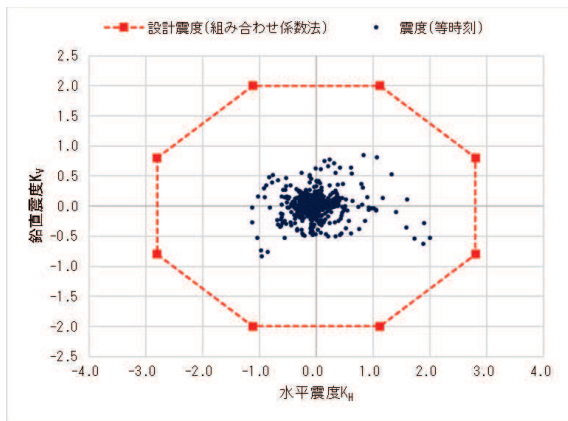


(Ss-F2)

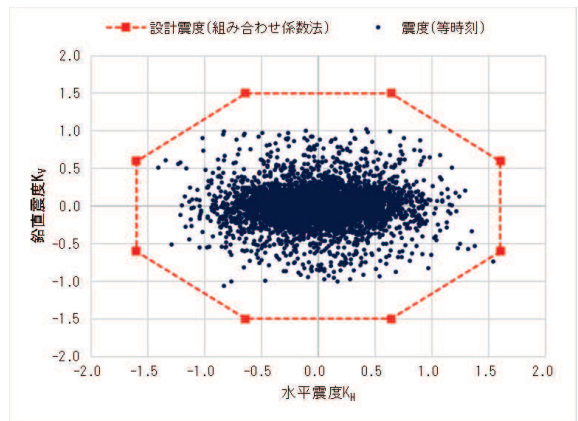


(Ss-F3)

図18-5(1) 地震応答解析に基づくオービットの作成結果 (鋼桁1)

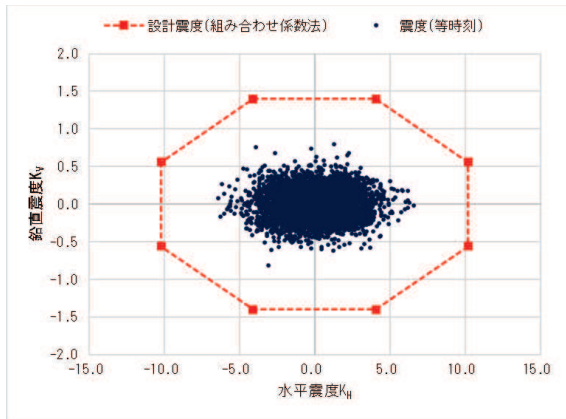


(Ss-N1)

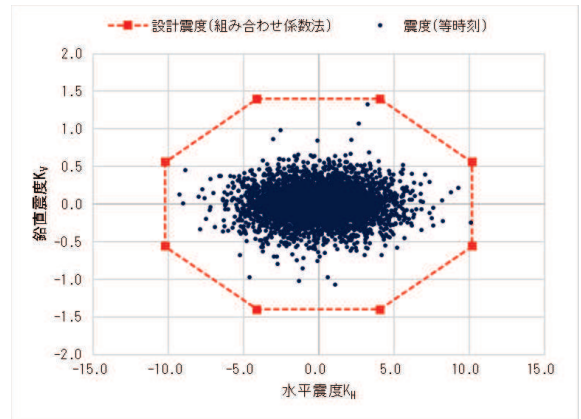


(Sd-D2)

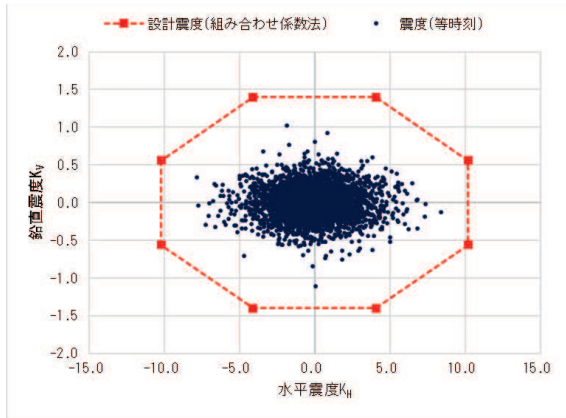
図18-5(2) 地震応答解析に基づくオービットの作成結果 (鋼桁1)



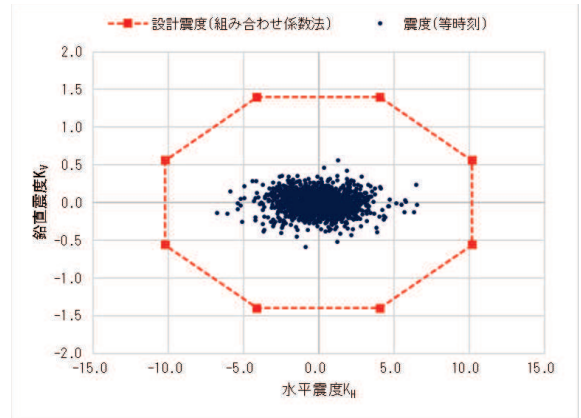
(Ss-D1)



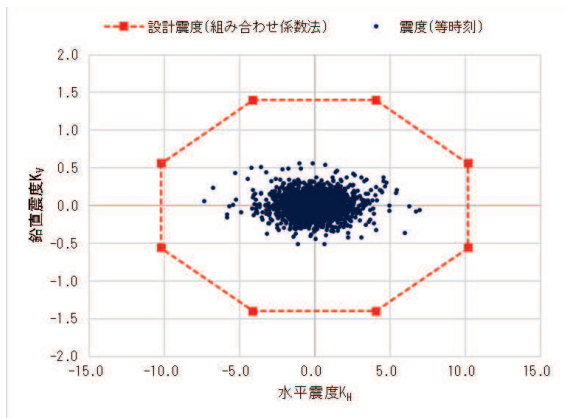
(Ss-D2)



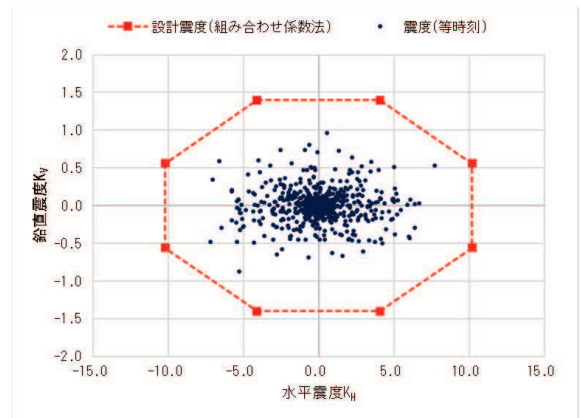
(Ss-D3)



(Ss-F1)

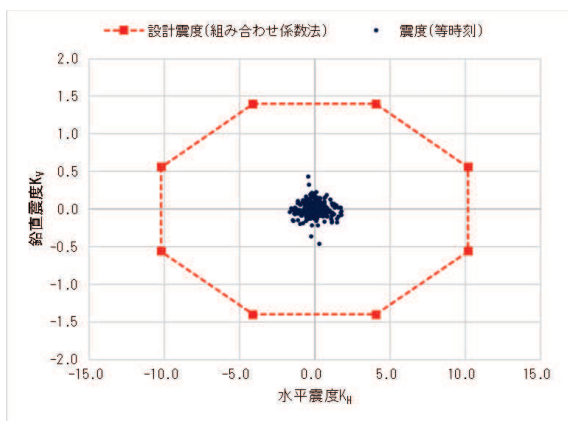


(Ss-F2)

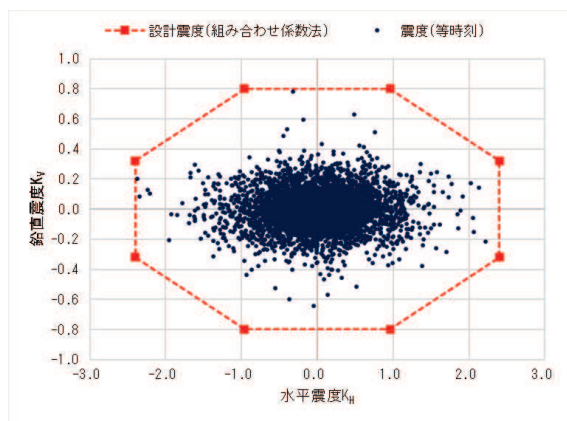


(Ss-F3)

図18-6(1) 地震応答解析に基づくオービットの作成結果 (鋼桁3)

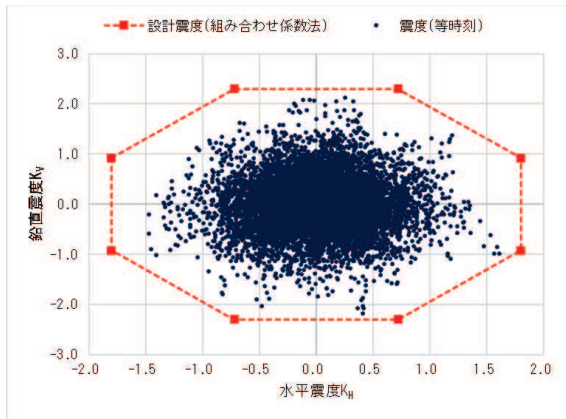


(Ss-N1)

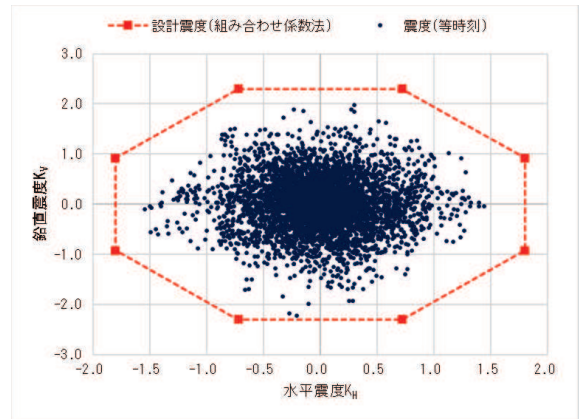


(Sd-D2)

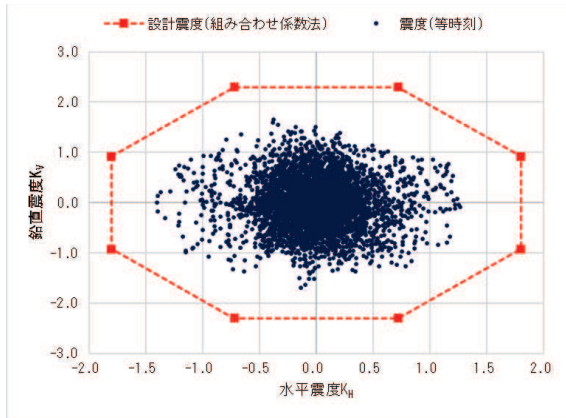
図18-6(2) 地震応答解析に基づくオービットの作成結果 (鋼桁3)



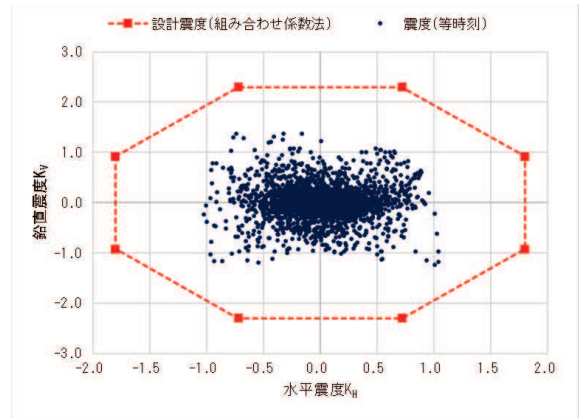
(Ss-D1)



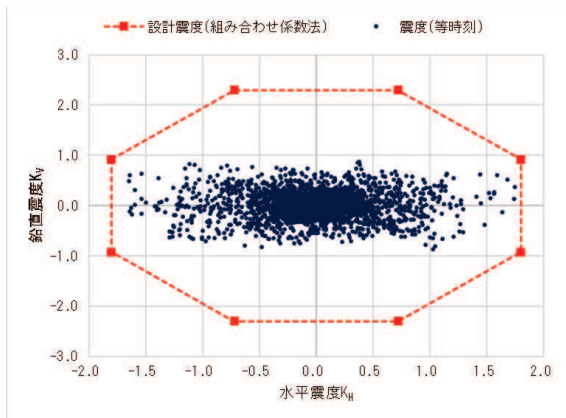
(Ss-D2)



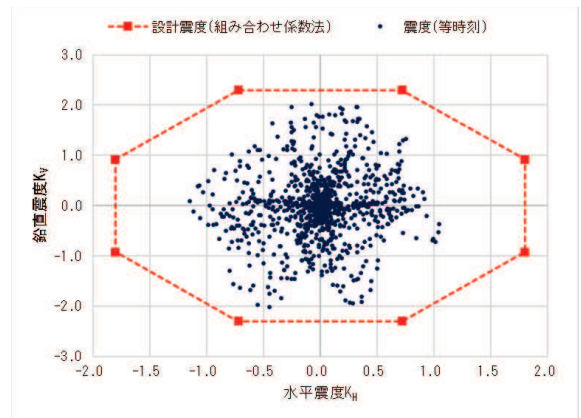
(Ss-D3)



(Ss-F1)

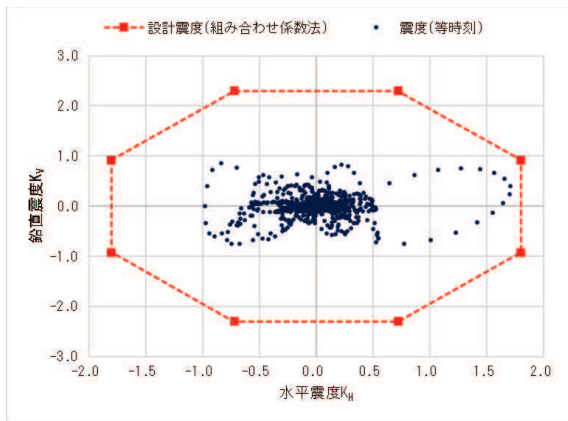


(Ss-F2)

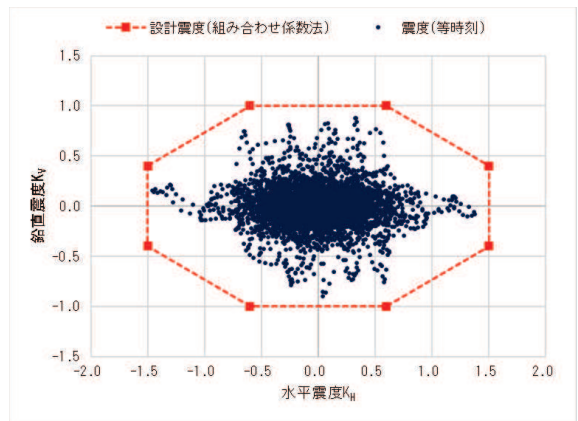


(Ss-F3)

図18-7(1) 地震応答解析に基づくオービットの作成結果 (鋼桁4)

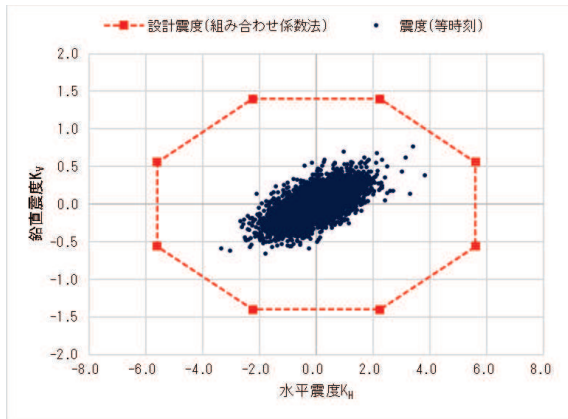


(Ss-N1)

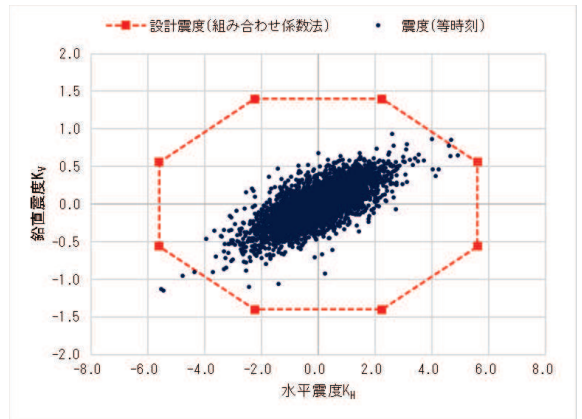


(Sd-D2)

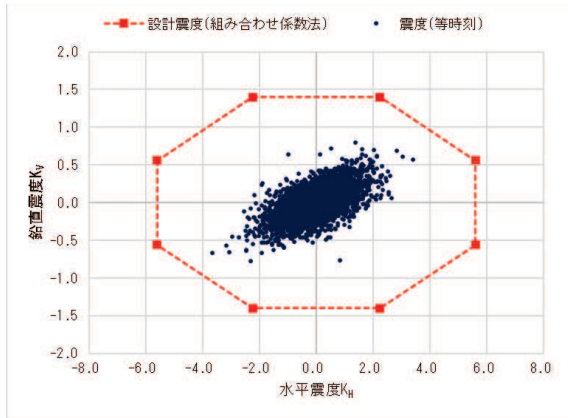
図18-7(2) 地震応答解析に基づくオービットの作成結果 (鋼桁4)



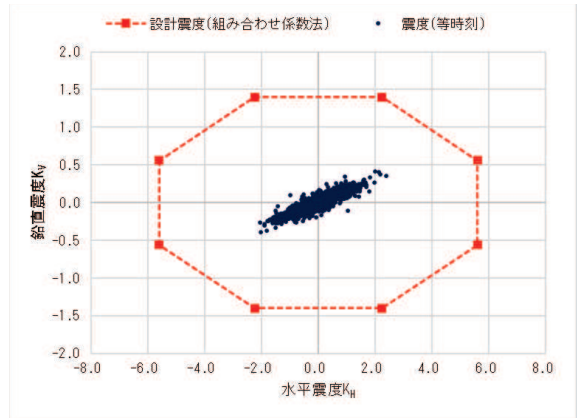
(Ss-D1)



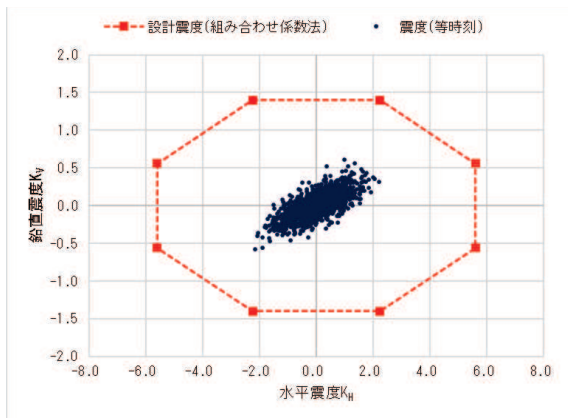
(Ss-D2)



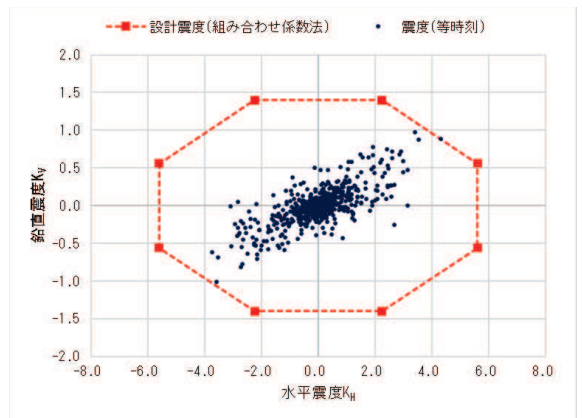
(Ss-D3)



(Ss-F1)

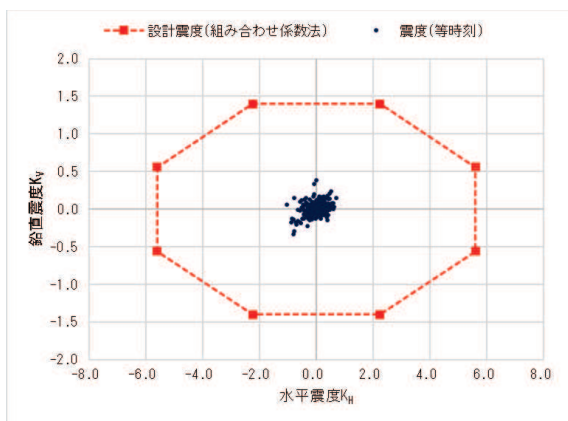


(Ss-F2)

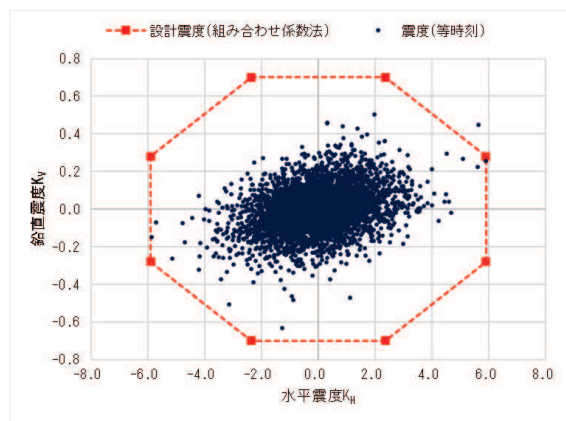


(Ss-F3)

図18-8(1) 地震応答解析に基づくオービットの作成結果 (鋼製扉2)

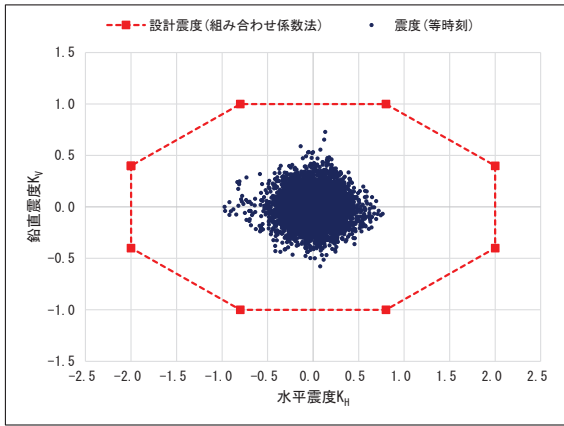


(Ss-N1)

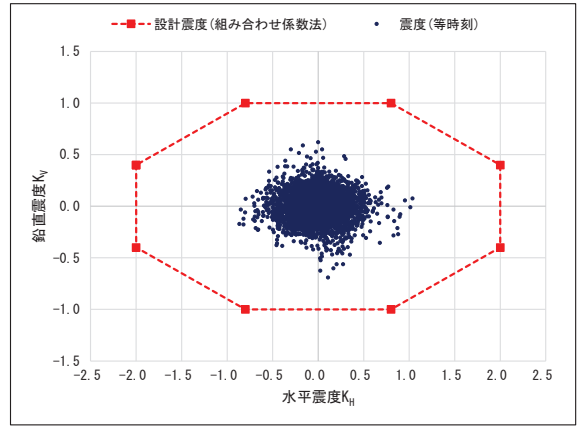


(Sd-D2)

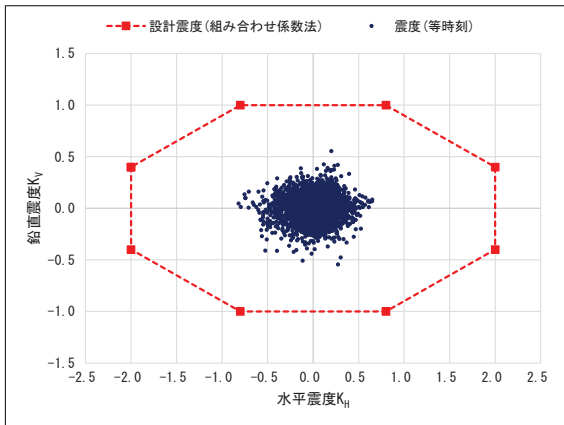
図18-8(2) 地震応答解析に基づくオービットの作成結果 (鋼製扉 2)



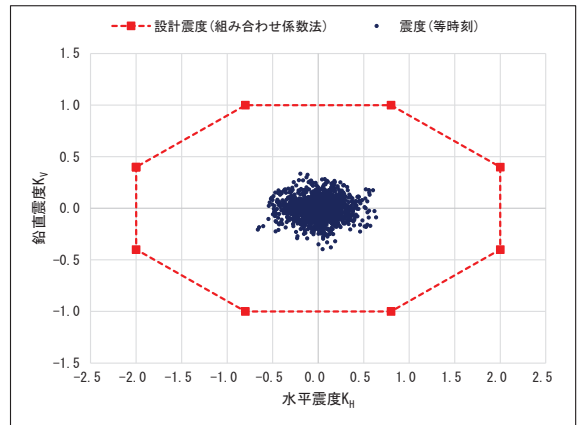
(Ss-D1)



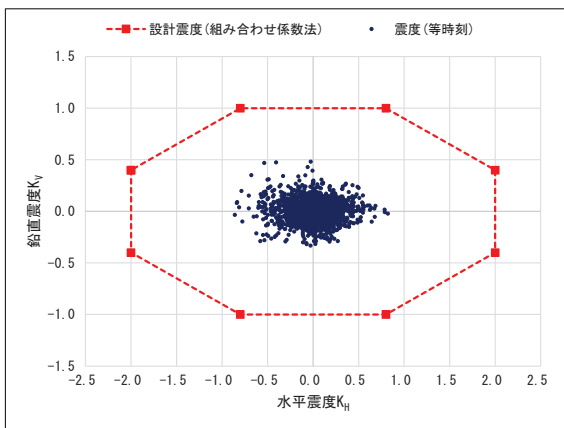
(Ss-D2)



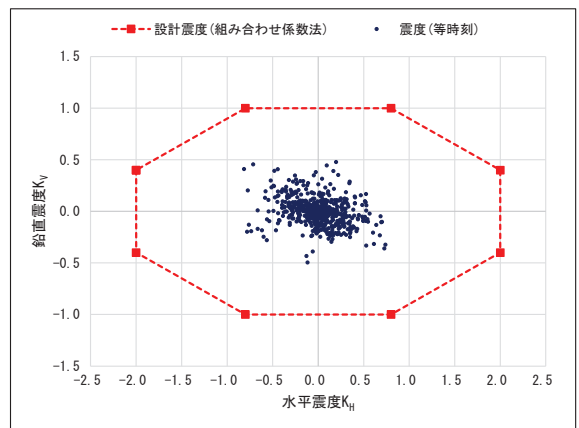
(Ss-D3)



(Ss-F1)

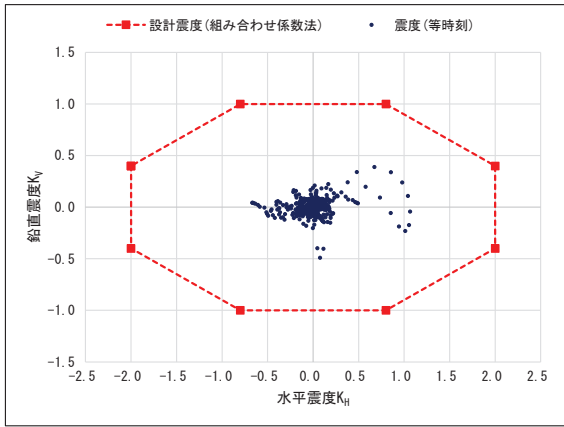


(Ss-F2)

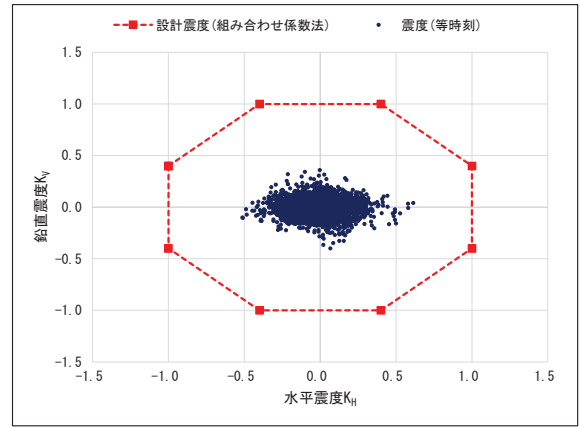


(Ss-F3)

図18-9(1) 地震応答解析に基づくオービットの作成結果 (防潮堤取り合い部④)

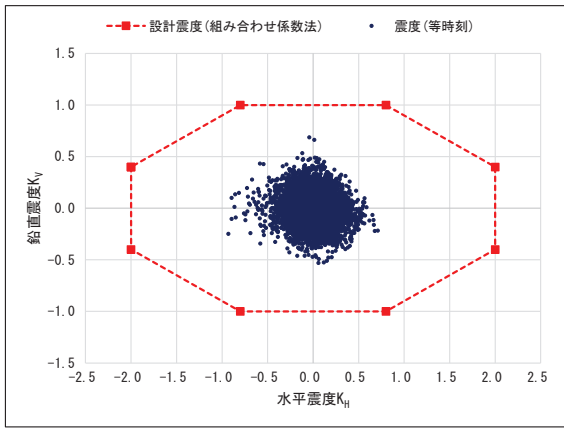


(Ss-N1)

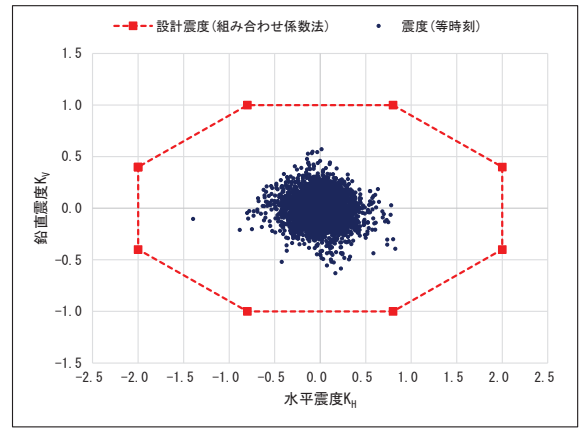


(Sd-D2)

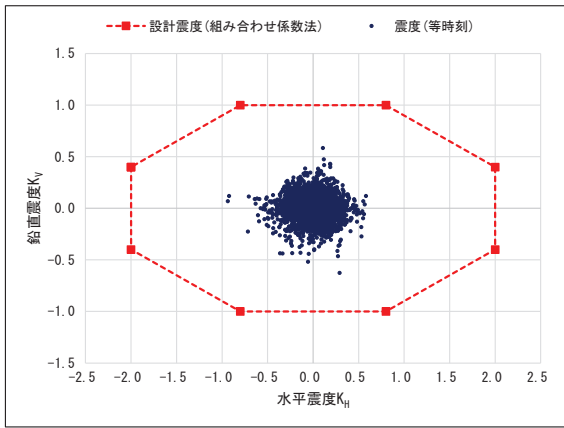
図18-9(2) 地震応答解析に基づくオービットの作成結果 (防潮堤取り合い部④)



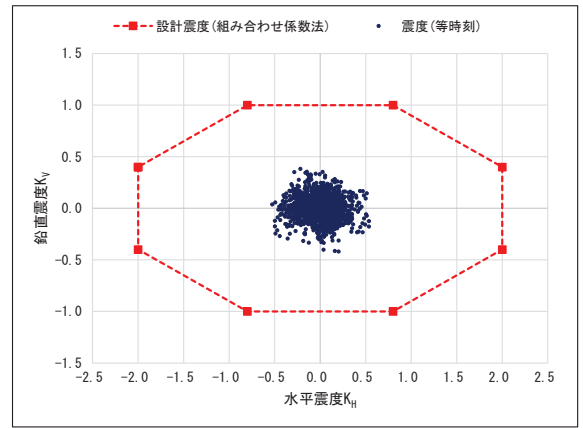
(Ss-D1)



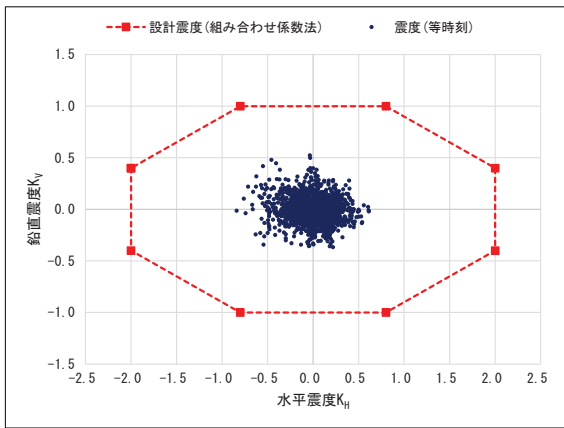
(Ss-D2)



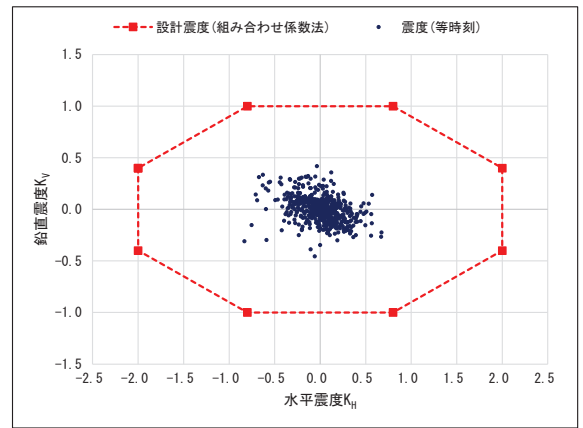
(Ss-D3)



(Ss-F1)

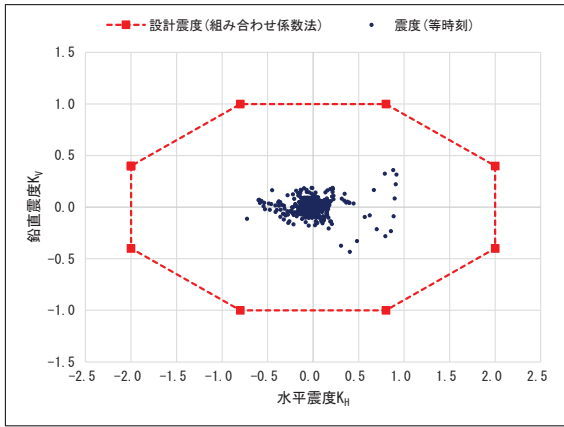


(Ss-F2)

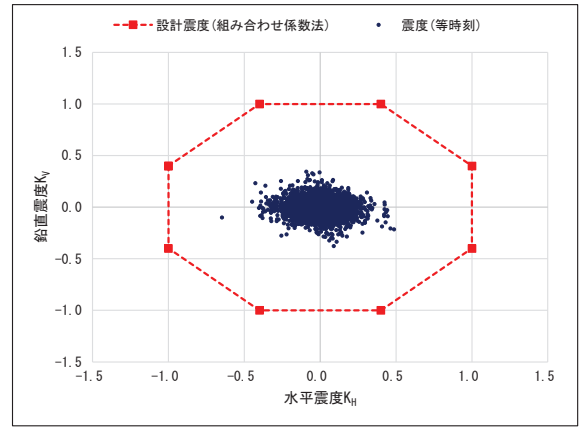


(Ss-F3)

図18-10(1) 地震応答解析に基づくオービットの作成結果 (防潮堤取り合い部④)
(防潮堤縦断モデル：断面⑧)



(Ss-N1)



(Sd-D2)

図18-10(2) 地震応答解析に基づくオービットの作成結果 (防潮堤取り合い部④)
(防潮堤縦断モデル：断面⑧)

表 18-2(1) 組合せ係数法を考慮しない場合（水平 1.0：鉛直 1.0）の照査結果
（扉体（主桁・鉛直桁）：地震時）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製扉2	1 (G+1.0S _{SH} +1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	40	366	0.11
		せん断応力度 (N/mm ²)	17	210	0.09
		合成応力度 (—)	0.02	1.20	0.02
	2 (G+1.0S _{SH} -1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	130	366	0.36
		せん断応力度 (N/mm ²)	22	210	0.11
		合成応力度 (—)	0.13	1.20	0.11
	3 (G-1.0S _{SH} +1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	48	366	0.14
		せん断応力度 (N/mm ²)	53	210	0.26
		合成応力度 (—)	0.06	1.20	0.05
	4 (G-1.0S _{SH} -1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	137	366	0.38
		せん断応力度 (N/mm ²)	60	210	0.29
		合成応力度 (—)	0.15	1.20	0.13

表 18-2(2) 組合せ係数法を考慮しない場合（水平 1.0：鉛直 1.0）の照査結果
（ヒンジ部（ヒンジリブ，回転軸）：地震時）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製扉2	1 ($G+1.0S_{SH}+1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	11	222	0.05
		せん断応力度 (N/mm^2)	3	127	0.03
		合成応力度 (—)	0.01	1.20	0.01
	2 ($G+1.0S_{SH}-1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	58	222	0.27
		せん断応力度 (N/mm^2)	17	136	0.13
		合成応力度 (—)	0.07	1.20	0.06
	3 ($G-1.0S_{SH}+1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	29	222	0.14
		せん断応力度 (N/mm^2)	8	127	0.07
		合成応力度 (—)	0.02	1.20	0.02
	4 ($G-1.0S_{SH}-1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	72	222	0.33
		せん断応力度 (N/mm^2)	22	136	0.17
		合成応力度 (—)	0.11	1.20	0.10

表 18-2(3) 組合せ係数法を考慮しない場合（水平 1.0：鉛直 1.0）の照査結果
（扉体部（スキンプレート）：地震時）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製扉2	1 ($G+1.0S_{SH}+1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	21	382	0.06
	2 ($G+1.0S_{SH}-1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	21	382	0.06
	3 ($G-1.0S_{SH}+1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	21	382	0.06
	4 ($G-1.0S_{SH}-1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	21	382	0.06

表 18-3(1) 組合せ係数法を考慮しない場合（水平 1.0：鉛直 1.0）の照査結果
（扉体（主桁・鉛直桁）：重畳時）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製扉2	1 (G+1.0S _{dH} +1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	189	279	0.68
		せん断応力度 (N/mm ²)	100	210	0.48
		合成応力度 (—)	0.51	1.20	0.43
	2 (G+1.0S _{dH} -1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	204	279	0.74
		せん断応力度 (N/mm ²)	105	210	0.50
		合成応力度 (—)	0.60	1.20	0.50

表 18-3(2) 組合せ係数法を考慮しない場合（水平 1.0：鉛直 1.0）の照査結果
（ヒンジ部（ヒンジリブ，回転軸）：重畳時）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製扉2	1 (G+1.0S _{dH} +1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	50	222	0.23
		せん断応力度 (N/mm ²)	10	127	0.08
		合成応力度 (—)	0.06	1.20	0.05
	2 (G+1.0S _{dH} -1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	77	222	0.35
		せん断応力度 (N/mm ²)	18	136	0.14
		合成応力度 (—)	0.13	1.20	0.11

表 18-3(3) 組合せ係数法を考慮しない場合（水平 1.0：鉛直 1.0）の照査結果
（扉体部（スキンプレート）：重畳時）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製扉2	1 (G+1.0S _{dH} +1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	257	382	0.68
	2 (G+1.0S _{dH} -1.0S _{dV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	257	382	0.68

5. まとめ

荷重の組合せ係数法を用いることの妥当性として、地震応答解析に基づき、作用する水平地震力と鉛直地震力の同時性についてオービットを作成し、組合せ係数法を用いた部材照査の妥当性について確認した。

一部の構造物を除き、全時刻の応答震度が設計震度（組合せ係数法を考慮）に包絡されることを確認した。設計震度を超過した構造物に対して組合せ係数法を考慮しない場合の構造照査（水平設計震度1.0：鉛直設計震度1.0）を行い、僅かに照査値の上振れがあるものの、許容限界（短期許容応力度）に対して余裕を有する事を確認した。

以上のことから、設計余裕も踏まえた上で、組合せ係数法を用いた部材照査の妥当性について確認した。

(参考資料 19) 鋼桁連結部の設計概要について

1. 概要

鋼製遮水壁（鋼桁）の鋼桁は鋼殻ブロックを積み重ねた構造であり，鋼殻ブロック同士は，高力ボルトを用い連結板と母材（鋼桁のフランジ及びウェブ）を締め付け，それらの間の摩擦力によって応力を伝達する高力ボルト継ぎ手（摩擦接合方式）により一体構造としている。なお，鋼殻ブロック継目部の連結板と連結板の間に隙間が生じるため，シール材を設置することで，津波の有意な漏えいを生じない性能を保持する設計としており，その詳細は「6.3 9 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材及び止水シールについて」に示す。

高力ボルト継ぎ手（摩擦接合方式）による連結部（以下，連結部という。）の設計は，道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき，母材（鋼桁）に生じる作用力を用い，必要な高力ボルト本数を配置すると共に，連結板については母材（鋼桁）以上の強度・断面性能を有するような設計としている。

本資料は，高力ボルト継ぎ手の設計概要について示すものである。

鋼桁の構造概要及び連結部の構造概要を図 19-1～図 19-5 に示す。

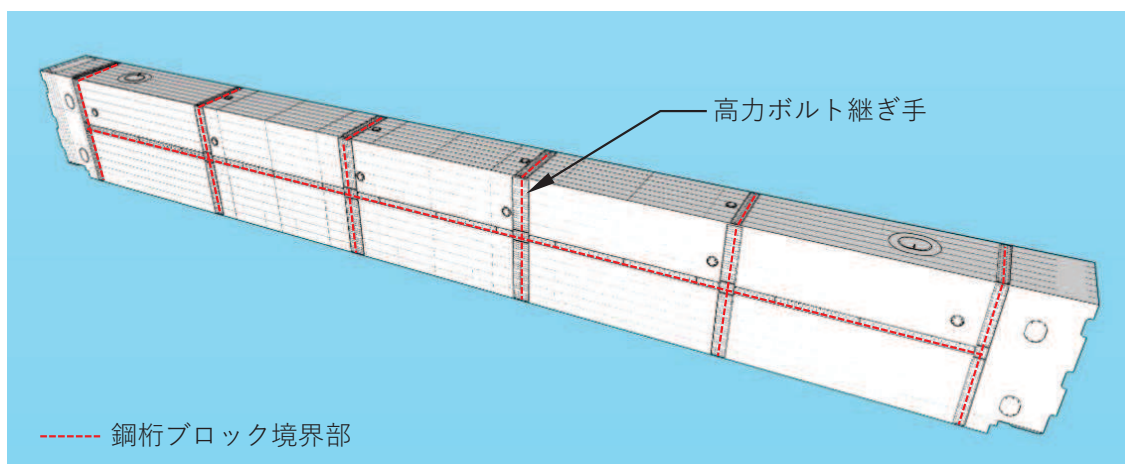
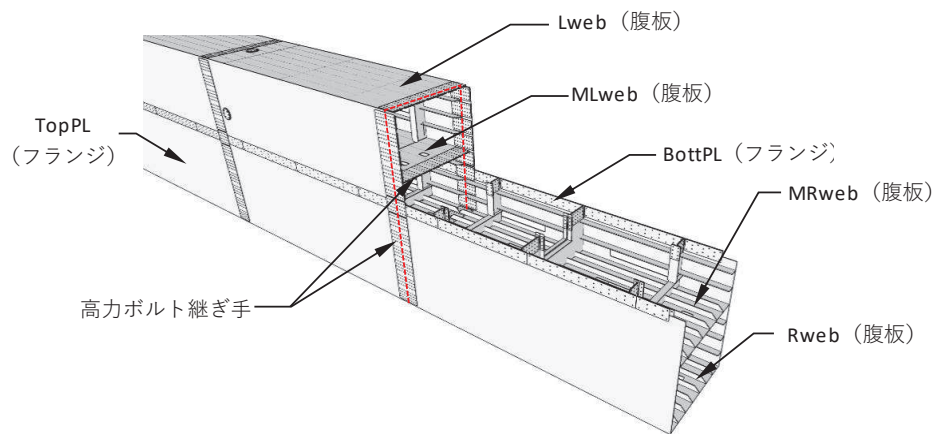


図 19-1(1) 鋼桁の構造概要



Lweb：水平方向に配置される最上段の隔壁（ウェブ）
 MLweb：水平方向に配置される上から2段目の隔壁（ウェブ）
 MRweb：水平方向に配置される上から3段目の隔壁（ウェブ）
 Rweb：水平方向に配置される最下段の隔壁（ウェブ）

図 19-1 (2) 鋼桁の構造概要

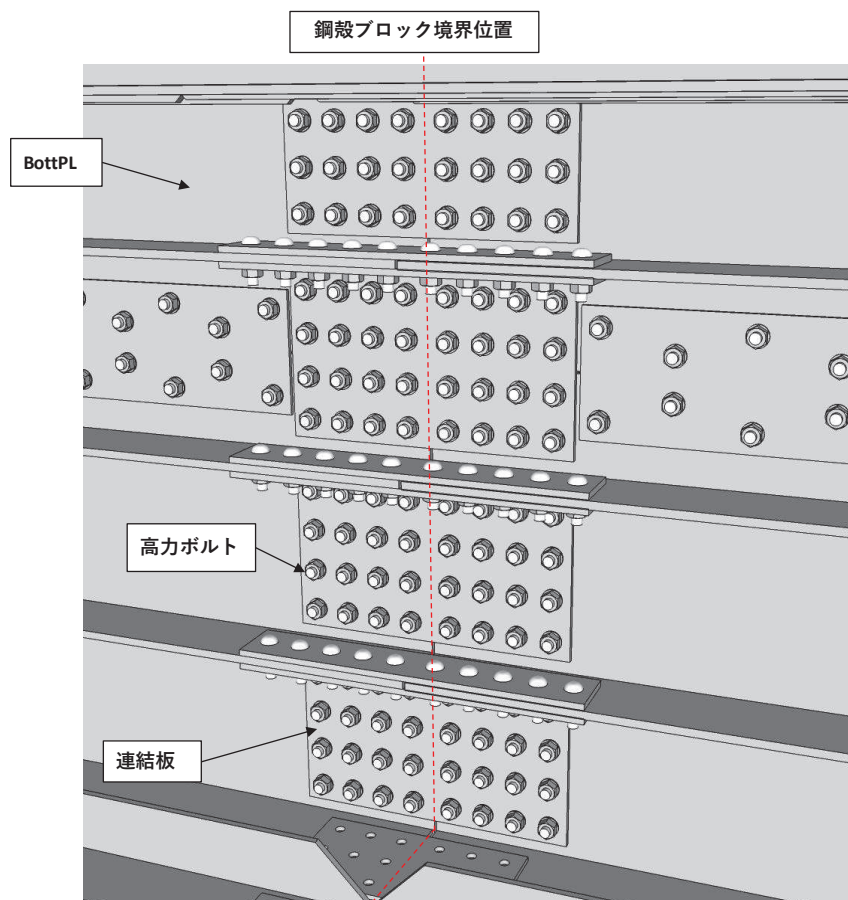


図19-2 連結部の構造概要

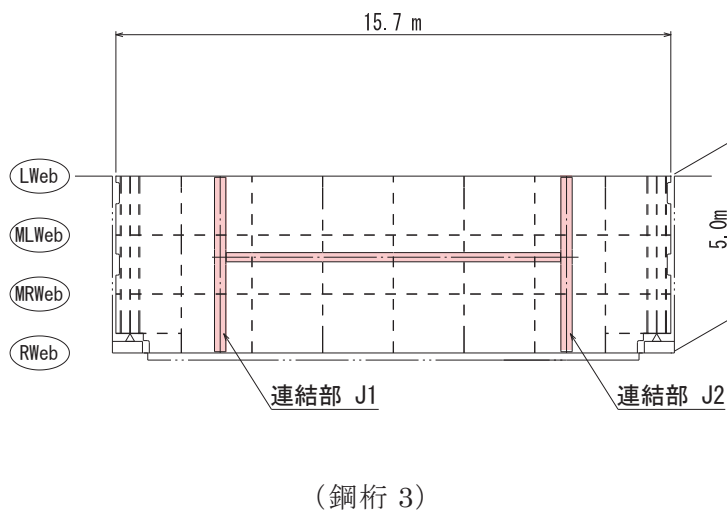
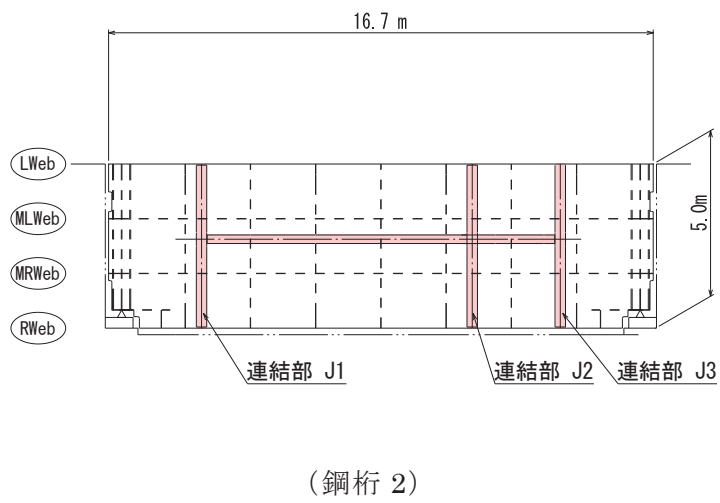
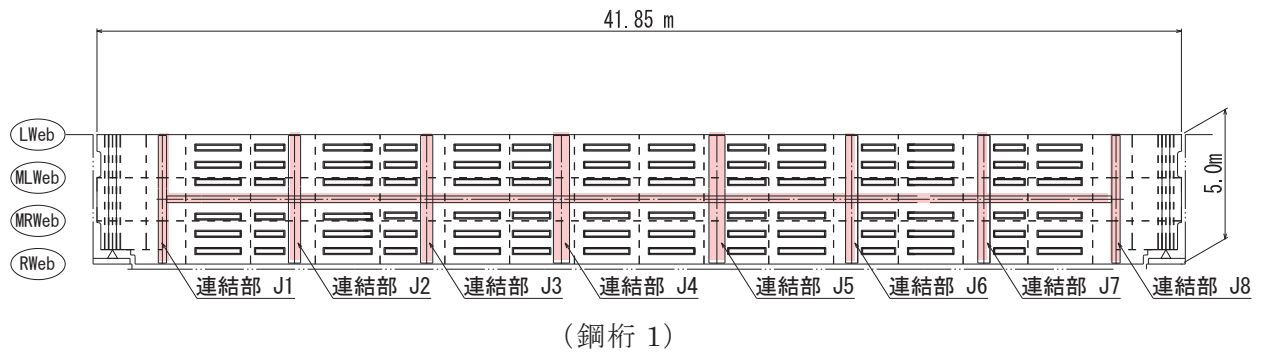


図19-3(1) 連結部の設置概要
(正面図)

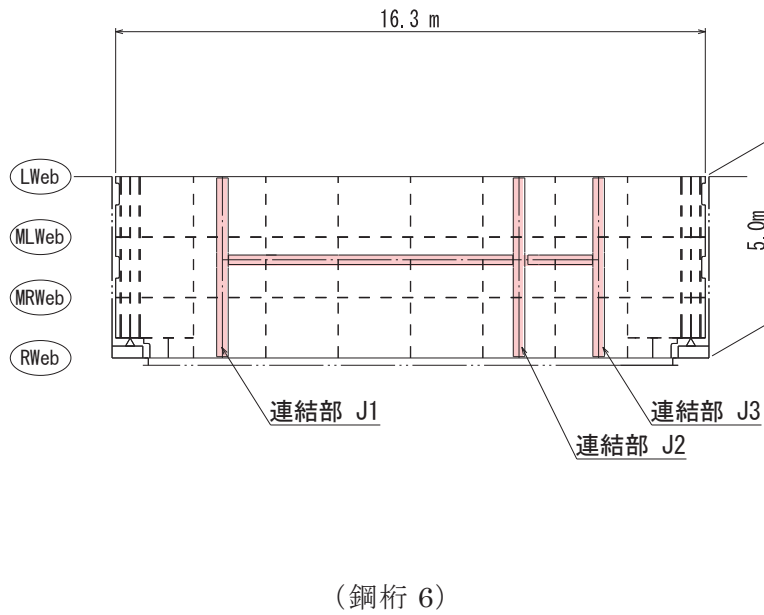
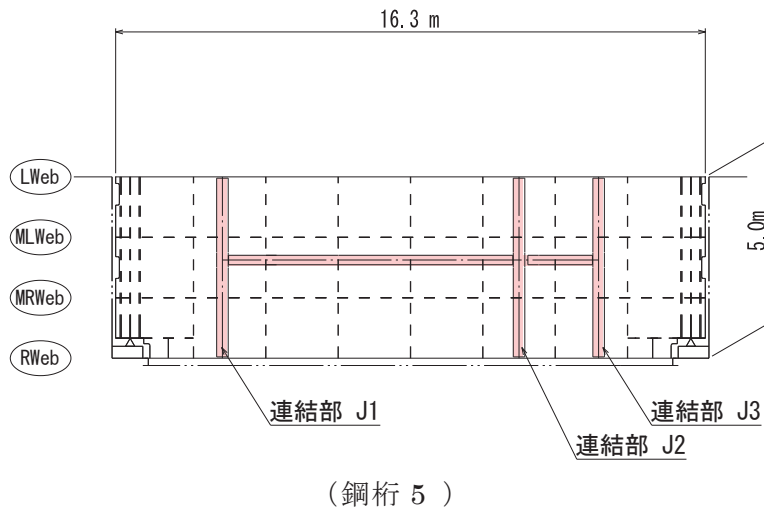
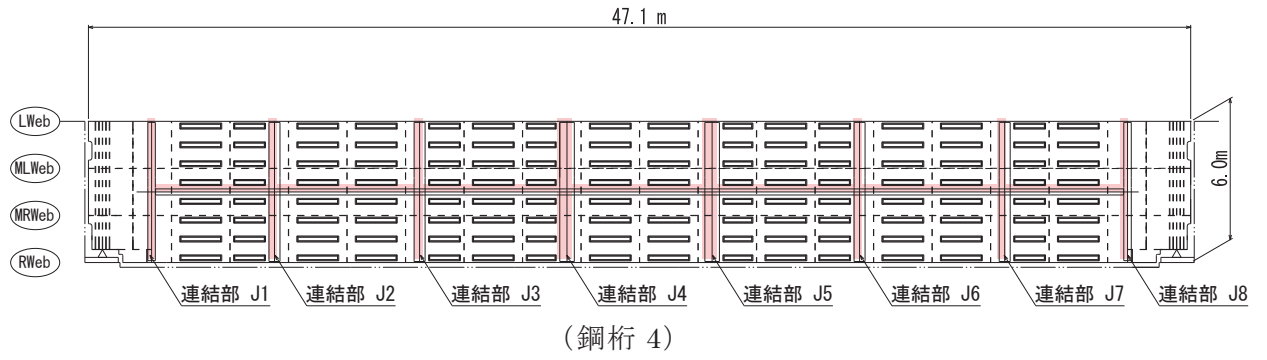
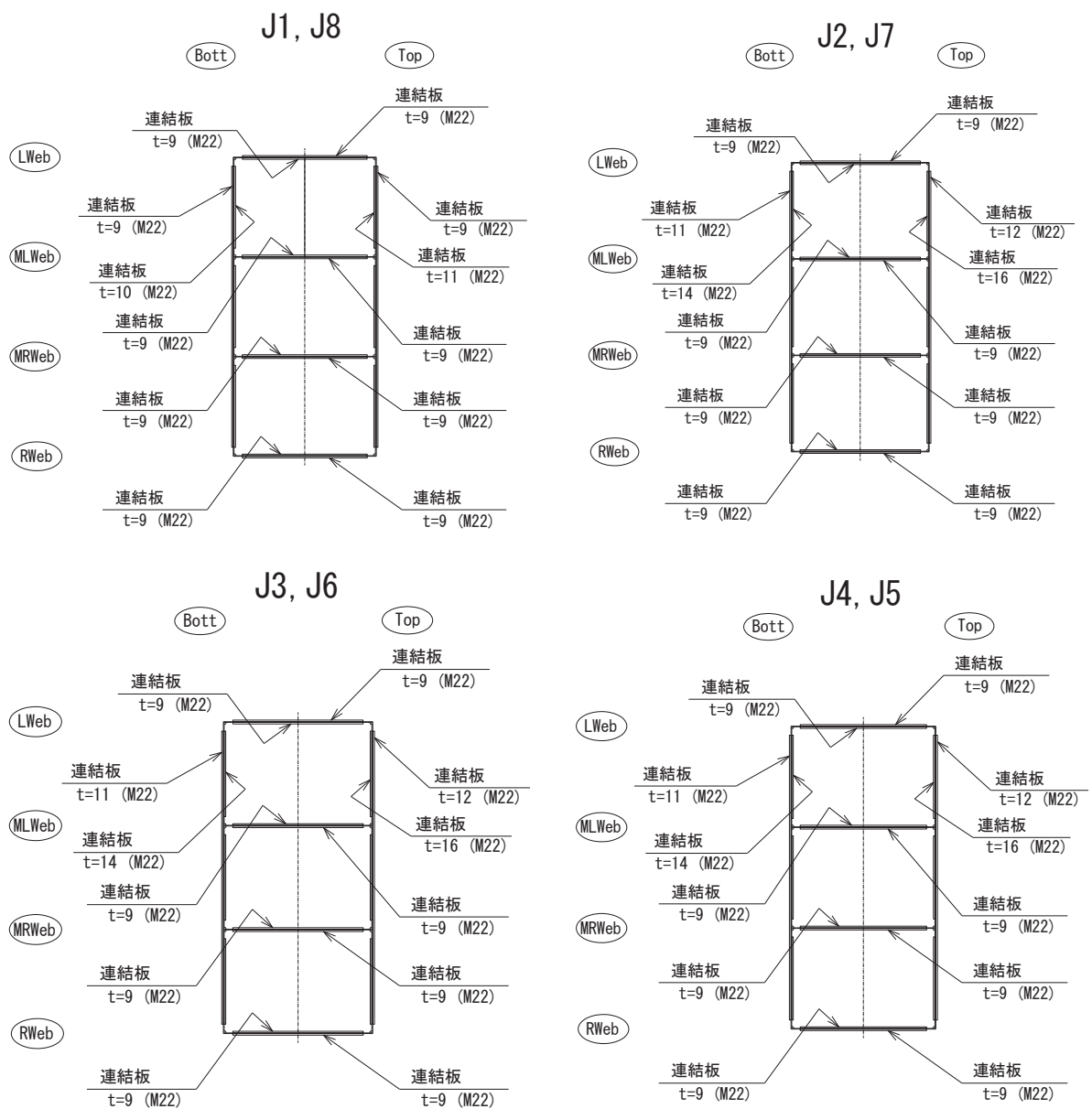


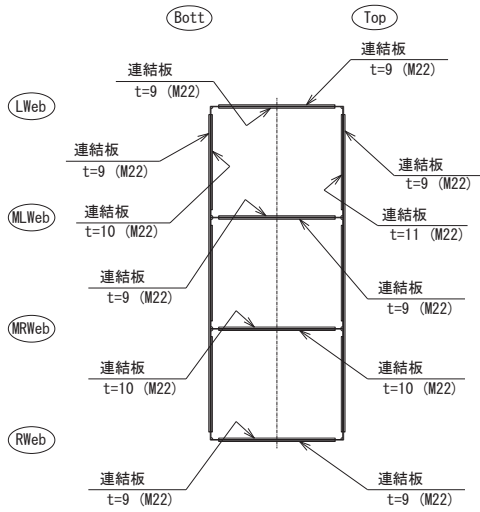
図19-3(2) 連結部の設置概要
(正面図)



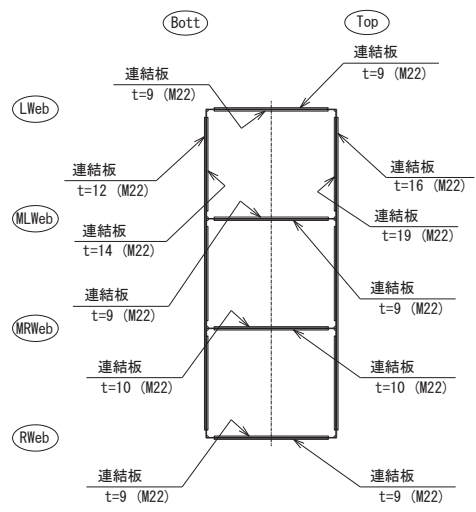
(鋼桁 1)

図19-4(1) 連結部の設置概要
(断面図)

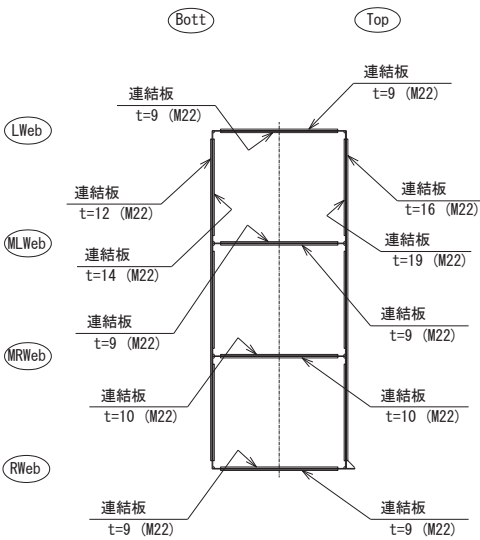
J1, J8



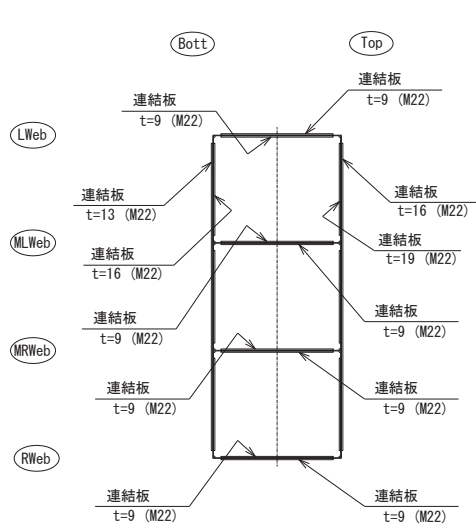
J2, J7



J3, J6



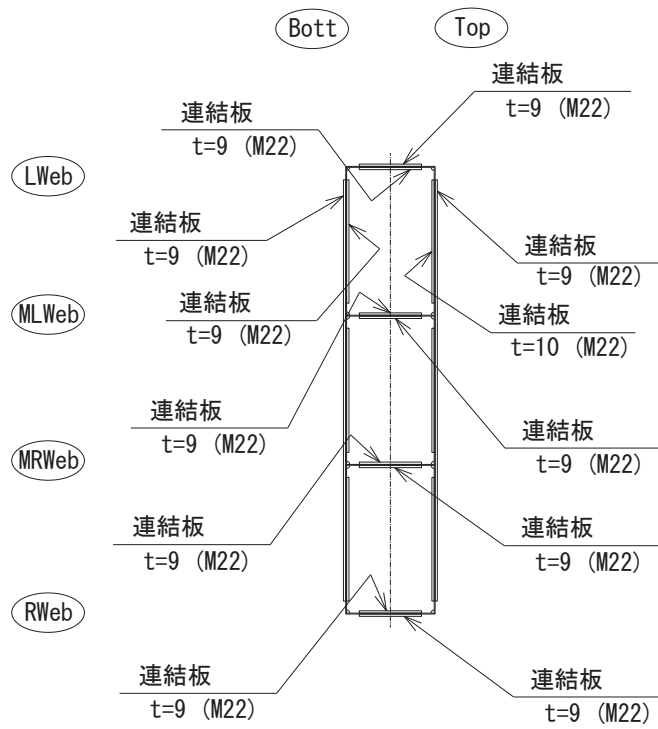
J4, J5



(鋼桁 4)

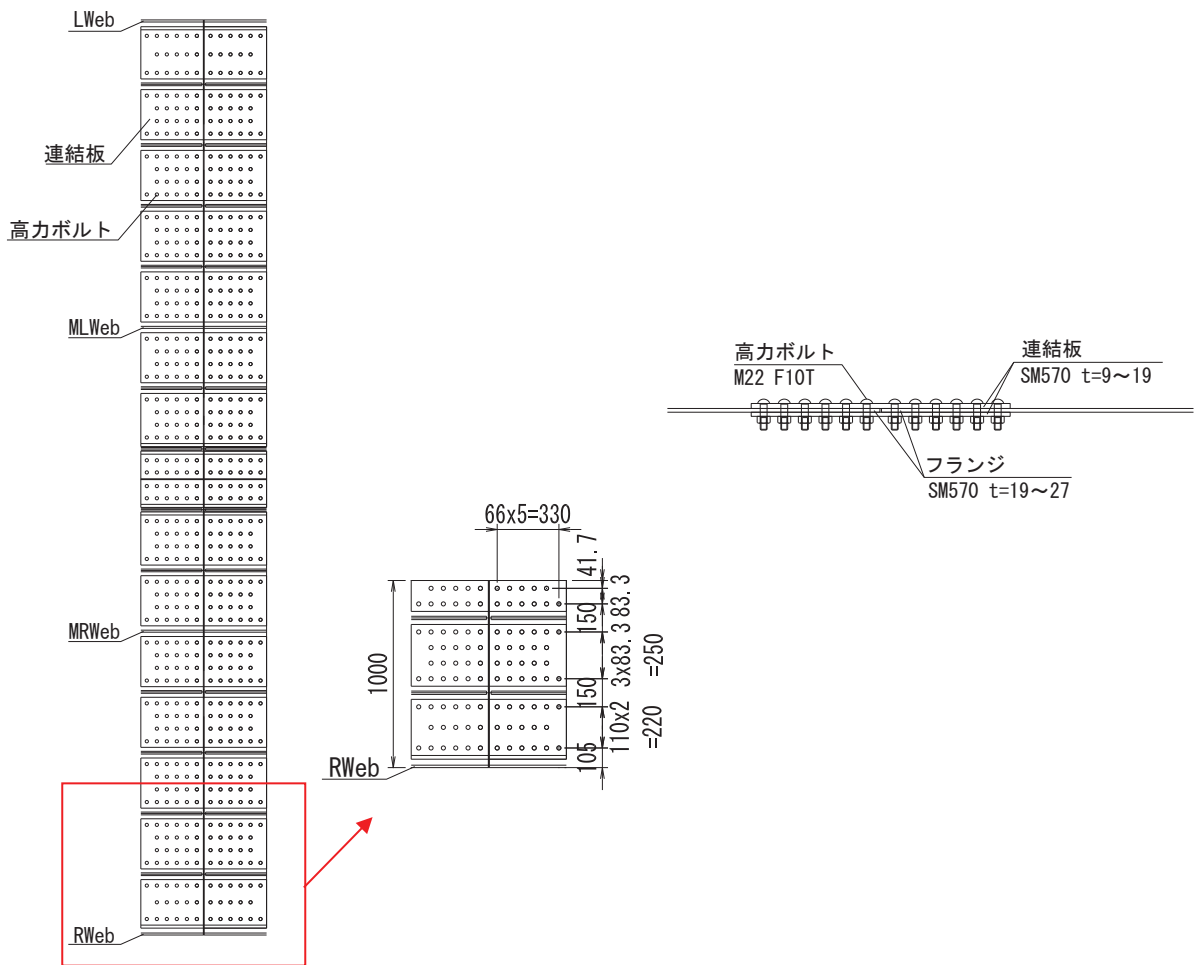
図19-4(2) 連結部の設置概要

(断面図)



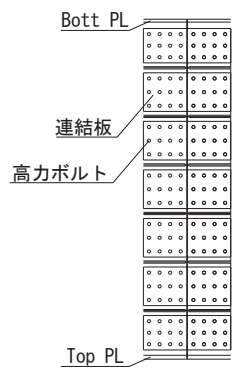
(鋼桁 2, 3, 5, 6)

図19-4(3) 連結部の設置概要
(断面図)

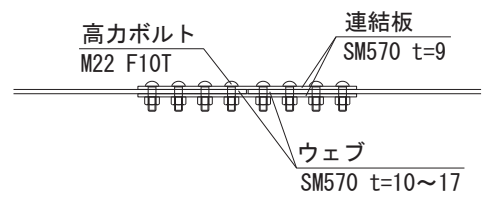


(フランジ部) 平面図

(フランジ部) 断面図



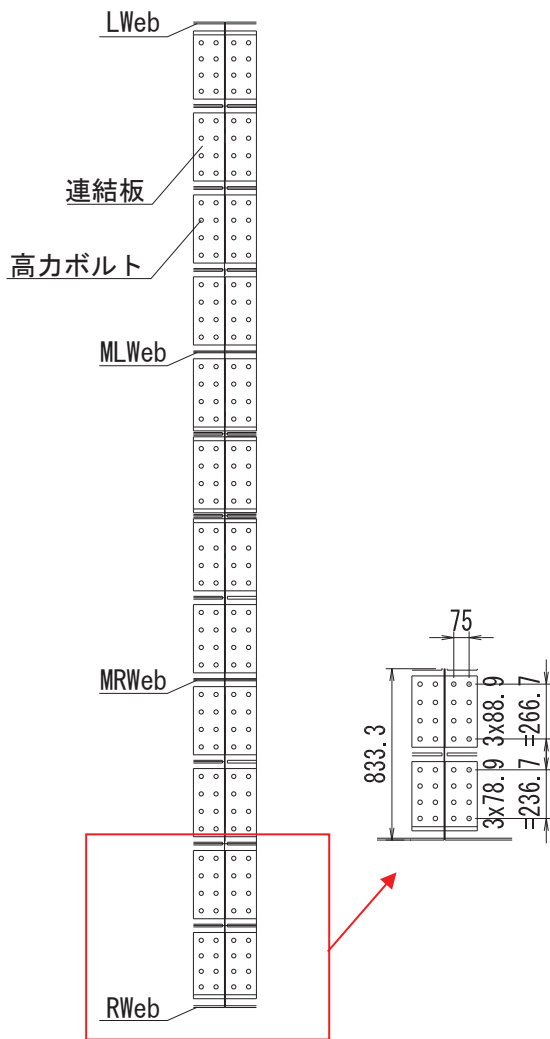
(腹板部) 平面図



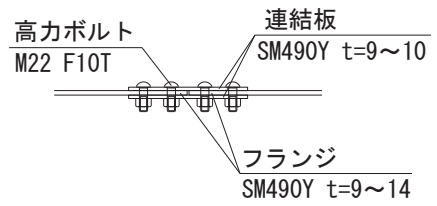
(腹板部) 断面図

図19-5(1) 連結部の構造図

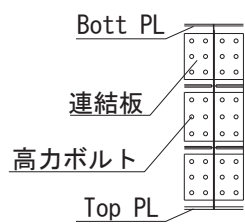
(鋼桁 1, 4)



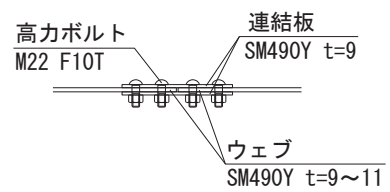
(フランジ部) 平面図



(フランジ部) 断面図



(腹板部) 平面図



(腹板部) 断面図

図19-5(2) 連結部の構造図

(鋼桁 2, 3, 5, 6)

2. 設計方針

連結部は、連結板と高力ボルトに対して設計を行う。

連結板は、母材と平行方向に配置することから、母材と同様の変形モードとなり、母材に作用する力に対して連結板の曲げ・せん断照査を行う必要がある。本設計においては、母材と同等の強度及び断面性能を有するような構造とすることで、母材の評価に包含されることにより、連結板の評価を省略する方針とする。よって、連結部の評価は、母材と同等の強度及び断面性能を有することを確認する。

高力ボルトは、設置位置毎に母材に作用する軸方向力、せん断力、曲げモーメントに対して設計を行う。高力ボルト継ぎ手の仕様毎（鋼桁 1, 4 は各 4 種、鋼桁 2, 3, 5, 6 はすべて仕様が同一であるため 1 種）に、「6.3 2 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」及び「6.3 9 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の強度計算書に関する補足説明」にて鋼桁の照査に用いる静的フレーム解析から得られる発生応力度を用い評価を行う。

連結部の評価項目を表 19-1 に、断面力の抽出位置を図 19-6 に示す。

表 19-1 連結部の評価項目

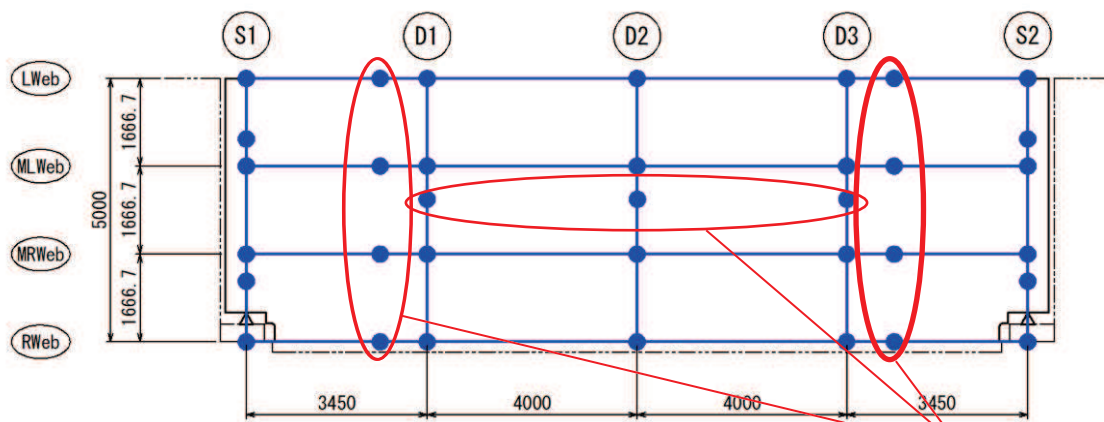
部位	評価方法	許容限界
連結板	母材（鋼桁）に生じる軸方向力、曲げモーメント、せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認する。	短期許容応力度* ¹
高力ボルト	母材（鋼桁）に生じる軸方向力、曲げモーメント、せん断力によりボルトに作用する力が許容限界以下であることを確認する。	ボルトの短期許容摩擦力* ²

注記* 1：上記のとおり、本評価では母材以上の強度及び断面積を有することを確認する。

* 2：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会、平成 14 年 3 月）に基づき、摩擦接合用高力ボルトの許容力（許容摩擦力）を参照する（表 19-2）。

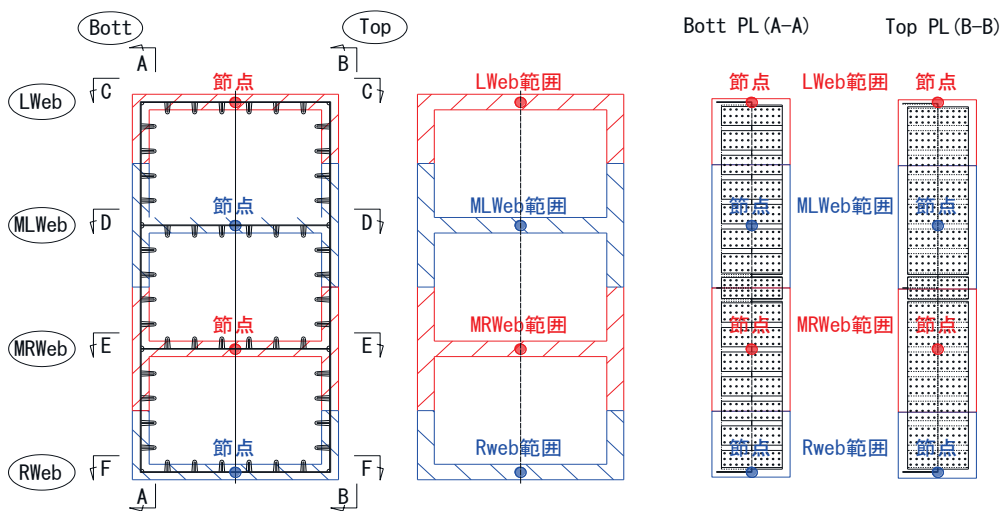
表 19-2 摩擦接合用高力ボルト（F10T）の許容力(1 面)

ボルト径	許容力 (N)	短期許容力 (N)
M20	44000	66000
M22	54000	81000
M24	63000	94000



- Lweb : 水平方向に配置される最上段の隔壁 (ウェブ)
- MLWeb : 水平方向に配置される上から 2 段目の隔壁 (ウェブ)
- MRWeb : 水平方向に配置される上から 3 段目の隔壁 (ウェブ)
- Rweb : 水平方向に配置される最下段の隔壁 (ウェブ)
- S1, S2 : 鉛直方向に配置される端部の隔壁 (ウェブ)
- D1, D2, D3 : 鉛直方向に配置される支間中央部の隔壁 (ウェブ)

(正面図)



(断面図)

図19-6 鋼桁フレームモデル応力抽出位置
(鋼桁3の例)

3. 評価方法

連結部は、連結板と高力ボルトに対して設計を行う。

(1) 連結板

連結板は、母材と同等の断面性能を有するような構造とする方針としているため、連結板が母材と同等の強度及び断面積を有することを確認する。

(2) 高力ボルト

高力ボルトは、道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編）・同解説（日本道路協会、平成14年3月）に基づき、軸方向力，せん断力，曲げモーメントに対して以下に示す式により，ボルトの作用力を算出する。

a. フランジ連結部（TopPL, BotPL）

フランジ連結部は面外変形によって作用する軸方向力と曲げモーメントによって生じるボルト作用力が許容限界以下であることを確認する。

ボルト作用力は以下の式により算定する。ボルトに作用する力（垂直応力の分布が均等の場合）の概念図を図19-7に示す。

$$\rho_p = \frac{P_c}{n} \leq \rho_a$$

ここで，計算に用いる各記号は表19-3に示す。

表 19-3 ボルト1本に作用する力算出に用いる記号

記号	単位	定義
ρ_p	N	ボルト1本に作用する力
n	本	ボルト本数
P_c	N	設計軸力
ρ_a	N	高力ボルト許容摩擦力（2面分）

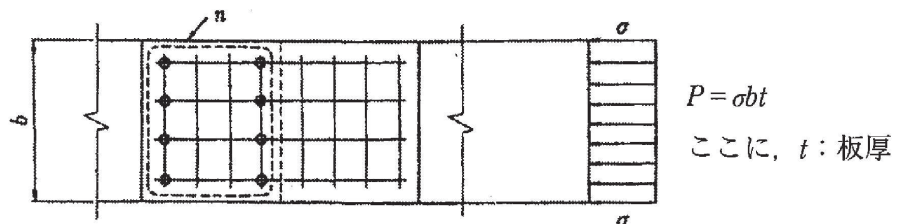


図 19-7 ボルトに作用する力（垂直応力の分布が均等な場合）

b. 腹板連結部 (Lweb, MLweb, MRweb, Rweb)

腹板部は面外方向のせん断力と腹板とフランジにより構成される断面における曲げモーメントによって生じるボルト作用力が許容限界以下であることを確認する。

ボルト作用力は以下の式により算定する。ボルトに作用する力（垂直応力の分布が均等でない場合）の概念図を図 19-8 に示す。

- ・ 曲げモーメントによって生じる作用力

$$\rho_{pi} = \frac{P_i}{n_i} \leq \rho_a$$

ここで、計算に用いる各記号は表 19-4 に示す。

表 19-4 ボルトの作用力算出に用いる記号

記号	単位	定義
ρ_{pi}	N	i 列目のボルト 1 本に作用する力
n_i	本	i 列目の接合線の片側にあるボルト郡のボルト本数
P_i	N	i 列目の接合線の片側にあるボルト郡に作用する力
ρ_a	N	高力ボルト許容摩擦力 (2 面分)

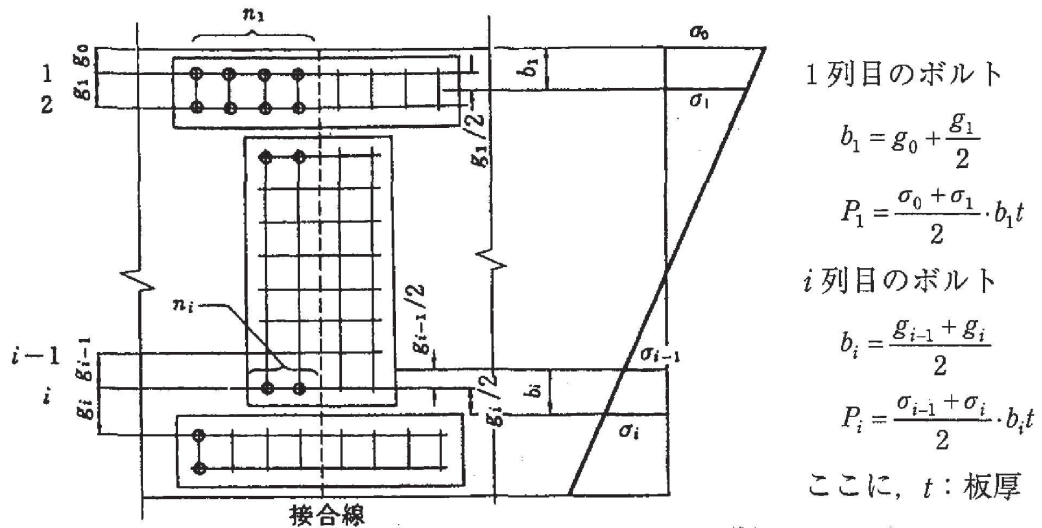


図 19-8 ボルトに作用する力
(垂直応力の分布が均等でない場合)

- せん断力によって生じる作用力

$$\rho_s = \frac{S}{n} = \frac{\tau \times A}{n} < \rho_a$$

ここで、計算に用いる各記号は表 19-5 に示す。

表 19-5 ボルトの応力度照査に用いる記号

記号	単位	定義
ρ_s	N	せん断力によってボルト 1 本に作用する力
S	N	せん断力
τ	N/mm ²	発生せん断応力度
A	mm ²	ウェブ断面積
n	本	接合線の片側にあるボルトの全本数
ρ_a	N	高力ボルト許容摩擦力 (2 面分)

- 曲げモーメント、軸方向力及びせん断力の同時作用によって生じる作用力

$$\rho_{cl} = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_s^2} < \rho_a$$

ここで、計算に用いる各記号は表 19-6 に示す。

表 19-6 ボルトの応力度照査に用いる記号

記号	単位	定義
ρ_{cl}	N	ボルト 1 本に作用する力
ρ_p	N	曲げモーメントによってボルト 1 本に作用する力
ρ_s	N	せん断力によってボルト 1 本に作用する力
ρ_a	N	高力ボルト許容摩擦力 (2 面分)

4. 評価結果

(1) 連結板

連結板の断面積が必要断面積(母材断面積)以上を確保していることを確認する。

連結板と母材の断面積の比較を表 19-7～表 19-9 に示す。いずれの継ぎ手位置においても、連結板が必要断面積(母材断面積)以上を確保していることを確認した。なお、材料強度はいずれも母材と同一のものを使用する(鋼桁 1,4 は SM570, 鋼桁 2,3,5,6 は SM490Y)。

表 19-7 断面積の比較(鋼桁 1)

継ぎ手位置	項目	Top PL*	Bott PL*	Lweb, MLweb, MRweb, Rweb*
J1, J8	母材断面積(mm ²)	11662	9996	23740
	連結板断面積(mm ²)	14000	12707	37449
J2, J7	母材断面積(mm ²)	18326	15827	28308
	連結板断面積(mm ²)	19504	17460	37449
J3, J6	母材断面積(mm ²)	18326	15827	28308
	連結板断面積(mm ²)	19504	17460	37449
J4, J5	母材断面積(mm ²)	18326	15827	28308
	連結板断面積(mm ²)	19504	17460	37449

注記* : 最も断面積比の小さい位置の値を示す。

表 19-8 断面積の比較(鋼桁 4)

継ぎ手位置	項目	Top PL*	Bott PL*	Lweb, MLweb, MRweb, Rweb*
J1, J8	母材断面積(mm ²)	16000	12000	37952
	連結板断面積(mm ²)	17340	15500	41210
J2, J7	母材断面積(mm ²)	27000	20000	40001
	連結板断面積(mm ²)	30385	22590	41210
J3, J6	母材断面積(mm ²)	27000	20000	40001
	連結板断面積(mm ²)	30385	22590	41210
J4, J5	母材断面積(mm ²)	27000	20000	32942
	連結板断面積(mm ²)	30385	25135	37449

注記* : 最も断面積比の小さい位置の値を示す。

表 19-9 断面積の比較 (鋼桁 2, 3, 5, 6)

項目	Top PL*	Bott PL*	Lweb, MLweb, MRweb, Rweb*
母材断面積 (mm ²)	11662	7497	10747
連結板断面積 (mm ²)	13732	13068	14931

注記* : 最も断面積比の小さい位置の値を示す。

(2) 高力ボルト

高力ボルトは、軸方向力、せん断力、曲げモーメントに対して以下に示す式により、ボルトの作用力を算出し、許容限界以下であることを確認する。

評価結果を表 19-10~表 19-12 に示す。いずれの継ぎ手位置においても、高力ボルトの作用力が、許容限界以下であることを確認した。

表 19-10 高力ボルトの照査結果 (鋼桁 1)

連結部	応力成分	作用力 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
Top PL*	垂直応力による ボルト作用力 (N)	126234	162000	0.78
Bott PL*	垂直応力によるボ ルト作用力 (N)	123115	162000	0.76
Lweb, MLweb, MRweb, Rweb*	垂直応力による ボルト作用力 (N)	131898	162000	0.82
	せん断力による ボルト作用力 (N)	45485	162000	0.29
	合成応力による ボルト作用力 (N)	135126	162000	0.84

注記* : 最も裕度の小さい位置の値を示す。

表 19-11 高力ボルトの照査結果（鋼桁 4）

連結部	応力成分	作用力 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
Top PL*	垂直応力による ボルト作用力 (N)	146498	162000	0.91
Bott PL*	垂直応力による ボルト作用力 (N)	139072	162000	0.86
Lweb, MLweb, MRweb, Rweb*	垂直応力による ボルト作用力 (N)	127419	162000	0.79
	せん断力による ボルト作用力 (N)	57155	162000	0.36
	合成応力による ボルト作用力 (N)	137253	162000	0.85

注記*：最も裕度の小さい位置の値を示す。

表 19-12 高力ボルトの照査結果（鋼桁 2, 3, 5, 6）

連結部	応力成分	作用力 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
Top PL*	垂直応力による ボルト作用力 (N)	142729	162000	0.89
Bott PL*	垂直応力による ボルト作用力 (N)	84160	162000	0.52
Lweb, MLweb, MRweb, Rweb*	垂直応力による ボルト作用力 (N)	116421	162000	0.72
	せん断力による ボルト作用力 (N)	26870	162000	0.17
	合成応力による ボルト作用力 (N)	119481	162000	0.74

注記*：最も裕度の小さい位置の値を示す。

- 6. 浸水防護施設に関する補足資料
- 6.4 貯留堰に関する補足説明

目 次

- 6.4.1 貯留堰の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.4.2 貯留堰の強度計算書に関する補足説明

6. 浸水防護施設に関する補足資料

6.4 貯留堰に関する補足説明

6.4.1 貯留堰の耐震性についての計算書に関する補足説明

貯留堰は取水口と一体構造であり，取水口は断面が延長方向で異なり，加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁等の面部材を耐震部材として考慮する構造物（箱形構造物）であることから，貯留堰を含めて三次元モデル化し，耐震評価を行う（貯留堰の位置図及び構造図については，「6.4.2 貯留堰の強度計算書に関する補足説明」に示す）。

貯留堰の耐震性については，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 資料10 取水口の耐震安全性評価」で説明する。

- 6. 浸水防護施設に関する補足資料
- 6.4 貯留堰に関する補足説明
- 6.4.2 貯留堰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	2
2.3	評価方針	5
2.4	適用基準	7
3.	強度評価方法	8
3.1	記号の定義	8
3.2	評価対象	9
3.3	荷重及び荷重の組合せ	11
3.3.1	荷重	11
3.3.2	荷重の組合せ	12
3.4	許容限界	13
3.5	評価方法	15
3.5.1	解析方法	15
3.5.2	設計水平震度の算定	16
3.5.3	評価方法	21
3.5.4	使用材料及び材料の物性値	21
4.	評価条件	23
4.1	津波時	23
4.2	重畳時 1	25
4.3	重畳時 2	27
4.4	解析ケースによる荷重モデル図	29
5.	強度評価結果	30
5.1	曲げ圧縮応力度に対する照査	30
5.2	引張応力度に対する照査	31
5.3	せん断応力度に対する照査	31

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、貯留堰 (No.1), (No.2), (No.3), (No.4), (No.5), (No.6) が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重, 余震荷重及び漂流物の衝突荷重に対して十分な構造強度を有していることを確認するものである。

なお、貯留堰 (No.1), (No.2), (No.3), (No.4), (No.5), (No.6) 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 1m の地盤沈下が発生したこと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

貯留堰の位置図を図 2-1 に示す。

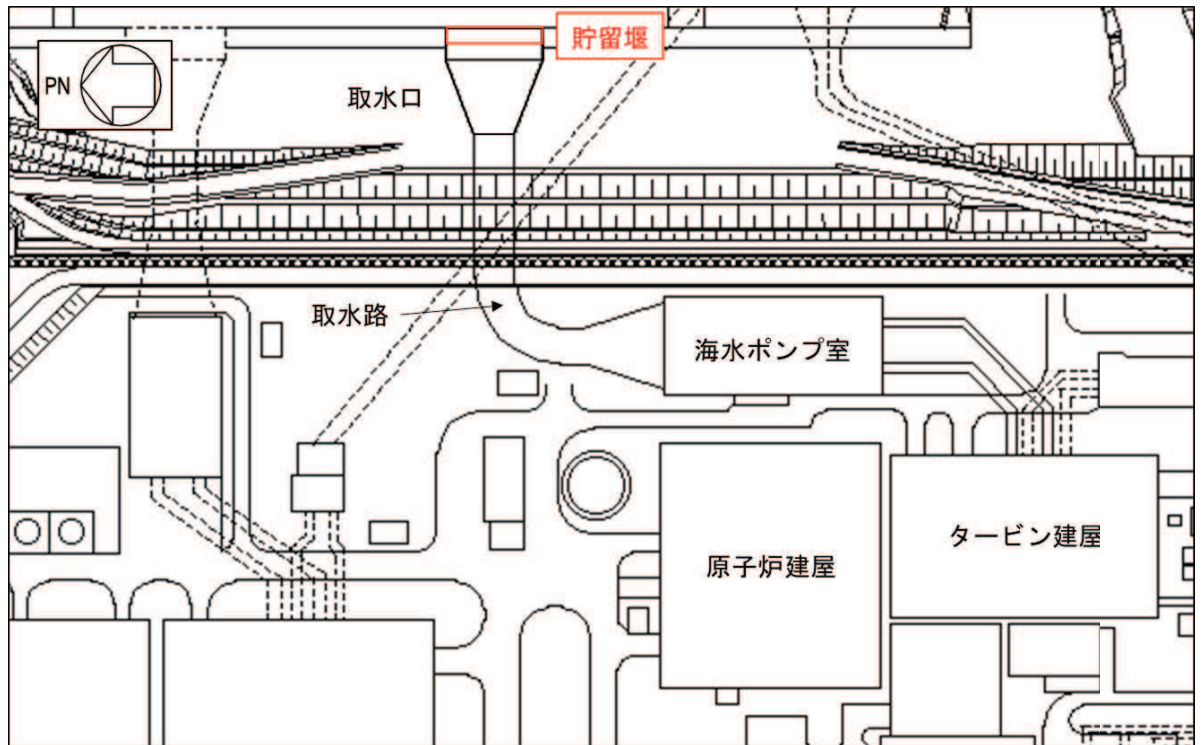


図 2-1 貯留堰位置図

2.2 構造概要

貯留堰の平面図，縦断図，正面図を図 2-2～図 2-4 に示す。

図 2-2～図 2-4 のとおり，貯留堰は岩盤上にマンメイドロック（以下「MMR」という。）を介して設置された取水口の底版に設置する鉄筋コンクリート製の構造物であり，取水口と一体構造の津波防護施設（非常用取水設備と兼用）である。貯留堰の寸法は，長さ（横幅）4.0m×天端幅（奥行き）2.5m×高さ 1.2m（天端高さ 0.P.-6.3m）であり，取水口上に 6 基設置する。貯留堰には通水機能及び貯水機能が要求される。

貯留堰は鉄筋コンクリート構造物であり、津波による水位低下に対して非常用海水ポンプの機能が保持でき、かつ、原子炉冷却に必要な海水を確保できるよう、取水口底版より 1.2m の高さを有している。貯留堰の配筋図を図 2-5 に示す。

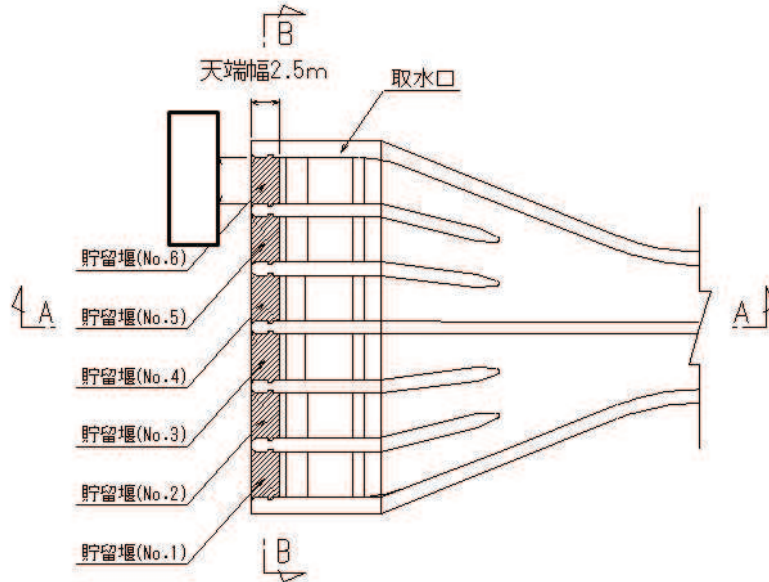


図 2-2 貯留堰平面図

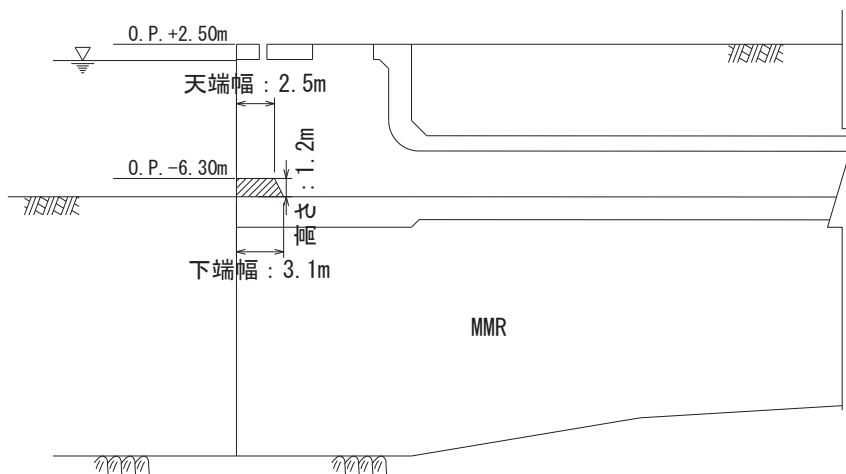


図 2-3 貯留堰縦断図 (A-A)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

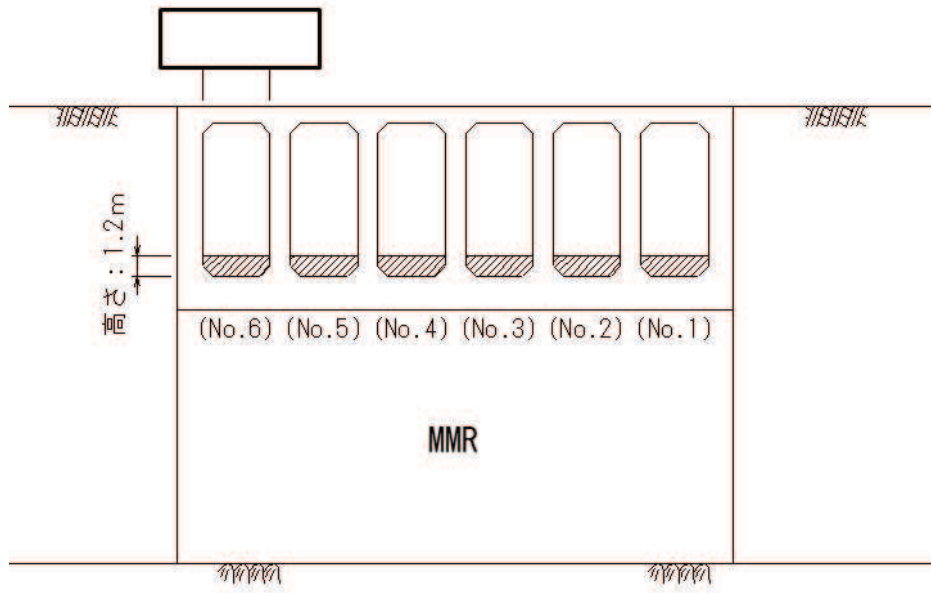


図 2-4 貯留堰正面図 (B-B)

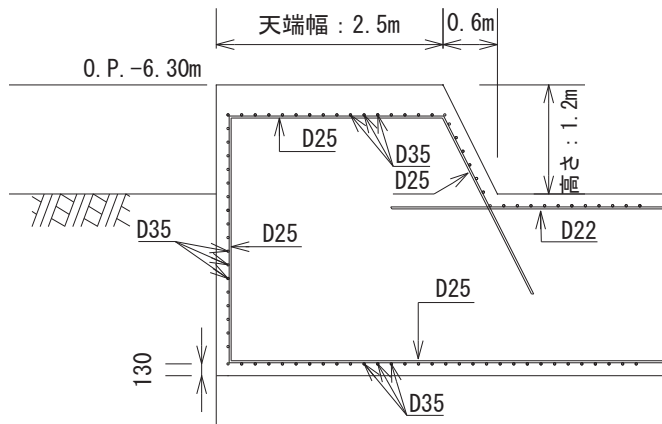


図 2-5 貯留堰配筋図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.3 評価方針

貯留堰の強度評価は、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」を踏まえて実施する。強度評価においては、「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、「5. 強度評価結果」より、発生応力が許容限界を満足することを確認する。

貯留堰の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。）、津波に伴う荷重及びS d - D 2による余震荷重作用時（以下「重畳時」という。）を対象とする。

貯留堰の評価項目及び評価フローを表 2-1、図 2-6 に示す。

表 2-1 貯留堰の評価項目

評価方針	評価項目	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	施設の健全性	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度（曲げ・軸力，せん断力）*
止水性を損なわないこと			

注記*：妥当な安全余裕を考慮する。

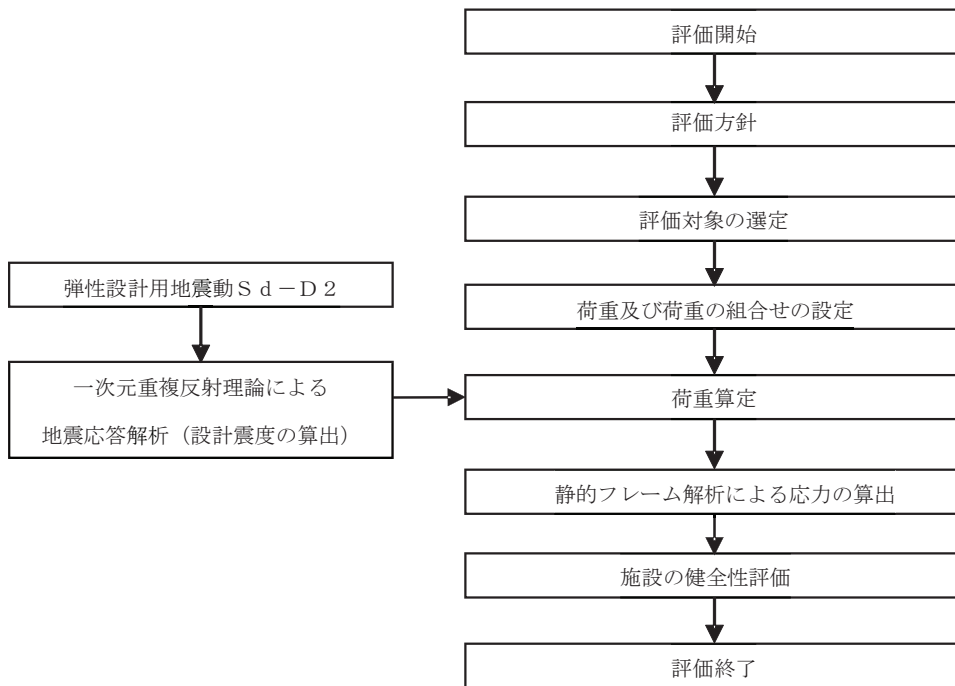


図 2-6 貯留堰の強度評価フロー

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)

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 に示す。

表 3-1 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
g	m/s ²	重力加速度
kh	—	設計水平震度
w1	kN/m	躯体自重(貯留堰天端における軸方向荷重)
w2	kN/m	躯体自重(貯留堰下端における軸方向荷重)
h1	m	貯留堰の天端における水深
h2	m	貯留堰の下端における水深
p1	kN/m	貯留堰の天端における津波波圧
p2	kN/m	貯留堰の下端における津波波圧
Pc	kN	衝突荷重
pd1	kN/m	貯留堰の天端における動水圧
pdn	kN/m	貯留堰にかかる動水圧(分割してn番目の動水圧)
ps1	kN/m	貯留堰の天端における静水圧
ps2	kN/m	貯留堰の下端における静水圧
γ_w	kN/m ³	海水の単位体積重量
psd1	kN/m	貯留堰の天端における躯体慣性力
psd2	kN/m	貯留堰の下端における躯体慣性力
σ	N/mm	曲げモーメント及び軸力による応力
f'ck	N/mm ²	コンクリートの設計基準強度
σ'_{ca}	N/mm ²	短期許容曲げ圧縮応力度
σ_{sa}	N/mm ²	短期許容引張応力度
M	kN・m	曲げモーメント
N	kN	軸力
τ	N/mm ²	せん断応力度
τ_a	N/mm ²	短期許容せん断応力度
V	kN	せん断力

3.2 評価対象

貯留堰の強度計算においては、津波荷重及び漂流物衝突荷重が東西方向に作用することから、津波荷重作用方向（東西方向）を評価対象断面とする。また、取水口に6基設置される各貯留堰は近接しており、各貯留堰位置で地質構造には有意な差がない。したがって、6基の貯留堰の中央位置の地質断面を用いて、評価を実施する。

図2-2に示すA-A及びB-B断面の地質図を図3-1、評価対象位置での地質構成図を図3-2に示す。図3-1に示すとおり、貯留堰はC_MもしくはC_H岩盤上にMMRを介して構築された取水口底版に設置されている。

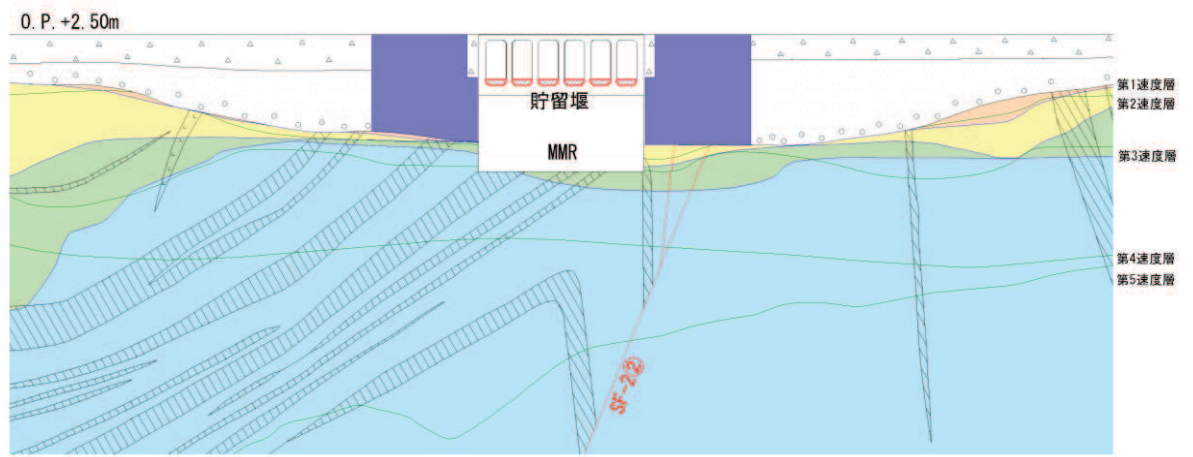


図3-1(1) 貯留堰地質断面図 (A-A)

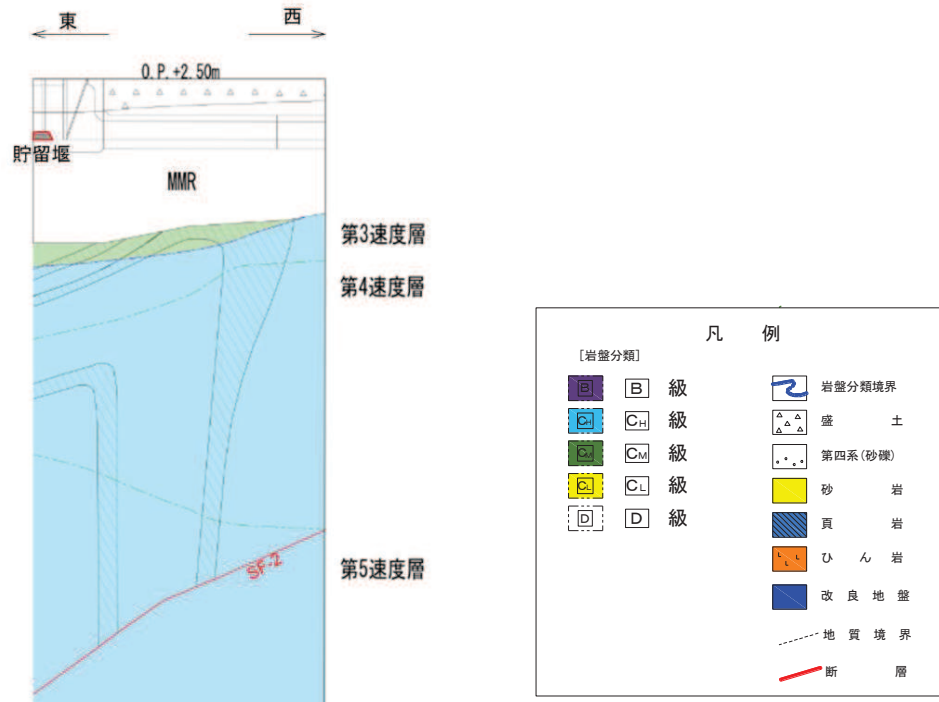


図3-1(2) 貯留堰地質断面図 (B-B)

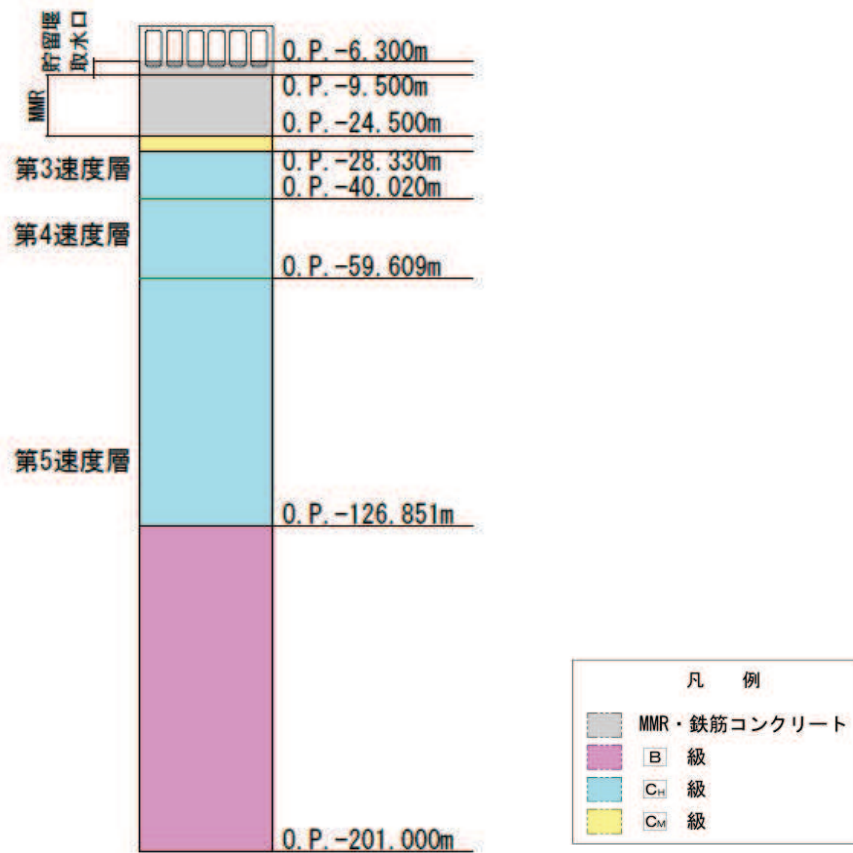


図 3-2 地質構成図

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) 遡上津波荷重 (P_t)

遡上津波荷重として、海底面高さ (0.P.-11.5m) と貯留堰の各高さにおける標高 (0.P.-6.3m) との差の 1/2 (2.6m) を設計用浸水深として、朝倉式により算定した波力を考慮する。

(3) 余震荷重 (K S d)

余震荷重として、弾性設計用地震動 S_d-D₂ による慣性力及び動水圧を考慮する。

(4) 津波荷重 (静水圧) (P_{h y})

基準津波による貯留堰内外の水位差が最大となる津波高さ (0.P.-5.3m) の時の静水圧を考慮する。

(5) 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) *1」による漂流物荷重に十分な余裕を考慮して設定する。衝突荷重を表 3-2 に示す。

注記*1 : FEMA (2012) : Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

表 3-2 衝突荷重

流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
13.0	2000

3.3.2 荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の組合せは、表 3-3 に示すとおり津波時及び重畳時 1、重畳時 2 の 3 ケースを考慮する。各ケースにおける荷重作用図を図 3-3 に示す。

表 3-3 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
津波時	$G + P_t + P_c$
重畳時 1	$G + P_t + K S_d$
重畳時 2	$G + P_{hy} + K S_d + P_c$

G : 固定荷重

P_t : 遡上津波荷重

P_c : 衝突荷重

$K S_d$: 余震荷重

P_{hy} : 津波荷重 (静水圧)

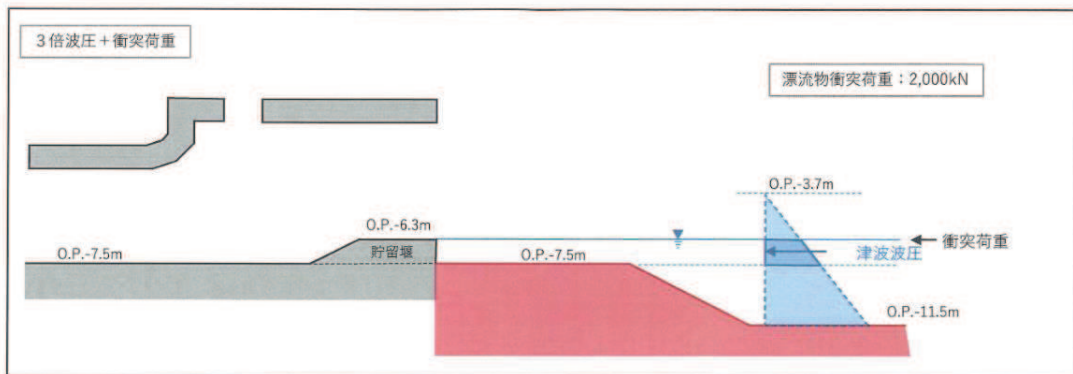


図 3-3(1) 荷重作用図 (津波時)

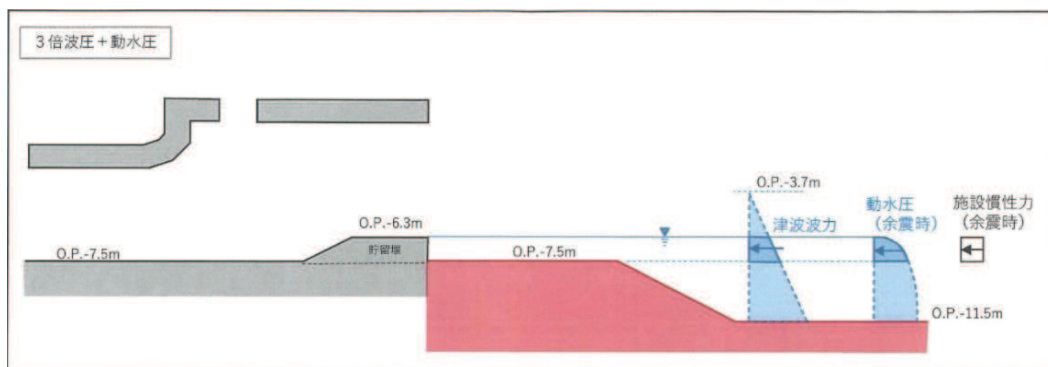


図 3-3(2) 荷重作用図 (重畳時 1)

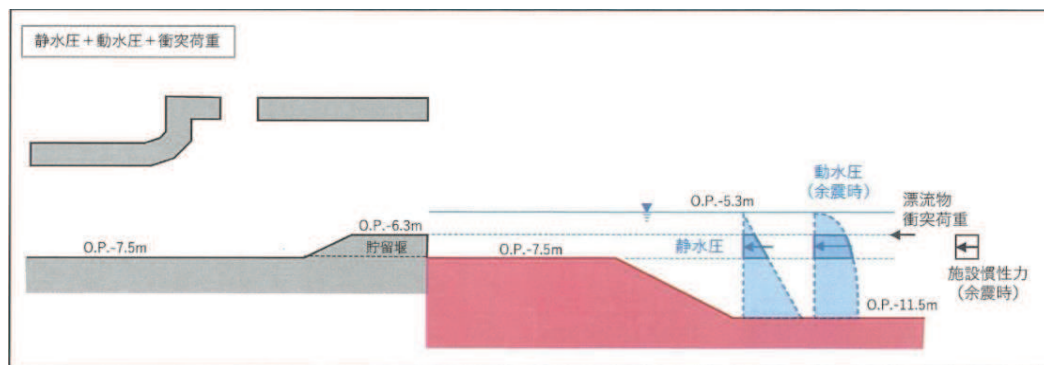


図 3-3(3) 荷重作用図 (重畳時 2)

3.4 許容限界

許容限界は、「3.2 評価対象」にて設定した評価対象の応力や形状を考慮し、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。

貯留堰の許容限界は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会, 2002年制定)」に基づく短期許容応力度とする。貯留堰の許容限界を表 3-4 に示す。

表3-4 貯留堰の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
コンクリート ($f'_{ck} = 20.5 \text{ N/mm}^2$)	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	7.8	11.7
	許容せん断応力度 τ_a	0.42	0.63
鉄筋 (SD345)	許容引張応力度 σ_{sa}	196	294

注記* : 短期許容応力度は, 許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

3.5 評価方法

貯留堰の強度評価は、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」に基づき実施する。

3.5.1 解析方法

(1) 拘束条件

図 2-2～図 2-4 に示すとおり、貯留堰は取水口の底版に設置されており、側面は取水口の側壁もしくは導流壁に拘束された 3 辺固定構造となっている。また、貯留堰高さ 1.2m に対して、津波荷重作用方向（東西方向）である天端幅は 2.5m あることから、面外荷重に対して堅固な構造となっている。なお、貯留堰が設置される取水口底版は、東西方向の延長 39.8m を有する平坦な構造となっており、貯留堰下端を堅固に固定している。

ここでは、面外方向からの津波荷重及び漂流物荷重に対して、貯留堰の健全性を保守的に評価する観点から、貯留堰側面の拘束効果（取水口の側壁及び導流壁による荷重分担効果）を考慮せず、取水口底版を固定端とした片持ち梁としてモデル化し、貯留堰の強度評価を実施する。

(2) 解析手法

取水口底版を固定端とした片持ち梁としてモデル化するにあたり、貯留堰を高さ方向に線形はり要素（はり長 1.2m, ）で模擬して、静的フレーム解析により評価を実施する。静的フレーム解析モデルの概念図を図 3-4 に示す。

静的フレーム解析には、解析プログラム「FRAME（面内） Ver. 5.0.4」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

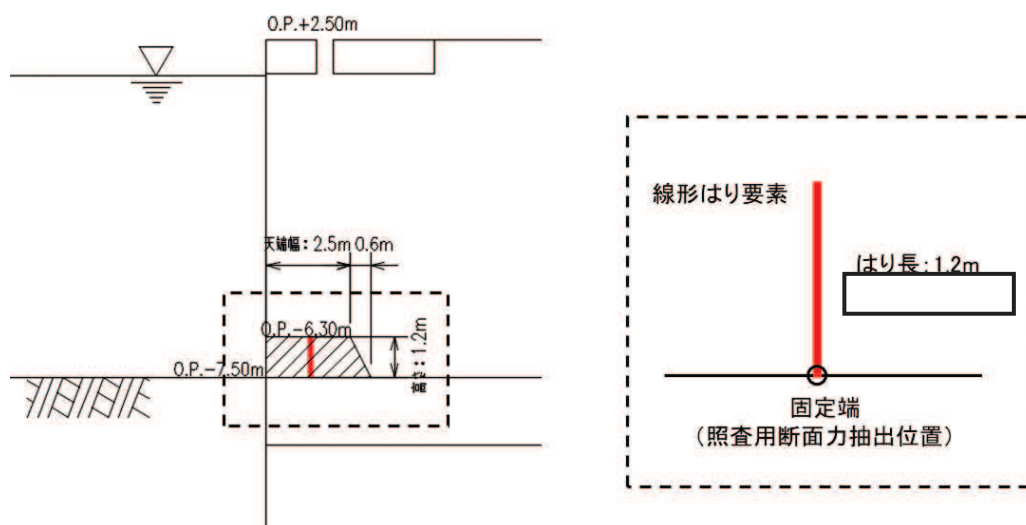


図 3-4 静的フレーム解析モデル概念図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

3.5.2 設計水平震度の算定

(1) 地盤物性及び材料物性のばらつき

地震応答解析には、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使用する。

地盤物性のばらつきの影響を考慮するため、表 3-5 に示す解析ケースを設定する。

表 3-5 強度評価における解析ケース

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
		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
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1σ
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1σ

(2) 一次元地震応答解析

設計水平震度は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ を一次元重複反射理論による引戻し・引上げ解析を行って求められる応答結果を用いて設定する。応答値の抽出位置は貯留堰の中心 (O.P. -6.9m) とし、引戻し解析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」とする。

一次元地震応答解析の概念図を図 3-5 に、設計水平震度の設定に用いる貯留堰位置の弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ によるケース①～③の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図 3-6 に示す。

一次元地震応答解析には、解析コード「ArkQuake Ver. 3.10.01」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

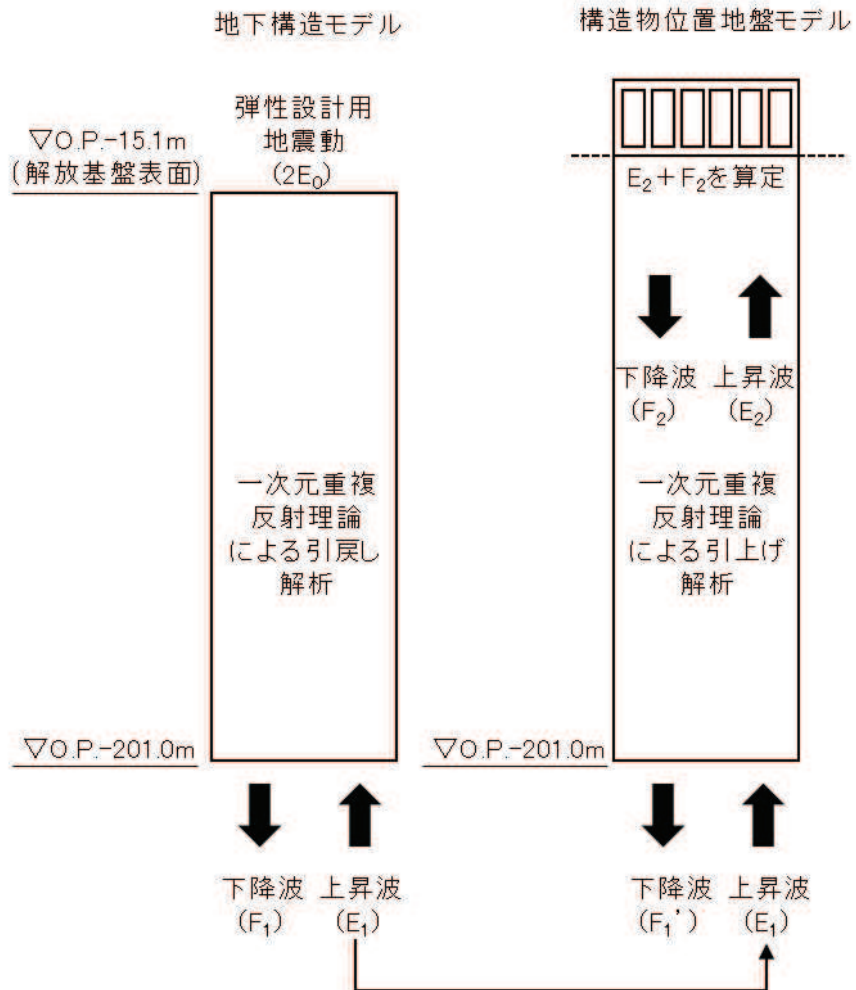
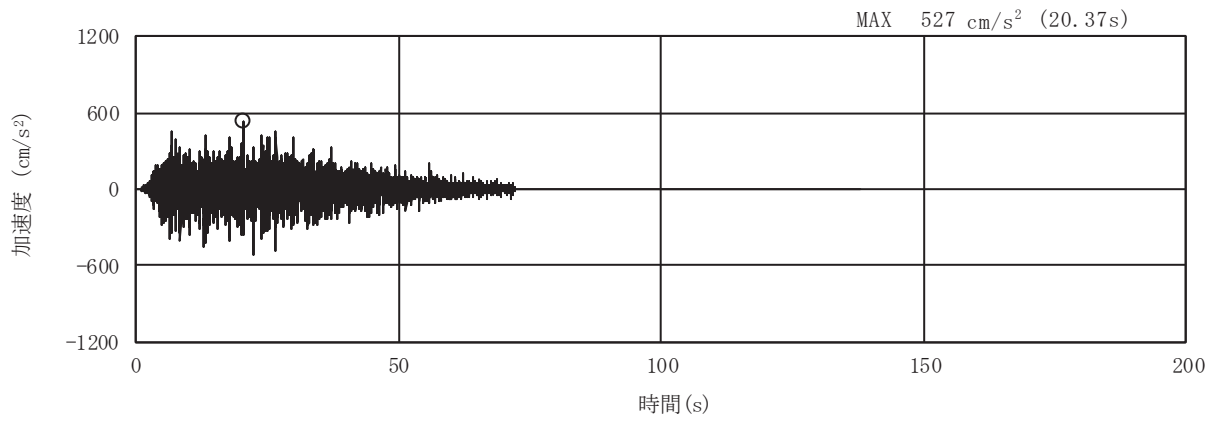
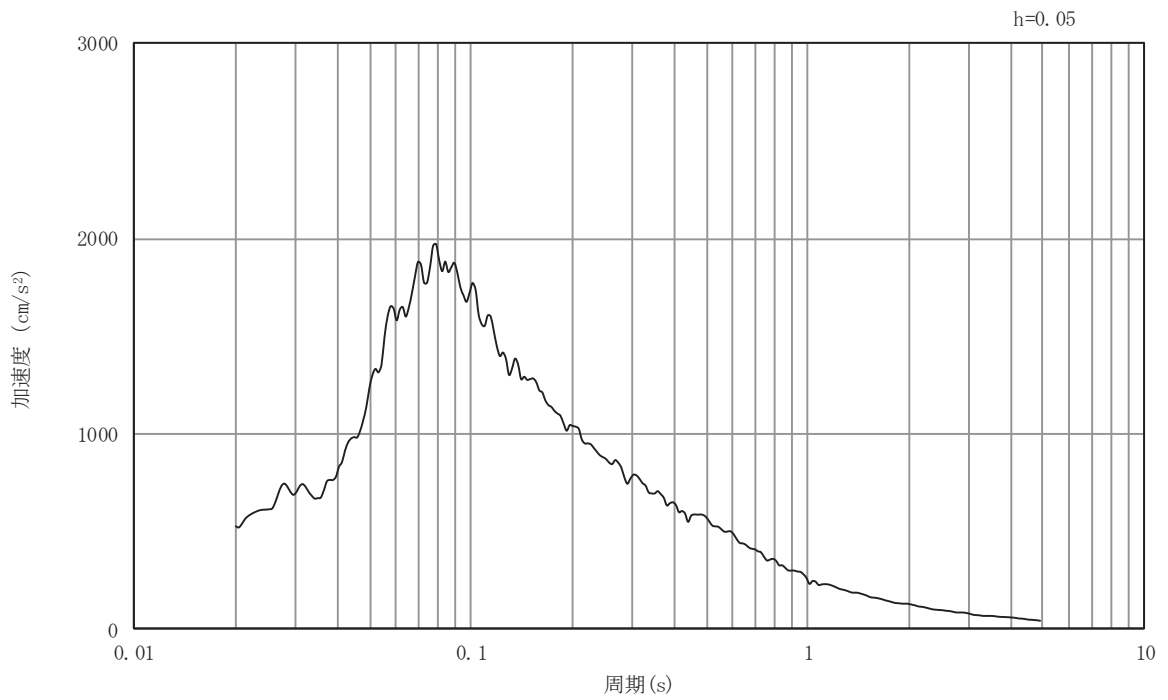


図 3-5 一次元地震応答解析の概念図

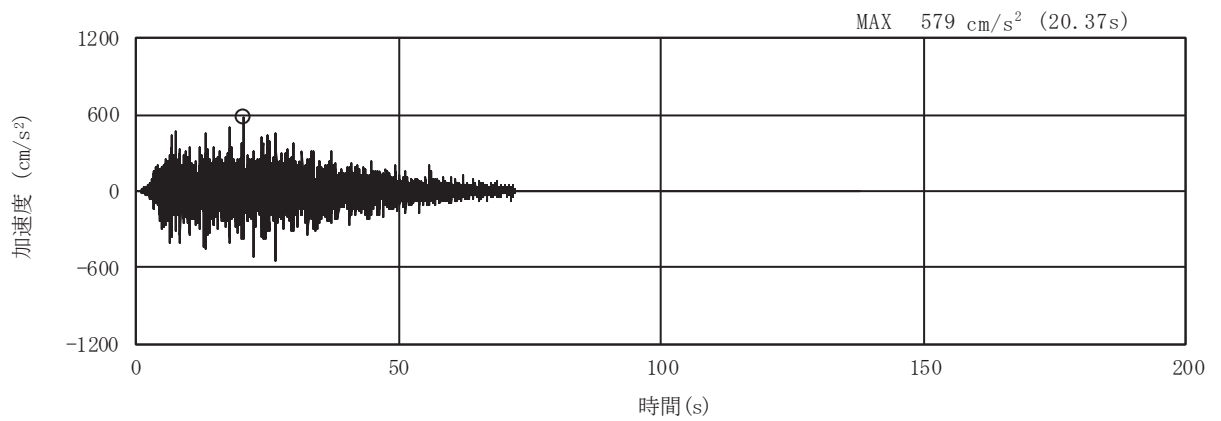


(a) 加速度時刻歴波形

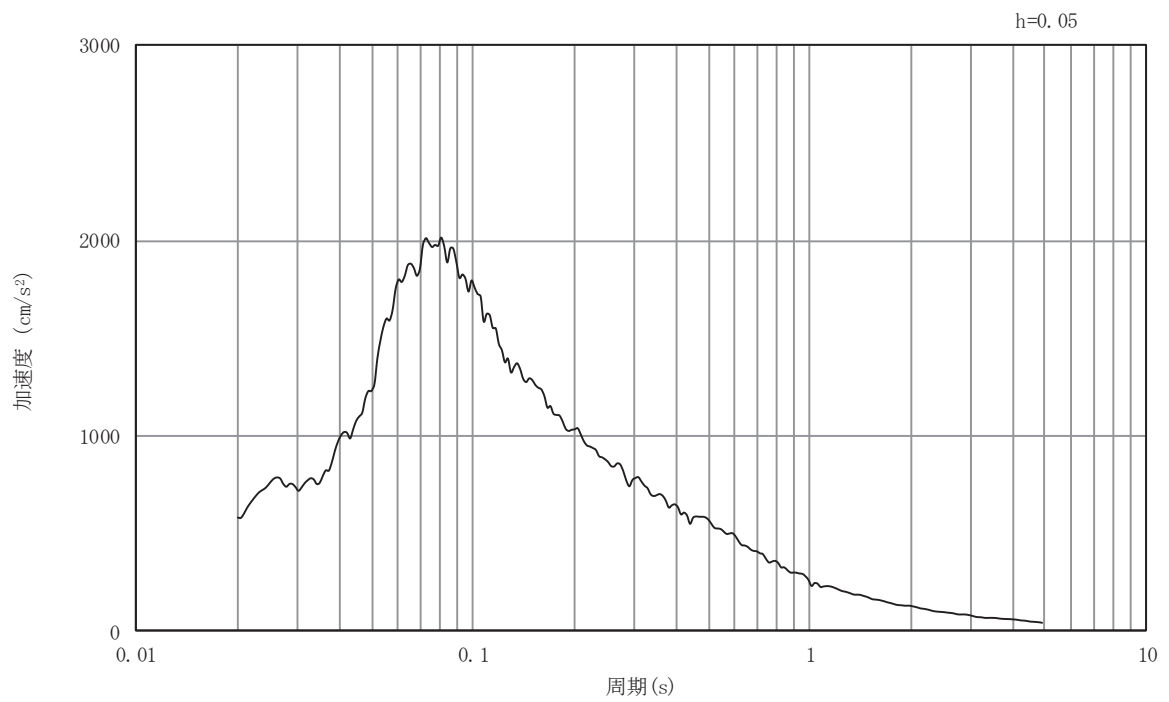


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6(1) 貯留堰位置における弾性設計用地震動 S d - D 2 (ケース①, 水平方向) による
加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

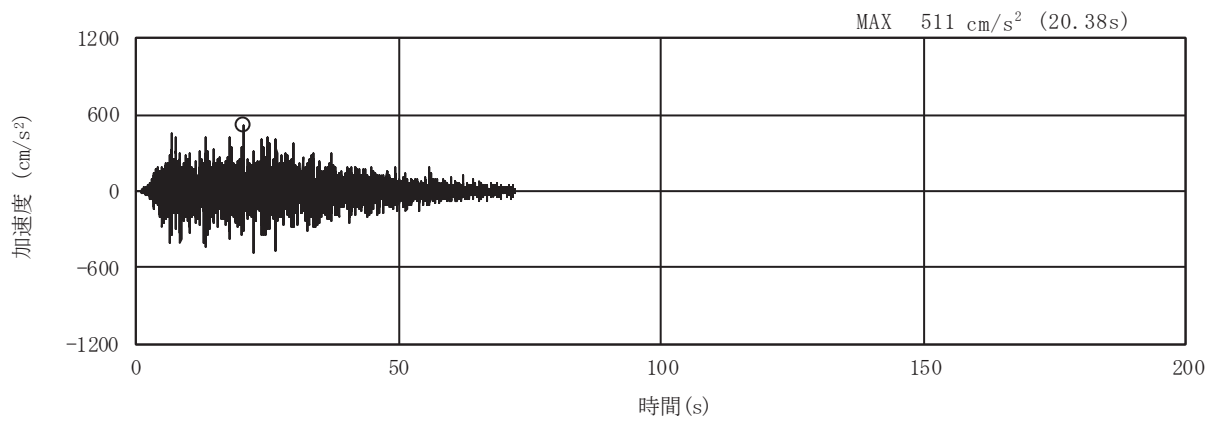


(a) 加速度時刻歴波形

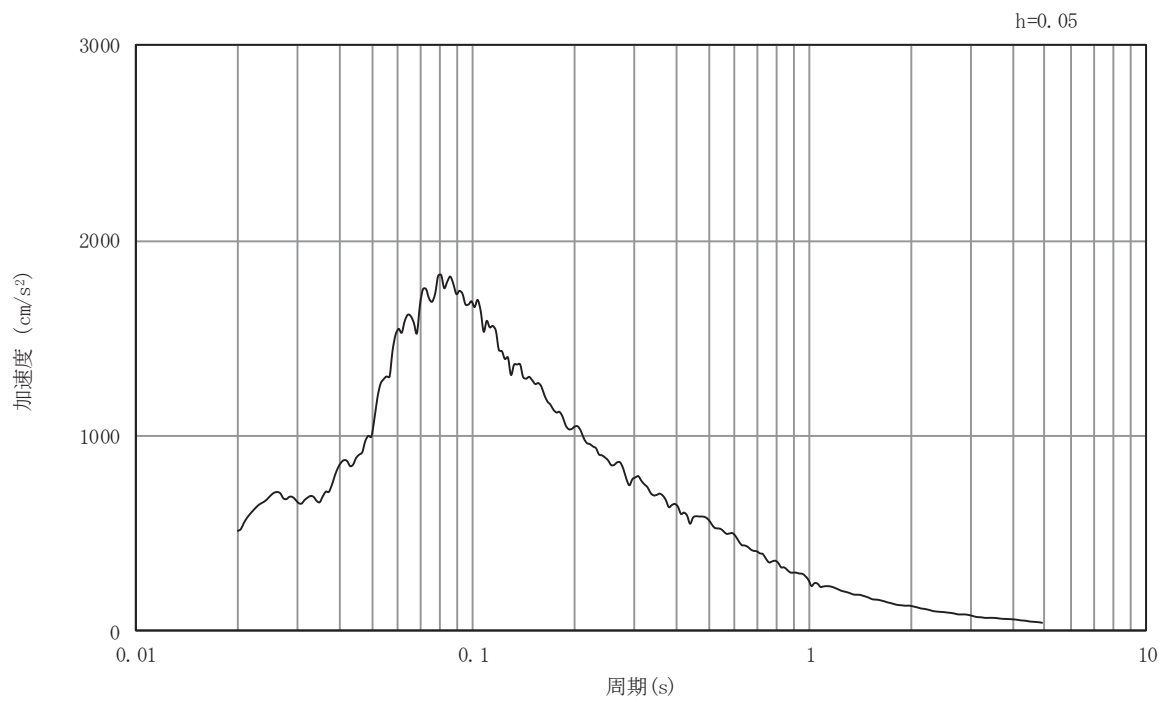


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6(2) 貯留堰位置における弾性設計用地震動 S d - D 2 (ケース②, 水平方向) による
加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6(3) 貯留堰位置における弾性設計用地震動 S d - D 2 (ケース③, 水平方向) による
加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

(3) 設計水平震度の算定

貯留堰位置における最大加速度を表 3-6 に示す。

ケース②の加速度が最も大きいため、この加速度を重力加速度で除して、保守的に設計水平震度を 0.60 とする。

$$\text{設計水平震度 (k h)} = 579(\text{cm/s}^2) / 980.665(\text{cm/s}^2) \approx 0.60$$

表 3-6 一次元地震応答解析結果 (下線部：設計水平震度採用ケース)

解析ケース	①	②	③
	基本ケース		地盤剛性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース
最大加速度 (cm/s ²)	527	<u>579</u>	511

3.5.3 評価方法

貯留堰の強度評価においては、静的フレーム解析により得られた曲げモーメント及び軸力より算定した曲げ圧縮応力及び引張応力、せん断力より算定したせん断応力が「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。

(1) 曲げ圧縮と引張に対する照査

曲げ圧縮及び引張の断面照査においては、発生断面力が許容限界以下であることを確認する。解析プログラムは「RC 断面計算 Ver8.0.6」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。

(2) せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定したせん断力が許容限界以下であることを証明する。

$$\tau = \frac{V}{b w \cdot j \cdot d} = \frac{V}{b w \cdot z}$$

ここで、

V : せん断力

b w : 部材断面の腹部の幅

z = j d : 全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面の図心までの距離

d : 有効高さ, j = 1/1.15

3.5.4 使用材料及び材料の物性値

使用材料及び材料の物性値を表 3-7 に示す。

表3-7 使用材料及び物性値

評価対象	材料	仕様	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (kN/mm ²)
貯留堰 (鉄筋コンクリート造)	コンクリート	$f'_{ck} = 20.5 \text{N/mm}^2$	24.0	23.3
	鉄筋	SD345		

4. 評価条件

貯留堰は海中構造物であるため、津波波力が作用するのは、引き波により貯留堰が海面から露出し、その後、押し波が貯留堰に作用してから越流するまでの間に限定される。

「防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省港湾局）」（平成27年12月一部改訂）によると、津波が構造物を越流する場合の津波荷重は、若干越流している状態の静水圧差と、それより水位の低い越流直前の状態の波力とを比較して、高い方を採用することとしている。

両者を比較した結果、越流直前の津波波力が越流時の静水圧差を上回ることから、各荷重組合せケースにおける水位（水深）及び各種荷重は以下のとおり設定する（比較の詳細については「5.4 津波波圧の算定に用いた規格・基準類の適用性について」の「5.4.3 貯留堰貯留堰に対する津波波圧算定式の適用に関する検討」に示す）。

4.1 津波時

津波時において、強度評価に用いる評価条件を表4-1に示す。設定の詳細は以下のとおり。

(1) 躯体自重

$$w_1 = 2.5\text{m} \times 4\text{m} \times 24.03\text{kN/m}^3 = 240.3\text{kN/m}$$

$$w_2 = 3.1\text{m} \times 4\text{m} \times 24.03\text{kN/m}^3 = 298.0\text{kN/m}$$

(2) 貯留堰の天端・下端における水深

越流直前の貯留堰天端に水面がある状態を想定し、以下のとおり設定する。

$$h_1 = 0.0\text{m}$$

$$h_2 = 1.2\text{m}$$

(3) 貯留堰の天端・下端に作用する津波波圧

津波波圧の算出には、朝倉式を適用する。海底面高さ（O.P. -11.5m）と入力津波水位（O.P. -6.3m）の1/2（2.6m）を設計用浸水深 η とすると、各水深における波圧は、

$$p = \gamma w \times (\alpha \times \eta - z) \times B$$

ここで、

p : 津波波圧 (kN/m)

γw : 海水の単位体積重量

α : 水深係数 (=3)

η : 設計用浸水深 (=2.6m)

z : 海底面高さ (O.P. -11.5m) を基準とした上向の正の座標

B : 荷重作用幅 (=4.0m)

となる。よって、

$$p_1 = 10.1\text{kN/m}^3 \times (3 \times 2.6\text{m} - (-6.3\text{m} - (-11.5\text{m}))) \times 4\text{m} = 105.0\text{kN/m}$$

$$p_2 = 10.1\text{kN/m}^3 \times (3 \times 2.6\text{m} - (-7.5\text{m} - (-11.5\text{m}))) \times 4\text{m} = 153.5\text{kN/m}$$

表4-1 強度評価に用いる条件（津波時）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
w 1	躯体自重（貯留堰天端における軸方向荷重）	240.3	kN/m
w 2	躯体自重（貯留堰下端における軸方向荷重）	298.0	kN/m
h 1	貯留堰の天端における水深	0.0	m
h 2	貯留堰の下端における水深	1.2	m
p 1	貯留堰の天端における津波波圧	105.0	kN/m
p 2	貯留堰の下端における津波波圧	153.5	kN/m
P c	衝突荷重	2000	kN
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
σ'_{ca}	短期許容曲げ圧縮応力度	11.7	N/mm ²
σ_{sa}	短期許容引張応力度	294	N/mm ²
τ_a	短期許容せん断応力度	0.63	N/mm ²

4.2 重畳時1

重畳時1において、強度評価に用いる評価条件を表4-2に示す。躯体自重、貯留堰の水深、貯留堰に作用する津波波圧の算出方法は「4.1 津波時」のとおりとし、動水圧の設定の詳細は以下のとおり。

(1) 動水圧

動水圧は、以下のとおりWestergaard式により算出する。

$$p_d = 7/8 \times \gamma_w \times kh \times \sqrt{(H \times h)} \times B$$

ここで、

γ_w : 水の単位体積重量 (=10.1kN/m³)

kh : 水平地震力 (=0.60)

H : 貯留堰天端における水深 (= -6.3m - (-11.5m) = 5.2m)

h : 対象個所の水深(m)

よって、

$$\begin{aligned} p_d &= 7/8 \times 10.1 \times 0.6 \times \sqrt{(5.2 \times z)} \times 4.0 \\ &= 21.21 \times \sqrt{(5.2 \times z)} \end{aligned}$$

貯留堰の下端（天端から1.2m）における動水圧を例にとると、

$$p_{d13} = 21.21 \times \sqrt{(5.2 \times z)} = 53.0 \text{ kN/m}$$

表4-2 強度評価に用いる条件（重畳時1）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
k h	設計水平震度	0.60	—
w 1	躯体自重（貯留堰天端における軸方向荷重）	240.3	kN/m
w 2	躯体自重（貯留堰下端における軸方向荷重）	298.0	kN/m
h 1	貯留堰の天端における水深	0.0	m
h 2	貯留堰の下端における水深	1.2	m
p 1	貯留堰の天端における津波波圧	105.0	kN/m
p 2	貯留堰の下端における津波波圧	153.5	kN/m
p d 1	貯留堰の天端における動水圧	0.0	kN/m
p d 2	貯留堰の天端から下に0.1mにおける動水圧	15.3	kN/m
p d 3	貯留堰の天端から下に0.2mにおける動水圧	21.6	kN/m
p d 4	貯留堰の天端から下に0.3mにおける動水圧	26.5	kN/m
p d 5	貯留堰の天端から下に0.4mにおける動水圧	30.6	kN/m
p d 6	貯留堰の天端から下に0.5mにおける動水圧	34.2	kN/m
p d 7	貯留堰の天端から下に0.6mにおける動水圧	37.5	kN/m
p d 8	貯留堰の天端から下に0.7mにおける動水圧	40.5	kN/m
p d 9	貯留堰の天端から下に0.8mにおける動水圧	43.3	kN/m
p d 10	貯留堰の天端から下に0.9mにおける動水圧	45.9	kN/m
p d 11	貯留堰の天端から下に1.0mにおける動水圧	48.4	kN/m
p d 12	貯留堰の天端から下に1.1mにおける動水圧	50.7	kN/m
p d 13	貯留堰の下端における動水圧	53.0	kN/m
p s d 1	貯留堰の天端における躯体慣性力	144.2	kN/m
p s d 2	貯留堰の下端における躯体慣性力	178.8	kN/m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
σ'_{ca}	許容曲げ圧縮応力度	11.7	N/mm ²
σ_{sa}	許容引張応力度	294	N/mm ²
τ_a	許容せん断応力度	0.63	N/mm ²

4.3 重畳時2

重畳時2において、強度評価に用いる評価条件を表4-3に示す。躯体自重の算出方法は「4.1 津波時」のとおりとし、水深、静水圧、動水圧の設定の詳細は以下のとおり。

(1) 貯留堰の天端・下端における水深

重畳時2の水位として、引き波後に襲来する津波が貯留堰を越流する際に最大水位差1.0mの高さの越流状態を想定する（詳細については「5.4 津波波圧の算定に用いた規格・基準類の適用性について」の「5.4.3 貯留堰貯留堰に対する津波波圧算定式の適用に関する検討」に示す）。よって、

$$h_1 = 1.0\text{m}$$

$$h_2 = 2.2\text{m}$$

(2) 貯留堰の天端・下端における静水圧

$$p_{s1} = 10.1\text{kN/m}^3 \times 1.0\text{m} \times 4.0\text{m} = 40.1\text{kN/m}$$

$$p_{s2} = 10.1\text{kN/m}^3 \times 2.2\text{m} \times 4.0\text{m} = 88.9\text{kN/m}$$

(3) 動水圧

重畳時2における動水圧の算出方法は「4.2 重畳時1」と同等であるが、想定している水位が0.P. -5.3mであることから、

$$H = -5.3\text{m} - (-11.5\text{m}) = 6.2\text{m}$$

となり、

$$p_d = 21.21 \times \sqrt{6.2 \times z}$$

となる。

貯留堰の下端（天端から1.2m）における動水圧を例にとると、

$$p_{d13} = 21.21 \times \sqrt{6.2 \times 2.2} = 78.3\text{kN/m}$$

表4-3 強度評価に用いる条件（重畳時2）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
k h	設計水平震度	0.60	—
w 1	躯体自重（貯留堰天端における軸方向荷重）	240.3	kN/m
w 2	躯体自重（貯留堰下端における軸方向荷重）	298.0	kN/m
h 1	貯留堰の天端における水深	1.0	m
h 2	貯留堰の下端における水深	2.2	m
p s 1	貯留堰の天端における静水圧	40.4	kN/m
p s 2	貯留堰の下端における静水圧	88.9	kN/m
P c	衝突荷重	2000	kN
p d 1	貯留堰の天端における動水圧	52.8	kN/m
p d 2	貯留堰の天端から下に0.1mにおける動水圧	55.4	kN/m
p d 3	貯留堰の天端から下に0.2mにおける動水圧	57.9	kN/m
p d 4	貯留堰の天端から下に0.3mにおける動水圧	60.2	kN/m
p d 5	貯留堰の天端から下に0.4mにおける動水圧	62.5	kN/m
p d 6	貯留堰の天端から下に0.5mにおける動水圧	64.7	kN/m
p d 7	貯留堰の天端から下に0.6mにおける動水圧	66.8	kN/m
p d 8	貯留堰の天端から下に0.7mにおける動水圧	68.9	kN/m
p d 9	貯留堰の天端から下に0.8mにおける動水圧	70.9	kN/m
p d 10	貯留堰の天端から下に0.9mにおける動水圧	72.8	kN/m
p d 11	貯留堰の天端から下に1.0mにおける動水圧	74.7	kN/m
p d 12	貯留堰の天端から下に1.1mにおける動水圧	76.5	kN/m
p d 13	貯留堰の下端における動水圧	78.3	kN/m
p s d 1	貯留堰の天端における躯体慣性力	144.2	kN/m
p s d 2	貯留堰の下端における躯体慣性力	178.8	kN/m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
σ'_{ca}	許容曲げ圧縮応力度	11.7	N/mm ²
σ_{sa}	許容引張応力度	294	N/mm ²
T a	許容せん断応力度	0.63	N/mm ²

4.4 解析ケースによる荷重モデル図

評価条件で使用される記号を用いた荷重モデル図を図4-1～図4-3に示す。

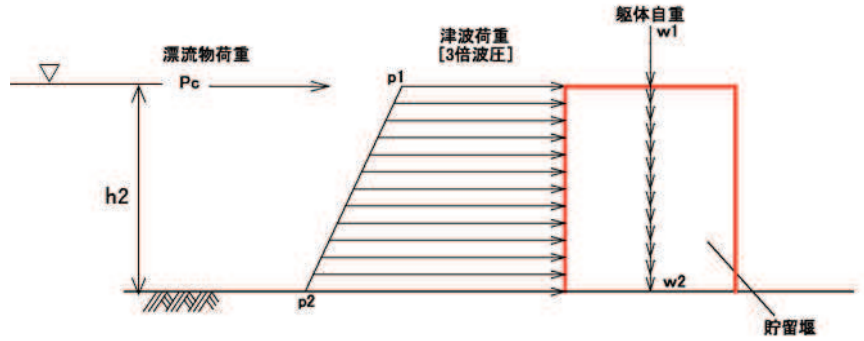


図4-1 荷重モデル図（津波時）

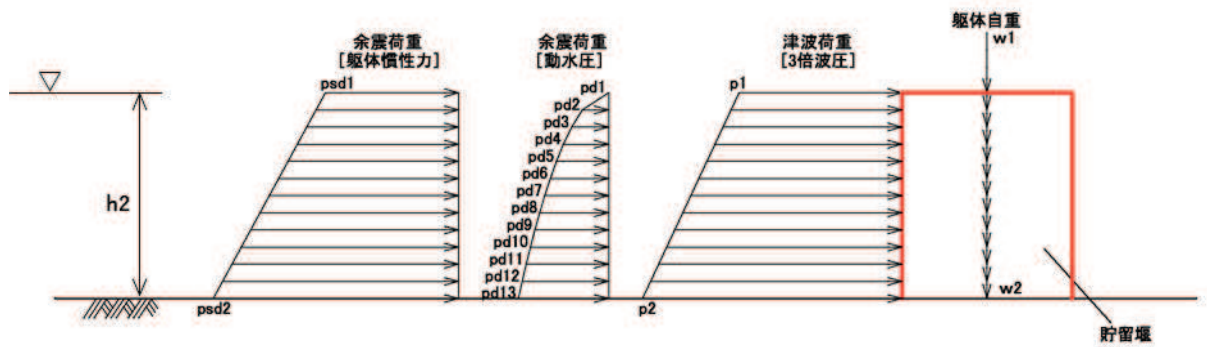


図4-2 荷重モデル図（重畳時1）

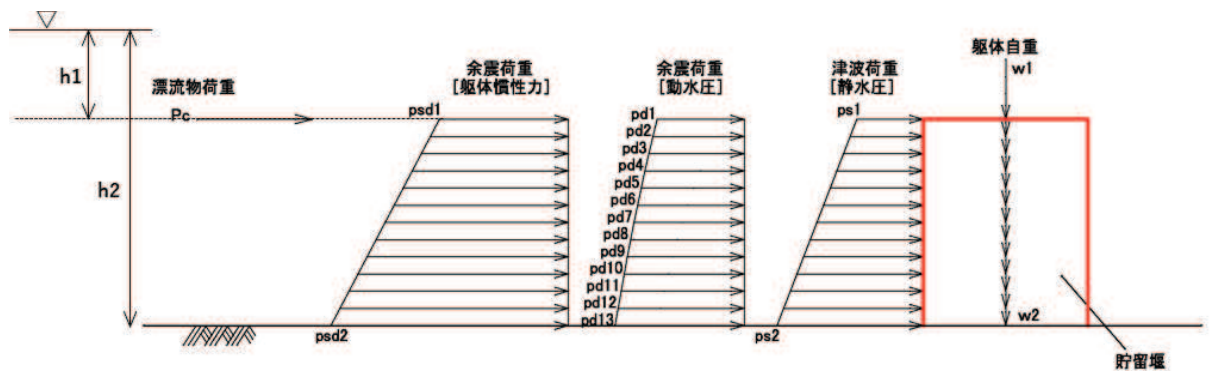


図4-3 荷重モデル図（重畳時2）

5. 強度評価結果

5.1 曲げ圧縮応力度に対する照査

曲げ圧縮応力度の評価結果を表 5-1 に示す。曲げ圧縮応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。照査値が最大となる重畳時 2 における断面力図を図 5-1 に示す。

表 5-1 曲げ圧縮応力度の評価

事象	曲げモーメント M	軸力 N	圧縮応力度 σ	短期許容 圧縮応力度 σ'_{ca}	照査値
	kN・m			N/mm ²	
津波時	2488	323	1.8	11.7	0.16
重畳時 1	220	323	0.1	11.7	0.01
重畳時 2	2598	323	1.8	11.7	0.16

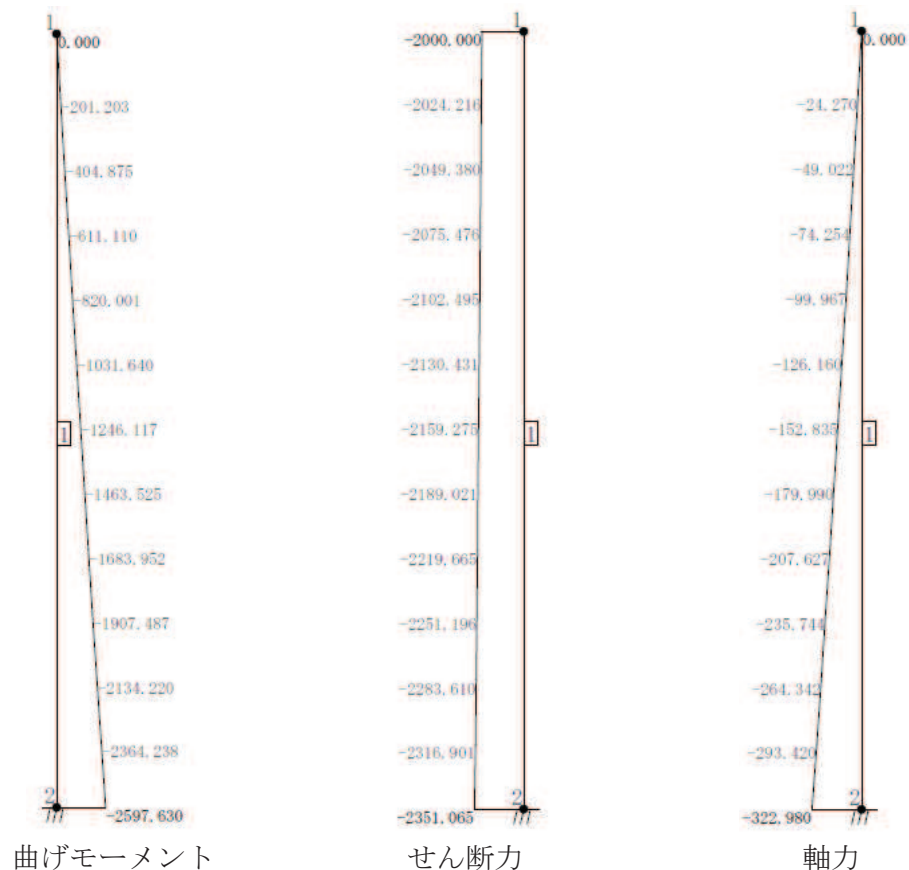


図 5-1 断面力図 (重畳時 2)

5.2 引張応力度に対する照査

引張応力度の評価結果を表 5-2 に示す。引張応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。

表 5-2 引張応力度の評価

事象	曲げモーメント M	軸力 N	引張応力度 σ	短期許容 引張応力度 σ_{sa}	照査値
	kN・m	kN	N/mm ²	N/mm ²	
津波時	2488	323	140	294	0.48
重畳時 1	220	323	1	294	0.01
重畳時 2	2598	323	148	294	0.51

5.3 せん断応力度に対する照査

せん断応力度の評価結果を表 5-3 に示す。せん断応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。

表 5-3 せん断応力度の評価

事象	せん断力 V	せん断応力度 τ	短期許容 せん断応力度 τ_a	照査値
	kN	N/mm ²	N/mm ²	
津波時	2156	0.27	0.63	0.43
重畳時 1	392	0.05	0.63	0.08
重畳時 2	2352	0.29	0.63	0.47

- 6. 浸水防護施設に関する補足資料
- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.1 逆流防止設備に関する補足説明

目 次

- 6.5.1.1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.5.1.2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度計算書に関する補足説明
- 6.5.1.3 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.5.1.4 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の強度計算書に関する補足説明
- 6.5.1.5 補機冷却海水系放水路逆流防止設備の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.5.1.6 補機冷却海水系放水路逆流防止設備の強度計算書に関する補足説明
- 6.5.1.7 漂流物防護工の評価について
- 6.5.1.8 屋外排水路逆流防止設備の開閉機能の維持について
- 6.5.1.9 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の位置変更について
- 6.5.1.10 三次元構造解析における断面力の組合せについて

6.5 浸水防止設備に関する補足説明

6.5.1 逆流防止設備に関する補足説明

6.5.1.1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）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.	一般事項	2
2.1	配置概要	2
2.2	構造計画	3
2.3	評価方針	6
2.4	適用基準	8
2.5	記号の説明	10
3.	評価部位	12
3.1	荷重伝達経路	12
3.2	評価部位	12
3.3	評価方向の整理	14
4.	固有周期	15
4.1	固有周期の計算方法	15
4.1.1	閉門時	15
4.1.2	開門時	16
4.2	固有周期の計算結果	17
5.	構造強度評価	18
5.1	構造強度評価方法	18
5.2	荷重及び荷重の組合せ	18
5.2.1	荷重の設定	18
5.2.2	荷重の組合せ	18
5.3	許容限界	20
5.4	設計用地震力	23
5.5	計算方法	26
5.6	計算条件	43
5.7	応力計算	45
6.	評価結果	84
7.	出口側集水ピットの強度評価	86
7.1	出口側集水ピットの構造概要	86
7.2	評価方針	89
8.	地震応答解析	91
8.1	地震時荷重算出断面	91

8.2	解析方法	92
8.2.1	地震応答解析手法	92
8.2.2	構造部材	92
8.2.3	材料物性及び地盤物性のばらつき	92
8.2.4	減衰定数	93
8.2.5	地震応答解析の検討ケースの選定	99
8.3	荷重及び荷重の組合せ	101
8.3.1	耐震評価上考慮する状態	101
8.3.2	荷重	101
8.3.3	荷重の組合せ	103
8.4	入力地震動	104
8.5	解析モデル及び諸元	120
8.5.1	解析モデル	120
8.5.2	使用材料及び材料の物性値	125
8.5.3	地盤の物性値	126
8.5.4	地下水位	129
8.6	地震応答解析結果	130
8.6.1	解析ケースと照査値	130
8.6.2	各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果	135
8.6.3	作用荷重分布図	138
8.6.4	最大加速度分布図	140
9.	三次元構造解析	157
9.1	評価対象部位	157
9.2	解析方法	157
9.3	解析モデル及び諸元	158
9.3.1	解析モデル	158
9.3.2	使用材料及び材料の物性値	165
9.4	照査時刻	166
9.5	入力荷重	167
9.5.1	慣性力	168
9.5.2	地震時増分土圧及び周面せん断土圧	170
10.	耐震評価	171
10.1	許容限界	171
10.1.1	構造部材の健全性に対する許容限界	171
10.1.2	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	172
10.2	評価方法	172
10.3	三次元構造解析結果	172
11.	評価結果	174

11.1	構造部材の断面力分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）	174
11.2	構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）	180
11.3	構造部材の健全性に対する評価結果	183
11.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	183
11.3.2	せん断破壊に対する評価結果	188
11.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	190

（参考資料1）屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の構造詳細について

（参考資料2）戸当りアンカーボルトの耐震評価

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に基づき、浸水防護施設のうち屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）（No. 1）、（No. 2）、（No. 3）（以下「屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）」という。）が設計用地震力に対して、主要な構造部材が十分な構造健全性を有することを確認するものである。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、浸水防護施設としてSクラス施設に分類される。以下、浸水防護施設としての構造強度評価を示す。また、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）が設置される出口側集水ピットは耐震重要度分類Sクラスの間接支持構造物としての機能が要求されることから、基準地震動 S_s に対して、構成する部材がおおむね弾性範囲にとどまることを確認するため、地震応答解析に基づく構造部材健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

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

2. 一般事項

2.1 配置概要

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設置位置を図 2.1-1 に示す。

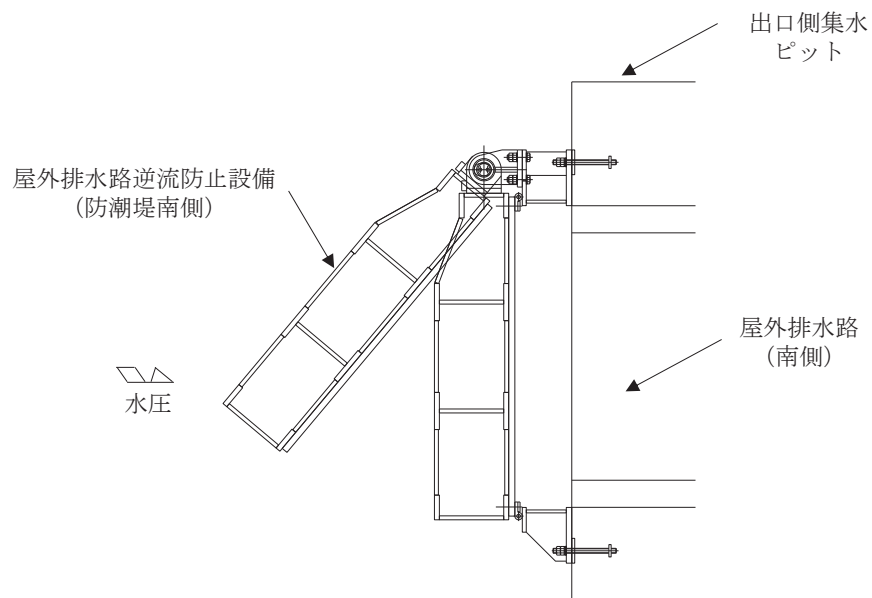
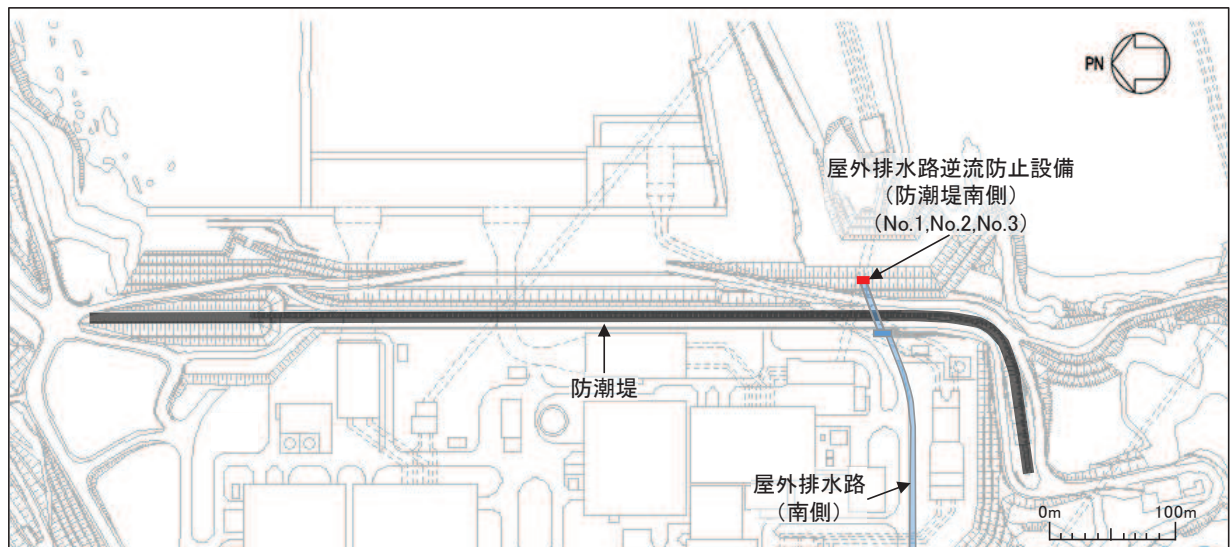


図 2.1-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設置位置