

#### 4. まとめ

3. 評価結果より，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 $\phi$ 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。

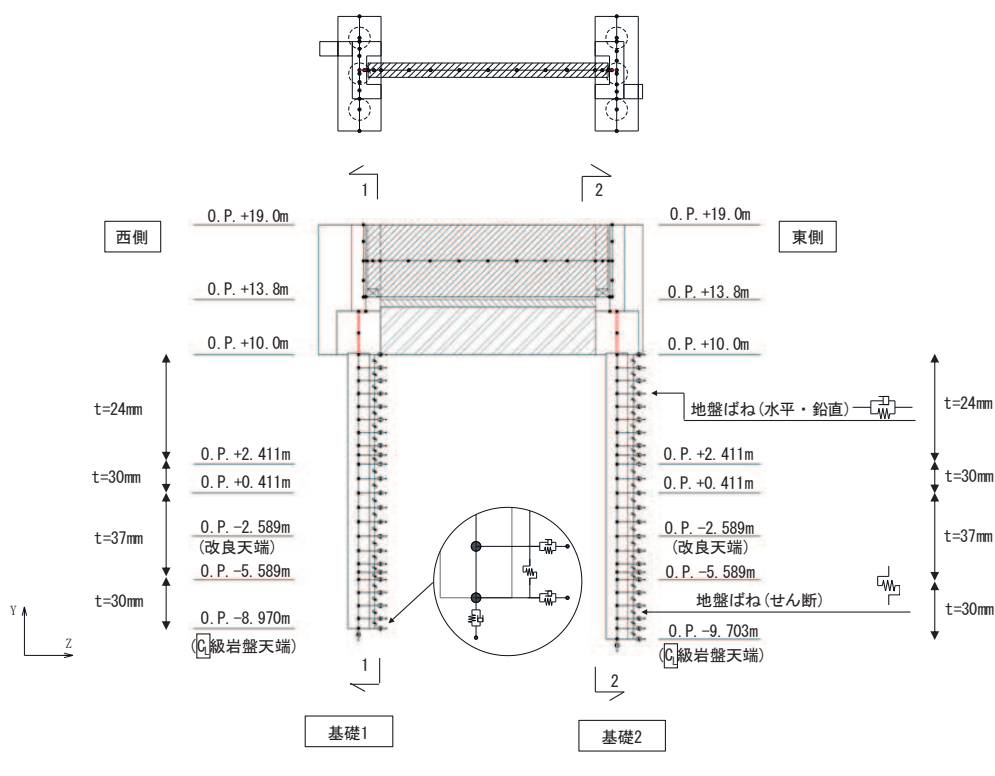
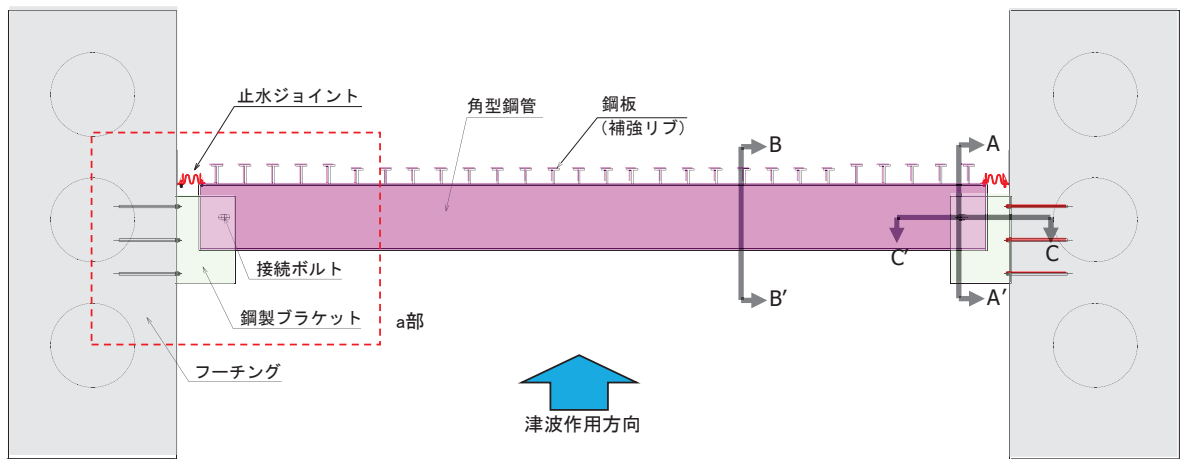
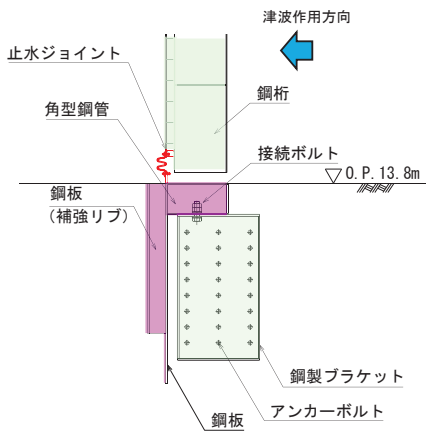


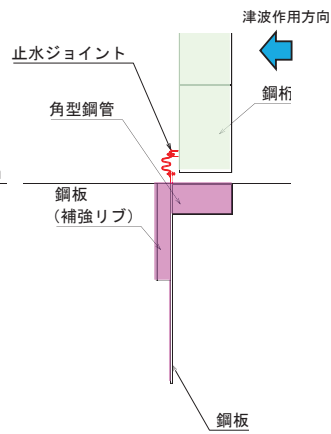
図 12-1 鋼製遮水壁（鋼桁）の解析モデル  
（上段：平面図，下段：正面図）



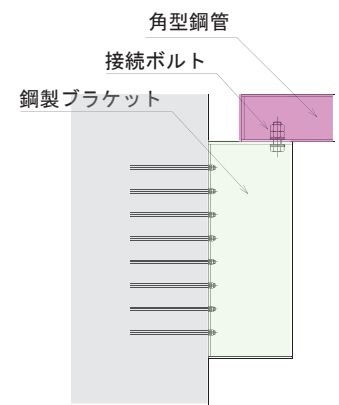
(平面図)



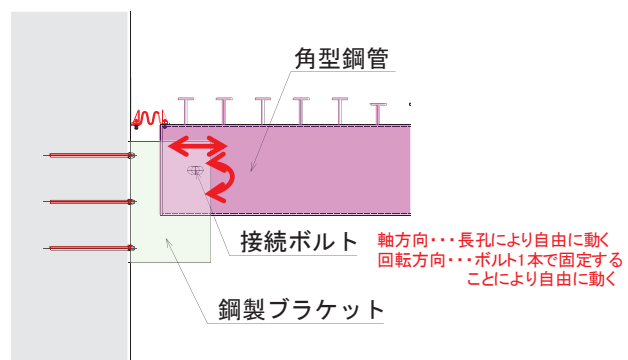
(A-A' 断面)



(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

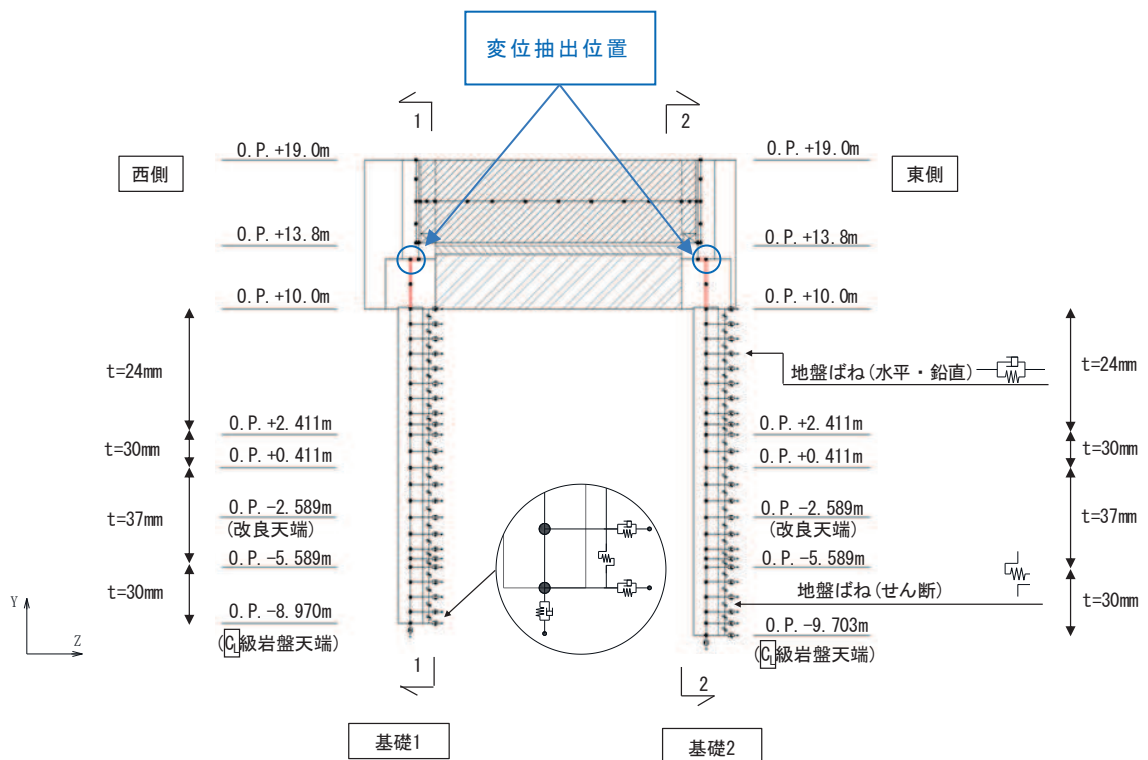


図 12-3 変位抽出位置



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： $My$ 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

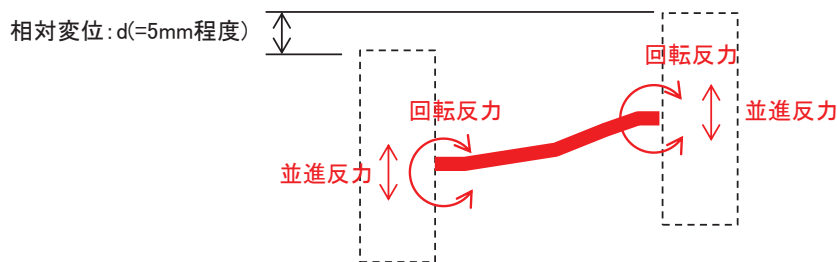


図 12-4 相対変位による反力評価イメージ

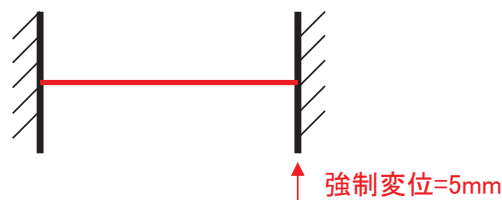


図 12-5 検討モデル概念図

表 12-3 影響評価結果\*

照査断面力				軸力 (kN)	発生応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容値 $\sigma_{sy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値① $\sigma_s / \sigma_{sy}$	照査値② $\sigma_s / \sigma_{sy}$
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

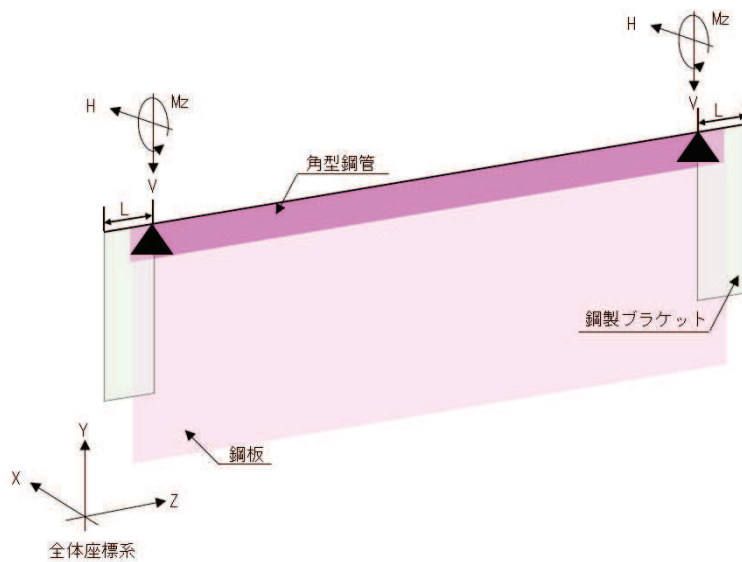


図 12-6 鋼矢板への土圧作用時に生じる反力作用概念図

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スパン 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 <sup>2</sup> )	$\sigma_{s①+②}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{sy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{s①}/\sigma_{sy}$	$\sigma_{s①+②}/\sigma_{sy}$
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 <sup>2</sup> )	$\sigma_{s①+②}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{sy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{s①}/\sigma_{sy}$	$\sigma_{s①+②}/\sigma_{sy}$
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 <sup>2</sup> )	$\sigma_{s①+②}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{s①}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{s①+②}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{s①}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{s①+②}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{sy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{s①}/\sigma_{sy}$	$\sigma_{s①+②}/\sigma_{sy}$
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 <sup>2</sup> )	$\sigma_{s①+②}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{s①}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{s①+②}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{s①}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{s①+②}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{sy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{s①}/\sigma_{sy}$	$\sigma_{s①+②}/\sigma_{sy}$
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。

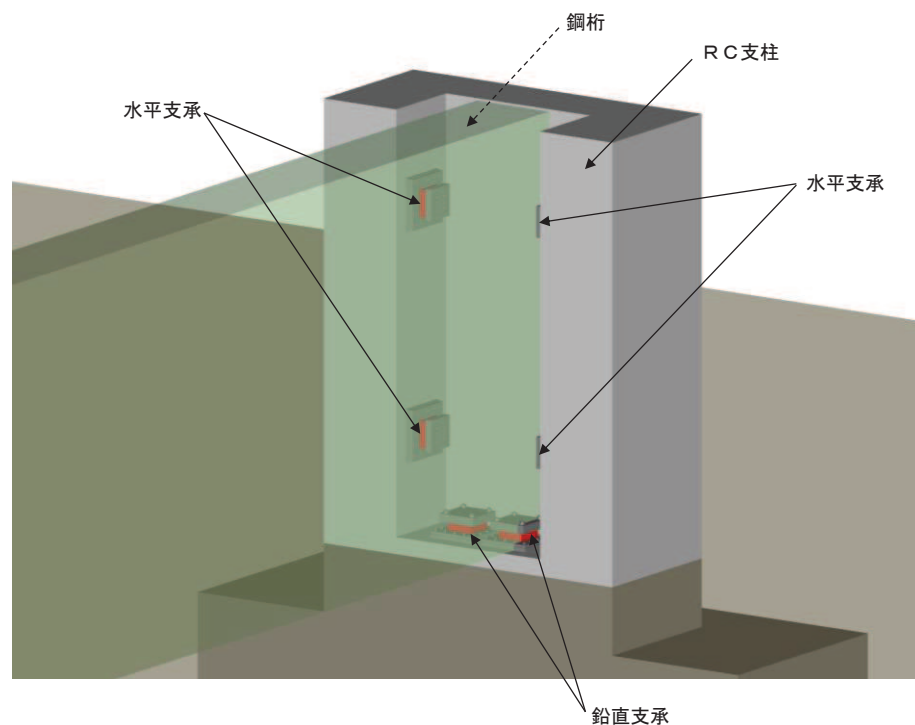
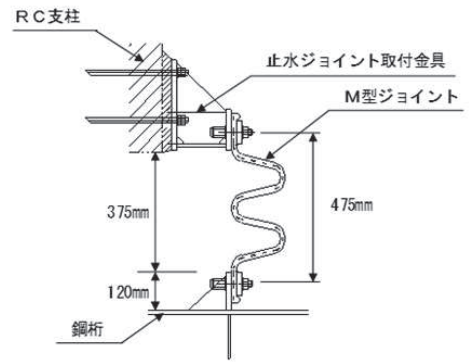
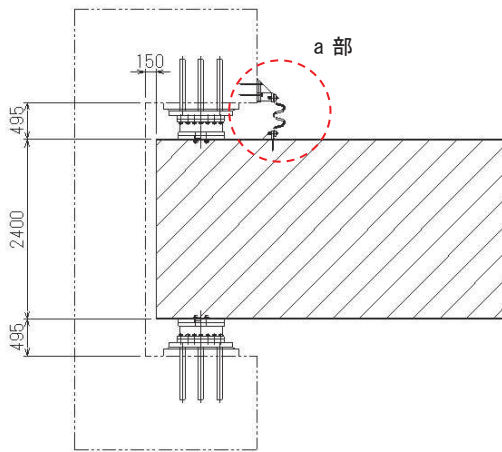
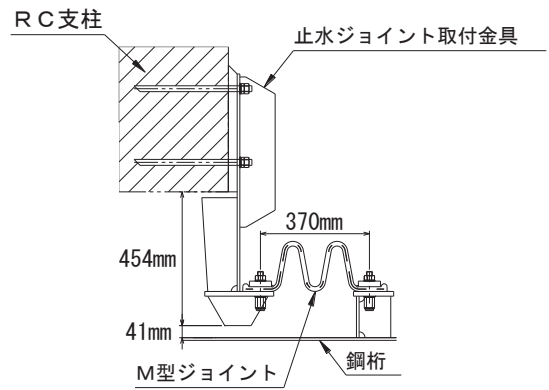
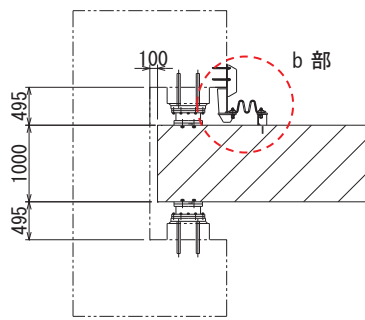


図 13-1 鋼製遮水壁（鋼桁）支承部の構造概要



(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。

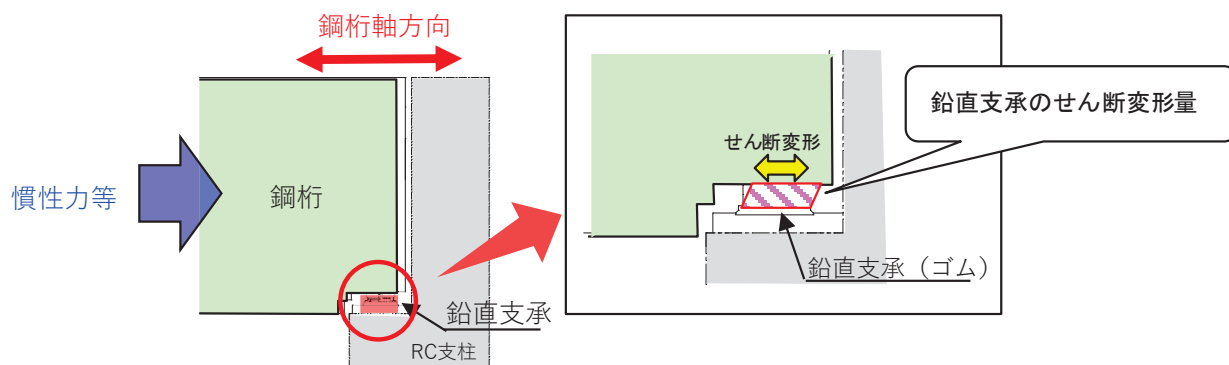
鋼桁-止水ジョイント支持金具間（RC 支柱部）の鋼桁の変形量（壁軸直交方向）は、鋼桁の変形量と支承ゴムの圧縮変形量を足し合わせることで算定する。

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。

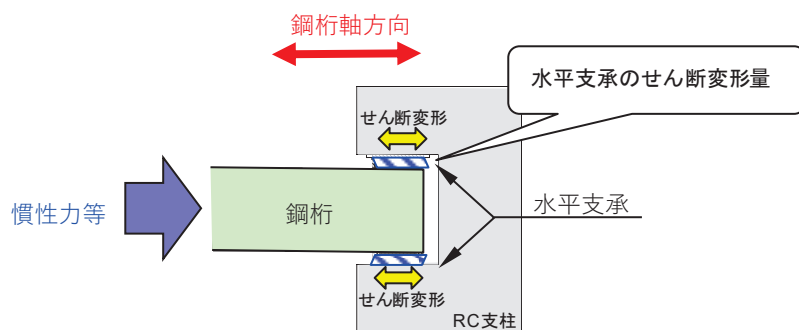
表 13-1 解析ケース

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

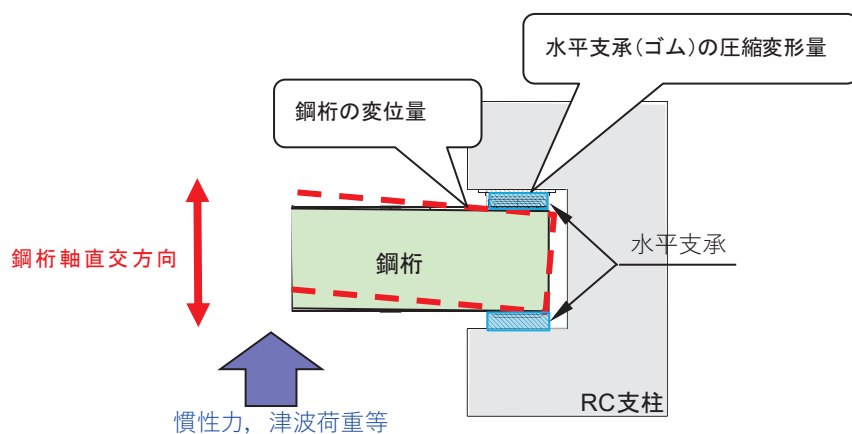


(正面図)



(平面図)

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



(平面図)

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。

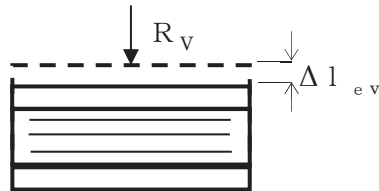
$$\Delta l_{e v} = R_v / K B v$$

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。

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

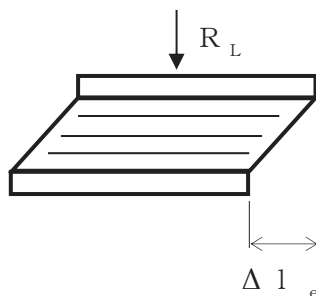
ここに、

$\Delta l_{e H}$  : 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。

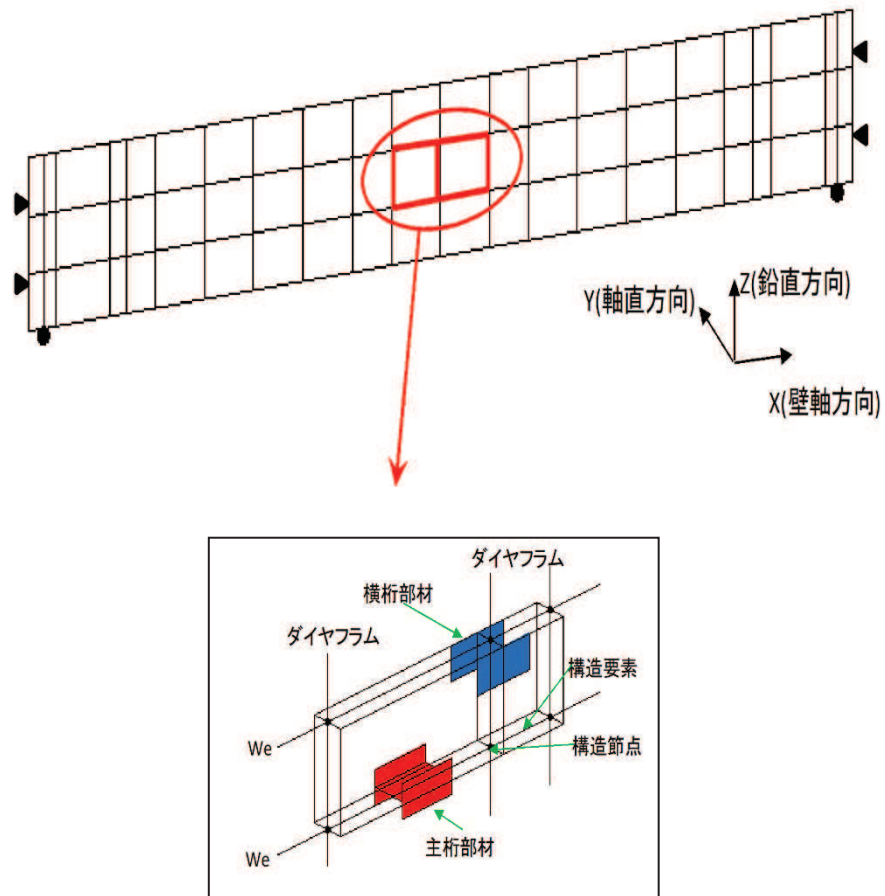


図 13-4 鋼桁評価モデルの概念

### 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 $\Delta l_{eH}$ (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

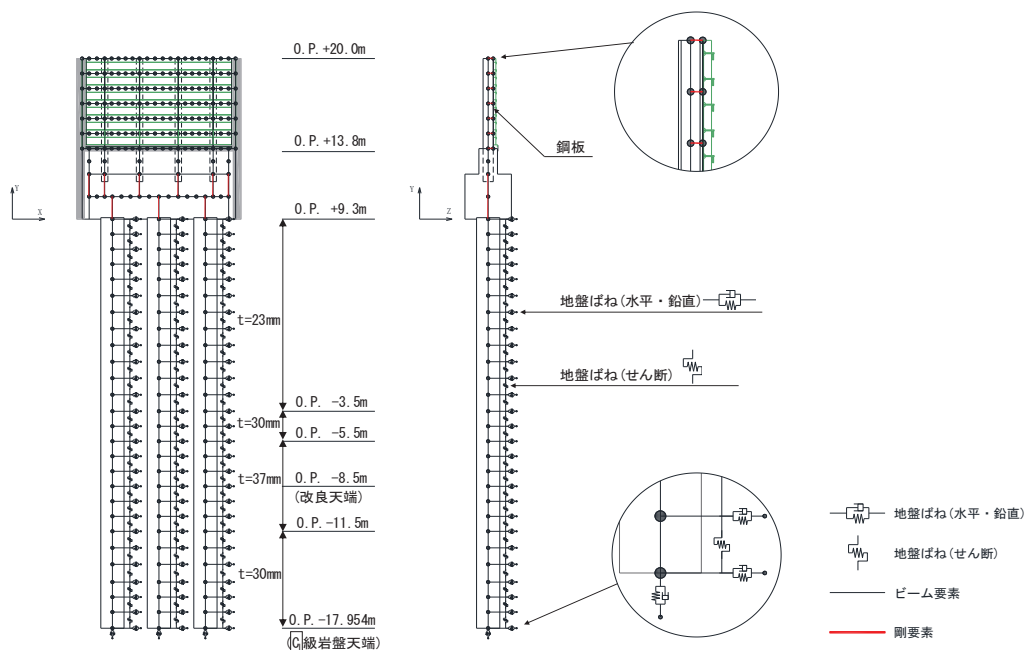


図 14-1 防潮壁の解析モデル  
(鋼製遮水壁 (鋼板) 断面②の例)

## 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  $1^\circ$  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

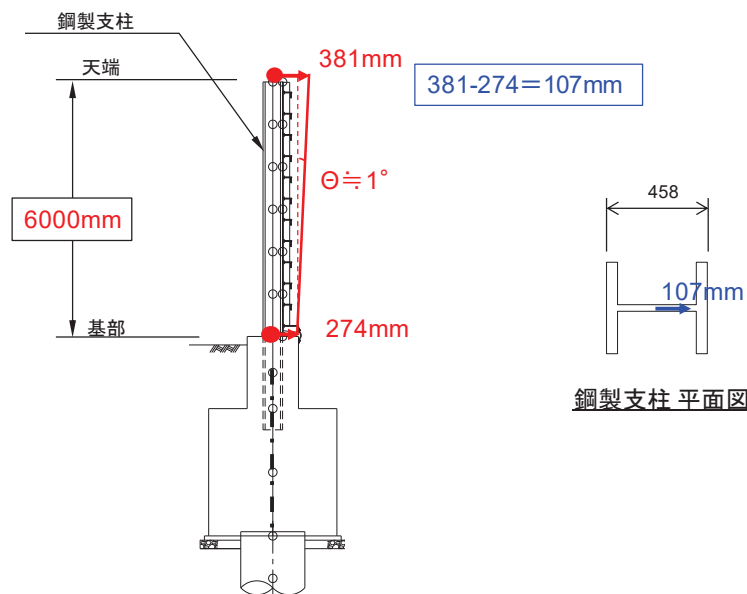


図 14-2 上部工の変形量（断面②の例）



### 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。

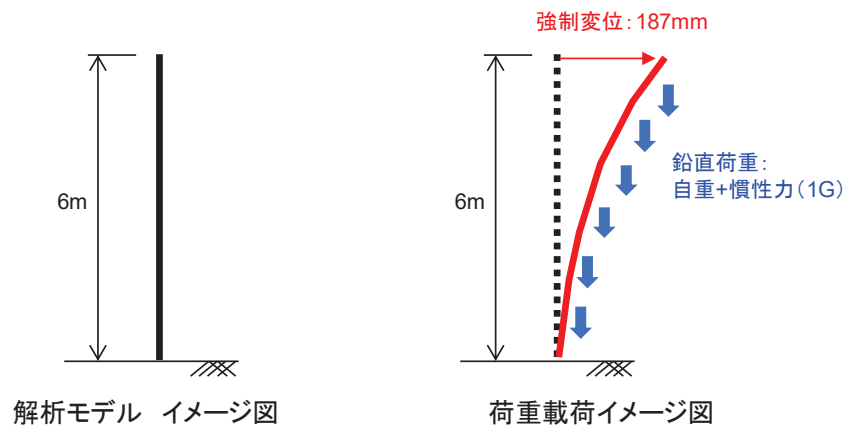


図14-3 評価モデルの概念図

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

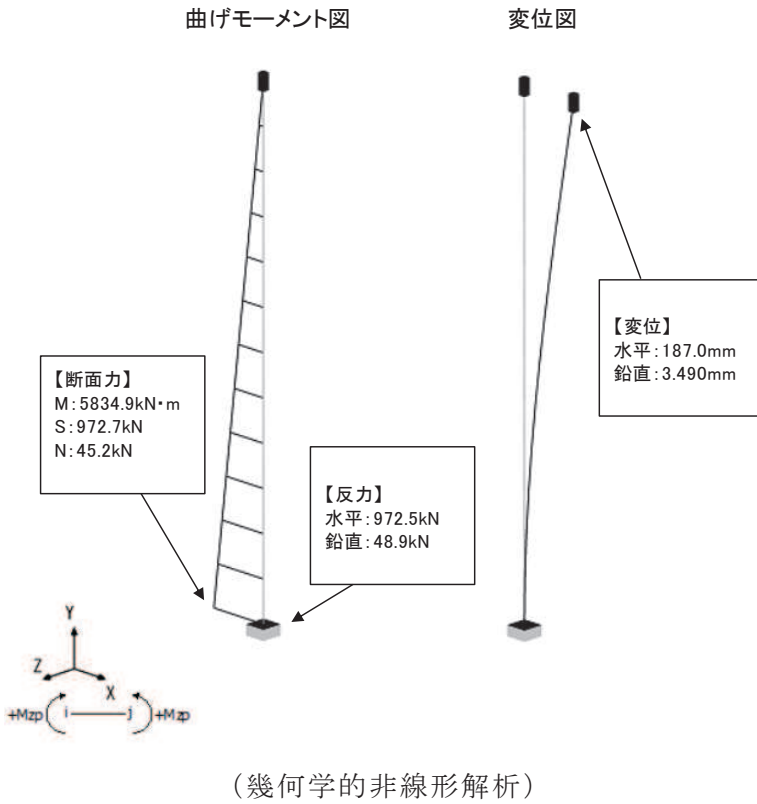
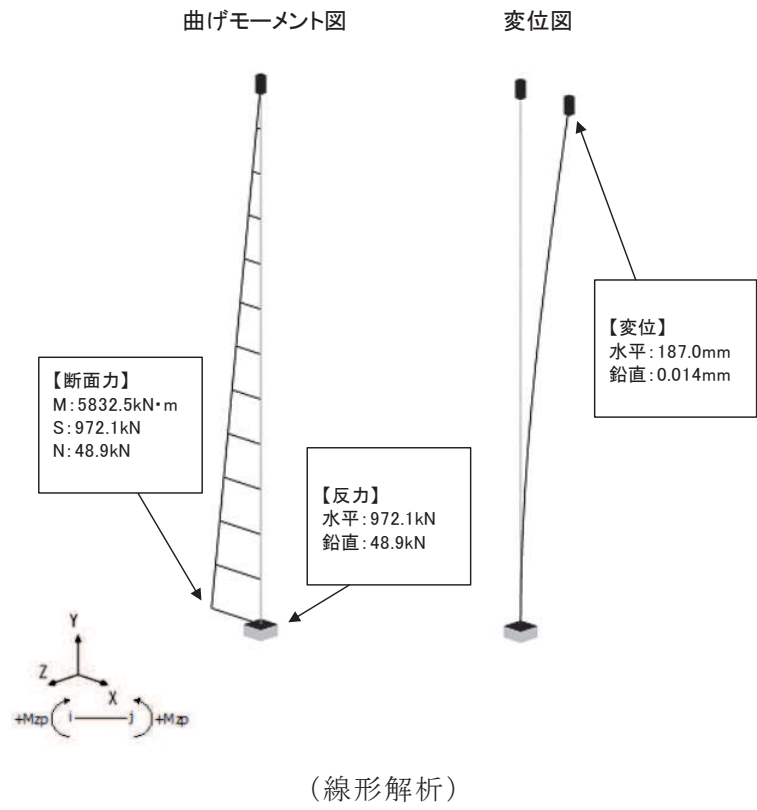


図 14-4 解析結果の比較  
(断面力図)

#### 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 $1^\circ$ 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 1 5) 杭周地盤ばねの設定に用いる地盤の剛性について

## 1. 概要

杭周地盤ばねのモデル化は「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程 (JEAC4616-2009)」(以下、キャスク規程という。)に基づき、Francis・Randolf のばねを用いて、水平地盤ばね、鉛直地盤ばね及び躯体と地盤の相対変位による地盤のせん断抵抗を表現するせん断地盤ばねをモデル化する方針としている。

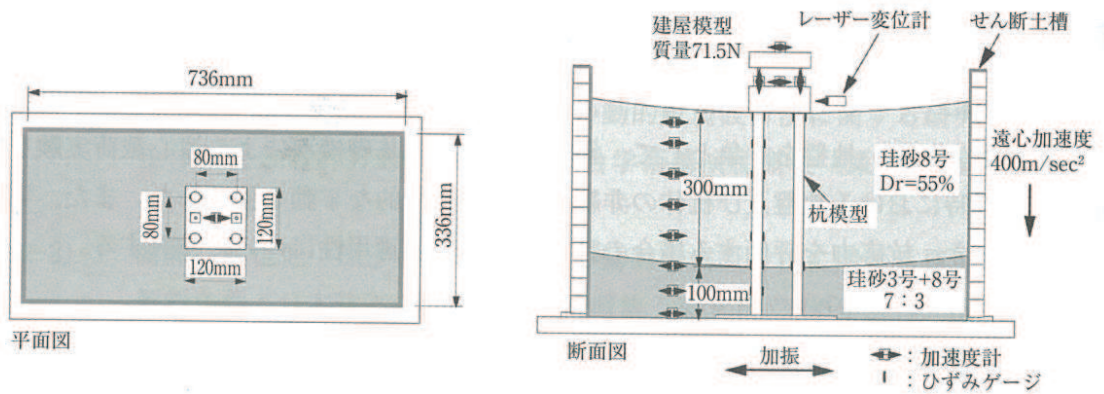
本資料では上記手法の妥当性として、キャスク規程の適用性として設計体系の比較について整理した上で、補足検討として地盤ばねの設定に用いる地盤剛性等のパラメータスタディを行い、有意な差とならないことを確認した。

2. キャスク規程との対応について

防潮壁の解析条件について、キャスク規程に示される設計体系との比較を表 15-1 に示す。なお、キャスク規程の設計体系については、各種建築基準に準じた設計手法となっており、非線形領域における動的な挙動を把握した実験とシミュレーション解析結果を比較し、等価地盤物性を用いて杭周地盤ばねを設定した質点系モデルと建屋の最大応答値、杭の最大曲げモーメント等の再現性についても示されている（図 15-1 参照）。

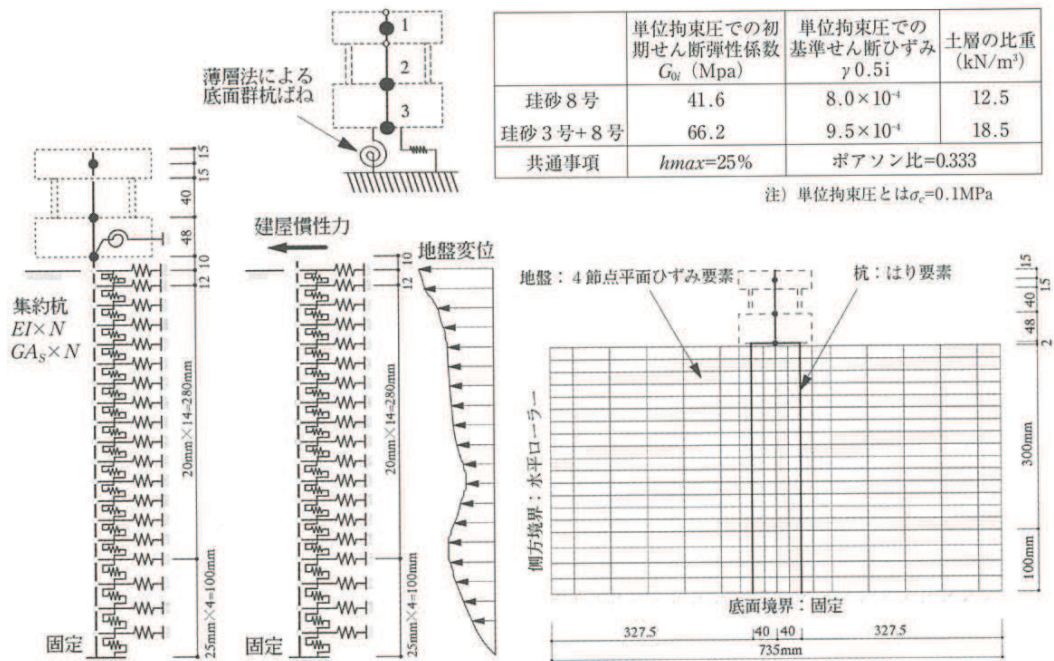
表 15-1 キャスク規程と防潮壁の設定方法の比較

項目	キャスク規程	防潮壁の解析条件
入力地震動 (2.4.3 杭基礎に作用する地震力と杭応力の算定 a. 地震応答解析モデルへの入力地震動 附属書 2.5 地盤の地震応答解析)	「一次元波動理論を用いた地盤の地震応答解析により、地盤モデルへの入力地震動を算定する。」 「地震応答解析を行う解析コードとして「SHAKE」が用いられることが多い。 (中略) なお、地盤のせん断ひずみが大きくなり、等価線形解析を適用することが適切でないと考えられる場合には、材料非線形性を考慮した時刻歴非線形解析による検討を別途行う必要がある。」	全応力逐次非線形解析 (SoilPlus) により入力地震動を作成。(岩盤部では等価線形解析 (ArkQuake)) なお、1次元水位成層モデルを用いることの妥当性及び保守性については、参考資料 2 に示す。
地盤ばねの評価法 (2.4.3 杭基礎に作用する地震力と杭応力の算定 c. 群杭ばねの評価法)	「三次元薄層要素法あるいは Francis・Randolf のばねを用いて、群杭効果を考慮して評価する。」	Francis・Randolf のばねを用いて、群杭効果を考慮して評価。
地盤ばねの設定に係る非線形特性 (2.4.3 杭基礎に作用する地震力と杭応力の算定 c. 杭周地盤ばねの非線形特性)	「自由地盤位置での非線形性が杭位置地盤でも生じているとして、自由地盤の応答解析から得られた等価地盤物性を用いて杭周地盤ばねを算定する。更に、このばね定数を初期ばね定数として、(中略) 双曲線モデルあるいはバイリニアモデルなどを用いて、杭と地盤との相対変位による非線形性を取り入れることができる」	非線形性については、初期ばね定数については、地盤の収束剛性 (等価線形解析) より算定し、極限地盤反力を上限とした双曲線 (Hardin-Drnevich) モデルにより考慮。



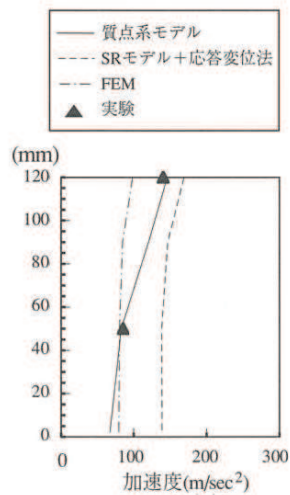
参図3-1 セン断土槽と計測位置 (参3.1-1)

図 15-1(1) キャスク規程において実施している実験とシミュレーション解析の比較概要

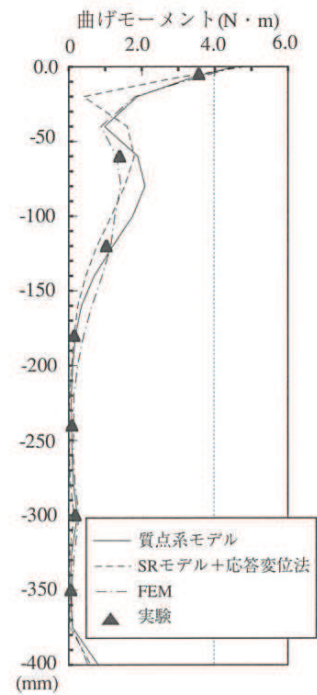


参図3-9 質点系モデル (参3.2-1) 参図3-10 SRモデル+応答変位法 (参3.2-1) 参図3-11 二次元FEMモデル (参3.2-1)

図 15-1(2) キャスク規程において実施している実験とシミュレーション解析の比較概要



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)

図 15-1(3) キャスク規程において実施している実験とシミュレーション解析の比較概要

### 3. 地盤剛性の影響について

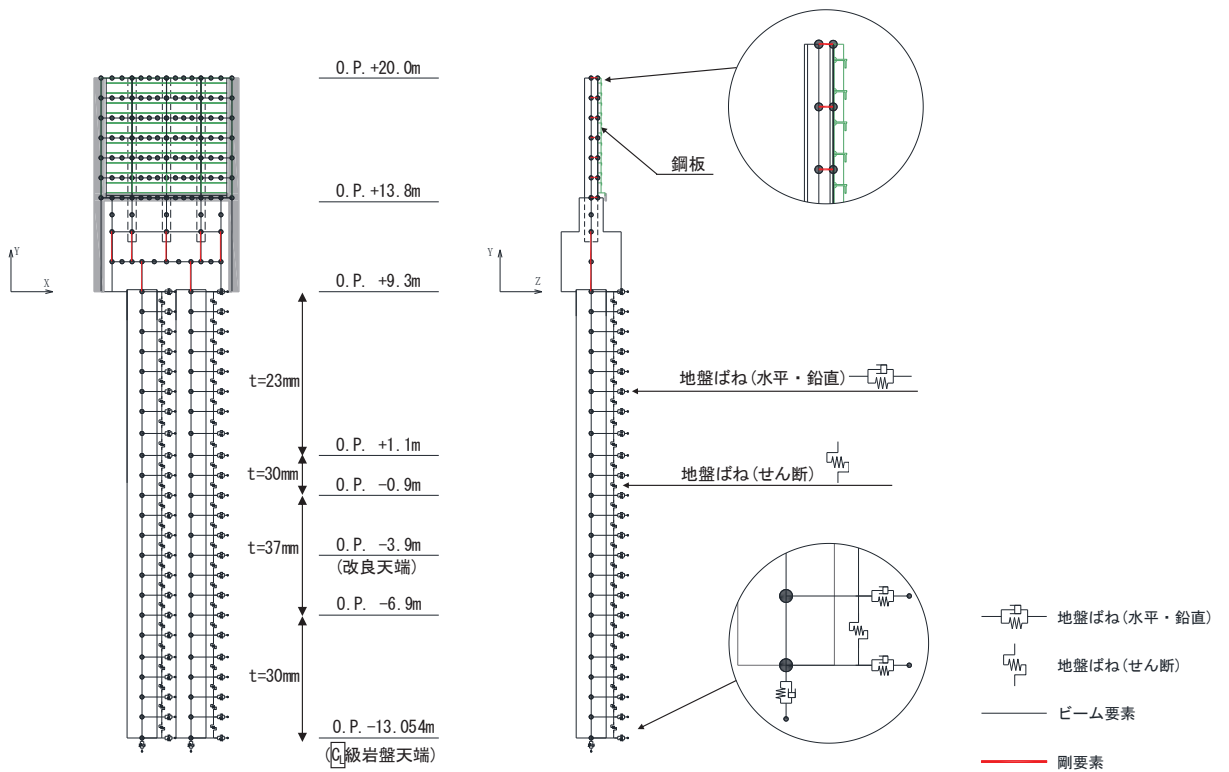
現行モデル（ケース A）の補足検討として、地盤ばねの初期剛性のパラメータスタディを実施し、構造部の応答の違いについて確認する。パラメータスタディは、より剛性低下した場合を想定したケース（ケース B）及び入力地盤応答に等価線形解析結果を用いたケース（ケース C）について実施する。

検討は、鋼製遮水壁（鋼板）を代表に、上部工への影響と下部工への影響の観点で、それぞれの照査値が最も厳しい断面を選定し行う。上部工に関しては断面④（Ss-D2，鋼製支柱の照査値最大）を、下部工に関しては断面①（Ss-N1，鋼管杭の照査値最大）を選定する。

検討ケースの概要を表 15-2 に、評価対象断面の概要を図 15-2 に示す。

表 15-2 検討ケースの概要

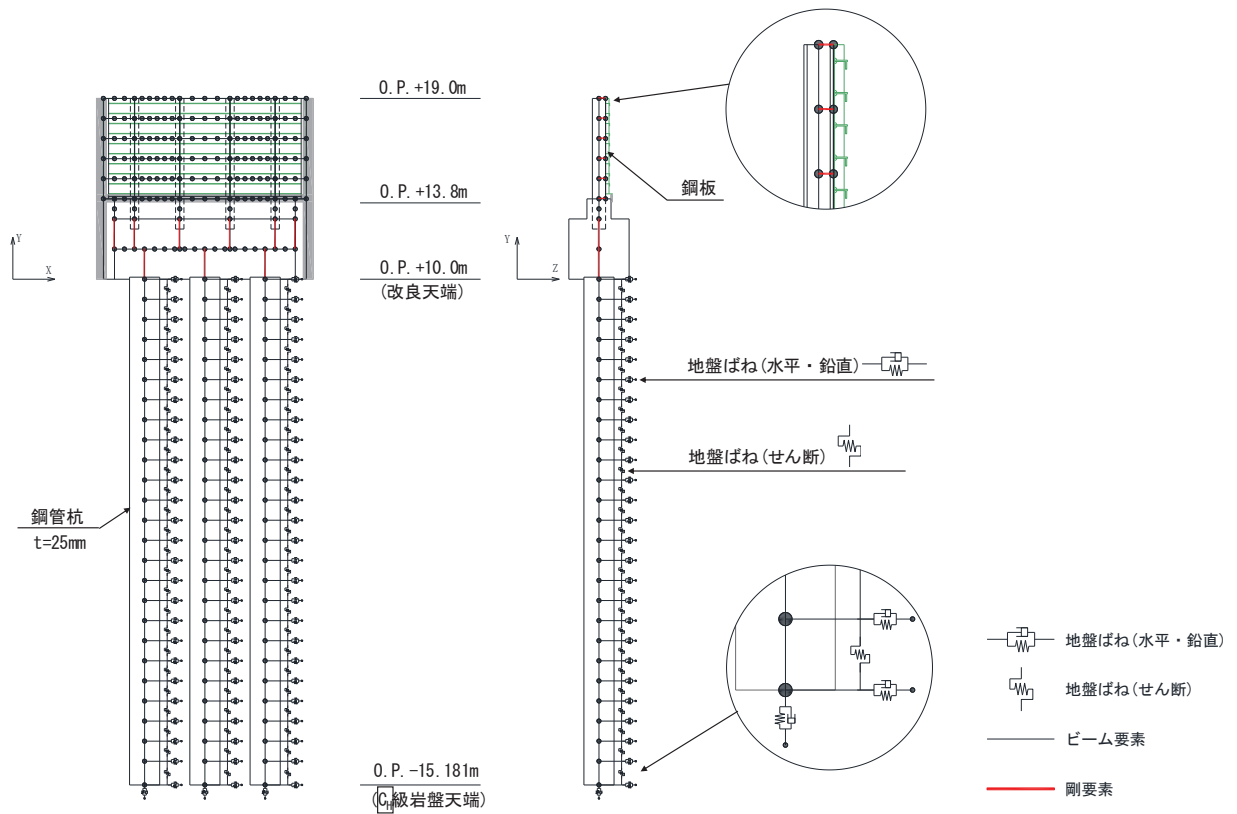
検討ケース	地盤ばねの初期剛性	地盤応答	備考
A	収束剛性 ( $G_{eq}$ )	全応力逐次非線形 (Soilplus)	現行の設定方法
B	全応力逐次非線形に基づく最小せん断剛性 ( $G'$ )	全応力逐次非線形 (Soilplus)	$G'$ : せん断ひずみ最大時刻における剛性
C	収束剛性 ( $G_{eq}$ )	等価線形解析 (ArkQuake)	キャスク規程に記載のベースケース



(鋼製遮水壁 (鋼板) 断面①)

図 15-2(1) 評価対象断面の概要





(鋼製遮水壁 (鋼板) 断面④)

図 15-2(2) 評価対象断面の概要

### 3. 評価結果

各ケースの照査値を表 15-3 及び表 15-4 に示す。なお、鋼管杭の断面力分布の比較を図 15-4 に示す。

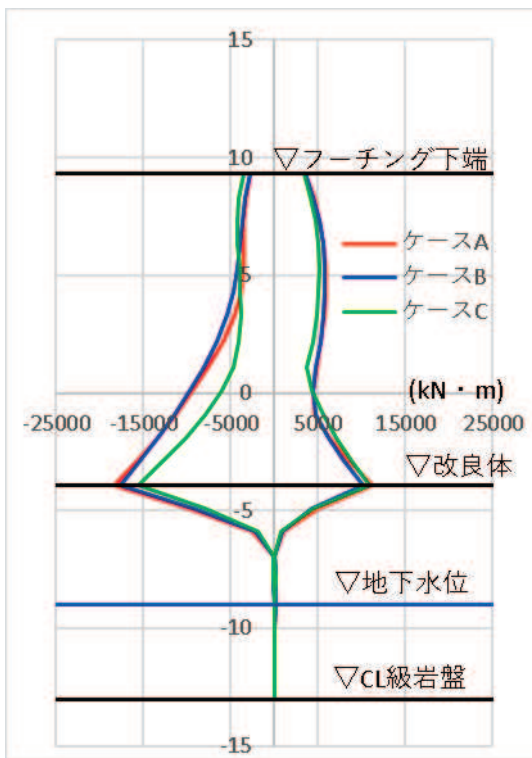
鋼製支柱については有意な差が生じない結果となった。鋼管杭については、検討ケース C において若干の照査値の低下が認められるが、ケース A, B において照査値に有意な差は生じておらず、参考資料 2 に有効応力解析との比較にて示す内容と併せても、妥当な評価手法となっていると判断される。

表 15-3 鋼製支柱の照査結果 (曲げ・軸力の破壊)

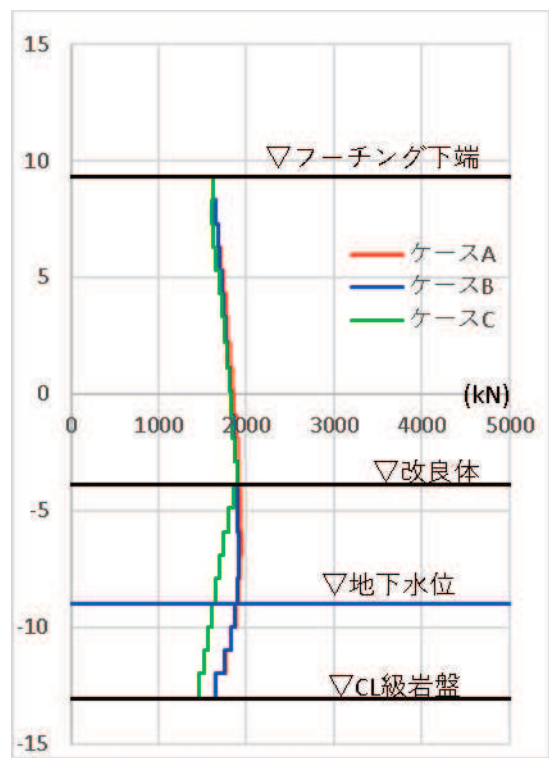
検討 ケース	地震動	発生断面力		発生応力度 (kN/m <sup>2</sup> )	許容値 (kN/m <sup>2</sup> )	照査値
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
A	S <sub>s</sub> -D 2 (++)	821	1868	136	382	0.36
B		825	1872	136	382	0.36
C		838	1898	139	382	0.37

表 15-4 鋼管杭の断面力分布（曲げ・軸力系の破壊）

検討 ケース	地震動	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	S <sub>s</sub> -N1 (++)	18366	1108	26160	0.70
B		17693	1169	26138	0.68
C		15632	994	26201	0.60



(曲げモーメント)



(軸力)

図 15-4 鋼管杭の断面力分布（断面①：S<sub>s</sub>-N1）

#### 4. まとめ

杭周地盤ばねのモデル化は、キャスク規程に基づき、Francis・Randolfのばねを用いて、水平地盤ばね、鉛直地盤ばね及び躯体と地盤の相対変位による地盤のせん断抵抗を表現するせん断地盤ばねをモデル化する方針としているが、キャスク規程の適用性として設計体系について整理した上で、補足検討として地盤ばねの設定に用いる地盤剛性等のパラメータスタディを実施した。

具体的には、現行の評価手法（地盤剛性に収束剛性を用い、地盤応答に全応力逐次非線形解析）に対して、地盤剛性低下を全応力逐次非線形解析から求まる最小せん断剛性とした場合（地盤応答は全応力逐次非線形解析）及び地盤応答に等価線形解析を用いた場合の検討を実施した。

パラメータスタディの結果、若干の応答値の違いはあるものの、有意な差は無く、現行の評価手法により妥当な評価結果を得られていることを確認した。

(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 $\phi$ 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 $\phi$ 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 $\phi$ 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/m<sup>2</sup>)

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/m<sup>2</sup>)，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)

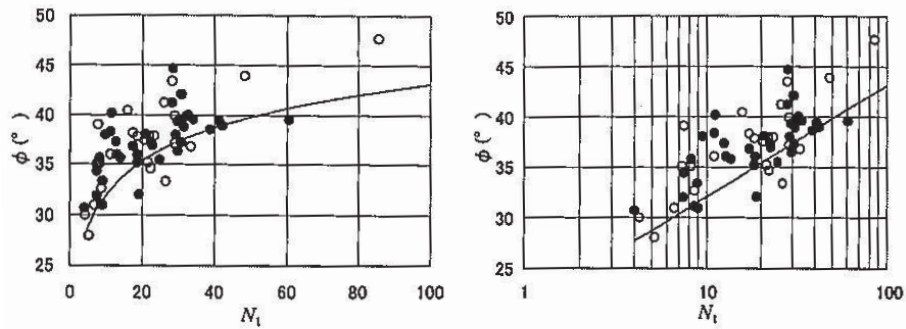
$$\phi = 4.8 \log N_1 + 21, \quad (N > 5) \dots \dots \dots \text{(参 8.1)}$$

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

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

ここに,

- $\phi$  : 砂のせん断抵抗角 (°)
- $\sigma'_v$  : 有効上載圧 (kN/m<sup>2</sup>) で, 標準貫入試験を実施した時点の値
- $N_1$  : 有効上載圧 100kN/m<sup>2</sup> 相当に換算した  $N$  値。ただし, 原位置の  $\sigma'_v$  が  $\sigma'_v < 50$  kN/m<sup>2</sup> である場合には,  $\sigma'_v = 50$  kN/m<sup>2</sup> として算出する。
- $N$  : 標準貫入試験から得られる  $N$  値
- $\gamma_{t1}$  : 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)
- $\gamma'_{t2}$  : 地下水位面より深い位置での土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)
- $x$  : 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  $\phi$  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  $\phi$  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  $\phi$  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。

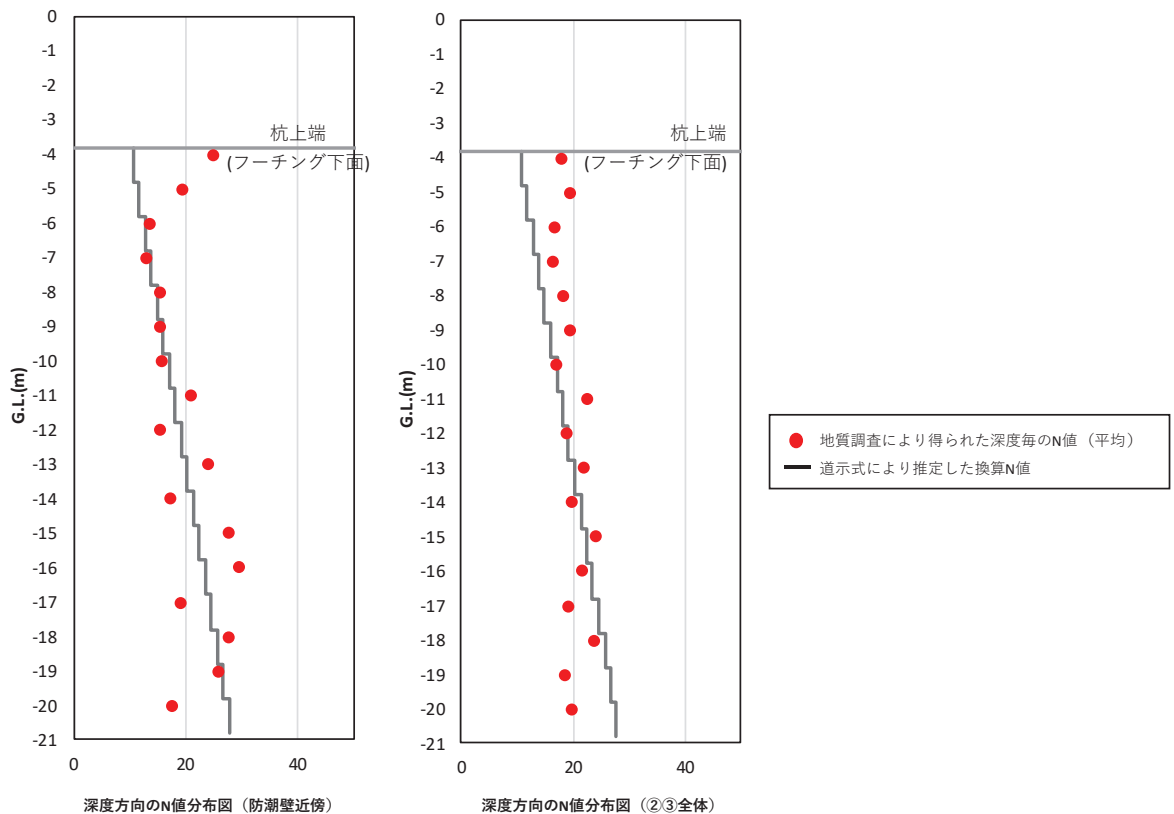


図 16-3 道示式による換算N値と標準貫入試験により取得したN値の関係

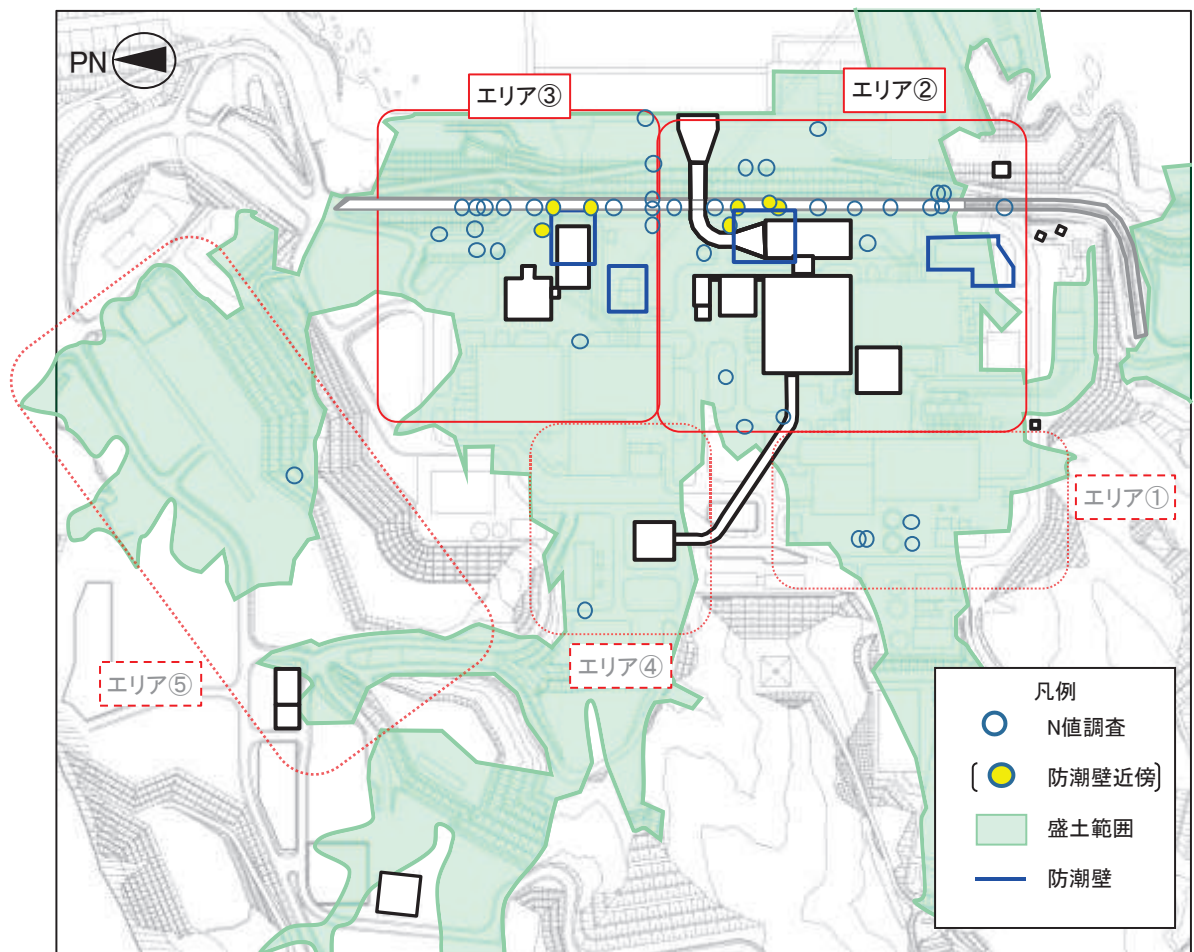


図 16-4 換算N値との対応を確認するために整理したN値の取得位置



## 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 <sub>s</sub> -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（鋼桁 4）

検討ケース	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)				
a. 換算 N 値	基礎 2-8 (下杭)	S d - D 2 (+-)	①	4037	12055 (9610)*	6365	0.64		
b. 実測 N 値 (防潮壁近傍)					11686 (9241)*			6501	0.63
c. 実測 N 値 (②・③全体)					11734 (9289)*				

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）（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 <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 $R_a/R_{ua}$ (a/b)
				杭頭軸力 (kN)			
a. 換算 N 値	基礎 1-3	S d - D 2 (++)	①	14336 (7695)*	8.2	11.4	0.72
b. 実測 N 値 (防潮壁近傍)				14458 (7817)*			
c. 実測 N 値 (②・③全体)				14558 (7917)*	8.3		0.73

注記\*：負の周面摩擦力による軸力増分を示す。

表 16-2 (3) 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) (鋼桁 4)

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 <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 $R_a/R_{ua}$ (a/b)
				杭頭軸力 (kN)			
a. 換算 N 値	基礎 1-6	S d - D 2 (+ -)	②	16017 (9610)*	9.1	11.4	0.80
b. 実測 N 値 (防潮壁近傍)				15648 (9241)*	8.9		0.80
c. 実測 N 値 (②・③全体)				15696 (9289)*	8.9		0.80

注記\* : 負の周面摩擦力による軸力増分を示す。

### 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  $\phi$  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  $\phi$  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。

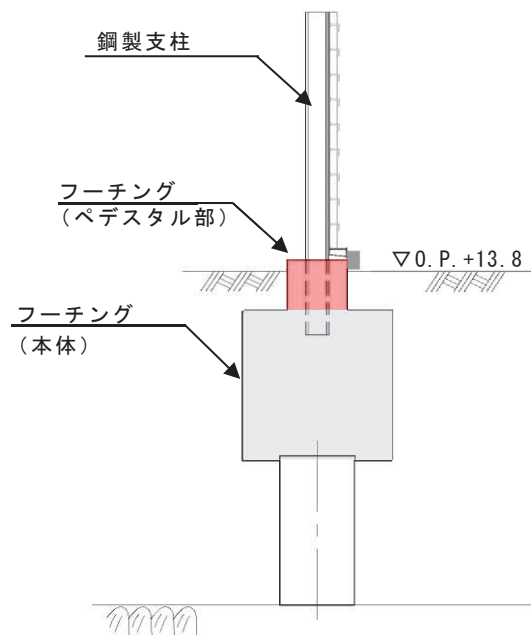


図 17-1 鋼製支柱接合部の概要

## 2. 規格基準類の整理

### 2.1 複合構造標準示方書について

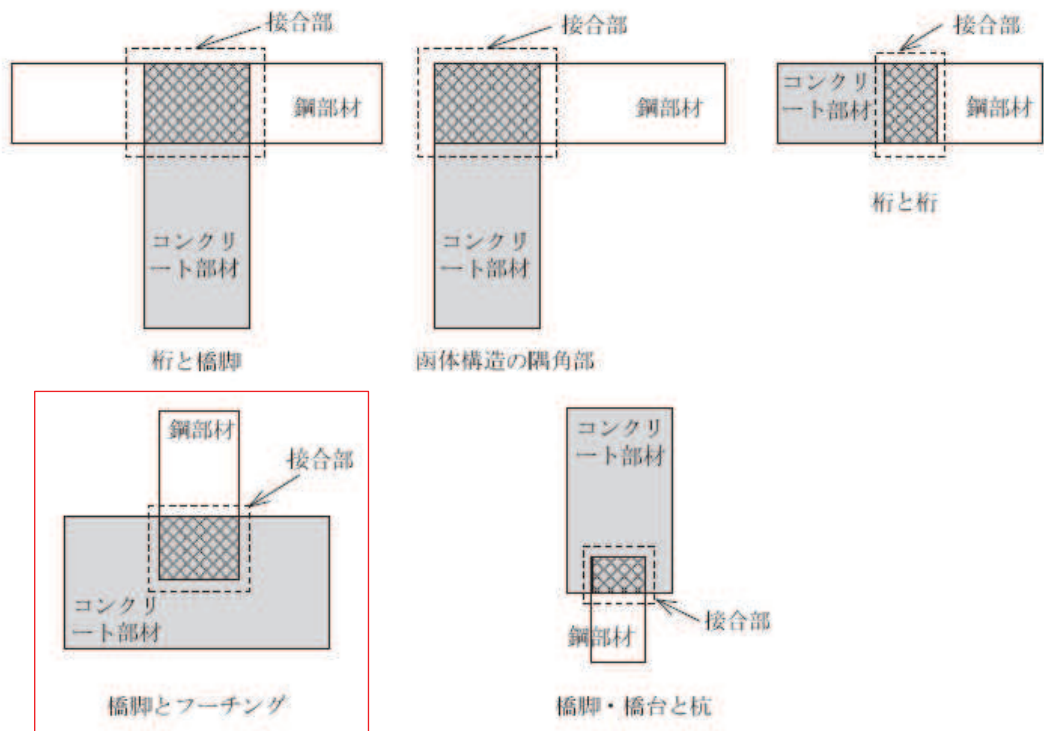
複合構造標準示方書（2014年，土木学会）の適用範囲に関して，“鋼とコンクリートなどで構成される一般の複合構造物の設計の標準仕様を示すものである”と記されている。

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

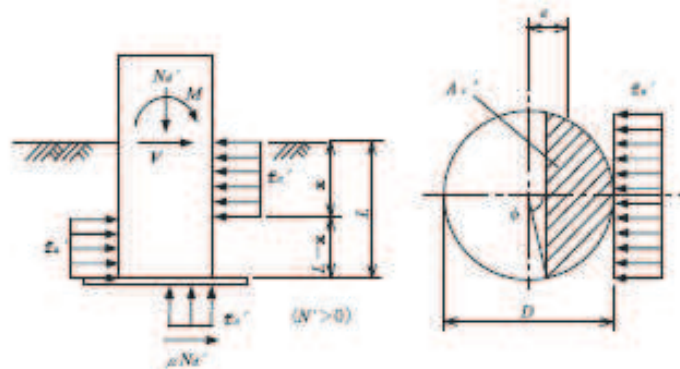
接合部の分類		対応する章	伝達要素	
			曲げモーメント 軸方向力	せん断力
直列 方式	埋込み接合	12章 コンクリート充填鋼管部材 (ソケット方式)	支圧, 摩擦, (ずれ止め)	
	埋込み接合以外	8章 鋼桁と PC 桁	ずれ止め, 支圧	
9章 鋼桁と PC 桁		支圧	摩擦	
直角 方式	埋込み接合	11章 コンクリート充填鋼管部材と RC フーチング (埋込み方式)	支圧, 摩擦	支圧
	埋込み接合以外	7章 鋼桁と鉄筋コンクリート橋脚	ずれ止め, 支圧	ずれ止め(鉄筋)
10章 コンクリート充填鋼管部材と RC フーチング (アンカーフレーム方式)		支圧	ずれ止め (アノー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

図 17-2 異種部材接合部の分類

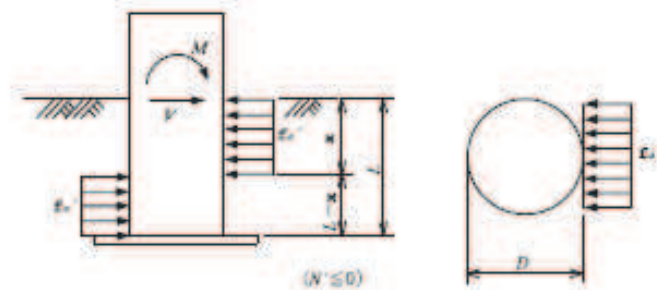
(複合構造標準示方書 (2014年, 土木学会) より引用)

### 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 埋込み柱節

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。

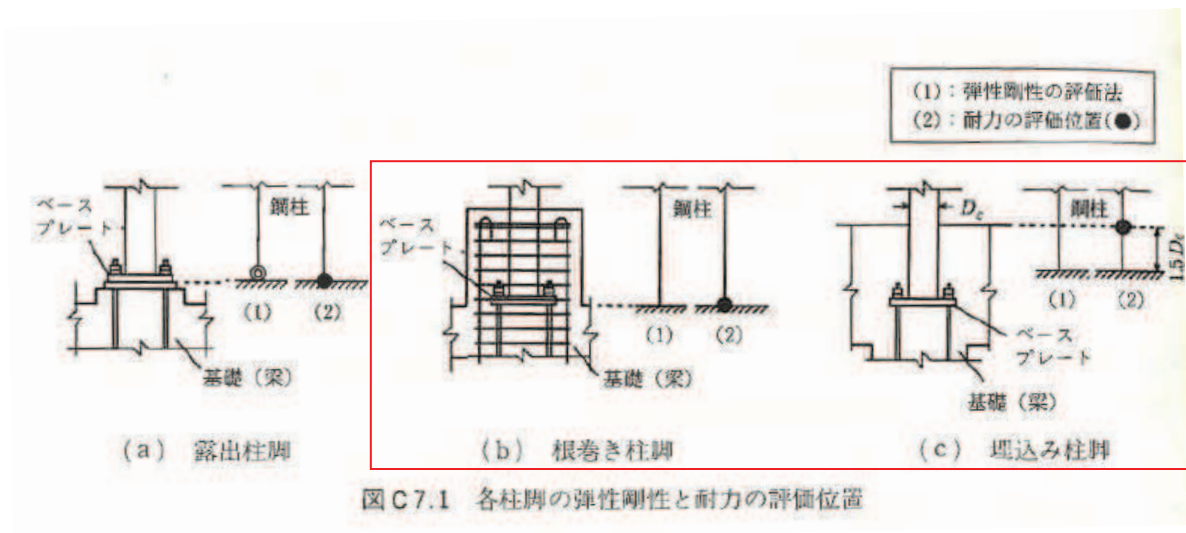
図 17-4 鋼材の定着についての概要  
(複合構造標準示方書 (2014 年, 土木学会) より引用)



## 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」<sup>10)</sup>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。

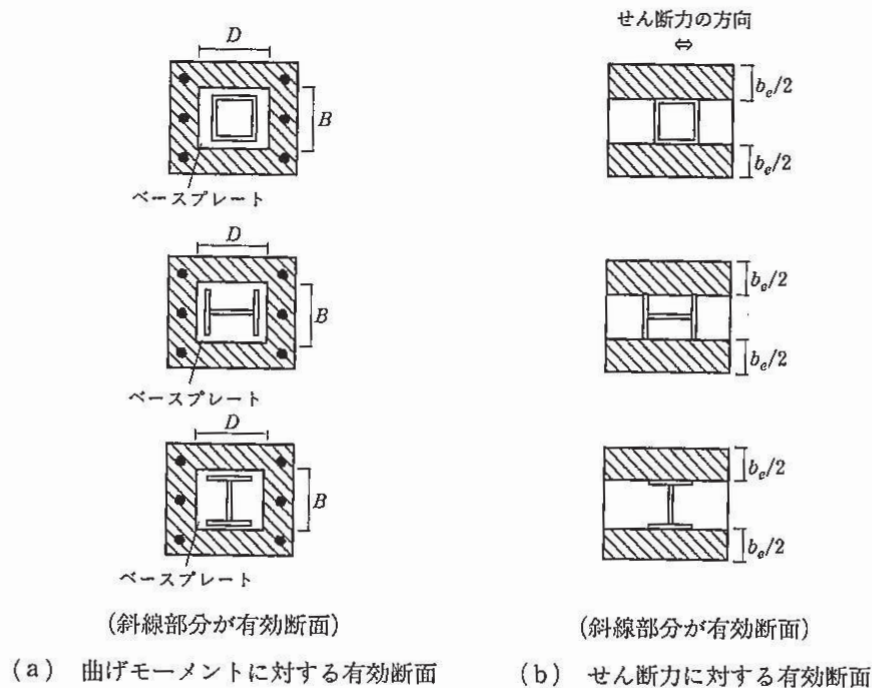


図7.1 根巻き鉄筋コンクリート部分の有効断面

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 ( $=2/3 F_c$ )

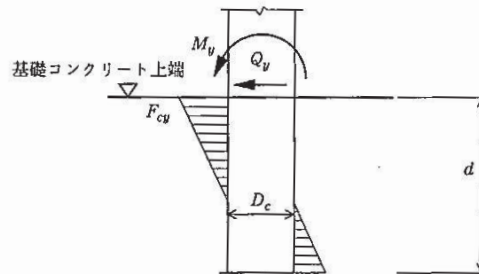


図 7.3 埋込み部鉄骨周りの支圧応力状態 (降伏曲げ耐力時)

$F_c$  : 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。

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

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

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	

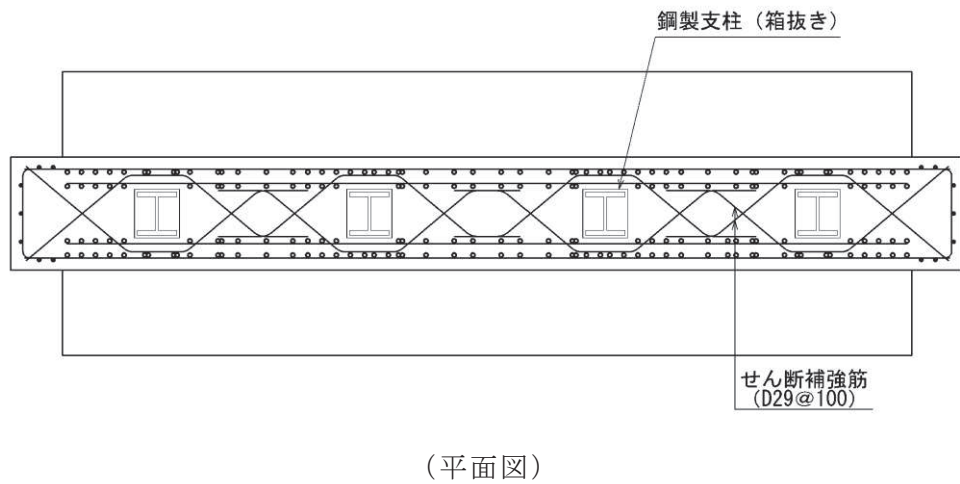
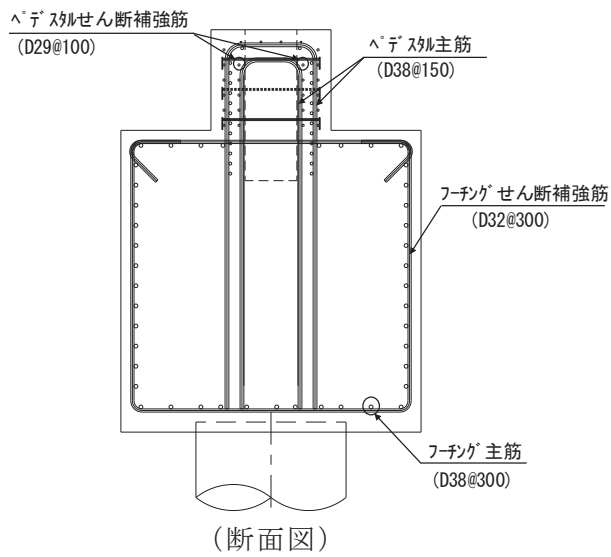


図 17-8 鋼製支柱接合部（フーチング部）の構造概要

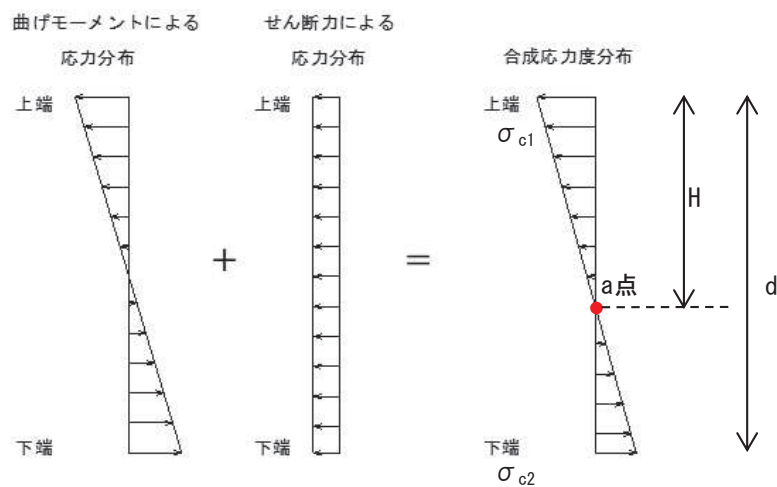


図 17-9 鋼製支柱接合部に発生する応力度の概念図

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）

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

ここに

$f_{\text{bod}}$ ：設計付着応力度\*（ $\text{N}/\text{mm}^2$ ）

$L$ ：根入れ長（mm）

$A_{\text{st}}$ ：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。

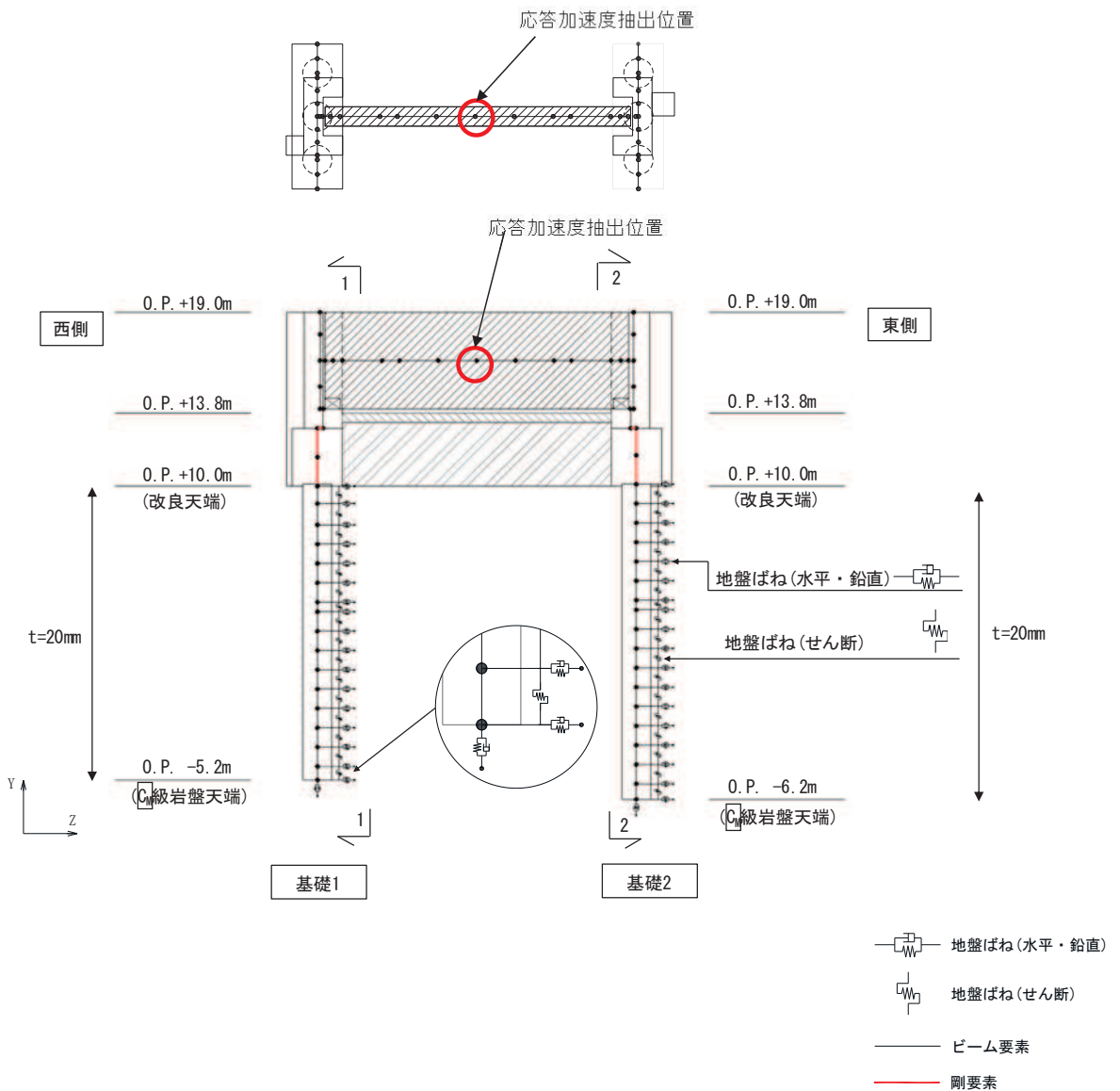


図18-1 加速度の抽出位置（鋼桁3の例）

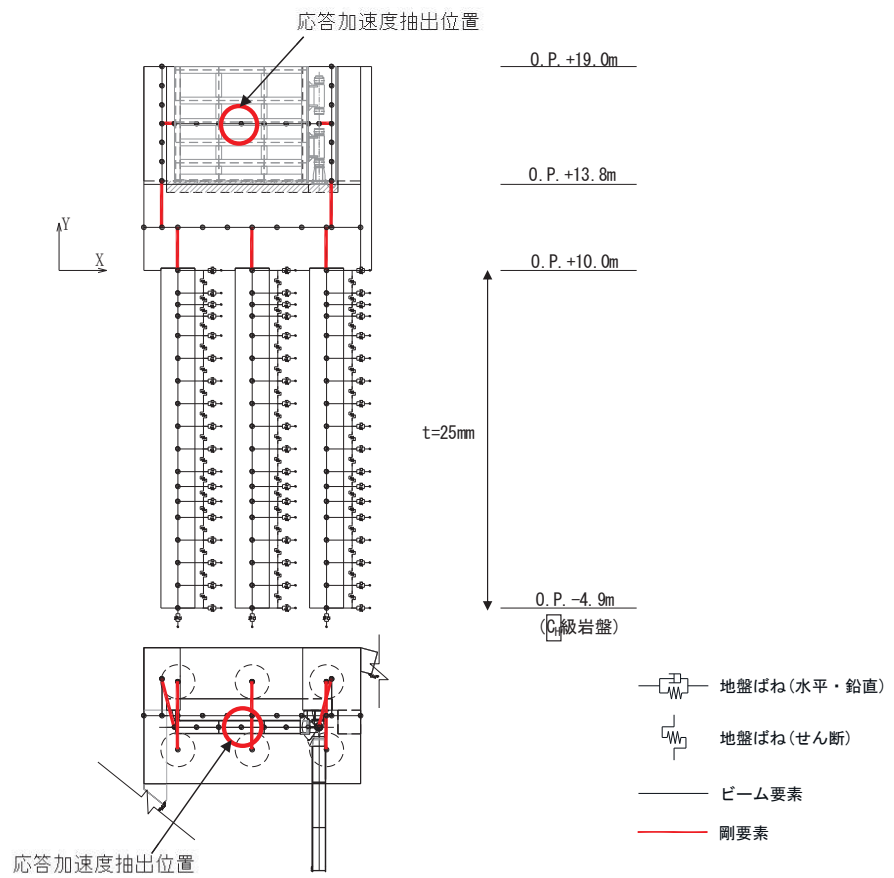


図 18-2 加速度の抽出位置 (鋼製扉 2)

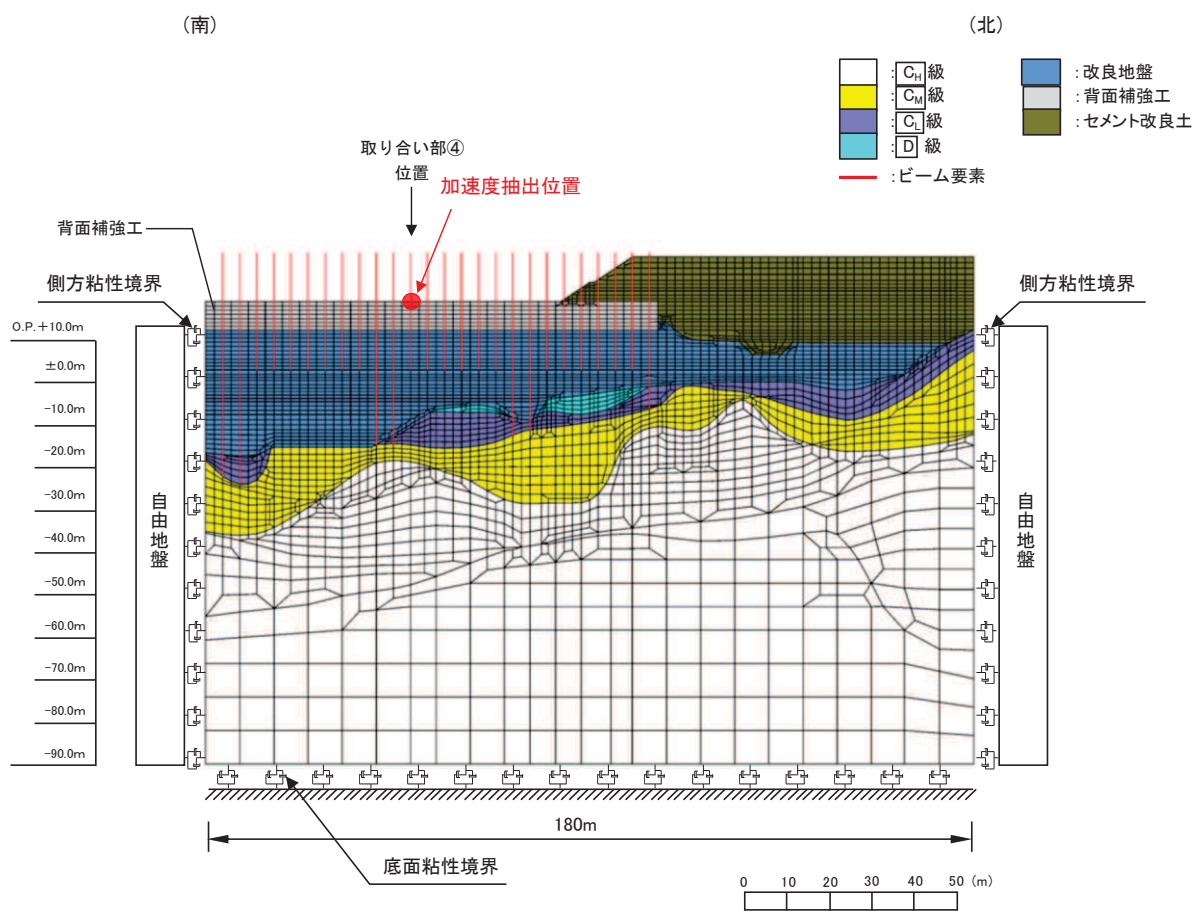


図 18-3 加速度の抽出位置  
(取り合い部④ (防潮堤縦断モデル断面⑧))

#### 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。

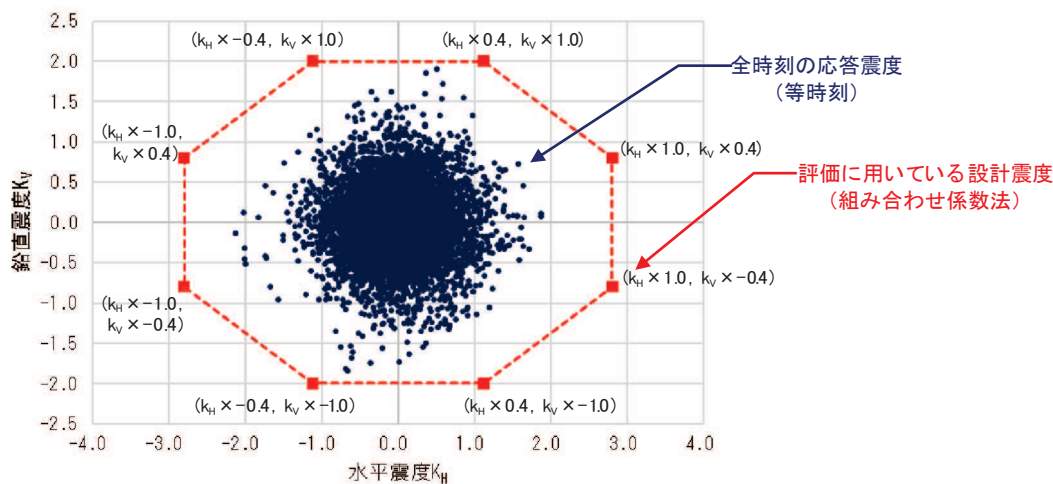
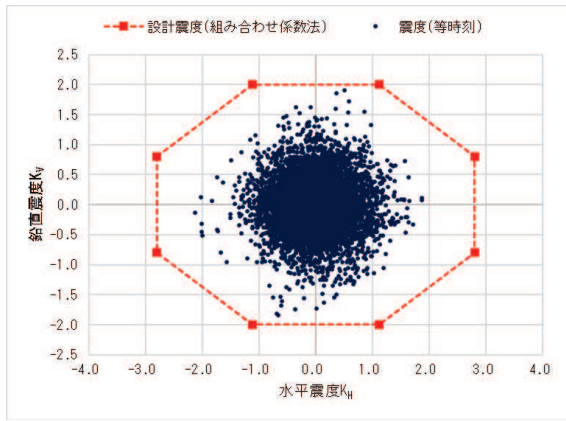
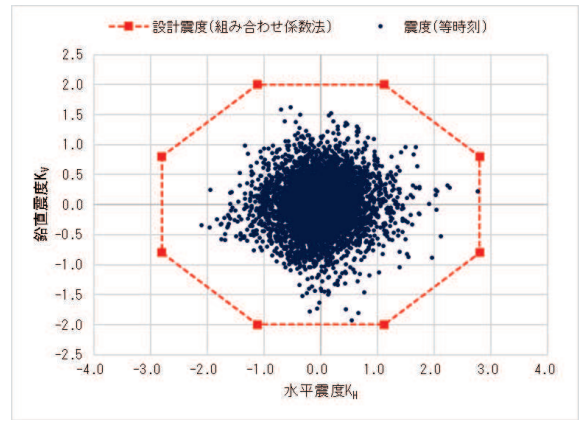


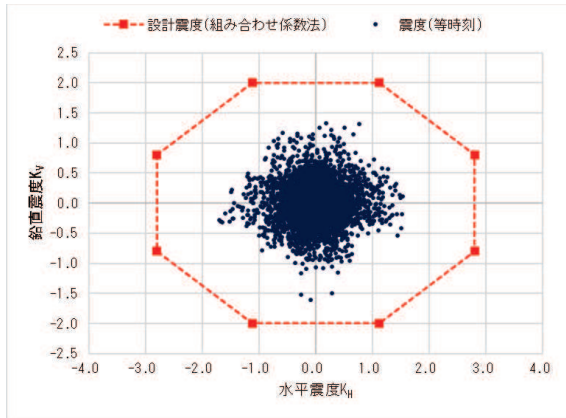
図18-4 オービットの作成方法



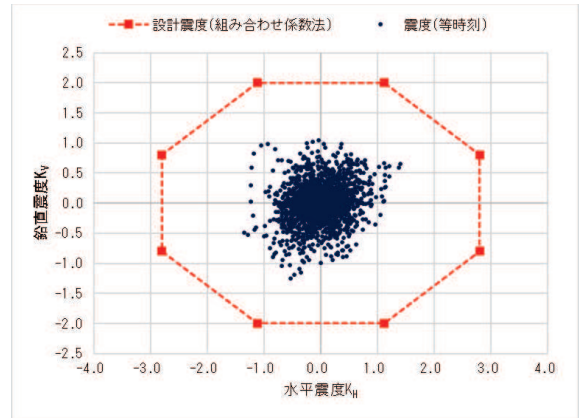
(Ss-D1)



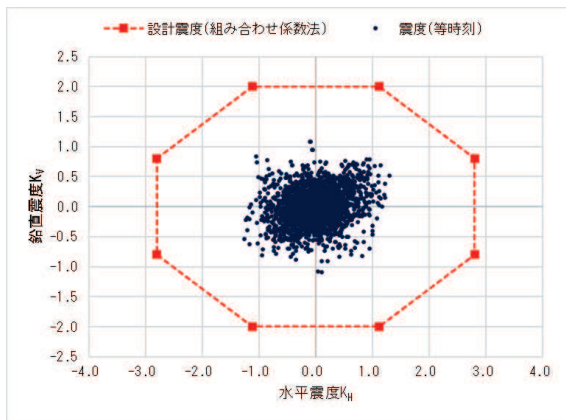
(Ss-D2)



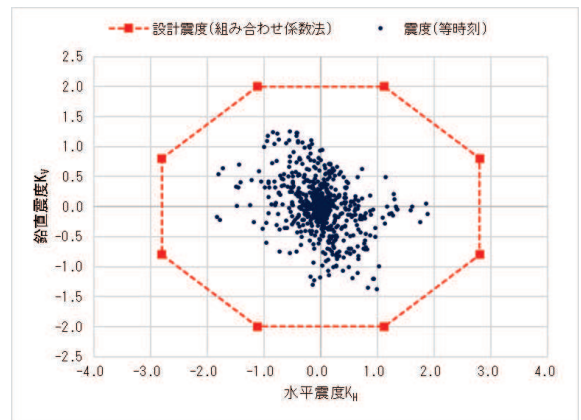
(Ss-D3)



(Ss-F1)



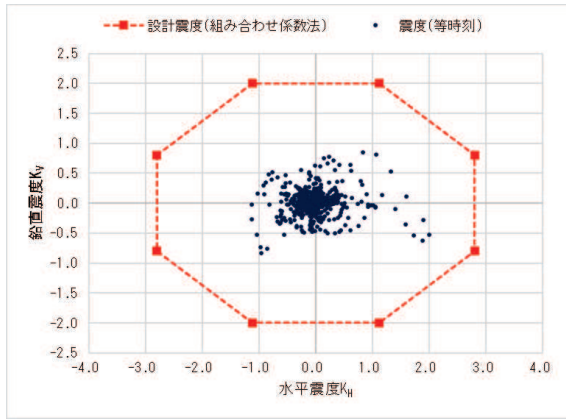
(Ss-F2)



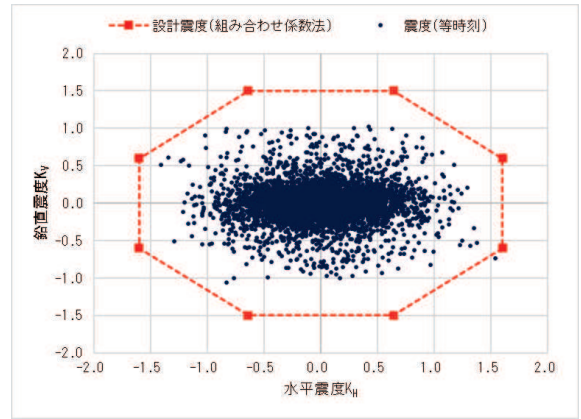
(Ss-F3)

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)





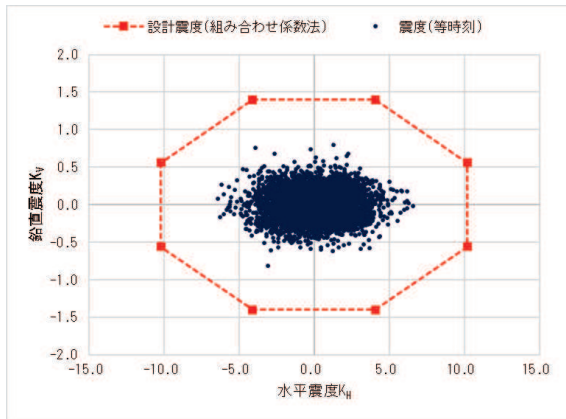
(Ss-N1)



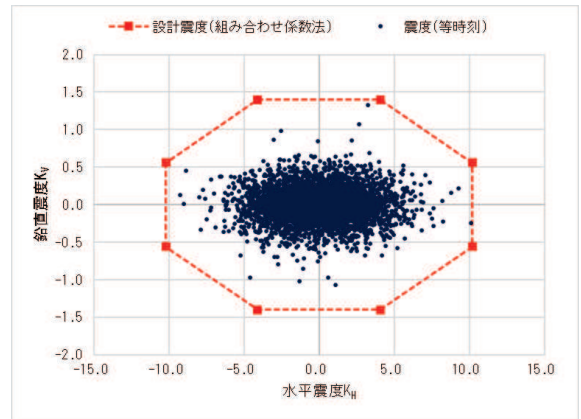
(Sd-D2)

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)

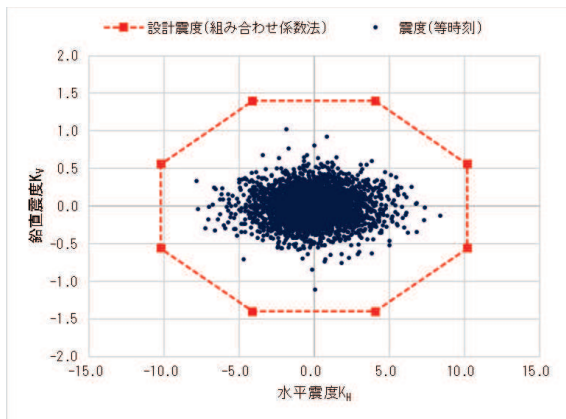




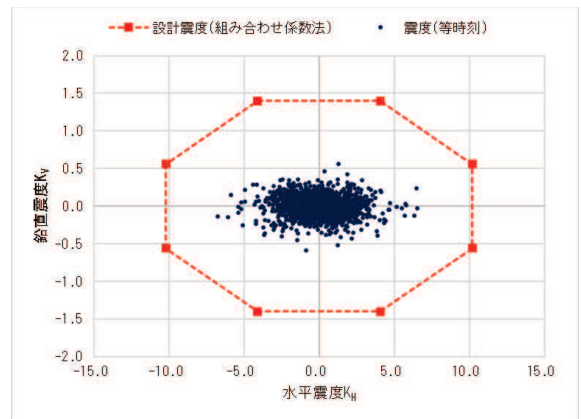
(Ss-D1)



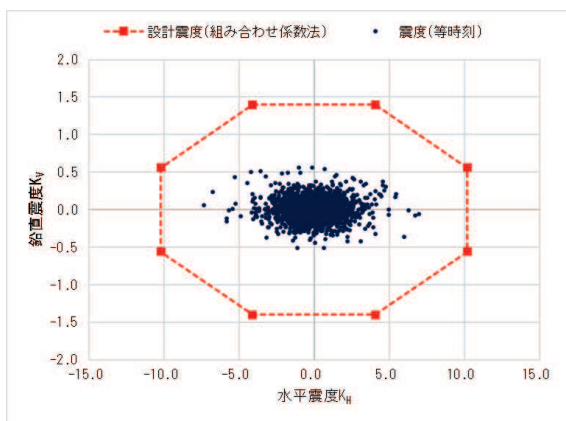
(Ss-D2)



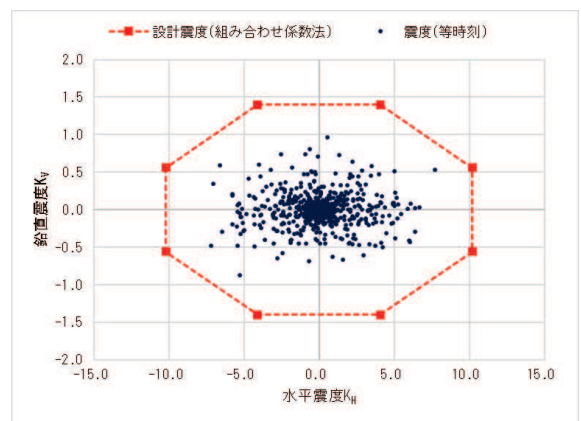
(Ss-D3)



(Ss-F1)

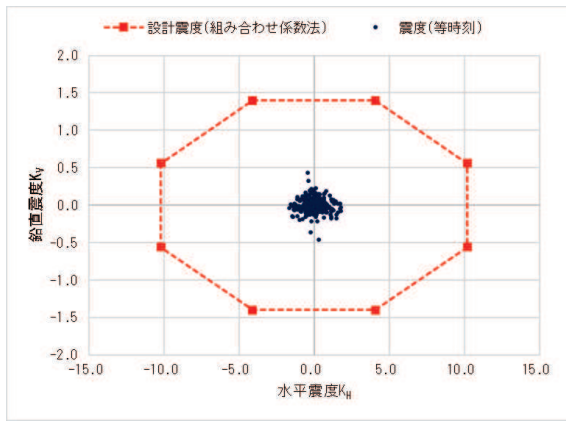


(Ss-F2)

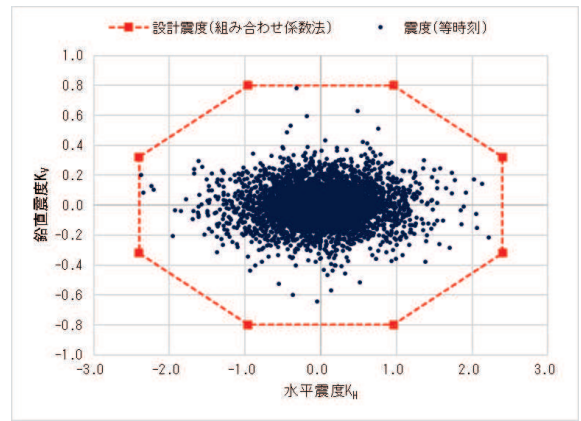


(Ss-F3)

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)

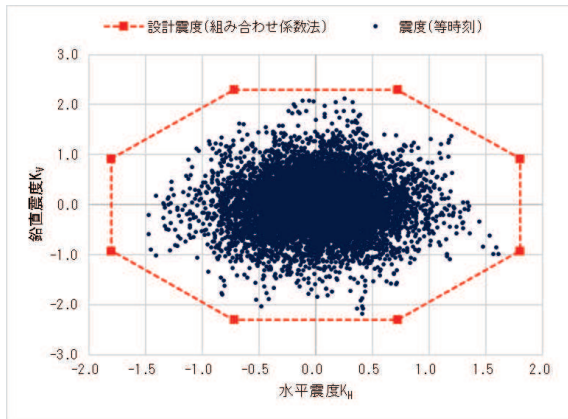


(Ss-N1)

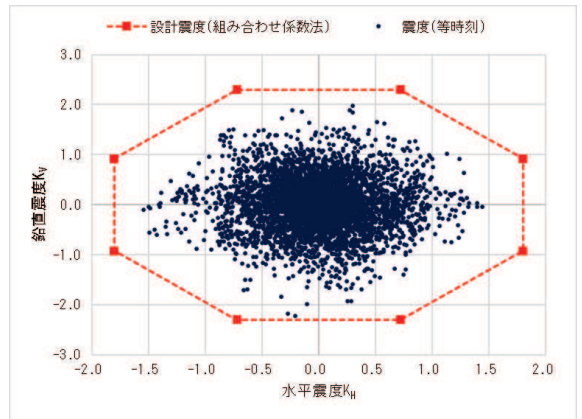


(Sd-D2)

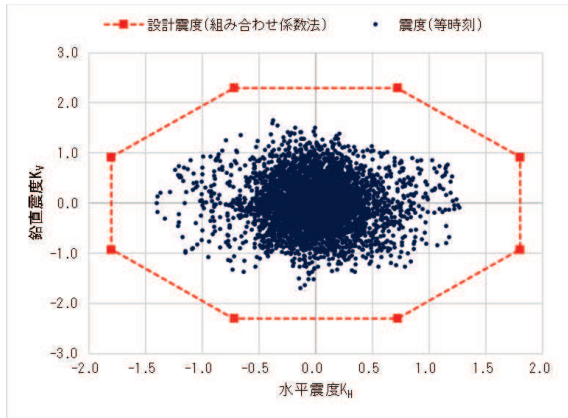
図18-6(2) 地震応答解析に基づくオービットの作成結果 (鋼桁3)



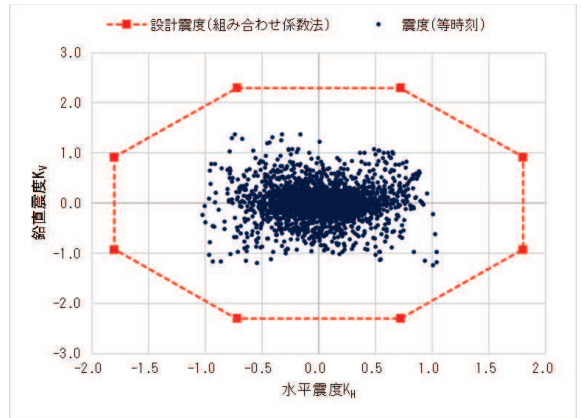
(Ss-D1)



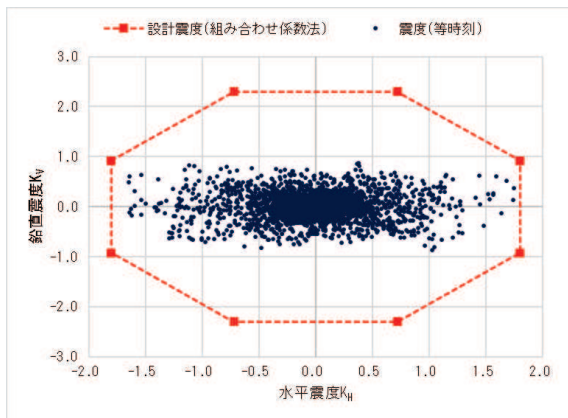
(Ss-D2)



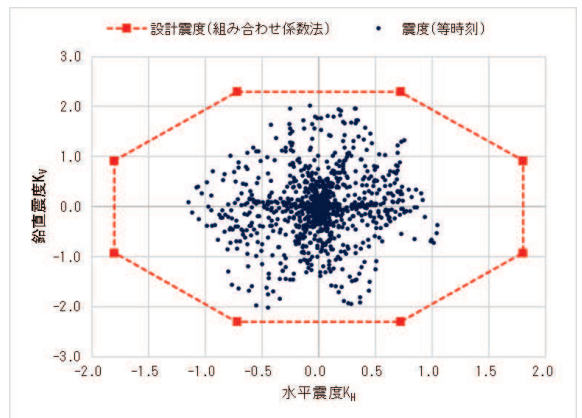
(Ss-D3)



(Ss-F1)

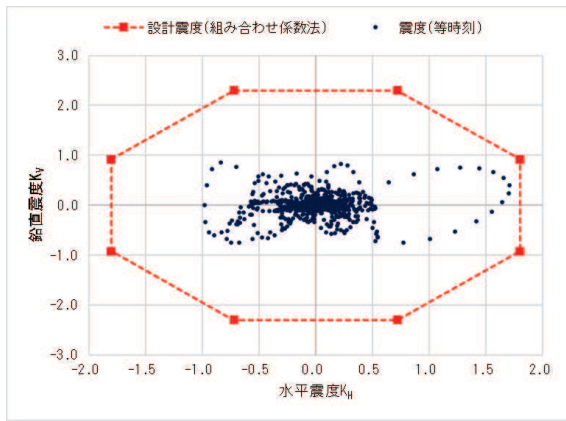


(Ss-F2)

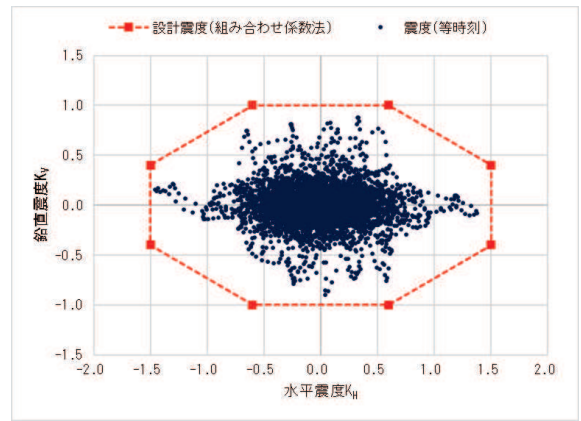


(Ss-F3)

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)

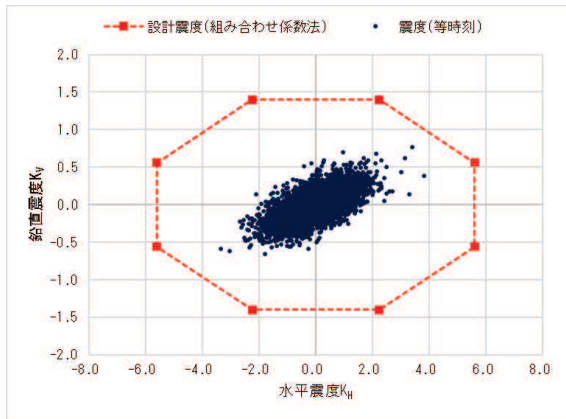


(Ss-N1)

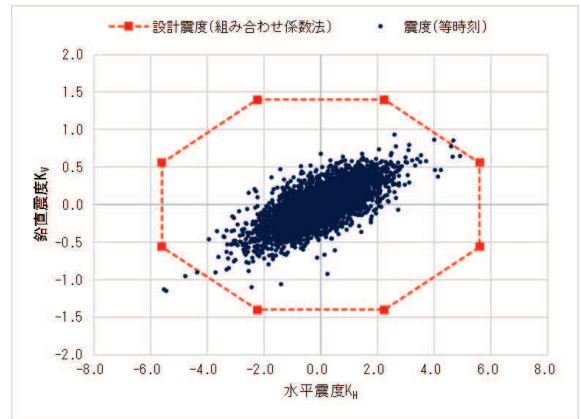


(Sd-D2)

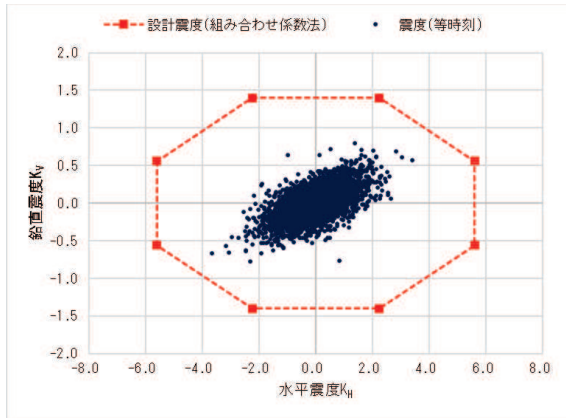
図18-7(2) 地震応答解析に基づくオービットの作成結果（鋼桁4）



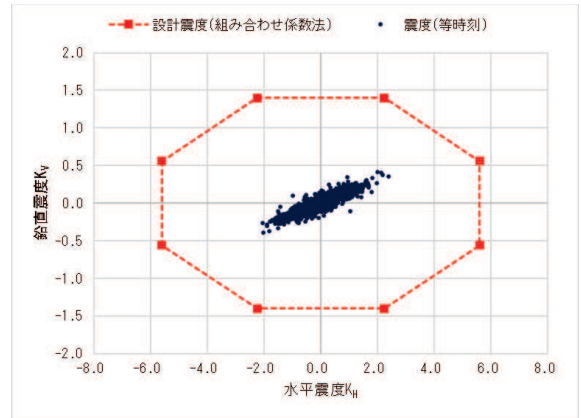
(Ss-D1)



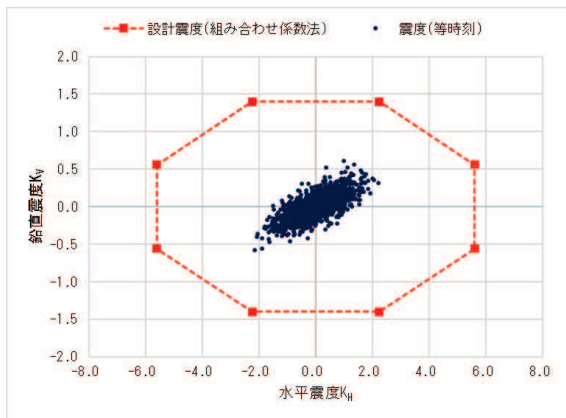
(Ss-D2)



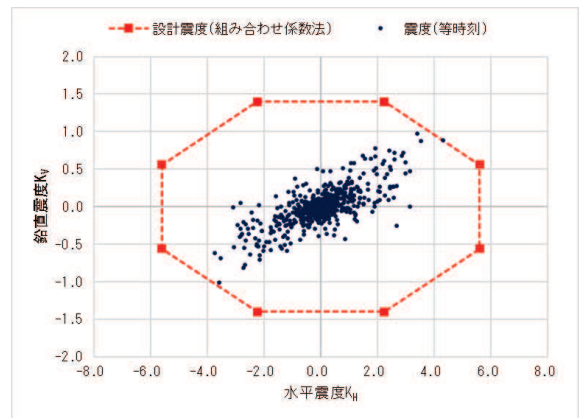
(Ss-D3)



(Ss-F1)

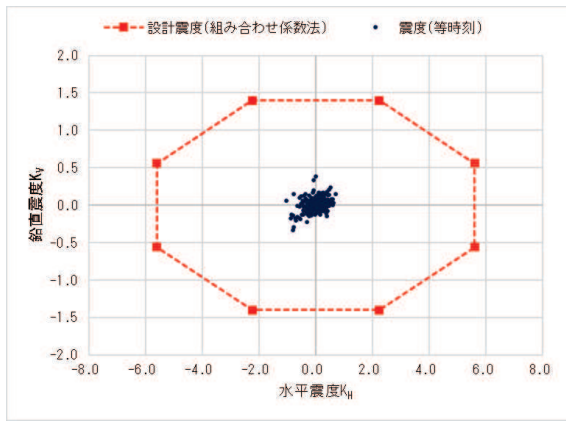


(Ss-F2)

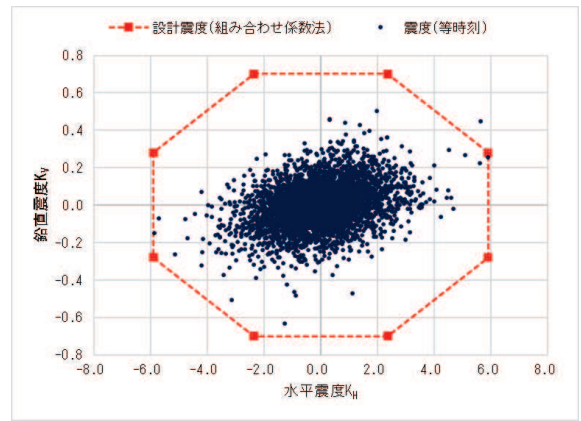


(Ss-F3)

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)

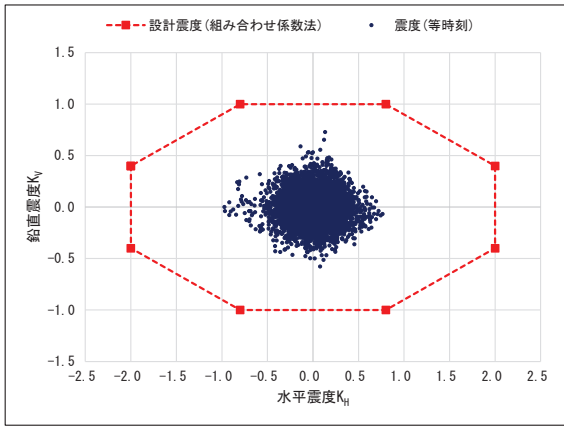


(Ss-N1)

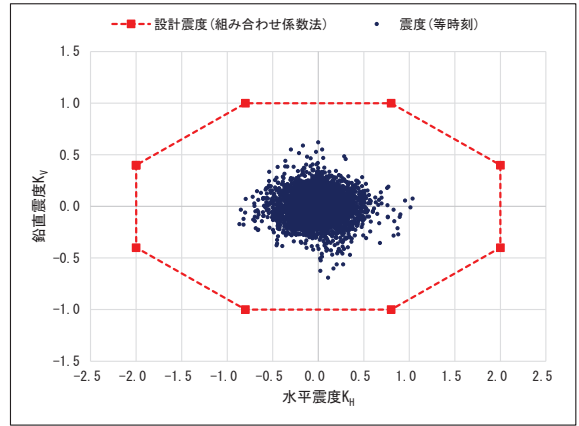


(Sd-D2)

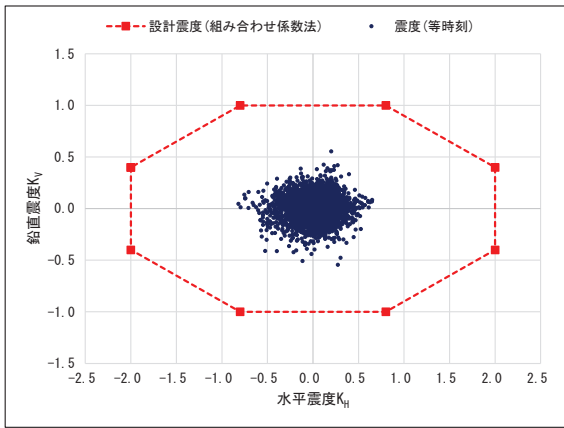
図18-8(2) 地震応答解析に基づくオービットの作成結果 (鋼製扉 2)



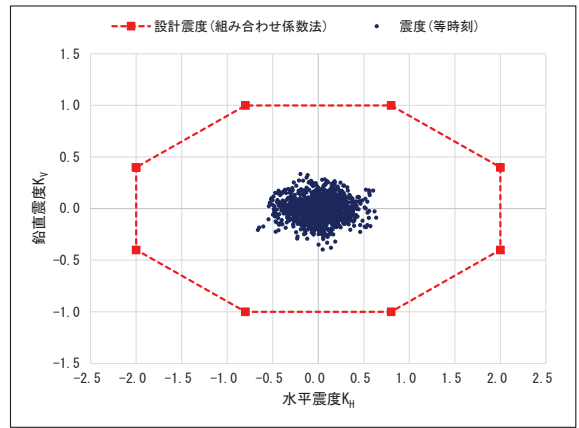
(Ss-D1)



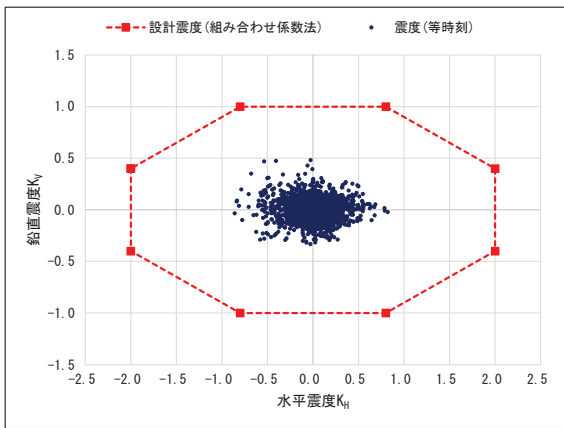
(Ss-D2)



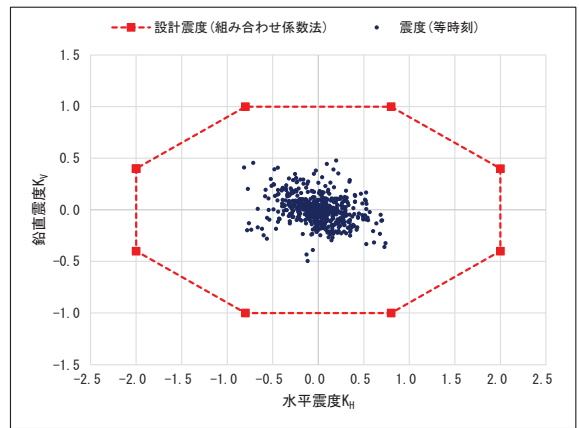
(Ss-D3)



(Ss-F1)

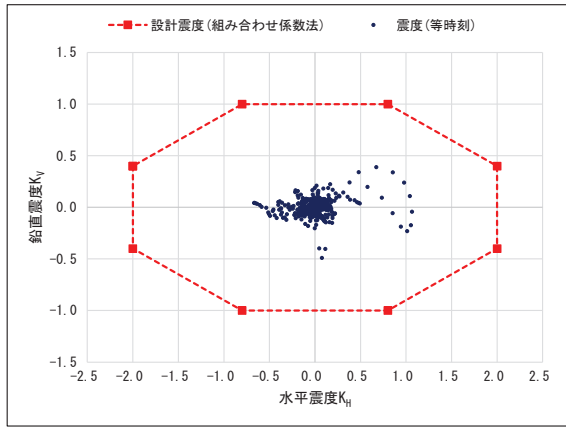


(Ss-F2)

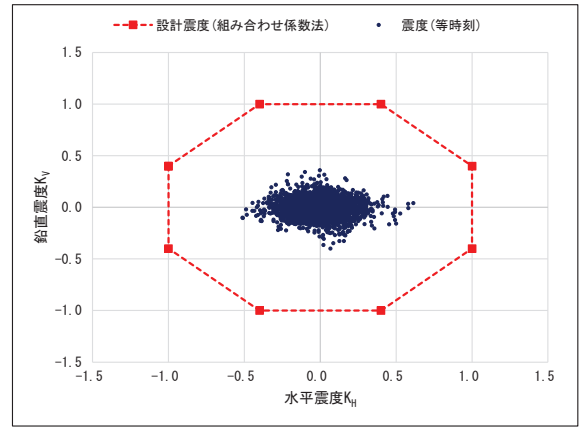


(Ss-F3)

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)



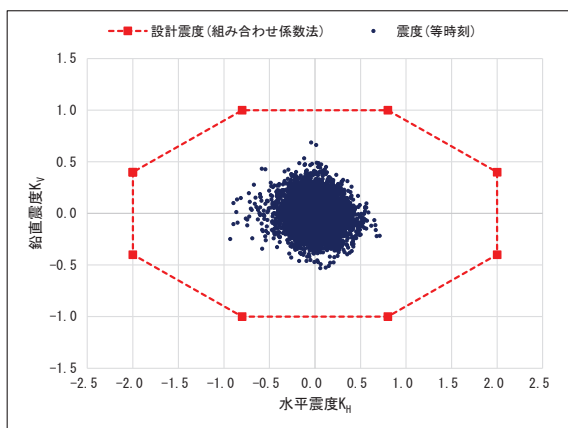
(Ss-N1)



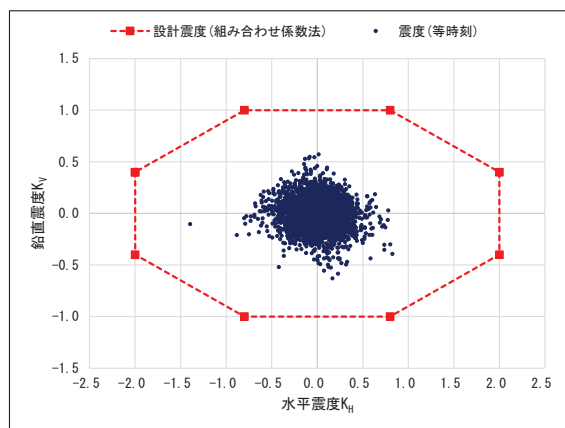
(Sd-D2)

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)

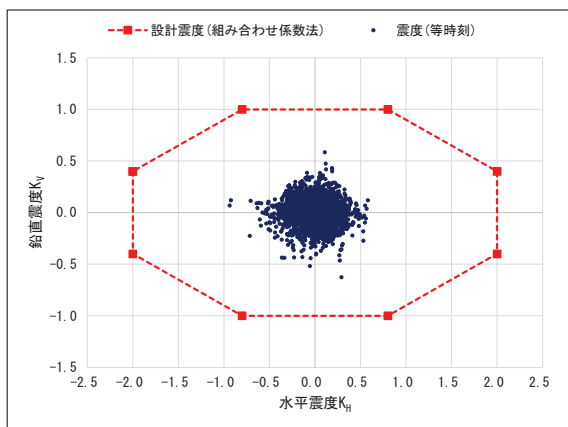




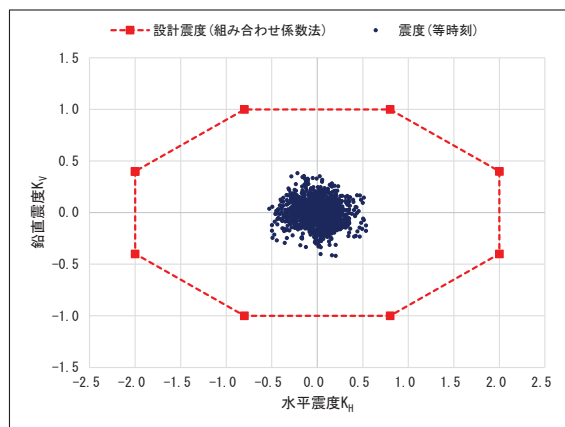
(Ss-D1)



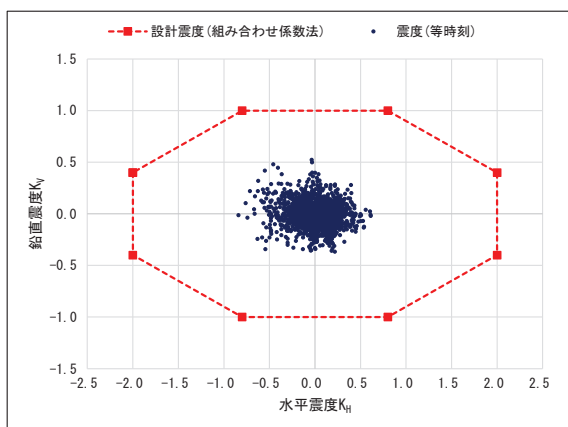
(Ss-D2)



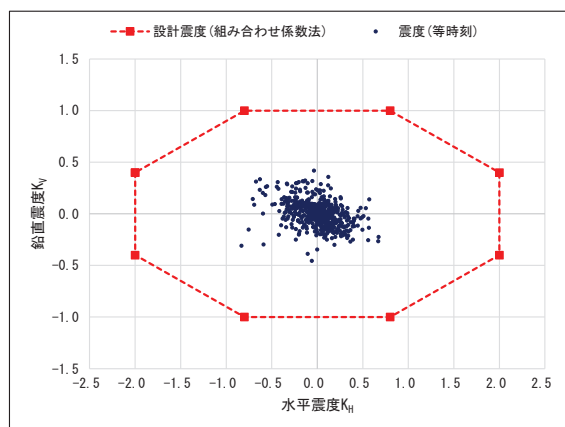
(Ss-D3)



(Ss-F1)

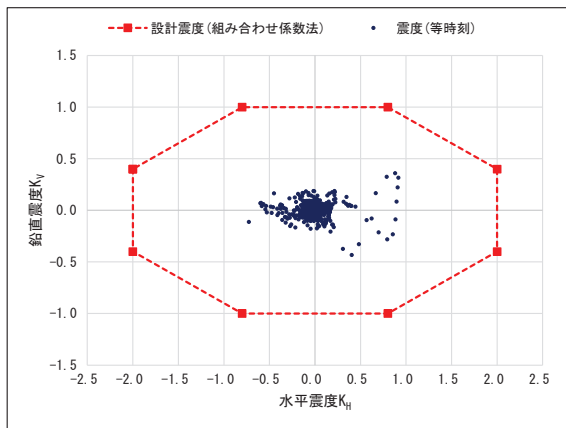


(Ss-F2)

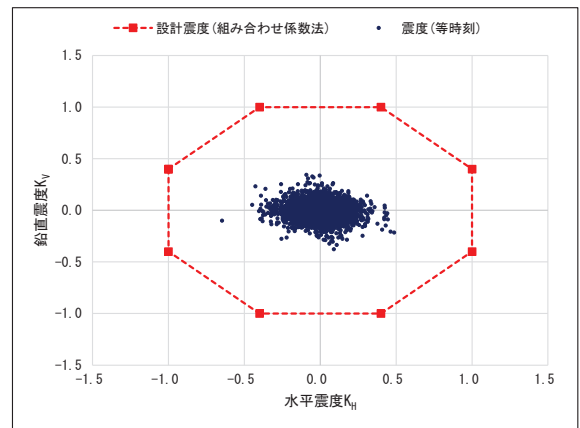


(Ss-F3)

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 <sub>SH</sub> +1.0S <sub>SV</sub> )	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	40	366	0.11
		せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	17	210	0.09
		合成応力度 (—)	0.02	1.20	0.02
	2 (G+1.0S <sub>SH</sub> -1.0S <sub>SV</sub> )	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	130	366	0.36
		せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	22	210	0.11
		合成応力度 (—)	0.13	1.20	0.11
	3 (G-1.0S <sub>SH</sub> +1.0S <sub>SV</sub> )	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	48	366	0.14
		せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	53	210	0.26
		合成応力度 (—)	0.06	1.20	0.05
	4 (G-1.0S <sub>SH</sub> -1.0S <sub>SV</sub> )	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	137	366	0.38
		せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	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 <sub>SH</sub> +1.0S <sub>SV</sub> )	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	11	222	0.05
		せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	3	127	0.03
		合成応力度 (—)	0.01	1.20	0.01
	2 (G+1.0S <sub>SH</sub> -1.0S <sub>SV</sub> )	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	58	222	0.27
		せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	17	136	0.13
		合成応力度 (—)	0.07	1.20	0.06
	3 (G-1.0S <sub>SH</sub> +1.0S <sub>SV</sub> )	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	29	222	0.14
		せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	8	127	0.07
		合成応力度 (—)	0.02	1.20	0.02
	4 (G-1.0S <sub>SH</sub> -1.0S <sub>SV</sub> )	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	72	222	0.33
		せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	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 <sub>SH</sub> +1.0S <sub>SV</sub> )	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	21	382	0.06
	2 (G+1.0S <sub>SH</sub> -1.0S <sub>SV</sub> )	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	21	382	0.06
	3 (G-1.0S <sub>SH</sub> +1.0S <sub>SV</sub> )	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	21	382	0.06
	4 (G-1.0S <sub>SH</sub> -1.0S <sub>SV</sub> )	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	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 <sub>dH</sub> +1.0S <sub>dV</sub> )	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	189	279	0.68
		せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	100	210	0.48
		合成応力度 (—)	0.51	1.20	0.43
	2 (G+1.0S <sub>dH</sub> -1.0S <sub>dV</sub> )	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	204	279	0.74
		せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	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 <sub>dH</sub> +1.0S <sub>dV</sub> )	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	50	222	0.23
		せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	10	127	0.08
		合成応力度 (—)	0.06	1.20	0.05
	2 (G+1.0S <sub>dH</sub> -1.0S <sub>dV</sub> )	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	77	222	0.35
		せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	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 <sub>dH</sub> +1.0S <sub>dV</sub> )	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	257	382	0.68
	2 (G+1.0S <sub>dH</sub> -1.0S <sub>dV</sub> )	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	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）に対して裕度を有する事を確認した。

以上のことから、設計裕度も踏まえた上で、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。

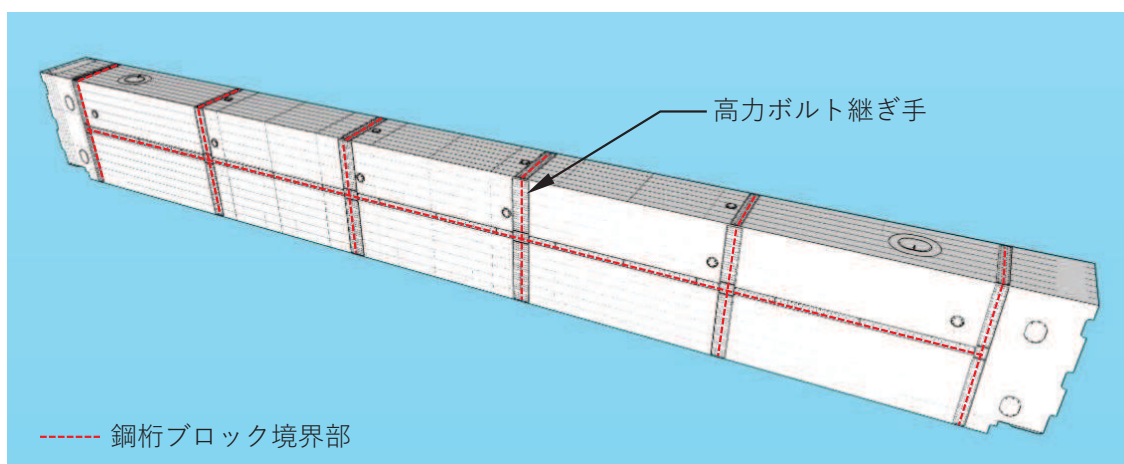
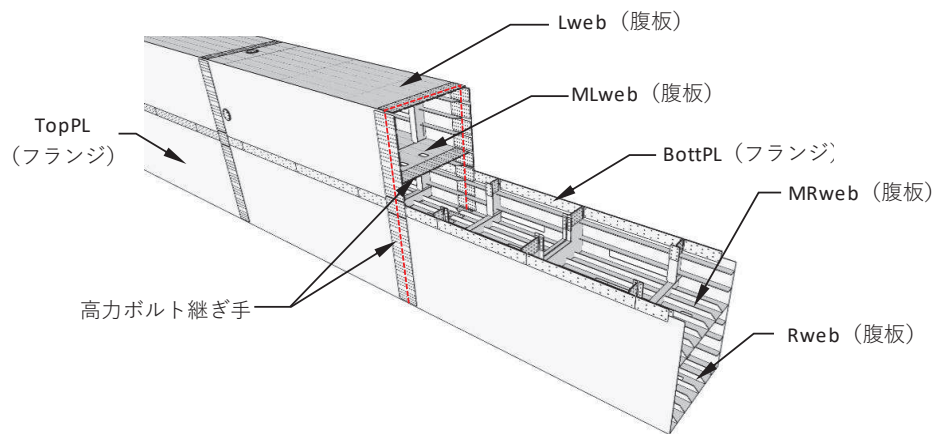


図 19-1(1) 鋼桁の構造概要



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

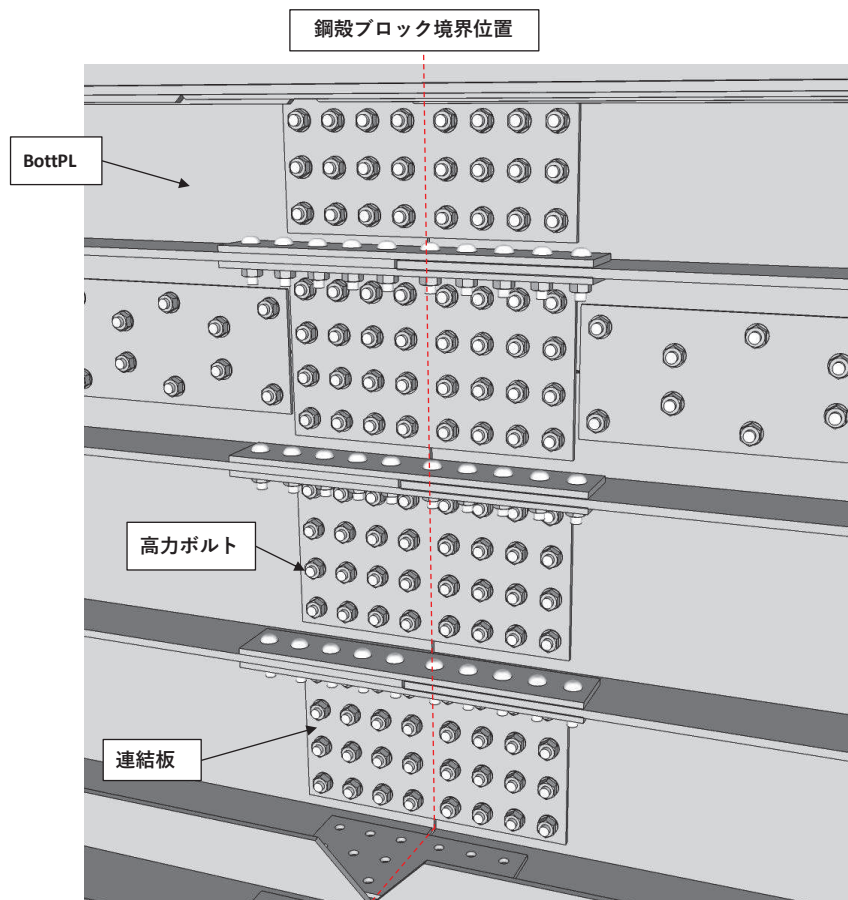


図19-2 連結部の構造概要



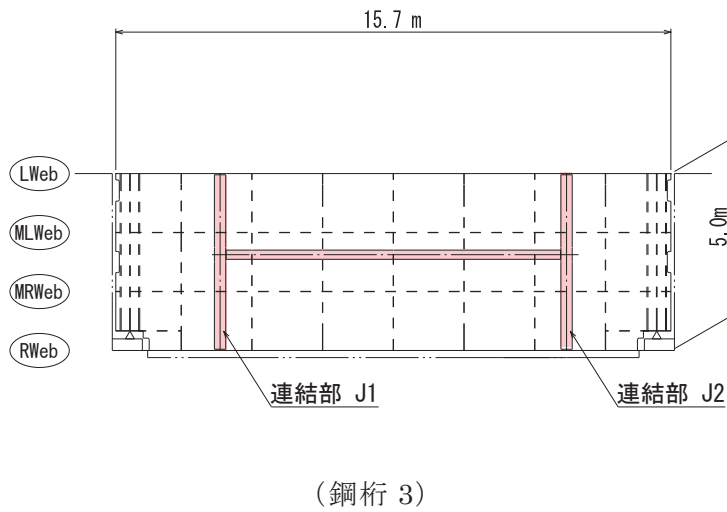
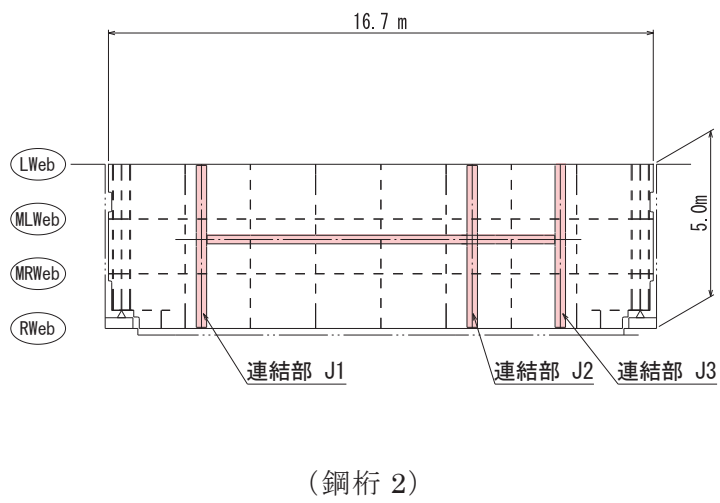
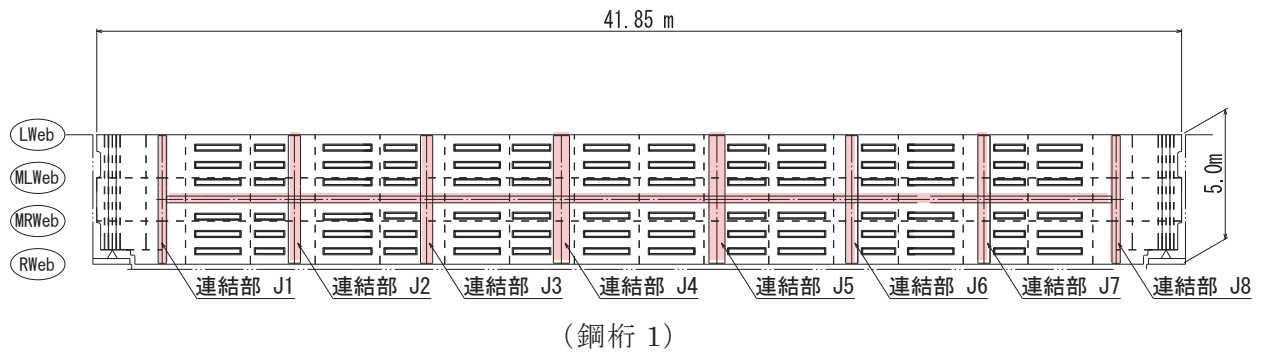


図19-3(1) 連結部の設置概要  
(正面図)

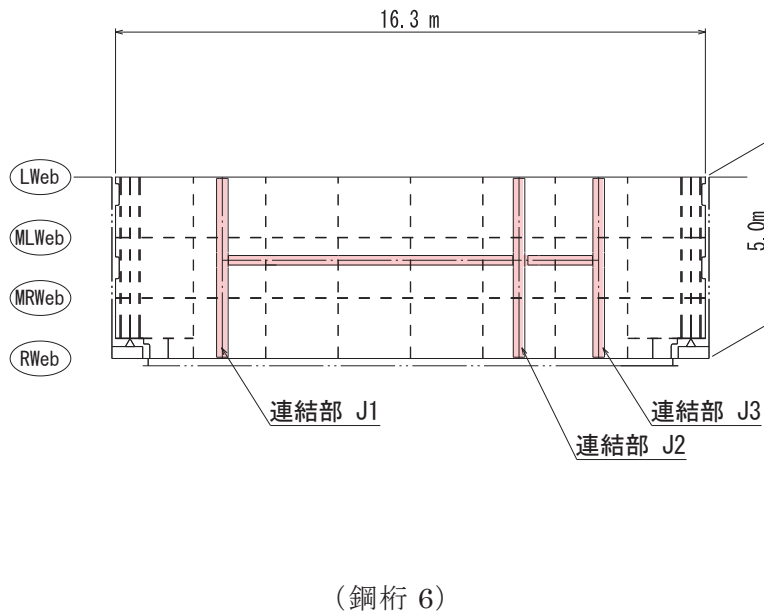
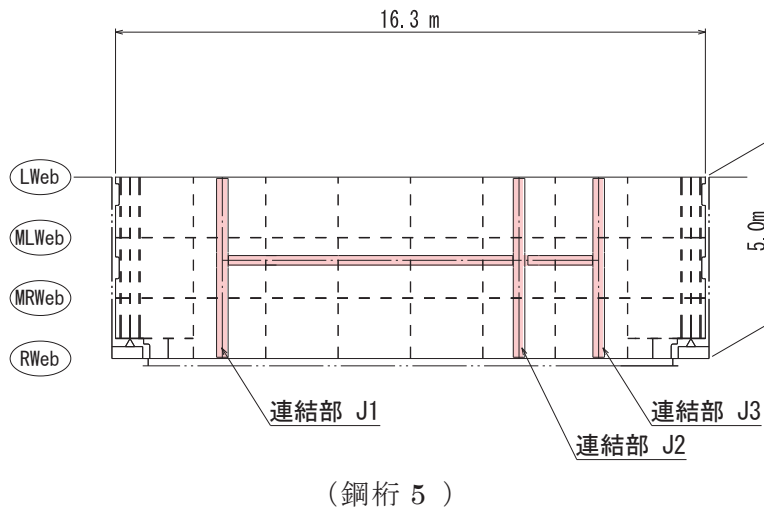
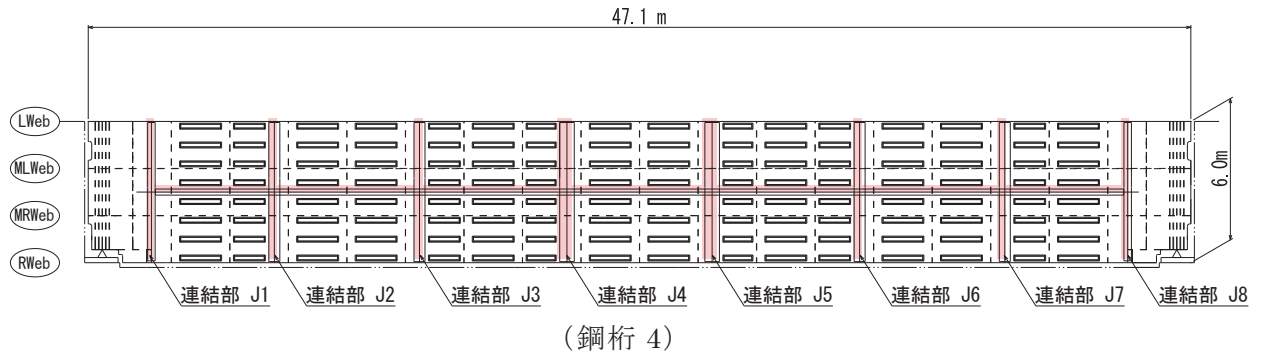
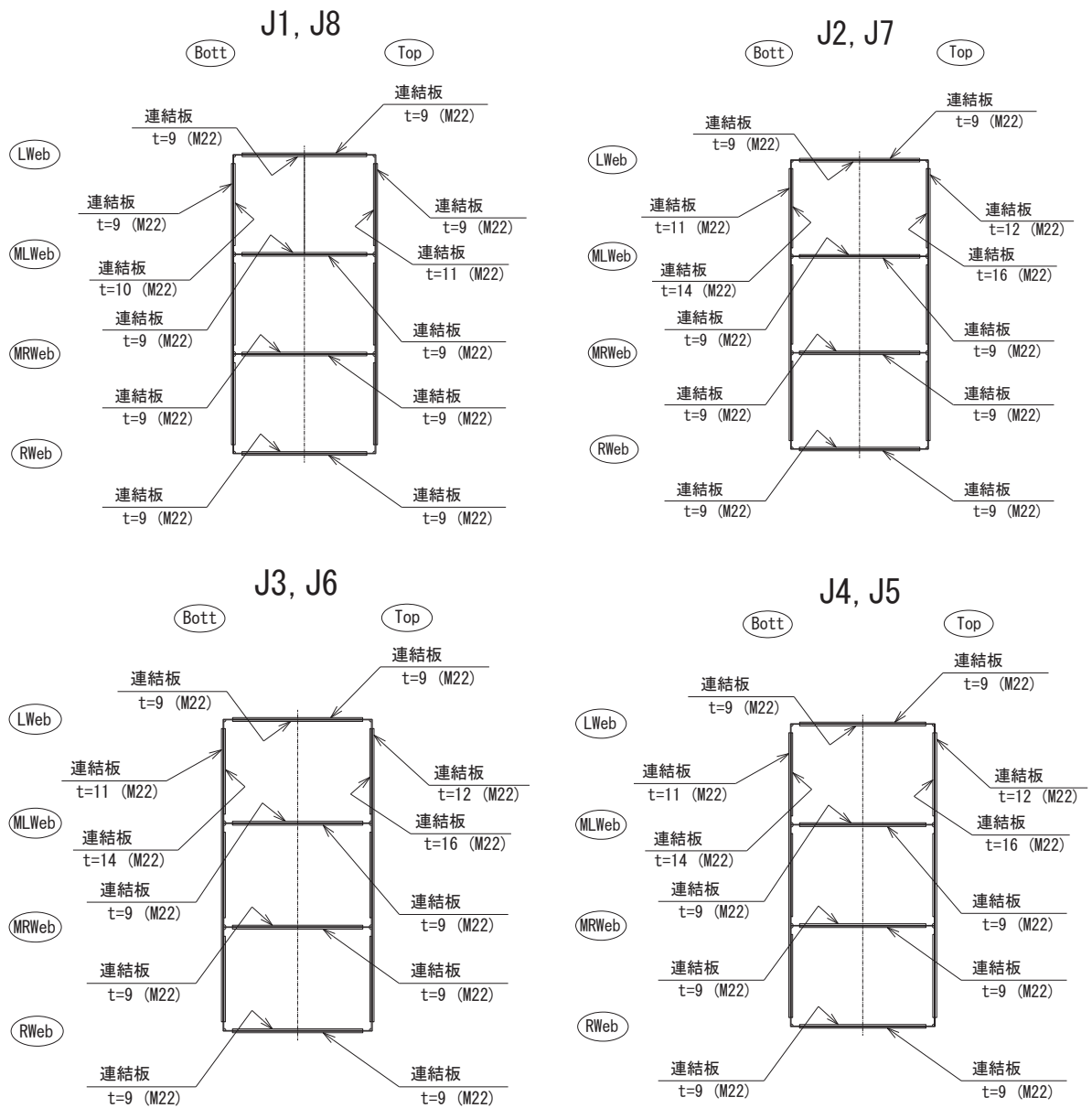


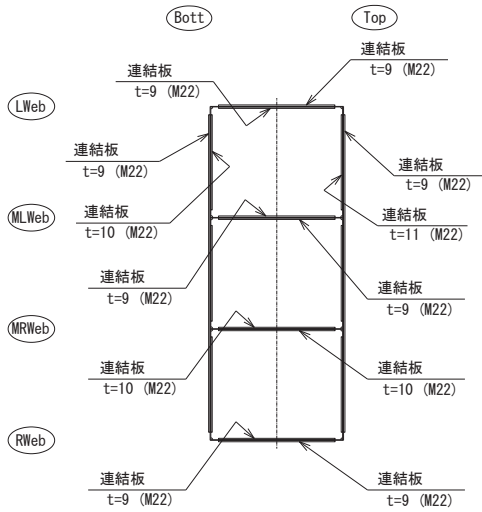
図19-3(2) 連結部の設置概要  
(正面図)



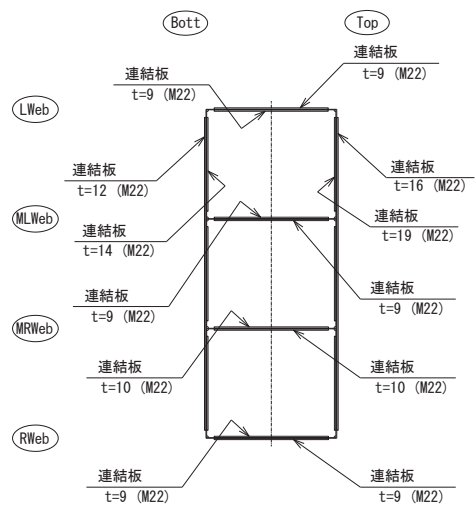
(鋼桁 1)

図19-4(1) 連結部の設置概要  
(断面図)

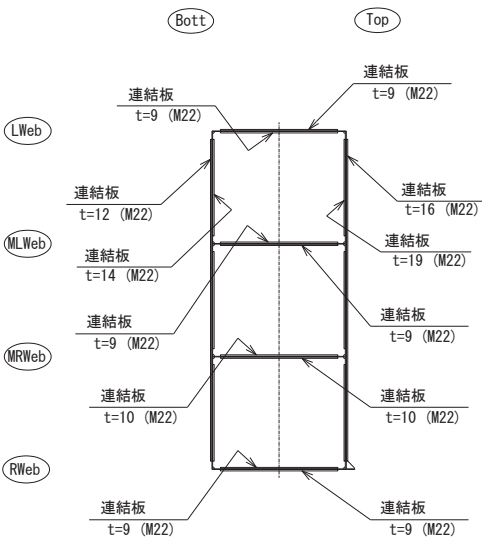
J1, J8



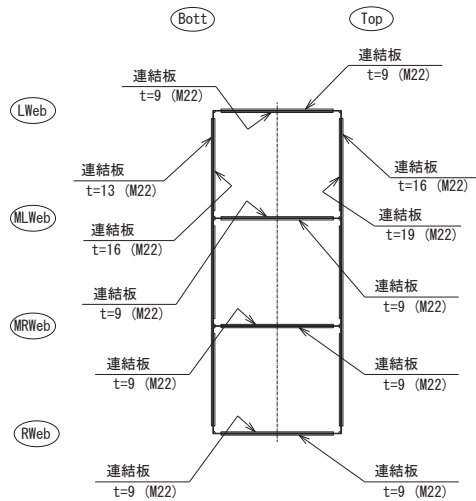
J2, J7



J3, J6



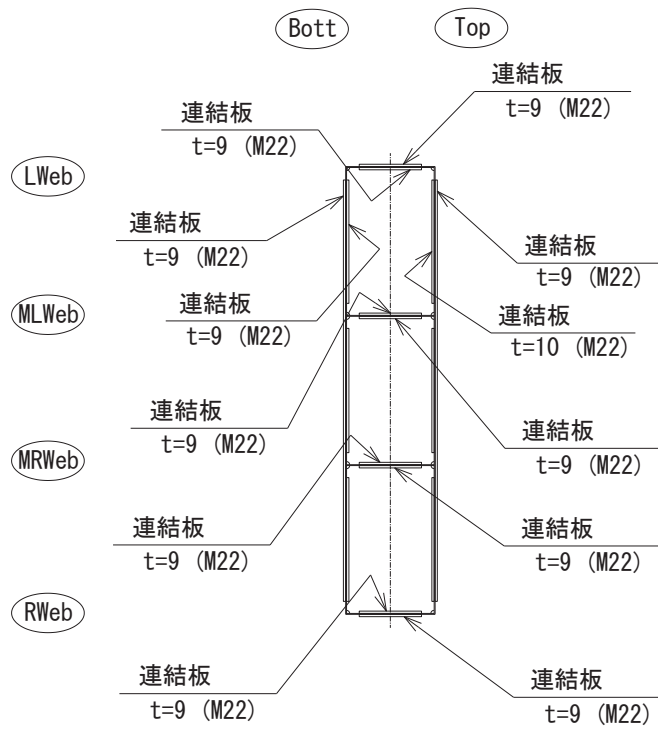
J4, J5



(鋼桁 4)

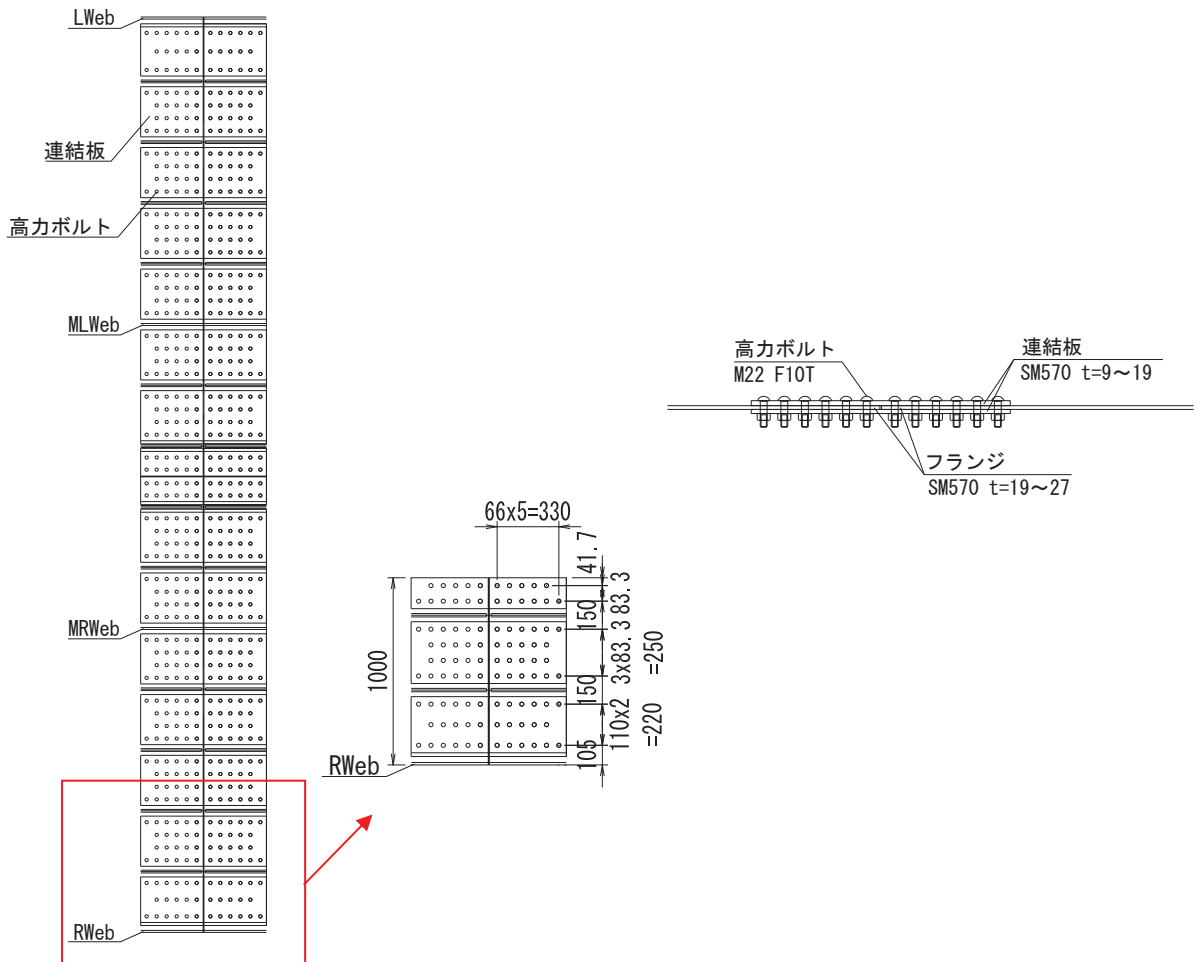
図19-4(2) 連結部の設置概要

(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

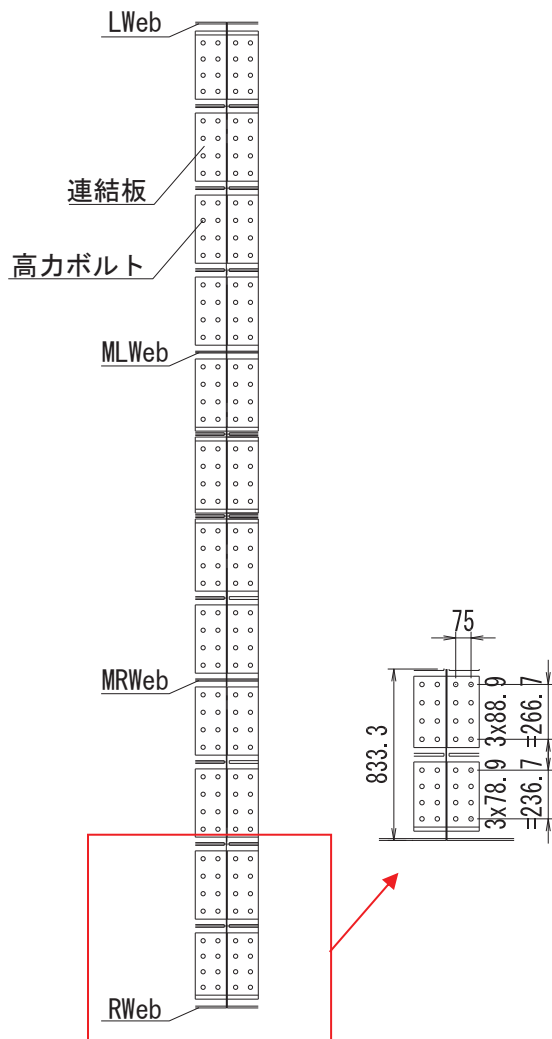


(腹板部) 平面図

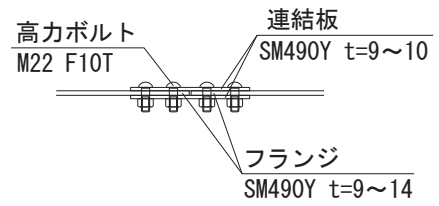
(腹板部) 断面図

図19-5(1) 連結部の構造図

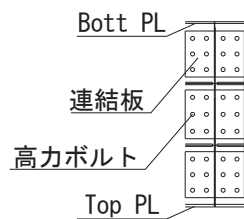
(鋼桁 1, 4)



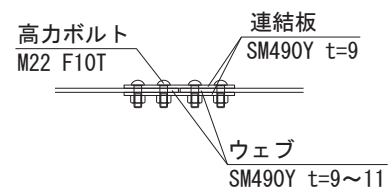
(フランジ部) 平面図



(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* <sup>1</sup>
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* <sup>2</sup>

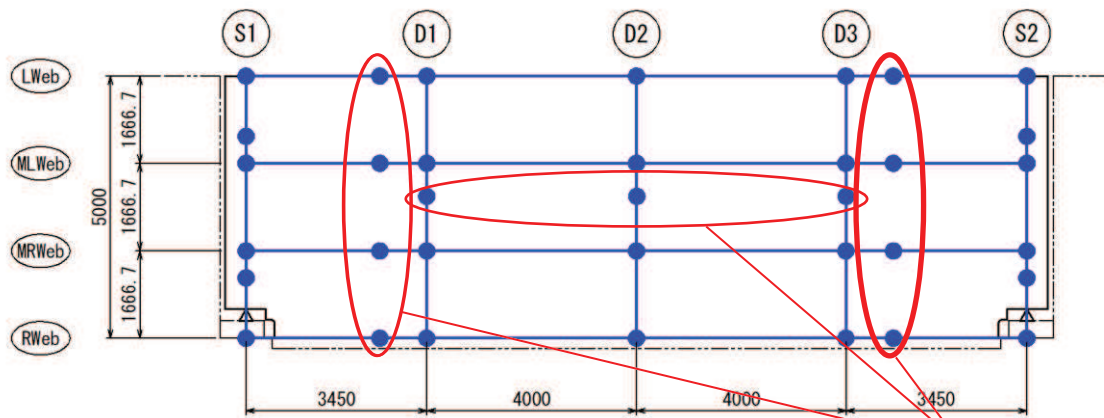
注記\* 1：上記のとおり、本評価では母材以上の強度及び断面積を有することを確認する。

\* 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)

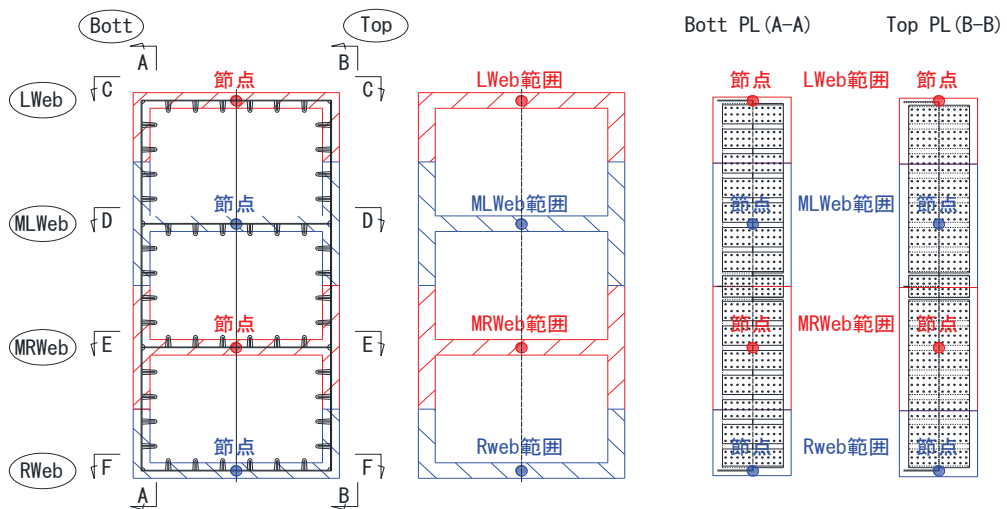
ボルト径	許容力 (N)	短期許容力 (N)
M20	44000	66000
M22	54000	81000
M24	63000	94000





- 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
$\rho_p$	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
$\rho_a$	N	高力ボルト許容摩擦力（2面分）

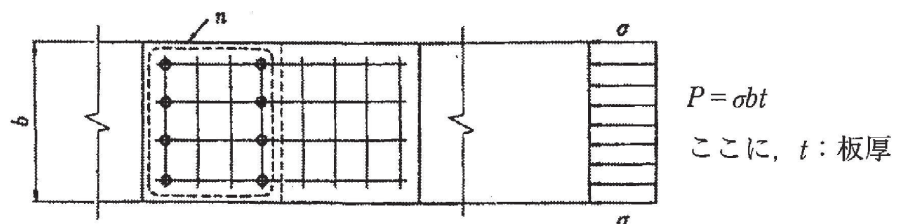


図19-7 ボルトに作用する力（垂直応力の分布が均等な場合）

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
$\rho_{pi}$	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群のボルト本数
$P_i$	N	i 列目の接合線の片側にあるボルト群に作用する力
$\rho_a$	N	高力ボルト許容摩擦力 (2 面分)

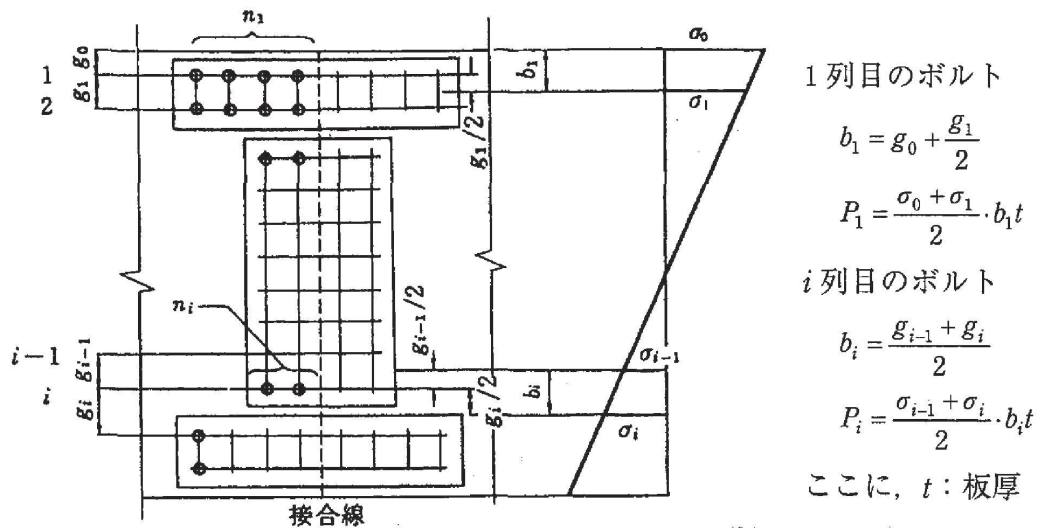


図 19-8 ボルトに作用する力  
(垂直応力の分布が均等でない場合)

- 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
$\rho_s$	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
$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	発生せん断応力度
A	mm <sup>2</sup>	ウェブ断面積
n	本	接合線の片側にあるボルトの全本数
$\rho_a$	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
$\rho_{cl}$	N	ボルト 1 本に作用する力
$\rho_p$	N	曲げモーメントによってボルト 1 本に作用する力
$\rho_s$	N	せん断力によってボルト 1 本に作用する力
$\rho_a$	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 <sup>2</sup> )	11662	9996	23740
	連結板断面積 (mm <sup>2</sup> )	14000	12707	37449
J2, J7	母材断面積 (mm <sup>2</sup> )	18326	15827	28308
	連結板断面積 (mm <sup>2</sup> )	19504	17460	37449
J3, J6	母材断面積 (mm <sup>2</sup> )	18326	15827	28308
	連結板断面積 (mm <sup>2</sup> )	19504	17460	37449
J4, J5	母材断面積 (mm <sup>2</sup> )	18326	15827	28308
	連結板断面積 (mm <sup>2</sup> )	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 <sup>2</sup> )	16000	12000	37952
	連結板断面積 (mm <sup>2</sup> )	17340	15500	41210
J2, J7	母材断面積 (mm <sup>2</sup> )	27000	20000	40001
	連結板断面積 (mm <sup>2</sup> )	30385	22590	41210
J3, J6	母材断面積 (mm <sup>2</sup> )	27000	20000	40001
	連結板断面積 (mm <sup>2</sup> )	30385	22590	41210
J4, J5	母材断面積 (mm <sup>2</sup> )	27000	20000	32942
	連結板断面積 (mm <sup>2</sup> )	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 <sup>2</sup> )	11662	7497	10747
連結板断面積 (mm <sup>2</sup> )	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
- 6.5 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 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	83
7.	出口側集水ピットの強度評価	85
7.1	出口側集水ピットの構造概要	85
7.2	評価方針	88
8.	地震応答解析	90
8.1	地震時荷重算出断面	90

8.2	解析方法	91
8.2.1	地震応答解析手法	91
8.2.2	構造部材	91
8.2.3	材料物性及び地盤物性のばらつき	91
8.2.4	減衰定数	92
8.2.5	地震応答解析の検討ケースの選定	98
8.3	荷重及び荷重の組合せ	100
8.3.1	耐震評価上考慮する状態	100
8.3.2	荷重	100
8.3.3	荷重の組合せ	102
8.4	入力地震動	103
8.5	解析モデル及び諸元	119
8.5.1	解析モデル	119
8.5.2	使用材料及び材料の物性値	124
8.5.3	地盤の物性値	125
8.5.4	地下水位	128
8.6	地震応答解析結果	129
8.6.1	解析ケースと照査値	129
8.6.2	各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果	134
8.6.3	作用荷重分布図	136
8.6.4	最大加速度分布図	139
9.	三次元構造解析	156
9.1	評価対象部位	156
9.2	解析方法	156
9.3	解析モデル及び諸元	157
9.3.1	解析モデル	157
9.3.2	使用材料及び材料の物性値	164
9.4	照査時刻	165
9.5	入力荷重	166
9.5.1	慣性力	167
9.5.2	地震時増分土圧及び周面せん断土圧	169
10.	耐震評価	170
10.1	許容限界	170
10.1.1	構造部材の健全性に対する許容限界	170
10.1.2	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	171
10.2	評価方法	171
10.3	三次元構造解析結果	171
11.	評価結果	173

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）	173
11.2	構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）	179
11.3	構造部材の健全性に対する評価結果	182
11.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	182
11.3.2	せん断破壊に対する評価結果	187
11.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	189

（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。

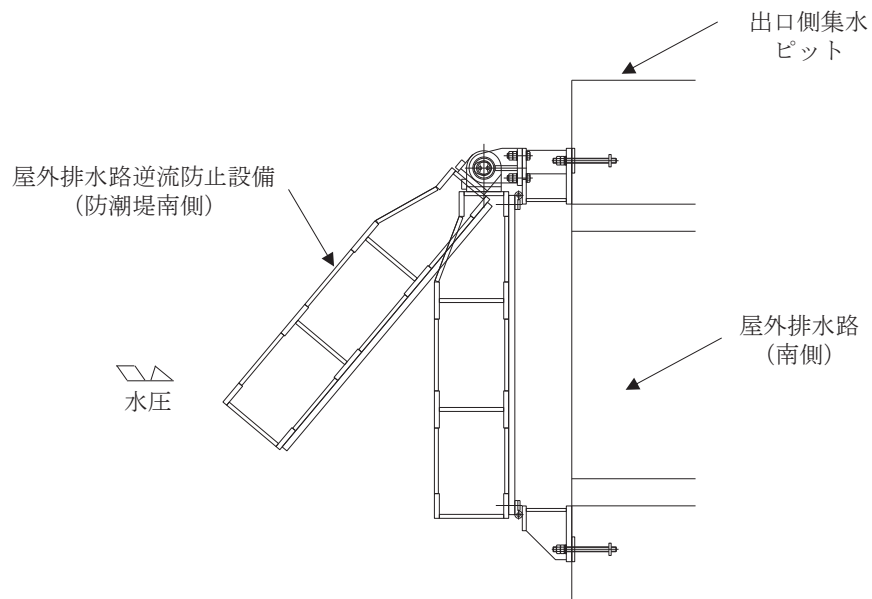
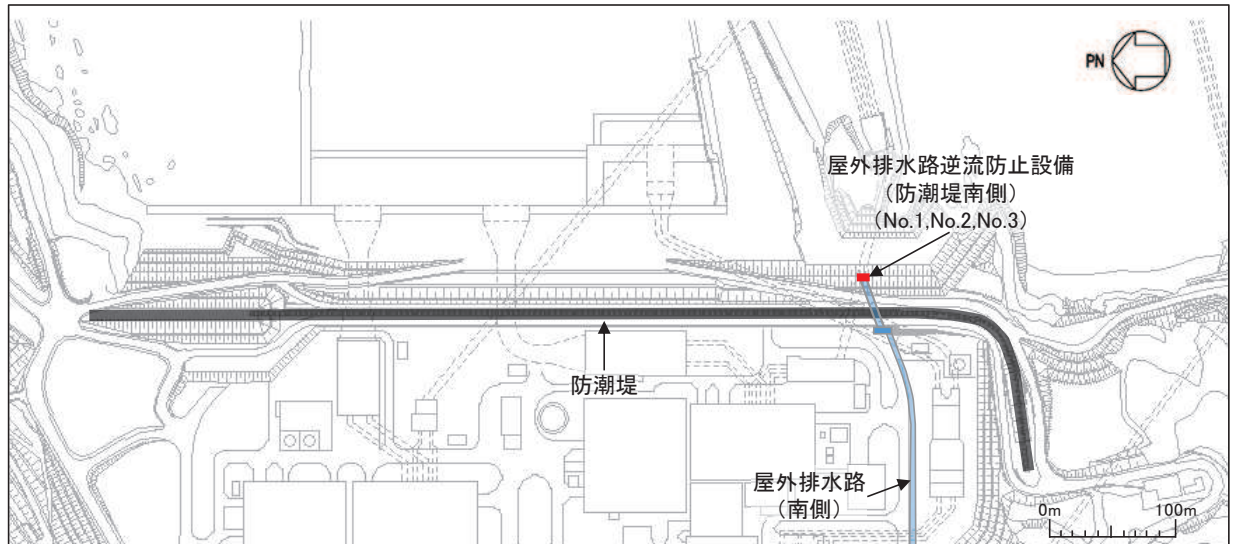


図 2.1-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設置位置

## 2.2 構造計画

防潮堤の南側に位置する3本の屋外排水路に対して、それぞれ屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を設置する。各屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、鋼製の扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）、固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、戸当り及びアンカーボルト）で構成される。

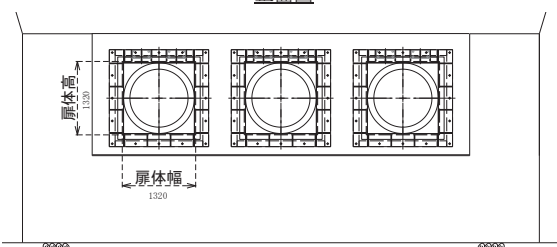
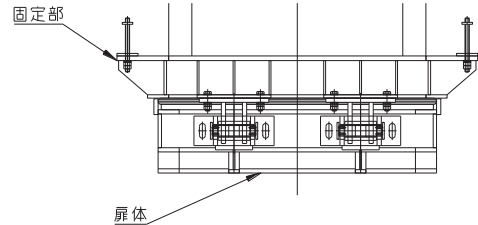
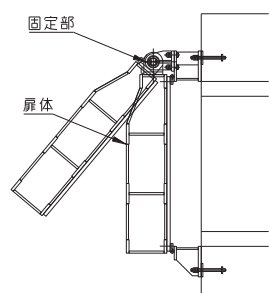
扉体及び固定部で構成される屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、出口側集水ピット（鉄筋コンクリート製）にアンカーで固定し、屋外排水路を経路とした津波の流入を防止する。また、扉体に作用する荷重は、アンカーを介して鉄筋コンクリートに伝達する構造とする。

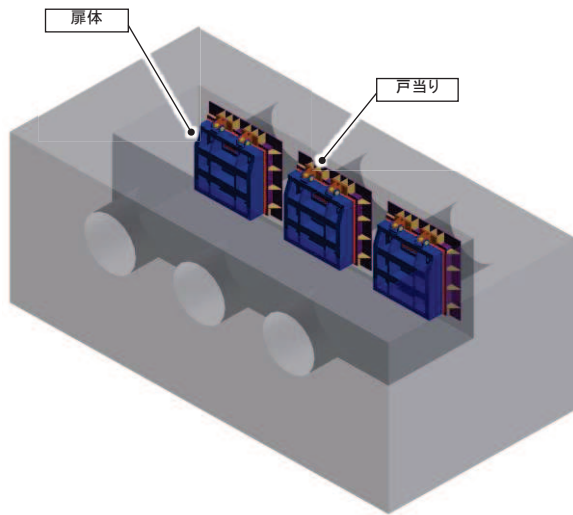
また、出口側集水ピットは地中に設置することから、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）及び出口側集水ピットには漂流物は衝突しない。

なお、扉体と戸当り間は扉体側に止水ゴム（P型ゴム）を設置し、戸当りと出口側集水ピット間は戸当りプレートにより一体化を講じることで、構造境界部における止水性を確保する。

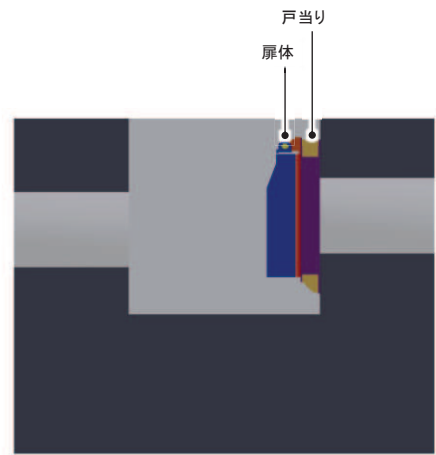
屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の構造概要を表2.2-1及び図2.2-1に示す。また、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の構造詳細を参考資料1に示す。

表 2.2-1 構造計画（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側））

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>本体はアンカーを介して出口側集水ピットに固定する。</p>	<p>鋼製の扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）及び固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、戸当り及びアンカーボルト）により構成する。</p>	<p>正面図</p>  <p>平面図</p>  <p>断面図</p> 



(鳥瞰図)



(側面図)

図 2.2-1(1) 構造概要図 (鳥瞰図, 側面図)

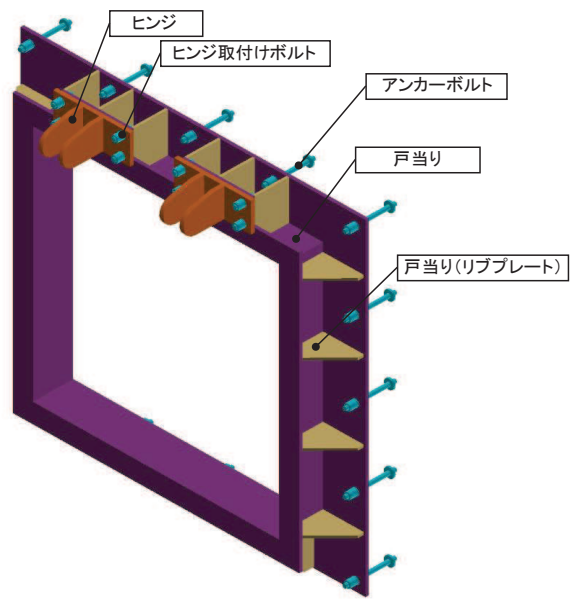
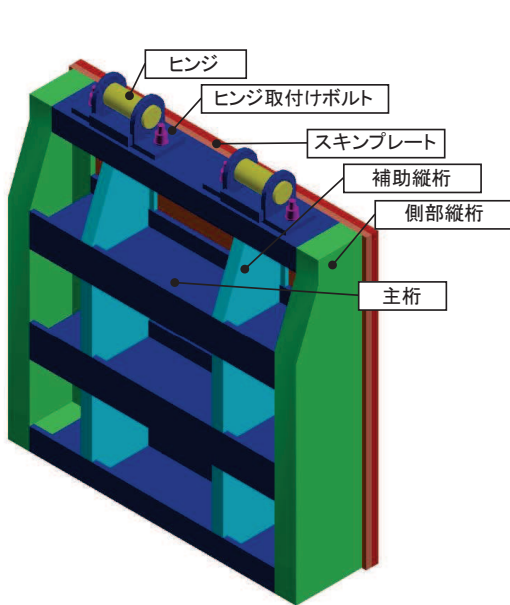


図 2.2-1(2) 構造概要図 (扉体及び固定部)



### 2.3 評価方針

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の耐震評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造計画」に示す屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の構造を踏まえ、「3. 評価部位」にて設定する評価部位において、設計用地震力による応力等が許容限界以下であることを、「5. 構造強度評価」に示す方法にて確認することで実施する。応力評価の確認結果を「6. 評価結果」に示す。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価項目を表 2.3-1 に、耐震評価フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	扉体	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		固定部	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	扉体	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		固定部	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度

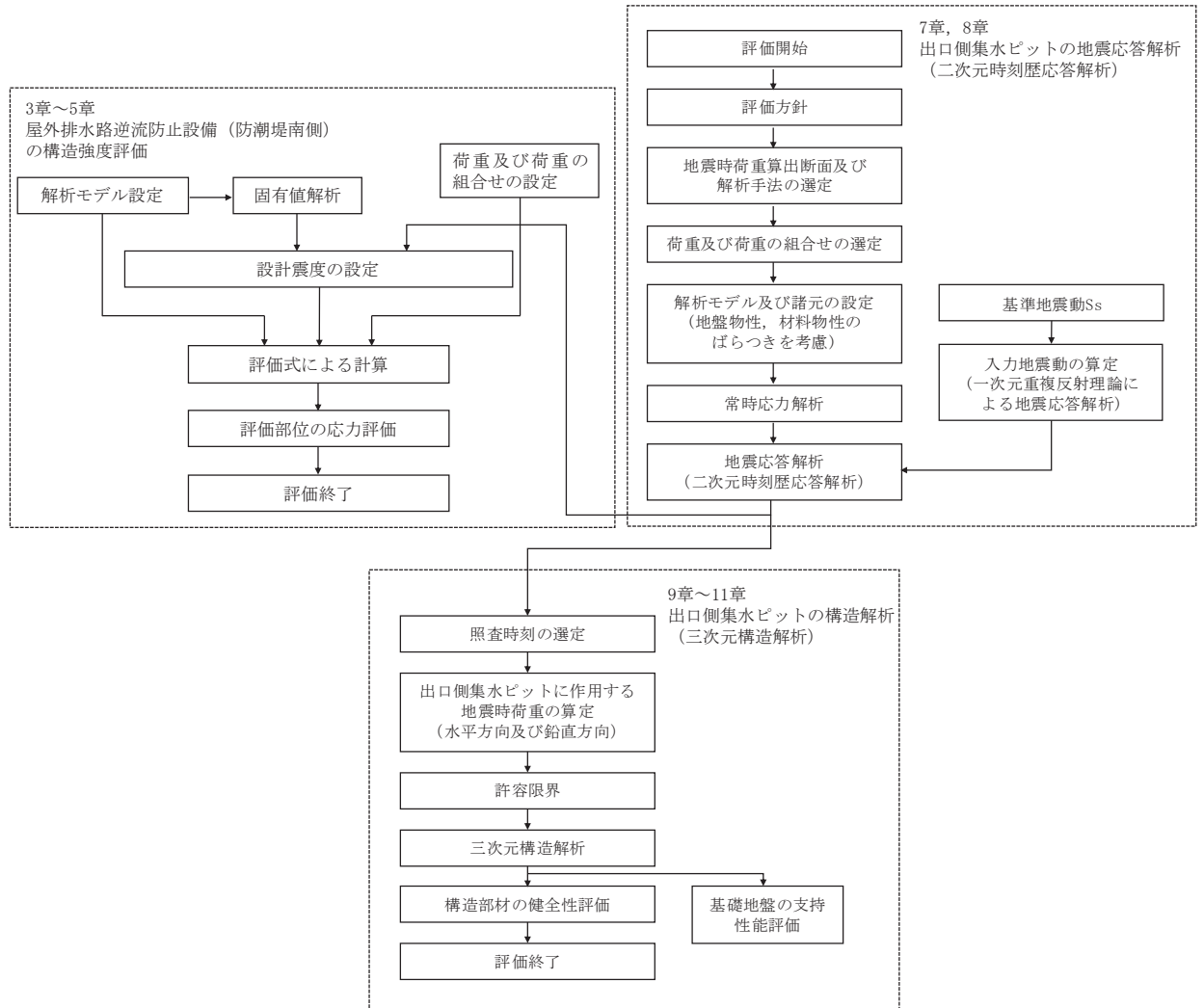


図 2.3-1 耐震評価フロー

## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編(J E A G 4 6 0 1・補-1984)
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 ( J E A G 4 6 0 1-1987)
- (3) J I S G 4 0 5 3-2012 機械構造用合金鋼鋼材
- (4) 水門鉄管協会 平成 31 年 水門鉄管技術基準 水門扉編
- (5) 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編
- (6) 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編
- (7) 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編
- (8) 日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説
- (9) 土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]
- (10) 土木学会 1986 年 構造力学公式集

表 2.4-1 適用する規格, 基準類

項目		適用する規格, 基準類	備考
耐震重要度分類		原子力発電所耐震設計技術指針重要度分類・許容応力編 (J E A G 4 6 0 1・補-1984)	—
使用材料及び材料定数		土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] J I S G 4 0 5 3-2012 機械構造用合金鋼鋼材	—
荷重及び荷重の組合せ		土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]	永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組み合わせを検討
許容限界	扉体	水門鉄管協会 平成31年 水門鉄管技術基準 水門扉編	曲げ軸力に対する照査は, 発生応力が, 短期許容応力度以下であることを確認。 せん断力に対する照査は, 発生応力又は発生せん断力が, 短期許容応力度又は短期許容せん断応力度以下であることを確認。
	固定部	日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編 日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説	
	出口側集水ピット	土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]	
地震応答解析		土木学会 1986 年 構造力学公式集	扉体及び固定部の固有値解析
		原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1-1987)	有限要素法による2次元モデルを用いた時刻歴非線形解析
構造解析		日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編 日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編	地盤反力係数 (三次元構造解析に用いる係数)

## 2.5 記号の説明

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の固有周期の計算に用いる記号を表 2.5-1 に、応力評価に用いる記号を表 2.5-2 にそれぞれ示す。

表 2.5-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の固有周期の計算に用いる記号

記号	定義	単位
T	固有周期	s
f	一次固有振動数	Hz
E	縦弾性係数	N/mm <sup>2</sup>
I	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の断面二次モーメント	mm <sup>4</sup>
m	扉体の単位長さ当たり質量	kg/mm
L	主桁の長さ	mm

表 2.5-2(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
G	固定荷重（扉体の自重）	N
K <sub>H</sub>	基準地震動 S <sub>s</sub> による水平方向の設計震度	—
K <sub>V</sub>	基準地震動 S <sub>s</sub> による鉛直方向の設計震度	—
A <sub>1</sub>	扉体面積	mm <sup>2</sup>
W <sub>0</sub>	水の単位体積重量	N/mm <sup>3</sup>
k	スキンプレートの辺長比 (b <sub>1</sub> /a <sub>1</sub> ) による係数	—
a <sub>1</sub>	スキンプレートの短辺	mm
b <sub>1</sub>	スキンプレートの長辺	mm
P <sub>1</sub>	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	N/mm <sup>2</sup>
t <sub>1</sub>	スキンプレートの板厚	mm
W	各主桁に作用する等分布荷重	N/mm
P <sub>2</sub>	主桁に作用する単位面積当たりの荷重	N/mm <sup>2</sup>
L <sub>2</sub>	主桁支間長	mm
Z <sub>2</sub>	各主桁の断面係数	mm <sup>3</sup>
A <sub>w2</sub>	各主桁のせん断抵抗断面積	mm <sup>2</sup>
p	補助縦桁に作用する各区画の平均荷重	N/mm <sup>2</sup>
ℓ	補助縦桁の主桁間隔	mm
Z <sub>3</sub>	補助縦桁の断面係数	mm <sup>3</sup>
A <sub>w3</sub>	補助縦桁のせん断抵抗断面積	mm <sup>2</sup>

表 2.5-2(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
$L_4$	ヒンジ（吊りピン）支間長	mm
$B_4$	ヒンジ（吊りピン）受圧幅	mm
$P_4$	ヒンジ（吊りピン）に作用する荷重	N
$P_{W4}$	ヒンジ（吊りピン）に作用する自重荷重	N
$P_{V4}$	ヒンジ（吊りピン）に作用する鉛直地震力	N
$P_{H4}$	ヒンジ（吊りピン）に作用する水平地震力	N
$Z_4$	ヒンジ（吊りピン）の断面係数	mm <sup>3</sup>
$A_4$	ヒンジ（吊りピン）の断面積	mm <sup>2</sup>
$P_5$	ヒンジ（プレート）に作用する荷重	N
$P_{W5}$	ヒンジ（プレート）に作用する自重荷重	N
$P_{V5}$	ヒンジ（プレート）に作用する鉛直地震力	N
$P_{H5}$	ヒンジ（プレート）に作用する水平地震力	N
$A_{h5}$	ヒンジ（プレート）の最薄部の断面積	mm <sup>2</sup>
$M_5$	ヒンジ（プレート）下端部に作用する曲げモーメント	N・mm
$Z_5$	ヒンジ（プレート）の断面係数	mm <sup>3</sup>
$A_P$	支圧抵抗面積	mm <sup>2</sup>
$A_{b6}$	取付けボルトの断面積	mm <sup>2</sup>
$P_{W6}$	ヒンジ1箇所あたりが負担する自重荷重	N
$P_{V6}$	ヒンジ1箇所あたりが負担する鉛直地震力	N
$P_{H6}$	ヒンジ1箇所あたりが負担する水平地震力	N
$P_7$	戸当りへ作用する荷重	N/mm <sup>2</sup>
$L_s$	扉体幅	mm
$L_c$	戸当り支圧部の板厚	mm
$q$	下部作用圧力	N/mm <sup>2</sup>
$L_x$	戸当り横幅	mm
$L_y$	戸当り縦幅	mm
$l_x$	支圧板中心横幅	mm
$l_y$	支圧板中心縦幅	mm
$b_w$	支圧幅	mm
$b_{wx}$	支圧横幅	mm
$b_{wy}$	支圧縦幅	mm
$S$	戸当り幅	mm
$P_{p4}$	せん断作用位置における単位円周方向幅当たりの水平慣性力	N/mm <sup>2</sup>
$A_s$	単位円周方向幅当たりのエンドプレート面積	mm <sup>2</sup>
$l$	せん断作用位置における周長	mm

### 3. 評価部位

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む））及びヒンジ取付けボルト）及び固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、戸当り及びアンカーボルト）で構成される。

#### 3.1 荷重伝達経路

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重伝達経路を図 3.1-1 に示す。

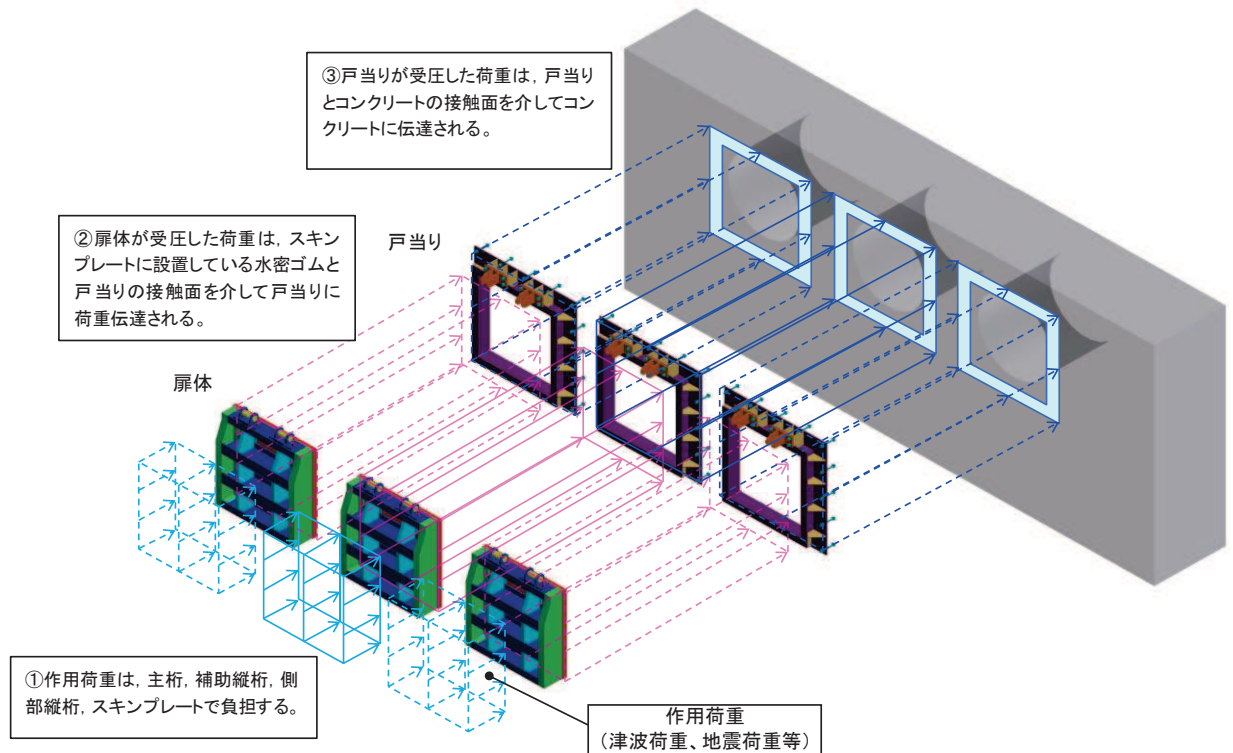


図 3.1-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重伝達経路

#### 3.2 評価部位

耐震評価においては、「3.1 荷重伝達経路」を踏まえ、スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）、ヒンジ取付けボルト及び戸当りを評価部位として選定する。

なお、側部縦桁、戸当り（リブプレート）は表 3.2-1 に示す理由から検討対象外とする。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価部位を図 3.2-1 に示す。なお、アンカーボルトの評価は参考資料 2 に示す。

表 3.2-1 評価対象外とする部位

部位	評価対象外とする理由
側部縦桁	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震時の荷重が扉体に作用する状態において、扉体が戸当りと密着した状態であることから、側部縦桁には有意な変形等が生じない。</li> <li>補助縦桁より部材剛性が大きい。</li> </ul>
戸当り (リブプレート)	<ul style="list-style-type: none"> <li>設計上の配慮として設置するものであり、戸当たりのみで照査項目を満たしているため。</li> </ul>

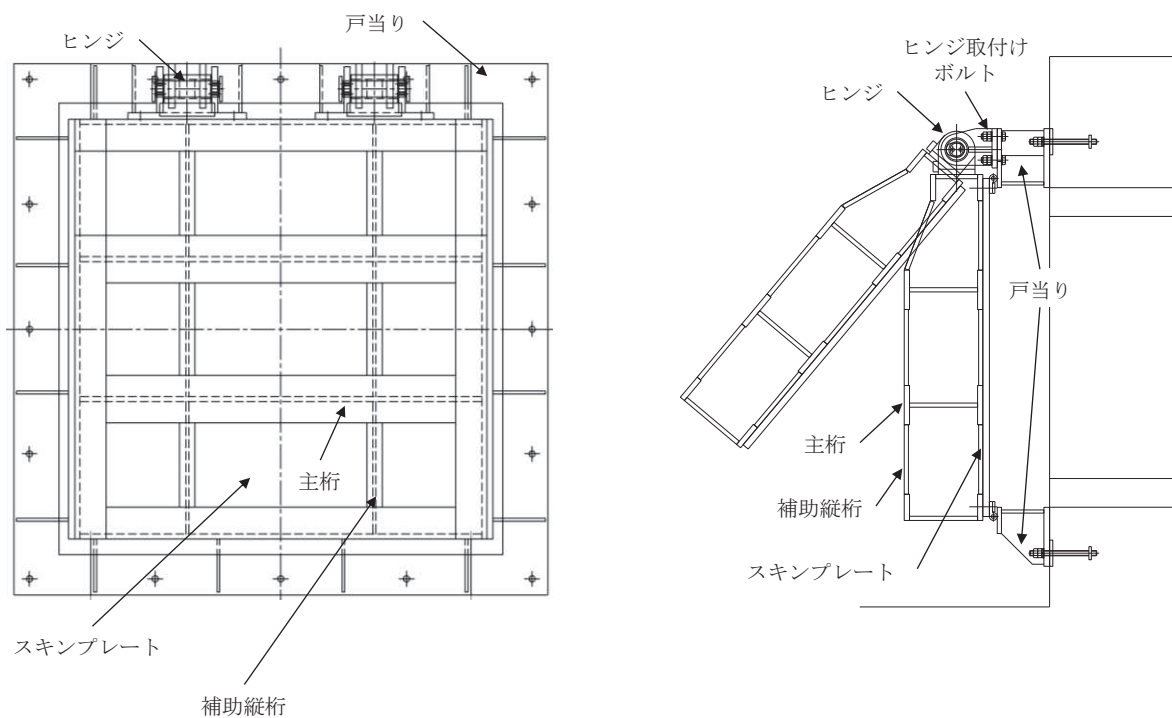


図 3.2-1 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) の評価部位



### 3.3 評価方向の整理

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は出口側集水ピットに支持される構造で、土圧等の影響を受けない構造であるため、耐震評価における主たる荷重は地震力である。したがって、各評価部位については、構造的特徴を踏まえ、評価を行う地震力の方向を設定する。

具体的には部位毎に弱軸方向や評価項目方向に作用する地震力を考慮する。

表 3.3-1 に評価を行う地震力の方向を示す。なお、「8.1 地震時荷重算出断面」に示すとおり、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の前背面に斜面を有する水路縦断方向が弱軸方向となるが、水路横断方向の評価に対しても水路縦断方向の地震力を適用する。

評価方法の詳細は「5.5 計算方法」に示す。

表 3.3-1 各評価対象部位に対して考慮する地震力の方向

評価対象部位		評価項目	地震力		
			水路縦断方向 (津波作用方向)	水路横断方向 (扉体軸方向)	鉛直方向
扉体	スキンプレート	曲げ	○	—	—
	主桁	曲げ	○	—	—
		せん断	○	—	—
	補助縦桁	曲げ	○	—	—
		せん断	○	—	—
	固定部	ヒンジ (吊りピン)	曲げ	○	—
せん断			○	—	○
ヒンジ (プレート)		曲げ	—	○	○
		せん断	○	—	○
ヒンジ取付けボルト		引張・せん断	○	—	○
		せん断	—	○	○
戸当り		支圧	○	—	—
戸当りコンクリート		支圧	○	—	—
		せん断	○	—	—

#### 4. 固有周期

##### 4.1 固有周期の計算方法

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は扉体及び固定部で構成されており、扉体に地震力が作用する状態は、扉体と戸当りが密着した状態（閉状態）であることから、戸当り部を支点とする単純梁でモデル化する。

また、固定部においては、扉体が戸当りから離れる状態（開状態）についても想定する。その際の固有周期の計算は、扉体のヒンジ部を回転中心とした振り子と考えてモデル化する。

なお、横断方向（扉体軸方向）及び鉛直方向については振動が生じる構造ではないことから、閉門時を想定して出口側集水ピットと一体の剛体として評価する。

##### 4.1.1 閉門時

###### (1) 解析モデル

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の主桁を単純梁としてモデル化する。

###### (2) 固有周期の計算

固有周期の計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

「構造力学公式集（土木学会，1988年）」より、単純梁の一次固有振動数  $f$  及び固有周期  $T$  は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$
$$f = \frac{\pi^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{E \cdot I \cdot 10^3}{m}}$$

###### (3) 固有周期の計算条件

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の固有周期の計算に必要な諸元を表 4.1-1 に示す。

表 4.1-1 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
T	固有周期	—	s
f	一次固有振動数	—	Hz
E	縦弾性係数	$1.93 \times 10^5$	N/mm <sup>2</sup>
I	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の断面二次モーメント	$4.3883 \times 10^8$	mm <sup>4</sup>
m	扉体の単位長さ当たり質量	1.13636	kg/mm
L	主桁の長さ	1320	mm

#### 4.1.2 開門時

##### (1) 解析モデル

扉体の開門時の固有周期Tは、扉体のヒンジ部を回転中心とした振り子と考えてモデル化して算出する。解析モデル図を図4.1-1に示す。

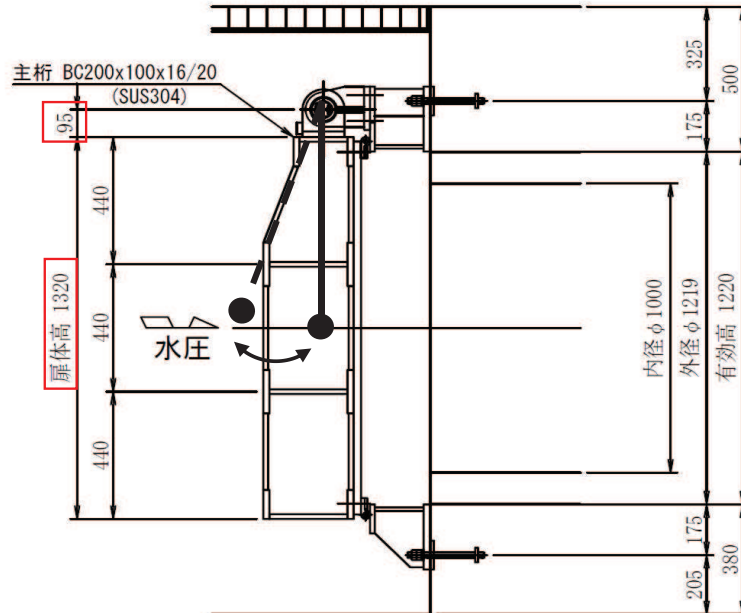


図4.1-1 解析モデル図

##### (2) 固有周期の計算

開門時の固有周期は下式により計算する。

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{L_2}}$$

$$T = 1/f$$

ここで、 $L_2$ :振り子の長さ (=95+1320/2 =755 mm)

##### (3) 固有周期の計算条件

固有周期の計算に必要な諸元を表4.1-2に示す。

表4.1-2 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
T	固有周期	—	s
f	一次固有振動数	—	Hz
g	重力加速度	9.80665	m/s <sup>2</sup>
$L_2$	振り子の長さ	755	mm

#### 4.2 固有周期の計算結果

固有周期の計算結果を表 4.2-1 に示す。閉門時の固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。開門時の固有周期は0.05s 以上であることから、設計用床応答曲線をもとに固有周期を考慮する。

表 4.2-1 固有周期の計算結果

	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
閉門時	245	0.0041
開門時	0.574	1.743

## 5. 構造強度評価

### 5.1 構造強度評価方法

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の耐震評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価部位」にて設定する評価部位に作用する応力等が「5.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

### 5.2 荷重及び荷重の組合せ

#### 5.2.1 荷重の設定

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考慮する荷重を以下に示す。  
その構造及び設置位置から風荷重及び積雪荷重の影響は考慮しない。

また、屋外排水路から流下する排水による水圧作用方向は扉体への作用荷重を打ち消す方向に作用するため考慮しないこととする。

#### (1) 固定荷重（G）

固定荷重として、扉体自重を考慮する。

#### (2) 地震荷重（S<sub>s</sub>）

地震荷重として、基準地震動 S<sub>s</sub> による地震力を考慮する。

#### 5.2.2 荷重の組合せ

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設計に考慮する荷重の組合せを表 5.2-1 及び表 5.2-2 に示す。

表 5.2-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
地震時	G + S <sub>s</sub>

G : 固定荷重

S<sub>s</sub> : 地震荷重

表 5.2-2 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時 考慮 荷重	躯体自重	○	設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	—	対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	—	積載荷重は考慮しない。
	静止土圧		—	静止土圧は考慮しない。
	外水圧		—	外水圧は考慮しない。
	内水圧		—	内水の影響は小さいため考慮しない*。
	積雪荷重		—	積雪荷重は考慮しない。
	風荷重		—	風荷重は考慮しない。
偶発荷重	水平地震動		○	基準地震動 $S_s$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		○	
	動水圧		—	動水圧は考慮しない。

注記\* : 出口側集水ピット底面から排水管下端まで 300mm 内水が溜まる可能性があり、逆流防止設備（固定部）に一部内水圧が作用するものの、荷重としてはごくわずかであることから、考慮しない。

### 5.3 許容限界

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の各部材の許容値は、評価対象部位毎に、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に規定される許容応力度を用いる。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の許容限界を表 5.3-1 に示す。

なお、地震後の再使用性を想定し、当該構造物全体の変形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう、設備を構成する材料が弾性域内に収まることを基本とする。

表 5.3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の許容限界

評価部位	材質	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )				短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) *2				
		曲げ $\sigma_{ab}$ *1	引張 $\sigma_{at}$ *1	せん断 $\tau_a$ *1	支圧 $\sigma_{as}$ *1	曲げ	引張	せん断	支圧	
スキンプレート	SUS304	103	—	—	—	154	—	—	—	
主桁	SUS304	1桁	103	103	59	—	151*3	154	88	—
		2,3桁					154			
		4桁					151*3			
補助縦桁	SUS304	103	103	59	—	144*3	154	88	—	
戸当り	SUS304	—	—	—	154	—	—	—	231	
戸当り部コンクリート	コンクリート	—	—	1.0	9.0	—	—	1.5	13.5	
ヒンジ(吊りピン)	SUS304	103	103	59	—	154	154	88	—	
ヒンジ(プレート)	SUS304	103	—	59	154	154	—	88	231	
ヒンジ取付けボルト	SUS304	—	103	59	—	—	154	88	—	

注記 \*1 :  $\sigma_{ab}$  : 許容曲げ応力度,  $\sigma_{at}$  : 許容引張応力度,  $\tau_a$  : 許容せん断応力度,  $\sigma_{as}$  : 許容支圧応力度を示す。

\*2 : 許容限界は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に基づき、短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材又はコンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

\*3 : 主桁、補助縦桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に基づき、許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮する。

(主桁 (1 桁) の許容応力)

主桁 (1 桁) の許容応力について算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-2 に示す。

表 5.3-2 主桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	600	mm
b	圧縮フランジ幅	100	mm
K	座屈を求めるための係数	—	—
A <sub>w</sub>	腹板の総断面積	2560	mm <sup>2</sup>
A <sub>c</sub>	圧縮フランジの総断面積	2000	mm <sup>2</sup>

よって、

$$A_w/A_c = 2560/2000 = 1.28 \quad \therefore A_w/A_c < 2$$

ここで、係数Kについては $A_w/A_c < 2$ の場合 $K=2$ であることから、

$$K=2$$

$$10/K = 10/2 = 5$$

$$L/b = 600/100 = 6$$

$$\therefore L/b > 10/K$$

以上より、許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し、

$$\begin{aligned} (\sigma_{ab} - 0.9 \times (K \times L/b - 10)) \times 1.5 &= (103 - 0.9 \times (2 \times 6 - 10)) \times 1.5 \\ &= 101.2 \text{ N/mm}^2 \times 1.5 = 151.8 \text{ N/mm}^2 = 151 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(主桁 (4 桁) の許容応力)

主桁 (4 桁) の許容応力について算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-3 に示す。

表 5.3-3 主桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	600	mm
b	圧縮フランジ幅	100	mm
K	座屈を求めるための係数	—	—
A <sub>w</sub>	腹板の総断面積	4160	mm <sup>2</sup>
A <sub>c</sub>	圧縮フランジの総断面積	2000	mm <sup>2</sup>

よって、

$$A_w/A_c = 4160/2000 = 2.08 \quad \therefore A_w/A_c \geq 2$$

ここで、係数Kについては $A_w/A_c \geq 2$ の場合は以下の式を適用し

$$K = \sqrt{3 + A_w / (2 \cdot A_c)} = \sqrt{3 + 2.08 \div 2} = 2.01$$

$$10/K = 10/2.01 = 4.9752$$

$$L/b = 600/100 = 6.0$$

$$\therefore L/b > 10/K$$

以上より、許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し、

$$(\sigma_{ab} - 0.9 \times (K \times L/b - 10)) \times 1.5 = (103 - 0.9 \times (2.01 \times 6 - 10)) \times 1.5$$



$$=101.146 \text{ N/mm}^2 \times 1.5 =151.719 \text{ N/mm}^2=151 \text{ N/mm}^2$$

(補助縦桁の許容応力)

補助縦桁の許容応力について算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-4 に示す。

表 5.3-4 補助縦桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	440	mm
b	圧縮フランジ幅	50	mm
K	座屈を求めるにあたる係数	—	—
A <sub>w</sub>	腹板の総断面積	1512	mm <sup>2</sup>
A <sub>c</sub>	圧縮フランジの総断面積	800	mm <sup>2</sup>

よって、

$$A_w/A_c =1512/800=1.89 \quad \therefore A_w/A_c < 2$$

ここで、係数Kについては $A_w/A_c < 2$ の場合 $K=2$ であることから、

$$K=2$$

$$10/K=10/2.00=5$$

$$L/b=440/50=8.8$$

$$\therefore L/b > 10/K$$

以上より、許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し、

$$\begin{aligned} (\sigma_{ab} - 0.9 \times (K \times L/b - 10)) \times 1.5 &= (103 - 0.9 \times (2 \times 8.8 - 10)) \times 1.5 \\ &= 96.16 \text{ N/mm}^2 \times 1.5 = 144.24 \text{ N/mm}^2 = 144 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

#### 5.4 設計用地震力

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設計震度は、「8. 地震応答解析」に示す出口側集水ピットの地震応答解析結果に基づき設定する。加速度応答を抽出した節点位置を図 5.4-1 に示す。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の固有周期は、閉門時は固有周期が 0.05s 以下である一方、開門時には固有周期が  $T=1.743\text{ s}$  と 0.05 s 以上であることから、閉門時としての最大応答加速度と、開門時として添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の算定方針」に基づき作成した設計用床応答曲線より固有周期を考慮した最大応答加速度をそれぞれ算定する。設計用床応答曲線の作成に用いる解析コードは「波形処理プログラム k WAVE for

Windows ver. 6.2.0」を使用する。なお、解析コードの概要については、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。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の地震応答解析結果を図 5.4-2 に、開門時に参照する基準地震動  $S_s$  を包絡するよう作成した設計用床応答曲線を図 5.4-3 に示す。

上記より設定した逆流防止設備の設計震度を表 5.4-1 に示す。なお、設計震度は図 5.4-1 に示す節点位置のうち、最大加速度となる節点の値を基に算定している。

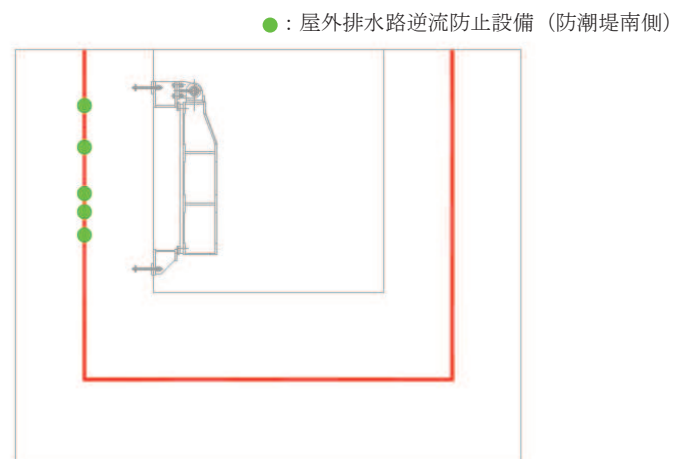
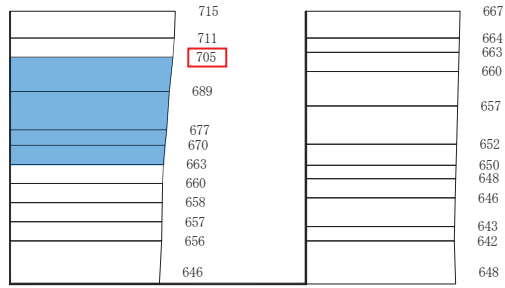
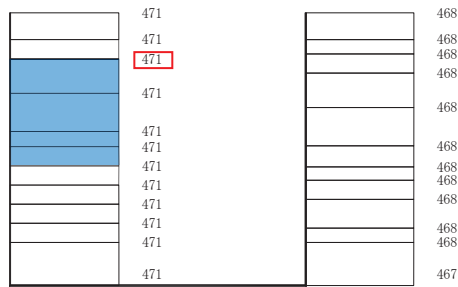


図 5.4-1 加速度応答を抽出した位置



(水平方向, Sd-D2(++), 解析ケース①)



(鉛直方向, Sd-D2(-+), 解析ケース①)

■ : 逆流防止設備(扉体及び固定部)設置範囲



図 5.4-2 逆流防止設備(扉体及び固定部)の地震応答解析結果(最大加速度分布)

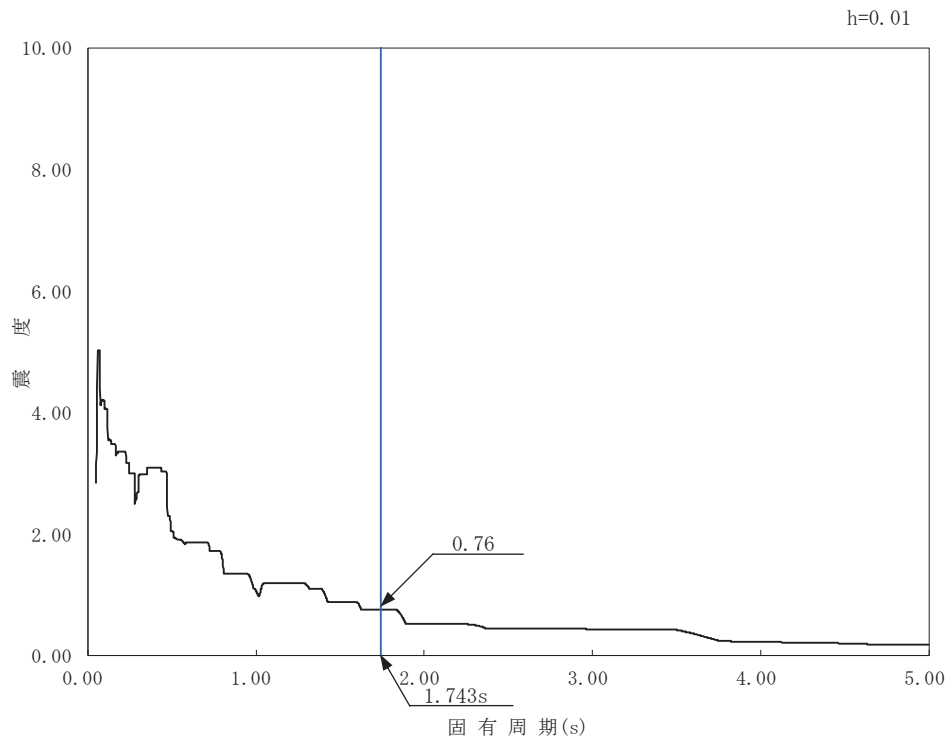


図5.4-3 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）における設計用床応答曲線

表 5.4-1 設計用地震力（水路縦断方向及び水路横断方向）

設備名称	地震動	解析ケース	設置場所及び 床面高さ(m)	地震による 設計震度	
屋外排水路 逆流防止設備 (防潮堤南側)	S <sub>s</sub> -F3 (-+)	解析ケース①	出口側集水ピット O.P. +8.38m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K <sub>H</sub>	0.8
	S <sub>s</sub> -D2 (++)	解析ケース①		鉛直方向 K <sub>V</sub>	0.5

## 5.5 計算方法

各評価対象部位に加わる応力等の算出式を以下にまとめる。

### (1) スキンプレート

スキンプレートは、主桁および補助縦桁、側部縦桁に溶接することで支持される構造である。計算方法は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（(社)水門鉄管協会、平成31年）」に基づき、等分布荷重が作用する四辺固定版としてモデル化し、発生する曲げ応力度が許容限界以下であることを確認する。

スキンプレートの構造図及びモデル図を図 5.5-1 に示す。

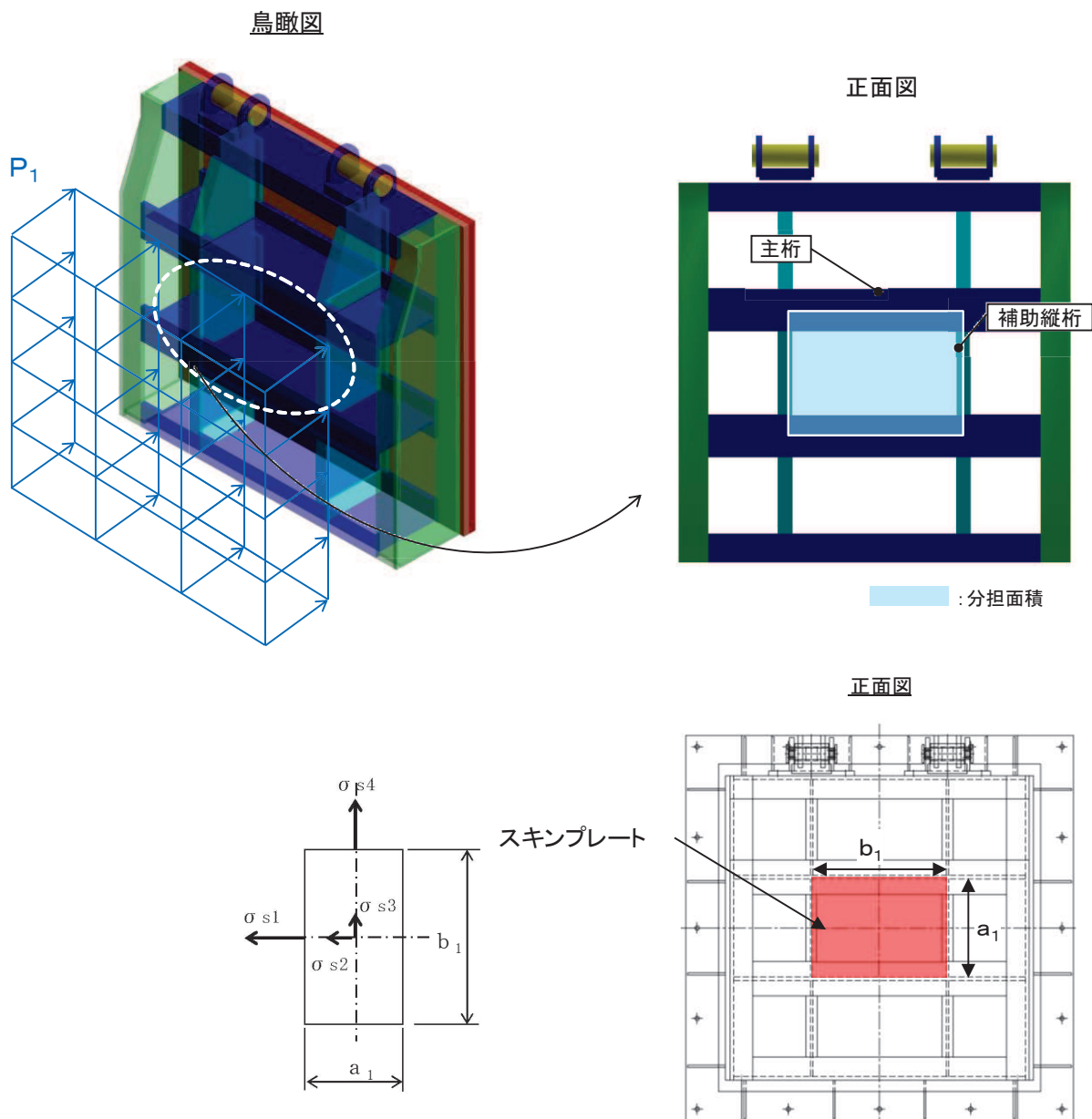


図 5.5-1 スキンプレートの構造図及びモデル図

また、スキンプレートの応力算定式は下式のとおりである。

$$\sigma = \left( \frac{1}{1 \ 0 \ 0} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1}$$

ここで,

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$k$  : 辺長比 ( $b_1/a_1$ ) による係数

$a_1$  : スキンプレートの短辺 (mm)

$b_1$  : スキンプレートの長辺 (mm)

$P_1$  : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$t_1$  : スキンプレートの板厚 (mm)

(2) 主桁

主桁は、戸当りと接触することによって支持される構造である。計算方法は、等分布荷重が作用する単純梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

主桁の構造図及びモデル図を図 5.5-2 に示す。

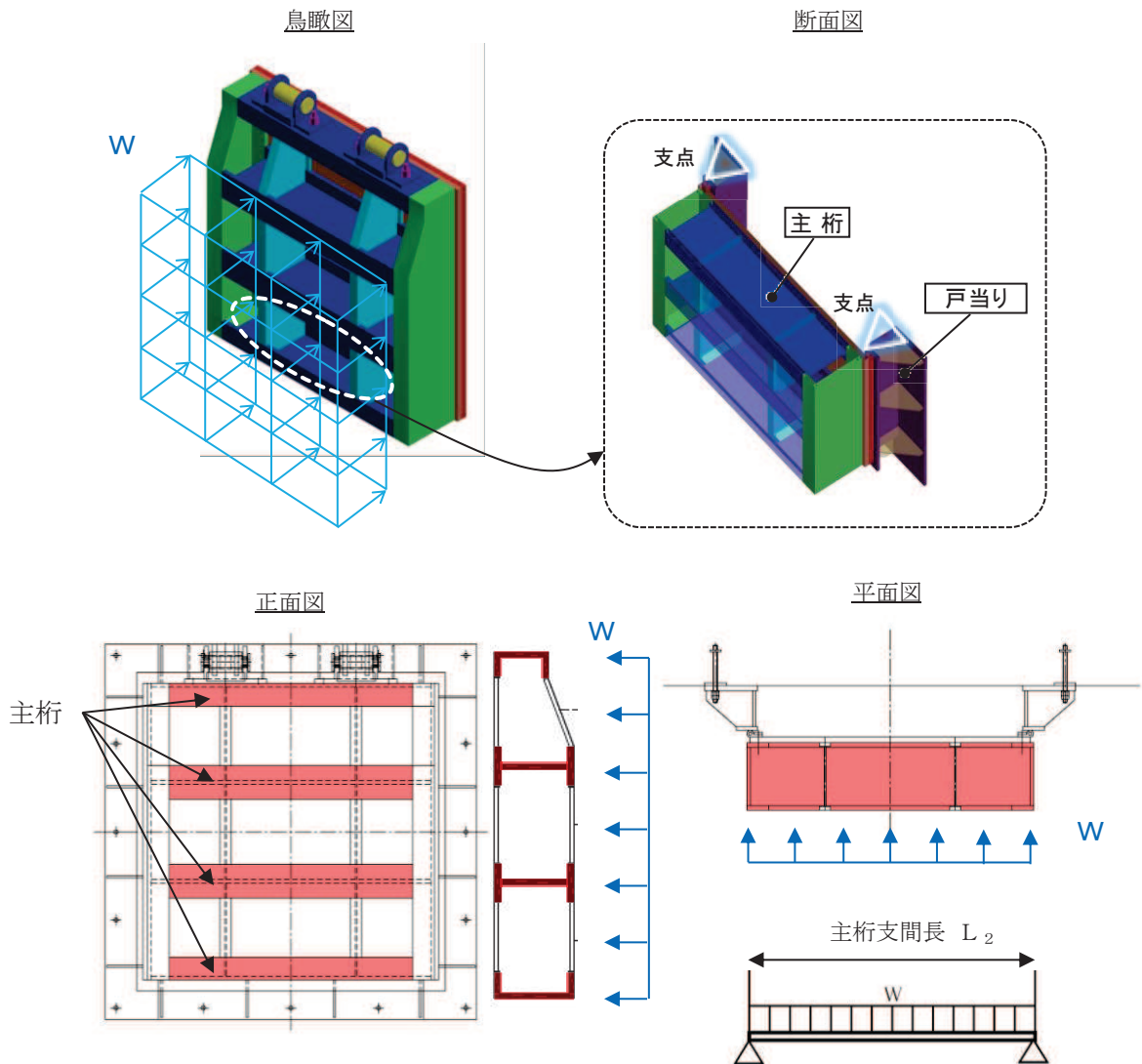


図5.5-2 主桁の構造図及びモデル図

また、主桁の応力算定式は下式のとおりである。

$$M_{\max} = \frac{W \cdot L_2^2}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{W \cdot L_2}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_2}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_2}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで、

- W : 各主桁に作用する荷重 (N/mm)
- L<sub>2</sub> : 主桁支間長 (mm)
- Z<sub>2</sub> : 各主桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)
- A w<sub>2</sub> : 各主桁のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)
- M<sub>max</sub> : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S<sub>max</sub> : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- τ : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- σ<sub>g</sub> : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)



(3) 補助縦桁

補助縦桁は、主桁に溶接されることによって支持される構造である。計算方法は、「水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成31年)」に基づき、等分布荷重が作用する、主桁によって溶接支持された両端固定梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁の構造図及びモデル図を図 5.5-3 に示す。

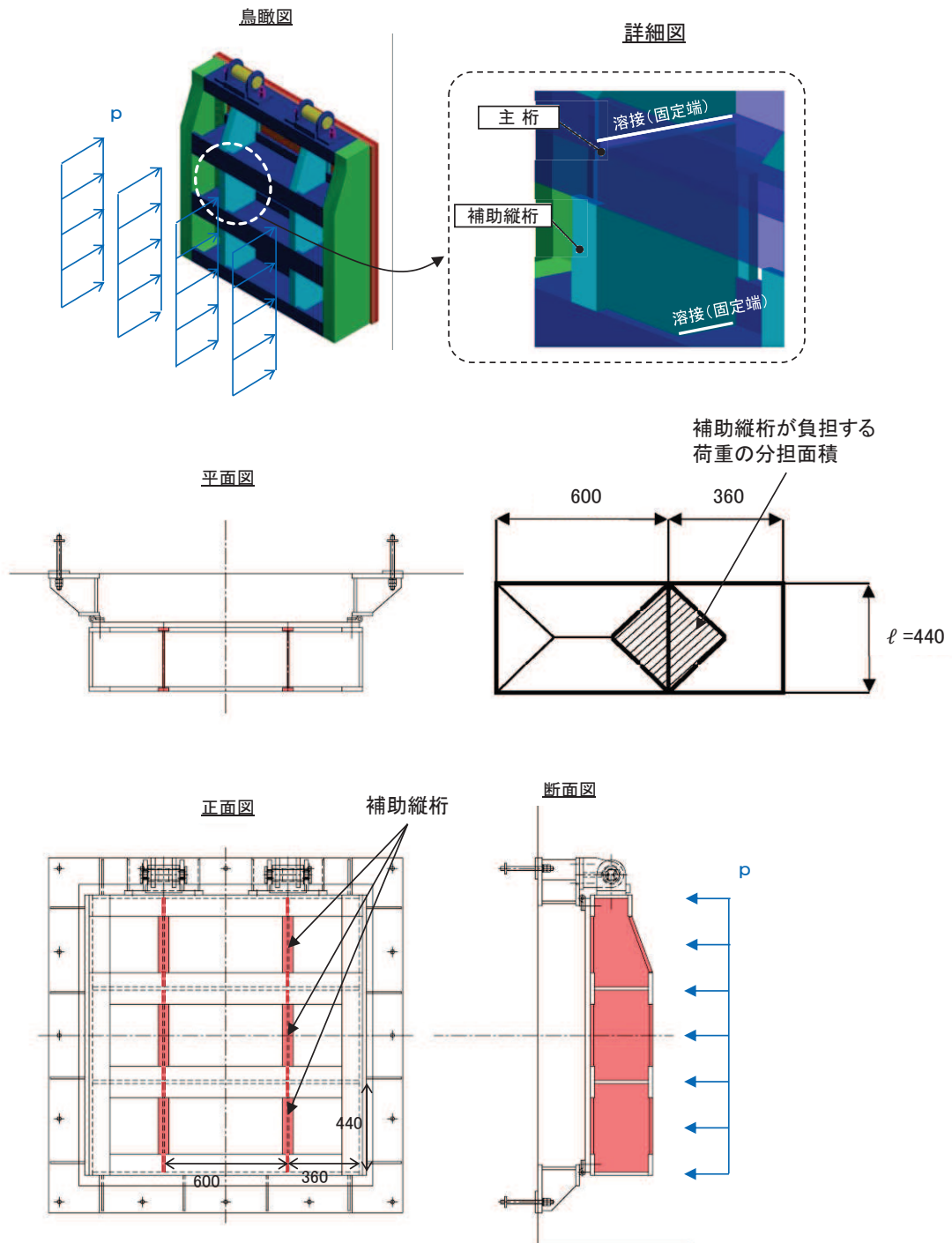


図5.5-3 補助縦桁の構造図及びモデル図 (単位: mm)

また、補助縦桁の応力算定式は以下のとおりである。

$$M_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^3}{12}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^2}{4}$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_3}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A_{w3}}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで、

$p$  : 補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$\ell$  : 補助縦桁の主桁間隔 (mm)

$Z_3$  : 補助縦桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A_{w3}$  : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)

$M_{\text{max}}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{\text{max}}$  : 最大せん断力 (N)

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_g$  : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

(4) ヒンジ（吊りピン）

ヒンジ（吊りピン）は、ヒンジ（プレート）と接触することによって支持される構造である。計算方法は、等分布荷重（扉体の自重および慣性力）が作用する単純梁としてモデル化し、ヒンジ（吊りピン）に発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

加えて、ヒンジ（吊りピン）両端のエンドプレートが水路横断方向の加振時にヒンジプレートと接触する構造であることから、エンドプレートに発生するせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

ヒンジ（吊りピン）の構造図及びモデル図を図 5.5-4 に示す。

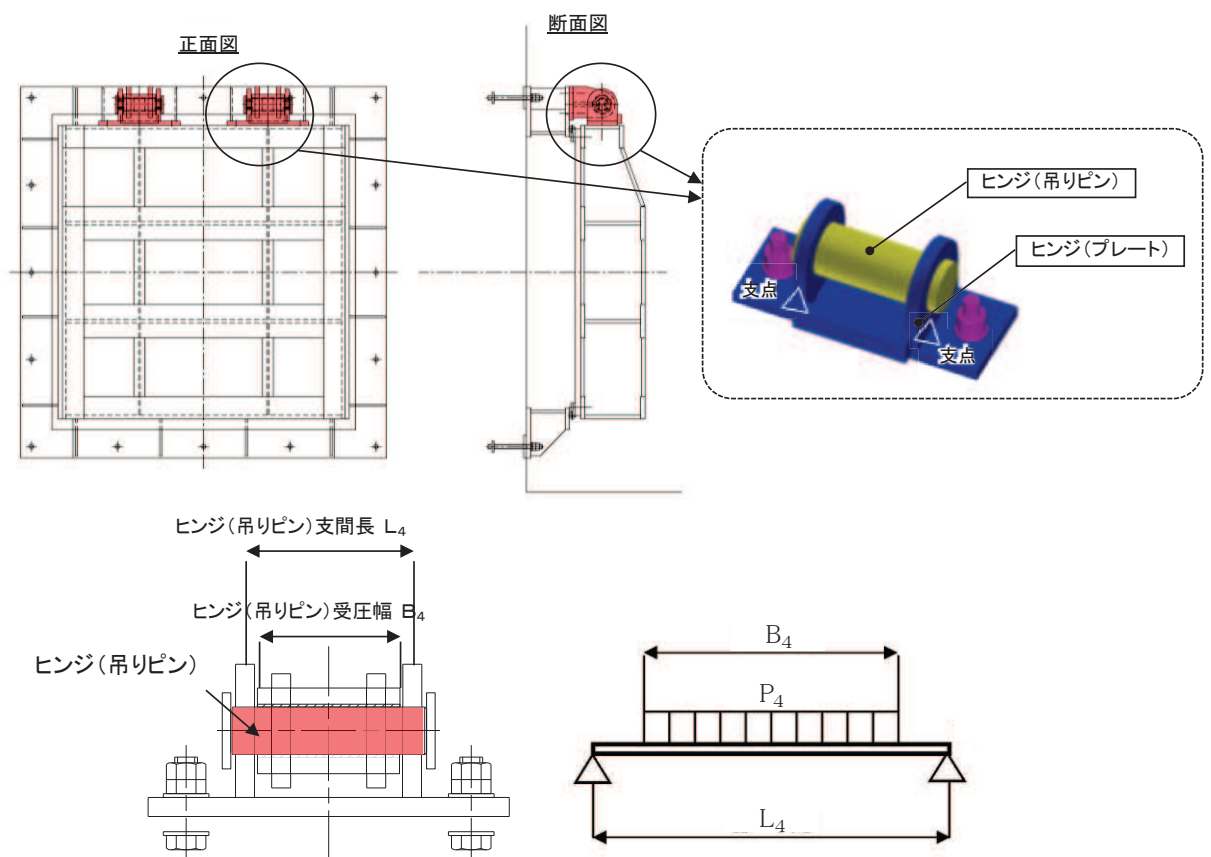


図 5.5-4(1) ヒンジ（吊りピン）の構造図（水路縦断方向）

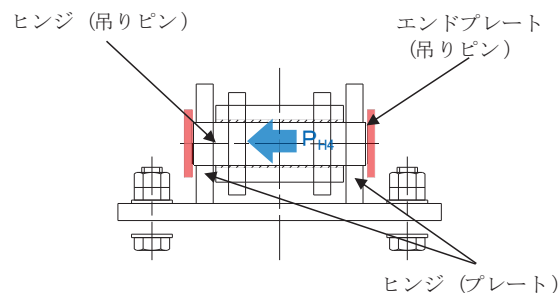


図5.5-4(2) ヒンジ（吊りピン）の構造図（水路横断方向）

また、ヒンジ（吊りピン）の応力算定式は以下のとおりである。

$$M_{\max} = \frac{P_4 \cdot (2 \cdot L_4 - B_4)}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{P_4}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_4}$$

$$\tau = \frac{4 \cdot S_{\max}}{3 \cdot A_4}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

エンドプレートのせん断力の算定式は以下のとおりである。

$$\tau = P_{p4} / A_s$$

$$P_{p4} = P_{H4} / l$$

ここで、

$L_4$  : ヒンジ（吊りピン）支間長（mm）

$B_4$  : ヒンジ（吊りピン）受圧幅（mm）

$P_4$  : ヒンジ（吊りピン）に作用する荷重（N）

$Z_4$  : ヒンジ（吊りピン）の断面係数（mm<sup>3</sup>）

$A_4$  : ヒンジ（吊りピン）の断面積（mm<sup>2</sup>）

$M_{\max}$  : 最大曲げモーメント（N・mm）

$S_{\max}$  : 最大せん断力（N）

$\sigma$  : 曲げ応力度（N/mm<sup>2</sup>）

$\tau$  : せん断応力度（N/mm<sup>2</sup>）

$\sigma_g$  : 合成応力度（N/mm<sup>2</sup>）

$P_{p4}$  : せん断力作用位置における単位円周方向幅あたりの水平慣性力

$A_s$  : 単位円周方向幅当たりのエンドプレート面積

$l$  : せん断作用位置における周長

(5) ヒンジ (プレート)

ヒンジ (プレート) は、ヒンジ (吊ピン) に作用する荷重を支持する構造である。計算方法は、「(4) ヒンジ (吊ピン)」の単純梁検討における支点反力に対し、ヒンジ (プレート) が必要せん断耐力を有していることを確認する。ここで、ヒンジ (プレート) の照査断面はヒンジ (プレート) の最薄部とし、支点反力により発生するせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

また、吊ピンのエンドプレートを介して伝達される水平地震荷重により生じる支圧応力度、ならびにヒンジ (プレート) 下端の曲げ応力度が許容限界以下であることを確認する。

ヒンジ (プレート) の構造図を図 5.5-5 に示す。

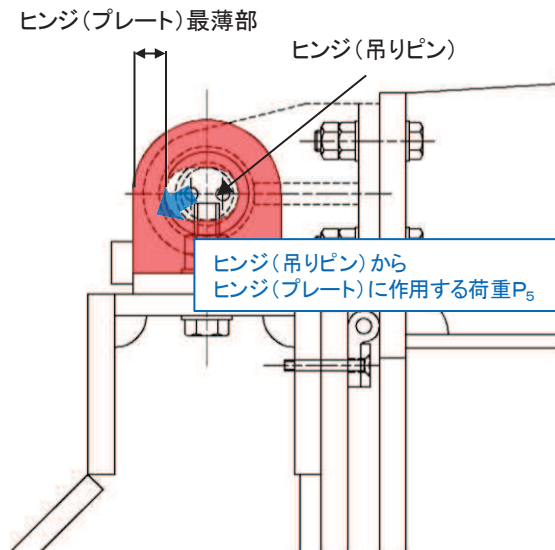


図 5.5-5(1) ヒンジ (プレート) の構造図 (水路縦断方向)

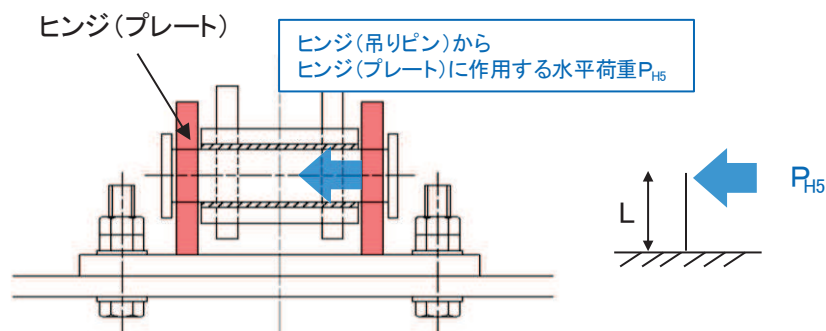


図5.5-5(2) ヒンジ (プレート) の構造図 (水路横断方向)

また、ヒンジ（プレート）の応力算定式は以下のとおりである。

【水路縦断方向】

$$\tau = \frac{P_5}{A h_5}$$

ここで、

$P_5$  : ヒンジ（プレート）に作用する荷重（N）

$A h_5$  : ヒンジ（プレート）の最薄部の断面積（mm<sup>2</sup>）

$\tau$  : せん断応力度（N/mm<sup>2</sup>）

【水路横断方向】

$$M_5 = P_{H5} \cdot L$$

$$\sigma = \frac{M_5}{Z_5}$$

$$\sigma_{bk} = \frac{P_{H5}}{A_p}$$

ここで、

$M_5$  : ヒンジ（プレート）下端部に作用する曲げモーメント（N・mm）

$P_{H5}$  : 水平地震荷重（N）

$L$  : 吊ピン中心からヒンジ（プレート）下端までの距離（mm）

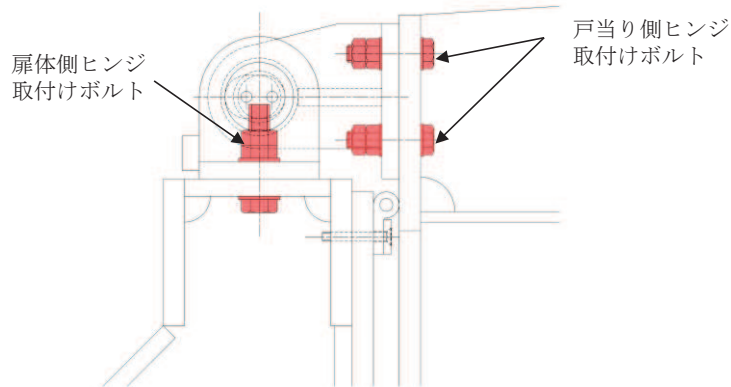
$Z_5$  : ヒンジ（プレート）の断面係数（mm<sup>3</sup>）

$A_p$  : 支圧抵抗面積（mm<sup>2</sup>）

(6) ヒンジ取付けボルト

ヒンジ取付けボルトは、ヒンジ部に作用する扉体の自重および慣性力を負担する構造である。計算方法は、扉体の自重および慣性力より算出されるヒンジ取付けボルトに発生する引張応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力度に対しても許容限界以下であることを確認する。

ヒンジ取付けボルトの構造図及び応力算定式を図5.5-6に示す。

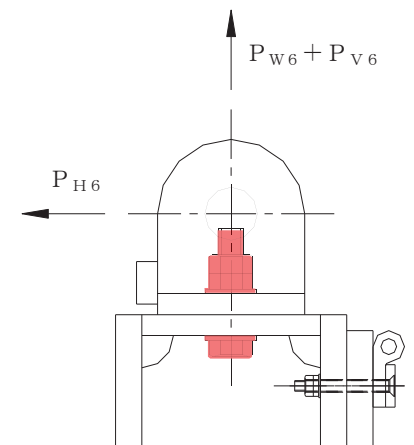
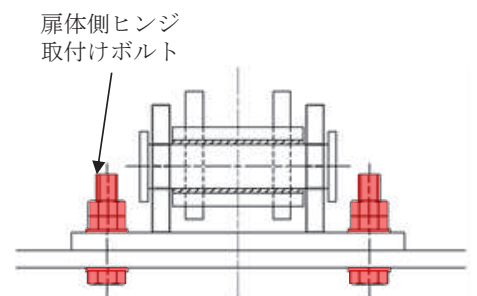


【扉体側】

$$\sigma = \frac{P_{W6} + P_{V6}}{A b_6 \cdot 2}$$

$$\tau = \frac{P_{H6}}{A b_6 \cdot 2}$$

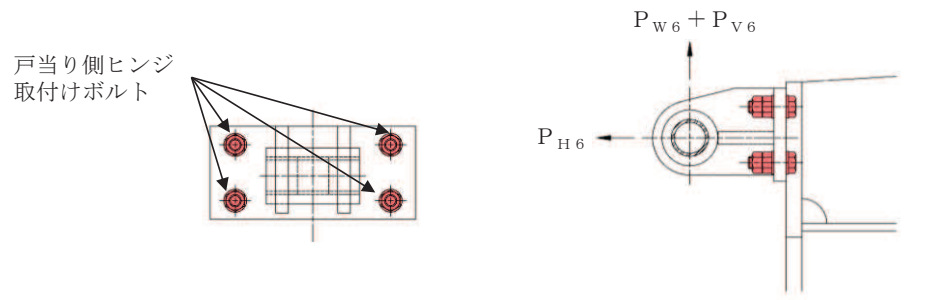
$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$



- $A b_6$  : 取付けボルトの断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $P_{W6}$  : ヒンジ1箇所あたりが負担する扉体の自重 (N)
- $P_{V6}$  : 鉛直地震力 (N)
- $P_{H6}$  : 水平地震力 (N)
- $\sigma$  : 引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_g$  : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.5-6(1) ヒンジ取付けボルトの構造図及び応力算定式

【戸当り側】



$$\sigma = \frac{P_{H6}}{A b_6 \cdot 4}$$

$$\tau = \frac{P_{W6} + P_{V6}}{A b_6 \cdot 4}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$A b_6$  : 取付けボルトの断面積 (mm<sup>2</sup>)

$P_{W6}$  : ヒンジ1箇所あたりが負担する扉体の自重 (N)

$P_{V6}$  : 鉛直地震力 (N)

$P_{H6}$  : 水平地震力 (N)

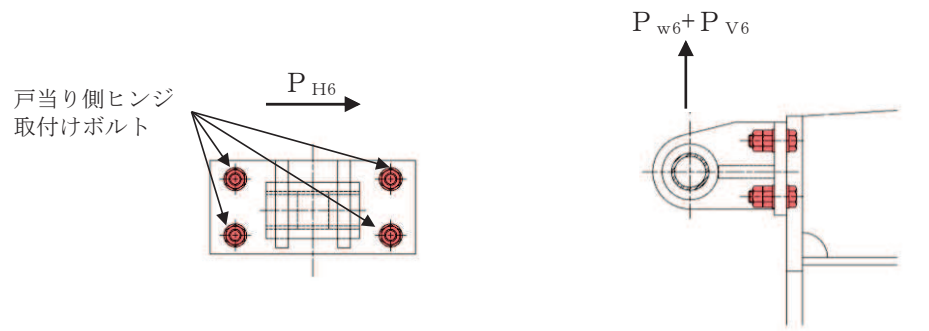
$\sigma$  : 引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_g$  : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.5-6(2) ヒンジ取付けボルト (戸当り側) の構造図及び応力算定式 (水路縦断方向)





$$\tau = \frac{\sqrt{(P_{w6} + P_{v6})^2 + P_{H6}^2}}{A b_6 \cdot 4}$$

- $A b$  : 取付けボルトの断面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $P_{w6}$  : 扉体の自重 (N)  
 $P_{v6}$  : 鉛直地震力 (N)  
 $P_{H6}$  : 水平地震力 (N)  
 $\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図5.5-6(3) ヒンジ取付けボルト（戸当り側）の応力算定式（水路横断方向）

(7) 戸当り

戸当りは、コンクリートに接触することによって支持される構造である。計算方法は、等分布荷重を受ける支圧材として、発生する支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当りの構造図、モデル図及び応力算定式を図 5.5-7 に示す。

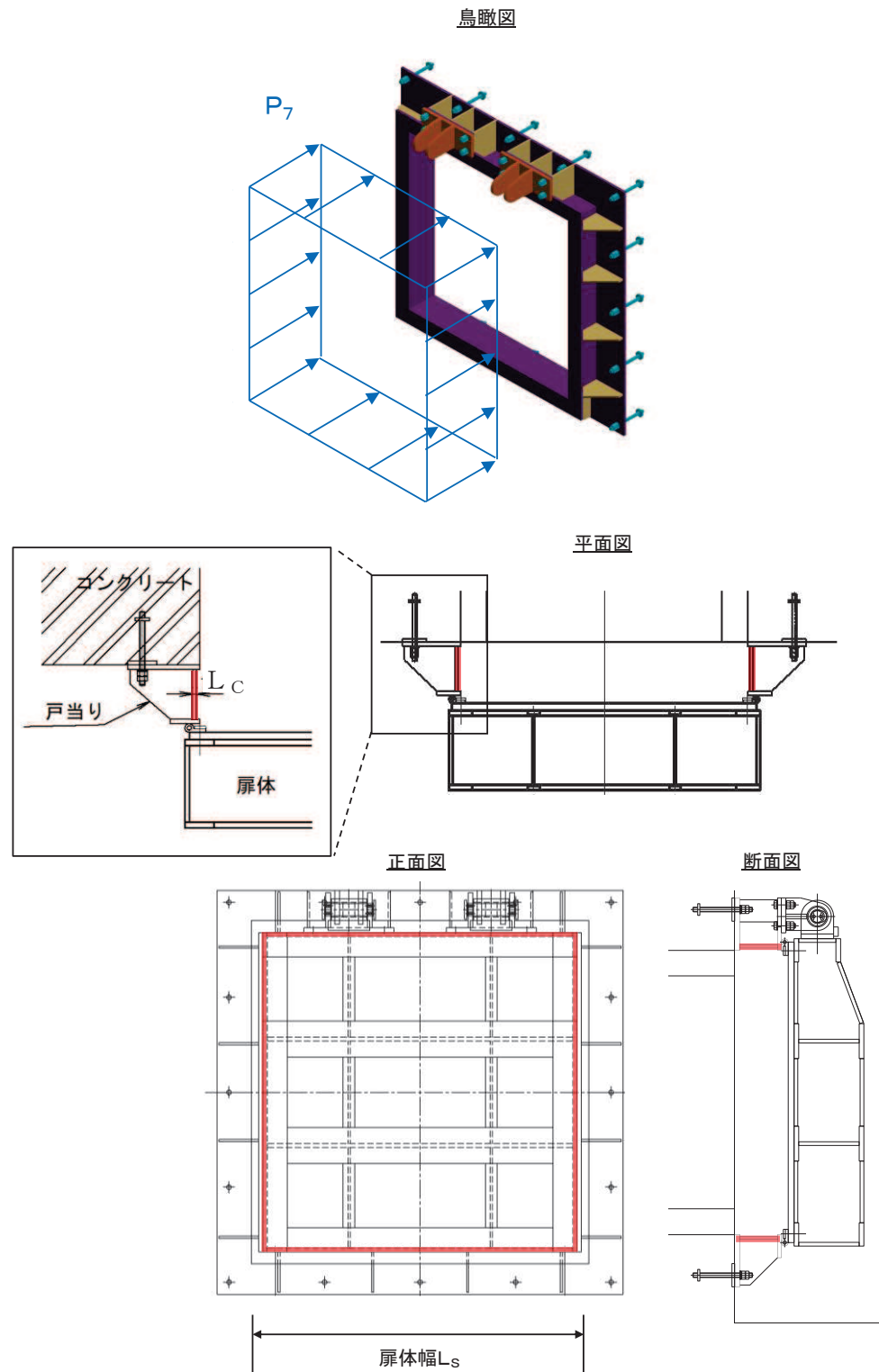


図 5.5-7 戸当りの構造図及びモデル図

また、戸当りの応力算定式は以下のとおりである。

$$\sigma_{bk} = \frac{P_7 \cdot L_S}{2 \cdot L_C}$$

ここで、

$P_7$  : 戸当りへ作用する荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$L_S$  : 扉体幅 (mm)

$L_C$  : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

$\sigma_{bk}$  : 支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

(8) 戸当り部コンクリート

戸当り部コンクリートは、戸当りから伝達されてきた荷重を支持する構造である。計算方法は、戸当りから伝達されてきた荷重を戸当りとコンクリートの接触面で受圧した際に、コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当り部コンクリートの構造図を図 5.5-8 に示す。

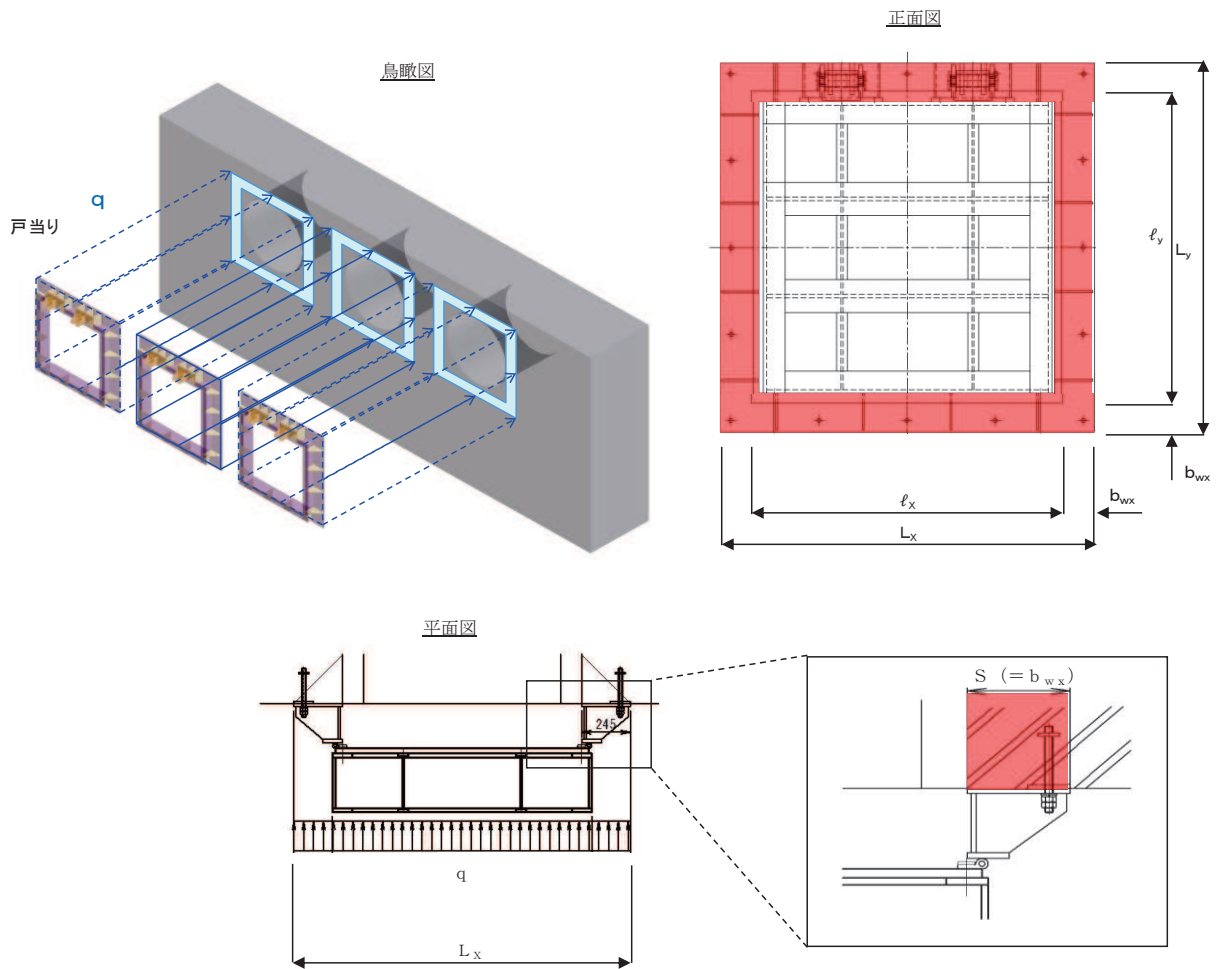


図 5.5-8 戸当り部コンクリートの構造図

また、戸当り部コンクリートの応力算定式は以下のとおりである。

$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{2 (\ell_x \cdot b_{wx} + \ell_y \cdot b_{wy})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_{wx}}{2 \cdot S}$$

ここで,

- $q$  : 地震荷重 (N/mm<sup>2</sup>)
- $L_x$  : 戸当り横幅 (mm)
- $L_y$  : 戸当り縦幅 (mm)
- $l_x$  : 支圧板中心横幅 (mm)
- $l_y$  : 支圧板中心縦幅 (mm)
- $S$  : 戸当り幅 (mm)
- $b_{wx}$  : 支圧横幅 (mm) (=  $S$ )
- $b_{wy}$  : 支圧縦幅 (mm)
- $\sigma_{bk}$  : 支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

## 5.6 計算条件

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の応力評価に用いる計算条件を表5.6-1に示す。

表 5.6-1(1) 応力評価に用いる計算条件

固定荷重 (1門あたりの扉体の自重) G (N)	1門あたりの 扉体面積 A <sub>1</sub> (mm <sup>2</sup> )	水の単位体積重量 W <sub>0</sub> (N/mm <sup>3</sup> )
1.4709975×10 <sup>4</sup>	1.7424×10 <sup>6</sup>	1.01×10 <sup>-5</sup>

区画	スキンプレート				
	辺長比 (b <sub>1</sub> /a <sub>1</sub> ) による係数 k	短辺 a <sub>1</sub> (mm)	長辺 b <sub>1</sub> (mm)	板厚 t <sub>1</sub> (mm)	単位面積当たりの 荷重 P <sub>1</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
1~2桁	41.96	440	600	25	0.006754
2~3桁	41.96	440	600	25	0.006754
3~4桁	41.96	440	600	25	0.006754

区画	主桁へ作用する 等分布荷重 W (N/mm)	主桁支間長 L <sub>2</sub> (mm)	主桁の 断面係数 Z <sub>2</sub> (mm <sup>3</sup> )	主桁の せん断抵抗断面積 A <sub>w2</sub> (mm <sup>2</sup> )
1桁	1.4859	1320	3.799467×10 <sup>5</sup>	2.56×10 <sup>3</sup>
2, 3桁	2.9717	1320	9.415644×10 <sup>5</sup>	4.16×10 <sup>3</sup>
4桁	1.4859	1320	6.797867×10 <sup>5</sup>	4.16×10 <sup>3</sup>

補助縦桁に作用する 各区画の平均荷重 p (N/mm <sup>2</sup> )	補助縦桁の 主桁間隔 ℓ (mm)	補助縦桁の断面係数 Z <sub>3</sub> (mm <sup>3</sup> )	補助縦桁の せん断抵抗断面積 A <sub>w3</sub> (mm <sup>2</sup> )
0.006754	440	1.713276×10 <sup>5</sup>	1.512×10 <sup>3</sup>

ヒンジ（吊りピン）					ヒンジ（プレート）	
支間長 L <sub>4</sub> (mm)	受圧幅 B <sub>4</sub> (mm)	作用する荷重 P <sub>4</sub> (N)	断面係数 Z <sub>4</sub> (mm <sup>3</sup> )	断面積 A <sub>4</sub> (mm <sup>2</sup> )	最薄部の断面積 A <sub>h5</sub> (mm <sup>2</sup> )	作用する荷重 P <sub>5</sub> (N)
176	150	12503	1.2272×10 <sup>4</sup>	1.963×10 <sup>3</sup>	1200	12503

取付けボルトの 断面積 A <sub>b6</sub> (mm <sup>2</sup> )	ヒンジ1箇所あたりが 負担する自重荷重 P <sub>w6</sub> (N)	鉛直地震力 P <sub>v6</sub> (N)	水平地震力 P <sub>H6</sub> (N)
234.89880	7355.0	3677.5	5884.0

表 5.6-1(2) 応力評価に用いる計算条件

戸当りへ作用する 水平地震力 $P_7$ (N/mm <sup>2</sup> )	扉体幅 $L_s$ (mm)	戸当り支圧部の 板厚 $L_c$ (mm)	戸当り幅 $S$ (mm)	支圧幅 $b_{wx}$ (mm)	支圧幅 $b_{wy}$ (mm)
0.0101	1320	12	245	245	225

地震荷重 $q$ (N/mm <sup>2</sup> )	戸当り横幅 $L_x$ (mm)	戸当り縦幅 $L_y$ (mm)	支圧板中心横幅 $l_x$ (mm)	支圧板中心縦幅 $l_y$ (mm)
0.0101	1710	1670	1465	1445

単位円周方向幅当たりのエンド プレート面積 $A_s$ (mm <sup>2</sup> )	せん断作用位置における周長 $l$ (mm)
9	$50\pi$

## 5.7 応力計算

### 5.7.1 スキンプレート

スキンプレートは、主桁および補助縦桁、側部縦桁に溶接することで支持される構造である。計算方法は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に基づき、等分布荷重が作用する四辺固定版としてモデル化し、発生する曲げ応力度が許容限界以下であることを確認する。

スキンプレートの構造図及びモデル図を図 5.7-1 に示す。

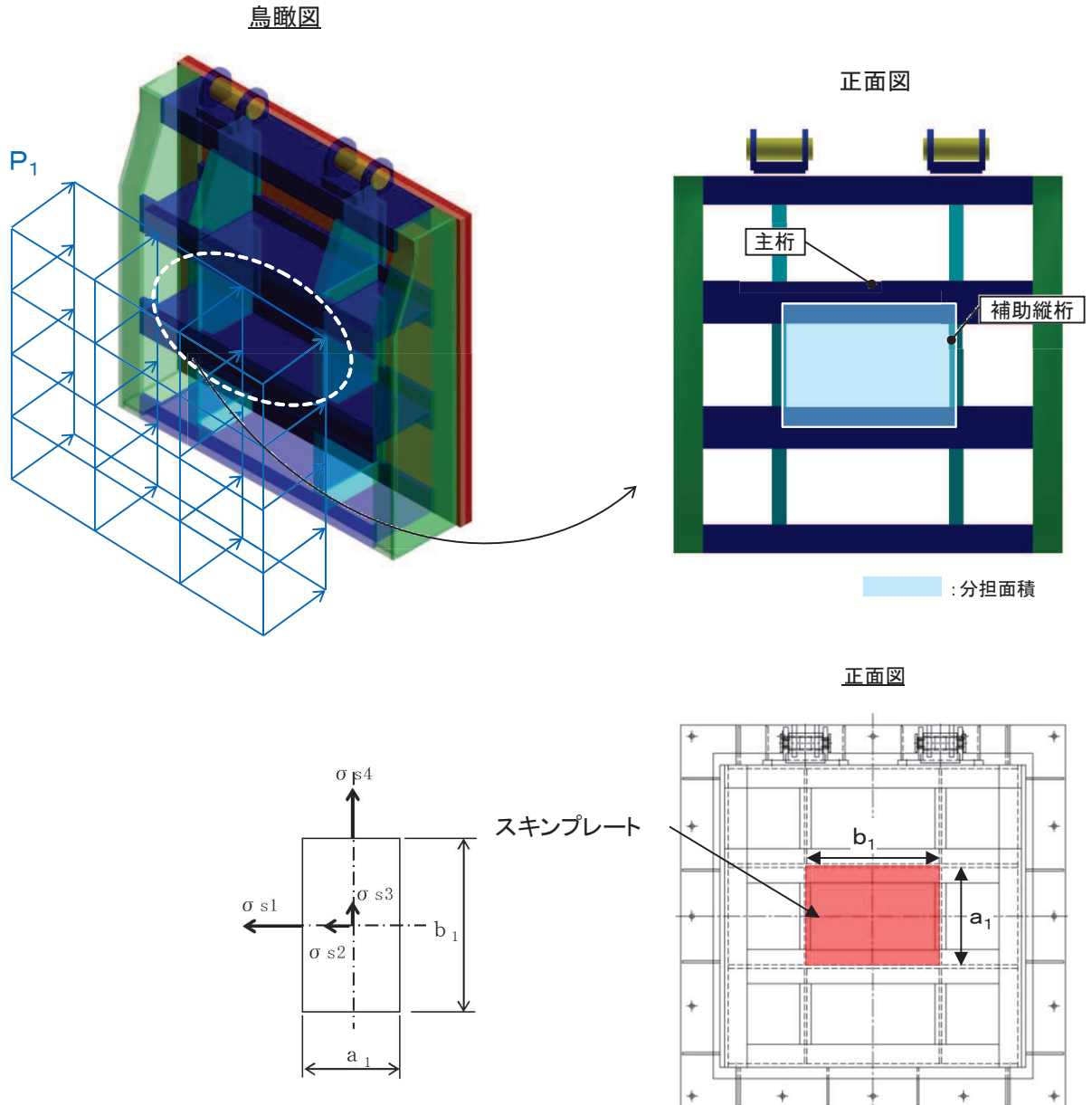


図 5.7-1 スキンプレートの構造図及びモデル図

また、スキンプレートの応力算定式は下式のとおりである。



$$\sigma = \left( \frac{1}{1 \ 0 \ 0} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1}$$

ここで,

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$k$  : 辺長比 ( $b_1/a_1$ ) による係数

$a_1$  : スキンプレートの短辺 (mm)

$b_1$  : スキンプレートの長辺 (mm)

$P_1$  : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$t_1$  : スキンプレートの板厚 (mm)

(1) 発生荷重

スキンプレートに作用する荷重として、板の自重による水平方向地震荷重を考慮し、以下の式により計算する。

$$P_1 = K_H \times G \times A_1$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-1 に示す。

表 5.7-1 スキンプレートの発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_1$	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	—	N/mm <sup>2</sup>
$K_H$	基準地震動 $S_s$ による水平方向の設計震度	0.8	—
$G$	扉体の自重	$1.4709975 \times 10^4$	N
$A_1$	扉体面積	$1.7424 \times 10^6$	mm <sup>2</sup>

よって,

$$P_1 = 0.8 \times 1.4709975 \times 10^4 \div (1.7424 \times 10^6) = 0.006754 \text{ N/mm}^2$$

(2) 発生応力

スキンプレートに発生する曲げ応力は以下の式により求める。

$$\sigma = \left( \frac{1}{1 \ 0 \ 0} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-2 に示す。

表 5.7-2 スキンプレートに生じる曲げ応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma$	板に生じる最大応力度	—	N/mm <sup>2</sup>
$P_1$	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	—	N/mm <sup>2</sup>
$k$	辺長比 ( $b_1 / a_1$ ) による係数	—	—
$a_1$	スキンプレートの短辺	—	mm
$b_1$	スキンプレートの長辺	—	mm
$t_1$	スキンプレートの板厚	25	mm

辺長比による係数  $k$  は「水門鉄管技術基準水門扉編 ((社) 水門鉄管協会 平成 31 年)」に基づき、各区分における辺長比を元に数値を求める。各区分の計算に用いた短辺  $a_1$ 、長辺  $b_1$  及び発生圧力  $P$  に加え、辺長比による係数  $k$  及び曲げ応力度  $\sigma$  の導出結果を表 5.7-3 に示す。また、スキンプレートの固定間隔概要を図 5.7-2 に示す。

表 5.7-3 (1) スキンプレートに生じる曲げ応力度及び計算諸元

$b/a$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$
1.00	30.9	13.7	13.7	30.9
1.25	40.3	18.8	13.5	33.9
1.50	45.5	22.1	12.2	34.3
1.75	48.4	23.9	10.8	34.3
2.00	49.9	24.7	9.5	34.3
2.50	50.0	25.0	8.0	34.3
3.00	50.0	25.0	7.5	34.3
$\infty$	50.0	25.0	7.5	34.3

表 5.7-3 (2) スキンプレートに生じる曲げ応力度及び計算諸元

区画	$a_1$ (mm)	$b_1$ (mm)	$b_1 / a_1$	$k$	$P$ (N/mm <sup>2</sup> )	$t$ (mm)
1～2桁	440	600	1.36	41.96	0.006754	25
2～3桁	440	600	1.36	41.96	0.006754	25
3～4桁	440	600	1.36	41.96	0.006754	25

正面図

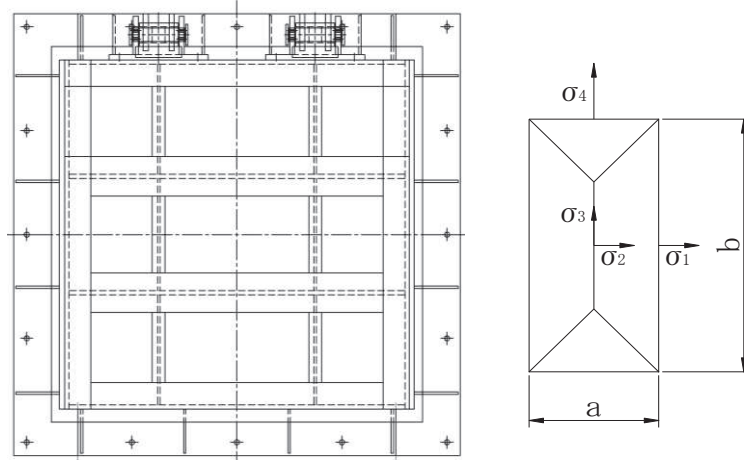


図 5.7-2 スキンプレートの固定間隔概要図

$$\sigma = \left( \frac{1}{100} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1}$$

$$= \frac{1}{100} \times 41.96 \times 440^2 \times 0.006754 \div 25^2 = 0.88 \text{N/mm}^2$$

### 5.7.2 主桁

主桁は、戸当りと接触することによって支持される構造である。計算方法は、等分布荷重が作用する単純梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

主桁の構造図及びモデル図を図 5.7-3 に示す。

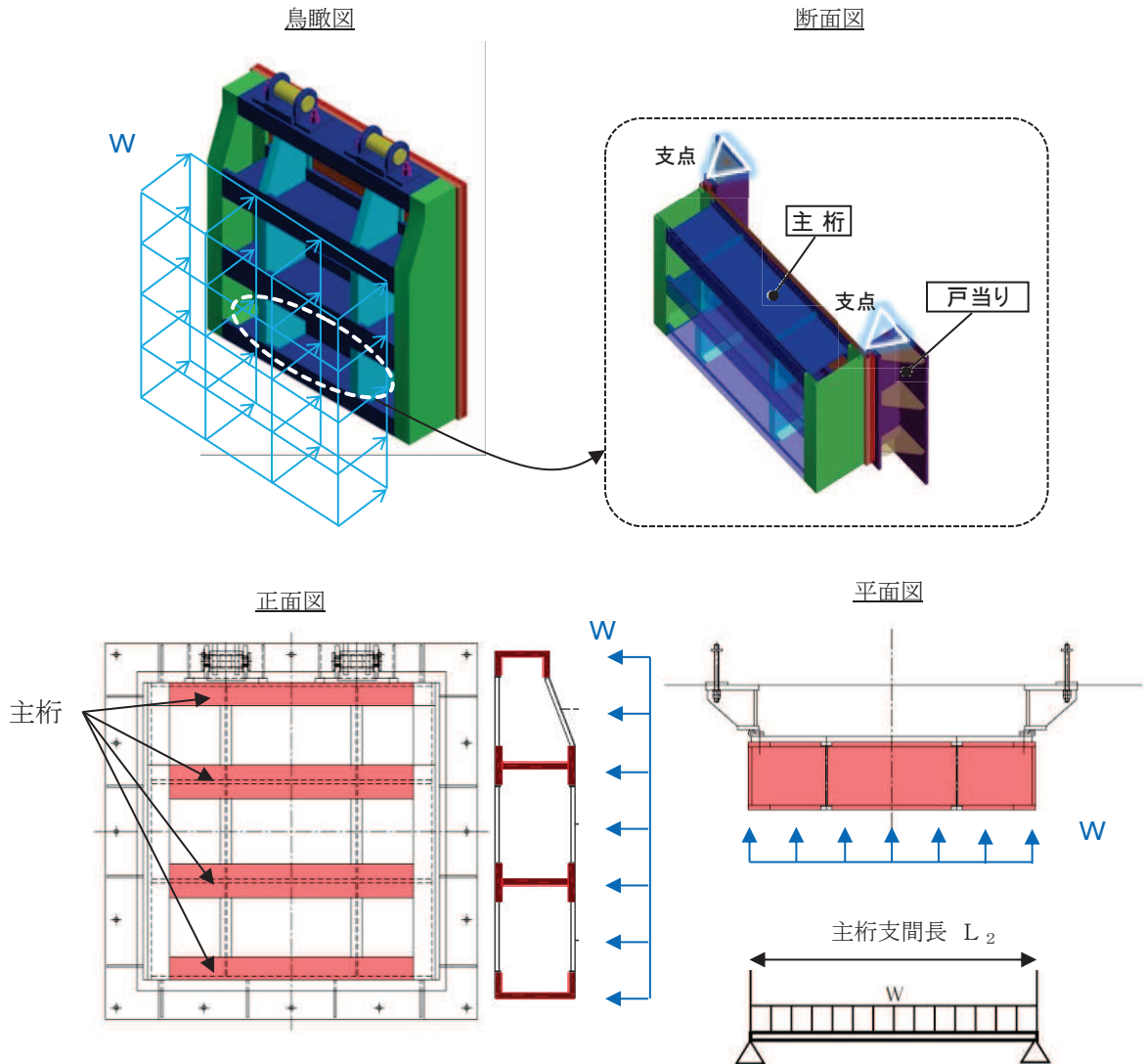


図5.7-3 主桁の構造図及びモデル図

また、主桁の応力算定式は下式のとおりである。

$$M_{\max} = \frac{W \cdot L_2^2}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{W \cdot L_2}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_2}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_2}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで、

- W : 各主桁に作用する荷重 (N/mm)
- L<sub>2</sub> : 主桁支間長 (mm)
- Z<sub>2</sub> : 各主桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)
- A w<sub>2</sub> : 各主桁のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)
- M<sub>max</sub> : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S<sub>max</sub> : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- τ : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- σ<sub>g</sub> : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

(1) 発生荷重

等分布荷重

扉体主桁へ作用する等分布荷重は以下の式にて計算を行う。

$$W = P_2 \cdot \frac{H}{2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-4 に示す。

表 5.7-4 主桁に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
W	主桁に加わる地震による等分布荷重	—	N
P <sub>2</sub>	主桁に作用する水平地震荷重	0.006754	N/mm <sup>2</sup>
H	主桁の最大間隔	440	mm

1 桁, 4 桁

$$W = P_2 \times \frac{H}{2} = 0.006754 \times \frac{440}{2} = 1.4859 \text{ N/mm}$$

2 桁, 3 桁

$$W = P_2 \times \frac{H}{2} \times 2 = 0.006754 \times \frac{440}{2} \times 2 = 2.9717 \text{ N/mm}$$

(2) 最大曲げモーメント・最大せん断力

主桁に発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

$$M_{\text{max}} = \frac{W \cdot L_2^2}{8}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{W \cdot L_2}{2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-5 に示す。

表 5.7-5 最大曲げモーメント及び最大せん断力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$M_{\text{max}}$	最大曲げモーメント	—	N・mm
$S_{\text{max}}$	最大せん断力	—	N
$L_2$	主桁支間長	1320	mm

よって、

曲げモーメント

1桁, 4桁

$$M_{\text{max max}} = \frac{W \times L_2^2}{8} = \frac{1.4859 \times 1320^2}{8} = 323629.02 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

2桁, 3桁

$$M_{\text{max}} = \frac{W \times L_2^2}{8} = \frac{2.9717 \times 1320^2}{8} = 647236.26 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

せん断力

1桁, 4桁

$$S_{\text{max}} = \frac{W \times L_2}{2} = \frac{1.4859 \times 1320}{2} = 980.6940 \text{ N}$$

2桁, 3桁

$$S_{\text{max}} = \frac{W \times L_2}{2} = \frac{2.9717 \times 1320}{2} = 1961.322 \text{ N}$$

(3) 断面係数及びせん断抵抗断面積

発生応力を計算するに当たり、主桁の断面係数を求める。図 5.7-4～図 5.7-6 に主桁の断面形状を示す。

扉体主桁（1 桁）断面性能

使用部材 PLC-200×100×16/20 (SUS304)

断面係数

$$Z_2 = \frac{1}{6} \times \frac{(200^3 \times 100 - 160^3 \times 84)}{200} = 3.799467 \times 10^5 \text{mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A_{w2} = 160 \times 16 = 2.56 \times 10^3 \text{mm}^2$$

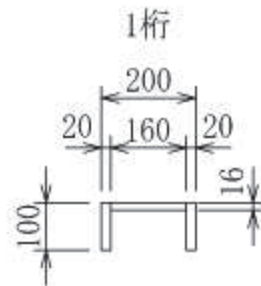


図 5.7-4 主桁（1 桁）の断面形状（単位：mm）

扉体主桁（2, 3 桁）断面性能

使用部材 PLH-300×100×16/20 (SUS304)

断面係数

$$Z_2 = \frac{1}{6} \times \left( \frac{300^3 \times 150 - 260^3 \times 134}{300} \right) = 9.415644 \times 10^5 \text{mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A_{w2} = 260 \times 16 = 4.16 \times 10^3 \text{mm}^2$$

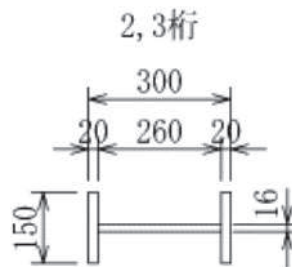


図 5.7-5 主桁（2, 3 桁）の断面形状（単位：mm）

扉体主桁（4 桁）断面性能

使用部材 PLH-300×100×16/20 (SUS304)

断面係数

$$Z_2 = \frac{1}{6} \times \left( \frac{300^3 \times 100 - 260^3 \times 84}{300} \right) = 6.797867 \times 10^5 \text{mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A_{w2} = 260 \times 16 = 4.16 \times 10^3 \text{mm}^2$$

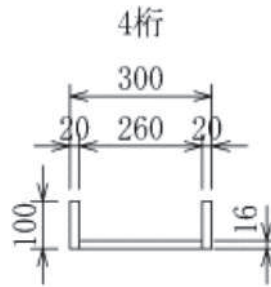


図 5.7-6 主桁 (4 桁) の断面形状 (単位 : mm)

(4) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\max} \div Z_2$$

$$\tau = S_{\max} \div A_{w2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-6 に示す。

表 5.7-6 (1) 主桁の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma$	曲げ応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	せん断応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$M_{\max}$	最大曲げモーメント (1 桁)	323629.02	N・mm
	最大曲げモーメント (2 桁, 3 桁)	647236.26	N・mm
	最大曲げモーメント (4 桁)	323629.02	N・mm
$S_{\max}$	最大せん断力 (1 桁)	980.694	N
	最大せん断力 (2 桁, 3 桁)	1961.322	N
	最大せん断力 (4 桁)	980.694	N



表 5.7-6 (2) 主桁の発生応力の評価に用いる計算諸元

Z <sub>2</sub>	主桁の断面係数 (1 桁)	3.799467×10 <sup>5</sup>	mm <sup>3</sup>
	主桁の断面係数 (2 桁, 3 桁)	9.415644×10 <sup>5</sup>	mm <sup>3</sup>
	主桁の断面係数 (4 桁)	6.797867×10 <sup>5</sup>	mm <sup>3</sup>
A <sub>w2</sub>	せん断抵抗断面積 (1 桁)	2.56×10 <sup>3</sup>	mm <sup>2</sup>
	せん断抵抗断面積 (2 桁, 3 桁)	4.16×10 <sup>3</sup>	mm <sup>2</sup>
	せん断抵抗断面積 (4 桁)	4.16×10 <sup>3</sup>	mm <sup>2</sup>

以上により,

曲げ応力度

1 桁

$$\sigma = M_{\max} \div Z_2 = 323629.02 \div 3.799467 \times 10^5 = 0.86 \text{ N/mm}^2$$

2 桁, 3 桁

$$\sigma = M_{\max} \div Z_2 = 647236.26 \div 9.415644 \times 10^5 = 0.69 \text{ N/mm}^2$$

4 桁

$$\sigma = M_{\max} \div Z_2 = 323629.02 \div 6.797867 \times 10^5 = 0.48 \text{ N/mm}^2$$

せん断応力度

1 桁

$$\tau = S_{\max} \div A_{w2} = 980.694 \div 2.56 \times 10^3 = 0.39 \text{ N/mm}^2$$

2 桁, 3 桁

$$\tau = S_{\max} \div A_{w2} = 1961.322 \div 4.16 \times 10^3 = 0.48 \text{ N/mm}^2$$

4 桁

$$\tau = S_{\max} \div A_{w2} = 980.694 \div 4.16 \times 10^3 = 0.24 \text{ N/mm}^2$$

### 5.7.3 補助縦桁

補助縦桁は、主桁に溶接されることによって支持される構造である。計算方法は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成31年）」に基づき，等分布荷重が作用する，主桁によって溶接支持された両端固定梁としてモデル化し，発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また，合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁の構造図及びモデル図を図 5.7-7 に示す。

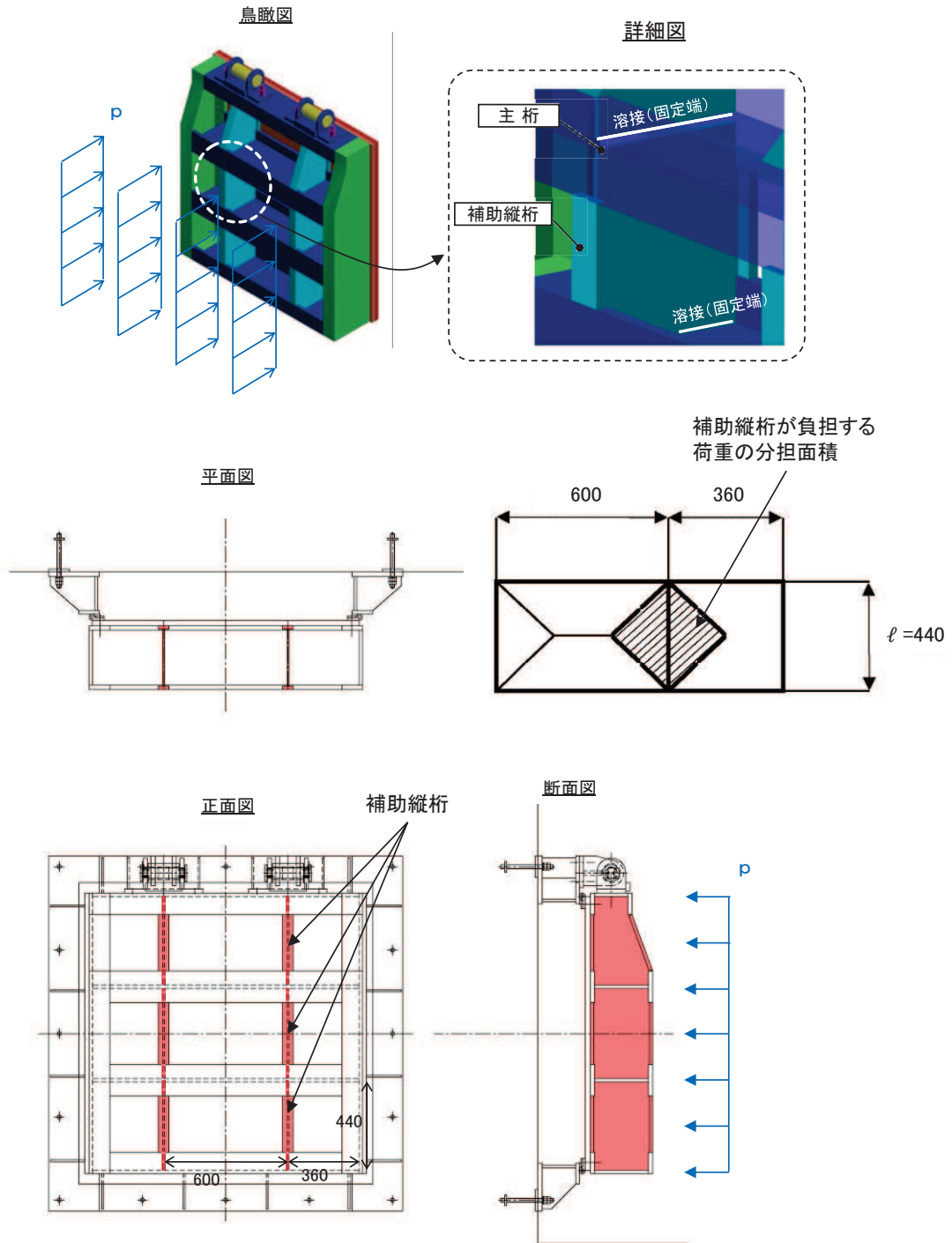


図5.7-7 補助縦桁の構造図及びモデル図（単位：mm）

また、補助縦桁の応力算定式は以下のとおりである。

$$M_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^3}{12}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^2}{4}$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_3}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A_{w3}}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで、

$p$  : 補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$\ell$  : 補助縦桁の主桁間隔 (mm)

$Z_3$  : 補助縦桁の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$A_{w3}$  : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>)

$M_{\text{max}}$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$S_{\text{max}}$  : 最大せん断力 (N)

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_g$  : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

(1) 発生荷重

補助縦桁に作用する各区画の平均荷重について、以下の式にて計算を行う。

$$p = K_H \times G \times A_1$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-7 に示す。

表 5.7-7 スキンプレートの発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$p$	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	—	N/mm <sup>2</sup>
$K_H$	基準地震動 $S_s$ による水平方向の設計震度	0.8	—
$G$	扉体の自重	$1.4709975 \times 10^4$	N
$A_1$	扉体面積	$1.7424 \times 10^6$	mm <sup>2</sup>

よって、

$$p = 0.8 \times 1.4709975 \times 10^4 \div (1.7424 \times 10^6) = 0.006754 \text{N/mm}^2$$

(2) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するに当たり、最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M_{\text{max}} = \frac{p \cdot l^3}{12}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{p \cdot l^2}{4}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{p \cdot l^3}{12} = \frac{0.006754 \times 440^3}{12} = 4.80 \times 10^4 \text{N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{p \cdot l^2}{4} = \frac{0.006754 \times 440^2}{4} = 3.27 \times 10^2 \text{N}$$

(3) 断面係数及びせん断抵抗断面積

中間縦桁断面性能

使用部材 PLH-200×50×9/16 (SUS304)

断面係数

$$Z_3 = \frac{1}{6} \times \left( \frac{200^3 \times 50 - 168^3 \times 41}{200} \right) = 1.713276 \times 10^5 \text{mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A_{w3} = 168 \times 9 = 1.512 \times 10^3 \text{mm}^2$$

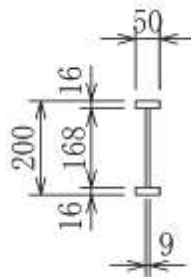


図 5.7-8 補助縦桁の断面形状 (単位 : mm)

(4) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_3}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_3}$$

$$\sigma = \frac{4.80 \times 10^4}{1.713276 \times 10^5} = 0.29 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{3.27 \times 10^2}{1.512 \times 10^3} = 0.22 \text{ N/mm}^2$$

#### 5.7.4 ヒンジ（吊りピン）

ヒンジ（吊りピン）は、ヒンジ（プレート）と接触することによって支持される構造である。計算方法は、等分布荷重（扉体の自重および慣性力）が作用する単純梁としてモデル化し、ヒンジ（吊りピン）に発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

加えて、ヒンジ（吊りピン）両端のエンドプレートが水路横断方向の加振時にヒンジプレートと接触する構造であることから、エンドプレートに発生するせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

ヒンジ（吊りピン）の構造図及びモデル図を図 5.7-9 に示す。

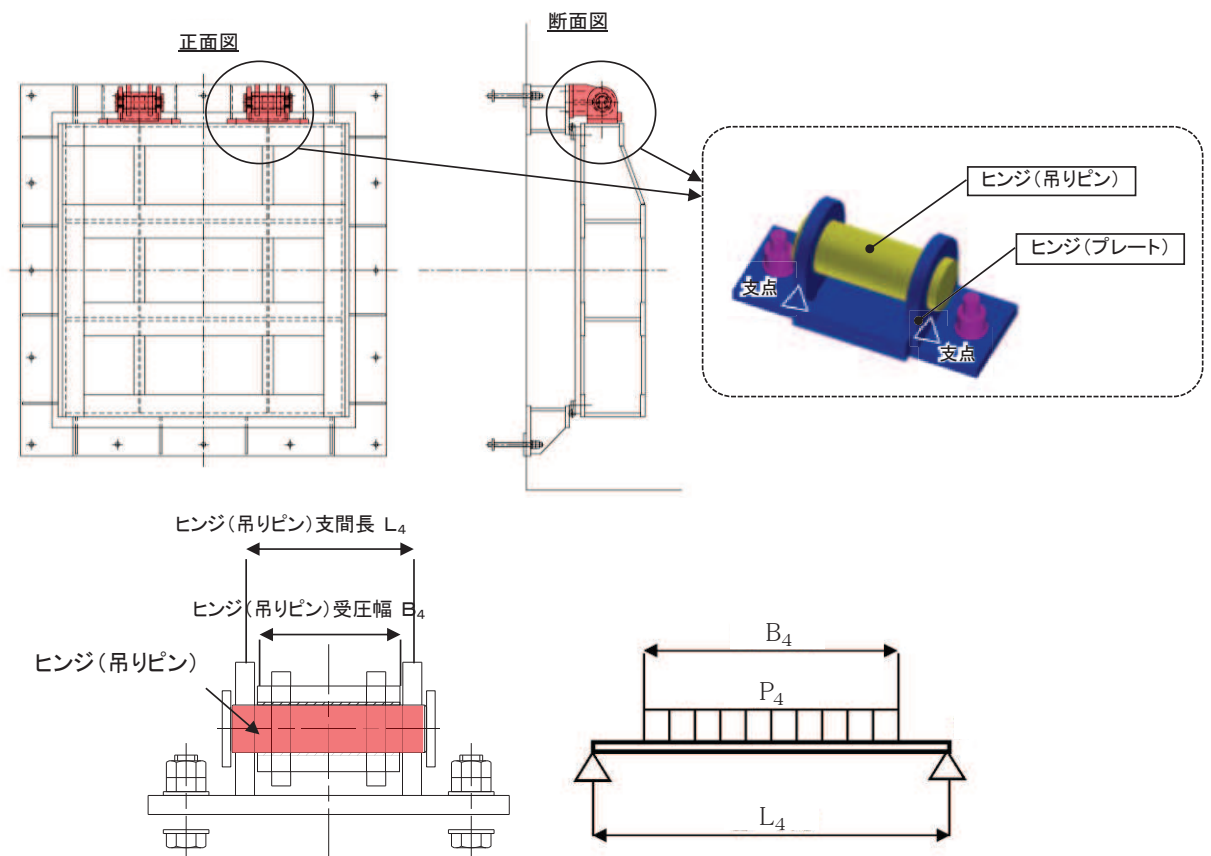


図 5.7-9(1) ヒンジ（吊りピン）の構造図（水路縦断方向）

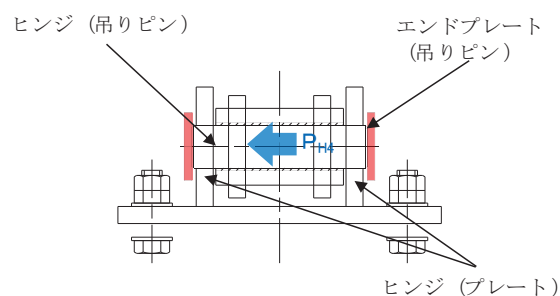


図5.7-9(2) ヒンジ（吊りピン）の構造図（水路横断方向）

また、ヒンジ（吊りピン）の応力算定式は以下のとおりである。

$$M_{\text{max}} = \frac{P_4 \cdot (2 \cdot L_4 - B_4)}{8}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{P_4}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_4}$$

$$\tau = \frac{4 \cdot S_{\text{max}}}{3 \cdot A_4}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

エンドプレートのせん断力の算定式は以下のとおりである。

$$\tau = P_{p4} / A_s$$

$$P_{p4} = P_{H4} / l$$

ここで、

$L_4$  : ヒンジ（吊りピン）支間長（mm）

$B_4$  : ヒンジ（吊りピン）受圧幅（mm）

$P_4$  : ヒンジ（吊りピン）に作用する荷重（N）

$Z_4$  : ヒンジ（吊りピン）の断面係数（mm<sup>3</sup>）

$A_4$  : ヒンジ（吊りピン）の断面積（mm<sup>2</sup>）

$M_{\text{max}}$  : 最大曲げモーメント（N・mm）

$S_{\text{max}}$  : 最大せん断力（N）

$\sigma$  : 曲げ応力度（N/mm<sup>2</sup>）

$\tau$  : せん断応力度（N/mm<sup>2</sup>）

$\sigma_g$  : 合成応力度（N/mm<sup>2</sup>）

$P_{p4}$  : せん断力作用位置における単位円周方向幅あたりの水平慣性力

$A_s$  : 単位円周方向幅当たりのエンドプレート面積

$l$  : せん断作用位置における周長

(1) 発生荷重

ヒンジ（吊りピン）に作用する荷重について、以下の式にて計算を行う。

$$P_4 = \sqrt{(P_{W4} + P_{V4})^2 + P_{H4}^2}$$

$$P_{W4} = K_p \times g \div 2$$

$$P_{H4} = K_p \times g \times K_H \div 2$$

$$P_{V4} = K_p \times g \times K_V \div 2$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-8 に示す。

表 5.7-8 ヒンジ（吊りピン）の発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_4$	ヒンジ（吊りピン）に作用する荷重	—	N
$P_{W4}$	ヒンジ（吊りピン）に作用する自重荷重	7354.9875	N
$P_{V4}$	ヒンジ（吊りピン）に作用する鉛直荷重	3677.4938	N
$P_{H4}$	ヒンジ（吊りピン）に作用する水平荷重	5883.99	N
$P_{p4}$	ヒンジピン 1 個あたりが負担する鉛直力	11032.5	N
$g$	重力加速度	9.80665	m/s <sup>2</sup>
$K_H$	水平震度	0.8	—
$K_V$	鉛直震度	0.5	—
$K_p$	吊りピンの重量	1500	kg

$$P_4 = \sqrt{(P_{W4} + P_{V4})^2 + P_{H4}^2} = \sqrt{(7354.9875 + 3677.4938)^2 + 5883.99^2} = 12503\text{N}$$

$$P_{W4} = K_p \times g \div 2 = 1500\text{kg} \times 9.80665 \div 2 = 7354.9875\text{N}$$

$$P_{H4} = K_p \times g \times K_H \div 2 = 1500\text{kg} \times 9.80665 \times 0.8 \div 2 = 5883.99\text{N}$$

$$P_{V4} = K_p \times g \times K_V \div 2 = 1500\text{kg} \times 9.80665 \times 0.5 \div 2 = 3677.4938\text{N}$$

(2) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するに当たり、最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M_{\text{max}} = \frac{P_4 \cdot (2 \cdot L_4 - B_4)}{8}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{P_4}{2}$$



ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-9 に示す。

表 5.7-9 ヒンジ（吊りピン）の曲げモーメントの評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$M_{max}$	最大曲げモーメント	—	N/mm
$P_4$	ヒンジ（吊りピン）に作用する荷重	12503	N
$L_4$	ヒンジピン支間長	176	mm
$B_4$	ヒンジピン受圧幅	150	mm

$$M_{max} = \frac{12503 \times (2 \cdot 176 - 150)}{8} = 315700.75 \text{ N/mm}$$

$$S_{max} = \frac{12503}{2} = 6251.5 \text{ N}$$

(3) 断面係数及びせん断抵抗断面積

ヒンジピン断面性能

使用部材  $\phi 50$  (SUS304)

断面係数

$$Z_4 = \pi \times 50^3 \div 32 = 1.2272 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

総断面積

$$A_4 = \frac{1}{4} \times \pi \times 50^2 = 1.963 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

(4) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_4}$$

$$\tau = \frac{4 \cdot S_{max}}{3 \cdot A_4}$$

エンドプレート（吊りピン）のせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\tau = P_{p4} / A_s$$

$$P_{p4} = P_{H4} / l$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-10 に示す。

表 5.7-10 (1) ヒンジ（吊り）ピンの発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma$	曲げ応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	せん断応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$M_{max}$	最大曲げモーメント	315700.75	N・mm
$S_{max}$	最大せん断力	6251.5	N
$Z_2$	断面係数	$1.2272 \times 10^4$	mm <sup>3</sup>
$A_{w2}$	断面積	$1.963 \times 10^3$	mm <sup>2</sup>

表 5.7-10 (2) ヒンジ（吊り）ピンの発生応力の評価に用いる計算諸元

$P_{p4}$	せん断作用位置における単位円周方向幅当たりの水平慣性力	—	N/mm <sup>2</sup>
$A_s$	単位円周方向幅当たりのエンドプレート面積	9	mm <sup>2</sup>
1	せん断作用位置における周長	$50\pi$	mm

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_4} = \frac{315700.8}{1.2272 \times 10^4} = 25.73 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{4 \cdot S_{max}}{3 \cdot A_4} = \frac{4}{3} \times \frac{6251.5}{1.963 \times 10^3} = 4.25 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = P_{p4} / A_s = 37.5 / 9 = 4.2 \text{ N/mm}^2$$

$$P_{p4} = P_{H4} / 1 = 5883.99 / 50\pi = 37.5 \text{ N/mm}$$

### 5.7.5 ヒンジ（プレート）

ヒンジ（プレート）は、ヒンジ（吊ピン）に作用する荷重を支持する構造である。計算方法は、「(4) ヒンジ（吊ピン）」の単純梁検討における支点反力に対し、ヒンジ（プレート）が必要せん断耐力を有していることを確認する。ここで、ヒンジ（プレート）の照査断面はヒンジ（プレート）の最薄部とし、支点反力により発生するせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

ヒンジ（プレート）の構造図を図 5.7-10 に示す。

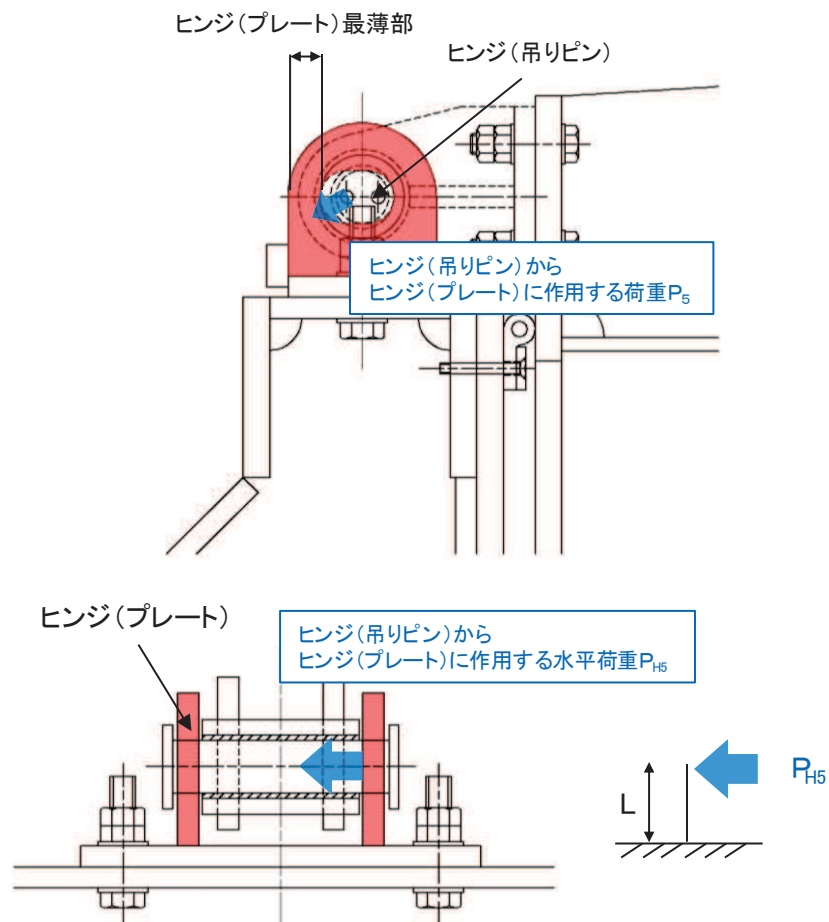


図 5.7-10 ヒンジ（プレート）の構造図

【水路縦断方向】

$$\tau = \frac{P_5}{A h_5}$$

ここで、

$P_5$  : ヒンジ (プレート) に作用する荷重 (N)

$A h_5$  : ヒンジ (プレート) の最薄部の断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$\tau$  : せん断応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

【水路横断方向】

$$M_5 = P_{H5} \cdot L$$

$$\sigma = \frac{M_5}{Z_5}$$

$$\sigma_{bk} = \frac{P_{H5}}{A_p}$$

ここで、

$M_5$  : ヒンジ (プレート) 下端部に作用する曲げモーメント ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ )

$P_{H5}$  : 水平地震荷重 (N)

$L$  : 吊ピン中心からヒンジ (プレート) 下端までの距離 (mm)

$Z_5$  : ヒンジ (プレート) の断面係数 ( $\text{mm}^3$ )

$A_p$  : 支圧抵抗面積 ( $\text{mm}^2$ )

(1) 水路縦断方向

a. 発生荷重

ヒンジ（プレート）に作用する荷重について、以下の式にて計算を行う。

$$P_5 = \sqrt{(P_{W5} + P_{V5})^2 + P_{H5}^2}$$

$$P_{W5} = K_p \times g \div 2$$

$$P_{H5} = K_p \times g \times K_H \div 2$$

$$P_{V5} = K_p \times g \times K_V \div 2$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-11 に示す。

表 5.7-11 ヒンジ（プレート）の発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_5$	ヒンジ（吊りピン）に作用する荷重	—	N
$P_{W5}$	ヒンジ（吊りピン）に作用する自重荷重	7354.9875	N
$P_{V5}$	ヒンジ（吊りピン）に作用する鉛直荷重	3677.4938	N
$P_{H5}$	ヒンジ（吊りピン）に作用する水平荷重	5883.99	N
$g$	重力加速度	9.80665	m/s <sup>2</sup>
$K_H$	水平震度	0.8	—
$K_V$	鉛直震度	0.5	—
$K_p$	吊りピンの重量	1500	kg

$$P_5 = \sqrt{(P_{W5} + P_{V5})^2 + P_{H5}^2} = \sqrt{(7354.9875 + 3677.4938)^2 + 5883.99^2} = 12503\text{N}$$

$$P_{W5} = K_p \times g \div 2 = 1500\text{kg} \times 9.80665 \div 2 = 7354.9875\text{N}$$

$$P_{H5} = K_p \times g \times K_H \div 2 = 1500\text{kg} \times 9.80665 \times 0.8 \div 2 = 5883.99\text{N}$$

$$P_{V5} = K_p \times g \times K_V \div 2 = 1500\text{kg} \times 9.80665 \times 0.5 \div 2 = 3677.4938\text{N}$$

b. ヒンジ（プレート）の最薄部の断面積

$$A h_5 : 1200\text{mm}^2 = \text{PL}20 \times 30\text{mm} \times 2 \text{ 枚}$$

c. 発生応力

せん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\tau = \frac{P_5}{A h_5}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-12 に示す。

表 5.7-12 ヒンジ（プレート）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\tau$	せん断応力	—	N/mm <sup>2</sup>
$P_5$	ヒンジ（吊りピン）に作用する荷重	12503	N
$A h_5$	ヒンジ（プレート）の最薄部の断面積	1200	mm <sup>2</sup>

$$\tau = \frac{P_5}{A h_5} = \frac{12503}{1200.0} = 10.42 \text{ N/mm}^2$$

(2) 水路横断方向

a. 発生荷重

ヒンジ（プレート）に作用する荷重について、以下の式にて計算を行う。

$$P_{H5} = K_p \times g \times K_H \div 2$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-13 に示す。

表 5.7-13 ヒンジ（プレート）の発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_{H5}$	ヒンジ（吊りピン）に作用する水平荷重	5883.99	N
$g$	重力加速度	9.80665	$m/s^2$
$K_H$	水平震度	0.8	—
$K_V$	鉛直震度	0.5	—
$K_p$	吊りピンの重量	1500	kg

$$P_{H5} = K_p \times g \times K_V \div 2 = 1500\text{kg} \times 9.80665 \times 0.8 \div 2 = 5883.99\text{N}$$

b. 発生応力

発生応力について、以下の式にて計算を行う。

$$M_5 = P_{H5} \cdot L$$

$$\sigma = \frac{M_5}{Z_5}$$

$$\sigma_{bk} = \frac{P_{H5}}{A_p}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-14 に示す。

表 5.7-14 ヒンジ（プレート）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$M_5$	ヒンジ（プレート）下端部に作用する 曲げモーメント	441299.25	N・mm
$P_{H5}$	ヒンジ（プレート）に作用する水平荷重	5883.99	N
L	吊ピン中心からヒンジ（プレート）下端 までの距離	75	mm
$Z_5$	ヒンジ（プレート）の断面係数	$9.3333 \times 10^3$	mm <sup>3</sup>
$A_p$	支圧抵抗面積	$3.063 \times 10^3$	mm <sup>2</sup>

$$\sigma = \frac{M_5}{Z_5} = \frac{441299.25}{9.3333 \times 10^3} = 47.29 \text{ N/mm}^2$$

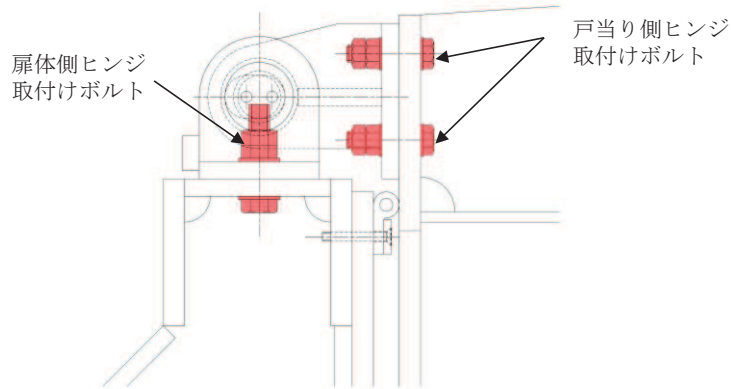
$$\sigma_{bk} = \frac{P_{H5}}{A_p} = \frac{5883.99}{3.063 \times 10^3} = 1.93 \text{ N/mm}^2$$



### 5.7.6 ヒンジ取付けボルト

ヒンジ取付けボルトは、ヒンジ部に作用する扉体の自重および慣性力を負担する構造である。計算方法は、扉体の自重および慣性力より算出されるヒンジ取付けボルトに発生する引張応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力度に対しても許容限界以下であることを確認する。

ヒンジ取付けボルトの構造図及び応力算定式を図5.7-11に示す。



#### 【扉体側】

$$\sigma = \frac{P_{W6} + P_{V6}}{A b_6 \cdot 2}$$

$$\tau = \frac{P_{H6}}{A b_6 \cdot 2}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$A b_6$  : 取付けボルトの断面積 (mm<sup>2</sup>)

$P_{W6}$  : ヒンジ1箇所あたりが負担する  
扉体の自重 (N)

$P_{V6}$  : 鉛直地震力 (N)

$P_{H6}$  : 水平地震力 (N)

$\sigma$  : 引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_g$  : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

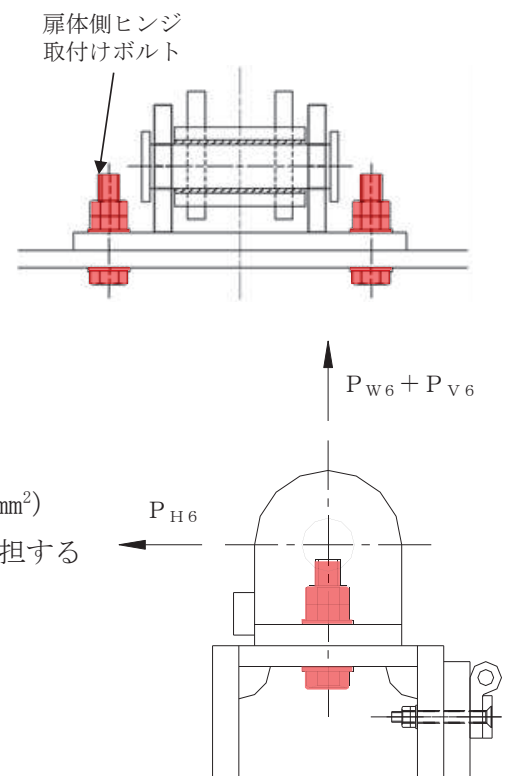
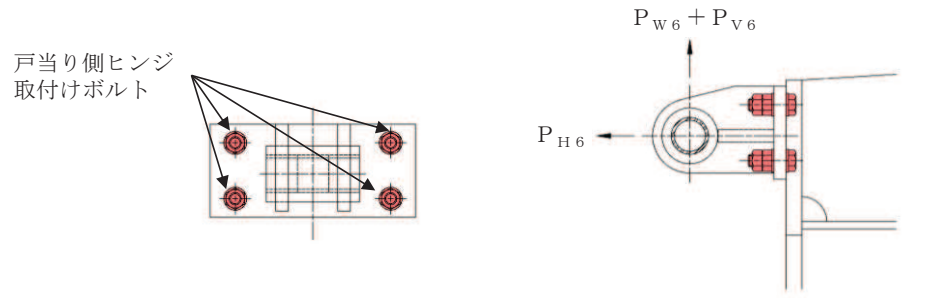


図 5.7-11(1) ヒンジ取付けボルトの構造図及び応力算定式

【戸当り側】



$$\sigma = \frac{P_{H6}}{A b_6 \cdot 4}$$

$$\tau = \frac{P_{W6} + P_{V6}}{A b_6 \cdot 4}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$A b_6$  : 取付けボルトの断面積 (mm<sup>2</sup>)

$P_{W6}$  : ヒンジ1箇所あたりが負担する扉体の自重 (N)

$P_{V6}$  : 鉛直地震力 (N)

$P_{H6}$  : 水平地震力 (N)

$\sigma$  : 引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_g$  : 合成応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

図 5.7-11(2) ヒンジ取付けボルトの構造図及び応力算定式

(1) 水路横断方向

a. 発生荷重（扉体側）

ヒンジ取付ボルトに作用する荷重について、以下の式にて計算を行う。

$$P_{W6} = K_p \times g \div 2$$

$$P_{V6} = K_p \times g \times K_H \div 2$$

$$P_{H6} = K_p \times g \times K_V \div 2$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-15 に示す。

表 5.7-15 ヒンジ取付ボルト（扉体側）の発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_{W6}$	ヒンジ 1 箇所あたりが負担する自重荷重	—	N
$P_{V6}$	ヒンジ 1 箇所あたりが負担する鉛直荷重	—	N
$P_{H6}$	ヒンジ 1 箇所あたりが負担する水平荷重	—	N
$g$	重力加速度	9.80665	$m/s^2$
$K_H$	水平震度	0.8	—
$K_V$	鉛直震度	0.5	—
$K_p$	吊りピンの重量	1500	kg

$$P_{W6} = K_p \times g \div 2 = 1500 \times 9.80665 \div 2 = 7355.0N$$

$$P_{V6} = K_p \times g \times K_H \div 2 = 1500 \times 9.80665 \times 0.5 \div 2 = 3677.5N$$

$$P_{H6} = K_p \times g \times K_V \div 2 = 1500 \times 9.80665 \times 0.8 \div 2 = 5884.0N$$

b. 取付ボルトの断面積（扉体側）

六角ボルト・ナット 2 本 M20 (SUS304)

(谷の径  $\phi$  17.294mm)

$$A_{b6} = \frac{\pi}{4} \times 17.294^2 = 234.89880$$

c. 発生応力（扉体側）

引張応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{P_{W6} + P_{V6}}{A_{b6} \cdot 2}$$

$$\tau = \frac{P_{H6}}{A_{b6} \cdot 2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-16 に示す。

表 5.7-16 ヒンジ取付ボルト（扉体側）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_{W6}$	ヒンジ 1 箇所あたりが負担する自重荷重	7355.0	N
$P_{V6}$	本震鉛直荷重	3677.5	N
$P_{H6}$	本震水平荷重	5884.0	N
$A_{b6}$	取付ボルトの断面積	234.89880	mm <sup>2</sup>

引張応力度

$$\sigma = \frac{7355 + 3677.5}{234.89880 \times 2} = 23.49 \text{N/mm}^2$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{5883.99}{234.89880 \times 2} = 12.53 \text{N/mm}^2$$

d. 発生荷重（戸当り側）

ヒンジ取付ボルトに作用する荷重について、以下の式にて計算を行う。

$$P_{W6} = K_p \times g \div 2$$

$$P_{V6} = K_p \times g \times K_H \div 2$$

$$P_{H6} = K_p \times g \times K_V \div 2$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-17 に示す。

表 5.7-17 ヒンジ取付ボルト（戸当り側）の発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_{W6}$	ヒンジ 1 箇所あたりが負担する自重荷重	—	N
$P_{V6}$	本震鉛直荷重	—	N
$P_{H6}$	本震水平荷重	—	N
$g$	重力加速度	9.80665	m/s <sup>2</sup>
$K_H$	本震水平震度	0.8	—
$K_V$	本震鉛直震度	0.5	—
$K_p$	吊りピンの重量	1500	kg

$$P_{W6} = K_p \times g \div 2 = 1500 \times 9.80665 \div 2 = 7355.0\text{N}$$

$$P_{V6} = K_p \times g \times K_H \div 2 = 1500 \times 9.80665 \times 0.5 \div 2 = 3677.5\text{N}$$

$$P_{H6} = K_p \times g \times K_V \div 2 = 1500 \times 9.80665 \times 0.8 \div 2 = 5884.0\text{N}$$

e. 取付ボルトの断面積（戸当り側）

六角ボルト・ナット 2 本 M20 (SUS304)

(谷の径  $\phi$  17.294mm)

$$A_{b6} = \frac{\pi}{4} \times 17.294^2 = 234.89880$$

f. 発生応力（戸当り側）

引張応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{P_{H6}}{A_{b6} \cdot 4}$$

$$\tau = \frac{P_{W6} + P_{V6}}{A_{b6} \cdot 4}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-18 に示す。

表 5.7-18 ヒンジ取付ボルト（戸当り側）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_{W6}$	ヒンジ 1 箇所あたりが負担する自重荷重	7355.0	N
$P_{V6}$	本震鉛直荷重	3677.5	N
$P_{H6}$	本震水平荷重	5884.0	N
$A_{b6}$	取付ボルトの断面積	234.89880	mm <sup>2</sup>

引張応力度

$$\sigma = \frac{5884.0}{234.89880 \times 4} = 6.27 \text{N/mm}^2$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{7355+3677.5}{234.89880 \times 4} = 11.75 \text{N/mm}^2$$

(2) 水路縦断方向

a. 発生荷重（戸当り側）

ヒンジ取付ボルトに作用する荷重について、以下の式にて計算を行う。

$$P_{W6} = K_p \times g \div 2$$

$$P_{V6} = K_p \times g \times K_H \div 2$$

$$P_{H6} = K_p \times g \times K_V \div 2$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-19 に示す。

表 5.7-19 ヒンジ取付ボルト（戸当り側）の発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_{W6}$	ヒンジ1箇所あたりが負担する自重荷重	—	N
$P_{V6}$	本震鉛直荷重	—	N
$P_{H6}$	本震水平荷重	—	N
$g$	重力加速度	9.80665	m/s <sup>2</sup>
$K_H$	本震水平震度	0.8	—
$K_V$	本震鉛直震度	0.5	—
$K_p$	吊りピンの重量	1500	kg

$$P_{W6} = K_p \times g \div 2 = 1500 \times 9.80665 \div 2 = 7355.0\text{N}$$

$$P_{V6} = K_p \times g \times K_H \div 2 = 1500 \times 9.80665 \times 0.5 \div 2 = 3677.5\text{N}$$

$$P_{H6} = K_p \times g \times K_V \div 2 = 1500 \times 9.80665 \times 0.8 \div 2 = 5884.0\text{N}$$

b. 取付ボルトの断面積（戸当り側）

六角ボルト・ナット 2 本 M20 (SUS304)

(谷の径  $\phi$  17.294mm)

$$A b_6 = \frac{\pi}{4} \times 17.294^2 = 234.89880$$

c. 発生応力（戸当り側）

せん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\tau = \frac{\sqrt{(P_{W6} + P_{V6})^2 + P_{H6}^2}}{A b_6 \cdot 4}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-20 に示す。

表 5.7-20 ヒンジ取付ボルト（戸当り側）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$P_{W6}$	ヒンジ 1 箇所あたりが負担する自重荷重	7355.0	N
$P_{V6}$	本震鉛直荷重	3677.5	N
$P_{H6}$	本震水平荷重	5884.0	N
$A_{b6}$	取付ボルトの断面積	234.89880	mm <sup>2</sup>

せん断応力度

$$\tau = \frac{\sqrt{(7354.9875+3677.4938)^2+5883.99^2}}{234.89880 \times 4} = 13.31\text{N/mm}^2$$



### 5.7.7 戸当り

戸当りは、アンカーボルトを打ち込んだコンクリートに接触することによって支持される構造である。計算方法は、等分布荷重を受ける支圧材として、発生する支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当りの構造図、モデル図及び応力算定式を図 5.7-12 に示す。

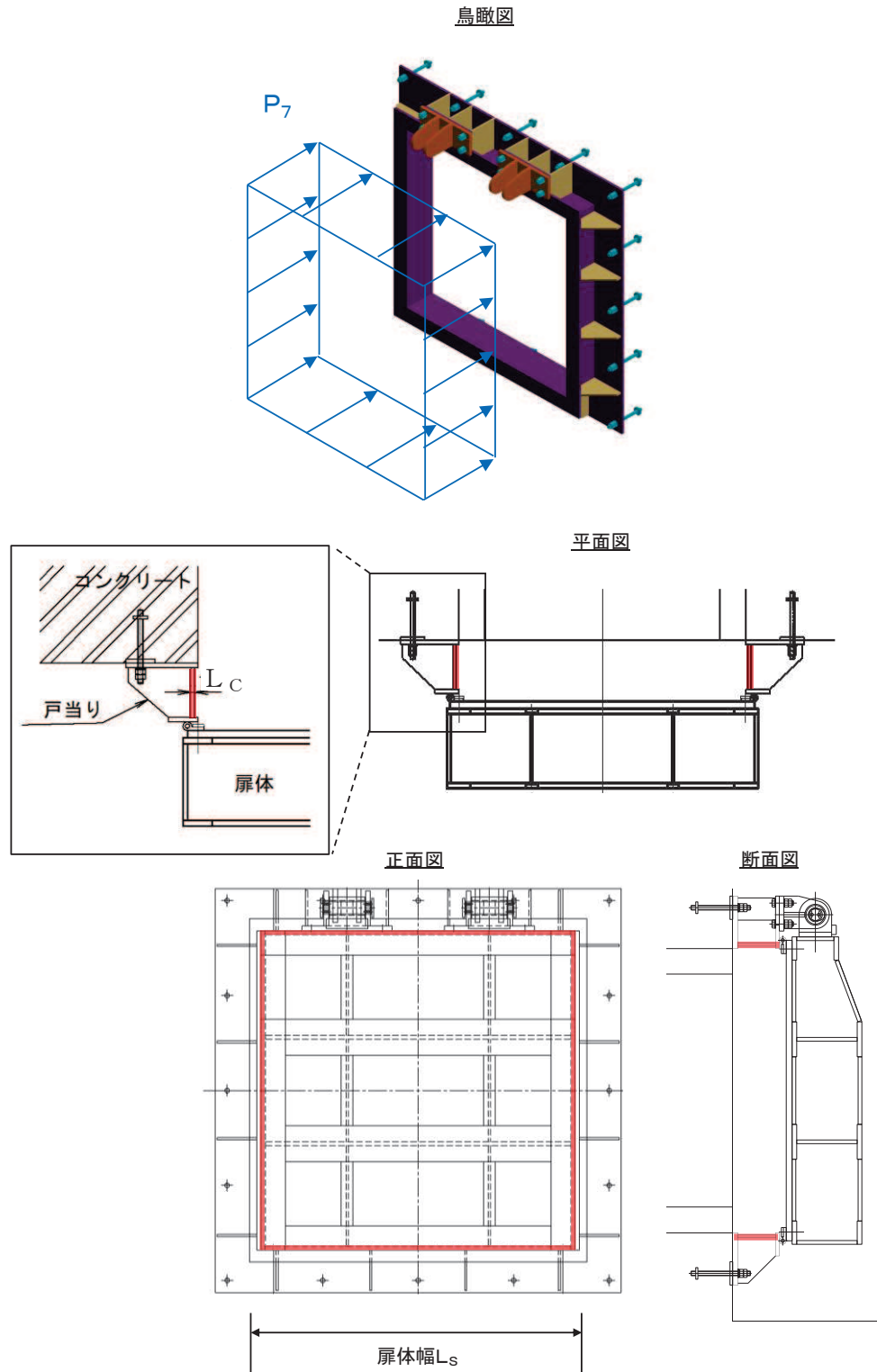


図 5.7-12 戸当りの構造図及びモデル図

また、戸当りの応力算定式は以下のとおりである。

$$\sigma_{bk} = \frac{P_7 \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

ここで、

$P_7$  : 戸当りへ作用する荷重 (N/mm<sup>2</sup>)

$L_s$  : 扉体幅 (mm)

$L_c$  : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

$\sigma_{bk}$  : 支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

(1) 発生応力

支圧応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{P_7 \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-21 に示す。

表 5.7-21 戸当りの発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
$\sigma$	支圧応力度	—	N/mm <sup>2</sup>
$P_7$	戸当りへ作用する荷重	0.0101	N/mm <sup>2</sup>
$L_s$	扉体幅	1320	mm
$L_c$	戸当り支圧部の板厚	12	mm

$$\sigma = \frac{0.0101 \times 1320}{2 \times 12} = 0.56 \text{N/mm}^2$$

### 5.7.8 戸当り部コンクリート

戸当り部コンクリートは、戸当りから伝達されてきた荷重を支持する構造である。計算方法は、戸当りから伝達されてきた荷重を戸当りとコンクリートの接触面で受圧した際に、コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当り部コンクリートの構造図を図 5.7-13 に示す。

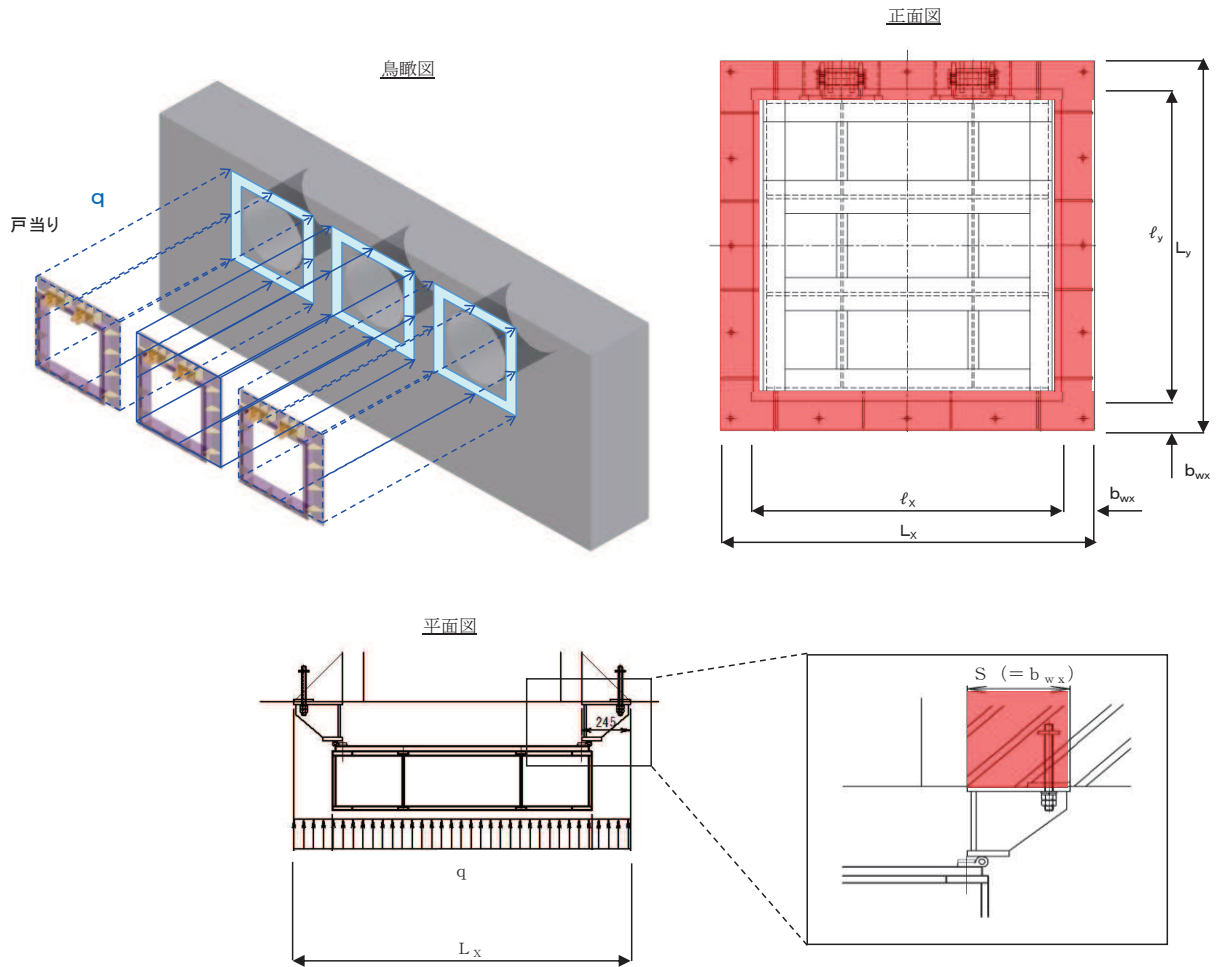


図 5.7-13 戸当り部コンクリートの構造図

また、戸当り部コンクリートの応力算定式は以下のとおりである。

$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{2 (\ell_x \cdot b_{wx} + \ell_y \cdot b_{wy})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_{wx}}{2 \cdot S}$$

ここで、

- q : 地震荷重 (N/mm<sup>2</sup>)
- L<sub>x</sub> : 戸当り横幅 (mm)
- L<sub>y</sub> : 戸当り縦幅 (mm)
- ℓ<sub>x</sub> : 支圧板中心横幅 (mm)
- ℓ<sub>y</sub> : 支圧板中心縦幅 (mm)
- S : 戸当り幅 (mm)
- b<sub>wx</sub> : 支圧横幅 (mm) (= S)
- b<sub>wy</sub> : 支圧縦幅 (mm)
- σ<sub>bk</sub> : 支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- τ : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

(1) 発生応力

支圧応力及びせん断力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{2(\ell_x \cdot b_{wx} + \ell_y \cdot b_{wy})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_{wx}}{2 \cdot S}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-22 に示す。

表 5.7-22 コンクリート支圧応力度算定に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ <sub>bk</sub>	コンクリート支圧応力度	—	N/mm <sup>2</sup>
q	地震荷重	0.0101	N/mm <sup>2</sup>
L <sub>x</sub>	戸当り横幅	1710	mm
L <sub>y</sub>	戸当り縦幅	1670	mm
ℓ <sub>x</sub>	支圧板中心横幅	1465	mm
ℓ <sub>y</sub>	支圧板中心縦幅	1445	mm
b <sub>wx</sub>	支圧横幅	245	mm
b <sub>wy</sub>	支圧縦幅	225	mm
S	戸当り幅	245	mm

コンクリートの支圧応力度

$$\sigma_{bk} = \frac{0.010131 \cdot 1710 \cdot 1670}{2(1465 \cdot 225 + 1445 \cdot 245)} = 0.03 \text{N/mm}^2$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau = \frac{0.03 \cdot 245}{2 \cdot 245} = 0.02 \text{N/mm}^2$$

6. 評価結果

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価部位の応力評価結果を表6-1 に示す。

発生応力が許容応力以下であることから、構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 6-1(1) 耐震評価結果（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側））

評価部位		地震力方向	評価応力	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)		
扉体	スキンプレート	水路縦断方向	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	0.88	154	0.01		
	主桁	水路縦断方向	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	1桁	0.86	151	0.01	
				2,3桁	0.69	154	0.01	
				4桁	0.48	151	0.01	
			1桁	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	0.39	88	0.01	
			2,3桁	0.48	88	0.01		
			4桁	0.24	88	0.01		
			1桁	-	合成応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) *	1.10	154	0.01
			2,3桁			1.09	154	0.01
			4桁			0.64	154	0.01
	補助縦桁	水路縦断方向	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	0.29	144	0.01		
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	0.22	88	0.01		
		-	合成応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) *	0.48	154	0.01		
	ヒンジ (プレート)	水路縦断方向	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	10.42	88	0.12		
		水路横断方向	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	47.29	154	0.31		
			支圧応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	1.93	231	0.01		
	ヒンジ(ピン)	水路縦断方向	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	9.20	88	0.11		
			鉛直方向	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	25.73	154	0.17	
		-	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	4.25	88	0.05		
	エンドプレート	水路横断方向	合成応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) *	26.77	154	0.18		
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	4.2	88	0.05		
	ヒンジ取付け ボルト	水路縦断方向	引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	23.49	154	0.16		
			鉛直方向	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	12.53	88	0.15	
-		合成応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) *	31.99	154	0.21			

注記 \* : 同じ荷重条件の曲げ応力度（又は引張応力度）及びせん断応力度から算出する。

表 6-1(2) 耐震評価結果 (屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側))

評価部位		地震力方向	評価応力	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
固定部	ヒンジ取付け ボルト	水路縦断方向	引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	6.27	154	0.05
		鉛直方向	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	11.75	88	0.14
		—	合成応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) *	21.30	154	0.14
	戸当り	水路横断方向	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	13.31	88	0.16
		鉛直方向				
	戸当り部 コンクリート	水路縦断方向	支圧応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	0.56	231	0.01
	水路縦断方向	支圧応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	0.03	13.5	0.01	
		せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	0.02	1.5	0.02	

注記 \* : 同じ荷重条件の曲げ応力度 (又は引張応力度) 及びせん断応力度から算出する。

## 7. 出口側集水ピットの強度評価

### 7.1 出口側集水ピットの構造概要

出口側集水ピットは、底版と4面の壁からなる箱型の鉄筋コンクリート構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤に設置する。出口側集水ピットが屋外排水路（防潮堤南側）と接続する箇所に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を設置する。

出口側集水ピットに要求される機能維持の確認として、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

出口側集水ピットの概念図を図7.1-1に、構造図を図7.1-2に、概略配筋図を図7.1-3に示す。

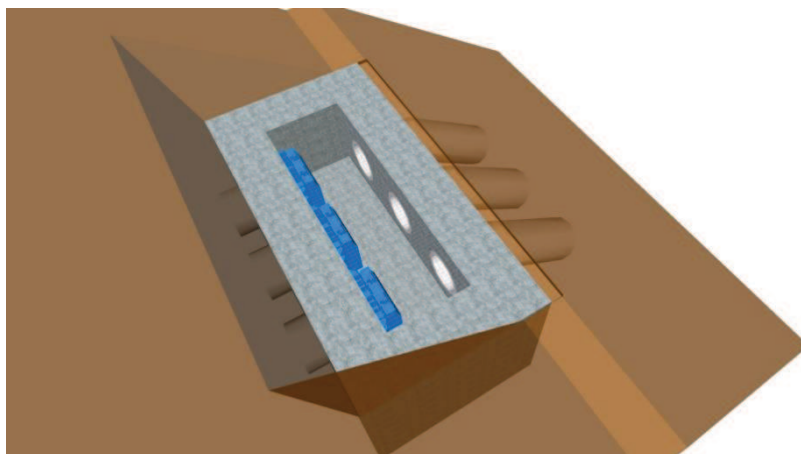
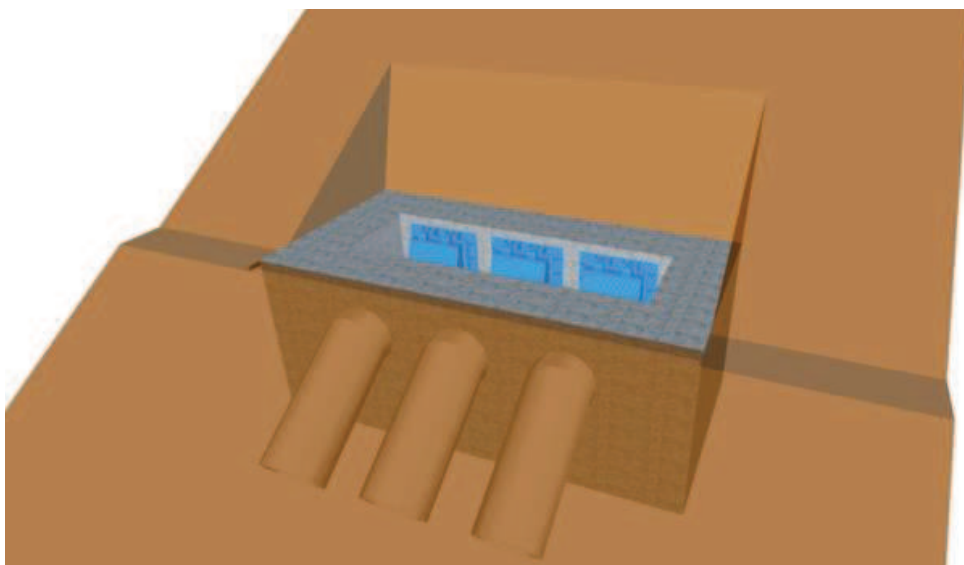


図7.1-1 出口側集水ピットの概念図



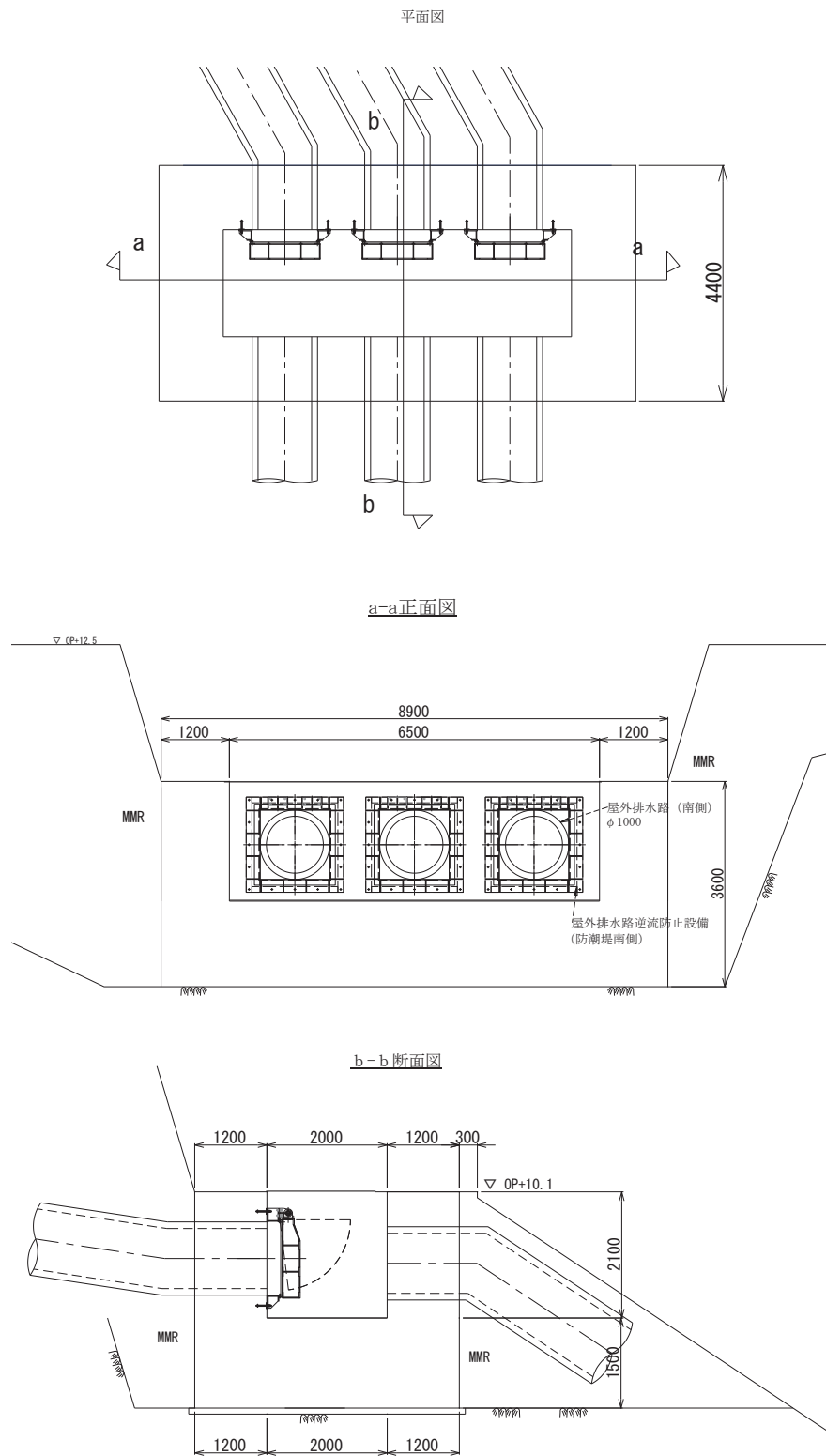
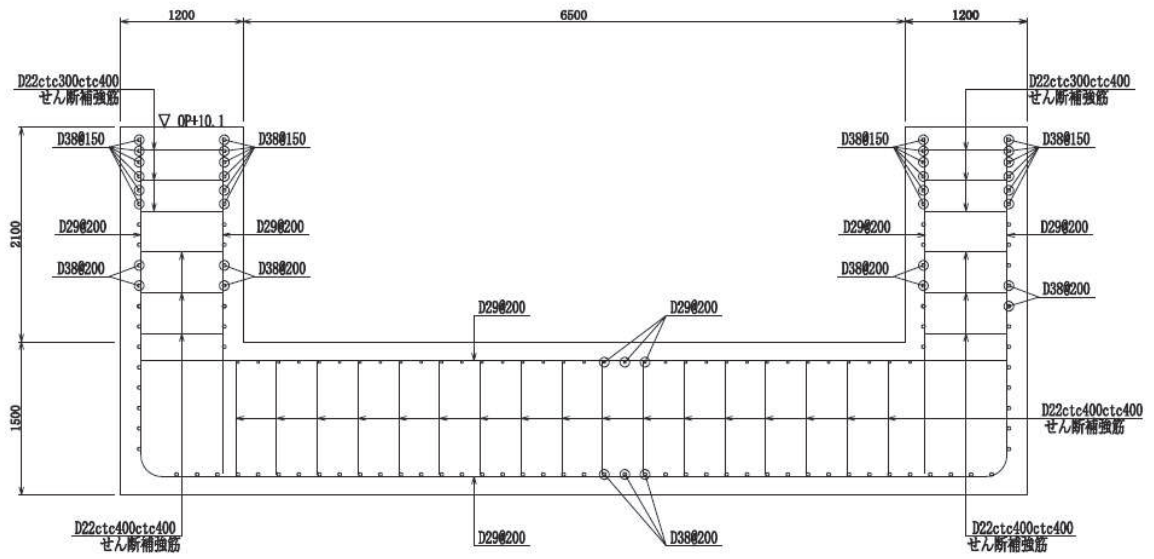


図 7.1-2 出口側集水ピット構造図

a-a 断面



b-b 断面

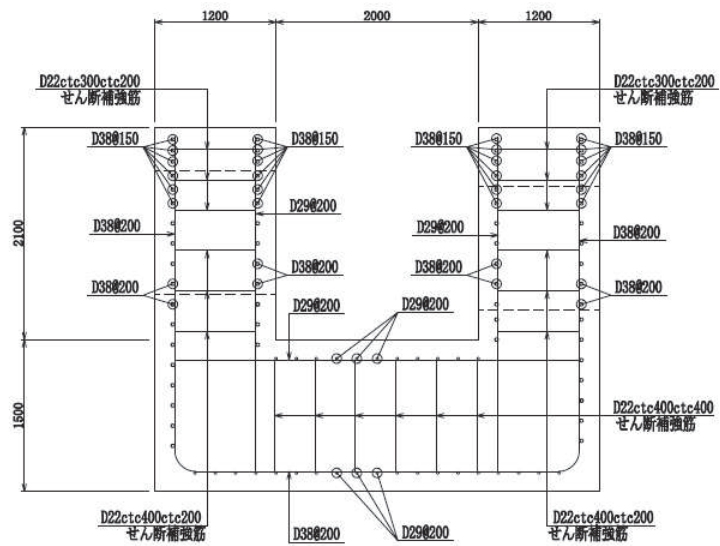


図 7.1-3 出口側集水ピットの配筋概要図

## 7.2 評価方針

出口側集水ピットの耐震評価は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に基づき、基準地震動  $S_s$  に対して実施する地震応答解析の結果を用いて、表 7.2-1 に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することにより、構造強度を有すること及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないことを確認する。

構造部材の健全性評価については、地震応答解析から得られた水平方向及び鉛直方向の荷重を用いた線形シェル要素による三次元静的線形解析（以下「三次元構造解析」という。）を実施し、部材に発生する発生応力が許容限界以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に生じる鉛直力が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

図7.2-1に出口側集水ピットの耐震評価フローを示す。

表 7.2-1 出口側集水ピットの評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界	
構造強度を有すること及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないこと	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート部材	発生する応力が許容限界を下回ることを確認	曲げ・軸力	短期許容応力度
				せん断力	短期許容せん断力
	構造部材の支持性能	基礎地盤	発生する接地圧が許容限界を下回ることを確認	極限支持力*	

注記 \*：妥当な安全余裕を考慮する。

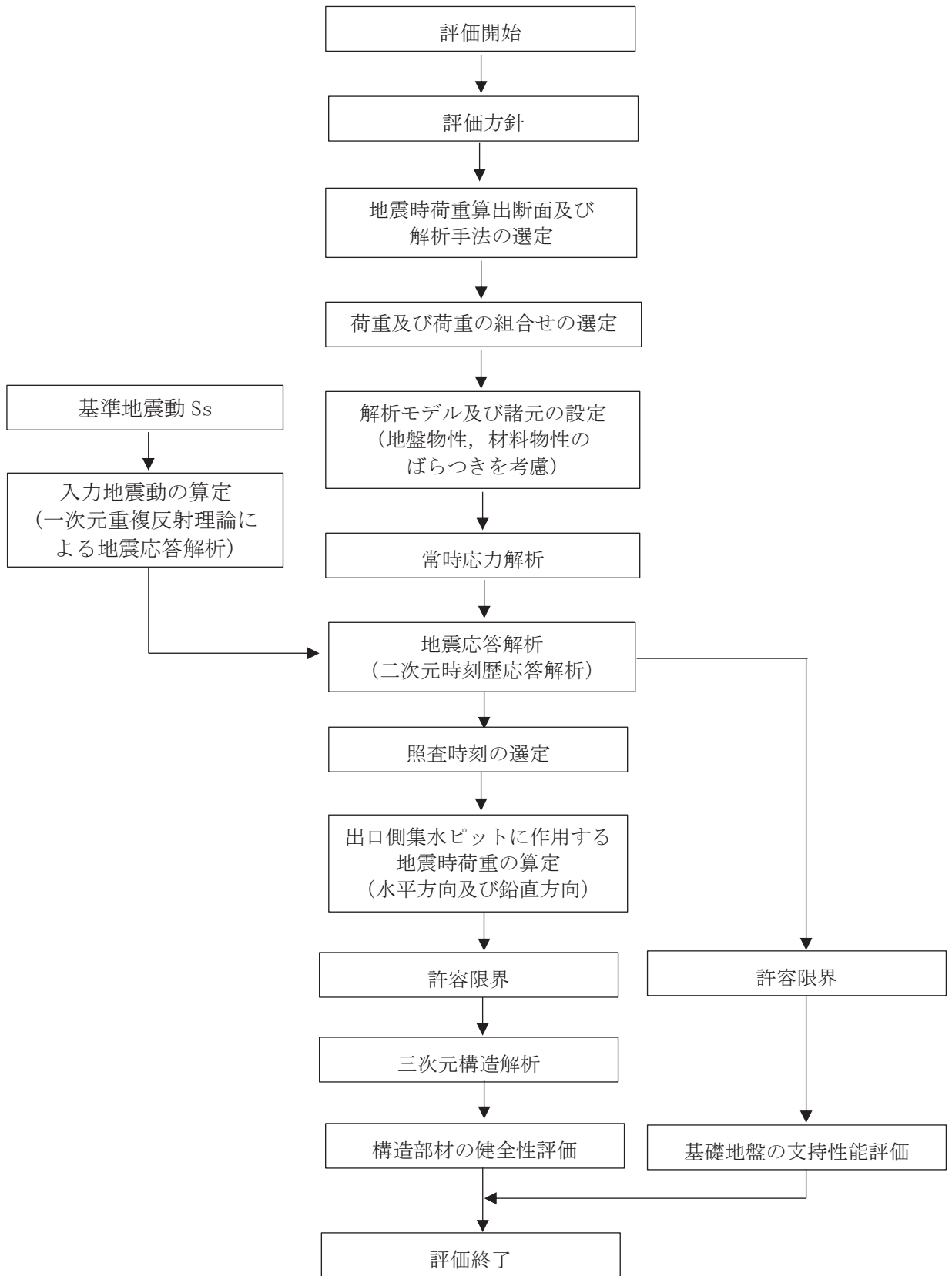


図 7.2-1 出口側集水ピットの耐震評価フロー

## 8. 地震応答解析

### 8.1 地震時荷重算出断面

出口側集水ピットの地震時荷重算出断面位置を図 8.1-1 に示す。地震時荷重算出断面は、構造的特徴や周辺状況から、ピットの縦断方向である A-A 断面とする。また、出口側集水ピットの評価対象断面図を図 8.1-2 に示す。

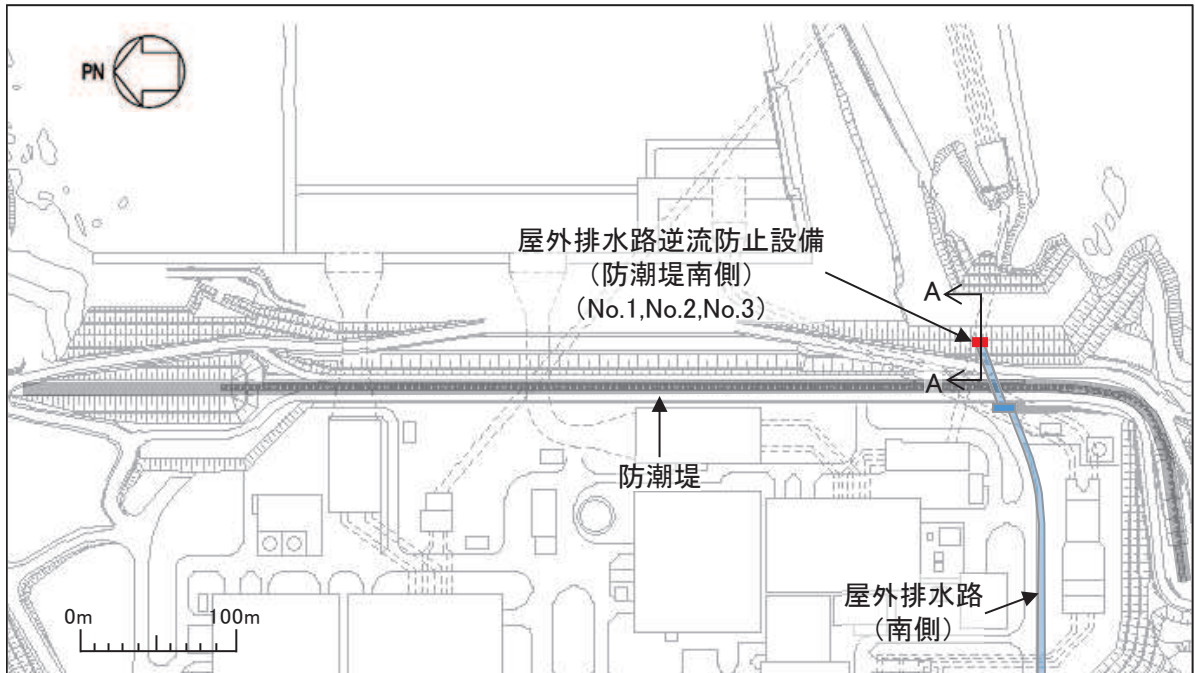


図 8.1-1 出口側集水ピットの評価対象断面位置図

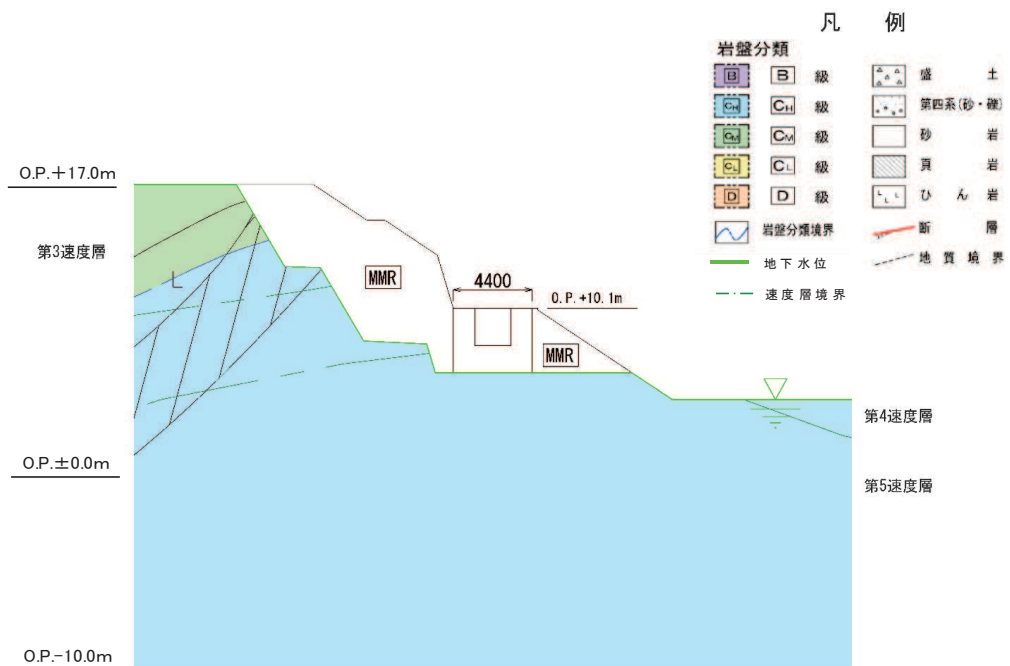


図 8.1-2 出口側集水ピットの評価対象断面図 (A-A 断面)

## 8.2 解析方法

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

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元動的有限要素法により、基準地震動  $S_s$  に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析を行うこととし、出口側集水ピットが岩盤内に設置され、液化化検討対象外の施設であることから、全応力解析手法を用いる。

全応力解析には、解析コード「TDAPⅢ Ver3.11」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

### 8.2.1 地震応答解析手法

出口側集水ピットの地震応答解析は、地盤と構造物の動的相互作用を考慮できる連成系の地震応答解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。

地震応答解析の選定フローを図 8.2-1 に示す。

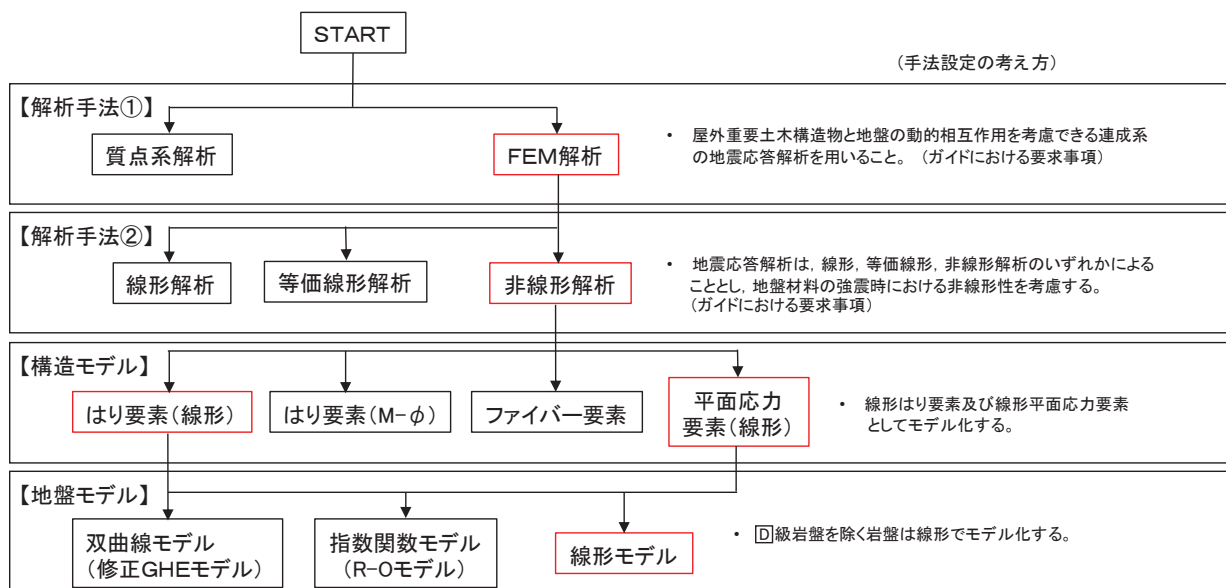


図 8.2-1 地震応答解析手法のフロー（出口側集水ピット）

### 8.2.2 構造部材

出口側集水ピットは、東西壁及び底版を線形はり要素（ビーム要素）、南北壁を平面応力要素でモデル化する。

### 8.2.3 材料物性及び地盤物性のばらつき

図 8.1-2 に示すとおり、出口側集水ピットの周辺には、主として  $C_H$  級岩盤及び  $C_M$  級岩盤が分布しており、これらの地盤のせん断変形が地震時に出口側集水ピットの応答に影響を与

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

解析ケースを表 8.2-1 に示す。

初期せん断弾性係数の標準偏差  $\sigma$  を用いて設定した解析ケース②及び③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

また、材料物性のばらつきとして構造物の実強度に基づいて設定した解析ケース④を実施することにより、材料物性のばらつきの影響を考慮する。

なお、出口側集水ピットは、新設構造物であり許容応力度法により設計を行っており、十分に裕度を確保した設計としていることから、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④による耐震評価は実施せず、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に対する応答加速度抽出において、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④を実施する。

表 8.2-1 解析ケース

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

注記\*: 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

#### 8.2.4 減衰定数

減衰定数は、「補足 610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に従い、構造部材の減衰定数は、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリクス及び剛性マトリクスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与える。なお、構造部材を線形はり要素でモデル化する場合は、Rayleigh 減衰のみを設定する。

$$[c] = \alpha [m] + \beta [k]$$

[c] : 減衰係数マトリックス

[m] : 質量マトリックス

[k] : 剛性マトリックス

$\alpha, \beta$  : 係数

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の出口側集水ピットは、全応力解析であることから、質量比例型減衰と剛性比例型減衰の組み合わせによる減衰を設定する。出口側集水ピットにおける Rayleigh 減衰の設定フローを図 8.2-2 に示す。

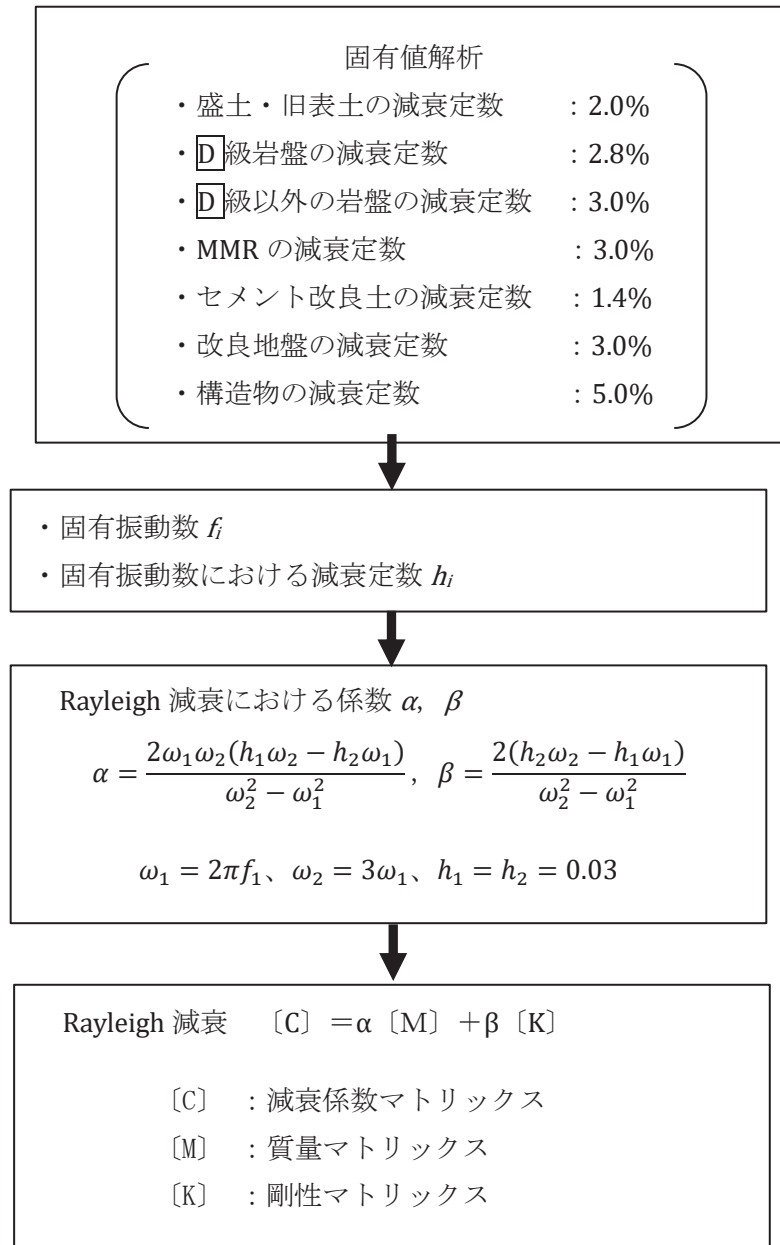


図 8.2-2 出口側集水ピットにおける Rayleigh 減衰の設定フロー



Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ 、 $\beta$  の設定に当たっては、解析モデルの低次のモードが特に支配的となる地盤および構造物連成系に対して、その特定のモードの影響が大きいことを考慮し、かつ振動モードの全体系に占める割合の観点から刺激係数に着目し、1 次及び 2 次モードの固有振動数に基づき定めることとする。2 次モードの固有円振動数 ( $\omega_2$ ) は、水平成層地盤の 2 次固有振動数が 1 次固有振動数の 3 倍であることから、1 次モードの固有円振動数 ( $\omega_1$ ) の 3 倍とする。

固有値解析におけるモード図を図 8.2-3 に、固有値解析結果の一覧を表 8.2-2 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 8.2-4 に係数  $\alpha$ 、 $\beta$  を表 8.2-3 に示す。

表 8.2-2 固有値解析結果

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	$\beta_x$	$\beta_y$	
1	6.164	84	0	93.27	-0.25	1 次として採用
2	18.332	93	0	-30.52	-4.59	—
3	20.996	93	0	0.37	-0.92	—
4	21.268	93	0	0.27	-0.69	—
5	26.429	93	33	-8.17	54.35	—
6	27.547	93	33	0.26	-5.54	—
7	28.612	93	36	2.38	-17.32	—
8	31.018	96	49	16.32	33.92	—
9	36.662	96	73	2.91	-46.51	—
10	41.236	97	74	11.09	-10.31	—

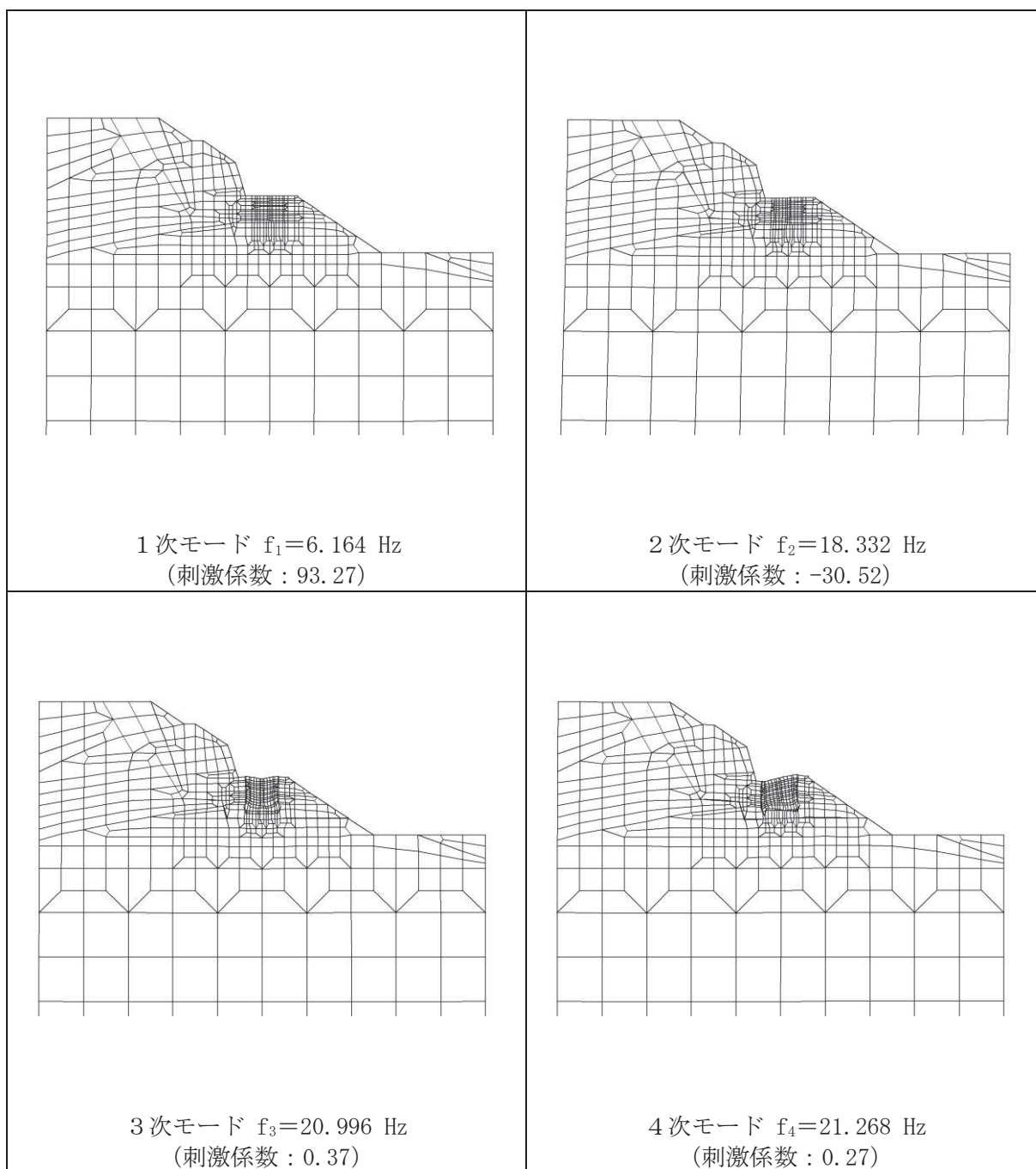


図 8.2-3(1) 固有値解析結果 (モード図)

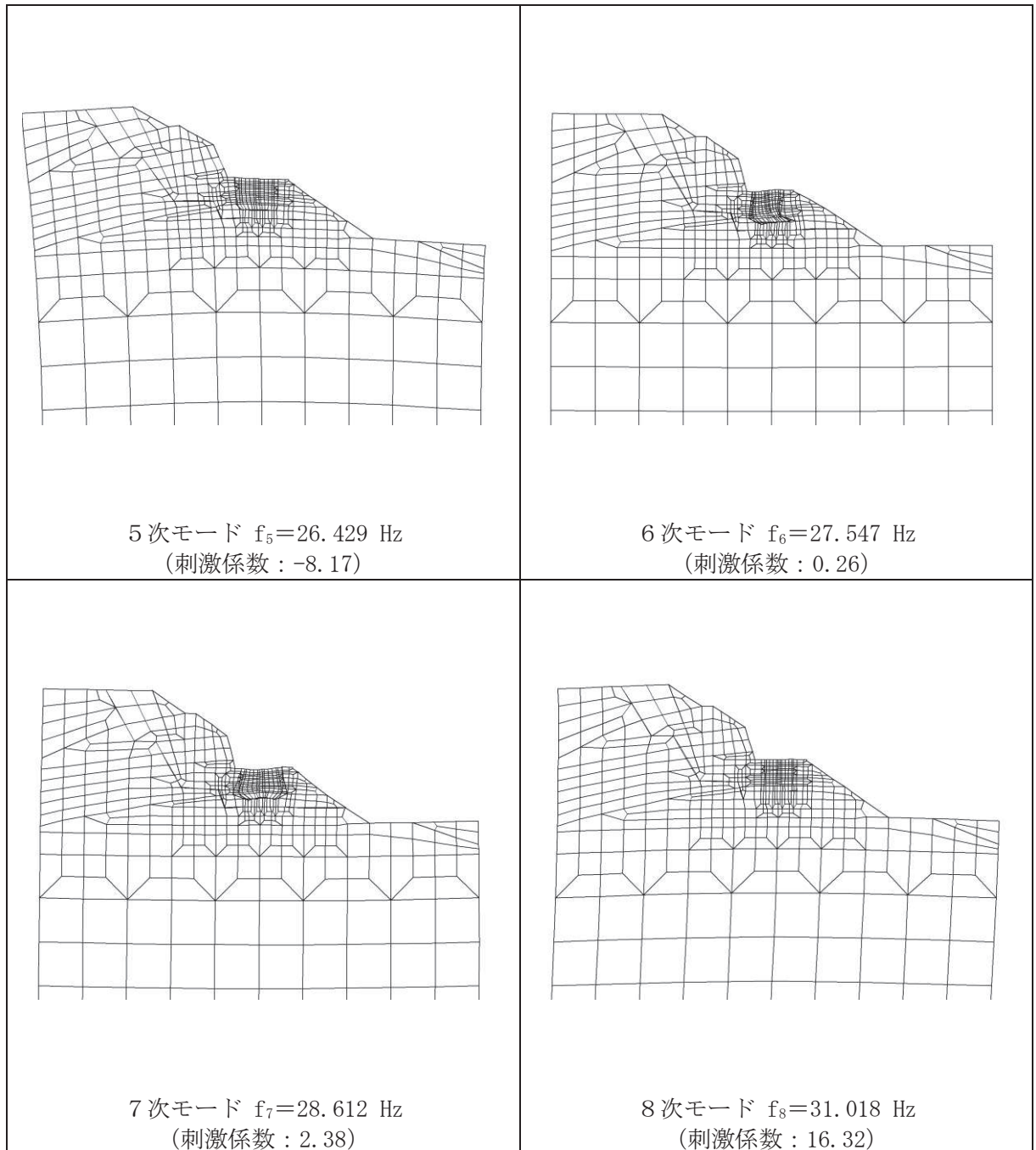


図 8.2-3(2) 固有値解析結果 (モード図)

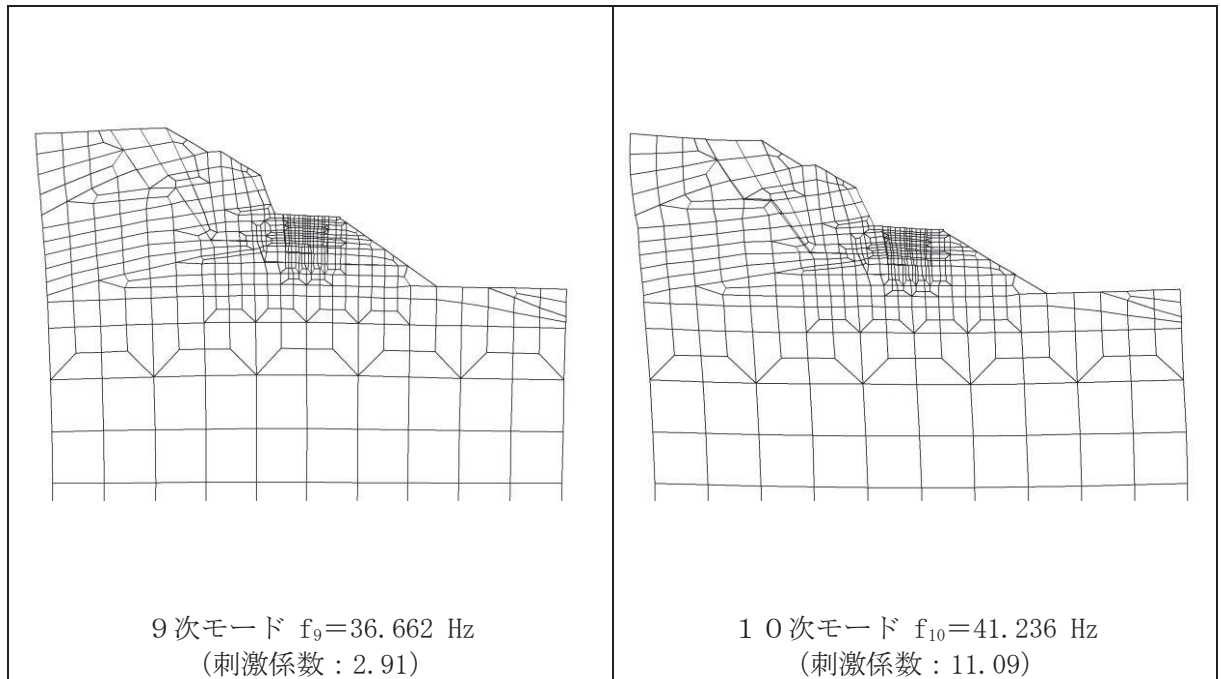


図 8.2-3(3) 固有値解析結果 (モード図)

表 8.2-3 Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果

地震時荷重算出断面	$\alpha$	$\beta$
A-A 断面	1.743	$3.873 \times 10^{-4}$

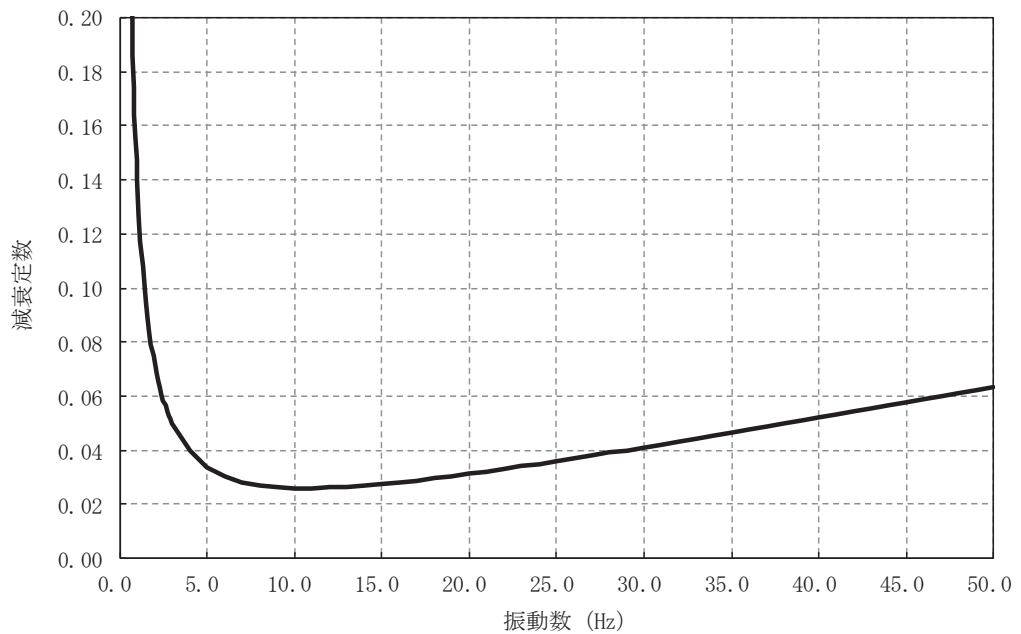


図 8.2-4 設定した Rayleigh 減衰

8.2.5 地震応答解析の検討ケースの選定

(1) 耐震評価における解析ケース

耐震評価においては、全ての基準地震動  $S_s$  に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査の照査項目ごとに照査値が 0.5 以上となる照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて表 8.2-1 に示す解析ケース②及び③を実施する。耐震評価における解析ケースを表 8.2-4 に示す。

表 8.2-4 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		ケース④	
		基本ケース		地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース		地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース		材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース	
材料物性		設計基準強度		設計基準強度		設計基準強度		実強度に基づく圧縮強度*2	
地盤物性		平均値		平均値 + 1 $\sigma$		平均値 - 1 $\sigma$		平均値	
地震動 (位相)	$S_s - D 1$	++*1	○	基準地震動 $S_s$ (7 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (7 波) を加えた全 14 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において照査値が 0.5 以上となる全ての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②～③を実施する。 照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②～③を実施する。					
		–+*1	○						
	$S_s - D 2$	++*1	○						
		–+*1	○						
	$S_s - D 3$	++*1	○						
		–+*1	○						
	$S_s - F 1$	++*1	○						
		–+*1	○						
	$S_s - F 2$	++*1	○						
		–+*1	○						
	$S_s - F 3$	++*1	○						
		–+*1	○						
	$S_s - N 1$	++*1	○						
		–+*1	○						

注記 \*1：地震動の位相について（++）の左側は水平動，右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

\*2：新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

- (2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に対する応答加速度抽出のための解析ケース  
 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に対する応答加速度抽出においては、床応答への保守的な配慮として解析ケース①に加え、表 8.2-5 に示す解析ケース②～④を実施する。

表 8.2-5 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の  
 応答加速度及び応答変位抽出のための解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$	平均値
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*3
地震動（位相）	S s - D 1	++*1	○	○	○
		-+*1, 2	○	-	-
	S s - D 2	++*1	○	○	○
		-+*1, 2	○	-	-
	S s - D 3	++*1	○	○	○
		-+*1, 2	○	-	-
	S s - F 1	++*1	○	○	○
		-+*1, 2	○	-	-
	S s - F 2	++*1	○	○	○
		-+*1, 2	○	-	-
	S s - F 3	++*1	○	○	○
		-+*1, 2	○	-	-
	S s - N 1	++*1	○	○	○
		-+*1, 2	○	-	-

注記 \*1：地震動の位相について（++）の左側は水平動，右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

\*2：位相反転ケース（-+）でのケース②～④について、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、津波波圧が支配的な荷重であり、地震荷重が構造成立性に及ぼす影響が小さいことから検討を省略する。

\*3：新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

### 8.3 荷重及び荷重の組合せ

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

#### 8.3.1 耐震評価上考慮する状態

出口側集水ピットの地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

##### (1) 運転時の状態

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

##### (2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

##### (3) 設計用自然条件

積雪の影響を考慮する。埋設構造物であるため風の影響は考慮しない。

##### (4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

#### 8.3.2 荷重

出口側集水ピットの地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

##### (1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

##### (2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重を考慮する。また、積雪荷重 $P_s$ を含めて地表面に $4.9\text{kN/m}^2$ を考慮する。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体及び戸当りの荷重は、解析モデルの各質点に考慮することとし、戸当りについては、各支持点の荷重を分担距離に応じて設定する。屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重図及び考慮する荷重を図 8.3-1 及び表 8.3-1 に、積載荷重の荷重図を図 8.3-2 に示す。

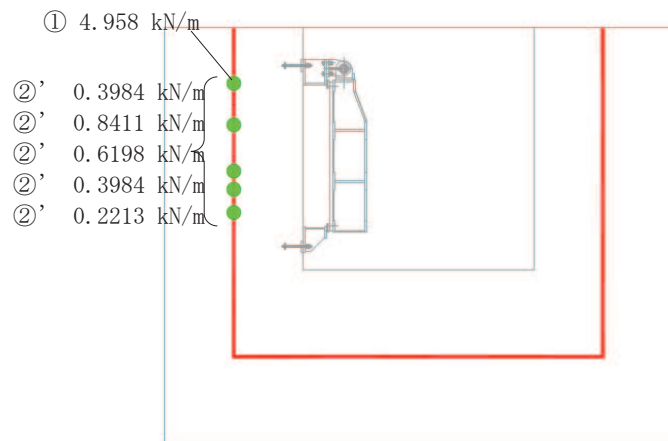


図 8.3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重図

表 8.3-1 荷重を考慮する屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）

考慮する荷重	重量 (kN/m)
①扉体（3基あたり，単位奥行きあたり）	4.958
②戸当り（3基あたり，単位奥行きあたり）	2.479

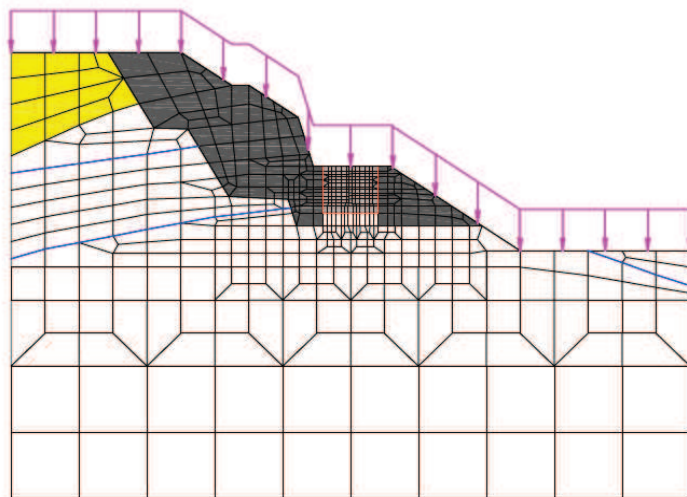


図 8.3-2 積載荷重の荷重図



(3) 積雪荷重 ( $P_s$ )

積雪荷重については、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに  $20\text{N/m}^2$  の積雪荷重が作用することを考慮する。

(4) 地震荷重 ( $S_s$ )

地震荷重として、基準地震動  $S_s$  による地震力を考慮する。

8.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 8.3-2 に示す。

表 8.3-2 荷重の組合せ

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

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (積雪荷重  $P_s$  を含めて  $4.9\text{kN/m}^2$ )

$S_s$  : 地震荷重

表 8.3-3 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	○	屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) の荷重を考慮する。
		土被り荷重	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	○	積雪荷重を含めて $4.9\text{kN/m}^2$ を考慮する。
	静止土圧		○	常時応力解析により設定する。
	外水圧		—	外水圧は考慮しない。
	内水圧		—	内水は考慮しない*。
	積雪荷重		○	積雪荷重 ( $0.301\text{kN/m}^2$ ) を考慮する。
風荷重		—	風荷重は考慮しない。	
偶発荷重	水平地震動		○	基準地震動 $S_s$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		○	
	動水圧		—	動水圧は考慮しない。

注記\* : 出口側集水ピット底面から排水管下端まで 300mm 内水が溜まる可能性があるものの、内水を考慮する場合、出口側集水ピット壁の変形を抑制し、断面力を小さく評価することから、考慮しない。

#### 8.4 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動  $S_s$  を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に示す地下構造モデルを用いる。

入力地震動算定の概念図を図 8.4-1 に、一次元解析モデル図を図 8.4-2 に示す。図 8.4-3 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「microSHAKE ver. 2.3.3」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。

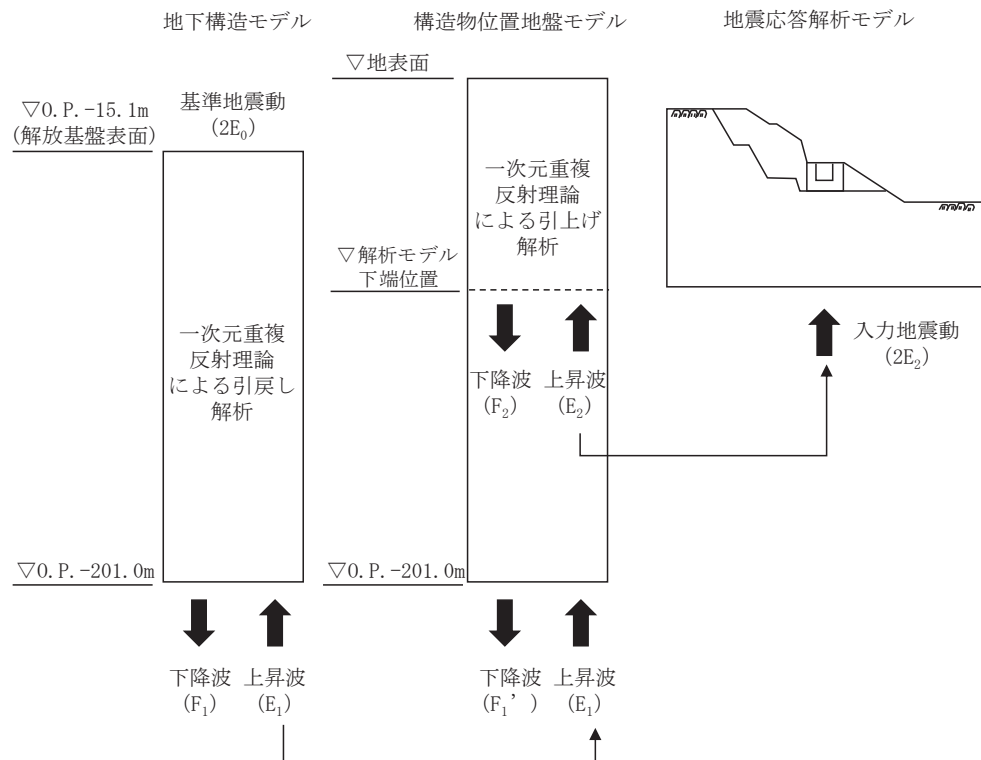


図 8.4-1 入力地震動算定の概念図

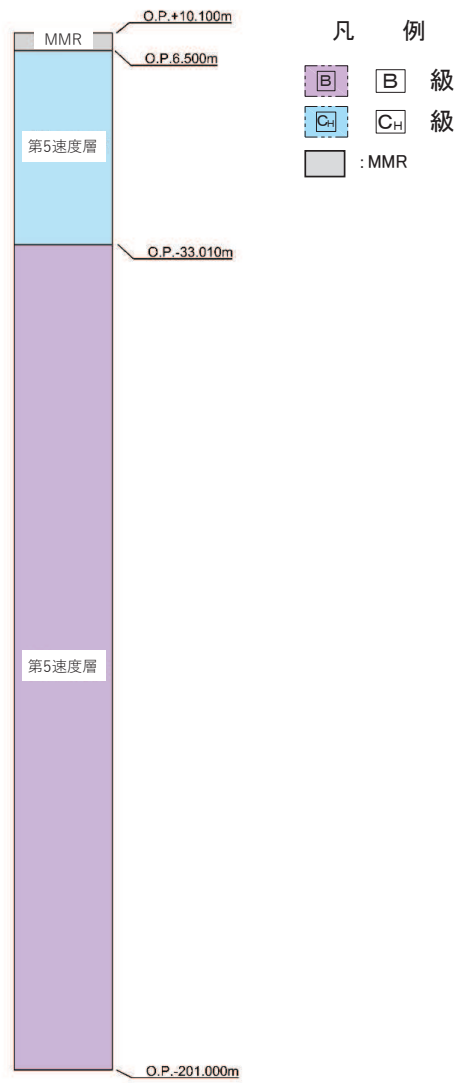
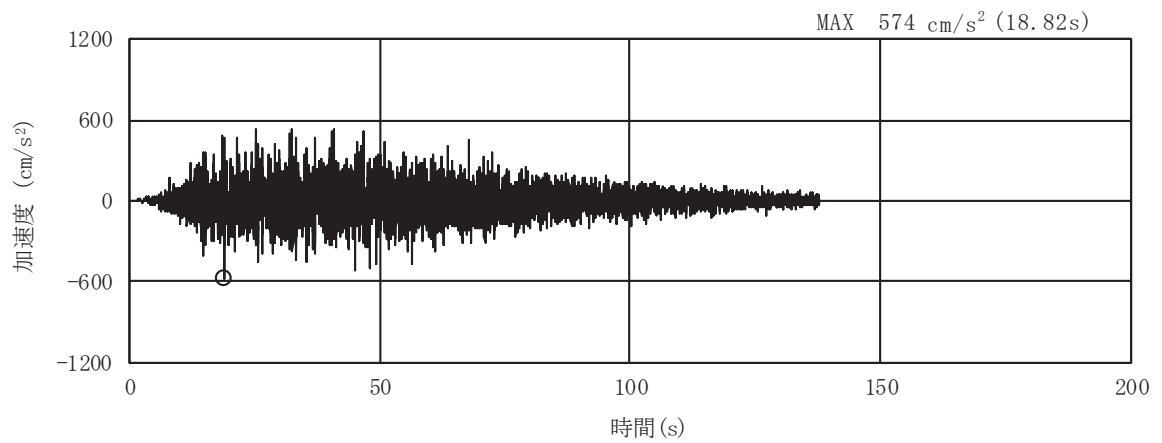
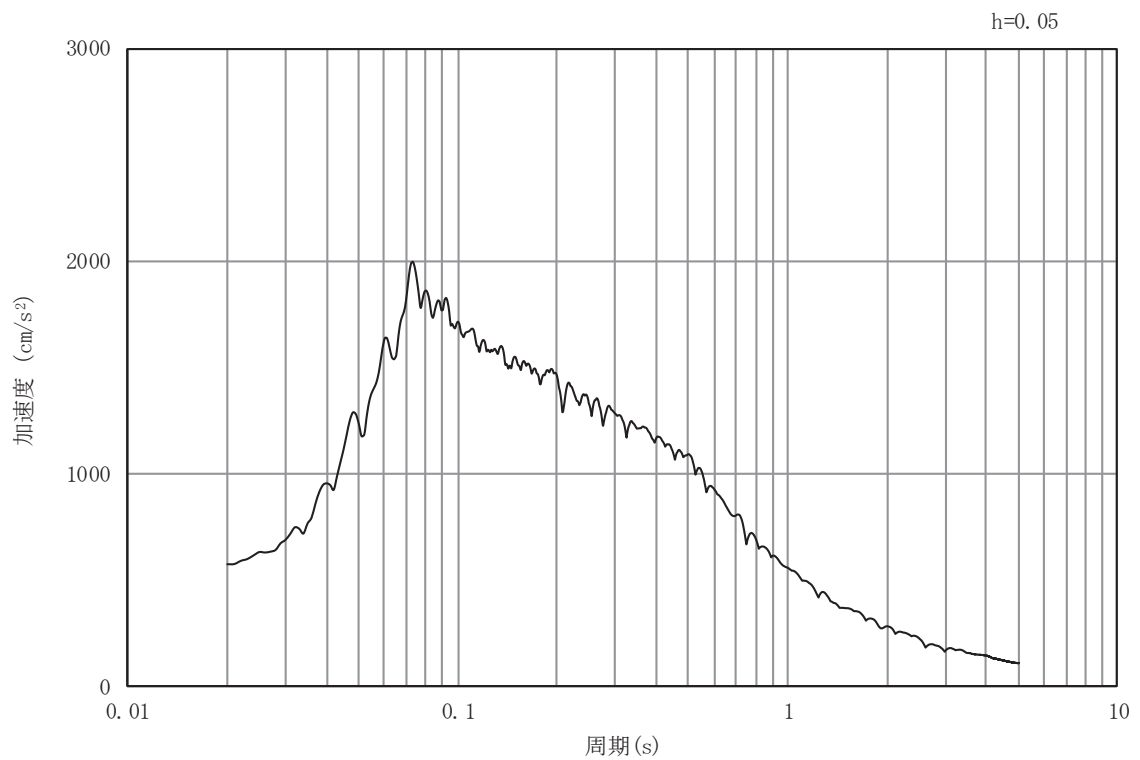


図 8.4-2 一次元解析モデル図

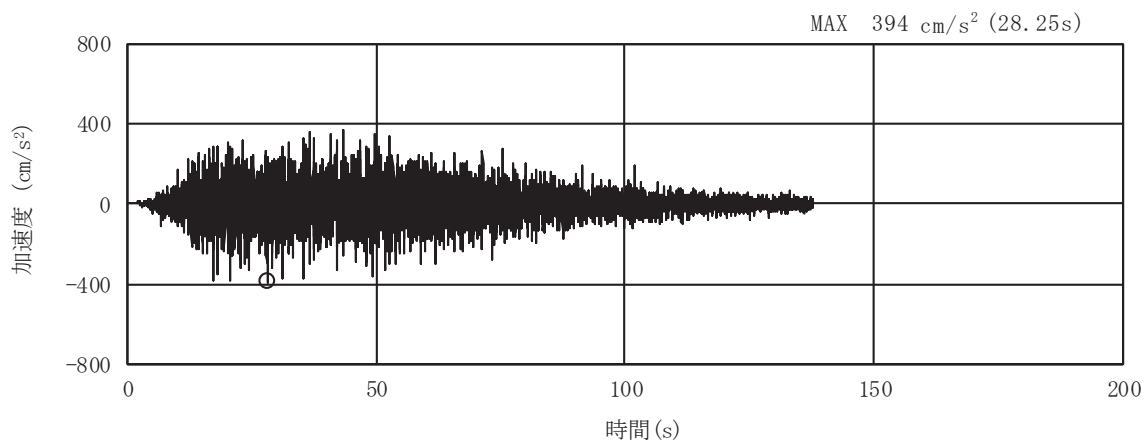


(a) 加速度時刻歴波形

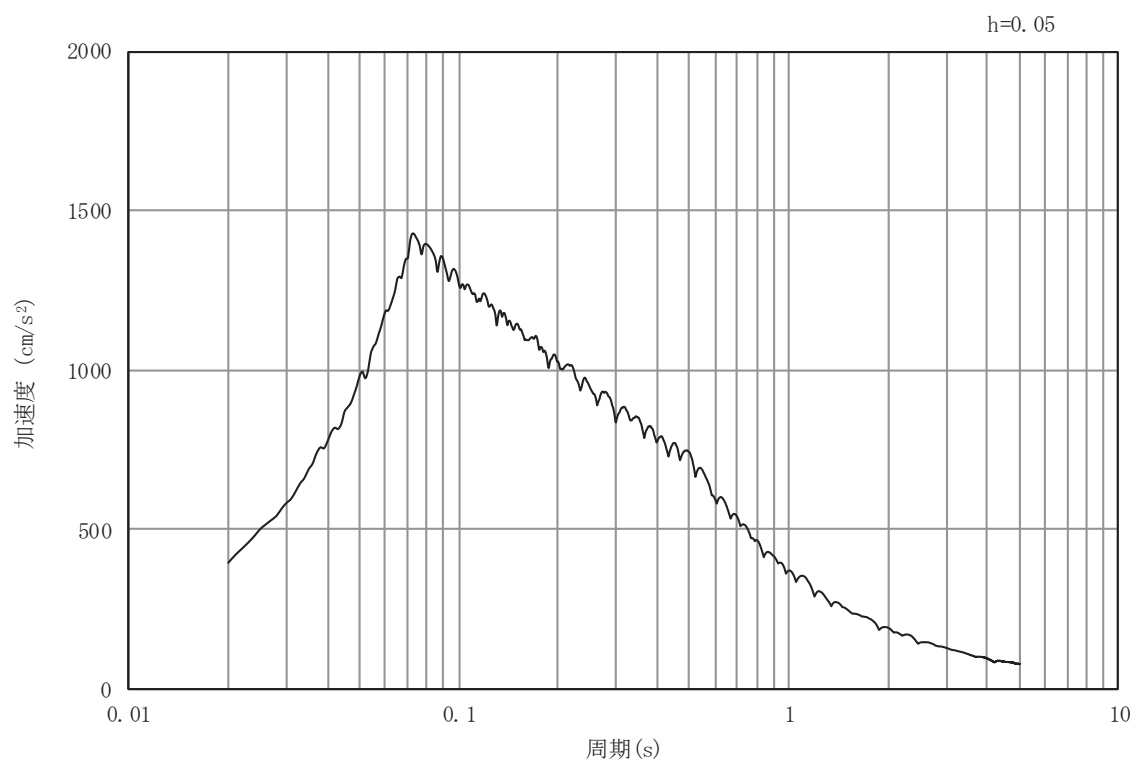


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - D 1)

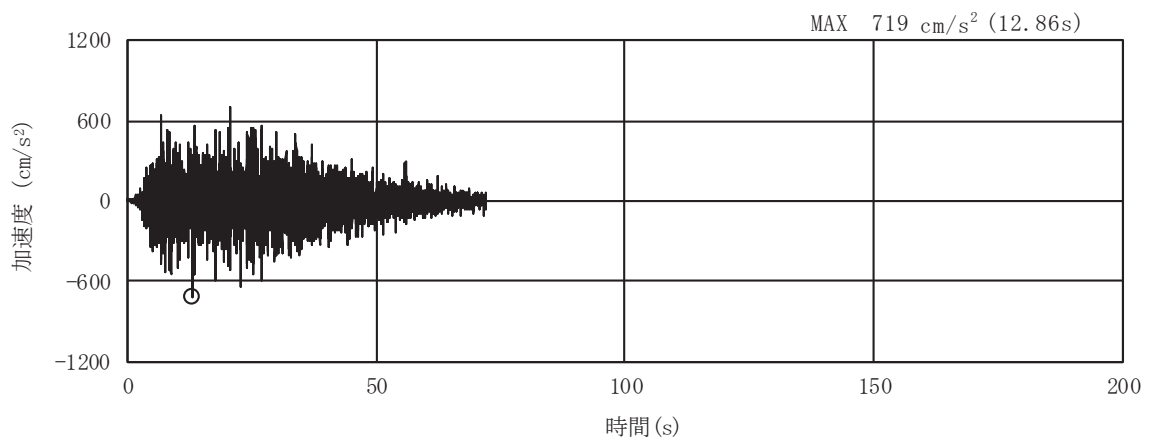


(a) 加速度時刻歴波形

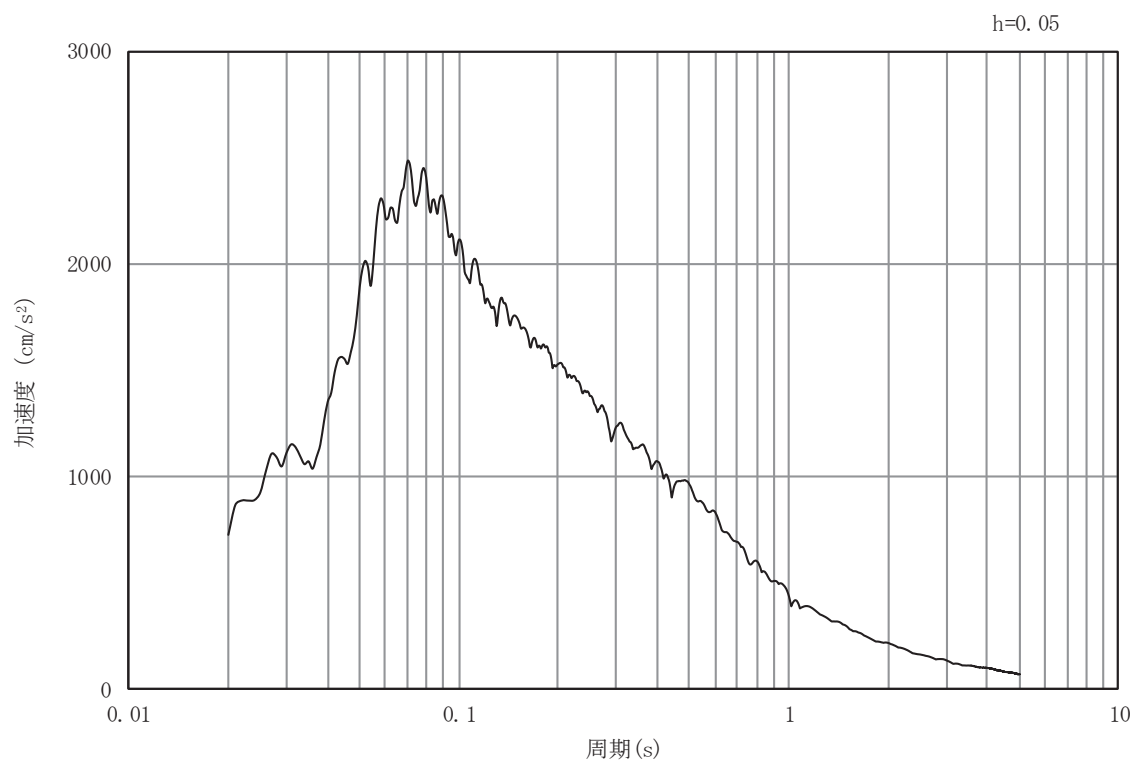


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s -D 1)

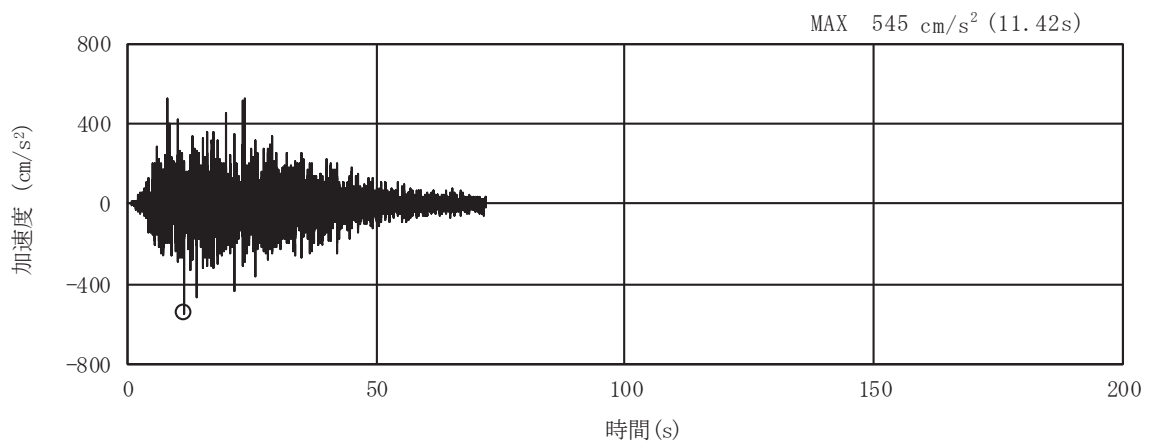


(a) 加速度時刻歴波形

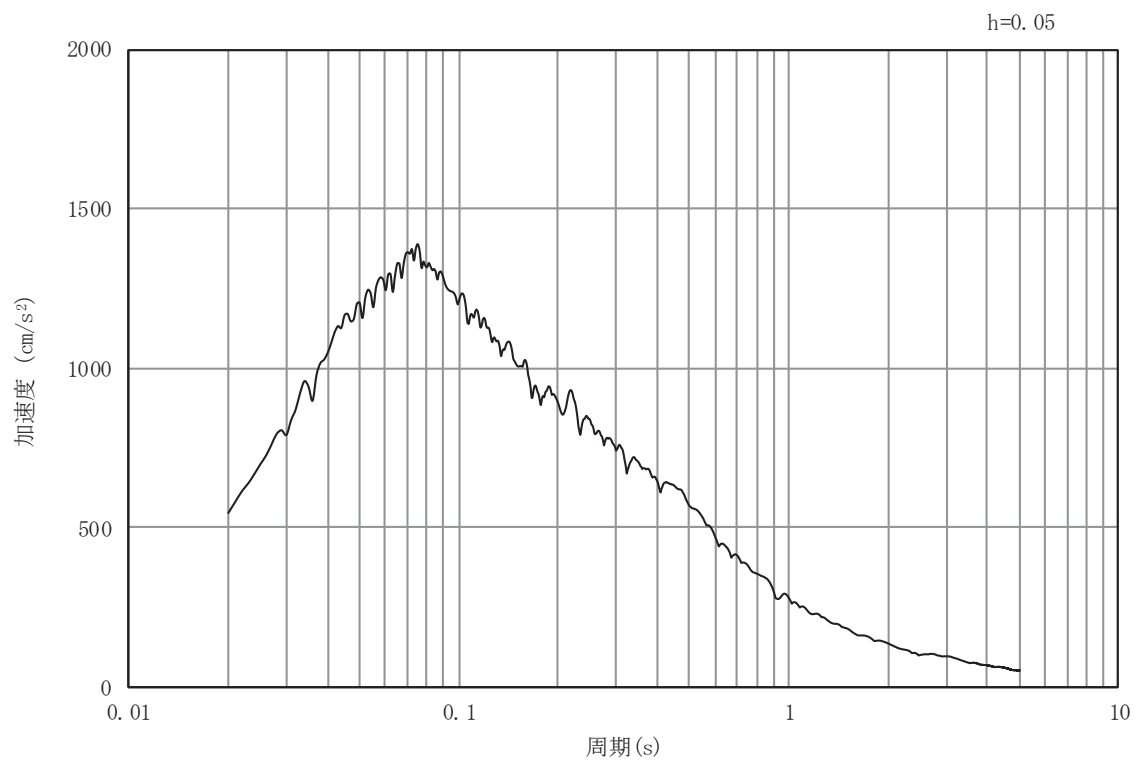


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - D 2)

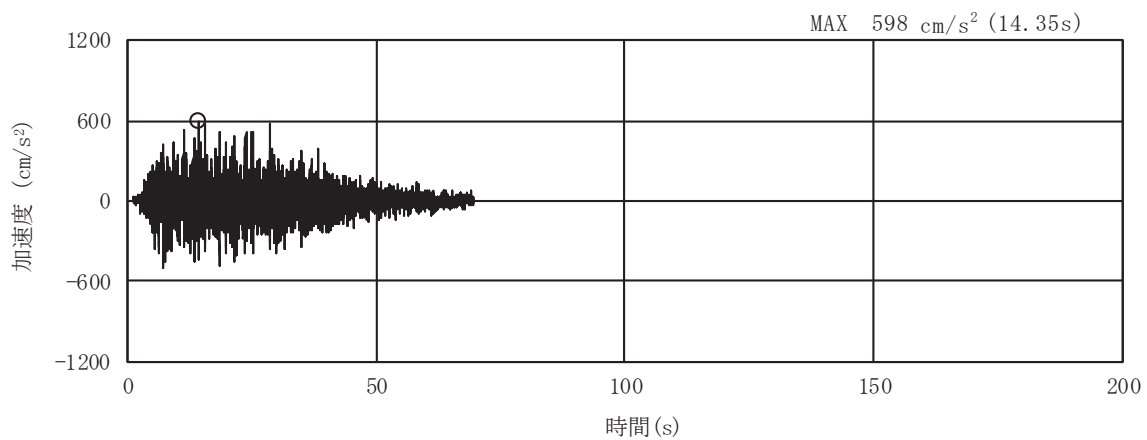


(a) 加速度時刻歴波形

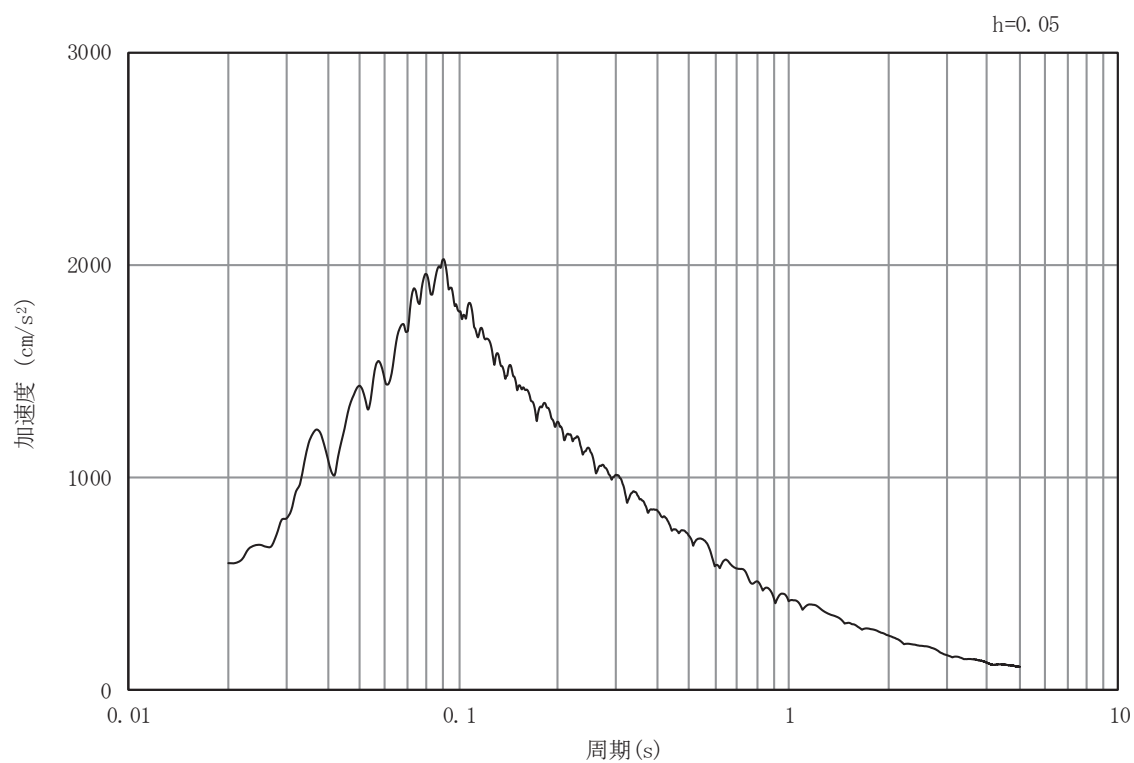


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - D 2)



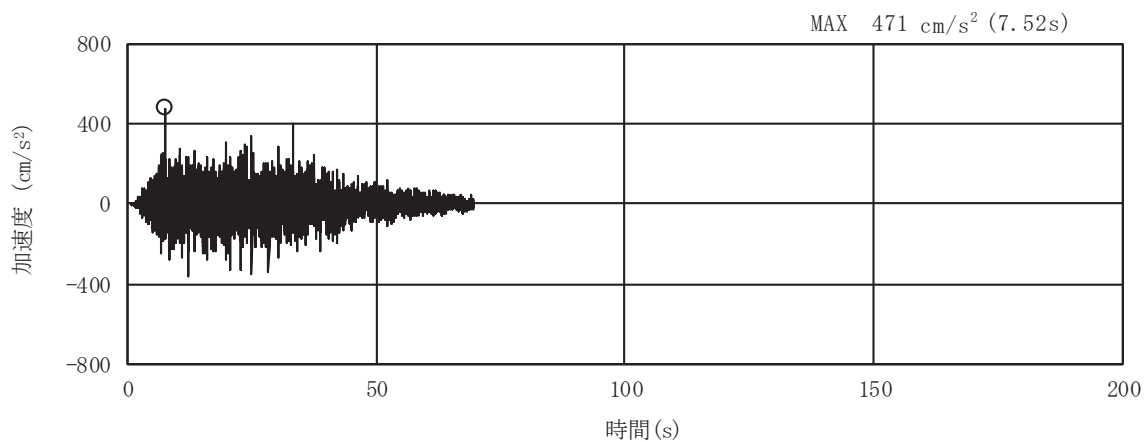
(a) 加速度時刻歴波形



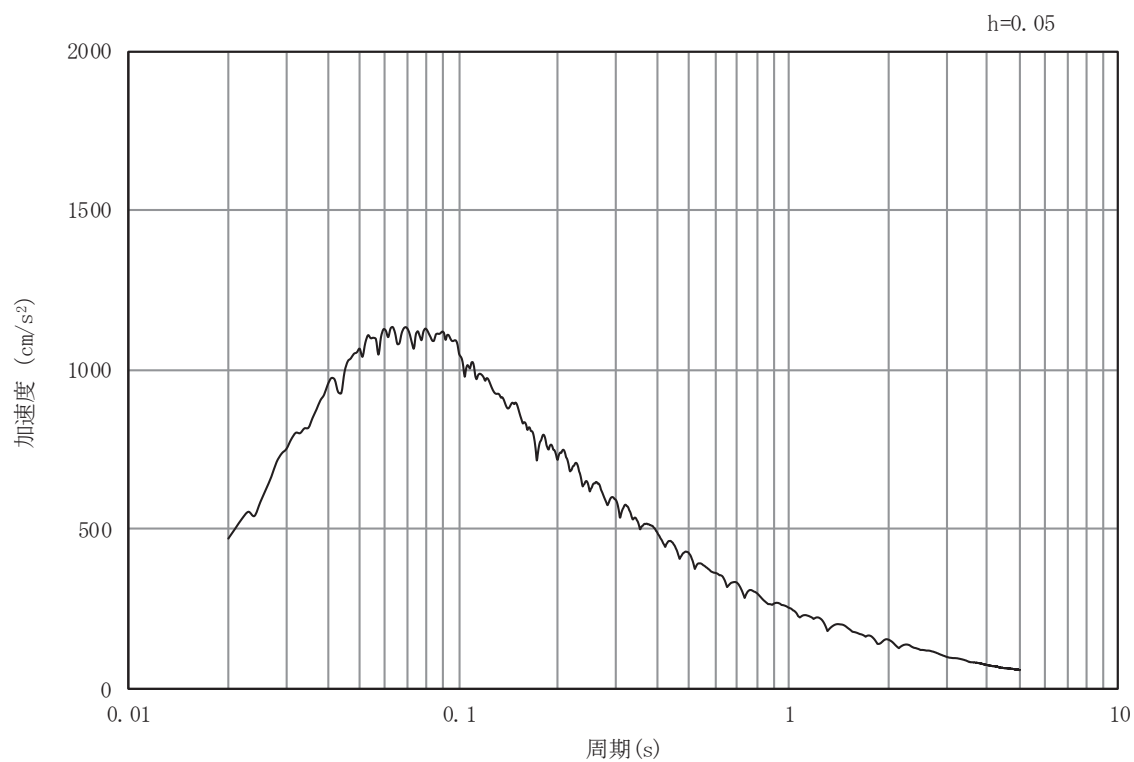
(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - D 3)



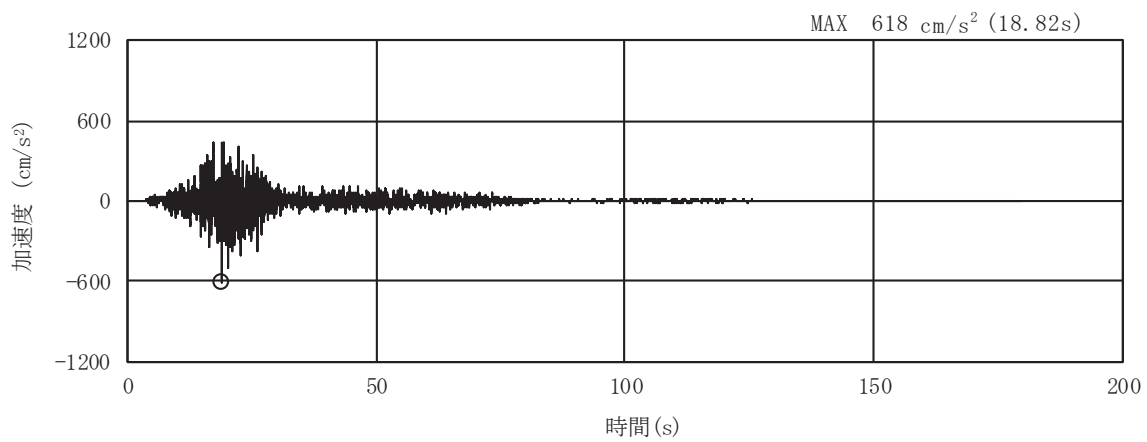


(a) 加速度時刻歴波形

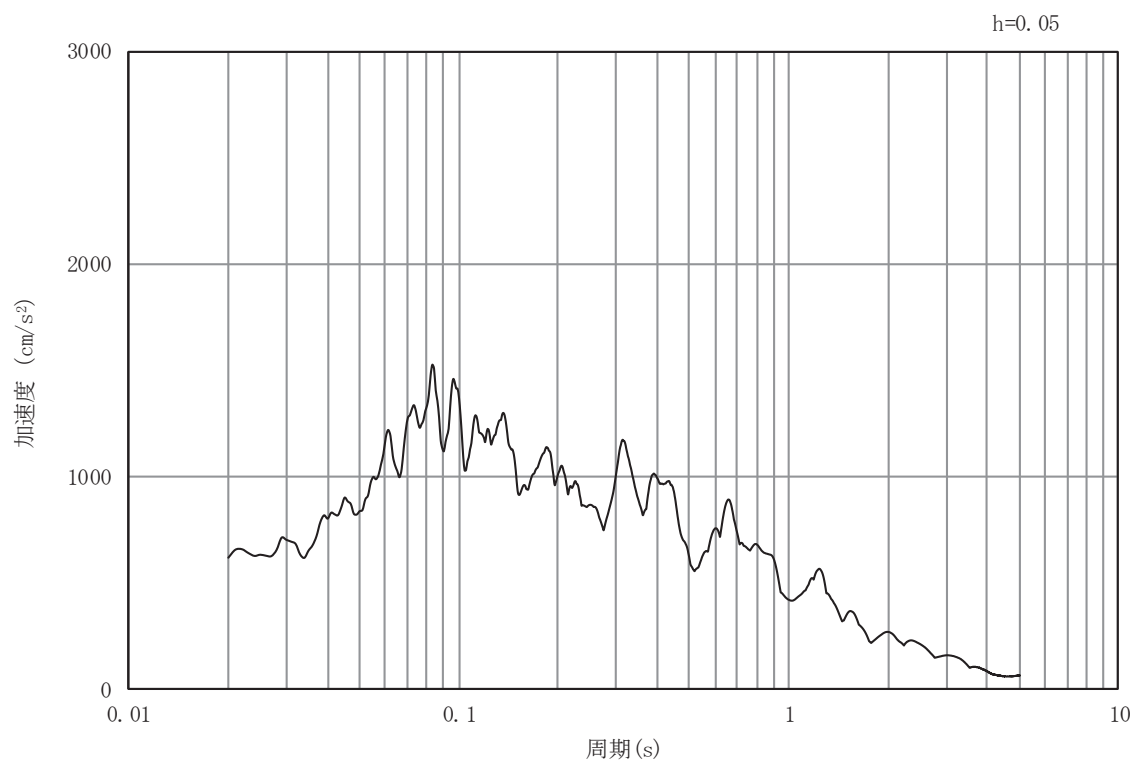


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - D 3)

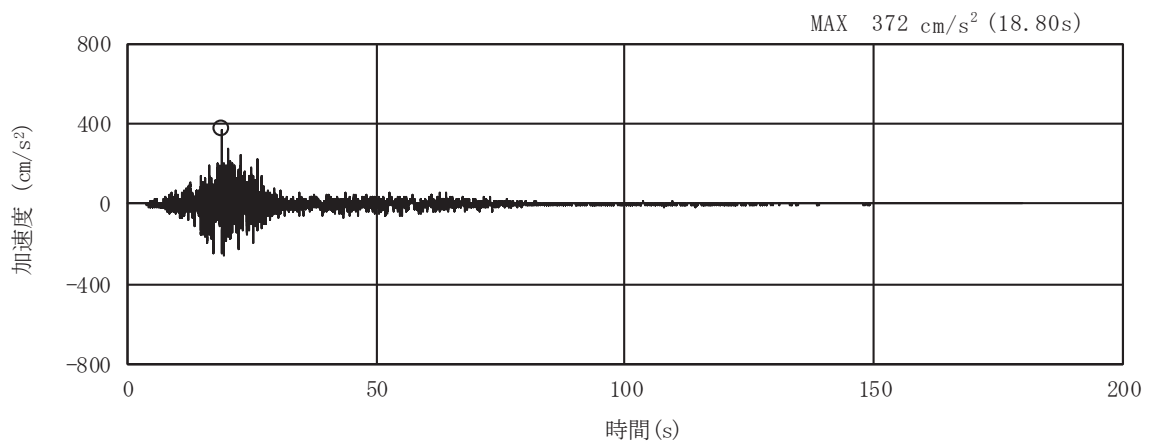


(a) 加速度時刻歴波形

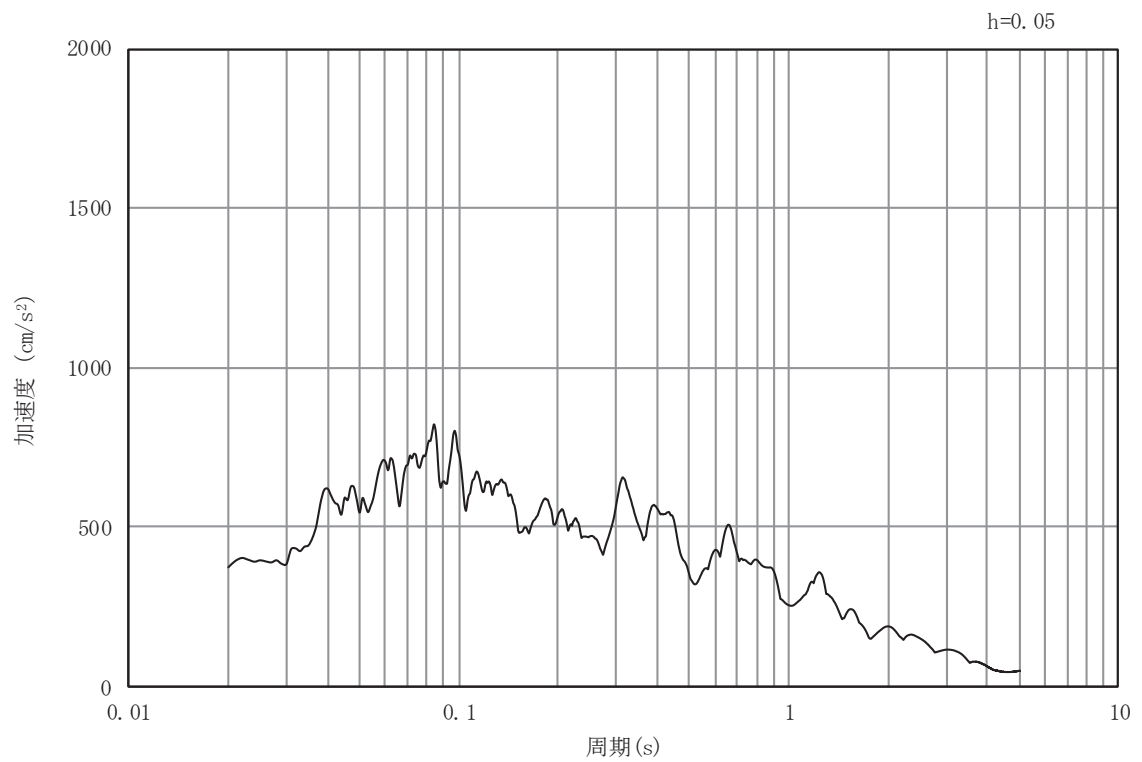


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - F 1)

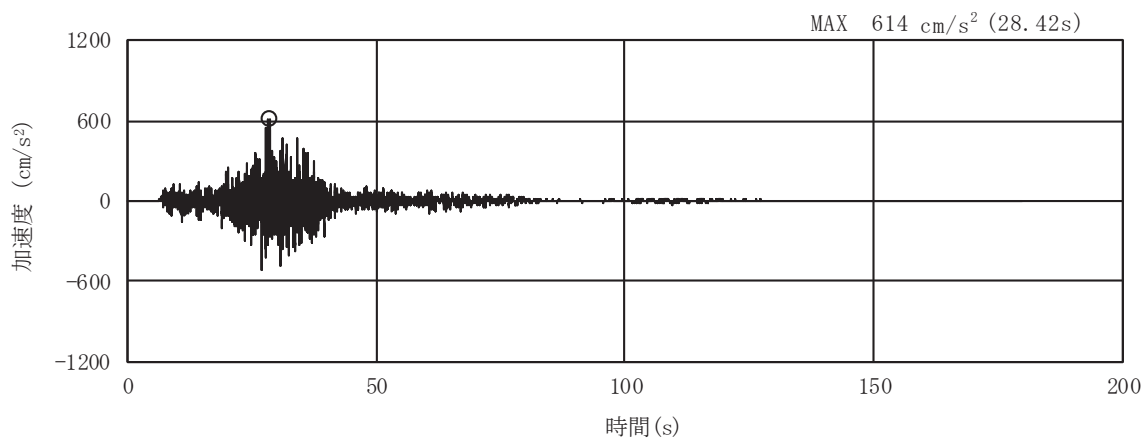


(a) 加速度時刻歴波形

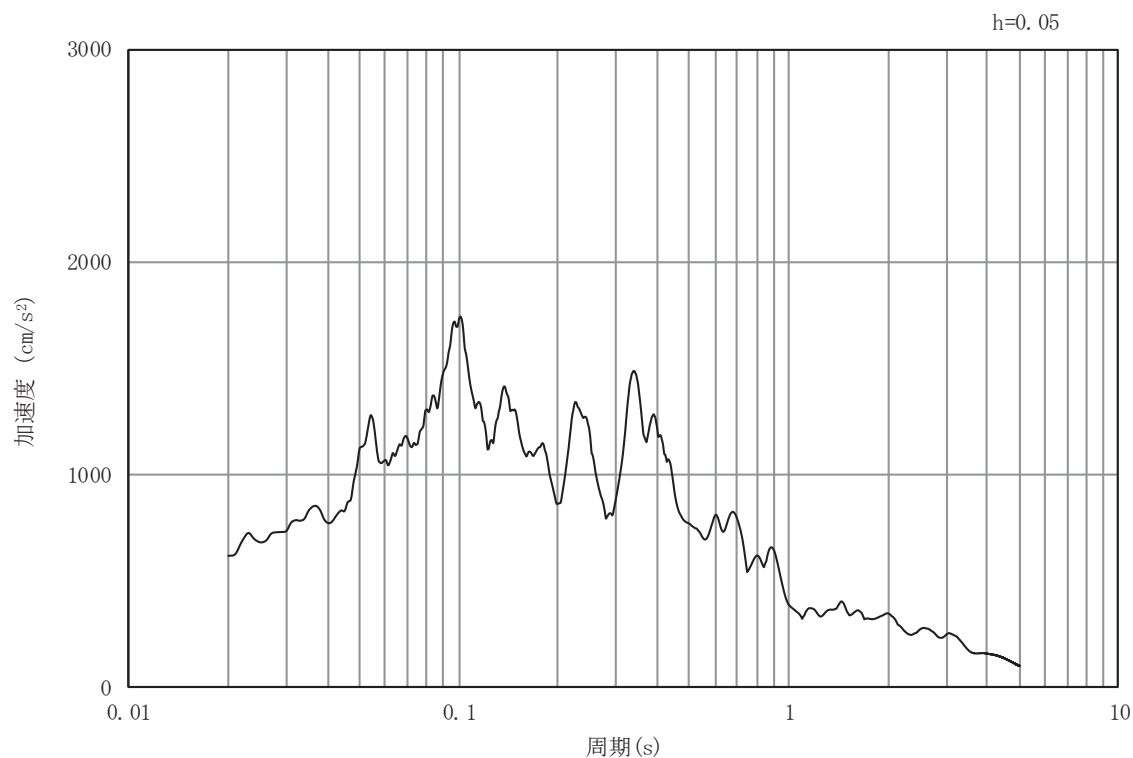


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - F 1)

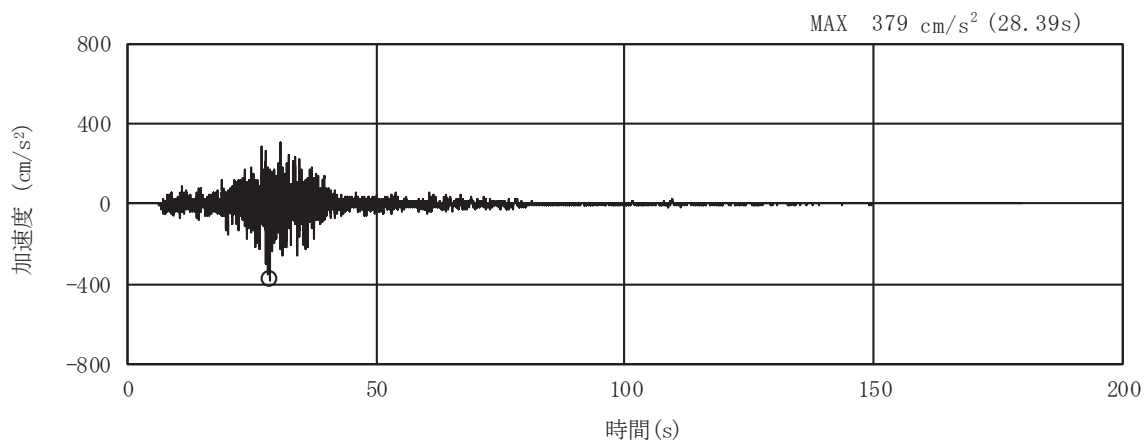


(a) 加速度時刻歴波形

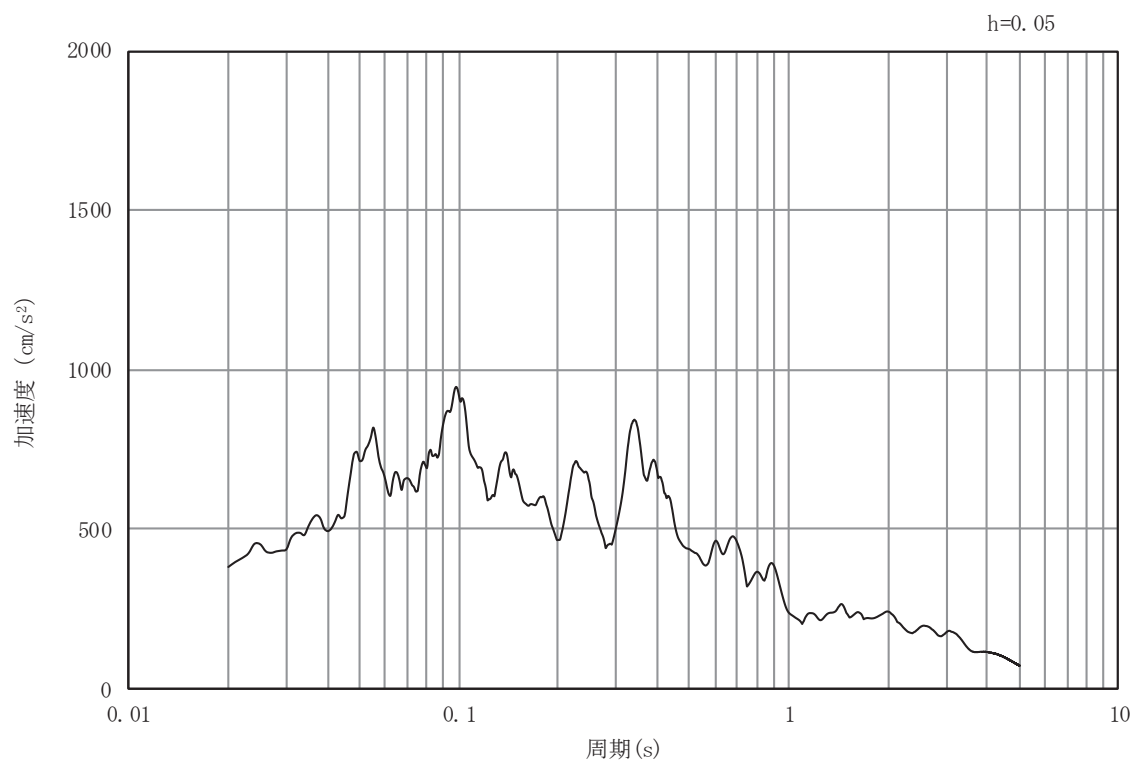


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - F 2)

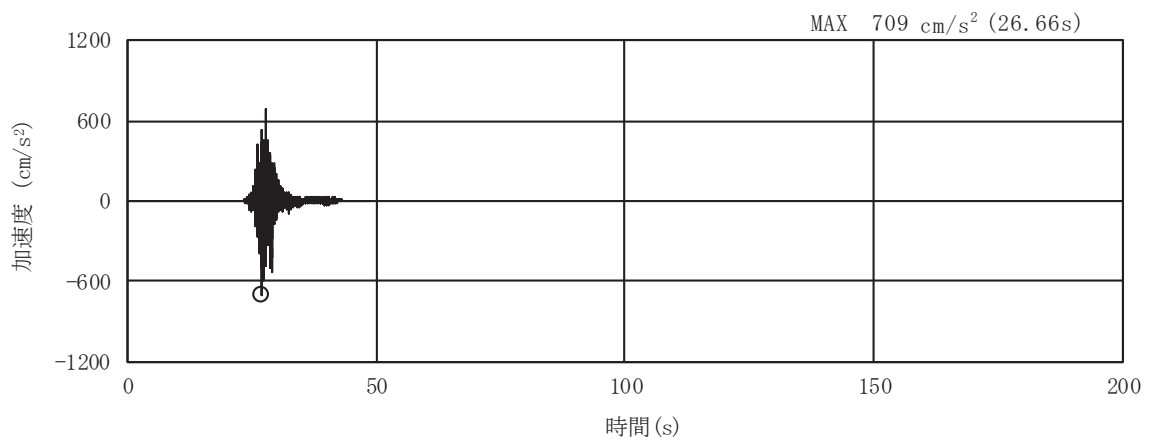


(a) 加速度時刻歴波形

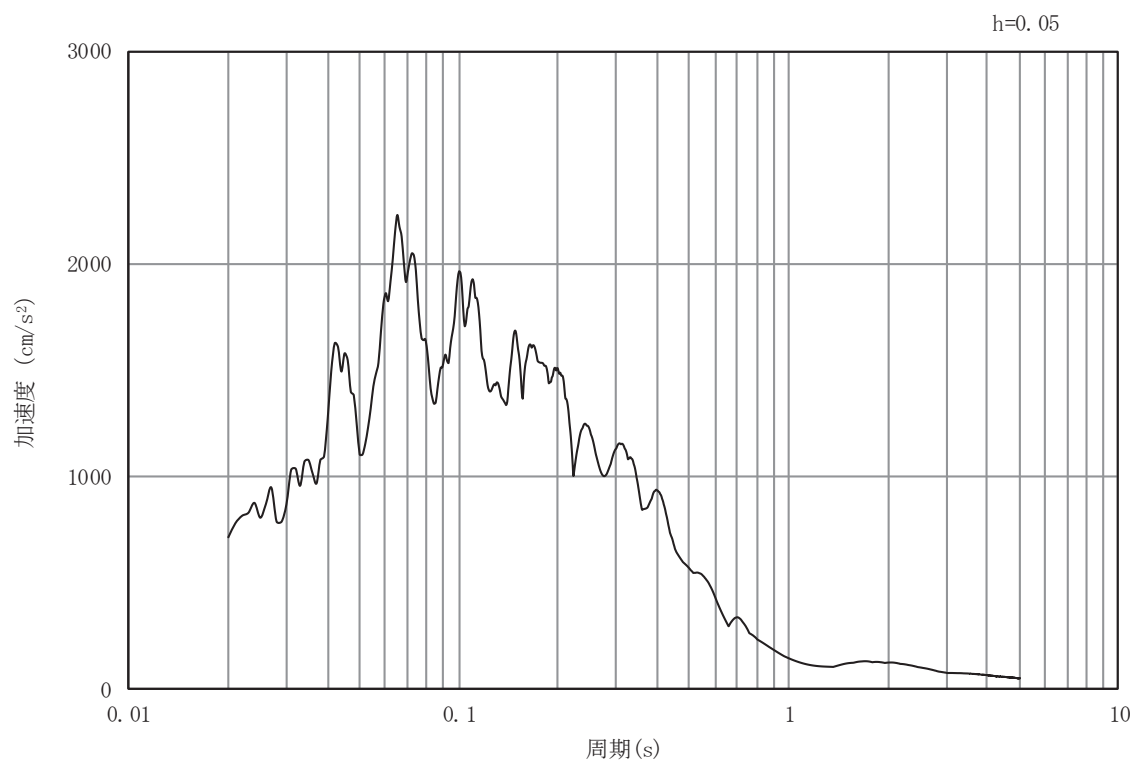


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - F 2)

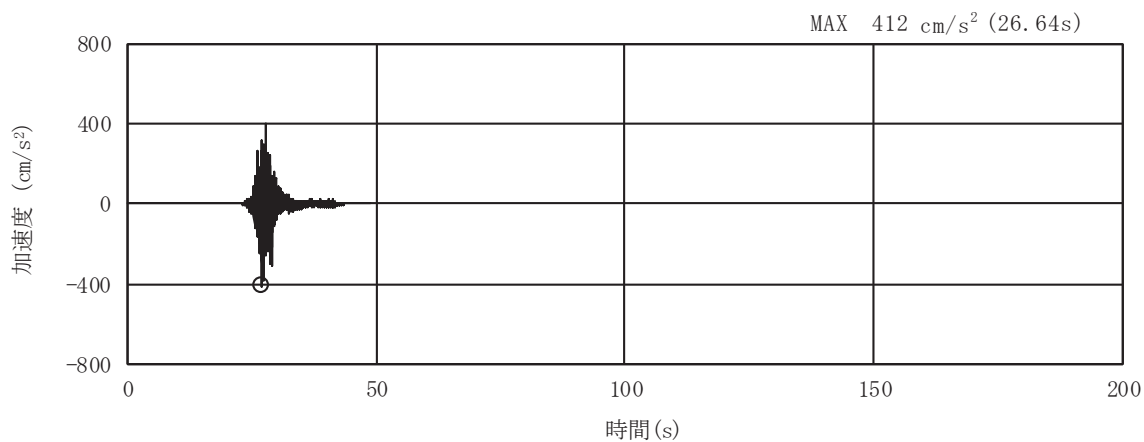


(a) 加速度時刻歴波形

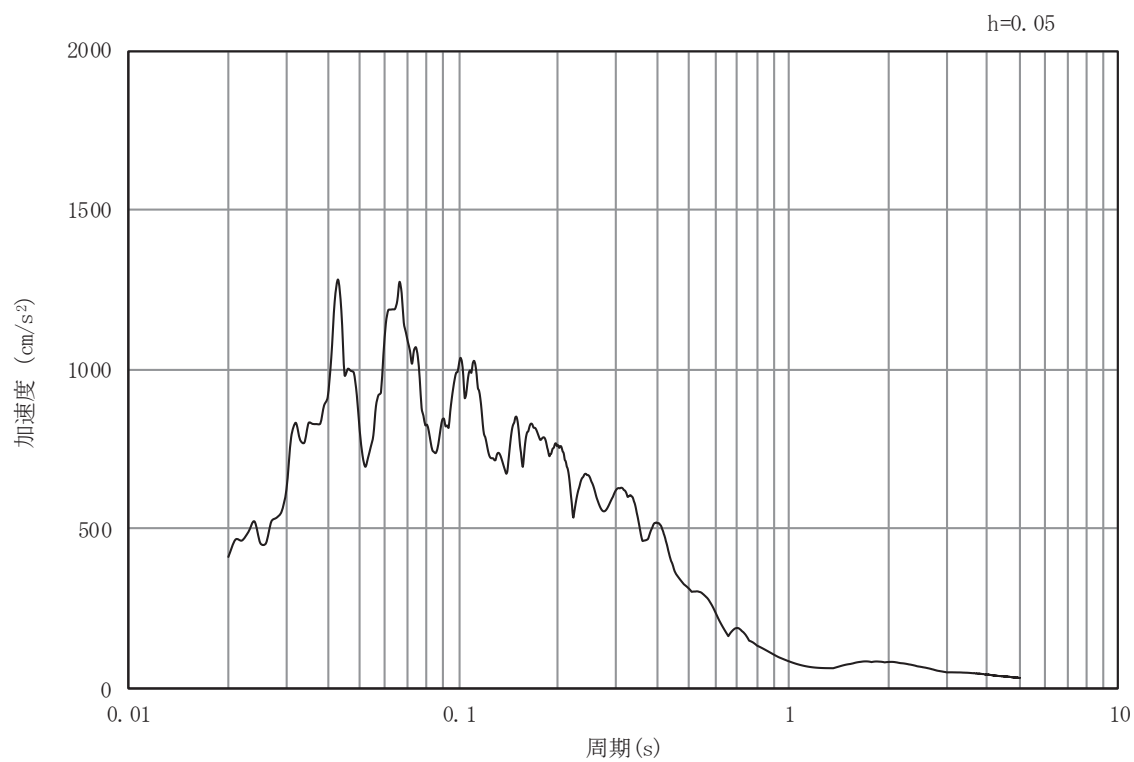


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - F 3)

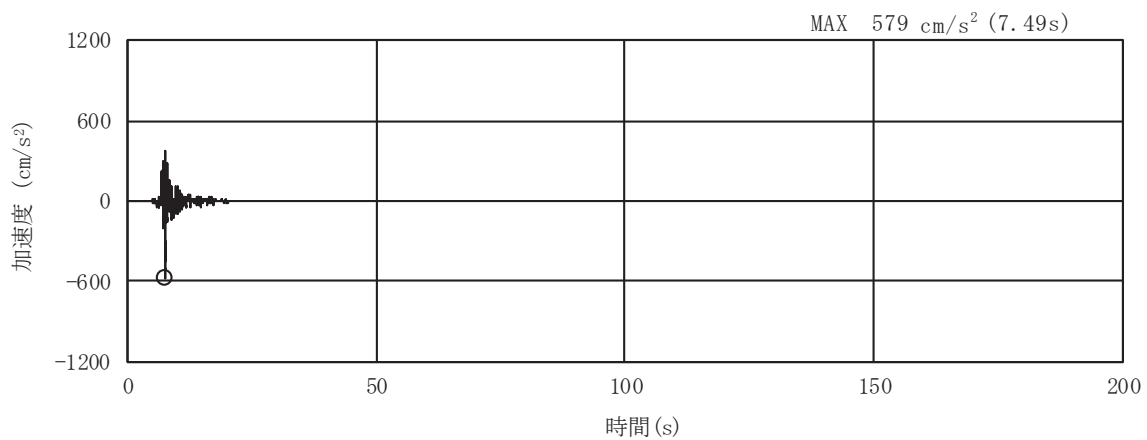


(a) 加速度時刻歴波形

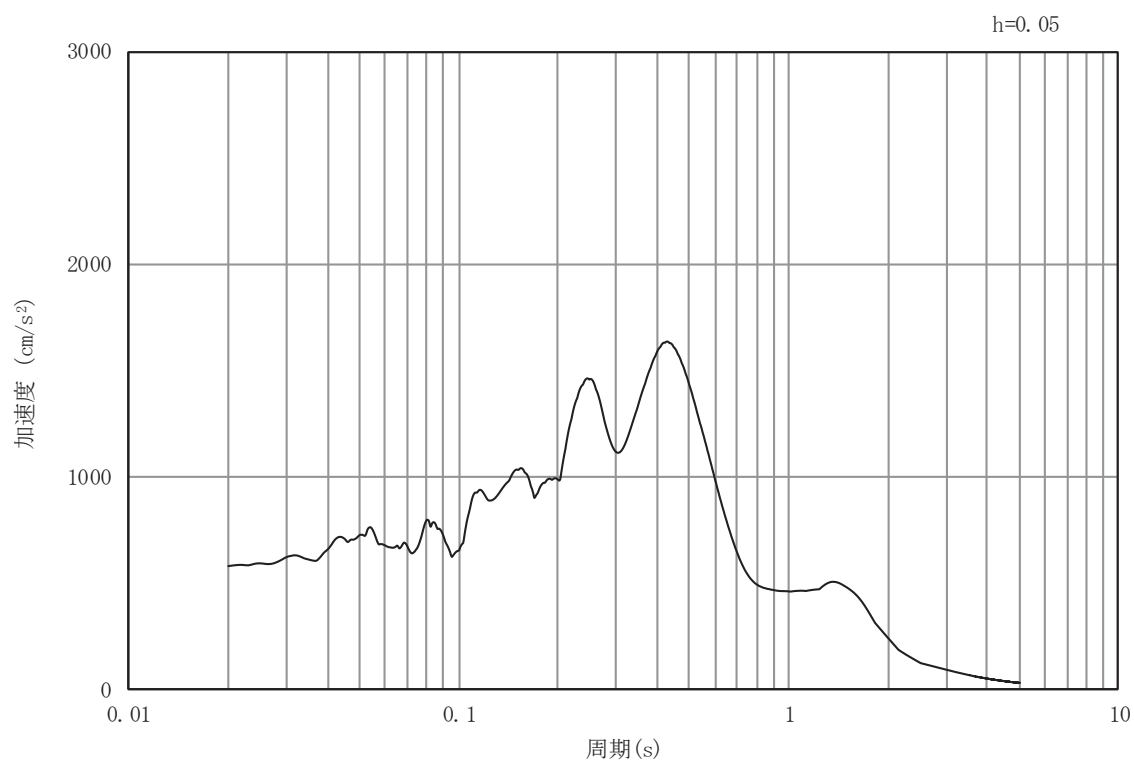


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - F 3)



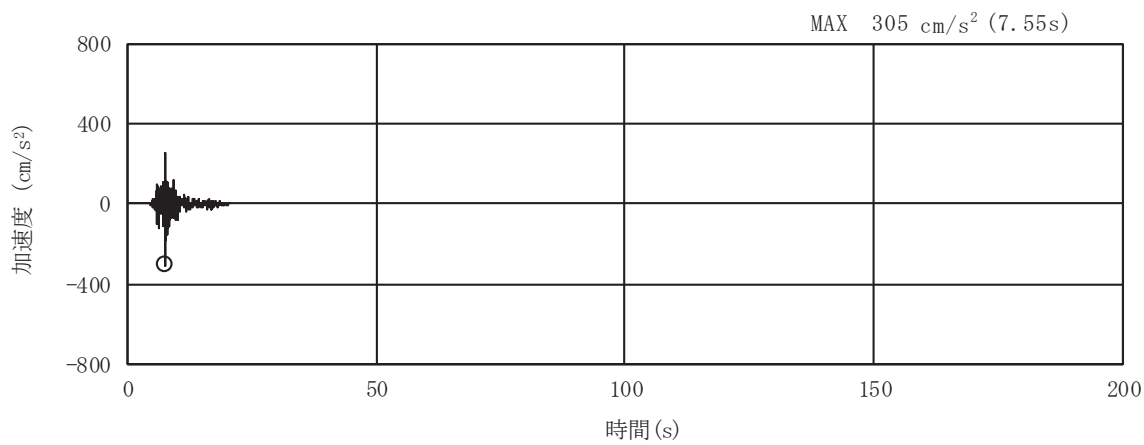
(a) 加速度時刻歴波形



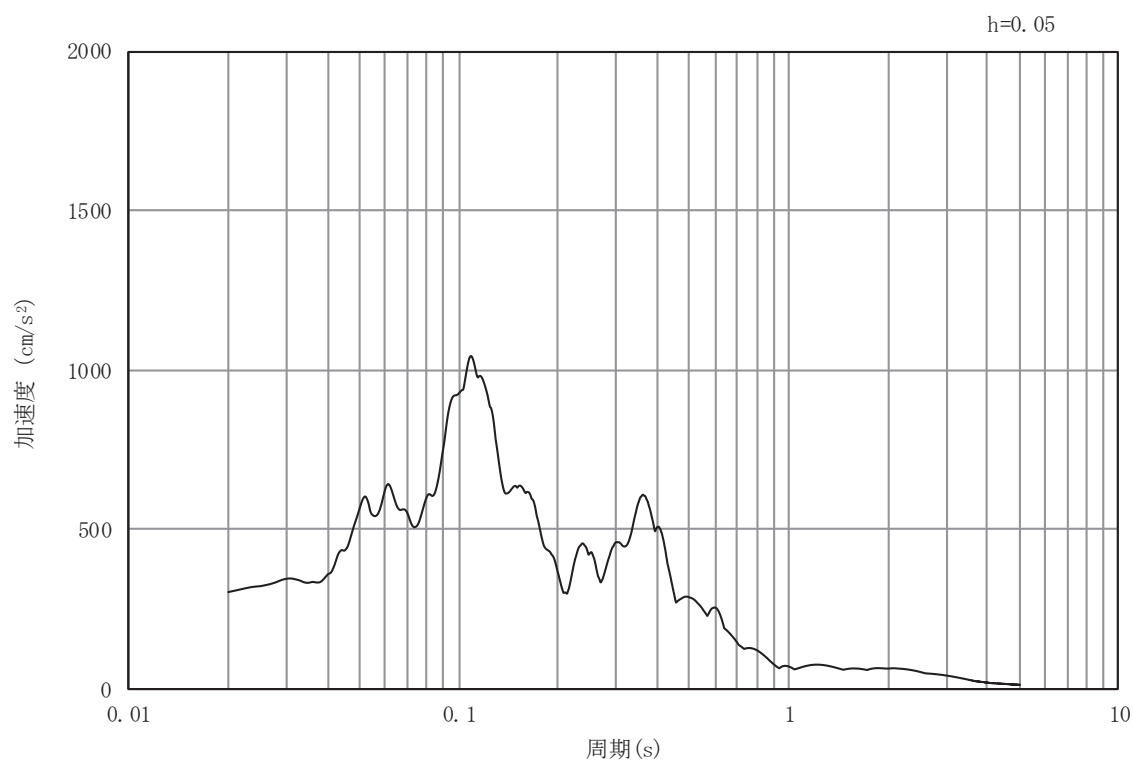
(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - N 1)





(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - N 1)

## 8.5 解析モデル及び諸元

### 8.5.1 解析モデル

#### (1) 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) を参考に、図 8.5-1 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化領域を調整する。

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

二次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。二次元地震応答解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 8.5-2 に示す。

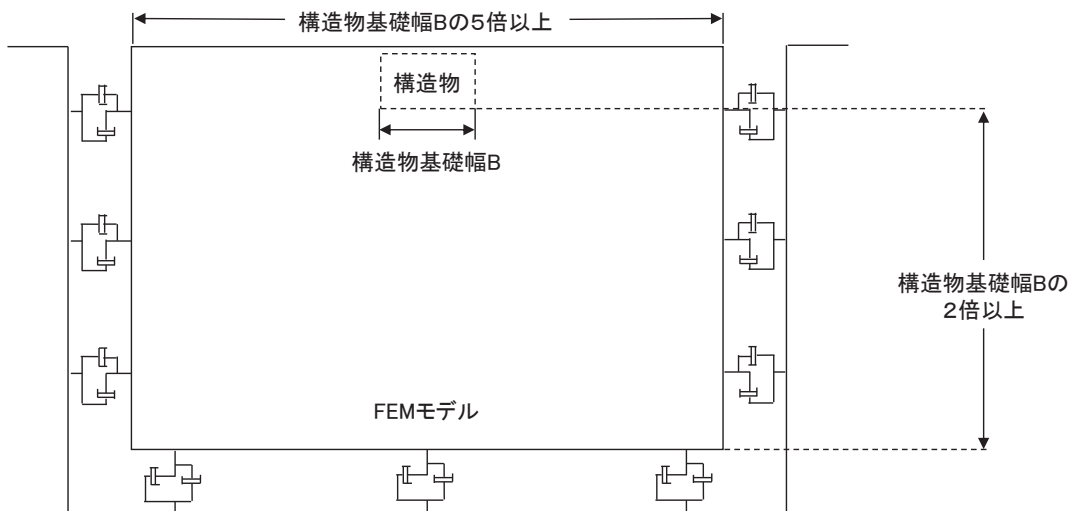


図 8.5-1 モデル化範囲の考え方

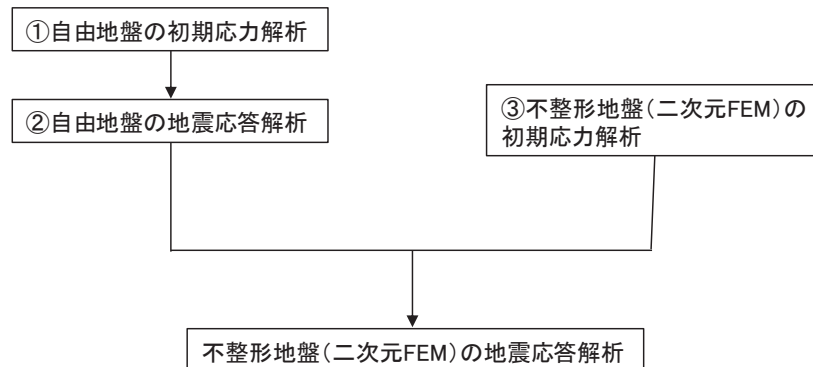


図 8.5-2 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(2) 境界条件

境界条件は、解析領域の側方及び底面において半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。

a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 8.5-3 に示す。

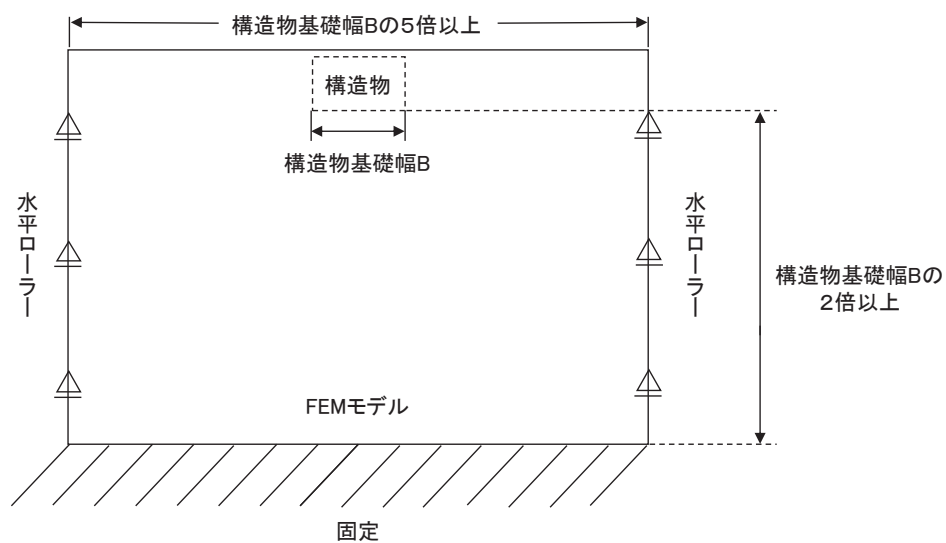


図 8.5-3 固有値解析における境界条件の概念図

b. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 8.5-4 に示す。

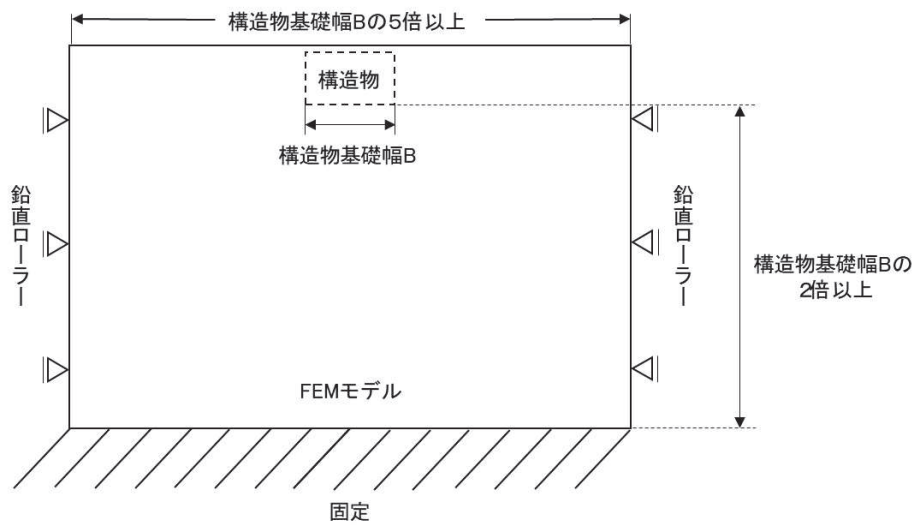


図 8.5-4 初期応力解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

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

(3) 構造物のモデル化

出口側集水ピットは、線形はり要素（ビーム要素）及び平面応力要素でモデル化する。構造部材のモデル化を図 8.5-5 に示す。

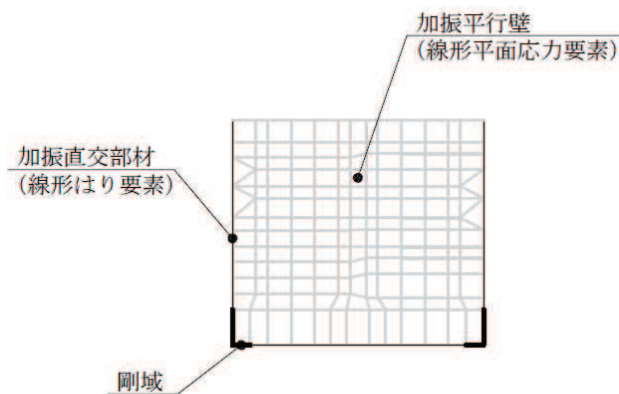


図 8.5-5 構造部材のモデル化

(4) 地盤のモデル化

$C_H$ 級岩盤及び $C_M$ 級岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。出口側集水ピットの解析モデルを図 8.5-6 に示す。

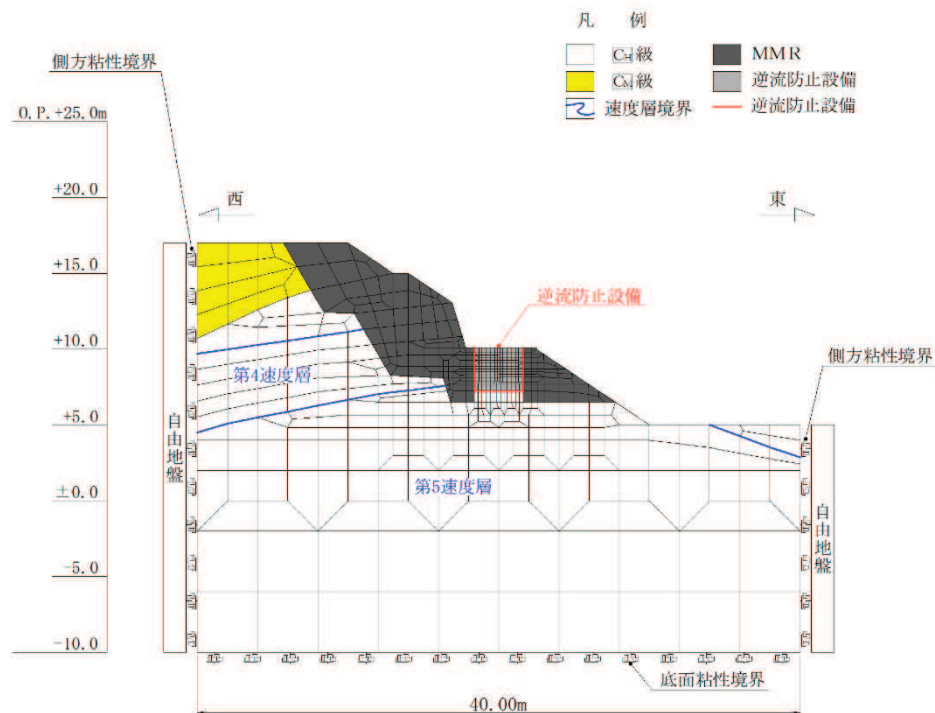


図 8.5-6 出口側集水ピットの解析モデル (A-A 断面)

#### (5) ジョイント要素のモデル化

地盤と構造体の接合面の法線方向に対して地震時の引張荷重を与えると、地盤は構造体から剥離する特徴がある。また、地盤と構造体の接合面のせん断方向に対して地震時のせん断荷重を与え、せん断ひずみを増加させていくと、地盤及び構造体のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。

時刻歴応答解析では、地震時における地形の影響も含めた実挙動を正確に把握するために、地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設定し、地震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。図 8.5-7 にジョイント要素の力学特性、図 8.5-8 にジョイント要素の配置図を示す。「構造物－MMR」、「構造物－岩盤」及び「MMR－岩盤」は異種材料間であることから、ジョイント要素を設定する。

せん断強度  $\tau_f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は周辺地盤の  $c$ 、 $\phi$  とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 8.5-1～表 8.5-2 のとおりとする。また、要素間の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$

は、接合面に設定するジョイント要素のせん断強度は隣り合う地盤又は構造物の各せん断強度のうち小さい値を採用することとし、表 8.5-3 のとおり設定する。

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

ここで、

- $\tau_f$  : せん断強度
- $c$  : 粘着力
- $\phi$  : 内部摩擦角

表 8.5-1 周辺地盤との境界に用いる強度特性（狐崎部層）

地盤	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
C <sub>M</sub> 級*	0.49	47.0
C <sub>H</sub> 級*	1.72	43.0

注記\* : 砂岩

表 8.5-2 周辺地盤との境界に用いる強度特性（共通）

地盤	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
MMR	4.18	40

表 8.5-3 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (度)
構造物-MMR	MMR の $c$	MMR の $\phi$
構造物-岩盤	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$
MMR-岩盤	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp10612070，2009）に従い、表 8.5-4 のとおり設定する。

表 8.5-4 ジョイント要素のばね定数

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

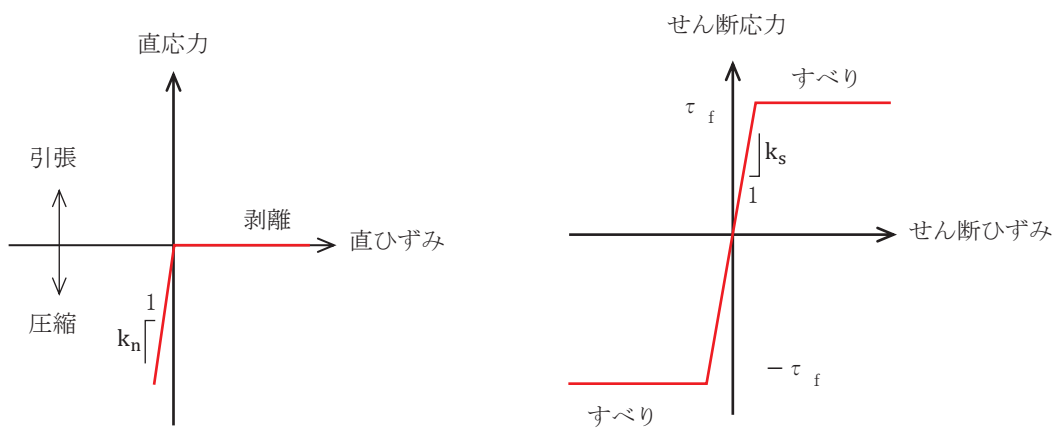


図 8.5-7 ジョイント要素の力学特性

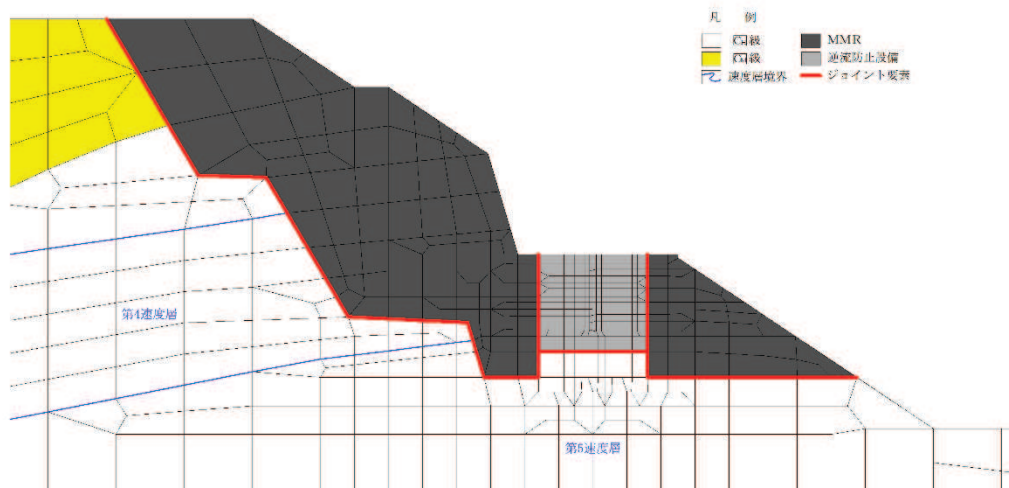


図 8.5-8 ジョイント要素の配置

### 8.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 8.5-5 に、材料の物性値を表 8.5-6 に示す。

表 8.5-5 使用材料

諸元		
出口側集水ピット	鉄筋（主筋）	SD345
	コンクリート	設計基準強度 30 N/mm <sup>2</sup>

表 8.5-6 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.0	2.80×10 <sup>4</sup>	0.2

### 8.5.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 8.5-7～表 8.5-8 に示す。



表 8.5-7 地盤の解析用物性値 (狐崎部層)

岩種・岩級	物理特性		強度特性				変形特性			
	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	静的・動的特性			静的特性		動的特性		減衰定数 h	
		せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$	動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$		
B級	26.4	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表 8.5-8 参照	0.03		
C <sub>H</sub> 級	26.2	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.24		0.03		
C <sub>M</sub> 級	25.2	0.49	47.0	$1.16\sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03		
C <sub>L</sub> 級	24.1	0.46	44.0	$0.73\sigma^{0.76}$	400	0.31		0.03		
D級	20.2	0.10	24.0	$0.41\sigma^{0.49}$	78	0.38		$G_0 = 255.4\sigma^{0.26}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1+119\gamma^{0.63})$ h = $0.085\gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ + 0.028		

表 8.5-8 地盤の解析用物性値（狐崎部層）

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 $\nu_d$
B級 及び C <sub>H</sub> 級	砂岩	第2速度層	$1.5 \times 10^3$	0.44
		第3速度層	$5.9 \times 10^3$	0.40
		第4速度層	$13.2 \times 10^3$	0.36
		第5速度層	$16.5 \times 10^3$	0.35
C <sub>M</sub> 級		第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
		第2速度層	$1.5 \times 10^3$	0.44
		第3速度層	$5.7 \times 10^3$	0.40
		第4速度層	$12.7 \times 10^3$	0.36
		第5速度層	$15.8 \times 10^3$	0.35
C <sub>L</sub> 級	第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48	
	第2速度層	$1.4 \times 10^3$	0.44	
	第3速度層	$5.5 \times 10^3$	0.40	
D級	第1速度層	表 8.5-7 参照	0.48	
	第2速度層		0.44	

#### 8.5.4 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位を図 8.1-2 に示す。また、設計用地下水位の一覧を表 8.5-9 に示す。

表 8.5-9 設計用地下水位の一覧

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
出口側集水ピット	A-A断面	地表面に設定する。

## 8.6 地震応答解析結果

### 8.6.1 解析ケースと照査値

耐震評価においては、「8. 地震応答解析」に基づき、すべての基準地震動  $S_s$  に対して実施するケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において、照査値が0.5以上となるすべての照査項目に対して、最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いて、ケース②～④を実施する。また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

#### (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 8.6-1 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.6-1(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（底版）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
$S_s - D 1$	++	0.06		
	-+	0.07		
$S_s - D 2$	++	0.07		
	-+	0.08		
$S_s - D 3$	++	0.07		
	-+	0.07		
$S_s - F 1$	++	0.07		
	-+	0.06		
$S_s - F 2$	++	0.06		
	-+	0.08	0.07	0.08
$S_s - F 3$	++	0.07		
	-+	0.08		
$S_s - N 1$	++	0.07		
	-+	0.05		

表 8.6-1(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（西壁）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.10		
	-+	0.10		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.10		
	-+	0.11		
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.10		
	-+	0.11		
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.11		
	-+	0.10		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.10		
	-+	0.11	0.11	0.12
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.11		
	-+	0.11		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.11		
	-+	0.10		

表 8.6-1(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（東壁）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.09		
	-+	0.09		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.09		
	-+	0.10		
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.09		
	-+	0.10		
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.10		
	-+	0.09		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.09		
	-+	0.10	0.10	0.11
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.10		
	-+	0.10		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.10		
	-+	0.09		

表 8.6-1(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（南北壁）

地震動		解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
			①	②	③
S s - D 1	++		0.05		
	-+		0.05		
S s - D 2	++		0.06		
	-+		0.06		
S s - D 3	++		0.05		
	-+		0.06		
S s - F 1	++		0.05		
	-+		0.05		
S s - F 2	++		0.05		
	-+		0.06	0.06	0.07
S s - F 3	++		0.06		
	-+		0.07		
S s - N 1	++		0.06		
	-+		0.05		

(2) せん断破壊に対する照査

表 8.6-2 にせん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.6-2(1) せん断破壊に対する解析ケースと照査値（底版）

地震動		解析ケース	せん断破壊に対する照査		
			①	②	③
S s - D 1	++		0.14		
	-+		0.15		
S s - D 2	++		0.15		
	-+		0.17		
S s - D 3	++		0.15		
	-+		0.15		
S s - F 1	++		0.15		
	-+		0.13		
S s - F 2	++		0.14		
	-+		0.17	0.17	0.18
S s - F 3	++		0.16		
	-+		0.18		
S s - N 1	++		0.16		
	-+		0.13		

表 8.6-2(2) せん断破壊に対する解析ケースと照査値（西壁）

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.18		
	-+	0.19		
S s - D 2	++	0.20		
	-+	0.23		
S s - D 3	++	0.19		
	-+	0.20		
S s - F 1	++	0.20		
	-+	0.16		
S s - F 2	++	0.18		
	-+	0.23	0.23	0.24
S s - F 3	++	0.22		
	-+	0.23		
S s - N 1	++	0.21		
	-+	0.16		

表 8.6-2(3) せん断破壊に対する解析ケースと照査値（東壁）

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

表 8.6-2(4) せん断破壊に対する解析ケースと照査値（南北壁）

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.05		
	-+	0.06		
S s - D 2	++	0.06		
	-+	0.07		
S s - D 3	++	0.06		
	-+	0.06		
S s - F 1	++	0.06		
	-+	0.05		
S s - F 2	++	0.05		
	-+	0.07	0.07	0.07
S s - F 3	++	0.07		
	-+	0.07		
S s - N 1	++	0.06		
	-+	0.05		

(3) 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 8.6-3 に基礎地盤の支持性能に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.6-3 基礎地盤の支持性能に対する解析ケースと照査値  
（基礎地盤（狐崎部層）の接地圧）

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.02		
	-+	0.02		
S s - D 2	++	0.02		
	-+	0.02		
S s - D 3	++	0.02		
	-+	0.02		
S s - F 1	++	0.02		
	-+	0.02		
S s - F 2	++	0.02		
	-+	0.02	0.02	0.03
S s - F 3	++	0.02		
	-+	0.03		
S s - N 1	++	0.02		
	-+	0.02		



8.6.2 各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果

(1) 頂底版間の層間変位が最大となる時刻（時刻1）

頂底版間の層間変位が最大となる時刻（時刻1）を表8.6-4に示す。

表8.6-4 頂底版間の層間変位が最大となる時刻（時刻1）

解析ケース	地震動		最大層間変位 (mm)		
			(時刻 (s))		
①	S <sub>s</sub> -D1	++	+0.050	(44.97)	
		-+	+0.051	(40.36)	
	S <sub>s</sub> -D2	++	+0.056	(12.87)	
		-+	+0.068	(20.38)	
	S <sub>s</sub> -D3	++	-0.050	(28.41)	
		-+	+0.056	(28.41)	
	S <sub>s</sub> -F1	++	+0.055	(18.84)	
		-+	-0.049	(18.83)	
	S <sub>s</sub> -F2	++	-0.053	(28.32)	
		-+	+0.068	(28.44)	
	S <sub>s</sub> -F3	++	+0.064	(26.68)	
		-+	+0.067	(27.64)	
	S <sub>s</sub> -N1	++	+0.056	(7.51)	
		-+	-0.048	(7.50)	
	②	S <sub>s</sub> -F2	-+	+0.065	(28.44)
	③	S <sub>s</sub> -F2	-+	+0.072	(28.44)

(2) 総水平荷重が最大となる時刻（時刻2）

総水平荷重が最大となる時刻（時刻2）を表8.6-5に示す。

表 8.6-5 総水平荷重が最大となる時刻 (時刻 2)

解析ケース	地震動		総水平荷重 (kN/m)	
			(時刻 (s) )	
①	S <sub>s</sub> -D 1	++	+277	(44.96)
		-+	+291	(25.16)
	S <sub>s</sub> -D 2	++	+325	(12.87)
		-+	+339	(20.38)
	S <sub>s</sub> -D 3	++	+279	(7.16)
		-+	+303	(14.36)
	S <sub>s</sub> -F 1	++	+300	(18.83)
		-+	+242	(19.44)
	S <sub>s</sub> -F 2	++	+286	(30.63)
		-+	+349	(28.44)
	S <sub>s</sub> -F 3	++	+319	(26.67)
		-+	+381	(27.64)
	S <sub>s</sub> -N 1	++	+309	(7.50)
		-+	+228	(7.29)
②	S <sub>s</sub> -F 2	-+	+342	(28.44)
③	S <sub>s</sub> -F 2	-+	+360	(28.44)

(3) 面部材の層間変位が最大となる時刻（時刻 3）

面部材の層間変位が最大となる時刻（時刻 3）を表 8.6-6 に示す。

表 8.6-6 面部材の層間変位が最大となる時刻（時刻 3）

解析ケース	地震動		最大層間変位 (mm)		
			(時刻 (s) )		
①	S <sub>s</sub> -D 1	++	+0.050	(44.97)	
		-+	+0.051	(40.36)	
	S <sub>s</sub> -D 2	++	+0.056	(12.87)	
		-+	+0.068	(20.38)	
	S <sub>s</sub> -D 3	++	-0.050	(28.41)	
		-+	+0.056	(28.41)	
	S <sub>s</sub> -F 1	++	+0.055	(18.84)	
		-+	-0.049	(18.83)	
	S <sub>s</sub> -F 2	++	-0.053	(28.32)	
		-+	+0.068	(28.44)	
	S <sub>s</sub> -F 3	++	+0.064	(26.68)	
		-+	+0.067	(27.64)	
	S <sub>s</sub> -N 1	++	+0.056	(7.51)	
		-+	-0.048	(7.50)	
	②	S <sub>s</sub> -F 2	-+	+0.065	(28.44)
	③	S <sub>s</sub> -F 2	-+	+0.072	(28.44)

8.6.3 作用荷重分布図

曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査のうち、照査値が最大となるせん断破壊に対する照査時における作用荷重分布図を図 8.6-1 及び図 8.6-2 に示す。

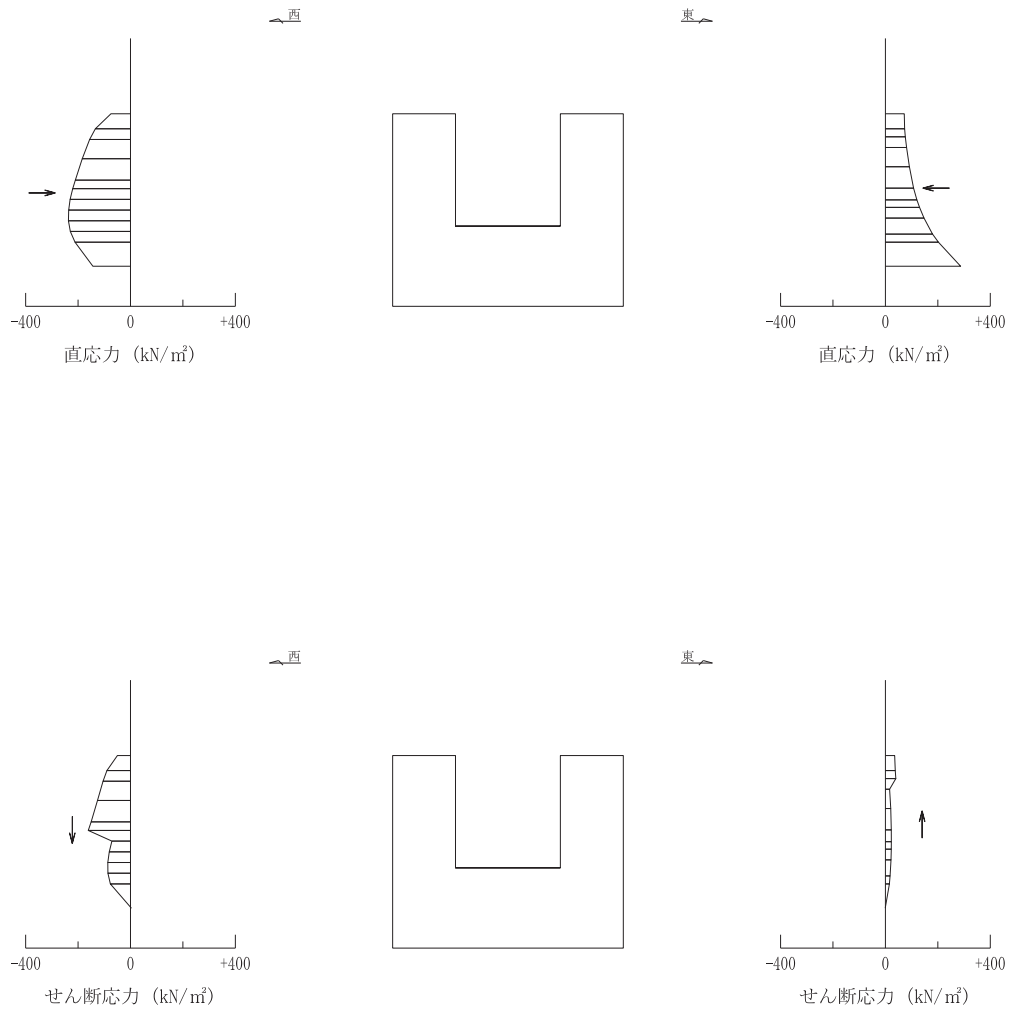


図 8.6-1 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)  
(解析ケース①, S s - F 2 (++) )

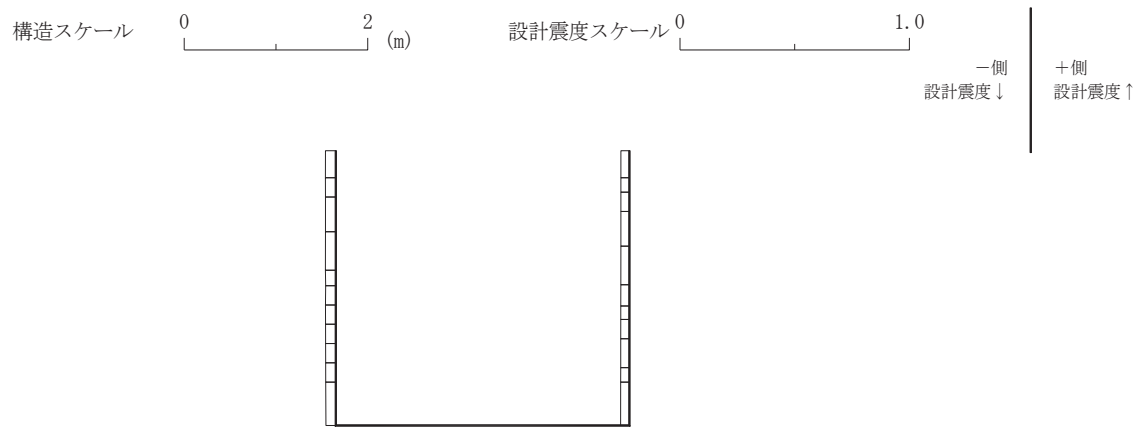
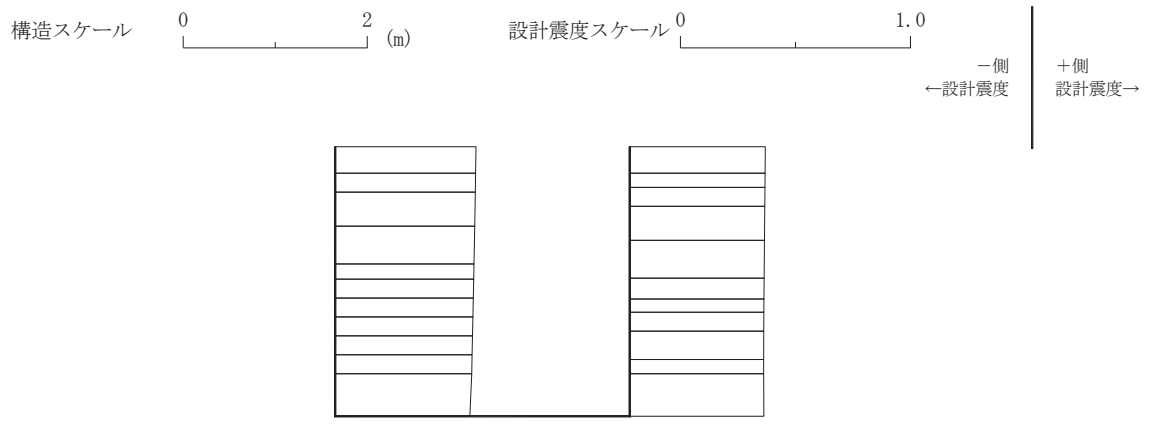
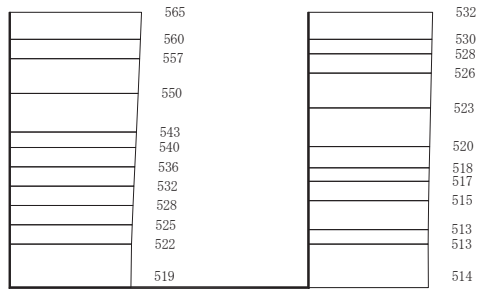


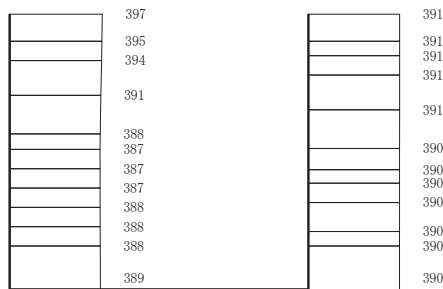
図 8.6-2 作用荷重分布図 (設計震度分布)  
 (解析ケース①, S<sub>s</sub>-F<sub>2</sub> (++) )

### 8.6.4 最大加速度分布図

地震応答解析で得られた各ケースの最大加速度分布を図 8.6-3 に示す。



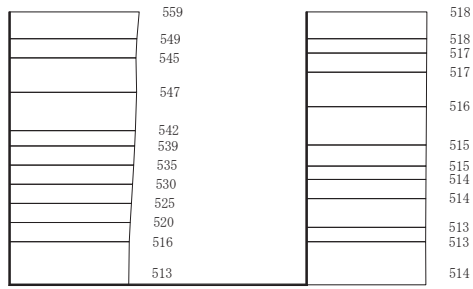
(a) S s - D 1 (++) 水平



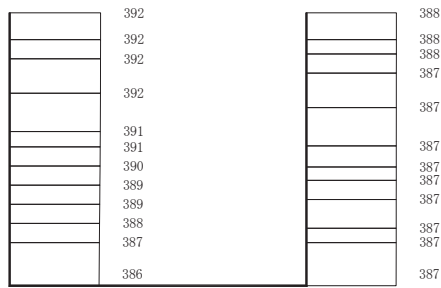
(b) S s - D 1 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m)      応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 8.6-3(1) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



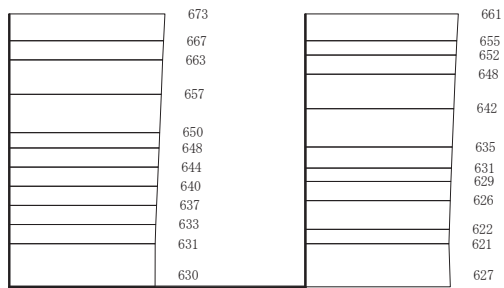
(a)  $S_s - D1$  (一十) 水平



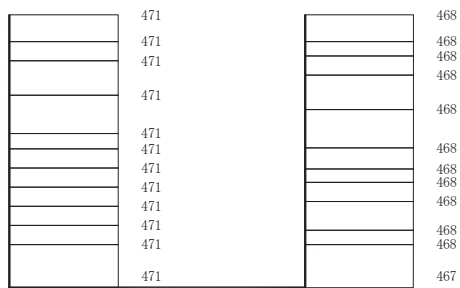
(b)  $S_s - D1$  (一十) 鉛直

構造スケール 0 2 (m)      応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 8.6-3(2) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



(a)  $S_s - D2$  (++) 水平

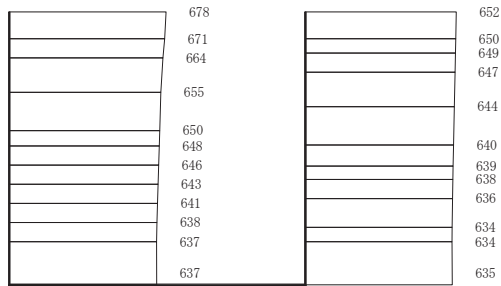


(b)  $S_s - D2$  (++) 鉛直

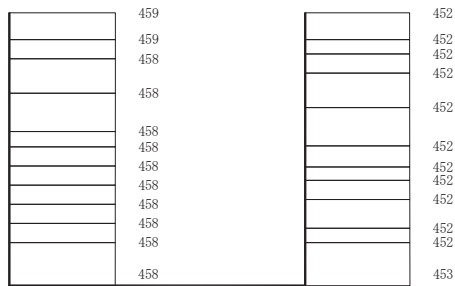


図 8.6-3(3) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)





(a)  $S_s - D_2$  (一十) 水平

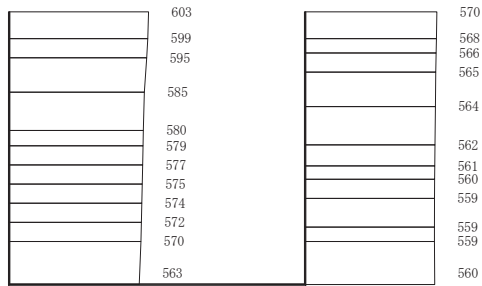


(b)  $S_s - D_2$  (一十) 鉛直

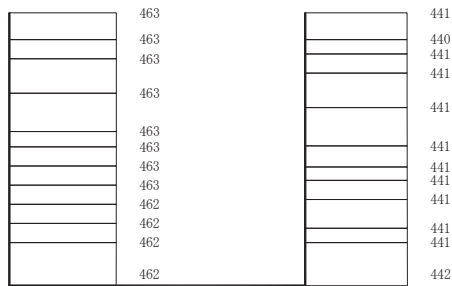


図 8.6-3(4) 最大加速度分布図

(解析ケース①)



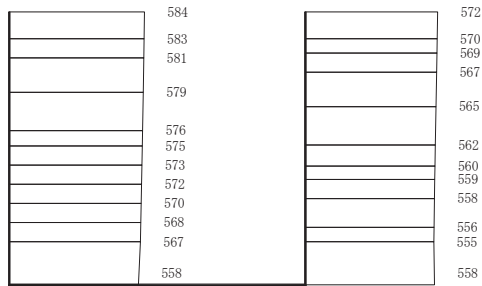
(a)  $S_s - D3$  (++) 水平



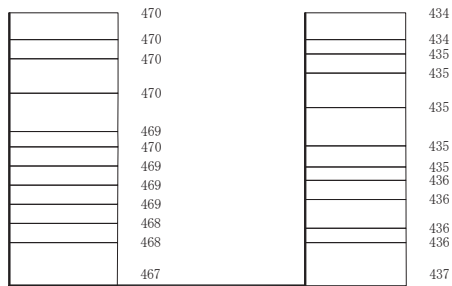
(b)  $S_s - D3$  (++) 鉛直



図 8.6-3(5) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



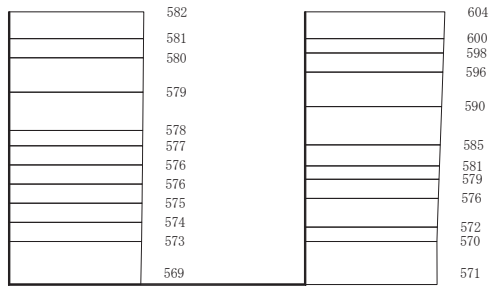
(a)  $S_s - D_3$  (一十) 水平



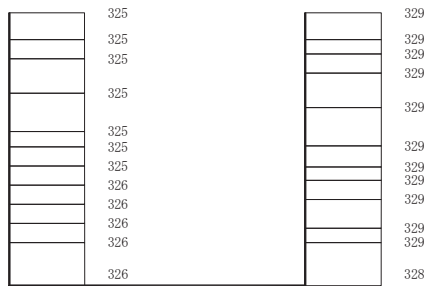
(b)  $S_s - D_3$  (一十) 鉛直

構造スケール 0 └──┬──┘ 2 (m)      応答値スケール 0 └──┬──┘ 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 8.6-3(6) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



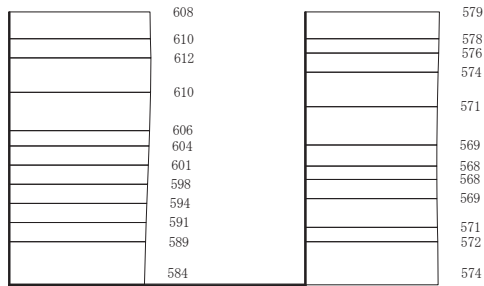
(a) S s - F 1 (++) 水平



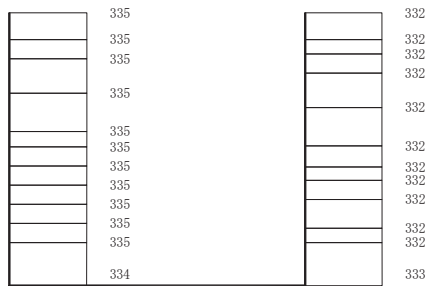
(b) S s - F 1 (++) 鉛直



図 8.6-3(7) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



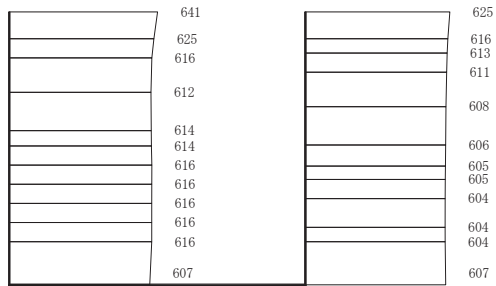
(a)  $S_s - F 1$  (一十) 水平



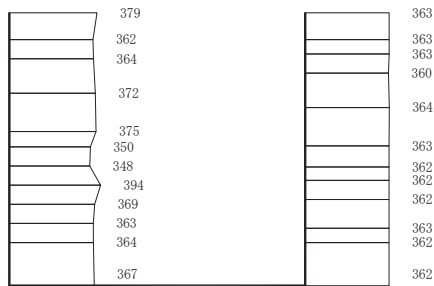
(b)  $S_s - F 1$  (一十) 鉛直



図 8.6-3(8) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



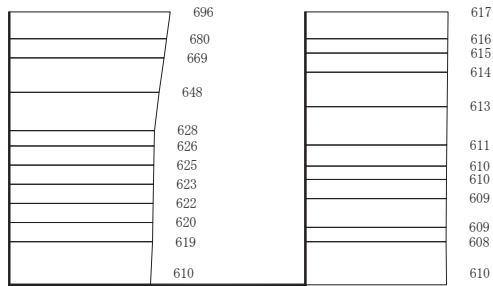
(a)  $S_s - F_2$  (++) 水平



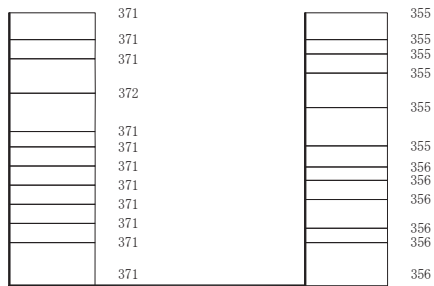
(b)  $S_s - F_2$  (++) 鉛直



図 8.6-3(9) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



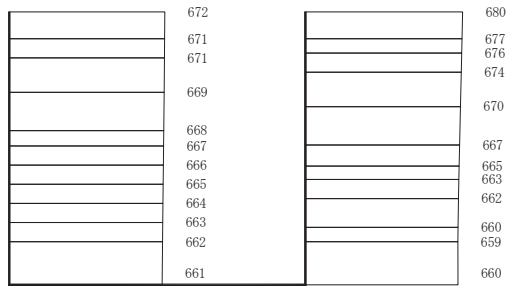
(a)  $S_s - F_2 (-+)$  水平



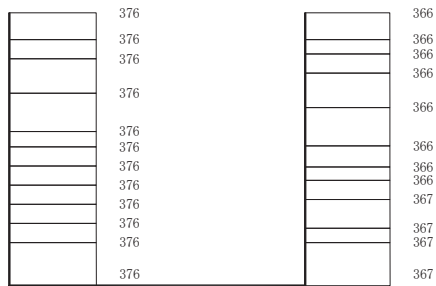
(b)  $S_s - F_2 (-+)$  鉛直



図 8.6-3(10) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



(a)  $S_s - F_3$  (++) 水平

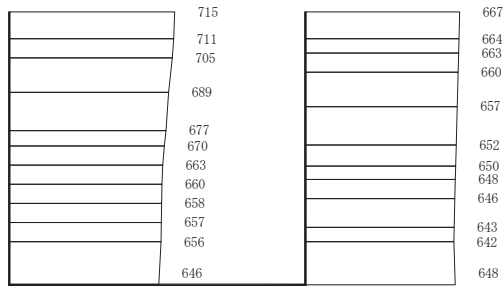


(b)  $S_s - F_3$  (++) 鉛直

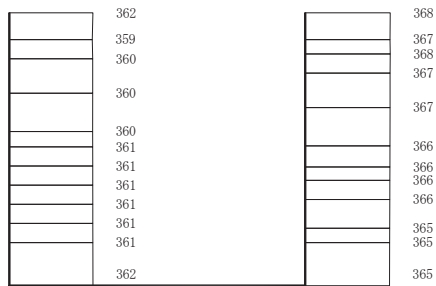


図 8.6-3(11) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)





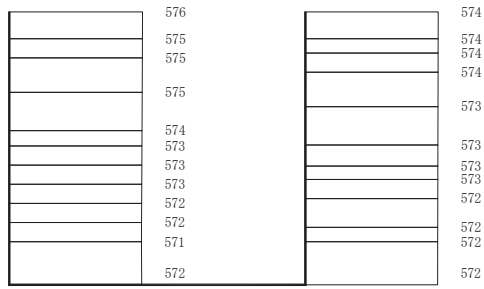
(a)  $S_s - F_3 (-+)$  水平



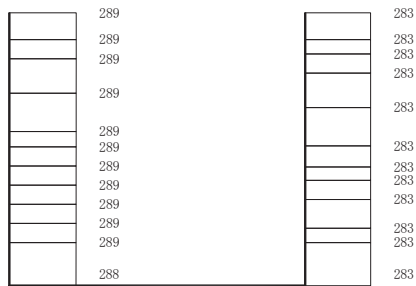
(b)  $S_s - F_3 (-+)$  鉛直

構造スケール 0 └──┬──┘ 2 (m)      応答値スケール 0 └──┬──┘ 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 8.6-3(12) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



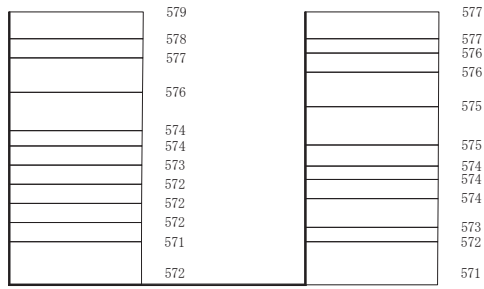
(a)  $S_s - N1$  (++) 水平



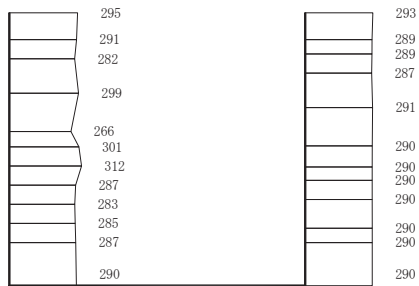
(b)  $S_s - N1$  (++) 鉛直



図 8.6-3(13) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



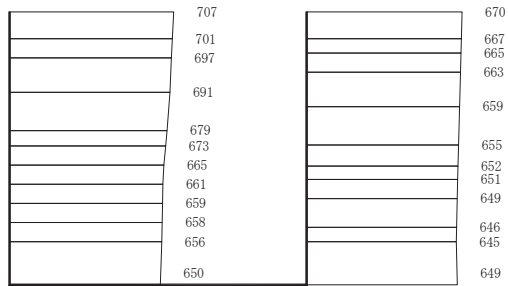
(a)  $S_s - N1$  (ー+) 水平



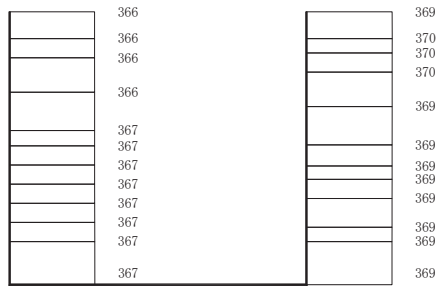
(b)  $S_s - N1$  (ー+) 鉛直

構造スケール 0 2 (m)      応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 8.6-3(14) 最大加速度分布図  
(解析ケース①)



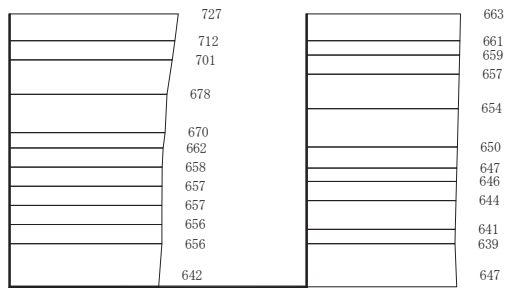
(a) S s - F 3 ( - + ) 水平



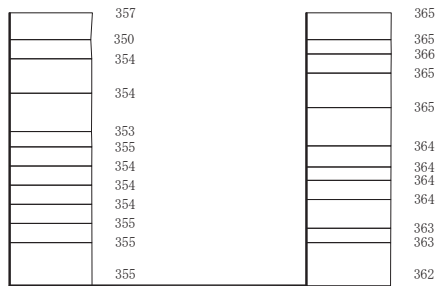
構造スケール 0 2 (m)      応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

(b) S s - F 3 ( - + ) 鉛直

図 8.6-3(15) 最大加速度分布図  
 (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)



(a)  $S_s - F_3 (-+)$  水平

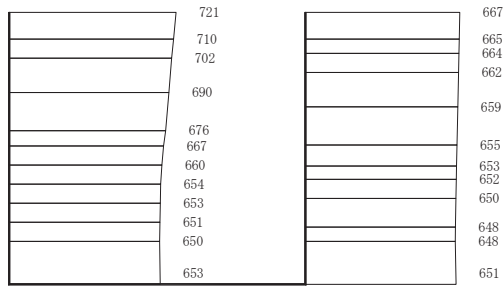


(b)  $S_s - F_3 (-+)$  鉛直

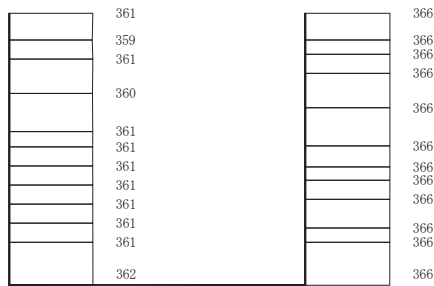
構造スケール 0 2 (m)      応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 8.6-3(16) 最大加速度分布図

(解析ケース③：地盤物性のばらつき  $(-1\sigma)$  を考慮した解析ケース)



(a) S s - F 3 ( - + ) 水平



(b) S s - F 3 ( - + ) 鉛直

構造スケール 0  2 (m)      応答値スケール 0  1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 8.6-3(17) 最大加速度分布図

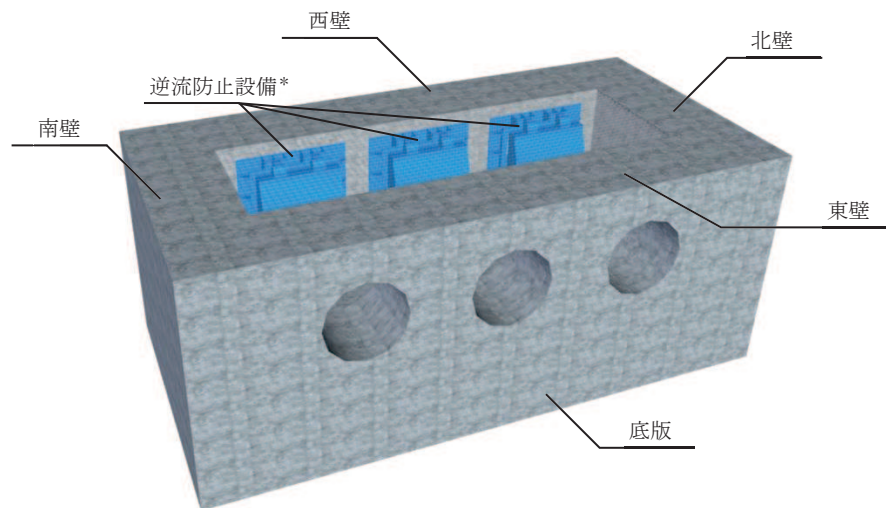
(解析ケース④ 材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース)

## 9. 三次元構造解析

### 9.1 評価対象部位

三次元構造解析の評価対象部材は、出口側集水ピットを構成する構造部材である側壁（北壁、東壁、南壁及び西壁）及び底版とする。

図 9.1-1 に評価対象部材を示す。



注記\*：三次元構造解析においては、荷重としてモデル化

図 9.1-1 三次元構造解析の評価対象部材

### 9.2 解析方法

出口側集水ピットの三次元構造解析は、「8. 地震応答解析」により得られた応答値に基づき、水平方向及び鉛直方向の荷重を入力し、各構造部材について、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を実施する。

出口側集水ピットの耐震評価は、構造的特徴や周辺状況から主たる荷重方向（弱軸方向であるピット縦断方向）を評価対象として実施する。

一方、主たる荷重（ピット縦断方向）に対し、加振方向に平行に配置される北壁及び南壁は面内荷重に抵抗しているが、従方向（ピット横断方向）の地震力に対しては、面外荷重の影響を受けることになる。よって、出口側集水ピットはピット縦断方向の耐震評価に加えて加振方向に平行に配置された壁部材への影響を確認するため、従方向の荷重を作用させる。

この水平2方向载荷の耐震評価について、評価用地震動及び時刻は、基準地震動  $S_s$  (7 波)、水平動の位相反転を考慮した地震動 (7 波) 及びばらつきケースの中で最も照査値が厳しい地震動、時刻に対し実施することとし、「VI-2-12-1 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価結果」に示す。

三次元構造解析には、解析コード「SLAP ver6.64」を用いる。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。

### 9.3 解析モデル及び諸元

#### 9.3.1 解析モデル

出口側集水ピットの解析モデルを図 9.3-1 に，要素分割図を図 9.3-2 に示す。

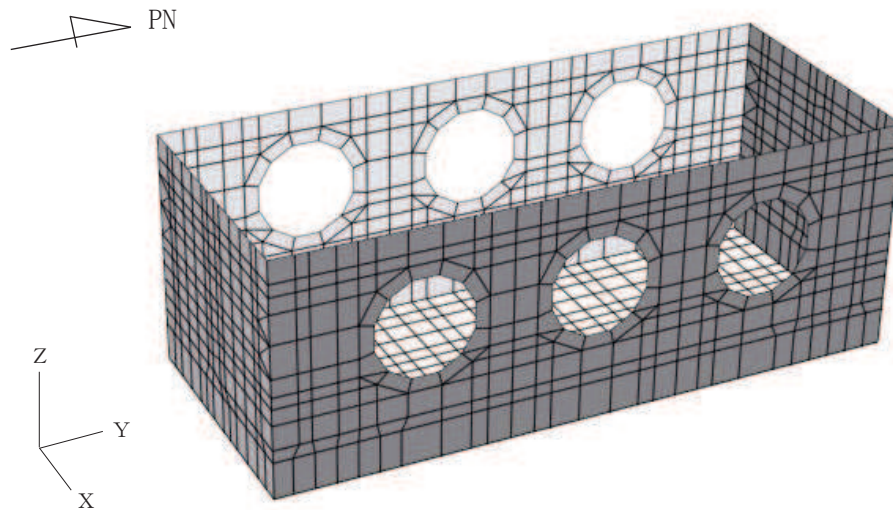


図 9.3-1 出口側集水ピットの解析モデル



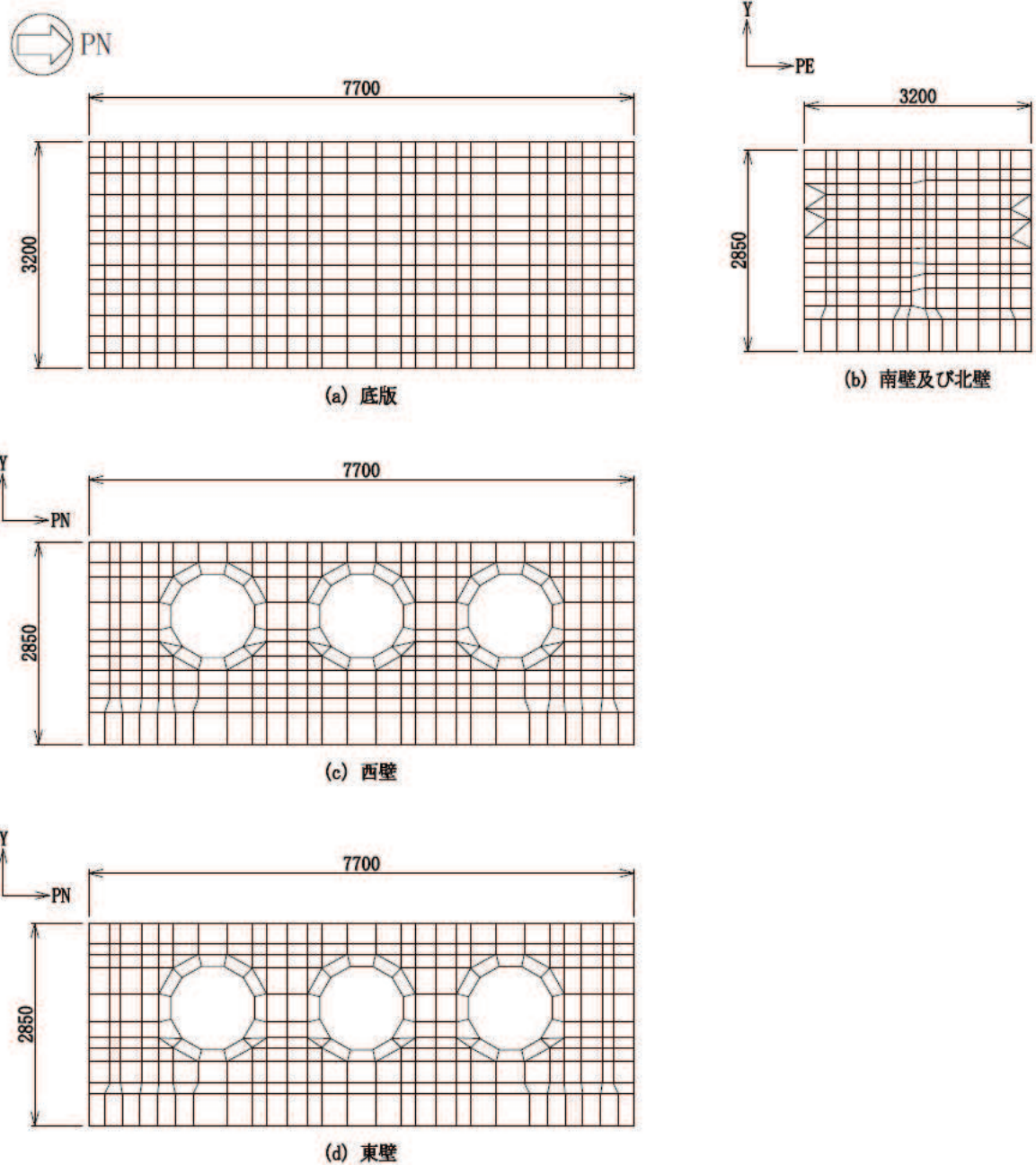


図 9.3-2 要素分割図

- (1) 構造物のモデル化  
構造物は、線形シェル要素でモデル化する。
- (2) 境界条件  
構造物と周辺地盤には、境界条件としての地盤ばねを配置する。地盤ばねは節点ばねとする。

地盤ばねは、常時解析においては「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」に基づき設定する。

地震時解析においては、支持地盤は、地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し、「田治見の振動アドミッタンス理論」に基づき設定する。側方地盤は、弾性ばねでモデル化し、北壁及び南壁の法線方向に取り付け、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき設定する。

a. 常時解析

常時解析においては「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」に基づき、設定する。

①鉛直方向地盤反力係数

$$k_V = k_{V0} \left( \frac{B_V}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$k_{V0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここに、

$k_V$  : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$k_{V0}$  : 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$B_V$  : 基礎の換算載荷幅 (m)  $B_V = \sqrt{A_V}$

$A_V$  : 鉛直方向の載荷面積 (m<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 地盤反力係数の推定に用いる係数。女川3号物性は、平板載荷試験から求めた変形数であることから  $\alpha = 1$  (常時) とする。

$E_0$  : 地盤の変形係数で、道路橋示方書IV 10.4 に従い、地盤の変化を考慮に入れた換算変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) とする。

$$E_0 = \frac{\log \frac{(B + 2h_n \tan \theta) D}{(D + 2h_n \tan \theta) B}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{E_{0i}} \log \frac{(B + 2h_i \tan \theta)(D + 2h_{i-1} \tan \theta)}{(D + 2h_i \tan \theta)(B + 2h_{i-1} \tan \theta)}}$$

$B$  : 基礎幅 (m)

$D$  : 基礎の奥行 (m)

$h_n$  : 影響を調べる深さ (m)

$h_i$  : 細分する各層底面までの深さ (m)

$E_{0i}$  : 細分した第  $i$  番目の層の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$\theta$  : 荷重の分散角度で、 $\theta = 30^\circ$  とする

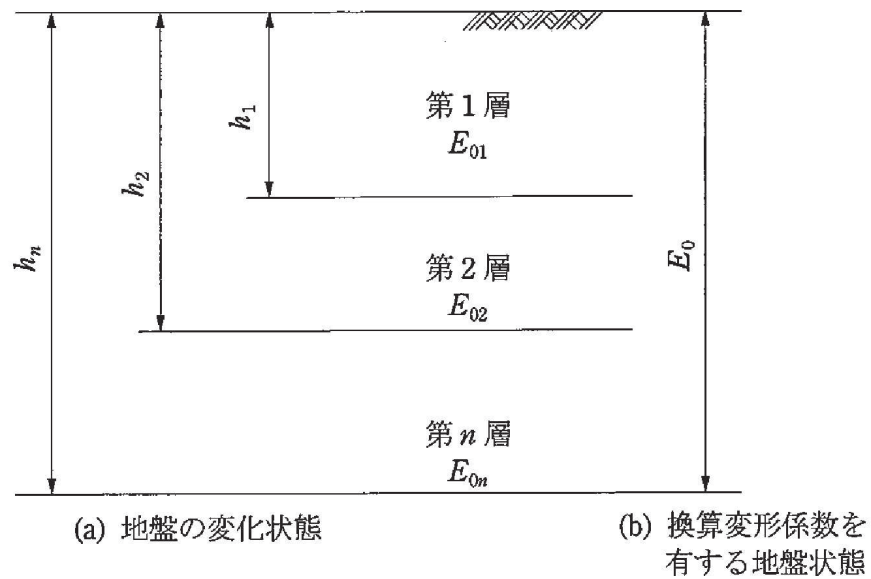


図 9.3-3 地盤が深さ方向に変化する場合の換算変形係数

②水平方向せん断地盤反力係数

$$k_S = \lambda k_V$$

ここに、

$k_S$  : 水平方向せん断地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>)

$\lambda$  : 鉛直方向地盤反力係数に対する水平方向せん断地盤反力係数の比で、  
 $\lambda = 0.3$  とする。

b. 地震時解析 (支持地盤)

地震時解析における支持地盤は、地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し、「田治見の振動アドミタンス理論」に基づき設定する。

①岩盤の等価せん断弾性係数

$$G_R = \frac{G_{R1}}{\sum \left[ \left( \frac{G_{R1}}{G_{Ri}} \right) \cdot \{F_H(\zeta_{i-1}) - F_H(\zeta_i)\} \right]}$$

$$F_H(\zeta) = \frac{1}{(2-\nu)} \cdot \left[ \frac{1}{2} \cdot \frac{3+4\zeta^2}{\sqrt{1+\zeta^2}} - 2\xi + \frac{1-2\nu}{2} \cdot (\sqrt{1+\zeta^2} - \zeta) \right]$$

$$\zeta = \frac{Z}{a}$$

ここで、

$G_R$  : 等価せん断弾性係数(kN/m<sup>2</sup>)

$G_{Ri}$  : 第  $i$  層のせん断弾性係数(kN/m<sup>2</sup>) 動せん断弾性係数 (初期剛性)

$Z_i$  : 第  $i$  層の下端の深さ(m)

a : 基礎の等価半径 (m)

$$a = 2 \sqrt{\frac{\ell_x \cdot \ell_y}{\pi}}$$

$2\ell_x$  : 加力方向の基礎の辺長 (m)

$2\ell_y$  : 加力直角方向の基礎の辺長 (m)

$\nu$  : 岩盤のポアソン比 (動ポアソン比)

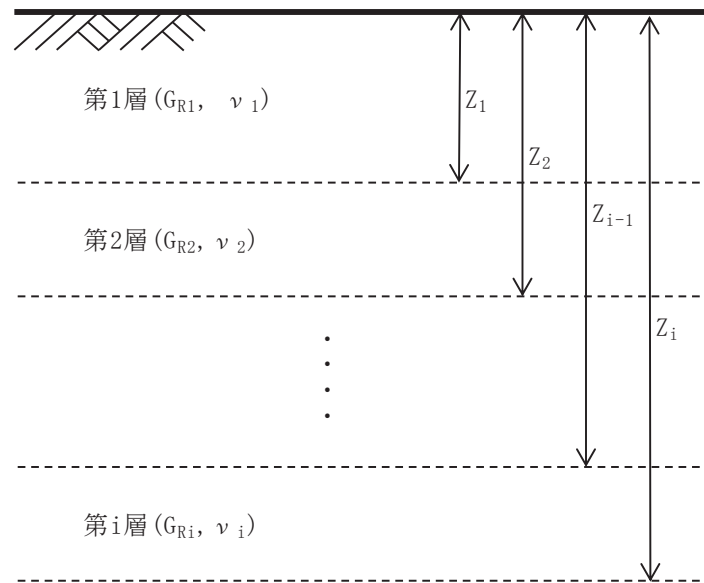


図 9.3-4 等価せん断弾性係数の算出概念図

②岩盤の鉛直方向地盤反力係数(地震時増分)

$$k_{VR} = 0.5 \cdot (k_{VRX} + k_{VRY})$$

$$k_{VRX} = \frac{\pi \cdot G_R}{1 - \nu} \cdot \frac{1}{2\ell_x} \cdot \frac{1}{\lambda_x \times \ln\left(\frac{\sqrt{1 + \lambda_x^2 + 1}}{\lambda_x}\right)}$$

$$k_{VRY} = \frac{\pi \cdot G_R}{1 - \nu} \cdot \frac{1}{2\ell_y} \cdot \frac{1}{\lambda_y \times \ln\left(\frac{\sqrt{1 + \lambda_y^2 + 1}}{\lambda_y}\right)}$$

$$\lambda_x = \ell_y / \ell_x$$

$$\lambda_y = \ell_x / \ell_y$$

ここで,

$k_{VR}$  : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

③岩盤のせん断方向地盤反力係数

$$k_{SR} = 0.5 \cdot (k_{SRX} + k_{SRY})$$

$$k_{SRX} = \frac{\pi \cdot G_R}{2 \cdot \ell_x \cdot F(\lambda_x)}$$

$$F(\lambda_x) = (1 - \nu) \cdot \ln\left(\sqrt{1 + \lambda_x^2} + \lambda_x\right) + \lambda_x \cdot \ln\left(\frac{\sqrt{1 + \lambda_x^2 + 1}}{\lambda_x}\right)$$

$$\lambda_x = \ell_y / \ell_x$$

$$k_{SRY} = \frac{\pi \cdot G_R}{2 \cdot \ell_y \cdot F(\lambda_y)}$$

$$F(\lambda_y) = (1 - \nu) \cdot \ln\left(\sqrt{1 + \lambda_y^2} + \lambda_y\right) + \lambda_y \cdot \ln\left(\frac{\sqrt{1 + \lambda_y^2 + 1}}{\lambda_y}\right)$$

$$\lambda_y = \ell_x / \ell_y$$

ここで,

$k_{SR}$  : 水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

c. 地震時解析（側方地盤）

地震時解析における側方地盤は、弾性ばねでモデル化し、北壁及び南壁の法線方向に取り付け、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき設定する。

①水平方向地盤反力係数

側壁部の水平方向地盤反力係数は、道示IV下部構造編 9.5.2 より算出する。

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

$$B_H = \sqrt{A_H}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} E_D \quad (E_D = \text{Max}(E_{D1}, E_{D2}))$$

$$E_{D1} = 2(1 + \nu_D) G_D$$

$$E_{D2} = \frac{9K G_D}{3K + G_D}$$

ここで、

$k_H$  : 水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$B_H$  : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

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

$k_{H0}$  : 水平方向地盤反力係数の基準値 (kN/m<sup>3</sup>)

$E_{D1}$  : 一次元地震応答解析による収束剛性から  $\nu$  一定として算定する地盤の動的変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$\nu_D$  : 地盤の動的ポアソン比 (セメント改良土 : 0.36)

$G_D$  : 地盤の動的せん断変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) で一次元地震応答解析による収束剛性を用いる。また、セメント改良土の区間内の平均値を代表値として用いる。

$E_{D2}$  : 一次元地震応答解析による収束剛性から  $K$  一定として算定する地盤の動的変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$K$  : 体積弾性係数 (kN/m<sup>3</sup>) で、地下水位以深の場合は、地盤の初期堆積弾性係数と水の体積弾性係数 ( $K_w = 2222 \times 10^3$  kN/m<sup>3</sup>) の大きい方の値とする。

②せん断方向地盤反力係数

$$k_S = 0.3k_H$$

ここで、

$k_S$  : 側壁部のせん断地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$k_h$  : 側壁部の水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

### 9.3.2 使用材料及び材料の物性値


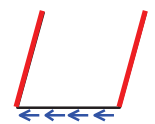
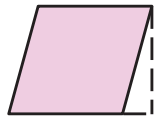
出口側集水ピットの使用材料及び材料の物性値は、「8.5.2 使用材料及び材料の物性値」と同様である。

#### 9.4 照査時刻

構造部材の健全性評価において、照査時刻は構造的特徴を踏まえ、損傷モード毎及び部材毎に評価が厳しくなる時刻を地震応答解析の結果から複数選定する。

表 9.4-1 に照査時刻の選定の考え方を示す。

表9.4-1 照査時刻の考え方

照査時刻	損傷モード	着目部位		荷重抽出時刻
時刻 1	曲げ・軸力系の破壊 (面外)	壁 (面外)		構造物上端と下端の層間変位が最大となる時刻
時刻 2	せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		総水平荷重が最大となる時刻
時刻 3 (時刻 1)	せん断破壊 (面内)	壁 (面内)		面部材の層間変位が最大となる時刻



## 9.5 入力荷重

三次元構造解析の入力荷重は、二次元動的解析に基づく「9.4 照査時刻」で選定した照査時刻における応答値を用いて算定する。入力荷重の一覧を表 9.5-1 に、各入力荷重の算定フローを図 9.5-1 に示す。また、地震応答解析から算出される荷重を三次元モデルへ載荷するまでのフローを図 9.5-2 に示す。常時荷重は表 8.3-3 に示す荷重を考慮する。

表9.5-1 三次元構造解析における入力荷重

入力荷重		地震応答解析から抽出する応答値	載荷位置
慣性力	機器・配管の慣性力	応答加速度	設置位置
	躯体の慣性力	応答加速度	躯体全体
	積載荷重の慣性力	応答加速度	作用位置
地震時土圧		土圧	作用位置
周面せん断力		土圧	作用位置

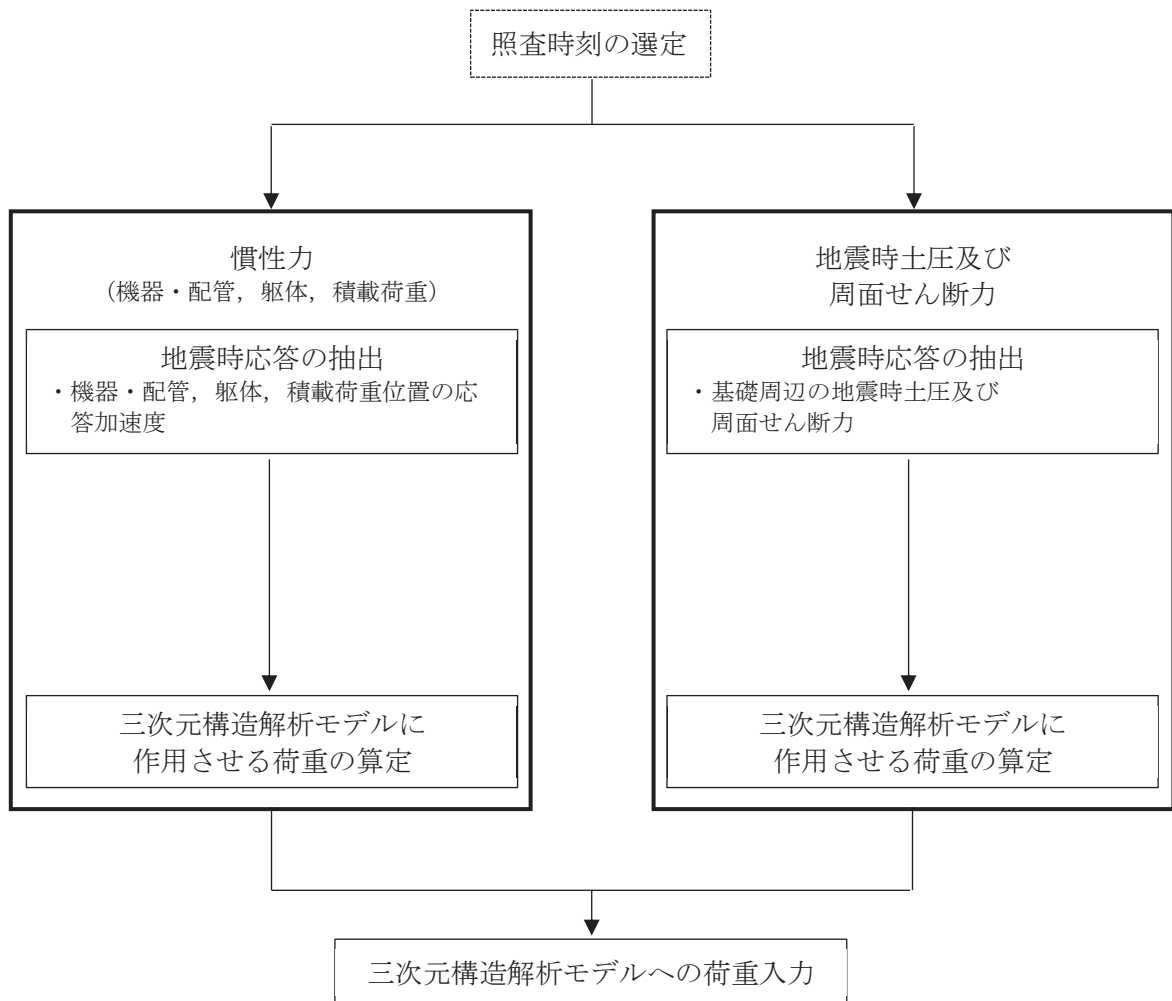


図 9.5-1 各入力荷重の算定フロー

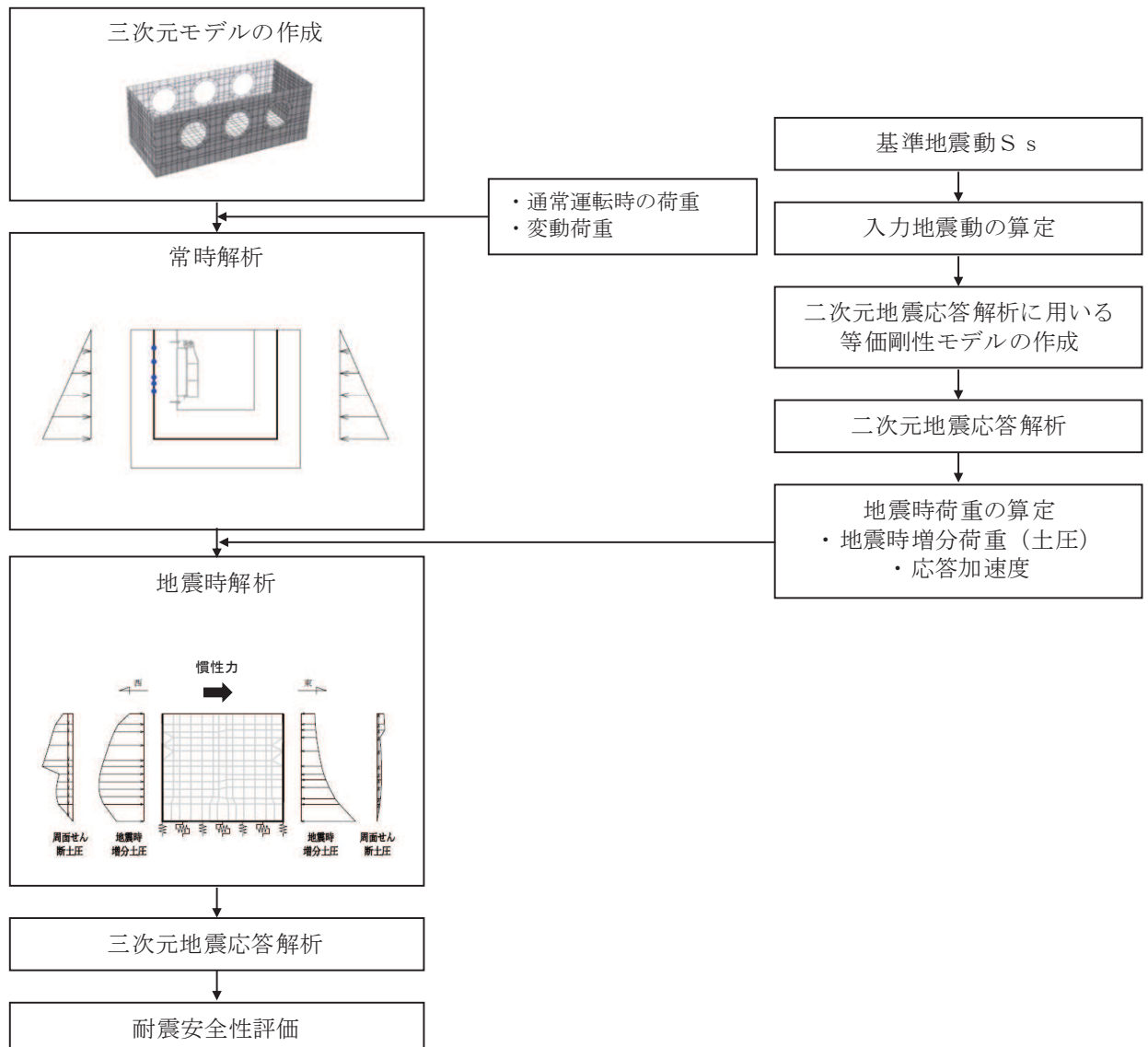


図 9.5-2 地震時荷重を三次元モデルへ載荷するまでのフロー図

### 9.5.1 慣性力

機器・配管及び躯体の慣性力は、地震応答解析モデルにおける鉄筋コンクリート部材の各節点の、照査時刻における応答加速度から算定する。応答加速度の抽出位置を図 9.5-3 に示す。

算定した慣性力は図 9.5-4 に示すとおり、出口側集水ピットの三次元構造解析モデルに入力する。なお、算定した慣性力は三次元構造解析モデルの各節点において、水平方向及び鉛直方向同時に入力する。

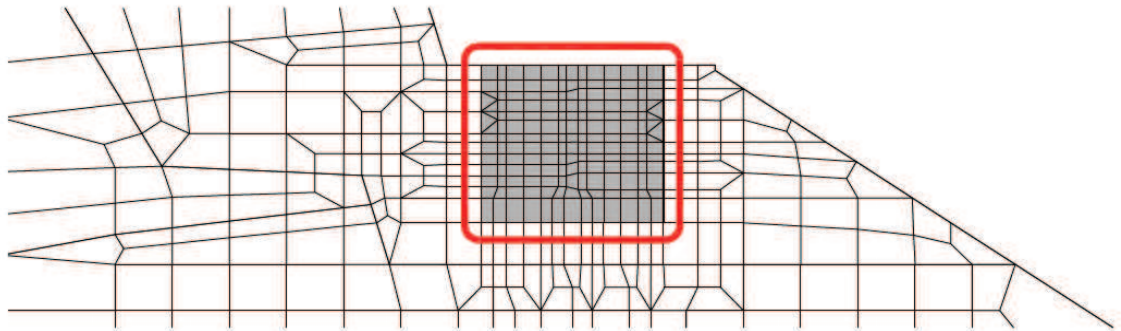
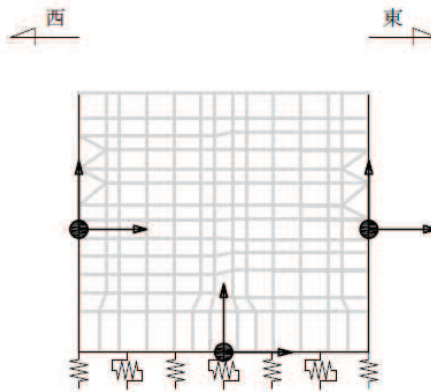


図 9.5-3 応答加速度抽出位置



注記\* : 図中の黒丸は水平方向及び鉛直方向同時入力することを表している

図 9.5-4 三次元構造解析モデルに入力する慣性力の概念図

### 9.5.2 地震時増分土圧及び周面せん断土圧

躯体側面に作用する地震時増分土圧及び周面せん断土圧は、地震応答解析モデルにおいて各部位に接するジョイント要素の、照査時刻における要素応力（直応力及びせん断応力）から算定する。地震時増分土圧及び周面せん断土圧の抽出位置を図9.5-5に示す。また、算定した地震時増分土圧及び周面せん断土圧は、図9.5-6に示すとおり、出口側集水ピットの三次元構造解析モデルに入力する。

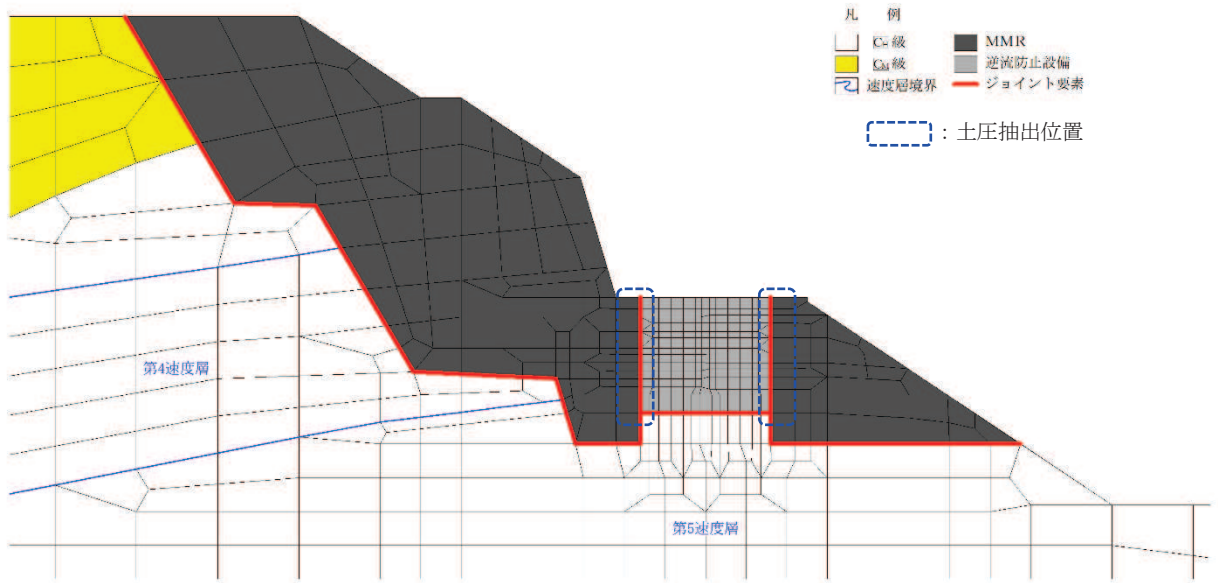


図9.5-5 地震時増分土圧及び周面せん断土圧抽出位置

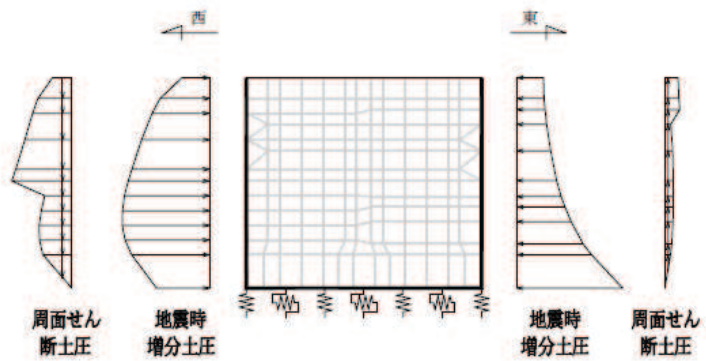


図9.5-6 三次元構造解析モデルに入力する土圧の概念図

## 10. 耐震評価

### 10.1 許容限界

#### 10.1.1 構造部材の健全性に対する許容限界

##### (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、短期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 10.1-1 及び表 10.1-2 に示す。

なお、西壁に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を要求されるが、短期許容応力度により照査を行うため、構造強度を有することの確認と許容限界が同一となることから、全部材に対して構造強度を有することを確認することで、支持する機能を損なわないことの確認も同時に行う。

表 10.1-1 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

設計基準強度	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma'_{ca}$		
$f'_{ck}=30.0$ (N/mm <sup>2</sup> )		11.0	16.5
	許容せん断応力度 $\tau_{al}$	0.5	0.75

注記\*：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）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

表 10.2-2 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

鉄筋の種類	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$		
SD345		196	294

注記\*：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）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

##### (2) せん断破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、表 10.1-1 及び表 10.1-2 に示すコンクリートと鉄筋の短期許容応力度から算定した短期許容せん断力とする。なお、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、面内せん断力を軸力として考慮していることから、壁部材の面内せん断（層間変形角）に対しては、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において併せて確認している。

### 10.1.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤（狐崎部層）に発生する接地圧に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、岩盤の極限支持力とする。

基礎地盤（狐崎部層）の許容限界を表 10.1-3 に示す。

表 10.1-3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
極限支持力	狐崎部層	13.7

### 10.2 評価方法

出口側集水ピットの耐震評価は、地震応答解析により得られた応答値から、三次元構造解析モデルへ入力する荷重を算定する。

構造部材の健全性評価については、三次元構造解析により算定した照査用応答値が、「10.1 許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。基礎地盤の支持性能については、地震応答解析から算定した最大接地圧が、「10.1 許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

### 10.3 三次元構造解析結果

シェル要素における各要素の断面力の方向を図 10.3-1 に、断面力の組合せを表 10.3-1 に示す。面内せん断力  $N_{x,y}$  については、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、軸力として考慮する。

また、各部材の要素座標系を図 10.3-2 に示す。

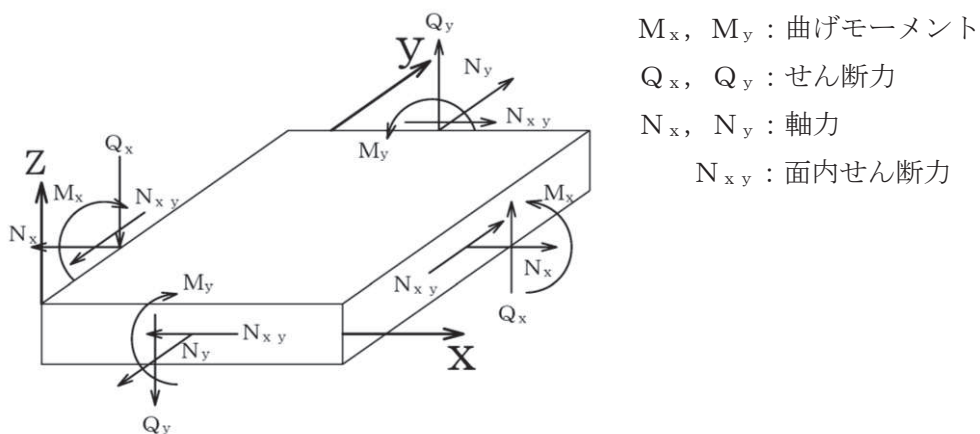


図 10.3-1 シェル要素における応答断面力

表 10.3-1 断面力の組合せ

	X 方向断面力		Y 方向断面力	
	曲げモーメント	軸力	曲げモーメント	軸力
組合せ①	$M_x$	$N_x$	$M_y$	$N_y$
組合せ②	$M_x$	$N_x +  N_{xy} $	$M_y$	$N_y +  N_{xy} $
組合せ③	$M_x$	$N_x -  N_{xy} $	$M_y$	$N_y -  N_{xy} $

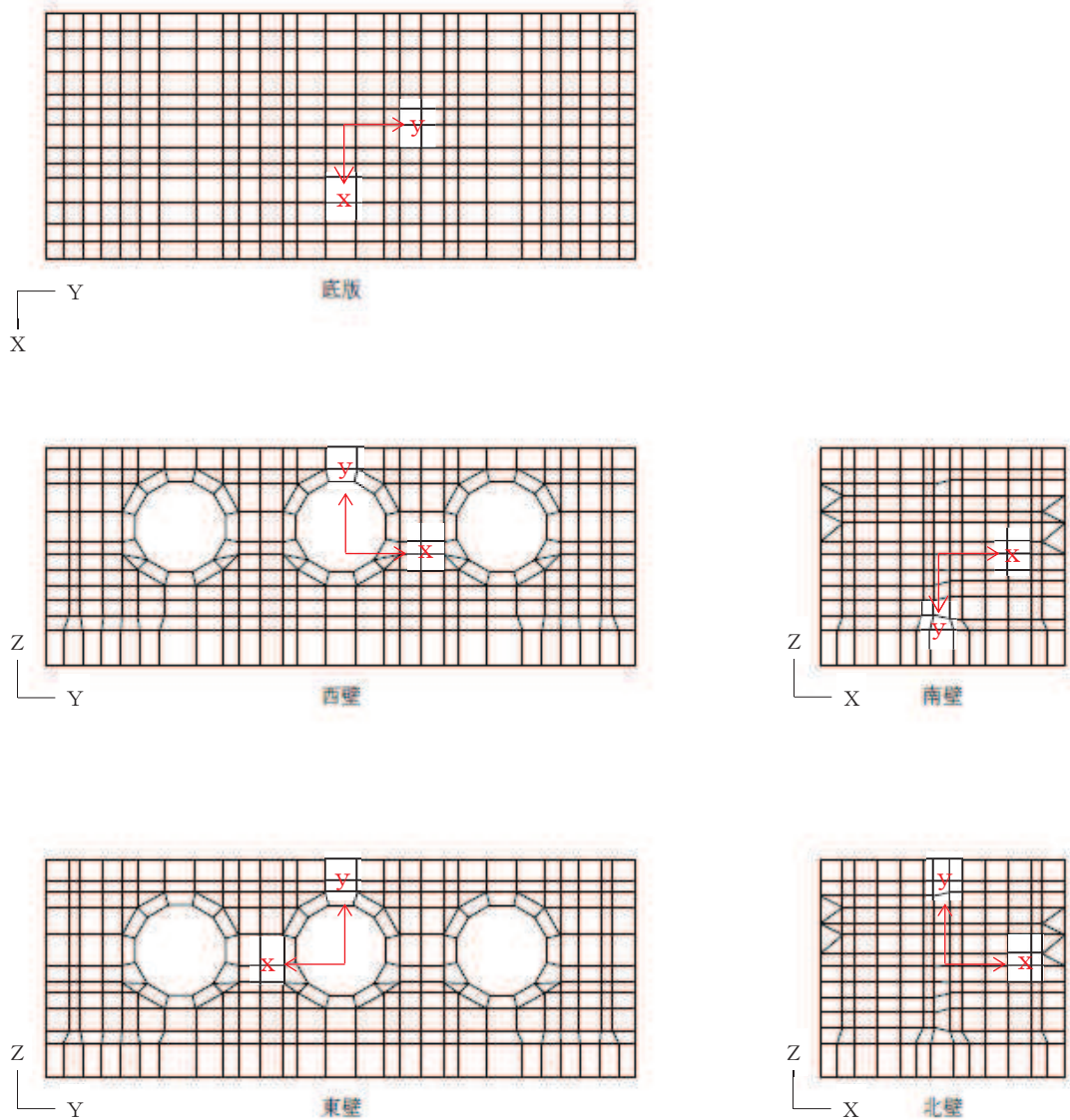


図 10.3-2 各部材の要素座標系



## 11. 評価結果

### 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）

構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 11.1-1 及び表 11.1-2 に示す。また、最大照査値となる評価時刻における断面力分布（曲げモーメント、軸力）を図 11.1-2～図 11.1-5 に示す。

表 11.1-1 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリート）

評価位置*		解析ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生応力度 $\sigma'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\sigma'_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma'_c / \sigma'_{ca}$
底版	1	③	S s - F 2 (-+)	284	-436	1.2	16.5	0.08
西壁	2	③	S s - F 2 (-+)	217	-287	1.5	16.5	0.10
東壁	3	③	S s - F 2 (-+)	-121	163	0.6	16.5	0.04
南北壁	4	③	S s - F 2 (-+)	157	-470	1.0	16.5	0.07

注記\*：評価位置は図 11.1-1 に示す。

表 11.1-2 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（鉄筋）

評価位置		解析ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
底版	1	③	S s - F 2 (-+)	284	-443	13.2	294	0.05
西壁	2	③	S s - F 2 (-+)	-205	32	33.3	294	0.12
東壁	3	③	S s - F 2 (-+)	-121	168	29.8	294	0.11
南北壁	4	①	S s - F 3 (-+)	15	81	18.5	294	0.07

注記\*：評価位置は図 11.1-1 に示す。



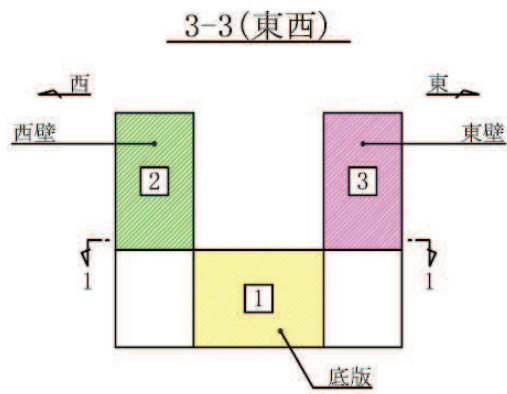
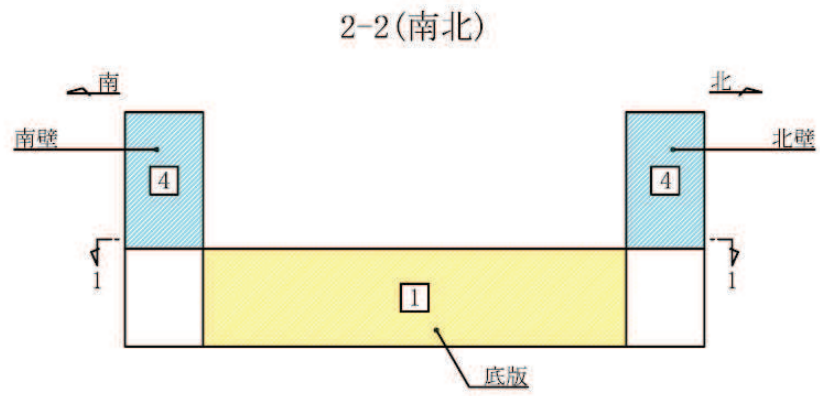
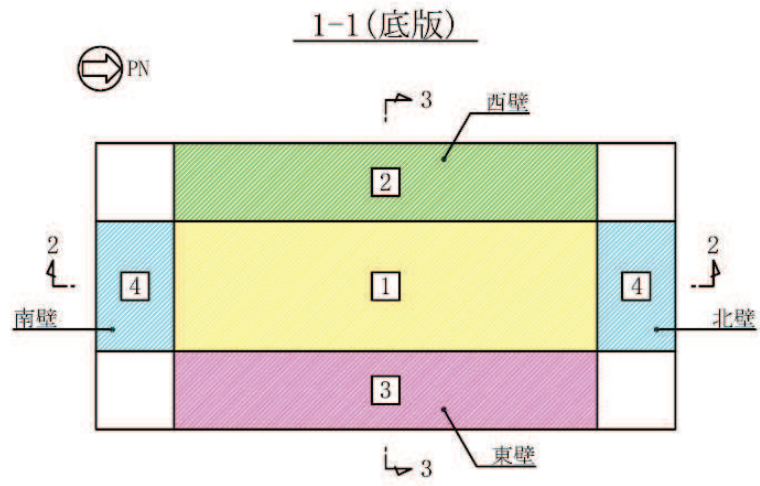


图 11. 1-1 評価位置図

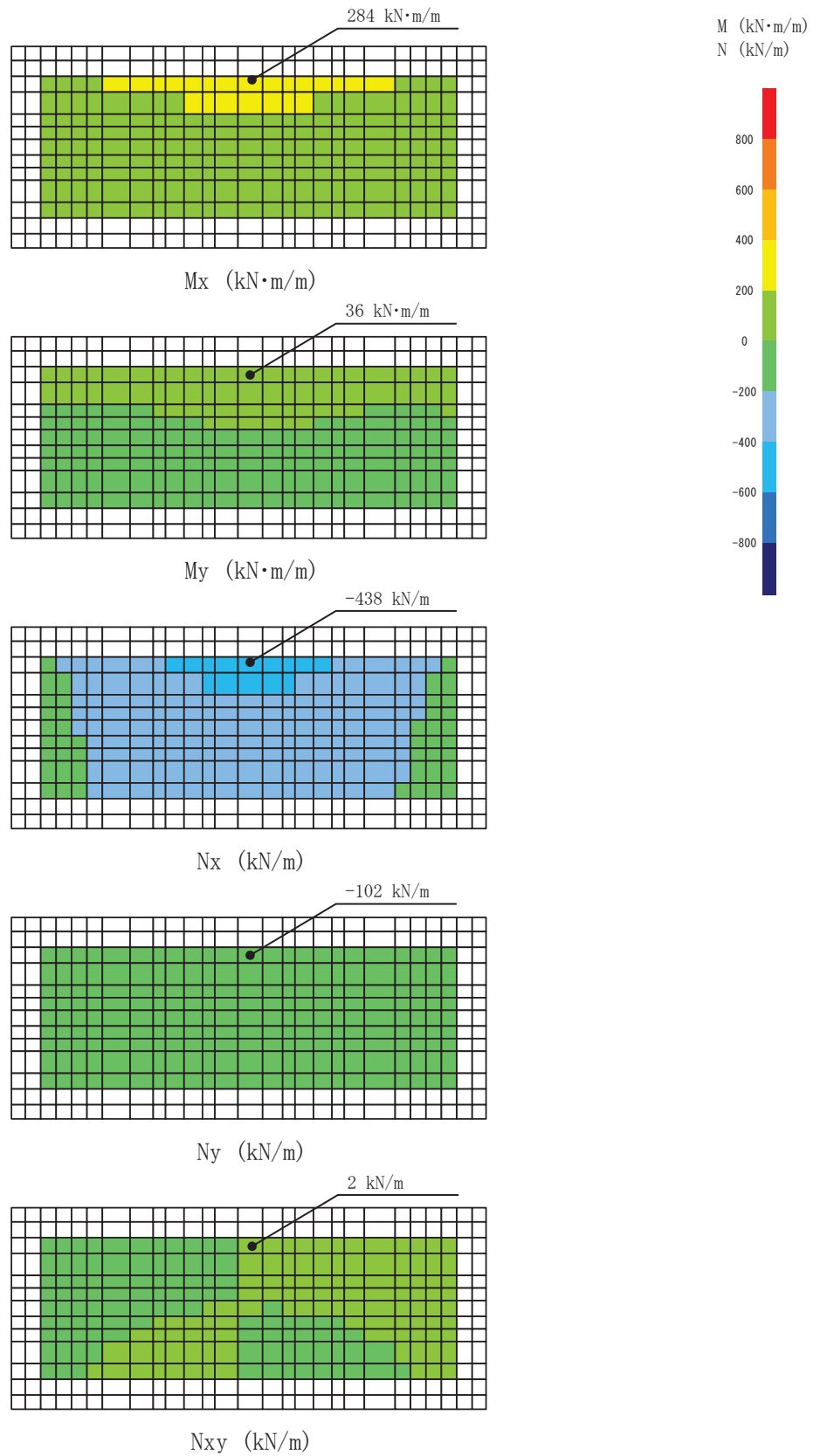


図 11.1-2 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  
(底版, 解析ケース③, S s - F 2 (-+), t=28.44s)

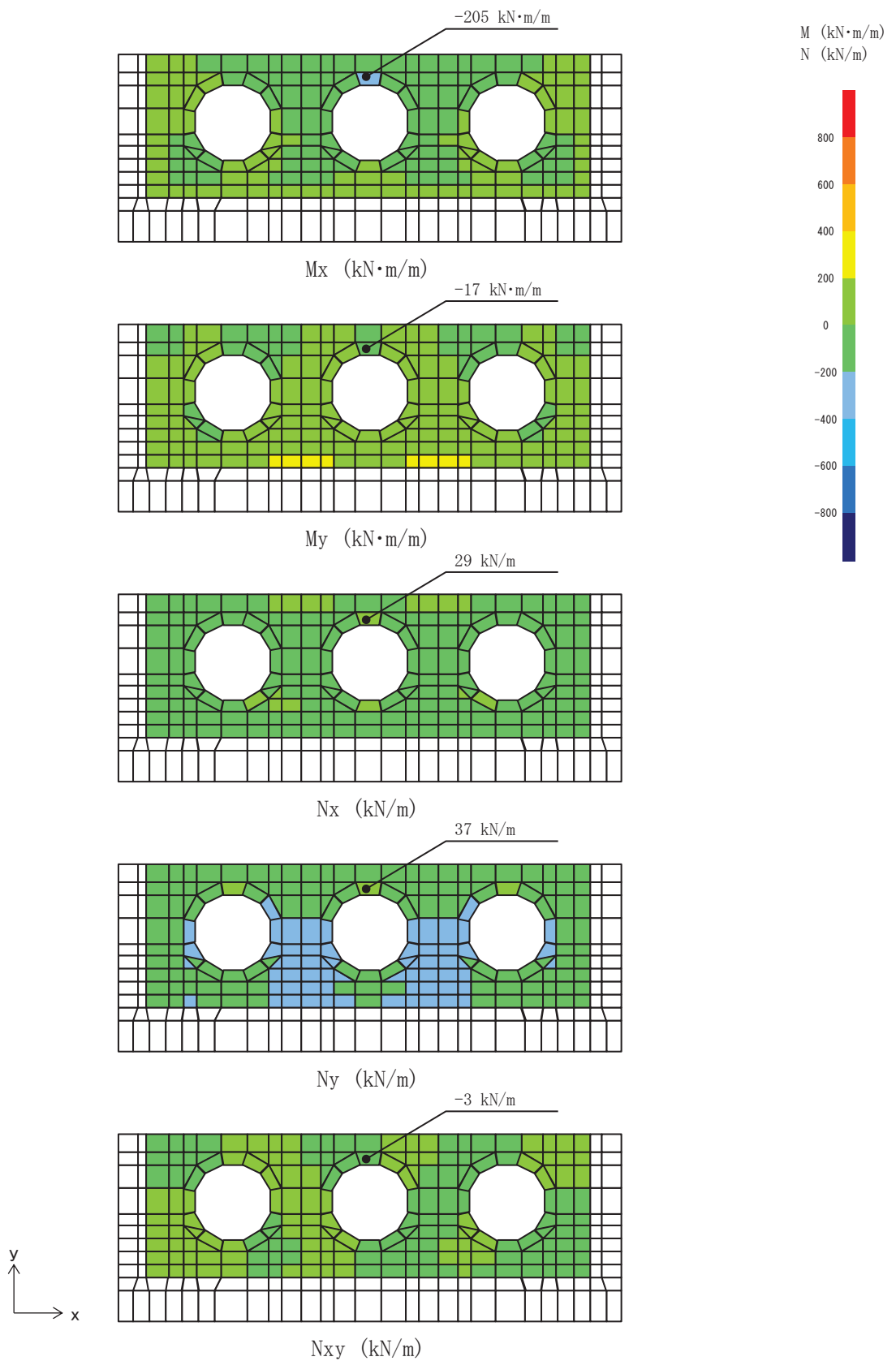


図 11.1-3 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  
(西壁, 解析ケース③, S s - F 2 (-+), t=28.44s)

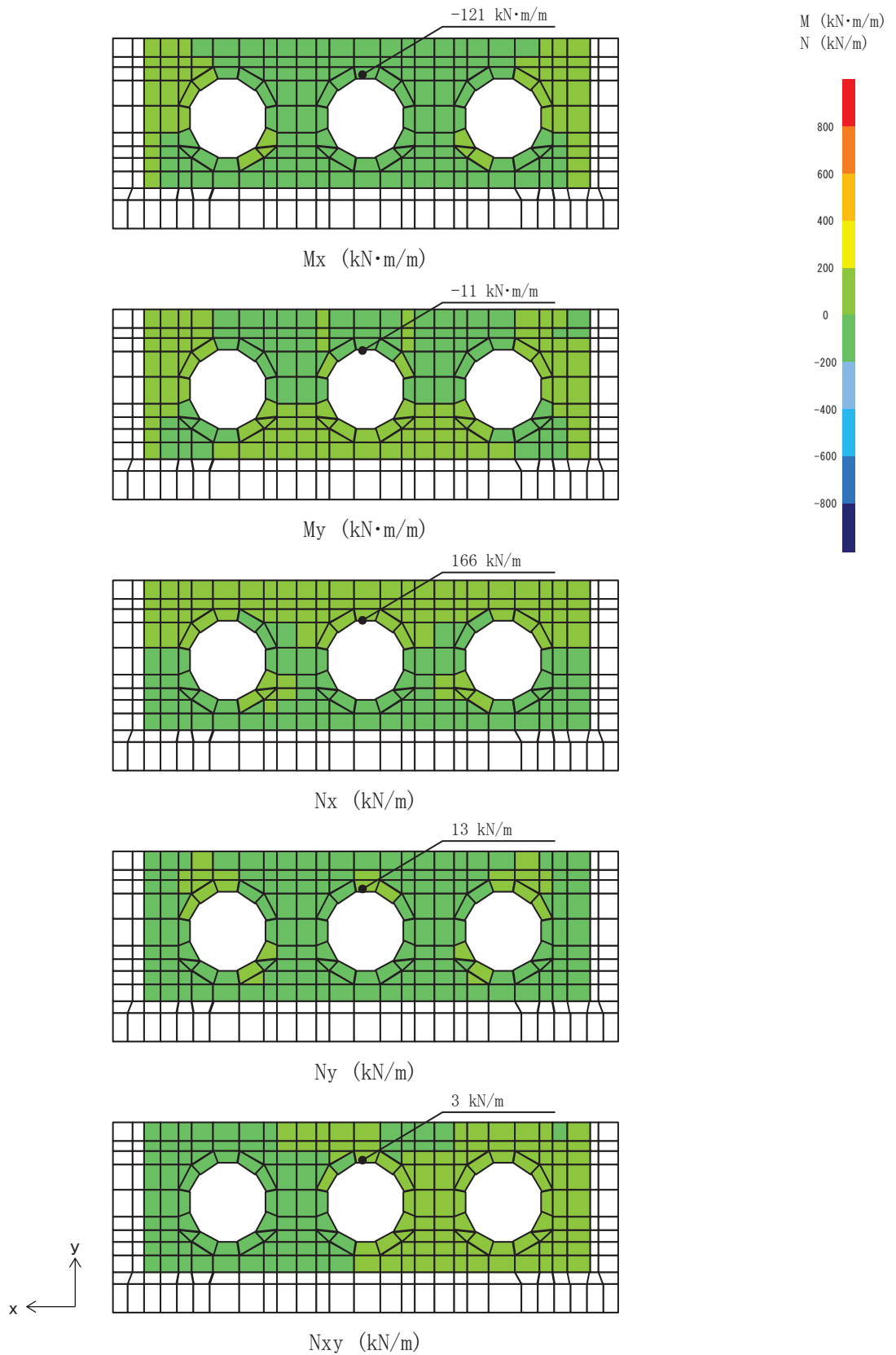


図 11.1-4 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  
 (東壁, 解析ケース③,  $S_s - F_2 (-+)$ ,  $t=28.44s$ )

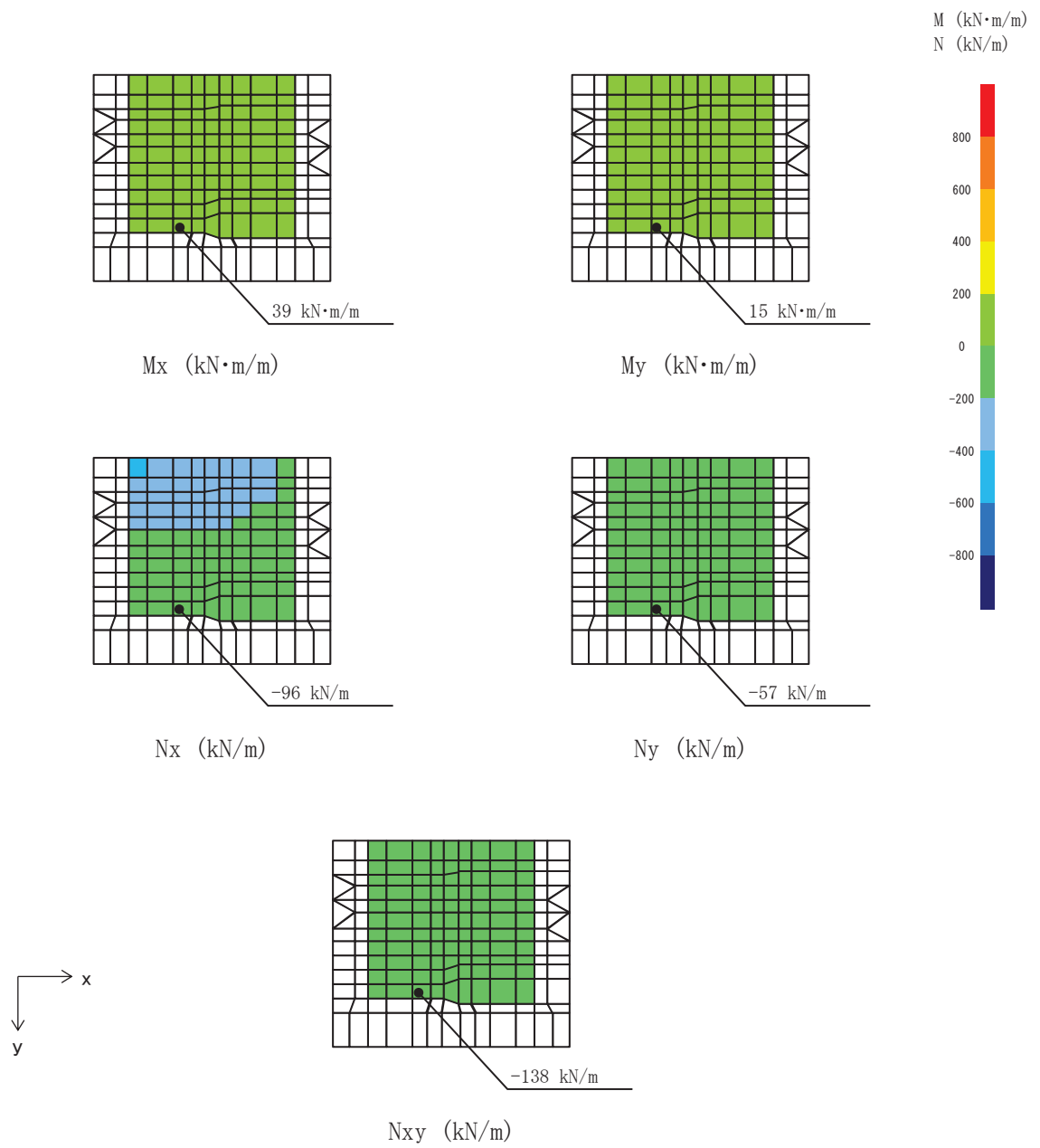


図 11.1-5 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  
 (南壁, 解析ケース①,  $S_s - F_3 (-+)$ ,  $t=27.64s$ )

## 11.2 構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）

構造部材のせん断破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 11.2-1 に示す。また、最大照査値となる評価時刻における断面力分布（せん断力）を図 11.2-1～図 11.2-4 に示す。

表 11.2-1 せん断破壊に対する最大照査値

評価位置*		解析 ケース	地震動	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>a</sub>
底版	1	①	S <sub>s</sub> -F3 (-+)	215	1227	0.18
西壁	2	③	S <sub>s</sub> -F2 (-+)	370	1563	0.24
東壁	3	③	S <sub>s</sub> -F2 (-+)	120	1563	0.08
南北壁	4	③	S <sub>s</sub> -F2 (-+)	65	944	0.07

注記\*：評価位置は図 11.1-1 に示す。

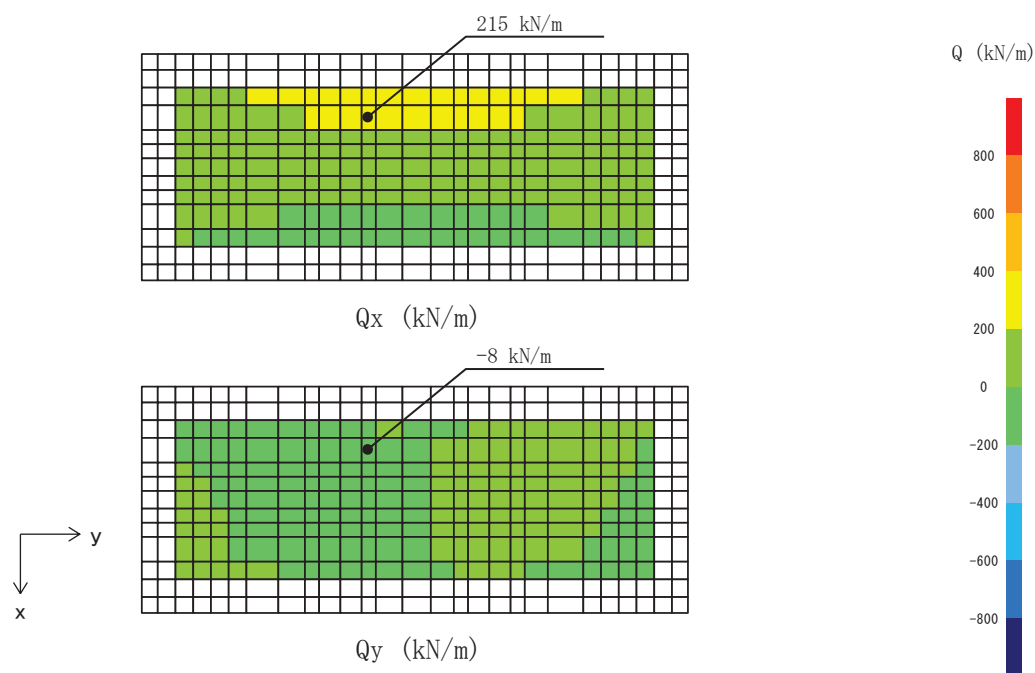


図 11.2-1 セン断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  
(底版, 解析ケース①,  $S_s - F_3$  (-+),  $t=27.64s$ )

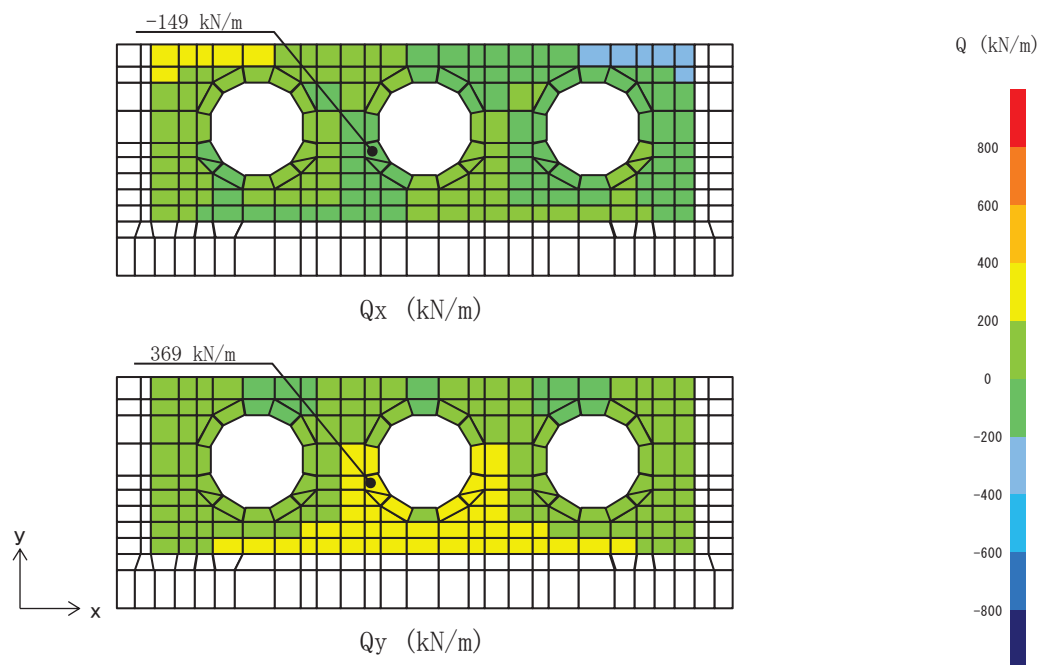


図 11.2-2 セン断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  
(西壁, 解析ケース③,  $S_s - F_2$  (-+),  $t=28.44s$ )

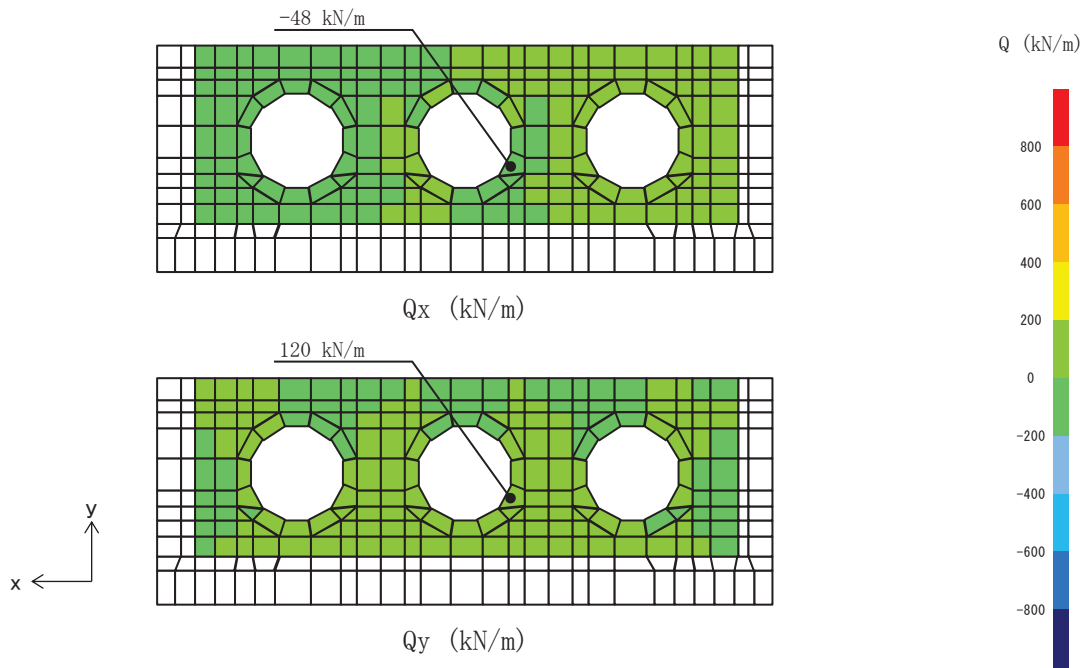


図 11.2-3 せん断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  
(東壁, 解析ケース③,  $S_s - F_2$  (-+),  $t=28.44s$ )

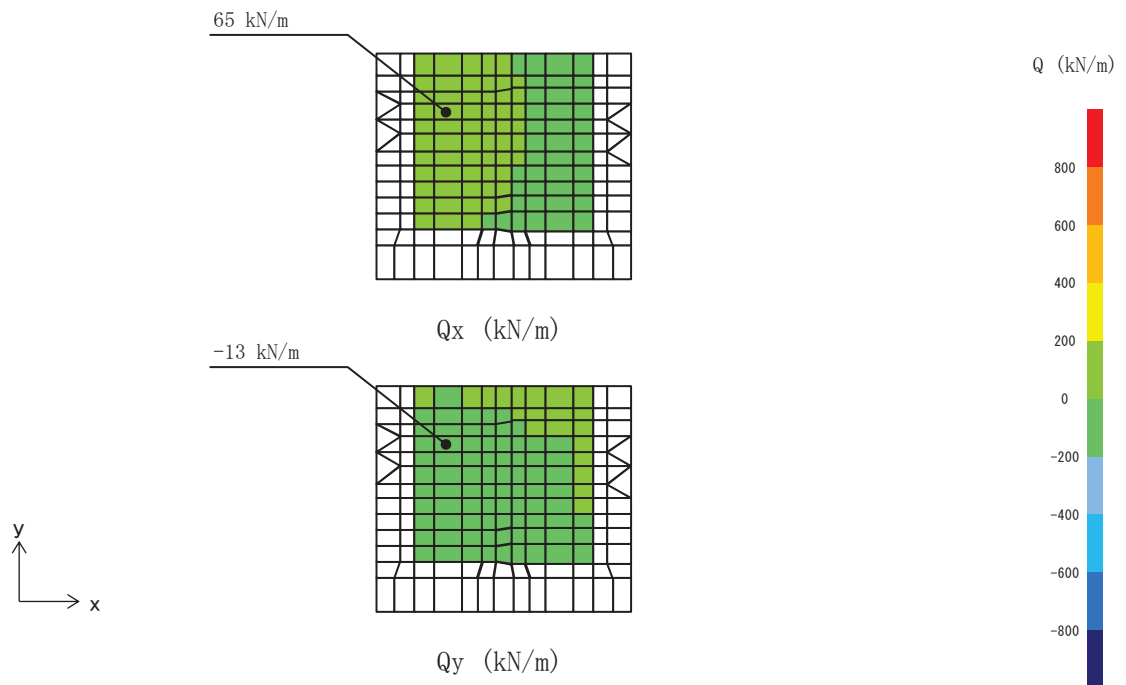


図 11.2-4 せん断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図  
(北壁, 解析ケース③,  $S_s - F_2$  (-+),  $t=28.44s$ )



### 11.3 構造部材の健全性に対する評価結果

断面計算に用いた断面諸元を表 11.3-1 に示す。

表 11.3-1 鉄筋コンクリート断面諸元

部材	部材厚 (mm)	X方向 (EW方向・水平方向)		Y方向 (NS方向・鉛直方向)	
		配置鉄筋*1	芯かぶり*2 (mm)	配置鉄筋*1	芯かぶり*2 (mm)
底版	1500	D29@200(上側) D38@200(下側)	200	D29@200(上側) D29@200(下側)	200
南北壁	1200	D38@150(上側) D38@200(下側)	200	D29@200	200
東西壁	1200	D38@150(上側) D38@200(下側)	200	D38@200(外側) D29@200(内側)	200

注記 \*1：特記のない場合，上縁・下縁の配筋は同配筋とする。

\*2：実配筋は，格子鉄筋となるため，2方向の芯かぶりは鉄筋径分異なるが，保守的に有効高さが小さくなる側の芯かぶりを2方向に適用する

#### 11.3.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各部材での最大照査値について，表 11.3-2 及び表 11.3-3 に解析ケース・地震動ごとに示す。全ケースにおいて，出口側集水ピットの構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表11.3-2(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリート)

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 $\sigma'c/\sigma'ca$
							$\sigma'c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma'ca$ (N/mm <sup>2</sup> )	
①	S <sub>s</sub> -D1 (++)	底版	1	44.97	217	-347	0.9	16.5	0.06
		西壁	2	44.97	165	-253	1.1	16.5	0.07
		東壁	3	44.97	-59	-38	0.4	16.5	0.03
		南北壁	4	44.97	119	-351	0.8	16.5	0.05
	S <sub>s</sub> -D1 (-+)	底版	1	25.16	226	-357	1.0	16.5	0.07
		西壁	2	25.16	170	-247	1.1	16.5	0.07
		東壁	3	40.36	-61	-40	0.4	16.5	0.03
		南北壁	4	25.16	122	-363	0.8	16.5	0.05
	S <sub>s</sub> -D2 (++)	底版	1	12.87	234	-364	1.0	16.5	0.07
		西壁	2	12.87	179	-269	1.2	16.5	0.08
		東壁	3	12.87	-61	-39	0.4	16.5	0.03
		南北壁	4	12.87	126	-378	0.8	16.5	0.05
	S <sub>s</sub> -D2 (-+)	底版	1	20.38	268	-411	1.2	16.5	0.08
		西壁	2	20.38	207	-303	1.4	16.5	0.09
		東壁	3	20.38	-109	164	0.5	16.5	0.04
		南北壁	4	20.38	148	-445	0.9	16.5	0.06
	S <sub>s</sub> -D3 (++)	底版	1	7.16	226	-361	1.0	16.5	0.07
		西壁	2	7.16	170	-234	1.1	16.5	0.07
		東壁	3	7.16	-62	-49	0.4	16.5	0.03
		南北壁	4	7.16	123	-367	0.8	16.5	0.05
	S <sub>s</sub> -D3 (-+)	底版	1	14.36	240	-368	1.0	16.5	0.07
		西壁	2	14.36	183	-252	1.2	16.5	0.08
		東壁	3	14.36	-101	162	0.5	16.5	0.04
		南北壁	4	14.36	132	-393	0.8	16.5	0.05
	S <sub>s</sub> -F1 (++)	底版	1	18.84	233	-373	1.0	16.5	0.07
		西壁	2	18.84	182	-266	1.2	16.5	0.08
		東壁	3	18.84	-100	165	0.5	16.5	0.04
		南北壁	4	18.84	130	-388	0.8	16.5	0.05
S <sub>s</sub> -F1 (++)	底版	1	19.44	198	-320	0.9	16.5	0.06	
	西壁	2	19.44	144	-211	1.0	16.5	0.07	
	東壁	3	19.44	-55	-28	0.4	16.5	0.03	
	南北壁	4	19.44	107	-312	0.7	16.5	0.05	

軸力：引張正

表11.3-2(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリート)

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置	照査 時刻 (s)	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 $\sigma'c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma'ca$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma'c/\sigma'ca$	
①	S <sub>s</sub> -F2 (++)	底版	1	30.63	212	-349	0.9	16.5	0.06
		西壁	2	30.63	162	-287	1.1	16.5	0.07
		東壁	3	30.63	-58	-37	0.4	16.5	0.03
		南北壁	4	30.63	117	-342	0.7	16.5	0.05
	S <sub>s</sub> -F2 (-+)	底版	1	28.44	269	-416	1.2	16.5	0.08
		西壁	2	28.44	209	-275	1.4	16.5	0.09
		東壁	3	28.44	-117	159	0.6	16.5	0.04
		南北壁	4	28.44	149	-448	0.9	16.5	0.06
	S <sub>s</sub> -F3 (++)	底版	1	26.68	250	-388	1.1	16.5	0.07
		西壁	2	26.68	201	-275	1.3	16.5	0.08
		東壁	3	26.68	-107	163	0.5	16.5	0.04
		南北壁	4	26.68	141	-428	0.9	16.5	0.06
	S <sub>s</sub> -F3 (-+)	底版	1	27.64	277	-422	1.2	16.5	0.08
		西壁	2	27.64	210	-318	1.4	16.5	0.09
		東壁	3	27.64	-105	170	0.5	16.5	0.04
		南北壁	4	27.64	148	-445	0.9	16.5	0.06
	S <sub>s</sub> -N1 (++)	底版	1	7.5	241	-377	1.0	16.5	0.07
		西壁	2	7.51	186	-253	1.3	16.5	0.08
		東壁	3	7.51	-103	162	0.5	16.5	0.04
		南北壁	4	7.51	133	-399	0.8	16.5	0.05
S <sub>s</sub> -N1 (-+)	底版	1	7.29	195	-326	0.8	16.5	0.05	
	西壁	2	7.29	144	-204	1.0	16.5	0.07	
	東壁	3	7.29	-58	-41	0.4	16.5	0.03	
	南北壁	4	7.29	108	-314	0.7	16.5	0.05	
②	S <sub>s</sub> -F2 (-+)	底版	1	28.44	260	-393	1.1	16.5	0.07
		西壁	2	28.44	203	-268	1.4	16.5	0.09
		東壁	3	28.44	-113	156	0.5	16.5	0.04
		南北壁	4	28.44	144	-434	0.9	16.5	0.06
③	S <sub>s</sub> -F2 (-+)	底版	1	28.44	284	-436	1.2	16.5	0.08
		西壁	2	28.44	217	-287	1.5	16.5	0.10
		東壁	3	28.44	-121	163	0.6	16.5	0.04
		南北壁	4	28.44	157	-470	1.0	16.5	0.07

軸力：引張正

表11.3-3(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻	曲げモー メント	軸力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
				(s)	(kN・m/m)	(kN/m)	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
①	S <sub>s</sub> -D1 (++)	底版	1	44.97	217	-352	-10.2	294	0.04
		西壁	2	44.97	-154	79	28.7	294	0.10
		東壁	3	44.97	-90	175	25.7	294	0.09
		南北壁	4	44.96	15	48	13.3	294	0.05
	S <sub>s</sub> -D1 (-+)	底版	1	25.16	226	-361	-10.6	294	0.04
		西壁	2	40.36	-157	71	28.6	294	0.10
		東壁	3	40.36	-93	172	25.9	294	0.09
		南北壁	4	25.16	15	52	13.9	294	0.05
	S <sub>s</sub> -D2 (++)	底版	1	12.87	234	-369	-10.9	294	0.04
		西壁	2	12.87	-164	61	29.0	294	0.10
		東壁	3	12.87	-94	175	26.3	294	0.09
		南北壁	4	12.87	15	62	15.5	294	0.06
	S <sub>s</sub> -D2 (-+)	底版	1	20.38	268	-415	-12.4	294	0.05
		西壁	2	20.38	-194	36	31.9	294	0.11
		東壁	3	20.38	-109	170	28.2	294	0.10
		南北壁	4	20.38	16	66	16.5	294	0.06
	S <sub>s</sub> -D3 (++)	底版	1	7.16	226	-365	-10.6	294	0.04
		西壁	2	7.16	-159	68	28.7	294	0.10
		東壁	3	7.16	-95	172	26.2	294	0.09
		南北壁	4	7.16	16	46	13.3	294	0.05
	S <sub>s</sub> -D3 (-+)	底版	1	14.36	240	-383	-11.2	294	0.04
		西壁	2	14.36	-171	53	29.5	294	0.11
		東壁	3	14.36	-101	168	26.8	294	0.10
		南北壁	4	14.36	16	58	15.3	294	0.06
	S <sub>s</sub> -F1 (++)	底版	1	18.84	233	-379	-10.9	294	0.04
		西壁	2	18.84	-169	62	29.8	294	0.11
		東壁	3	18.84	-100	171	26.9	294	0.10
		南北壁	4	18.83	16	53	14.5	294	0.05
S <sub>s</sub> -F1 (++)	底版	1	19.44	197	-327	-9.3	294	0.04	
	西壁	2	19.44	-137	89	26.8	294	0.10	
	東壁	3	19.44	-83	170	24.3	294	0.09	
	南北壁	4	19.44	14	44	12.3	294	0.05	

軸力：引張正

表11.3-3(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻	曲げモー メント	軸力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
				(s)	( $\text{kN} \cdot \text{m/m}$ )	( $\text{kN/m}$ )	$\sigma_s$ ( $\text{N/mm}^2$ )	$\sigma_{sa}$ ( $\text{N/mm}^2$ )	
①	S <sub>s</sub> -F2 (++)	底版	1	30.63	212	-351	-10.0	294	0.04
		西壁	2	30.63	-151	81	28.4	294	0.10
		東壁	3	30.63	-88	174	25.3	294	0.09
		南北壁	4	30.63	15	42	12.3	294	0.05
	S <sub>s</sub> -F2 (-+)	底版	1	28.44	269	-423	-12.5	294	0.05
		西壁	2	28.44	-194	34	31.7	294	0.11
		東壁	3	28.44	-117	165	29.0	294	0.10
		南北壁	4	28.44	17	67	17.1	294	0.06
	S <sub>s</sub> -F3 (++)	底版	1	26.68	250	-394	-11.6	294	0.04
		西壁	2	26.68	-184	42	30.7	294	0.11
		東壁	3	26.68	-107	169	27.8	294	0.10
		南北壁	4	26.67	16	62	15.9	294	0.06
	S <sub>s</sub> -F3 (-+)	底版	1	27.64	277	-426	-12.8	294	0.05
		西壁	2	27.64	-194	29	31.4	294	0.11
		東壁	3	27.64	-105	176	28.0	294	0.10
		南北壁	4	27.64	15	81	18.5	294	0.07
	S <sub>s</sub> -N1 (++)	底版	1	7.5	241	-384	-11.2	294	0.04
		西壁	2	7.5	-171	54	29.6	294	0.11
		東壁	3	7.5	-102	170	27.1	294	0.10
		南北壁	4	7.51	16	58	15.3	294	0.06
S <sub>s</sub> -N1 (-+)	底版	1	7.29	195	-331	-9.2	294	0.04	
	西壁	2	7.29	-137	94	27.1	294	0.10	
	東壁	3	7.29	-87	169	24.8	294	0.09	
	南北壁	4	7.29	15	33	10.7	294	0.04	
②	S <sub>s</sub> -F2 (-+)	底版	1	28.44	260	-409	-12.1	294	0.05
		西壁	2	28.44	-188	36	30.9	294	0.11
		東壁	3	28.44	-113	163	28.3	294	0.10
		南北壁	4	28.44	17	63	16.5	294	0.06
③	S <sub>s</sub> -F2 (-+)	底版	1	28.44	284	-443	-13.2	294	0.05
		西壁	2	28.44	-205	32	33.3	294	0.12
		東壁	3	28.44	-121	168	29.8	294	0.11
		南北壁	4	28.44	17	73	18.0	294	0.07

軸力：引張正

### 11.3.2 せん断破壊に対する評価結果

構造部材のせん断破壊に対する各部材での最大照査値について、表 11.3-4 に解析ケース・地震動ごとに示す。全ケースにおいて、出口側集水ピットの構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表11.3-4(1) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	照査用 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 V/V <sub>a</sub>
①	S <sub>s</sub> -D 1 (++)	底版	1	44.97	170	1227	0.14
		西壁	2	44.97	279	1563	0.18
		東壁	3	44.97	90	1563	0.06
		南北壁	4	44.97	47	944	0.05
	S <sub>s</sub> -D 1 (-+)	底版	1	25.16	175	1227	0.15
		西壁	2	25.16	288	1563	0.19
		東壁	3	40.36	91	1563	0.06
		南北壁	4	25.16	48	944	0.06
	S <sub>s</sub> -D 2 (++)	底版	1	12.87	182	1227	0.15
		西壁	2	12.87	301	1563	0.20
		東壁	3	12.87	110	1975	0.06
		南北壁	4	12.87	49	944	0.06
	S <sub>s</sub> -D 2 (-+)	底版	1	20.38	206	1227	0.17
		西壁	2	20.38	351	1563	0.23
		東壁	3	20.38	108	1563	0.07
		南北壁	4	20.38	62	944	0.07
	S <sub>s</sub> -D 3 (++)	底版	1	7.16	175	1227	0.15
		西壁	2	7.16	288	1563	0.19
		東壁	3	7.16	95	1563	0.07
		南北壁	4	7.16	48	944	0.06
	S <sub>s</sub> -D 3 (-+)	底版	1	14.36	183	1227	0.15
		西壁	2	14.36	310	1563	0.20
		東壁	3	14.36	99	1563	0.07
		南北壁	4	14.36	52	944	0.06
	S <sub>s</sub> -F 1 (++)	底版	1	18.84	181	1227	0.15
		西壁	2	18.84	308	1563	0.20
		東壁	3	18.84	102	1563	0.07
		南北壁	4	18.84	52	944	0.06
S <sub>s</sub> -F 1 (-+)	底版	1	19.44	150	1227	0.13	
	西壁	2	19.44	244	1563	0.16	
	東壁	3	19.44	84	1563	0.06	
	南北壁	4	19.44	40	944	0.05	

表11.3-4(2) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	照査用 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 V/V <sub>a</sub>
①	S <sub>s</sub> -F 2 (++)	底版	1	30.63	169	1227	0.14
		西壁	2	30.63	273	1563	0.18
		東壁	3	30.63	89	1563	0.06
		南北壁	4	30.63	45	944	0.05
	S <sub>s</sub> -F 2 (-+)	底版	1	28.44	205	1227	0.17
		西壁	2	28.44	354	1563	0.23
		東壁	3	28.44	118	1563	0.08
		南北壁	4	28.44	62	944	0.07
	S <sub>s</sub> -F 3 (++)	底版	1	26.68	195	1227	0.16
		西壁	2	26.68	341	1563	0.22
		東壁	3	26.68	107	1563	0.07
		南北壁	4	26.68	57	944	0.07
	S <sub>s</sub> -F 3 (-+)	底版	1	27.64	215	1227	0.18
		西壁	2	27.64	354	1563	0.23
		東壁	3	27.64	122	1975	0.07
		南北壁	4	27.64	61	944	0.07
S <sub>s</sub> -N 1 (++)	底版	1	7.5	186	1227	0.16	
	西壁	2	7.51	315	1563	0.21	
	東壁	3	7.51	101	1563	0.07	
	南北壁	4	7.51	52	944	0.06	
S <sub>s</sub> -N 1 (-+)	底版	1	7.29	150	1227	0.13	
	西壁	2	7.29	244	1563	0.16	
	東壁	3	7.29	95	1563	0.07	
	南北壁	4	7.29	40	944	0.05	
②	S <sub>s</sub> -F 2 (-+)	底版	1	28.44	200	1227	0.17
		西壁	2	28.44	344	1563	0.23
		東壁	3	28.44	116	1563	0.08
		南北壁	4	28.44	59	944	0.07
③	S <sub>s</sub> -F 2 (-+)	底版	1	28.44	212	1227	0.18
		西壁	2	28.44	370	1563	0.24
		東壁	3	28.44	120	1563	0.08
		南北壁	4	28.44	65	944	0.07

#### 11.4 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 11.4-1 に示す。最大接地圧分布図を図 11.4-1 に示す。

上記により，出口側集水ピットの基礎地盤に発生する最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 11.4-1 基礎地盤の支持性能照査結果

解析 ケース	基準地震動	位相	最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d/R_u$	
①	S <sub>s</sub> -D 1	(++)	0.2	13.7	0.02	
		(-+)	0.2		0.02	
	S <sub>s</sub> -D 2	(++)	0.2		0.02	
		(-+)	0.2		0.02	
	S <sub>s</sub> -D 3	(++)	0.2		0.02	
		(-+)	0.2		0.02	
	S <sub>s</sub> -F 1	(++)	0.2		0.02	
		(-+)	0.2		0.02	
	S <sub>s</sub> -F 2	(++)	0.2		0.02	
		(-+)	0.2		0.02	
	S <sub>s</sub> -F 3	(++)	0.2		0.02	
		(-+)	0.3		0.03	
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	0.2		0.02	
		(-+)	0.2		0.02	
	②	S <sub>s</sub> -F 2	(-+)		0.2	0.02
	③		(-+)		0.3	0.03



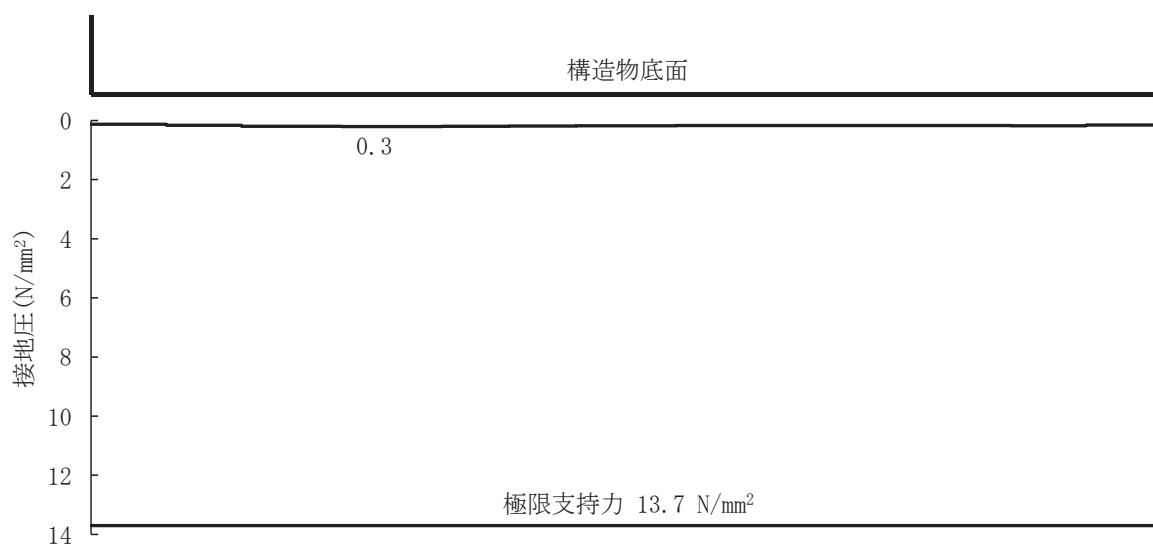


図 11.4-1 出口側集水ピットの基礎地盤の最大接地圧分布図  
 (解析ケース①, S s - F 3 (-+))

(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

1. 構造概要

防潮堤の南側に位置する 3 本の屋外排水路に対して、それぞれ屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) を設置する。各屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) は、鋼製の扉体 (スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ (吊りピン含む) 及びヒンジ取付けボルト)、固定部 (ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、戸当り及びアンカーボルト) で構成される。

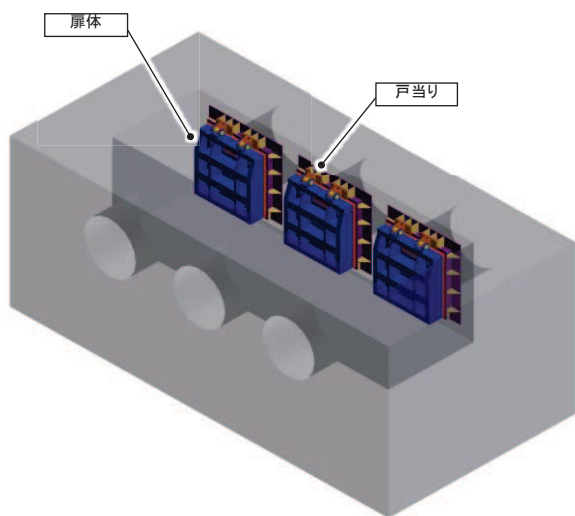
扉体及び固定部で構成される屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) は、出口側集水ピット (鉄筋コンクリート製) にアンカーで固定し、屋外排水路を経路とした津波の流入を防止する。また、扉体に作用する荷重は、アンカーを介して鉄筋コンクリートに伝達する構造とする。

なお、出口側集水ピットは地中に設置することから、屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) 及び出口側集水ピットには漂流物は衝突しない。

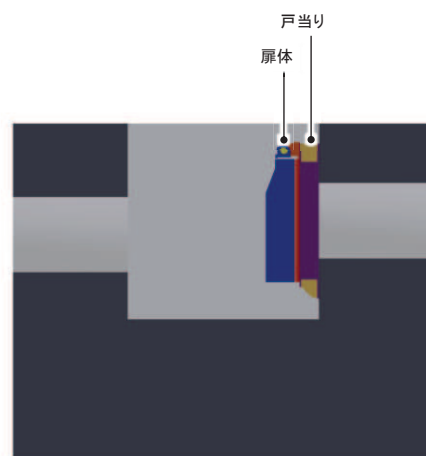
屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) の使用材料を表 1-1 に、構造概要を図 1-1 に示す。

表 1-1 使用材料

部位	材質	仕様
扉体	スキンプレート	SUS304 板厚 25mm
	主桁	SUS304 BC-200x100x16/20(1 段目) BH-300x150x16/20(2, 3 段目) BC-300x150x16/20(4 段目)
	補助縦桁	SUS304 BH-200x50x9/16(主桁 1-2 段目間) BH-300x50x9/16(その他)
	側部縦桁	SUS304 BC-300x100x16/20
	ヒンジ (吊りピン)	SUS304 φ 50mm
扉体及び固定部	ヒンジ (プレート)	SUS304 板厚 20mm
	ヒンジ取付けボルト	SUS304 M20
固定部	戸当り	SUS304 板厚 12mm
	戸当り部コンクリート	コンクリート 設計基準強度 30N/mm <sup>2</sup>
	アンカーボルト	SUS304 M20



(鳥瞰図)



(側面図)

図 1-1(1) 構造概要図 (鳥瞰図, 側面図)

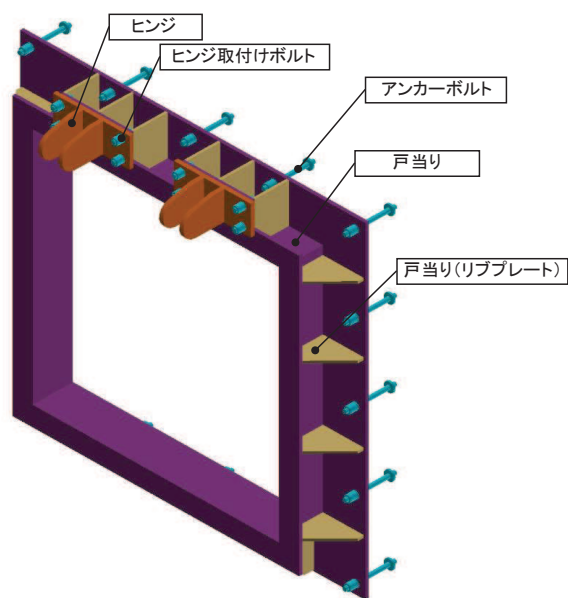
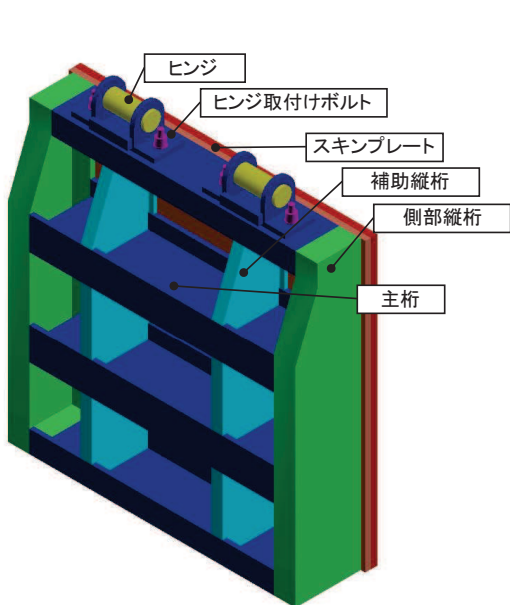


図 1-1(2) 構造概要図 (扉体及び固定部)

## 2. 扉体

扉体部の詳細を図 2-1 に示す。

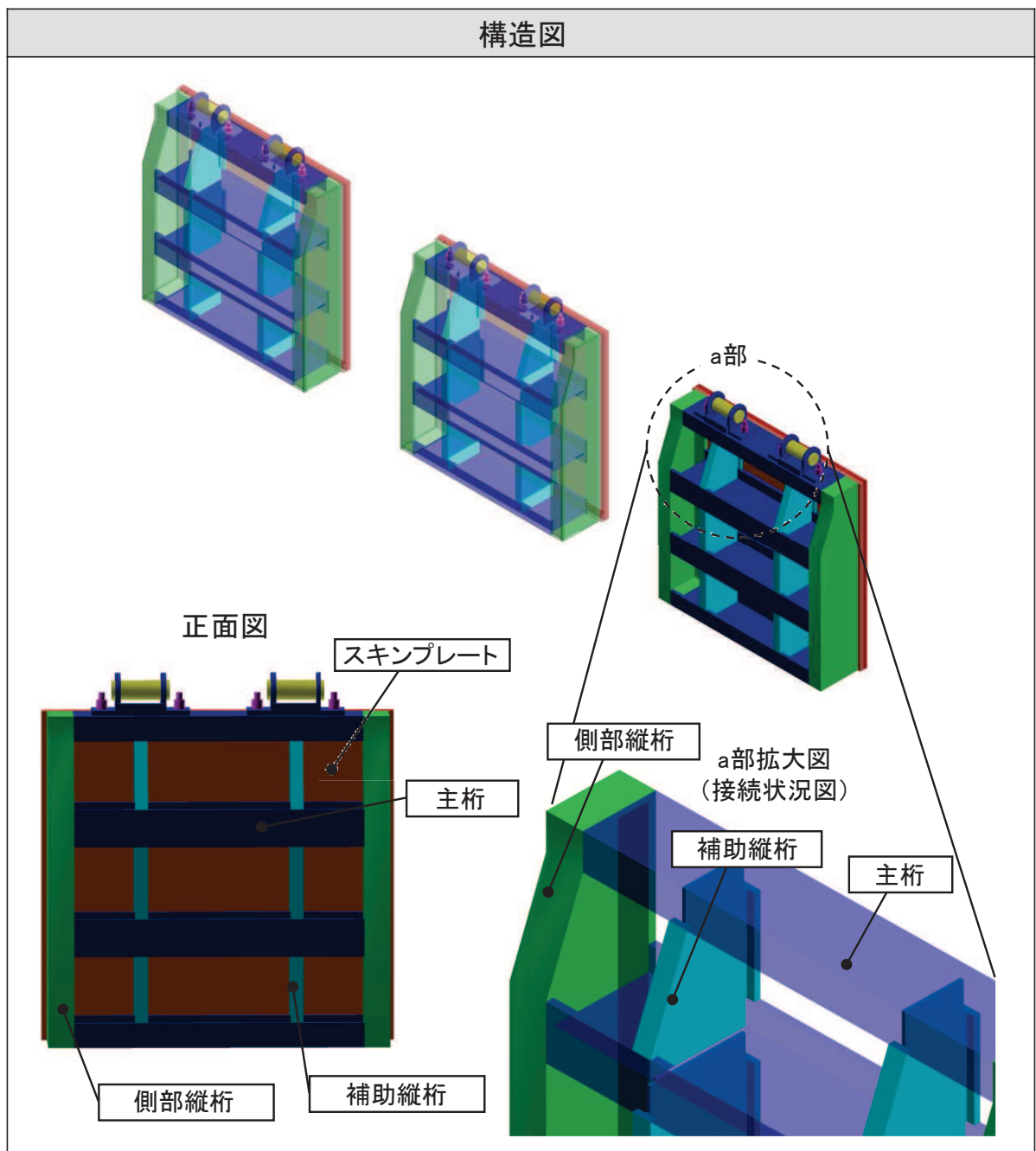


図 2-1(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のうち扉体部の構造図

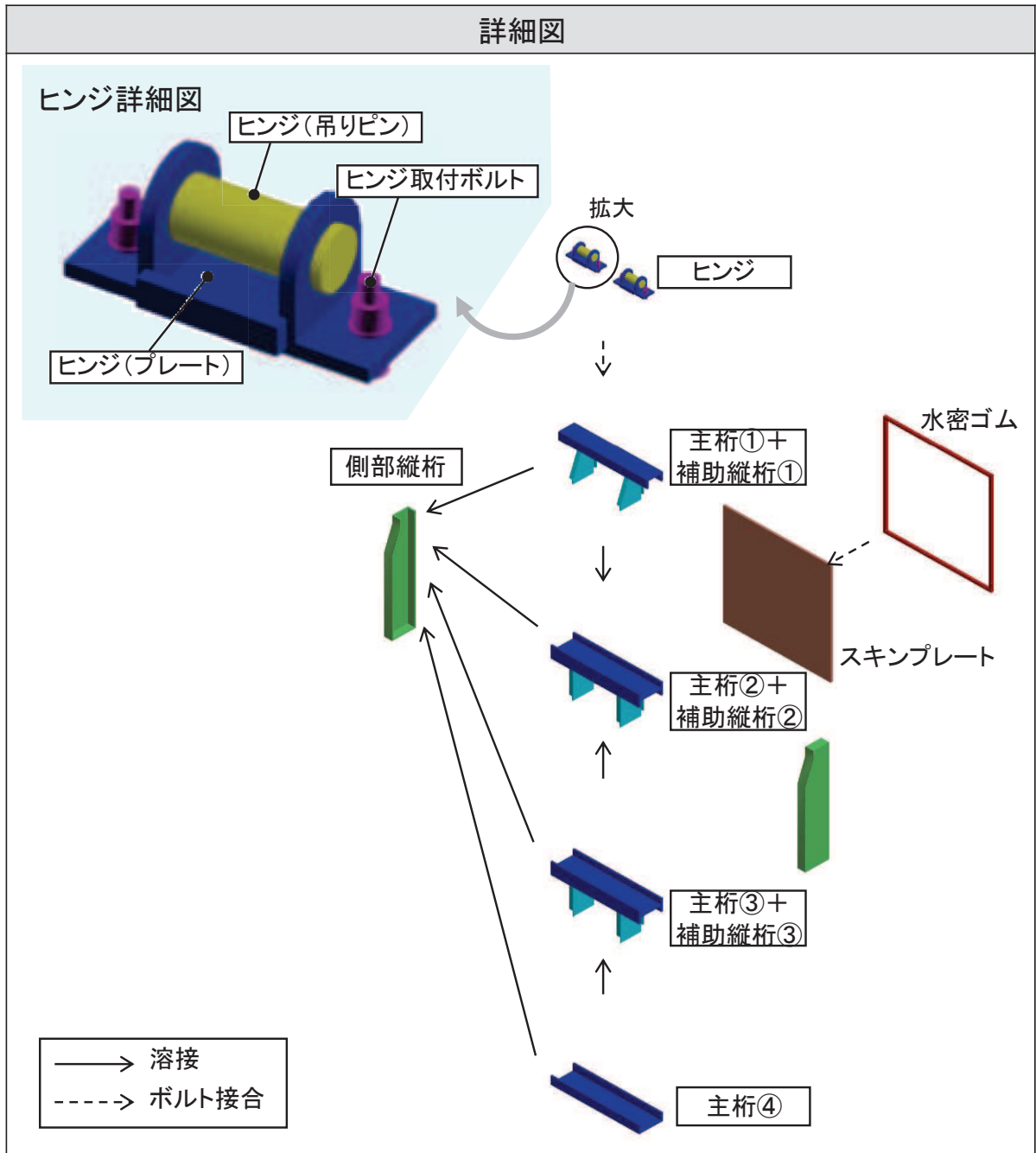


図 2-1(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のうち扉体部の詳細図

### 3. 固定部

固定部の詳細を図 3-1 に、止水性確保の考え方を図 3-2 に示す。

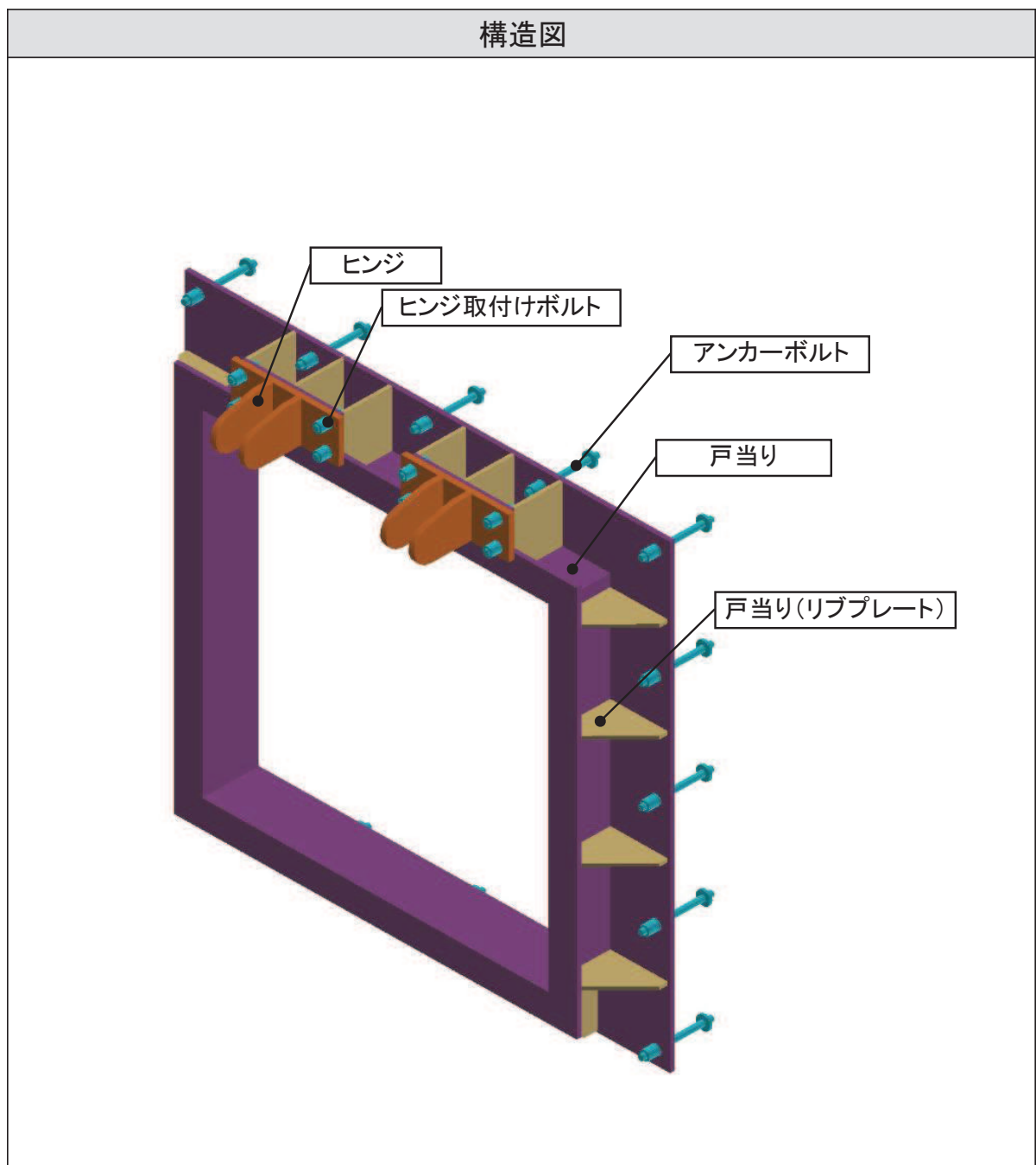


図 3-1(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のうち固定部の構造図

詳細図

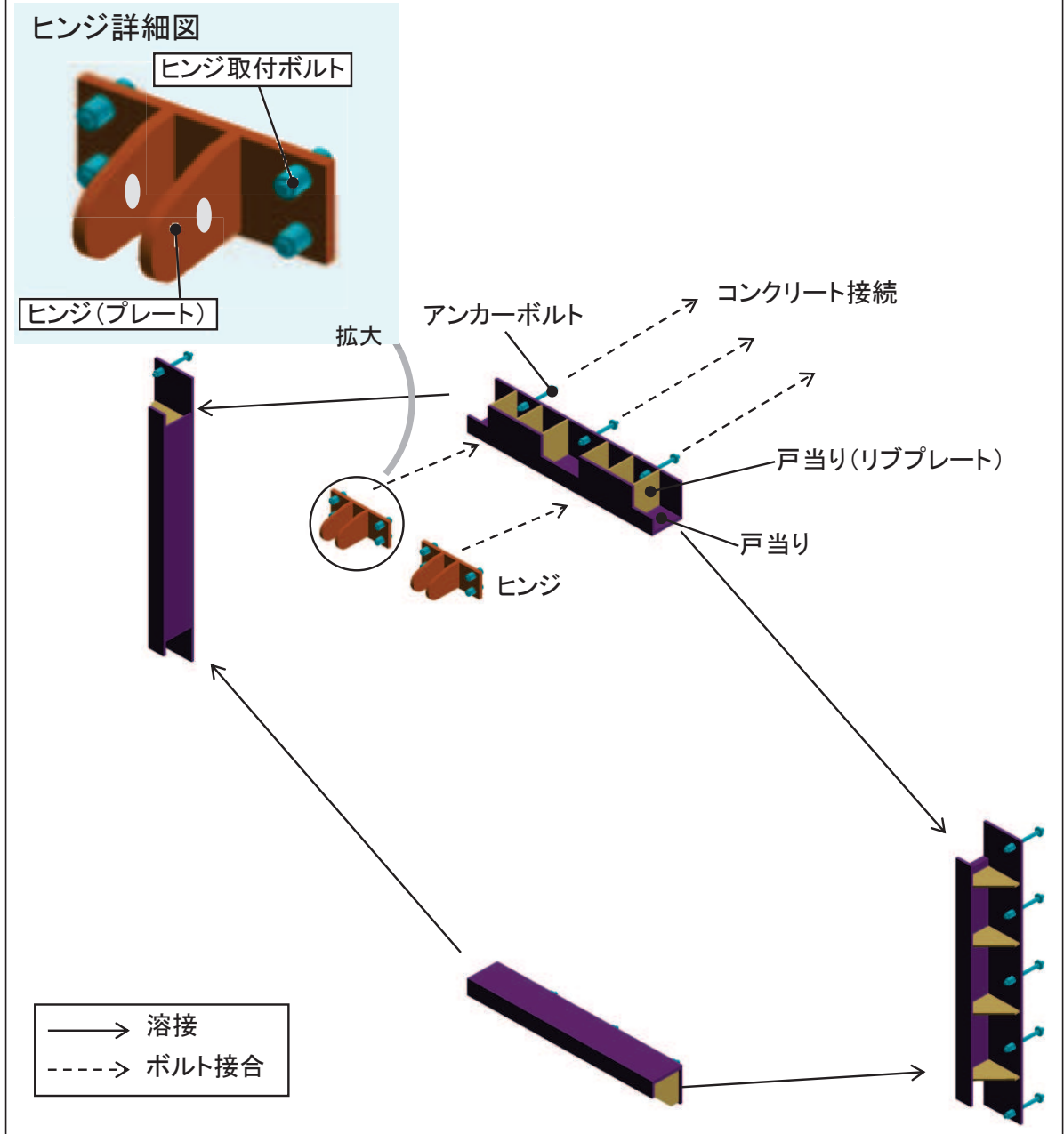


図 3-1(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のうち固定部の詳細図



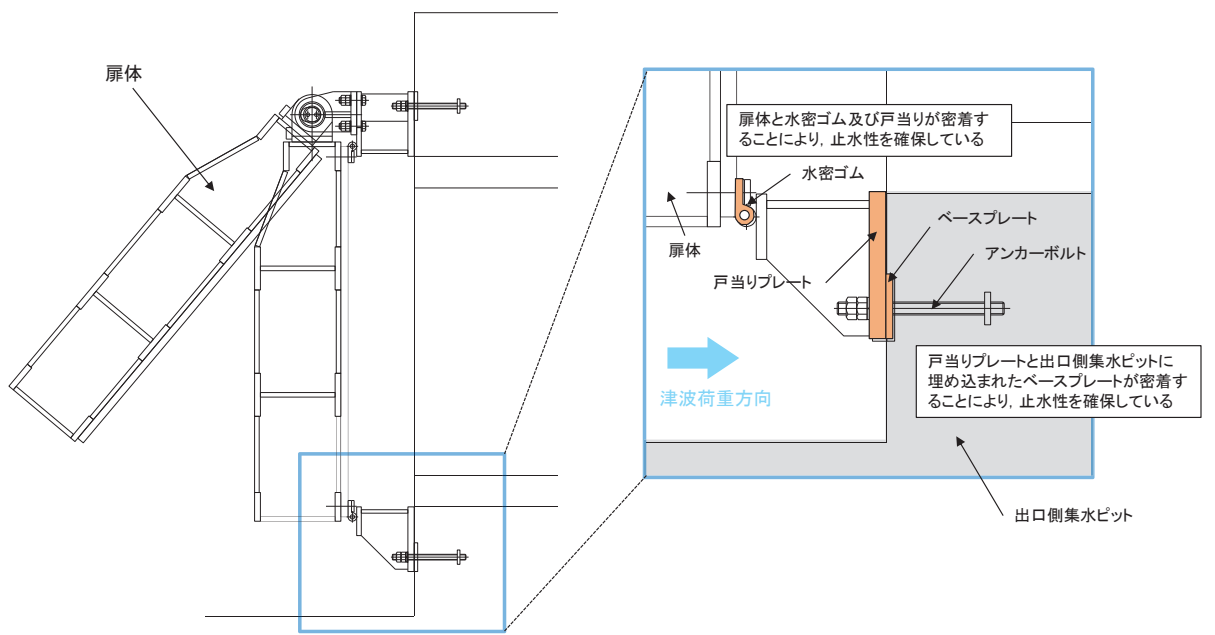


図 3-2 止水性確保の考え方

#### 4. 荷重伝達経路

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重伝達経路を図 4-1 に示す。

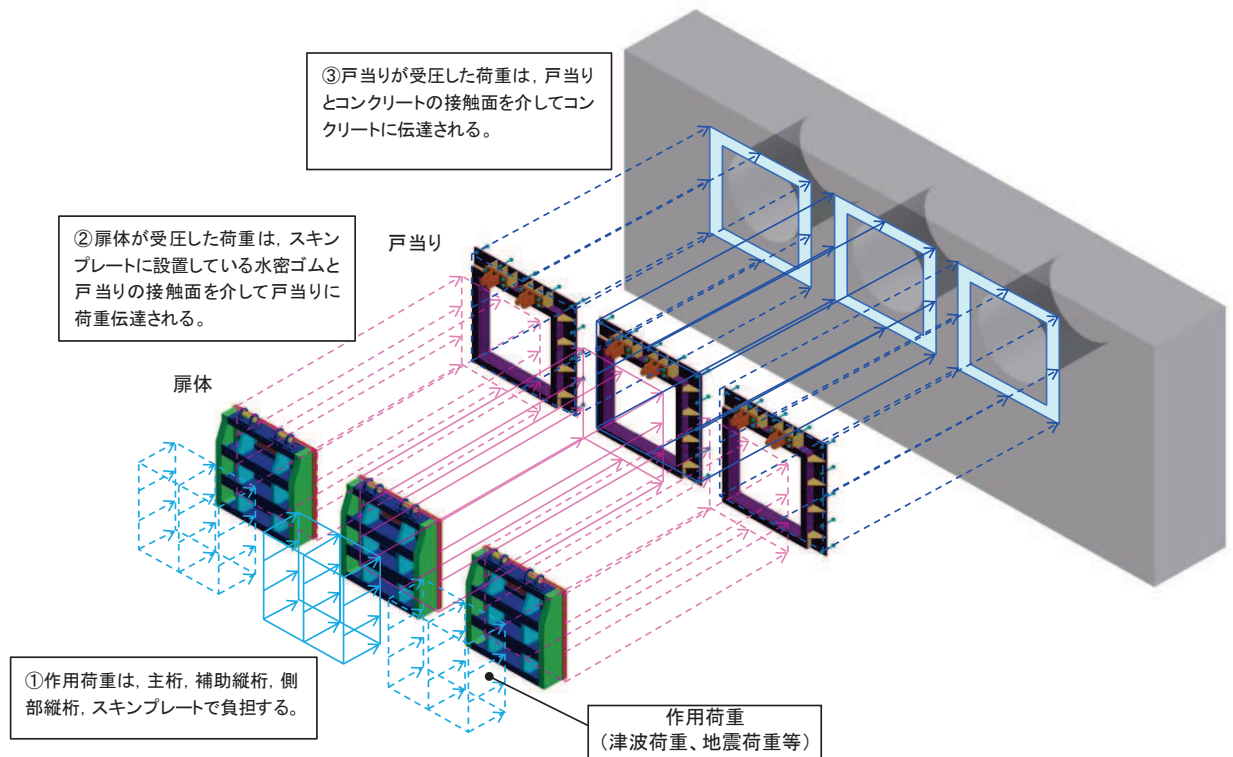


図 4-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のうち逆流防止設備の荷重伝達経路

(参考資料 2) 戸当りアンカーボルトの耐震評価

1. 許容限界

1.1 使用材料

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のアンカーボルトの使用材料を表 1-1 に示す。

表 1-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
アンカーボルト	SUS304	頭付きアンカーボルト (M20)

1.2 許容限界

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のアンカーボルトの許容限界を表 1-2 に示す。

表 1-2 アンカーボルトの許容限界

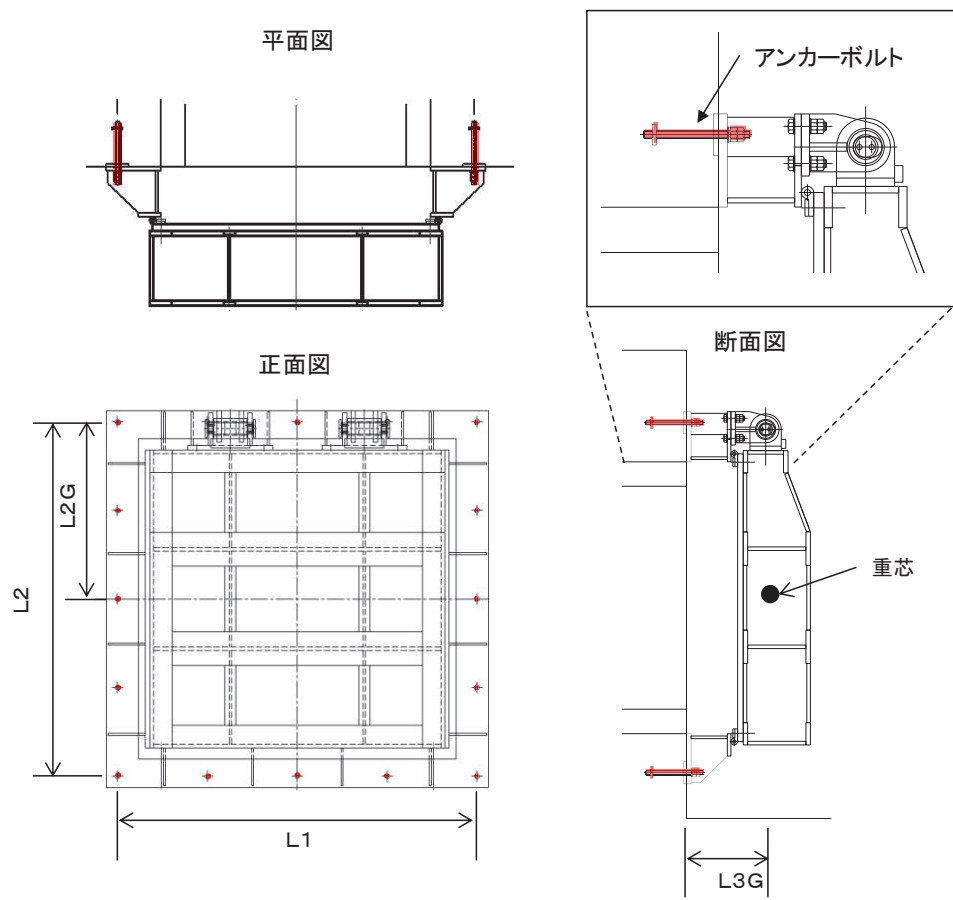
評価部位	材質	許容限界 (N)	
		引張*	せん断*
アンカーボルト	SUS304	48154	33707

注記 \* : アンカーボルトに対する許容引張力及び許容せん断力の許容値は、「各種合成構造設計指針同解説（（社）日本建築学会 平成 22 年）」に基づき算出する。

2. 計算方法

アンカーボルトは「各種合成構造設計指針・同解説」に従い、アンカーボルトに発生する引張力及びせん断力が、許容限界以下となることを確認する。アンカーボルトのモデル図及び応力算定式を図 2-1 に示す。

なお、アンカーボルトに作用する引張力算定に当たっては、扉体を支持するヒンジ（吊りピン）からの荷重によって、引張力が発生することも踏まえ、出口側集水ピット壁面～扉体重芯位置（＝ヒンジ（吊りピン）の中心）のモーメントを考慮した検討を行う。



$$P_1 = \frac{FH \cdot L3G}{L1 \cdot n_2} + \frac{(w + FV) \cdot L3G}{L2 \cdot n_1}$$

または,

$$P_2 = \frac{FH \cdot (L2 - L2G) + (w + FV) \cdot L3G}{L2 \cdot n_1}$$

$$Q = \frac{\sqrt{FH^2 + (w + FV)^2}}{n}$$

図 2-1 (1) アンカーボルトの構造図及び応力算定式

ここに、

$P_1, P_2$  : アンカーボルト 1 本に作用する引張力 (N) \*

$Q$  : アンカーボルト 1 本に作用するせん断力 (N)

$w$  : 扉体+戸当りの質量 (kN)

$F_H$  : アンカーボルトに作用する水平方向荷重 (kN)

$F_V$  : アンカーボルトに作用する鉛直方向荷重 (kN)

$L_1$  : 水平方向最端部のアンカーボルトスパン (mm)

$L_2$  : 鉛直方向最端部のアンカーボルトスパン (mm)

$L_{2G}$  : 上部側アンカーボルト中心～扉体重芯距離 (mm)

$L_{3G}$  : 壁面～扉体重芯 (ヒンジ (吊りピン) 中心) 距離 (mm)

$n$  : アンカーボルト総本数(本)

$n_1$  : 上下面のアンカーボルト片側本数(本)

$n_2$  : 側面のアンカーボルト片側本数(本)

注記\* : 2つの式のうち、大きくなる荷重を評価に用いる。

図 2-1 (2) アンカーボルトの構造図及び応力算定式

### 3. 応力計算

アンカーボルトに作用する荷重について、以下の式にて計算を行う。

また、アンカーボルト 1 本に作用する引張力  $P$  は  $P_1$  と  $P_2$  の大きい方を使用する。

$$P_1 = \frac{F_H \cdot L_{3G}}{L_1 \cdot n_2} + \frac{(w + F_V) \cdot L_{3G}}{L_2 \cdot n_1}$$

$$P_2 = \frac{F_H \cdot (L_2 - L_{2G}) + (w + F_V) \cdot L_{3G}}{L_2 \cdot n_1}$$

$$Q = \frac{\sqrt{F_H^2 + (w + F_V)^2}}{n}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 3-1 に示す。

表 3-1 アンカーボルトの発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P	アンカーボルト 1 本に作用する引張力	—	N
Q	アンカーボルト 1 本に作用するせん断力	—	N
w	扉体+戸当りの質量	22064.9625	N
F H	水平地震力	17651.97	N
F V	鉛直地震力	11032.48125	N
L 1	水平方向最端部のアンカーボルトスパン	1610	mm
L 2	鉛直方向最端部のアンカーボルトスパン	1570	mm
L 2 G	上部側アンカーボルト中心～ 扉体重芯距離	785	mm
L 3 G	壁面～扉体重芯距離	255	mm
n	アンカーボルト総本数	16	本
n <sub>1</sub>	上下面のアンカーボルト片側本数	5	本
n <sub>2</sub>	側面のアンカーボルト片側本数	5	本

以上により、

$$P_1 = \frac{17651.97 \cdot 255}{1610 \cdot 5} + \frac{(22064.9625 + 11032.48125) \cdot 255}{1570 \cdot 5} = 1635N$$

$$P_2 = \frac{17651.97 \cdot (1570 - 785) + (22064.9625 + 11032.48125) \cdot 255}{1570 \cdot 5} = 2841N$$

$$Q = \frac{\sqrt{17651.97^2 + (22064.9625 + 11032.48125)^2}}{16} = 2345N$$

よって、 $P = P_2$ とする。

### 3. 評価結果

アンカーボルトの評価結果を表3-1 に示す。

発生値が許容値以下であることから十分な構造健全性を有することを確認した。

表 3-1 評価結果 (アンカーボルト)

評価部位	評価項目	発生値 a (N)	許容値 b (N)	照査値 a/b
アンカーボルト	引張	2841	48154	0.06
	せん断	2345	33707	0.07

- 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
    - 6.5.1.2 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

## 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. 評価部材	12
3.1 荷重伝達経路	12
3.2 評価部材	13
4. 固有周期	15
4.1 固有周期の計算方法	15
4.2 固有周期の計算条件	15
4.3 固有周期の計算結果	16
5. 構造強度評価	17
5.1 構造強度評価方法	17
5.2 荷重及び荷重の組合せ	17
5.2.1 荷重の設定	17
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	25
5.6 計算条件	36
5.7 応力計算	37
6. 評価結果	59
7. 出口側集水ピットの強度評価	60
7.1 出口側集水ピットの構造概要	60
7.2 評価方針	63
8. 強度評価方法	65
8.1 記号の定義	65
8.2 荷重算出断面	66

8.3	荷重及び荷重の組合せ	67
8.3.1	荷重	67
8.3.2	荷重の組合せ	67
8.4	許容限界	69
8.4.1	構造部材の健全性に対する許容限界	69
8.4.2	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	70
8.5	評価方法	71
8.5.1	二次元動的解析	71
8.5.2	三次元構造解析	104
8.5.3	評価方法	128
9.	評価条件	129
10.	評価結果	130
10.1	構造部材の健全性に対する評価結果	130
10.1.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	130
10.1.2	せん断破壊に対する評価結果	132
10.2	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	133

(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