

**架台フランジの幅(有効幅)の算出**

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

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

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

以上から、架台フランジの幅(有効幅)は508mmとする。

**スキムプレートの幅(有効幅)の算出**

$bs/La = 811/4000 = 0.203$        $bs$ : スキムプレート片側張出長(811)  
 $= 0.203$        $La$ : 等価支間長(2×b(=2000))

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

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

以上から、架台フランジの幅(有効幅)は966mmとする。

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

**O-O' 軸から図心までの長さ**

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

**図心回りの断面二次モーメント**

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

**水平リブ(下縁)の断面係数**

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

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

**架台(上縁)の断面係数**

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

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

図 4.2-7 水平リブ及び架台の断面係数の算出方法

(2) 防護工

防護工の照査方法を図 4.2-8 に示す。防護工は架台を支点とする単純ばりでモデル化し、曲げモーメント及びせん断力よりそれぞれ算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

曲げ応力照査（衝突荷重が防護工中心に作用する場合）

$$\sigma_6 = \frac{M_6}{Z_6} \dots \dots \dots (30)$$

$$M_6 = P_6 \cdot b'' \cdot \frac{\ell^2}{8} + P_c \cdot \frac{\ell}{4} \dots \dots \dots (31)$$

せん断力照査（衝突荷重が防護工端部に作用する場合）

$$\tau_6 = \frac{S_6}{A_{wc}} \dots \dots \dots (32)$$

$$S_6 = P_6 \cdot b'' \cdot \frac{\ell}{2} + P_c \dots \dots \dots (33)$$

合成応力照査

$$\left( \frac{\sigma_6}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_6}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (34)$$

ここで、

- $\sigma_6$  : 曲げモーメントによる防護工の発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $M_6$  : 防護工に発生する曲げモーメント (kN・m)
- $Z_6$  : 防護工の断面係数 (mm<sup>3</sup>) \*
- $P_6$  : 防護工に作用する津波波圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\tau_6$  : せん断力による防護工の発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $S_6$  : 防護工に発生するせん断力 (kN)
- $b''$  : 防護工の幅 (m)
- $P_c$  : 衝突荷重 (kN)
- $A_{wc}$  : 防護工のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>) \*
- $\sigma_{sa}$  : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

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

注記 \* : 防護工は外側 1mm を腐食代として考慮する。

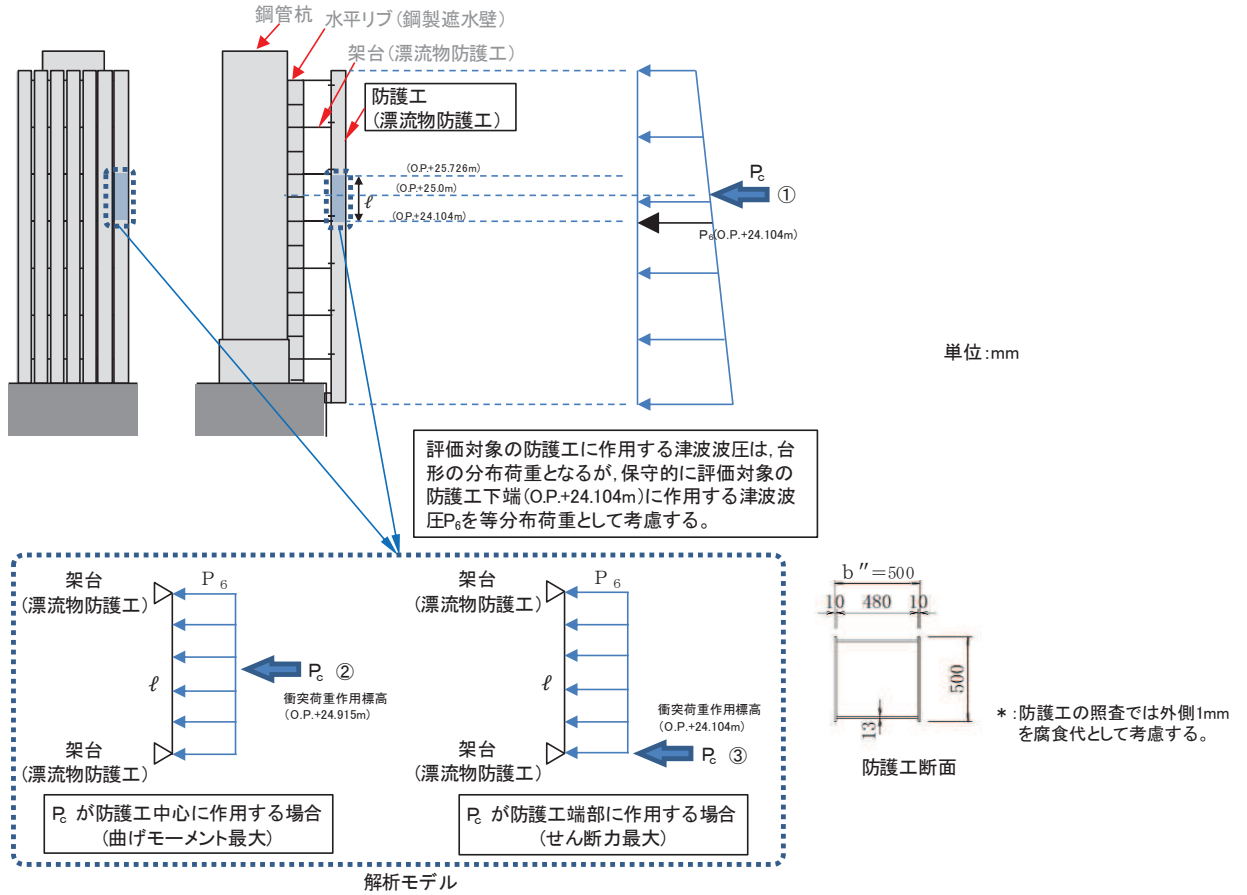


図 4.2-8 防護工の照査概念図 (津波時)

### 4.2.3 重畳時

#### (1) 架台

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

水平リブ及び架台の照査方法を図 4.2-9 に示す。

#### 曲げ応力照査（水平リブ）

$$\sigma_4 = \frac{M_4}{Z_4} \quad \dots \dots \dots (35)$$

$$M_4 = \frac{1}{2} (P_4 + P_4' + P_4'') \cdot \ell \cdot b^2 \quad \dots \dots \dots (36)$$

#### せん断力照査（水平リブ）

$$\tau_4 = \frac{S_4}{A_w} \quad \dots \dots \dots (37)$$

$$S_4 = (P_4 + P_4' + P_4'') \cdot \ell \cdot b \quad \dots \dots \dots (38)$$

#### 合成応力照査（水平リブ）

$$\left( \frac{\sigma_4}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_4}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \quad \dots \dots \dots (39)$$

#### 曲げ応力照査（架台）

$$\sigma_5 = \frac{M_5}{Z_5} \quad \dots \dots \dots (40)$$

$$M_5 = \frac{1}{2} (P_4 + P_4' + P_4'') \cdot \ell \cdot b^2 \quad \dots \dots \dots (41)$$

せん断力照査（架台）

$$\tau_5 = \frac{S_5}{A_w} \quad \dots \dots \dots (42)$$

$$S_5 = (P_4 + P_4' + P_4'') \cdot \ell \cdot b \quad \dots \dots \dots (43)$$

合成応力照査（架台）

$$\left( \frac{\sigma_5}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_5}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \quad \dots \dots \dots (44)$$

ここで、

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

$M_4$  : 水平リブに発生する曲げモーメント (kN・m)

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

$P_4$  : 水平リブ及び架台に作用する津波波圧 (kN/m<sup>2</sup>)

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

$P_4''$  : 水平リブ及び架台に作用する動水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

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

$S_4$  : 水平リブに発生するせん断力 (kN)

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

$M_5$  : 架台に発生する曲げモーメント (kN・m)

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

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

$S_5$  : 架台に発生するせん断力 (kN)

$\ell$  : 架台間隔 (mm)

$b$  : モーメントアーム長 (m)

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

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

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

注記 \*1 : 水平リブ及び架台の断面係数の算出方法は図 4.2-5 に示す。

\*2 : 架台は腐食代 2mm を考慮する。

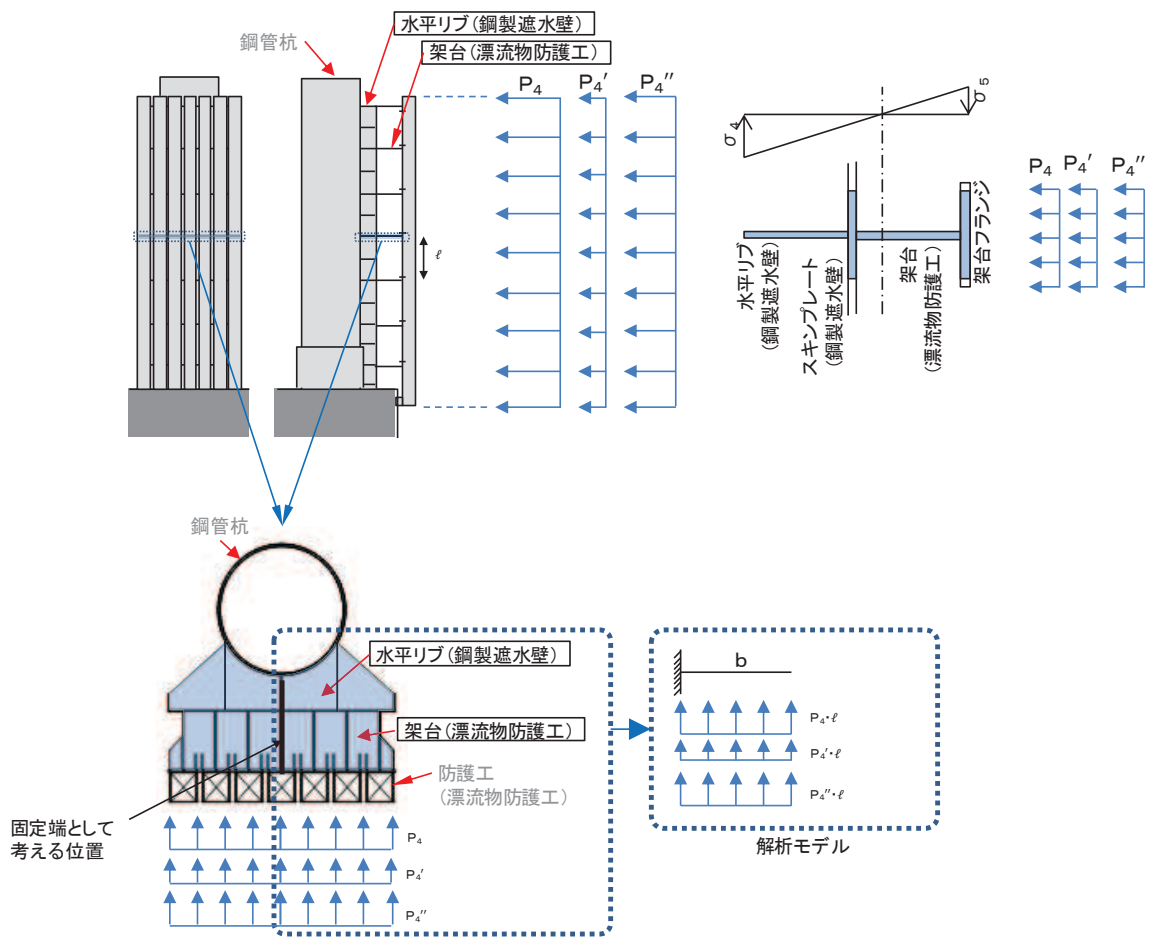


図 4.2-9 水平リブの照査概念図 (重畳時)

(2) 防護工

防護工の照査方法を図 4.2-10 に示す。防護工は架台を支点とする単純ばりでモデル化し、曲げモーメント及びせん断力よりそれぞれ算定される応力が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

曲げ応力照査

$$\sigma_6 = \frac{M_6}{Z_6} \dots \dots \dots (45)$$

$$M_6 = (P_6 + P_6' + P_6'') \cdot b'' \cdot \frac{\ell^2}{8} \dots \dots \dots (46)$$

せん断力照査

$$\tau_6 = \frac{S_6}{A_{wc}} \dots \dots \dots (47)$$

$$S_6 = (P_6 + P_6' + P_6'') \cdot b'' \cdot \frac{\ell}{2} \dots \dots \dots (48)$$

合成応力照査

$$\left( \frac{\sigma_6}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_6}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (49)$$

ここで、

- $\sigma_6$  : 曲げモーメントによる防護工の発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $M_6$  : 防護工に発生する曲げモーメント (kN・m)
- $Z_6$  : 防護工の断面係数 (mm<sup>3</sup>) \*
- $P_6$  : 防護工に作用する津波波圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $P_6'$  : 防護工に作用する地震慣性力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $P_6''$  : 防護工に作用する動水圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\tau_6$  : せん断力による防護工の発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $S_6$  : 防護工に発生するせん断力 (kN)
- $b''$  : 防護工の幅 (m)
- $A_{wc}$  : 防護工のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>) \*

注記 \* : 防護工は外側 1mm を腐食代として考慮する。

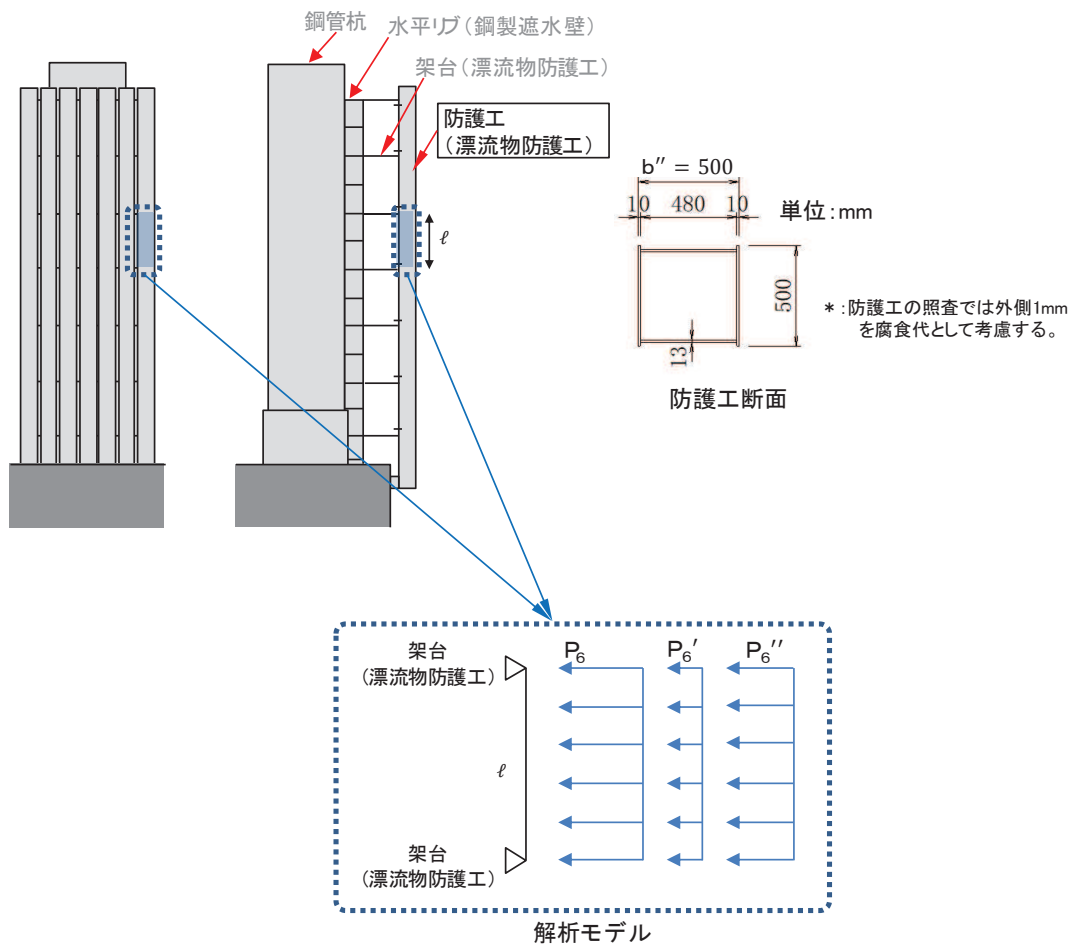


図 4.2-10 防護工の照査概念図(重畳時)



#### 4.2.4 漂流物防護工の偏心影響検討

漂流物防護工は、図 4.2-11 に示すとおり、鋼管杭（鋼製遮水壁）前面に張り出した構造となるため、設置による偏心の影響が考えられる。漂流物防護工及び鋼製遮水壁が取り付けられる鋼管杭が、直接偏心によるモーメントやねじり応力を受けることから、漂流物防護工が鋼管杭に与える偏心荷重及びその評価方法について整理する。

なお、鋼管杭に生じる応力（偏心モーメント及びねじり）及び鋼管杭に生じる変位（汀線直交方向及び汀線方向）の観点に着目し、地震時、津波時及び重畳時それぞれにて整理する。

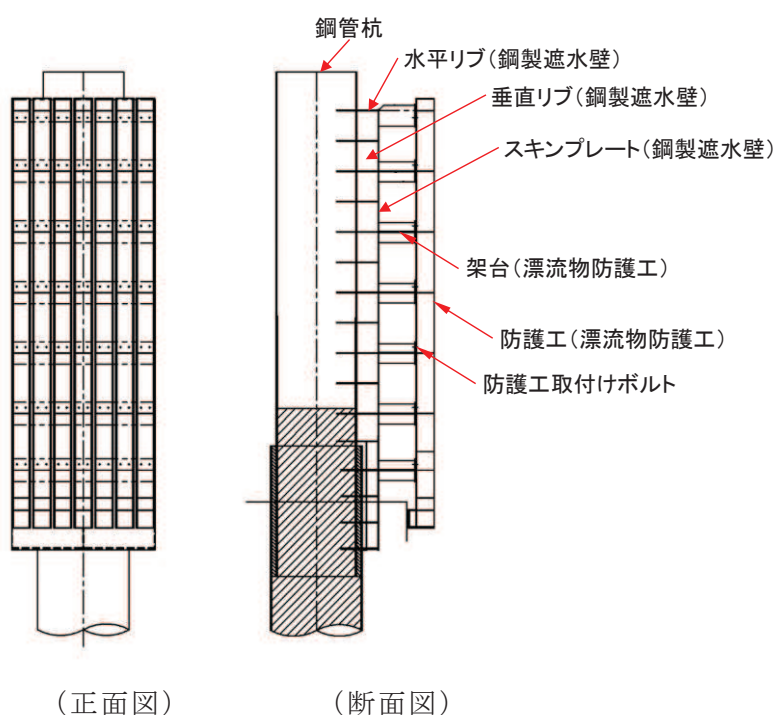


図 4.2-11 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図（正面図，断面図）

(1) 地震時

地震時に、漂流物防護工が鋼管杭に与える偏心荷重影響について表 4.2-1 に示す。

地震時においては、鋼管杭へ作用する偏心モーメント及び鋼管杭へ作用するねじりについて評価を実施する。以降に、評価方法を示す。

なお、評価を実施する断面及びケースは、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査又はせん断破壊に対する照査が最も厳しくなる断面及びケースとする。

表 4.2-1(1) 漂流物防護工による偏心荷重（地震時）

鋼管杭に生じる応力	
偏心モーメント	ねじり
<div style="text-align: center;">敷地側(西) <span style="margin-left: 100px;">海側(東)</span></div> <p>鋼管杭</p> <p>水平リブ(鋼製遮水壁)</p> <p>垂直リブ(鋼製遮水壁)</p> <p>スキンプレート(鋼製遮水壁)</p> <p>架台(漂流物防護工)</p> <p>防護工(漂流物防護工)</p> <p>防護工取付けボルト</p> <p>漂流物防護工の自重による偏心モーメント</p> <p>漂流物防護工の鉛直慣性力による偏心モーメント</p> <p>二次元FEMによって得られる鋼管杭の曲げモーメント</p>	<div style="text-align: center;">敷地側(西) <span style="margin-left: 100px;">海側(東)</span></div> <p>鋼管杭</p> <p>水平リブ(鋼製遮水壁)</p> <p>スキンプレート(鋼製遮水壁)</p> <p>垂直リブ(鋼製遮水壁)</p> <p>架台(漂流物防護工)</p> <p>防護工(漂流物防護工)</p> <p>鋼製遮水壁の偏心によって鋼管杭に作用するねじり</p> <p>漂流物防護工の偏心によって鋼管杭に作用するねじり</p>
<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 常時+鉛直加振により，鋼管杭に偏心モーメントが発生する（緑+橙矢印）。</li> <li>・ 偏心モーメントを考慮した評価として，二次元 FEM 解析により得られた鋼管杭の曲げモーメント（赤矢印）に，偏心モーメントを加算して評価する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 漂流物防護工が張り出す方向と直交する方向の成分の加振（縦断方向加振）により，鋼管杭にねじり応力が発生する（緑+橙矢印）。</li> <li>・ ねじり応力を考慮した評価として，保守的に二次元 FEM 解析（弱軸である横断方向加振）により得られた鋼管杭のせん断応力に，二次元 FEM 解析（弱軸である横断方向加振）で得られた震度から算定されるねじり応力を加算して評価する。</li> <li>・ なお，ねじり応力を鋼管杭に伝達する架台及び水平リブについて，縦断方向の桁高は横断方向（海山方向）よりも高く，剛性が大きいことから，架台及び水平リブの縦断方向の評価は省略する。</li> </ul>

表 4.2-1(2) 漂流物防護工による偏心荷重（地震時）

鋼管杭に生じる相対変位	
汀線直交方向	汀線方向
・ 隣り合う構造（鋼管杭＋鋼製遮水壁＋漂流物防護工）が同じであり，海側へ張り出す構造の汀線直交方向の相対変位への影響は小さい。	・ 隣り合う構造（鋼管杭＋鋼製遮水壁＋漂流物防護工）が同じであり，海側へ張り出す構造の汀線方向の相対変位への影響は小さい。

a. 偏心モーメント

漂流物防護工について鋼管杭中心を固定端とした片持ち梁としてモデル化し，次式により偏心モーメントを算出する。モデル図を図 4.2-12 に示す。

ここで，鉛直震度は，漂流物防護工が設置される断面①～断面③，断面⑤，断面⑥の二次元 FEM 解析から得られる最大鉛直震度により設定する。

$$M_e = (1 + k_v) \cdot w_1 \cdot e_1 \quad \dots \dots \dots (50)$$

ここで，

- $M_e$  : 偏心モーメント
- $k_v$  : 鉛直震度
- $w_1$  : 漂流物防護工重量
- $e_1$  : 偏心距離

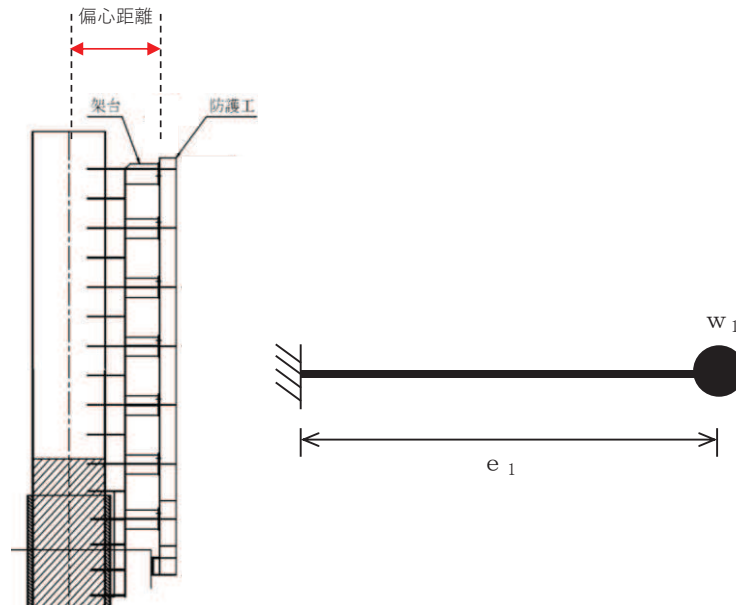


図 4.2-12 モデル図

b. ねじり応力

次式によりねじり応力を算出する。算出概念図を図 4.2-13 に示す。

ねじり応力算出に用いる水平震度は、保守的に漂流物防護工が設置される断面①～断面③，断面⑤，断面⑥の二次元 FEM 解析から得られる最大水平震度により設定する。

$$M_T = (L_2 \cdot w_2 + L_3 \cdot w_3) \cdot k_h \cdot \dots \dots \dots (51)$$

ここで、

$M_T$  : ねじり応力

$L_2$  : 漂流物防護工のねじりアーム長

$w_2$  : 漂流物防護工重量

$L_3$  : 鋼製遮水壁のねじりアーム長

$w_3$  : 鋼製遮水壁重量

$k_h$  : 水平震度

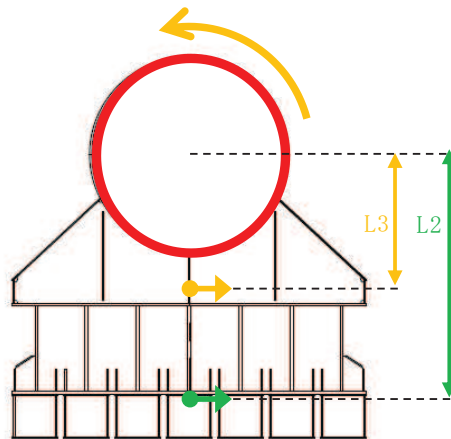


図 4.2-13 ねじり応力算定概念図

c. 合成応力

漂流物防護工の設置により，偏心モーメントによる曲げ応力及びねじり応力が作用することから，合成応力照査についても実施する。合成応力照査は「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，以下の式により行う。

$$\frac{\sigma}{\sigma_a} + \left( \frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 \leq 1.0 \quad \dots \dots \dots (52)$$

ここで，

- $\sigma$  : 曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_a$  : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_a$  : 短期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

(2) 津波時

津波時に、漂流物防護工が鋼管杭に与える偏心荷重影響について表 4.2-2 に示す。

津波時においては、鋼管杭へ作用するねじりについて評価を実施する。

評価を実施する断面及びケースは、せん断破壊に対する照査が最も厳しくなる断面及びケースとする。

表 4.2-2(1) 漂流物防護工による偏心荷重（津波時）

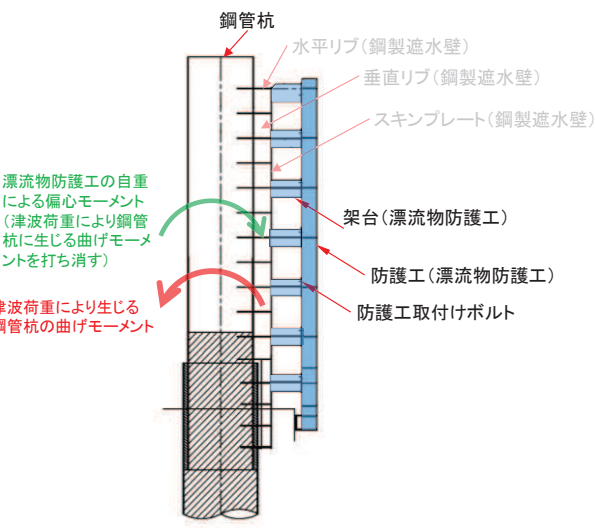
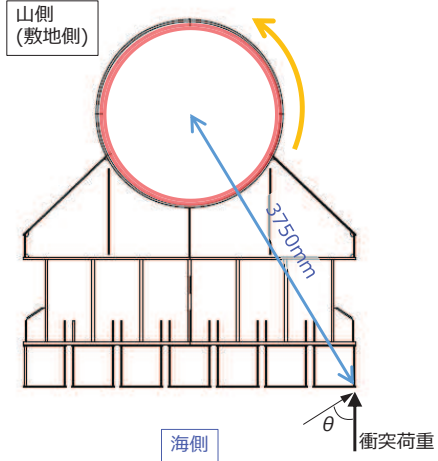
鋼管杭に生じる応力	
偏心モーメント	ねじり
 <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 鋼管杭に生じる常時の偏心モーメント（緑矢印）は，津波作用荷重により鋼管杭に生じる曲げモーメント（赤矢印）を打ち消す方向となる。</li> <li>・ そのため，津波時に生じる常時の偏心モーメントは保守的に考慮しない。</li> </ul>	 <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 漂流物が漂流物防護工端部に衝突することにより，鋼管杭にねじり応力が発生する（橙矢印）。</li> <li>・ 二次元 FEM 解析により得られた鋼管杭のせん断応力に，漂流物衝突によるねじり応力を加算して評価する。</li> <li>・ なお，漂流物が斜めに衝突する場合の影響検討については，6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書に関する補足説明 5.3 に示す。</li> </ul>



表 4.2-2(2) 漂流物防護工による偏心荷重（津波時）

鋼管杭に生じる相対変位	
汀線直交方向	汀線方向
<div style="text-align: center;"> </div> <ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物が漂流物防護工中心に衝突する場合の方が，鋼管杭（止水ジョイント部材）に生じるせん断方向の変位は大きいことから，漂流物防護工中心に衝突する場合を考慮する。</li> <li>なお，漂流物防護工端部及び斜めに衝突する場合の影響検討については，6.1.6 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明に示す。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物が漂流物防護工に衝突した場合において，鋼管杭（止水ジョイント部材）にねじり応力が生じ，汀線直交方向に変位が生じるものの，汀線方向の相対変位は生じにくいことから，汀線方向の相対変位の評価は省略する。</li> </ul>

a. ねじり応力

漂流物衝突荷重が図 4.2-14 のように，漂流物防護工端部に作用した場合の鋼管杭のねじりモーメントを以下式により算出する。また，計算の概念図を図 4.2-14 に，計算に必要な諸元を表 4.2-3 に示す。

なお，漂流物の衝突形態は「補足 140-1【津波への配慮に関する説明書の補足説明資料】4.3 漂流物による衝突荷重について」で示すとおり，漂流物が防潮堤（鋼管式鉛直壁）に対して直角方向に衝突する場合の他に，斜め方向から衝突することも考えられることから，斜め方向から衝突した場合のねじりについて影響検討についても行うこととし，「6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書に関する補足説明」に示す。

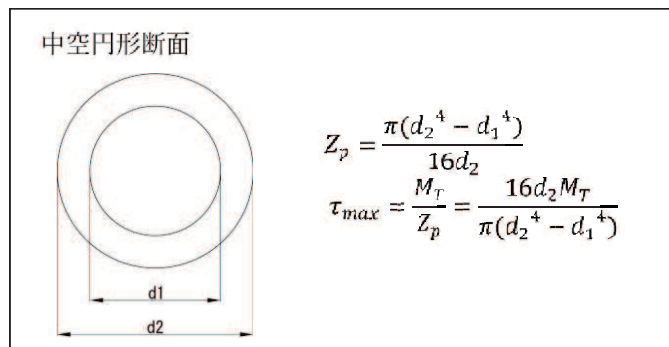
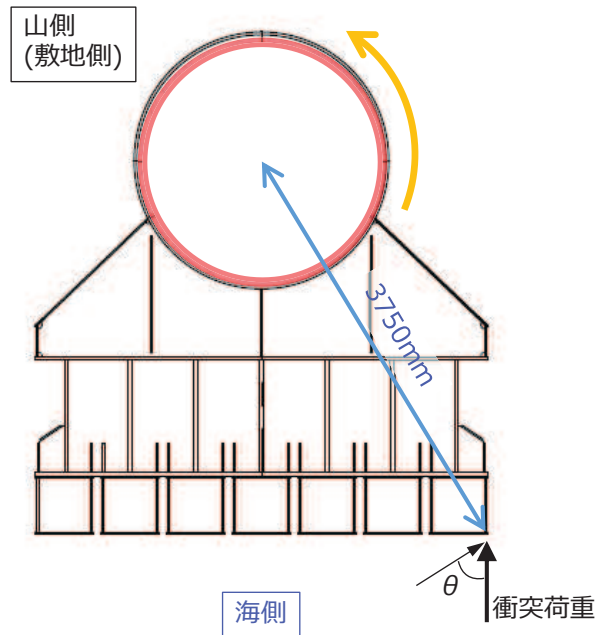


図 4.2-14 ねじり応力算定概念図

表 4.2-3 計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
L	ねじりアーム長	3,750	mm
P <sub>o</sub>	漂流物衝突荷重	2,000	kN
θ	傾き	58	°
d <sub>1</sub>	内径	2,430	mm
d <sub>2</sub>	外径 <sup>1*</sup>	2,498	mm
t	板厚 <sup>1*</sup>	34	mm
M <sub>T</sub>	ねじりモーメント	3,974,394,482	N・mm
Z <sub>p</sub>	ねじりの断面係数 <sup>*2</sup>	3.199×10 <sup>8</sup>	mm <sup>3</sup>

注記\*1：腐食代1mmを考慮する。

\*2：保守的に鋼管杭の剛性のみを考慮する。

(3) 重畳時

重畳時に、漂流物防護工が鋼管杭に与える偏心荷重影響について表 4.2-4 に示す。重畳時における漂流物防護工の偏心荷重影響は小さいことから、考慮しない。

表 4.2-4 漂流物防護工による偏心荷重（重畳時）

鋼管杭に生じる応力	
偏心モーメント	ねじり
<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭に生じる重畳時の最大鉛直震度は <math>k_v=0.7</math> であり，余震時に鋼管杭に作用する偏心モーメントは，常時に鋼管杭に生じる偏心モーメントよりも小さい。</li> <li>そのため，鋼管杭に作用する偏心モーメントは海側方向（緑矢印）となる。</li> <li>一方，重畳時に鋼管杭に生じる曲げモーメントは敷地側方向（赤矢印）であるため，偏心モーメントは曲げモーメントを打ち消す方向となる。</li> <li>よって，重畳時に生じる偏心モーメントは保守的に考慮しない。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物防護工が張り出す方向と直交する方向の成分の加振（縦断方向加振）により，鋼管杭にねじり応力が発生する（緑＋橙矢印）。</li> <li>水平加振により鋼管杭に生じるねじりの影響は，水平震度が大きい地震時に検討する。</li> </ul>
鋼管杭に生じる相対変位	
汀線直交方向	汀線方向
<ul style="list-style-type: none"> <li>隣り合う構造（鋼管杭＋鋼製遮水壁＋漂流物防護工）が同じであり，海側へ張り出す構造の汀線直交方向の相対変位への影響は小さい。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>隣り合う構造（鋼管杭＋鋼製遮水壁＋漂流物防護工）が同じであり，海側へ張り出す構造の汀線方向の相対変位への影響は小さい。</li> </ul>

## 5. 許容限界

鋼製遮水壁，漂流物防護工及び鋼管杭の許容限界は，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，表5-1～表5-3に示す短期許容応力度とする。

なお，鋼管杭の許容限界は，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，局部座屈を考慮した許容限界とする。

表 5-1 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の許容限界

部材		材質	座屈	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
鋼製 遮水壁	水平リブ	SM490Y	非考慮	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	210	315
			非考慮	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	120	180
漂流物 防護工	架台	SM490Y	非考慮	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	210	315
			非考慮	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	120	180
	防護工	SM570	非考慮	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	255	382
			非考慮	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	145	217

注記 \*：短期許容応力度は，道路橋示方書により許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 5-2 漂流物防護工（防護工取付けボルト）の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
強度区分 8.8	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	360	540
	許容応力度 $\tau_{sa}$	200	300

注記 \*：短期許容応力度は，道路橋示方書により許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 5-3(1) 鋼管杭の許容限界（一般部，断面①～断面③）

杭種		設置標高		座屈	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) * 2	
					許容曲げ 圧縮応力 度	許容せん 断 応力度	許容曲げ 圧縮応力度	許容せん断 応力度
鋼管杭 (上 杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm)	O. P. +30. 0m～ O. P. +23. 5m		座屈 考 慮	161* <sup>1</sup>	96* <sup>1</sup>	241* <sup>1</sup>	145* <sup>1</sup>
	SM570 (t=40mm)	O. P. +23. 5m～ O. P. +21. 0m			224* <sup>1</sup>	137* <sup>1</sup>	336* <sup>1</sup>	206* <sup>1</sup>
		O. P. +21. 0m～ O. P. +20. 0m		255	145	382	217	
鋼管杭 (下 杭) φ 2500	SM570 (t=35mm)	長 杭	O. P. +20. 0m～ O. P. ±0. 0m	座屈 非 考 慮	255	145	382	217
		短 杭	O. P. +20. 0m～ O. P. +5. 0m					
	SKK490 (t=25mm)	長 杭	O. P. ±0. 0m～ 杭下端		185	105	277	157
		短 杭	O. P. +5. 0m～ O. P. +2. 5m					

注記 \* 1 : 座屈を考慮する場合，鋼管杭の応力状態に応じた許容応力度を用いるが，ここでは許容  
 応力度が最小となるように算定した値を示す。

\* 2 : 短期許容応力度は，道路橋示方書により許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 4-3(2) 鋼管杭の許容限界（岩盤部，断面⑤～⑥）

杭種		設置標高		座屈	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) * 2	
					許容曲げ 圧縮応力度	許容せん 断応力度	許容曲げ 圧縮応力 度	許容せん 断応力度
鋼管杭 (上杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm)	0. P. +29. 0m～ 0. P. +23. 5m		座屈 考 慮	164* 1	96* 1	246* 1	145* 1
	SM570 (t=40mm)	0. P. +23. 5m～ 0. P. +21. 0m			229* 1	137* 1	344* 1	206* 1
		0. P. +21. 0m～ 0. P. +20. 0m		255	145	382	217	
鋼管杭 (下杭) φ 2500	SM570 (t=35mm)	⑤断 面	0. P. +20. 0m ～ 0. P. +5. 0m	座屈 非 考 慮	255	145	382	217
		⑥断 面	0. P. +20. 0m ～ 0. P. +8. 0m					
	SKK490 (t=25mm)	⑤断 面	0. P. +5. 0m ～ 0. P. +2. 5m		185	105	277	157
		⑥断 面	0. P. +8. 0m ～ 0. P. +5. 5m					

注記 \* 1 : 座屈を考慮する場合，鋼管杭の応力状態に応じた許容応力度を用いるが，ここでは許容  
 応力度が最小となるように算定した値を示す。

\* 2 : 短期許容応力度は，道路橋示方書により許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

## 6. 評価結果

### 6.1 地震時

鋼管杭に発生する最大水平加速度から算出される最大水平震度  $k_h$  は表 6.1-1 のとおりである。また、最大水平震度を示す地震動における各断面の深度分布を図 6.1-1 に示す。

上記より、保守的に評価に用いる設計水平震度は 9 とし、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の高さ方向に一様に作用するものとし、風荷重については  $1\text{kN/m}^2$  を考慮して評価を行った。

鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主部材の照査結果を表 6.1-2 に示す。この結果から、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 6.1-1 各評価断面における最大震度及び設計震度

断面	最大加速度 となる標高	最大水平震度 $k_h$	設計水平震度	最大鉛直震度 $k_v$	設計鉛直震度
断面①	O. P. +29.0m	7.0	9	1.6	2
断面②	O. P. +29.0m	8.6		1.6	
断面③	O. P. +29.0m	7.8		1.0	
断面⑤	O. P. +29.0m	3.8		0.7	
断面⑥	O. P. +29.0m	5.6		0.8	

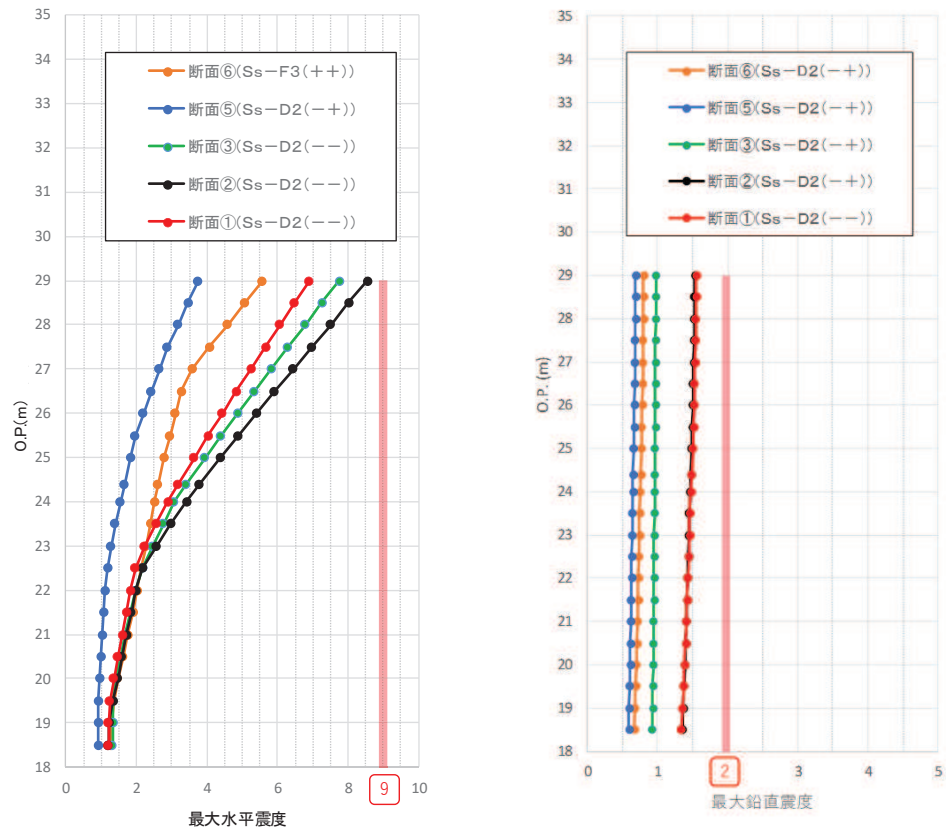


図 6.1-1 最大震度分布



表 6.1-2 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主要部材の照査結果

部材		材質	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製遮水壁	水平リブ	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	27	315	0.09
			せん断応力 度 (N/mm <sup>2</sup> )	13	180	0.08
			合成応力度*	0.02	1.20	0.02
漂流物 防護工	架台	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	21	315	0.08
			せん断応力 度 (N/mm <sup>2</sup> )	13	180	0.08
			合成応力度*	0.01	1.20	0.01
	防護工	SM570	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	3	382	0.01
			せん断応力 度 (N/mm <sup>2</sup> )	2	217	0.01
			合成応力度*	0.01	1.20	0.01
	防護工取付け ボルト	強度区 分 8.8	引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	52	540	0.10
			せん断応力 度 (N/mm <sup>2</sup> )	18	300	0.06

注記 \* : 同じ荷重条件の曲げ応力度及びせん断応力度から算出する。

## 6.2 津波時

鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主要材の照査結果を表 6.2-1 に示す。この結果から、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主要材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 6.2-1 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主要材の照査結果

部材		材質	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製 遮水壁	水平リブ	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	221	315	0.71
			せん断応力 度 (N/mm <sup>2</sup> )	68	180	0.38
			合成応力度	0.63	1.20	0.53
漂流物 防護工	架台	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	169	315	0.54
			せん断応力 度 (N/mm <sup>2</sup> )	68	180	0.38
			合成応力度	0.43	1.20	0.36
	防護工	SM570	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	275	382	0.72
			せん断応力 度 (N/mm <sup>2</sup> )	179	217	0.83
			合成応力度	0.68	1.20	0.57

### 6.3 重畳時

鋼管杭に発生する最大水平加速度から算出される最大水平震度 $k_h$ は表 6.3-1 のとおりである。

また、各断面における最大水平震度の深度分布及び最大動水圧の深度分布を図 6.3-1 に示す。

上記より、保守的に評価に用いる水平震度は 7 とし、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の高さ方向に作用するものとして評価を行った。

鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主部材の照査結果を表 6.3-2 に示す。この結果から、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 6.3-1 各評価断面における最大水平震度及び設計水平震度

断面	最大加速度 となる標高	最大水平震度 $k_h$	設計用水平震 度
断面①	0. P. +29.0m	5.5	7
断面②	0. P. +29.0m	6.1	
断面③	0. P. +29.0m	5.2	
断面⑤	0. P. +29.0m	3.0	
断面⑥	0. P. +29.0m	4.6	

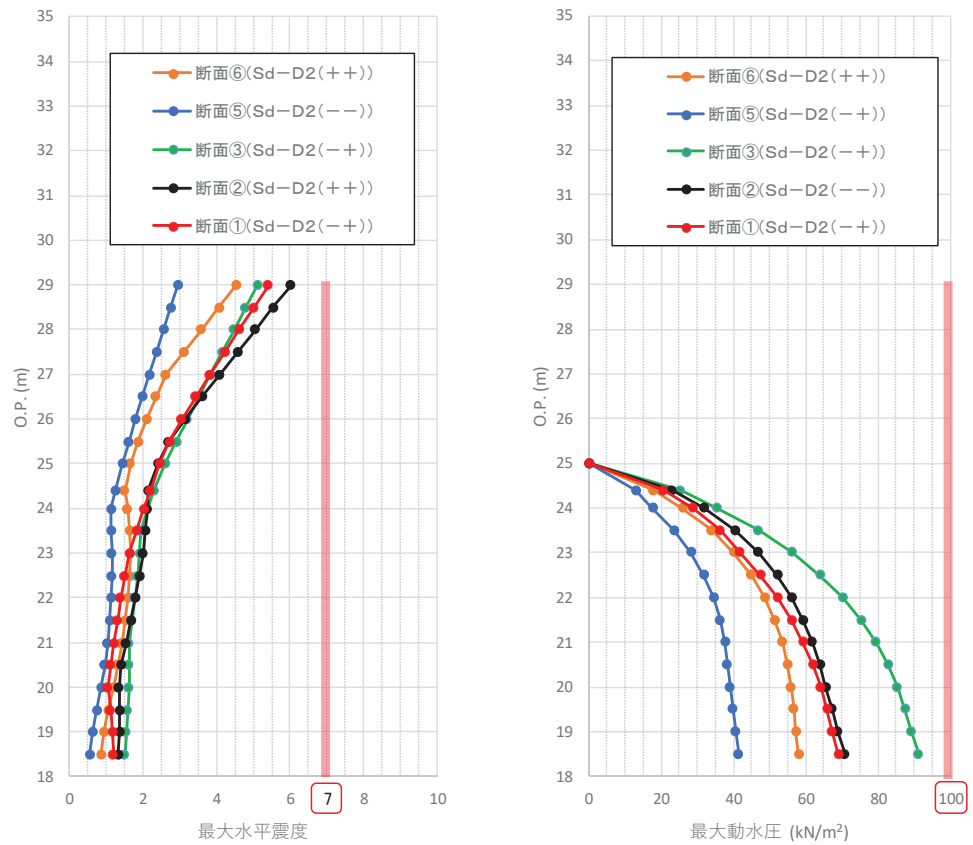


図 6.3-1 各断面における最大水平震度及び最大動水圧の深度分布

表 6.3-2 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主要部材の照査結果

部材		応力成分	材質	応力度	許容限界	照査値
鋼製遮水壁	水平リブ	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	SM490Y	77	315	0.25
		せん断応力 度 (N/mm <sup>2</sup> )		38	180	0.22
		合成応力度		0.12	1.20	0.10
漂流物 防護工	架台	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	SM490Y	59	315	0.19
		せん断応力 度 (N/mm <sup>2</sup> )		38	180	0.22
		合成応力度		0.09	1.20	0.08
	防護工	引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	SM570	19	382	0.05
		せん断応力 度 (N/mm <sup>2</sup> )		13	217	0.06
		合成応力度		0.01	1.20	0.01

## 6.4 漂流物防護工の偏心影響検討

### 6.4.1 地震時

#### (1) 偏心モーメント

漂流物防護工の鉛直加振時に、漂流物防護工の偏心により鋼管杭に発生する偏心モーメントを考慮した評価結果を表 6.4-1 に示す。

評価対象断面及び入力地震動については、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値が最も厳しい「断面②， $S_s - D2$ （—），解析ケース②」とする。また、漂流物防護工の鉛直加振によって鋼管杭に生じる偏心モーメントを算定するための設計震度は、表 6-1 に示す防潮堤（鋼管式鉛直壁）における最大鉛直震度である  $k_v=1.6$  とする。

漂流物防護工の偏心モーメントを考慮することで、曲げ圧縮応力度が 2 割程度上昇するものの、許容限界以下であることを確認した。

表 6.4-1 鋼管杭の偏心モーメントを考慮した照査値（断面②， $S_s - D2$ （—））

解析 ケース	杭種	曲げモーメント ( $kN \cdot m$ )	軸力 ( $kN$ )	曲げ圧縮 応力度 $\sigma_s$ ( $N/mm^2$ )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ ( $N/mm^2$ )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
②* <sup>1</sup>	A	10728	537	126	247	0.52
②（偏心考慮）	A	12933	537* <sup>2</sup>	151	247	0.62

注記\*1：防潮堤（鋼管式鉛直壁）における最大照査値ケースを耐震計算書から再掲。

\*2：解析ケース②の値を流用した。

#### (2) ねじり応力

漂流物防護工の偏心により鋼管杭に発生するねじり応力を考慮した評価結果を表 6.4-2 に示す。

評価対象断面及び入力地震動については、鋼管杭のせん断破壊に対する照査値が最も厳しい「断面②， $S_s - D2$ （++），解析ケース①」とする。漂流物防護工の水平加振によって鋼管杭に生じるねじり応力を算定するための設計震度は、保守的に防潮堤（鋼管式鉛直壁）における最大水平震度である  $k_h=8.6$  とする。

漂流物防護工のねじり応力を考慮することで、せん断応力度が上昇するものの、許容限界以下であることを確認した。

表 6.4-2 鋼管杭のねじり応力を考慮した照査値（断面②， $S_s - D2（++）$ ）

解析 ケース	杭種	せん断応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
①*	C	67	217	0.31
①（ねじり考慮）	C	101	217	0.47

注記\*：防潮堤（鋼管式鉛直壁）における最大照査値ケースを耐震計算書から再掲。

(3) 合成応力

合成応力による評価結果を表 6.4-3 に示す。漂流物防護工の設置による偏心モーメント及びねじり応力を考慮した合成応力についても許容限界以下であることを確認した。

なお、合成応力評価に用いる発生応力度は、曲げ及びせん断ともに(1)偏心モーメント及び(2)ねじり応力にて示す発生応力度であり、同一断面（断面②）であるものの、曲げ軸力及びせん断それぞれの照査値最大ケース及び照査値最大位置から求めていることから、保守的な検討を実施している。

表 6.4-3 合成応力評価

合成応力 a*	許容限界 b	照査値 a/b
0.83	1.0	0.83

注記\*：曲げ圧縮応力度は表 6.4-1 に示す値（断面②， $S_s - D2（--）$ ），解析ケース②（偏心考慮），杭種A）を参照。せん断応力度は表 6.4-2 に示す値（断面②， $S_s - D2（++）$ ），解析ケース①（ねじり考慮），杭種C）を参照。

## 6.4.2 津波時

### (1) ねじり応力

漂流物衝突荷重を漂流物防護工の端部に作用させた場合の鋼管杭に発生するねじりを考慮した評価結果を表 6.4-4 に示す。

検討ケースはせん断破壊に対する照査値が最も厳しい「断面⑤，解析ケース③」とした。漂流物防護工のねじり応力を考慮することで，せん断応力度が 1 割程度上昇するものの，許容限界以下であることを確認した。

表 6.4-4 鋼管杭のせん断応力照査における最大照査値（断面⑤）

解析 ケース	杭種	せん断応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
③*	C	105	217	0.49
③（ねじり考慮）	C	117	217	0.54

注記\*：防潮堤（鋼管式鉛直壁）における最大照査値ケースを強度計算書から再掲。



## 7. 漂流物防護工の評価に関する補足

### 7.1 架台縦リブのスキンプレートへの影響について

#### 7.1.1 架台縦リブ設置の考え方

架台は、図 7.1-1 に示すとおり、道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編の垂直補剛材の配置及びその間隔の規定によれば、フランジ純間隔（スキンプレートとフランジの距離）に対して板厚が十分厚いことから垂直補剛材は不要とされているものの、座屈に対して十分な安全性を確保する観点から垂直補剛材として縦リブを設置する。

また、架台は、上記のように垂直補剛材が不要と規定されていることから分かるように、板厚が十分に厚く剛性が大きいため架台の変形も小さいと判断できることから、縦リブがスキンプレート（鋼製遮水壁）に及ぼす影響は小さい。

ただし、衝突荷重（2000kN）のような非常に大きい集中荷重が作用することによって、図 7.1-2 に示すとおり、縦リブとスキンプレート（溶接接合）の端部に応力集中が発生することが懸念されたため、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の一部をモデル化して、荷重の伝達を詳細に確認する。

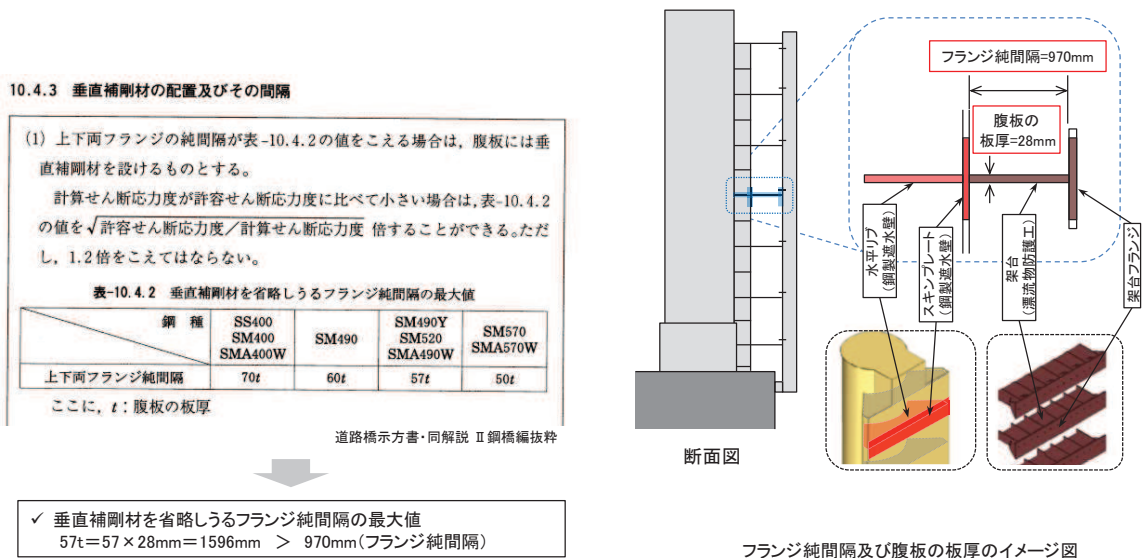


図 7.1-1 垂直補剛材の配置について

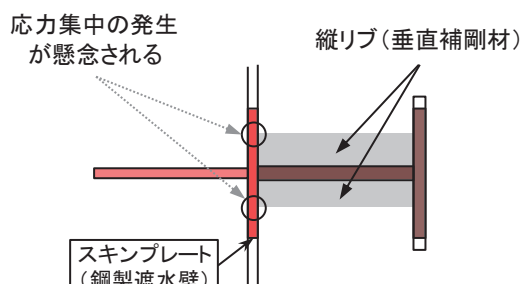


図 7.1-2 スキンプレートの応力集中イメージ図

### 7.1.2 三次元解析による影響検討

縦リブとスキンプレートの接合部分の伝達を確認するため、三次元解析を行う。

#### (1) 解析モデル

解析モデルを図 7.1-3 に示す。解析モデルは、線形シェル要素により、設計津波水位（O.P. +25.0m）を中心に架台 3 段分の三次元モデルを作成する。

拘束条件は、鋼管杭下端を完全固定とした。

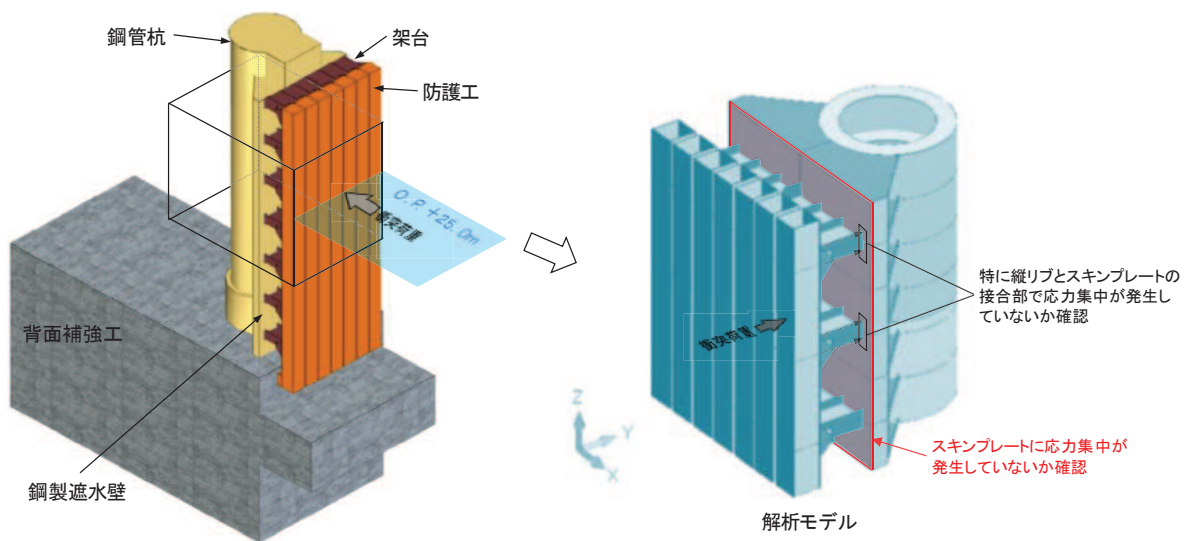


図 7.1-3 解析モデル図

(2) 解析条件

解析に使用する材料特性を表 7.1-1 に示す。なお、解析モデルが防潮堤（鋼管式鉛直壁）の一部であること及び解析の目的が荷重伝達による応力集中の発生の確認であることから、重量（自重）については考慮しないこととする。

表 7.1-1 材料特性

材料	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
鋼材	2.0×10 <sup>8</sup>	0.3

また、解析で考慮する荷重については、以下の点を踏まえて、スキンプレートに応力集中が発生しやすい荷重条件として衝突荷重のみを作用させる。

- ✓ 今回の検討では、縦リブとスキンプレートの接合部に極端な応力集中が発生しないことを確認することが目的である。
- ✓ 衝突荷重は 2000 (kN) という非常に大きな荷重を集中荷重として考慮するため、架台と架台の中央に相当する防護工にこの荷重を作用させた場合には、縦リブの鉛直方向に荷重伝達の差が生じ、縦リブ端部のスキンプレートに応力集中を発生させる可能性がある（表 7.1-2(1)）。
- ✓ 衝突荷重を考慮する場合には津波波圧も重畳させて強度評価を行っているが、津波波圧は分布荷重として作用するため、縦リブにはほぼ均等に荷重が伝達されるため、縦リブ端部のスキンプレートには応力集中が発生する可能性は低い（表 7.1-2(2)）。

以上を踏まえ、解析で考慮する荷重条件を図 7.1-4 及び表 7.1-3 に示す。

表 7.1-2(1) 作用荷重及び荷重伝達のイメージ

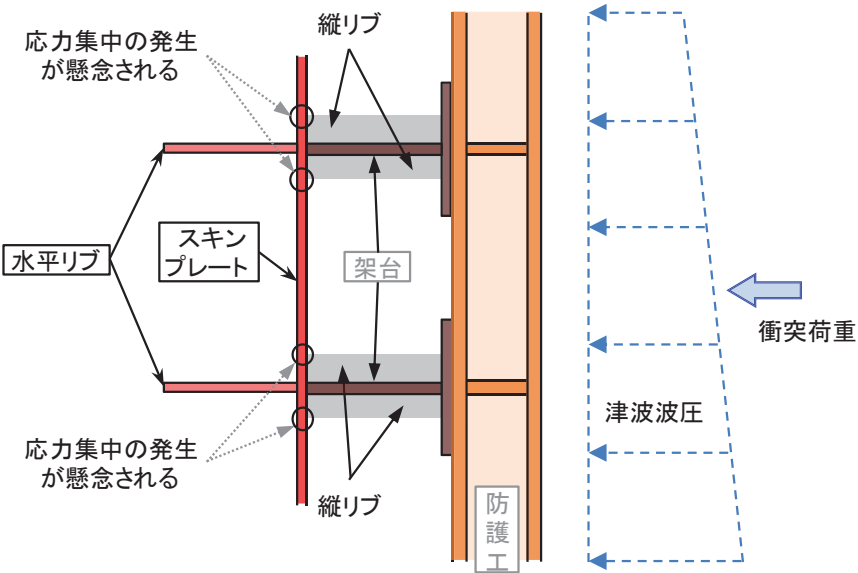
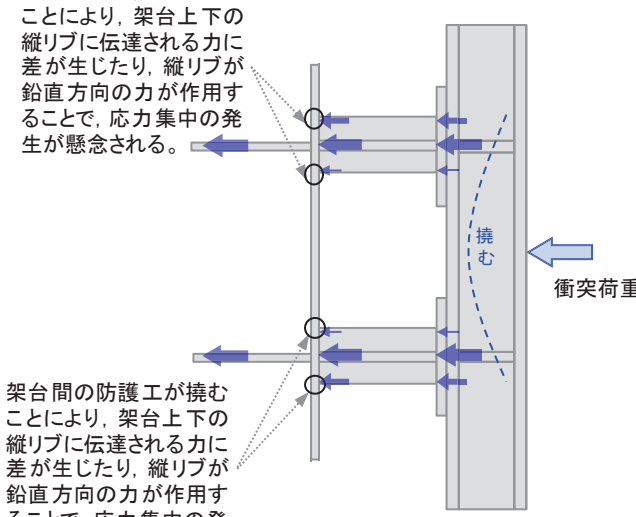
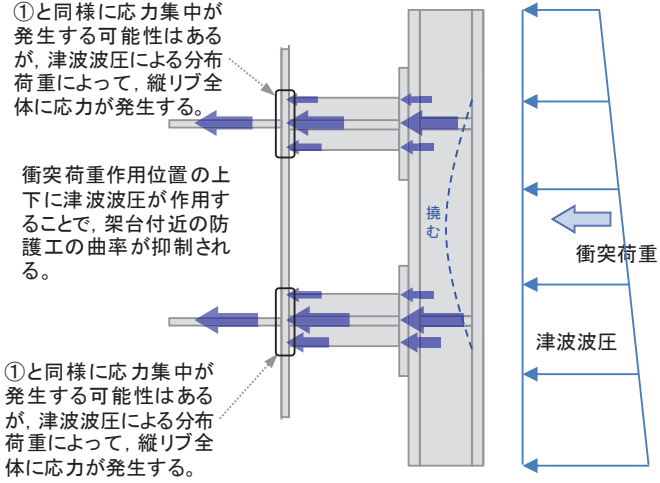
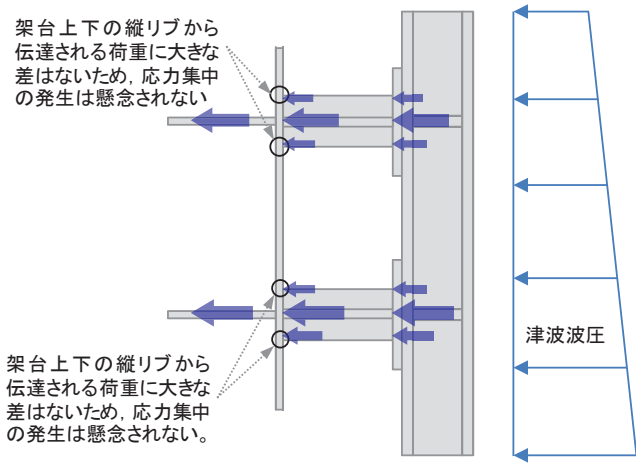
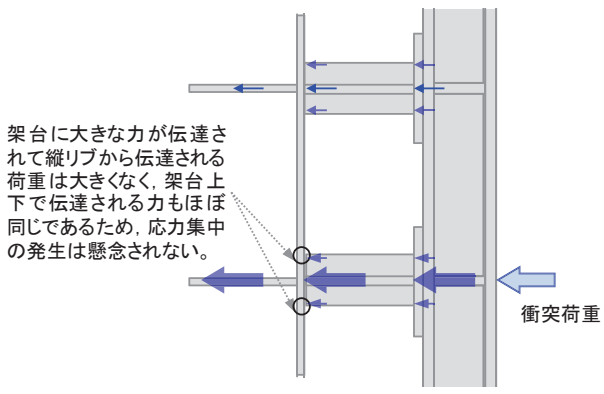
作用荷重及び荷重伝達のイメージ	応力集中のしやすさ
<p>【実際に津波時で考慮する荷重条件】</p>  <p>応力集中の発生が懸念される</p> <p>縦リブ</p> <p>水平リブ</p> <p>スキンプレート</p> <p>架台</p> <p>防護工</p> <p>津波波圧</p> <p>衝突荷重</p> <p>応力集中の発生が懸念される</p> <p>縦リブ</p>	<p>—</p>
<p>【①衝突荷重のみを架台と架台の中央に作用させるパターン】</p>  <p>架台間の防護工が撓むことにより、架台上下の縦リブに伝達される力に差が生じたり、縦リブが鉛直方向の力が作用することで、応力集中の発生が懸念される。</p> <p>撓む</p> <p>衝突荷重</p> <p>架台間の防護工が撓むことにより、架台上下の縦リブに伝達される力に差が生じたり、縦リブが鉛直方向の力が作用することで、応力集中の発生が懸念される。</p>	<p>発生しやすい</p>

表 7.1-2(2) 作用荷重及び荷重伝達のイメージ

作用荷重及び荷重伝達のイメージ	応力集中のしやすさ
<p>【②衝突荷重と津波波圧を作用させるパターン】</p>  <p>①と同様に応力集中が発生する可能性はあるが、津波波圧による分布荷重によって、縦リブ全体に応力が発生する。</p> <p>衝突荷重作用位置の上下に津波波圧が作用することで、架台付近の防護工の曲率が抑制される。</p> <p>①と同様に応力集中が発生する可能性はあるが、津波波圧による分布荷重によって、縦リブ全体に応力が発生する。</p>	<p>発生しにくい*</p>
<p>【③津波波圧のみを作用させるパターン】</p>  <p>架台上下の縦リブから伝達される荷重に大きな差はないため、応力集中の発生は懸念されない。</p> <p>架台上下の縦リブから伝達される荷重に大きな差はないため、応力集中の発生は懸念されない。</p>	<p>発生しにくい</p>
<p>【④衝突荷重のみを架台と同じ位置に作用させるパターン】</p>  <p>架台に大きな力が伝達されて縦リブから伝達される荷重は大きくなく、架台上下で伝達される力もほぼ同じであるため、応力集中の発生は懸念されない。</p>	<p>発生しにくい</p>

注記\*：縦リブ端部のスキンプレートに発生する応力集中の発生しやすいことから「発生しにくい」と評価したが、②のパターンについても解析を実施し、津波波圧が応力集中の発生に及ぼす影響を検証する（結果については「(4) 考察」に示す）。

表 7.1-3 作用荷重

荷重	数値	作用位置
衝突荷重	2000 (kN)	防護工中心 (O. P. +24.915m)

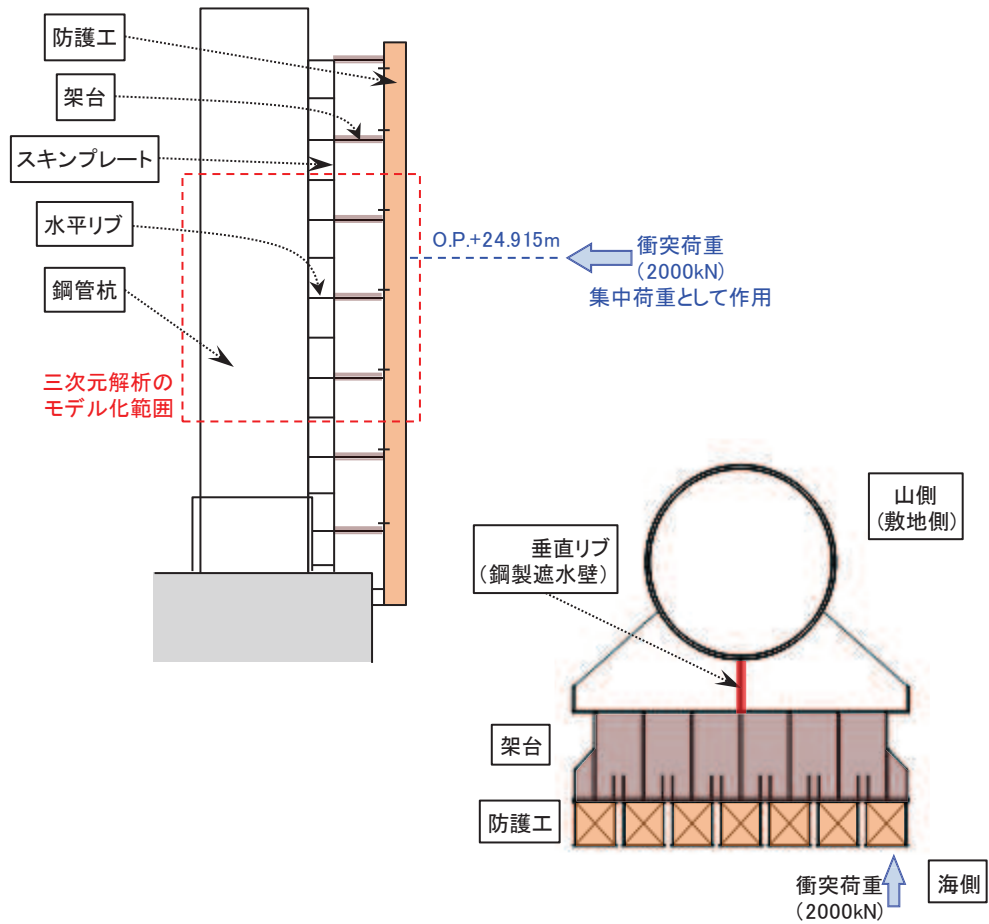


図 7.1-4 荷重作用位置

### (3) 解析結果

解析結果として、応力コンター図を図 7.1-5 に示す。

図 7.1-5 によりスキンプレーートの発生応力は最大でも  $84\text{N}/\text{mm}^2$  程度であり、その周辺にも連続的に応力が発生していることが確認されることから、縦リブ端部のスキンプレーートに応力集中が発生している状況ではないと判断した。

また、スキンプレーートを挟んで縦リブの反対側に部材が無いこと、スキンプレーートに接続する部材の端部は縦リブとなっていること、架台 1 段当たりの架台断面積 ( $9.52 \times 104\text{mm}^2$ ) と縦リブ断面積 ( $6.44 \times 104\text{mm}^2$ ) は 3 : 2 の比率で、架台断面積に対して縦リブの断面積が近いことから、縦リブ周辺のスキンプレーートに応力が発生したものと考えられる。

なお、スキンプレーートの許容軸方向引張応力度は  $315\text{N}/\text{mm}^2$  であるため今回確認した縦リブによるスキンプレーートへの影響を考慮してもスキンプレーートの健全性に影響を与えるものではないことを確認した。

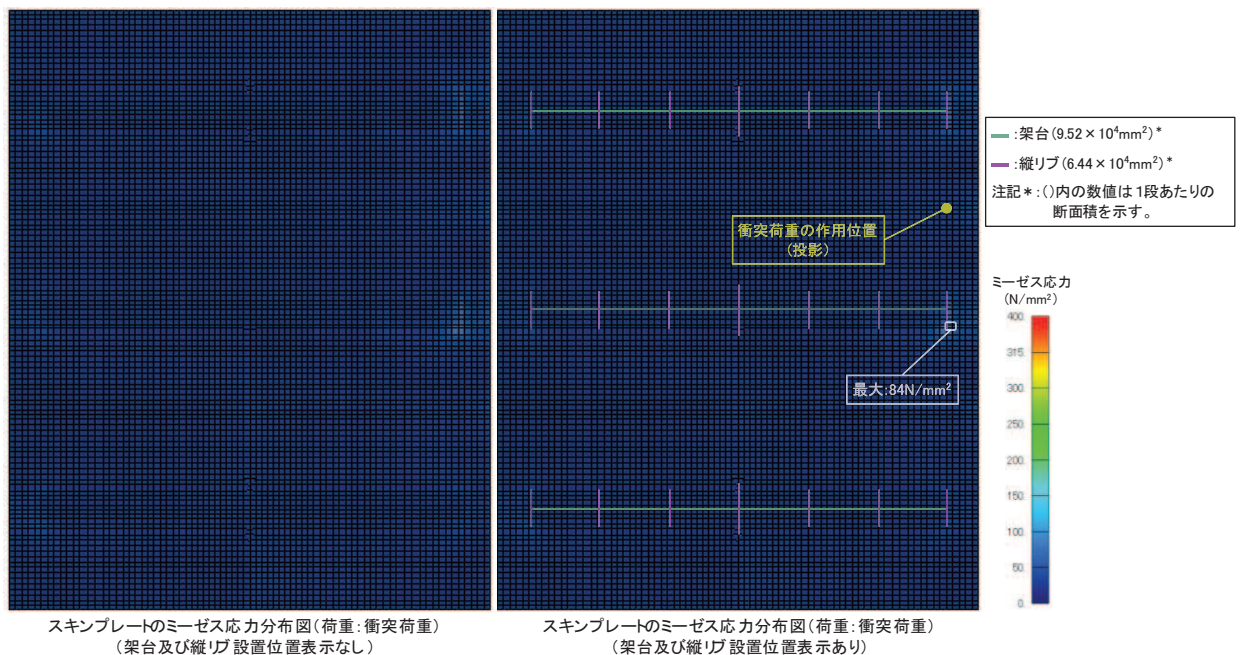
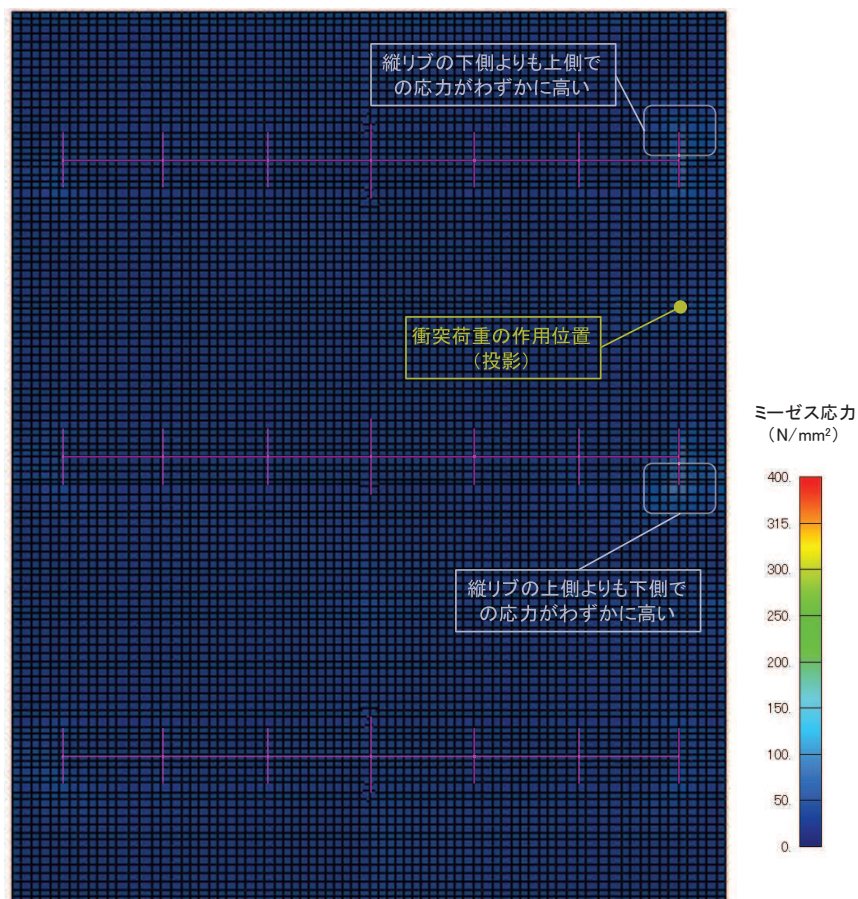


図 7.1-5 解析結果 (スキンプレーートのコンター図)

(4) 考察

「(3) 解析結果」では、縦リブに大きな応力集中が発生しないことを確認したが、以下の特徴が確認されたことから、それぞれに対する考察を行った。

- ① 衝突荷重を作用させた位置の上段の縦リブでは下側よりも上側のスキンプレートでわずかに応力が大きくなっている。逆に、下段の縦リブでは上側よりも下側のスキンプレートでわずかに応力が大きくなっている。
- ② 衝突荷重を作用させた位置に対して、鋼製遮水壁の垂直リブを中心に反対側の縦リブ下側周辺のスキンプレートにわずかな応力が発生している。
- ③ 図 7.1-5 の解析結果では、衝突荷重を作用させた位置の上下の縦リブ周辺のスキンプレートに応力を発生させていることが確認される。また、上段の縦リブでは下側に比べて上側が、下段の縦リブでは上側に比べて下側が、スキンプレートの発生応力がわずかに大きくなっている（図 7.1-6）。



ミーゼス応力分布図  
(架台及び縦リブ設置位置表示あり:紫線)

図 7.1-6 解析結果 (スキンプレートのコンター図)



このことについては、図 7.1-7 に示すように、衝突荷重を架台と架台の中央の防護工に作用させることで防護工がスキンプレート側に撓み、その影響を受けて上段の架台は両端が拘束されていることから上方に凸の変形となり縦リブ上端部付近のスキンプレートでわずかに応力が高くなったと考えられる。また、下段の架台も両端が拘束されていることから下方に凸の変形となり縦リブ下端部付近のスキンプレートでわずかに応力が高くなったと考えられる。

ただし、これらの局所的な応力状態はスキンプレートの健全性に影響を及ぼすものではない。

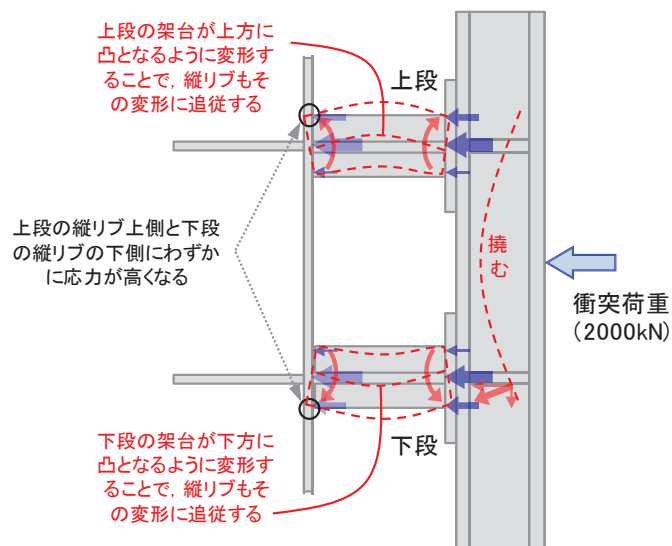


図 7.1-7 縦リブの上下で応力が高くなるイメージ

- ② 図 7.1-8 に示すように，衝突荷重を作用させた位置に対して，鋼製遮水壁の垂直リブを中心に反対側の縦リブ周辺のスキンプレートにわずかな応力が発生している。

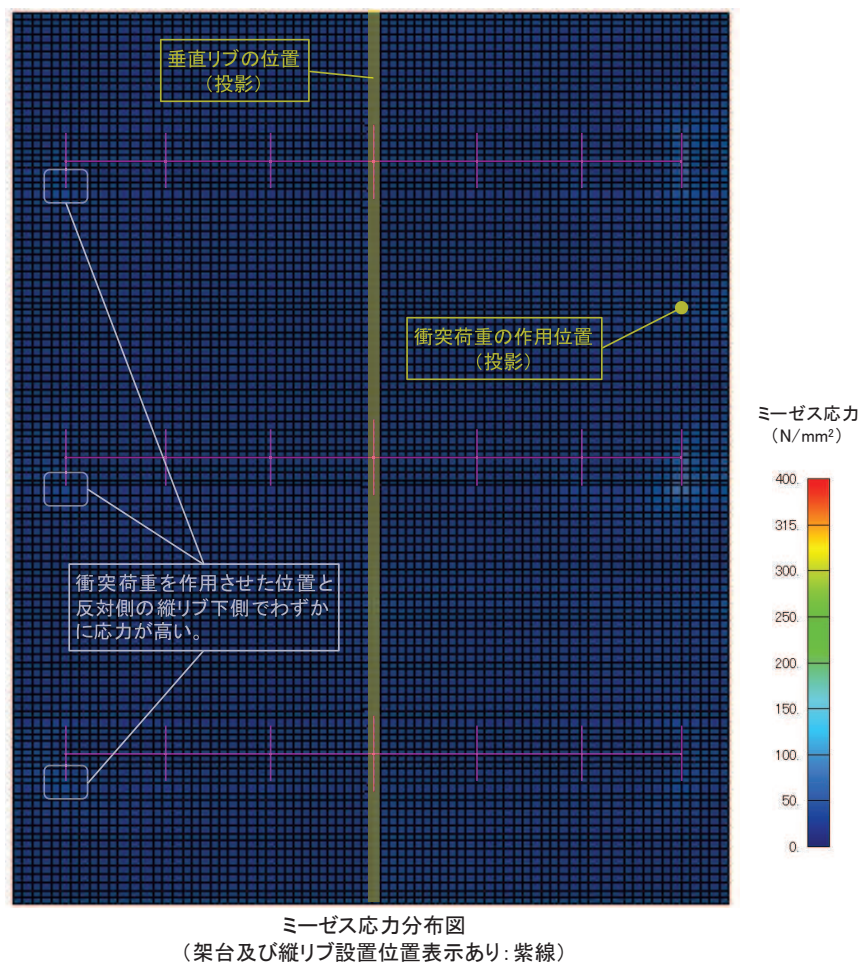


図 7.1-8 解析結果（スキンプレートのコンター図）

このことについては，図 7.1-4 に示すように，防潮堤（鋼管式鉛直壁）の水平断面が左右対称の構造となっており，その端部に 2000 (kN) という非常に大きな集中荷重をさせたことで，逆側にその影響としてわずかに応力が生じたものと考えられる。

ただし，荷重作用位置と逆側に生じた応力は小さくスキンプレートの健全性に影響を及ぼすものではない。

次に，表 7.1-2 において荷重伝達の検討を行った際，②の「衝突荷重と津波波圧を作用させるパターン」については，縦リブ端部のスキンプレートに発生する応力集中の発生のしやすさが①よりも低いと整理して「発生しにくい」と評価したが，津波波圧が応力集中の発生に及ぼす影

響を検証するため、②のパターンについても解析を実施した。

解析結果を図 7.1-9 に示す。比較のため、衝突荷重のみ考慮した結果についても再掲した。

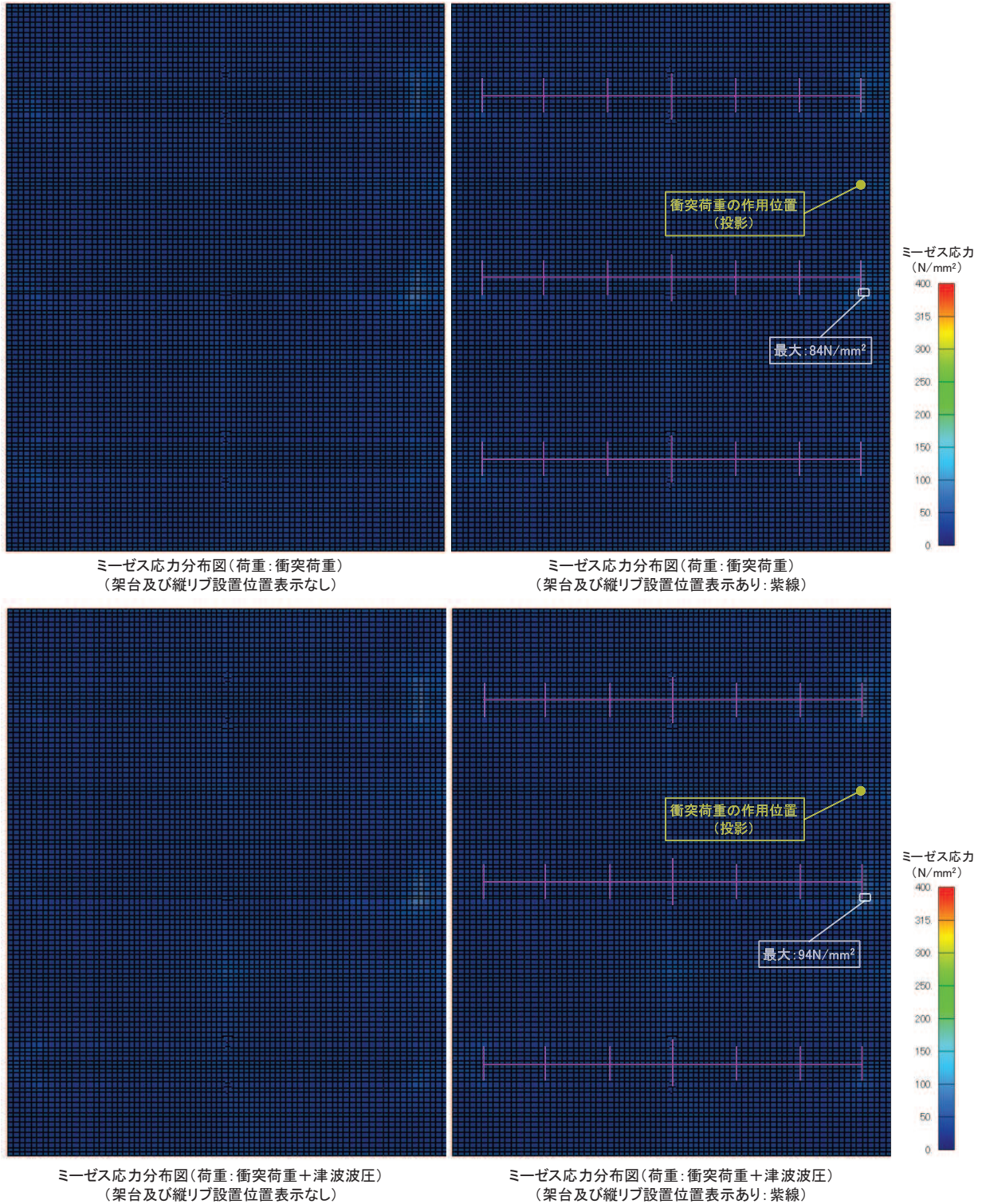


図 7.1-9 解析結果 (スキンプレートのコンター図)  
(上段 ; 衝突荷重, 下段 : 衝突荷重 + 津波波圧)

図 7.1-9 から、衝突荷重のみを考慮した結果と衝突荷重+津波波圧を考慮した場合では、最大発生応力でも  $10\text{N}/\text{mm}^2$  程度しか変わらず、全体としてもほとんど変わらない。すなわち、津波波圧がスキンプレートに及ぼす応力の影響としては  $10\text{N}/\text{mm}^2$  程度であると推察される。

ただし、衝突荷重+津波波圧を考慮した場合では、分布荷重として作用する津波波圧の影響によって、スキンプレートと接続されているすべての部位（架台、縦リブ、垂直リブ及び水平リブ）近傍でわずかに応力が発生しており、衝突荷重により発生している応力が確認しにくくなっている。

そのため、衝突荷重（ $2000\text{kN}$ ）のような非常に大きい集中荷重が作用する場合に応力集中の発生の有無を確認するという、本解析の目的を踏まえると、衝突荷重のみを考慮した解析条件が適していることを確認した。

## 7.2 防護工取付けボルトの津波時の評価について

防護工取付けボルトの津波時の評価については、図 7.2-1 に示すとおり、津波遡上荷重及び衝突荷重は圧縮方向であるため、評価を省略することとしているが、漂流物が斜めから衝突した場合の影響検討を行う。

防護工取付けボルトを対象とした衝突荷重の作用方法

検討項目	検討結果	考慮の有無
①-1 防護工に対して 垂直に衝突	防護工及び架台には大きな荷重が伝達されるが、防護工取付けボルトには荷重が作用しない。	—
①-2 防護工に対して 斜めに衝突	防護工及び架台に伝達される荷重は①-1よりも小さくなるが、防護工取付けボルトにも荷重が作用する	○*

注記\*：鋼管杭及び止水ジョイントに対する評価としては、衝突荷重を防護工の端部(斜め含む)に作用させた場合の検討も行う(前頁)。

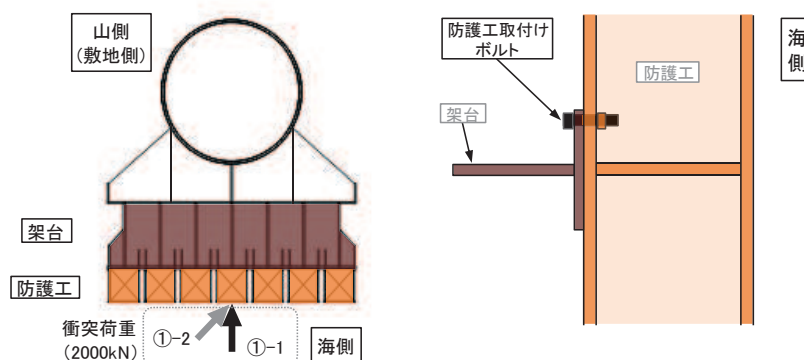


図 7.2-1 防護工取付けボルトの衝突荷重の作用方法

### 7.2.1 検討方法

#### (1) 荷重条件

漂流物が防護工に対して斜めから衝突する場合には、衝突荷重の汀線方向成分が防護工取付けボルトに作用する。

防護工取付けボルトに作用する荷重条件の算出に当たっては、漂流物と防護工の間に衝突荷重の汀線直交方向成分に起因する摩擦抵抗力が生じることを踏まえて、図 7.2-2 に示す状況を想定し検討する。

衝突荷重（汀線方向成分）＜摩擦抵抗力

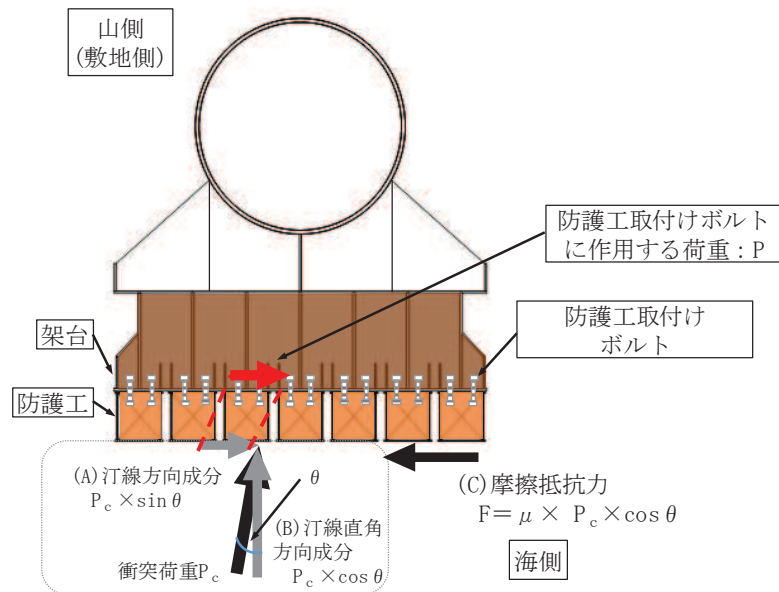


図 7.2-2(1) 防護工取付けボルトに作用する荷重  
(衝突荷重の汀線方向成分が摩擦抵抗力よりも小さい状況)

摩擦抵抗力＜衝突荷重（汀線方向成分）

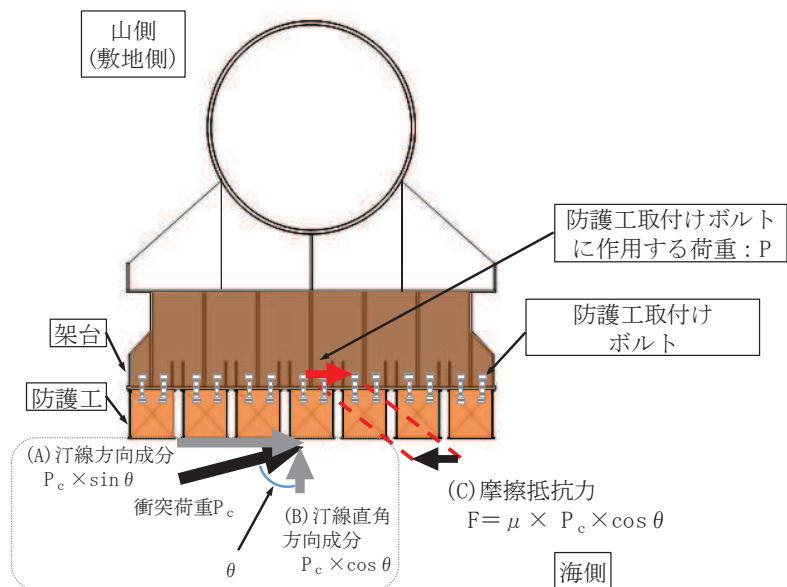


図 7.2-2(2) 防護工取付けボルトに作用する荷重  
(衝突荷重の汀線方向成分が摩擦抵抗力よりも大きい状況)

図 7.2-2(1)に示すとおり，衝突荷重の汀線方向成分が摩擦抵抗力より小さい場合，衝突荷重の汀線方向成分がそのまま防護工取付けボルトに作用する荷重となる。

図 7.2-2(2)に示すとおり，衝突荷重の汀線方向成分が摩擦抵抗力より大きい場合，漂流物は防護工の汀線方向に滑るため，防護工取付けボルトに作用する荷重は，摩擦抵抗力の最大値が上限となる。

防護工取付けボルトに作用する荷重の算出方法としては，漂流物が防護工に衝突する角度を  $0^{\circ}$  から  $90^{\circ}$  までの範囲において検討し，算出した荷重の最大値を荷重条件とした。代表的な検討ケースを表 7.2-1，荷重条件を表 7.2-2 に示す。

なお，防護工取付けボルトに生じる摩擦抵抗力の算定に当たり，摩擦係数は機械工学便覧に記載されている，鉄と鉄の摩擦係数  $\mu (=0.52)$  を使用する。

表 7.2-1 防護工取付けボルトに作用する荷重の検討ケース（代表として  $10^{\circ} \sim 50^{\circ}$ ）

角度 $\theta$ * <sup>1</sup> ( $^{\circ}$ )	(A)衝突荷重の 汀線方向成分* <sup>2</sup> (kN)	(B)衝突荷重の 汀線直交方向成分* <sup>2</sup> (kN)	(C)摩擦 抵抗力* <sup>3</sup> (kN)	防護工取付けボルト に作用する荷重(kN) min((A), (B))
10	347	1970	1024	347
15	518	1932	1005	518
20	684	1879	977	684
25	845	1813	943	845
26	877	1798	935	877
27	908	1782	927	908
28	939	1766	918	918
29	970	1749	910	910
30	1000	1732	901	901
35	1147	1638	852	852
40	1286	1532	797	797
45	1414	1414	735	735
50	1532	1286	668	668

注記 \*1：汀線直交方向からの傾きを示す。 $5^{\circ}$  毎に検討した上で，(A)が(C)よりも大きくなる状況を含む  $25^{\circ} \sim 30^{\circ}$  については， $1^{\circ}$  毎に検討した。

\*2：衝突荷重 2000(kN)を汀線方向及び汀線直交方向に分解して算出する。

\*3：摩擦抵抗力 = (B)衝突荷重の汀線直交方向成分  $\times$  摩擦係数  $\mu (=0.52)$

表 7.2-2 荷重条件

荷重	数値 (kN)	備考
防護工取付けボルトに作用する衝突荷重 P	918	摩擦係数 0.52 を考慮した場合の最大衝突荷重となる衝突角度 28°（汀線直交方向に対する角度）時の荷重

(2) 評価方法

防護工取付けボルトの評価は、次式により算定されるせん断応力が、許容限界以下であることを確認する。

$$\tau = P / A / n$$

ここで、防護工取付けボルトの評価に用いる計算諸元を表 7.2-3 に示す。

表 7.2-3 防護工取付けボルト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	-	kN/mm <sup>2</sup>
P	防護工取付けボルトに作用する衝突荷重	918	kN
A	防護工取付けボルト断面積 (M24)	353	mm <sup>2</sup>
n	防護工 1 本当たりのボルトの本数	14	本

7.2.2 検討結果

漂流物が斜めから衝突した場合の、防護工取付けボルトの評価結果を表 7.2-4 に示す。表 7.2-4 に示すとおり、斜め方向からの衝突荷重を考慮しても防護工取付けボルトは健全であることを確認した。

表 7.2-4 評価結果

部材	材質	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
防護工取付けボルト	強度区分 8.8	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	186	300	0.62



(参考資料 1) 漂流物防護工の構造選定の詳細

1. 構造選定フロー

追加設置する漂流物防護工は，図 1 に示すフローのとおり制約条件を設けて，構造選定を行った上で，詳細設計することとした。

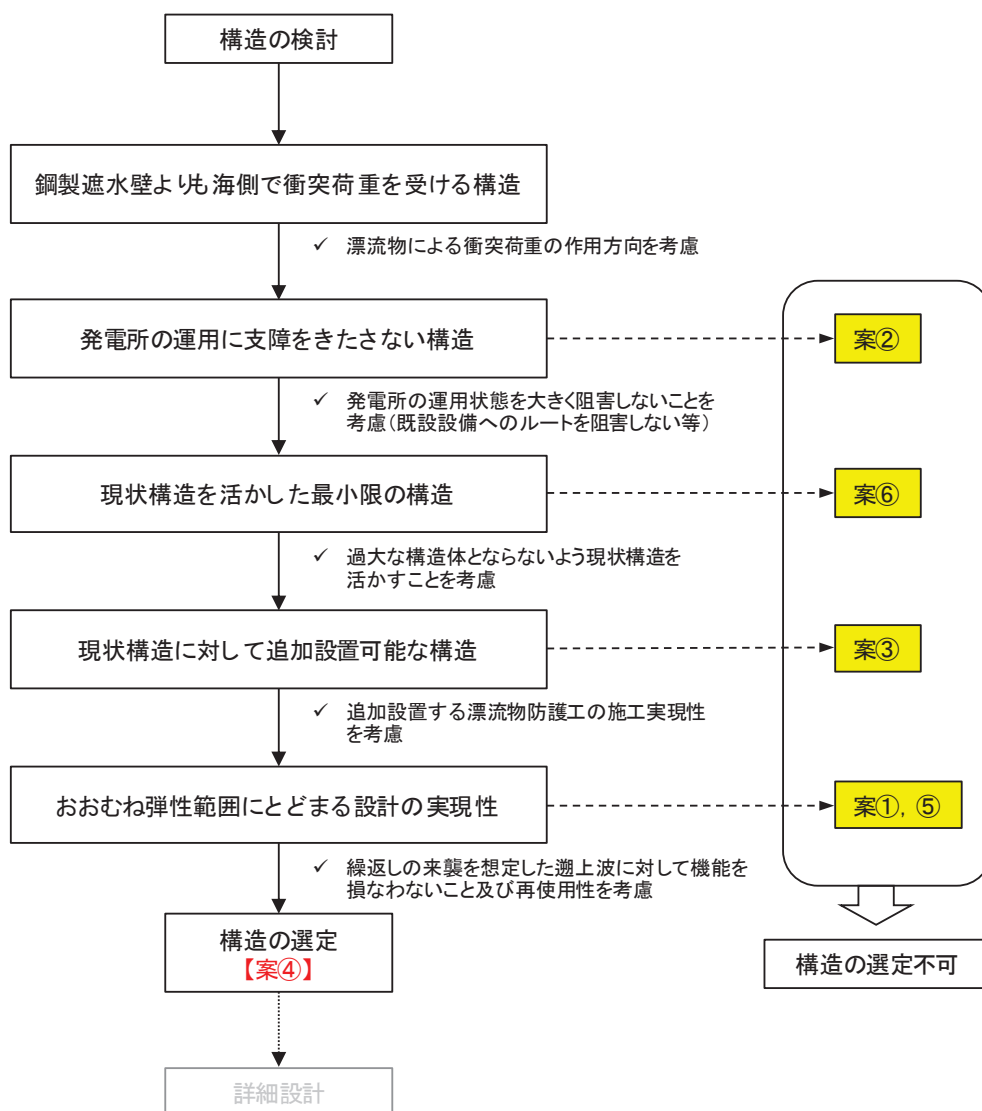


図 1 漂流物防護工の構造選定フロー

2. 選定されなかった構造案

1. で選定した案④の他の構造案を表1に示す。

表1(1) 漂流物防護工の構造案

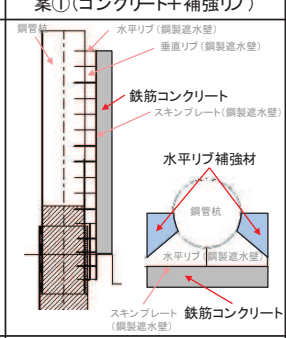
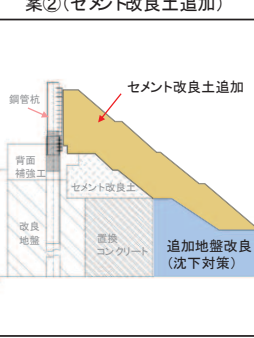
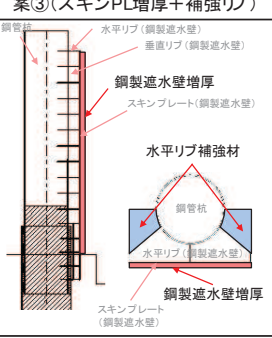
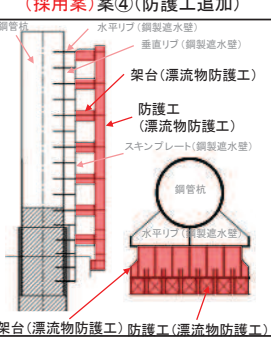
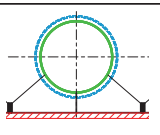
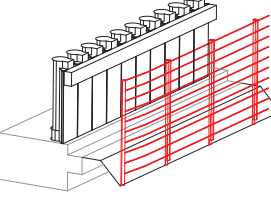
案	案①(コンクリート+補強リブ)	案②(セメント改良土追加)	案③(スキンPL増厚+補強リブ)	(採用案)案④(防護工追加)
構造概要				
設計コンセプト	<ul style="list-style-type: none"> <li>おおむね弾性範囲にとどまる設計。</li> <li>スキンプレート及び止水ジョイント前面に鉄筋コンクリートを設置し、スキンプレート及び止水ジョイントに漂流物を衝突させない。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>おおむね弾性範囲にとどまる設計。</li> <li>防潮堤前面にセメント改良土を設置し、スキンプレート及び止水ジョイントに漂流物を衝突させない。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>おおむね弾性範囲にとどまる設計。</li> <li>スキンプレートを溶接等で増厚し、漂流物による衝突荷重に抵抗させる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>おおむね弾性範囲にとどまる設計。</li> <li>スキンプレート及び止水ジョイント前面に防護工を設置し、スキンプレート及び止水ジョイントに漂流物を衝突させない。</li> <li>水平リブと同じ高さに追加リブ(架台)を設置し、桁高(剛性)を大きくすることで、水平リブの裕度を向上させる。</li> </ul>
発電所の運用	<ul style="list-style-type: none"> <li>特に問題なし。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>防潮堤前面の敷地を塞ぐため、発電所運用上問題あり。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>特に問題なし。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>特に問題なし。</li> </ul>
現状構造の活用	<ul style="list-style-type: none"> <li>現状構造を活用した構造。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>現状構造を活用した構造。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>現状構造を活用した構造。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>現状構造を活用した構造。</li> </ul>
施工実現性	<ul style="list-style-type: none"> <li>水平リブの補強が必要であり、施工性に課題がある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>特に問題なし。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>大断面のスキンプレートを溶接又はボルトで固定することは困難。(×)</li> <li>水平リブの補強が必要であり、施工性に課題がある。(△)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>部材が多くなり、現場溶接等の現場施工量が多くなる。</li> </ul>
設計実現性	<ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリートの設置により鋼管杭の自重が大きくなり、鋼管杭を弾性範囲にとどめることが困難。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土からの荷重により、鋼管杭を弾性範囲にとどめることが困難。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>止水ジョイント防護のための対策が別途必要。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭前面に張り出す構造について影響考慮が必要。</li> </ul>
採否	×	×	×	○

表1(2) 漂流物防護工の構造案

案	案⑤(緩衝材設置)	案⑥(前面に防護ロープ設置)
構造概要		
設計コンセプト	<ul style="list-style-type: none"> <li>スキンプレート前面に荷重緩衝材を設置し、荷重を分散させるが衝撃を緩和することにより、荷重に抵抗させる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>支柱を設置し、その支柱に衝突防護ロープを設置して、漂流物の衝突エネルギーを吸収させる。</li> </ul>
発電所の運用	<ul style="list-style-type: none"> <li>特に問題なし。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>防潮堤前面に構造物を設置するため、若干の影響あり。</li> </ul>
現状構造の活用	<ul style="list-style-type: none"> <li>現状構造を活用した構造。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>支柱を地震荷重及び津波荷重に耐えられる仕様とする必要があり、現状構造の他に同規模の施設を設置することになる。</li> </ul>
施工実現性	<ul style="list-style-type: none"> <li>特に問題なし。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>特に問題なし。</li> </ul>
設計実現性	<ul style="list-style-type: none"> <li>2000kNという漂流物による衝突荷重に対する設計方法として先行実績がなく、設計、性能試験等に長期間を要する。(×)</li> <li>止水ジョイント防護のための対策が別途必要。(△)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>特に問題なし。</li> </ul>
採否	×	×

## 6.1.11 盛土・旧表土の液状化影響を考慮した安定性評価への影響について

### 1. 概要

設置変更許可時においては、防潮堤（鋼管式鉛直壁及び盛土堤防）の基礎地盤安定性評価について、等価線形解析（全応力解析）により評価を実施している。図 1-1 に示すとおり、通常のスベリ評価（岩盤＋盛土・旧表土を考慮したスベリ）に加えて、盛土・旧表土の液状化影響を考慮するための検討として、岩盤部のみのスベリに対する評価を実施した。また、等価線形解析は、地盤を構成する土骨格と間隙水を一体としてモデル化する全応力解析である。

一方、防潮堤は斜面形状であり、液状化による側方流動の影響を受ける可能性があり、地震応答解析で液状化の影響を評価するためには、土骨格と間隙水を個別にモデル化する有効応力解析を選定する必要がある。

上記を踏まえ、本検討においては、工認時において用いている有効応力解析により、盛土・旧表土の液状化による剛性低下及び強度低下が防潮堤の基礎地盤安定性評価に及ぼす影響を確認する。

設置変更許可時と工認時の盛土・旧表土の液状化影響を考慮した基礎地盤安定性評価内容の比較を表 1-1 に示す。

なお、津波荷重に対する安定性評価の影響についても確認する。

	すべり面形状	基準地震動※1 (位相)	発生時刻 (秒)	すべり安全率	
防潮堤 (盛土堤防)	 岩盤を通るすべり	Ss-D2 (+,-)	13.53	3.3 (3.3)	<ul style="list-style-type: none"> <li>— : すべり面</li> <li>— : 岩盤部のみのすべり面</li> <li>— : 断層・シーム</li> <li>( )は岩盤のみのすべり面の安全率</li> <li>※1: 基準地震動の(+,+)は正位相, (-,+)は水平反転, (+,-)は鉛直反転, (-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す。</li> </ul>
防潮堤 (鋼管式鉛直壁)	 岩盤を通るすべり	Ss-D1 (+,-)	25.47	2.9 (3.0)	

図 1-1 防潮堤における基礎地盤安定性評価

(第 778 回審査会合 (令和元年 9 月 27 日) 資料 1-7-1 p. 146 一部加筆)

表 1-1 盛土・旧表土の液状化影響を考慮した基礎地盤安定性評価手法の比較

	解析手法	評価方法
設置変更許可	全応力解析	岩盤のみのすべりに対する評価
工事計画認可 (今回検討)	有効応力解析	盛土・旧表土の剛性低下及び強度低下を考慮したすべりに対する評価

## 2. 盛土・旧表土の液状化の影響を考慮した安定性評価

### 2.1 評価条件

盛土・旧表土の液状化の影響を考慮した安定性評価の評価条件を以下に示す。

なお、その他二次元有効応力解析における解析条件は「6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明 3.耐震評価」及び「6.1.3 防潮堤（盛土堤防）の耐震性についての計算書に関する補足説明 3.耐震評価」に示すとおりである。

#### 2.1.1 対象断面

評価対象断面について、防潮堤（鋼管式鉛直壁）は設置変更許可時の基礎地盤安定性評価の代表断面である、断面①とする。解析モデルを図2-1に示す。

防潮堤（盛土堤防）は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）と同様に設置変更許可時の基礎地盤安定性評価の代表断面である、断面①とする。解析モデルを図2-2に示す。

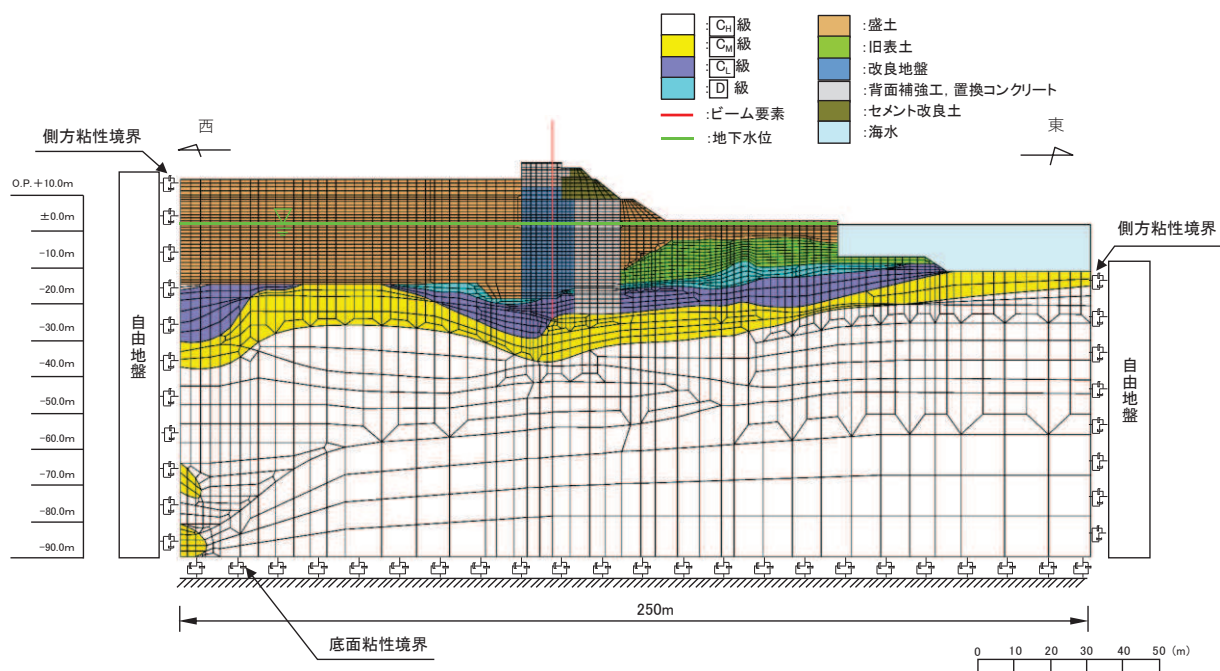


図2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）断面①の解析モデル図

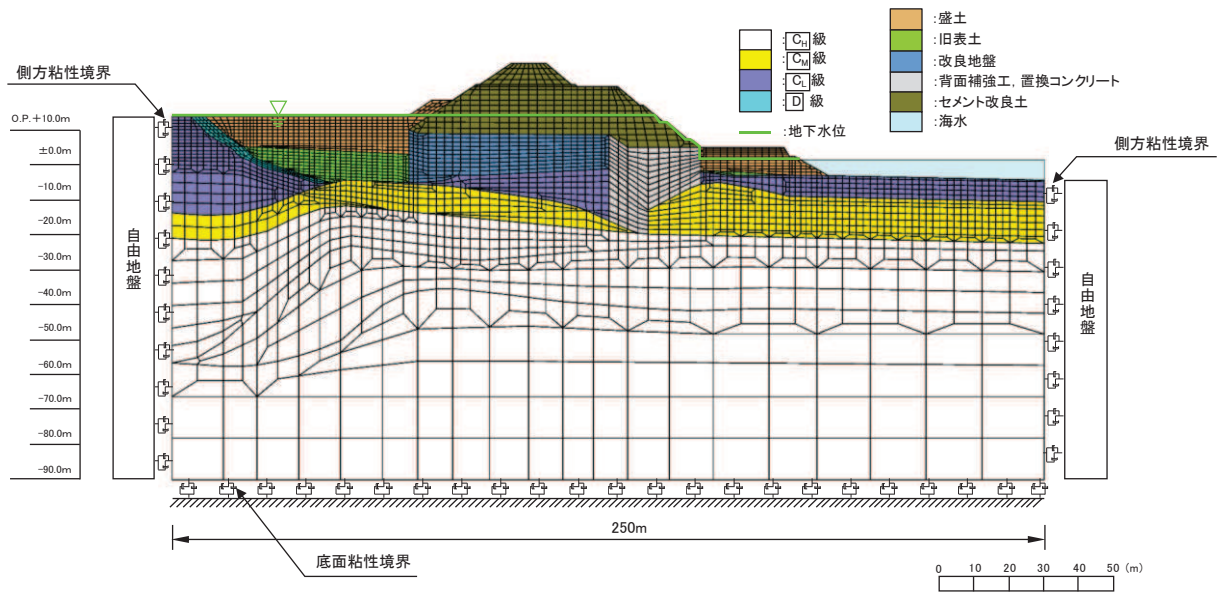


図 2-2 防潮堤（盛土堤防）断面①の解析モデル図

### 2.1.2 対象地震動

評価対象地震動について、防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、設置変更許可時の基礎地盤安定性評価において、最小すべり安全率となった地震動である S s - D 1（+-）とする。

防潮堤（盛土堤防）は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）と同様に設置変更許可時の基礎地盤安定性評価において、最小すべり安全率となった地震動である S s - D 2（+-）とする。

### 2.1.3 対象すべり線

評価対象とするすべり線は、設置変更許可時の基礎地盤安定性評価において、最小すべり安全率となったすべり線とする。評価対象すべり線を図 2-3 及び図 2-4 に示す。

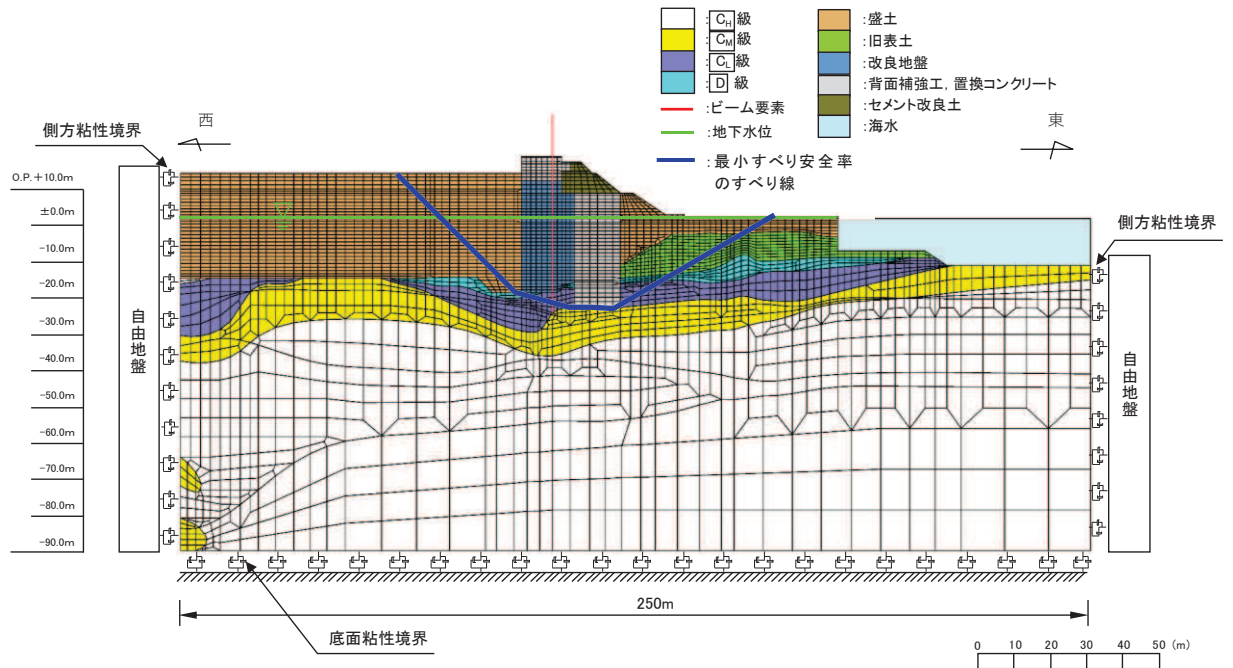


図 2-3 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の評価対象すべり線

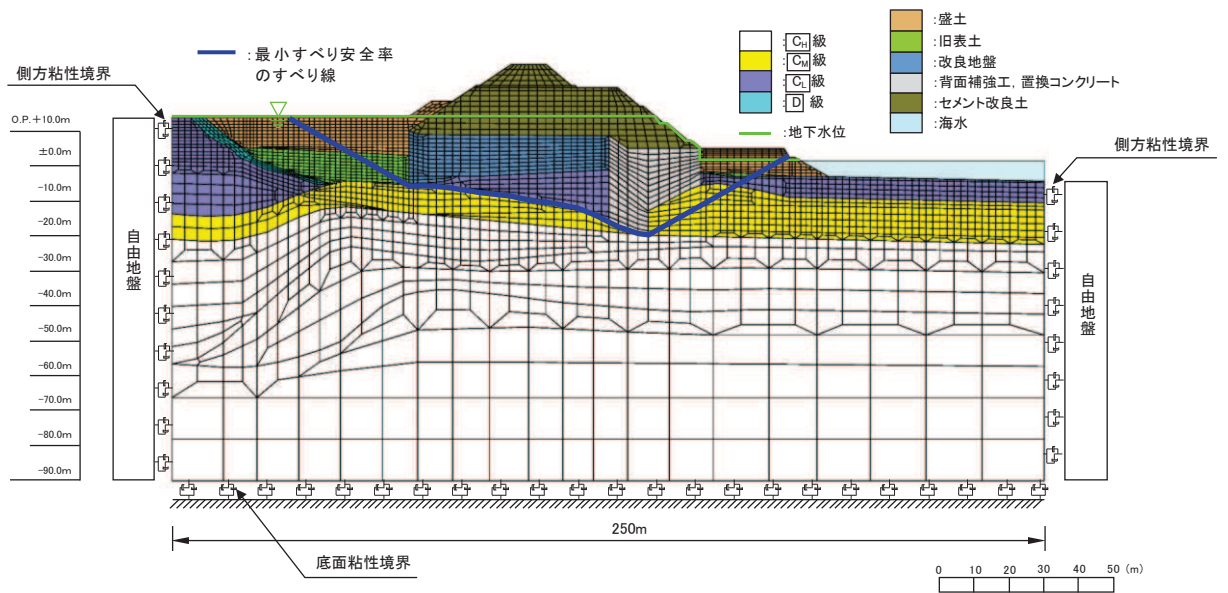


図 2-4 防潮堤（盛土堤防）の評価対象すべり線

#### 2.1.4 すべり安全率算定方法

有効応力解析を用いたすべり安全率の算定方法を表 2-1 に示す。

盛土・旧表土の液状化影響に着目した評価とするために、岩盤の応力状態については、設置変更許可時の基礎地盤安定性評価で実施した二次元全応力解析（FLUSH）における最小すべり安全率時刻の起動力及び抵抗力を参照する。

盛土・旧表土の応力状態は、盛土・旧表土の液状化の影響を確認することが目的であることから、二次元有効応力解析（FLIP）から参照する。盛土・旧表土のすべり安全率は、時々刻々変化する起動力及び抵抗力から算出することとし、保守的な配慮として、液状化範囲の抵抗力は考慮しない。

盛土・旧表土の液状化範囲の設定方法は、二次元有効応力解析により地下水位以深の盛土・旧表土における過剰間隙水圧比を確認することにより設定する。

具体的な方法としては、評価対象地震動（防潮堤（鋼管式鉛直壁）：S<sub>s</sub>-D1（+-）、防潮堤（盛土堤防）：S<sub>s</sub>-D2（+-））の全時刻における最大過剰間隙水圧比が 0.95 以上となる範囲を保守的に液状化の影響を考慮する範囲とする。

表 2-1 有効応力解析を用いたすべり安全率の算定方法

項目		有効応力解析を用いたすべり安全率の算定方法	【参考】設置変更許可時のすべり安全率の算定方法 (全応力解析)
岩盤	応力状態を求める解析コード	全応力解析 (FLUSH)	全応力解析 (FLUSH)
盛土・旧表土	応力状態を求める解析コード	有効応力解析 (FLIP)	全応力解析 (FLUSH)
	地下水位	朔望平均満潮位 (O. P. +1.43m)	地表面
	液状化範囲以外の起動力	考慮する (時刻性を考慮)	考慮する (時刻性を考慮)
	液状化範囲以外の抵抗力	考慮する (時刻性を考慮)	考慮する (時刻性を考慮)
	液状化範囲の設定	最大過剰間隙水圧比が 0.95 以上となる範囲とする (鋼管式鉛直壁: S <sub>s</sub> -D1 (+-), 盛土堤防: S <sub>s</sub> -D2 (+-) の全時刻)	地下水位以深を全て「液状化の影響を考慮する範囲」に設定する
	液状化範囲の起動力	考慮する (時刻性を考慮)	考慮しない (ゼロとする)
	液状化範囲の抵抗力	考慮しない (ゼロとする)	考慮しない (ゼロとする)



## 2.2 評価結果

### 2.2.1 液状化の影響を考慮する範囲の設定の確認

防潮堤（鋼管式鉛直壁）及び防潮堤（盛土堤防）の二次元有効応力解析における最大過剰間隙水圧比の分布を図 2-5 及び図 2-6 に示す。また、図 2-5 及び図 2-6 を踏まえて設定した液状化の影響を考慮する範囲を図 2-7 及び図 2-8 に示す。

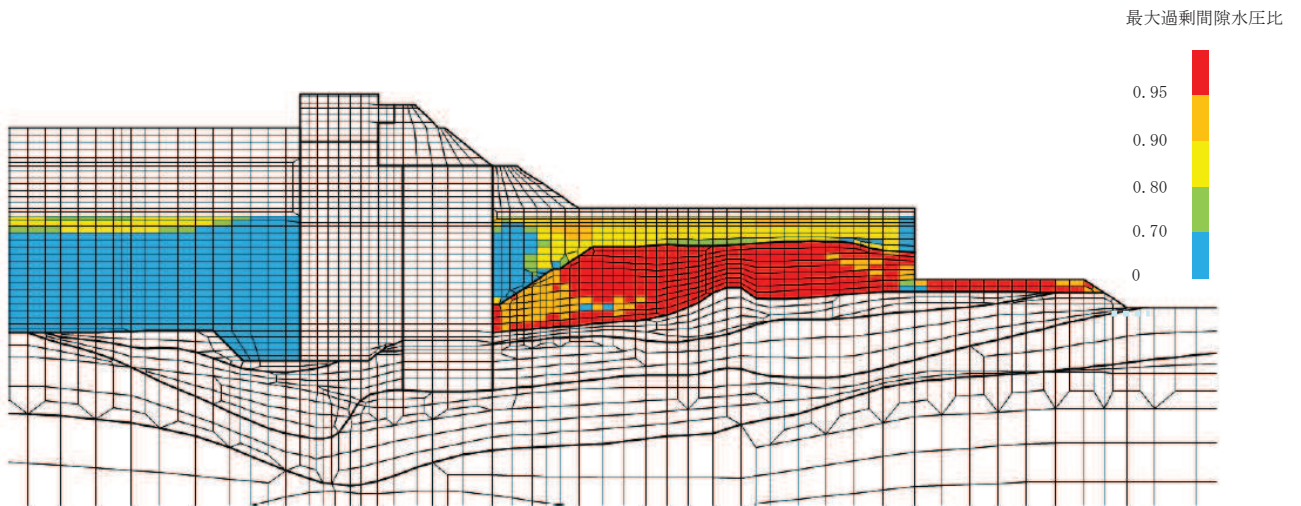


図 2-5 最大過剰間隙水圧比分布（防潮堤（鋼管式鉛直壁））  
（断面①， $S_s - D 1 (+ -)$ ）

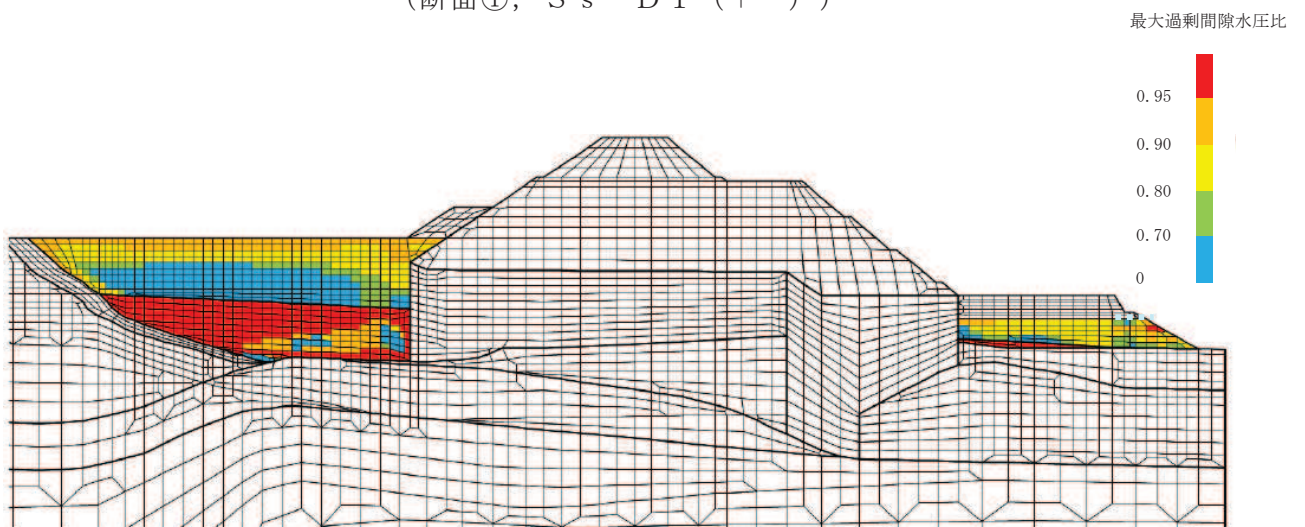


図 2-6 最大過剰間隙水圧比分布（防潮堤（盛土堤防））  
（断面①， $S_s - D 2 (+ -)$ ）

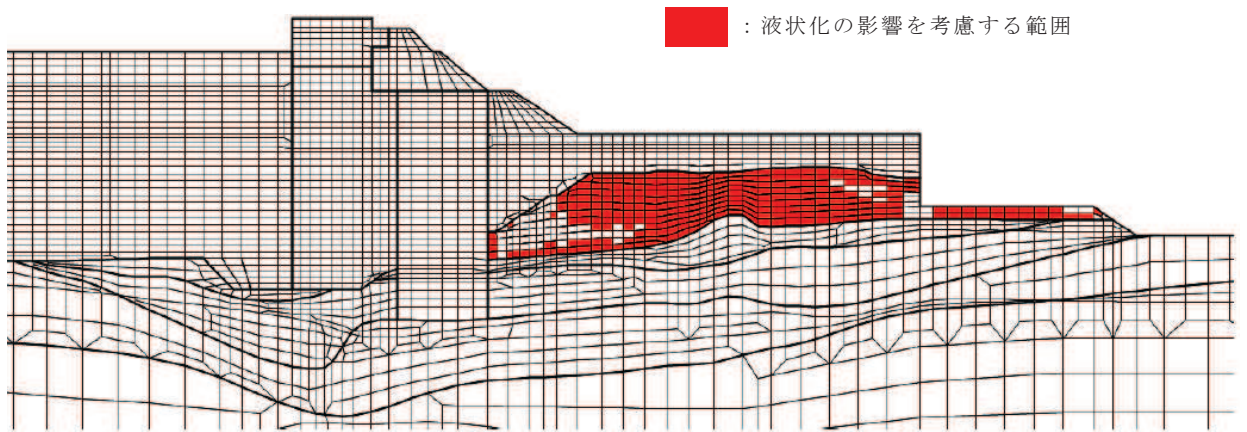


図 2-7 液状化の影響を考慮する範囲の設定（防潮堤（鋼管式鉛直壁））

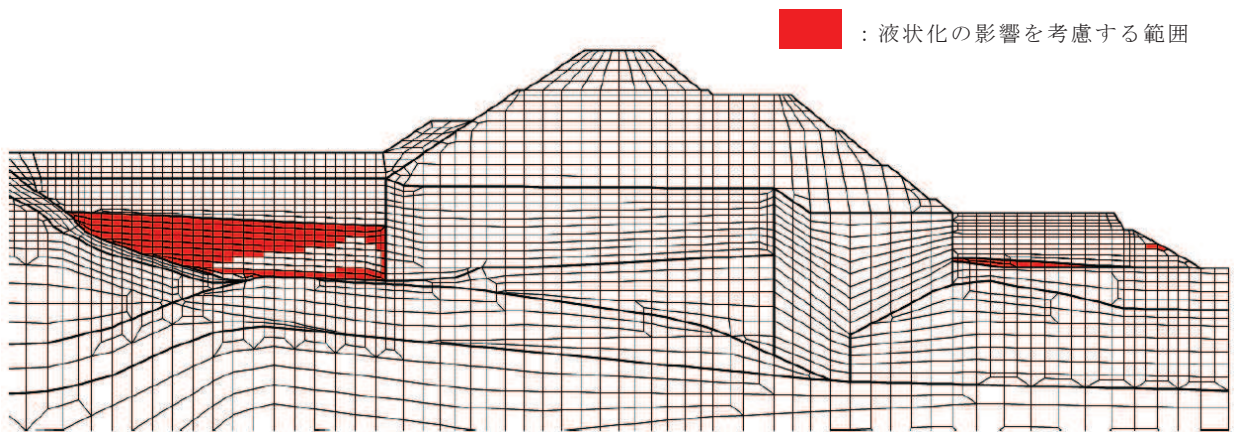


図 2-8 液状化の影響を考慮する範囲の設定（防潮堤（盛土堤防））

### 2.2.2 すべり安全率の評価結果

液状化の影響を考慮する範囲の設定を踏まえたすべり安全率の算定結果を表 2-2 に、液状化影響を考慮する範囲とすべり線の重ね合わせを図 2-9 及び図 2-10 に示す。液状化の影響を考慮したすべり安全率について、防潮堤（鋼管式鉛直壁）は 3.0、防潮堤（盛土堤防）は 3.3 であり、基礎地盤安定性評価における評価基準値であるすべり安全率 1.5 を上回ることを確認した。

なお、盛土・旧表土の液状化の影響を考慮したすべり安全率は、岩盤部のみのすべり安全率と変わらなかった。その理由としては、表 2-3 に示すとおり、すべり線上の起動力及び抵抗力ともに岩盤が支配的であり、盛土・旧表土の液状化影響がすべり安全率に及ぼす影響が小さいことが考えられる。

表 2-2 すべり安全率の算定結果

	基準地震動 $S_s$	算定ケース	すべり安全率
防潮堤 (鋼管式鉛直壁)	$S_s - D 1$ (+-)	有効応力解析 (今回検討の算定方法)	3.0
		全応力解析 (設置変更許可時の算定方法, 岩盤のみのすべり)	3.0
防潮堤 (盛土堤防)	$S_s - D 2$ (+-)	有効応力解析 (今回検討の算定方法)	3.3
		全応力解析 (設置変更許可時の算定方法, 岩盤のみのすべり)	3.3

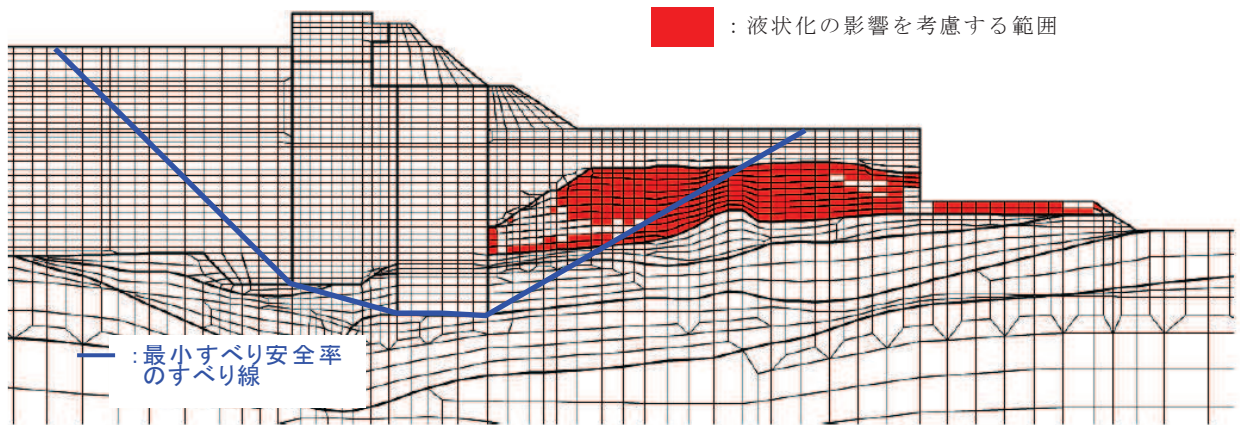


図 2-9 液状化影響を考慮する範囲とすべり線の重ね合わせ  
(防潮堤 (鋼管式鉛直壁))

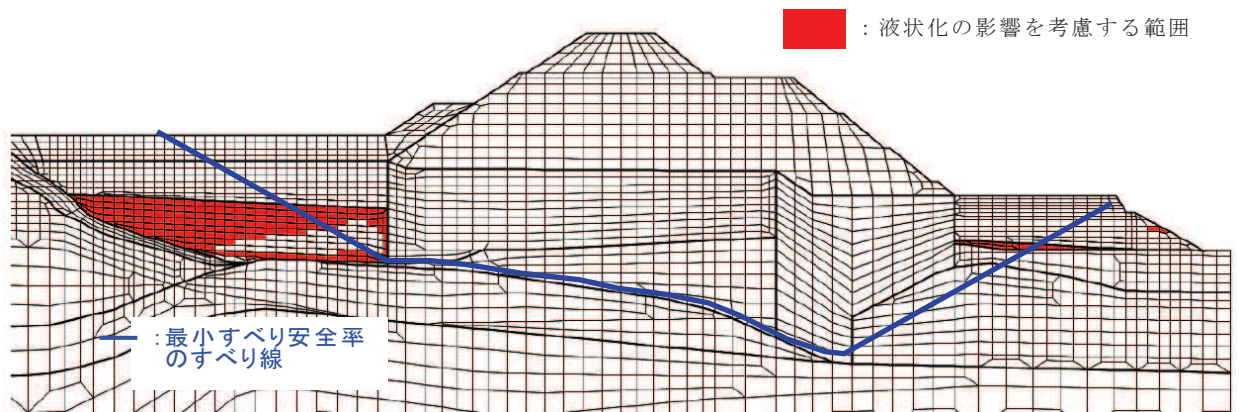


図 2-10 液状化影響を考慮する範囲とすべり線の重ね合わせ  
(防潮堤 (盛土堤防))

表 2-3(1) すべり線上の起動力及び抵抗力の比較（防潮堤（鋼管式鉛直壁））

	抵抗力 R (MN/m <sup>2</sup> )	起動力 S (MN/m <sup>2</sup> )	すべり安全率 (R/S)
盛土・旧表土（有効応力解析）	7.6	2.6	2.9
岩盤（全応力解析）	53.1	17.4	3.0
合計	60.7	20.0	3.0

表 2-3(2) すべり線上の起動力及び抵抗力の比較（防潮堤（盛土堤防））

	抵抗力 R (MN/m <sup>2</sup> )	起動力 S (MN/m <sup>2</sup> )	すべり安全率 (R/S)
盛土・旧表土（有効応力解析）	2.1	0.5	4.2
岩盤（全応力解析）	108.6	32.9	3.3
合計	110.7	33.4	3.3

### 3. 津波時の基礎地盤安定性評価

防潮堤における津波時の基礎地盤の安定性評価について、2.で示した地震時に防潮堤基礎地盤に発生する起動力と、津波時に防潮堤基礎地盤に発生する起動力を比較することで評価を行う。

#### 3.1 評価条件

津波時の安定性評価の評価条件を以下に示す。

なお、その他二次元有効応力解析における解析条件は「6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書に関する補足説明 3.強度評価方法」及び「6.1.4 防潮堤（盛土堤防）の強度計算書に関する補足説明 3.強度評価方法」に示すとおりである。

##### 3.1.1 対象断面

評価対象断面について、防潮堤（鋼管式鉛直壁）は設置変更許可時の基礎地盤安定性評価の代表断面である、断面①とする。解析モデルを図 2-1 に示すものと同様である。

防潮堤（盛土堤防）は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）と同様に設置変更許可時の基礎地盤安定性評価の代表断面である、断面①とする。解析モデルを図 2-2 に示すものと同様である。

##### 3.1.2 対象すべり線

評価対象とするすべり線は、設置変更許可時の基礎地盤安定性評価において、最小すべり安全率となったすべり線とする。評価対象すべり線を図 2-3 及び図 2-4 に示すものと同様である。

##### 3.1.3 すべり線における起動力の算出方法

津波時のすべり線における起動力は、すべり線を通る盛土・旧表土及び岩盤の要素における起動力を合計して算出する。

### 3.2 評価結果

津波時及び地震時の起動力の比較結果を表 3-1 に示す。津波時に防潮堤基礎地盤に生じる起動力は、地震時の起動力を大きく下回っており、津波時の安定性評価は、2. で示した地震時の基礎地盤安定性評価に包絡される。

表 3-1 津波時と地震時における基礎地盤の起動力の比較結果

ケース	起動力 (MN/m <sup>2</sup> )	
	防潮堤（鋼管式鉛直壁）	防潮堤（盛土堤防）
津波時	3.8	1.5
地震時	20.0*	33.4*

注記\*：表 2-3 の起動力を再掲

- 6. 浸水防護施設に関する補足資料
- 6.2 取放水路流路縮小工に関する補足説明

目 次

- 6.2.1 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）の耐震性についての計算書に関する補足説明
  - 6.2.2 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の耐震性についての計算書に関する補足説明
  - 6.2.3 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）の強度計算書に関する補足説明
  - 6.2.4 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の強度計算書に関する補足説明
  - 6.2.5 取放水路流路縮小工に係る各審査段階の説明内容について
  - 6.2.6 取放水路流路縮小工の設置による津波防護機能，第1号機取水機能及び放水機能への影響について
- 
- 参考資料 1 取放水路流路縮小工貫通部におけるすり減りに対する影響評価について
  - 参考資料 2 取放水路流路縮小工の保守管理について
  - 参考資料 3 取放水路流路縮小工の閉塞した場合の検知性について
  - 参考資料 4 取放水路流路縮小工の施工要領について
  - 参考資料 5 取放水路流路縮小工の耐震評価手法の妥当性について



- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.2 取放水路流路縮小工の設計に関する補足説明
- 6.2.1 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）の耐震性についての計算書に関する補足説明

目次

1. 概要 .....	1
2. 基本方針 .....	2
2.1 位置 .....	2
2.2 構造概要 .....	3
2.3 評価方針 .....	5
2.4 適用基準 .....	7
2.5 記号の説明 .....	8
3. 耐震評価 .....	9
3.1 評価対象断面 .....	9
3.2 解析方法 .....	11
3.3 荷重及び荷重の組合せ .....	15
3.4 入力地震動 .....	17
3.5 解析モデル及び諸元 .....	34
3.6 評価対象部位 .....	38
3.7 許容限界 .....	38
3.8 評価方法 .....	39
4. 耐震評価結果 .....	70
4.1 構造部材の健全性に対する評価結果.....	70
4.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果.....	73

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)が基準地震動  $S_s$  に対して十分な構造強度を有していることを確認するものである。

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)に要求される機能の維持を確認するにあたっては、地震応答解析よ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。

なお、取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)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. 基本方針

### 2.1 位置

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の位置図を図2.1-1に示す。

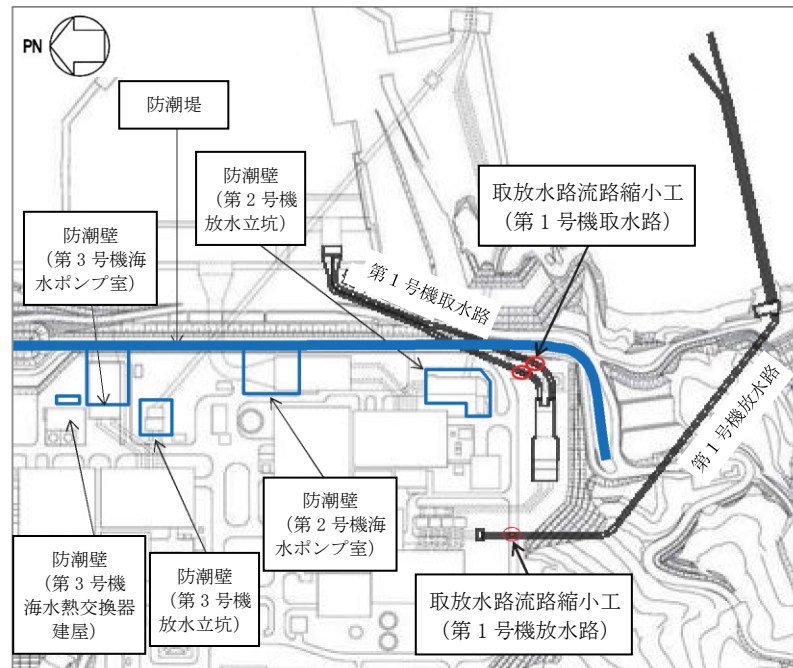



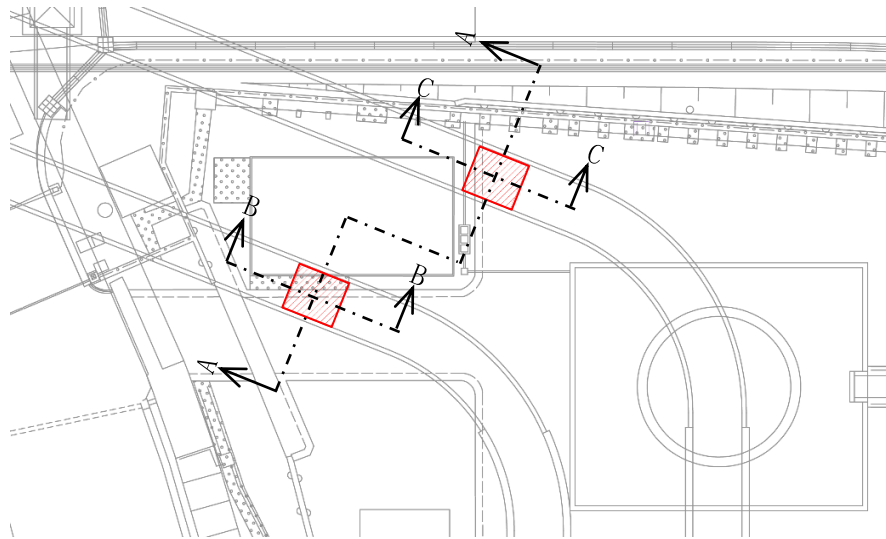
図 2.1-1 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の位置図（全体平面図）

## 2.2 構造概要

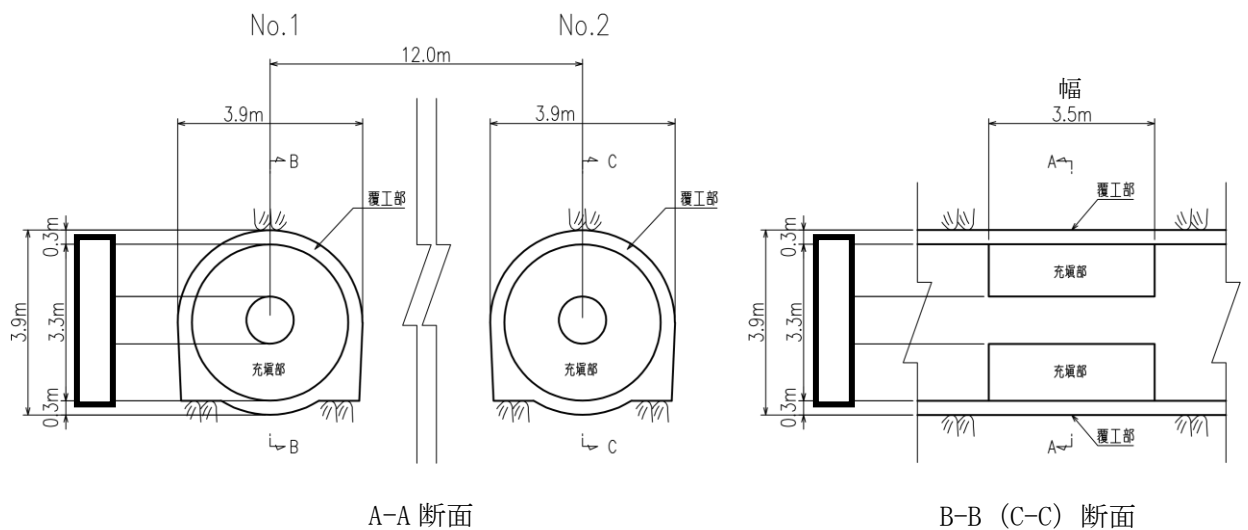
取放水路流路縮小工（第1号機取水路）（No. 1）,（No. 2）の構造概要を図 2.2-1 に示す。

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）（No. 1）,（No. 2）は、第1号機取水路からの津波の流入を抑制し、第1号機取水路から敷地への津波の流入を防止するため、第1号機取水路内に無筋のコンクリートを充填する。よって、取放水路流路縮小工（第1号機取水路）（No. 1）,（No. 2）は、既設の第1号機取水路の覆工部（鉄筋コンクリート）と充填部（無筋コンクリート）から構成される。

なお、第1号機の補機冷却海水ポンプに必要な海水を取水するため、貫通部（×2条）を設ける。



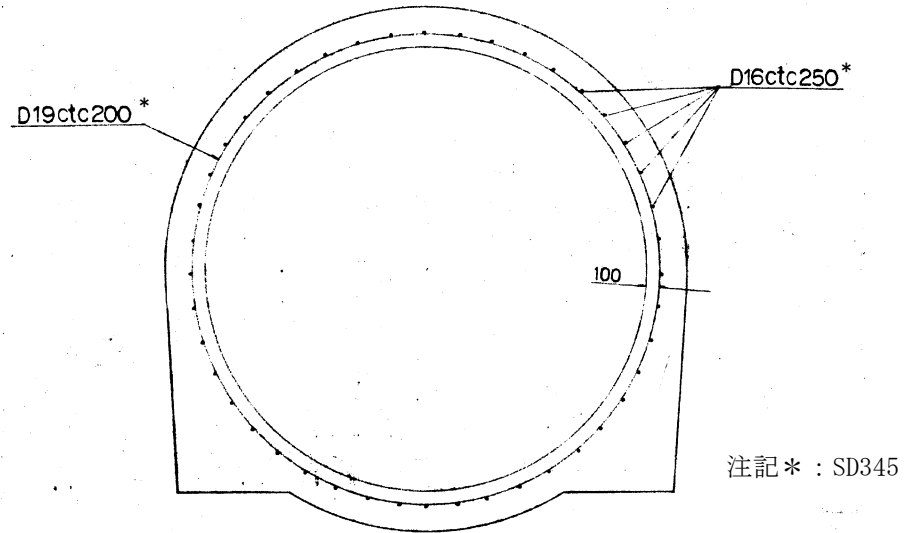
平面図



A-A 断面

B-B (C-C) 断面

図 2.2-1(2) 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）（No. 1）,（No. 2）の構造概要図



(単位 : mm)

図 2.2-1(3) 取放水路流路縮小工 (第 1 号機取水路) (No. 1), (No. 2) の構造概要図  
(覆工部配筋図)

## 2.3 評価方針

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の耐震評価は、地震応答解析の結果に基づき、表2.3-1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実施することで、構造強度を有することを確認する。なお、覆工部については、鉄筋コンクリート構造であるものの、充填部に対する覆工部の断面厚さ等が小さいことを踏まえ、耐震評価においては、保守的に鉄筋に期待しないこととして、無筋コンクリートとして構造強度を評価する。

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の地震応答解析においては、構造物周辺は岩盤に覆われているため、線形解析を実施する。

地震応答解析に用いる地盤物性は、地盤の代表性及び網羅性を踏まえた上で、ばらつき等を考慮して設定する。

構造部材の健全性評価については、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」のうち「3.1 構造強度上の制限」に基づき流路縮小工の構造部材の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おいては、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」のうち「3.1 構造強度上の制限」に基づき流路縮小工の基礎地盤に発生する応力が許容限界以下であることを確認する。

取放水路流路縮小工(第1号機取水路)(No. 1), (No. 2)の耐震評価フローを図2.3-1に示す。

表 2.3-1 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)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	流路縮小工	発生する応力が許容限界以下であることを確認	引張強度及びせん断強度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*

注記 \*： 妥当な安全余裕を考慮

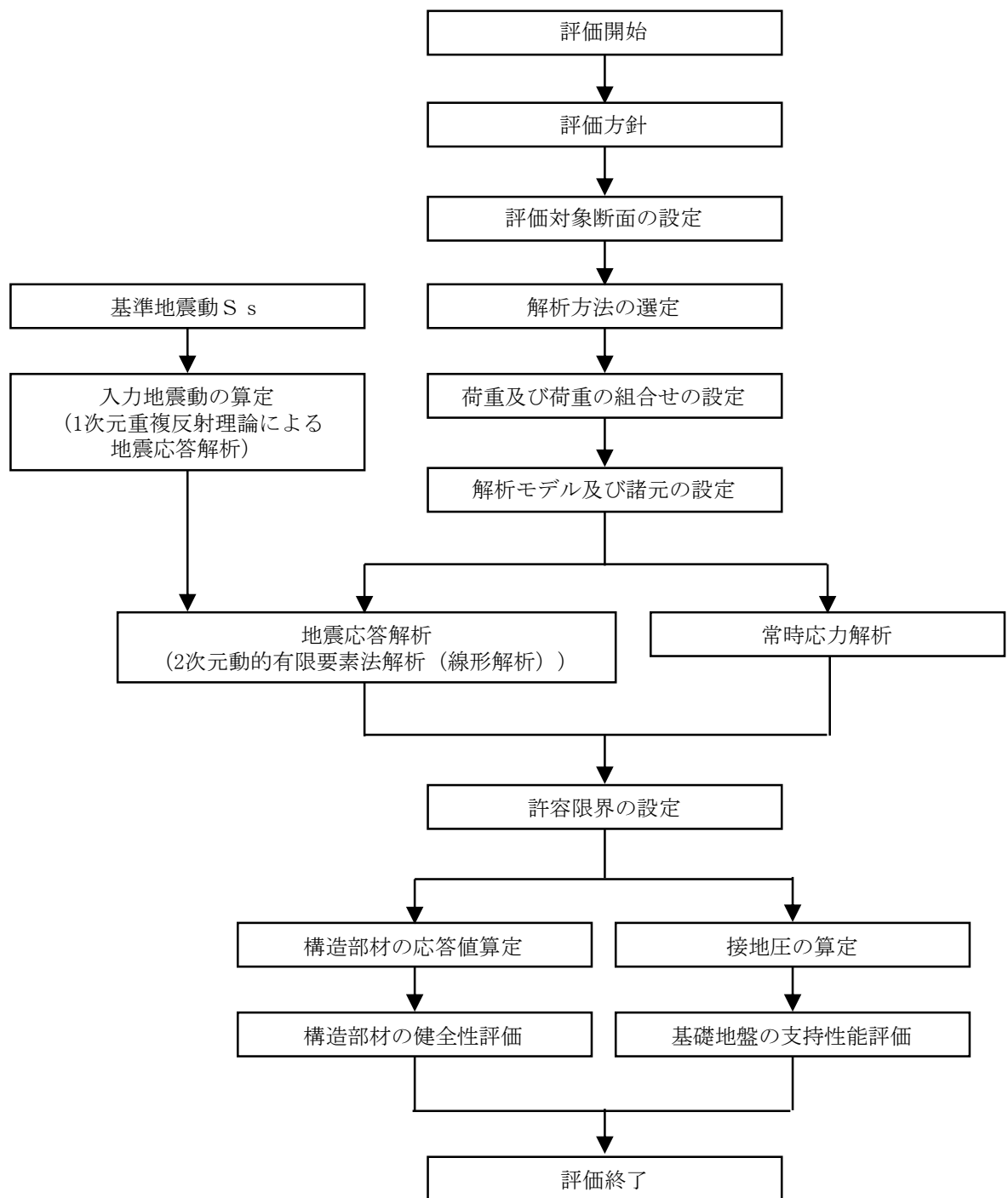


図 2.3-1 取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）(No. 1), (No. 2) の耐震評価フロー

## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。また，各項目で適用する規格，基準類を表 2.4-1 に示す。

- ・土木学会 2005 年 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（以下「土木学会マニュアル」という）
- ・土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]
- ・土木学会 2017 年 コンクリート標準示方書 [設計編]
- ・土木学会 2013 年 コンクリート標準示方書 ダムコンクリート編
- ・土木学会 2016 年 トンネル標準示方書[共通編]・同解説/[山岳工法編]・同解説
- ・原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1987）

表 2.4-1 各項目で適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数		<ul style="list-style-type: none"> <li>・土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]</li> <li>・土木学会 2017 年 コンクリート標準示方書 [設計編]</li> </ul>	—
荷重及び荷重の組合せ		<ul style="list-style-type: none"> <li>・土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]</li> <li>・土木学会 2016 年 トンネル標準示方書[共通編]・同解説/[山岳工法編]・同解説</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> <li>・トンネル掘削による解放応力及び地山のゆるみ土圧の検討</li> </ul>
許容限界	覆工部及び充填部	<ul style="list-style-type: none"> <li>・土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]</li> <li>・土木学会 2013 年 コンクリート標準示方書 ダムコンクリート編</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・引張及びせん断に対する照査は，発生応力が引張強度及びせん断強度以下であることを確認</li> </ul>
地震応答解析		<ul style="list-style-type: none"> <li>・土木学会マニュアル</li> <li>・原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1987）</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・有限要素法による二次元モデルを用いた線形解析</li> </ul>



## 2.5 記号の説明

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の応力評価に用いる記号を表 2.5-1 に示す。

表 2.5-1 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
G	固定荷重（躯体の自重）	N
P	積載荷重	kN/m <sup>2</sup>
S <sub>s</sub>	地震荷重	N
f <sub>ck</sub>	コンクリートの設計基準強度	N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>t</sub>	引張強度	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>td</sub>	設計引張強度	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>tk</sub>	引張強度	N/mm <sup>2</sup>
γ <sub>b</sub>	部材係数	—
γ <sub>c</sub>	材料係数	—
φ	内部摩擦角	°
τ <sub>0</sub>	せん断強度	N/mm <sup>2</sup>

### 3. 耐震評価

#### 3.1 評価対象断面

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)は、2系統 (No. 1, No. 2) が岩盤を介して隣接していること、縦断方向の地質に有意な差がないことから、No. 1 と No. 2 の中央位置 (A-A 断面) を評価対象断面として選定する。

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2) の評価対象断面位置を図 3.1-1 に示す。評価対象断面の地質図を図 3.1-2 に示す。

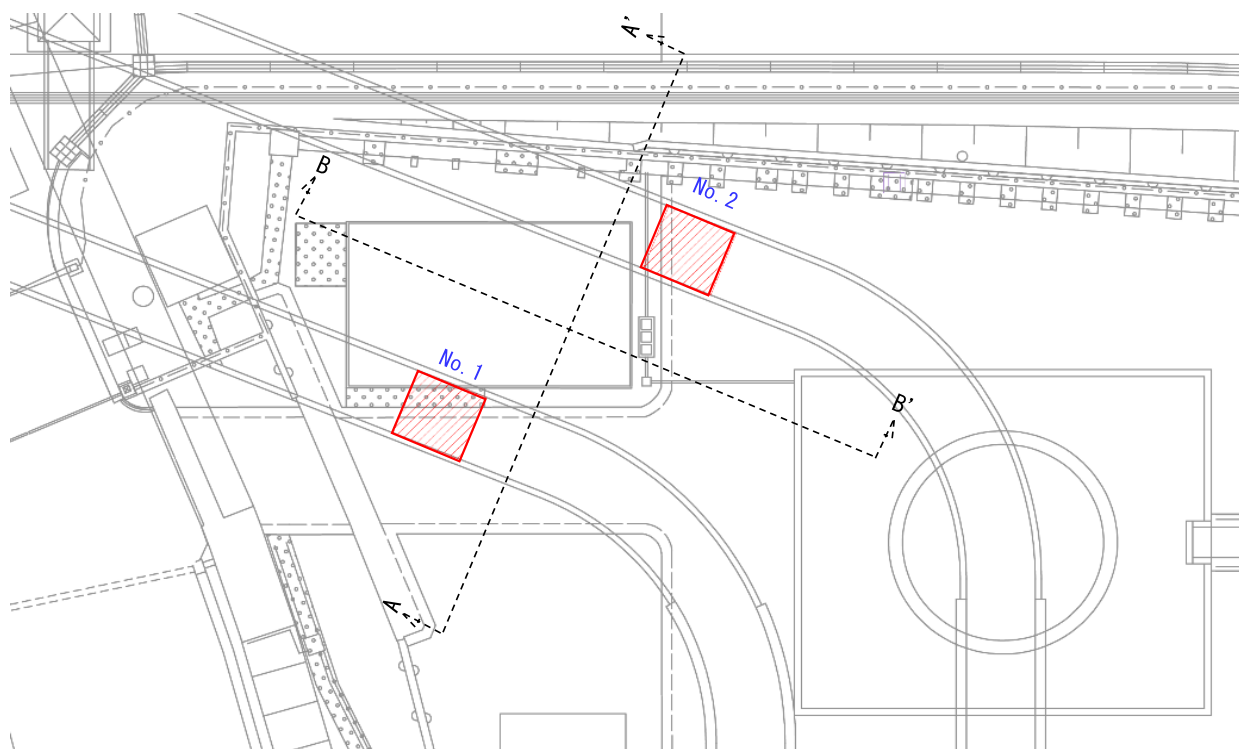


図 3.1-1 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2) の評価対象断面位置図

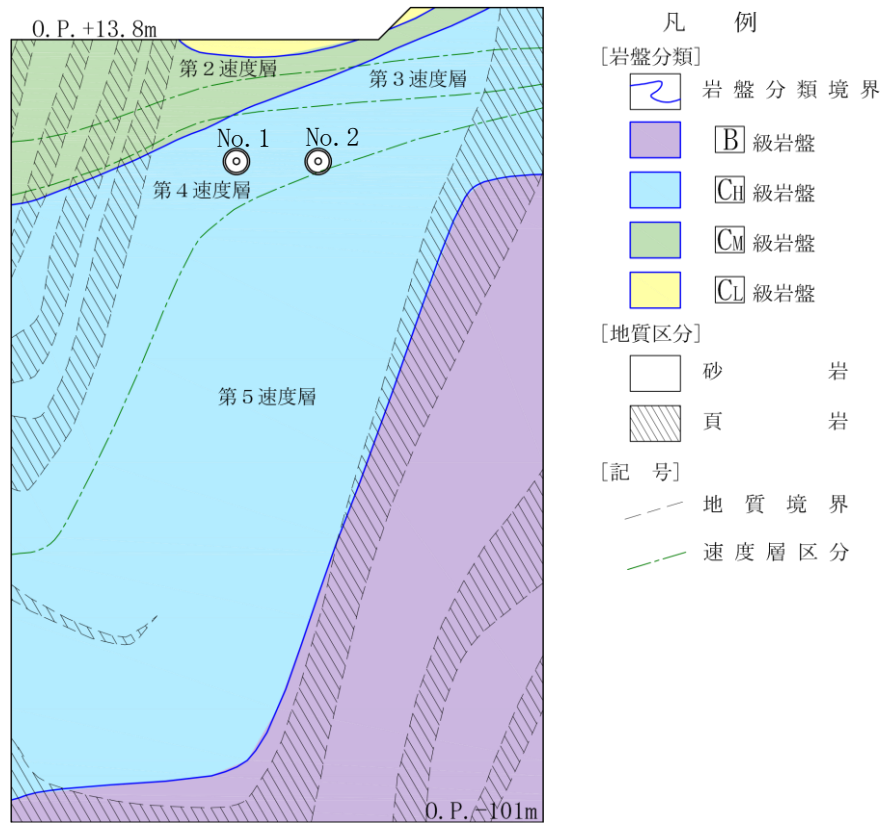


図 3.1-2(1) 取放水路流路縮小工 (第 1 号機取水路) (No. 1), (No. 2) の地質図 (A-A 断面図)

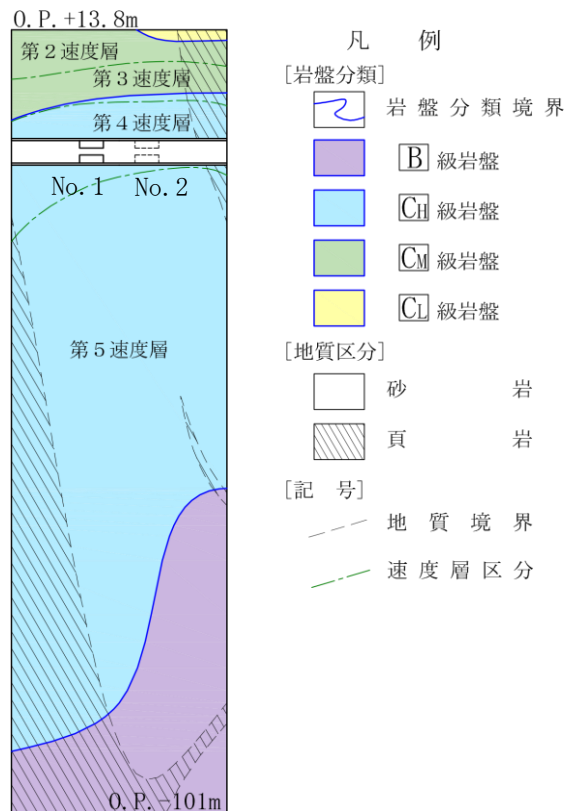


図 3.1-2(2) 取放水路流路縮小工 (第 1 号機取水路) (No. 1), (No. 2) の地質図 (B-B 断面図)

### 3.2 解析方法

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の地震応答解析は、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。

構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価に用いる構造部材の応答値及び接地圧は、地震応答解析から得られる地震時増分と常時応力解析から得られる常時応力を重ね合わせて算定する。

地震応答解析及び常時応力解析では、構造物周辺が岩盤に覆われているため、線形解析を実施する。

地震応答解析は、解析コード「SuperFLUSH/2D Ver. 6.1」を、常時応力解析は、解析コード「TDAPIII Ver. 3.10.01」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

#### 3.2.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元動的有限要素法解析により、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線形解析にて行う。

構造部材については、流路縮小工の形状を踏まえた部材の応力を評価するため、平面ひずみ要素によりモデル化することとし、物性値は線形とする。

地盤（岩盤）については、平面ひずみ要素によりモデル化することとし、物性値は線形とする。

地震応答解析の選定フローを図 3.2-1 に示す。

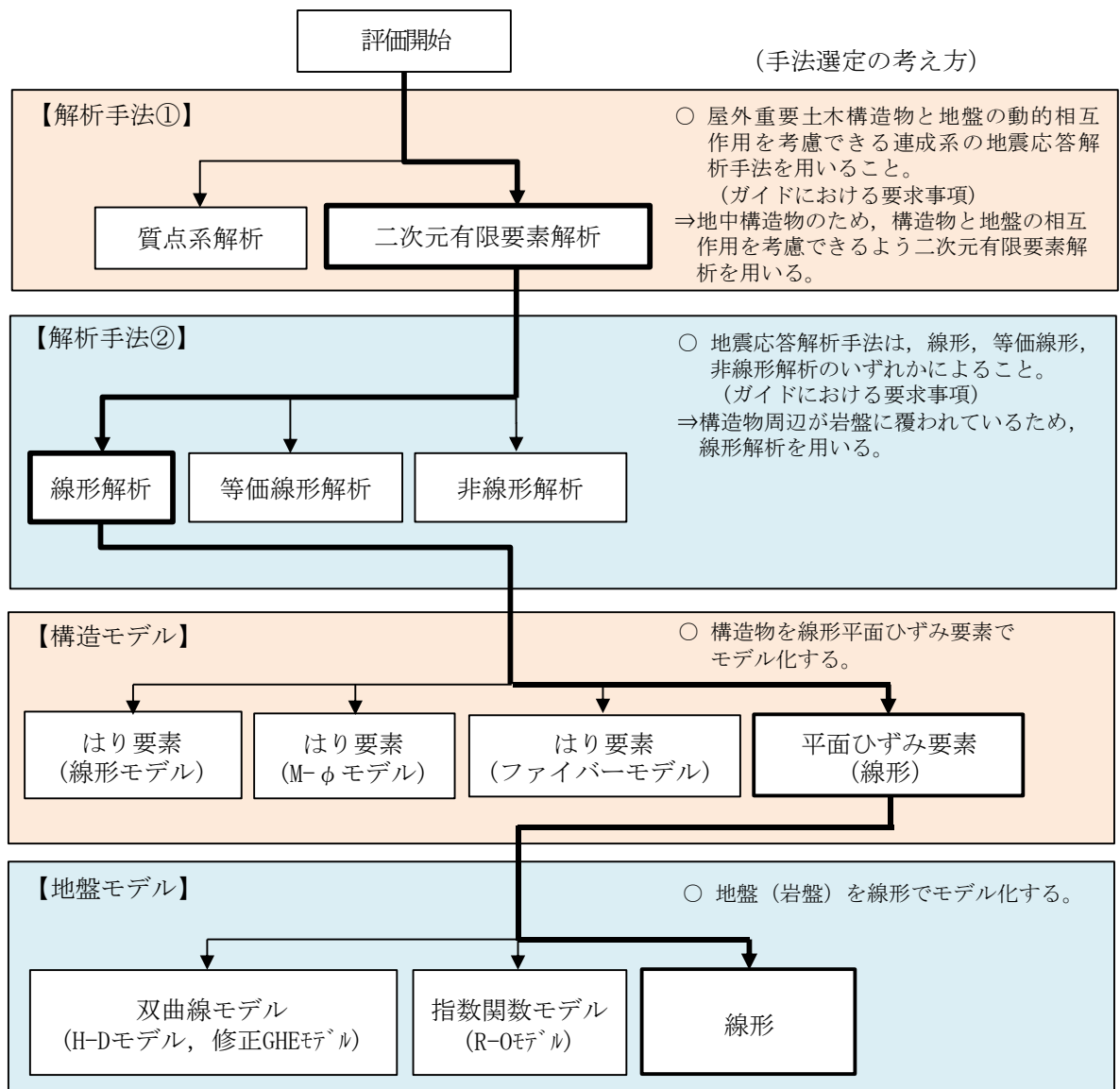


図 3.2-1 地震応答解析の選定フロー

### 3.2.2 地盤物性及び材料物性のばらつき

地盤物性のばらつきの影響を考慮するため、表 3.2-1 に示す解析ケースを設定する。

地盤物性のばらつきは、岩級区分ごとの PS 検層の結果から得られるせん断波速度の標準偏差  $\sigma$  を求め、せん断波速度のばらつきとして設定する (解析ケース②, ③)。

表 3.2-1 耐震評価における解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性
		$C_L$ 級岩盤, $C_M$ 級岩盤, $C_H$ 級岩盤, $B$ 級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + $1\sigma$
ケース③	設計基準強度	平均値 - $1\sigma$

### 3.2.3 減衰定数

減衰定数は、流路縮小工については、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」のうち「3. 設計用減衰定数」に示される鉄筋コンクリートの減衰定数を、地盤については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「3.1 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値」に示される狐崎部層の減衰定数を使用する。

### 3.2.4 解析ケースの選定

耐震評価においては、すべての基準地震動  $S_s$  に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、引張破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査の照査値が最大となる最も厳しい地震動を用いて、表 3.2-1 に示す解析ケース②、③を実施する。耐震評価における解析ケースを表 3.2-2 に示す。

表 3.2-2 耐震評価における解析ケース

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$
地震動(位相)	S <sub>s</sub> -D1	++*	○	基準地震動 S <sub>s</sub> (7 波) 及び水平動の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、引張破壊、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項目に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②、③を実施する。  照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②~③を実施する。	
		-+*	○		
	S <sub>s</sub> -D2	++*	○		
		-+*	○		
	S <sub>s</sub> -D3	++*	○		
		-+*	○		
	S <sub>s</sub> -F1	++*	○		
		-+*	○		
	S <sub>s</sub> -F2	++*	○		
		-+*	○		
	S <sub>s</sub> -F3	++*	○		
		-+*	○		
	S <sub>s</sub> -N1	++*	○		
		-+*	○		

注記 \* : 取放水路流路縮小工 (第 1 号機取水路) (No. 1), (No. 2) の耐震評価にあたっては、「土木学会マニュアル」に従い水平方向の位相反転を考慮する。地震動の位相について (++) の左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「-」は位相を反転させたケースを示す。

### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

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

#### 3.3.1 耐震評価上考慮する状態

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)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（第1号機）が停止状態にあり、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

岩盤内構造物であるため、風、並びに積雪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。

#### 3.3.2 荷重

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)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）

地表面に積載荷重  $4.9(\text{kN}/\text{m}^2)$  を考慮する。

##### (3) 地震荷重（S<sub>s</sub>）

基準地震動 S<sub>s</sub> による荷重を考慮する。

なお、第1号機取水路トンネルは、地山の变形が収束した後に覆工を施工する NATM 工法を用いていることから覆工に掘削解放応力が作用しているとは考えにくく考慮しない。また、当該位置の地山強度比\*は 360 程度と十分大きいことから、地山のゆるみ土圧も荷重として考慮しない。

注記\*：トンネル標準示方書[共通編]・同解説/[山岳工法編]（土木学会，2016 制定）に基づき、地山強度比  $G_n = q_u / \gamma H$  により算定。

( $q_u$ ：地山の一軸圧縮強度  $153.0\text{N}/\text{mm}^2$ ， $\gamma$ ：地山の単位体積重量  $26.2\text{ kN}/\text{mm}^3$ ， $H$ ：トンネルの土被り  $15.947\text{m}$ )



### 3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-1 に示す。

表 3.3-1(1) 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S <sub>s</sub> )	G + P + S <sub>s</sub>

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (4.9kN/m<sup>2</sup>を地表面に考慮)

S<sub>s</sub> : 地震荷重

表 3.3-1(2) 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	固定 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	—	・ 安定した岩盤内に設置されるため考慮しない。
		積載荷重	○	・ 地表面に 4.9 (kN/m <sup>2</sup> ) を考慮する。
	静止土圧		—	・ 安定した岩盤内に設置されるため考慮しない。
	外水圧		—	・ つり合っているため考慮しない
	内水圧		—	・ つり合っているため考慮しない
	積雪荷重		—	・ 岩盤内構造物であることから考慮しない。
	風荷重		—	・ 岩盤内構造物であることから考慮しない。
偶発荷重	水平地震動		○	・ 基準地震動 S <sub>s</sub> による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		○	
	動水圧		○	・ 朔望平均満潮位での動水圧を考慮する。

### 3.4 入力地震動

入力地震動は、添付書類「VI-2-1-1 耐震設計の基本方針」のうち「4.1(2) 動的地震力」及び添付書類「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」のうち「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

入力地震動算定概念図を図 3.4-1 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図 3.4-2 に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「ArkQuake Ver. 3.10.01」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

#### ① 引戻し解析

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

#### ② 水平方向地震動の引上げ解析

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

#### ③ 鉛直方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（鉛直方向地震動用）を用いて、構造物－地盤連成系解析モデル底面位置まで鉛直方向地震動を引上げる。

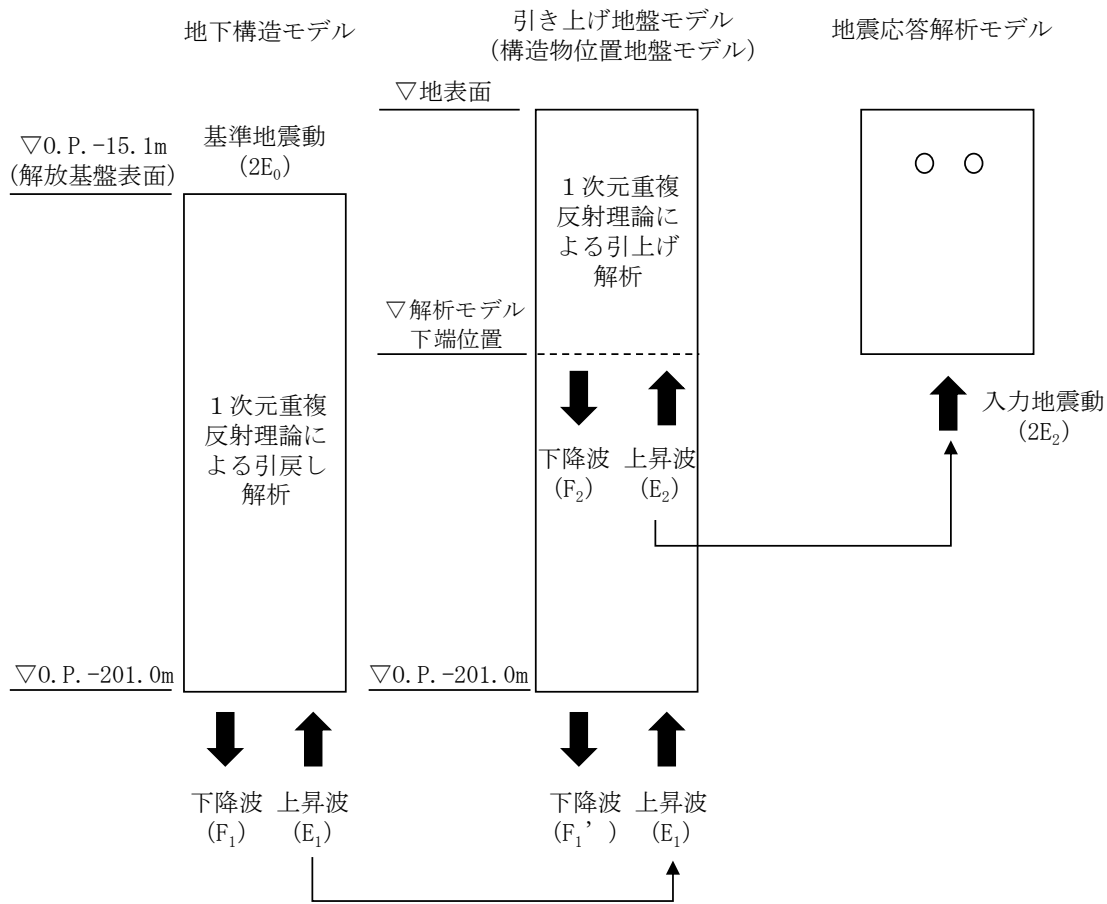
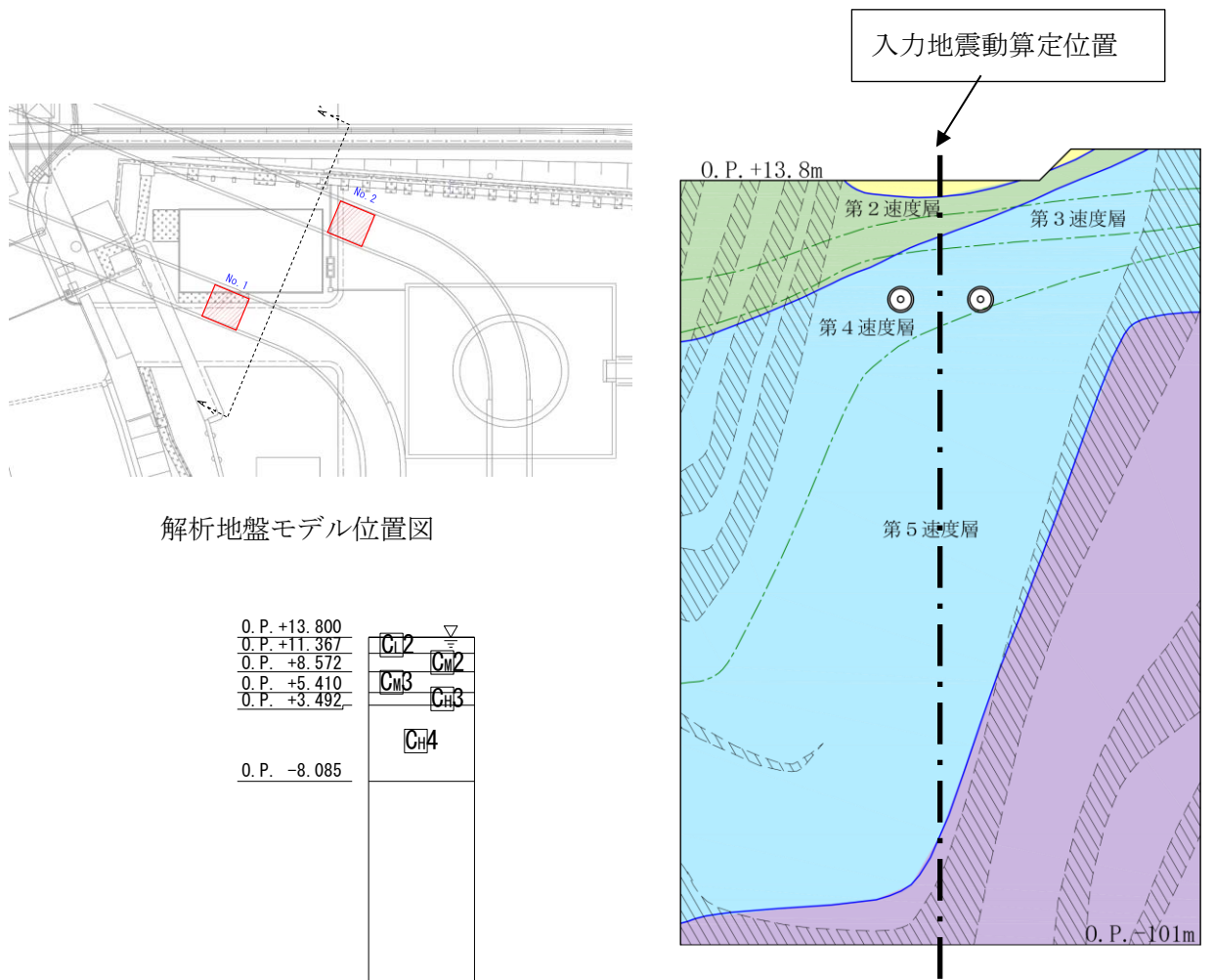


図 3.4-1(1) 入力地震動算定の概念図

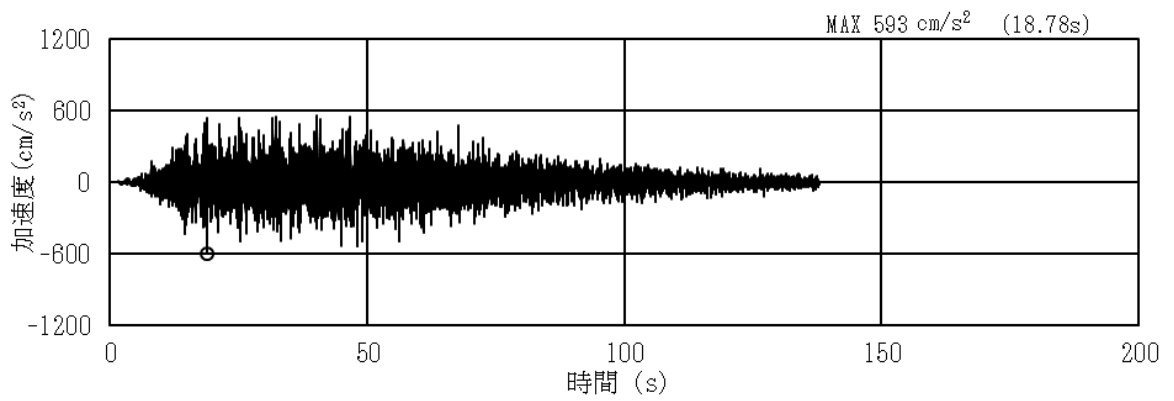


解析地盤モデル位置図

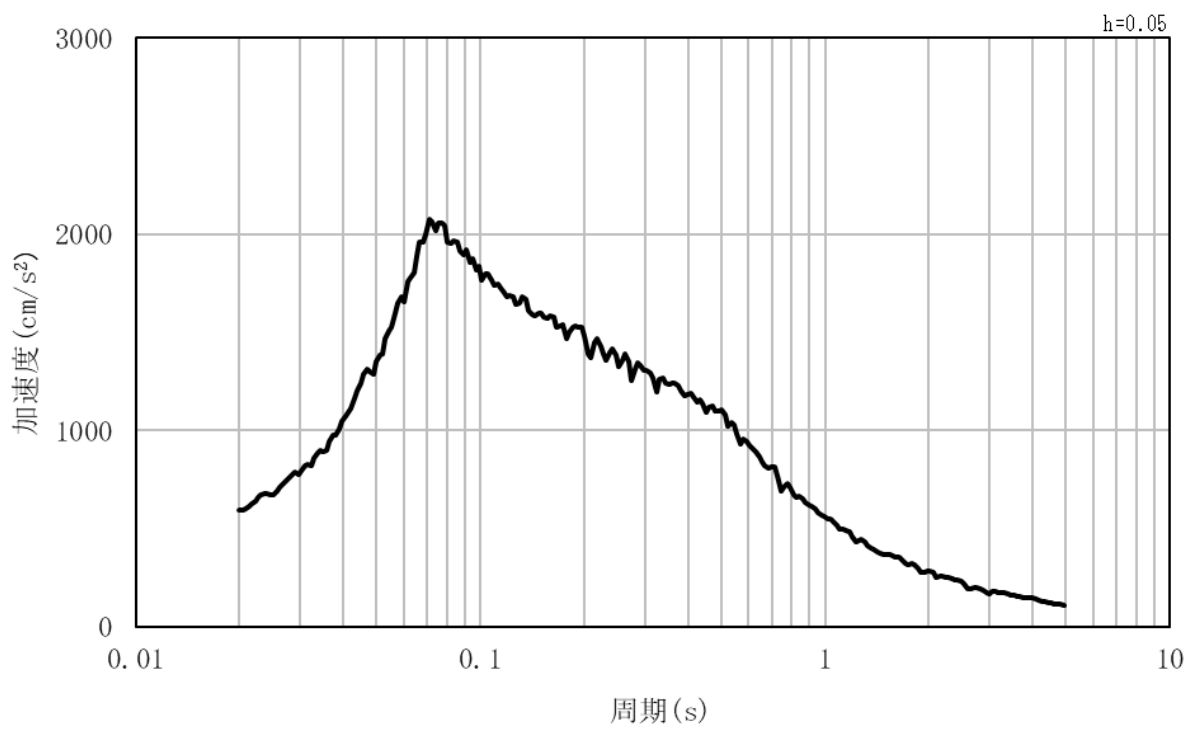
解析地盤モデル（地質図）

注記  $C_n5$  は  $C_n$  級岩盤の第 5 速度層を示す。

図 3.4-1(2) 入力地震動算定の概念図（引上げ地盤モデル）（単位：m）

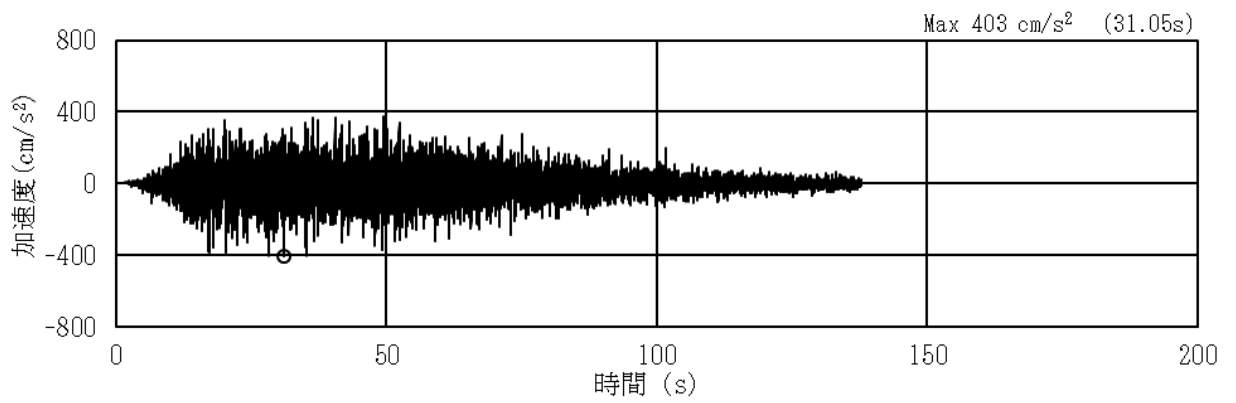


(a) 加速度時刻歴波形

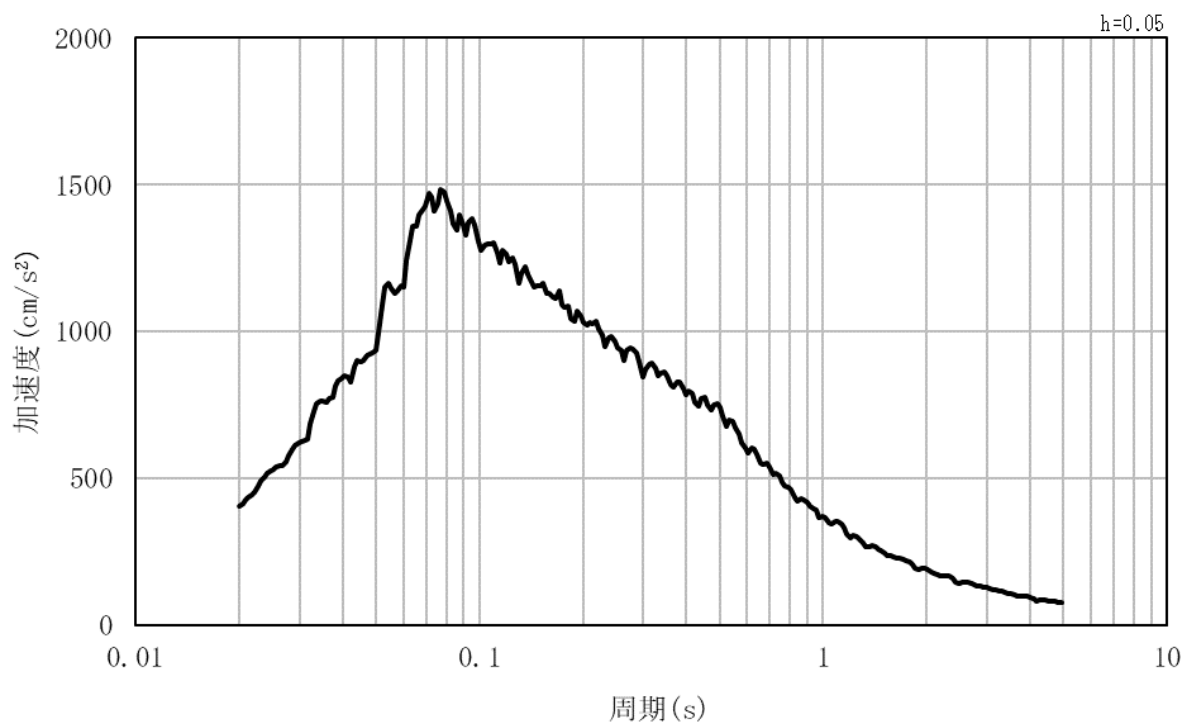


(b) 加速度応答スペクトル

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

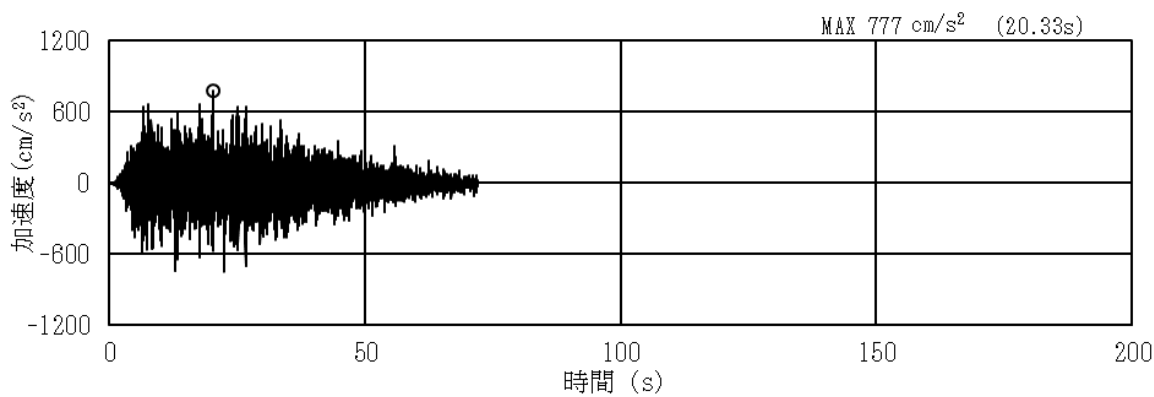


(a) 加速度時刻歴波形

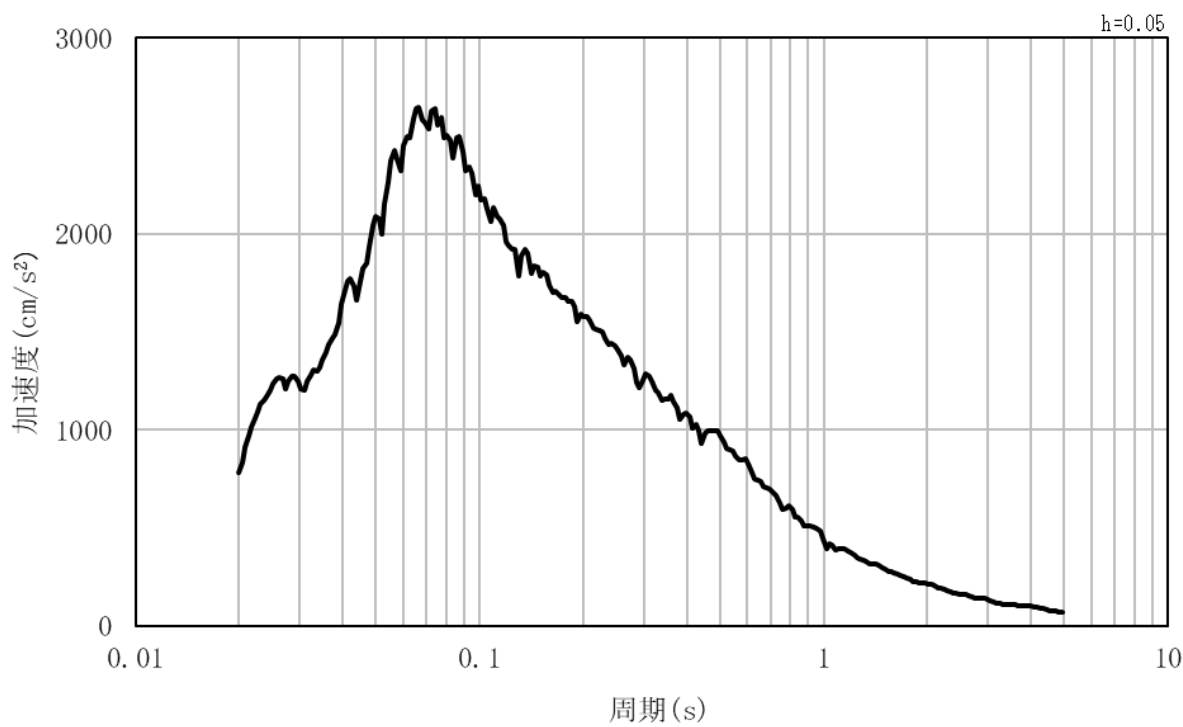


(b) 加速度応答スペクトル

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

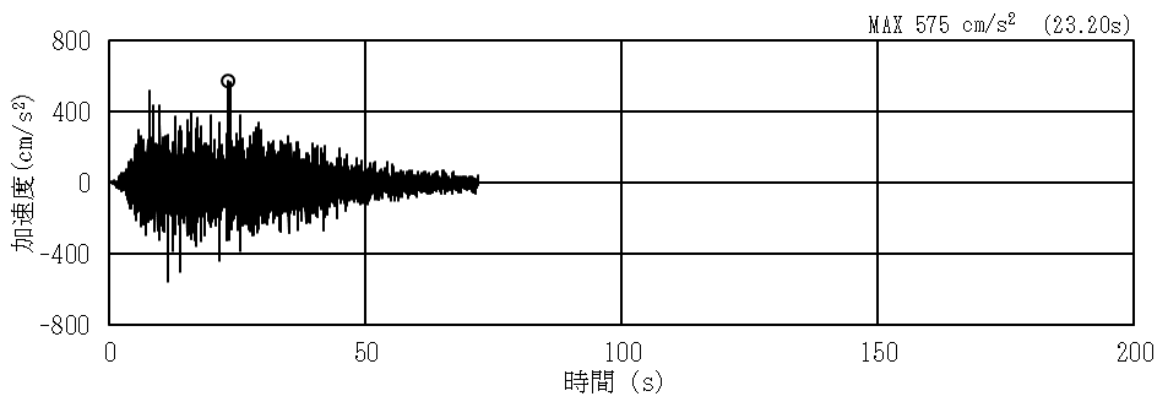


(a) 加速度時刻歴波形

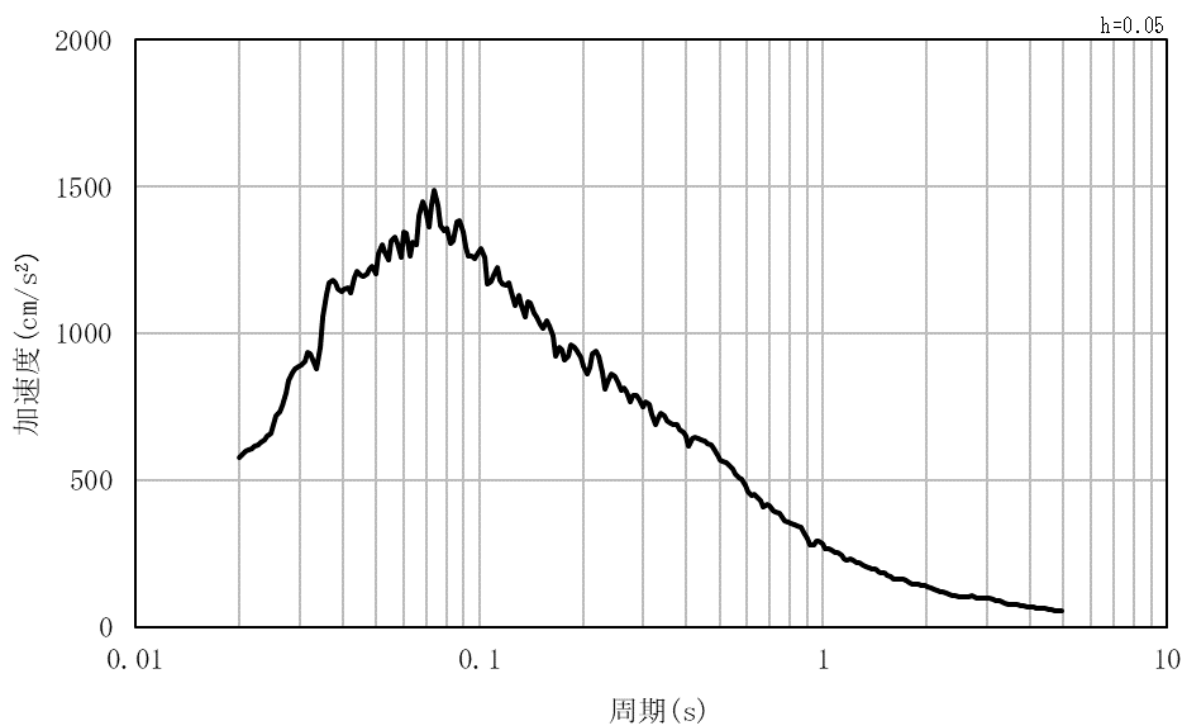


(b) 加速度応答スペクトル

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



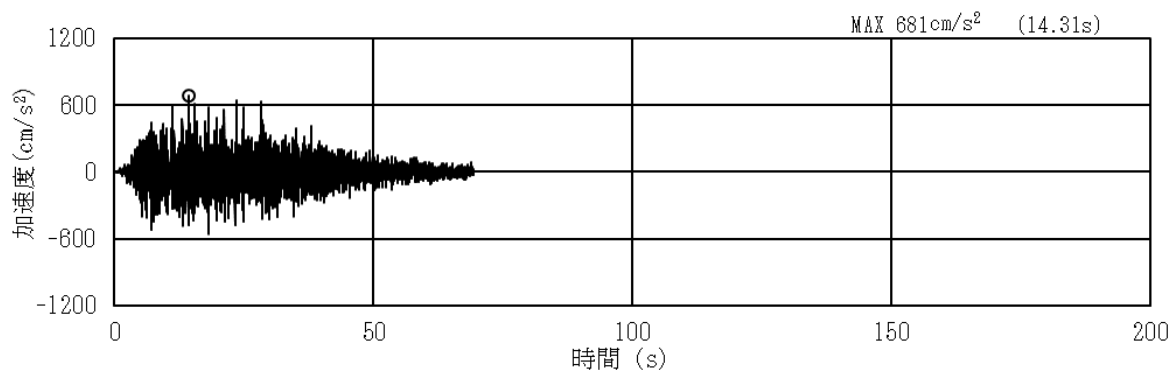
(a) 加速度時刻歴波形



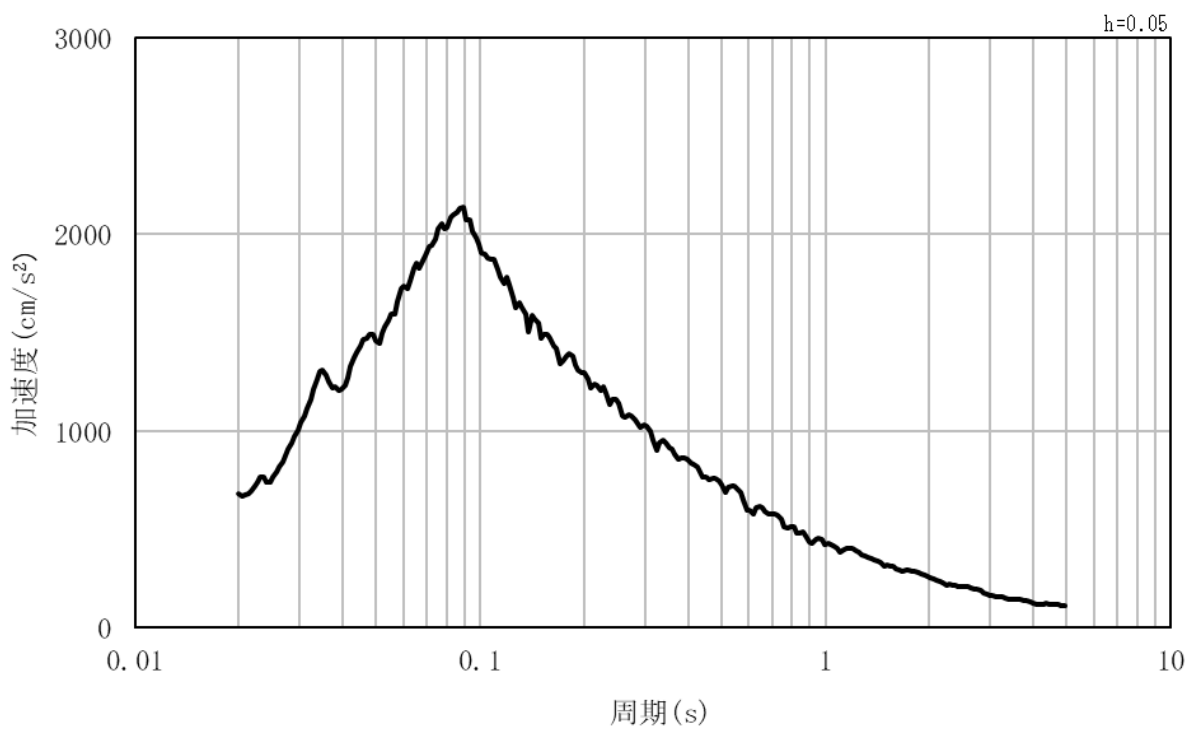
(b) 加速度応答スペクトル

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



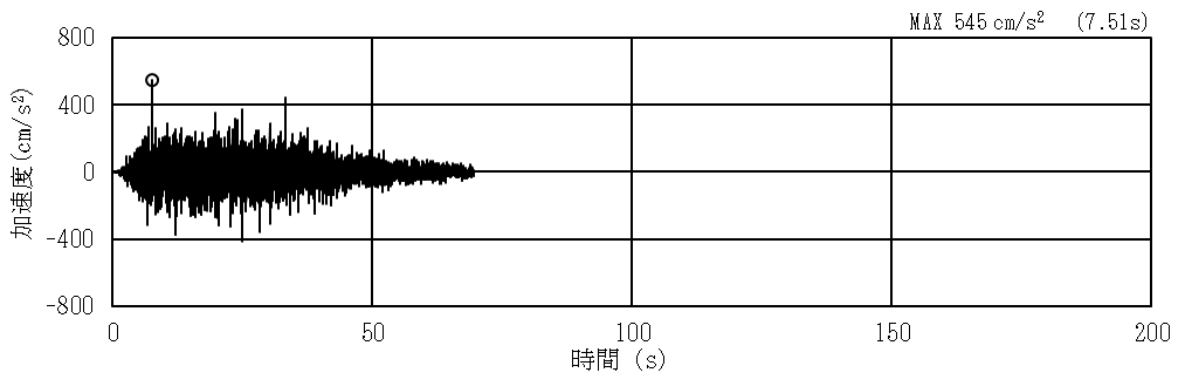


(a) 加速度時刻歴波形

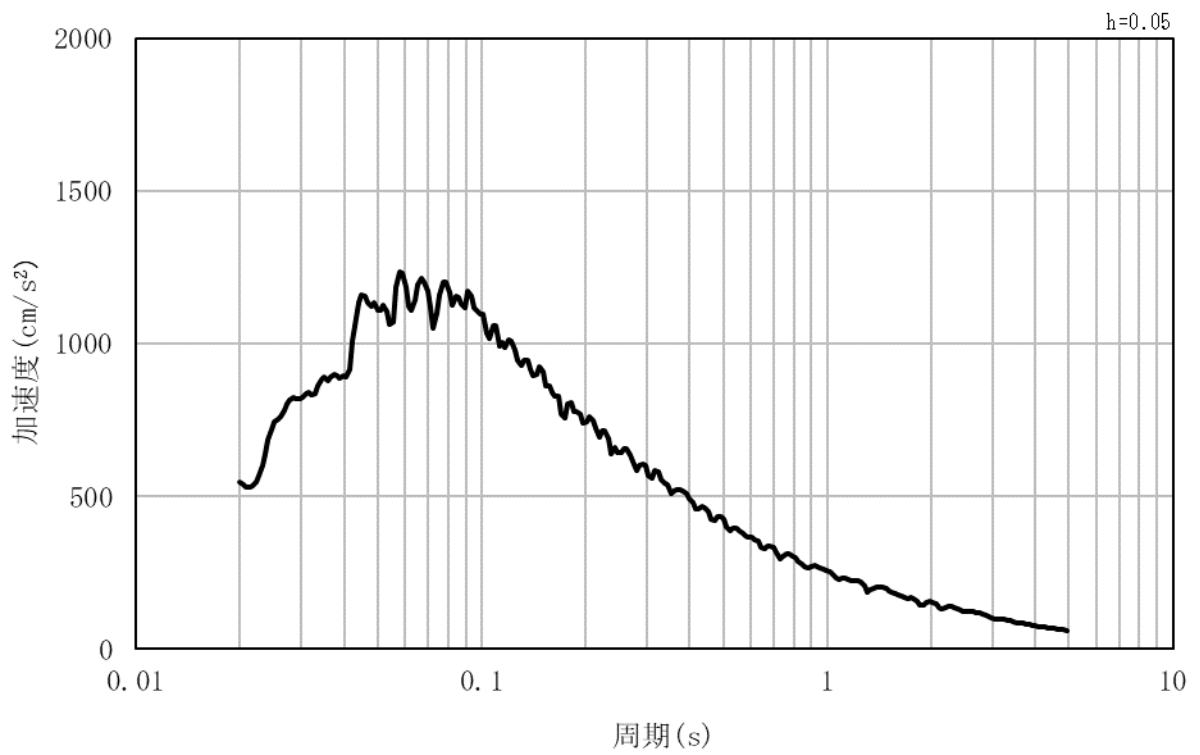


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - D 3)

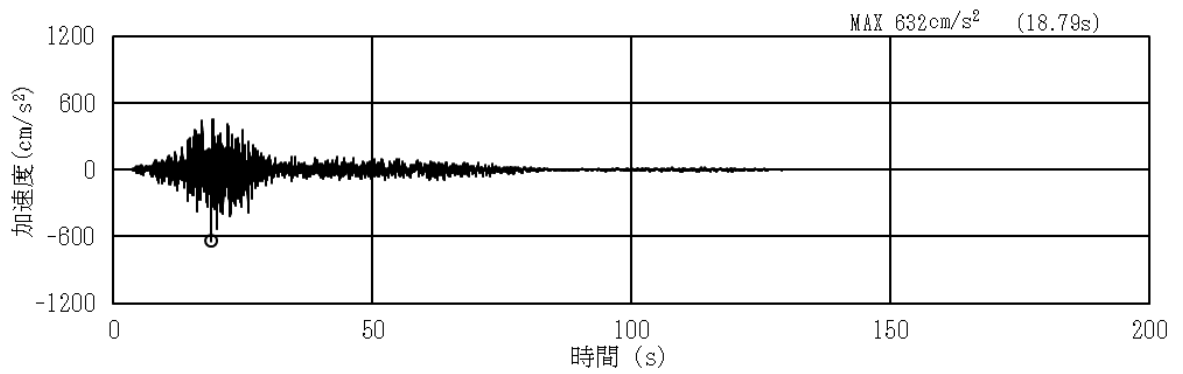


(a) 加速度時刻歴波形

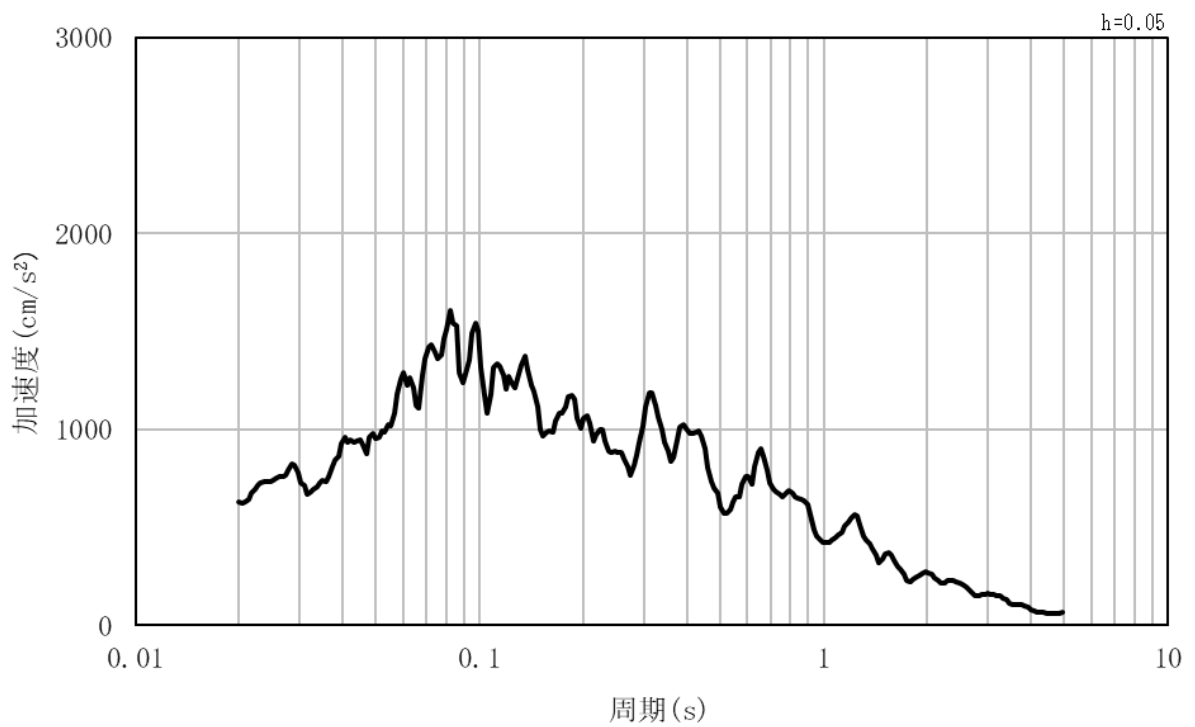


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - D 3)

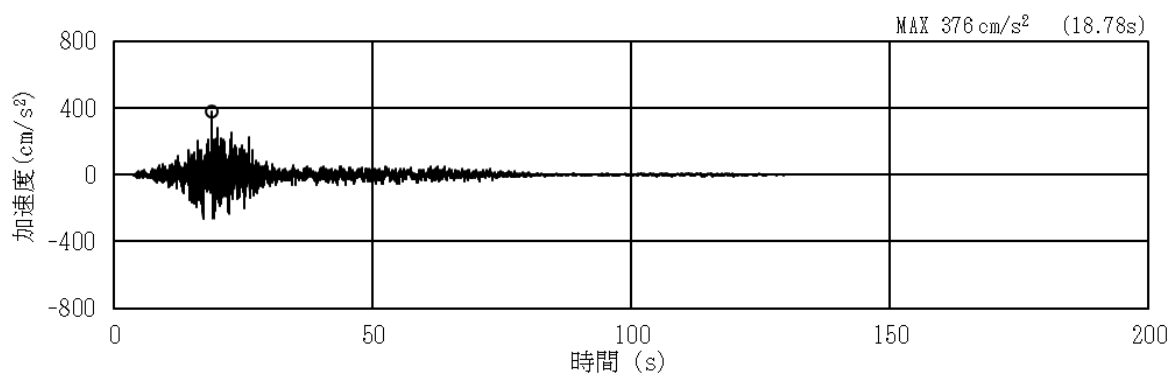


(a) 加速度時刻歴波形

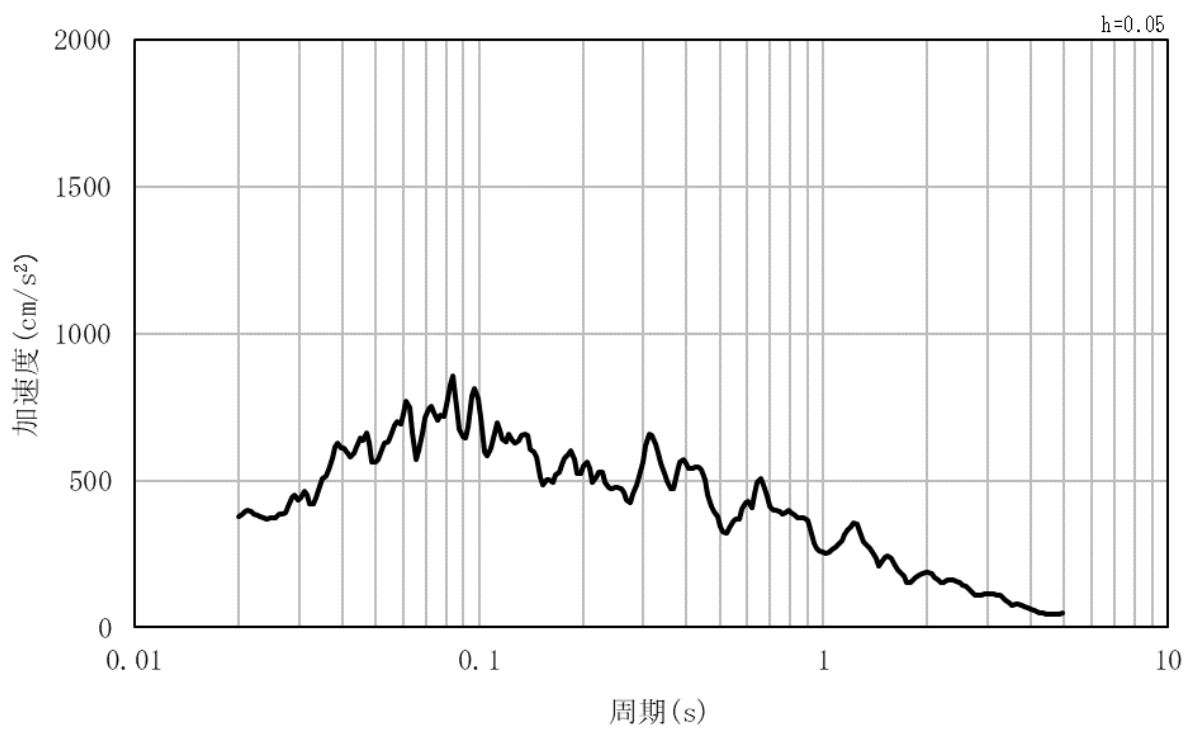


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - F 1)

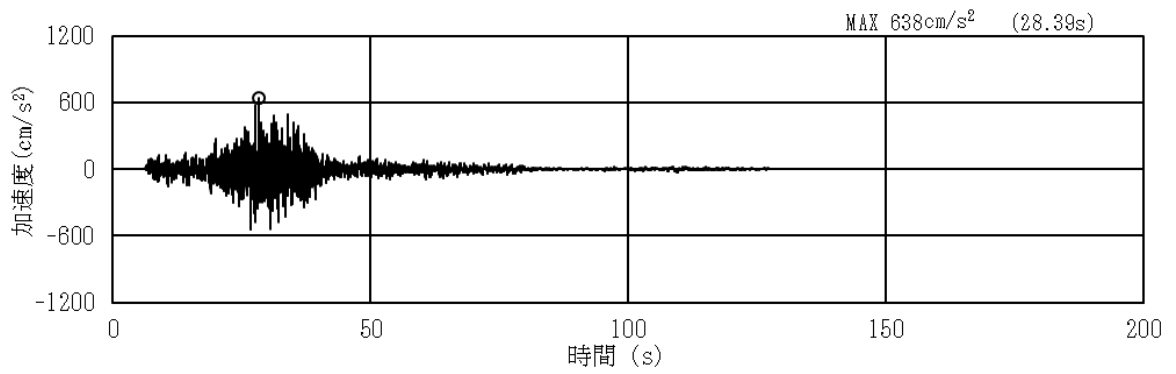


(a) 加速度時刻歴波形

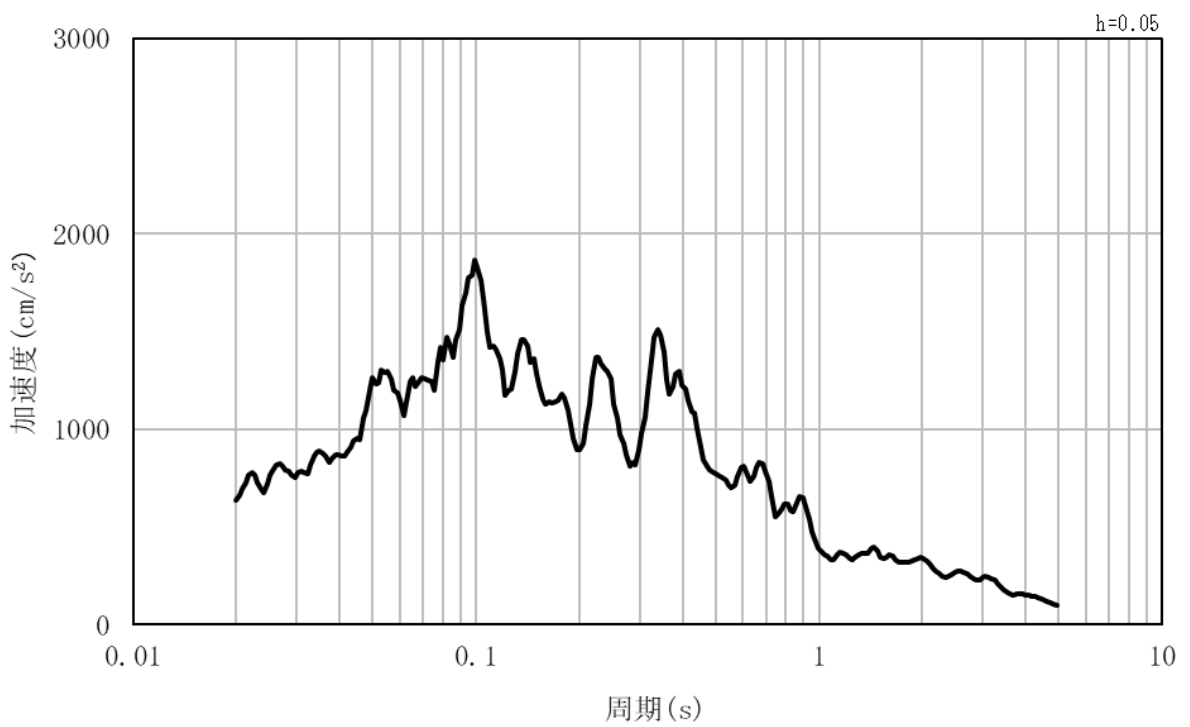


(b) 加速度応答スペクトル

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

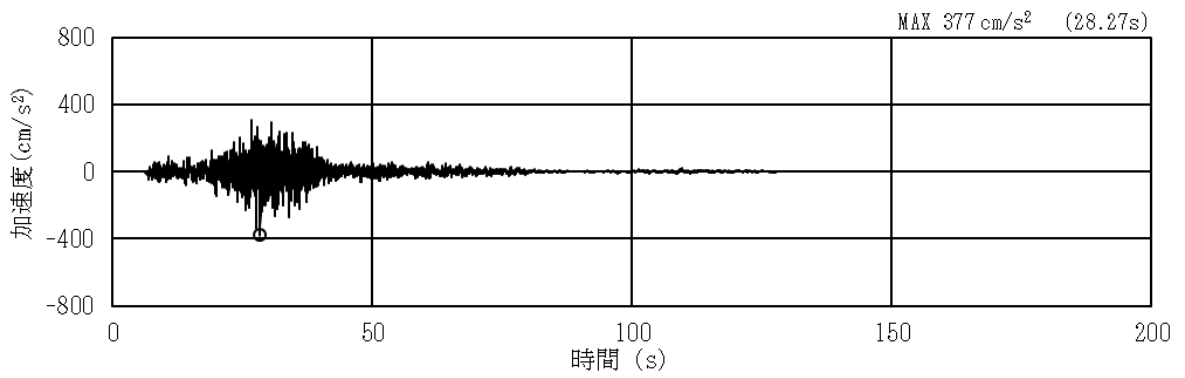


(a) 加速度時刻歴波形

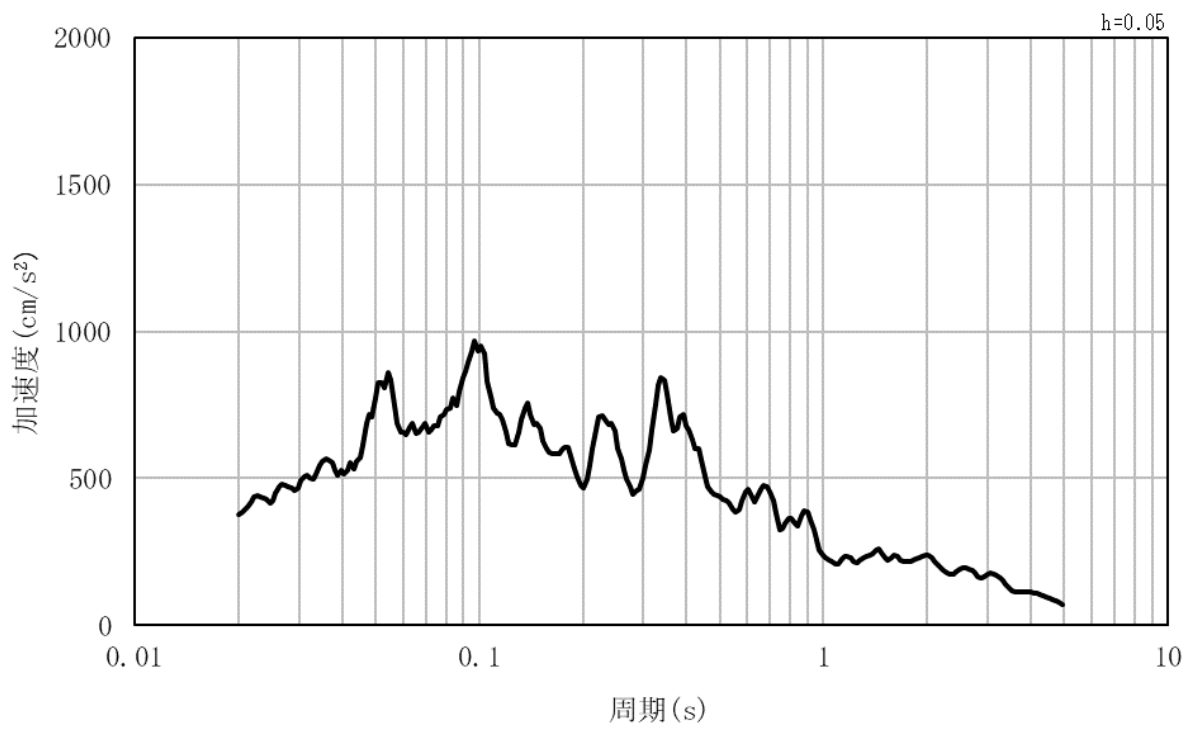


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - F 2)

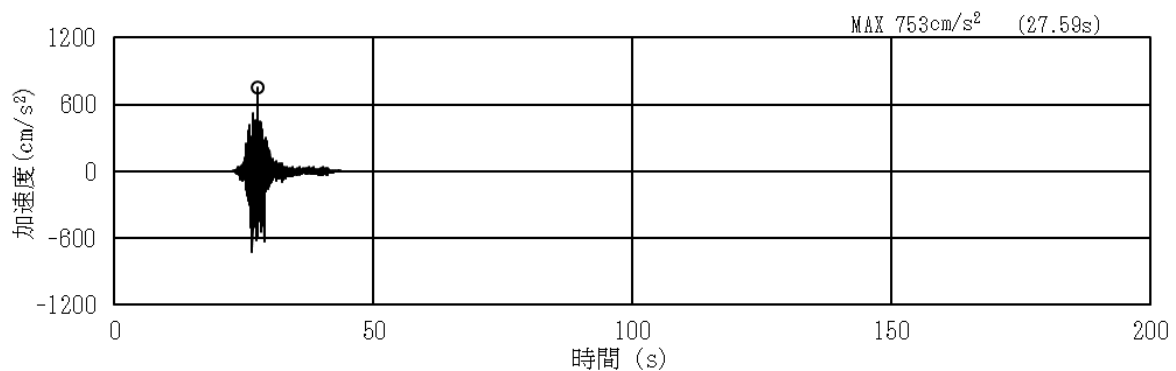


(a) 加速度時刻歴波形

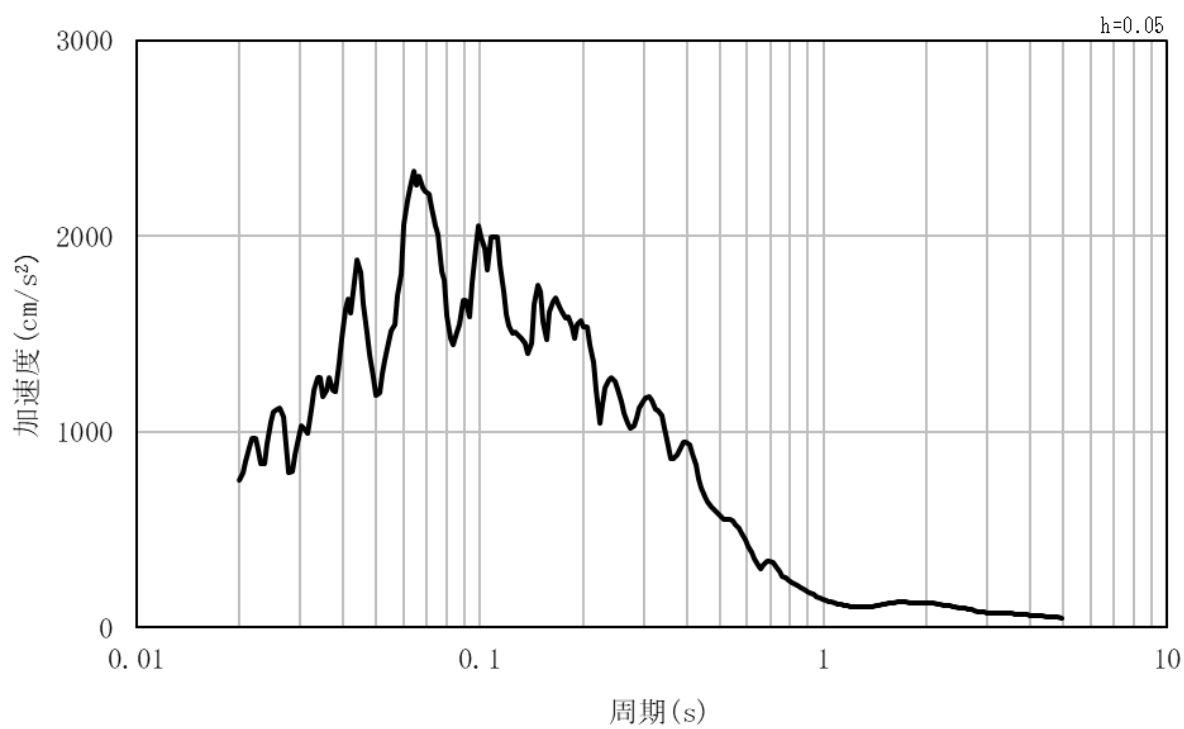


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - F 2)

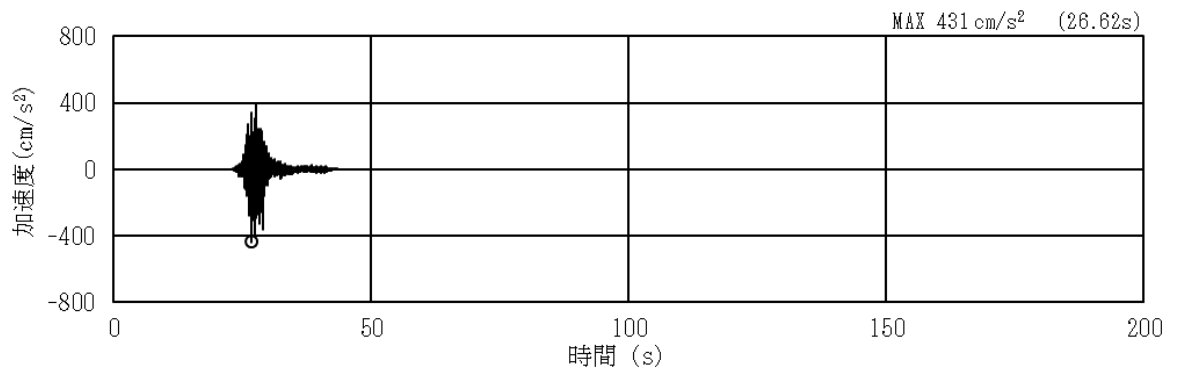


(a) 加速度時刻歴波形

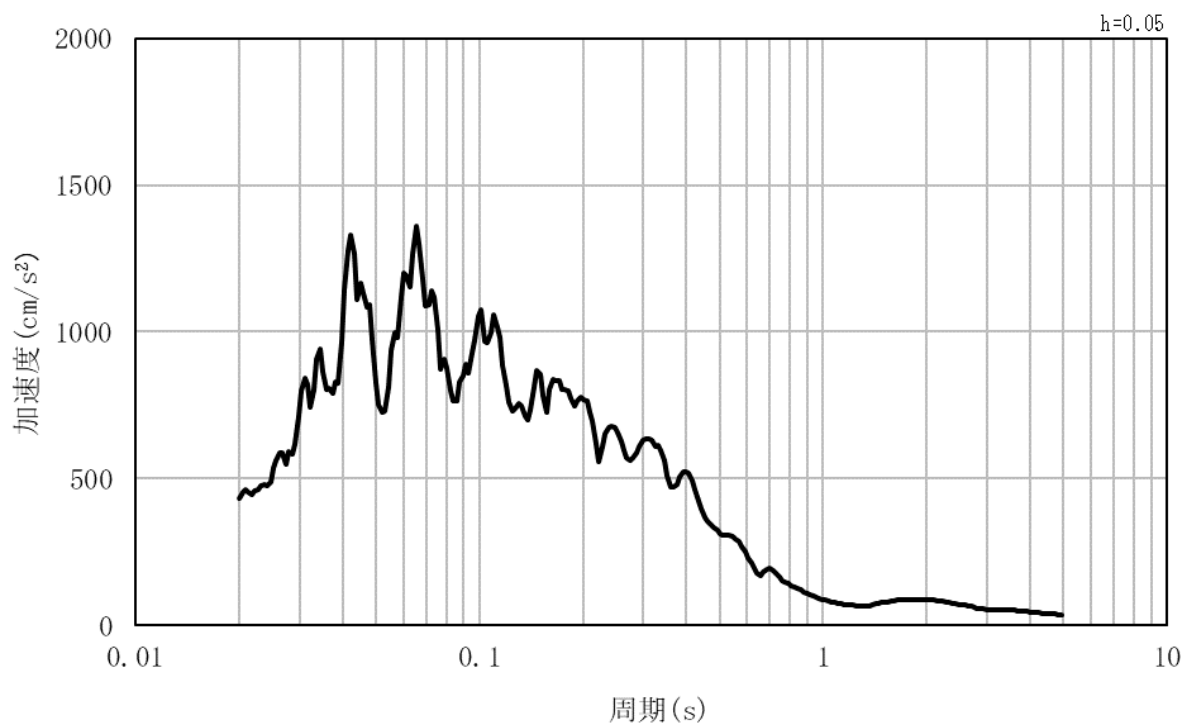


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - F 3)



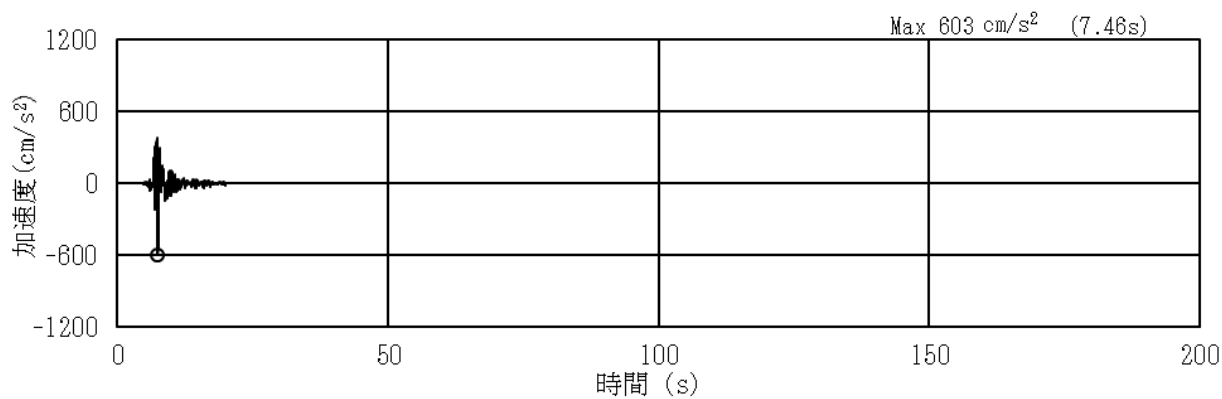
(a) 加速度時刻歴波形



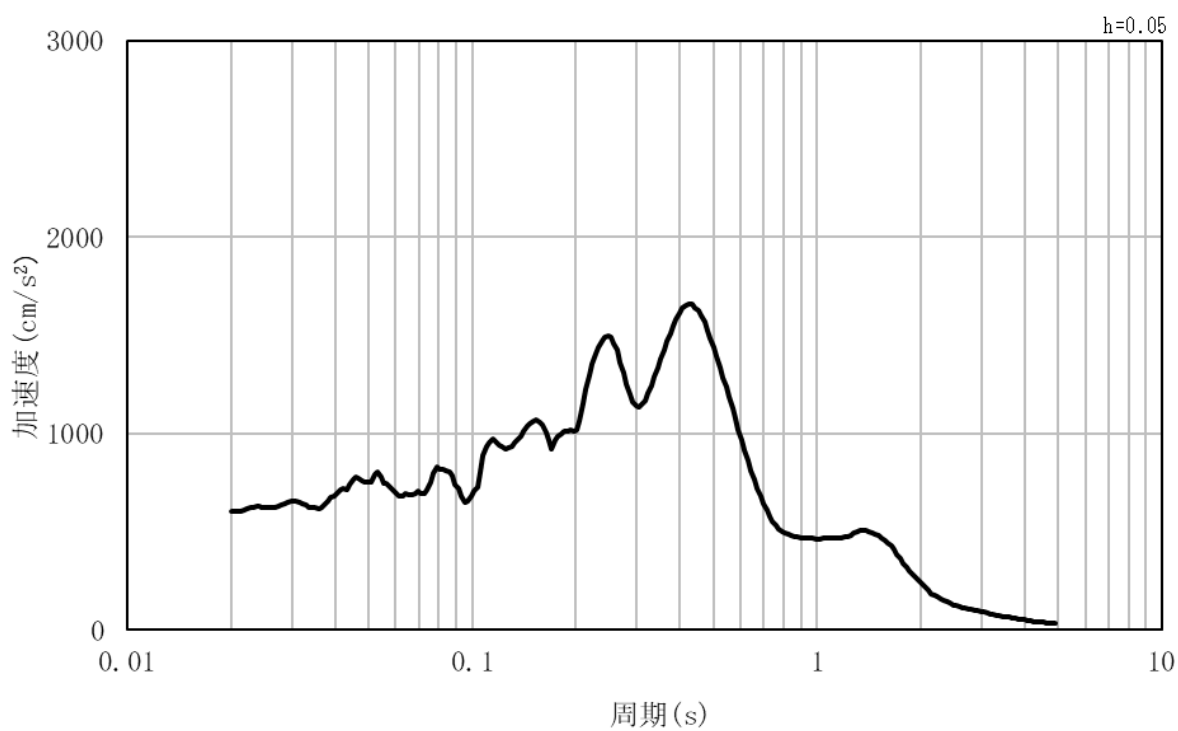
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - F 3)



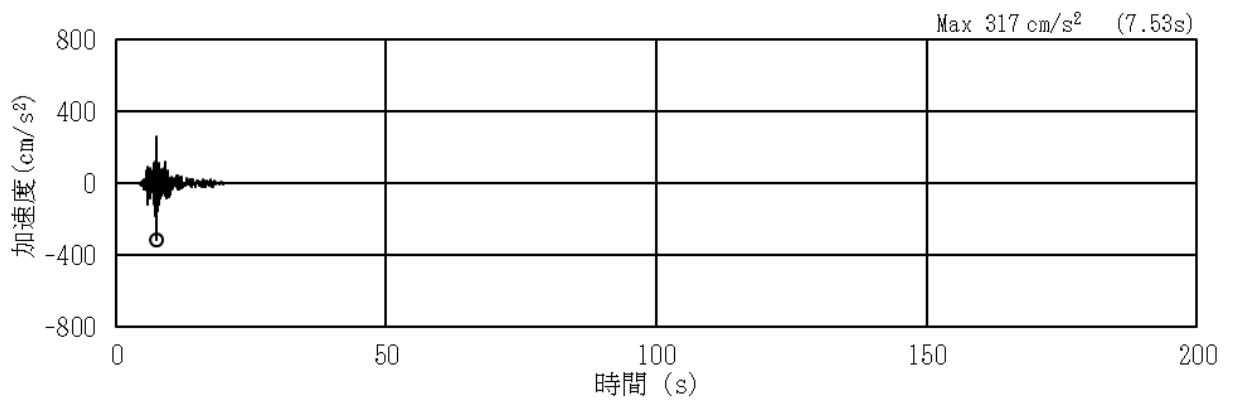


(a) 加速度時刻歴波形

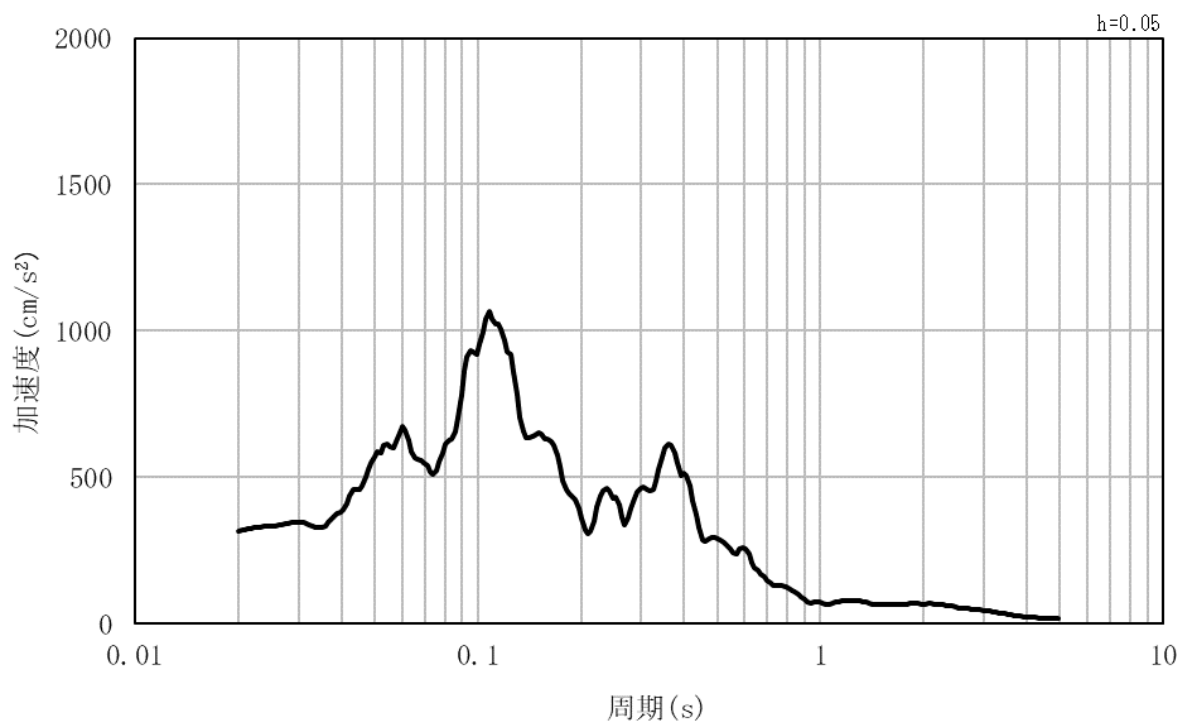


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - N 1)

### 3.5 解析モデル及び諸元

#### 3.5.1 解析モデル

##### (1) 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。具体的には、J E A G 4 6 0 1 - 1987 を参考に、図 3.5-1 のモデル範囲の考え方に示すとおり、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基礎幅の 2 倍以上とする。

なお、解析モデルの境界条件は、側面をエネルギー伝達境界、底面を粘性境界とする。

地盤の要素分割については、地盤の波動をなめらかに表現するために、最大周波数 20Hz 及びせん断波速度  $V_s$  で算定される波長の 5 または 4 分割、すなわち  $V_s/100$  または  $V_s/80$  を考慮し、設定する。

構造物の要素分割については、構造物に接する地盤の要素分割に合わせて設定する。

解析モデルの下端については、第 4 速度層及び第 5 速度層の分布に着目し、O.P. -101.0m までモデル化する。

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。

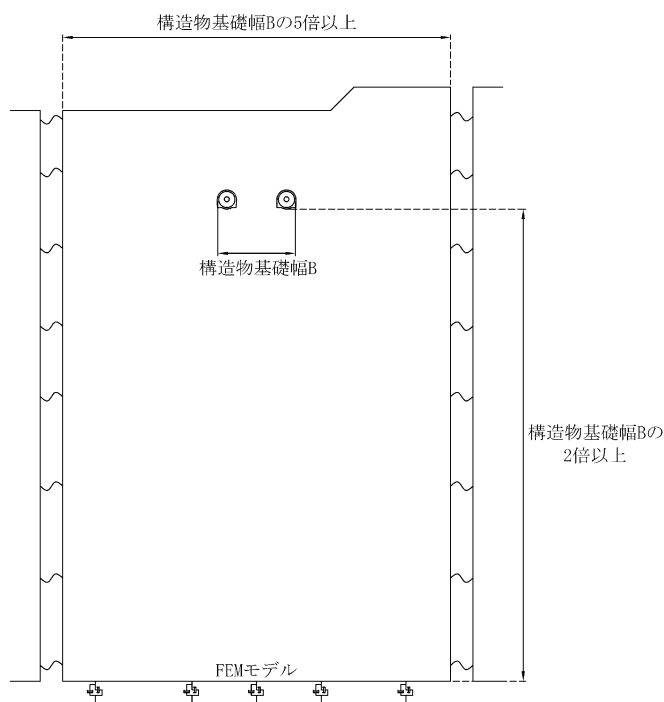


図 3.5-1 モデル範囲の考え方

(2) 境界条件

a. 常時応力解析時

常時応力解析は、構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時の応力を算定するために行う。常時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。

常時応力解析における境界条件の概念図を図 3.5-2 に示す。

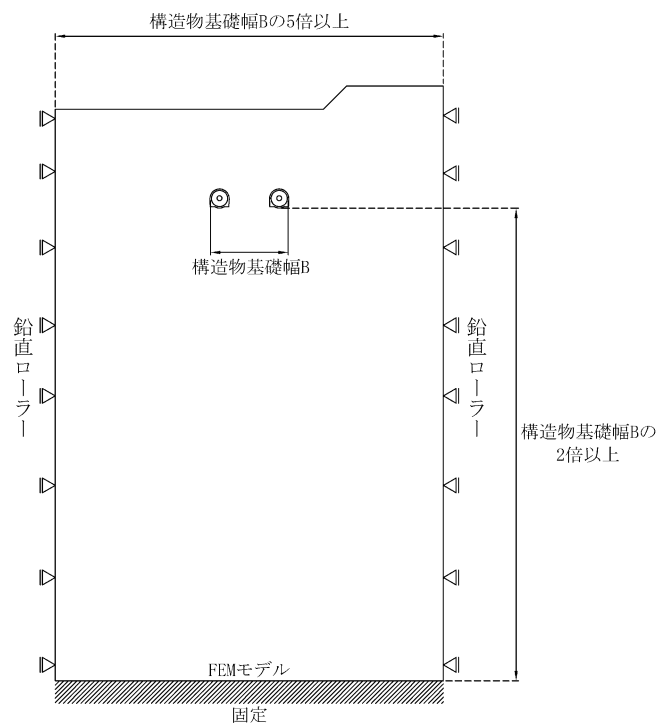


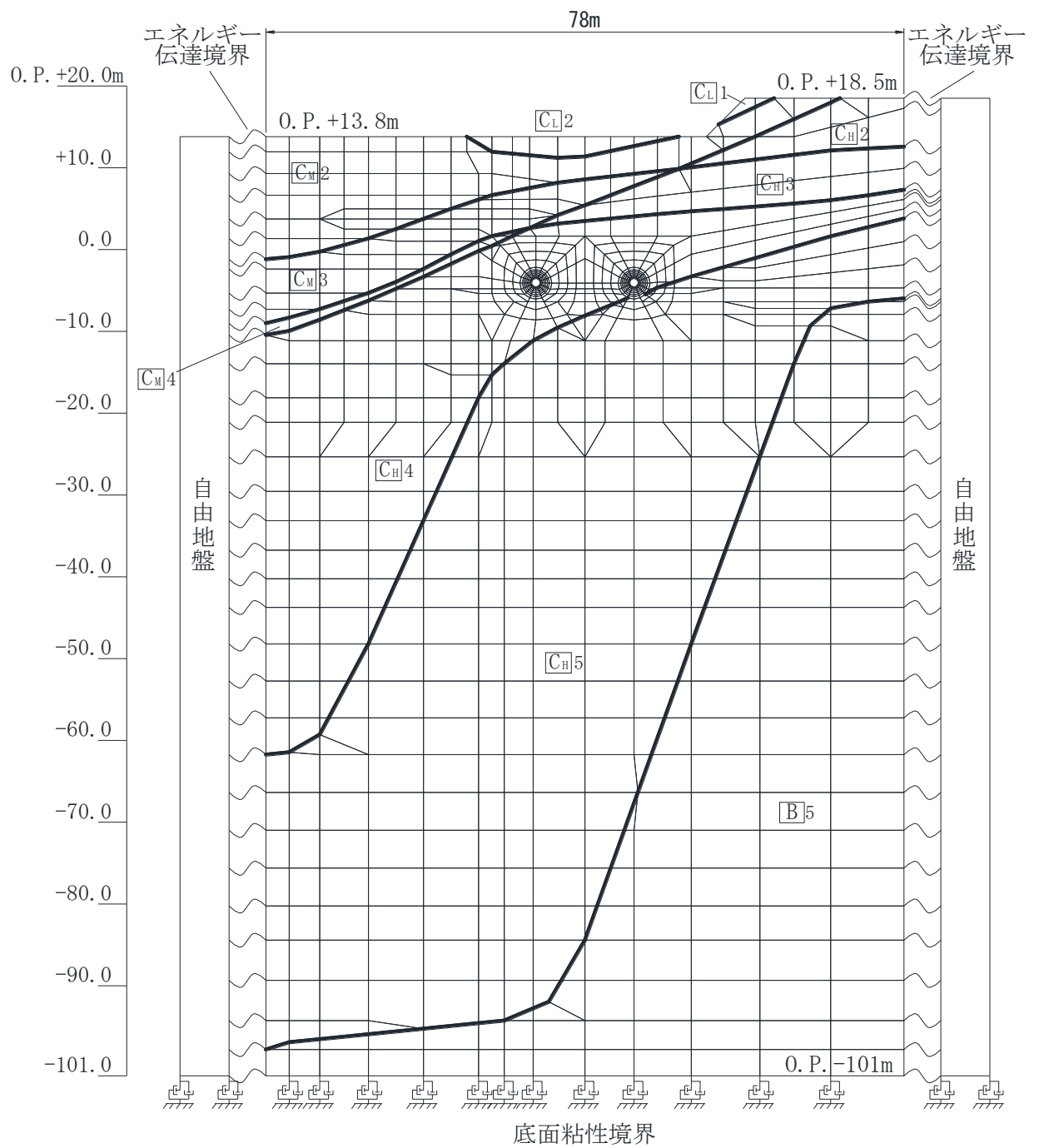
図 3.5-2 常時応力解析における境界条件の概念図

b. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素法における半無限地盤を模擬するため、底面に粘性境界、側方にエネルギー伝達境界を設ける。

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。側方のエネルギー伝達境界については、自由地盤の地盤振動と不成型地盤側方の差分が側方を通過していく状態を模擬するものである。

取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）(No. 1), (No. 2) の地震応答解析モデルを図 3.5-3 に示す。



注)  $C_H$ 5は $C_H$ 級岩盤の第5速度層を示す。

図 3.5-3 取放水路流路縮小工 (第 1 号機取水路) (No. 1), (No. 2) の地震応答解析モデル

(3) 構造物のモデル化

構造部材（覆工部及び充填部）は，平面ひずみ要素によりモデル化する（覆工部については，鉄筋は考慮しない）。

(4) 地盤のモデル化

地盤は，平面ひずみ要素でモデル化する。

(5) 内水のモデル化

内水は，付加質量としてモデル化する。

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

耐震評価に用いる材料定数は，適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表 3.5-1 に，材料の物性値を表 3.5-2 に示す。

表 3.5-1 使用材料

部位	材料	諸元
覆工部	コンクリート	設計基準強度： $f'_{c k}=20.5\text{N/mm}^2$
充填部	コンクリート	設計基準強度： $f'_{c k}=50.0\text{N/mm}^2$

表 3.5-2 材料の物性値

材料	単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )	ヤング係数 ( $\text{N/mm}^2$ )	ポアソン比 (-)
コンクリート（覆工部） ( $f'_{c k}=20.5\text{N/mm}^2$ )	24.0 *	$2.33 \times 10^4$ *	0.20 *
コンクリート（充填部） ( $f'_{c k}=50.0\text{N/mm}^2$ )	23.0 *	$3.30 \times 10^4$ *	0.20 *

注記\*：コンクリート標準示方書〔設計編〕（土木学会，2017年制定）。なお，覆工部は，耐震計算においては期待しないものの，鉄筋を有する構造であることを踏まえ，鉄筋コンクリートの単位体積重量を用いる。

3.5.3 地盤の物性値

地盤については，添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を使用する。

3.5.4 地下水位

地下水位については，添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した地表面とする。

### 3.6 評価対象部位

#### 3.6.1 構造部材の健全性評価

構造部材の健全性評価に係る評価対象部位は、覆工部及び充填部とする。

#### 3.6.2 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は、覆工部を支持する岩盤とする。

### 3.7 許容限界

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

#### 3.7.1 構造部材の健全性に対する許容限界

耐震評価における許容限界は、地震荷重に対してコンクリート躯体である覆工部及び充填部が引張破壊又はせん断破壊しないこととして、引張破壊に対しては引張強度、せん断破壊に対してはせん断強度とする。

引張強度は「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)」に基づき設定する。

覆工部及び充填部の許容限界を表 3.7-1 に示す。

表 3.7-1 覆工部及び充填部の許容限界 (引張強度)

部位	項目	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
覆工部	引張強度 $\sigma_t$	1.019
充填部	引張強度 $\sigma_t$	1.847

引張強度  $\sigma_t$  の設定方法 (例: 充填部の場合)

$$\begin{aligned}\text{引張強度の限界値} \quad \sigma_t &= f_{td} / \gamma_b = (f_{tk} / \gamma_c) / \gamma_b \\ &= (0.23 \times 50^{2/3} / 1.3) / 1.3 \\ &= 1.847 \text{ (N/mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

ここに,

$f_{td}$  : 設計引張強度 (=  $f_{tk} / \gamma_c$ )

$f_{tk}$  : 引張強度 (=  $0.23 \cdot f'_{ck}{}^{2/3}$ )

$f'_{ck}$  : 設計基準強度 (= 50 N/mm<sup>2</sup>)

$\gamma_b$  : 部材係数 (= 1.3)

$\gamma_c$  : 材料係数 (= 1.3)

せん断強度は、表 3.7-2 に示す物性値を用いて、「コンクリート標準示方書（ダムコンクリート編）（土木学会，2013 年制定）」より算出する。なお，せん断強度の設定方法については、「補足 600-1【地盤の支持性能について】参考資料 23 MMR のせん断強度について」に示すとおり，試験及び既往文献により妥当性が確認されており，打継処理の管理をした上で施工することから，上記設定は妥当であると考えられる。

表 3.7-2 覆工部及び充填部の許容限界（せん断強度）

項目			覆工部	充填部
設計基準強度	$f'_{c k}$	N/mm <sup>2</sup>	20.5	50.0
内部摩擦角	$\phi$	°	0 <sup>*1</sup>	0 <sup>*1</sup>
せん断強度	$\tau_0$	N/mm <sup>2</sup>	4.1 <sup>*2</sup>	10.0 <sup>*2</sup>

注記 \*1：保守的に考慮しないこととする

\*2： $\tau_0 = 1/5 q u \rightarrow \tau_0 = 0.2 f'_{c k}$

### 3.7.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

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

基礎地盤の極限支持力を表 3.7-3 に示す。

表 3.7-3 基礎地盤の許容限界

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

## 3.8 評価方法

取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）(No. 1), (No. 2) の耐震評価は，地震応答解析により算定した照査用応答値が，「3.7 許容限界」において設定した許容限界以下であることを確認する。

### 3.8.1 構造部材の健全性評価

地震応答解析により算定した覆工及び充填部の応力が，引張破壊及びせん断破壊の許容限界以下となることを確認する。

耐震評価においては，すべての基準地震動  $S_s$  に対し，解析ケース①（基本ケース）を実施する。



また、解析ケース①において、引張破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査の照査値がそれぞれ最大となる最も厳しい地震動を用いて、表 3.2-1 に示す解析ケース②, ③を実施する。

引張破壊に対する照査値を表 3.8-1 に、せん断破壊に対する照査値を表 3.8-2 に、支持力における照査値を表 3.8-3 に示す。

また、引張破壊に対する照査値が最大となる時刻の応力分布図を図 3.8-1 に、せん断破壊に対する照査値が最大となる時刻の応力分布図を図 3.8-2 に示す。また、各解析ケースの基準地震動に対する接地圧の分布を図 3.8-3 に示す。

表 3.8-1(1) 引張破壊に対する照査値（覆工部）

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$
地震動(位相)	S <sub>s</sub> -D1	++	0.36		
		-+	0.34		
	S <sub>s</sub> -D2	++	0.37		
		-+	0.38		
	S <sub>s</sub> -D3	++	0.34		
		-+	0.35		
	S <sub>s</sub> -F1	++	0.27		
		-+	0.34		
	S <sub>s</sub> -F2	++	0.38		
		-+	0.37		
	S <sub>s</sub> -F3	++	0.38		
		-+	0.44	0.41	0.48
	S <sub>s</sub> -N1	++	0.29		
		-+	0.30		

表 3.8-1(2) 引張破壊に対する照査値（充填部）

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$
地震動(位相)	S <sub>s</sub> -D1	++	0.45		
		-+	0.44		
	S <sub>s</sub> -D2	++	0.49		
		-+	0.50		
	S <sub>s</sub> -D3	++	0.44		
		-+	0.46		
	S <sub>s</sub> -F1	++	0.36		
		-+	0.43		
	S <sub>s</sub> -F2	++	0.51		
		-+	0.50		
	S <sub>s</sub> -F3	++	0.51		
		-+	0.57	0.54	0.63
	S <sub>s</sub> -N1	++	0.39		
		-+	0.41		

表 3.8-2(1) せん断破壊に対する照査値 (覆工部)

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$
地震動(位相)	S <sub>s</sub> -D1	++	0.08		
		-+	0.08		
	S <sub>s</sub> -D2	++	0.09		
		-+	0.09		
	S <sub>s</sub> -D3	++	0.08		
		-+	0.09		
	S <sub>s</sub> -F1	++	0.08		
		-+	0.07		
	S <sub>s</sub> -F2	++	0.10		
		-+	0.09		
	S <sub>s</sub> -F3	++	0.10		
		-+	0.10	0.10	0.11
	S <sub>s</sub> -N1	++	0.08		
		-+	0.08		

表 3.8-2(2) せん断破壊に対する照査値 (充填部)

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$
地震動(位相)	S <sub>s</sub> -D1	++	0.04		
		-+	0.04		
	S <sub>s</sub> -D2	++	0.05		
		-+	0.05		
	S <sub>s</sub> -D3	++	0.04		
		-+	0.04		
	S <sub>s</sub> -F1	++	0.04		
		-+	0.04		
	S <sub>s</sub> -F2	++	0.05		
		-+	0.05		
	S <sub>s</sub> -F3	++	0.05		
		-+	0.05	0.05	0.06
	S <sub>s</sub> -N1	++	0.04		
		-+	0.04		

表 3.8-3 支持力における照査値

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$
地震動(位相)	S <sub>s</sub> -D1	++	0.03		
		-+	0.03		
	S <sub>s</sub> -D2	++	0.03		
		-+	0.03		
	S <sub>s</sub> -D3	++	0.03		
		-+	0.03		
	S <sub>s</sub> -F1	++	0.02		
		-+	0.02		
	S <sub>s</sub> -F2	++	0.02		
		-+	0.03		
	S <sub>s</sub> -F3	++	0.03		
		-+	0.03	0.03	0.03
	S <sub>s</sub> -N1	++	0.02		
		-+	0.03		

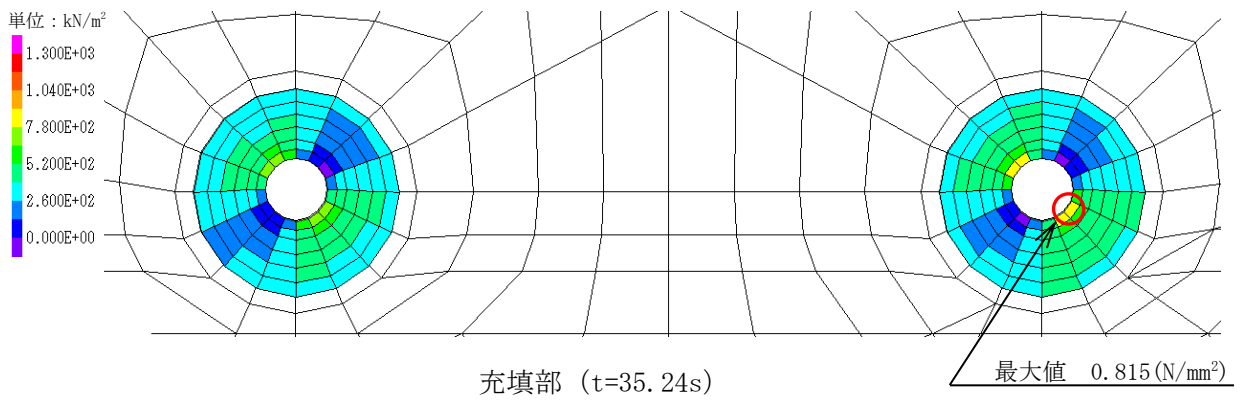
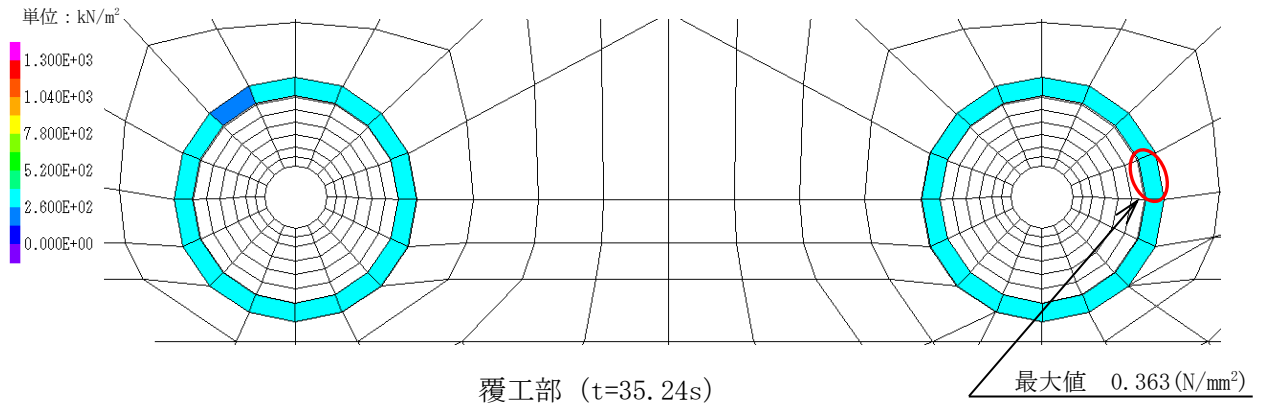


図 3.8-1(1) 解析ケース① 基準地震動 S s - D 1 (++) に対する引張応力分布図

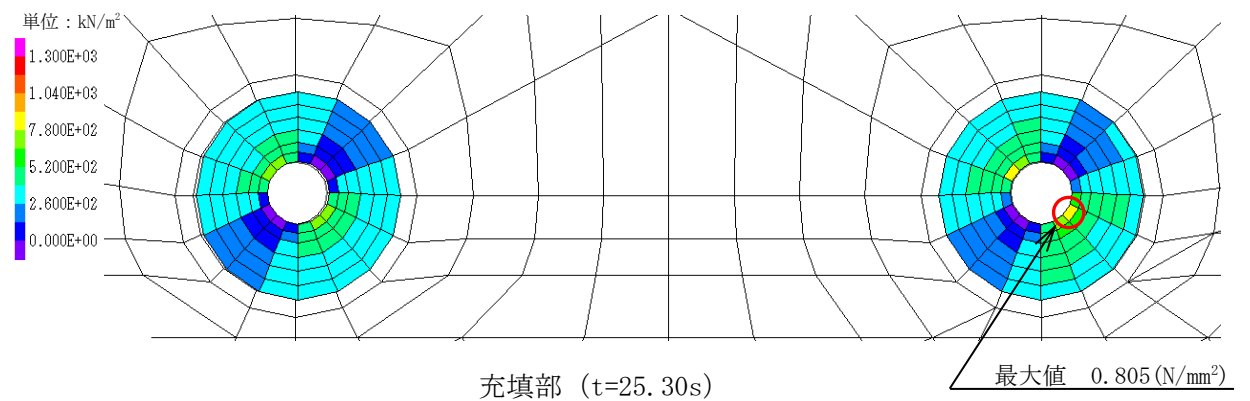
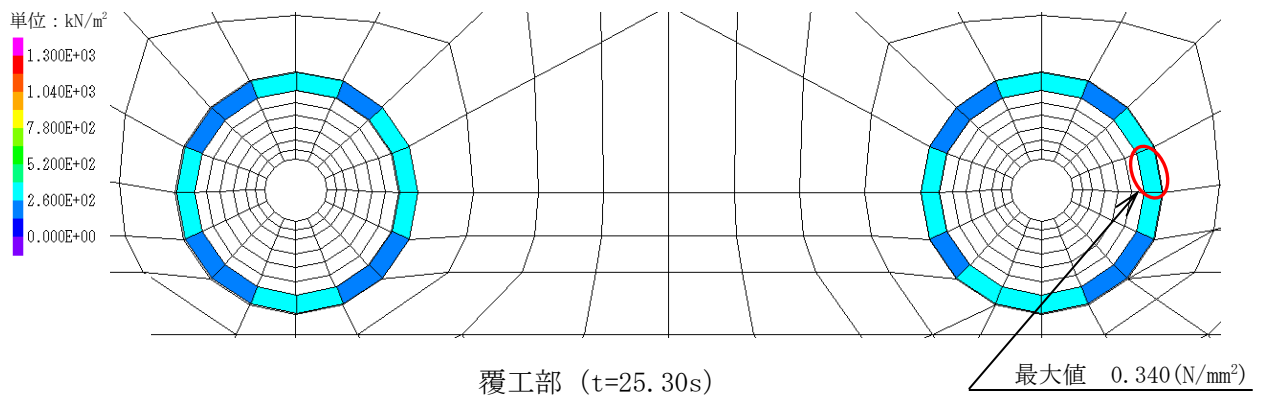


図 3.8-1(2) 解析ケース① 基準地震動 S s - D 1 (-+) に対する引張応力分布図

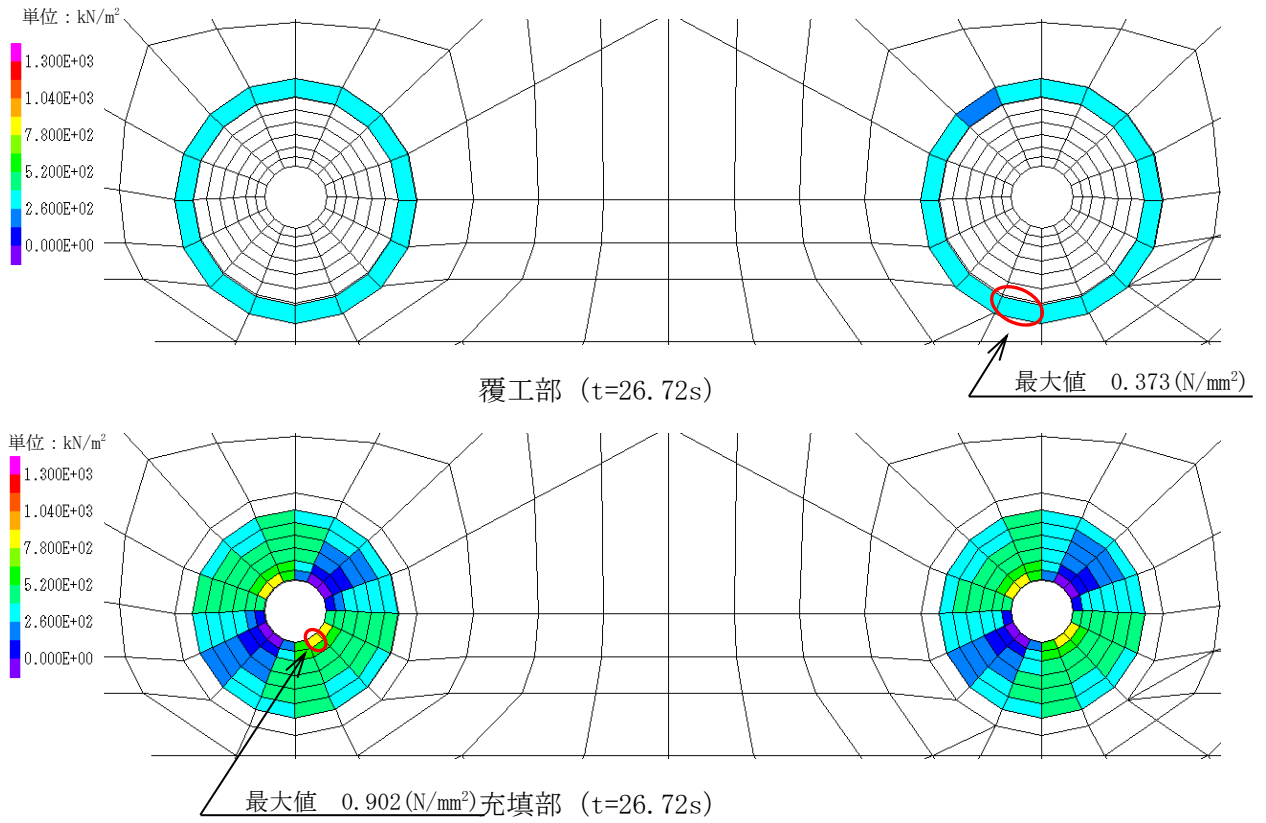


図 3.8-1(3) 解析ケース① 基準地震動 S s - D 2 (++) に対する引張応力分布図

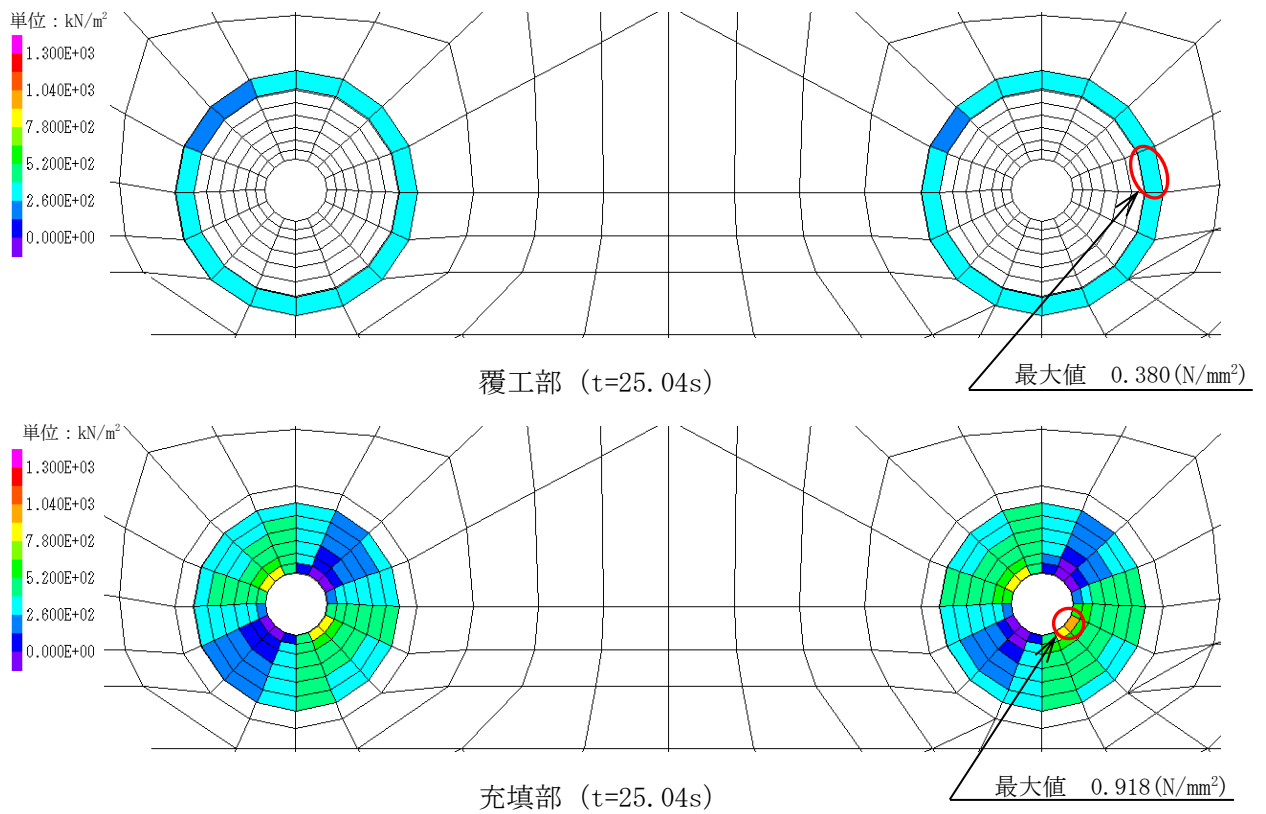


図 3.8-1(4) 解析ケース① 基準地震動 S s - D 2 (-+) に対する引張応力分布図



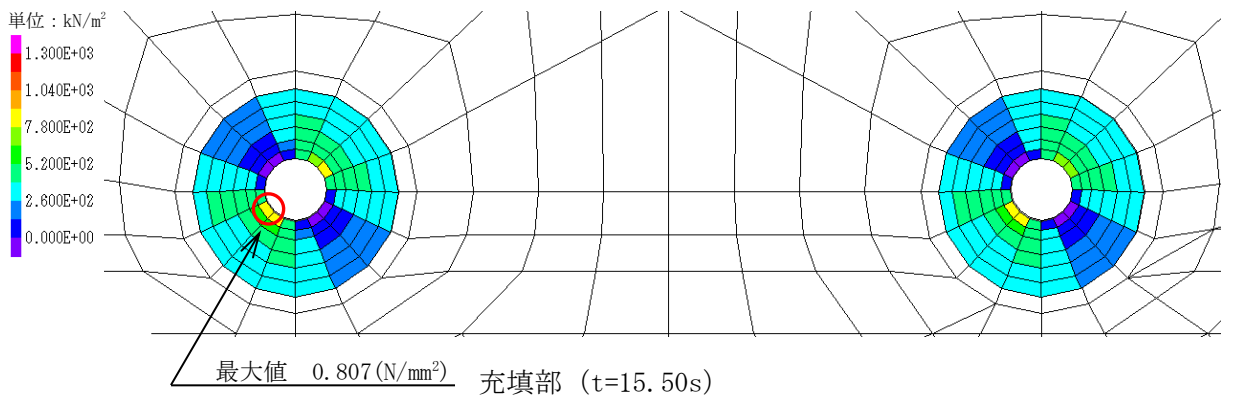
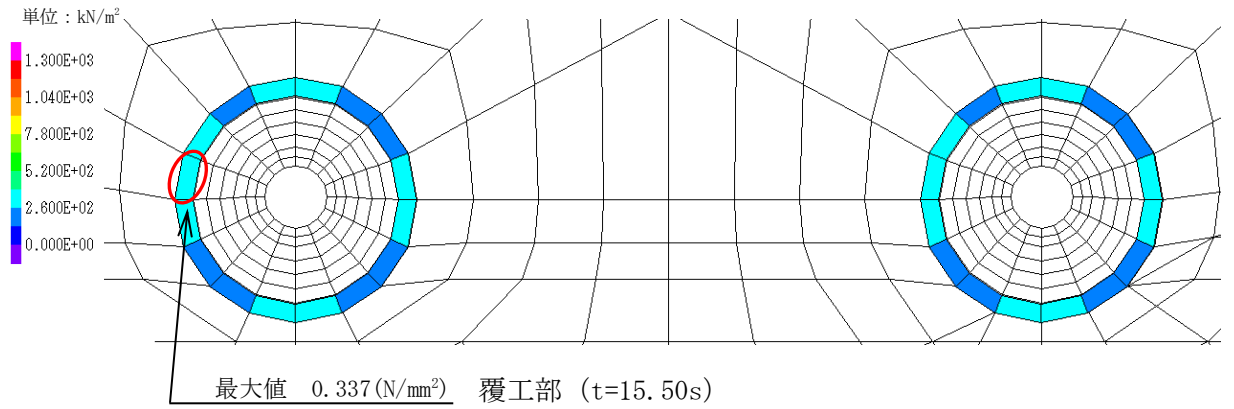


図 3.8-1(5) 解析ケース① 基準地震動 S s - D 3 (++) に対する引張応力分布図

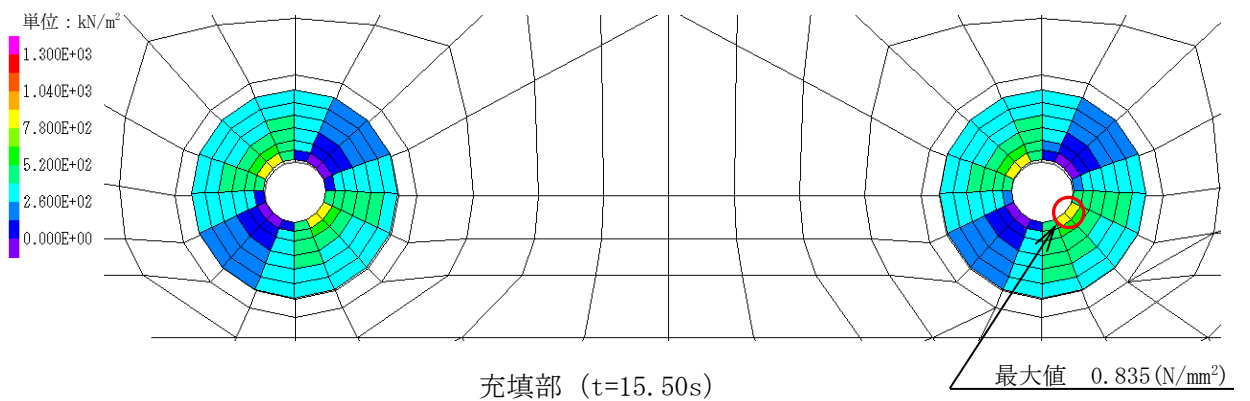
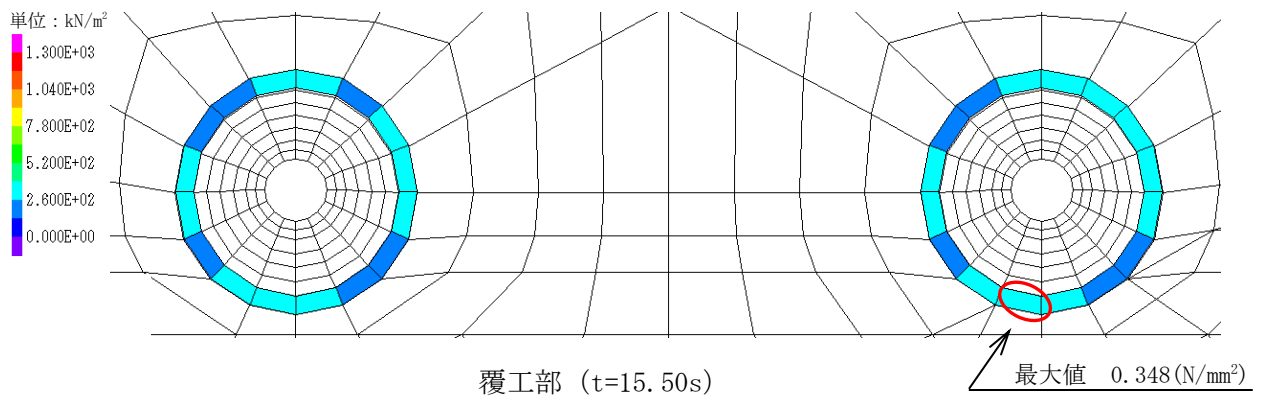


図 3.8-1(6) 解析ケース① 基準地震動 S s - D 3 (-+) に対する引張応力分布図

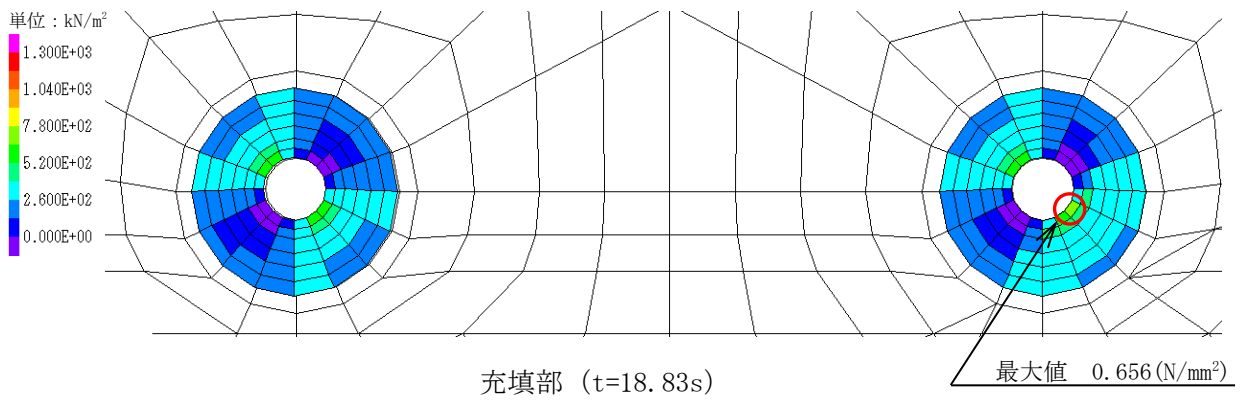
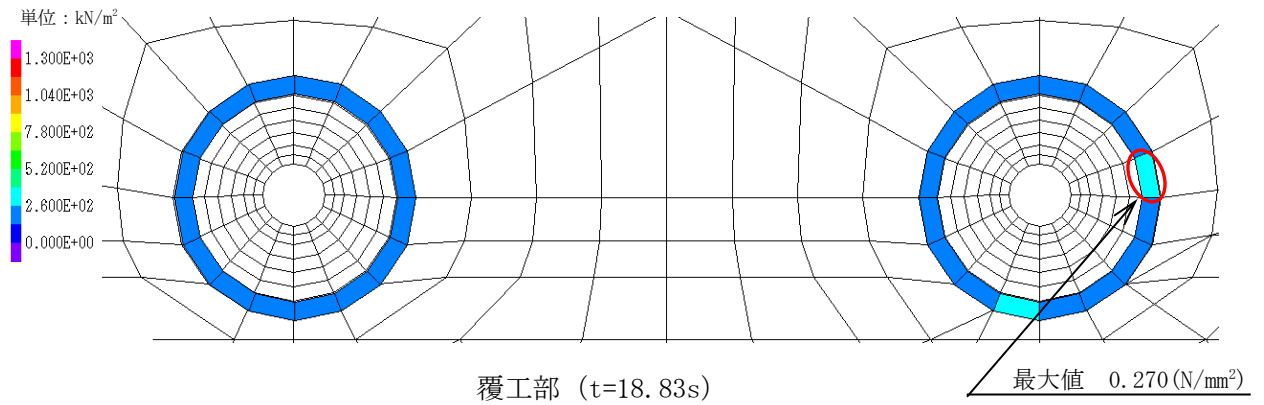


図 3.8-1(7) 解析ケース① 基準地震動 S s - F 1 (++) に対する引張応力分布図

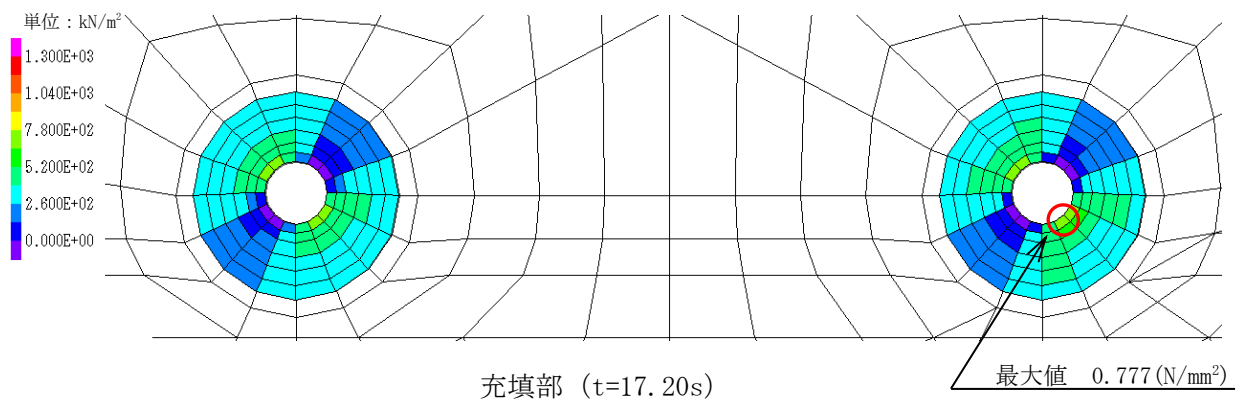
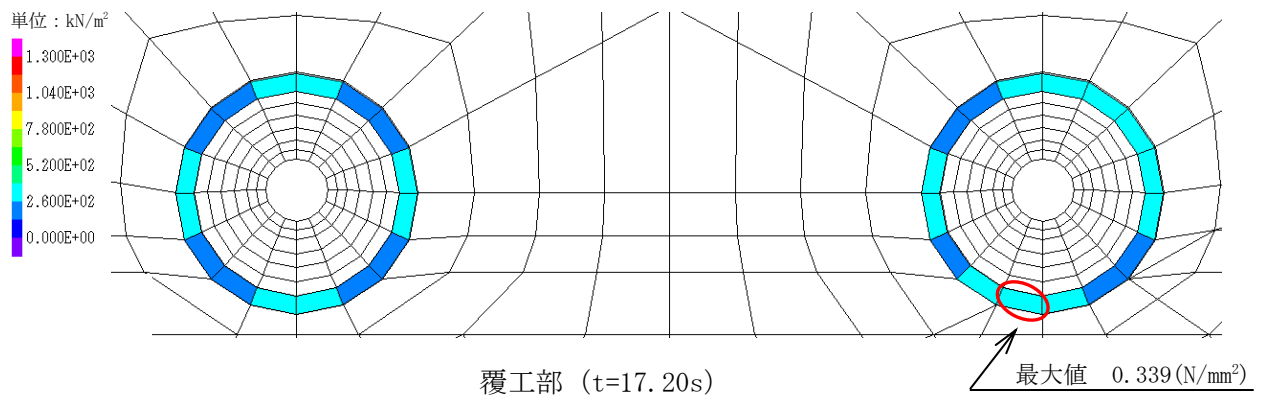


図 3.8-1(8) 解析ケース① 基準地震動 S s - F 1 (-+) に対する引張応力分布図

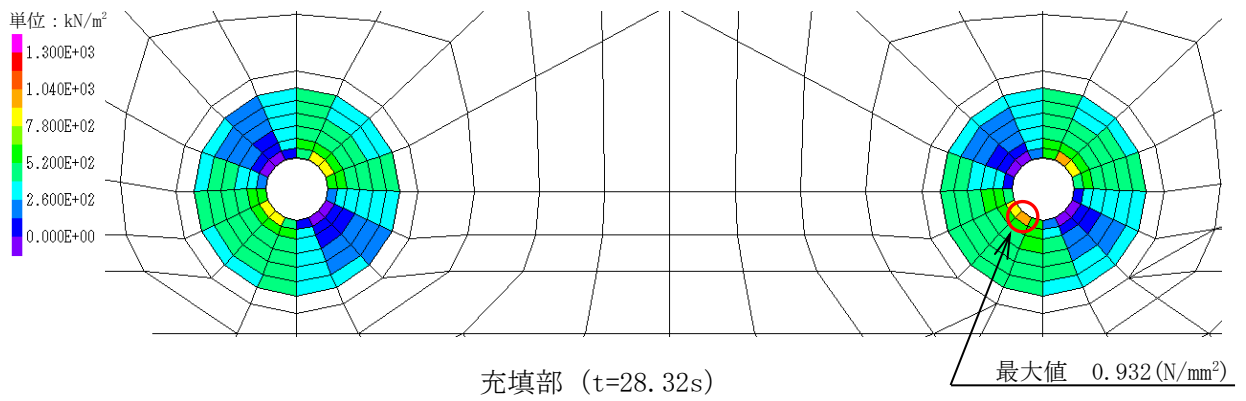
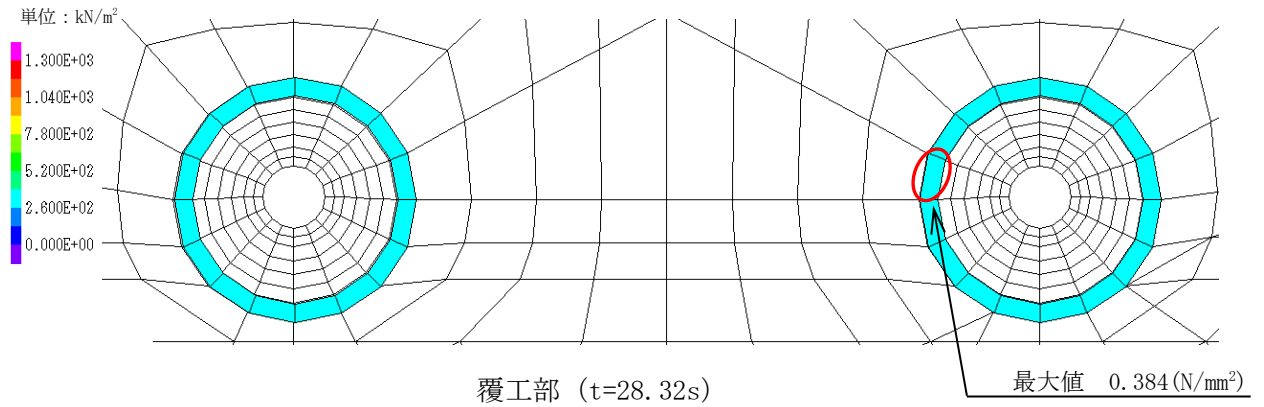


図 3.8-1(9) 解析ケース① 基準地震動 S s - F 2 (++) に対する引張応力分布図

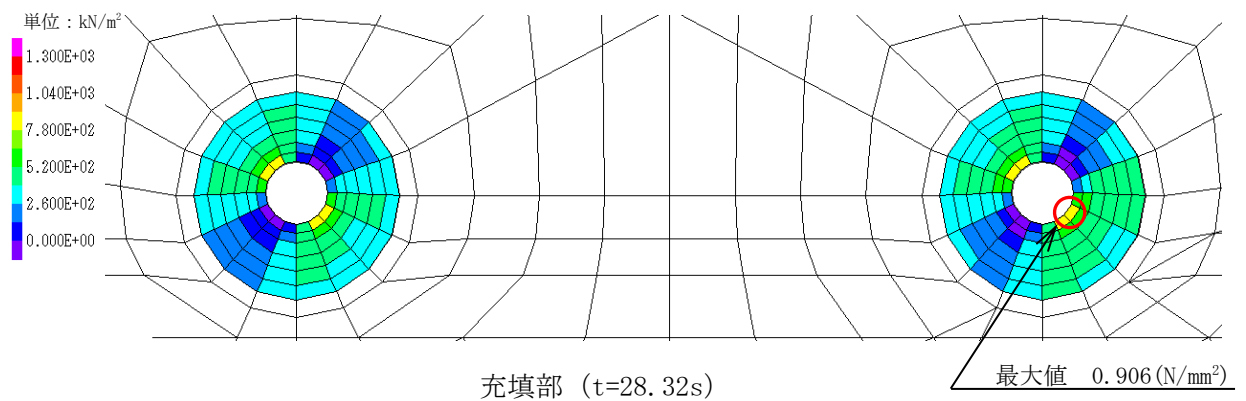
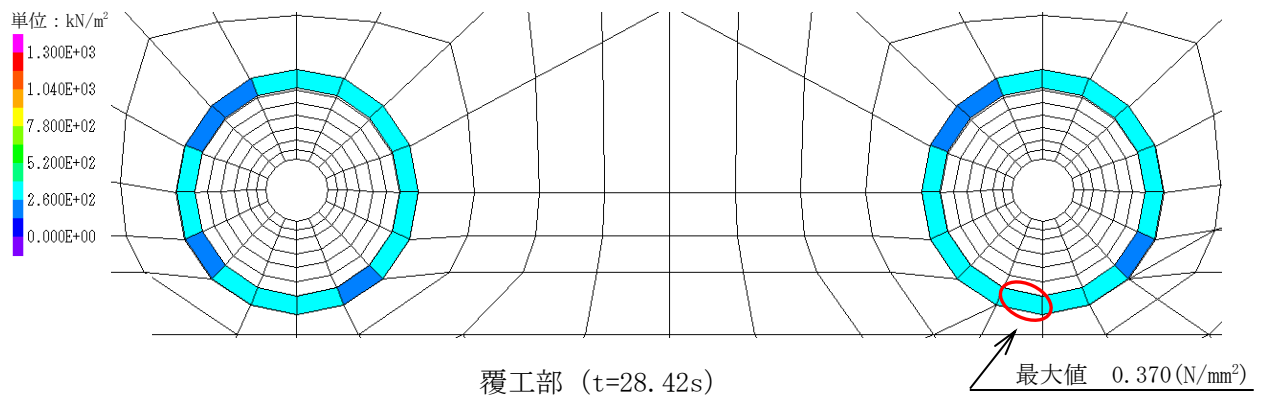


図 3.8-1(10) 解析ケース① 基準地震動 S s - F 2 (-+) に対する引張応力分布図

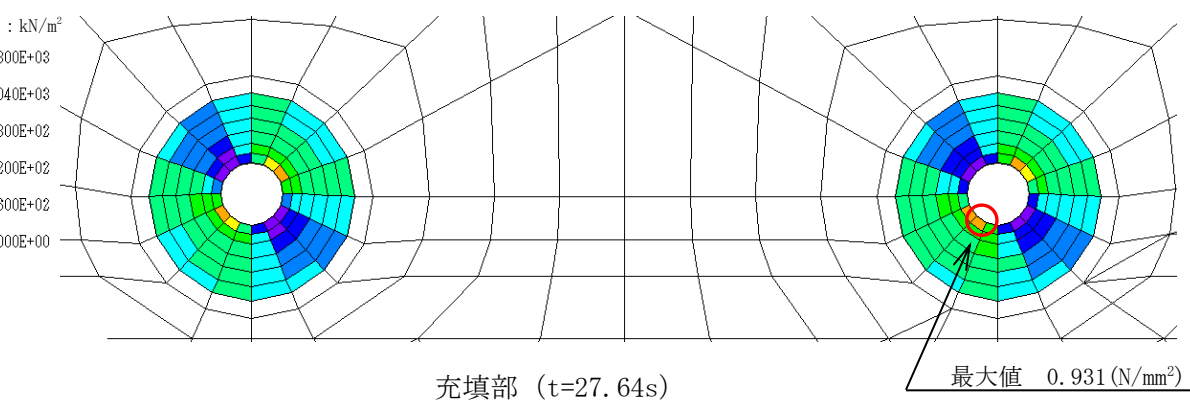
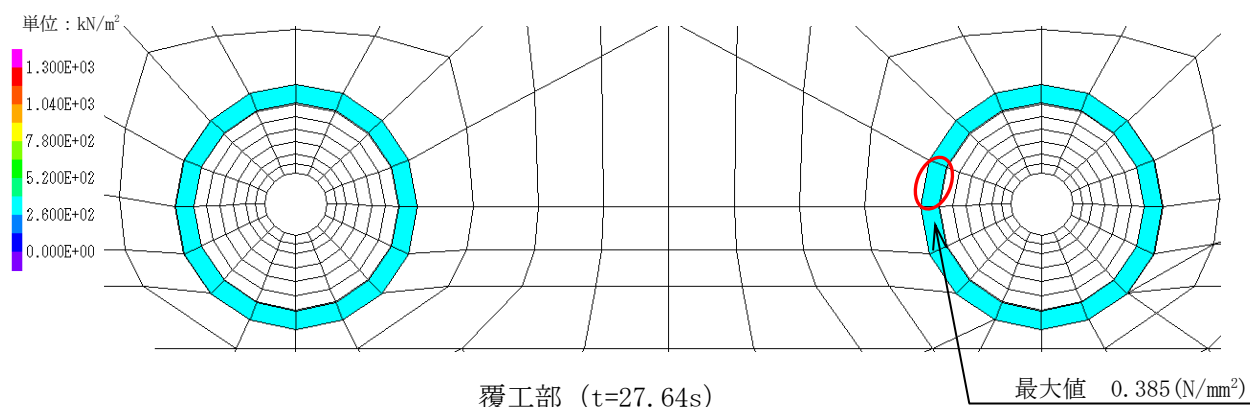


図 3.8-1(11) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - F3 (+ +)$  に対する引張応力分布図

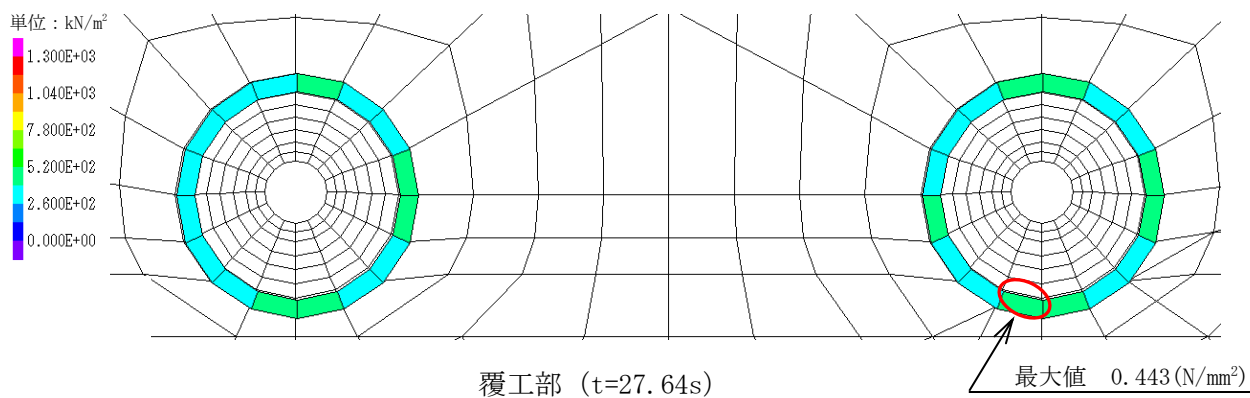


図 3.8-1(12) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - F3 (- +)$  に対する引張応力分布図

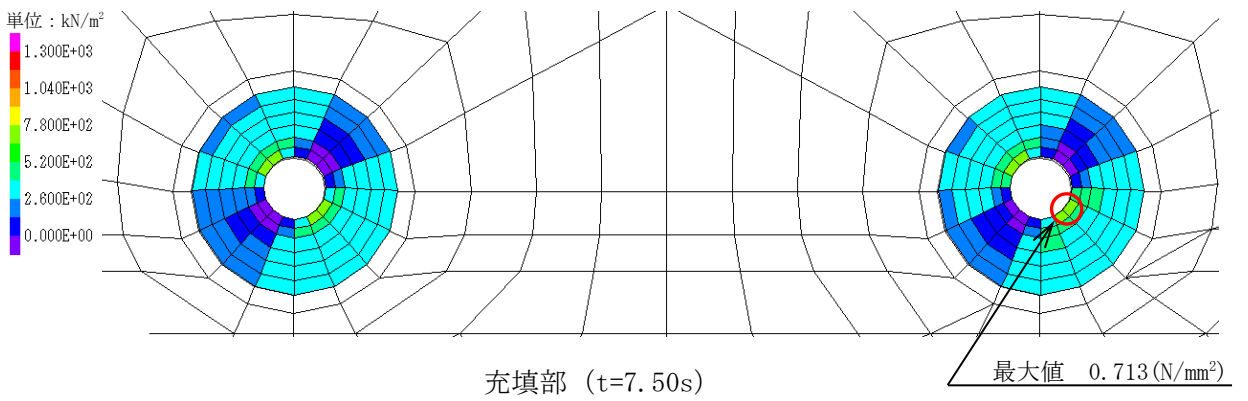
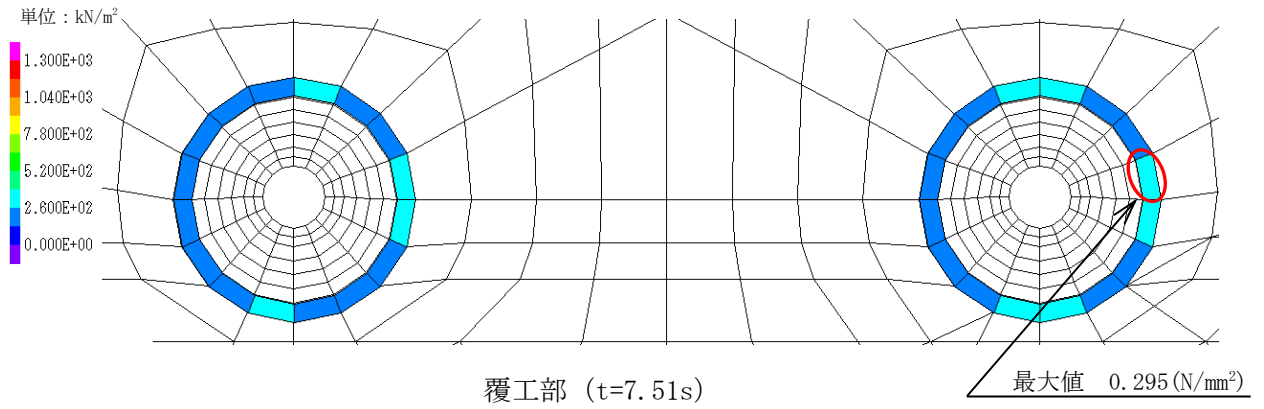


図 3.8-1(13) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-N1 (++) に対する引張応力分布図

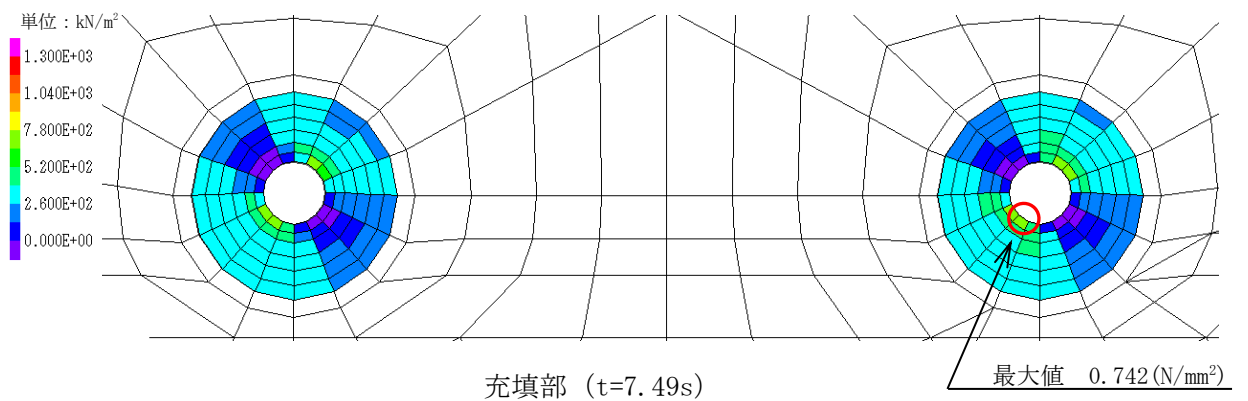
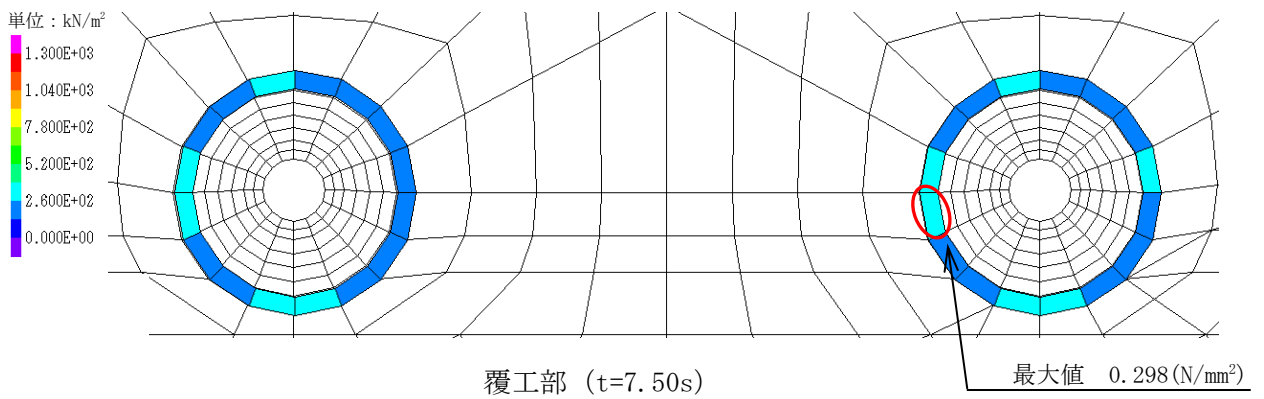


図 3.8-1(14) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-N1 (-+) に対する引張応力分布図

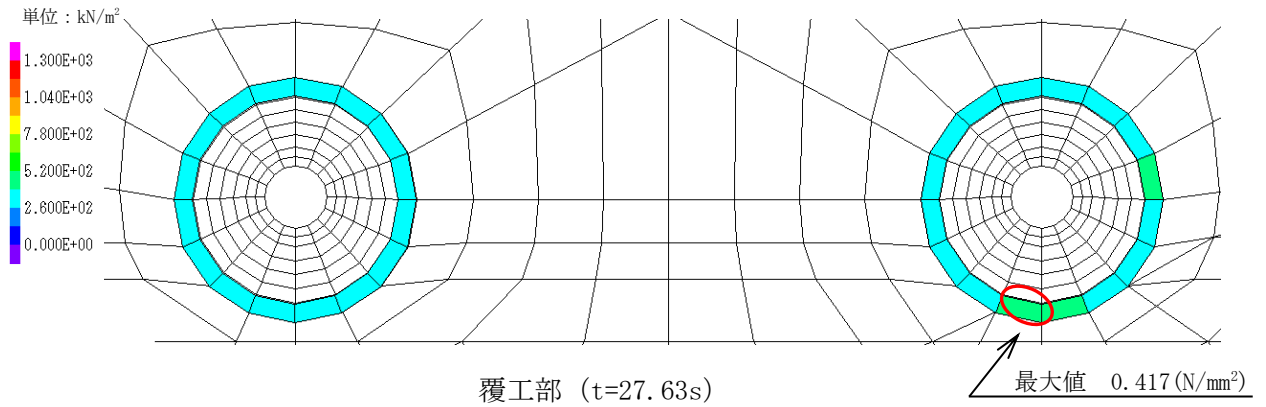


図 3.8-1(15) 解析ケース② 基準地震動  $S_s - F3 (-+)$  に対する引張応力分布図

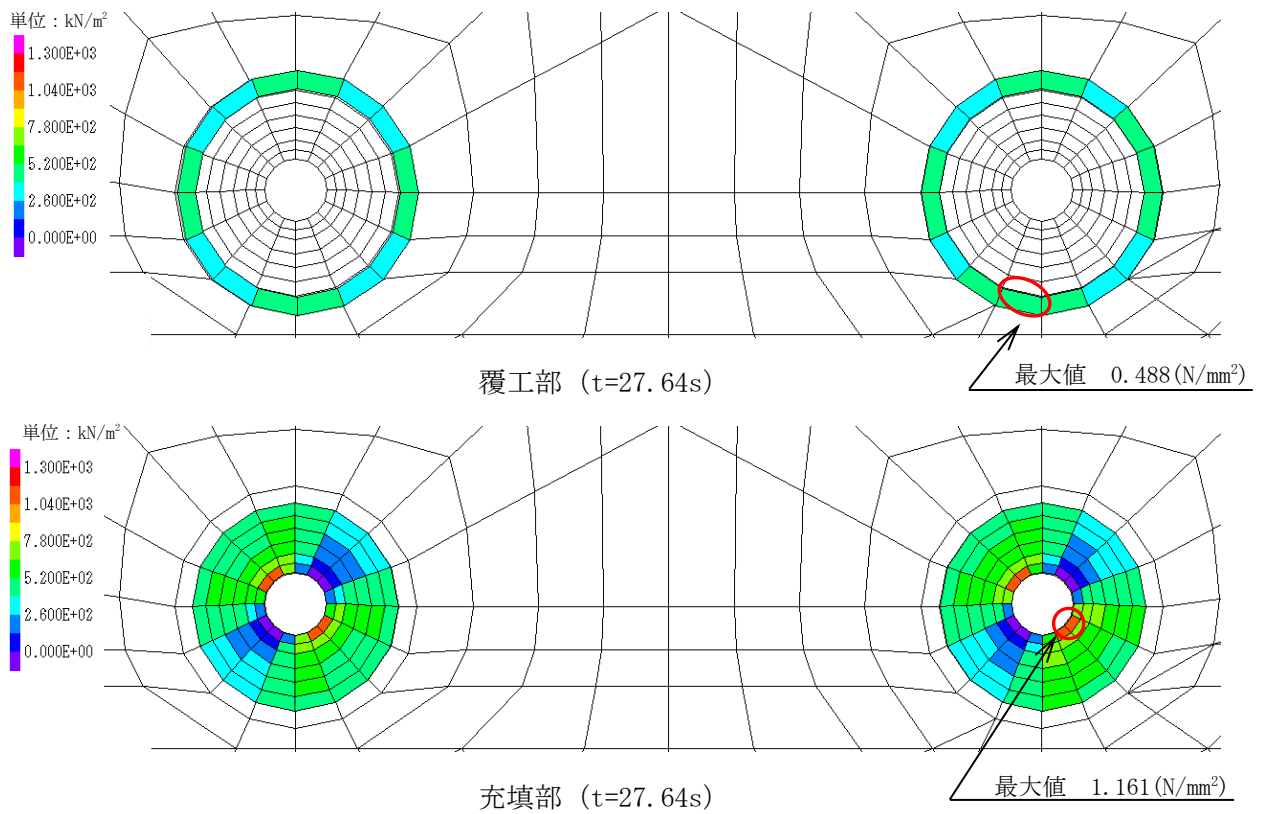


図 3.8-1(16) 解析ケース③ 基準地震動  $S_s - F3 (-+)$  に対する引張応力分布図

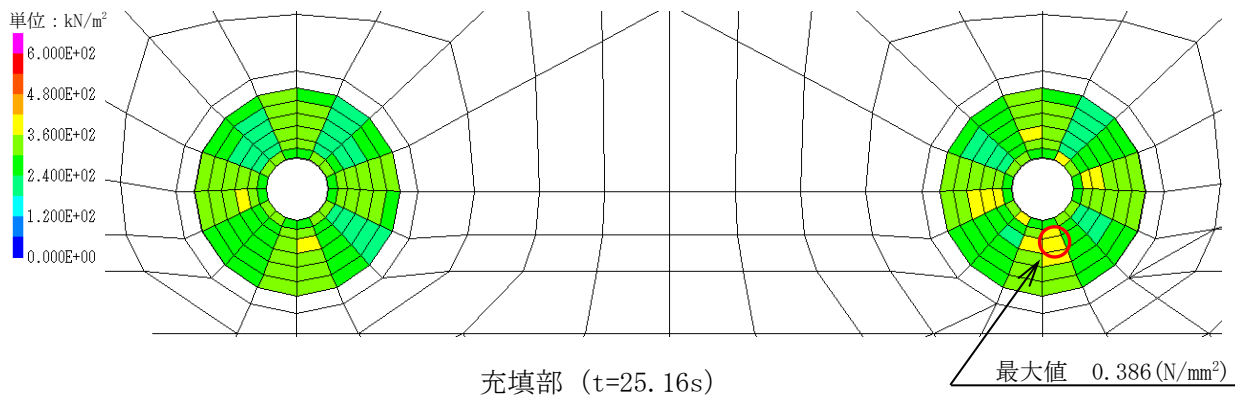
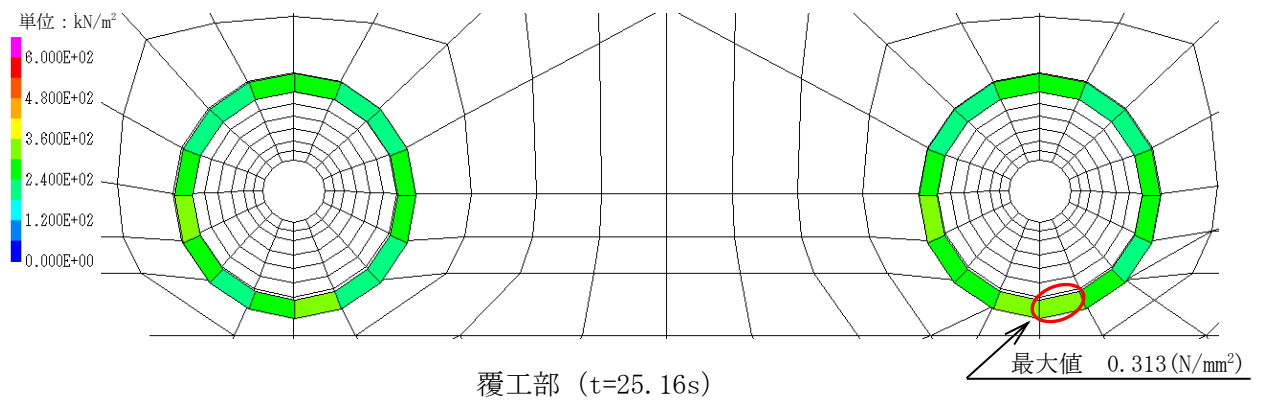


図 3.8-2(1) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-D1 (++) に対するせん断応力分布図

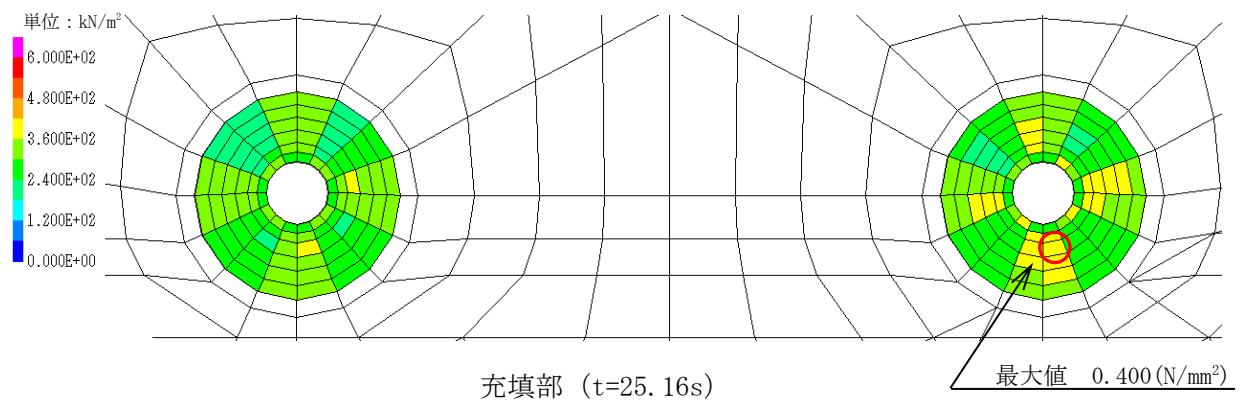
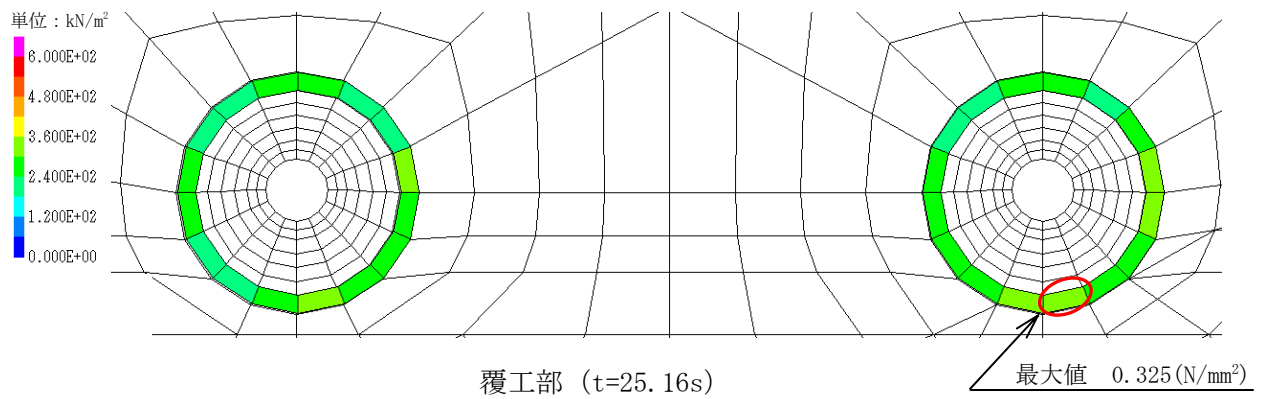


図 3.8-2(2) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-D1 (-+) に対するせん断応力分布図

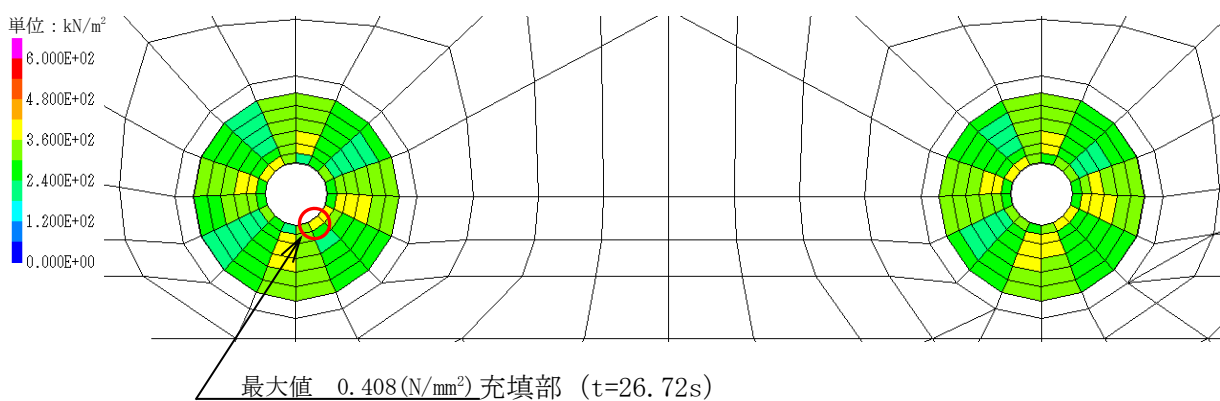
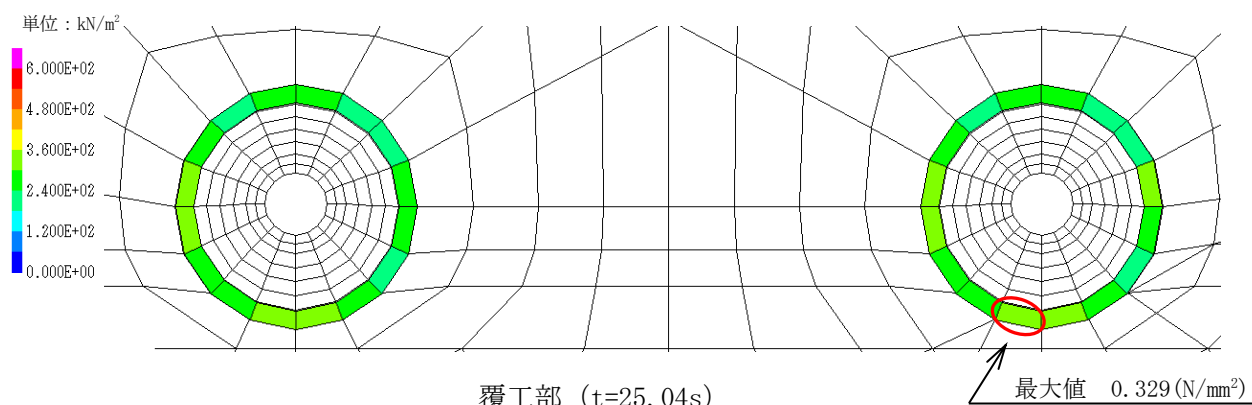


図 3.8-2(3) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-D2 (++) に対するせん断応力分布図

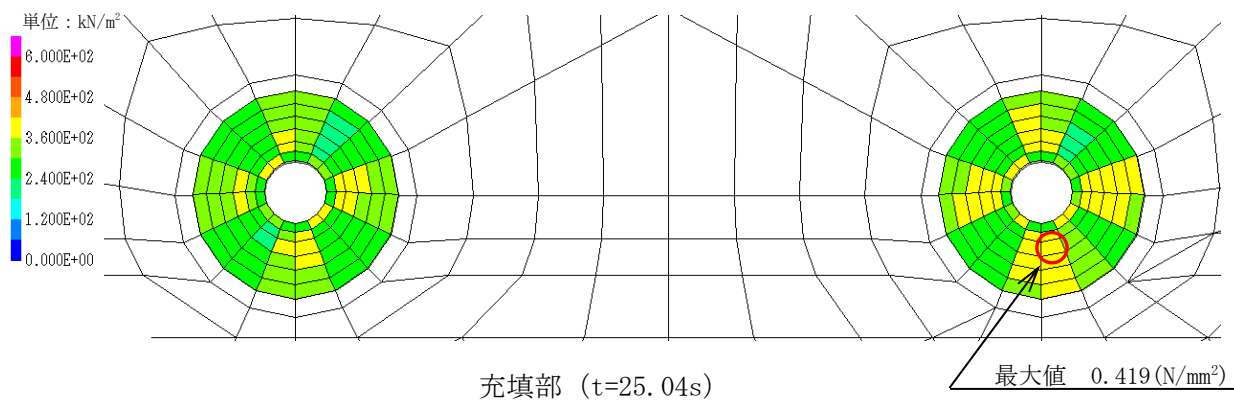
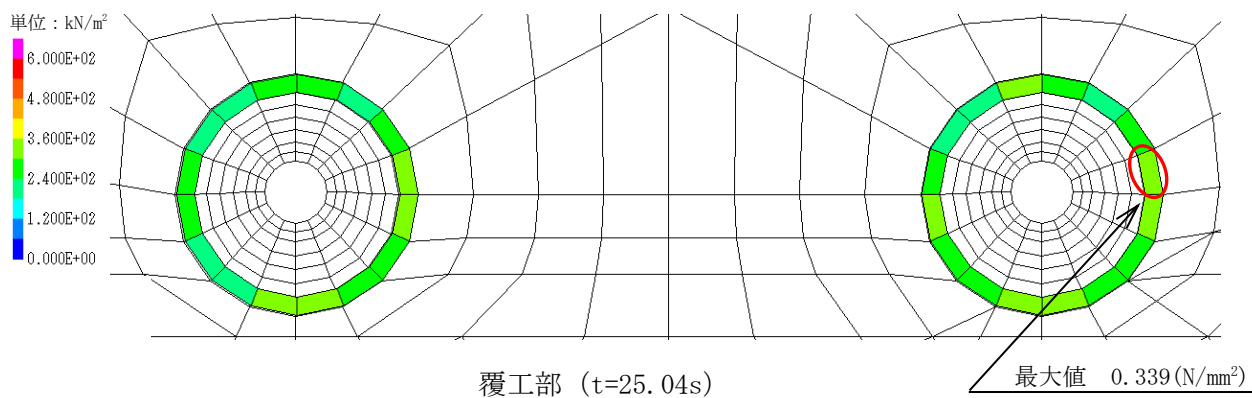


図 3.8-2(4) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-D2 (-+) に対するせん断応力分布図



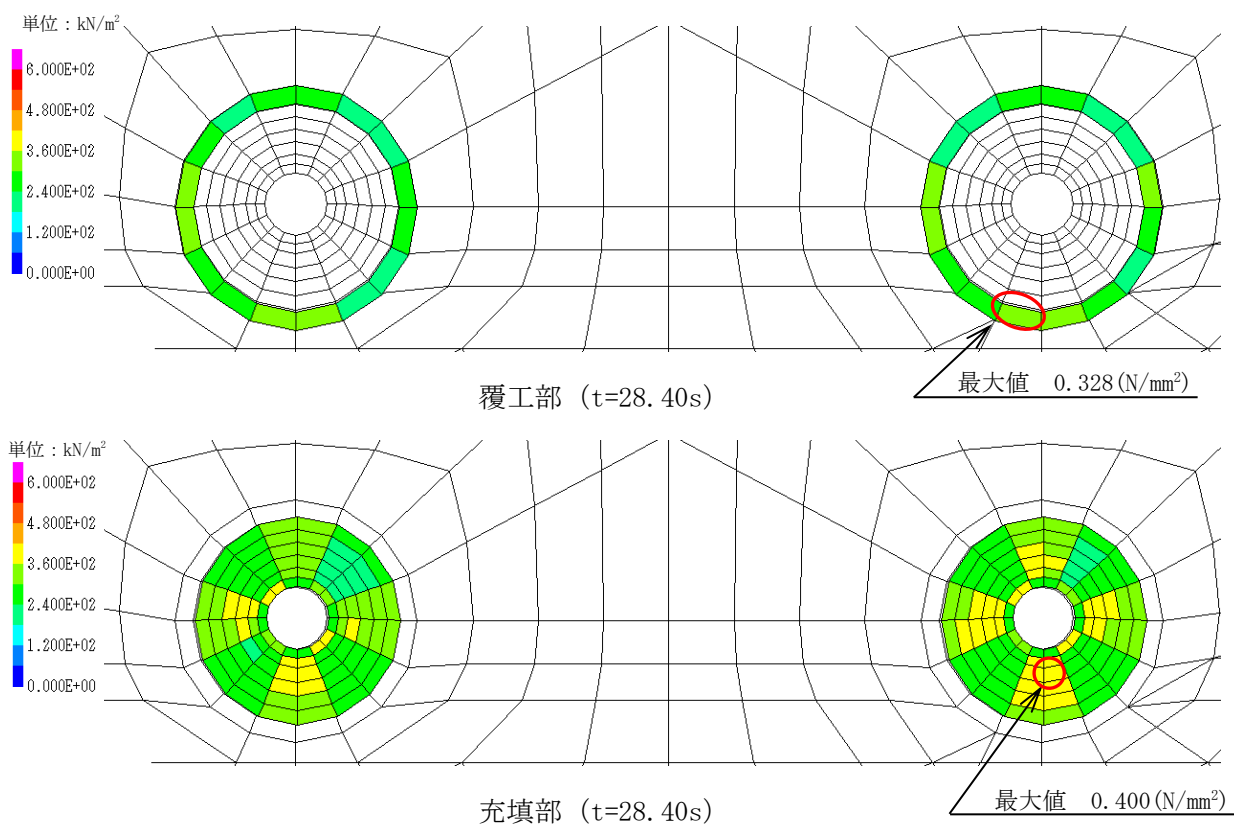


図 3.8-2(5) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-D3(++) に対するせん断応力分布図

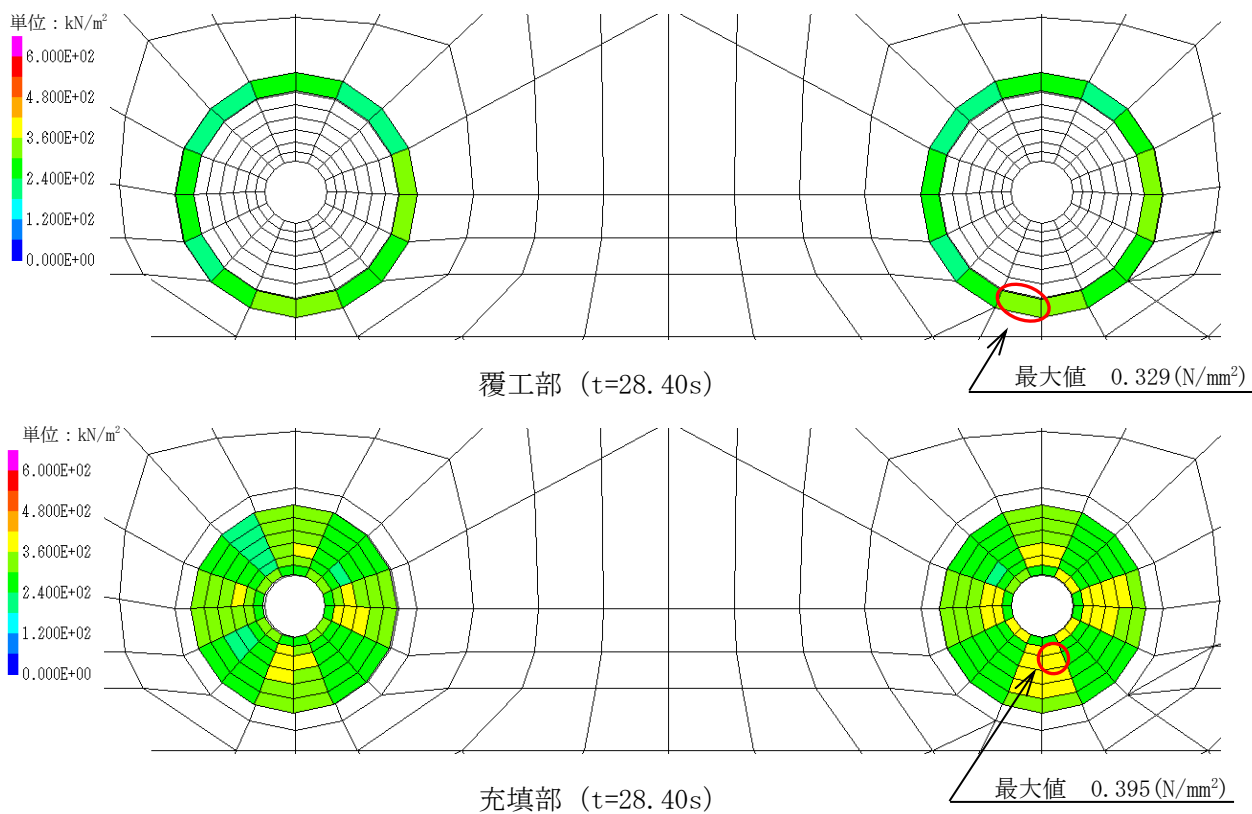


図 3.8-2(6) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-D3(-+) に対するせん断応力分布図

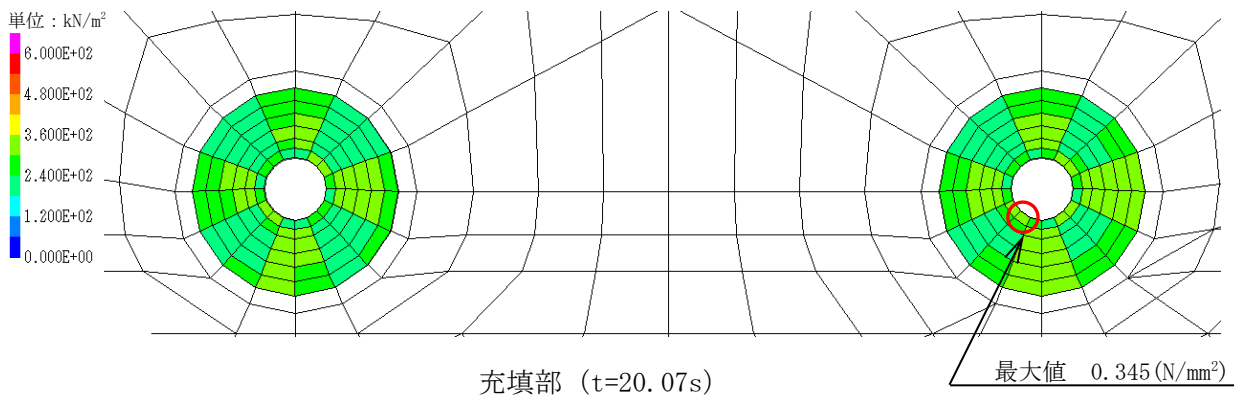
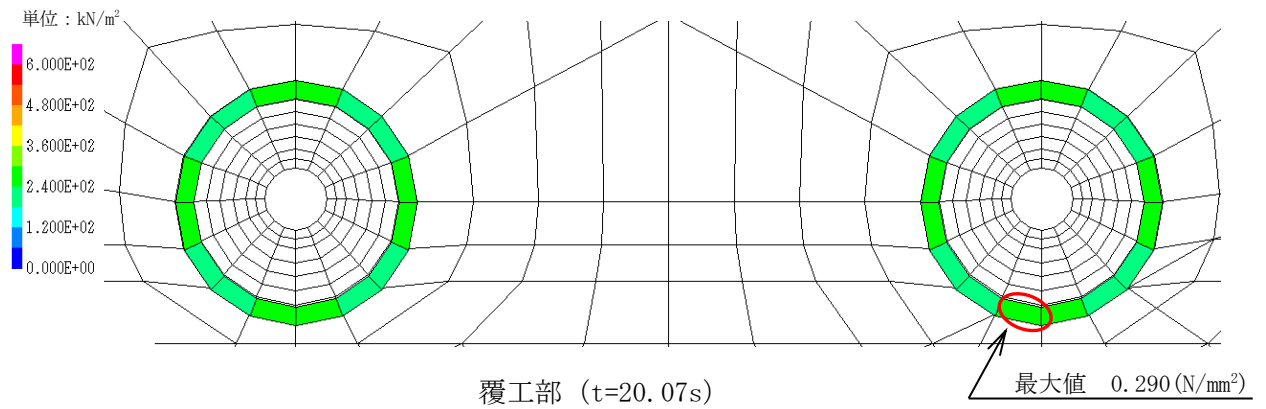


図 3.8-2(7) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - F1 (+ +)$  に対するせん断応力分布図

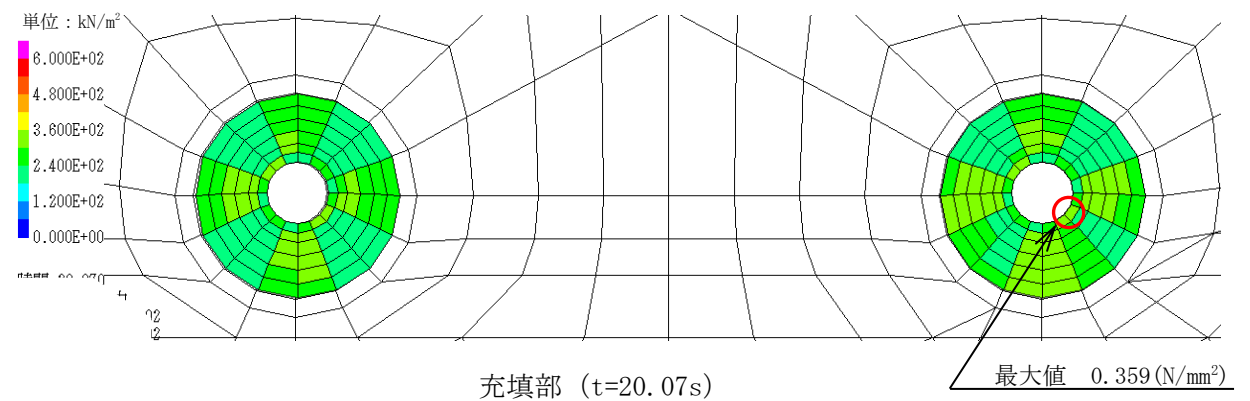
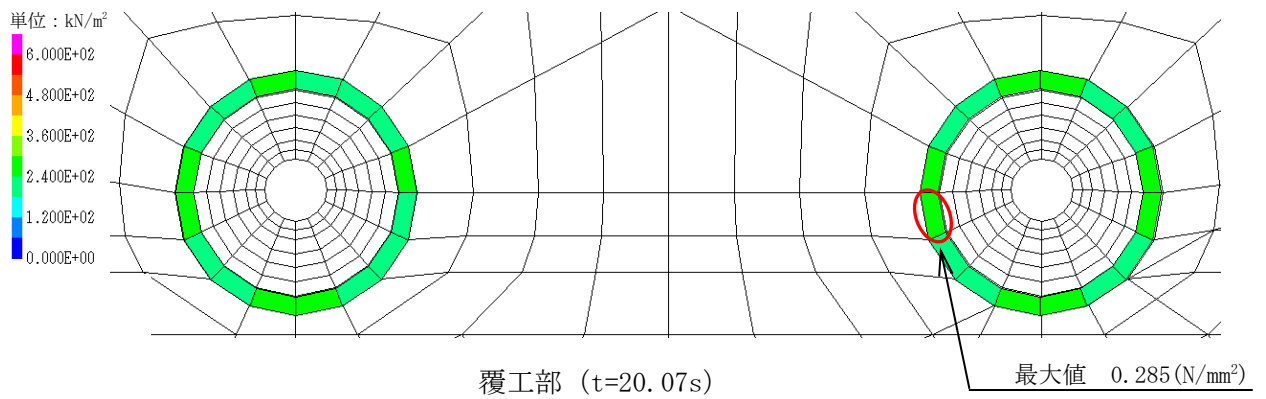


図 3.8-2(8) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - F1 (- +)$  に対するせん断応力分布図

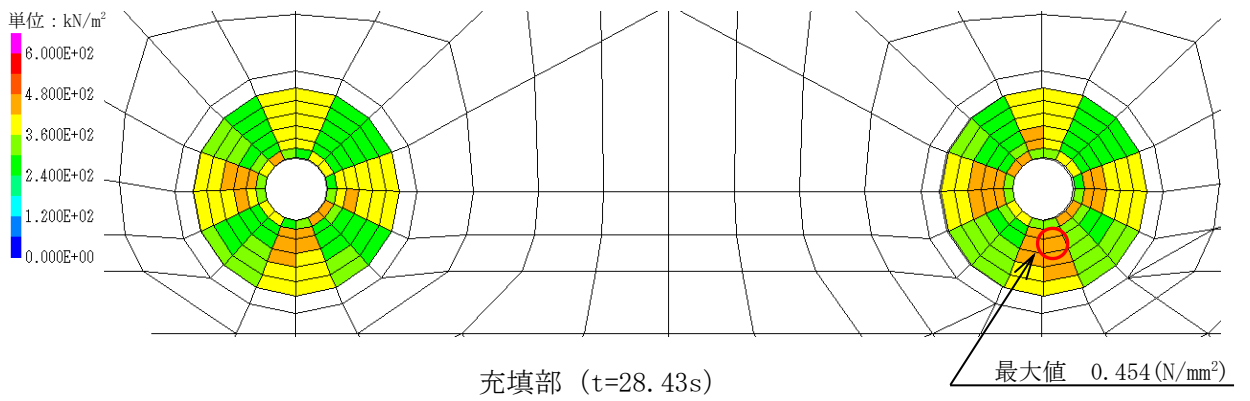
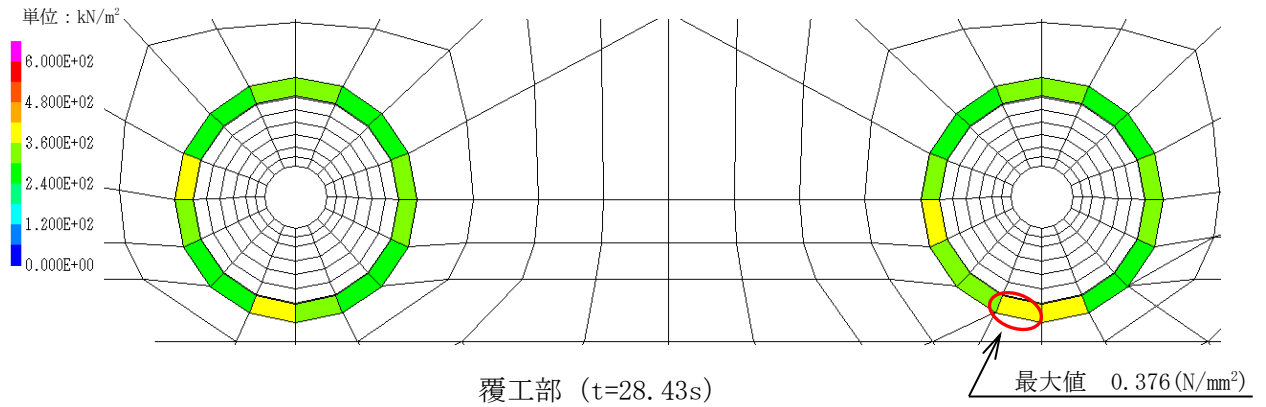


図 3.8-2(9) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - F2 (+ +)$  に対するせん断応力分布図

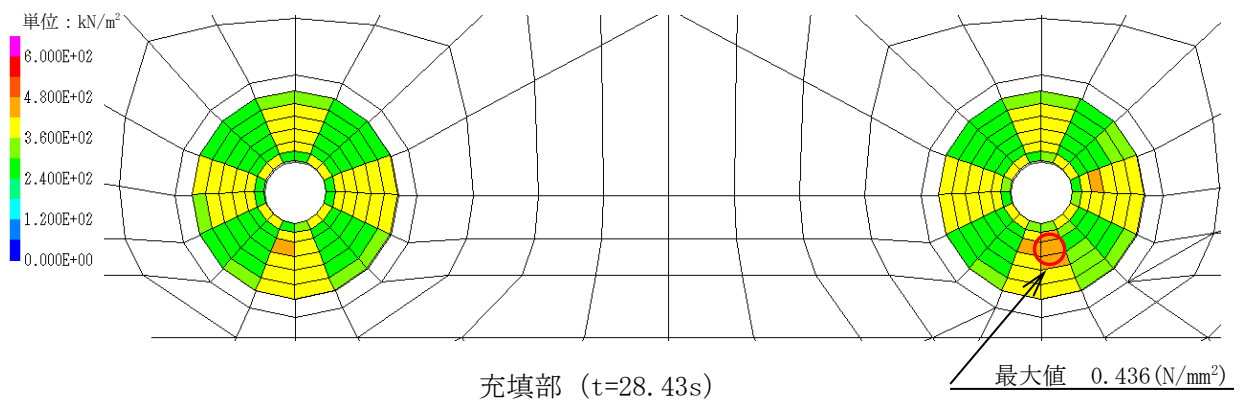
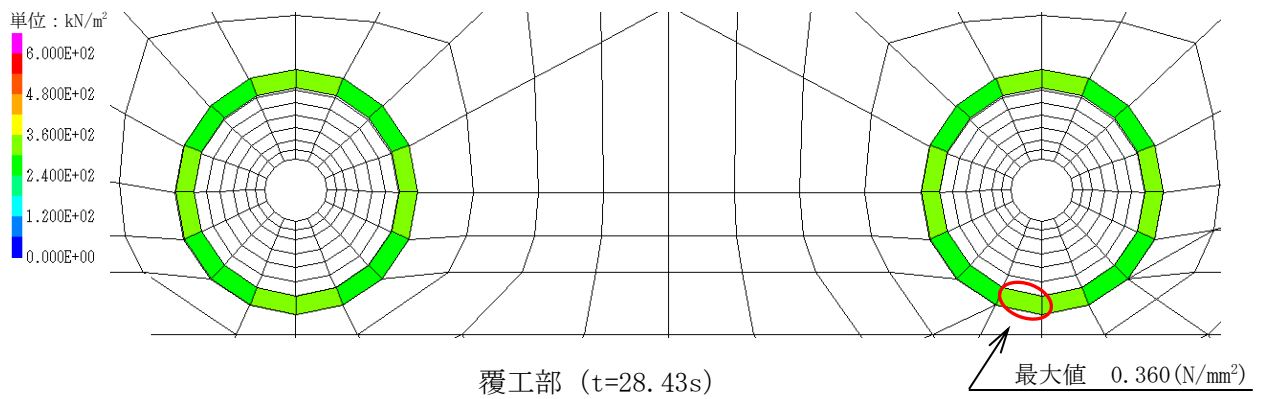


図 3.8-2(10) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - F2 (- +)$  に対するせん断応力分布図

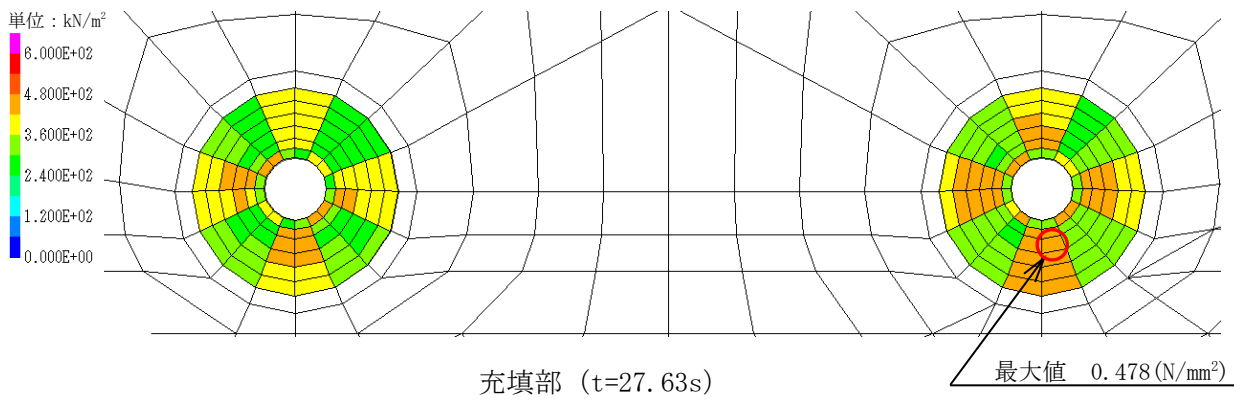
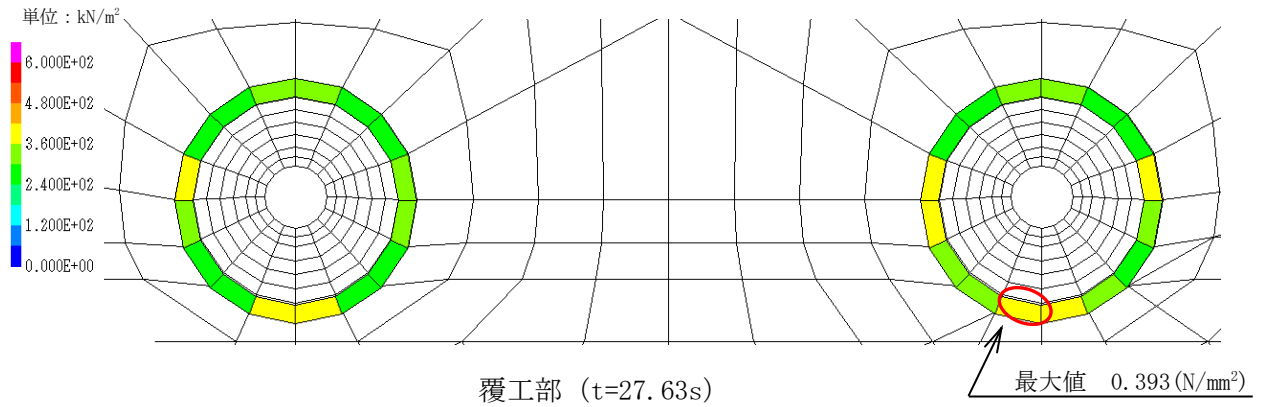


図 3.8-2(11) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - F3 (+)$  に対するせん断応力分布図

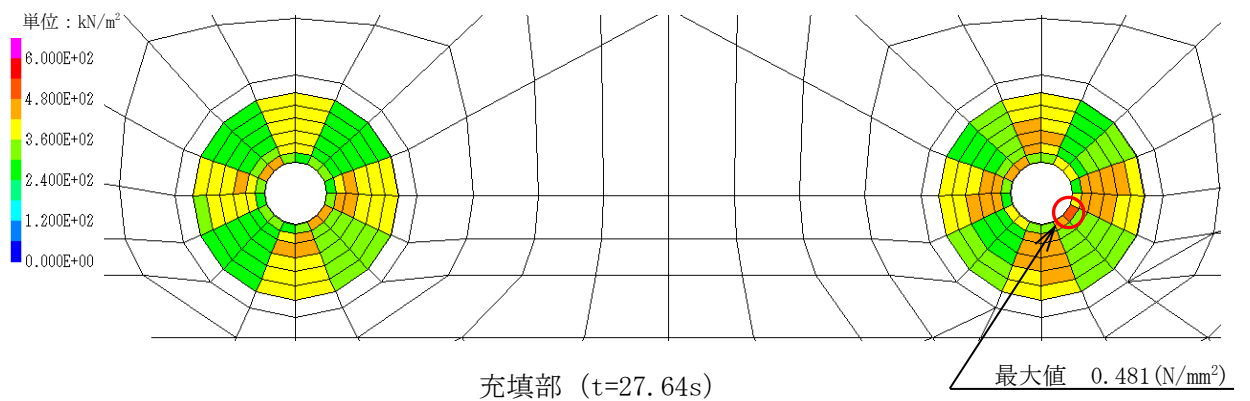
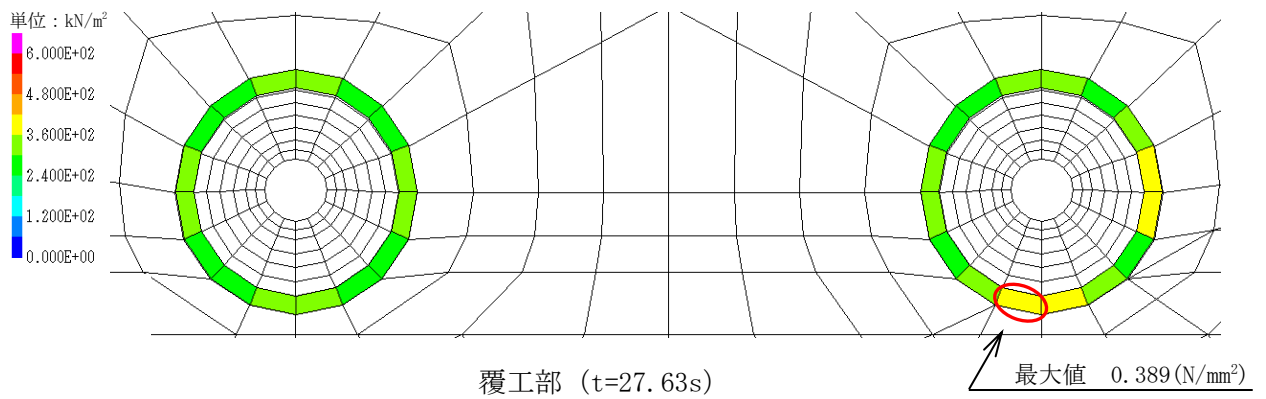


図 3.8-2(12) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - F3 (-)$  に対するせん断応力分布図

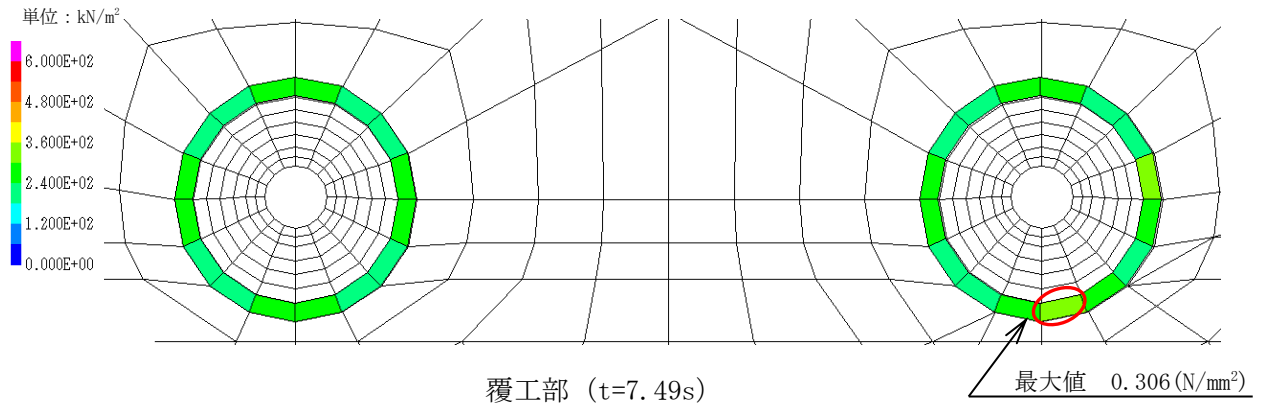


図 3.8-2(13) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-N1 (++) に対するせん断応力分布図

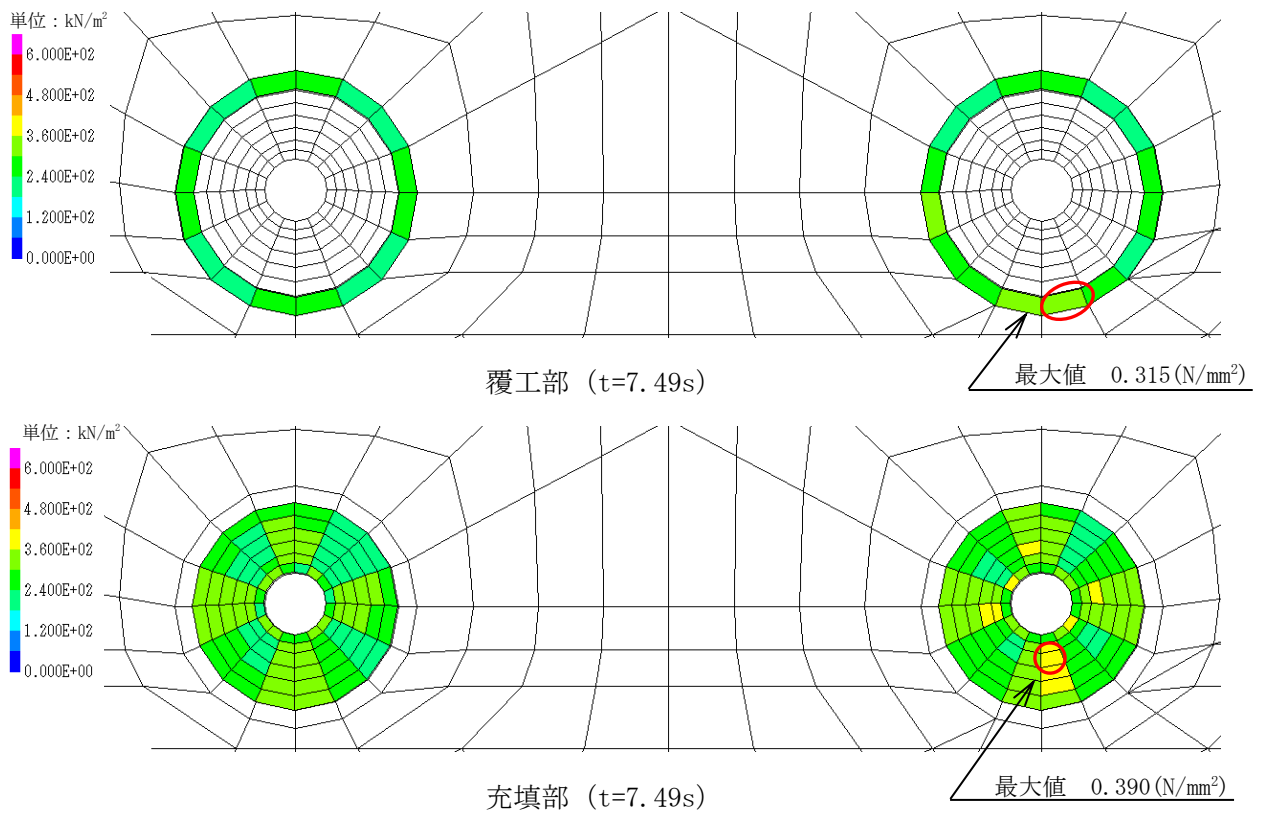


図 3.8-2(14) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-N1 (-+) に対するせん断応力分布図

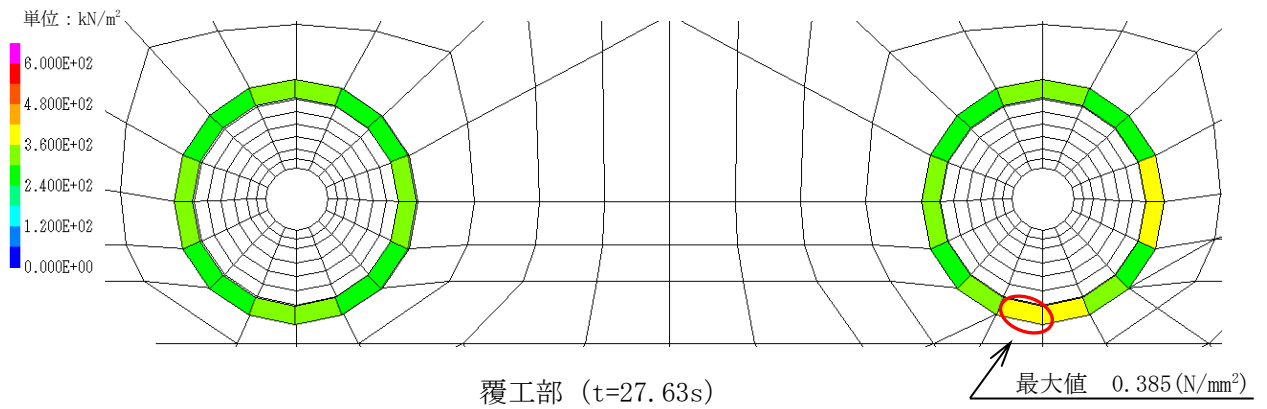


図 3.8-2(15) 解析ケース② 基準地震動 S<sub>s</sub>-F3 (-+) に対するせん断応力分布図

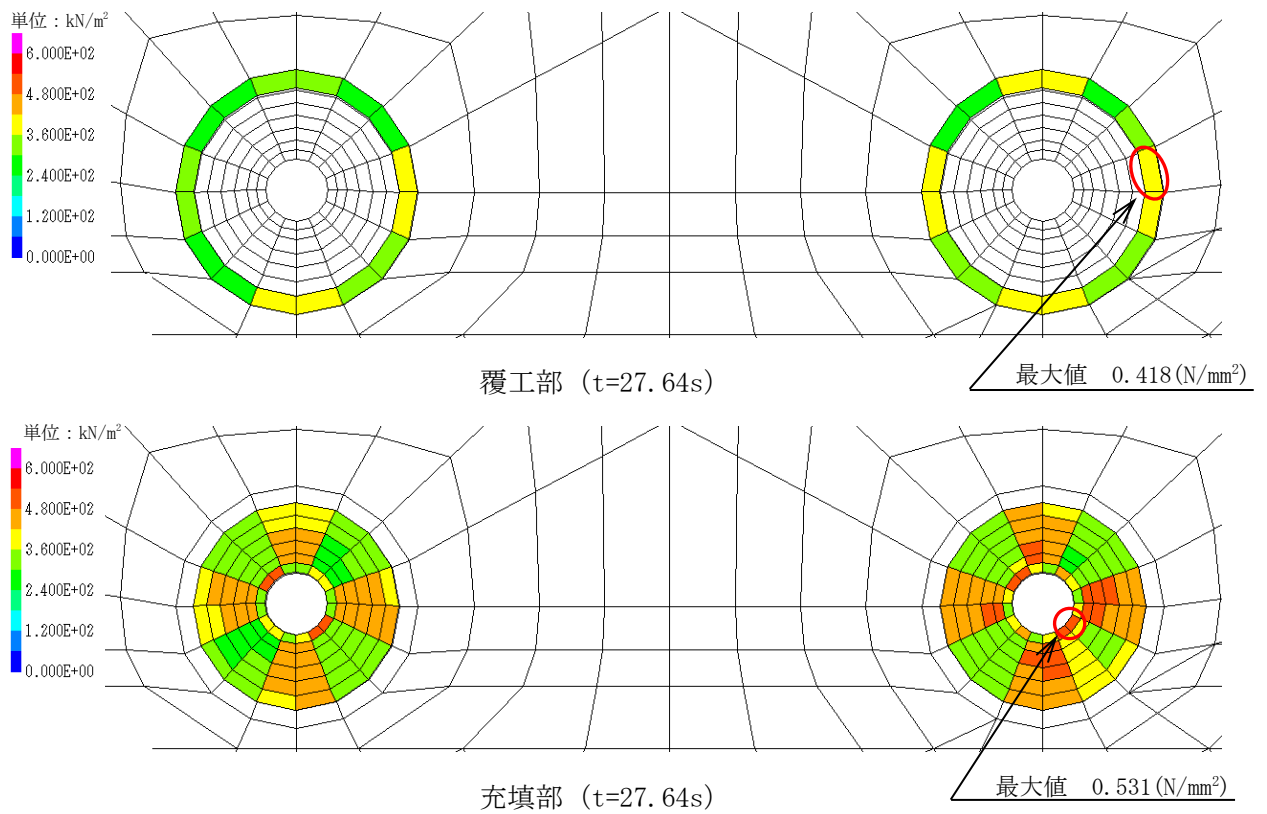


図 3.8-2(16) 解析ケース③ 基準地震動 S<sub>s</sub>-F3 (-+) に対するせん断応力分布図

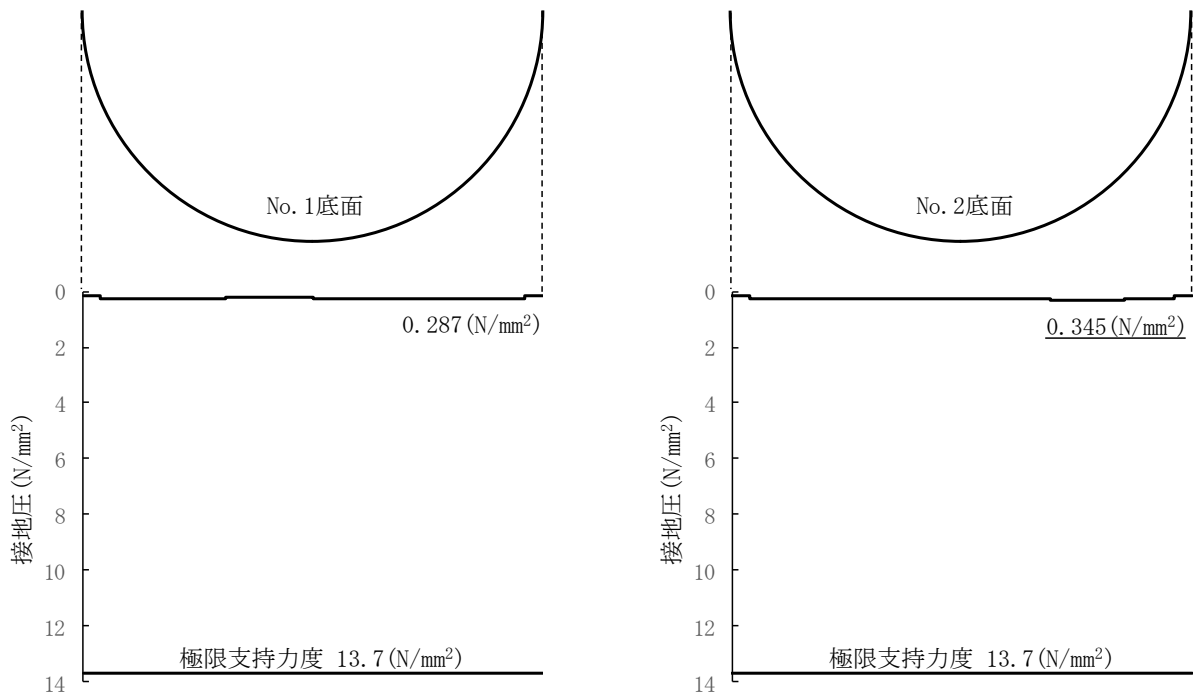


図 3.8-3(1) 解析ケース① 基準地震動 S s - D 1 (++) に対する接地圧の分布図

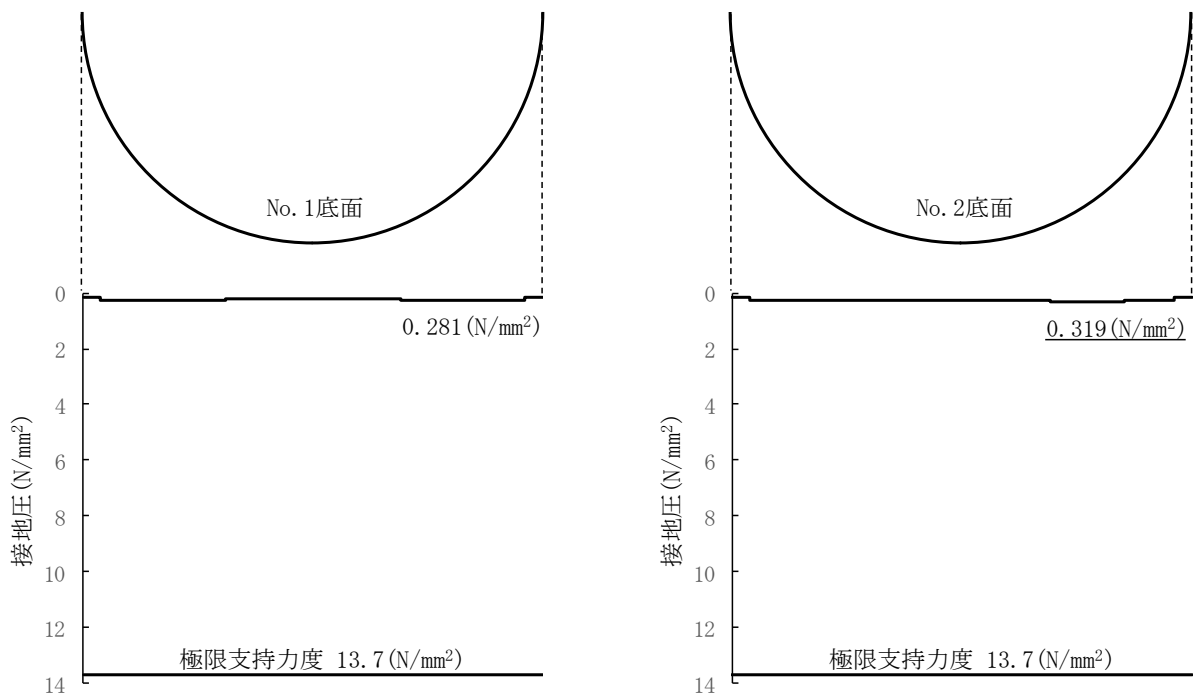


図 3.8-3(2) 解析ケース① 基準地震動 S s - D 1 (-+) に対する接地圧の分布図

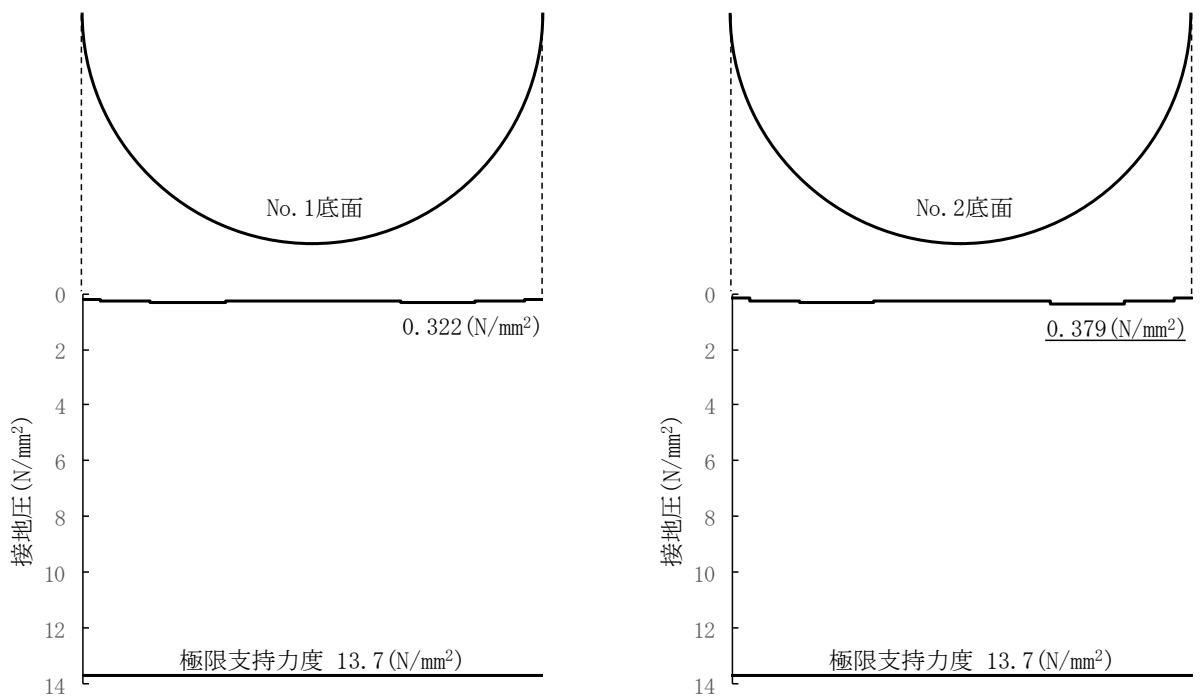


図 3.8-3 (3) 解析ケース① 基準地震動 S s - D 2 (+ +) に対する接地圧の分布図

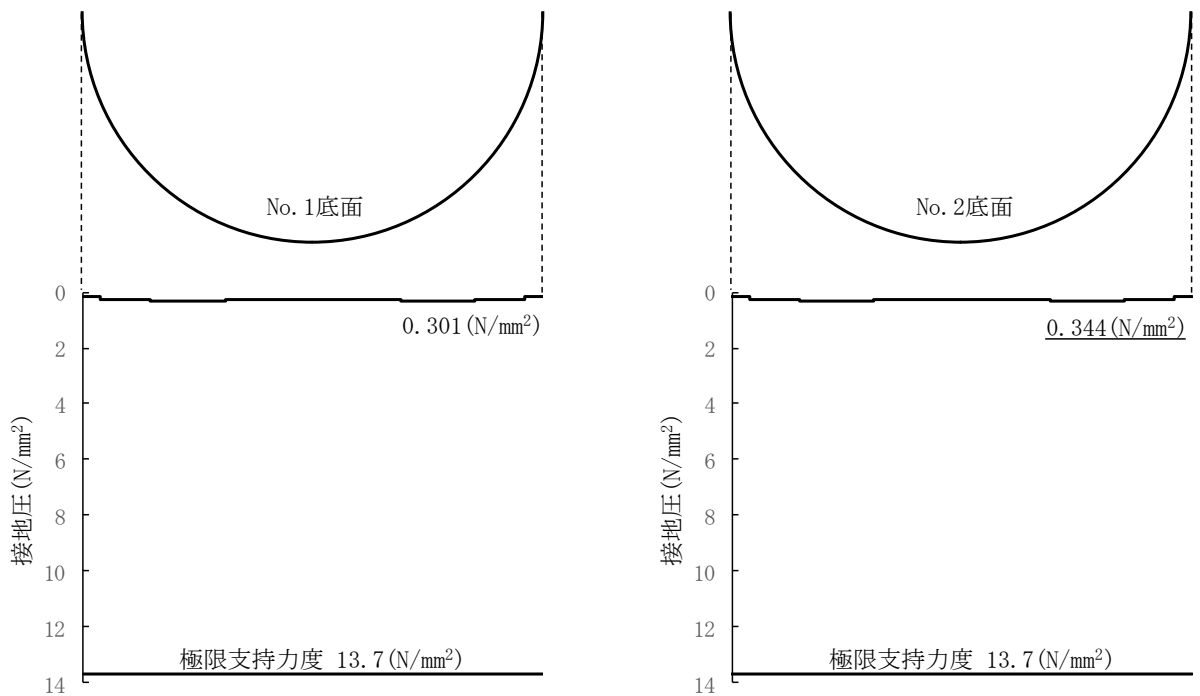


図 3.8-3 (4) 解析ケース① 基準地震動 S s - D 2 (- +) に対する接地圧の分布図



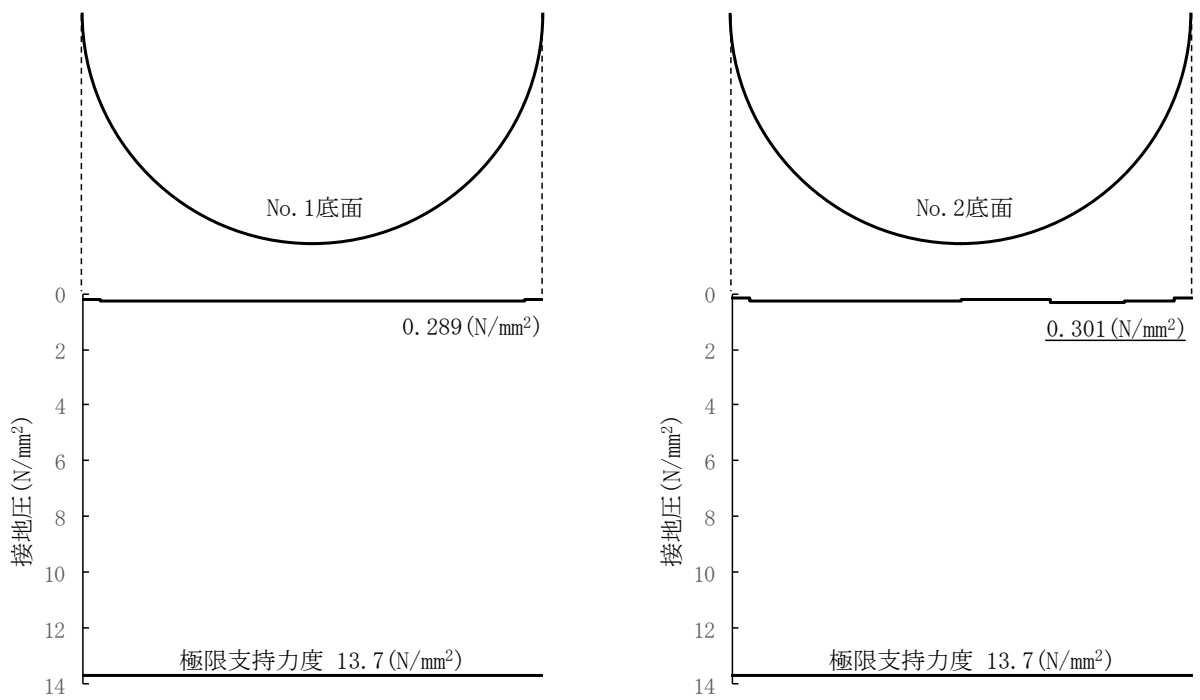


図 3.8-3 (5) 解析ケース① 基準地震動 S s - D 3 (+ +) に対する接地圧の分布図

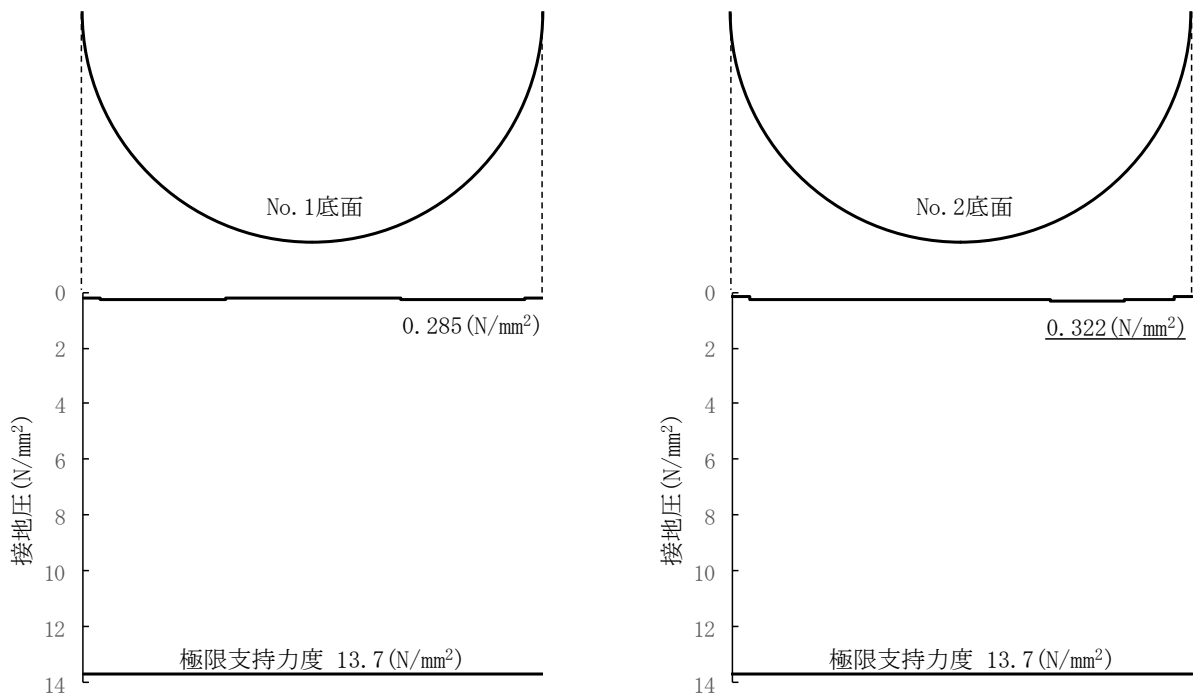


図 3.8-3 (6) 解析ケース① 基準地震動 S s - D 3 (- +) に対する接地圧の分布図

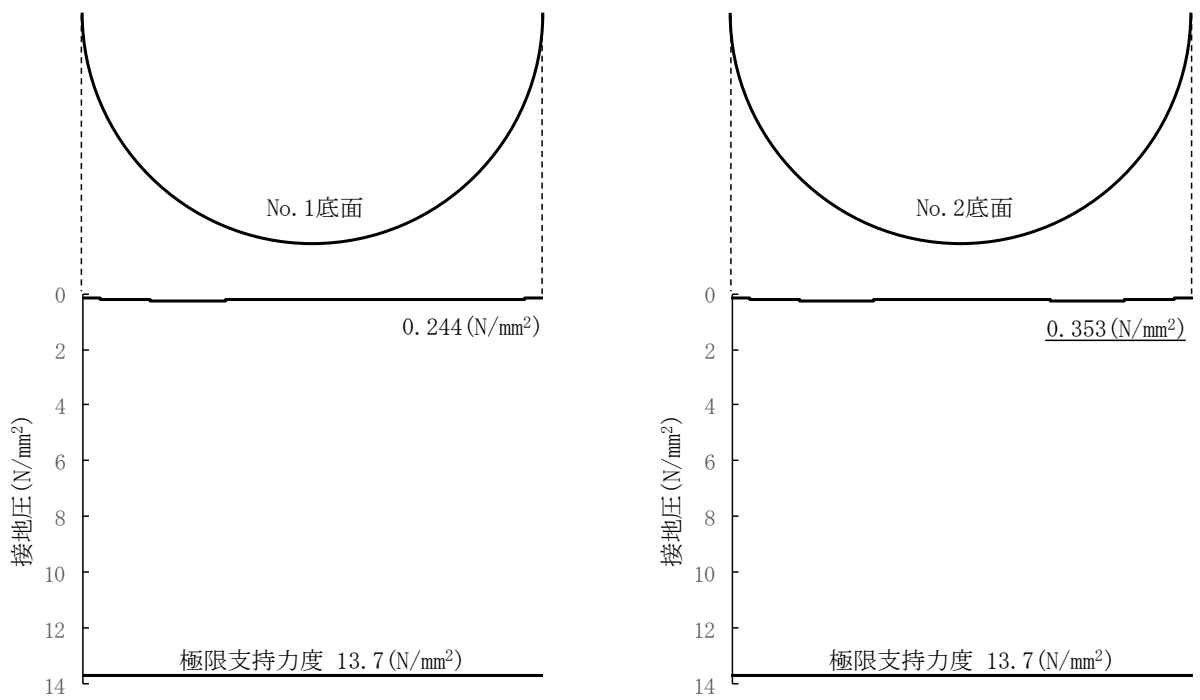


図 3.8-3 (7) 解析ケース① 基準地震動 S s - F 1 (+ +) に対する接地圧の分布図

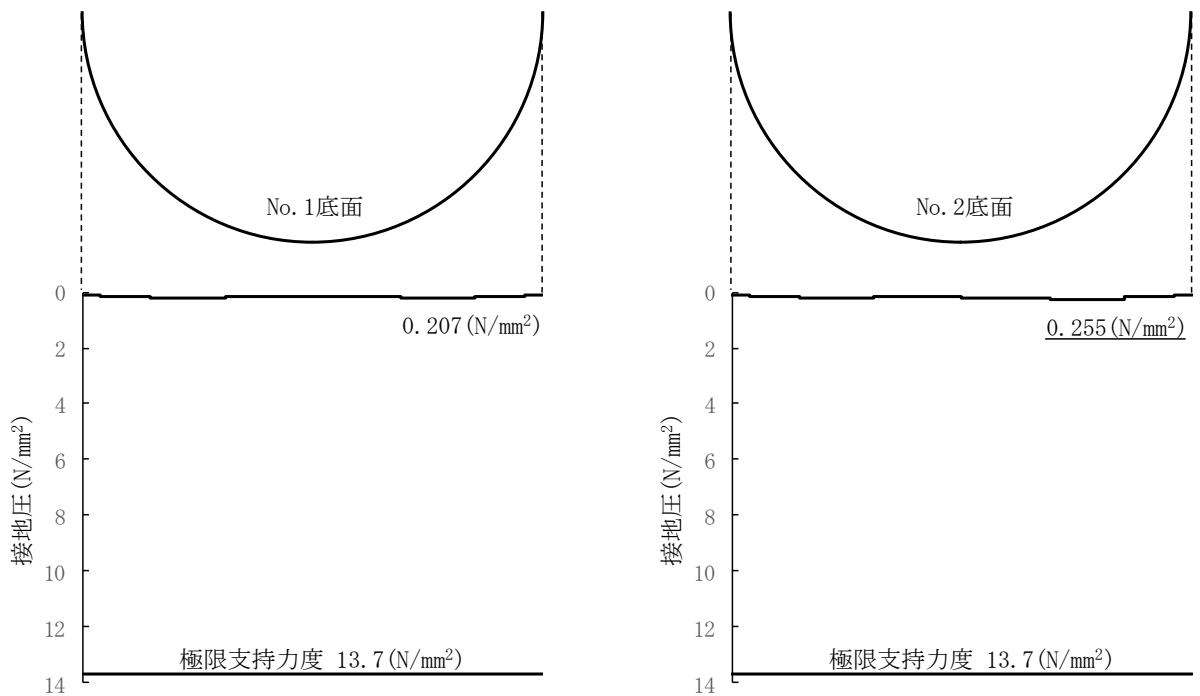


図 3.8-3 (8) 解析ケース① 基準地震動 S s - F 1 (- +) に対する接地圧の分布図

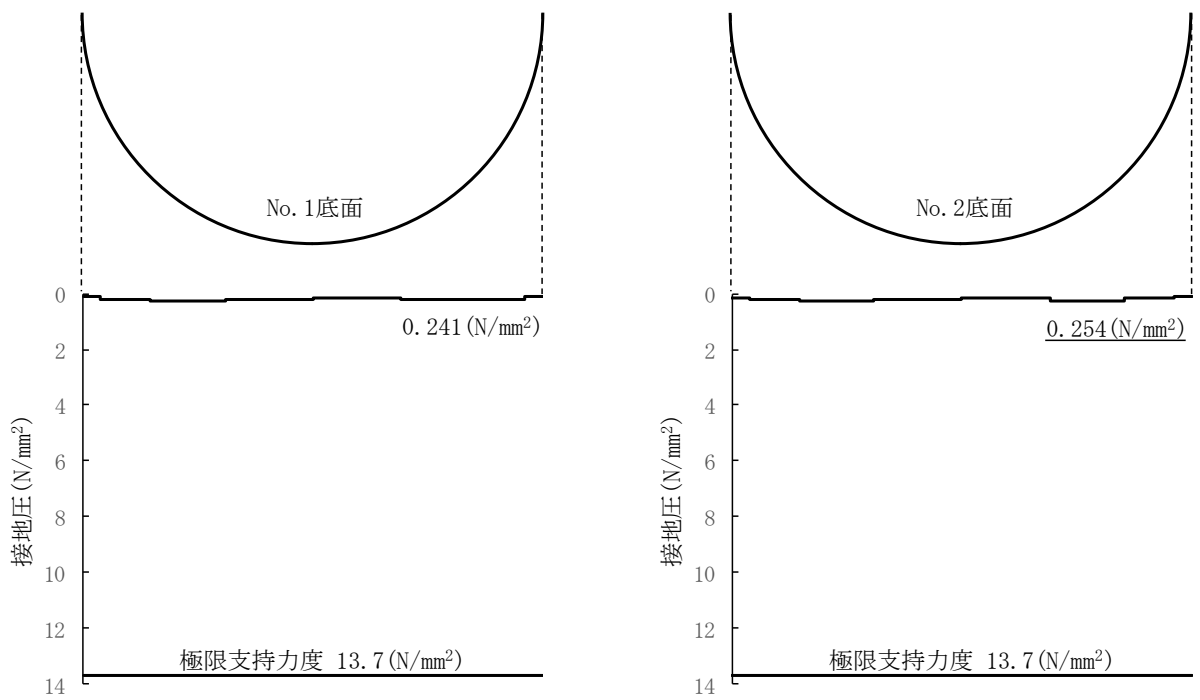


図 3.8-3(9) 解析ケース① 基準地震動 S s - F 2 (+ +) に対する接地圧の分布図

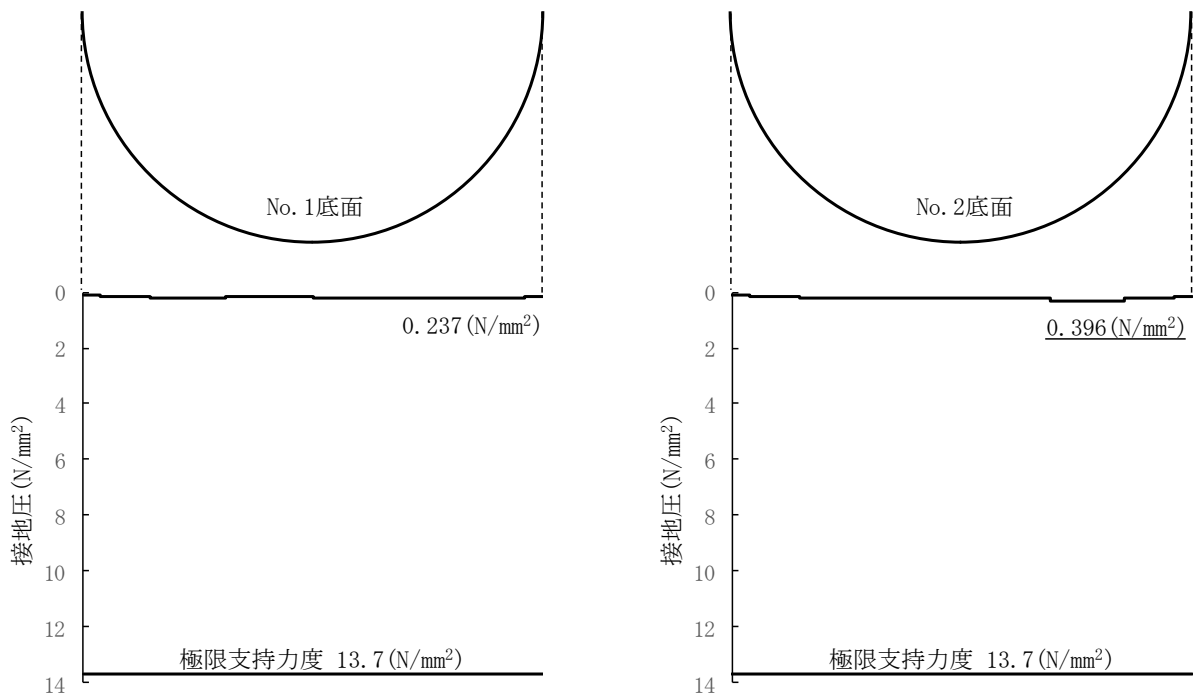


図 3.8-3(10) 解析ケース① 基準地震動 S s - F 2 (- +) に対する接地圧の分布図

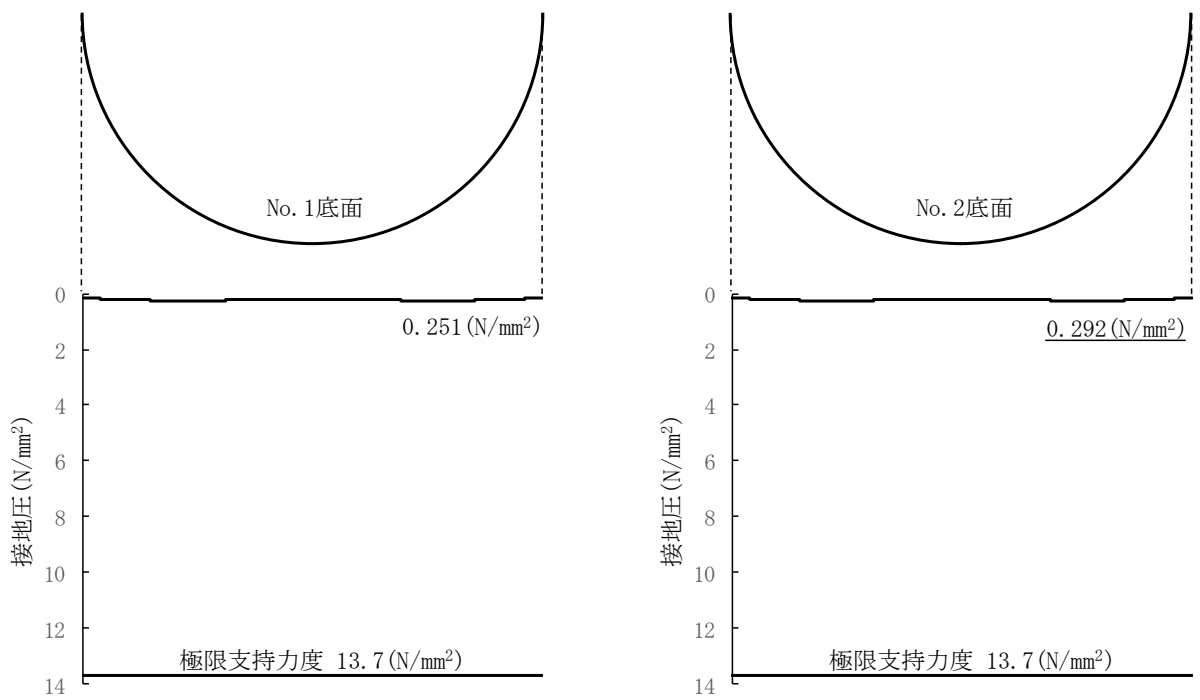


図 3.8-3(11) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - F3 (+ +)$  に対する接地圧の分布図

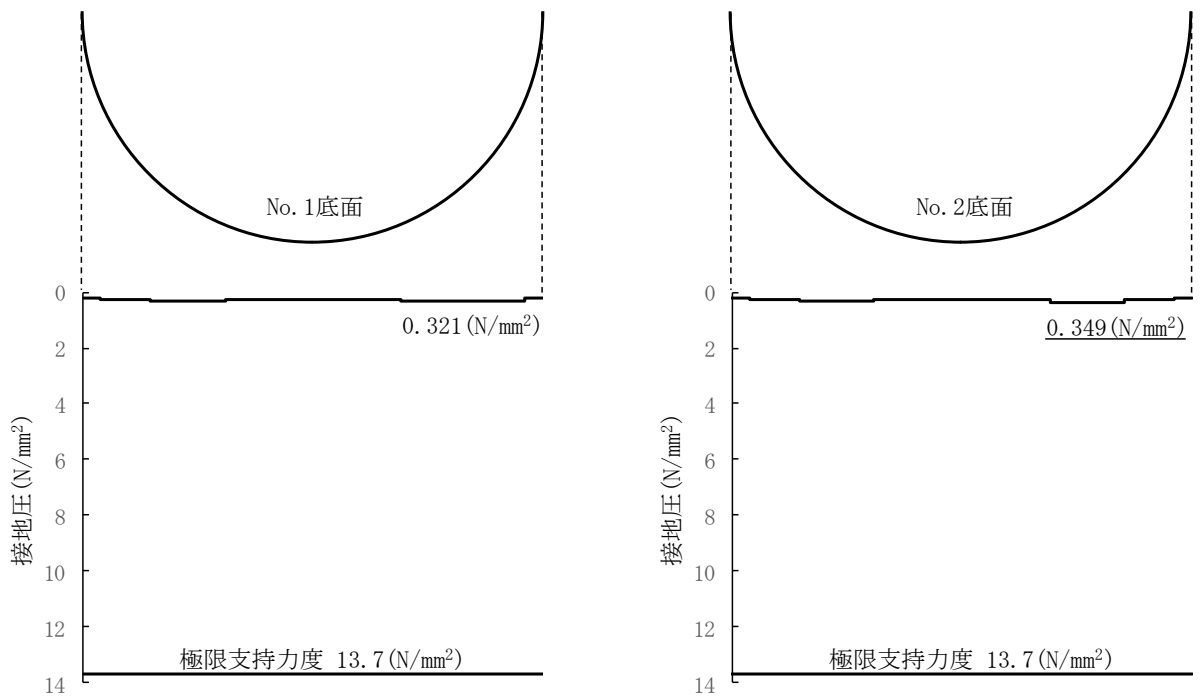


図 3.8-3(12) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - F3 (- +)$  に対する接地圧の分布図

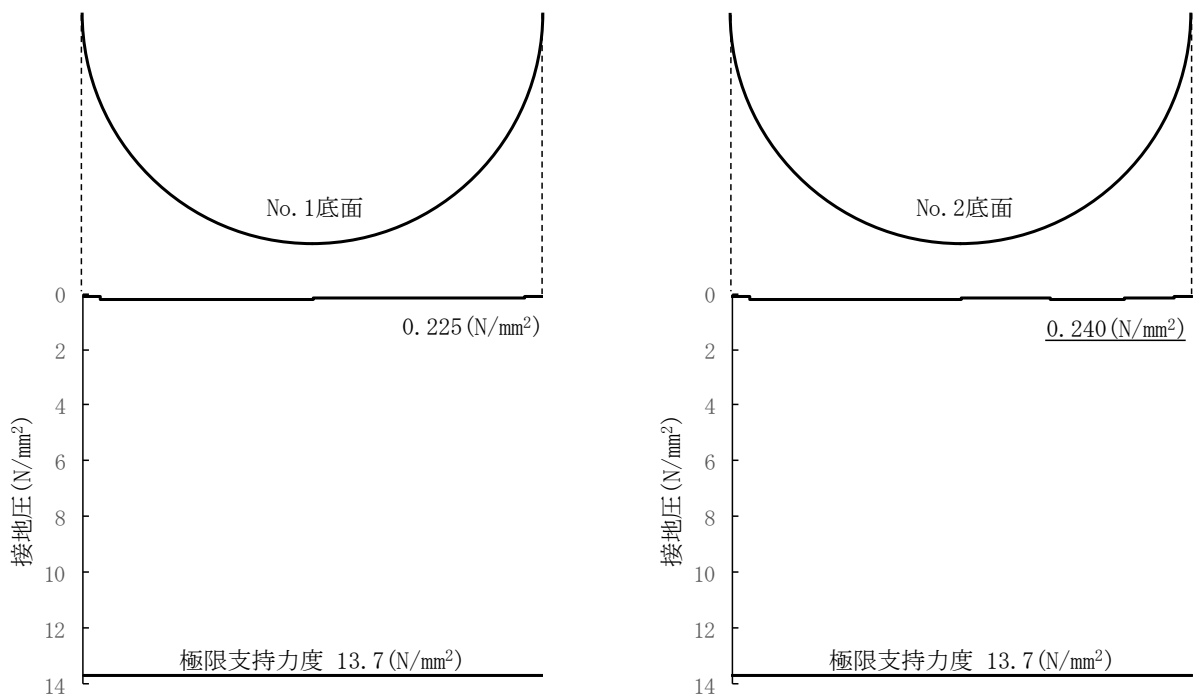


図 3.8-3(13) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - N1 (+ +)$  に対する接地圧の分布図

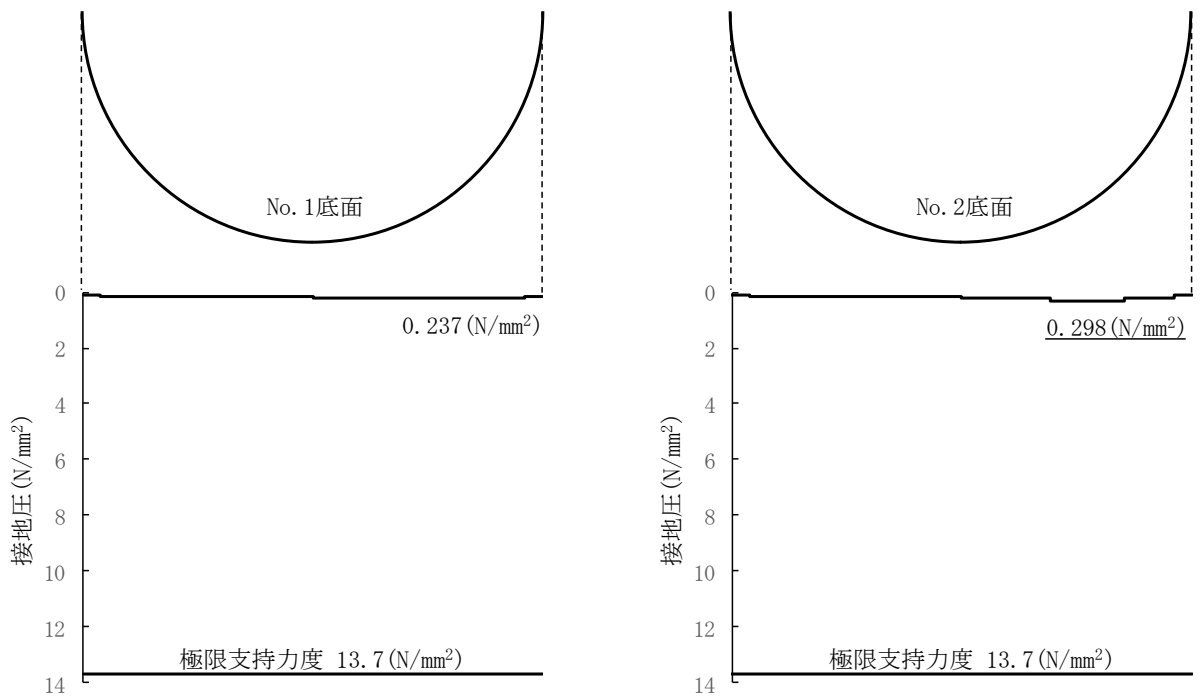


図 3.8-3(14) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - N1 (- +)$  に対する接地圧の分布図

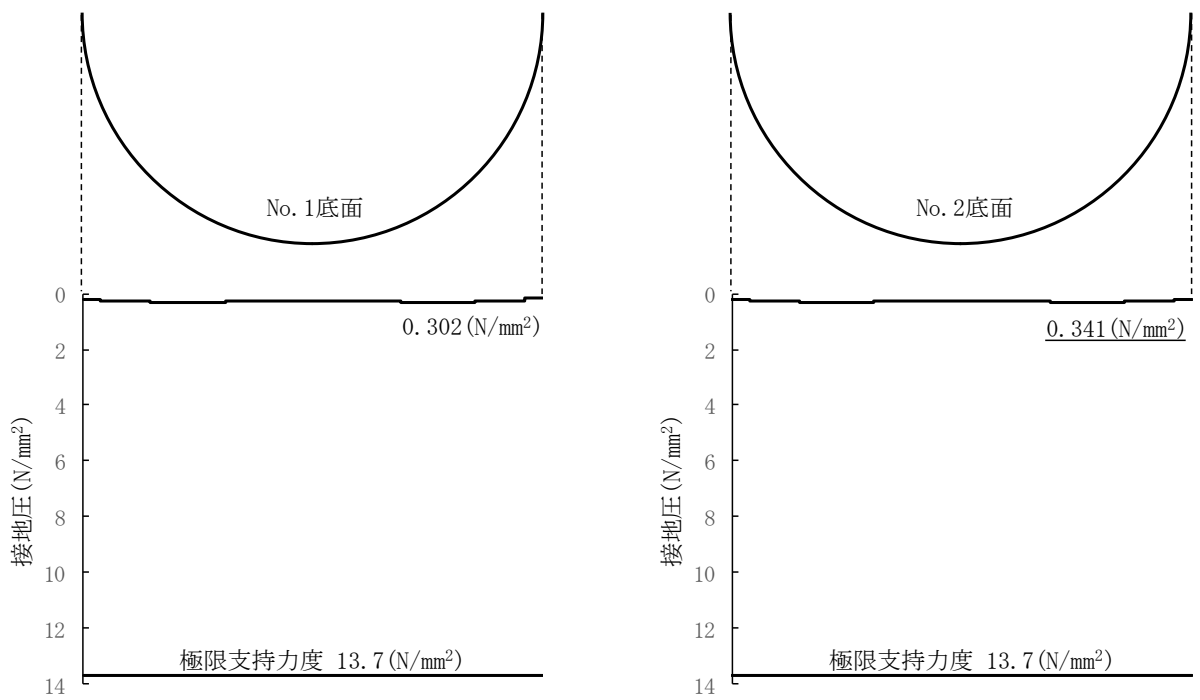


図 3.8-3(15) 解析ケース② 基準地震動  $S_s - F3$  (一十) に対する接地圧の分布図

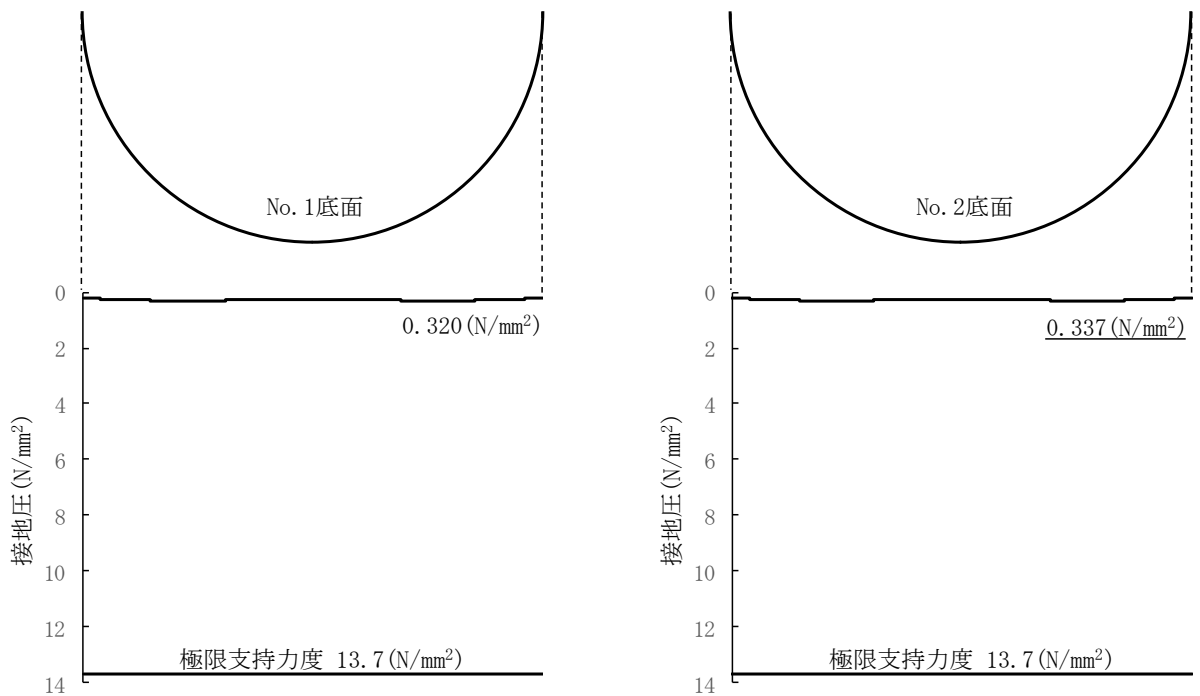


図 3.8-3(16) 解析ケース③ 基準地震動  $S_s - F3$  (一十) に対する接地圧の分布図

#### 4. 耐震評価結果

##### 4.1 構造部材の健全性に対する評価結果

覆工部及び充填部の引張破壊に対する照査値を表 4.1-1 に、せん断破壊に対する照査値を表 4.1-2 に示す。また、覆工部及び充填部の引張破壊に対する照査値最大となる時刻の応力分布を図 4.1-1 に、せん断破壊に対する照査値最大となる時刻の応力分布を図 4.1-2 に示す。覆工部及び充填部の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.1-1 引張破壊に対する最大照査値

部位	地震動	解析ケース	発生応力 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
覆工部	S s - F 3 (-+)	③	0.488	1.019	0.48
充填部	S s - F 3 (-+)	③	1.161	1.847	0.63

表 4.1-2 せん断破壊に対する照査値

部位	地震動	解析ケース	発生応力 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
覆工部	S s - F 3 (-+)	③	0.418	4.1	0.11
充填部	S s - F 3 (-+)	③	0.531	10.0	0.06

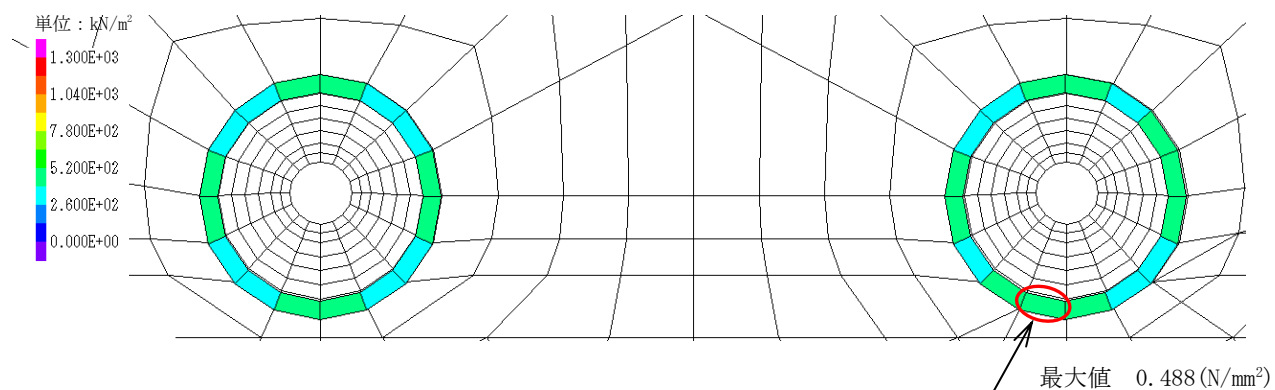


図 4.1-1(1) 覆工部の引張破壊に対する照査値最大となる時刻の応力分布図

(S s - F 3 (-+),  $t = 27.64\text{s}$ )

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

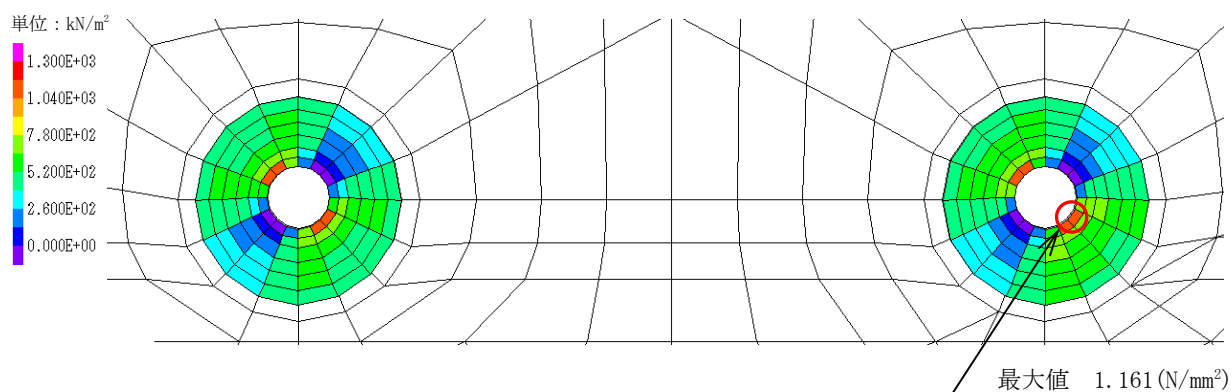


図 4.1-1(2) 充填部の引張破壊に対する照査値最大となる時刻の応力分布図

(S s - F 3 (-+),  $t = 27.64\text{s}$ )

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



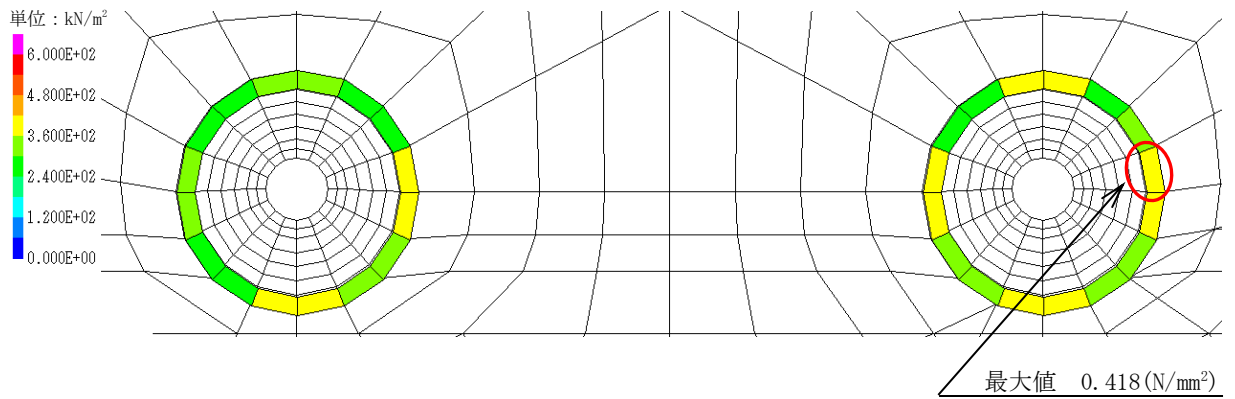


図 4.1-2(1) 覆工部のせん断破壊に対する照査値最大となる時刻の応力分布図

(S s - F 3 (-+), t = 27.64s)

(解析ケース③：地盤物性値のばらつき(-1σ)を考慮した解析ケース)

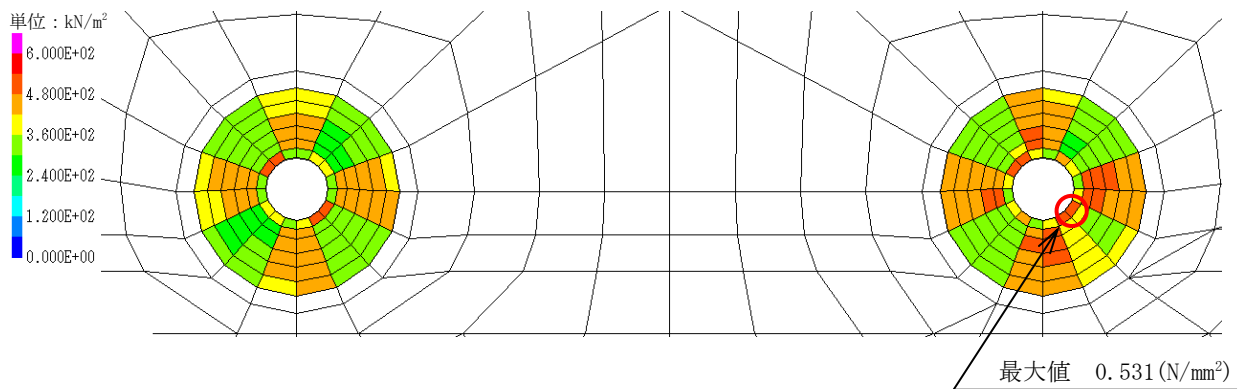


図 4.1-2(2) 充填部のせん断破壊に対する照査値最大となる時刻の応力分布図

(S s - F 3 (-+), t = 27.64s)

(解析ケース③：地盤物性値のばらつき(-1σ)を考慮した解析ケース)

#### 4.2 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 4.2-1 に示す。また、最大接地圧の分布図を図 4.2-1 示す。

覆工部を支持する基礎地盤に生じる最大接地圧が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-1 基礎地盤の支持性能照査結果

地震動	解析ケース	最大接地圧 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a/b)
S <sub>s</sub> -D2 (++)	①	0.379	13.7	0.03

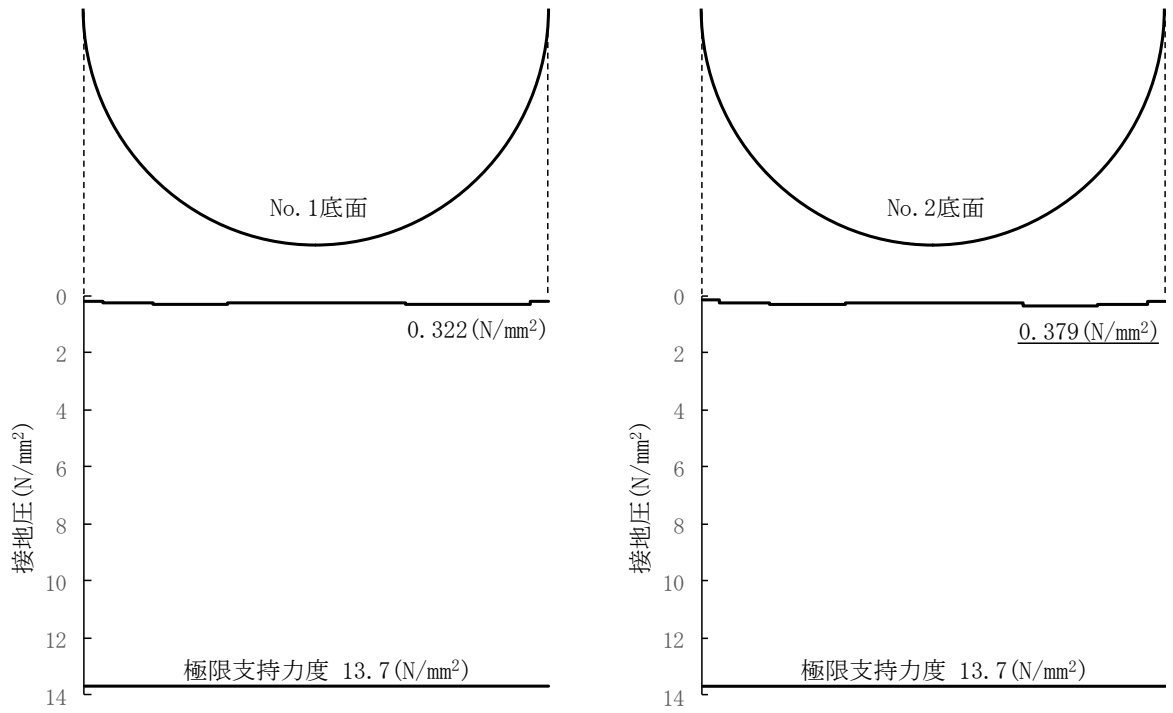


図 4.2-1 最大接地圧の分布図  
 (S s - D 2 (++) )  
 (解析ケース① : 基本ケース)

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.2 取放水路流路縮小工の設計に関する補足説明
- 6.2.2 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の耐震性についての計算書に関する補足説明

## 目次

1. 概要 .....	1
2. 基本方針 .....	2
2.1 位置 .....	2
2.2 構造概要 .....	3
2.3 評価方針 .....	5
2.4 適用基準 .....	7
2.5 記号の説明 .....	8
3. 耐震評価 .....	9
3.1 評価対象断面 .....	9
3.2 解析方法 .....	11
3.3 荷重及び荷重の組合せ .....	15
3.4 入力地震動 .....	17
3.5 解析モデル及び諸元 .....	34
3.6 評価対象部位 .....	38
3.7 許容限界 .....	38
3.8 評価方法 .....	39
4. 耐震評価結果 .....	70
4.1 構造部材の健全性に対する評価結果.....	70
4.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果.....	73

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、取放水路流路縮小工（第1号機放水路）が基準地震動 $S_s$ に対して十分な構造強度を有していることを確認するものである。

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）に要求される機能の維持を確認するにあたっては、地震応答解析よ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。

なお、取放水路流路縮小工（第1号機放水路）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. 基本方針

### 2.1 位置

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の位置図を図2.1-1に示す。

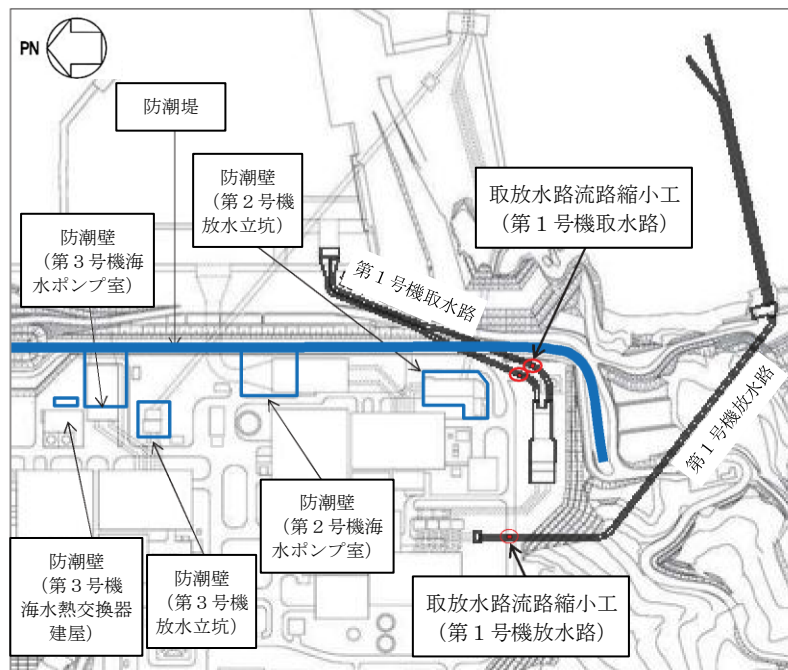



図 2.1-1 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の位置図（全体平面図）

## 2.2 構造概要

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の平面図及び断面図を図2.2-1に示す。

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）は、第1号機放水路からの津波の流入を抑制し、第1号機放水路から敷地への津波の流入を防止するため、第1号機放水路内に無筋のコンクリートを充填する。よって、取放水路流路縮小工（第1号機放水路）は、既設の第1号機放水路の覆工部（鉄筋コンクリート）と充填部（無筋コンクリート）から構成される。

なお、第1号機の補機冷却海水を放水するため、貫通部（×1条）を設ける。

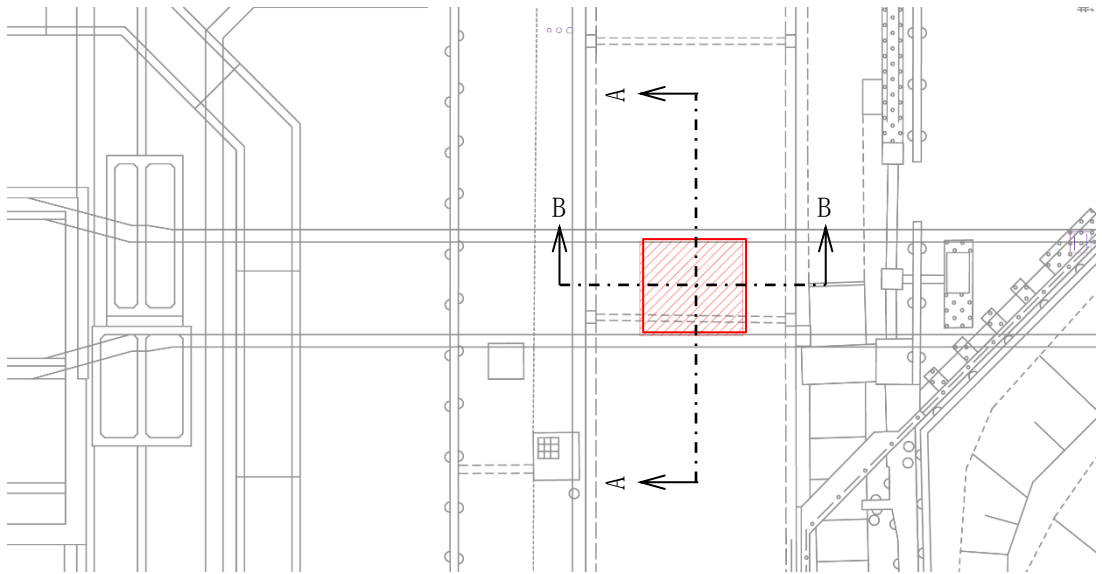


図 2.2-1(1) 取放水路流路縮小工（第1号機放水路） 平面図

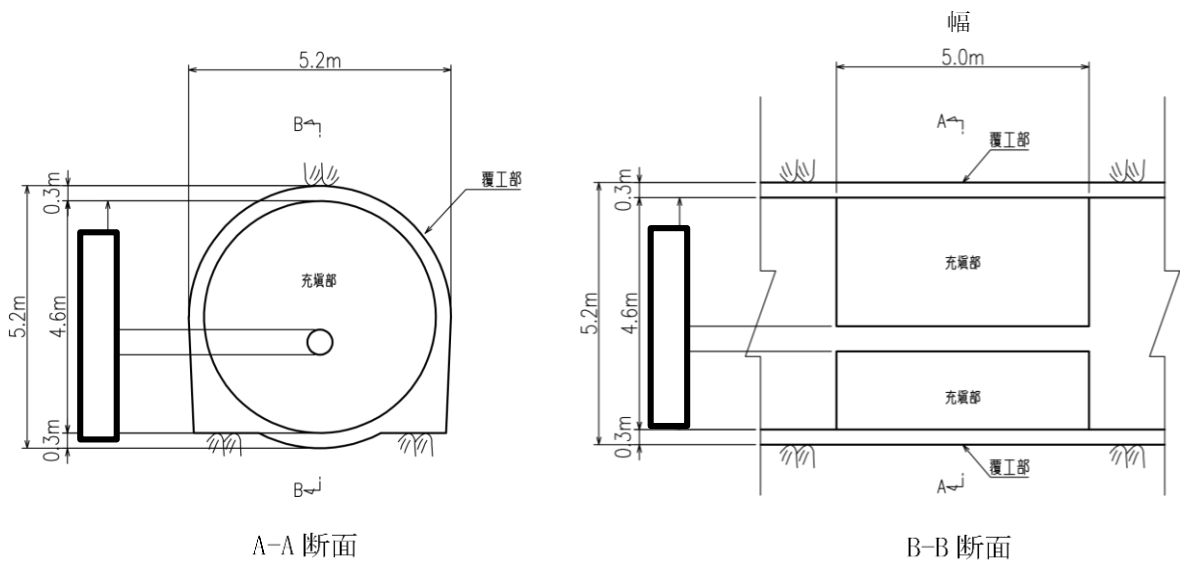
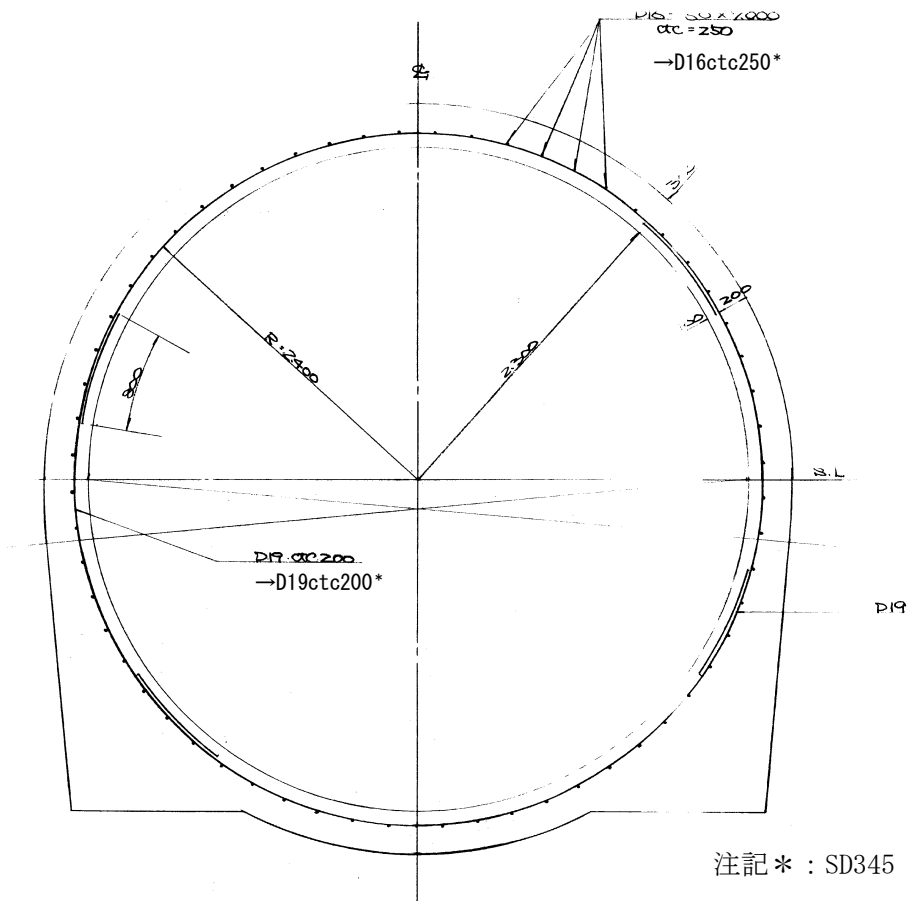


図 2.2-1(2) 取放水路流路縮小工（第1号機放水路） 断面図



(単位 : mm)

図 2.2-1(3) 取放水路流路縮小工 (第 1 号機放水路) の構造概要図  
(覆工部配筋図)



## 2.3 評価方針

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の耐震評価は、地震応答解析の結果に基づき、表2.3-1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実施することで、構造強度を有することを確認する。なお、覆工部については、鉄筋コンクリート構造であるものの、充填部に対する覆工部の断面厚さ等が小さいことを踏まえ、耐震評価においては、保守的に鉄筋に期待しないこととして、無筋コンクリートとして構造強度を評価する。

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の地震応答解析においては、構造物周辺は岩盤に覆われているため、線形解析を実施する。

地震応答解析に用いる地盤物性は、地盤の代表性及び網羅性を踏まえた上で、ばらつき等を考慮して設定する。

構造部材の健全性評価については、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」のうち「3.1 構造強度上の制限」に基づき流路縮小工の構造部材の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おいては、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」のうち「3.1 構造強度上の制限」に基づき流路縮小工の基礎地盤に発生する応力が許容限界以下であることを確認する。

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の耐震評価フローを図2.3-1に示す。

表 2.3-1 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）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	流路縮小工	発生する応力が許容限界以下であることを確認	引張強度及びせん断強度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*

注記 \*： 妥当な安全余裕を考慮

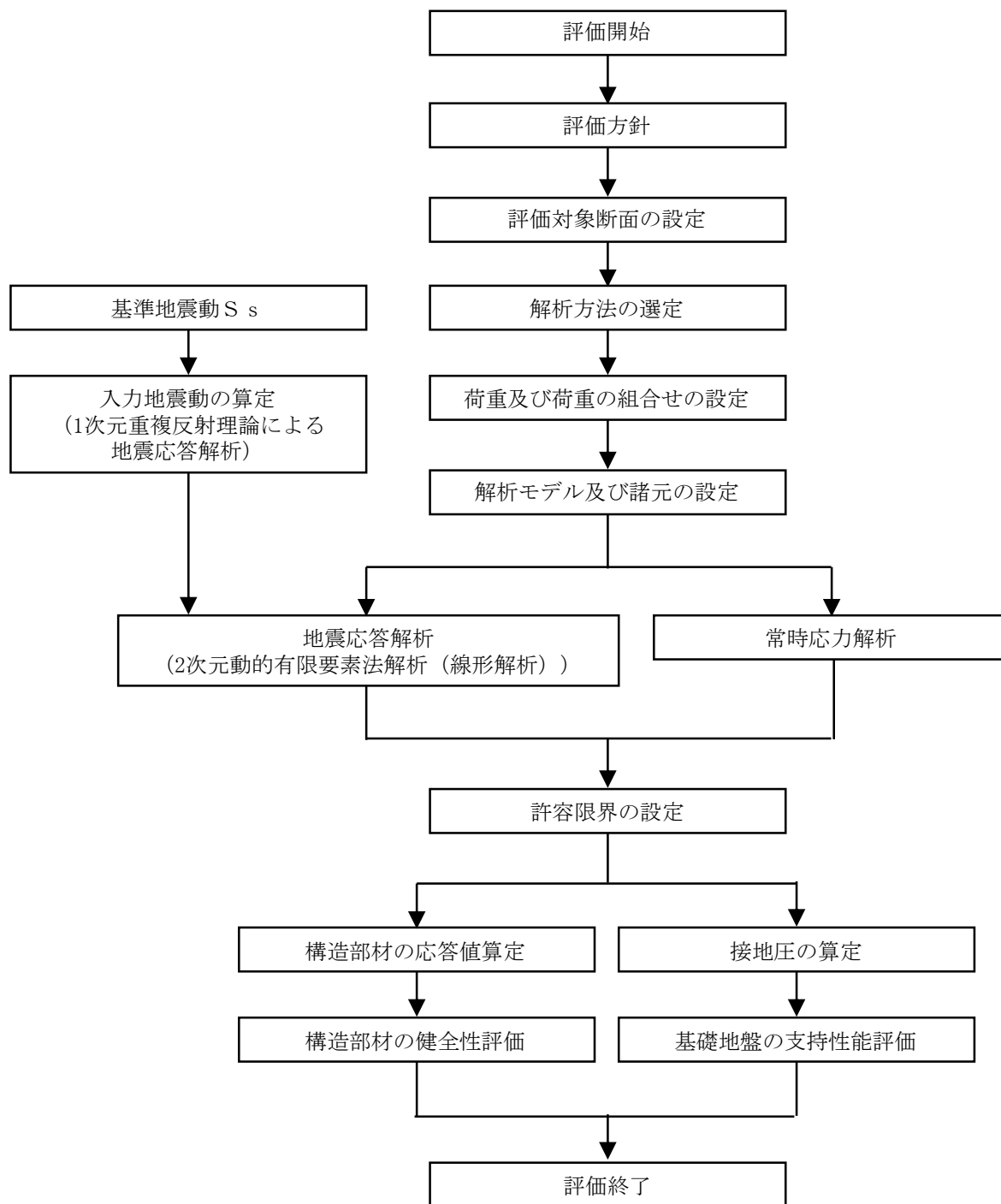


図 2.3-1 取放水路流路縮小工（第 1 号機放水路）の耐震評価フロー

## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。また，各項目で適用する規格，基準類を表 2.4-1 に示す。

- ・土木学会 2005 年 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（以下「土木学会マニュアル」という）
- ・土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]
- ・土木学会 2017 年 コンクリート標準示方書 [設計編]
- ・土木学会 2013 年 コンクリート標準示方書 ダムコンクリート編
- ・土木学会 2016 年 トンネル標準示方書[共通編]・同解説/[山岳工法編]・同解説
- ・原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1987）

表 2.4-1 各項目で適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	<ul style="list-style-type: none"> <li>・土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]</li> <li>・土木学会 2017 年 コンクリート標準示方書 [設計編]</li> </ul>	—
荷重及び荷重の組合せ	<ul style="list-style-type: none"> <li>・土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]</li> <li>・土木学会 2016 年 トンネル標準示方書[共通編]・同解説/[山岳工法編]・同解説</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> <li>・トンネル掘削による解放応力及び地山のゆるみ土圧の検討</li> </ul>
許容限界	覆工部及び 充填部 <ul style="list-style-type: none"> <li>・土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]</li> <li>・土木学会 2013 年 コンクリート標準示方書 ダムコンクリート編</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・引張及びせん断に対する照査は，発生応力が引張強度及びせん断強度以下であることを確認</li> </ul>
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> <li>・土木学会マニュアル</li> <li>・原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1987）</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・有限要素法による二次元モデルを用いた線形解析</li> </ul>

## 2.5 記号の説明

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の応力評価に用いる記号を表2.5-1に示す。

表 2.5-1 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
G	固定荷重（躯体の自重）	N
P	積載荷重	kN/m <sup>2</sup>
S <sub>s</sub>	地震荷重	N
f' <sub>ck</sub>	コンクリートの設計基準強度	N/mm <sup>2</sup>
Σt	引張強度	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>td</sub>	設計引張強度	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>tk</sub>	引張強度	N/mm <sup>2</sup>
γ <sub>b</sub>	部材係数	—
γ <sub>c</sub>	材料係数	—
φ	内部摩擦角	°
τ <sub>0</sub>	せん断強度	N/mm <sup>2</sup>

### 3. 耐震評価

#### 3.1 評価対象断面

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の評価対象断面位置を図3.1-1に示す。評価対象断面の地質図を図3.1-2に示す。縦断方向の地質に有意な差がないことから、躯体の中央位置（A-A断面）を評価対象断面として選定する。

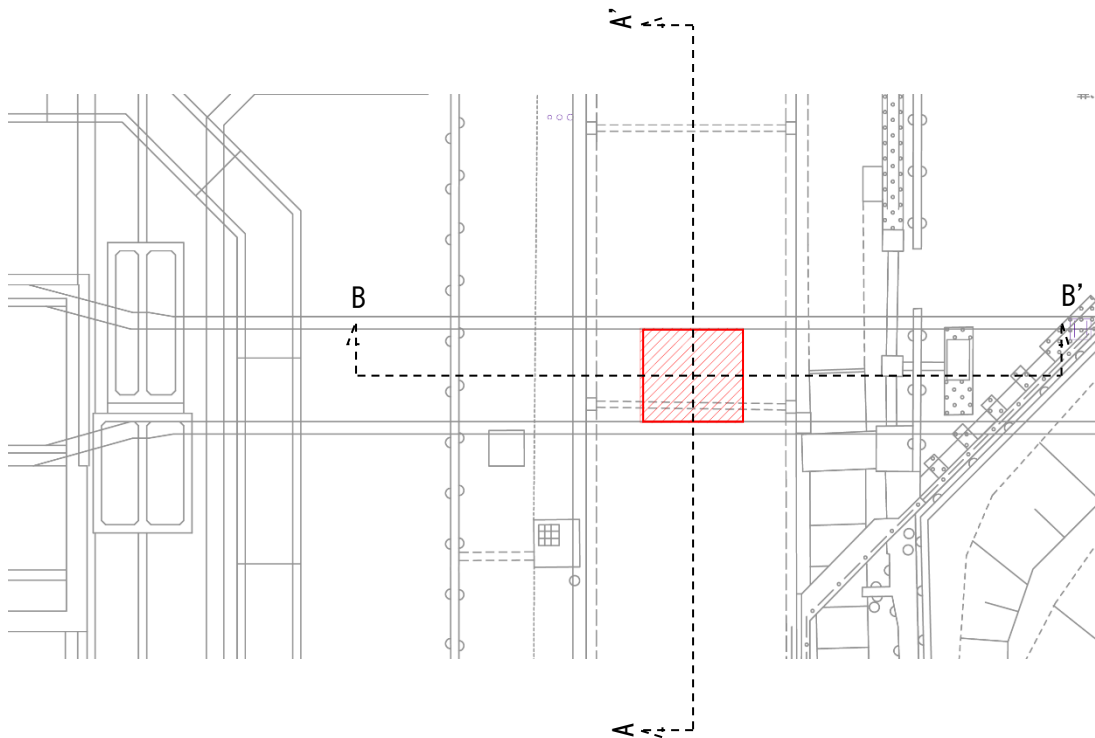


図 3.1-1 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の評価対象断面位置図

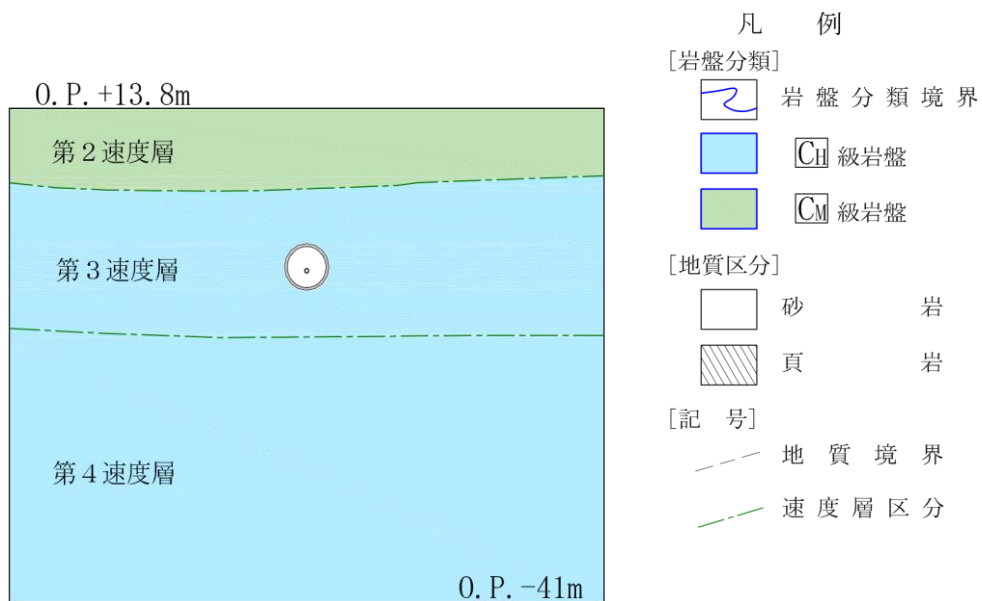


図 3.1-2(1) 取放水路流路縮小工（第 1 号機放水路）の評価対象断面の地質図  
(A-A'断面図)

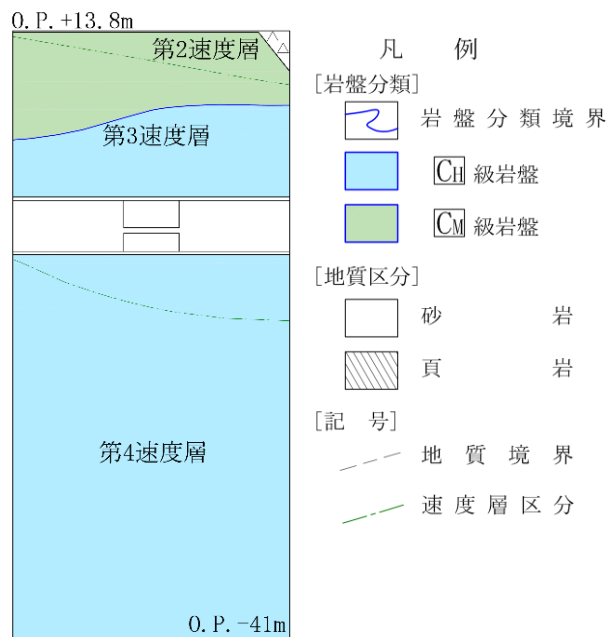


図 3.1-2(2) 取放水路流路縮小工（第 1 号機放水路）の評価対象断面の地質図  
(B-B'断面図)

### 3.2 解析方法

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の地震応答解析は、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。

構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価に用いる構造部材の応答値及び接地圧は、地震応答解析から得られる地震時増分と常時応力解析から得られる常時応力を重ね合わせて算定する。

地震応答解析及び常時応力解析では、構造物周辺が岩盤に覆われているため、線形解析を実施する。

地震応答解析は、解析コード「SuperFLUSH/2D Ver. 6.1」を、常時応力解析は、解析コード「TDAPⅢ Ver. 3.10.01」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

#### 3.2.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる2次元動的有限要素法解析により、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線形解析にて行う。

構造部材については、流路縮小工の形状を踏まえた部材の応力を評価するため、平面ひずみ要素によりモデル化することとし、物性値は線形とする。

地盤（岩盤）については、平面ひずみ要素によりモデル化することとし、物性値は線形とする。

地震応答解析の選定フローを図3.2-1に示す。

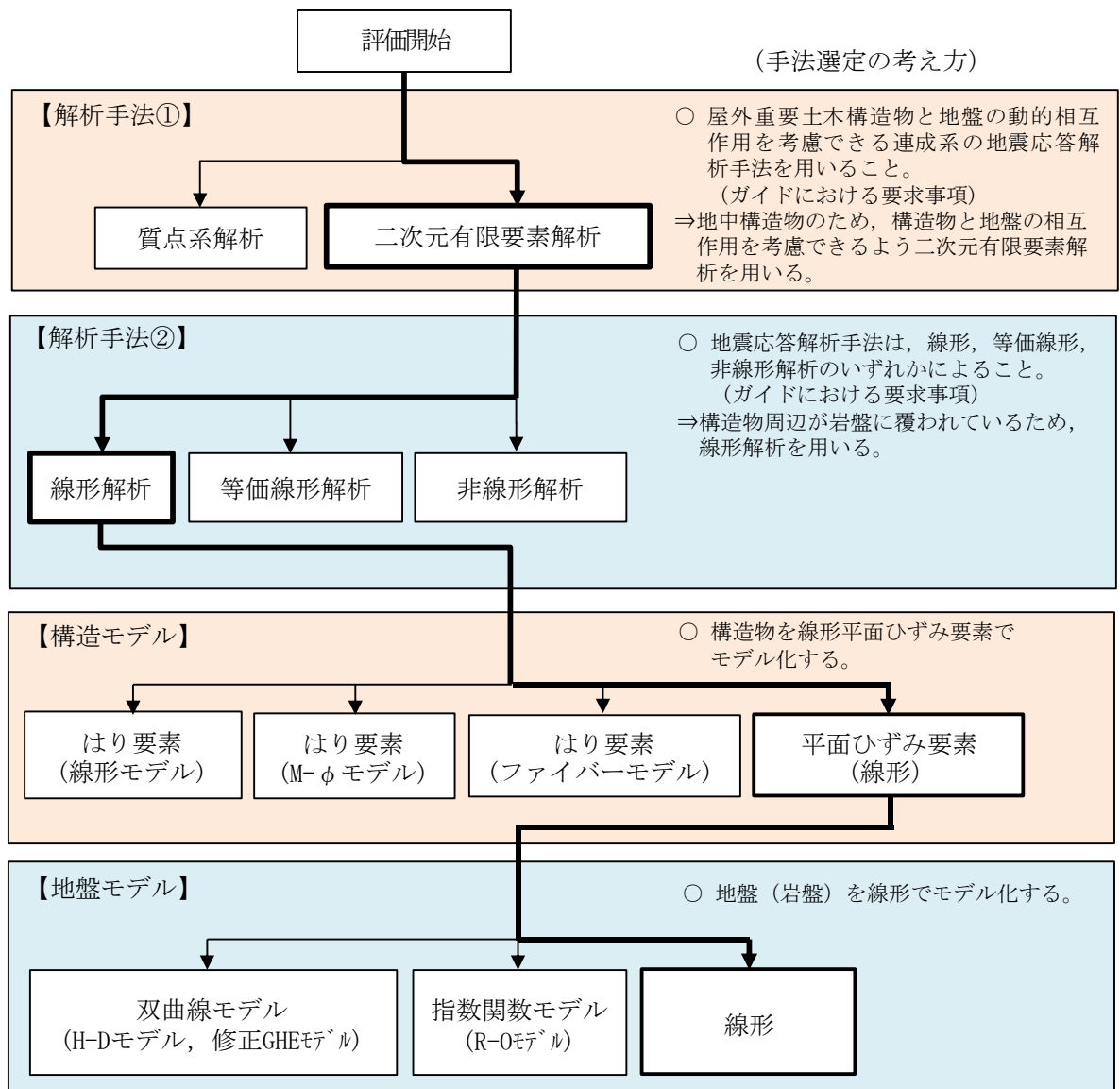


図 3.2-1 地震応答解析の選定フロー

### 3.2.2 地盤物性及び材料物性のばらつき

地盤物性のばらつきの影響を考慮するため、表 3.2-1 に示す解析ケースを設定する。

地盤物性のばらつきは、岩級区分ごとの PS 検層の結果から得られるせん断波速度の標準偏差  $\sigma$  を求め、せん断波速度のばらつきとして設定する (解析ケース②, ③)。



表 3.2-1 耐震評価における解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性
		$C_L$ 級岩盤, $C_M$ 級岩盤, $C_H$ 級岩盤, $B$ 級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + $1\sigma$
ケース③	設計基準強度	平均値 - $1\sigma$

### 3.2.3 減衰定数

減衰定数は、流路縮小工については、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」のうち「3. 設計用減衰定数」に示される鉄筋コンクリートの減衰定数を、地盤については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「3.1 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値」に示される狐崎部層の減衰定数を使用する。

### 3.2.4 解析ケースの選定

耐震評価においては、すべての基準地震動  $S_s$  に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、引張破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査の照査値が最大となる最も厳しい地震動を用いて、表 3.2-1 に示す解析ケース②、③を実施する。耐震評価における解析ケースを表 3.2-2 に示す。

表 3.2-2 耐震評価における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$
地震動(位相)	S <sub>s</sub> -D1	++*	○	基準地震動S <sub>s</sub> (7波)及び水平動の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、引張破壊、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項目に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②、③を実施する。 照査値がいずれも0.5未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②～③を実施する。
		-+*	○	
	S <sub>s</sub> -D2	++*	○	
		-+*	○	
	S <sub>s</sub> -D3	++*	○	
		-+*	○	
	S <sub>s</sub> -F1	++*	○	
		-+*	○	
	S <sub>s</sub> -F2	++*	○	
		-+*	○	
	S <sub>s</sub> -F3	++*	○	
		-+*	○	
	S <sub>s</sub> -N1	++*	○	
		-+*	○	

注記 \* : 取放水路流路縮小工(第1号機放水路)の耐震評価にあたっては、「土木学会マニュアル」に従い水平方向の位相反転を考慮する。地震動の位相について(++)の左側は水平動,右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

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

#### 3.3.1 耐震評価上考慮する状態

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）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（第1号機）が停止状態にあり、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

岩盤内構造物であるため、風、並びに積雪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。

#### 3.3.2 荷重

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）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）

地表面に積載荷重  $4.9(\text{kN}/\text{m}^2)$  を考慮する。

##### (3) 地震荷重（S<sub>s</sub>）

基準地震動 S<sub>s</sub> による荷重を考慮する。

なお、第1号機放水路トンネルは、地山の变形が収束した後に覆工を施工する NATM 工法を用いていることから覆工に掘削解放応力が作用しているとは考えにくく考慮しない。また、当該位置の地山強度比\*は 380 程度と十分大きいことから、地山のゆるみ土圧も荷重として考慮しない。

注記 \*：トンネル標準示方書[共通編]・同解説/[山岳工法編]（土木学会，2016 制定）

に基づき、地山強度比  $G_n = q_u / \gamma H$  により算定。（ $q_u$ ：地山の一軸圧縮強度  $153.0\text{N}/\text{mm}^2$ ， $\gamma$ ：地山の単位体積重量  $26.2\text{kN}/\text{mm}^3$ ， $H$ ：トンネルの土被り  $14.99\text{m}$ ）

### 3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-1 に示す。

表 3.3-1(1) 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S <sub>s</sub> )	G + P + S <sub>s</sub>

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (4.9kN/m<sup>2</sup>を地表面に考慮)

S<sub>s</sub> : 地震荷重

表 3.3-1(2) 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	固定 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	—	・ 安定した岩盤内に設置されるため考慮しない。
		積載荷重	○	・ 地表面に 4.9 (kN/m <sup>2</sup> ) を考慮する。
	静止土圧		—	・ 安定した岩盤内に設置されるため考慮しない。
	外水圧		—	・ つり合っているため考慮しない
	内水圧		—	・ つり合っているため考慮しない
	積雪荷重		—	・ 岩盤内構造物であることから考慮しない。
	風荷重		—	・ 岩盤内構造物であることから考慮しない。
偶発荷重	水平地震動		○	・ 基準地震動 S <sub>s</sub> による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		○	
	動水圧		○	・ 朔望平均満潮位での動水圧を考慮する。

### 3.4 入力地震動

入力地震動は、添付書類「VI-2-1-1 耐震設計の基本方針」のうち「4.1(2) 動的地震力」及び添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

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

入力地震動算定概念図を図 3.4-1 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図 3.4-2 に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「ArkQuake Ver. 3.10.01」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

#### ①引戻し解析

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

#### ②水平方向地震動の引上げ解析

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

#### ③鉛直方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（鉛直方向地震動用）を用いて、構造物－地盤連成系解析モデル底面位置まで鉛直方向地震動を引上げる。

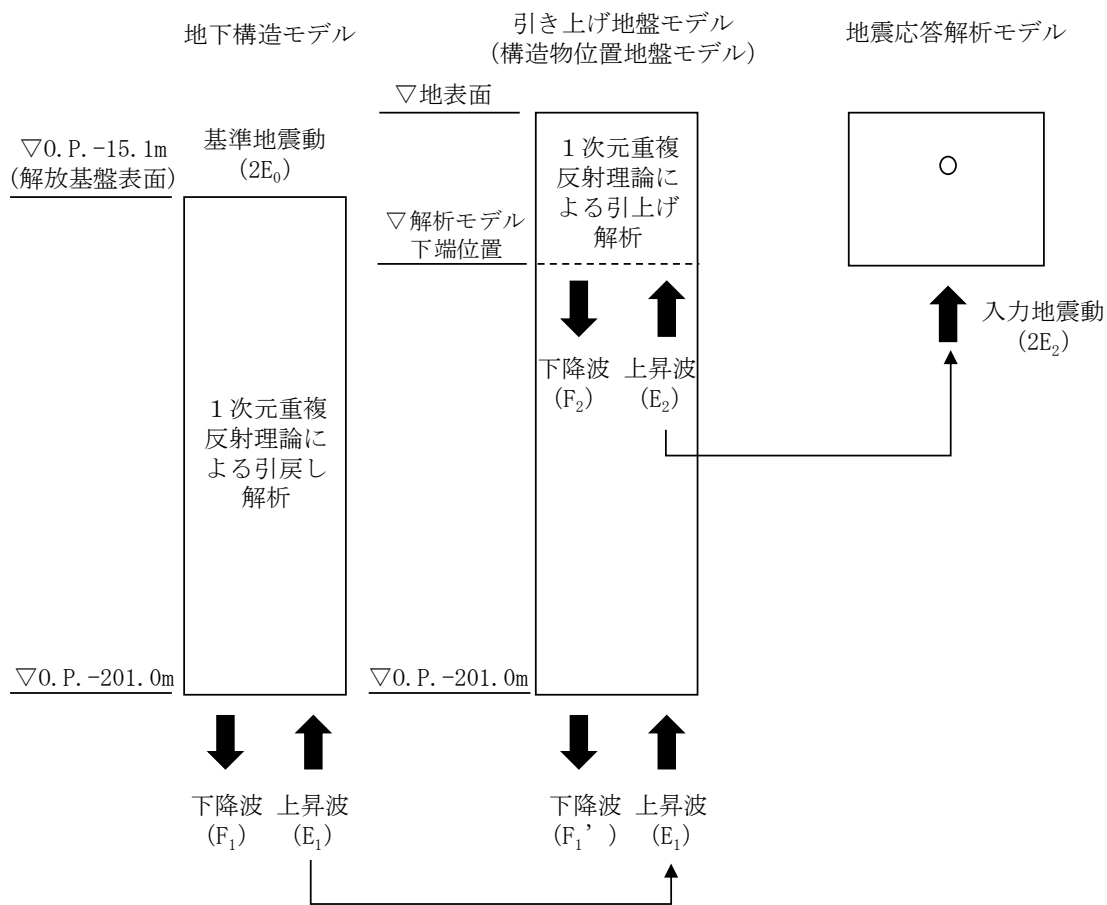
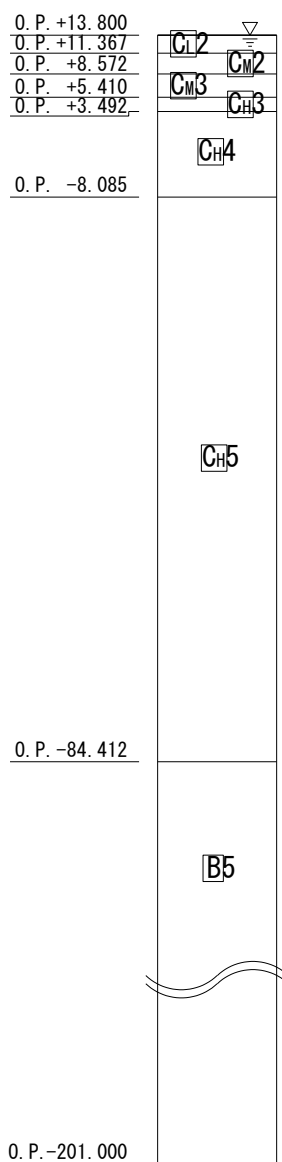
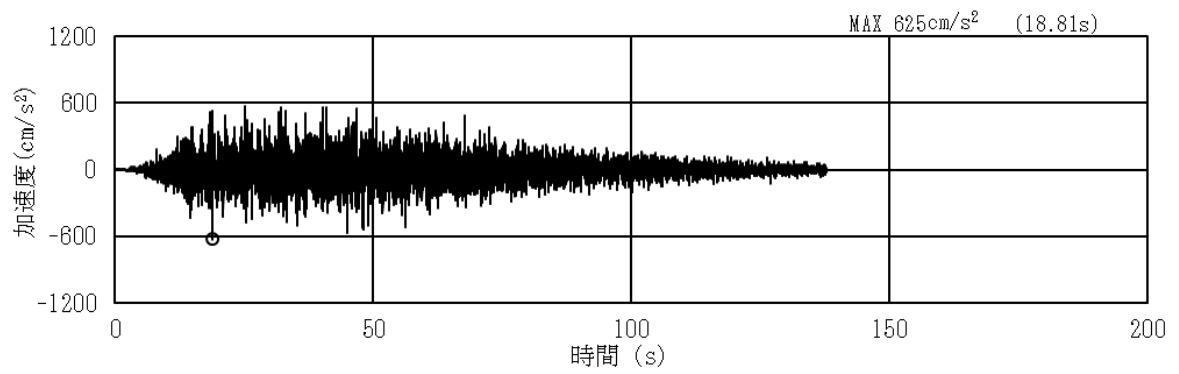


図 3.4-1(1) 入力地震動算定の概念図

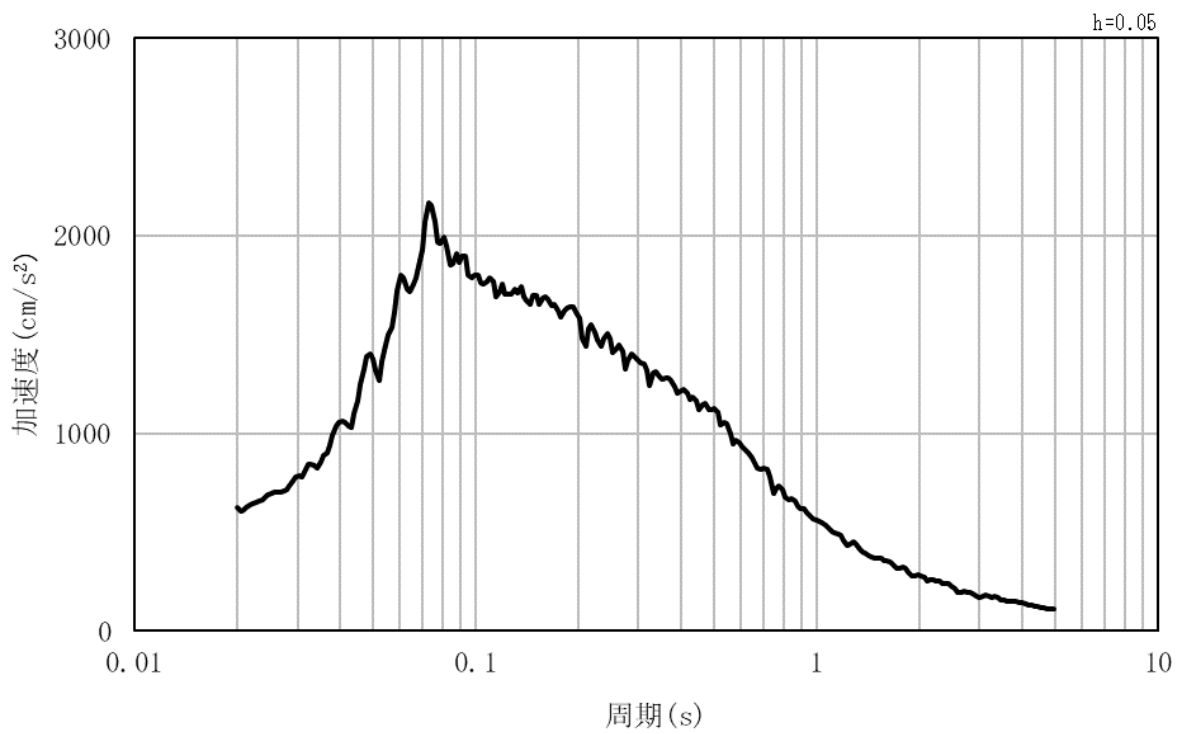


注記  $C_H5$  は  $C_H$  級岩盤の第 5 速度層を示す。

図 3.4-1(2) 入力地震動算定の概念図 (引上げ地盤モデル) (単位 : m)



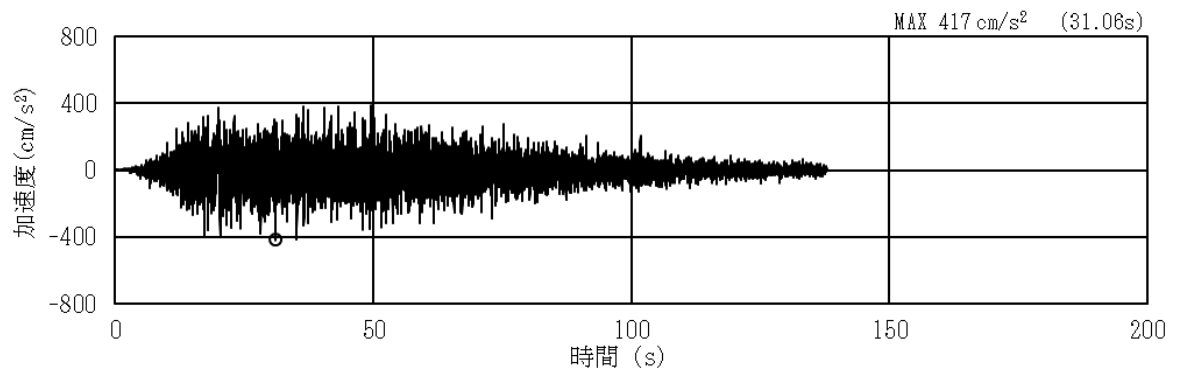
(a) 速度時刻歴波形



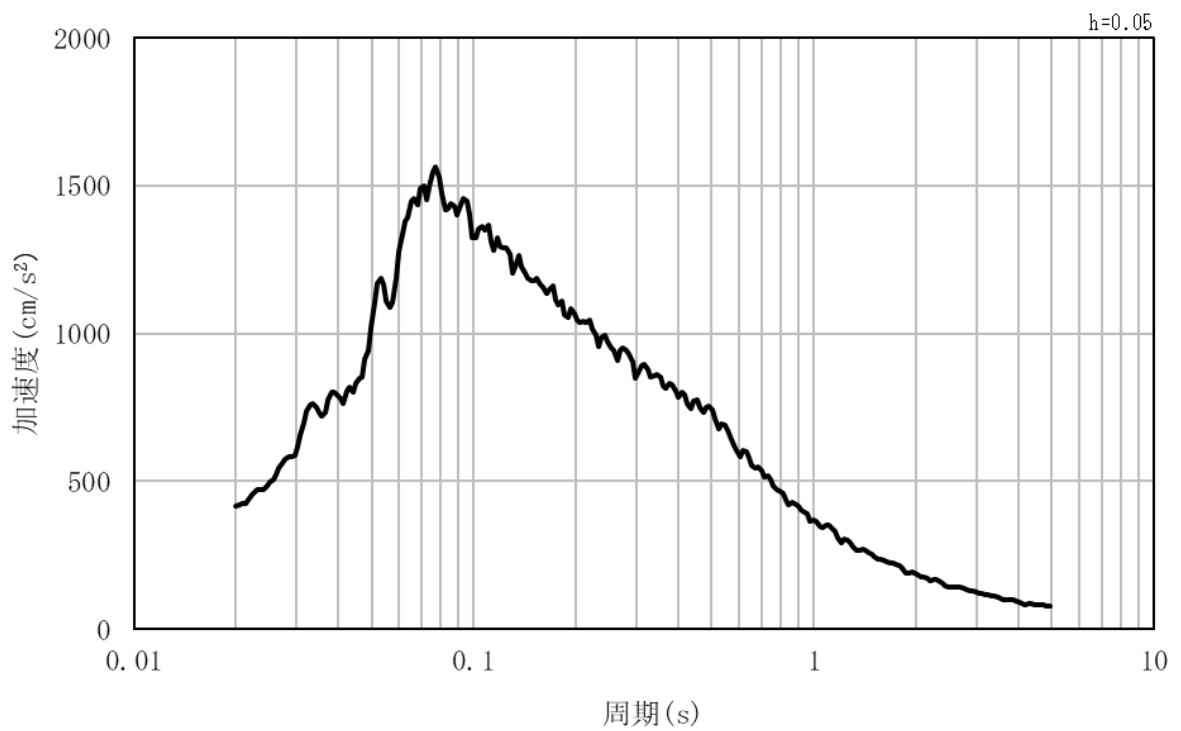
(b) 加速度応答スペクトル

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



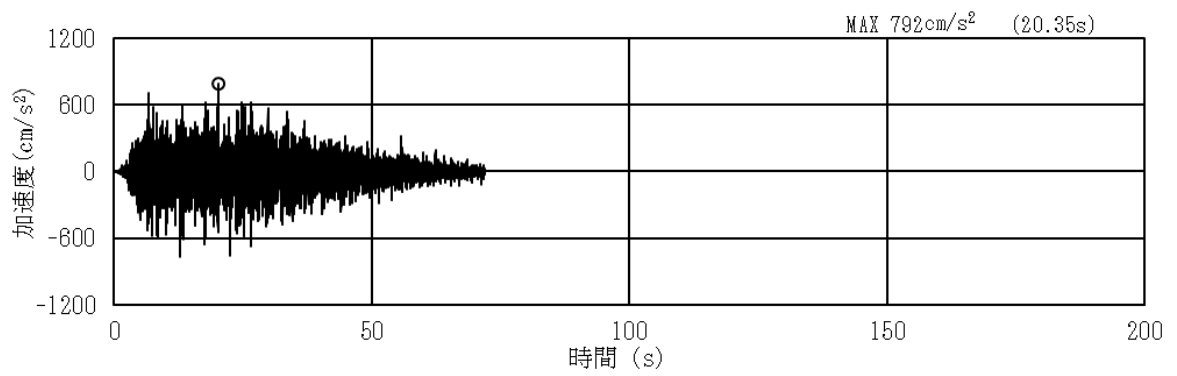


(a) 加速度時刻歴波形

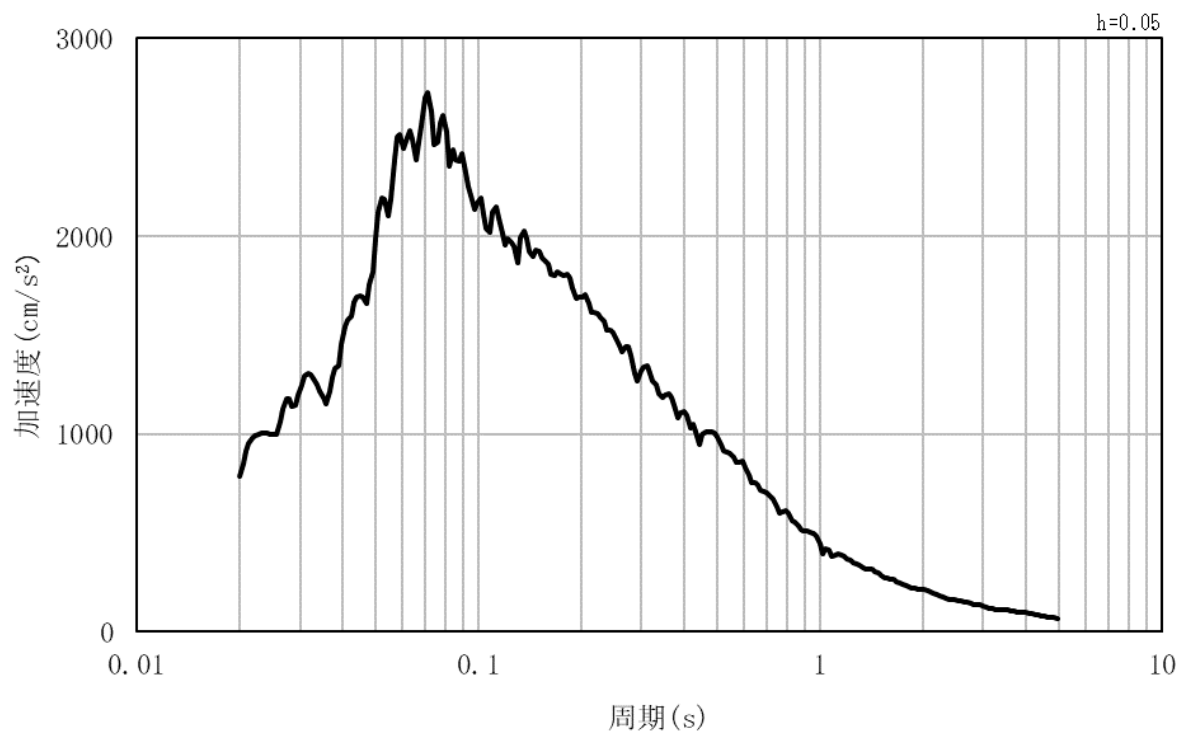


(b) 加速度応答スペクトル

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

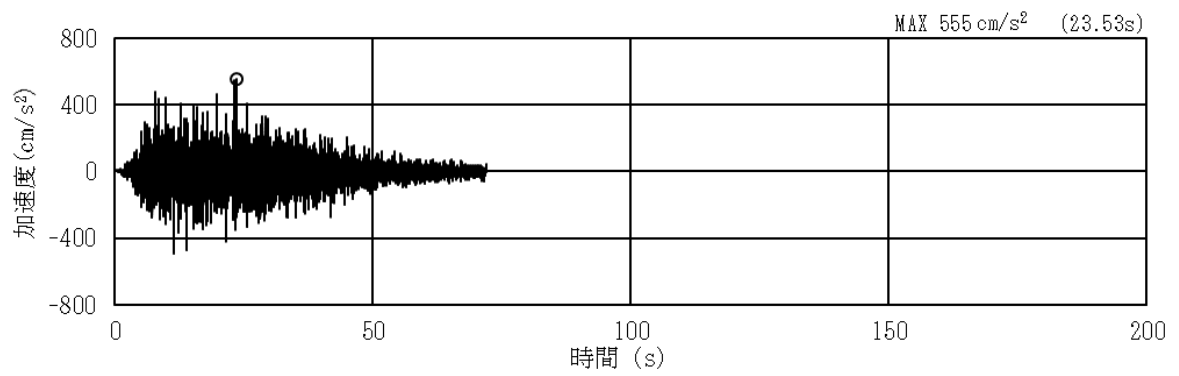


(a) 加速度時刻歴波形

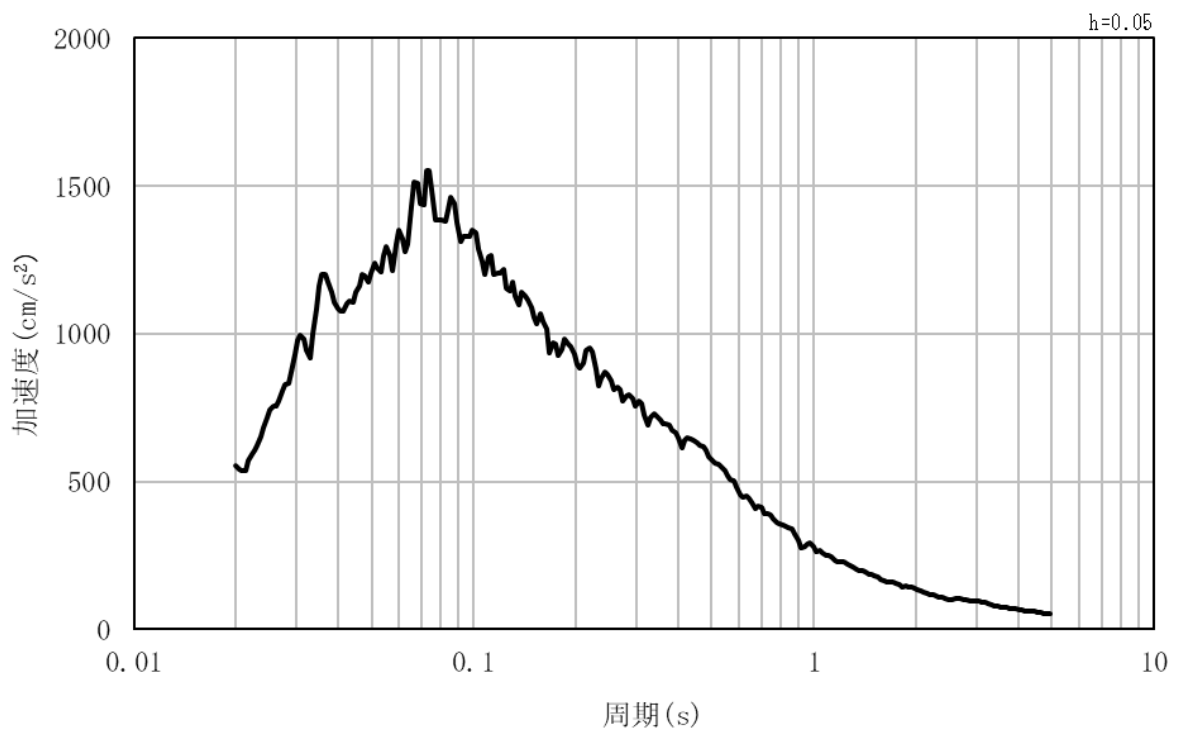


(b) 加速度応答スペクトル

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

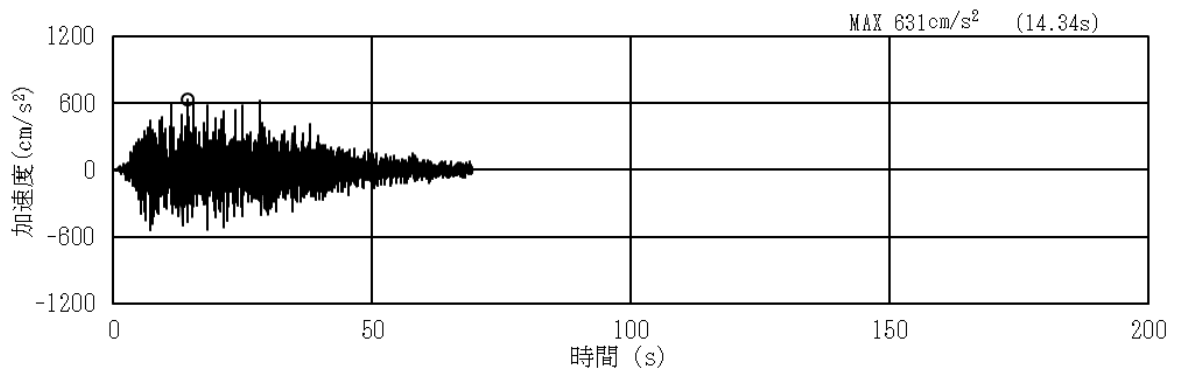


(a) 加速度時刻歴波形

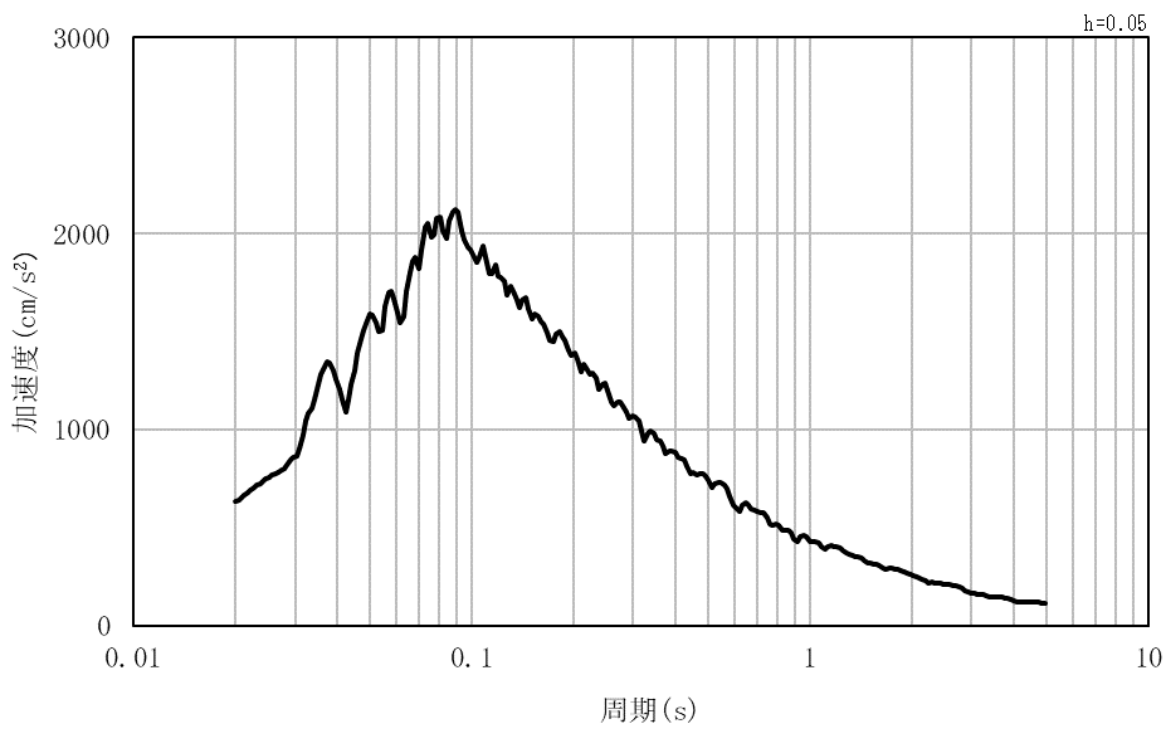


(b) 加速度応答スペクトル

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

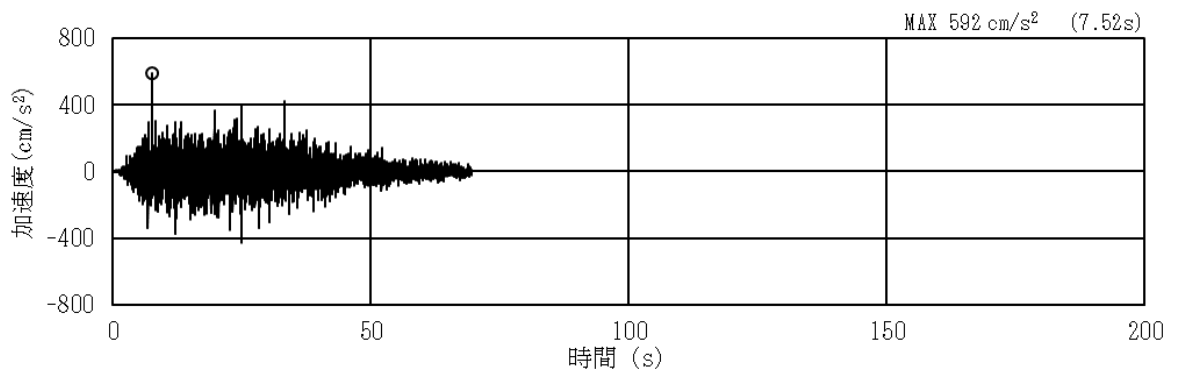


(a) 加速度時刻歴波形

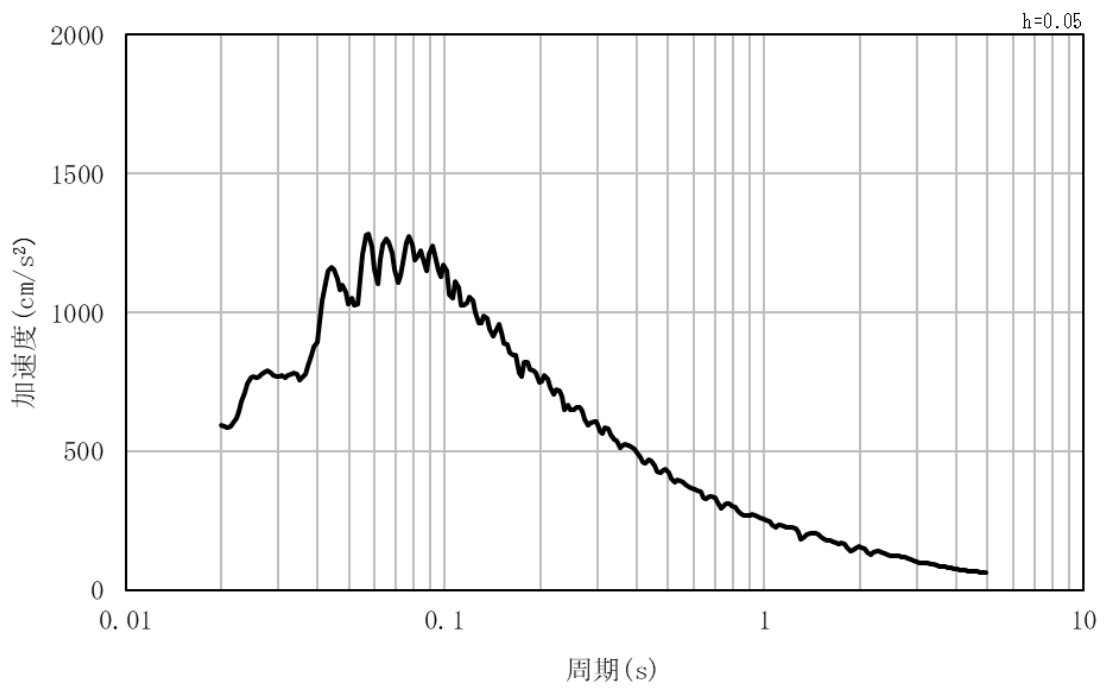


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - D 3)

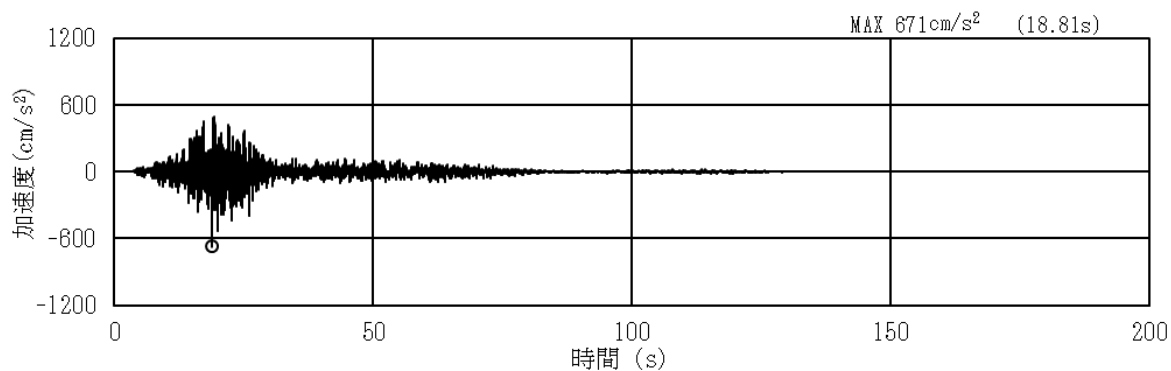


(a) 加速度時刻歴波形

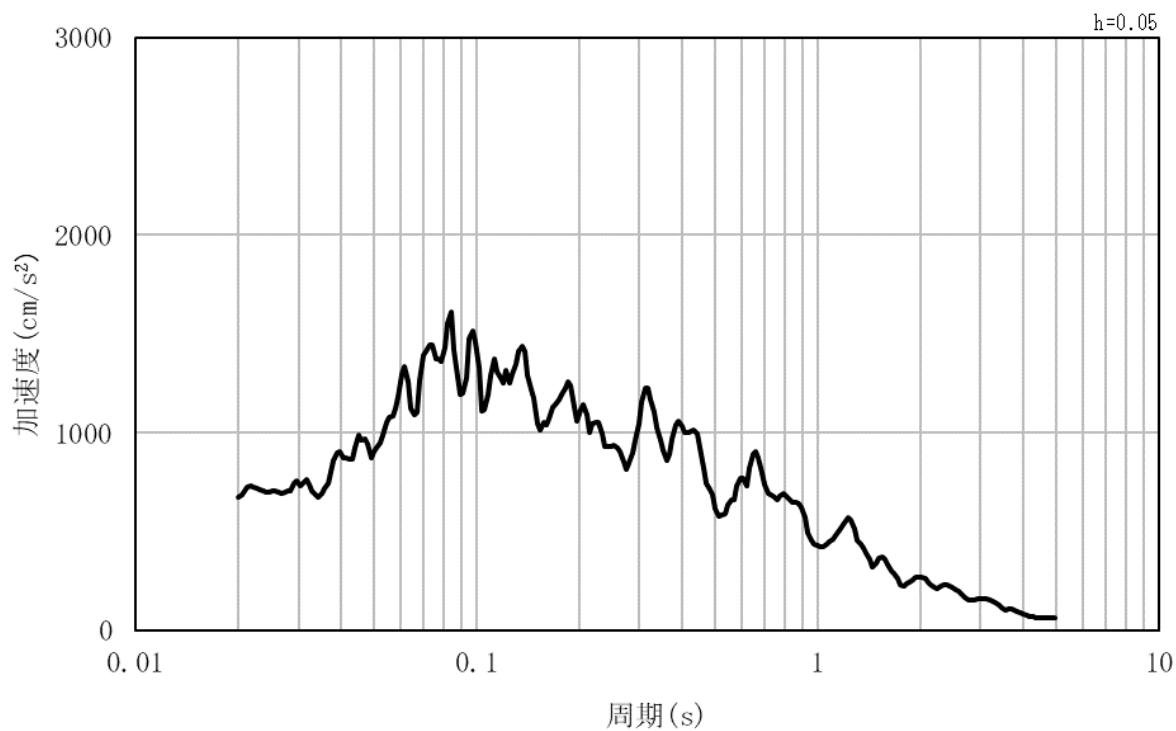


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - D 3)

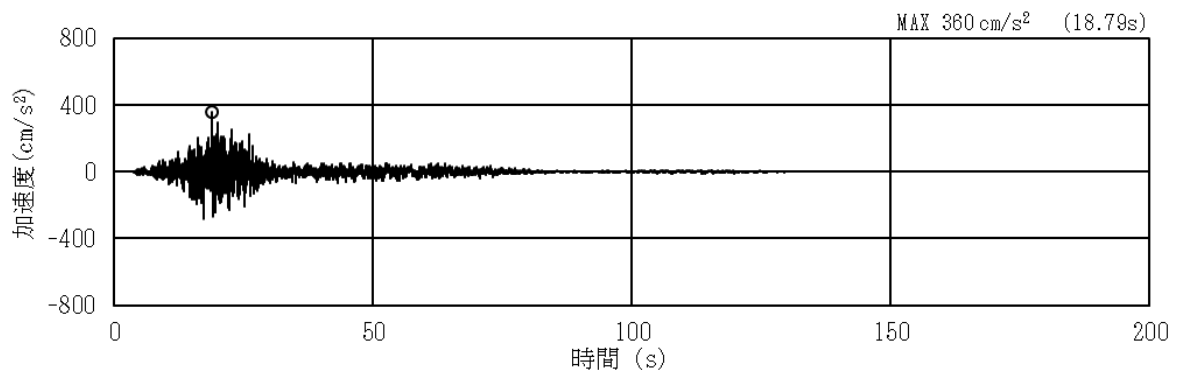


(a) 加速度時刻歴波形

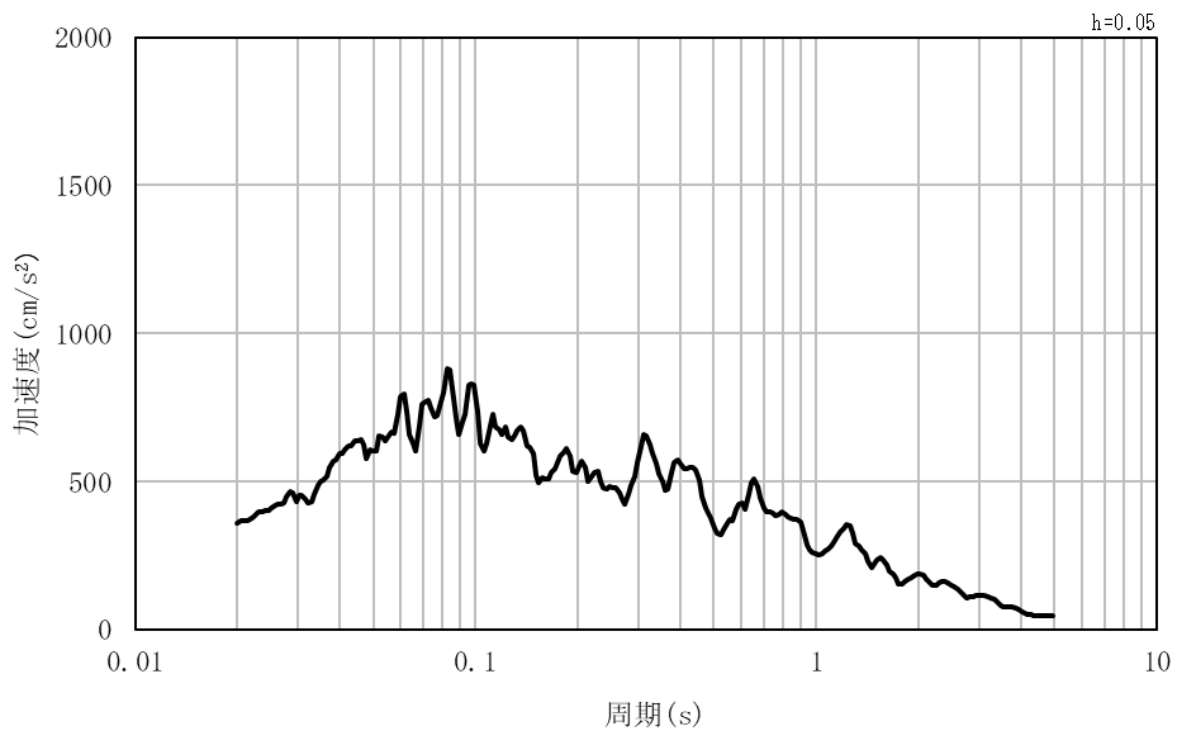


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - F 1)

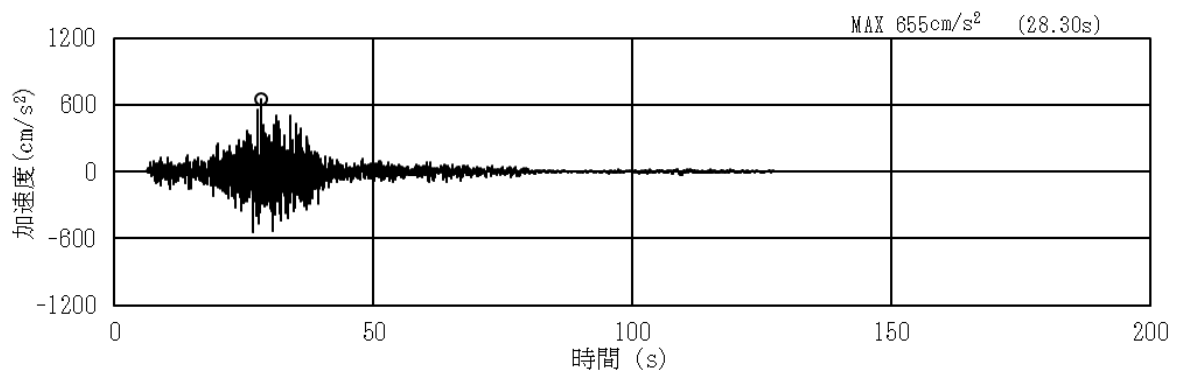


(a) 加速度時刻歴波形

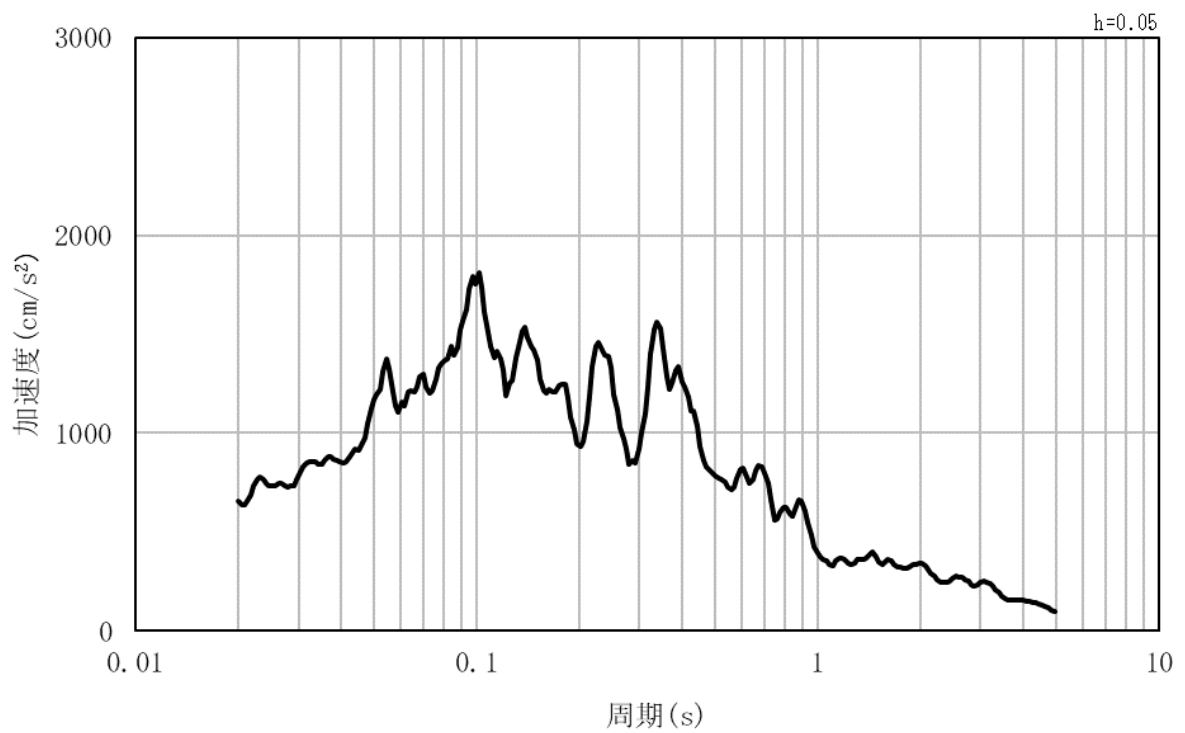


(b) 加速度応答スペクトル

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



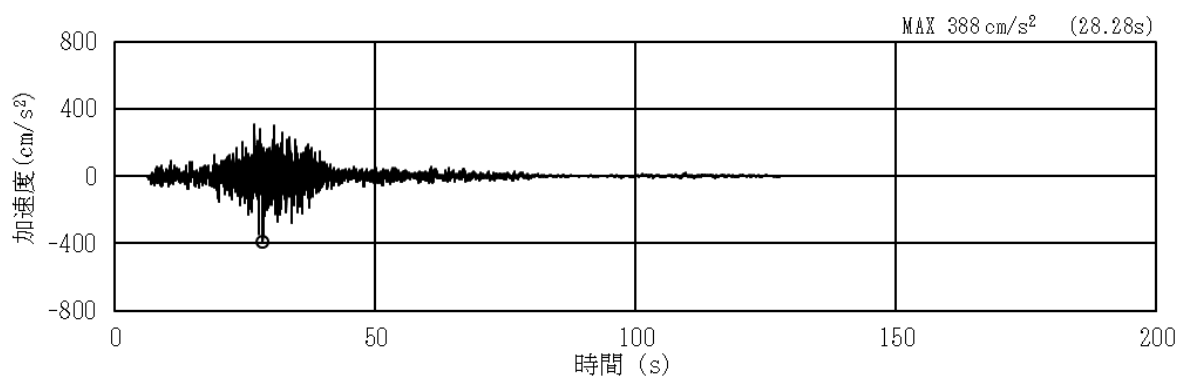
(a) 加速度時刻歴波形



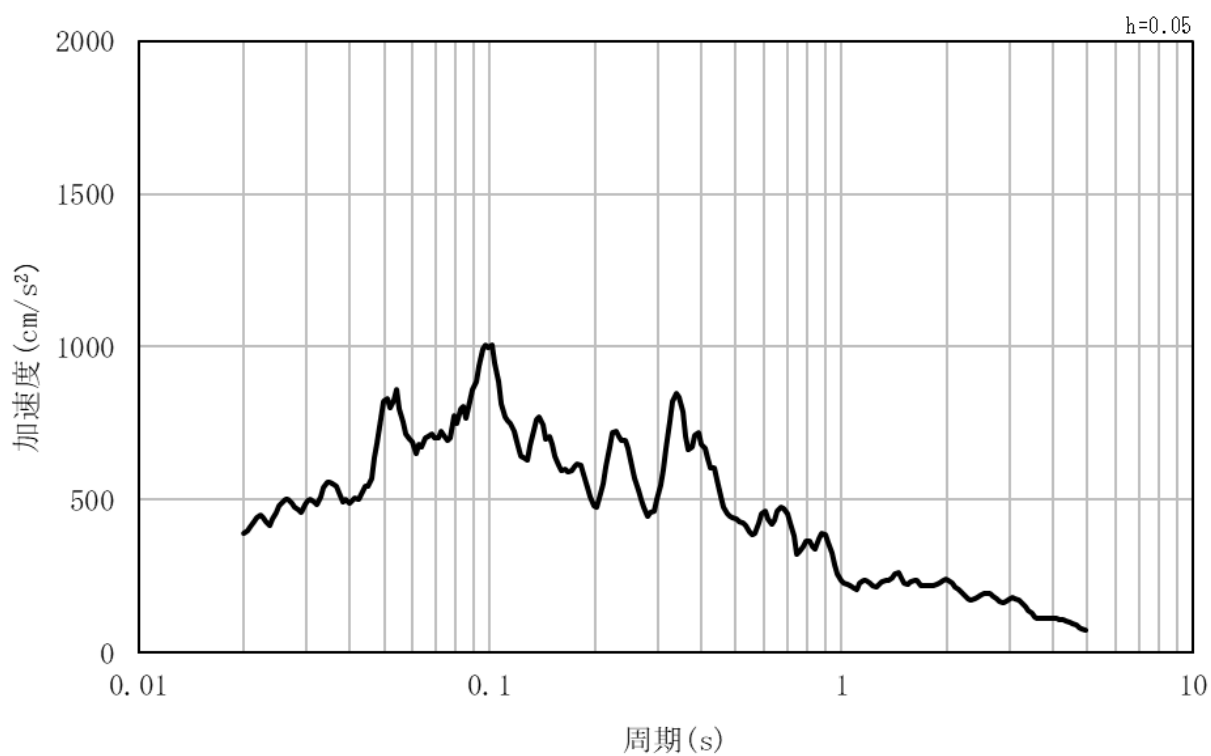
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - F 2)



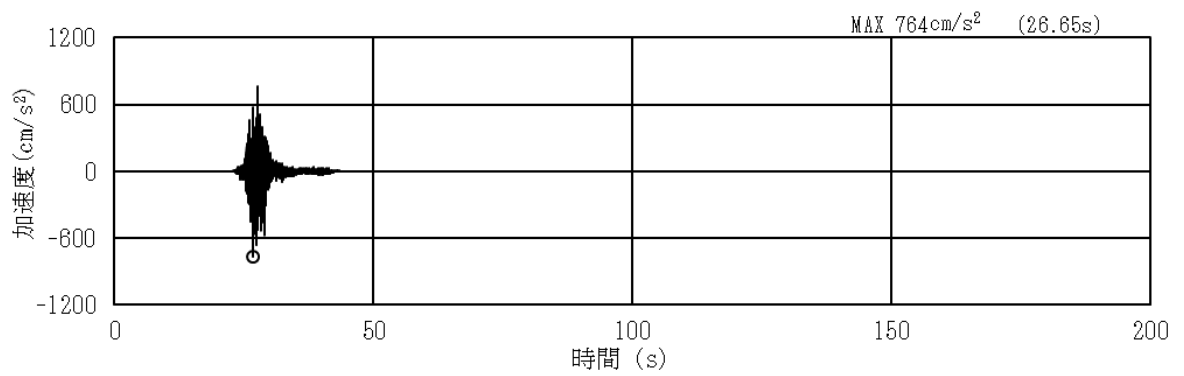


(a) 加速度時刻歴波形

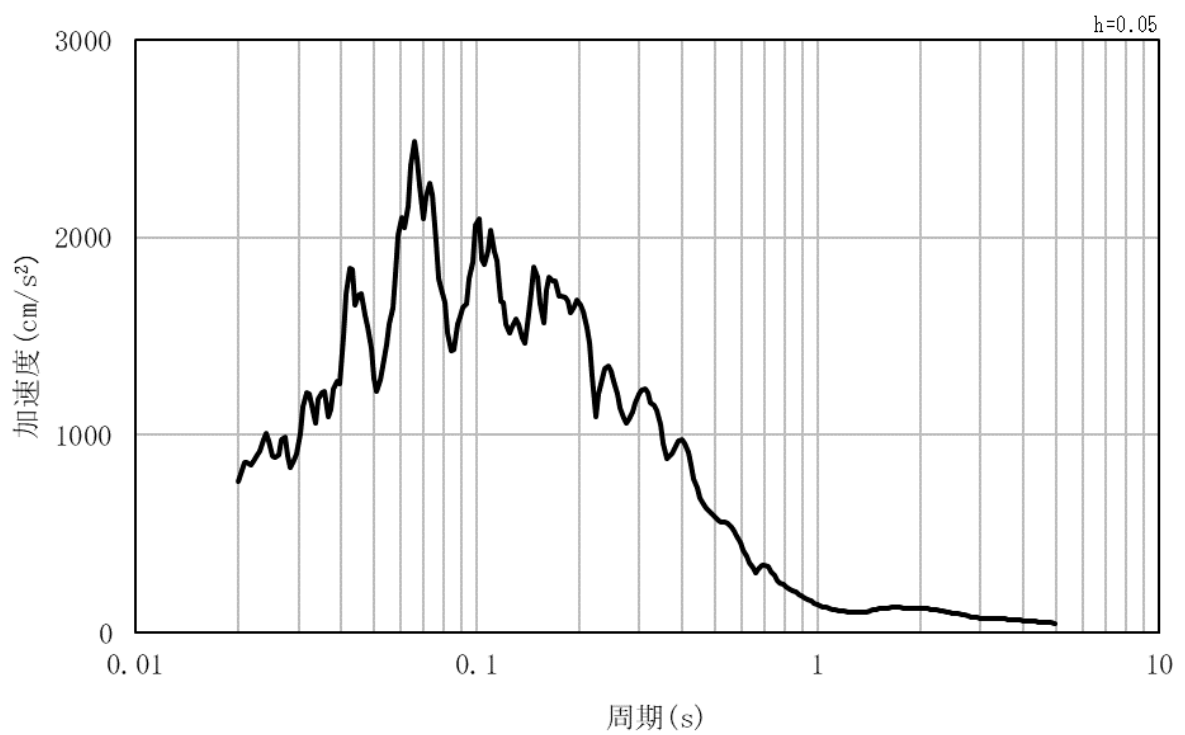


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - F 2)

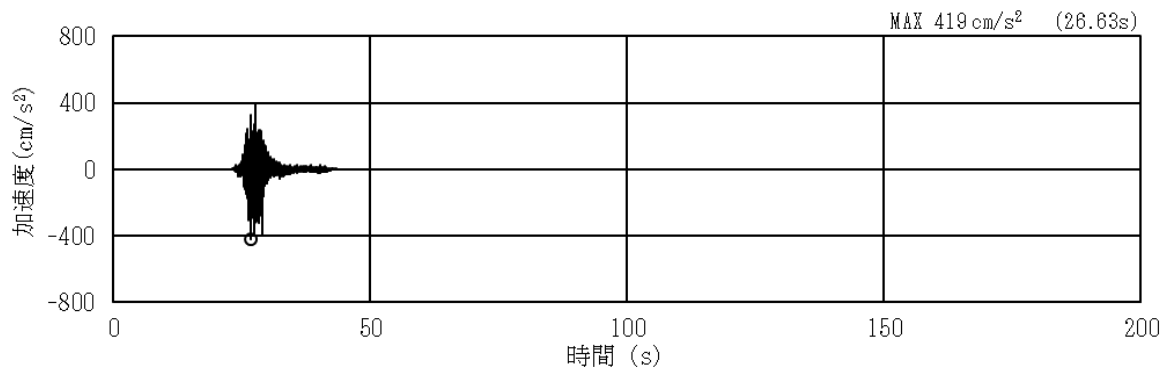


(a) 加速度時刻歴波形

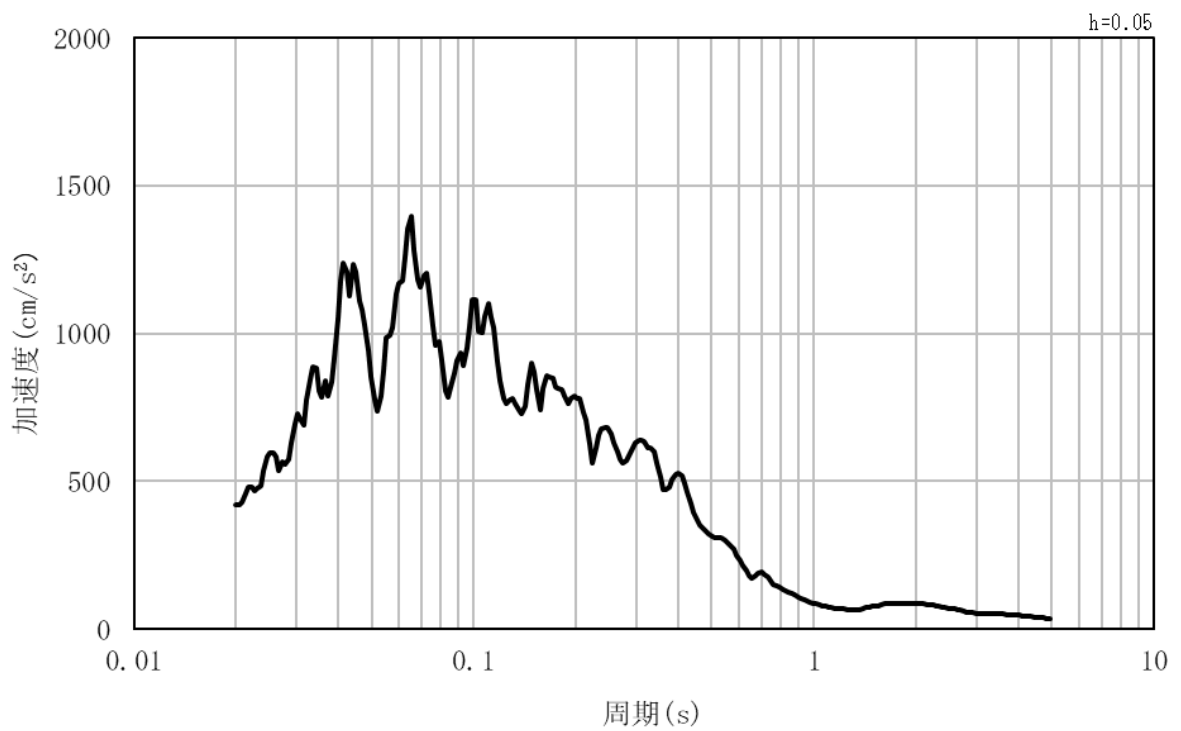


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - F 3)

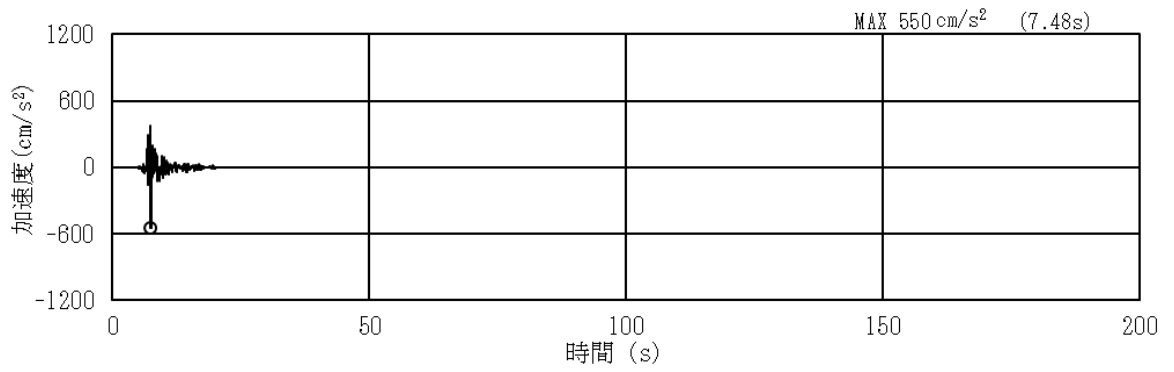


(a) 加速度時刻歴波形

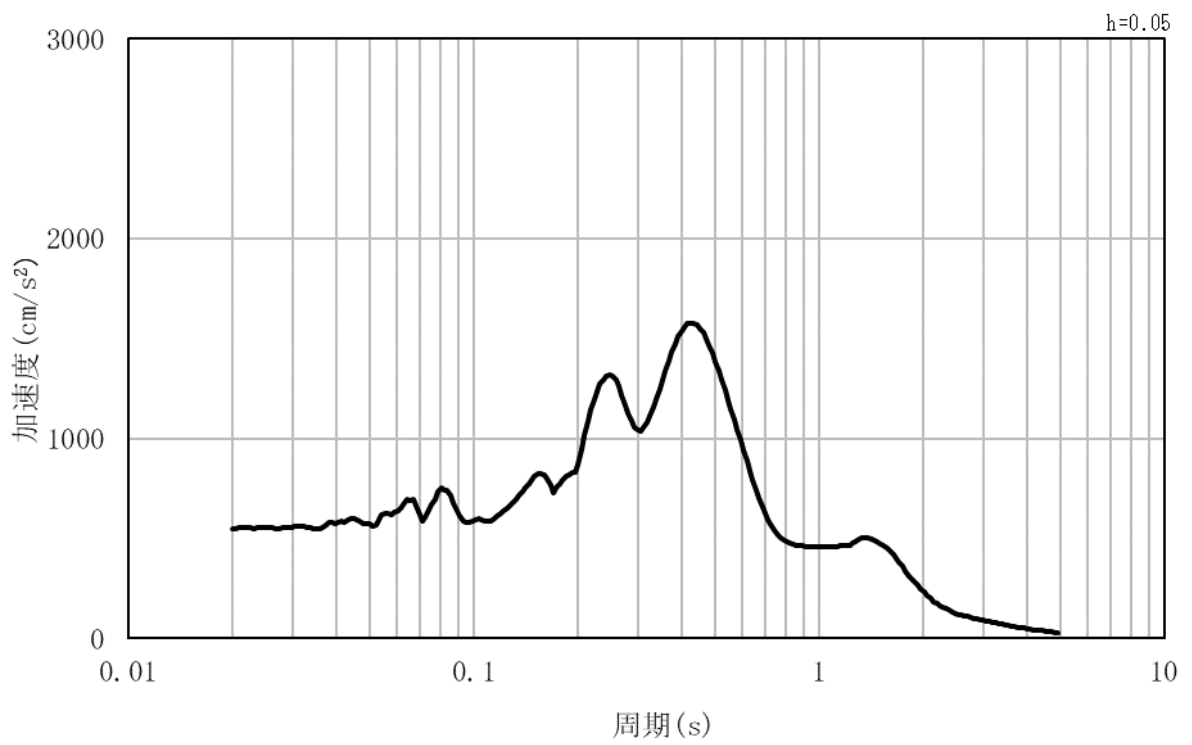


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - F 3)

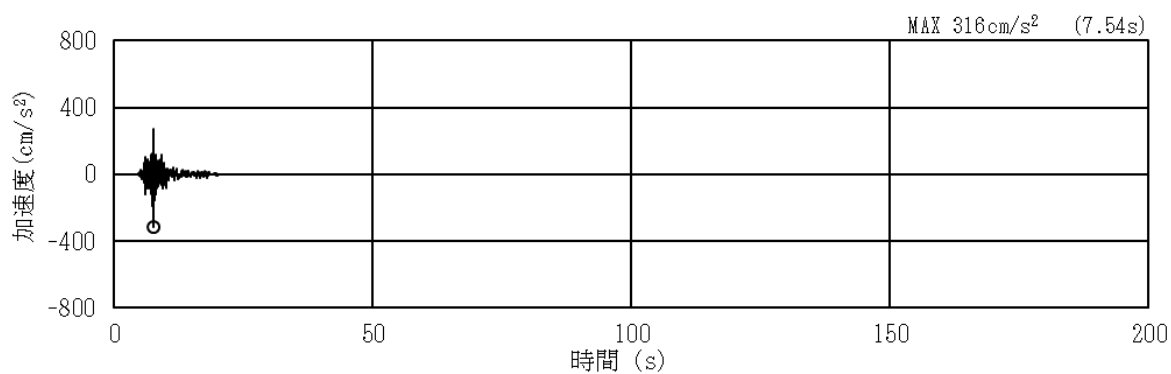


(a) 加速度時刻歴波形

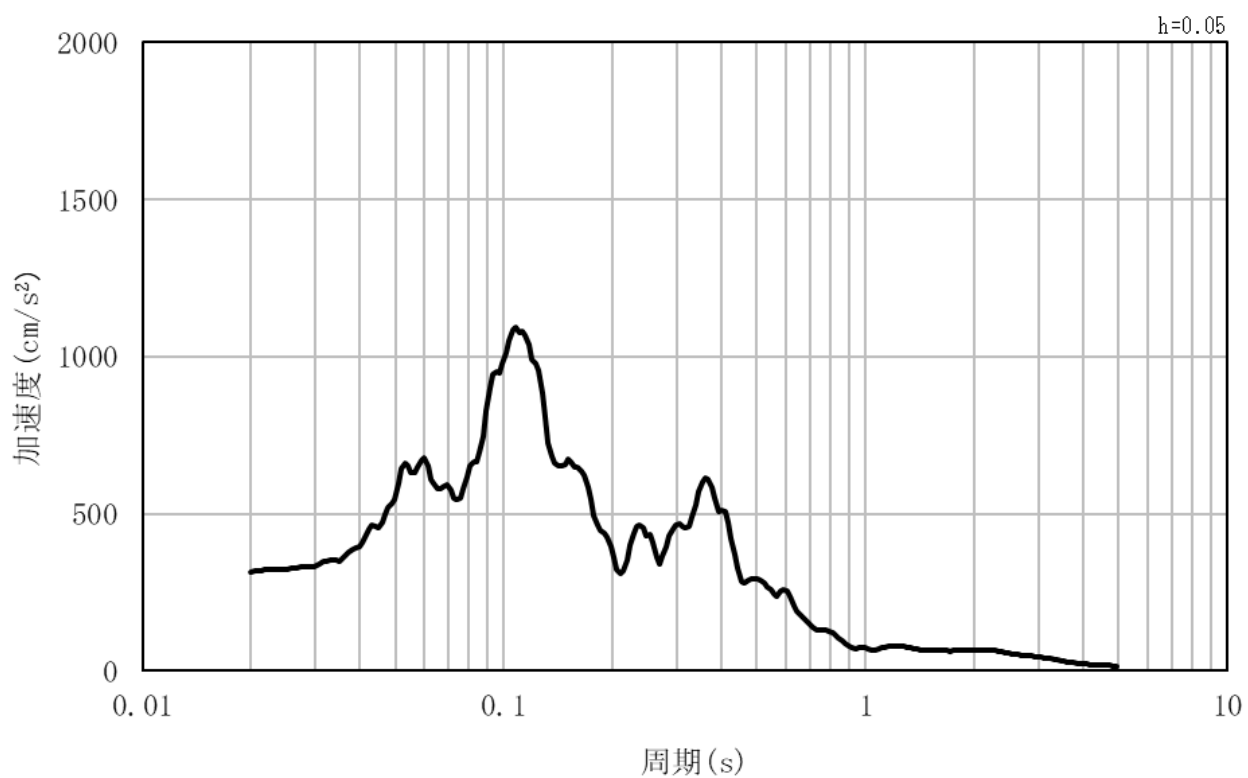


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - N 1)

### 3.5 解析モデル及び諸元

#### 3.5.1 解析モデル

##### (1) 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。具体的には、J E A G 4 6 0 1 - 1987 を参考に、図 3.5-1 のモデル範囲の考え方に示すとおり、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基礎幅の 2 倍以上とする。

なお、解析モデルの境界条件は、側面をエネルギー伝達境界、底面を粘性境界とする。

地盤の要素分割については、地盤の波動をなめらかに表現するために、最大周波数 20Hz 及びせん断波速度  $V_s$  で算定される波長の 5 または 4 分割、すなわち  $V_s/100$  または  $V_s/80$  を考慮し、設定する。

構造物の要素分割については、構造物に接する地盤の要素分割に合わせて設定する。

解析モデルの下端については、第 4 速度層及び第 5 速度層の分布に着目し、O.P. -101.0m までモデル化する。

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 1 次元地盤モデルである。

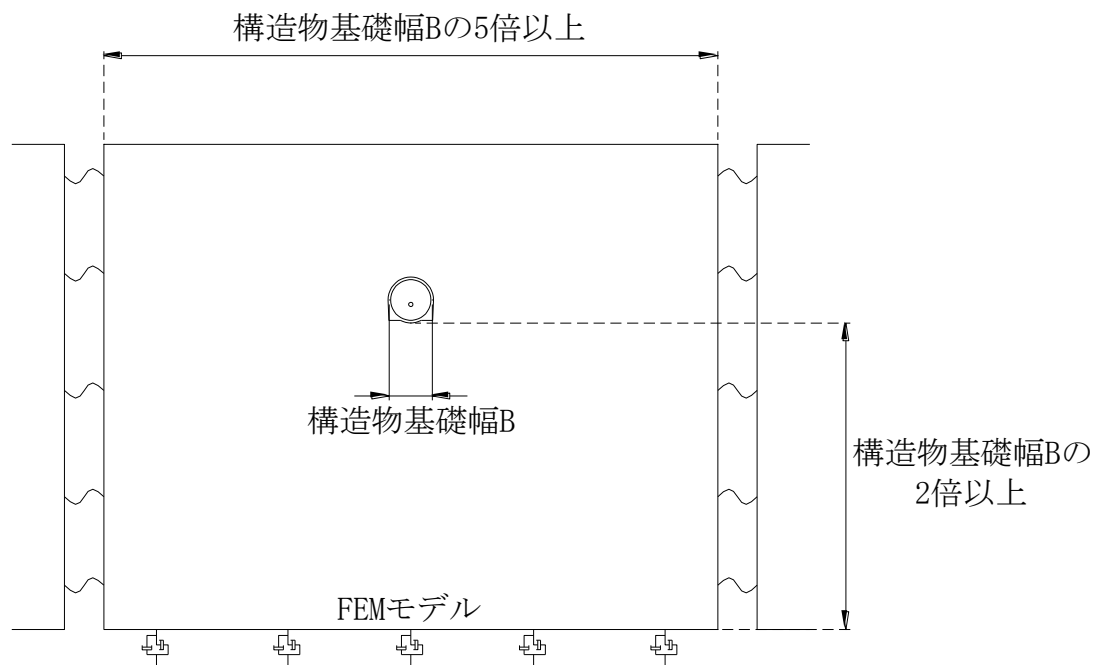


図 3.5-1 モデル範囲の考え方

(2) 境界条件

a. 常時応力解析時

常時応力解析は、構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時の応力を算定するために行う。常時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。

常時応力解析における境界条件の概念図を図 3.5-2 に示す。

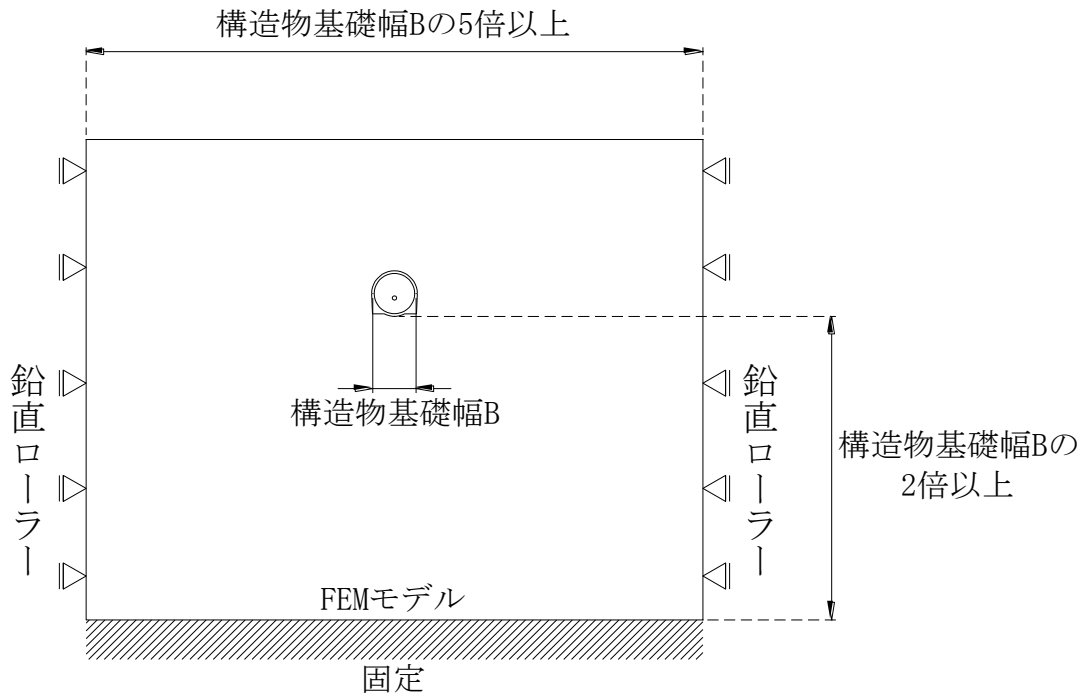


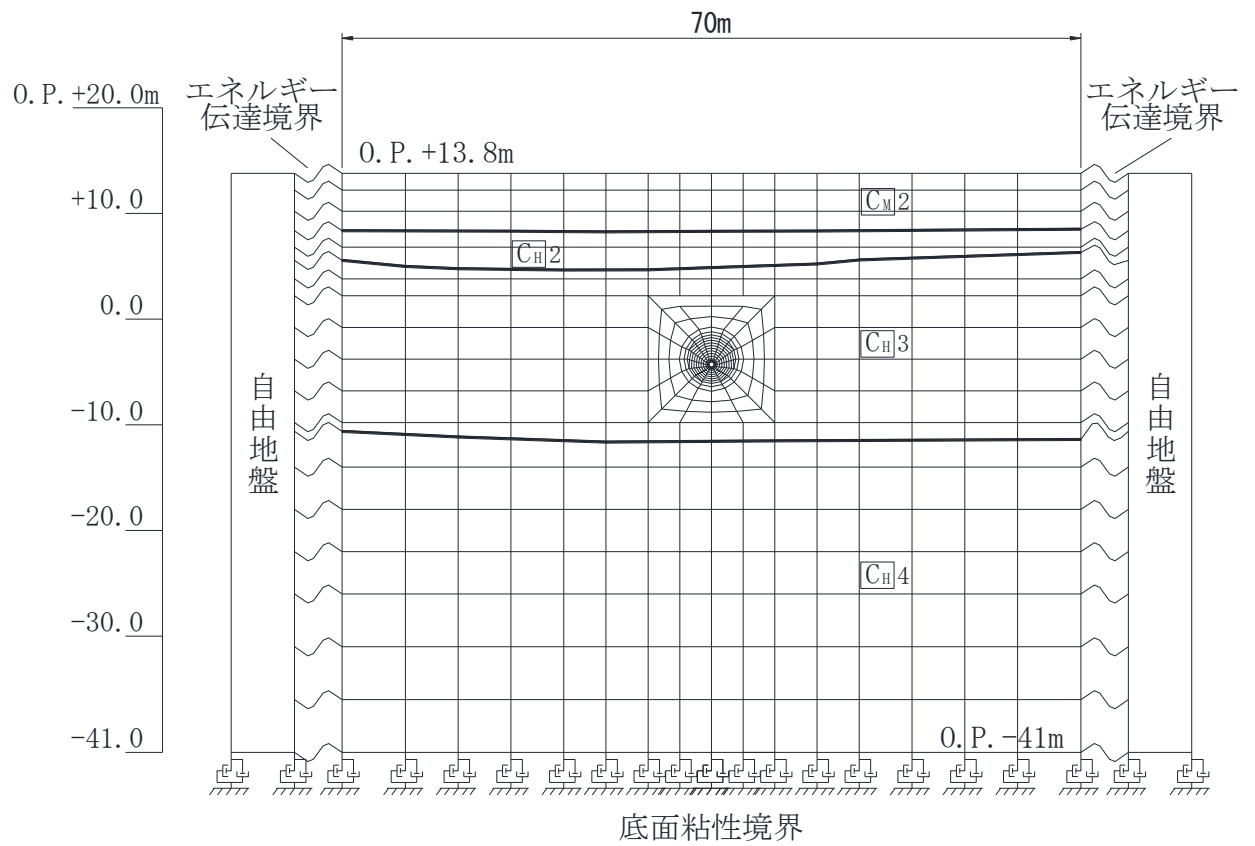
図 3.5-2 常時応力解析における境界条件の概念図

b. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素法における半無限地盤を模擬するため、底面に粘性境界、側方にエネルギー伝達境界を設ける。

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。側方のエネルギー伝達境界については、自由地盤の地盤振動と不成型地盤側方の差分が側方を通過していく状態を模擬するものである。

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の地震応答解析モデルを図 3.5-3 に示す。



注)  $C_H5$  は  $C_H$  級岩盤の第 5 速度層を示す。

図 3.5-3 取放水路流路縮小工（第 1 号機放水路）の地震応答解析モデル



(3) 構造物のモデル化

構造部材（覆工部及び充填部）は、平面ひずみ要素によりモデル化する（覆工部については、鉄筋は考慮しない）。

(4) 地盤のモデル化

地盤は、平面ひずみ要素でモデル化する。

(5) 内水のモデル化

内水は、付加質量としてモデル化する。

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

耐震評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表 3.5-1 に、材料の物性値を表 3.5-2 に示す。

表 3.5-1 使用材料

部位	材料	諸元
覆工部	コンクリート	設計基準強度： $f'_{ck} = 20.5\text{N/mm}^2$
充填部	コンクリート	設計基準強度： $f'_{ck} = 50.0\text{N/mm}^2$

表 3.5-2 材料の物性値

材料	単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )	ヤング係数 ( $\text{N/mm}^2$ )	ポアソン比 (-)
コンクリート ( $f'_{ck} = 20.5\text{N/mm}^2$ )	24.0 *	$2.33 \times 10^4$ *	0.20 *
コンクリート ( $f'_{ck} = 50.0\text{N/mm}^2$ )	23.0 *	$3.30 \times 10^4$ *	0.20 *

注記 \*：コンクリート標準示方書 [設計編] (土木学会，2017 年制定)。なお，覆工部は，耐震計算においては期待しないものの，鉄筋を有する構造であることを踏まえ，鉄筋コンクリートの単位体積重量を用いる。

3.5.3 地盤の物性値

地盤については，添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を使用する。

3.5.4 地下水位

地下水位については，添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した地表面とする。

### 3.6 評価対象部位

#### 3.6.1 構造部材の健全性評価

構造部材の健全性評価に係る評価対象部位は、覆工部及び充填部とする。

#### 3.6.2 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は、覆工部を支持する岩盤とする。

### 3.7 許容限界

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

#### 3.7.1 構造部材の健全性に対する許容限界

耐震評価における許容限界は、地震荷重に対してコンクリート躯体である覆工部及び充填部が引張破壊又はせん断破壊しないこととして、引張破壊に対しては引張強度、せん断破壊に対してはせん断強度とする。

引張強度は「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)」に基づき設定する。

覆工部及び充填部の許容限界を表 3.7-1 に示す。

表 3.7-1 覆工部及び充填部の許容限界 (引張強度)

部位	項目	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
覆工部	引張強度 $\sigma_t$	1.019
充填部	引張強度 $\sigma_t$	1.847

引張強度  $\sigma_t$  の設定方法 (例: 充填部の場合)

$$\begin{aligned}\text{引張強度の限界値} \quad \sigma_t &= f_{td} / \gamma_b = (f_{tk} / \gamma_c) / \gamma_b \\ &= (0.23 \times 50^{2/3} / 1.3) / 1.3 \\ &= 1.847 \text{ (N/mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

ここに,

$f_{td}$  : 設計引張強度 (=  $f_{tk} / \gamma_c$ )

$f_{tk}$  : 引張強度 (=  $0.23 \cdot f'_{ck}{}^{2/3}$ )

$f'_{ck}$  : 設計基準強度 (=  $50 \text{ N/mm}^2$ )

$\gamma_b$  : 部材係数 (=  $1.3$ )

$\gamma_c$  : 材料係数 (=  $1.3$ )

せん断強度は、表 3.7-2 に示す物性値を用いては、「コンクリート標準示方書（ダムコンクリート編）（土木学会，2013 年制定）」より算出する。なお，せん断強度の設定方法については、「補足 600-1【地盤の支持性能について】参考資料 23 MMR のせん断強度について」に示すとおり，試験及び既往文献により妥当性が確認されており，打継処理の管理をした上で施工することから，上記設定は妥当であると考えられる。

表 3.7-2 覆工部及び充填部の許容限界（せん断強度）

項目			覆工部	充填部
設計基準強度	$f'_{ck}$	$N/mm^2$	20.5	50.0
内部摩擦角	$\phi$	°	0 <sup>*1</sup>	0 <sup>*1</sup>
せん断強度	$\tau_0$	$N/mm^2$	4.1 <sup>*2</sup>	10.0 <sup>*2</sup>

注記 \*1：保守的に考慮しないこととする

\*2： $\tau_0 = 1/5 q_u \rightarrow \tau_0 = 0.2 f'_{ck}$

### 3.7.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

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

基礎地盤の極限支持力を表 3.7-3 に示す。

表 3.7-3 基礎地盤の許容限界

項目	基礎地盤	許容限界 ( $N/mm^2$ )
極限支持力	狐崎部層	13.7

## 3.8 評価方法

取放水路流路縮小工（第 1 号機放水路）の耐震評価は，地震応答解析により算定した照査用応答値が，「3.7 許容限界」において設定した許容限界以下であることを確認する。

### 3.8.1 構造部材の健全性評価

地震応答解析により算定した覆工及び充填部の応力が，引張強度及びせん断強度の許容限界以下となることを確認する。

耐震評価においては，すべての基準地震動  $S_s$  に対し，解析ケース①（基本ケース）を実施する。

また，解析ケース①において，引張破壊，せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査の照査

値がそれぞれ最大となる最も厳しい地震動を用いて、表 3.2-1 に示す解析ケース②、③を実施する。

引張破壊に対する照査値を表 3.8-1 に、せん断破壊に対する照査値を表 3.8-2 に、支持力における照査値を表 3.8-3 に示す。

また、引張破壊に対する照査値が最大となる時刻の応力分布図を図 3.8-1 に、せん断破壊に対する照査値が最大となる時刻の応力分布図を図 3.8-2 に示す。また、各解析ケースの基準地震動に対する接地圧の分布を図 3.8-3 に示す。

表 3.8-1(1) 引張破壊に対する照査値（覆工部）

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$
地震動(位相)	S <sub>s</sub> -D1	++	0.46		
		-+	0.46		
	S <sub>s</sub> -D2	++	0.51		
		-+	0.52		
	S <sub>s</sub> -D3	++	0.45		
		-+	0.46		
	S <sub>s</sub> -F1	++	0.39		
		-+	0.39		
	S <sub>s</sub> -F2	++	0.52		
		-+	0.53		
	S <sub>s</sub> -F3	++	0.61		
		-+	0.62	0.60	0.61
	S <sub>s</sub> -N1	++	0.37		
		-+	0.36		

表 3.8-1(2) 引張破壊に対する照査値（充填部）

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$
地震動(位相)	S <sub>s</sub> -D1	++	0.50		
		-+	0.50		
	S <sub>s</sub> -D2	++	0.57		
		-+	0.57		
	S <sub>s</sub> -D3	++	0.49		
		-+	0.50		
	S <sub>s</sub> -F1	++	0.42		
		-+	0.43		
	S <sub>s</sub> -F2	++	0.57		
		-+	0.57		
	S <sub>s</sub> -F3	++	0.67		
		-+	0.68	0.66	0.67
	S <sub>s</sub> -N1	++	0.41		
		-+	0.40		

表 3.8-2(1) せん断破壊に対する照査値 (覆工部)

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$
地震動(位相)	S <sub>s</sub> -D1	++	0.11		
		-+	0.11		
	S <sub>s</sub> -D2	++	0.12		
		-+	0.12		
	S <sub>s</sub> -D3	++	0.12		
		-+	0.12		
	S <sub>s</sub> -F1	++	0.10		
		-+	0.10		
	S <sub>s</sub> -F2	++	0.12		
		-+	0.12		
	S <sub>s</sub> -F3	++	0.14		
		-+	0.14	0.14	0.14
	S <sub>s</sub> -N1	++	0.10		
		-+	0.10		

表 3.8-2(2) せん破壊に対する照査値（充填部）

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$
地震動(位相)	S <sub>s</sub> -D1	++	0.06		
		-+	0.06		
	S <sub>s</sub> -D2	++	0.06		
		-+	0.06		
	S <sub>s</sub> -D3	++	0.06		
		-+	0.06		
	S <sub>s</sub> -F1	++	0.05		
		-+	0.05		
	S <sub>s</sub> -F2	++	0.06		
		-+	0.06		
	S <sub>s</sub> -F3	++	0.07		
		-+	0.07	0.07	0.07
	S <sub>s</sub> -N1	++	0.05		
		-+	0.05		



表 3.8-3 支持力における照査値

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$
地震動(位相)	S <sub>s</sub> -D1	++	0.03		
		-+	0.03		
	S <sub>s</sub> -D2	++	0.03		
		-+	0.03		
	S <sub>s</sub> -D3	++	0.03		
		-+	0.03		
	S <sub>s</sub> -F1	++	0.03		
		-+	0.03		
	S <sub>s</sub> -F2	++	0.03		
		-+	0.03		
	S <sub>s</sub> -F3	++	0.03		
		-+	0.03	0.03	0.03
	S <sub>s</sub> -N1	++	0.03		
		-+	0.03		

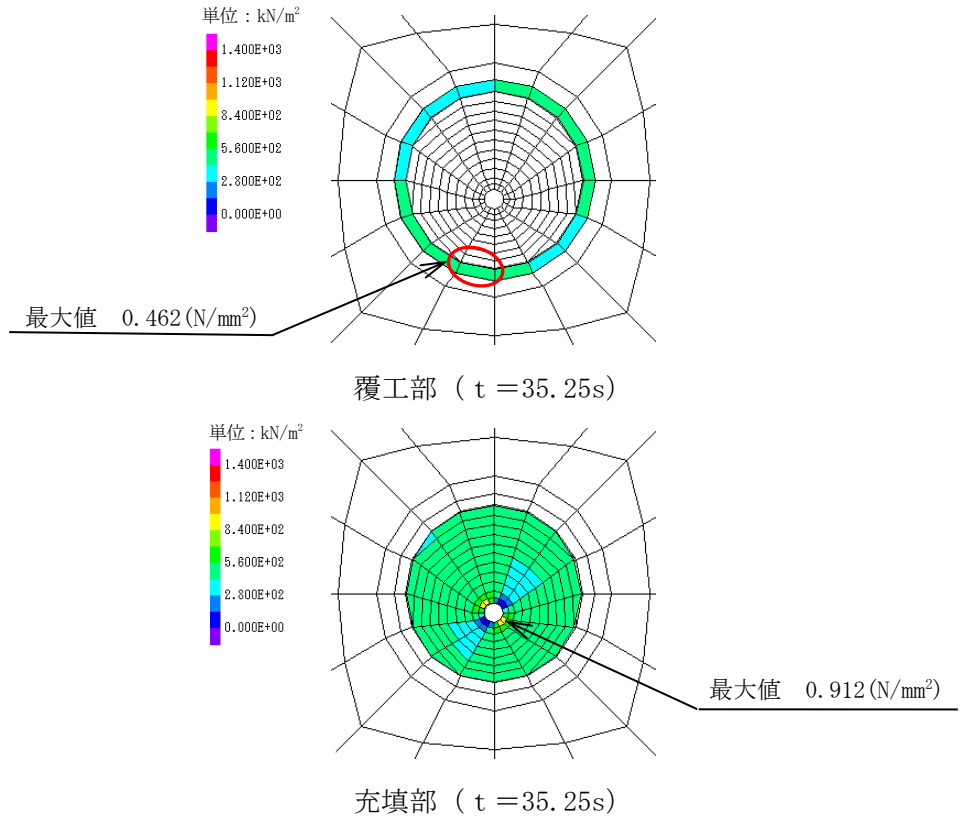


図 3.8-1(1) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - D1 (+ +)$  に対する引張応力分布図

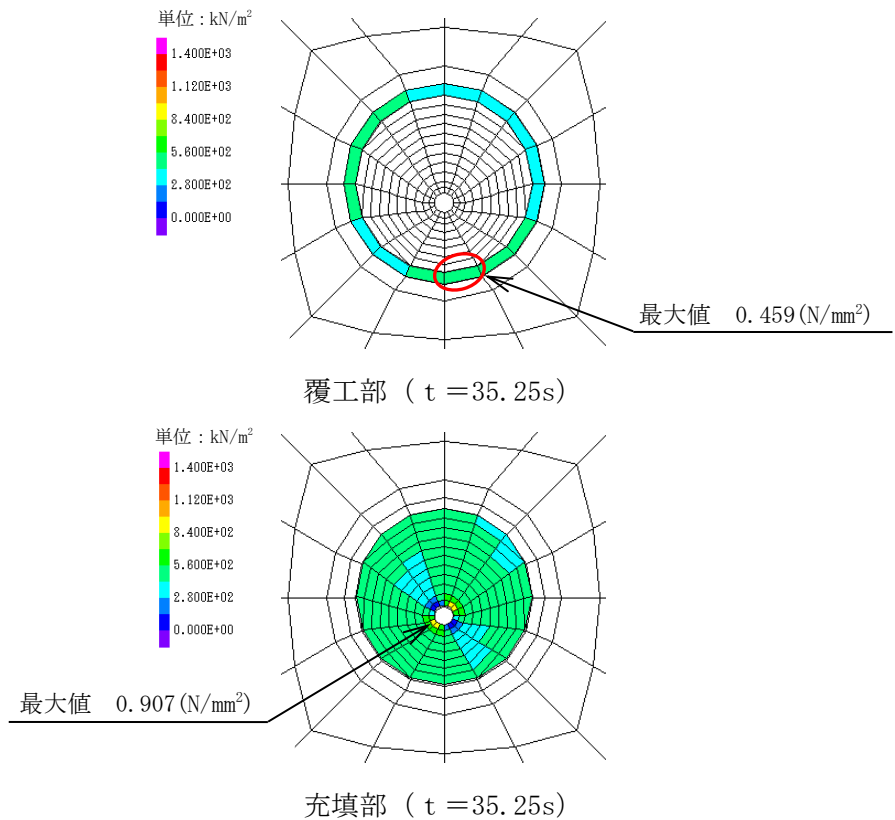
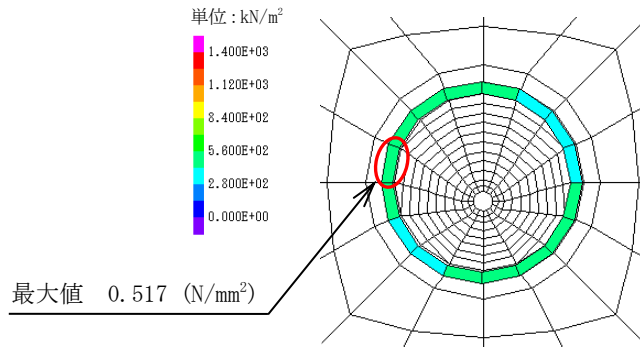
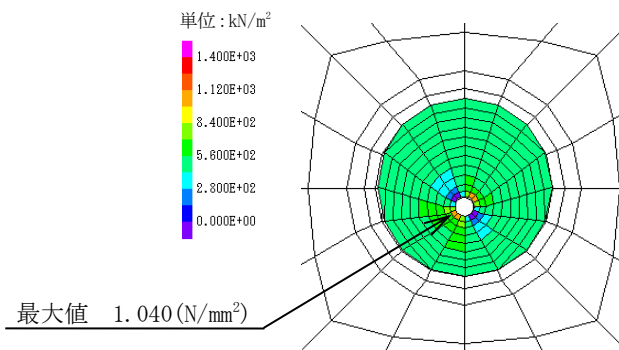


図 3.8-1(2) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - D1 (- +)$  に対する引張応力分布図

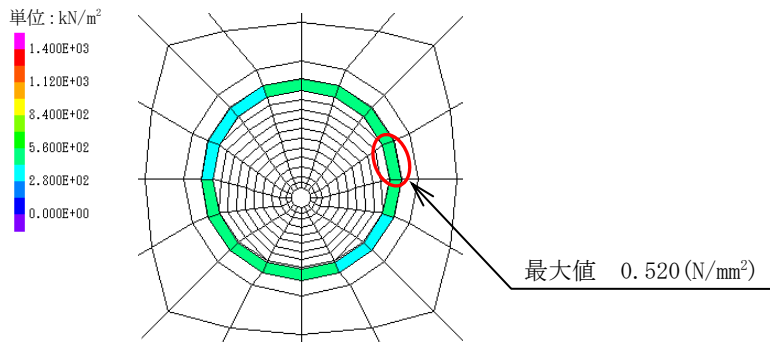


覆工部 (t = 17.77s)

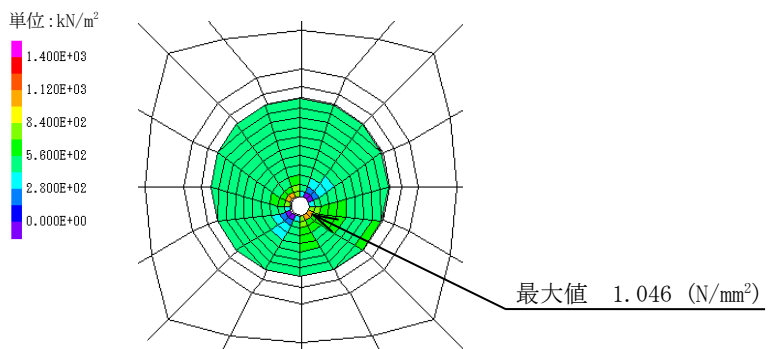


充填部 (t = 17.77s)

図 3.8-1(3) 解析ケース① 基準地震動 S s - D 2 (++) に対する引張応力分布図



覆工部 (t = 17.77s)



充填部 (t = 17.77s)

図 3.8-1(4) 解析ケース① 基準地震動 S s - D 2 (-+) に対する引張応力分布図

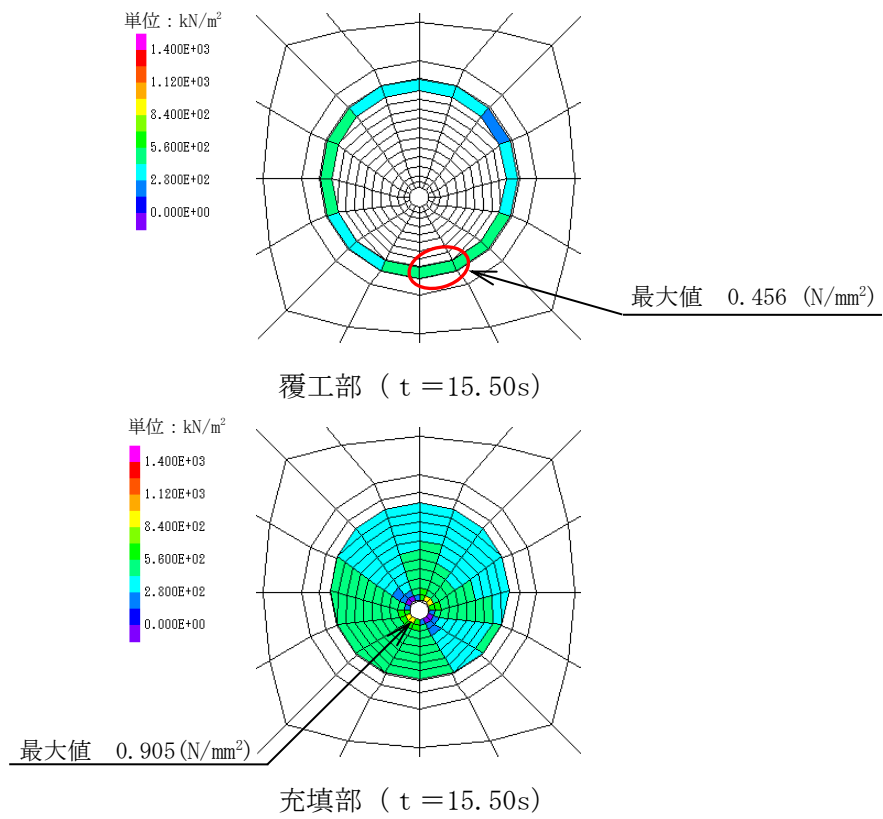


図 3.8-1(5) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - D3 (+ +)$  に対する引張応力分布図

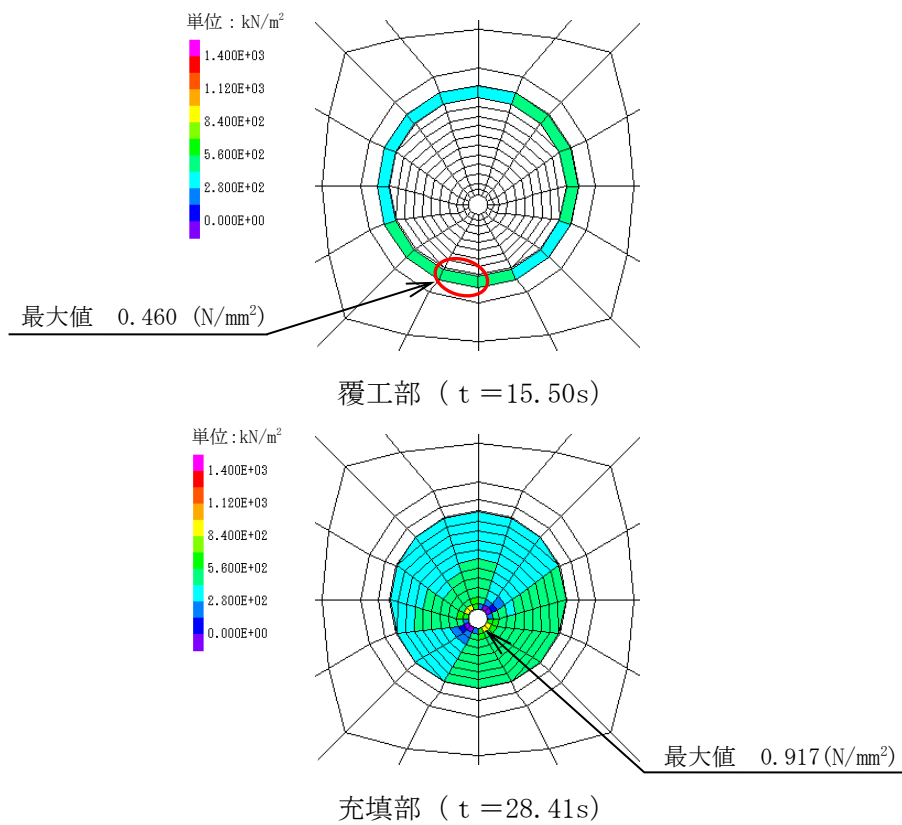


図 3.8-1(6) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - D3 (- +)$  に対する引張応力分布図

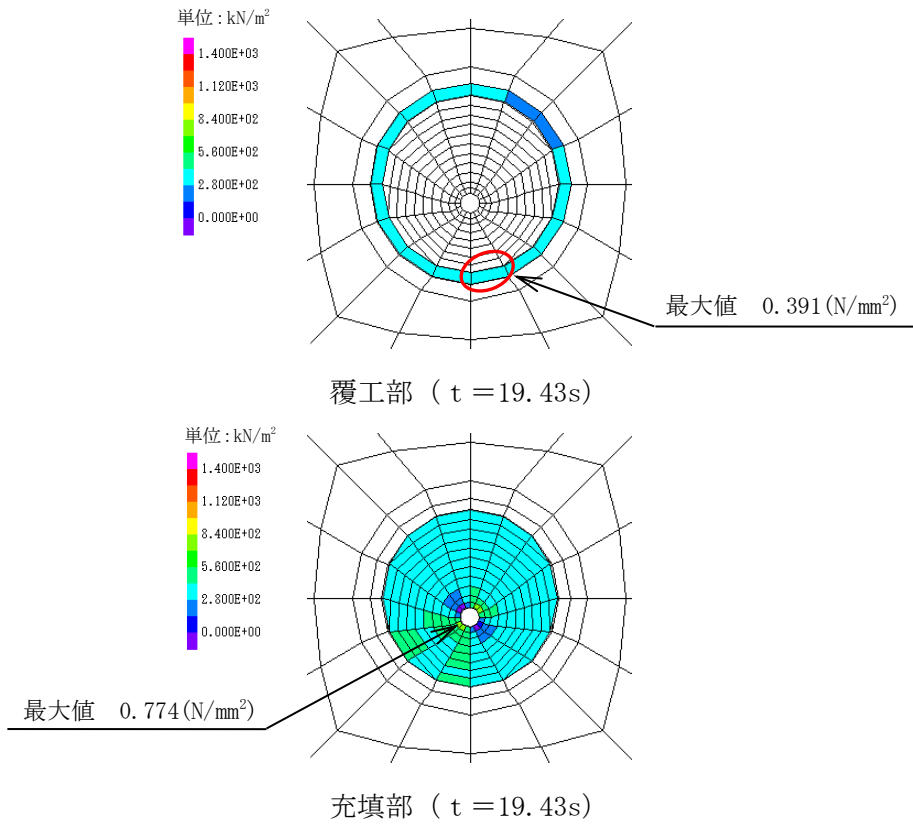


図 3.8-1(7) 解析ケース① 基準地震動 S s - F 1 (++) に対する引張応力分布図

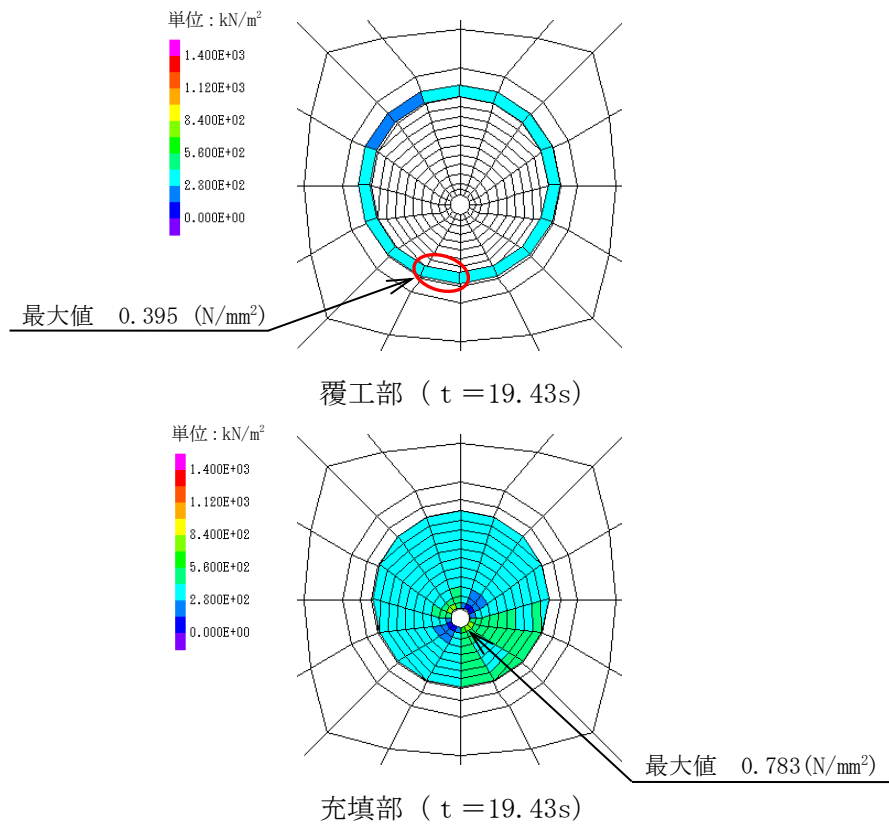


図 3.8-1(8) 解析ケース① 基準地震動 S s - F 1 (-+) に対する引張応力分布図

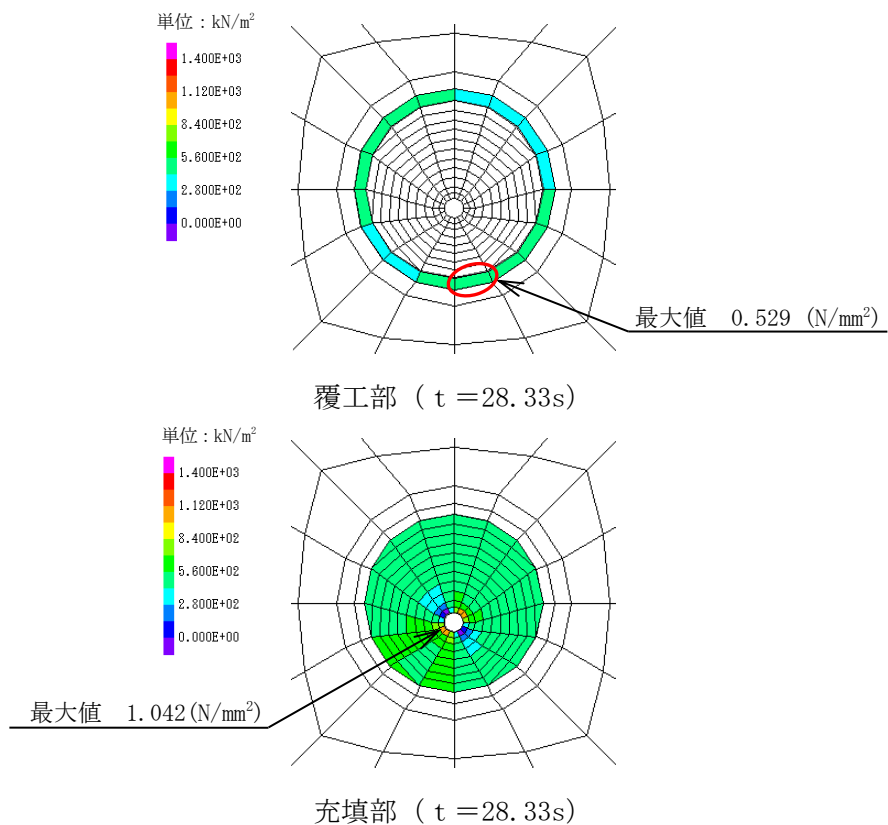


図 3.8-1(9) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-F2(++) に対する引張応力分布図

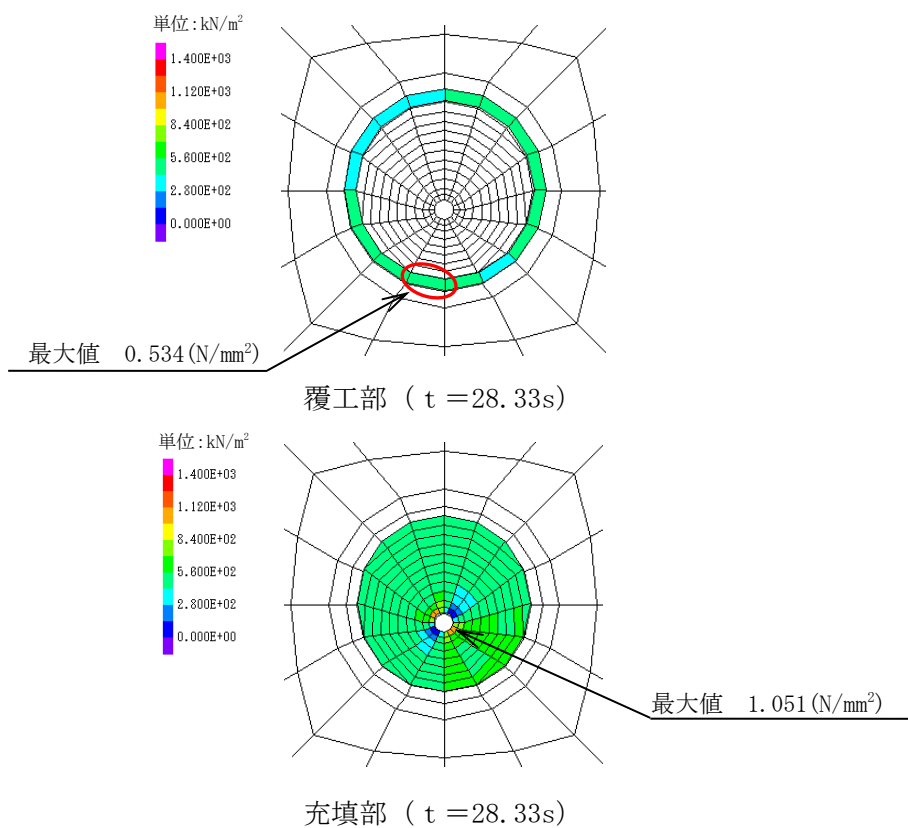


図 3.8-1(10) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-F2(-+) に対する引張応力分布図

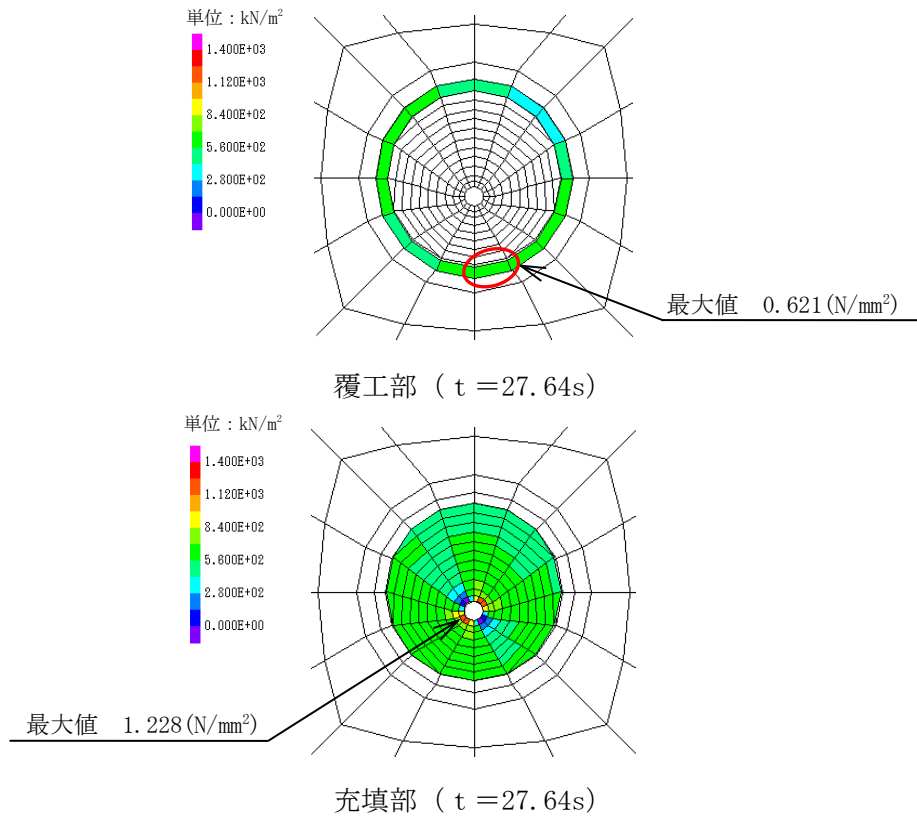


図 3.8-1(11) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - F3 (+ +)$  に対する引張応力分布図

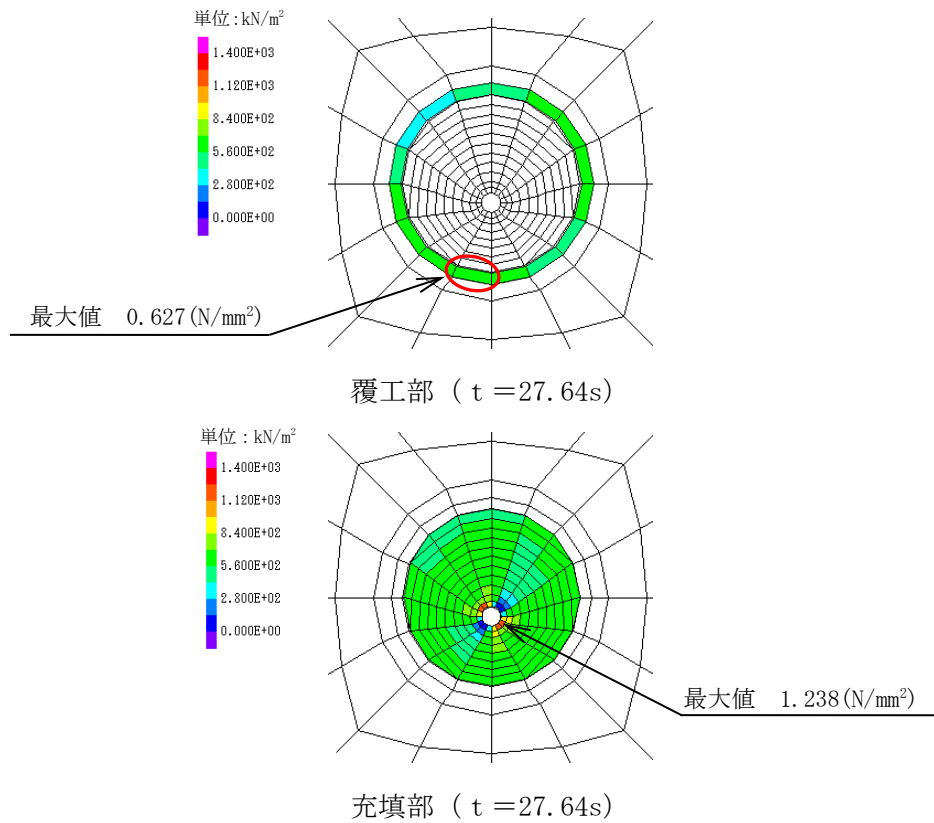


図 3.8-1(12) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - F3 (- +)$  に対する引張応力分布図

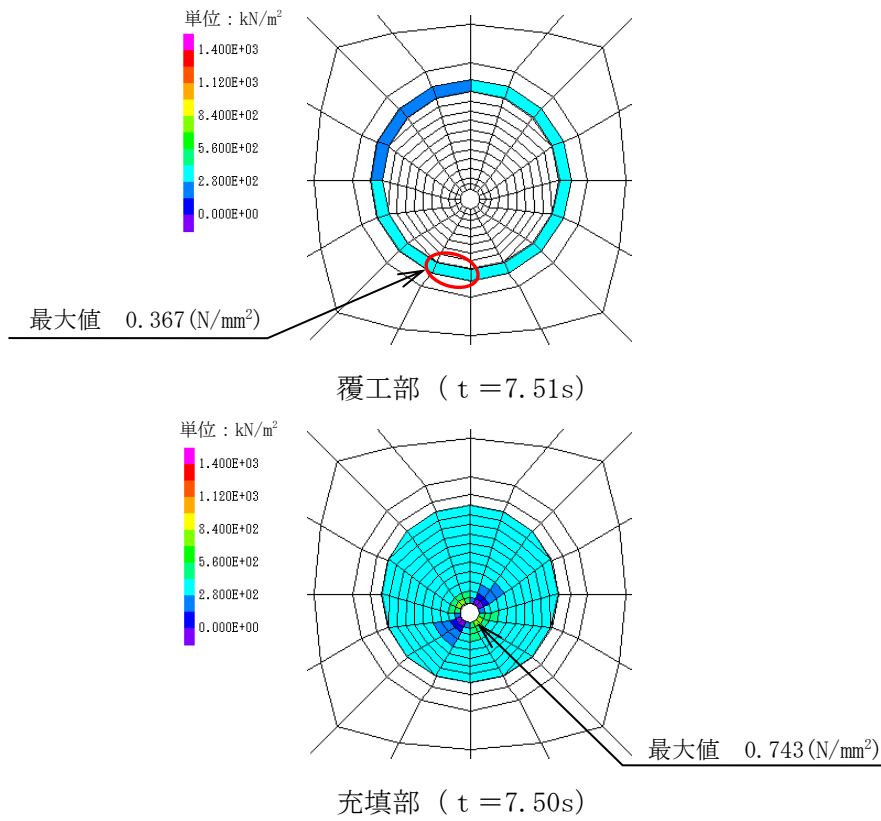


図 3.8-1(13) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - N1 (+ +)$  に対する引張応力分布図

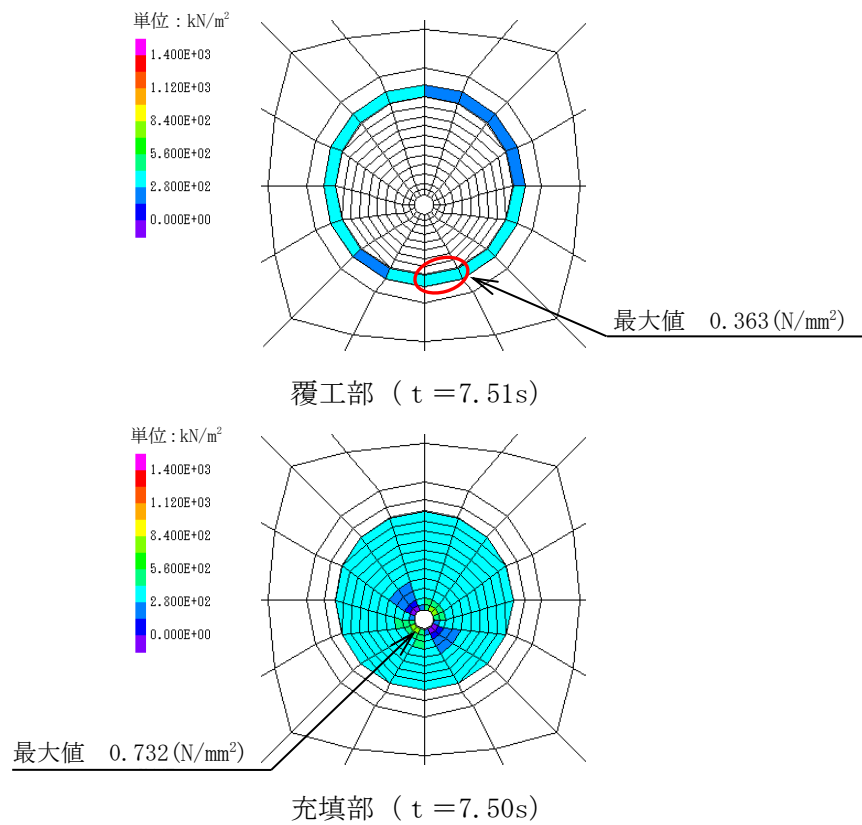


図 3.8-1(14) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - N1 (- +)$  に対する引張応力分布図



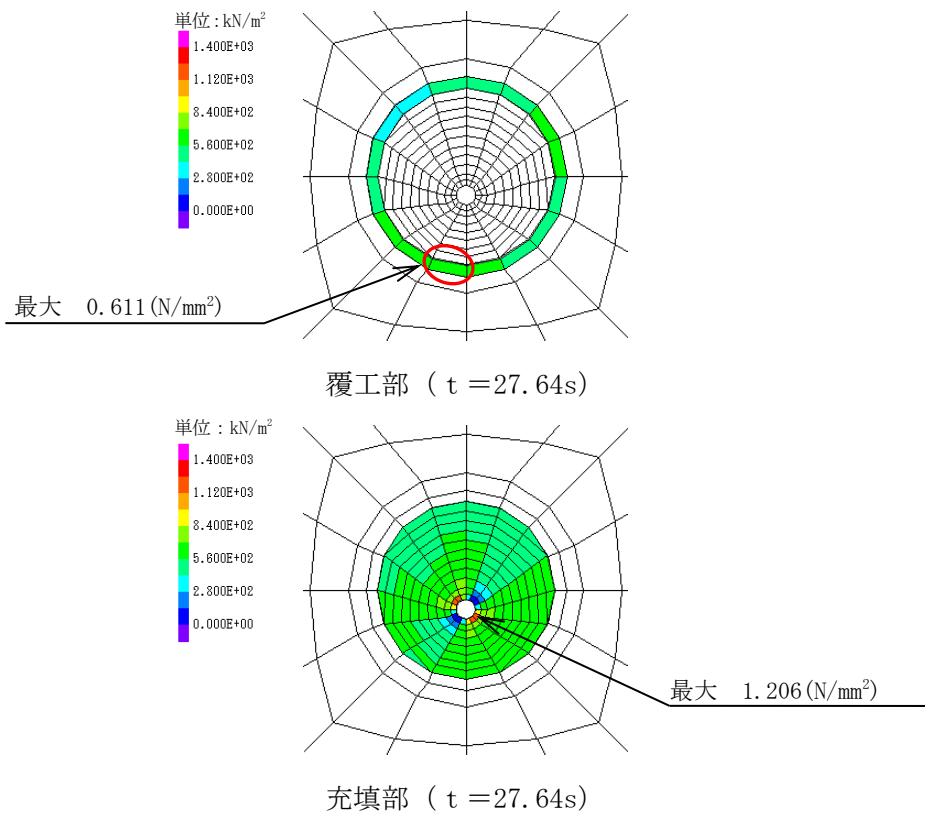


図 3.8-1(15) 解析ケース② 基準地震動  $S_s - F3$  (一十) に対する引張応力分布図

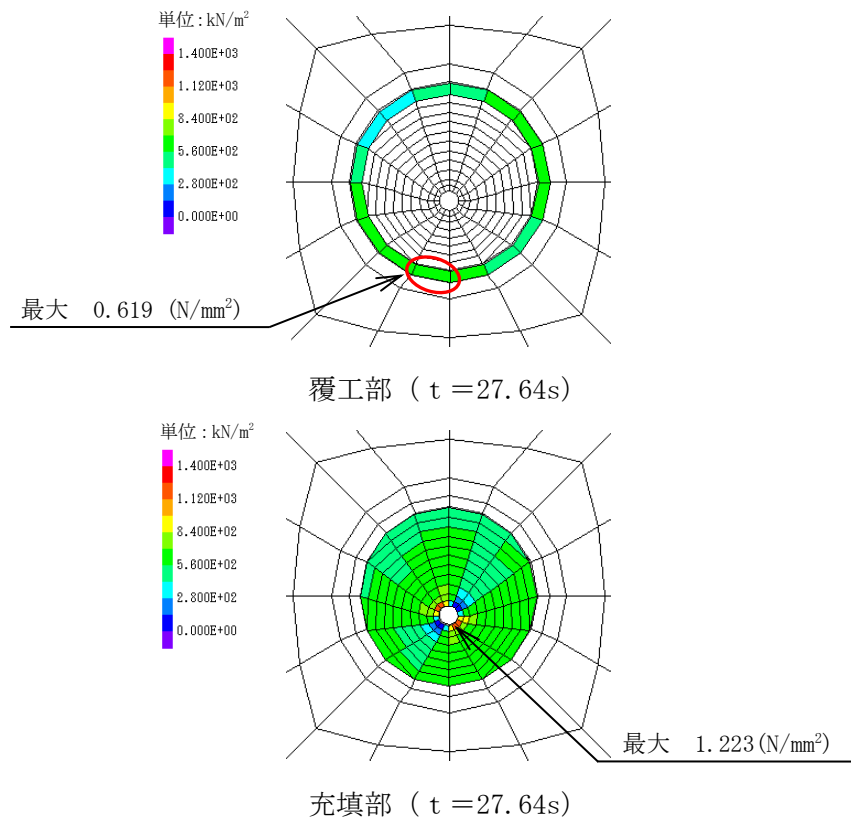


図 3.8-1(16) 解析ケース③ 基準地震動  $S_s - F3$  (一十) に対する引張応力分布図

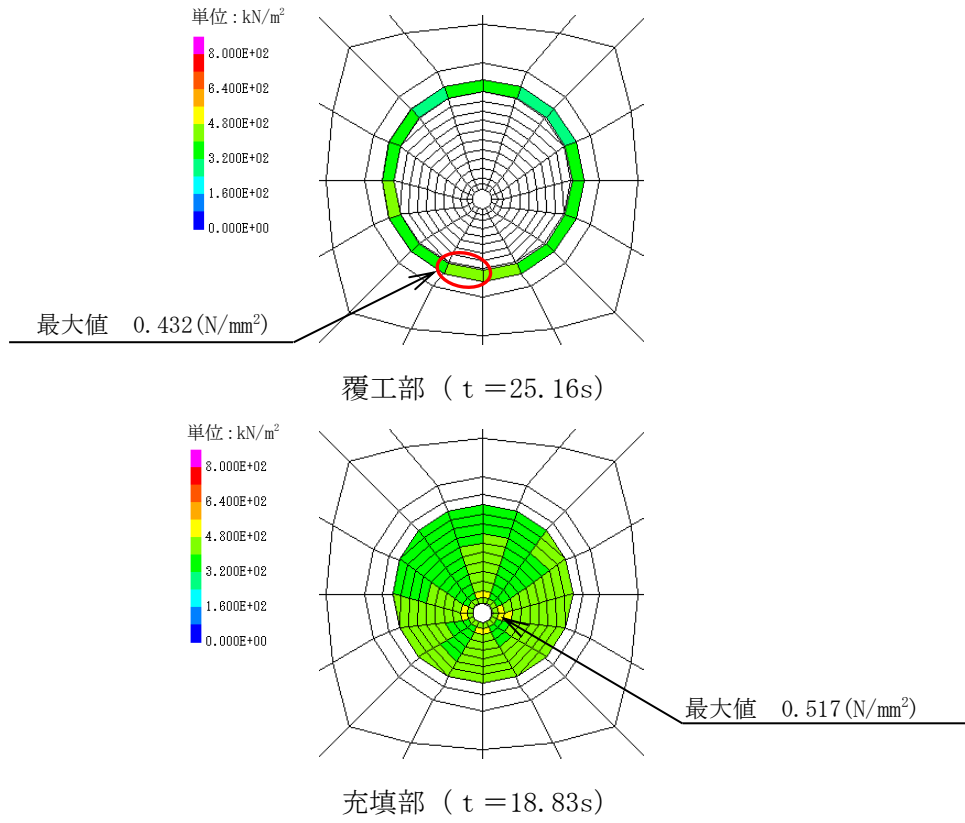


図 3.8-2(1) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-D1 (++) に対するせん断応力分布図

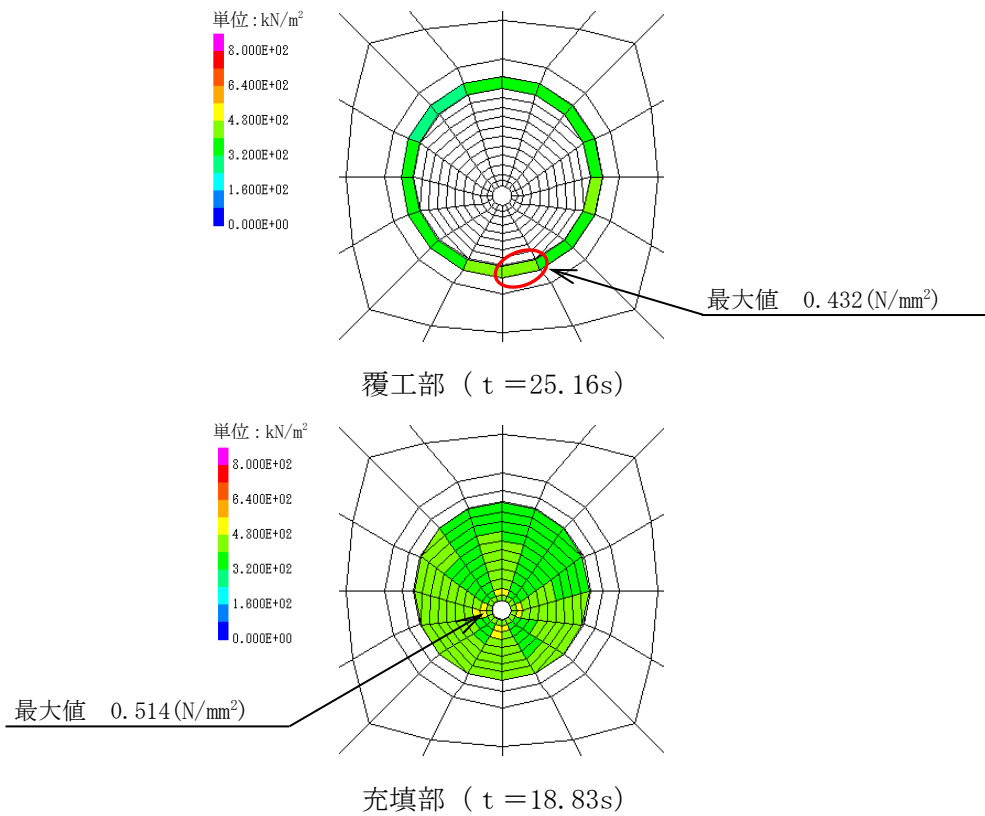
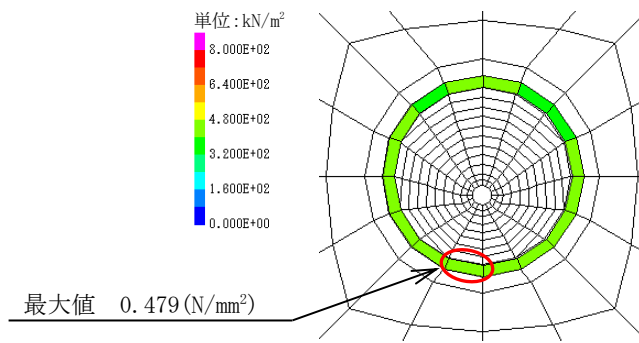
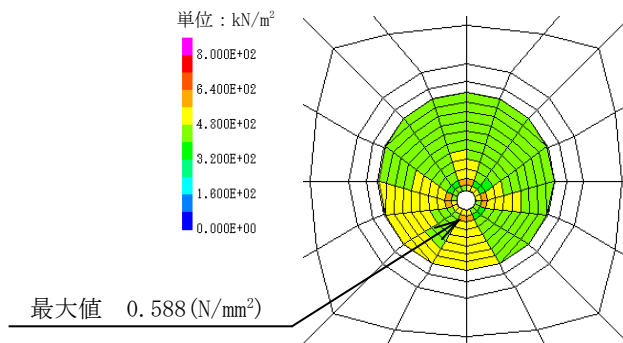


図 3.8-2(2) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-D1 (-+) に対するせん断応力分布図

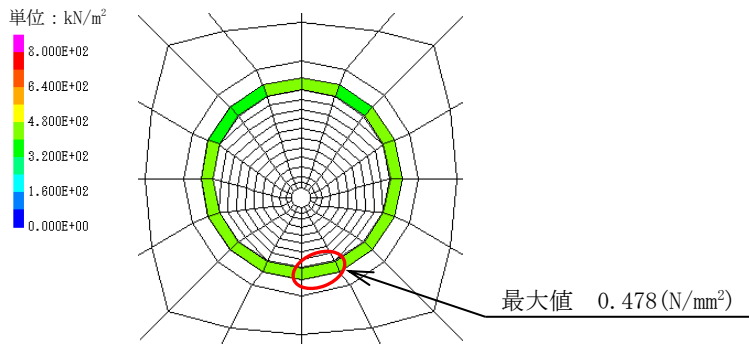


覆工部 ( t = 17.77s )

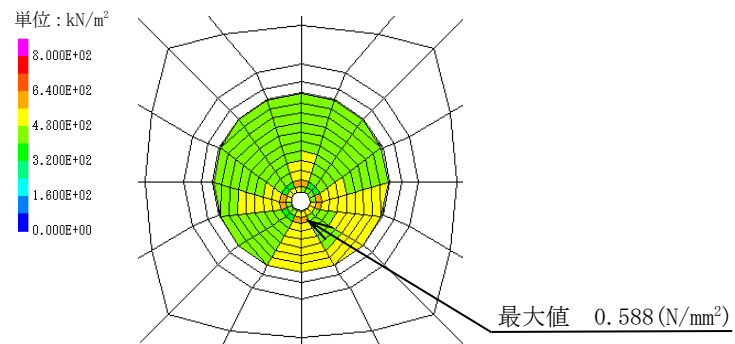


充填部 ( t = 17.77s )

図 3.8-2(3) 解析ケース① 基準地震動 S s - D 2 (++) に対するせん断応力分布図



覆工部 ( t = 17.77s )



充填部 ( t = 17.77s )

図 3.8-2(4) 解析ケース① 基準地震動 S s - D 2 (-+) に対するせん断応力分布図

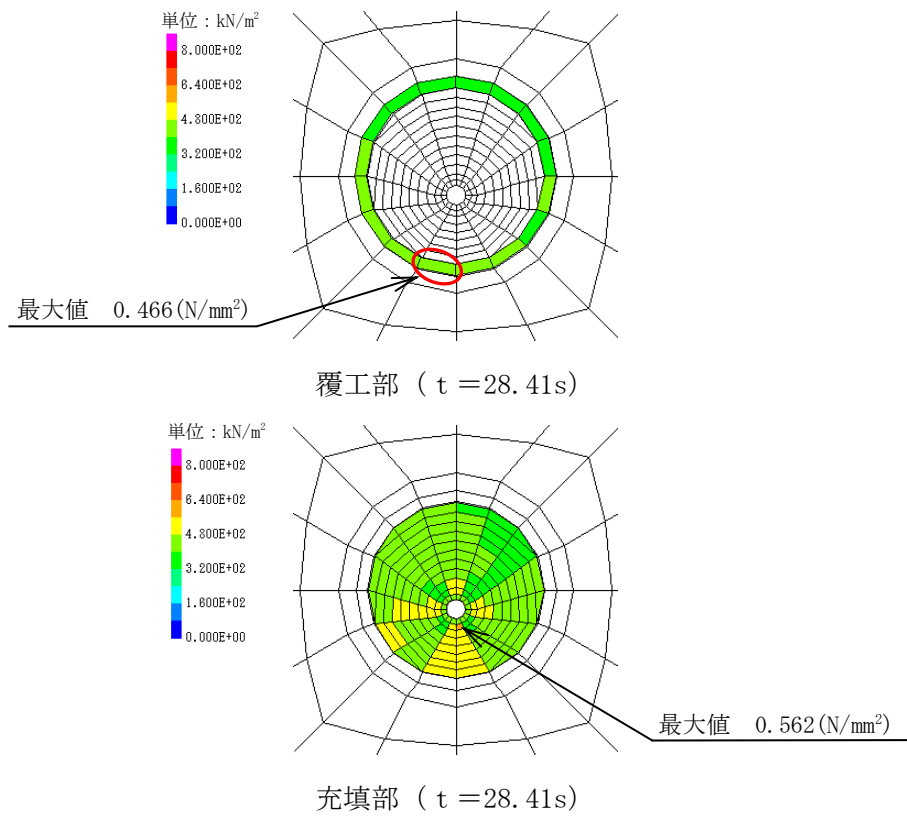


図 3.8-2(5) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - D3 (+ +)$  に対するせん断応力分布図

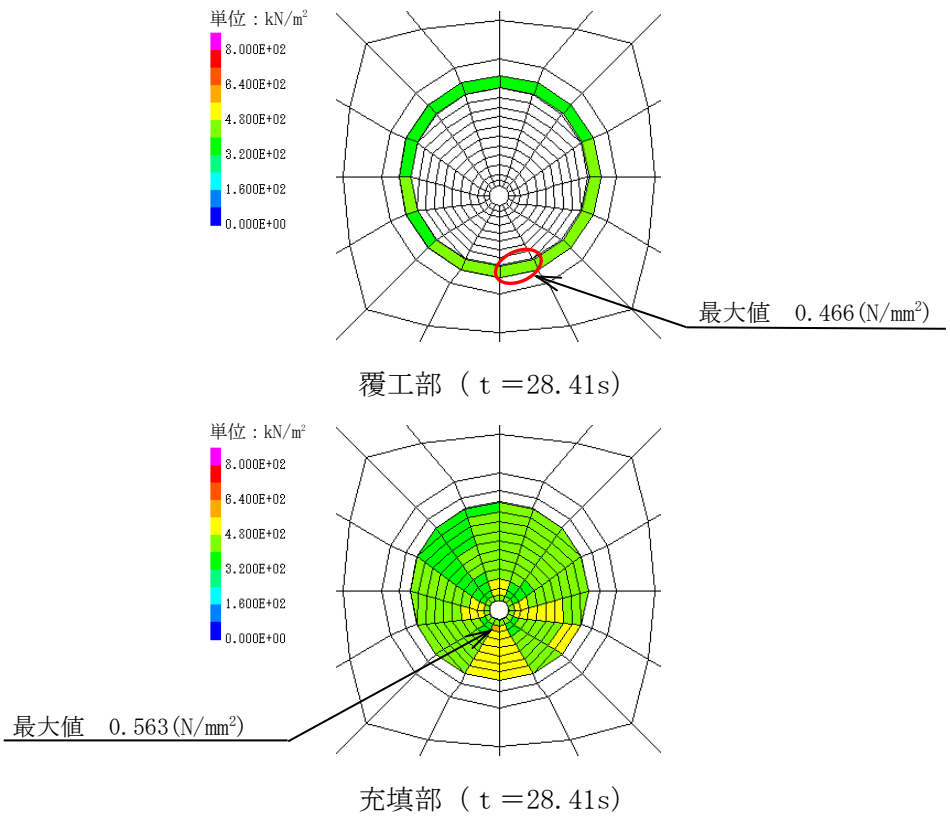


図 3.8-2(6) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - D3 (- +)$  に対するせん断応力分布図

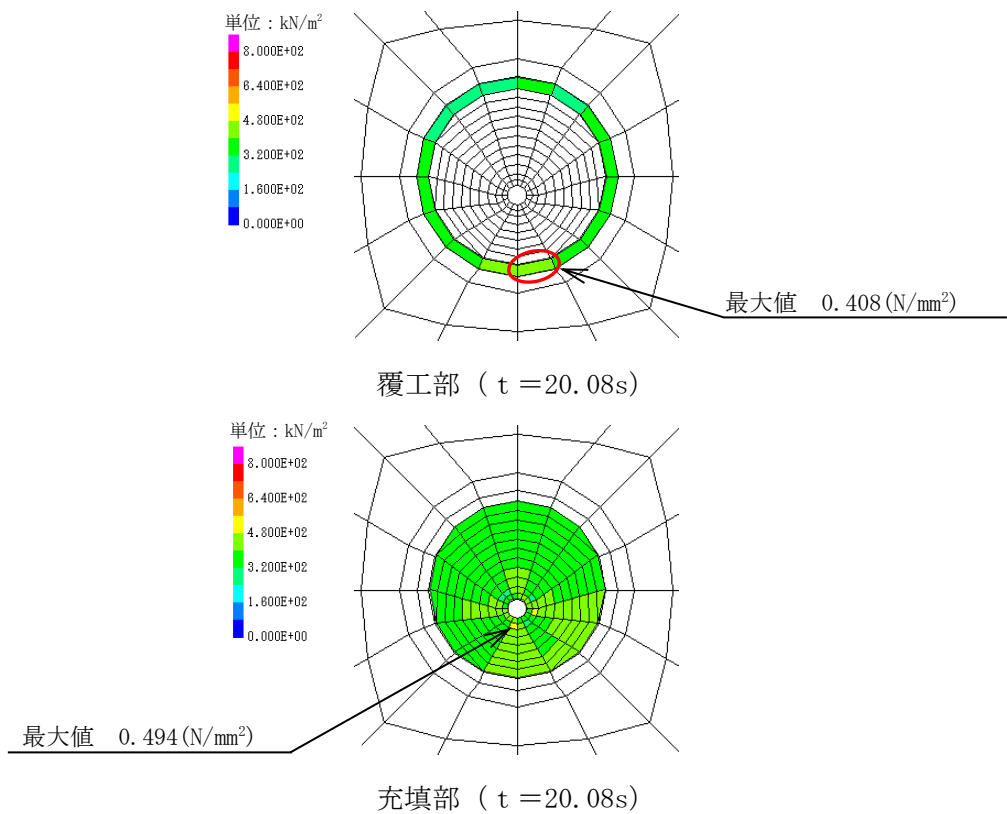


図 3.8-2(7) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - F1$  (++) に対するせん断応力分布図

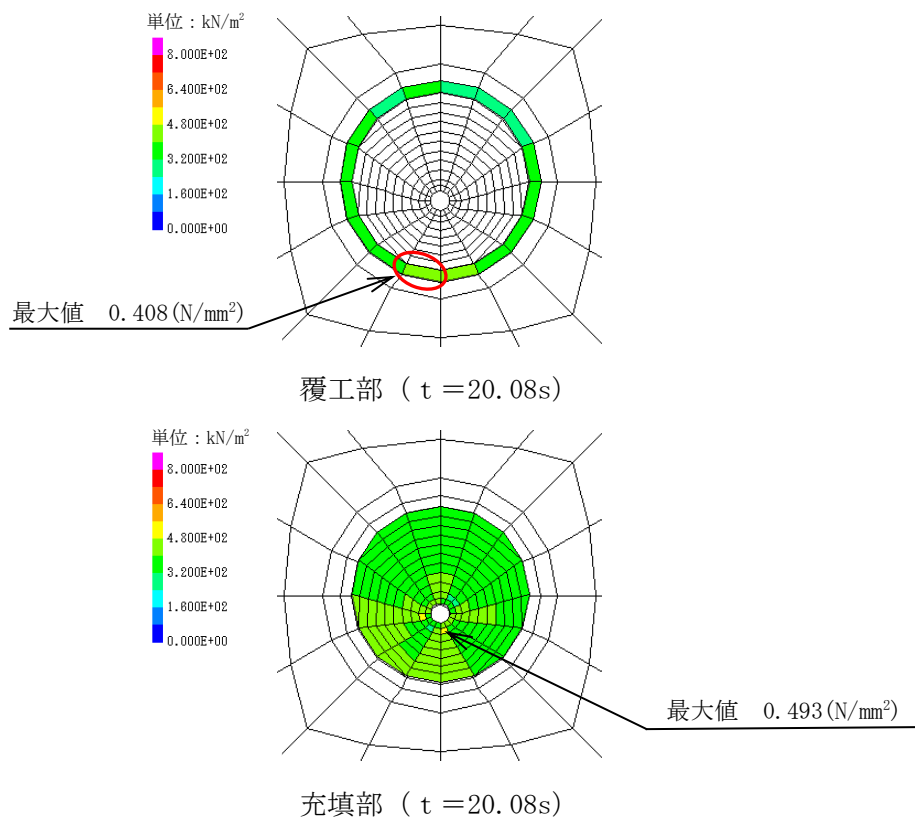
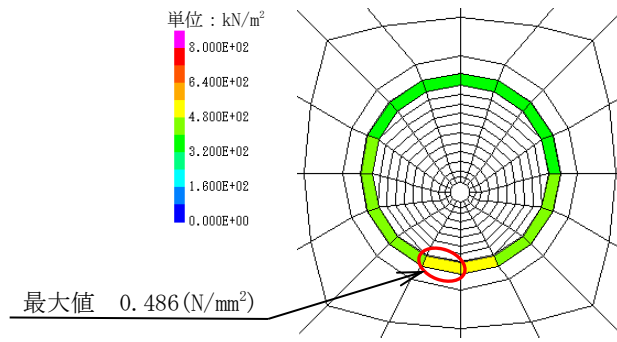
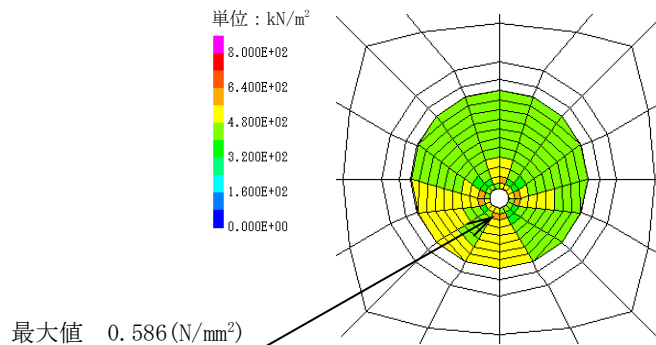


図 3.8-2(8) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - F1$  (-+) に対するせん断応力分布図

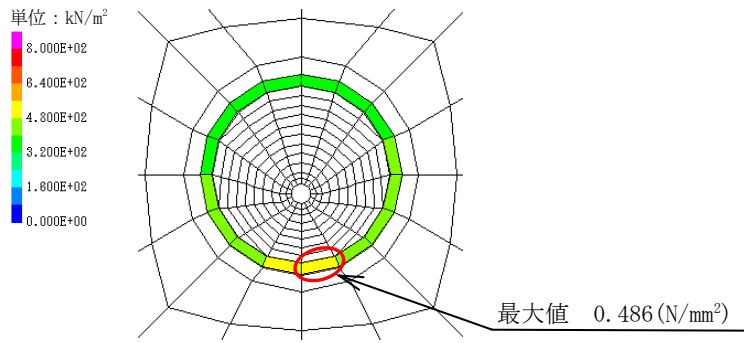


覆工部 (  $t = 28.33\text{s}$  )

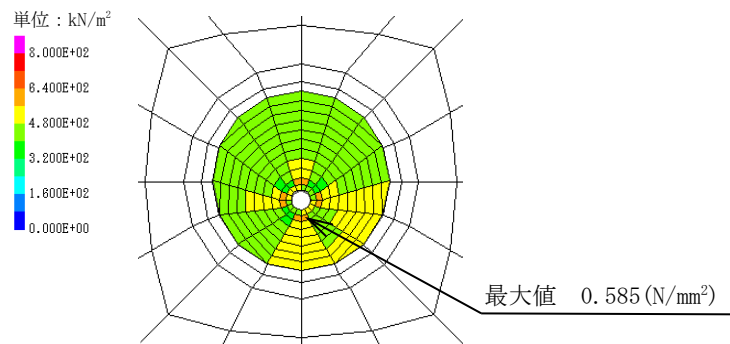


充填部 (  $t = 28.33\text{s}$  )

図 3.8-2(9) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - F2 (+ +)$  に対するせん断応力分布図

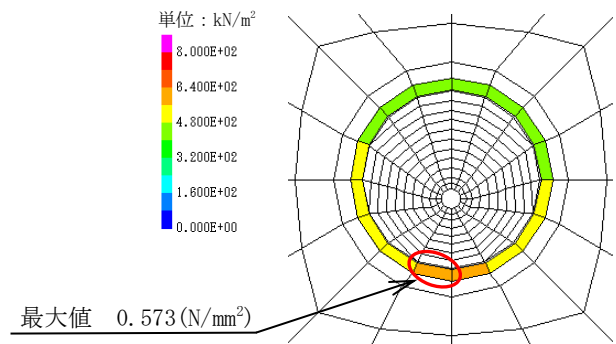


覆工部 (  $t = 28.33\text{s}$  )

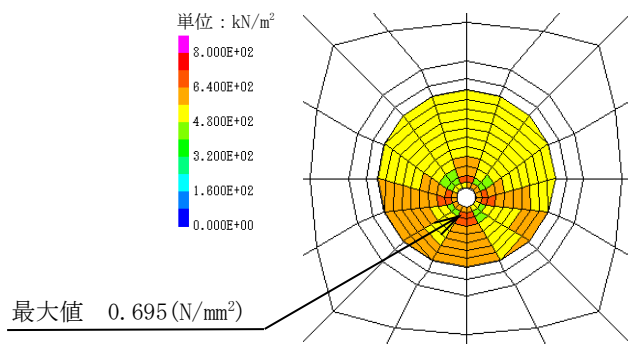


充填部 (  $t = 28.33\text{s}$  )

図 3.8-2(10) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - F2 (- +)$  に対するせん断応力分布図

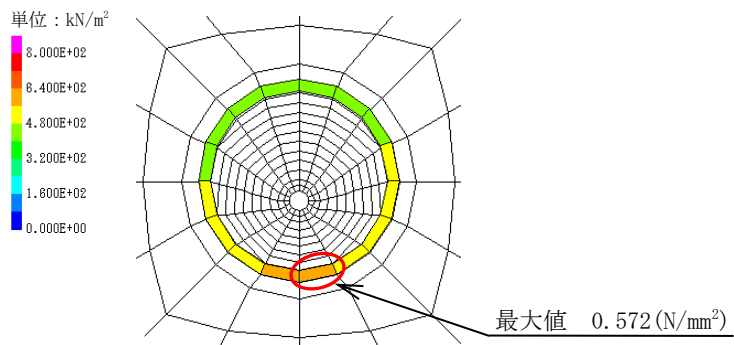


覆工部 ( t = 27.64s )

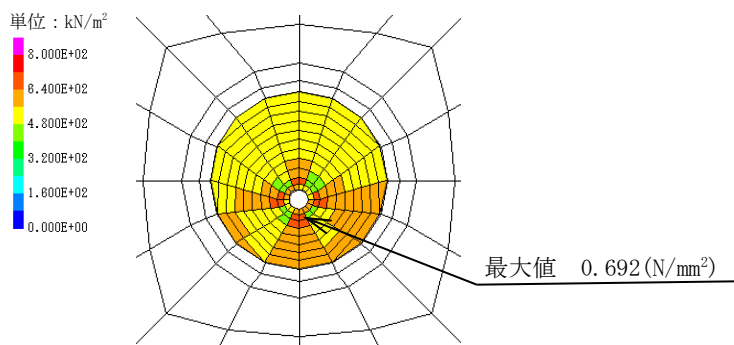


充填部 ( t = 27.64s )

図 3.8-2(11) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-F 3 (++) に対するせん断応力分布図



覆工部 ( t = 27.64s )



充填部 ( t = 27.64s )

図 3.8-2(12) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-F 3 (-+) に対するせん断応力分布図

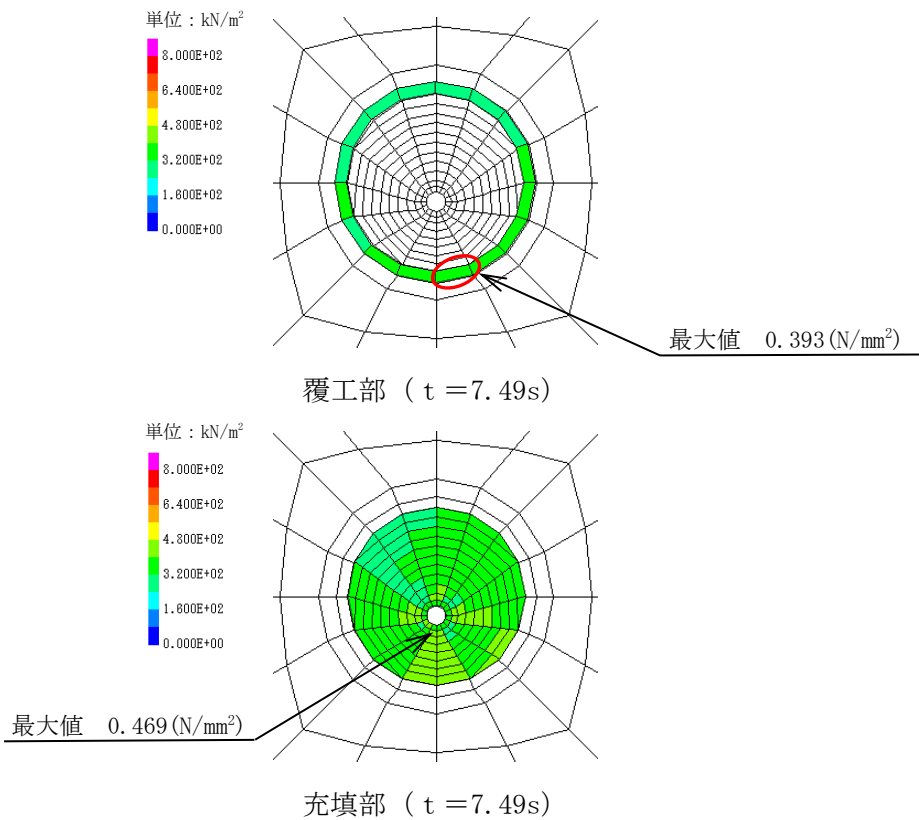


図 3.8-2(13) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-N 1 (++) に対するせん断応力分布図

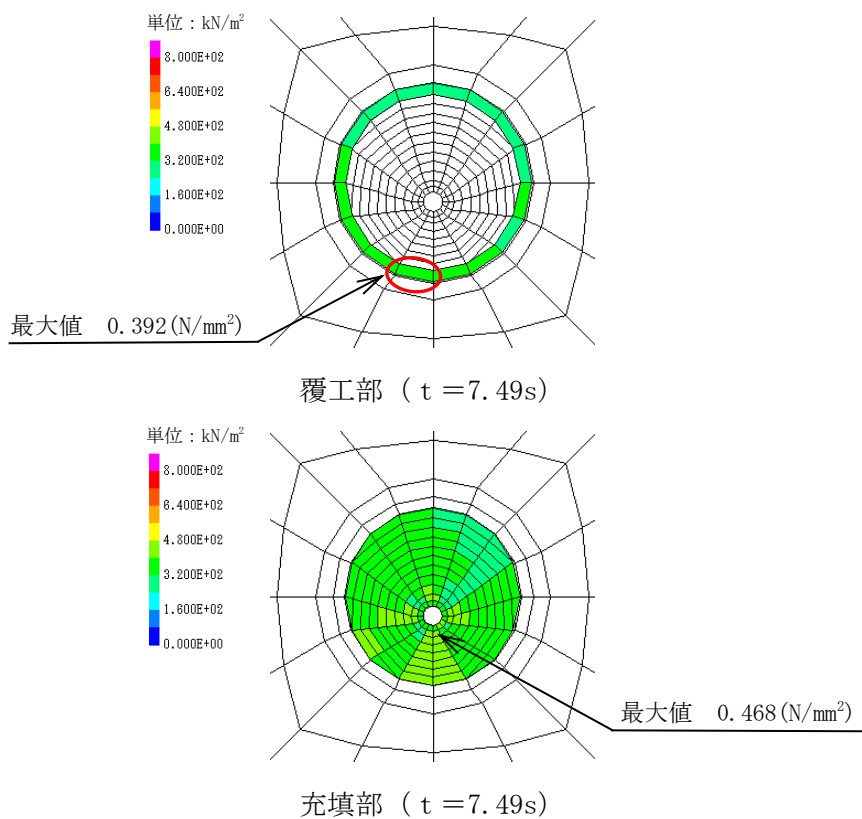
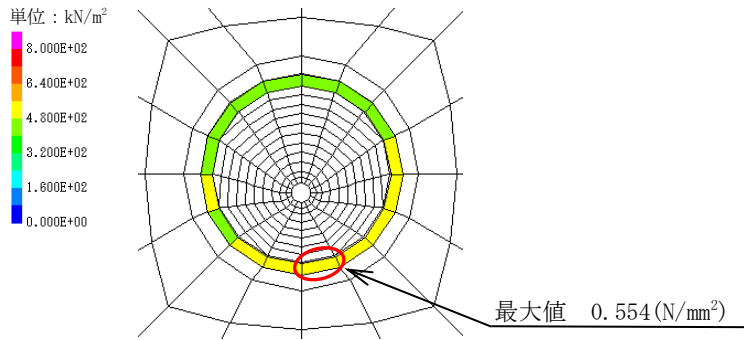
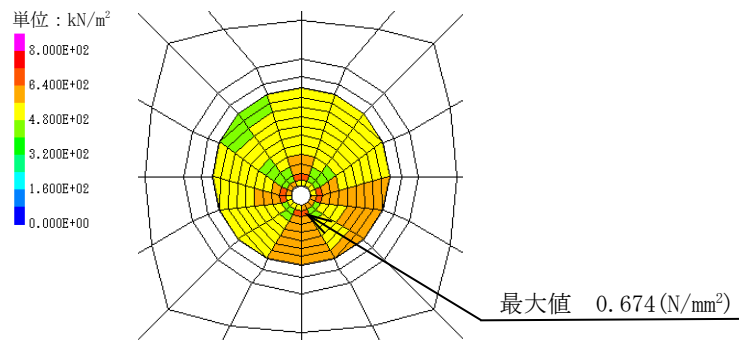


図 3.8-2(14) 解析ケース① 基準地震動 S<sub>s</sub>-N 1 (-+) に対するせん断応力分布図



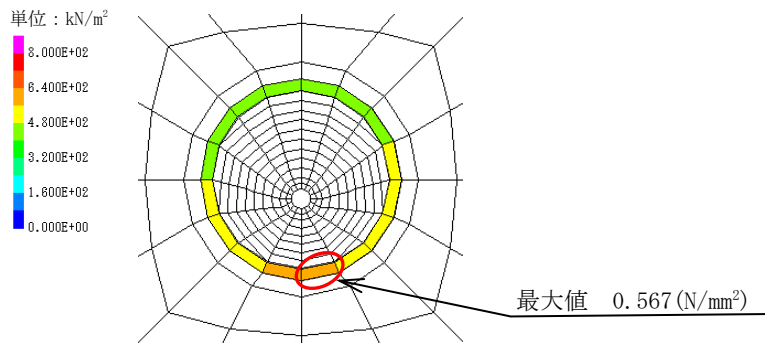


覆工部 ( $t = 27.64\text{s}$ )

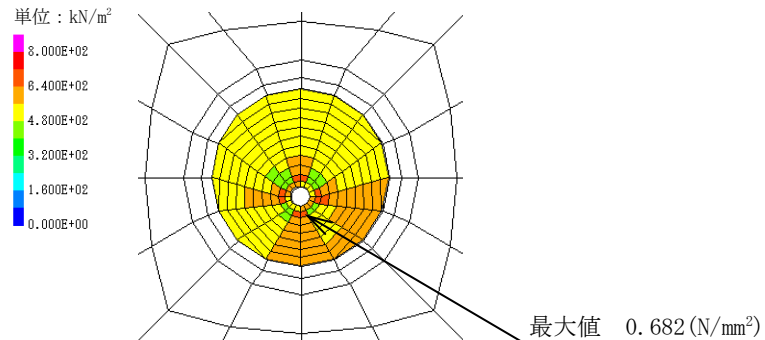


充填部 ( $t = 27.64\text{s}$ )

図 3.8-2(15) 解析ケース② 基準地震動  $S_s - F3$  (-+) に対するせん断応力分布図



覆工部 ( $t = 27.64\text{s}$ )



充填部 ( $t = 27.64\text{s}$ )

図 3.8-2(16) 解析ケース③ 基準地震動  $S_s - F3$  (-+) に対するせん断応力分布図

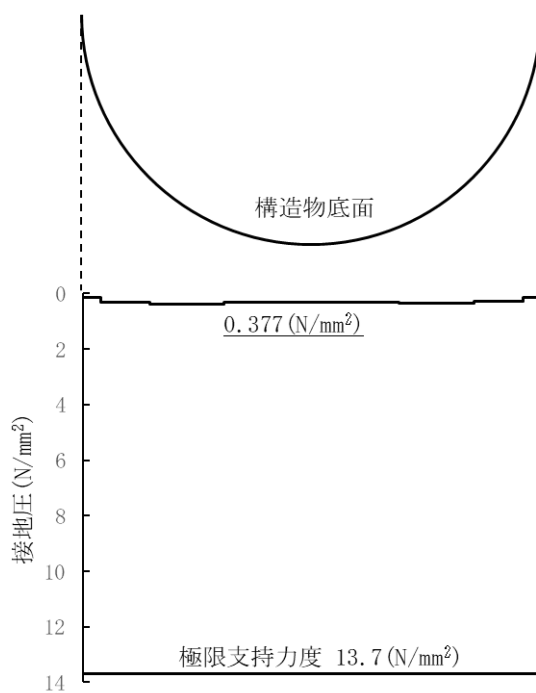


図 3.8-3(1) 解析ケース① 基準地震動 S s - D 1 (++) に対する接地圧の分布図

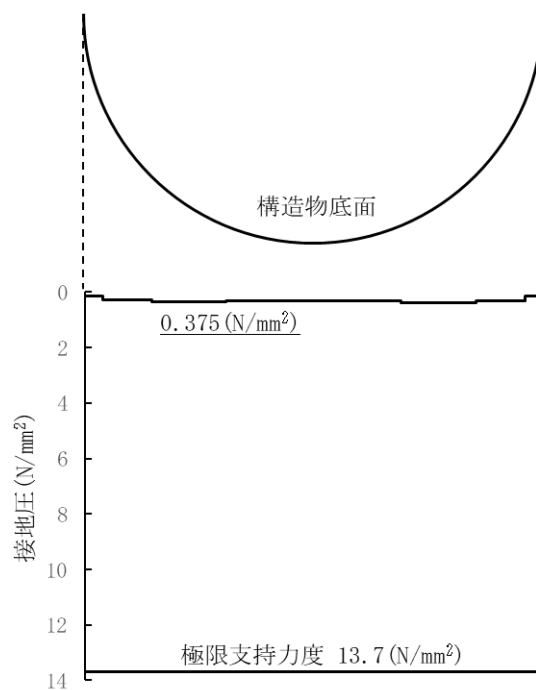


図 3.8-3(2) 解析ケース① 基準地震動 S s - D 1 (-+) に対する接地圧の分布図

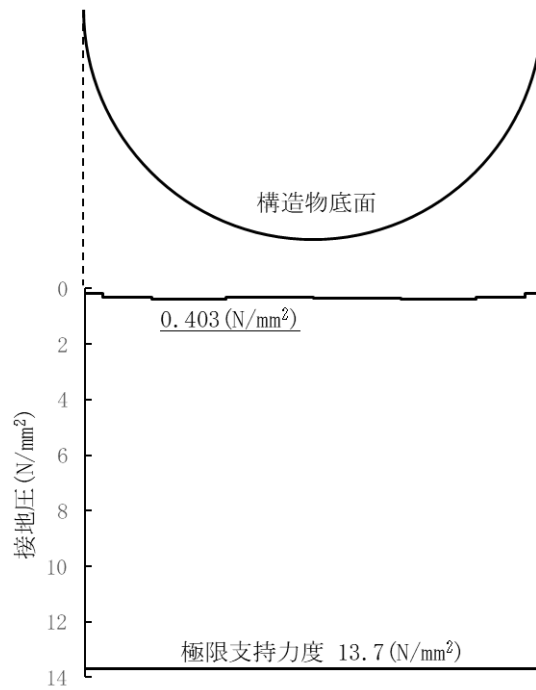


図 3.8-3(3) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - D2$  (++) に対する接地圧の分布図

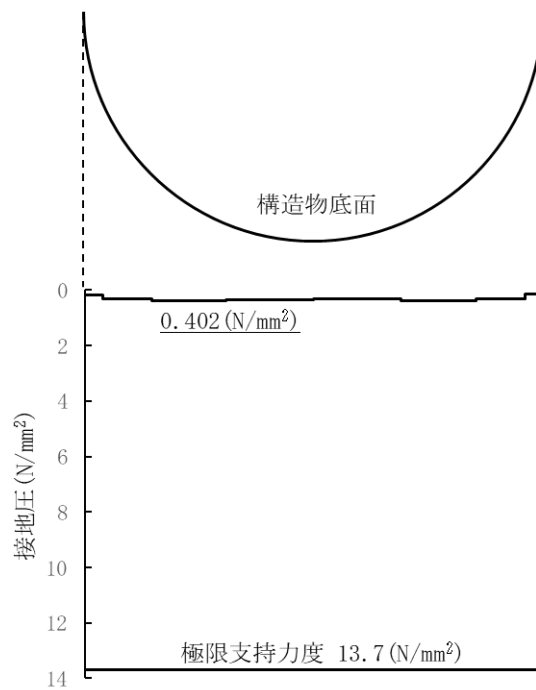


図 3.8-3(4) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - D2$  (-+) に対する接地圧の分布図

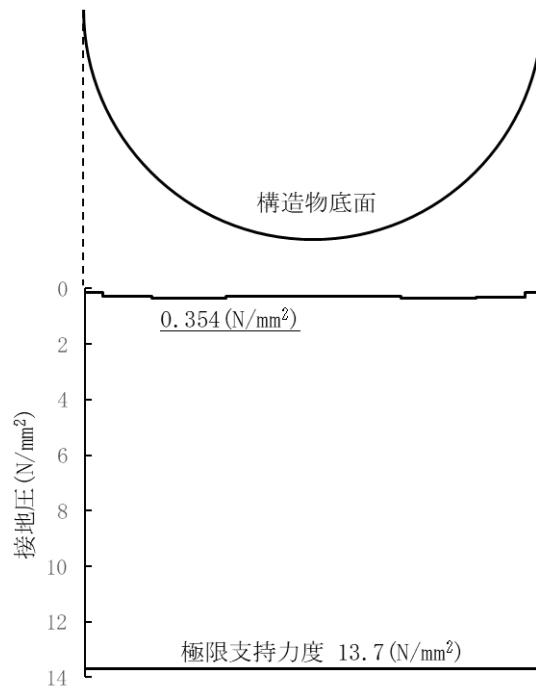


図 3.8-3(5) 解析ケース① 基準地震動 S s - D 3 (++) に対する接地圧の分布図

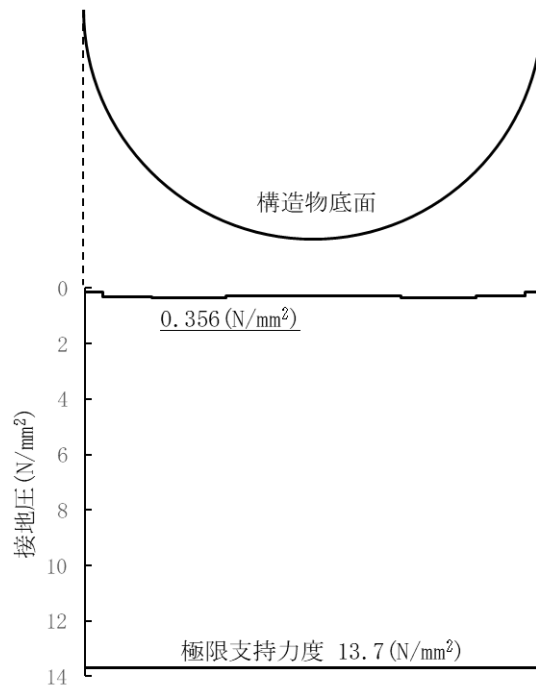


図 3.8-3(6) 解析ケース① 基準地震動 S s - D 3 (-+) に対する接地圧の分布図

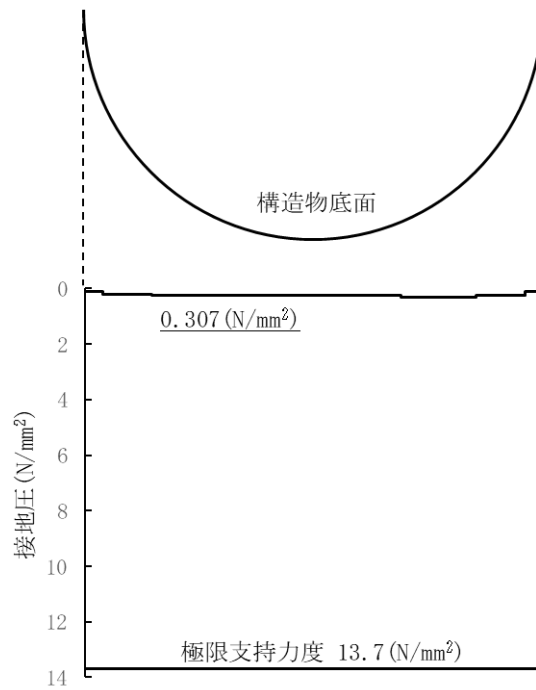


図 3.8-3(7) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - F1$  (++) に対する接地圧の分布図

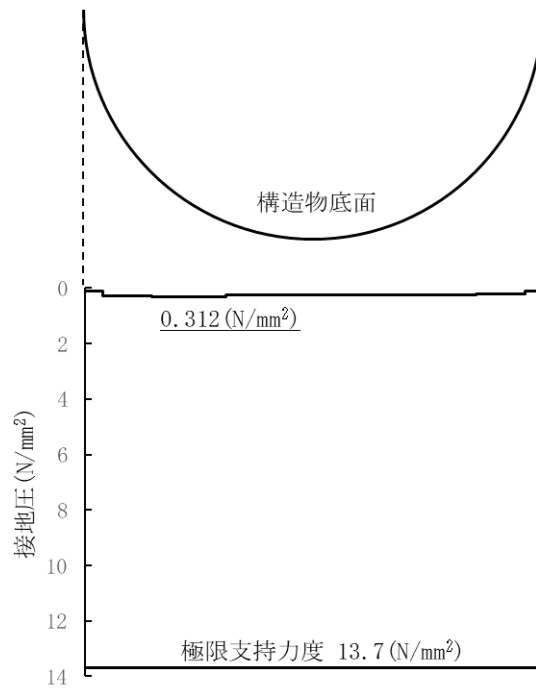


図 3.8-3(8) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - F1$  (-+) に対する接地圧の分布図

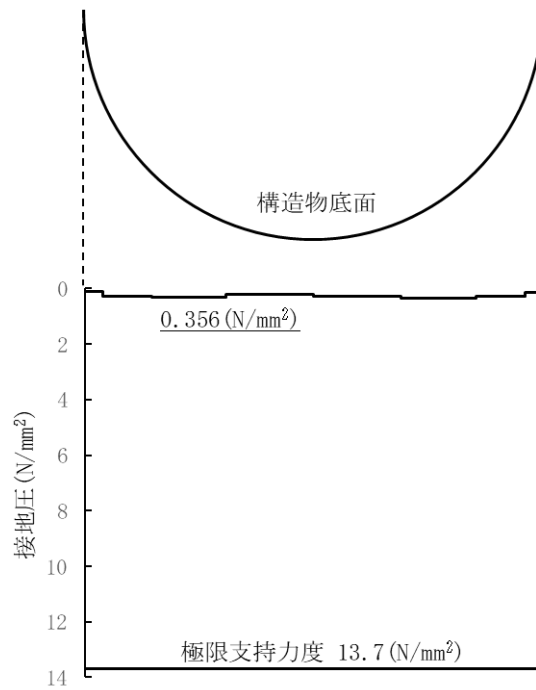


図 3.8-3(9) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - F_2 (+ +)$  に対する接地圧の分布図

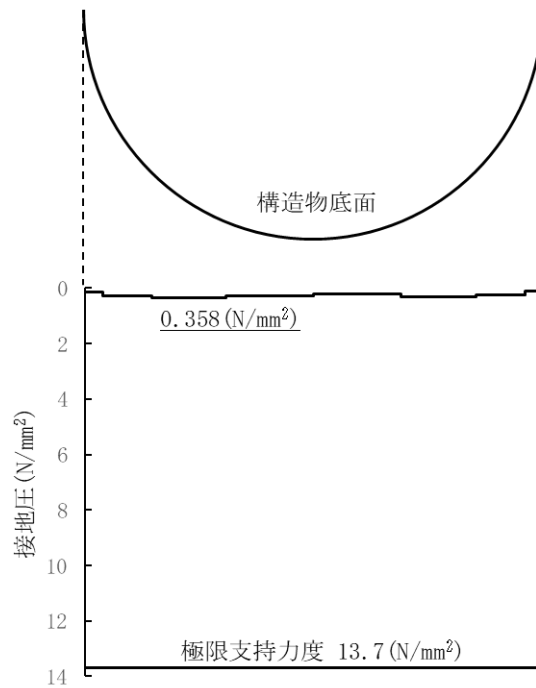


図 3.8-3(10) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - F_2 (- +)$  に対する接地圧の分布図

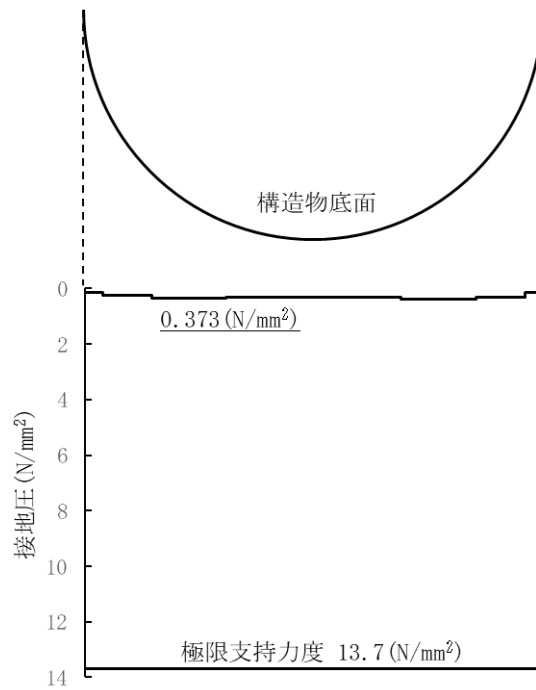


図 3.8-3(11) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - F_3 (+ +)$  に対する接地圧の分布図

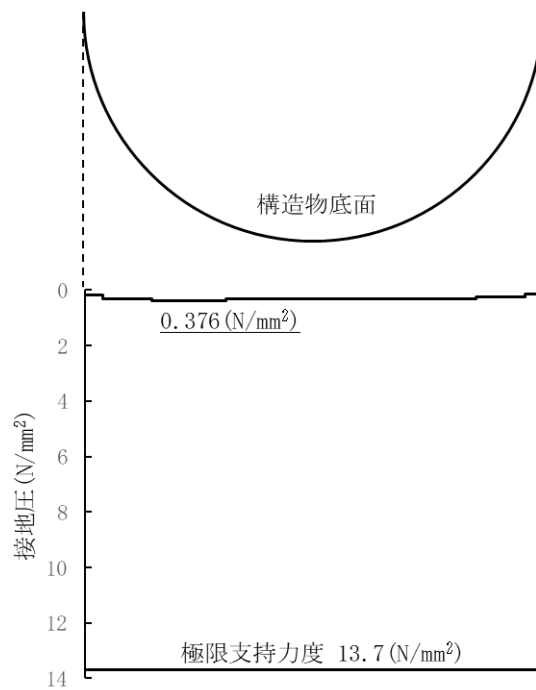


図 3.8-3(12) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - F_3 (- +)$  に対する接地圧の分布図

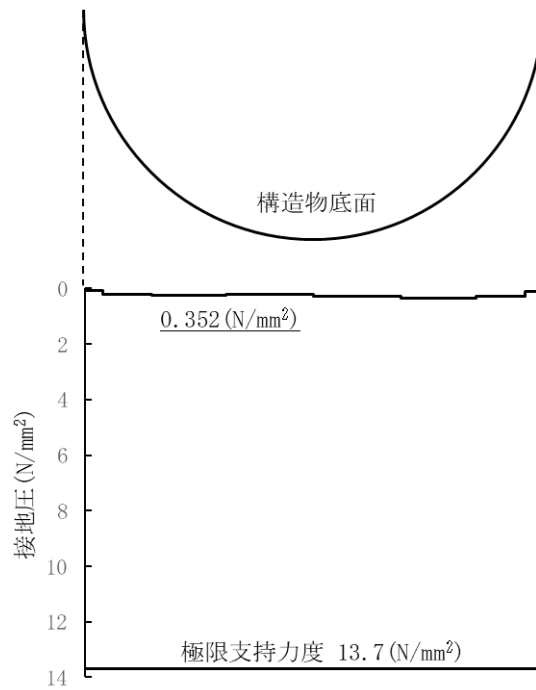


図 3.8-3(13) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - N1 (+ +)$  に対する接地圧の分布図

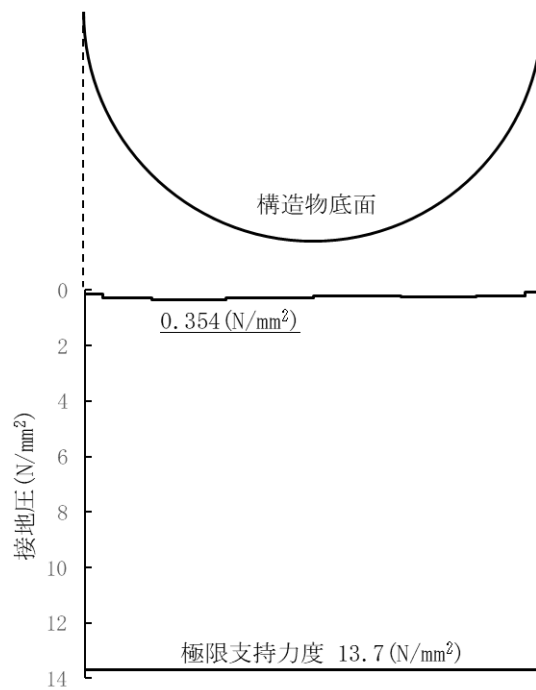


図 3.8-3(14) 解析ケース① 基準地震動  $S_s - N1 (- +)$  に対する接地圧の分布図



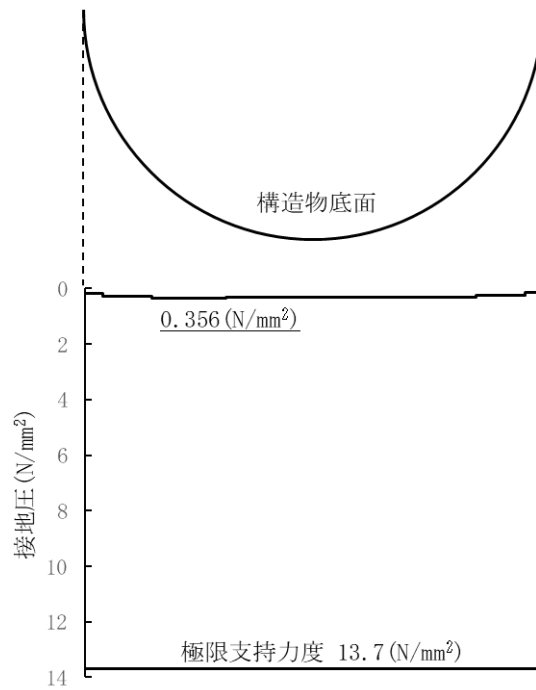


図 3.8-3(15) 解析ケース② 基準地震動  $S_s - F3$  (一十) に対する接地圧の分布図

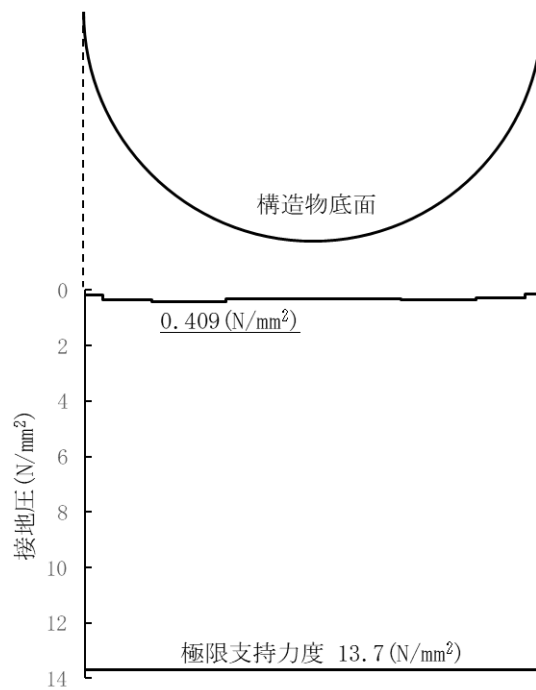


図 3.8-3(16) 解析ケース③ 基準地震動  $S_s - F3$  (一十) に対する接地圧の分布図

#### 4. 耐震評価結果

##### 4.1 構造部材の健全性に対する評価結果

覆工部及び充填部の引張破壊に対する照査値を表 4.1-1 に、せん断破壊に対する照査値を表 4.1-2 に示す。また、覆工部及び充填部の引張破壊に対する照査値最大となる時刻の応力分布を図 4.1-1 に、せん断破壊に対する照査値最大となる時刻の応力分布を図 4.1-2 に示す。

覆工部及び充填部の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.1-1 引張破壊に対する最大照査値

部位	地震動	解析ケース	発生応力 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a / b)
覆工部	S s - F 3 (-+)	①	0.627	1.019	0.62
充填部	S s - F 3 (-+)	①	1.238	1.847	0.68

表 4.1-2 せん断破壊に対する照査値

部位	地震動	解析ケース	発生応力 (N/mm <sup>2</sup> ) (a)	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) (b)	照査値 (a / b)
覆工部	S s - F 3 (++)	①	0.573	4.1	0.14
充填部	S s - F 3 (++)	①	0.695	10.0	0.07

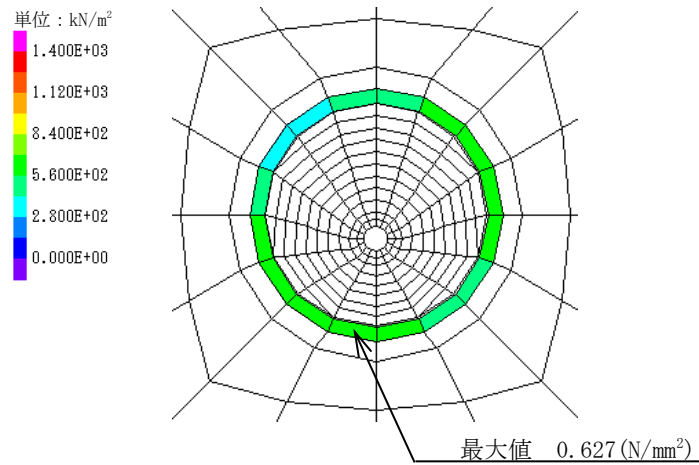


図 4.1-1(1) 覆工部の引張破壊に対する照査値最大となる時刻の応力分布図  
(S s - F 3 (-+), t = 27.64s)  
(解析ケース①：基本ケース)

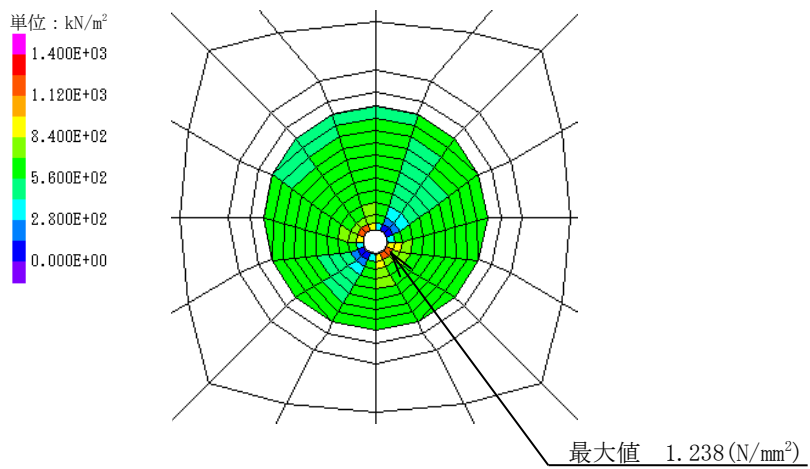


図 4.1-1(2) 充填部の引張破壊に対する照査値最大となる時刻の応力分布図  
(S s - F 3 (-+), t = 27.64s)  
(解析ケース①：基本ケース)

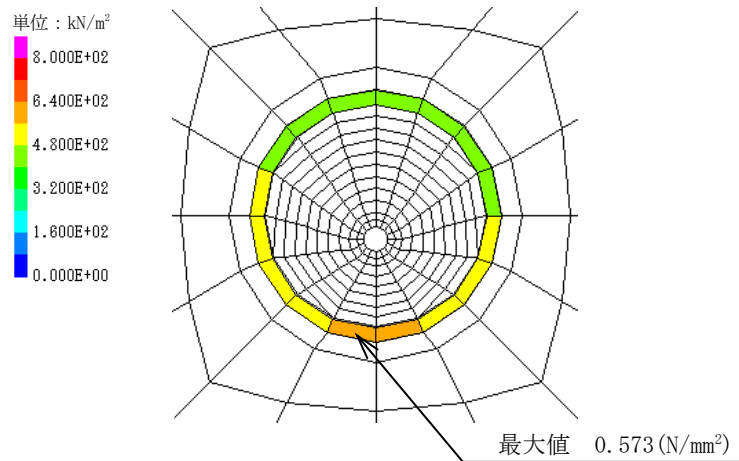


図 4.1-2(1) 覆工部のせん断破壊に対する照査値最大となる時刻の応力分布図  
 (S s - F 3 (++) , t = 27.64s)  
 (解析ケース① : 基本ケース)

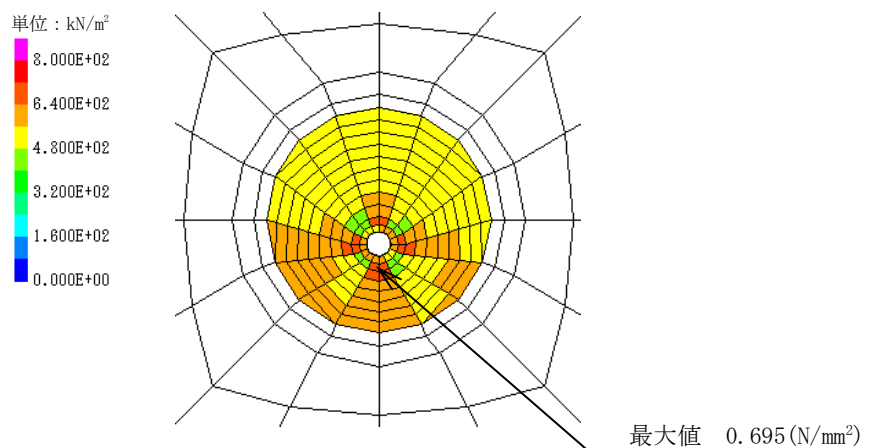


図 4.1-2(2) 充填部のせん断破壊に対する照査値最大となる時刻の応力分布図  
 (S s - F 3 (++) , t = 27.64s)  
 (解析ケース① : 基本ケース)

#### 4.2 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 4.2-1 に示す。また、最大接地圧の分布図を図 4.2-1 示す。

覆工部を支持する基礎地盤に生じる最大接地圧が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-1 基礎地盤の支持性能照査結果

地震動	解析ケース	最大接地圧 (N/mm <sup>2</sup> ) ( a )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) ( b )	照査値 ( a / b )
S <sub>s</sub> -F3 (-+)	③	0.409	13.7	0.03

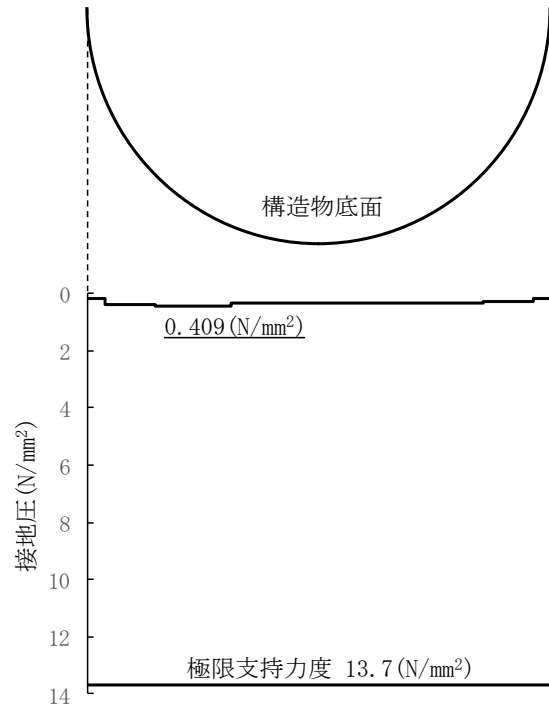


図 4.2-1 最大接地圧の分布図

(S s - F 3 (-+))

(解析ケース③：地盤物性値のばらつき(-1σ)を考慮した解析ケース)

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.2 取放水路流路縮小工の設計に関する補足説明
- 6.2.3 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）の強度計算書に関する補足説明

## 目次

1. 概要 .....	1
2. 基本方針 .....	2
2.1 位置 .....	2
2.2 構造概要 .....	3
2.3 評価方針 .....	5
2.4 適用基準 .....	7
2.5 記号の説明 .....	8
3. 強度評価方法 .....	11
3.1 評価対象断面及び部位 .....	11
3.2 荷重及び荷重の組合せ .....	13
3.3 評価方法 .....	17
4. 強度評価 .....	32
4.1 荷重算出 .....	32
4.2 強度評価 .....	34
4.3 解析ケースごとの強度評価結果 .....	37
5. 強度評価結果 .....	40

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している構造強度の設計方針に基づき、取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）(No. 1), (No. 2) が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重及び余震荷重に対し、構造部材の構造健全性を保持することを確認するものである。

なお、取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）(No. 1), (No. 2) の強度評価においては、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。



## 2. 基本方針

### 2.1 位置

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の位置図を図2.1-1に示す。

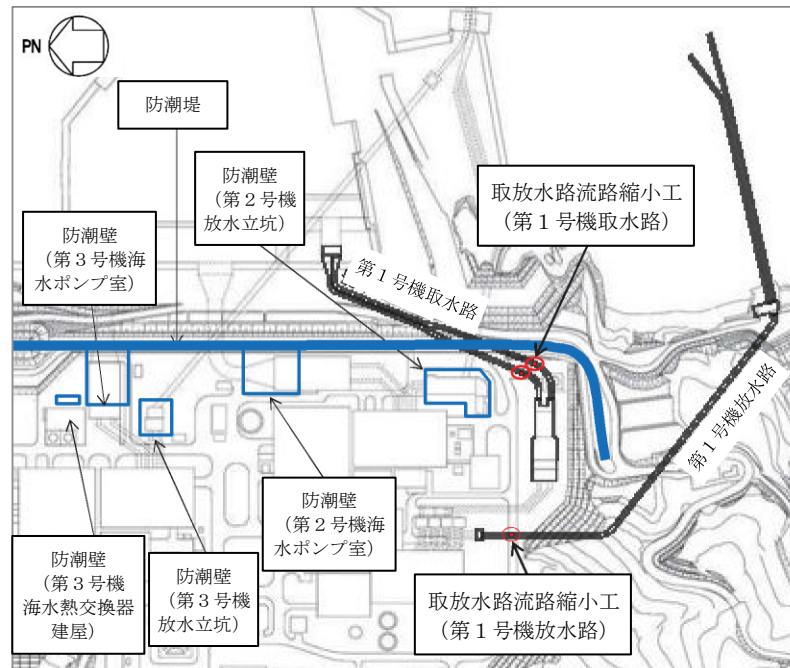



図 2.1-1 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の位置図（全体平面図）

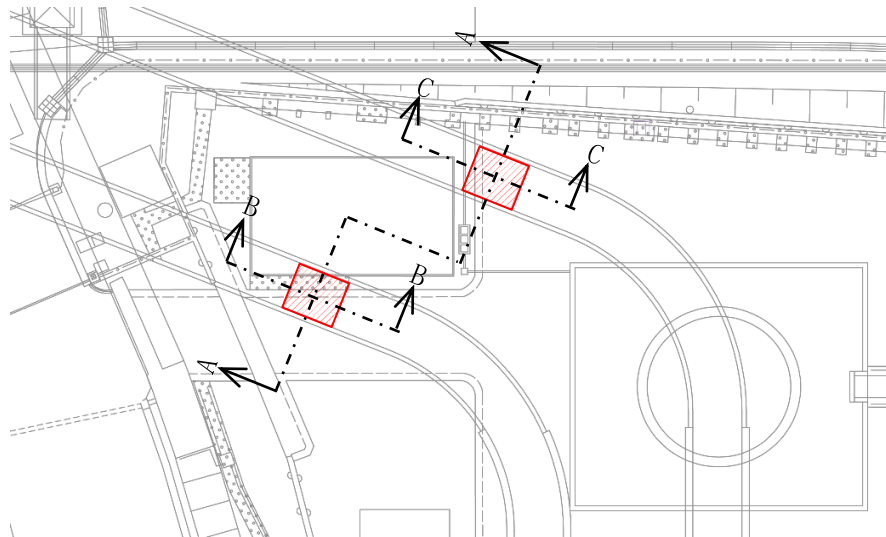
## 2.2 構造概要

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の構造概要を図2.2-1に示す。

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)は、第1号機取水路からの津波の流入を抑制し、第1号機取水路から敷地への津波の流入を防止するため、第1号機取水路内に無筋のコンクリートを充填する。よって、取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)は、既設の第1号機取水路の覆工部（鉄筋コンクリート）と充填部（無筋コンクリート）から構成される。

第1号機の補機冷却海水ポンプに必要な海水を取水するため、貫通部（×2条）を設ける。

なお、本強度計算書では、充填部のB-B（C-C）断面の幅を流路縮小工の幅とする。



平面図

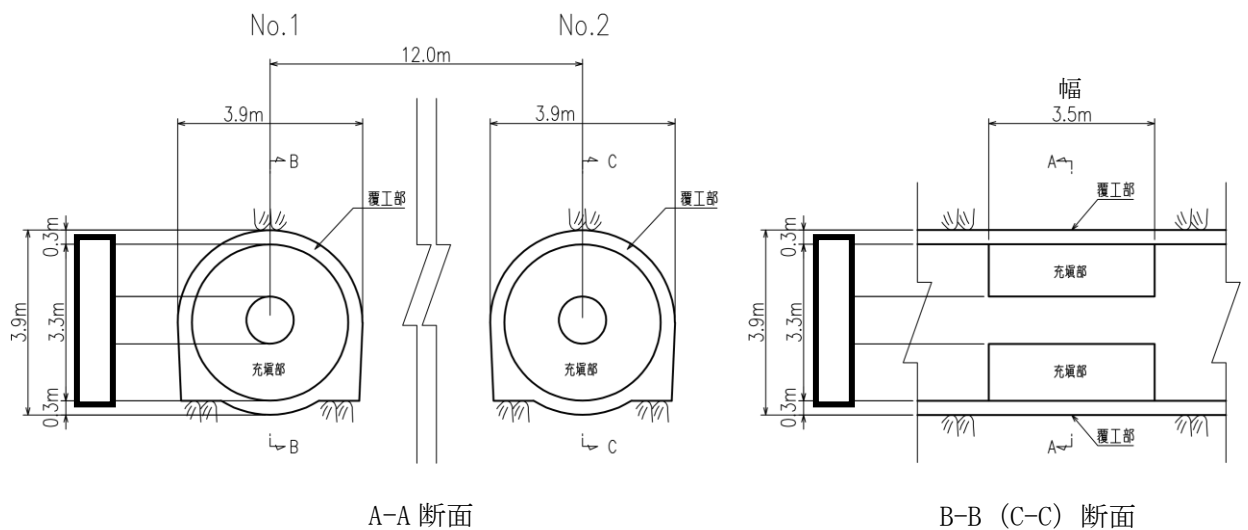
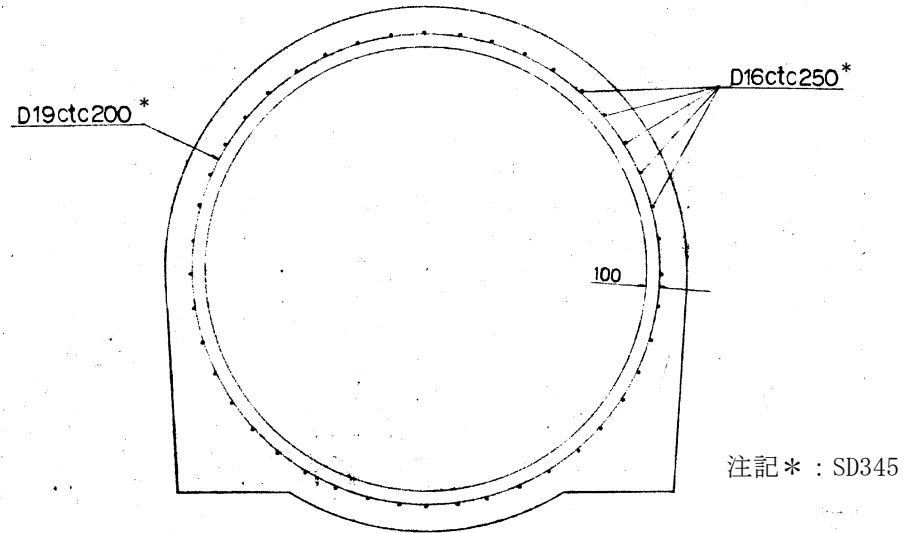


図2.2-1(2) 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の構造概要図



(単位 : mm)

図 2.2-1(3) 取放水路流路縮小工 (第 1 号機取水路) (No. 1), (No. 2) の構造概要図  
(覆工部配筋図)

## 2.3 評価方針

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の強度評価においては、添付書類「VI-3-別添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している方法を用いて、強度計算を実施する。なお、覆工部については、鉄筋コンクリート構造であるものの、充填部に対する覆工部の断面厚さ等が小さいことを踏まえ、強度評価においては、保守的に鉄筋に期待しないこととして、無筋コンクリートとして構造強度を評価する。また、強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時（以下「重畳時」という。）について行う。ただし、「重畳時」の津波荷重は「津波時」の津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の強度評価は、水路縦断方向に作用する津波荷重及び余震荷重に対して、表2.3-1に示すとおり、せん断、滑動及び曲げに対して安定性を確保できる必要幅が、流路縮小工の設置幅（縦断方向の閉塞長）以下であることを確認することにより、安定性を損なわないことを評価する。

取放水路流路縮小工(第1号機取水路)(No. 1), (No. 2)の強度評価フローを図2.3-1に示す。

表 2.3-1 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	流路縮小工の幅
安定性を損なわないこと	構造部材の安定性	流路縮小工	せん断、滑動及び曲げに対する必要幅が流路縮小工の設置幅（縦断方向の閉塞長）以下であることを確認	3.5m

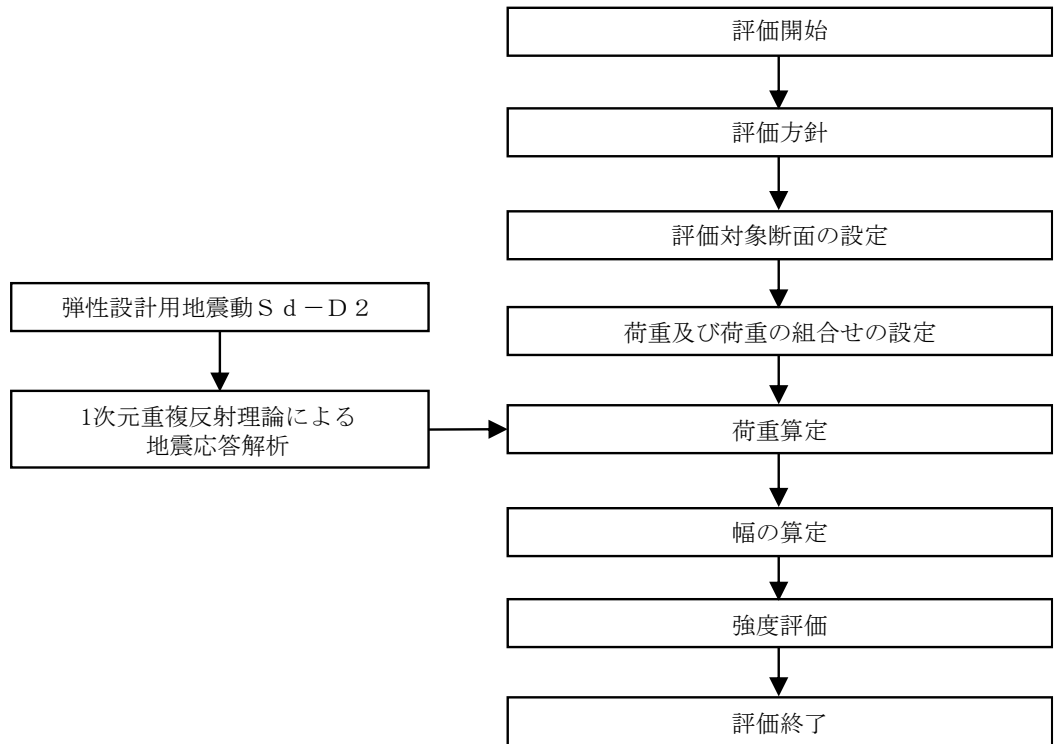


図 2.3-1 取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）(No. 1), (No. 2) の強度評価フロー

## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。また，各項目で適用する規格，基準類を表 2.4-1 に示す。

- ・農林水産省農村振興局 平成 15 年 土地改良事業計画設計基準設計「ダム」技術書〔コンクリートダム編〕
- ・土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕
- ・土木学会 2017 年 コンクリート標準示方書〔設計編〕
- ・土木学会 2013 年 コンクリート標準示方書 ダムコンクリート編
- ・土木学会 2018 年 水理公式集
- ・日本港湾協会 2007 年 港湾の施設の技術上の基準・同解説
- ・水門鉄管協会 平成 29 年 水門鉄管技術基準 水圧鉄管・鉄鋼構造物編

表 2.4-1 各項目で適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	<ul style="list-style-type: none"> <li>・土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕</li> <li>・土木学会 2013 年 コンクリート標準示方書 ダムコンクリート編</li> </ul>	—
評価方法	<ul style="list-style-type: none"> <li>・農林水産省農村振興局 平成 15 年 土地改良事業計画設計基準設計「ダム」技術書〔コンクリートダム編〕</li> </ul>	・照査項目及び評価方法
荷重及び荷重の組合せ	<ul style="list-style-type: none"> <li>・日本港湾協会 2007 年 港湾の施設の技術上の基準・同解説</li> <li>・水門鉄管協会 平成 29 年 水門鉄管技術基準 水圧鉄管・鉄鋼構造物編</li> <li>・土木学会 2018 年 水理公式集</li> </ul>	・照査項目及び評価方法
許容限界	<ul style="list-style-type: none"> <li>・農林水産省農村振興局 平成 15 年 土地改良事業計画設計基準設計「ダム」技術書〔コンクリートダム編〕</li> </ul>	・評価項目ごとに算定した幅が，流路縮小工の幅以下であることを確認。

## 2.5 記号の説明

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の強度評価に用いる記号を表 2.5-1 にそれぞれ示す。

表 2.5-1(1) 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の強度評価に用いる記号

記号	定義	単位
G	固定荷重	N
P	積載荷重	kN/m <sup>2</sup>
K <sub>s d</sub>	余震荷重	N
P <sub>h</sub>	浸水津波荷重	kN
P <sub>h s</sub>	津波荷重（静水圧）	kN
P <sub>h f</sub>	流水圧	kN
C <sub>D</sub>	抗力係数	-
$\rho_0$	海水の密度	t/m <sup>3</sup>
A	流れの方向の物体の投影面積・水路断面積	m <sup>2</sup>
U	流路縮小工前面及び背面の最大流速を考慮した場合の流速	m/s
P <sub>h t</sub>	推力	kN
f	流水の摩擦抵抗係数	-
D	貫通部内径	m
L	貫通部長さ	m
Q	流量	m <sup>3</sup> /s
v	流路縮小工貫通部の最大流速を考慮した場合の流速	m/s
n	粗度係数（コンクリート）	m <sup>-1/3</sup> /s
L <sub>1</sub>	覆工部と充填部間でのせん断を想定した場合のせん断に対する安定性から算出する幅	m
L <sub>1</sub> '	覆工部と周辺岩盤間でのせん断を想定した場合のせん断に対する安定性から算出する幅	m
$\alpha$	安全率	-
P	作用荷重	kN/m <sup>2</sup>
$\tau_c$	コンクリートのせん断強さ	kN/m <sup>2</sup>
$\tau_r$	岩盤のせん断強度	kN/m <sup>2</sup>
L <sub>0</sub>	付着面の周長	m
L <sub>0</sub> '	流路縮小工全体の周長	m

表 2.5-1(2) 取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）(No. 1), (No. 2) の強度評価に用いる記号

記号	定義	単位
L 2	覆工部と充填部間での滑動を想定した場合滑動に対する安定性から算出する幅	m
L 2'	覆工部と周辺岩盤間での滑動を想定した場合の滑動に対する安定性から算出する幅	m
N	せん断摩擦安全率	-
C <sub>c</sub>	コンクリートの付着力（せん断強度）	kN/m <sup>2</sup>
A'	付着面の単位長さ当たりの面積	m <sup>2</sup> /m
f <sub>c</sub>	コンクリートのせん断抵抗係数	-
N	コンクリート自重による単位長さ当たりの垂直荷重	kN/m
W	単位長さ当たりの充填部の重量	kN/m
C <sub>r</sub>	岩盤の付着力（せん断強度）	kN/m <sup>2</sup>
f <sub>r</sub>	岩盤のせん断抵抗係数	-
N'	コンクリート自重による単位長さ当たりの垂直荷重	kN/m
W'	単位長さ当たりの充填部の重量	kN/m
D'	覆工部の直径	m
L 3	曲げに対する安定性から算出する幅	m
a	縮小工半径	mm
σ'	コンクリートの許容曲げ引張応力度	kN/m <sup>2</sup>
f' <sub>ck</sub>	設計基準強度	N/mm <sup>2</sup>
P 1	静水圧	kN/m <sup>2</sup>
P 2	流水圧	kN
P 3	慣性力	kN/m <sup>3</sup>
P 4	動水圧	kN/m <sup>2</sup>
P 5	推力	kN
h	充填部下端における水深=h <sub>1</sub> -h <sub>2</sub>	m
h <sub>1</sub>	設計用津波水位 (O. P.)	m
h <sub>2</sub>	充填部下端位置 (O. P.)	m
D <sub>1</sub>	充填部直径	m
D <sub>2</sub>	流路縮小工全体の直径	m
D <sub>3</sub>	貫通部直径	m
A <sub>1</sub>	充填部の断面積	m <sup>2</sup>
A <sub>2</sub>	流路縮小工全体の断面積	m <sup>2</sup>
A <sub>3</sub>	充填部貫通部の断面積	m <sup>2</sup>



表 2.5-1(3) 取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）(No. 1), (No. 2) の強度評価に用いる記号

記号	定義	単位
$k_h$	設計水平震度	-
$\gamma$	充填部の単位体積重量	$\text{kN/m}^3$
$\phi$	充填部内部摩擦角	°
$\phi'$	岩盤の内部摩擦角	°

### 3. 強度評価方法

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の強度評価は、「2.3 評価方針」及び「3.2 荷重及び荷重の組合せ」において設定している荷重及び荷重の組合せ、並びに流路縮小工幅を踏まえて実施する。強度評価では、本章に示す方法により、「4. 強度評価」に示す評価条件を用いて評価し、「5. 強度評価結果」より、せん断、滑動及び曲げに対する必要幅が流路縮小工幅以下であることを確認する。

#### 3.1 評価対象断面及び部位

##### 3.1.1 評価対象断面

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の重畳時の評価は、作用する荷重が支配的となる水路縦断方向に作用する津波荷重及び余震荷重に対して、せん断、滑動及び曲げに対する安定性を損なわないことを評価することから、評価対象断面は水路縦断方向とする。

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の評価対象断面位置図を図3.1-1に示す。評価対象断面の地質図を図3.1-2に示す。

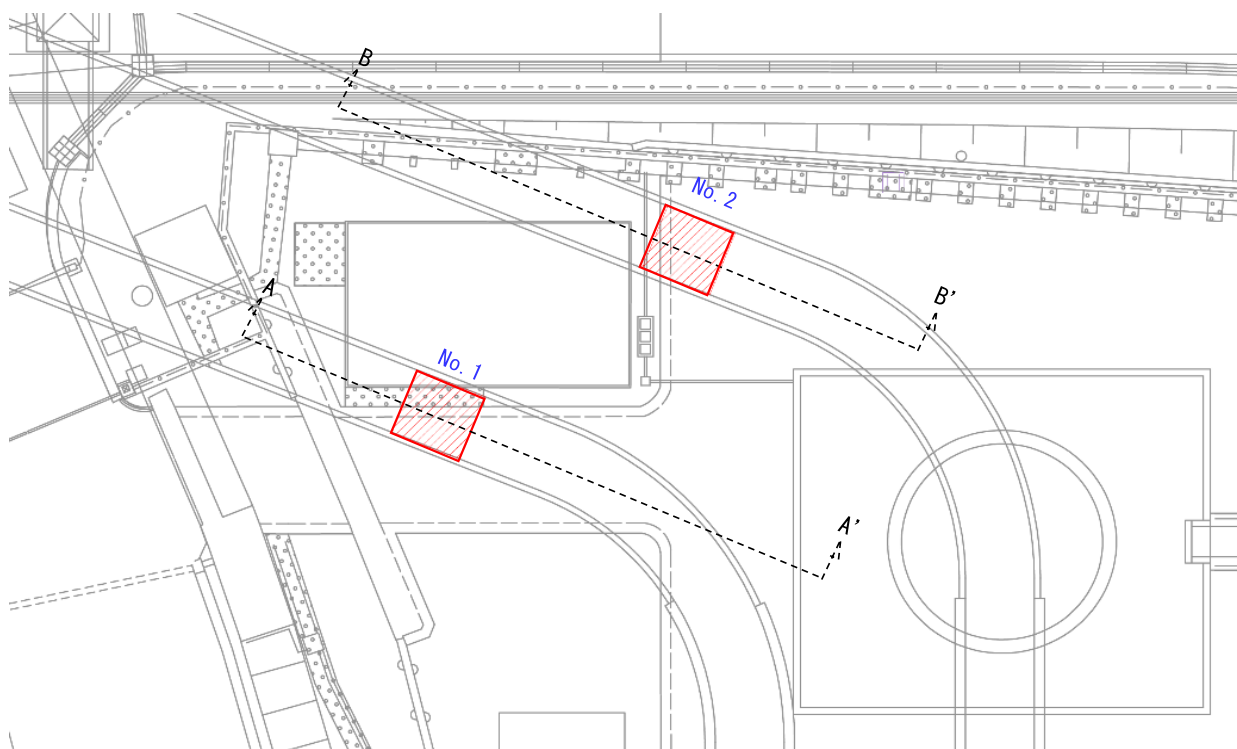


図 3.1-1 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の評価対象断面位置図

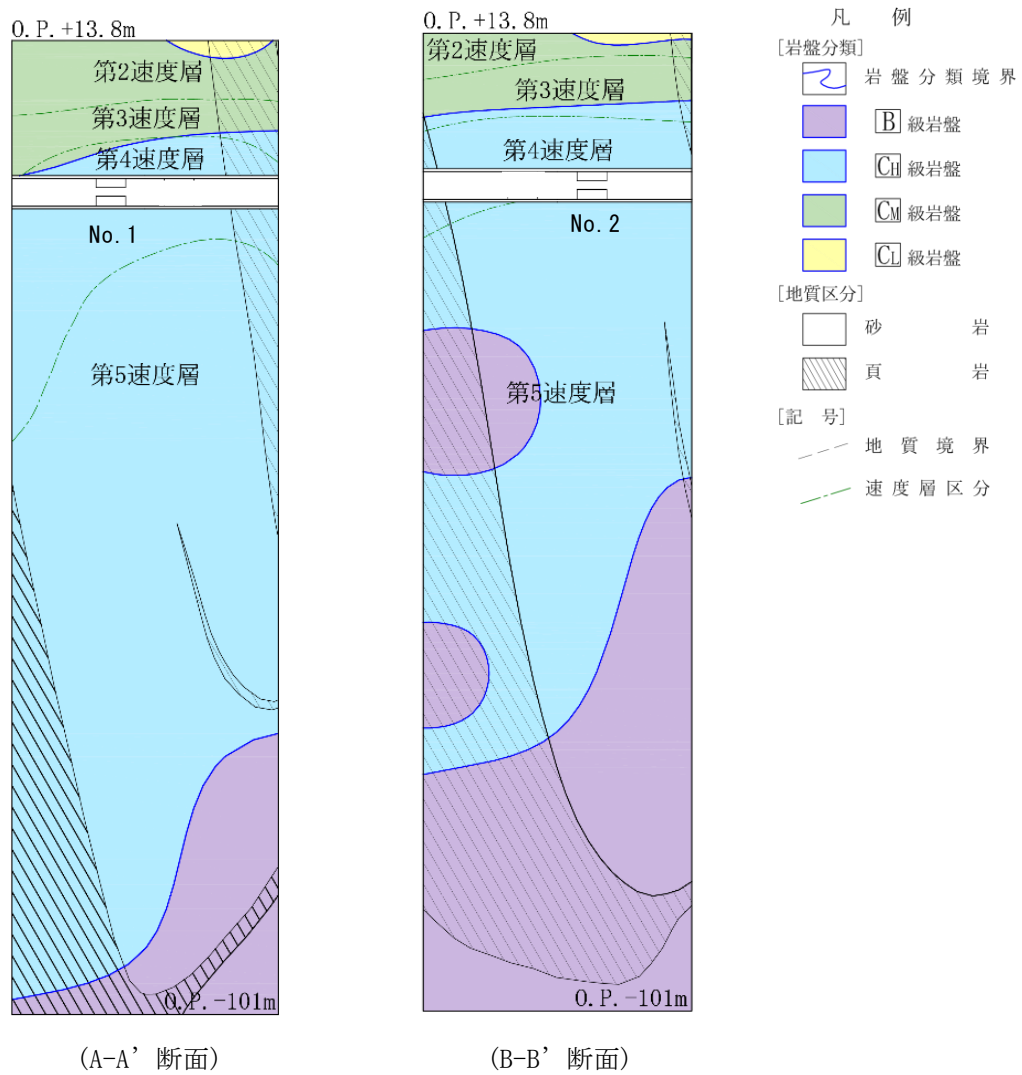


図 3.1-2(1) 取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）(No. 1), (No. 2)の地質図

### 3.1.2 評価対象部位

評価対象部位は、構造部材の安定性が要求される流路縮小工とする。

### 3.2 荷重及び荷重の組合せ

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

#### 3.2.1 荷重

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の強度評価において、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)

地表面に積載荷重 4.9(kN/m<sup>2</sup>)を考慮する。

##### (3) 余震荷重 (K s d)

余震荷重は、弾性設計用地震動 S d - D 2 による慣性力及び動水圧を考慮する。

動水圧については、Westergaard の式により設定する。

##### (4) 浸水津波荷重 (P h)

###### a. 津波荷重 (静水圧) (P h s)

津波荷重については、設計用津波水位（入力津波による浸水高さ (0.P.+24.4m) に +0.5m の余裕を考慮した水位）に基づく静水圧を考慮する。

###### b. 流水圧 (P h f)

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 19 年 7 月）」に基づき以下の式により算定する。

$$P h f = \frac{1}{2} \times C_D \times \rho_0 \times A \times U^2$$

ここに、P h f : 流水圧 (kN)

C<sub>D</sub> : 抗力係数 = 2.01 (保守的に最大値とする)

ρ<sub>0</sub> : 水の密度 = 1.03 (t/m<sup>3</sup>)

A : 流れの方向の物体の投影面積 (m<sup>2</sup>)

U : 流速 (m/s) \*流路縮小工前面及び背面の最大流速 (2.69m/s) に余裕を考慮し (10m/s) 設定した。詳細は

1.4 管路解析モデルについて (参考 2) に示す。

c. 推力 (P h t)

推力は「水門鉄管技術基準 (水圧鉄管・鉄鋼構造物編) (水門鉄管技術協会, 平成 29 年版)」に基づき以下の式により算定する。

$$P h t = \frac{2 f Q^2}{g \pi D^3} \times L$$

ここに, P h t : 流水の摩擦による推力 (kN)

f : 流水の摩擦抵抗係数 (tf/m<sup>3</sup>)

$$f = 8 g n^2 / \left( \frac{D_3}{4} \right)^{\frac{1}{3}}$$

D : 貫通部内径 (m)

L : 貫通部長さ (m)

Q : 流量 = v × A (m<sup>3</sup>/s)

A : 貫通部内断面積 (m<sup>2</sup>)

v : 貫通部内流速 (m/s) \*流路縮小工貫通部の最大流速 (13.03m/s) に余裕を考慮し (20m/s) 設定した。詳細は 1.4 管路解析モデルについて (参考 2) に示す。

n : 粗度係数 (コンクリート) 0.015 (m<sup>-1/3</sup>s)

### 3.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.2-1 に、荷重の作用図を図 3.2-1 に示す。

表 3.2-1(1) 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
重畳時	G + P + K <sub>s d</sub> + P <sub>h</sub>

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (4.9kN/m<sup>2</sup>を地表面に考慮)

K<sub>s d</sub> : 余震荷重

P<sub>h</sub> : 浸水津波荷重

表 3.2-1(2) 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法
永久荷重	固定荷重	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	— ・ 安定した岩盤内に設置されるため考慮しない。
		積載荷重	○ ・ 地表面に 4.9(kN/m <sup>2</sup> )を考慮する。
	静止土圧	— ・ 安定した岩盤内に設置されるため考慮しない。	
	外水圧	— ・ つり合っているため考慮しない	
	内水圧	— ・ つり合っているため考慮しない	
	積雪荷重	— ・ 岩盤内構造物であることから考慮しない。	
	風荷重	— ・ 岩盤内構造物であることから考慮しない。	
余震荷重	水平地震動	○ ・ 弾性設計用地震動 S <sub>d</sub> - D <sub>2</sub> による躯体の慣性力を考慮する。	
	鉛直地震動	— ・ 主たる荷重が水平方向荷重のため考慮しない。	
	動水圧	○ ・ 設計用津波水位での動水圧を考慮する。	
浸水津波荷重	津波荷重	○ ・ 設計用津波水位からの静水圧として考慮する。	
	流水圧	○ ・ 津波流速により充填部の前面に作用する荷重を考慮する。	
	推力	○ ・ 津波流速により充填部の内部に作用する荷重を考慮する。	

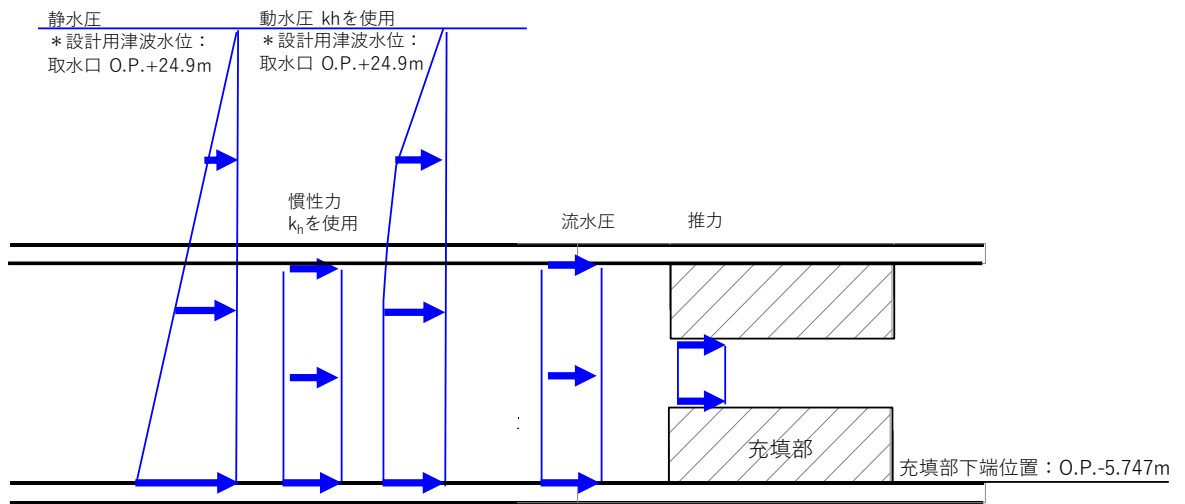


図 3.2-1 取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）(No. 1), (No. 2) の荷重作用図

### 3.3 評価方法

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の強度評価は、添付書類「VI-3-別添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき実施する。  
なお、強度評価は「2.3 評価方針」に示すとおり、「重畳時」について実施する。

#### 3.3.1 解析方法

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の強度評価は、「土地改良事業計画設計基準 設計「ダム」 技術書〔コンクリートダム編〕（農林水産省農村振興局，平成15年4月）」に基づき、評価を行う。

「3.2.2 荷重の組合せ」に基づく荷重を用いて、打設面のせん断強さからの必要閉塞長さ（L1）、滑動に対する必要閉塞長さ（L2）、周辺が固定の円板としての必要閉塞長さ（L3）をそれぞれ算定し、これらのすべて満足する必要幅を算定して評価する。

余震荷重算定に用いる設計水平震度は、荷重の作用方向（水路縦断方向）に対して、縦断方向の断面位置による第5速度層上面の差が認められるが、第4速度層と第5速度層の変形特性に有意な違いが無いことから、一次元地震応答解析により算定する。なお、妥当性確認として、断面位置における第5速度層上面の差がより大きい横断方向（二次元）の地震応答解析の結果との比較を行う。

一次元地震応答解析は、周辺地盤が線形材料（岩盤）であることを踏まえ、解析コード「ArkQuake Ver. 3.10.01」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

#### 3.3.2 設計水平震度の算定

##### (1) 地盤物性及び材料物性のばらつき

地盤は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を使用する。

また、地盤物性のばらつきの影響を考慮するため、表3.3-1に示す解析ケースを設定する。



表 3.3-1 強度評価における解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性
		$C_L$ 級岩盤, $C_M$ 級岩盤, $C_H$ 級岩盤, $B$ 級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + $1\sigma$
ケース③	設計基準強度	平均値 - $1\sigma$

(2) 一次元地震応答解析

一次元地震応答解析は、添付書類「VI-2-1-1 耐震設計の基本方針」のうち「4.1(2) 動的地震力」及び添付書類「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。

設計水平震度の設定に用いる地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動  $S_d - D2$  を一次元重複反射理論により流路縮小工の中心位置で評価したものをを用いる。なお、設計水平震度の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

なお、取放水路流路縮小工（第1号機取水路）はNo.1及びNo.2の2系統であるため、それぞれの位置で一次元地震応答解析を実施する。

一次元地震応答解析の概念図を図 3.3-1 に、設計水平震度の設定に用いる弾性設計用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図 3.3-2 に示す。

①引戻し解析

引戻し地盤モデル（解放基盤モデル）を用いて、水平方向地震動を引戻し地盤モデル底面位置まで引戻す。

②水平方向地震動の引上げ解析

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

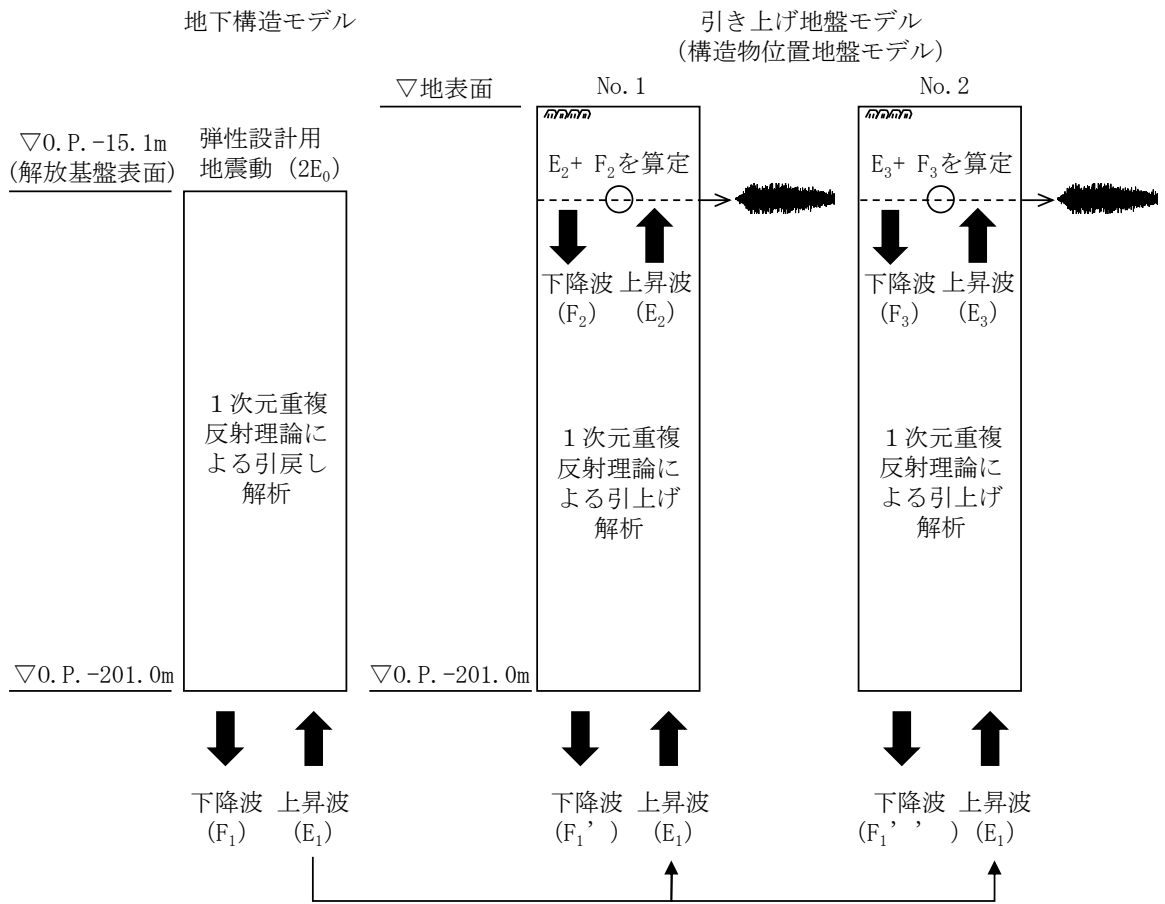


図 3. 3-1(1) 一次元地震応答解析の概念図

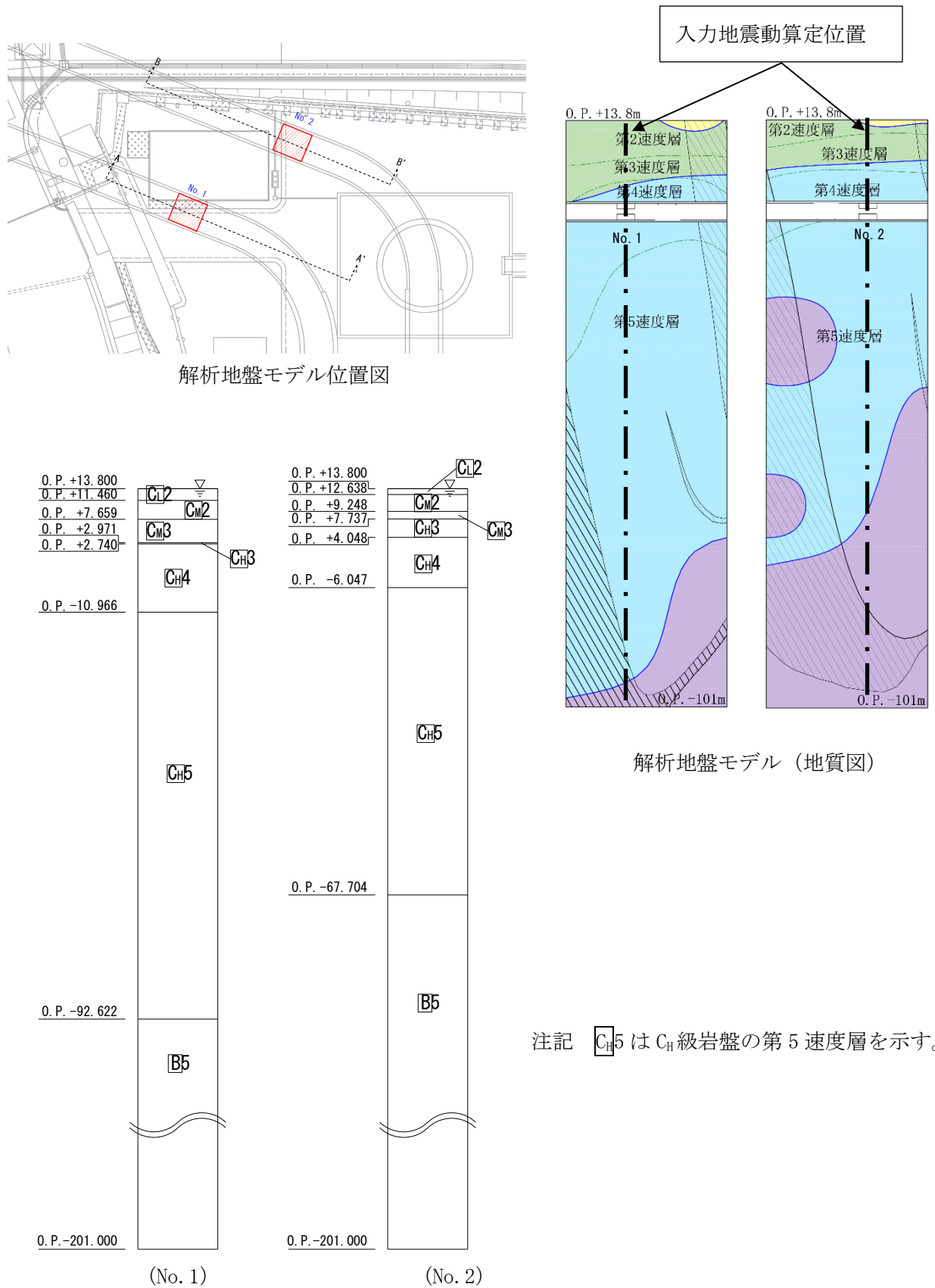
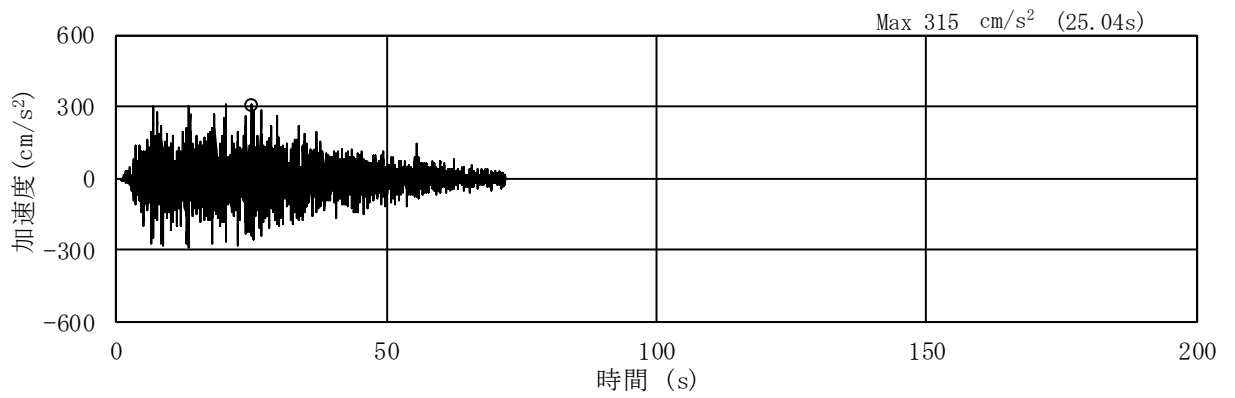
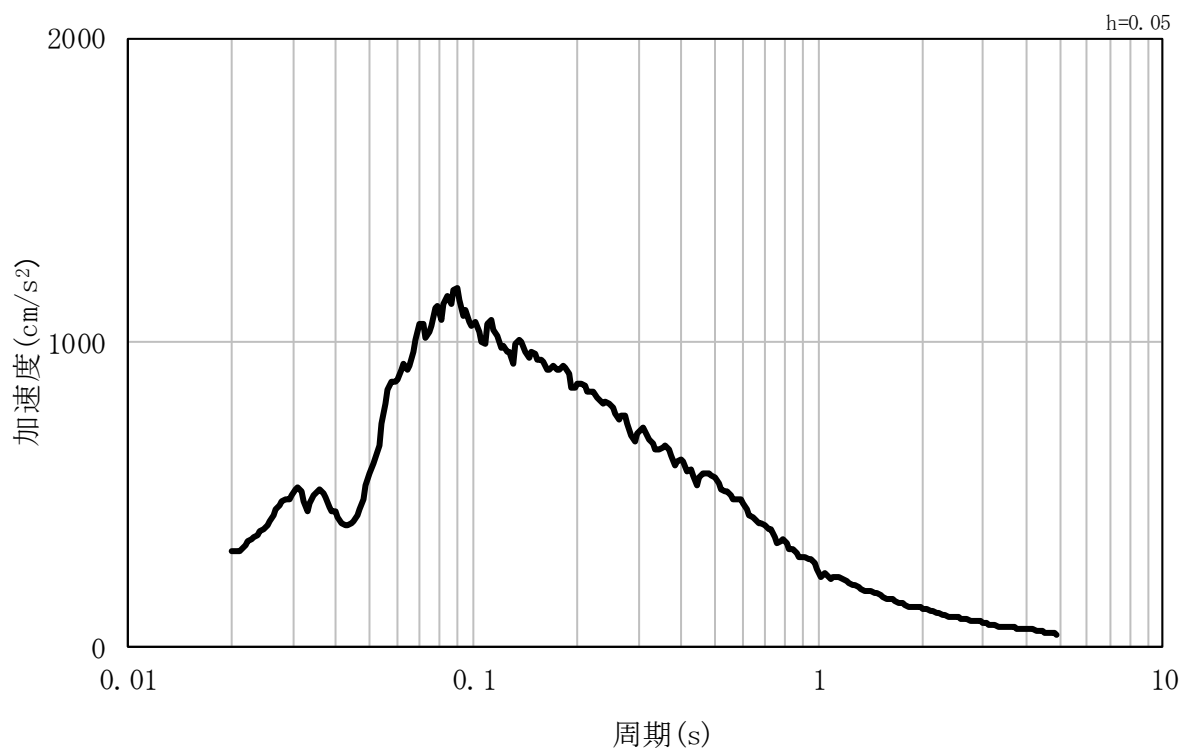


図 3.4-1(2) 入力地震動算定の概念図 (引上げ地盤モデル) (単位 : m)

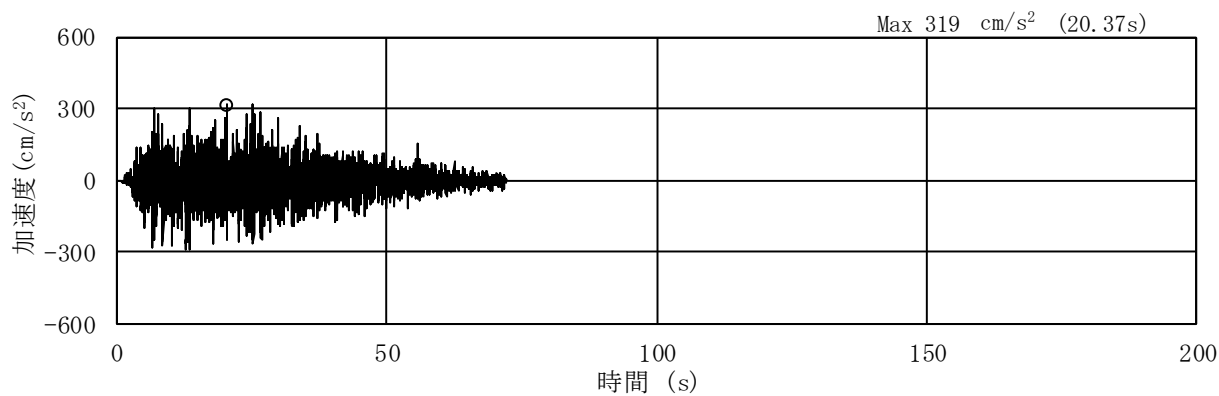


(a) 加速度時刻歴波形

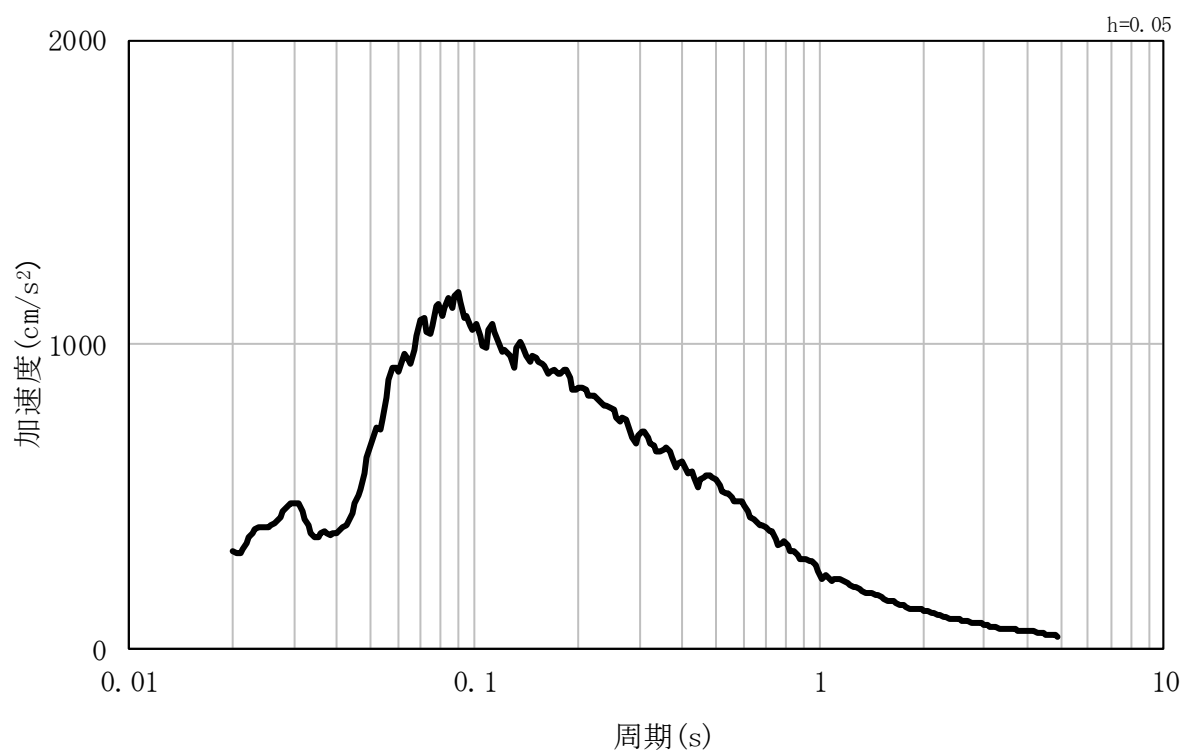


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-2(1) 設計水平震度の設定に用いる地震動の  
加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (No. 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-2(2) 設計水平震度の設定に用いる地震動の  
加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (No. 2)

(3) 設計水平震度の算定

一次元地震応答解析結果から流路縮小工の中心位置での最大加速度を表 3.3-2 に示す。

取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）(No. 2) のケース②が最も加速度が大きい結果となっている。

ここで、一次元地震応答解析の結果に基づき震度を設定することについて、横断方向の地震応答解析の結果との比較結果を表 3.3-3 に示す。横断方向の解析モデルは、「6.2.1 取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）の耐震性についての計算書に関する補足説明」にて使用している二次元動的有限要素モデルを用い、加速度応答は取放水路流路縮小工部の中心位置とする。二次元動的有限要素モデルの概要を図 3.3-3 に示す。

加速度応答の比較の結果、1 次元地震応答解析と 2 次元地震応答解析（横断方向）において、有意な差は無く、僅かに 1 次元地震応答解析の方が大きい結果となっており、設定した設計震度が妥当であることを確認した。

この結果を踏まえ、一次元地震応答解析により算定した No. 2 位置での加速度を重力加速度で除して設計水平震度とする。

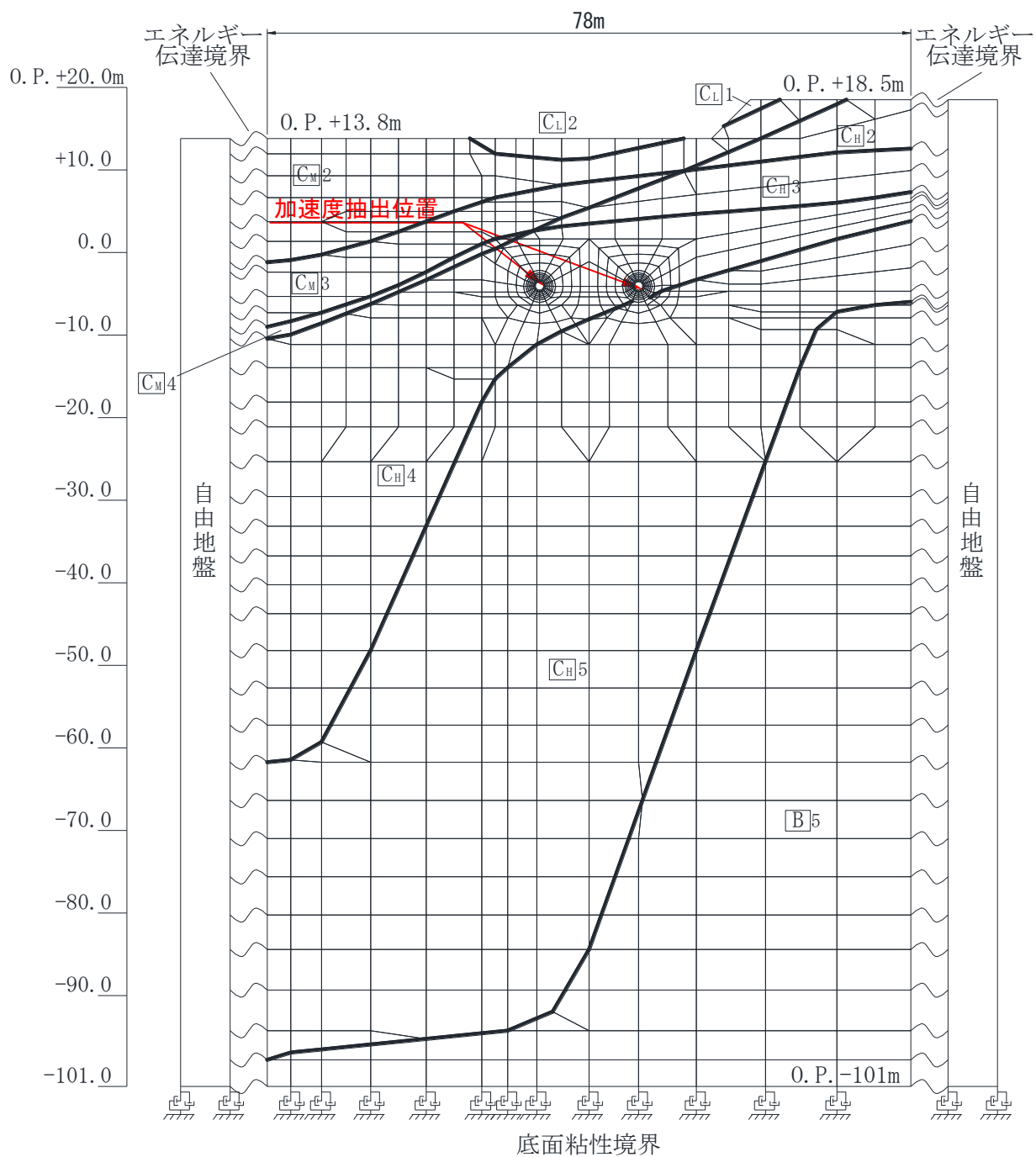
$$\text{設計水平震度 (k h)} = 336(\text{cm/s}^2) / 980.665(\text{cm/s}^2) = 0.343$$

表 3.3-2 地震応答解析結果

解析ケース		①	②	③
		基本ケース	地盤剛性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤剛性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
No. 1	最大加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	315	335	316
No. 2	最大加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	319	<u>336</u>	316

表 3.3-3 二次元地震応答解析との地震応答解析結果の比較

解析ケース		1 次元地震応答解析 (縦断方向を想定)	2 次元地震応答解析 (横断方向)
		基本ケース	基本ケース
No. 1	最大加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	315	289
No. 2	最大加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	319	288



注)  $C_H5$  は  $C_H$  級岩盤の第 5 速度層を示す。

図 3.3-3(1) 二次元動的有限要素モデルの概要

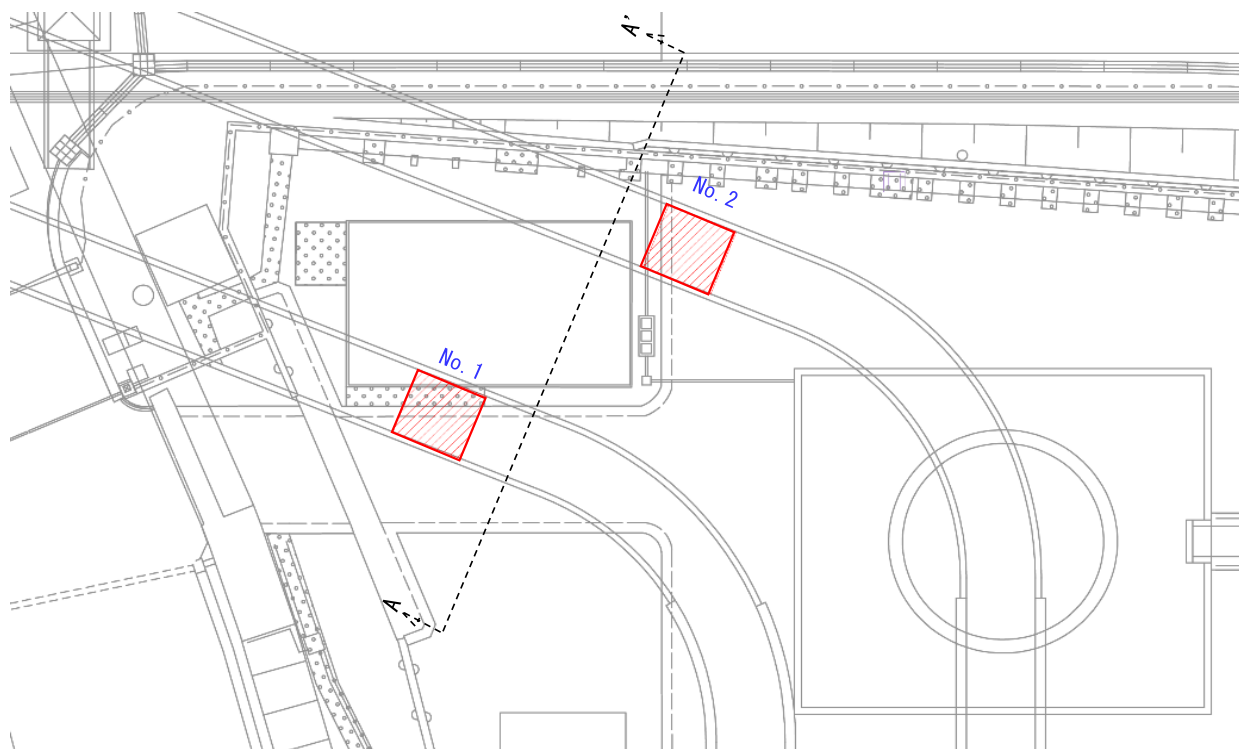


図 3.3-3(2) 二次元動的有限要素モデルの概要  
(解析モデル断面位置)



### 3.3.3 評価方法

強度評価は、「土地改良事業計画設計基準 設計「ダム」 技術書〔コンクリートダム編〕（農林水産省農村振興局，平成15年4月）」に基づき，以下の3項目について算定した幅が「2.3 評価方針」で設定した流路縮小工幅以下であることを確認する。なお，せん断に対する安定性から算出する幅及び滑動に対する安定性から算出する幅の算定にあたっては，覆工部と充填部間でのせん断を想定した場合L1（L2）と，覆工部と周辺岩盤間のせん断を想定した場合L1'（L2'）の2ケースで算定する。

#### (1) せん断に対する安定性から算出する幅

##### a. 覆工部と充填部間でのせん断を想定した場合（L1）（図3.3-4）

$$L1 = \alpha \frac{P \cdot A}{\tau_c \cdot L_0}$$

ここに，L1：せん断に対する安定性から算出する幅(m)

α：安全率 = 4

P：作用荷重(kN/m<sup>2</sup>)

A：水路断面積(m<sup>2</sup>)

τ<sub>c</sub>：コンクリートのせん断強さ(kN/m<sup>2</sup>)

L<sub>0</sub>：付着面の周長(m)

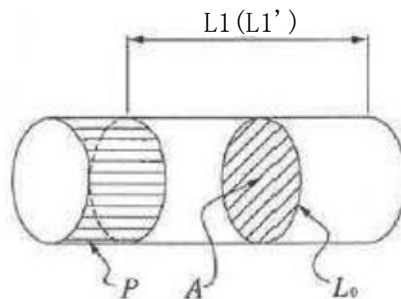


図3.3-4 覆工部または充填部のせん断強さ

##### b. 覆工部と周辺岩盤間でのせん断を想定した場合（L1'）（図3.3-4）

$$L1' = \alpha \frac{P \cdot A}{\tau_r \cdot L_0}$$

ここに，L1'：せん断に対する安定性から算出する幅(m)

α：安全率 = 4

P：作用荷重(kN/m<sup>2</sup>)

A：水路断面積(m<sup>2</sup>)

τ<sub>r</sub>：岩盤のせん断強さ(kN/m<sup>2</sup>)

L<sub>0</sub>：付着面の周長(m)

(2) 滑動に対する安定性から算出する幅

a. 覆工部と充填部間での滑動を想定した場合 (L 2) (図 3.3-5)

$$L 2 = n \frac{P \cdot A}{C_c A + f_c N}$$

ここに, L 2 : 滑動に対する安定性から算出する幅 (m)

n : せん断摩擦安全率 = 4

P : 作用荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

A : 水路断面積 (m<sup>2</sup>)

C<sub>c</sub> : コンクリートの付着力 (kN/m<sup>2</sup>) (せん断強度)

A' : 付着面の単位長さ当たりの面積 (m<sup>2</sup>/m)

f<sub>c</sub> : コンクリートのせん断抵抗係数 (= tan φ)

N : コンクリート自重による単位長さ当たりの垂直荷重 (kN/m)

$$N = \pi W / (2D)$$

W : 単位長さ当たりの充填部の重量 (kN/m)

D : 充填部の直径 (m)

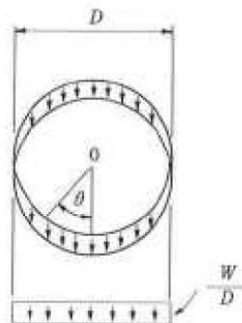


図 3.3-5 覆工部または充填部の周辺の全抵抗力

b. 覆工部と周辺岩盤間での滑動を想定した場合 (L 2') (図 3.3-5)

$$L 2' = n \frac{P \cdot A}{C_r A + f_r N'}$$

ここに, L 2' : 滑動に対する安定性から算出する幅 (m)

n : せん断摩擦安全率 = 4

P : 作用荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

A : 水路断面積 (m<sup>2</sup>)

C<sub>r</sub> : 岩盤の付着力 (kN/m<sup>2</sup>) (せん断強度)

A' : 付着面の単位長さ当たりの面積 (m<sup>2</sup>/m)

$f_r$  : 岩盤のせん断抵抗係数(=  $\tan \phi$ )

$N'$  : コンクリート自重による単位長さ当たりの垂直荷重(kN/m)

$$N' = \pi W' / (2D')$$

$W'$  : 単位長さ当たりの充填部の重量(kN/m)

$D'$  : 覆工部の直径(m)

(3) 曲げに対する安定性から算出する幅 ( $L_3$ ) (図 3.3-6)

$$L_3 = \alpha \left( \frac{a}{2} \right) \sqrt{\frac{3P}{\sigma'}}$$

ここに,  $L_3$  : 曲げに対する安定性から算出する幅(m)

$\alpha$  : 安全率 = 1.5

$a$  : 縮小工半径(m)

$P$  : 作用荷重(kN/m<sup>2</sup>)

$\sigma'$  : コンクリートの許容曲げ引張応力度(kN/m<sup>2</sup>)

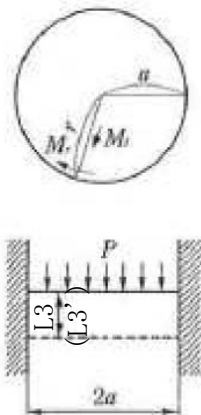


図 3.3-6 充填部を周辺固定円盤と仮定した場合の必要閉塞長

(土地改良事業計画設計基準 設計「ダム」 技術書〔コンクリートダム編〕(農林水産省農村振興局, 平成 15 年 4 月) より抜粋 (一部加筆))

a 打設面のせん断強さからの必要閉塞長  $L$  (図-11.5-2)

$$L = \alpha \frac{P \cdot A}{\tau \cdot L_0} \dots\dots\dots (11.5-1)$$

- ここに  $P$  : 水圧 (kPa)  
 $A$  : 水圧を受ける断面積 ( $m^2$ )  
 $\tau$  : コンクリートと岩盤との接触面のせん断強さ ( $kN/m^2$ )  
 $L_0$  : 付着の周長 (m)  
 $\alpha$  : 安全率 (4以上)

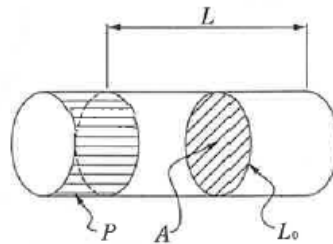


図-11.5-2 プラグ部のせん断強さ

b 滑動に対する必要閉塞長  $L$

プラグコンクリートに作用する水圧 ( $H$ ) に対して、プラグコンクリートと周辺コンクリート壁の間の付着力とプラグコンクリートの自重による摩擦力が抵抗して安定する。

$$L = n \cdot \frac{H}{CA' + fN} \dots\dots\dots (11.5-2)$$

- ここに、 $L$  : 必要閉塞長 (m)  
 $n$  : せん断摩擦安全率4以上  
 $H$  : 作用水圧  $H = P \cdot A$   
 $P$  : 水圧 (kPa)  
 $A$  : 水圧を受ける面積  $A = \frac{\pi D^2}{4}$  ( $m^2$ )  
 $D$  : プラグコンクリート直径 (m)  
 $C$  : 付着力 ( $kN/m^2$ )  
 $A'$  : プラグコンクリートが周辺コンクリート壁と接する全面積 ( $m^2$ )  
 $A' = L_0 \cdot L$   
 $L_0$  : プラグコンクリートが周辺コンクリート壁と接する周長 (m)  
 $f$  : 岩盤のせん断抵抗係数 =  $\tan \phi'$   
 $N$  : プラグコンクリートが周辺コンクリート壁に接する面に作用する鉛直な力 (kN)

ここで  $N$  はプラグの自重によって生じプラグ下半断面に作用する。

図-11.5-3に示すようにプラグコンクリート最下端より中心角  $\theta$  の壁面に作用する鉛直応力成分 ( $\sigma$ ) は、

$$\sigma = \frac{W}{D} \cos^2 \theta$$

$$N = 2L \int_0^{\pi/2} \sigma d\theta = \frac{\pi LW}{2D}$$

$$\therefore fN = f \frac{\pi LW}{2D}$$

ただし、 $W$ ：単位長さ当たりプラグコンクリート重量 (N/m)  
よって、全抵抗力は、

$$CA' + f \cdot N = L \left( C \cdot \pi \cdot D + f \cdot \frac{\pi W}{2D} \right)$$

$$\therefore L = n \frac{H}{C \cdot \pi \cdot D + f \cdot \frac{\pi W}{2D}}$$

$$= n \cdot \frac{H}{\pi} \cdot \frac{2D}{2CD^2 + fW} \dots\dots\dots (11.5-3)$$

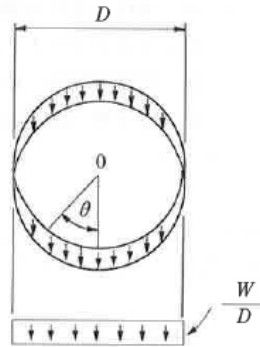


図-11.5-3 プラグコンクリート周辺の全抵抗力

c 周辺が固定の円板としての必要閉塞長  $L$  (図-11.5-4)

ここに、 $a$ ：閉塞部半径

$M_r$ ：円周方向モーメント

$M_t$ ：半径方向モーメント

等分布荷重載荷の周辺固定の円形板とすれば、

$$M_r = \frac{Pa^2}{16} \left\{ (3+\nu) \left[ 1 - \left( \frac{r}{a} \right)^2 \right] - 2 \right\}$$

$$M_t = \frac{Pa^2}{16} \left\{ (1+3\nu) \left[ 1 - \left( \frac{r}{a} \right)^2 \right] - 2\nu \right\}$$

ここに、 $\nu$ ：コンクリートのポアソン比  $\frac{1}{m} = 0.2$

したがって周辺においては、

$$M_r = \frac{Pa^2}{8}, M_t = M_r \cdot \nu$$

ここで、円周方向のモーメントについて検討するとコンクリート板の断面係数は

$$W = \frac{bL^2}{6}$$

$$\text{したがって } \sigma = \frac{3}{4} \cdot \frac{Pa^2}{bL^2}$$

ここに、 $b$ ：単位幅 (m)

$L$ ：コンクリート板の厚 (m)

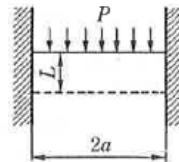
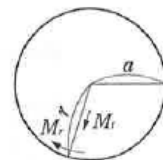


図-11.5-4 周辺固定円盤の必要閉塞長

コンクリートの許容曲げ引張強度を  $\sigma'$  とすれば、必要閉塞長  $L$  は、

$$L = a \frac{a}{2\sqrt{\sigma'}} \sqrt{\frac{3P}{\sigma'}} \dots\dots\dots (11.5-4)$$

ここに、 $a$ ：安全率

### 3.3.4 使用材料及び材料の物性値

強度評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表 3.3-4 に、材料の物性値を表 3.3-5 に示す。

表 3.3-4 構造物の使用材料

部位	材料	諸元
覆工部	コンクリート	設計基準強度： $f'_{ck}=20.5\text{N/mm}^2$
充填部	コンクリート	設計基準強度： $f'_{ck}=50.0\text{N/mm}^2$

表 3.3-5 材料の物性値

分類	せん断強度 ( $\tau_0, C$ )	内部摩擦角 ( $\phi$ )	許容曲げ引張応力度 ( $\sigma'$ )
岩盤 (C <sub>H</sub> 級)	1.72N/mm <sup>2</sup> *1	43° *1	—
覆工部	4.10N/mm <sup>2</sup> *2	0° *3	0.28N/mm <sup>2</sup> *4
充填部	10.0N/mm <sup>2</sup> *2	0° *3	0.43N/mm <sup>2</sup> *4

注記 \*1：解析用物性値（狐崎部層の C<sub>H</sub>級岩盤の値を採用）

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

\*3：保守的に考慮しない

\*4：コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]（土木学会，2002 年制定）に基づき設定（覆工部については，鉄筋は考慮しない）。

#### 4. 強度評価

##### 4.1 荷重算出

浸水津波荷重として静水圧、流水圧及び推力を、余震荷重として慣性力及び動水圧を算出する。

##### 4.1.1 浸水津波荷重の算出

###### 静水圧P 1の算出

$$P 1 = \rho_0 g h = 1.03 \times 9.80665 \times (24.9 - (-5.747)) = 309.6 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、 $\rho_0$  : 海水の密度 = 1.03 (t/m<sup>3</sup>)

$g$  : 重力加速度 = 9.80665 (m/s<sup>2</sup>)

$h$  : 充填部下端における水深 =  $h_1 - h_2$  (m)

$h_1$  : 設計用津波水位 (O. P.) = 24.9 (m)

$h_2$  : 充填部下端位置 (O. P.) = -5.747 (m)

###### 流水圧P 2の算出

流水圧は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 19 年 7 月）」に基づき算定する。

$$P 2 = \frac{1}{2} \times C_d \times \rho_0 \times A_1 \times U^2 = \frac{1}{2} \times 2.01 \times 1.03 \times 8.6 \times 10^2 = 890.3 \text{ (kN)}$$

ここに、 $C_d$  : 抗力係数 = 2.01（保守的に最大値とする）

$\rho_0$  : 海水の密度 = 1.03 (t/m<sup>3</sup>)

$$A_1 : \text{充填部の断面積 (m}^2\text{)} = \frac{\pi \times D_1^2}{4} = \frac{\pi \times 3.3^2}{4} = 8.6 \text{ (m}^2\text{)}$$

$D_1$  : 充填部直径 = 3.3 (m)

$U$  : 流速 = 10 (m/s)

（流路縮小工前面及び背面の最大流速を考慮して設定）

###### 推力P 5の算出

推力は、「水門鉄管技術基準（水圧鉄管・鉄鋼構造物編）（水門鉄管技術協会，平成 29 年版）」に基づき算定する。なお，推力算定に用いる流水の摩擦抵抗係数（ $f$ ）は、「水理公式集（土木学会，2018 年版）」に基づき算定する。

$$P 5 = \frac{2 f Q^2}{g \pi D_3^3} \times L = \frac{2 \times 8 g n^2 / \left(\frac{D_3}{4}\right)^{\frac{1}{3}} \times (v \times A_3)^2}{g \pi D_3^3} \times L$$

$$= \frac{2 \times 8 \times 9.80665 \times 0.015^2}{9.80665 \times \pi \times \boxed{\phantom{000}}} \times (20 \times \boxed{\phantom{00}})^2 \times 3.50 = \boxed{\phantom{000}}$$

ここに、 $f$ ：流水の摩擦抵抗係数 ( $t f / m^3$ )

$$f = 8 g n^2 / \left( \frac{D_3}{4} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$g$ ：重力加速度 = 9.80665 ( $m/s^2$ )

$n$ ：充填部の粗度係数 = 0.015 ( $m^{-1/3}s$ )

$D_3$ ：貫通部直径 =  $\boxed{\phantom{000}}$

$Q$ ：流量 =  $v \times A_3$  ( $m^3/s$ )

$v$ ：流速 = 20 ( $m/s$ )

(流路縮小工貫通部の最大流速を考慮して設定)

$$A_3 : \text{充填部貫通部の断面積}(m^2) = \frac{\pi \times D_3^2}{4} = \boxed{\phantom{000}}$$

#### 4.1.2 余震荷重の算出

##### 慣性力 P 3 の算出

$$P_3 = k_h W = k_h \times \gamma \times A_1 \times L = 0.343 \times 23.0 \times 8.6 \times 3.5 = 237.5 \text{ (kN)}$$

ここに、 $k_h$ ：設計水平震度

$\gamma$ ：充填部の単位体積重量 = 23.0 ( $kN/m^3$ )

$$A_1 : \text{充填部の断面積}(m^2) = \frac{\pi \times D_1^2}{4} = \frac{\pi \times 3.3^2}{4} = 8.6 \text{ (m}^2\text{)}$$

$L$ ：充填部幅 = 3.5 (m)

$D_1$ ：充填部直径 = 3.3 (m)

##### 動水圧 P 4 の算出

$$P_4 = \frac{7}{8} \times k_h \times \rho_0 \times g \times \sqrt{h^2} = \frac{7}{8} \times 0.343 \times 1.03 \times 9.80665 \sqrt{\{24.9 - (-5.747)\}^2}$$

$$= 93.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、 $k_h$ ：設計水平震度

$\rho_0$ ：海水の密度 = 1.03 ( $t/m^3$ )

$g$ ：重力加速度 = 9.80665 ( $m/s^2$ )

$h$ ：充填部下端における水深 =  $h_1 - h_2$  (m)

$h_1$ ：設計用津波水位 (O.P.) = 24.9 (m)

$h_2$ ：充填部下端位置 (O.P.) = -5.757 (m)



## 4.2 強度評価

### 4.2.1 せん断に対する安定性から算出する幅

#### (1) 充填部と覆工部でのせん断を想定した場合 (L 1)

$$L 1 = \alpha \frac{P \cdot A}{\tau_c \cdot L_0} = \alpha \frac{(P 1 \times A_1 + P 2 + P 3 + P 4 \times A_1 + P 5)}{\tau_c \cdot L_0}$$

$$= 4 \times \frac{(309.6 \times 8.6 + 890.3 + 237.5 + 93.0 \times 8.6 + \boxed{\phantom{000}})}{4100 \times 10.37} = \boxed{\phantom{000}}$$

ここに、 $\alpha$  : 安全率=4

$$A_1 : \text{充填部の断面積}(\text{m}^2) = \frac{\pi \times D_1^2}{4} = \frac{\pi \times 3.3^2}{4} = 8.6(\text{m}^2)$$

$$D_1 : \text{充填部直径} = 3.3(\text{m})$$

$$\tau_c : \text{覆工部せん断強度} = 4100(\text{kN}/\text{m}^2)$$

$$L_0 : \text{充填部周長} = \pi \times D_1 = \pi \times 3.3 = 10.37(\text{m})$$

#### (2) 覆工部と周辺岩盤間でのせん断を想定した場合 (L 1')

$$L 1' = \alpha \frac{P \cdot A}{\tau_r \cdot L_0'} = \alpha \frac{(P 1 \times A_1 + P 2 + P 3 + P 4 \times A_1 + P 5)}{\tau_r \cdot L_0'}$$

$$= 4 \times \frac{(309.6 \times 8.6 + 890.3 + 237.5 + 93.0 \times 8.6 + \boxed{\phantom{000}})}{1720 \times 12.25} = \boxed{\phantom{000}}$$

ここに、 $\alpha$  : 安全率=4

$$A_1 : \text{充填部の断面積}(\text{m}^2) = \frac{\pi \times D_1^2}{4} = \frac{\pi \times 3.3^2}{4} = 8.6(\text{m}^2)$$

$$D_1 : \text{充填部直径} = 3.3(\text{m})$$

$$\tau_r : \text{岩盤のせん断強度} = 1720(\text{kN}/\text{m}^2)$$

$$L_0' : \text{流路縮小工全体の周長} = \pi \times D_2 = \pi \times 3.9 = 12.25(\text{m})$$

$$D_2 : \text{流路縮小工全体の直径} = 3.9(\text{m})$$

### 4.2.2 滑動に対する安定性から算出する幅

#### (1) 充填部と覆工部間での滑動を想定した場合 (L 2)

$$L 2 = n \frac{P \cdot A}{C_c A + f_c N} = n \frac{(P 1 \times A_1 + P 2 + P 3 + P 4 \times A_1 + P 5)}{C_c \times \pi \times D_1 + \tan \phi \times (\pi \times \frac{\gamma \times A_1}{D_1})}$$

$$=4 \times \frac{(309.6 \times 8.6 + 890.3 + 237.5 + 93.0 \times 8.6 + \boxed{\phantom{000}})}{4100 \times \pi \times 3.3 + 0 \times (\pi \times \frac{23.0 \times 8.6}{3.3})} = \boxed{\phantom{000}}$$

ここに、n：安全率=4

$C_c$ ：充填部の付着力=4100(kN/m<sup>2</sup>)

$D_1$ ：充填部直径=3.3(m)

$\phi$ ：充填部内部摩擦角=0(°)

$\gamma$ ：充填部の単位体積重量=23.0(kN/m<sup>3</sup>)

$$A_1：\text{充填部の断面積(m}^2\text{)} = \frac{\pi \times D_1^2}{4} = \frac{\pi \times 3.3^2}{4} = 8.6(\text{m}^2)$$

(2) 覆工部と周辺岩盤間での滑動を想定した場合 (L 2')

$$L 2' = n \frac{P \cdot A}{C_r A + f_r N} = n \frac{(P 1 \times A_1 + P 2 + P 3 + P 4 \times A_1 + P 5)}{C_r \times \pi \times D_2 + \tan \phi \times (\pi \times \frac{\gamma \times A_2}{D_2})}$$

$$=4 \times \frac{(309.6 \times 8.6 + 890.3 + 237.5 + 93.0 \times 8.6 + \boxed{\phantom{000}})}{1720 \times \pi \times 3.9 + 0.93 \times (\pi \times \frac{23.0 \times 11.9}{3.9})} = \boxed{\phantom{000}}$$

ここに、n：安全率=4

$C_r$ ：岩盤の付着力=1720(kN/m<sup>2</sup>)

$D_2$ ：流路縮小工全体直径=3.9(m)

$\phi'$ ：岩盤の内部摩擦角=43(°)

$\gamma$ ：充填部及び覆工部の単位体積重量=23.0(kN/m<sup>3</sup>)

$$A_2：\text{流路縮小工全体の断面積(m}^2\text{)} = \frac{\pi \times D_2^2}{4} = \frac{\pi \times 3.9^2}{4} = 11.9(\text{m}^2)$$

4.2.3 曲げに対する安定性から算出する幅 (L 3)

$$L 3 = \alpha \left( \frac{a}{2} \right) \sqrt{\frac{3P}{\sigma}} = \alpha \left( \frac{a}{2} \right) \sqrt{\frac{3 \times \left( P 1 + \frac{P 2}{A_1} + \frac{P 3}{A_1} + P 4 + \frac{P 5}{A_3} \right)}{\sigma}}$$

$$=1.5 \times \left( \frac{1.65}{2} \right) \times \sqrt{\frac{3 \times (309.6 + \frac{890.3}{8.6} + \frac{237.5}{8.6} + 93.0 + \boxed{\phantom{000}})}{430}} = \boxed{\phantom{000}}$$

ここに、 $\alpha$ ：安全率=1.5 (保守的に 1.5 とする)

$$a：\frac{D_1}{2} = \frac{3.3}{2} = 1.65(\text{m})$$

$D_1$  : 充填部直径=3.3(m)

$\sigma$  : コンクリートの許容曲げ引張応力度=430(kN/m<sup>2</sup>)

$A_3$  : 充填部貫通部の断面積(m<sup>2</sup>) =  $\frac{\pi \times D_3^2}{4}$  =

$D_3$  : 貫通部直径 =

#### 4.3 解析ケースごとの強度評価結果

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）のNo.1の解析ケースごとの強度評価結果を表4.3-1に、No.2の解析ケースごとの強度評価結果を表4.3-2に示す。

表4.3-1(1) No.1 解析ケース① 照査結果

項目	必要幅 (m) (a)	流路縮小工幅 (m) (b)	照査値 (a / b)
せん断に対する安定性から算出する幅 覆工部と充填部間でのせん断を想定した場合 (L1)		3.50	
せん断に対する安定性から算出する幅 覆工部と周辺岩盤間でのせん断を想定した場合 (L1')		3.50	
滑動に対する安定性から算出する幅 覆工部と充填部間での滑動を想定した場合 (L2)		3.50	
滑動に対する安定性から算出する幅 覆工部と周辺岩盤間での滑動を想定した場合 (L2')		3.50	
曲げに対する安定性から算出する幅 (L3)		3.50	

表4.3-1(2) No.1 解析ケース② 照査結果

項目	必要幅 (m) (a)	流路縮小工幅 (m) (b)	照査値 (a / b)
せん断に対する安定性から算出する幅 覆工部と充填部間でのせん断を想定した場合 (L1)		3.50	
せん断に対する安定性から算出する幅 覆工部と周辺岩盤間でのせん断を想定した場合 (L1')		3.50	
滑動に対する安定性から算出する幅 覆工部と充填部間での滑動を想定した場合 (L2)		3.50	
滑動に対する安定性から算出する幅 覆工部と周辺岩盤間での滑動を想定した場合 (L2')		3.50	
曲げに対する安定性から算出する幅 (L3)		3.50	

表 4.3-1(3) No.1 解析ケース③ 照査結果

項目	必要幅 (m) (a)	流路縮小工幅 (m) (b)	照査値 (a / b)
せん断に対する安定性から算出する幅 覆工部と充填部間でのせん断を想定した 場合 (L 1)		3.50	
せん断に対する安定性から算出する幅 覆工部と周辺岩盤間でのせん断を想定 した場合 (L 1')		3.50	
滑動に対する安定性から算出する幅 覆工部と充填部間での滑動を想定した 場合 (L 2)		3.50	
滑動に対する安定性から算出する幅 覆工部と周辺岩盤間での滑動を想定し た場合 (L 2')		3.50	
曲げに対する安定性から算出する幅 (L 3)		3.50	

表 4.3-2(1) No.2 解析ケース① 照査結果

項目	必要幅 (m) (a)	流路縮小工幅 (m) (b)	照査値 (a / b)
せん断に対する安定性から算出する幅 覆工部と充填部間でのせん断を想定し た場合 (L 1)		3.50	
せん断に対する安定性から算出する幅 覆工部と周辺岩盤間でのせん断を想定 した場合 (L 1')		3.50	
滑動に対する安定性から算出する幅 覆工部と充填部間での滑動を想定した 場合 (L 2)		3.50	
滑動に対する安定性から算出する幅 覆工部と周辺岩盤間での滑動を想定し た場合 (L 2')		3.50	
曲げに対する安定性から算出する幅 (L 3)		3.50	