

### 5.3.2 補強支承部

#### (1) 評価方法

補強鋼管及びあと施工アンカーの断面算定は、「鋼構造設計規準-許容応力度設計法-」（日本建築学会）及び「2017年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説」（日本建築防災協会）に基づき、入力地震動による設計応力に対し、終局耐力が上回ることを確認する。

補強鋼管位置を図 5-22 に、補強鋼管とあと施工アンカー詳細の断面図及び伏図を図 5-23 及び図 5-24 に示す。

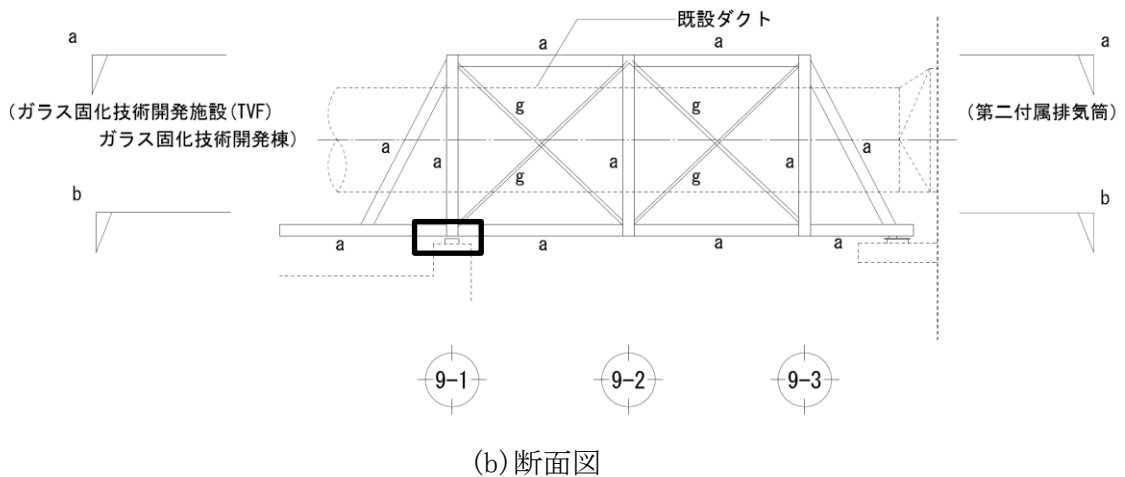
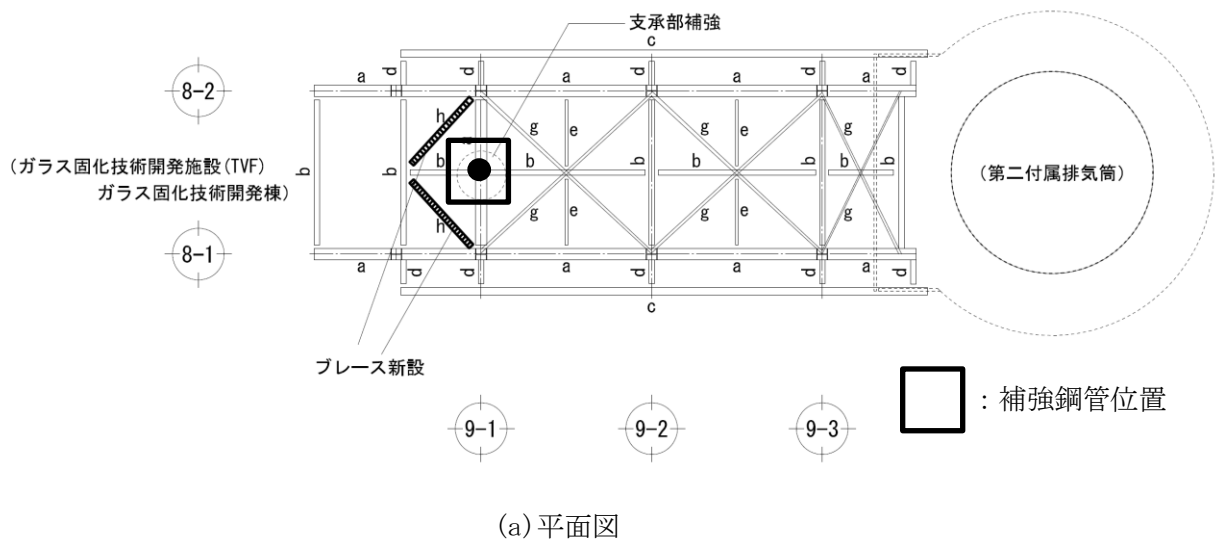


図 5-22 補強鋼管位置

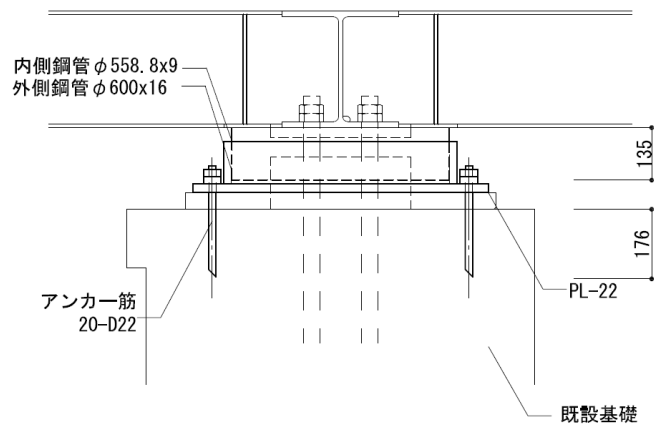


図 5-23 補強鋼管とあと施工アンカー詳細 (断面図)

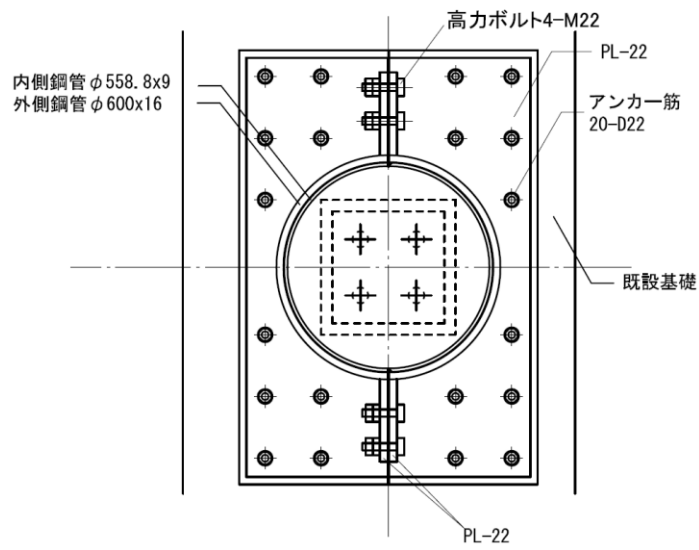


図 5-24 補強鋼管とあと施工アンカー詳細 (伏図)

(2) 評価結果

補強支承部の補強鋼管の断面算定結果を表 5-4 に、あと施工アンカーの断面算定結果を表 5-5 に示す。

表 5-4 及び表 5-5 の結果より、補強鋼管及びあと施工アンカーの終局せん断耐力がせん断力を上回ることを確認した。

表 5-4 補強鋼管の断面算定結果

地震		補強鋼管		
		せん断力 (kN)	せん断耐力 (kN)	検定比
Ss-D	NS 方向	847.0	1160.0	0.730
	EW 方向	379.5	1160.0	0.327
Ss-1	NS 方向	378.4	1160.0	0.326
	EW 方向	399.9	1160.0	0.345
Ss-2	NS 方向	563.0	1160.0	0.485
	EW 方向	346.3	1160.0	0.299

※補強支承部に生じる全てのせん断力は、補強鋼管が負担する。

表 5-5 あと施工アンカーの断面算定結果

地震		あと施工アンカー(接着系) 20-D22		
		せん断力 (kN)	せん断耐力 (kN)	検定比
Ss-D	NS 方向	847.0	1138.0	0.744

※補強支承部に生じる全てのせん断力は補強鋼管から応力伝達し、あと施工アンカーが負担する。

### 5.3.3 テフロン支承

#### (1) 評価方法

入力地震動によりテフロン支承に生じる変位に対し、テフロン支承の許容変位(可動量)が上回ることを確認する。

#### (2) 評価結果

地震応答解析の結果より、テフロン支承の最大応答変位を表 5-6 に、最大変位となる S<sub>s</sub>-D のすべり量を図 5-25 に示す。

表 5-6 の結果より、テフロン支承の許容変位が地震応答解析による変位(すべり量)を上回ることを確認した。

表 5-6 テフロン支承の最大応答

地震	種別	位置 (通り)	すべり量 (mm)				許容変位
			NS 方向地震時		EW 方向地震時		
			NS	EW	NS	EW	
S <sub>s</sub> -D	TVF 開発棟側	9-1・8-2	0.13	11.3	0.16	2.3	可動量 ±100 mm
		9-1・8-1	0.12	11.2	0.16	2.3	
	第二付属 排気筒側	9-3 側・8-2	-	11.4	-	57.0	可動量 ±250 mm
		9-3 側・8-1	-	10.9	-	57.0	
S <sub>s</sub> -1	TVF 開発棟側	9-1・8-2	0.10	3.6	0.16	2.2	可動量 ±100 mm
		9-1・8-1	0.14	3.7	0.16	2.2	
	第二付属 排気筒側	9-3 側・8-2	-	3.9	-	14.9	可動量 ±250 mm
		9-3 側・8-1	-	3.7	-	14.9	
S <sub>s</sub> -2	TVF 開発棟側	9-1・8-2	0.15	6.6	0.14	2.0	可動量 ±100 mm
		9-1・8-1	0.13	6.6	0.14	2.0	
	第二付属 排気筒側	9-3 側・8-2	-	6.2	-	34.5	可動量 ±250 mm
		9-3 側・8-1	-	6.6	-	34.5	

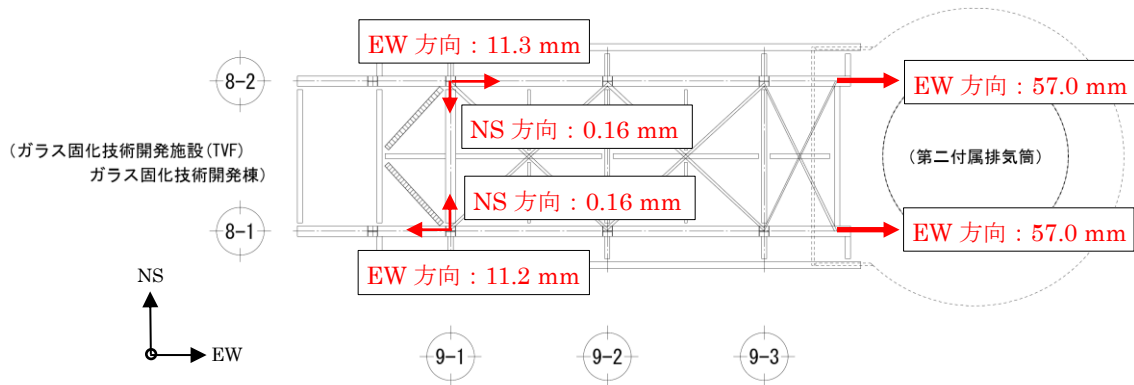


図 5-25 テフロン支承の最大応答変位図 (S<sub>s</sub>-D)

高放射性廃液貯蔵場（HAW）浸水防止設備（浸水防止扉）  
の耐震性についての計算書

## 1. 概要

本資料は、別紙 6-1-5-2「1 高放射性廃液貯蔵構造物(HAF)の津波防護に関する施設的设计方針」に基づき、原址地盤計画用設計地盤動（以下「設計地盤動」という。）による地震力（以下「設計地震力」という。）に対して、高放射性廃液貯蔵構造物(HAF)棟家1階に設置している浸水防止扉が、構造強度を有することを説明するものである。

設計津波が到達する棟家1階に設置している浸水防止扉 HAF-1、浸水防止扉 HAF-2及び浸水防止扉 HAF-3について評価を行う。浸水防止扉は、通常時が閉状態であることから耐震性評価を閉の状態で行う。

## 2. 一般事項

### 2.1 配置概要

浸水防止扉の設置位置図を図2-1-1に示す。



図2-1-1 浸水防止扉の設置位置図 (HAF棟家・1階平面)

## 2.3 構造概要

浸水防止壁は、片開型及び横引型の鋼製壁であり、厚板の背面に芯材（主桁及び縦桁）を配した構造である。

厚板はアンカーボルトにより建築壁面に固定する構造である。

## 2.4 評価方針

浸水防止壁の耐震評価は、表2-3-1に示すとおり構造部材の健全性評価を行う。

構造部材の健全性評価は、「3.固有周期及び設計地震力」にて算出した固有振動数に基づく設計地震力による応力が許容限界内に収まることを「4.強度評価」に示す方法にて確認することを確認する。

浸水防止壁の耐震評価フローを図2-3-1に示す。

表2-3-1 浸水防止壁の耐震評価項目

評価方針	評価項目	地震力	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	設計地震動	各浸水防止壁の「評価部位」にて設定する部位	発生応力が許容限界を超えないことを確認する	短期許容応力

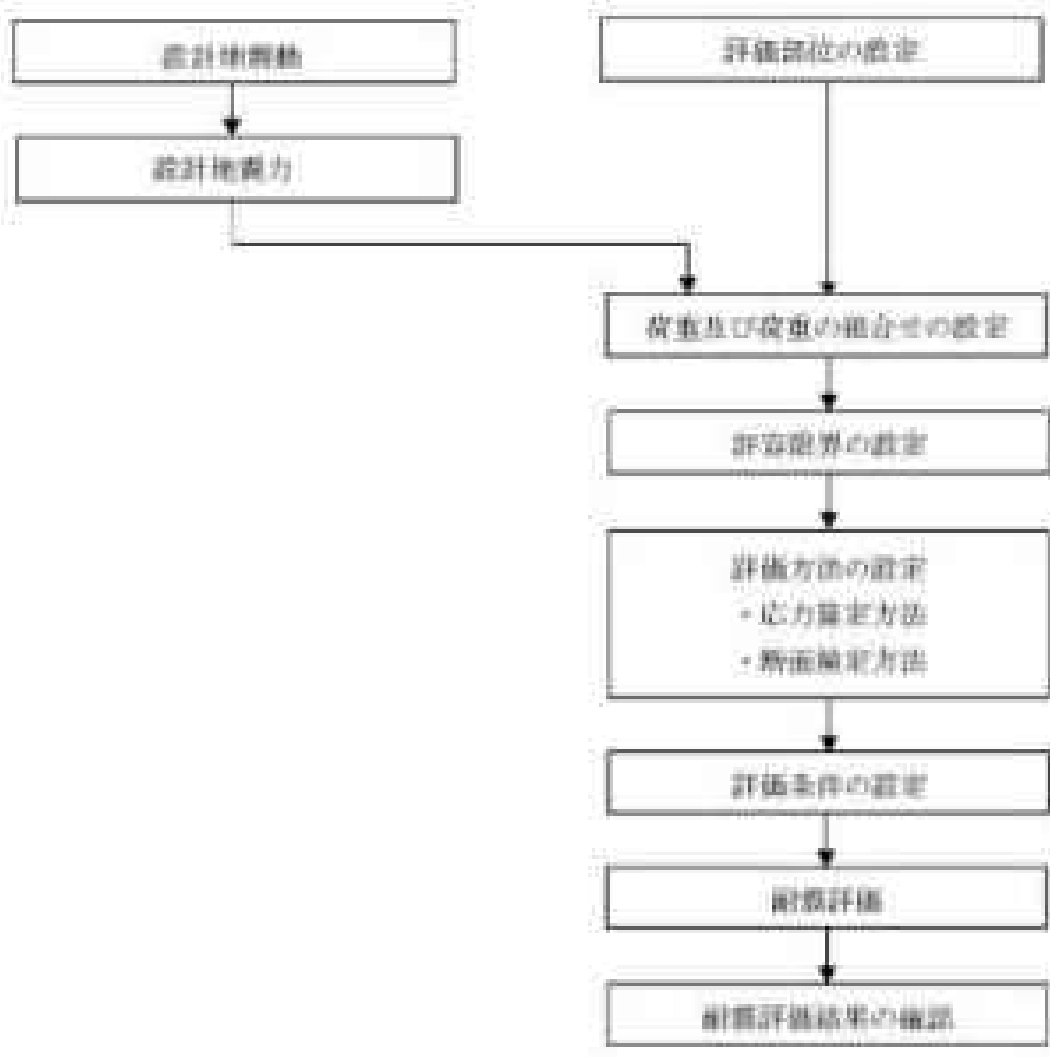


図2-3-1 浸水防止層の耐久評価フロー



## 2.4 適用基準

適用する規格、基準等を以下に示す。

- (1) 建築基準法・同施行令
- (2) 鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（（社）日本建築学会、2005改定）
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG-8001・編—1994  
（日本電気協会電気技術基準調査委員会昭和59年9月）
- (4) 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG-8001—1987  
（日本電気協会電気技術基準調査委員会昭和62年4月）
- (5) 原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG-8001—1991追加版）  
（日本電気協会電気技術基準調査委員会 平成3年4月）
- (6) 国土交通省告示第314号（平成18年2月28日）
- (7) 国住指第1015号 あと施工アンカー・連続鉄筋補強設計・施工指針  
（平成16年7月7日）

## 2.3 記号の説明

浸水防止層の耐震評価に用いる記号を表 2-5-1 に示す。

表 2-5-1 耐震評価に用いる記号(1/3)

記号	定義	単位
$G$	浸水防止層(部体、部品含む)の自重	t
$G_p$	浸水防止層(枠体)の自重	t
$P_H$	水平方向地震力(部体、部品含む)	kN
$P_V$	鉛直方向地震力(部体、部品含む)	kN
$P_{H1}$	水平方向地震力(部体、部品、枠体)	kN
$P_{V1}$	鉛直方向地震力(部体、部品、枠体)	kN
$P_k$	津波による荷重(強度計算条件)	kN
$K$	設計剛度	—
$K_H$	水平方向剛度	—
$K_V$	鉛直方向剛度	—
$K_s$	設計地震力(部品の耐震計算)	kN
$K'_s$	設計地震力(アンカーボルトの耐震計算)	kN
$n_1$	ヒンジボルトの本数(部体側)	本
$n_2$	ヒンジボルトの本数(枠体側)	本
$A_H$	ヒンジボルトの有効断面積	mm <sup>2</sup>
$l_C$	補付金具の支点から荷重作用点までの距離	mm
$Z_p$	補付金具の断面係数	mm <sup>3</sup>
$l_w$	ヒンジ中心間距離	mm
$l_h$	部体中心からヒンジまでの水平方向距離	mm
$f$	1次固有振動数	Hz
$L$	はり長さ	m
$E$	縦弾性係数	N/mm <sup>2</sup>
$I$	断面二次モーメント	m <sup>4</sup>
$m$	質量分率	kg/m
$A$	定数(板モデルの固有振動数算出)	—
$T$	固有周期	s
$t$	板厚	mm

表3-5-1 耐震評価に用いる記号(単位)

記号	定義	単位
$\tau_{sp}$	ヒンジピンに発生するせん断応力	$N/mm^2$
$\sigma_{nt}$	ヒンジボルトに発生する引張応力(厚体側)	$N/mm^2$
$\tau_{nt}$	ヒンジボルトに発生するせん断応力(厚体側)	$N/mm^2$
$\sigma_{nt}$	ヒンジボルトに発生する引張応力(枠体側)	$N/mm^2$
$\tau_{nt}$	ヒンジボルトに発生するせん断応力(枠体側)	$N/mm^2$
$\sigma_{rb}$	締付金具に発生する曲げ応力	$N/mm^2$
$\tau_{rb}$	締付金具に発生するせん断応力	$N/mm^2$
$\sigma_r$	締付金具に発生する組合せ応力	$N/mm^2$
$f_t$	許容引張応力	$N/mm^2$
$f_b$	許容曲げ応力	$N/mm^2$
$f_c$	許容せん断応力	$N/mm^2$
$F_z$	ヒンジ部に及び締付金具に作用するZ方向荷重	kN
$F_x$	ヒンジ部に作用するX方向荷重	kN
$F_{syn}$	ヒンジピンに発生する合成荷重	kN
$F$	基準強度	—
$P$	積載荷重	t
$g$	重力加速度	$m/s^2$
$P_b$	厚体にかかる強度計算荷重	kN
$A_p$	ヒンジピンの断面積	$mm^2$
$A_{pn}$	ヒンジピンのせん断断面積	$mm^2$
$A_r$	締付金具の断面積	$mm^2$
$A_{rn}$	締付金具のせん断断面積	$mm^2$
$A_w$	車輪の断面積	$mm^2$
$A_{wn}$	車輪のせん断断面積	$mm^2$
$\tau_{wn}$	車輪に発生するせん断応力	$N/mm^2$
$n_b$	アンカーボルトの本数	本
$l$	アンカーボルト埋め込み長さ(穿孔長)	mm
$d_b$	アンカーボルト呼び径	mm
$l_e$	アンカーボルト有効埋め込み長さ	mm

表3-5-1 耐震評価に用いる記号 (3/3)

記号	定義	単位
$\sigma_p$	アンカーボルトの降伏強度	N/mm <sup>2</sup>
$A_n$	アンカーボルトM16の有効断面積 (ネジ加工を考慮)	mm <sup>2</sup>
$\sigma_c$	コンクリートの圧縮強度	N/mm <sup>2</sup>
$k_c$	コンクリートのヤング係数	N/mm <sup>2</sup>
$A_c$	アンカーボルトM16の鋼管断面積	mm <sup>2</sup>
$l$	はしあき	mm
$r'$	コーン破壊面の有効水平投影面積の手径	mm
$A_{c1}, A_{c2}$	コーン破壊面の有効水平投影面積	mm <sup>2</sup>
$T_n$	アンカーボルトの引張耐力	kN
$T_{ns}$	アンカーボルトの短期許容引張耐力	kN
$T_{ns1}$	アンカーボルトの降伏により決まる引張耐力	kN
$T_{ns2}$	コンクリートのコーン破壊により決まる引張耐力	kN
$T_{ns3}$	コンクリートの付着破壊により決まる引張耐力	kN
$Q_n$	アンカーボルトのせん断耐力	kN
$Q_{ns}$	アンカーボルトの短期許容せん断耐力	kN
$Q_{ns1}$	アンカーボルトの降伏により決まるせん断耐力	kN
$Q_{ns2}$	コンクリートのコーン破壊により決まる せん断耐力	kN
$Q_{ns3}$	ボルトせん断強度上限値より決まるせん断耐力	kN

### 3. 固有周期及び設計地震力

浸水防止層 MW-1、MW-2及びMW-3について、それぞれの固有周期が0.05秒以下であることを確認し、添付資料6-1-2-3-2「高耐震性橋梁耐震橋 (HAR) 建家の地震応答計算書」の地震応答解析結果を基に設計地震力を設定する。

#### 3.1 固有周期の計算方法

浸水防止層の構造に応じて解析モデルを設定し、固有周期を計算する。

##### 3.1.1 解析モデルの設定

浸水防止層は、層板及び芯材の組合せにより剛な断面を有しているとともに、メンブ及び締付金具により層を層毎に支持させる構造であることから、両端支持はりに単純化したモデルとし、最大スパン部のはり（芯材）に、当該はりが受ける層体（層板、土桁、縦桁）の自重及び層体部品（締付金具等）の自重を加えるものとする。はり長さは層幅とする。解析モデルを図3-1-1-1に示す。

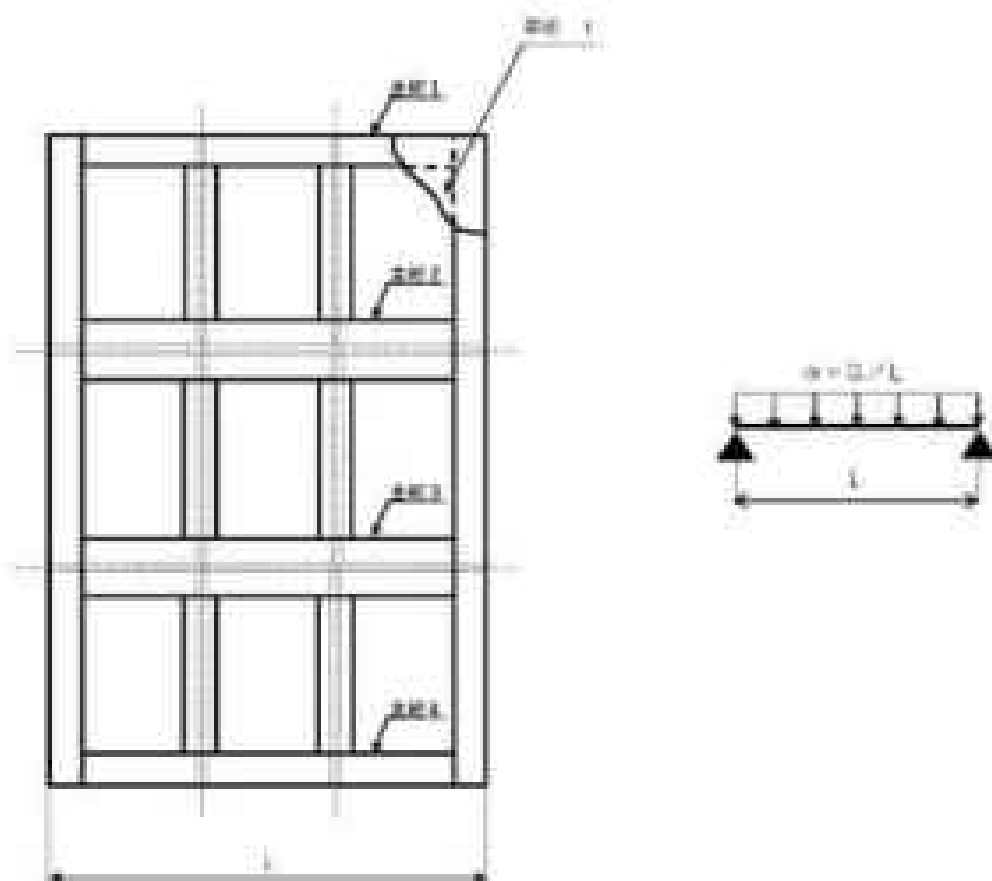


図3-1-1-1 浸水防止層の固有周期解析モデル

## 3.2 固有周期の計算

### 3.2.1 固有周期の計算方法

1次固有振動数 $f$ を「日本機械学会『機械工学便覧』」に基づき、下式により計算する。

#### (1) 両端支持はりモデル

$$f = \frac{f^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (d = \pi)$$

#### (2) 固有周期

$$T = \frac{1}{f}$$

### 3.2.2 固有周期の計算条件

浸水防止壁の固有周期の計算条件を表3-2-2-1に示す。

表3-2-2-1 浸水防止壁の固有振動数及び固有周期の計算条件  
(両端支持はりモデル)

浸水防止壁名称	はり長さ L (m)	縦弾性係数 E (N/m <sup>2</sup> )	断面2次 モーメント I (m <sup>4</sup> )	質量分布 m (kg/m)
浸水防止壁WA-1	1.212	1.95×10 <sup>11</sup>	0.00004963	328.05
浸水防止壁WA-2 上段固定壁	3.250	1.95×10 <sup>11</sup>	0.0004375	403.06
浸水防止壁WA-2 下段横引壁	3.250	1.95×10 <sup>11</sup>	0.0010982	1040.15
浸水防止壁WA-3	1.232	1.95×10 <sup>11</sup>	0.00004963	511.37

### 3.3 固有周期の計算結果

浸水防止層の固有周期の計算結果を表3-3-1に示す。各浸水防止層の固有周期はいずれも0.05秒以下であり、剛構造であることを確認した。

表3-3-1 浸水防止層の固有振動数及び固有周期の計算結果  
(両端支持はりモデル)

浸水防止層名称	固有周期 T(s)	固有振動数 f(Hz)
浸水防止層IWF-1	0.007	144
浸水防止層IWF-2 上段固定層	0.014	70
浸水防止層IWF-2 下段横引層	0.014	70
浸水防止層IWF-3	0.008	141

### 3.4 設計地震力

浸水防止層 IWF-1、IWF-2及びIWF-3の固有周期が0.05秒以下であることを確認したため、高放射性廃液貯蔵場 (HAW) 浸水防止層の耐震評価で用いる震度は、添付資料H-1-2-3-2「高放射性廃液貯蔵場 (HAW) 建物の地震応答計算書」に基づいて設定した水平震度及び鉛直震度を1.2倍して用いる。評価の対象である浸水防止層は1階に設置されているが、保守側の評価となるよう2階の加速度を参照する。評価に用いる震度を表3-4-1に示す。

表3-4-1 浸水防止層 IWF-1、IWF-2及びIWF-3の評価に用いる震度

地震動	加速度を参照する階	評価用震度 (加速度を震度に換算)	
		水平方向 $K_H$	1.16
設計地震動	3階	鉛直方向 $K_V$	0.79

## 4. 強度評価

### 4.1 評価部位

評価部位は、浸水防止扉の構造上の特徴を踏まえ選定する。

浸水防止扉 HAW-1及びHAW-3の扉体(扉板、主桁、縦桁)に生じる地震による荷重は、扉体部品(ヒンジピン、ヒンジボルト、補付金具)から、扉枠を開口部周囲に固定するアンカーボルトを介して躯体に伝達するため、評価部位を扉体(扉板、主桁、縦桁)、扉体部品(ヒンジピン、ヒンジボルト、補付金具)及びアンカーボルトとする。

浸水防止扉 HAW-2の扉体(扉板、主桁、縦桁)に生じる地震による荷重は、扉体部品(車輪)から扉枠及びレールを介して躯体に伝達するため、扉体(扉板、主桁、縦桁)、扉体部品(車輪)及びアンカーボルトとする。

浸水防止扉 HAW-1及びHAW-2の構造図を図4-1-1及び図4-1-2に、扉体部品への荷重の作用イメージ及び評価対象部位を図4-1-3に、浸水防止扉 HAW-1及びHAW-3のアンカーボルトの位置及び評価対象部位を図4-1-4に示す。

また、浸水防止扉 HAW-2の構造図、荷重の作用イメージ及び評価部位を図4-1-5に、アンカーボルトの位置及び評価対象部位を図4-1-6に示す。



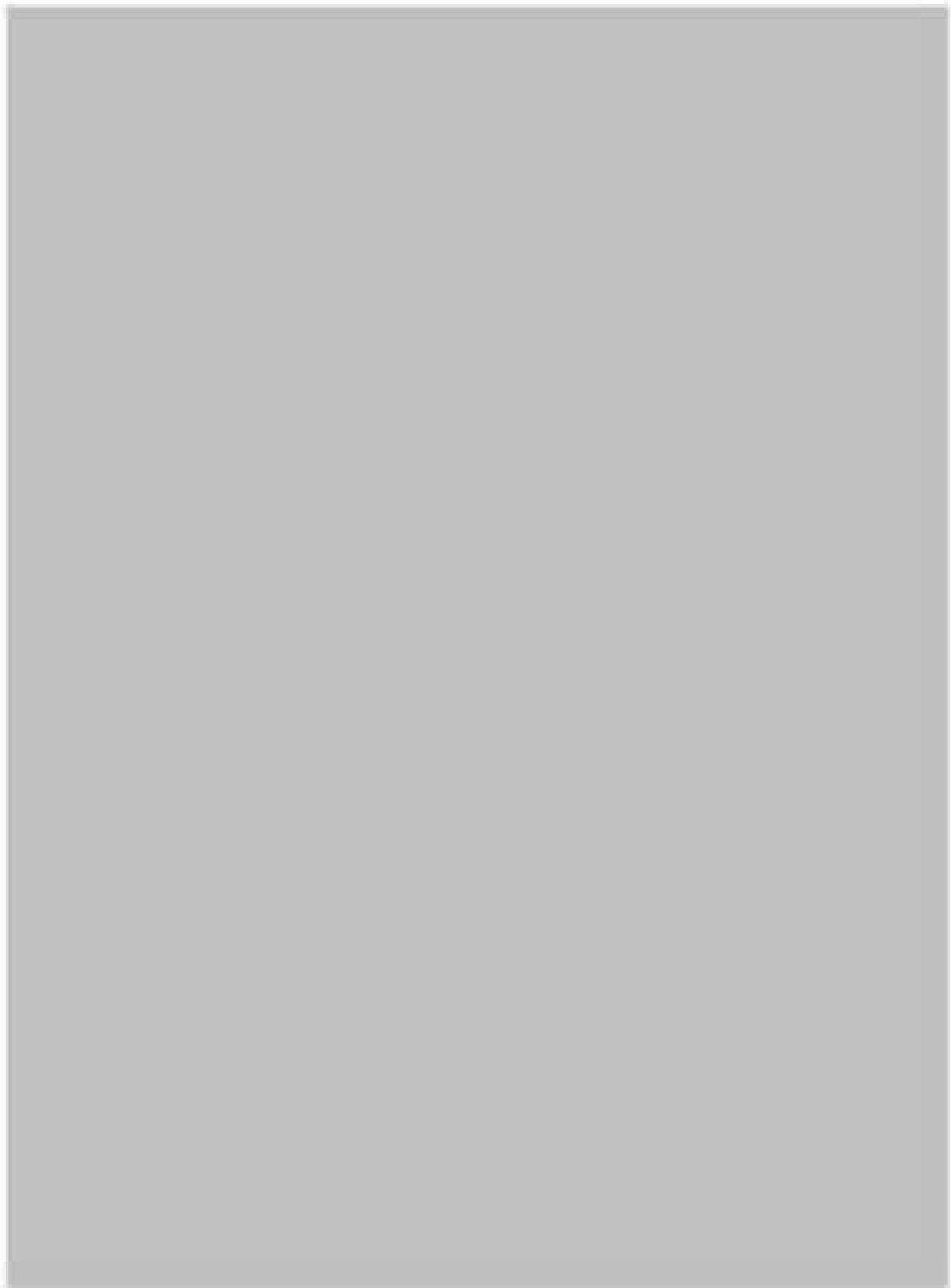


图4-1-1 浸水防止膜(WA-1) 構造図

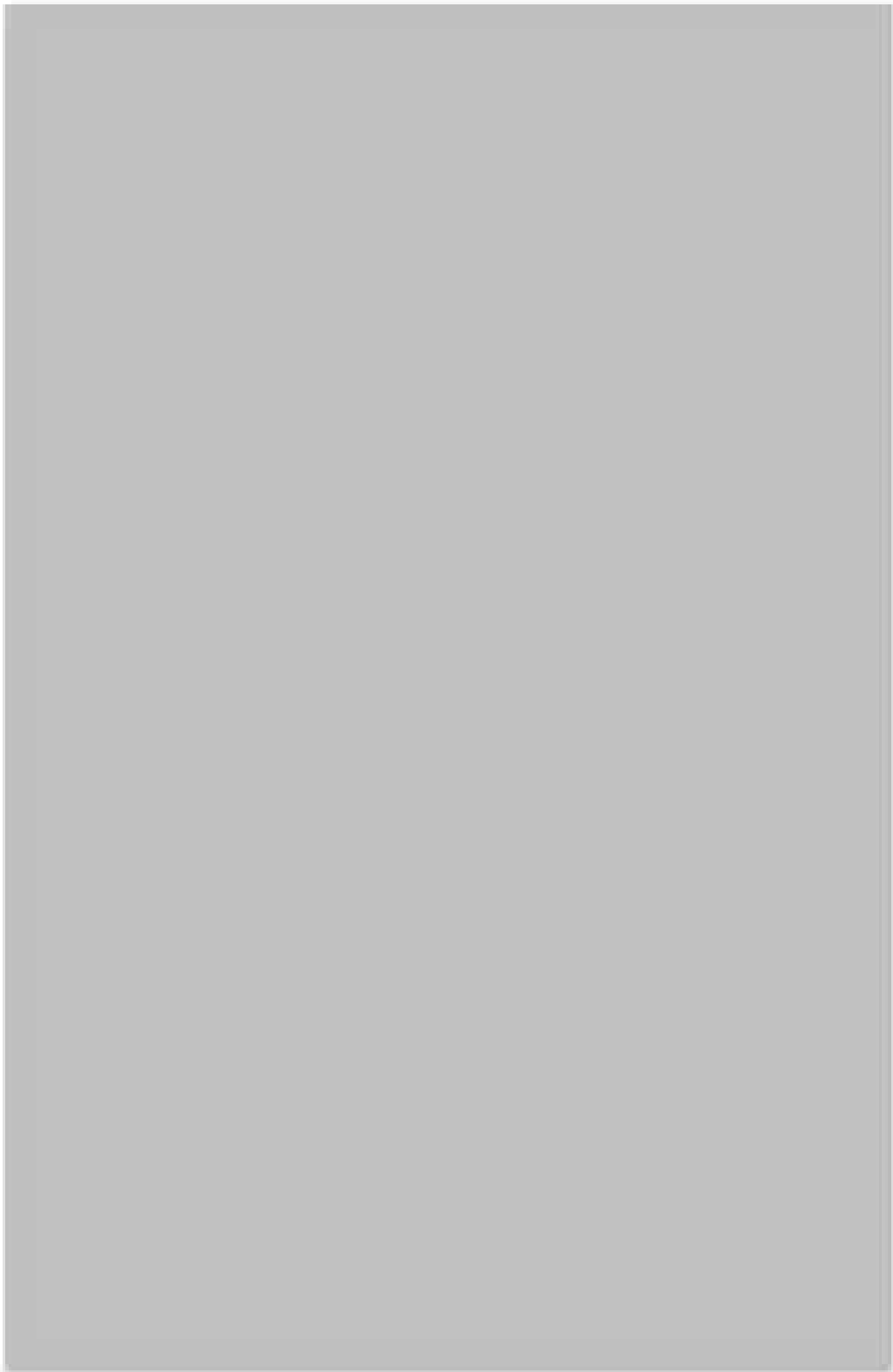


图 4-1-2 浸水防止層(※)2 構造図

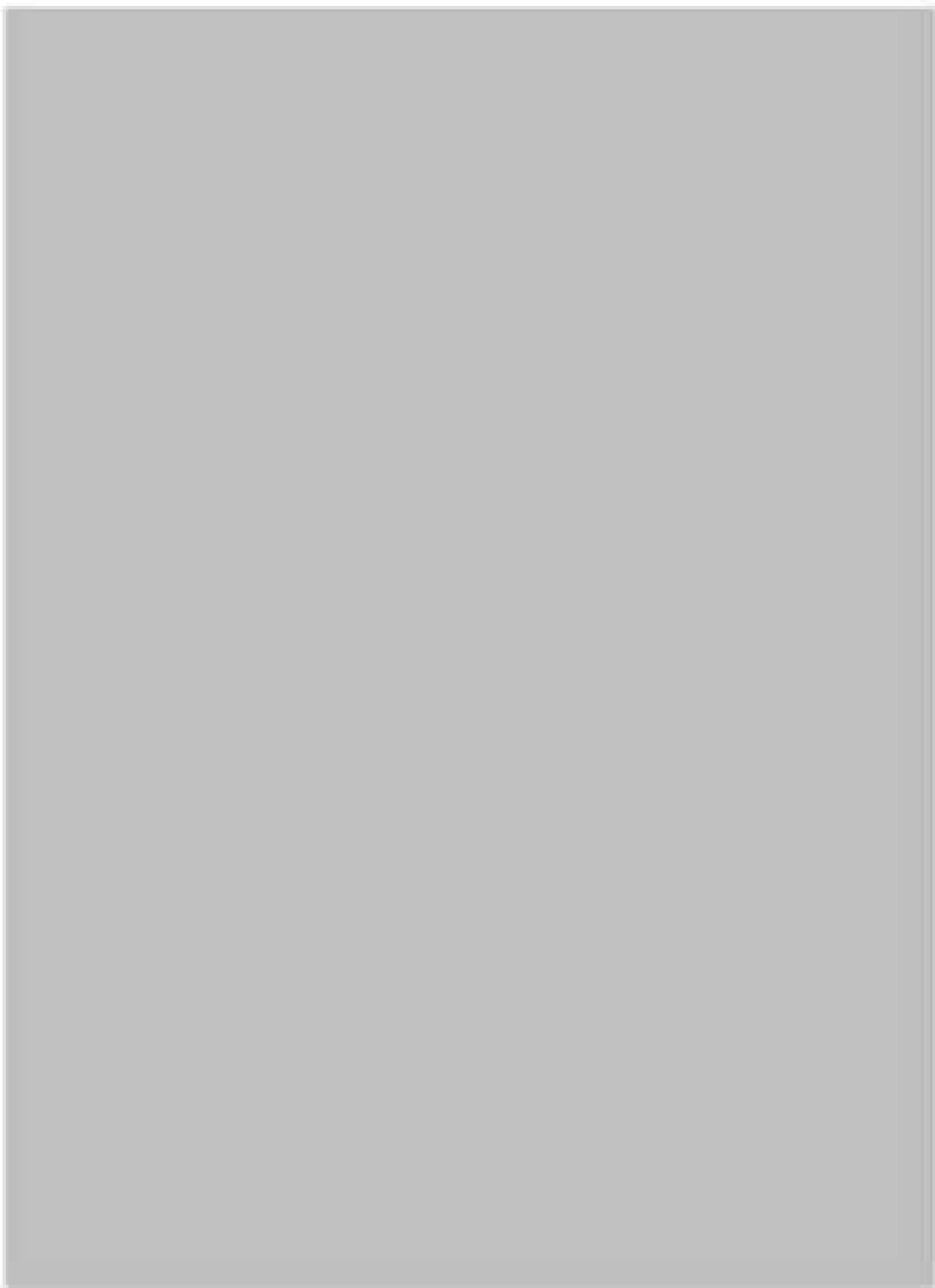


図4-1-3 浸水防止扉の閉止時の荷重の作用イメージと評価対象部位  
(浸水防止扉 HAF-1及びHAF-2)

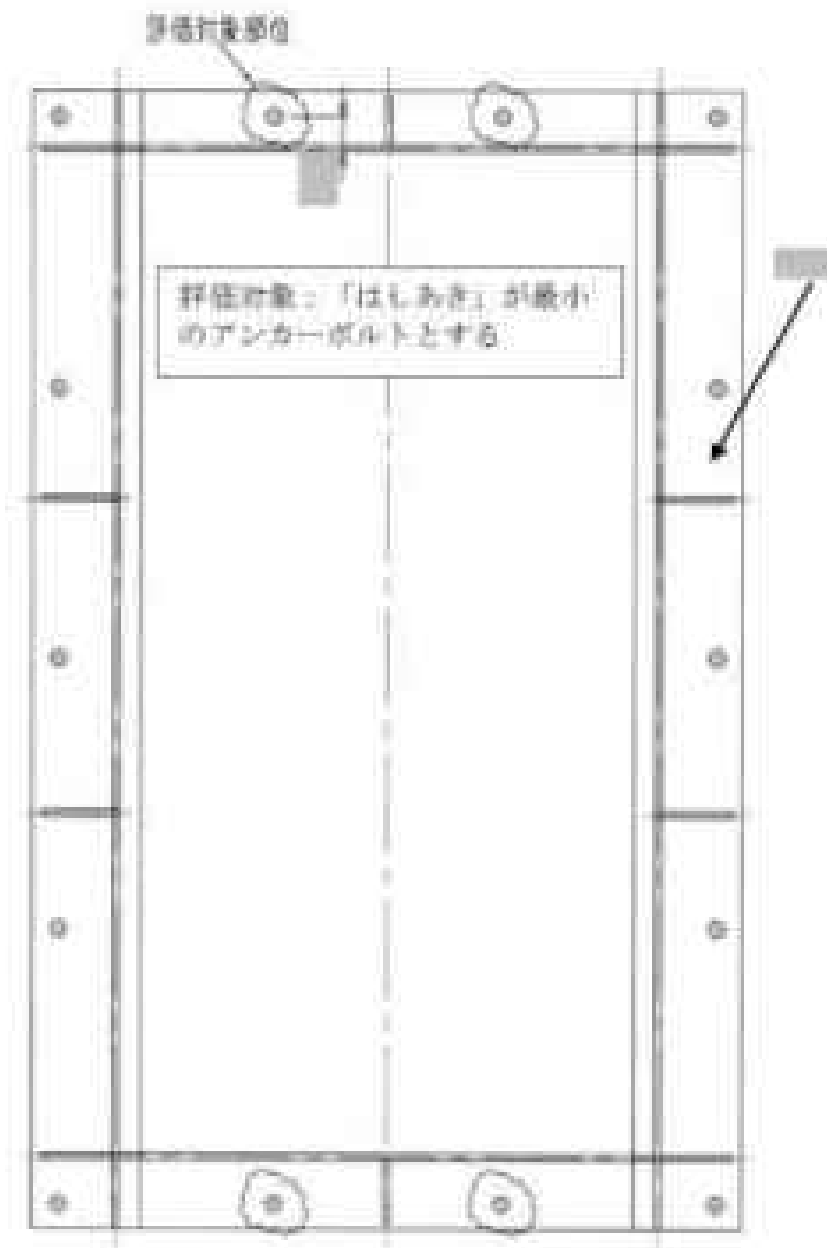


図4-1-4 漏水防止扉 H68-1及びH68-2 アンカーボルト位置と評価対象単位



図4-1-5 浸水防止岸 100F-2 構造図、荷重の作用イメージ及び評価部位

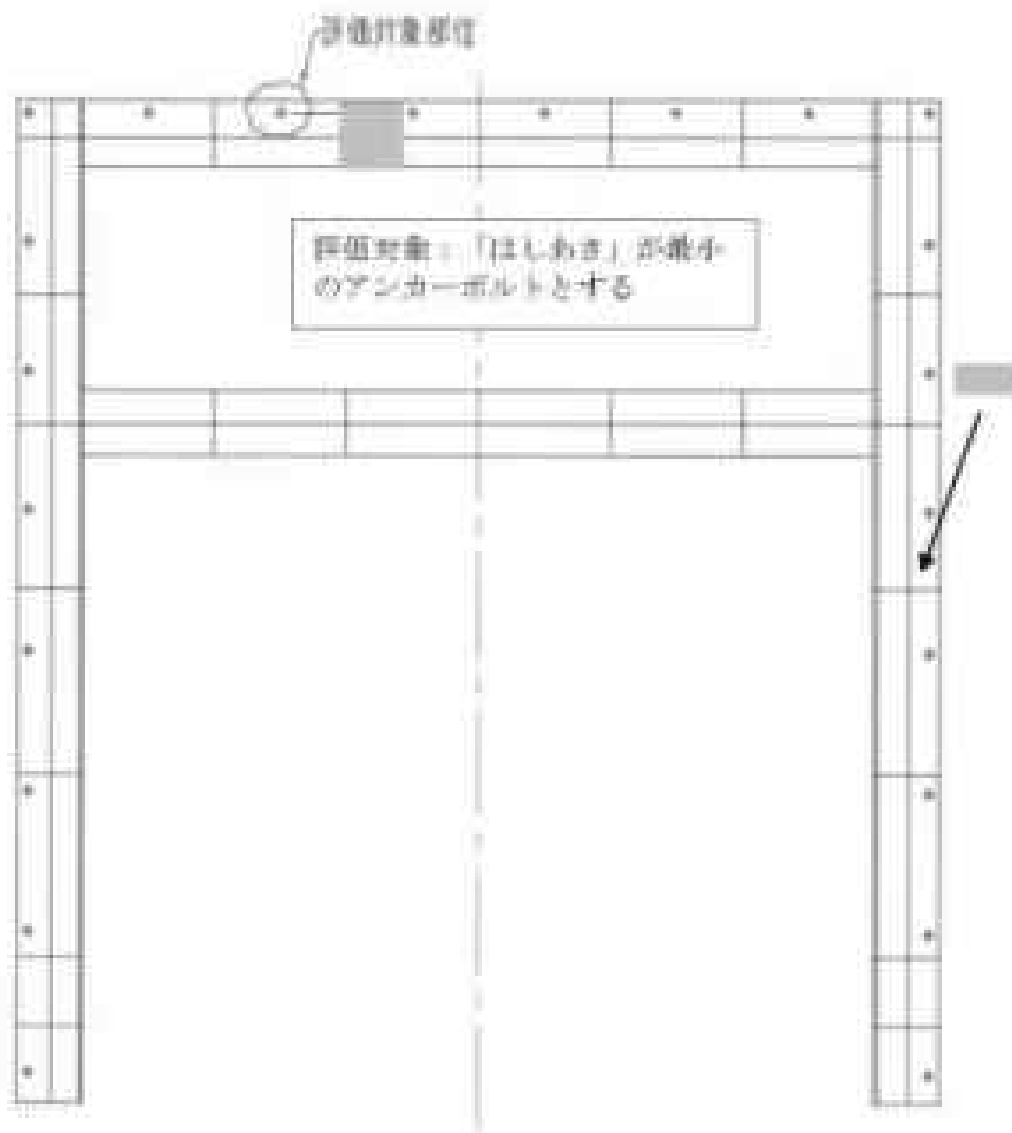


図4-1-9 浸水防止扉 1000mm アンカーボルト位置と評価部位

## 4.2 荷重及び荷重の組合せ

### (1) 耐震評価上考慮する荷重

浸水防止扉の耐震評価に用いる荷重を以下に示す。

$G$  : 浸水防止扉 (扉体、部品含む) の自重

$P$  : 積載荷重

$K_d$  : 設計地震力(kN) (部品の耐震計算)

$K_f$  : 設計地震力(kN) (アンカーボルトの耐震計算)

浸水防止扉は、上載物の荷重を負担する又は影響を受ける構造となっていないことから、積載荷重については考慮しない。

### (2) 荷重の設定

#### a. 浸水防止扉 (扉体と枠体) の自重

固定荷重として、浸水防止扉の自重を考慮する。浸水防止扉の自重を表4-2-1に示す。

表4-2-1 浸水防止扉(扉体と枠体)の自重

扉名称	扉体の自重 $G$ (t)	枠体の自重 $G_f$ (t)
浸水防止扉 HAF-1	0.64	0.76
浸水防止扉 HAF-2	4.71	2.85
浸水防止扉 HAF-3	0.83	0.77

#### b. 設計地震力( $K_d$ , $K_f$ )

設計地震力として、設計地震動に伴う慣性力を考慮する。地震による荷重上、浸水防止扉の固定荷重に設計震度 $K$ を乗じた次式により算出する。

$$K_d = G \cdot K \cdot g \text{ (部品の耐震計算)}$$

$$K_f = (G + G_f) \cdot K \cdot g \text{ (アンカーボルトの耐震計算)}$$

ここで、

$K_d$  : 設計地震力(kN) (部品の耐震計算)

$K_f$  : 設計地震力(kN) (アンカーボルトの耐震計算)

$G$  : 浸水防止扉 (扉体、部品含む) の自重(t)

$G_f$  : 浸水防止扉 (枠体) の自重(t)

なお、水平及び鉛直地震力による組合せ応力が作用する部位であるロングボルト及びアンカーボルトの評価は、水平方向と鉛直方向の地震力が同時に不同な方向に作用するものとして、絶対値和法により評価する。

(3) 荷重の組合せ

高放射性廃液貯蔵場(HW)浸水防止層の荷重の組合せを表4-2-2に示す。

表4-2-2 浸水防止層の荷重の組合せ

層名称	荷重の組合せ
浸水防止層 HW-1,2,3	$G + K_0$ $G + G_f + K_0$

$G$  : 浸水防止層 (躯体) の自重

$K_0$  : 設計地震力(kN) (部品の耐震計算)

$K_0$  : 設計地震力(kN) (アンカーボルトの耐震計算)



## 4.3 使用材料及び許容限界

### (1) 使用材料

浸水防止層を構成する部材のうち、耐腐評価部位であるヒンジ部、車輪及びアンカーボルトの使用材料を表4-3-1に示す。

表4-3-1 使用材料（耐腐評価部位）

部 位		材 質	仕 様(mm)
ヒンジ部 (HAF-1, 2)	ヒンジピン	SUS304	400 × φ20
	ヒンジボルト	SUS304	M16 × 75
	補付金具	SUS304	65 × 132.5 × t16
車輪 (HAF-2)	車輪	SUS304	φ40
アンカーボルト (HAF-1, 2)		SUS304	M16 × 150
アンカーボルト (HAF-2)		SUS304	M16 × 150

※：tは板厚 (mm)、φは径 (mm) を示す。

### (2) 許容限界

#### a. ヒンジ部、車輪

ヒンジ部及び車輪の許容限界は、「鋼構造設計規程—許容応力度設計法—」（（社）日本建築学会、2005改定）」を踏まえて表4-3-2の値とする。

表4-3-2 許容限界

材 料	短期許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )	
	引張及び曲げ	せん断
SUS304 <sup>※</sup>	205	118

※許容応力度を決定する場合の基準値の値は、「JISG 4094：2012 ステンレス鋼棒」、「JISG 4094：2012 熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼管」に基づく。

#### b. アンカーボルト

アンカーボルトの許容限界は「国産指書1013号—あと施工アンカー—連続コンクリート設計・施工設計指針」（平成18年7月7日）に基づく。

#### 4.4 評価方法

溶体（厚板、主桁、継桁）については、設計地震力が津波による抵抗力を下回る場合は、耐津波強度評価に含まれるため検討を省略する。設計地震力が津波による抵抗力を上回る場合は、発生応力を算定し、許容限界以内であることを確認する。

溶体部品（ヒンジピン、ヒンジボルト、締付金具、車輪）及びアンカーボルトについては、設計地震力から各部材の発生応力を算定し、許容限界以内であることを確認する。

##### 4.4.1 荷重算定

荷重の算定式を以下に示す。

- ① 水平方向地震力  $P_H$  (kN)

$$P_H = K_H \cdot G \cdot g$$

- ② 溶体自重及び鉛直方向地震力  $P_V$  (kN)

$$P_V = (1 + K_V) \cdot G \cdot g$$

- ③ ヒンジ部及び締付金具に作用するZ方向荷重  $F_Z$  (kN)

$$F_Z = \frac{P_H}{2}$$

- ④ ヒンジ部に作用するX方向荷重  $F_X$  (kN)

$$F_X = \frac{P_H \cdot L_H}{L_H}$$

##### 4.4.2 応力算定

- ① ヒンジピンに発生するせん断応力  $\tau_{HP}$

$$F_{HP} = \sqrt{F_X^2 + \left(\frac{F_Z}{2}\right)^2}$$

$$A_{HP} = \frac{3}{4} A_p$$

(機械工学便覧 A5編 材料力学 3.8 せん断力によるはりの応力とたわみ)

$$\tau_{HP} = \frac{F_{HP}}{A_{HP}}$$

②ヒンジボルトに発生する応力 $\sigma_b$

・厚体側

引張応力  

$$\sigma_{b1} = \frac{1000F_y}{n_1 \cdot A_b}$$

せん断応力  

$$\tau_{b1} = \frac{1000 \sqrt{F_y^2 + F_x^2}}{2n_1 \cdot A_b}$$

・薄体側

引張応力  

$$\sigma_{b2} = \frac{1000F_x}{2n_2 \cdot A_b}$$

せん断応力  

$$\tau_{b2} = \frac{1000 \sqrt{F_y^2 + \left(\frac{F_x}{2}\right)^2}}{n_2 \cdot A_b}$$

③締付金具に発生する応力 $\sigma_f$

$$\sigma_{fb} = \frac{1000F_y \cdot l_c}{2Z_f}$$

$$A_{fb} = \frac{2}{3} A_f$$



(機械工学便覧 43編 材料力学 3.8 せん断力によるはりの応力とたわみ)

$$\tau_{fb} = \frac{1000F_y}{2A_{fb}}$$

$$\sigma_r = \sqrt{\sigma_{xy}^2 + 3\tau_{xy}^2}$$

④車輪に発生するせん断応力 $\tau_{xy}$

$$\tau_{xy} = \frac{1000(1 + K_r)G \cdot g}{2A_{xy}}$$

$$A_{xy} = \frac{3}{4}A_r$$

(機械工学便覧 43編 材料力学 3.8 せん断力によるはりの応力とたわみ)

⑤アンカーボルトに発生する応力

引張応力

$$\sigma_{ax} = T_x/n_b = K_H \cdot (G + G_r)g/n_b$$

せん断応力

$$\tau_{ax} = T_y/n_b = (1 + K_a) \cdot (G + G_r)g/n_b$$

### 4.4.3 許容応力

#### (1) ヒンジピン、ヒンジボルト、溶付金具、車輪

ヒンジピン、ヒンジボルト、溶付金具及び車輪の許容限界は、「鋼構造設計規準-許容応力度設計法-」（社）日本建築学会、2005改定」を踏まえて材料の耐力及び引張強さの70%のいずれか小さい値を基準値 $F$ として、許容応力は以下とする。

許容引張応力及び許容曲げ応力

$$\sigma = \sigma_0 = F$$

許容せん断応力

$$\tau_0 = \frac{F}{\sqrt{3}}$$

#### (2) アンカーボルト

「あと施工アンカー・連続橋岸補強設計・施工指針」に基づき引張耐力及びせん断耐力を算出する。

引張耐力

$$T_u = \min(T_{ax}, T_{ac}, T_{ca})$$

$T_u$ ：引張耐力

$$T_{ax} = \sigma_y a_u$$

$T_{ax}$ ：アンカーボルトの降伏により決まる引張耐力

$\sigma_y$ ：アンカーボルトの降伏強度

$a_u$ ：アンカーボルトの有効断面積（ねじ加工を考慮）

$$T_{ac} = 0.23\sqrt{\sigma_c} \cdot A_c$$

$$A_c = \pi l_e (l_e + d_u)$$

$$l_e = l - d_u$$

$T_{ac}$ ：コンクリートのコーン破壊により決まる引張耐力

$\sigma_c$ ：コンクリートの圧縮強度

$A_c$ ：コンクリートのコーン破断面の有効水平投影面積

$l_e$ ：アンカーの有効埋め込み長さ

$l$ ：アンカーの埋め込み長さ（穿孔長）

$d_u$ ：アンカーの呼び径

コンクリート間接端からアンカーボルト中心の距離がアンカーボルト穿孔長を下回る場合、すなわち、 $l' < l$  の場合、 $A_b$  に替えて  $A_b'$  を使用して  $T_{ax}$  を算出する。

$$T_{ax} = 0.23\sqrt{\sigma_c} \cdot A_b'$$

$$A_b' = \frac{(360 - 2 \times \theta)}{360} \times l_b \times l \times \pi + l'^2 \times \tan \theta$$

$$\theta = \cos^{-1} \left( \frac{l'}{r} \right)$$

$$r' = \sqrt{l_c \times l}$$

$l'$  : コンクリート間接端からのはしあき  
(アンカーボルト中心までの距離)

$$T_{ax} = 10 \sqrt{\left( \frac{2s}{3t} \right)} \cdot \pi d_a l_a$$

$T_{ax}$  : コンクリートの材質破壊より決まる引張耐力

$$T_{ax} = \frac{2}{3} T_a \quad (T_a \text{ が } T_{ax} \text{ 又は } T_{ax} \text{ で決まる場合})$$

$$T_{ax} = T_a \quad (T_a \text{ が } T_{ax} \text{ で決まる場合})$$

$T_{ax}$  : あと施工アンカーを用いた接合部(1本当たり)の極限許容引張耐力

せん断耐力

$$Q_a = \min(Q_{ax}, Q_{ax'}, Q_{ax''})$$

$Q_a$  : せん断耐力

$$Q_{ax} = 0.7\sigma_y \times A_c$$

$Q_{ax}$  : アンカーボルトの降伏より決まるせん断耐力

$\sigma_y$  : アンカーボルトの降伏強度

$A_c$  : アンカーボルトの公称断面積

$$Q_{ax} = 0.4 \sqrt{E_c \cdot \sigma_B} \times \mu_c$$

$Q_{ax}$  : コンタリートの支圧により決まるせん断耐力

$E_c$  : コンタリートのヤング係数

$\sigma_B$  : コンタリートの圧縮強度

$$Q_{ax} = 294 \times \mu_c$$

$Q_{ax}$  : ボルトのせん断強度上限値より決まるせん断耐力

$$Q_{ax} = Q_{ax}/1.5$$

$Q_{ax}$  : 短期許容せん断耐力

#### 4.5 評価条件

「4.4 評価方法」に用いる評価条件を表4-5-1に示す。

表4-5-1 評価条件(1/2)

対象部位	記号	単位	定義	数値
浸水防止層	G	1	浸水防止層(層体、部品含む) 自重(IAF-1)	0.44
			浸水防止層(層体、部品含む) 自重(IAF-2)	4.71
			浸水防止層(層体、部品含む) 自重(IAF-3)	0.63
	G <sub>g</sub>	1	枠体自重(IAF-1)	8.76
			枠体自重(IAF-2)	2.65
			枠体自重(IAF-3)	0.77
剛度	K <sub>H</sub>	—	水平剛度	1.18
	K <sub>V</sub>	—	鉛直剛度	0.79
地震力	P <sub>H</sub>	kN	水平方向地震力(IAF-1) (層体、部品含む)	7.41
			水平方向地震力(IAF-2) (層体、部品含む)	24.5
			水平方向地震力(IAF-3) (層体、部品含む)	7.29
	P <sub>V</sub>	kN	鉛直方向地震力(IAF-1) (層体、部品含む)	11.03
			鉛直方向地震力(IAF-2) 下設橋引扉(層体、部品含む) 車輪の応力	20.7
			鉛直方向地震力(IAF-3) (層体、部品含む)	11.06
橋渡計算荷重 (耐津波)	P <sub>k</sub>	kN	津波による荷重(IAF-1)	446.2
			津波による荷重(IAF-2)	1795
			津波による荷重(IAF-3)	453.6
ヒンジピン (IAF-L-3)	A <sub>p</sub>	mm <sup>2</sup>	断面積	690.9
	A <sub>eq</sub>	mm <sup>2</sup>	せん断断面積	368.2
ヒンジボルト (IAF-L-3)	n <sub>1</sub>	本	本数(層体側)	6
	n <sub>2</sub>	本	本数(枠体側)	6
	A <sub>g</sub>	mm <sup>2</sup>	有効断面積	157.0



表4-5-1 詳細条件(2/3)

対象部位	記号	単位	定義	数値	
地震力	$P_H$	kN	水平方向地震力(IAF-1) (胴体と枠体合計)	16.2	
			水平方向地震力(IAF-2) (胴体と枠体合計)	87.5	
			水平方向地震力(IAF-3) (胴体と枠体合計)	16.2	
	$P_V$		鉛直方向地震力(IAF-1) (胴体と枠体合計)	24.6	
			鉛直方向地震力(IAF-2) (胴体と枠体合計)	132.7	
			鉛直方向地震力(IAF-3) (胴体と枠体合計)	24.6	
締結金具 (IAF-1.3)	$l_c$	mm	支点から荷重作用点までの距離	80	
	$A_{cs}$	mm <sup>2</sup>	仕入鋼断面積	416	
	$Z_e$	mm <sup>3</sup>	断面係数	1654	
ヒンジ 中心間距離	$l_h$	mm	浸水防止層 IAF-1	1786	
			浸水防止層 IAF-3	1754	
胴体中心から ヒンジまでの 水平方向距離	$l_n$	mm	浸水防止層 IAF-1	631	
			浸水防止層 IAF-3	641	
車輪(IAF-2)	$A_{ws}$	mm <sup>2</sup>	仕入鋼断面積	942.5	
アンカーボルト	$n_s$	本	本数(IAF-1.3)	11	
			本数(IAF-2)	22	
	$l$		mm	埋め込み長さ(穿孔長)	130
	$d_s$		mm	呼び径	16
	$l_e$		mm	有効埋め込み長さ	114

表4-9-1 詳細条件(3/3)

記号	単位	定義	数値
$\sigma_y$	N/mm <sup>2</sup>	アンカーボルトの降伏強度	205
$a_u$	mm <sup>2</sup>	アンカーボルトM16の有効断面積 (ネジ加工を考慮)	157
$\sigma_g$	N/mm <sup>2</sup>	コンタリートの圧縮強度	20.6
$E_c$	N/mm <sup>2</sup>	コンタリートのヤング係数	21941
$a_c$	mm <sup>2</sup>	アンカーボルトM16の公称断面積	199
$r$	mm	はしあき (HAF-1.3)	100
		はしあき (HAF-2)	229
$r'$	mm	コーン部端面の有効水平投影面積の 半径 (HAF-1.3)	121.7
		コーン部端面の有効水平投影面積 (HAF-2)	4658
$A_c, A'_c$	mm <sup>2</sup>	コーン部端面の有効水平投影面積 (HAF-1.3)	44307
		コーン部端面の有効水平投影面積 (HAF-2)	46558
$T_{at}$	kN	アンカーボルトの降伏により決まる 引張耐力 (HAF-1.3)	32.1
		アンカーボルトの降伏により決まる 引張耐力 (HAF-2)	32.1
$T_{at}$	kN	コンタリートのコーン部端面により決まる 引張耐力 (HAF-1.3)	46.4
		コンタリートのコーン部端面により決まる 引張耐力 (HAF-2)	48.6
$T_{at}$	kN	コンタリートの付着部端面により決まる 引張耐力 (HAF-1.3)	96.7
		コンタリートの付着部端面により決まる 引張耐力 (HAF-2)	96.7
$Q_{at}$	kN	アンカーボルトの降伏により決まる せん断耐力 (HAF-1.3)	28.5
		アンカーボルトの降伏により決まる せん断耐力 (HAF-2)	28.5
$Q_{at}$	kN	コンタリートのコーン部端面により決まる せん断耐力 (HAF-1.3)	33.0
		コンタリートのコーン部端面により決まる せん断耐力 (HAF-2)	33.0
$Q_{at}$	kN	ボルトせん断強度上限値より決まる せん断耐力 (HAF-1.3)	58.5
		ボルトせん断強度上限値より決まる せん断耐力 (HAF-2)	58.5

#### 4.6 評価結果

浸水防止扉の扉体にかかる設計地震動による慣性力と津波による波力の比較を行った結果を表4-6-1に示す。

浸水防止扉の扉体の強度評価は、設計地震動による慣性力が津波による波力に比べて小さいことから、津波に対する扉体の強度評価に包含される。

浸水防止扉の扉体部品及びアンカーボルトの評価結果をそれぞれ表4-6-2及び表4-6-3に示す。

扉体部品及びアンカーボルトの発生応力は許容限界以下であることを確認した。

表4-6-1 扉体にかかる設計地震動による慣性力と津波による波力の比較

名称	① 設計地震動による 慣性力(kN)	② 津波による波力 (kN)	①/② 荷重比
浸水防止扉 HAF-1	7.41	466.2	0.02
浸水防止扉 HAF-2	54.5	1795	0.03
浸水防止扉 HAF-3	7.29	453.0	0.02

表4-6-2 評価結果（扉体部品）

名称	評価対象部位	① 発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )	② 許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )	①/② 検定比
浸水防止扉 HAF-1	ヒンジピン	12	118	0.11
	ヒンジボルト	6	205	0.03
	締付金具	90	205	0.44
浸水防止扉 HAF-2	車輪	32	118	0.28
浸水防止扉 HAF-3	ヒンジピン	13	118	0.12
	ヒンジボルト	6	205	0.03
	締付金具	88	205	0.43

表4-6-3 評価結果 (アンカーボルト)

名称	応力	① 発生応力 (kN/本)	② 許容応力 (kN/本)	①/② 檢定比
浸水防止扉 HAF-1	引張	1.2	32.1	0.04
	せん断	1.8	19.0	0.10
浸水防止扉 HAF-2	引張	4.0	32.1	0.13
	せん断	6.1	19.0	0.33
浸水防止扉 HAF-3	引張	1.2	32.1	0.04
	せん断	1.8	19.0	0.10

建物・構築物及び機器・配管系の構造（耐震性）の  
評価で使用した計算機プログラム（解析コード）の概要

## 1. 概要

別添 6-1-2-5「建物・構築物及び機器・配管系の構造（耐震性）に関する説明書」において使用した計算機プログラム（解析コード）の概要を示す。使用した計算機プログラムで、他の原子力施設の審査に用いられている実績例も併せて示す。

## 2. 使用した計算プログラム

項目 \ コード名	TDAP III
対象	ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟, 第二付属排気筒及び第二付属排気筒ダクト接続架台
使用目的	建家・構築物の地震応答解析
開発機関	株式会社アーク情報システム 大成建設株式会社
使用したバージョン	Ver. 3.09
コードの概要	時刻歴領域における 3 次元構造解析が可能な汎用解析プログラムである。部材の材料非線形性及び基礎浮き上がりの非線形性を考慮した地震応答解析を行うことができる。
使用実績	日本原子力発電株式会社 東海第二発電所で使用実績あり。

項目 \ コード名	Nshake
対象	ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟 及び第二付属排気筒
使用目的	1 次元地盤の地震応答解析 (建家入力地震動の算定)
開発機関	株式会社ニュージェック
使用したバージョン	Ver. 1.1
コードの概要	重複反射理論に基づく 1 次元地盤の地震応答解析を行うことが可能な解析プログラムである。地盤の非線形性はひずみ依存特性を用いて等価線形化法により考慮することができる。
使用実績	関西電力株式会社 美浜発電所, 高浜発電所で使用実績あり。

項目	コード名 Nbspgl
対象	ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟 及び第二付属排気筒
使用目的	建家解析モデルに用いる底面地盤ばねの算定
開発機関	株式会社ニュージェック
使用したバージョン	Ver. 2.0
コードの概要	振動アドミッタンス理論に基づき水平, 鉛直, 回転に対する底面地盤の複素ばね剛性を振動数領域で計算するプログラムである。
使用実績	関西電力株式会社 美浜発電所, 高浜発電所で使用実績あり。

項目	コード名 Nnovak1
対象	ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟
使用目的	建家解析モデルに用いる側面地盤ばねの算定
開発機関	株式会社ニュージェック
使用したバージョン	Ver. 1.4
コードの概要	Novak らの論文「Dynamic Soil Reactions for Plane Strain Case, 1978」に基づき水平, 鉛直, 回転に対する側面地盤の複素ばね剛性を振動数領域で計算するプログラムである。
使用実績	関西電力株式会社 美浜発電所, 高浜発電所で使用実績あり。



項目	コード名 FINAS
対象	機器・配管系
使用目的	機器の地震応答解析（静的解析，動的解析）
開発機関	国立研究開発法人日本原子力研究開発機構 株式会社伊藤忠テクノソリューションズ
使用したバージョン	Ver. 21.0
コードの概要	FINAS (Finite Element Nonlinear Structural Analysis System) は、線形及び非線形の三次元有限要素法による汎用構造解析プログラムである。国産コードとしては初めての非弾性解析機能を備えた汎用コードとして開発されたもので、固有値解析，静的応力解析及び動的応答解析（スペクトルモーダル法，時刻歴応答解析等），伝熱解析，構造流体連成解析等が可能である。
使用実績	日本原子力研究開発機構 高速増殖原型炉もんじゅ及び九州電力株式会社 玄海原子力発電所で使用実績あり。

項目	コード名 MSC NASTRAN
対象	機器・配管系
使用目的	機器の地震応答解析（静的解析，動的解析）
開発機関	MSC Software Corporation
使用したバージョン	Ver. 2005r2
コードの概要	MSC NASTRAN は、航空機設計のために NASA 向けに MSC 社が開発した三次元有限要素法による汎用構造解析プログラムである。静的応力解析及び動的応答解析（スペクトルモーダル法，時刻歴応答解析等），伝熱解析，構造流体連成解析等が可能である。
使用実績	日本原子力発電株式会社 東海第二発電所等発電炉で使用実績あり。日本原子力研究開発機構 高速増殖原型炉もんじゅで使用実績あり。

項目	コード名	ABAQUS
対象		機器・配管系
使用目的		機器の地震応答解析（静的解析，動的解析）
開発機関		ダッソー・システムズ株式会社
使用したバージョン		Ver. 6.14-2
コードの概要		ABAQUS は、米国 Hibbitt, Karlsson and Sorensen, Inc (HKS 社) で開発された三次元有限要素法による汎用構造解析プログラムである。静的応力解析及び動的応答解析（スペクトルモーダル法，時刻歴応答解析等），伝熱解析，非線形解析等が可能である。
使用実績		日本原子力発電株式会社 東海第二発電所等多くの発電炉で使用実績あり。

再処理施設の津波影響評価に関する説明書

「再処理施設の津波影響評価」

## I 耐津波設計の基本方針

(記載内容に変更がないため、省略)

## II 浸止措置計画用設計津波の概要

(記載内容に変更がないため、省略)

## III 人力津波の浸定

(記載内容に変更がないため、省略)

## IV 耐津波設計における津波荷重と組み合わせる活荷重

(記載内容に変更がないため、省略)

## V 漂流可能性のある漂流物の選定

### 1. 概要

(記載内容に変更がないため、省略)

### 2. 基本方針

(記載内容に変更がないため、省略)

### 3. 代表漂流物の選定

(記載内容に変更がないため、省略)

### 4. 今後の対応

津波漂流物防護構で構成する漂流物の影響防止施設においては、浸水後の引き波の影響評価を含めた設計津波の流況及び漂流物の数値解析を行うとともに、代表漂流物及び津波防護対策の妥当性を令和2年10月末までに検証する。必要に応じて、検証の結果を津波防護対策の設計に反映する。

再処理施設における代表漂流物の選定について

## 1. はじめに

(記載内容に変更がないため、省略)

## 2. 調査

(記載内容に変更がないため、省略)

## 3. 調査結果

(記載内容に変更がないため、省略)

## 4. 代表源成物

(記載内容に変更がないため、省略)

## 5. 今後の予定

選定した代表源成物を用いて、津波防護対策の設計を開始する。具体的には、代表源成物の重量等から源成物の衝突エネルギーを算出し、津波防護対策への設計に反映する。

また、従来型の引き波の影響評価を含めた設計津波の状況及び源成物の軌跡解析を行うとともに、代表源成物及び津波防護対策の妥当性を令和三年10月末までに検証する。必要に応じて、検証の結果を津波防護対策の設計に反映する。

(以降記載内容に変更がないため、省略)

別添 6-1-3-2

高放射性廃液貯蔵場（HAW）の廃止措置計画用設計津波に対する  
津波影響評価に関する説明書

I 高耐震性堤防計画書（HAR）の津波防護に関する施設的设计方針

（記載内容に変更がないため、省略）

II 余震による地盤応答解析

（記載内容に変更がないため、省略）

III-1 設計津波に対する津波防護施設の強度評価

1. 概要

（記載内容に変更がないため、省略）

2. 一般事項

（記載内容に変更がないため、省略）

3. 強度評価方法

（記載内容に変更がないため、省略）

4. 評価条件

（記載内容に変更がないため、省略）

5. 評価結果

5.1 ケース1（浮力+余震+水圧）の強度評価結果

（記載内容に変更がないため、省略）

5.2 ケース2（浮力+余震）の強度評価結果

（記載内容に変更がないため、省略）

5.3 ケース3（浮力+漂流物衝突荷重）の強度評価結果

（記載内容に変更がないため、省略）



#### 5.4 評価のまとめ

高放射性廃液貯蔵庫 (HAR) は、ケース1 (浮力+余震+水圧)、ケース2 (波力+余震)、ケース3 (波力+漂流物衝突荷重) の荷重条件に対して、保有水平耐力の検定比は最大0.48、接地区の検定比は最大0.30であり、許容限界 (終局耐力) 以下であることを確認した。また、建家外壁のうち1階外壁 ( ) 及び1階外壁北面 ( ) についても検定比は最大0.30であり、許容限界 (短期許容応力) 以下であることを確認した。

建家外壁の評価に用いた応力 (曲げモーメント、せん断力) は、表4-1～表4-3に示すとおり、水圧や余震、漂流物による応力に比べて波力による応力が大きい。波力算定に用いる岸線高さについては「港湾構造物なし、両辺建家なし」とし、潮位変動に基づき潮位のばらつきを考慮した値とするなど、安全側となる荷重の設定としており、1階外壁 ( ) 及び1階外壁北面 ( ) も含め、耐津波設計上の余裕を有している。

一方、1階外壁南面 ( ) の応力は、ケース1、2、3いずれにおいても許容限界を超えるため、当該部位に対しコンクリートの増打ち補強を実施する。工事の計画として具体的な補強方法を別冊1-14に示す。また、増打ち補強後の評価を添付資料6-1-2-2「高放射性廃液貯蔵庫 (HAR) の外壁の補強について」に示す。

### III-2 設計図書に対する浸水防止設備（浸水防止扉）の強度評価

#### 1. 概要

本資料は、「1 高放射性能燃料貯蔵場 (HAF) の津波防護に関する報告の設計方針」に基づき、津波荷重及び液重を考慮した荷重に対して、高放射性能燃料貯蔵場 (HAF) 設置している浸水防止扉が、構造強度を有することを説明するものである。

設計図書が規定する設置している浸水防止扉 HAF-1、浸水防止扉 HAF-2 及び浸水防止扉 HAF-3 について強度評価を行う。浸水防止扉は、通常時が閉状態であることから強度評価を閉の状態で行う。

#### 2. 一般事項

##### 2.1 配置概要

浸水防止扉の設置位置図を図 2-1-1 に示す。



図 2-1-1 浸水防止扉の設置位置図 (HAF 建築 1 階平面)

### 3.3 構造概要

止水防止層は、片側型及び両側型の鋼製層であり、層板の表面に芯材（主桁及び縦桁）を配した構造である。

層板は、アンカーボルトによりコンクリート面に固定する構造である。

### 2.3 評価方針

浸水防止壁の強度評価は、別添付1-3-2「1 高抗耐性浸波貯留場(堤防)の津波防護に関する施設の設計方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、浸水防止壁の評価部位の発生応力が許容限界内に収まることを確認する。

各評価部位の発生応力は「荷重及び荷重の組合せ」に示す荷重から、「計算方法」に示す方法により算出し、許容限界は「許容限界」に示す値とする。

浸水防止壁の強度評価フローを図2-3-1に示す。

評価部位は、その構造を踏まえ、津波及び全震に伴う荷重の作用方向及び伝達経路を考慮して設定する。

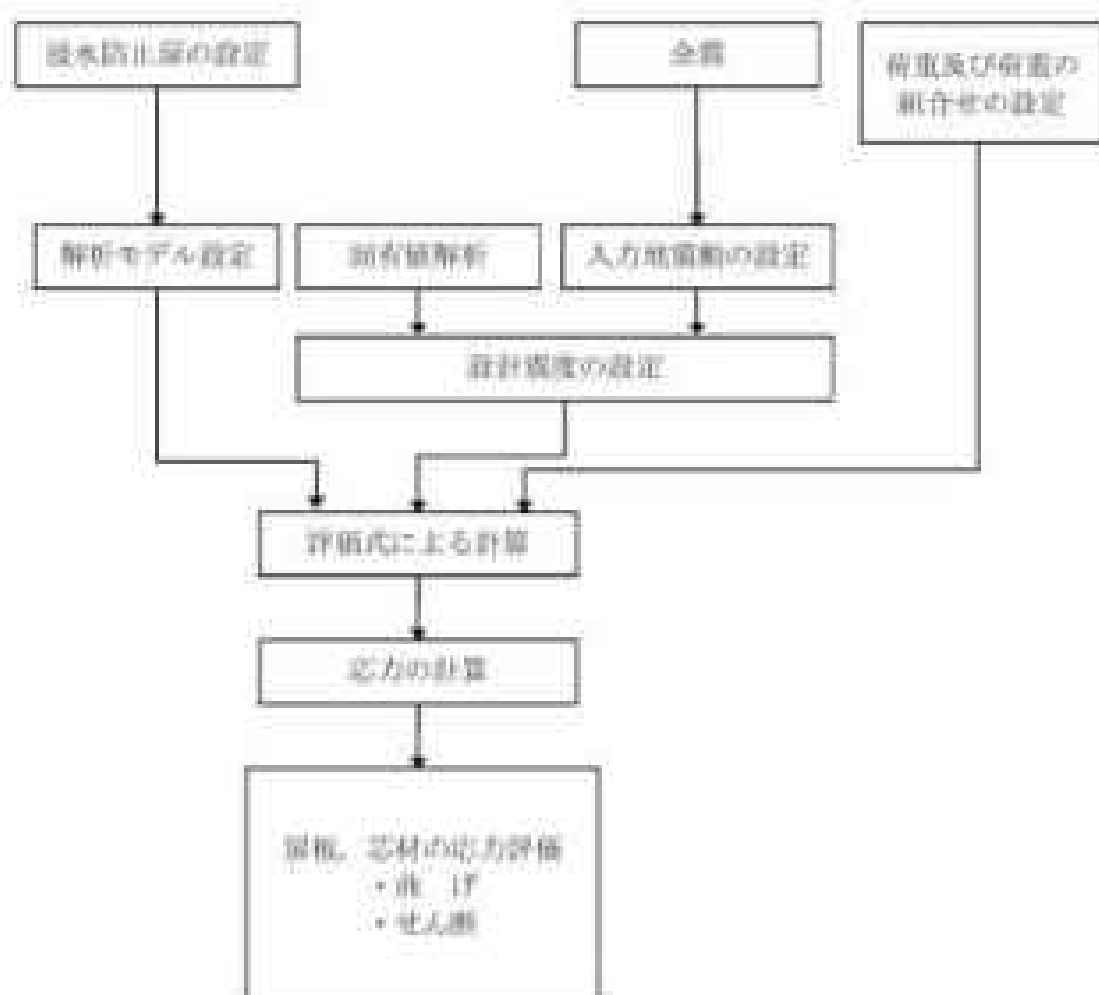


図2-3-1 強度評価フロー

## 2.4 適用基準

適用する基準等を以下に示す。

- (1) 建築基準法・同施行令
- (2) 鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（（社）日本建築学会、2005 改定）
- (3) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会、2010 改定）
- (4) 日本工業規格 JIS G 4304（2012）熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯

### 3.5 記号の説明

浸水防止層の強度評価に用いる記号を表3-7-1に示す。

表3-7-1 強度評価に用いる記号 (1/4)

記号	定義	単位
$A_{w1}$	主桁のせん断断面積 浸水防止層 HA#-1 及び HA#-3	$\text{mm}^2$
$A_{w1a}$	主桁のせん断断面積 浸水防止層 HA#-2 (上段)	$\text{mm}^2$
$A_{w1b}$	主桁のせん断断面積 浸水防止層 HA#-2 (下段)	$\text{mm}^2$
$A'_{w1}$	縦桁のせん断断面積 浸水防止層 HA#-1 及び HA#-3	$\text{mm}^2$
$A'_{w1a}$	縦桁のせん断断面積 浸水防止層 HA#-2 (上段)	$\text{mm}^2$
$A'_{w1b}$	縦桁のせん断断面積 浸水防止層 HA#-2 (下段)	$\text{mm}^2$
$a_1$	主桁ピッチ ( $a=1\sim3$ ) 浸水防止層 HA#-1 及び HA#-3	m
$a_{1a}$	主桁ピッチ ( $a=1$ ) 浸水防止層 HA#-2 (上段)	m
$a_{1b}$	主桁ピッチ ( $a=1\sim3$ ) 浸水防止層 HA#-2 (下段)	m
$B$	縦桁の受圧幅	m
$b$	層全体の受圧幅	m
$b_a$	縦桁ピッチ ( $a=1,2$ )	m
$g$	重力加速度	$\text{m/s}^2$
$G$	層体自重 (部品含む) 浸水防止層 HA#-1 及び HA#-3	t
$G_a$	層体自重 (部品含む) 浸水防止層 HA#-2 (上段)	t
$G_b$	層体自重 (部品含む) 浸水防止層 HA#-2 (下段)	t
$H_{1a}$	当該部分の浸水深 ( $a=1\sim3$ ) 浸水防止層 HA#-1 及び HA#-3	m
$H_{1a1}$	当該部分の浸水深 ( $a=1,2$ ) 浸水防止層 HA#-2 (上段)	m
$H_{1a2}$	当該部分の浸水深 ( $a=1\sim3$ ) 浸水防止層 HA#-2 (下段)	m
$H_g$	受圧高 浸水防止層 HA#-1 及び HA#-3	m
$H_{g1}$	受圧高 浸水防止層 HA#-2 (上段)	m
$H_{g2}$	受圧高 浸水防止層 HA#-2 (下段)	m
$K_H$	水平剛度	-
$K_g$	単位面積当たりの余震による地盤荷重 浸水防止層 HA#-1 及び HA#-3	$\text{kN/m}^2$
$K_{g1}$	単位面積当たりの余震による地盤荷重 浸水防止層 HA#-2 (上段)	$\text{kN/m}^2$
$K_{g2}$	単位面積当たりの余震による地盤荷重 浸水防止層 HA#-2 (下段)	$\text{kN/m}^2$

表2-5-1 強度評価に用いる記号 (2/4)

記号	定義	単位
$L$	主桁の長さ	m
$M_b$	桁に生じる曲げモーメント (a-1~4) 浸水防止扉 HAF-1 及び HAF-3	kN・m
$M_{1a}$	桁に生じる曲げモーメント (a-1,2) 浸水防止扉 HAF-2 (上段)	kN・m
$M_{2a}$	桁に生じる曲げモーメント (a-1~4) 浸水防止扉 HAF-2 (下段)	kN・m
$Q_b$	桁に生じるせん断力 (a-1~4) 浸水防止扉 HAF-1 及び HAF-3	kN
$Q_{1a}$	桁に生じるせん断力 (a-1,2) 浸水防止扉 HAF-2 (上段)	kN
$Q_{2a}$	桁に生じるせん断力 (a-1~4) 浸水防止扉 HAF-2 (下段)	kN
$P_{bm}$	該当部位の縦桁に作用する単位長さ当たりの直線形分布荷重 (a-1~4) 浸水防止扉 HAF-1 及び HAF-3	kN/m
$P_{11a}$	該当部位の縦桁に作用する単位長さ当たりの直線形分布荷重 (a-1,2) 浸水防止扉 HAF-2 (上段)	kN/m
$P_{22a}$	該当部位の縦桁に作用する単位長さ当たりの直線形分布荷重 (a-1~4) 浸水防止扉 HAF-2 (下段)	kN/m
$P_{bm}$	該当部位の縦桁に作用する単位長さ当たりの等分布荷重 (a-1~4) 浸水防止扉 HAF-1 及び HAF-3	kN/m
$P_{11a}$	該当部位の縦桁に作用する単位長さ当たりの等分布荷重 (a-1,2) 浸水防止扉 HAF-2 (上段)	kN/m
$P_{22a}$	該当部位の縦桁に作用する単位長さ当たりの等分布荷重 (a-1~4) 浸水防止扉 HAF-2 (下段)	kN/m
$P_a$	該当部位の扉板及び主桁に作用する単位面積当たりの荷重 (a-1~4) 浸水防止扉 HAF-1 及び HAF-3	kN/m <sup>2</sup>
$P_{1a}$	該当部位の扉板及び主桁に作用する単位面積当たりの荷重 (a-1,2) 浸水防止扉 HAF-2 (上段)	kN/m <sup>2</sup>
$P_{2a}$	該当部位の扉板及び主桁に作用する単位面積当たりの荷重 (a-1~4) 浸水防止扉 HAF-2 (下段)	kN/m <sup>2</sup>
$P_b$	該当部位の縦桁に作用する単位長さ当たりの荷重 (a-1~4) 浸水防止扉 HAF-1 及び HAF-3	kN/m
$P_{1a}$	該当部位の縦桁に作用する単位長さ当たりの荷重 (a-1,2) 浸水防止扉 HAF-2 (上段)	kN/m
$P_{2a}$	該当部位の縦桁に作用する単位長さ当たりの荷重 (a-1~4) 浸水防止扉 HAF-2 (下段)	kN/m

表2-5-1 強度評価に用いる記号 (3/4)

記号	定義	単位
$P_{k0}$	該当部位の層板及び主桁に作用する単位面積当たりの静水圧荷重( $\alpha=1\sim4$ ) 浸水防止層 HAF-1及びHAF-3	kN/m <sup>2</sup>
$P_{k10}$	該当部位の層板及び主桁に作用する単位面積当たりの静水圧荷重( $\alpha=1,2$ ) 浸水防止層 HAF-2 (上段)	kN/m <sup>2</sup>
$P_{k20}$	該当部位の層板及び主桁に作用する単位面積当たりの静水圧荷重( $\alpha=1\sim4$ ) 浸水防止層 HAF-2 (下段)	kN/m <sup>2</sup>
$I$	1次固有慣性矩	Ita
$E$	縦弾性係数	N/m <sup>2</sup>
$I$	断面2次モーメント	m <sup>4</sup>
$m$	質量分布	kg/m
$T$	固有周期	s
$k$	定数	-
$Z_{mn}$	主桁の断面係数 浸水防止層 HAF-1及びHAF-3	mm <sup>3</sup>
$Z_{m10}$	主桁の断面係数 浸水防止層 HAF-2 (上段)	mm <sup>3</sup>
$Z_{m20}$	主桁の断面係数 浸水防止層 HAF-2 (下段)	mm <sup>3</sup>
$Z'_{mn}$	副桁の断面係数 浸水防止層 HAF-1及びHAF-3	mm <sup>3</sup>
$Z'_{m10}$	副桁の断面係数 浸水防止層 HAF-2 (上段)	mm <sup>3</sup>
$Z'_{m20}$	副桁の断面係数 浸水防止層 HAF-2 (下段)	mm <sup>3</sup>
$t$	層板の板厚	mm
$W_k$	該当部位の主桁が受ける単位長さ当たりの荷重( $\alpha=1\sim4$ ) 浸水防止層 HAF-1及びHAF-3	kN/m
$W_{10}$	該当部位の主桁が受ける単位長さ当たりの荷重( $\alpha=1,2$ ) 浸水防止層 HAF-2 (上段)	kN/m
$W_{20}$	該当部位の主桁が受ける単位長さ当たりの荷重( $\alpha=1\sim4$ ) 浸水防止層 HAF-2 (下段)	kN/m



表2-5-1 強度評価に用いる記号 (1/1)

記号	定義	単位
$I, I_n$	層板に発生する応力の応力モーメント	-
$C_n$	層板の側辺側の長さ	mm
$\rho$	水の密度	$t/m^3$
$\sigma_n$	板に生じる曲げ応力 (層1~4) 浸水防止層 BWF-1 及び BWF-3	$N/mm^2$
$\sigma_{U1}$	板に生じる曲げ応力 (主桁:n, 副桁:m) 浸水防止層 BWF-2 (上段)	$N/mm^2$
$\sigma_{D1}$	板に生じる曲げ応力 (主桁:n, 副桁:m) 浸水防止層 BWF-2 (下段)	$N/mm^2$
$\sigma_{ps1max}$	車載と余剰荷重により層板に生じる応力 (区画 n, m) 浸水防止層 BWF-1 及び BWF-3	$N/mm^2$
$\sigma_{ps1min}$	車載と余剰荷重により層板に生じる応力 (区画 n, m) 浸水防止層 BWF-2 (上段)	$N/mm^2$
$\sigma_{ps2max}$	車載と余剰荷重により層板に生じる応力 (区画 n, m) 浸水防止層 BWF-2 (下段)	$N/mm^2$
$\sigma_{ps}$	車載と余剰荷重により層板に生じる応力	$N/mm^2$
$\sigma_p$	層板に生じる応力	$N/mm^2$
$\sigma_{c1n}$	組合せ応力 浸水防止層 (層1~4) BWF-1 及び BWF-3	$N/mm^2$
$\sigma_c$	組合せ応力 (最大) 浸水防止層 BWF-1 及び BWF-3	$N/mm^2$
$\sigma_{c1m}$	組合せ応力 浸水防止層 (層1, 2) BWF-2 (上段)	$N/mm^2$
$\sigma_{c1}$	組合せ応力 (最大) 浸水防止層 BWF-2 (上段)	$N/mm^2$
$\sigma_{c2n}$	組合せ応力 浸水防止層 (層1~4) BWF-2 (下段)	$N/mm^2$
$\sigma_{c2}$	組合せ応力 (最大) 浸水防止層 BWF-2 (下段)	$N/mm^2$
$\tau_n$	板に生じるせん断応力 (層1~4) 浸水防止層 BWF-1 及び BWF-3	$N/mm^2$
$\tau_{U1}$	板に生じるせん断応力 (主桁:n, 副桁:m) 浸水防止層 BWF-2 (上段)	$N/mm^2$
$\tau_{D1}$	板に生じるせん断応力 (主桁:n, 副桁:m) 浸水防止層 BWF-2 (下段)	$N/mm^2$

## 3.6 荷重及び荷重の組合せ

### (1) 荷重

#### ① 津波による波力 ( $Q_{ts}$ )

浦上津波荷重については、高効率性風波貯蔵場 (HMP) の電表面から波力算定用津波高さ  $h$  までの高さを考慮して算定する。算定にあたっては、静水圧及び動水圧の影響として水深係数  $\alpha=2.0$  を考慮する。

#### ② 余震による荷重 ( $K_d$ )

余震による荷重として、別添り-1-3-2「II 余震による地震応答解析」の応答倍による慣性力を考慮する。

#### ③ 風荷重

風荷重については、建築基準法施行令 (昭和 25 年政令第 209 号) の規定に基づき組合せを考慮しない。

#### ④ 積雪荷重

積雪荷重については、建築基準法施行令 (昭和 25 年政令第 209 号) の規定に基づき特定行政庁が指定する区域に該当しないため考慮しない。

### (2) 荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重の組合せは、別添り-1-3-2「高効率性風波貯蔵場 (HMP) の脱止積算計画用設計津波に対する津波影響評価に関する説明書 Ⅲ-1) 設計津波に対する津波防護施設の強度評価」に示す、荷重条件の最も厳しいケース 2 (波力+余震) の条件で実施する。

## 2. 固有周期

### 2.1 固有周期の計算方法

浸水防止部の構造に応じて解析モデルを設定し、固有周期を計算する。

#### 2.1.1 解析モデルの設定

浸水防止部は、層板及び芯材の組合せにより剛な断面を有しているとともに、ヒンジ及び補材装置により部を層枠に支持させる構造であることから、両端支持はりに単純化したモデルとし、最大スパン部のはり（芯材）に、当該はりが受ける部本体（部板、芯材）の自重及び付属品（補材装置等）の自重を加えるものとする。はり長さは層幅とする。浸水防止部の固有周期解析モデルを図3-1-1-1に示す。

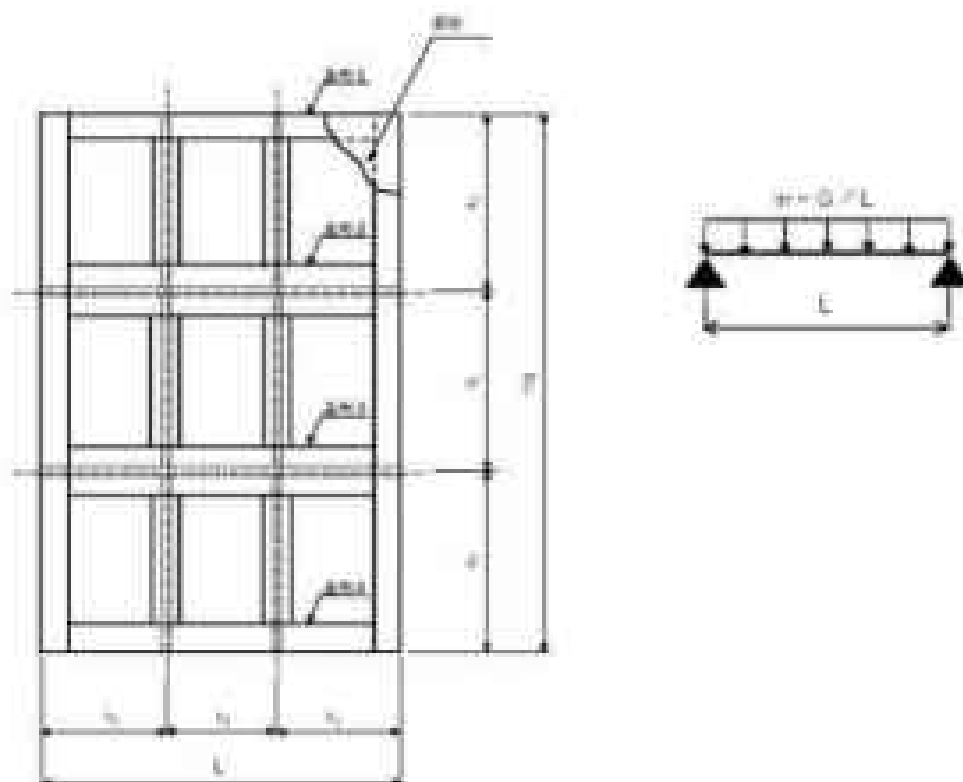


図3-1-1-1 浸水防止部の固有周期解析モデル

### 0.1.2 固有周期の計算方法

1次固有振動数 $f$ を「日本機械学会『機械工学便覧』」に基づき以下の式より計算する。

(1) 両端支持はりモデルの固有振動数

$$f = \frac{\lambda^2}{2\pi L} \sqrt{\frac{EI}{m}}$$

(2) 固有周期

$$T = \frac{1}{f}$$

### 3.2 固有周期の計算条件

浸水防止壁の固有周期の計算条件を表3-2-1に示す。

表3-2-1 浸水防止壁の固有周期の計算条件（両端支持はりモデル）

浸水防止壁名称	はり長さ L (m)	縦弾性係数 <sup>a)</sup> E (N/m <sup>2</sup> )	断面2次 モーメントI (m <sup>4</sup> )	質量分布 m (kg/m)
浸水防止壁 HAF-1	1.212	$1.93 \times 10^{11}$	0.0001963	528.05
浸水防止壁 HAF-2 上段固定壁	1.250	$1.93 \times 10^{11}$	0.0001075	403.06
浸水防止壁 HAF-2 下段横引壁	1.250	$1.93 \times 10^{11}$	0.0010982	1046.15
浸水防止壁 HAF-3	1.232	$1.93 \times 10^{11}$	0.0004943	511.37

※ JIS B8265 表 B.1-材料の各温度における縦弾性係数：材料グループG

### 3.3 固有周期の計算結果

浸水防止層の固有周期の計算結果を表 3-3-1 に示す。各浸水防止層の固有周期が0.06 秒以下であり、剛構造であることを確認した。

表 3-3-1 浸水防止層の固有周期の計算結果

浸水防止層名称	固有周期 T(a)	固有振動数 f (Hz)
浸水防止層 HAW-1	0.007	141
浸水防止層 HAW-2 上段固定層	0.014	68
浸水防止層 HAW-2 下段横引層	0.014	66
浸水防止層 HAW-3	0.008	141

## 4. 浸水防止層 (W-1)

### 4.1 評価部位

浸水防止層は、非剛型の樹脂膜であり、剛製の層板に芯材を取り付けて補付装置を剛製の層板に差し込み、層と層枠を一体化させる構造である。

浸水防止層 (W-1) に生じる津波及び余震に伴う荷重は、層板から芯材(主桁、縦桁)まで、芯材から層枠を介して躯体まで伝達するため、評価部位を層板及び芯材とする。

浸水防止層 (W-1) の構造図を図 4-1-1、評価部位を図 4-1-2 に示す。

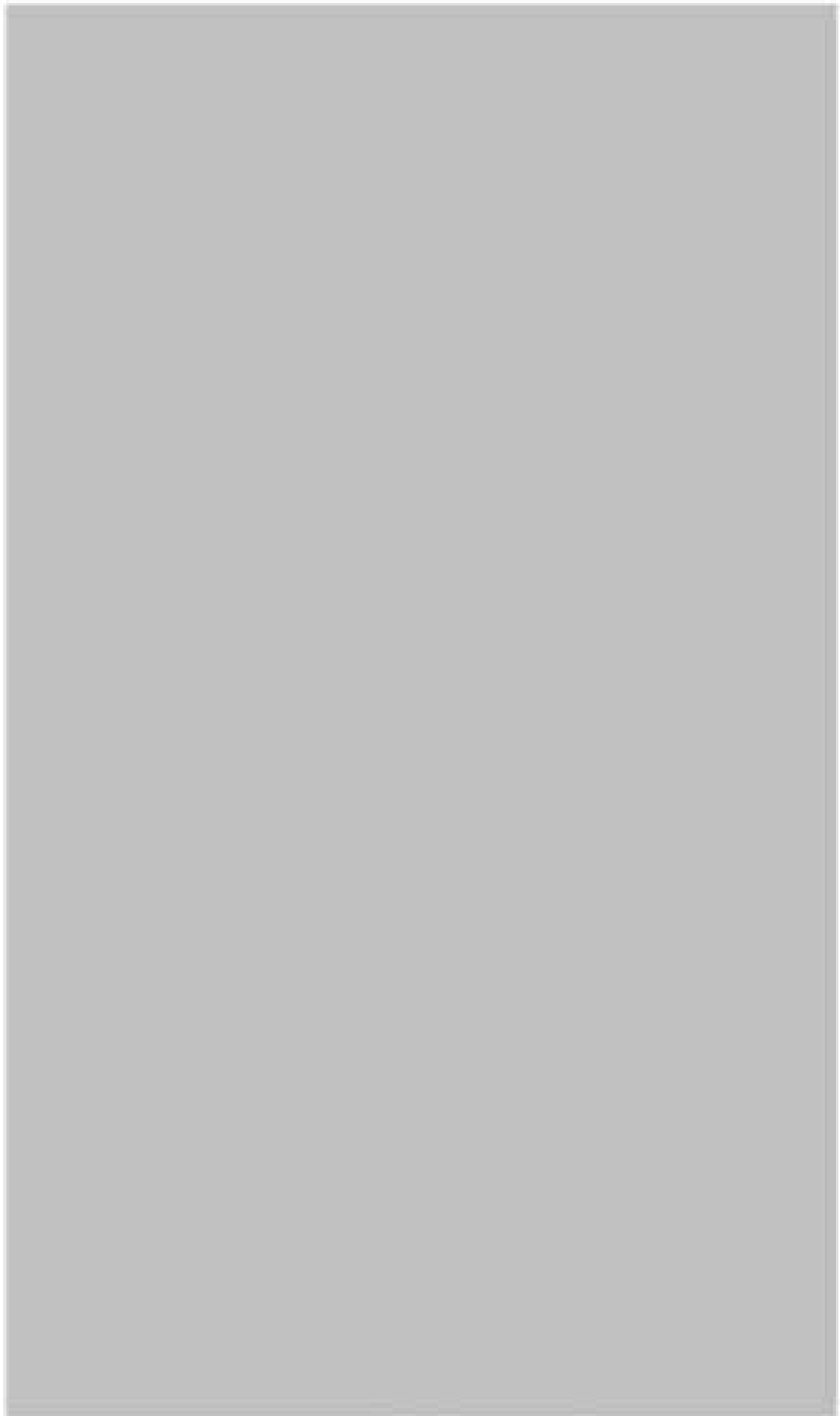


図 4-1-1 浸水防止扉 HAF-1 の構造図

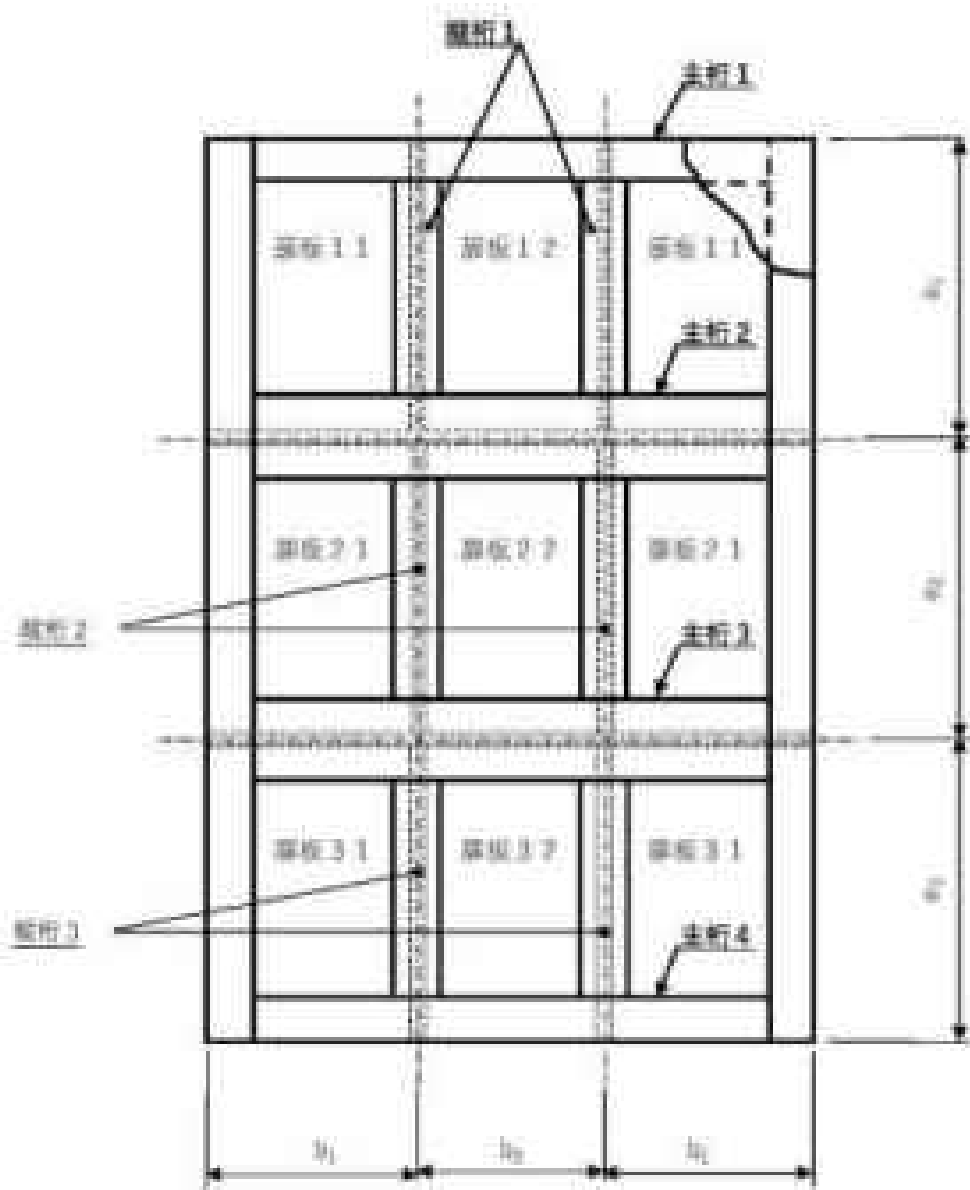


図 4-1-2 止水防止壁 WPF-1 の評価部位



### 4.2 構造強度評価方法

浸水防止壁 (B48-1) の強度評価は、「4.1 評価部位」に示す評価部位に対し、「4.3 荷重及び荷重の組合せ」に示す荷重及び荷重の組合せを踏まえ、「4.4 計算方法」に示す方法を用いて応力を算定し、「4.4 許容限界」に示す許容限界以内であることを確認する。

### 4.3 荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、以下のとおりとする。

#### (1) 荷重の設定

強度評価に用いる荷重を以下に示す。

##### a. 津波による浸上津波荷重 ( $P_{ts}$ )

津波に伴う荷重として、浸上津波荷重を考慮する。

$$P_{ts} = P \cdot g \cdot H_{ts}$$

津波の浸水高さは、1.0 m (浸水深 0.1 m) に水圧係数  $\alpha = 3.0$  を考慮して 3.0 m として評価を行う。

津波に伴う荷重の算定に用いる水圧作用高さ及び海水の密度を表 4-3-1 に示す。

表 4-3-1 水圧作用高さ及び海水の密度

壁名称	水圧作用高さ G.L. (m)	海水の密度 ( $\text{t}/\text{m}^3$ )
浸水防止壁 (B48-1)	3.0	1.03

##### b. 余震による荷重 ( $K_2$ )

余震による荷重は、弾性設計用地震動  $K_2$  に伴う地震力 (動水圧を含まない) とする。

余震時の躯体自重による慣性力を考慮する。地震による荷重  $K_2$  は、浸水防止壁の固定荷重  $G$  に水平震度  $K_2$  を乗じた次式により算出する。

$$K_2 = \frac{K_2 \cdot G \cdot g}{h \cdot H_2}$$

(2) 荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の組合せを表4-3-2に示す。

表4-3-2 強度評価に用いる荷重の組合せ

部名称	荷重の組合せ <sup>a)</sup>
浸水防止壁 (M-F)	$P_{\text{e}} - P_{\text{ka}} + K_{\text{e}}$

但し  $P_{\text{ka}}$  は岸段による抵抗力、 $K_{\text{e}}$  は余震による荷重を示す。

#### 4.4 許容限界

##### (1) 使用材料

浸水防止扉 HAW-1 を構成する扉板、芯材の使用材料を表 4-4-1 に示す。

表 4-4-1 扉板、芯材の使用材料

部 位		材 質	仕 様 (mm)
扉 板		SUS304	2174×1212×t12
芯 材	主 桁 (上段及び下段)	SUS304	C150×75×9×9
	主 桁 (中間)	SUS304	H150×150×9×10
	縦 桁	SUS304	T150×80×8×8

##### (2) 許容限界

扉板、芯材の許容限界は、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（社）日本建築学会，2005 改定）」を踏まえて表 4-4-2 の値とする。

表 4-4-2 扉板、芯材の許容限界

材 料	短期許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )	
	曲 げ	せん断
SUS304 <sup>*</sup>	205	118

※許容応力度を決定する場合の基準値 F の値は、「JIS G 4304:2012 熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯」に基づく。

#### 4.5 設計地震力

「L 固有周期」に示したとおり浸水防止壁 (BW-1) の固有周期が 0.05 秒以下であることを確認したため、浸水防止壁 (BW-1) の強度計算で用いる設計震度は、別添 0-1-2-2 「非余震による地震応答解析」で得られた水平震度 0.3 を 1.3 倍した 0.6 を用いる。

#### 4.6 計算方法

浸水防止壁 (BW-1) の強度評価における応力の計算方法を以下に示す。

##### ① 扉板

扉板に生じる応力は、津波及び余震に伴う荷重を考慮し、等重分布荷重及び等分布荷重を受ける両端固定支持の矩形板として、「土木学会 構造力学公式集」に基づき、次式により算定する。浸水防止壁 (BW-1) の扉板に生じる応力の例を図 4-6-1 に示す。

$$\sigma_{pm \text{ max}} = \frac{P_1 \cdot 1000P_0 \cdot C_1^2}{l^2} + \frac{P_2 \cdot 1000(P_{n+1} - P_0) \cdot C_2^2}{l^2}$$

$$C_1 = C_2 = \text{MIN}(a_{er}, l_{m})$$

$$\sigma_p = \text{MAX}(\sigma_{pm \text{ max}})$$

$$(n = 1 \sim 3, m = 1, 2)$$

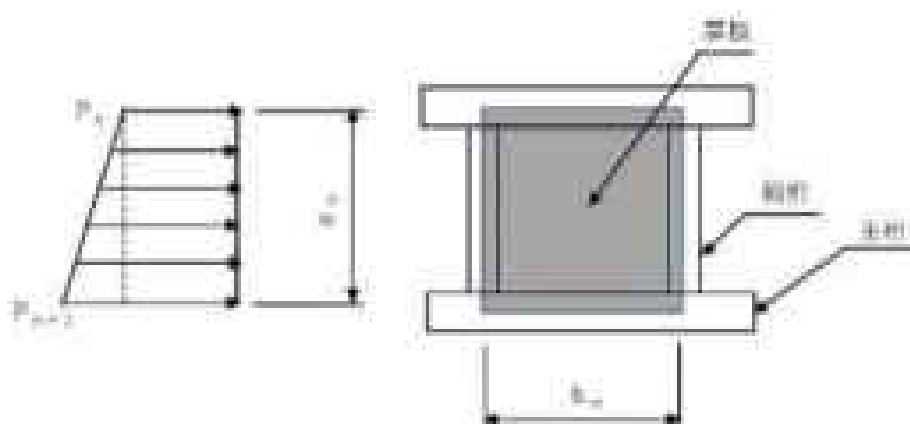


図 4-6-1 扉板に生じる応力の例

② 芯材

芯材に生じる応力は、津波及び地震に伴う荷重を考慮し、荷重を食抜する芯材の取付方向（鉛直又は水平）に応じて「日本機械学会 機械工学便覧 基礎編 A.4 材料力学」の「はり」の公式に基づき、それぞれ算定する。

(a) 主桁

水平方向に取り付く主桁については、次式により算定する。主桁に生じる荷重の例を図 4-6-2 に示す。

$$W_1 = \frac{(2P_1 + P_2) \cdot a_1}{6}$$

$$W_2 = \frac{(2P_1 + P_2) \cdot a_1}{6} + \frac{(2P_2 + P_3) \cdot a_2}{6}$$

$$W_3 = \frac{(2P_2 + P_3) \cdot a_2}{6} + \frac{(2P_3 + P_4) \cdot a_3}{6}$$

$$W_4 = \frac{(2P_3 + P_4) \cdot a_3}{6}$$

$$M_n = \frac{W_n \cdot l_n^2}{8} \quad Q_n = \frac{W_n \cdot l_n}{2}$$

$$\sigma_n = \frac{1.118 \cdot M_n}{I_{xx}} \quad \tau_n = \frac{1.118 Q_n}{A_{xx}}$$

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_n^2 + 3\tau_n^2}$$

$$\sigma_t = \text{MAX}(\sigma_{eq}) \quad (n = 1-4)$$

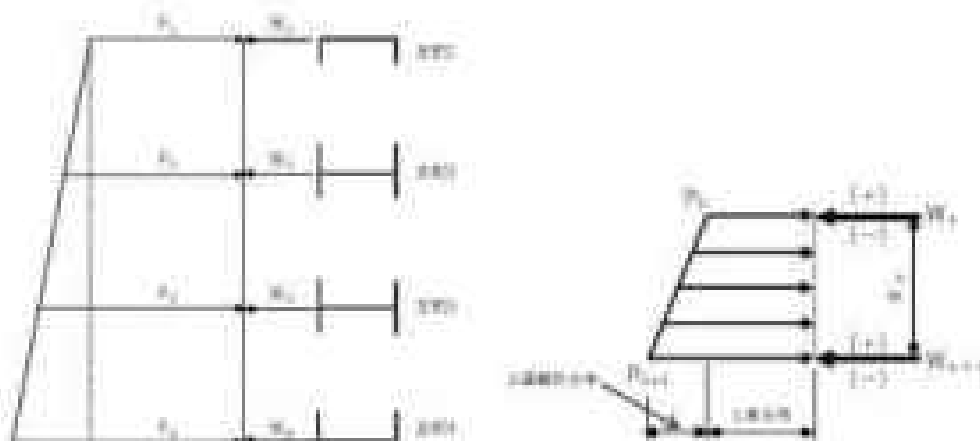


図 4-6-2 主桁に生じる荷重の例

(b) 解析

船底方向に取り付く縦桁については、荷重は各桁（中間縦桁及び端縦桁）で分担することとし、等分布荷重を受ける両端支持の単純梁として、次式により算定する。縦桁に生じる荷重の例を図4-4-3に示す。

$$M_n = a_n^2 \cdot \left( \frac{P_{2n}}{9\sqrt{3}} + \frac{P_{1n}}{8} \right)$$

$$Q_n = a_n \cdot \left( \frac{P_{2n}}{3} + \frac{P_{1n}}{2} \right)$$

$$P_n = B \cdot P_b$$

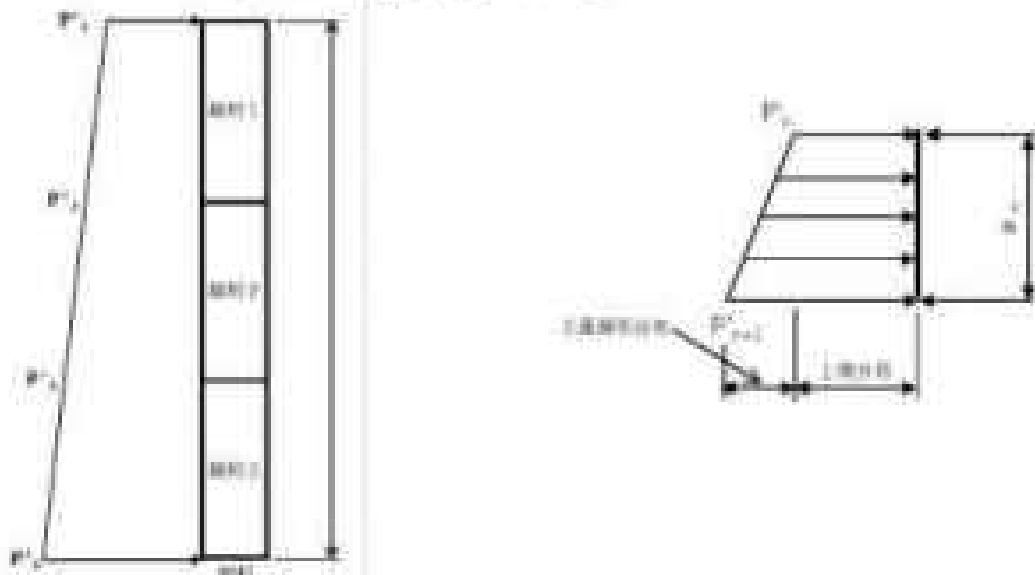
$$P_{2n} = P_{n+1} - P_n \quad P_{1n} = P_n$$

$$\sigma_n = \frac{1 \times 10^6 \cdot M_n}{Z'_{bn}}$$

$$\tau_n = \frac{1000Q_n}{A'_{bn}}$$

$$\sigma_{en} = \sqrt{\sigma_n^2 + 3\tau_n^2}$$

$$\sigma_y = \text{MAX}(\sigma_{en}) \quad (n = 1 \sim 3)$$



(1)：等分布成分が $0_{bn}$ 、(2)：直線形分布成分が $0_{bn}$

図4-4-3 縦桁に生じる荷重の例

### 4.7 評価条件

評価条件を表4-7-1に示す。

表4-7-1 浸水防止壁 HAF-1 の強度評価に用いる条件値/係

対象部位	記号	単位	定義	数値
壁板	$P_{K1}$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの 津波荷重(最上段部)	135.4
	$P_{K2}$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの 津波荷重(中段上部)	165.7
	$P_{K3}$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの 津波荷重(中段下部)	172.9
	$P_{K4}$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの 津波荷重(最下段部)	190.3
	$K_s$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの 土質荷重	1,439
	$P_1$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの 作用荷重(最上段部)	159.8
	$P_2$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの 作用荷重(中段上部)	167.1
	$P_3$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの 作用荷重(中段下部)	174.3
	$P_4$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの 作用荷重(最下段部)	191.7
	$H_{w1}$	m	浸水面からの浸水深 (主筋1)	15.075
	$H_{w2}$	m	浸水面からの浸水深 (主筋2)	16.408
	$H_{w3}$	m	浸水面からの浸水深 (主筋3)	17.115
	$H_{w4}$	m	浸水面からの浸水深 (主筋4)	17.552

表 4-7-1 浸水防止層 (WSP) の強度評価に用いる条件値(例)

対象部位	記号	単位	定義	数値
層板	$G$	t	浸水防止層自重 (層体、部品含む)	0.04
	$\beta_1$	-	応力係数 (等分布荷重)	0.5
	$\beta_2$	-	応力係数 (点線形分布荷重)	0.3
	$G_x, G_y$	m	矩形板の短辺長 ( $a_x, b_x$ )	0.409
		m	矩形板の短辺長 ( $a_y, b_y$ )	0.394
	$a_1$	m	主筋ピッチ	0.730
	$a_2$	m	主筋ピッチ	0.710
	$a_3$	m	主筋ピッチ	0.734
	$b_1$	m	副筋ピッチ	0.409
	$b_2$	m	副筋ピッチ	0.394
	$t$	mm	層板厚	12



表 4-7-1 浸水防止扉 HAW-1 の強度評価に用いる条件(3/6)

対象部位	記号	単位	定義	数値
芯材 (主桁)	L	m	主桁の長さ	1.212
	P <sub>1</sub>	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの作用荷重 (最上段部)	159.8
	P <sub>2</sub>	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの作用荷重 (中段上部)	167.1
	P <sub>3</sub>	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの作用荷重 (中段下部)	174.3
	P <sub>4</sub>	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの作用荷重 (最下段部)	181.7
	a <sub>1</sub>	m	主桁ピッチ	0.730
	a <sub>2</sub>	m	主桁ピッチ	0.710
	a <sub>3</sub>	m	主桁ピッチ	0.734
	Z <sub>x1</sub>	mm <sup>3</sup>	断面係数 (最上段部)	112600
	Z <sub>x2</sub>	mm <sup>3</sup>	断面係数 (中段上部)	218300
	Z <sub>x3</sub>	mm <sup>3</sup>	断面係数 (中段下部)	218300
	Z <sub>x4</sub>	mm <sup>3</sup>	断面係数 (最下段部)	112600
	A <sub>w1</sub>	mm <sup>2</sup>	せん断断面積 (最上段部)	1188
	A <sub>w2</sub>	mm <sup>2</sup>	せん断断面積 (中段上部)	1170
	A <sub>w3</sub>	mm <sup>2</sup>	せん断断面積 (中段下部)	1170
	A <sub>w4</sub>	mm <sup>2</sup>	せん断断面積 (最下段部)	1188

表 0-7-1 浸水防止層 (RFR-1) の強度評価に用いる条件 (kN/m)

対象部位	記号	単位	定義	数値
芯材 (主材)	$w_1$	kN/m	単位長さ当たりの作用荷重 (最上段部)	58.23
	$w_2$	kN/m	単位長さ当たりの作用荷重 (中段上部)	129.3
	$w_3$	kN/m	単位長さ当たりの作用荷重 (中段下部)	125.9
	$w_4$	kN/m	単位長さ当たりの作用荷重 (最下段部)	65.76
	$M_1$	kN・m	曲げモーメント (最上段部)	10.88
	$M_2$	kN・m	曲げモーメント (中段上部)	22.09
	$M_3$	kN・m	曲げモーメント (中段下部)	23.11
	$M_4$	kN・m	曲げモーメント (最下段部)	12.08
	$Q_1$	kN	せん断力 (最上段部)	35.89
	$Q_2$	kN	せん断力 (中段上部)	72.89
	$Q_3$	kN	せん断力 (中段下部)	76.27
	$Q_4$	kN	せん断力 (最下段部)	39.65

表 4-7-1 浸水防止層 (RFR-1) の強度評価に用いる条件値(例)

対象部位	記号	単位	定義	数値
芯材(縦柱)	$B$	m	縦柱の受圧幅	0.4015
	$P_1$	kN/m	単位長さ当たりの作用荷重 (最上段部)	64.16
	$P_2$	kN/m	単位長さ当たりの作用荷重 (中段上部)	67.09
	$P_3$	kN/m	単位長さ当たりの作用荷重 (中段下部)	69.98
	$P_4$	kN/m	単位長さ当たりの作用荷重 (最下段部)	72.95
	$a_1$	m	主桁ピッチ	0.730
	$a_2$	m	主桁ピッチ	0.730
	$a_3$	m	主桁ピッチ	0.734
	$Z_{ax}$	mm <sup>2</sup>	断面係数	43010
	$A'_{ax}$	mm <sup>2</sup>	せん断断面積	1130

表 4-7-1 浸水防止層 (RFR-1) の強度評価に用いる条件値(例)

対象部位	記号	単位	定義	数値
RFR-1 (掘削)	$M_1$	kN・m	曲げモーメント (掘削 1)	4.37
	$M_2$	kN・m	曲げモーメント (掘削 2)	4.32
	$M_3$	kN・m	曲げモーメント (掘削 3)	4.82
	$Q_1$	kN	せん断力 (掘削 1)	24.13
	$Q_2$	kN	せん断力 (掘削 2)	24.50
	$Q_3$	kN	せん断力 (掘削 3)	26.41
	$P_{s1}$	kN/m	等分布荷重 (掘削 1)	2.93
	$P_{s2}$	kN/m	等分布荷重 (掘削 2)	2.89
	$P_{s3}$	kN/m	等分布荷重 (掘削 3)	2.97
	$P_{m1}$	kN/m	直線形分布荷重 (掘削 1)	64.16
	$P_{m2}$	kN/m	直線形分布荷重 (掘削 2)	67.09
	$P_{m3}$	kN/m	直線形分布荷重 (掘削 3)	69.98

#### 4.9 評価結果

浸水防止層 H48-1 の強度評価結果を表 4-9-1 に示す。浸水防止層 H48-1 の各部位の断面検定を行った結果、発生応力は許容限界値以下であることから、浸水防止層 H48-1 が構造強度を有することを確認した。

表 4-9-1 強度評価結果

名称	評価部位	① 発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )	② 許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )	①/② 検定比
浸水防止層 H48-1	扉板	104	205	0.51
	主筋	135	200	0.76
	継筋	119	205	0.59

## 5. 浸水防止層 (W-2)

### 5.1 評価部位

浸水防止層は、慣習型の鋼製部であり、鋼製の厚板に芯材を取り付けて補付装置を鋼製の厚板に差し込み、厚と厚枠を一体化させる構造である。

浸水防止層 (W-2) に生じる津波及び余震に伴う荷重は、厚板から芯材(主桁、補桁)まで、芯材から厚枠を介して躯体まで伝達するため、評価部位を厚板及び芯材とする。

浸水防止層 (W-2) の構造図を図 5-1-1、評価部位を図 5-1-2 に示す。

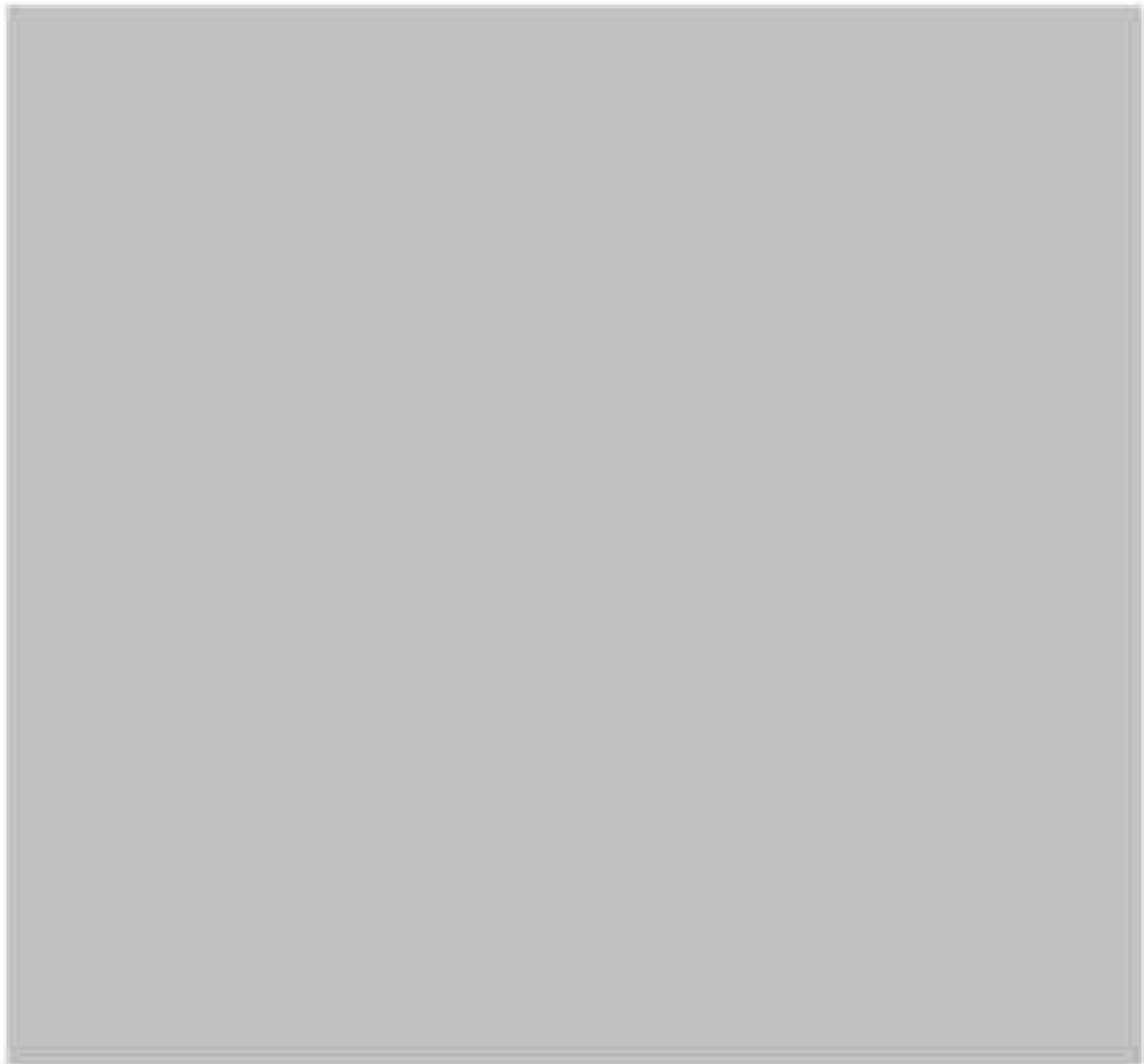


图 5-1-1 潜水艇声纳 HAW-2 的横剖面

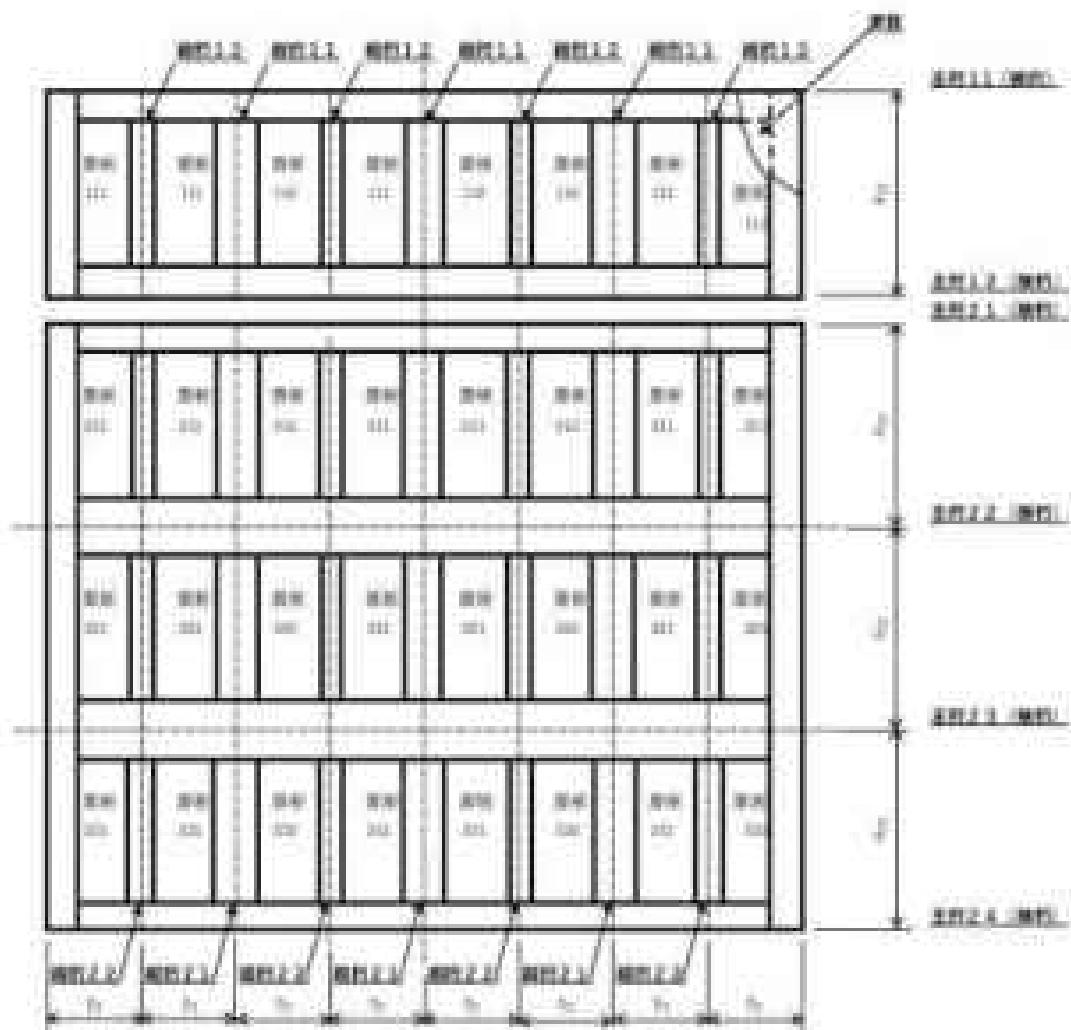


图 3-1-2 止水结构 1600-2 剖面图



### 5.2 構造強度評価方法

浸水防止壁 HAP-2の強度評価は、「5.1 評価部位」に示す評価部位に対し、「5.3 荷重及び荷重の組合せ」に示す荷重及び荷重の組合せを踏まえ、「5.4 計算方法」に示す方法を用いて応力を算定し、「5.4 許容限界」に示す許容限界以内であることを確認する。

### 5.3 荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、以下のとおりとする。

#### (1) 荷重の設定

強度評価に用いる荷重を以下に示す。

##### a. 津波による牆上津波荷重 ( $P_{ts}$ )

津波に伴う荷重として、津波による牆上津波荷重を考慮する。

$$P_{ts} = \rho \cdot g \cdot H_{ts}$$

津波の浸水深さは、1.0・ $H_{ts}$  (浸水深0.1 m) に水圧係数 $\alpha=3.0$ を考慮して18.3 mとして評価を行う。

津波に伴う荷重の算定に用いる水圧作用高さ及び海水の密度を表 5-3-1に示す。

表 5-3-1 水圧作用高さ及び海水の密度

部名称	水圧作用高さ (G.L. (m))	海水の密度 ( $t/m^3$ )
浸水防止壁 HAP-2	18.3	1.03

##### b. 余震による荷重 ( $K_0$ )

余震による荷重は弾性設計用地震動 $S_d$ に伴う地震力とする。

余震時の躯体自重による慣性力を考慮する。地震による荷重 $K_0$ は、浸水防止壁の固定荷重 $G$ に水平震度 $K_H$ を乗じた決式により算出する。

$$K_0 = \frac{K_H \cdot G \cdot g}{b \cdot H_g}$$

(2) 荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の組合せを表5-3-2に示す。

表5-3-2 強度評価に用いる荷重の組合せ

部名称	荷重の組合せ <sup>a)</sup>
浸水防止壁 HW-2	$P_s - P_{bu} + K_s$

※ $P_{bu}$ は津波による波力、 $K_s$ は余震による荷重を示す。

#### 5.4 許容限界

##### (1) 使用材料

浸水防止扉 HAW-2 を構成する扉板及び芯材の使用材料を表 5-4-1 に示す。

表 5-4-1 扉板及び芯材の使用材料

部 位		材 質	仕 様 (mm)
扉 板 (上段固定扉)		SUS304	3500 × 1090 × t12
扉 板 (下段横引扉)		SUS304	3500 × 2600 × t12
芯 材 (上段固定扉)	主 桁 (最上段)	SUS304	H360 × 180(240) × 12 × 16
	主 桁 (最下段)	SUS304	C360 × 180 × 12 × 16
	縦 桁 1 <sup>*</sup>	SUS304	T360 × 100 × 12 × 12
	縦 桁 2 <sup>*</sup>	SUS304	T170 × 65 × 16 × 16
芯 材 (下段横引扉)	主 桁 (最上段)	SUS304	C360 × 180 × 12 × 16
	主 桁 (中間)	SUS304	H360 × 250 × 19 × 19
	主 桁 (最下段)	SUS304	H360 × 150(240) × 12 × 19
	縦 桁 1 <sup>*</sup>	SUS304	T360 × 100 × 9 × 12
	縦 桁 2 <sup>*</sup>	SUS304	T170 × 65 × 12 × 16

※板の組合せ構造

##### (2) 許容限界

扉板、芯材の許容限界は、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（社）日本建築学会，2005 改定）」を踏まえて表 5-4-2 の値とする。

表 5-4-2 扉板、芯材の許容限界

材 料	短期許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )	
	曲げ	せん断
SUS304 <sup>*</sup>	205	118

※：許容応力度を決定する場合の基準値 F の値は、「JIS G 4304:2012 熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯」に基づく。

## 5.5 設計地震力

①L 固有周期) に示したとおり浸水防止層 HAW-2 の固有周期が 0.05 秒以下であることを確認したため、浸水防止層 HAW-2 の強度計算で用いる設計震度は、別添 6-1-3-2 「B 余震による地震応答解析」で得られた水平震度 0.5 を 1.3 倍した 0.6 を用いる。

## 5.6 計算方法

浸水防止層 HAW-2 の強度評価における応力の計算方法を以下に示す。

### ① 層板

層板に生じる応力は、津波及び余震に伴う荷重を考慮し、等分布荷重及び等分布荷重を受ける両端固定支持の板形板として、「土木学会 構造力学公式集」に基づき次式により算定する。浸水防止層 HAW-2 の層板に生じる応力の例を図 5-6-1 に示す。

#### ・上段固定層

$$\sigma_{pm-11m} = \frac{\beta_1 \cdot 1000P_{11} \cdot C_1^2}{l^2} + \frac{\beta_2 \cdot 1000(P_{12} - P_{11}) \cdot C_2^2}{l^2}$$

$$C_1 = C_2 = \text{MIN}(a_{11}, h_m)$$

$$\sigma_p = \sigma_{pc} = \text{MAX}(\sigma_{pm-11m}) \quad (m = 1, 2)$$

#### ・下段横引層

$$\sigma_{pn-1nm} = \frac{\beta_1 \cdot 1000P_{1n} \cdot C_1^2}{l^2} + \frac{\beta_2 \cdot 1000(P_{2n+1} - P_{2n}) \cdot C_2^2}{l^2}$$

$$C_1 = C_2 = \text{MIN}(a_{2n}, h_m)$$

$$\sigma_p = \text{MAX}(\sigma_{pn-1nm}) \quad (n = 1 \sim 3, m = 1, 2)$$

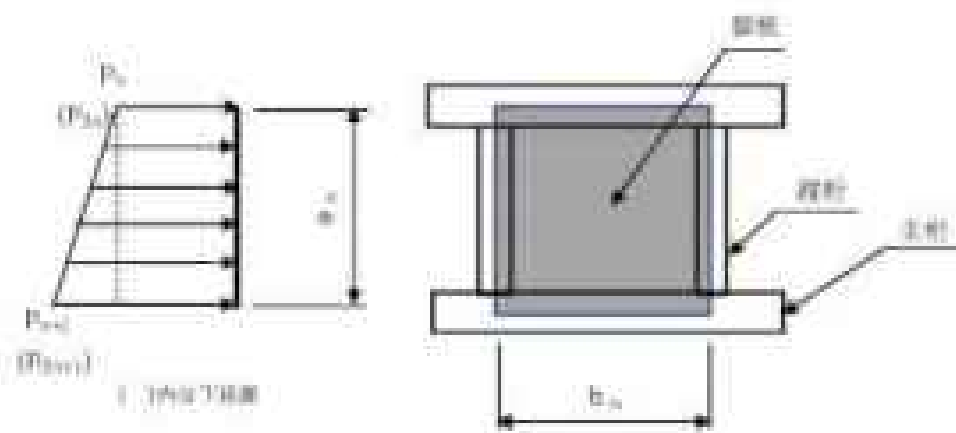


図 5-6-1 鋼板に生じる応力の例

② 芯材

芯材に生じる荷重は、津波及び地震に伴う荷重を考慮し、荷重を食摂する芯材の取付方向（鉛直又は水平）に応じて「日本機械学会 機械工学便覧 基礎編 A.4 材料力学」の「はり」の公式に基づき、それぞれ算定する。

(a) 主桁

水平方向に取り付く主桁については、次式により算定する。主桁に生じる荷重の例を図 5-6-2 に示す。

・上流側定荷

$$W_{11} = \frac{(2P_{11} + P_{12}) \cdot a_{11}}{6}$$

$$W_{12} = \frac{(2P_{12} + P_{11}) \cdot a_{11}}{6}$$

$$M_{11} = \frac{W_{11}L^2}{2} \quad Q_{11} = \frac{W_{11}L}{2}$$

$$\sigma_{11} = \frac{1.25M_{11}}{A_{111}} \quad \tau_{11} = \frac{1.50Q_{11}}{A_{111}}$$

$$\sigma_{11\pi} = \sqrt{\sigma_{11}^2 + 3\tau_{11}^2}$$

$$\sigma_{11} = \text{MAX}(\sigma_{11\pi}) \quad (\pi = 1, 2)$$

・下流側引張

$$W_{21} = \frac{(2P_{21} + P_{22}) \cdot a_{21}}{6}$$

$$W_{22} = \frac{(2P_{12} + P_{11}) \cdot a_{21}}{6} + \frac{(2P_{22} + P_{21}) \cdot a_{22}}{6}$$

$$W_{23} = \frac{(2P_{23} + P_{24}) \cdot a_{22}}{6} + \frac{(2P_{11} + P_{12}) \cdot a_{22}}{6}$$

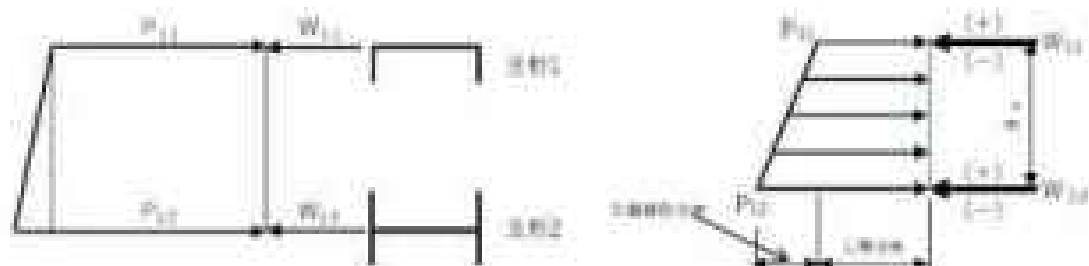
$$W_{24} = \frac{(2P_{14} + P_{13}) \cdot a_{22}}{6}$$

$$M_{21} = \frac{W_{21}L^2}{2} \quad Q_{21} = \frac{W_{21}L}{2}$$

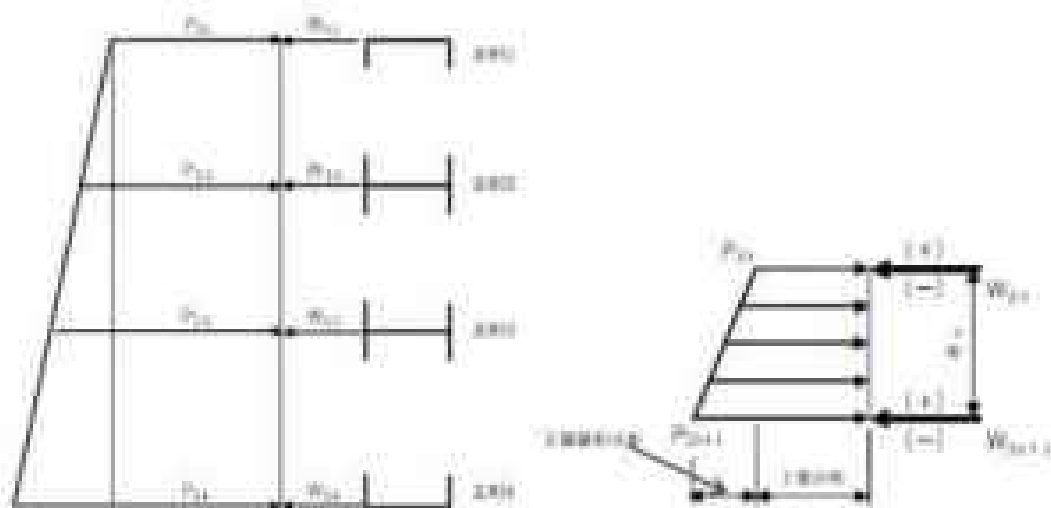
$$\sigma_{21} = \frac{1.25M_{21}}{A_{211}} \quad \tau_{21} = \frac{1.50Q_{21}}{A_{211}}$$

$$Q_{20n} = \sqrt{\sigma_{20n}^2 + 3\tau_{20n}^2}$$

$$\sigma_{20} = \text{MAX}(\sigma_{20n}) \quad (n = 1-4)$$



主桁（上段橋桁梁）



主桁（下段橋桁梁）

(1: 等分布成分が $P_{0eq}$ ; 2: 直線成分が $P_{0lin}$ )

図中 $l$ は主桁に生じる荷重の例

### (b) 副桁

組成方向に取り付く副桁については、各桁（中間副桁及び端副桁）に分根することとし、等分布荷重を受ける両端支持の単純梁として、次式により算定する。副桁に生じる荷重の例を図中 $l$ に示す。

• 上段固定算

$$M_{11} = a_{11} \cdot \left( \frac{P_{s11}}{g\sqrt{2}} + \frac{P_{t11}}{g} \right)$$

$$Q_{11} = a_{11} \cdot \left( \frac{P_{s11}}{1} + \frac{P_{t11}}{2} \right)$$

$$P'_{11} = B \cdot P_{11}$$

$$P_{s11} = P'_{12} - P'_{11} \quad P_{t11} = P'_{11}$$

$$\sigma_{11} = \frac{1 \times 10^6 \cdot M_{11}}{Z'_{111}}$$

$$\tau_{11} = \frac{1000 Q_{11}}{A'_{111}}$$

$$\sigma'_{11} = \sqrt{\sigma_{11}^2 + 3\tau_{11}^2}$$

$$\sigma_{11} = \text{MAX}(\sigma'_{111}) \quad (m = 1, 2)$$

• 下段繰引算

$$M_{2n} = a_{2n} \cdot \left( \frac{P_{s2n}}{g\sqrt{2}} + \frac{P_{t2n}}{g} \right)$$

$$Q_{2n} = a_{2n} \cdot \left( \frac{P_{s2n}}{1} + \frac{P_{t2n}}{2} \right)$$

$$P'_{2n} = B \cdot P_{2n}$$

$$P_{s2n} = P'_{2(n+1)} - P'_{2n} \quad P_{t2n} = P'_{2n} \quad (n = 1 \sim 3)$$

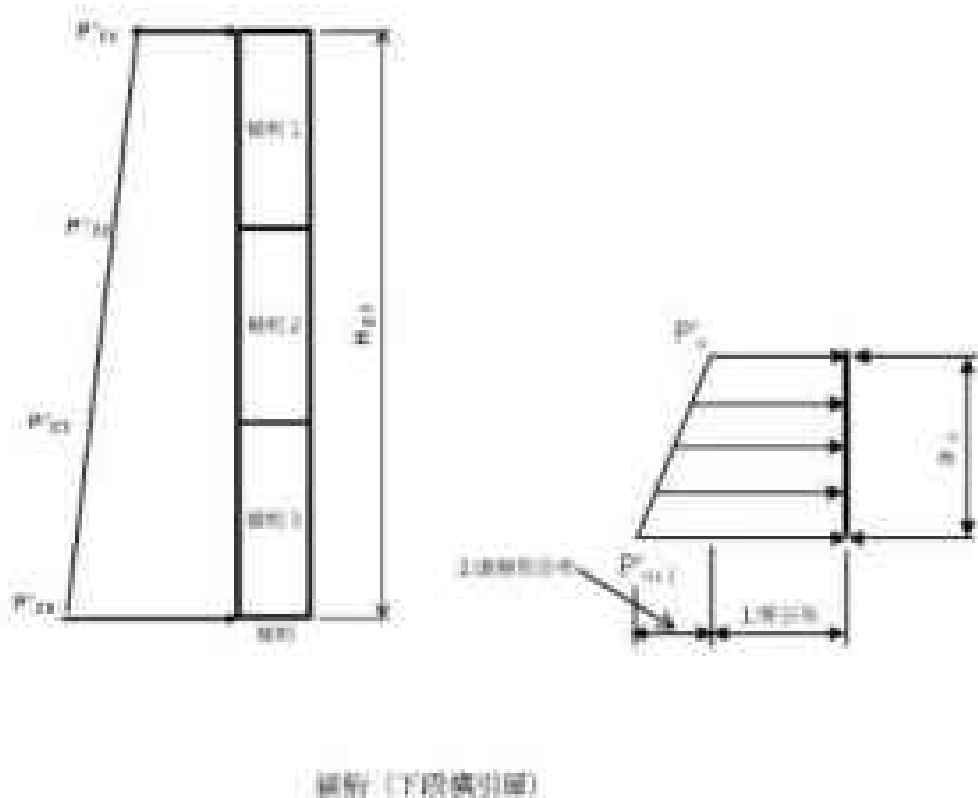
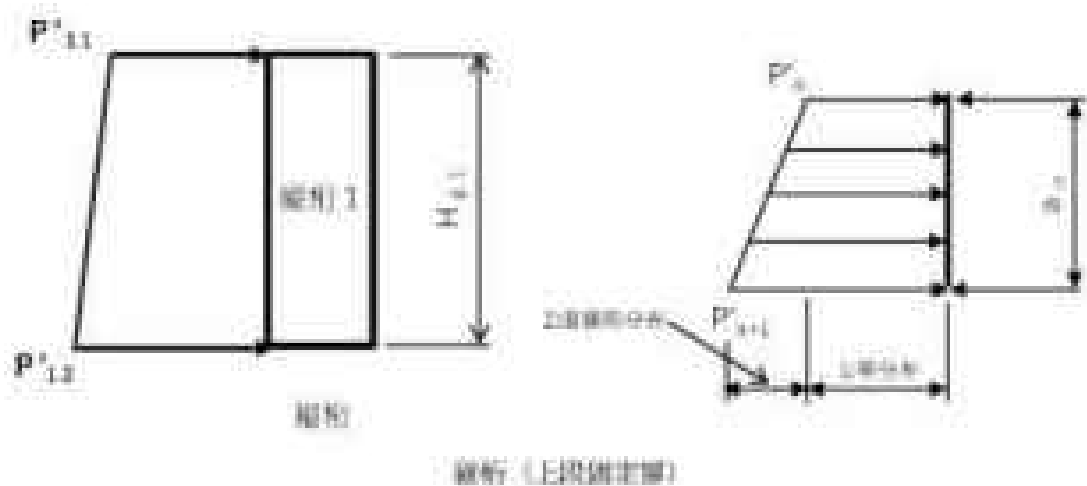
$$\sigma'_{2n} = \frac{1 \times 10^6 \cdot M_{2n}}{Z'_{2nn}}$$

$$\tau'_{2n} = \frac{1000 \cdot Q_{2n}}{A'_{2nn}}$$

$$\sigma'_{2n} = \sqrt{\sigma'_{2n}{}^2 + 3\tau'_{2n}{}^2}$$

$$\sigma_{2n} = \text{MAX}(\sigma'_{2n}) \quad (m = 1, 2)$$





(1: 等分布成分が $P'_{11}$ 、2: 直線部分布成分が $P'_{12}$ )

図5-4-2 縦筋に生じる荷重の例

### 5.7 評価条件

評価条件を表5-7-1に示す。

表5-7-1 浸水防止壁 BM-2 の強度評価に用いる条件(1/2)

対象部位	記号	単位	定義	数値
厚板 (上段)	$G_1$	t	上段固定壁の重 (部体、部品含む)	1.31
	$P_{k11}$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの津波荷重 (上段固定壁上段部)	143.1
	$P_{k12}$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの津波荷重 (上段固定壁下段部)	183.2
	$K_{k1}$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの余置荷重 (上段固定壁)	2.372
	$P_{t1}$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの作用荷重 (上段固定壁上段部)	145.3
	$P_{t2}$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの作用荷重 (上段固定壁下段部)	185.4
	$H_{k11}$	m	浸水面からの浸水深 (主桁 11)	14.179
	$H_{k12}$	m	浸水面からの浸水深 (主桁 12)	15.179

表5-7-1 浸水防止壁 仕様-1の強度評価に用いる条件(単位:9)

対象部位	記号	単位	定義	数値
壁板 (T壁)	$G_d$	t	下段固定壁自重 (壁体、部品含む)	2.40
	$P_{k11}$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの岸圧荷重 (下段横引壁上段部)	154.1
	$P_{k12}$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの岸圧荷重 (下段横引壁中段上部)	162.9
	$P_{k13}$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの作用荷重 (下段横引壁中段下部)	170.9
	$P_{k14}$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの作用荷重 (下段横引壁下段部)	178.7
	$K_{11}$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの余剰荷重 (下段横引壁)	2.50
	$P_{21}$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの作用荷重 (下段横引壁上段部)	176.7
	$P_{22}$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの作用荷重 (下段横引壁中段上部)	165.1
	$P_{23}$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの作用荷重 (下段横引壁中段下部)	173.4
	$P_{24}$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの作用荷重 (下段横引壁下段部)	181.2
	$H_{121}$	m	浸水面からの浸水深 (主桁 21)	15.390
	$H_{122}$	m	浸水面からの浸水深 (主桁 22)	16.100
	$H_{123}$	m	浸水面からの浸水深 (主桁 23)	16.920
	$H_{124}$	m	浸水面からの浸水深 (主桁 24)	17.690

表 7-1 浸水防止層 仕様-2 の強度評価に用いる条件 (0/9)

対象部位	記号	単位	定義	数値
層板	$f_1$	—	応力係数 (等分布荷重)	0.5
	$f_2$	—	応力係数 (直線形分布荷重)	0.3
	$C_1, C_2$	m	矩形板の短辺長 ( $a_{11}, b_1$ )	0.405
		m	矩形板の短辺長 ( $a_{12}, b_2$ )	0.410
		m	矩形板の短辺長 ( $a_{21}, b_1$ )	0.405
		m	矩形板の短辺長 ( $a_{22}, b_2$ )	0.410
	$a_{11}$	m	主筋ピッチ (上段)	1.000
	$a_{12}$	m	主筋ピッチ (下段)	0.830
	$a_{22}$	m	主筋ピッチ (下段)	0.820
	$a_{21}$	m	主筋ピッチ (下段)	0.770
	$b_1$	m	縦筋ピッチ (共通)	0.405
	$b_2$	m	縦筋ピッチ (共通)	0.410
$t$	mm	層板厚 (共通)	12	

表 5-7-1 浸水防止扉 HAW-2 の強度評価に用いる条件(4/9)

対象 部位	記号	単位	定義	数値
芯材 (主桁) (上段固定扉)	L	m	主桁の長さ	3.250
	$P_{11}$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの作用荷重 (上段固定扉上段部)	145.5
	$P_{12}$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの作用荷重 (上段固定扉下段部)	155.6
	$a_{11}$	m	主桁ピッチ (上段固定扉)	1.000
	$Z_{x11}$	mm <sup>3</sup>	断面係数 (上段固定扉上段部)	1185000
	$Z_{x12}$	mm <sup>3</sup>	断面係数 (上段固定扉下段部)	1143000
	$A_{w11}$	mm <sup>2</sup>	せん断断面積 (上段固定扉上段部)	4128
	$A_{w12}$	mm <sup>2</sup>	せん断断面積 (上段固定扉下段部)	4032
	$w_{11}$	kN/m	単位長さ当たりの作用荷重 (上段固定扉上段部)	74.44
	$w_{12}$	kN/m	単位長さ当たりの作用荷重 (上段固定扉下段部)	76.12
	$M_{11}$	kN・m	曲げモーメント (上段固定扉上段部)	98.28
	$M_{12}$	kN・m	曲げモーメント (上段固定扉下段部)	100.5
	$Q_{11}$	kN	せん断力 (上段固定扉上段部)	121.0
$Q_{12}$	kN	せん断力 (上段固定扉下段部)	123.7	

表B-1 浸水防止壁 計算上の集約評価に用いる条件(5/9)

対象部位	記号	単位	定義	数値
(壁面固定部) (計算) 条件	$B$	m	壁面受圧幅	0.4975
	$F_{11}$	kN/m	単位長さ当たりの作用荷重 (上段固定部上段部)	59.39
	$F_{12}$	kN/m	単位長さ当たりの作用荷重 (上段固定部下段部)	63.39
	$a_{11}$	m	主筋ピッチ (上段固定部)	1.000
	$Z_{s11}$	mm <sup>2</sup>	断面係数 (鋼筋1)	337800
	$Z_{s12}$	mm <sup>2</sup>	断面係数 (鋼筋2)	99570
	$A_{w11}$	mm <sup>2</sup>	せん断断面積 (上段固定部上段部)	4170
	$A_{w12}$	mm <sup>2</sup>	せん断断面積 (上段固定部下段部)	2464
	$M_{11}$	kN・m	曲げモーメント (鋼筋1)	7.674
	$M_{12}$	kN・m	曲げモーメント (鋼筋2)	7.674
	$Q_{11}$	kN	せん断力 (鋼筋1)	31.01
	$Q_{12}$	kN	せん断力 (鋼筋2)	31.01
	$P_{d11}$	kN/m	等分布荷重	4.11
	$P_{d12}$	kN/m	直線形分布荷重	59.39

表 5-7-1 浸水防止扉 HAW-2 の強度評価に用いる条件 (6/9)

対象 部位	記号	単位	定義	数値
芯材 (主桁)  (下段横引扉)	L	m	主桁の長さ	3.250
	P <sub>21</sub>	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの作用荷重 (下段横引扉上段部)	156.7
	P <sub>22</sub>	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの作用荷重 (下段横引扉中段上部)	165.1
	P <sub>23</sub>	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの作用荷重 (下段横引扉中段下部)	173.4
	P <sub>24</sub>	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの作用荷重 (下段横引扉下段部)	181.2
	a <sub>21</sub>	m	主桁ピッチ (下段横引扉)	0.840
	a <sub>22</sub>	m	主桁ピッチ (下段横引扉)	0.820
	a <sub>23</sub>	m	主桁ピッチ (下段横引扉)	0.770
	Z <sub>x21</sub>	mm <sup>3</sup>	断面係数 (下段横引扉上段部)	985500
	Z <sub>x22</sub>	mm <sup>3</sup>	断面係数 (下段横引扉中段上部)	1830000
	Z <sub>x23</sub>	mm <sup>3</sup>	断面係数 (下段横引扉中段下部)	1830000
	Z <sub>x24</sub>	mm <sup>3</sup>	断面係数 (下段横引扉下段部)	1301000
	A <sub>w21</sub>	mm <sup>2</sup>	せん断断面積 (下段横引扉上段部)	4032
	A <sub>w22</sub>	mm <sup>2</sup>	せん断断面積 (下段横引扉中段上部)	6118
A <sub>w23</sub>	mm <sup>2</sup>	せん断断面積 (下段横引扉中段下部)	6118	
A <sub>w24</sub>	mm <sup>2</sup>	せん断断面積 (下段横引扉下段部)	6479	

表7-1 浸水防止層 仕様-2の強度評価に用いる条件(2/9)

対象部位	記号	単位	定義	数値
土留 (掘削面側)	$w_{21}$	kN/m	単位長さ当たりの作用荷重 (下段横引扉上段部)	66.96
	$w_{22}$	kN/m	単位長さ当たりの作用荷重 (下段横引扉中段上部)	137.0
	$w_{23}$	kN/m	単位長さ当たりの作用荷重 (下段横引扉中段下部)	137.7
	$w_{24}$	kN/m	単位長さ当たりの作用荷重 (下段横引扉下段部)	68.74
	$M_{21}$	kN・m	曲げモーメント (下段横引扉上段部)	88.415
	$M_{22}$	kN・m	曲げモーメント (下段横引扉中段上部)	160.88
	$M_{23}$	kN・m	曲げモーメント (下段横引扉中段下部)	161.83
	$M_{24}$	kN・m	曲げモーメント (下段横引扉下段部)	90.718
	$Q_{21}$	kN	せん断力 (下段横引扉上段部)	108.84
	$Q_{22}$	kN	せん断力 (下段横引扉中段上部)	222.6
	$Q_{23}$	kN	せん断力 (下段横引扉中段下部)	223.8
	$Q_{24}$	kN	せん断力 (下段横引扉下段部)	111.7



表3-7-1 浸水防止層 3R-2の強度評価に用いる条件(%)

対象部位	記号	単位	定義	数値
下段横引層 (断面形状)	$B$	m	解析受注幅	0.4075
	$P_{21}$	kN/m	単位長さ当たりの作用荷重 (下段横引層上段部)	63.44
	$P_{22}$	kN/m	単位長さ当たりの作用荷重 (下段横引層中段上部)	67.29
	$P_{23}$	kN/m	単位長さ当たりの作用荷重 (下段横引層中段下部)	70.46
	$P_{24}$	kN/m	単位長さ当たりの作用荷重 (下段横引層下段部)	73.44
	$A_{21}$	m	主筋ピッチ (下段横引層)	0.340
	$A_{22}$	m	主筋ピッチ (下段横引層)	0.330
	$A_{23}$	m	主筋ピッチ (下段横引層)	0.370
	$Z'_{211}$	mm <sup>3</sup>	断面慣性矩1 (下段横引層)	296800
	$Z'_{212}$	mm <sup>3</sup>	断面慣性矩2 (下段横引層)	78830
	$A'_{211}$	mm <sup>2</sup>	せん断断面積1 (下段横引層)	3432
	$A'_{212}$	mm <sup>2</sup>	せん断断面積2 (下段横引層)	1648

表3-7-1) 浸水防止壁 300-2の強度評価に用いる条件(9/9)

対象部位	記号	単位	定義	数値
(詳細) 300-2	$M_{21}$	kN・m	曲げモーメント (解析：主桁 21, 22 間)	5.786
	$M_{22}$	kN・m	曲げモーメント (解析：主桁 22, 23 間)	5.801
	$M_{23}$	kN・m	曲げモーメント (解析：主桁 23, 24 間)	5.336
	$Q_{21}$	kN	せん断力 (解析：主桁 21, 22 間)	27.79
	$Q_{22}$	kN	せん断力 (解析：主桁 22, 23 間)	28.51
	$Q_{23}$	kN	せん断力 (解析：主桁 23, 24 間)	28.02
	$P_{2a1}$	kN/m	等分布荷重 (解析：主桁 21, 22 間)	3.44
	$P_{2a2}$	kN/m	等分布荷重 (解析：主桁 22, 23 間)	3.38
	$P_{2a3}$	kN/m	等分布荷重 (解析：主桁 23, 24 間)	3.18
	$P_{2b1}$	kN/m	直線形分布荷重 (解析：主桁 21, 22 間)	63.51
	$P_{2b2}$	kN/m	直線形分布荷重 (解析：主桁 22, 23 間)	67.29
	$P_{2b3}$	kN/m	直線形分布荷重 (解析：主桁 23, 24 間)	70.46

### 5.8 評価結果

浸水防止層 HAF-2 の強度評価結果を表 5-8-1 に示す。浸水防止層 HAF-2 の各部位の断面検定を行った結果、発生応力は許容限界値以下であることから、浸水防止層 HAF-2 が構造健全性を有することを確認した。

表 5-8-1 強度評価結果

名 称		評価部位	① 発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )	② 許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )	①/② 検定比
浸水防止層 HAF-2	上階固定 層	扉 板	89	205	0.44
		主 桁	103	205	0.51
		継 桁	81	205	0.40
	下階固定 層	扉 板	104	205	0.51
		主 桁	118	205	0.58
		継 桁	79	205	0.39

## 6. 浸水防止層 (W-3)

### 6.1 評価部位

浸水防止層は、非剛型の樹脂膜であり、剛製の層板に芯材を取り付けて補付装置を剛製の層板に差し込み、層と層枠を一体化させる構造である。

浸水防止層 (W-3) に生じる津波及び余震に伴う荷重は、層板から芯材(主桁、縦桁)まで、芯材から層枠を介して躯体まで伝達するため、評価部位を層板及び芯材とする。

浸水防止層 (W-3) の構造図を図 6-1-1、評価部位を図 6-1-2 に示す。

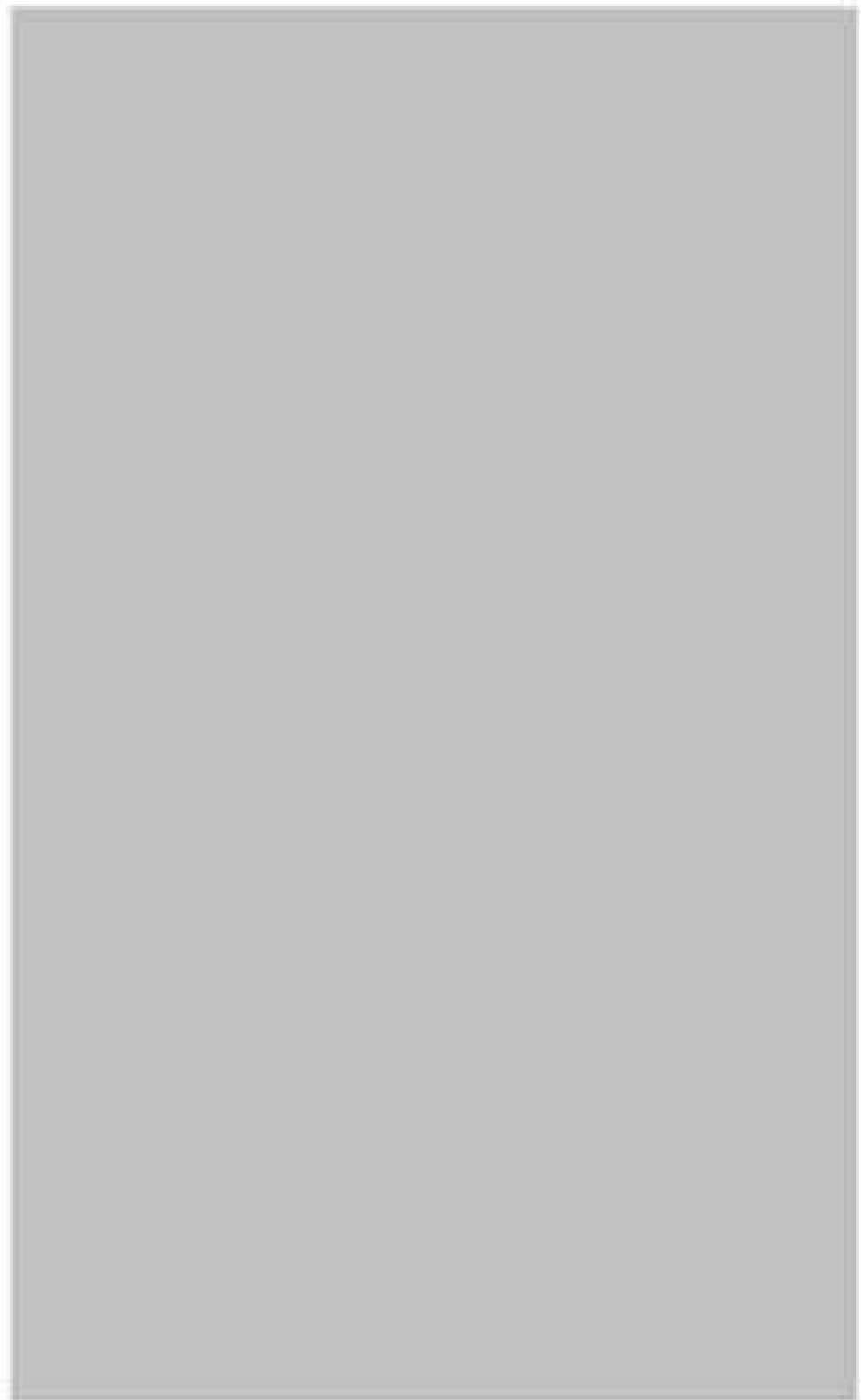


図4-1-1 漏水防止層 RA9-2 の構造図

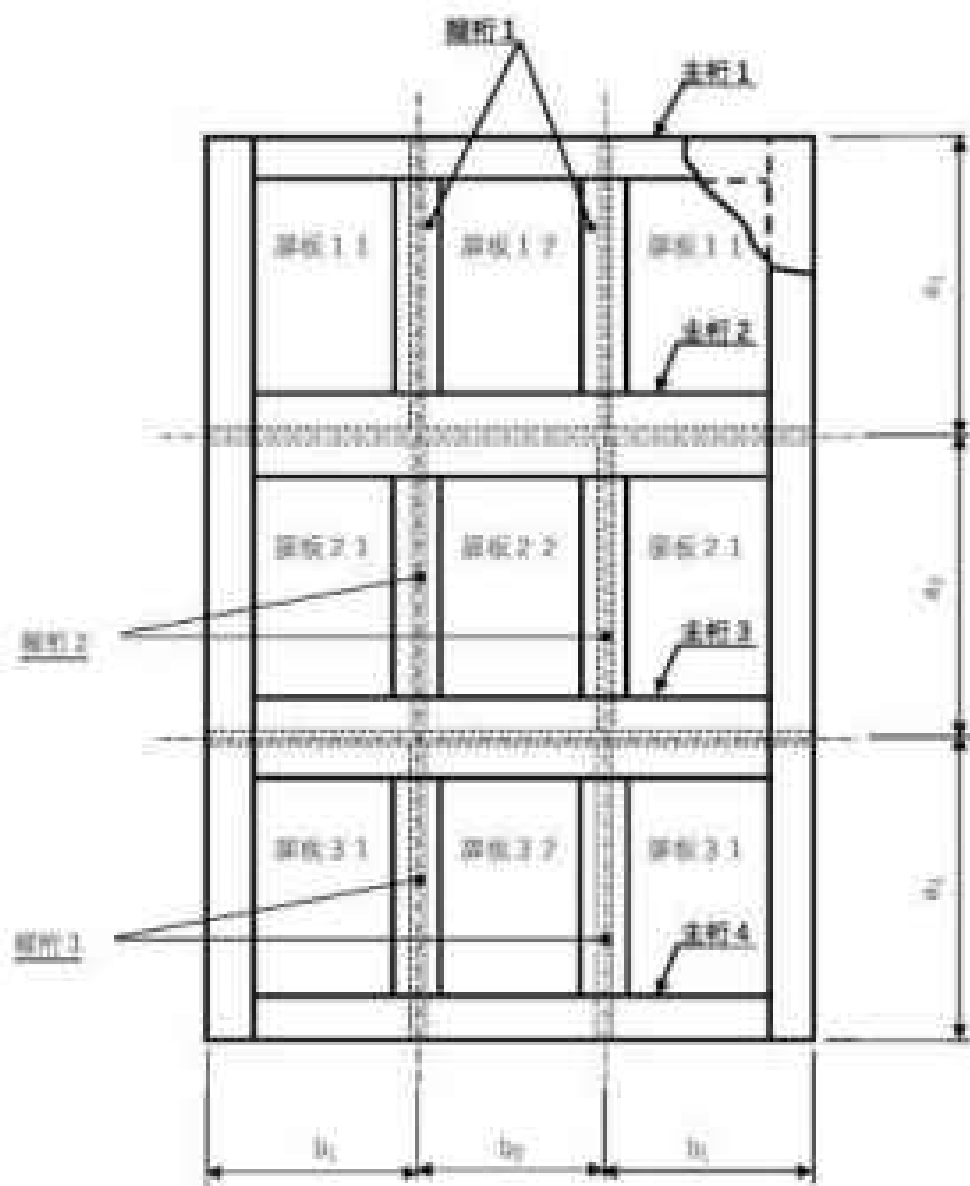


図 0-1-2 雨水防止層 10F-3 の評価部位

## 6.2 構造強度評価方法

浸水防止壁 HA9-3の強度評価は、「6.1 評価部位」に示す評価部位に対し、「6.3 荷重及び荷重の組合せ」に示す荷重及び荷重の組合せを踏まえ、「6.4 計算方法」に示す方法を用いて応力を算定し、「6.4 許容限界」に示す許容限界以内であることを確認する。

## 6.3 荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、以下のとおりとする。

### (1) 荷重の設定

強度評価に用いる荷重を以下に示す。

#### a. 津波による遡上津波荷重 ( $P_{ts}$ )

津波に伴う荷重として、津波による遡上津波荷重を考慮する。

$$P_{ts} = \rho \cdot g \cdot H_{ts}$$

津波の浸水深さは、1.0・ $H_{ts}$  (浸水深0.1 m) に水圧係数 $\alpha=3.0$ を考慮して18.3 mとして評価を行う。

津波に伴う荷重の算定に用いる水圧作用高さ及び海水の密度を表 6-3-1に示す。

表 6-3-1 水圧作用高さ及び海水の密度

部名称	水圧作用高さ (G.L. (m))	海水の密度 (t/m <sup>3</sup> )
浸水防止壁 HA9-3	18.3	1.03

#### b. 余震による荷重 ( $K_g$ )

余震による荷重は、弾性設計用地震動 $S_d$ に伴う地震力（動水圧を含まない。）とする。

余震時の単体自重による慣性力を考慮する。地震による荷重 $K_g$ は、浸水防止壁の固定荷重 $G$ に水平加速度 $K_a$ を乗じた次式により算出する。

$$K_g = \frac{K_a \cdot G \cdot g}{b \cdot H_g}$$

(2) 荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の組合せを表 6-3-2 に示す。

表 6-3-2 強度評価に用いる荷重の組合せ

部名称	事象	荷重の組合せ*
浸水防止部 (A)F-3	津高時	$P_G = P_{h0} + K_G$

※ $P_{h0}$  は津波による波力、 $K_G$  は余震による荷重を示す。



#### 6.4 許容限界

##### (1) 使用材料

浸水防止扉 HAW-3 を構成する扉板，芯材の使用材料を表 6-4-1 に示す。

表 6-4-1 扉板，芯材の使用材料

部 位		材 質	仕 様 (mm)
扉 板		SUS304	2174 × 1232 × t12
芯 材	主 桁 (上段及び下段)	SUS304	C150 × 75 × 9
	主 桁 (中間)	SUS304	H150 × 150 × 9 × 10
	縦 桁	SUS304	T150 × 80 × 8 × 8

##### (2) 許容限界

扉板，芯材の許容限界は，「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（社）日本建築学会，2005 改定）」を踏まえて表 6-4-2 の値とする。

表 6-4-2 扉板，芯材の許容限界

材 料	短期許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )	
	曲 げ	せん断
SUS304*	205	118

※許容応力度を決定する場合の基準値 F の値は，「JIS G 4304:2012 熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯」に基づく。

## 6.5 設計地震力

「L 固有周期」に示したとおり浸水防止層 HAW-3 の固有周期が 0.05 秒以下であることを確認したため、浸水防止層 HAW-3 の強度計算で用いる設計震度は、別添 6-1-3-2 「B 余震による地震応答解析」で得られた水平震度 0.5 を 1.3 倍した 0.6 を用いる。

## 6.6 計算方法

浸水防止層 HAW-3 の強度評価における応力の計算方法を以下に示す。

### ① 層板

層板に生じる応力は、津波及び余震に伴う荷重を考慮し、等分布荷重及び等分布荷重を受ける周辺固定支持の矩形板として「土木学会 構造物学公式集」に基づき、次式により算定する。浸水防止層 HAW-3 の層板に生じる応力の例を図 6-1 に示す。

$$\sigma_{pm \text{ mm}} = \frac{\beta_1 \cdot 1000 P_n \cdot C_1^2}{l^2} + \frac{\beta_2 \cdot 1000 (P_{n+1} - P_n) \cdot C_2^2}{l^2}$$

$$C_1 = C_2 = \text{MIN}(a_n, b_n)$$

$$\sigma_p = \sigma_{pm} = \text{MAX}(\sigma_{pm \text{ mm}})$$

$$(n = 1 \sim 3, m = 12)$$

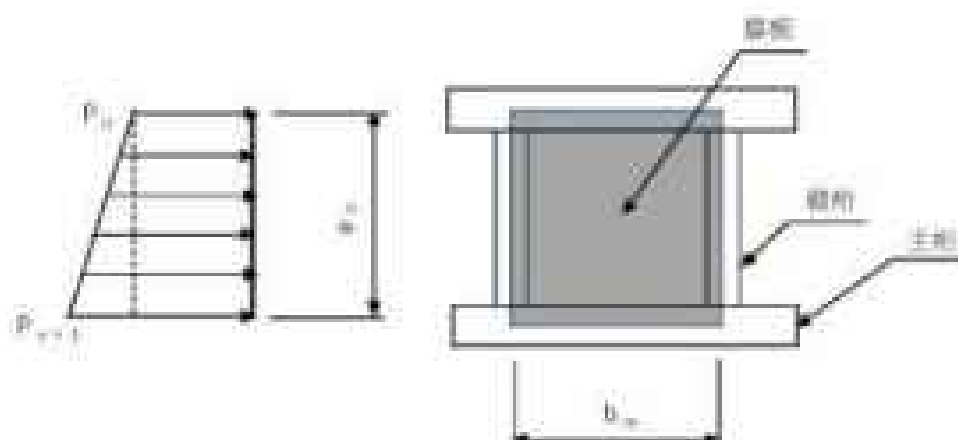


図 6-1 層板に生じる応力の例

② 芯材

芯材に生じる荷重は、津波及び地震に伴う荷重を考慮し、荷重を食摂する芯材の取付方向（鉛直又は水平）に応じて「日本機械学会 機械工学便覧 基礎編 A.4 材料力学」の「はり」の公式に基づき、それぞれ算定する。

(a) 主桁

水平方向に取付く主桁については、次式により算定する。主桁に生じる荷重の例を図 6-4-2 に示す。

$$W_1 = \frac{(2P_1 + P_2) \cdot a_1}{6}$$

$$W_2 = \frac{(2P_2 + P_1) \cdot a_1}{6} + \frac{(2P_2 + P_3) \cdot a_2}{6}$$

$$W_3 = \frac{(2P_3 + P_2) \cdot a_2}{6} + \frac{(2P_3 + P_4) \cdot a_3}{6}$$

$$W_4 = \frac{(2P_4 + P_3) \cdot a_3}{6}$$

$$M_n = \frac{W_n \cdot l_n^2}{8} \quad Q_n = \frac{W_n \cdot l_n}{2}$$

$$\sigma_n = \frac{1.118 \cdot M_n}{I_{xx}} \quad \tau_n = \frac{1.118 Q_n}{A_{xx}}$$

$$\sigma_{\text{合}} = \sqrt{\sigma_n^2 + 3\tau_n^2}$$

$$\sigma_c = \text{MAX}(\sigma_{\text{合}}) \quad (n = 1 \sim 4)$$

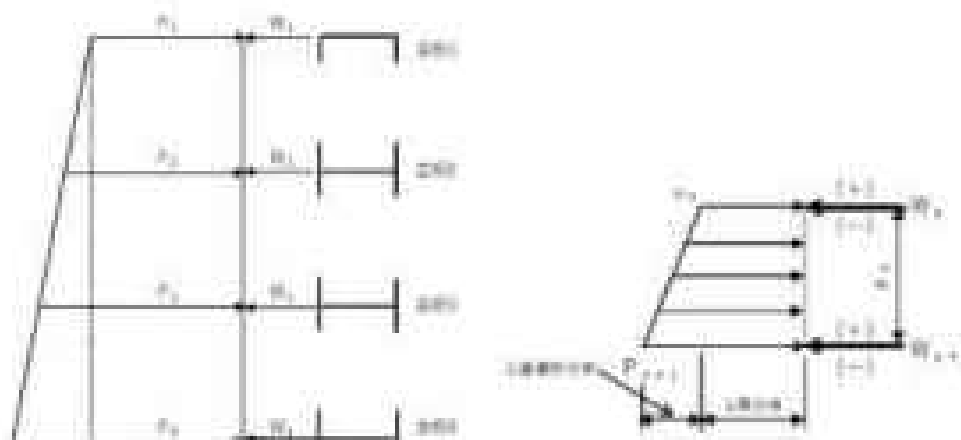


図 6-4-2 主桁に生じる荷重の例

(b) 継折

鉛直方向に取付く継折については、各折（中間継折及び端継折）に分担することとし、等分布荷重を受ける両端支持の単純梁として、次式により算定する。継折に生じる荷重の例を図の4-3に示す。

$$M_n = a_n^2 \cdot \left( \frac{P_{2n}}{4a_n^2} + \frac{P_{2n}}{2} \right)$$

$$Q_n = a_n \cdot \left( \frac{P_{2n}}{2} + \frac{P_{2n}}{2} \right)$$

$$P_n = B \cdot P_n$$

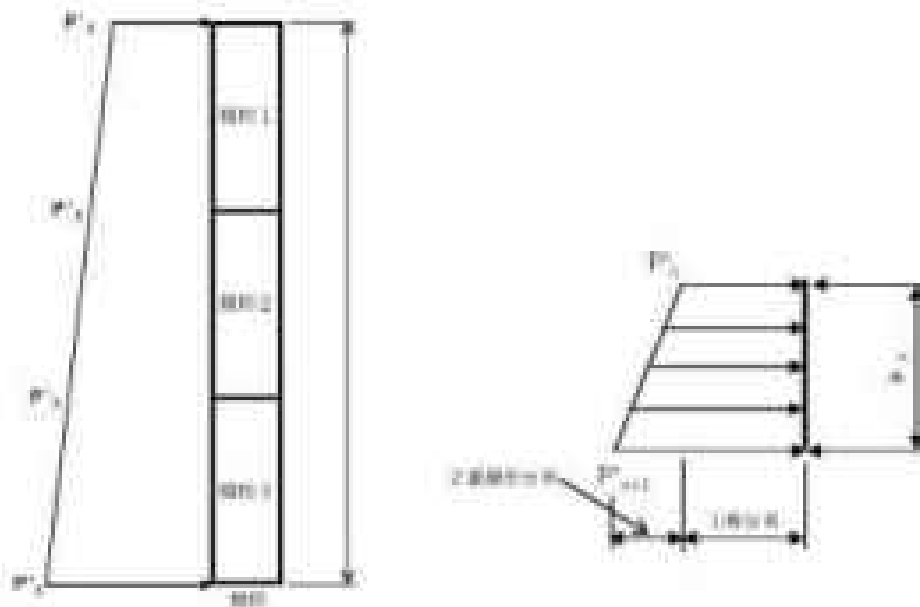
$$P_{2n} = P_{n+1} + P_n \quad P_{1n} = P_n$$

$$r_n = \frac{1 \times 10^6 \cdot M_n}{I_{21}}$$

$$r_n = \frac{1000Q_n}{A}$$

$$\sigma_{2n} = \sqrt{r_n^2 + 3r_n^2}$$

$$\sigma_r = \text{MAX}(\sigma_{2n}) \quad (n = 1 \sim 3)$$



継折に生じる荷重の例

(1: 等分布成分が $P_{2n}$ 、2: 底層部分布成分が $P_{1n}$ )

図の4-3 継折に生じる荷重の例

## 6.7 評価条件

評価条件を表6-7-1に示す。

表6-7-1 浸水防止壁 BM-7 の強度評価に用いる条件(1/4)

対象部位	記号	単位	定義	数値
壁 板	G	t	浸水防止壁自重 (躯体、部品含む)	6.63
	$P_{k1}$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの 津波荷重(最上段部)	158.4
	$P_{k2}$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの 津波荷重(中段上部)	165.9
	$P_{k3}$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの 津波荷重(中段下部)	173.2
	$P_{k4}$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの 津波荷重(最下段部)	180.3
	$K_d$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの 余剰荷重	1.284
	$F_1$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの 作用荷重(最上段部)	159.7
	$F_2$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの 作用荷重(中段上部)	167.3
	$F_3$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの 作用荷重(中段下部)	174.6
	$F_4$	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの 作用荷重(最下段部)	181.7
	$H_{w1}$	m	浸水面からの浸水深 (主桁1)	15.678
	$H_{w2}$	m	浸水面からの浸水深 (主桁2)	16.428
	$H_{w3}$	m	浸水面からの浸水深 (主桁3)	17.148
	$H_{w4}$	m	浸水面からの浸水深 (主桁4)	17.832

表 9-7-1 浸水防止層 H9-3 の強度評価に用いる条件 (2/6)

対象部位	記号	単位	定義	数値
層板	$\beta_1$	—	応力係数 (等分布荷重)	0.5
	$\beta_2$	—	応力係数 (直線形分布荷重)	0.3
	$G_1, G_2$	m	層板板の短辺長 ( $a_1, b_1$ )	0.411
		m	層板板の短辺長 ( $a_2, b_2$ )	0.410
	$a_1$	m	主筋ピッチ	0.750
	$a_2$	m	主筋ピッチ	0.720
	$a_3$	m	主筋ピッチ	0.704
	$b_1$	m	縦筋ピッチ	0.411
	$b_2$	m	縦筋ピッチ	0.410
	$t$	mm	層板厚	12

表 6-7-1 浸水防止扉 HAW-3 の強度評価に用いる条件(3/6)

対象 部位	記号	単位	定義	数値
芯材 (主桁)	L	m	主桁の長さ	1.232
	P <sub>1</sub>	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの作用荷重 (最上段部)	159.7
	P <sub>2</sub>	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの作用荷重 (中段上部)	167.3
	P <sub>3</sub>	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの作用荷重 (中段下部)	174.6
	P <sub>4</sub>	kN/m <sup>2</sup>	単位面積当たりの作用荷重 (最下段部)	181.7
	a <sub>1</sub>	m	主桁ピッチ	0.750
	a <sub>2</sub>	m	主桁ピッチ	0.720
	a <sub>3</sub>	m	主桁ピッチ	0.704
	Z <sub>x1</sub>	mm <sup>3</sup>	断面係数 (最上段部)	112600
	Z <sub>x2</sub>	mm <sup>3</sup>	断面係数 (中段上部)	218300
	Z <sub>x3</sub>	mm <sup>3</sup>	断面係数 (中段下部)	218300
	Z <sub>x4</sub>	mm <sup>3</sup>	断面係数 (最下段部)	112600
	A <sub>w1</sub>	mm <sup>2</sup>	せん断断面積 (最上段部)	1188
	A <sub>w2</sub>	mm <sup>2</sup>	せん断断面積 (中段上部)	1170
A <sub>w3</sub>	mm <sup>2</sup>	せん断断面積 (中段下部)	1170	
A <sub>w4</sub>	mm <sup>2</sup>	せん断断面積 (最下段部)	1188	

表 6-7-1 浸水防止層 仕様-3 の強度評価に用いる条件 (k/6)

対象部位	記号	単位	定義	数値
芯材 (単位)	$w_1$	kN/m	単位長さ当たりの作用荷重 (最上段部)	60.9
	$w_2$	kN/m	単位長さ当たりの作用荷重 (中段上部)	122.9
	$w_3$	kN/m	単位長さ当たりの作用荷重 (中段下部)	124.3
	$w_4$	kN/m	単位長さ当たりの作用荷重 (最下段部)	63.1
	$M_1$	kN・m	曲げモーメント (最上段部)	11.94
	$M_2$	kN・m	曲げモーメント (中段上部)	25.32
	$M_3$	kN・m	曲げモーメント (中段下部)	23.57
	$M_4$	kN・m	曲げモーメント (最下段部)	11.98
	$Q_1$	kN	せん断力 (最上段部)	37.65
	$Q_2$	kN	せん断力 (中段上部)	75.70
	$Q_3$	kN	せん断力 (中段下部)	76.54
	$Q_4$	kN	せん断力 (最下段部)	38.38



表9-7-1 浸水防止層 材料の強度評価に用いる条件(5/6)

対象部位	記号	単位	定義	数値
材料 (土層)	$B$	m	船底の受圧幅	0.4105
	$P_1$	kN/m	単位長さ当たりの作用荷重 (最上段部)	65.26
	$P_2$	kN/m	単位長さ当たりの作用荷重 (中段上部)	68.65
	$P_3$	kN/m	単位長さ当たりの作用荷重 (中段下部)	71.67
	$P_4$	kN/m	単位長さ当たりの作用荷重 (最下段部)	74.79
	$a_1$	m	主桁ピッチ	0.750
	$a_2$	m	主桁ピッチ	0.750
	$a_3$	m	主桁ピッチ	0.704
	$Z_{s1}$	mm <sup>3</sup>	断面係数	40010
	$A_{net}$	mm <sup>2</sup>	せん断断面積	1130

表6-7-1 浸水防止層 仕様-3の強度評価に用いる条件(6/6)

対象部位	記号	単位	定義	数値
(内側) 土台	$M_1$	kN・m	曲げモーメント (観筋1)	4.722
	$M_2$	kN・m	曲げモーメント (観筋2)	4.550
	$M_3$	kN・m	曲げモーメント (観筋3)	4.533
	$Q_1$	kN	せん断力(観筋1)	25.37
	$Q_2$	kN	せん断力(観筋2)	25.44
	$Q_3$	kN	せん断力(観筋3)	25.91
	$P_{a1}$	kN/m	等分布荷重(観筋1)	2.05
	$P_{a2}$	kN/m	等分布荷重(観筋2)	2.99
	$P_{a3}$	kN/m	等分布荷重(観筋3)	2.92
	$P_{b1}$	kN/m	直線形分布荷重(観筋1)	65.56
	$P_{b2}$	kN/m	直線形分布荷重(観筋2)	68.68
	$P_{b3}$	kN/m	直線形分布荷重(観筋3)	71.67

#### 6.8 評価結果

浸水防止層 HAW-3 の強度評価結果を表 6-8-1 に示す。浸水防止層 HAW-3 の各部位の断面検定を行った結果、発生応力は許容限界値以下であることから、浸水防止層 HAW-3 が構造強度を有することを確認した。

表 6-8-1 強度評価結果

名 称	評価部位	① 発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )	② 許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )	①/② 検定比
浸水防止層 HAW-3	扉板	105	205	0.51
	主桁	157	200	0.77
	縦桁	117	205	0.58

添付資料 6-1-3-2-1

高放射性廃液貯蔵場（HAW）建家貫通部からの  
浸水の可能性について

## 1. はじめに

(記載内容に変更がないため、省略)

## 2. 確認対象箇所

### 2.1 トレンチ及び連絡管類

(記載内容に変更がないため、省略)

### 2.2 浸食箇所

(記載内容に変更がないため、省略)

### 2.3 扉及びシャッター部

高放射性廃液貯蔵場(HAW)外壁の扉及びシャッター部には、緊急安全対策としてT.P.=14.4mの範囲で浸水防止扉等を設置しており、1階に3箇所、3階に2箇所の計5箇所に設置している。

これらの浸水防止扉等の設置状況について図2-7に示す。また、浸水防止扉等の運用状況を表2-3-1に示す。

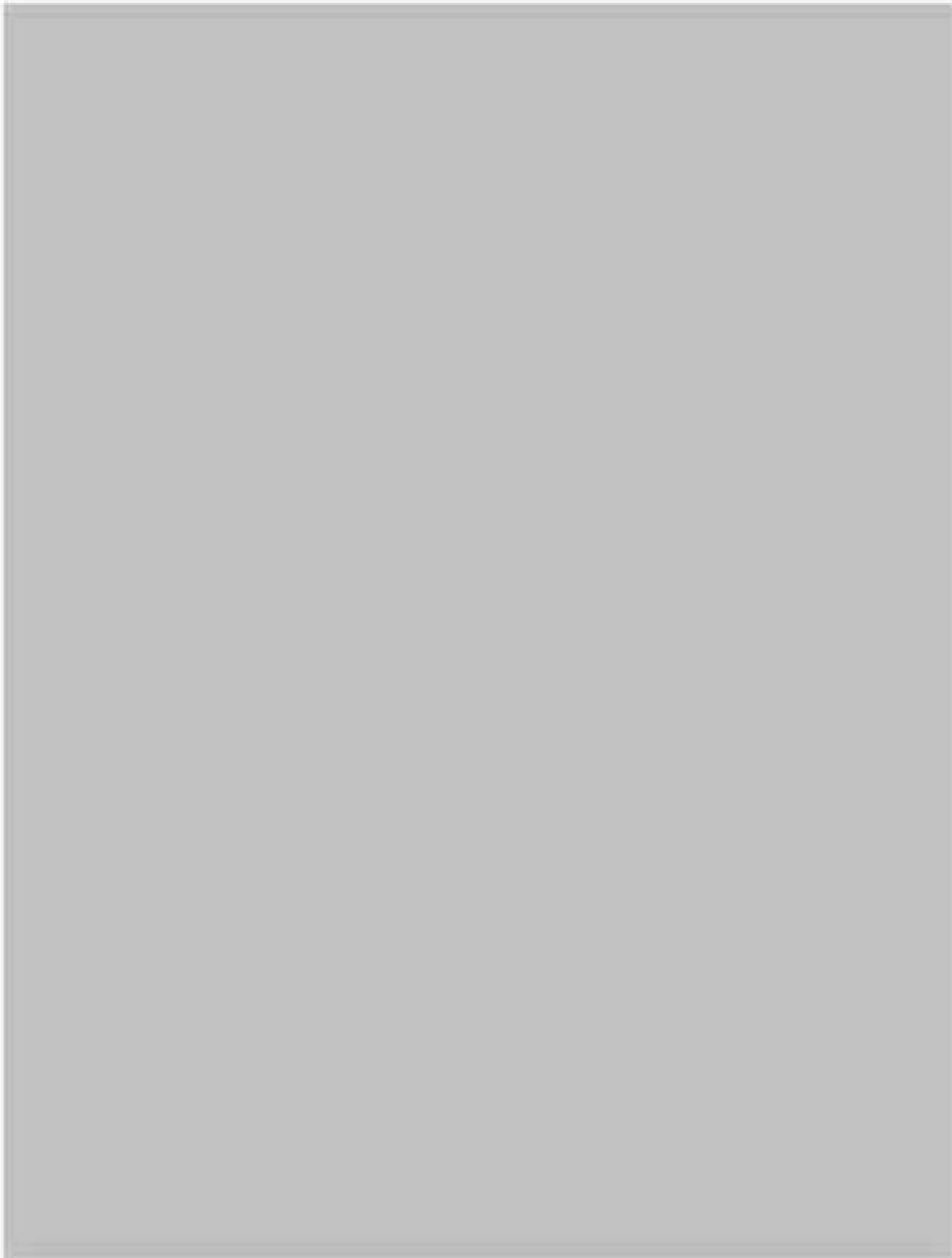


図2-7 浸水防止扉等の設置状態

表 2-3-1 浸水防止扉等の運用状況

No.	通常時の状態※1	開放目的	開放頻度	開放時間(目安)/回	開閉管理	大津波警報発令時等の対応
1	閉	日常点検	1回/日	数分	当該扉の開閉時は、管理者へ連絡する。	開状態で大津波警報が発令された場合は、閉操作する。※2
		四半期点検	1回/四半期	数分		
		年次点検	1回/年	数分		
2	閉	日常点検	1回/日	数分		
		四半期点検	1回/四半期	数分		
		年次点検	1回/年	数分		
3	閉	物品の搬出入	搬出入の都度	約30分以内		
		廃棄物仕掛品搬出	1回/月	約30分以内		
		四半期点検	1回/四半期	数分		
		年次点検	1回/年	数分		
4	閉	日常点検	1回/日	数分		
		四半期点検	1回/四半期	数分		
		年次点検	1回/年	数分		
5	閉	—	—	—	—	—

※1 高放射性廃液貯蔵場（HAW）の浸水防止扉は、通常時が閉状態であることから耐震評価及び耐津波評価を閉の状態で行う。

※2 浸水防止扉の点検時等に、開閉機構の動作確認とともに開閉操作の習熟を図っている。

3. 脱水の可能性のある経路の構造  
(記載内容に変更がないため、省略)
4. トレンチ及び連絡管路の耐腐蝕性  
(記載内容に変更がないため、省略)



## 5. 異動部等の確認

### 5.1 トレンヂ等の確認

(記載内容に変更がないため、省略)

#### 5.1.1 トレンヂの健全性評価の概要

(記載内容に変更がないため、省略)

## 5.1.2 一般事項

### (1) 位置

高放射性廃液貯蔵場 (HAW) の位置を図 5-1-2-1 に示す。

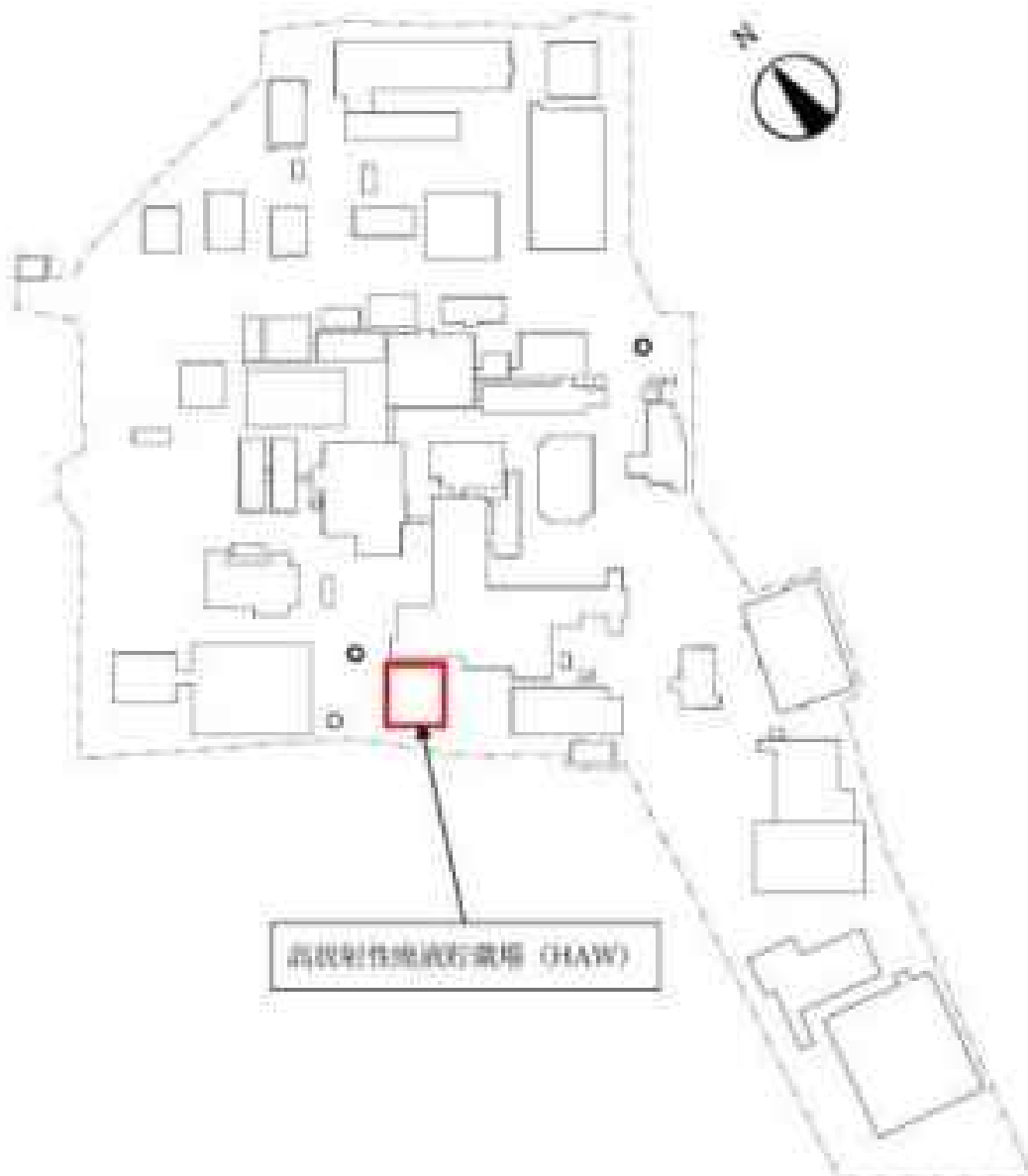


図 5-1-2-1 高放射性廃液貯蔵場 (HAW) の位置

(2) 構造概要

高放射性廃液貯蔵場 (HAW) に接続するトレンチのうち、停止措置計画用設計津波の浸水高により水圧を受けるトレンチ等の位置を図 5-1-2-2 に示す。



図 5-1-2-2 高放射性廃液貯蔵場 (HAW) に接続するトレンチの位置

### 5.1.3 評価方針

評価にあたっては、高放射線照射設備(出射)に接続するトレンチの内壁が、廃止措置計画用設計原案による浸水時の水圧に対して止水性を損なわないことを確認する。評価項目を表5-1-3-1に示す。

表5-1-3-1 評価項目

評価方針	評価項目	評価方法	許容限界
止水性を損なわない。	部材の健全性	発生応力（曲げモーメント、せん断）が許容限界以下であることを確認	規程許容応力

#### 5.1.4 適用基準

高効率性開放貯蔵庫（B00）に接続するトレンチの強度評価において、適用する基準等を以下に示す。

- (1) 建築基準法・同施行令
- (2) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会、2018年）
- (3) 建築物荷重指針・同解説（日本建築学会、2015年）

### 5.1.5 強度評価方法

#### (1) 記号の定義

高放射性廃液貯蔵場（HAF）に接続するトレンチの強度評価の計算に用いる記号を表5-1-5-1に示す。

表5-1-5-1 トレンチの強度評価計算に用いる記号（1/2）

記号	定義	単位
$P_w$	津波浸水時の静水圧荷重	kN
$P_f$	鉄筋コンクリートスラブの自重	kN
$P_e$	トレンチ内に設置した遮へい体の自重	kN
$h_T$	遮止構造計画用設計津波高さ	m
$h_1$	トレンチ下スラブ（遮へい体）天端高さ	m
$M_a$	スラブ及び壁の短期許容曲げモーメント	kN・m
$Q_{AS}$	スラブ及び壁の短期許容せん断力	kN
$a_c$	既存断面の引張鉄筋断面積	mm <sup>2</sup>
$f_t$	引張鉄筋の短期許容引張応力度	N/mm <sup>2</sup>
$J$	芯力中心間距離（ $J/Hd$ ）	mm
$d$	部材の有効せい	mm
$T$	鉄筋コンクリートスラブ及び壁厚	m
$T_e$	遮へい体厚	m
$d_s$	引張線から引張鉄筋重心までの距離	m
$f_c$	コンクリートの短期許容せん断応力度	N/mm <sup>2</sup>
$b$	スラブ及び遮へい体の単位幅	m
$\rho_w$	海水の単位体積重量	kN/m <sup>3</sup>
$\rho_e$	遮へい体の単位体積重量	kN/m <sup>3</sup>
$\rho_f$	鉄筋コンクリートの単位体積重量	kN/m <sup>3</sup>
$L$	下スラブ及び壁の長さ	m
$M_A$	A点における曲げモーメント	kN・m
$M_B$	B点における曲げモーメント	kN・m
$M_C$	C点における曲げモーメント	kN・m
$M_D$	D点における曲げモーメント	kN・m
$h$	トレンチの掘削長さ	m
$H$	トレンチの高さ	m
$k$	ラーメン構造の剛比	-

表B-1-5-1 トレンチの強度評価計算に用いる記号 (2/2)

記号	定義	単位
$w$	各等分布荷重の総和 (単位長さ当たり)	kN/m
$P$	各集中荷重の総和	kN
$P_w$	凍結浸水時の静水圧 (単位長さ当たり)	kN/m
$P_r$	コンクリートスラブの自重 (単位長さ当たり)	kN/m
$P_t$	トレンチ内に設置した遮へい体の自重 (単位長さ当たり)	kN/m
$M$	断面に生じる曲げモーメント	kN・m
$Q$	断面に生じるせん断力	kN
$W_t$	断面に作用する遮へい体の全体自重	kN
$L_1$	0.4m 外壁内面からセル壁までの長さ	m
$L_2$	下みぞ部の正面長さ	m

### 5.1.6 評価部位

#### (1) IIR 連絡通路「分離精製工場 (M)」との接続

IIR 連絡通路「分離精製工場 (M)」との接続」概要を図 5-1-6-1 に示す。また、平面図を図 5-1-6-2、評価部位 A を図 5-1-6-3、評価部位 B を図 5-1-6-4 及び評価部位 C を図 5-1-6-5 に示す。

長期荷重と浸水時の静水圧が両方向に作用する下スラブ (評価部位 A) 及び IIR 外壁と比較して断面の薄い箇所 (評価部位 B、評価部位 C) を選定して検討する。



図 5-1-6-1 IIR 連絡通路「分離精製工場 (M)」との接続」概要





図5-1-6-2 HAF連綿管束の平面図

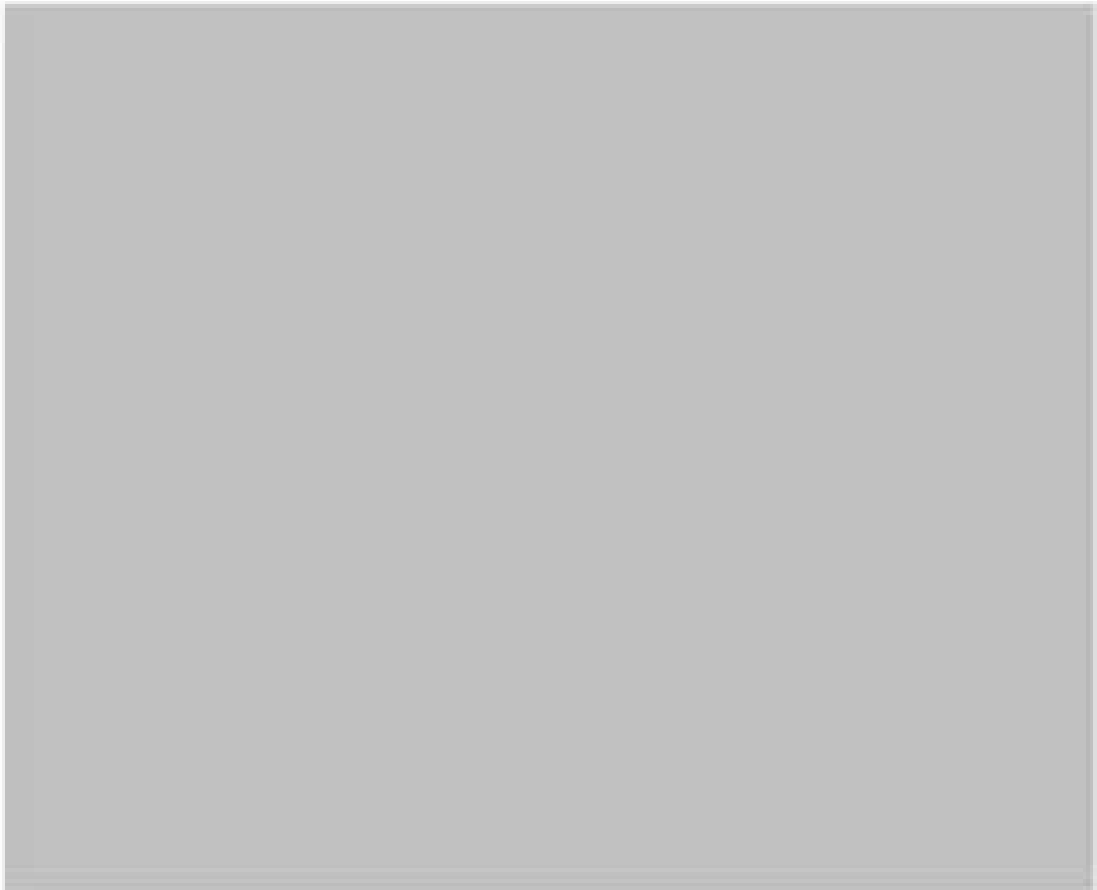


図 5-1-6-3 連絡装置の評価単位 A

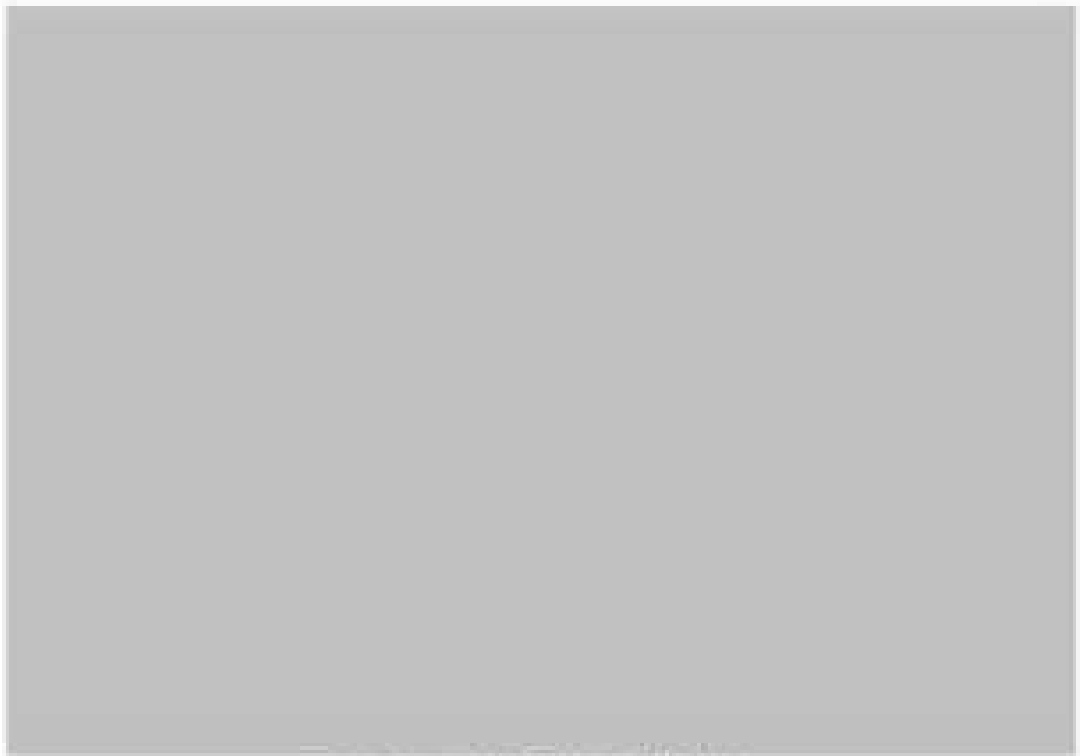
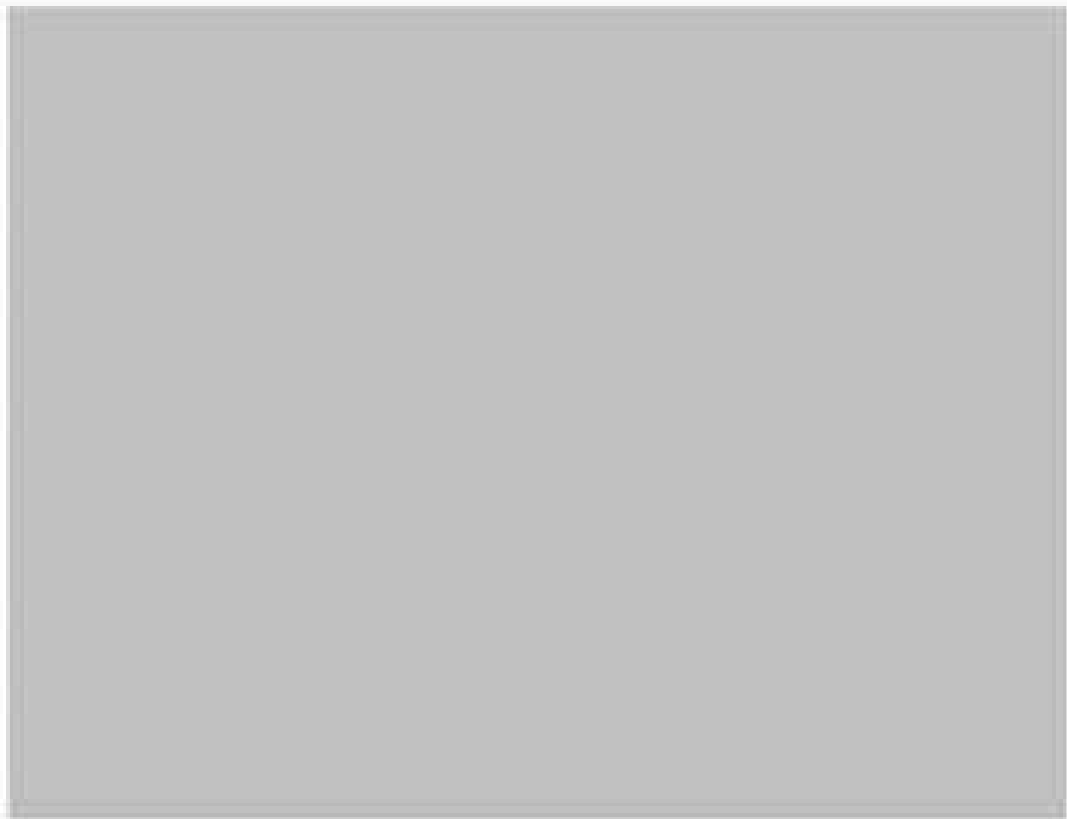


図 5-1-6-4 連絡装置の評価単位 B



図示1-6-5 進路実務の評価単位C

(2) TIS トレンチ（分離精製工場（MR）との接続）

TIS トレンチ「分離精製工場（MR）との接続」概要を図 3-1-6-6 に示す。また、平面図を図 3-1-6-7、評価部位 A を図 3-1-6-8、評価部位 B を図 3-1-6-9 に示す。

長期荷重と浸水時の静水圧が同方向に作用する下スラブ（A）及び外壁（B）と比較して断面の薄い箇所（B）を優先して検討する。



図 3-1-6-6 TIS トレンチ「分離精製工場（MR）との接続」概要



図 5-1-6-7 T15 トレンサの平面図



図3-1-6-0 T15レンズの評価部位D



図3-1-6-0 T15レンズの評価部位E

- (3) T21 トレンチ「ガラス固化技術開発施設（TF）-ガラス固化技術開発棟との接続」  
T21 トレンチ「ガラス固化技術開発棟との接続」概要を図 5-1-6-10 に示す。また、評価部位 F を図 5-1-6-11 に示す。  
長期荷重と浸水時の静水圧が同方向に作用する下アゴ部を確定して検討する。



図 5-1-6-10 T21 トレンチ「ガラス固化技術開発棟との接続」概要



図 3-1-6-11 柱上トレンチの評価部位F



### 3.1.7 荷重

① 津波浸水時の静水圧 ( $\sigma_w$ )

津波浸水時の水圧については、高放射性廃液貯蔵場 (HAF) におけるトレンチ下スラブ天板高さ $h_1$ から堤止措置計画用設計津波高さ $h_T$ までの高さによる静水圧 ( $\sigma_w$ ) を考慮する。

② 鉄筋コンクリートの自重 ( $\sigma_y$ )

構造物の固定荷重として、鉄筋コンクリートの自重 ( $\sigma_y$ ) を考慮する。

③ 遮へい体による荷重 ( $\sigma_h$ )

構造物の固定荷重として、トレンチ内に設置した遮へい体の自重 ( $\sigma_h$ ) を考慮する。

## 5.1.3 許容限界

### (1) 使用材料

許容限界は「津波避難ビル等の設計」に基づき、終局耐力を基本とする。なお、トレンチの許容限界については、要求機能が止水性の確保であること及び津波後の再使用性を考慮して短期許容応力とする。

強度評価に用いる使用材料は既往の設計及び工事の方法の認可「再処理施設に関する設計及び工事の方法(その25)」に基づき設定する。使用材料を表5-1-9-1に示す。

表5-1-9-1 使用材料

使用材料	短期許容応力度
コンクリート 設計基準強度：Fc20.6 N/mm <sup>2</sup> (Fc210 kgf/cm <sup>2</sup> )	せん断 1.03 N/mm <sup>2</sup>
鉄筋 SD30 (f = 3000 kgf/cm <sup>2</sup> )	引張 295 N/mm <sup>2</sup>

### (2) 短期許容応力

トレンチの壁及び下スラブの許容限界は「鉄筋コンクリート構造計算規程・解説(日本建築学会, 2018年)」に基づき算定する。

短期許容曲げモーメント (Ma) 及び短期許容せん断力 (Q<sub>AS</sub>) の算定式を以下に示す。

$$M_a = a_s \cdot f_t \cdot j$$

- M<sub>a</sub> : 短期許容曲げモーメント(kN・m)
- a<sub>s</sub> : 既存断面の引張鉄筋断面積(mm<sup>2</sup>)
- f<sub>t</sub> : 引張鉄筋の短期許容引張応力度(N/mm<sup>2</sup>)
- j : 応力中心間距離 (7/8d) (mm)
- d : 部材の有効径(mm)

$$d = T - d_s$$

- T : 鉄筋コンクリートスラブ及び壁厚(m)
- d<sub>s</sub> : 引張筋から引張鉄筋重心までの距離(mm)

$$Q_{AS} = b \left[ \frac{2}{3} a' f_c \right]$$

ただし、 $a' = \left( \frac{a}{2a+1} \right)$  かつ (1 ≤ a' ≤ 2)

- Q<sub>AS</sub> : 短期許容せん断力(kN)
- f<sub>c</sub> : コンクリートの短期許容せん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)
- b : スラブ幅(m)
- j : 応力中心間距離 (7/8d) (mm)

## 5.1.3 評価方法

### (1) 評価部位 A, C, D, E

#### ① 評価モデル

評価部位 A, C, D, E は、両端固定の一方向版とし、単位幅により評価する。応力算定モデルを図 5-1-9-1 に示す。



図 5-1-9-1 評価部位 A, C, D, E の応力評価モデル

#### ② 応力算定

コンクリート自重 ( $P_T$ )、遮へい体自重 ( $P_E$ )、静水圧 ( $P_W$ ) による負げモーメント ( $M$ ) 及びせん断力の算定 ( $Q$ ) は、下式にて行う。

$$w = P_W + P_T + P_E$$

$$P_T = \rho_c \cdot b \cdot T$$

$$P_E = \rho_e \cdot b \cdot T_E$$

$$P_W = \rho_w \cdot h(h_T - h_B)$$

$w$  : 各等分荷重の総和 (kN/m)

$P_T$  : 鉄筋コンクリートスラブの自重 (kN/m)

$\rho_c$  : 鉄筋コンクリートの単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$b$  : スラブ及び遮へい体の単位幅 (m)

$T$  : 鉄筋コンクリートスラブ厚 (m)

$P_E$  : 遮へい体の自重 (kN/m)

$\rho_e$  : 遮へい体の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$T_E$  : 遮へい体厚 (m)

$P_W$  : 津波浸水時の静水圧 (kN/m)

$\rho_w$  : 海水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$h_T$  : 設計津波高さ (m)

$h_B$  : トレンチ底スラブ + 遮へい体天端高さ (m)

(曲げモーメントの算定式)

$$M = \max (M(\text{中央}), M(\text{端部}))$$

$$M(\text{中央}) = w \frac{L^2}{24}$$

$$M(\text{端部}) = w \frac{L^2}{12}$$

M : 断面に生じる曲げモーメント (kN・m)

w : 各等分荷重の総和 (kN/m)

(せん断力の算定式)

$$Q = w \frac{L}{2}$$

Q : 断面に生じるせん断力 (kN)

L : 下スラブ及び壁の長さ (m)

(2) 評価部位B

① 評価モデル

評価部位Bは、せん壁を固定端とするラーメン構造として曲げモーメント及びせん断力を算出する。応力算定モデルを図5-1-9-2に示す。単位幅により評価する。

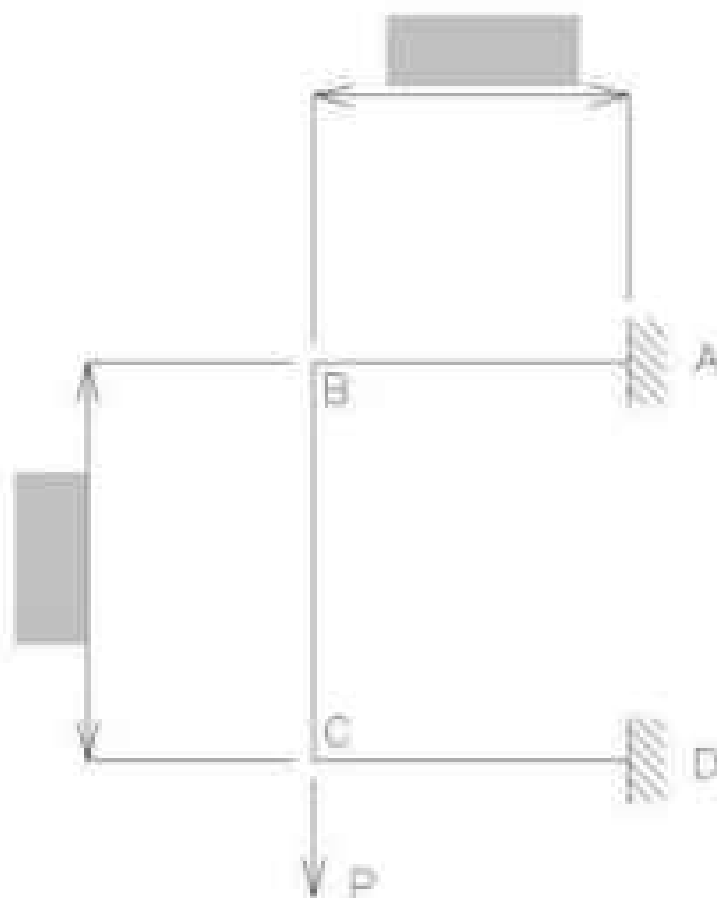


図5-1-9-2 評価部位Bの応力算定モデル

② 応力算定

鉄筋コンクリート自重 ( $P_T$ ) 及び柱へい体自重 ( $P_B$ )、静水圧 ( $P_W$ ) による曲げモーメント ( $M$ )、せん断力の算定 ( $Q$ ) は、下式にて行う。

$$P = P_W + P_T + P_B$$

$$P_T = \rho_c b \left( \frac{h}{2} \times 2 + (l - 2T) \right) T$$

$$P_B = \rho_s b \left( \frac{h - T}{2} \times 2 + (l - 2T - 2T_c) \right) T_c$$

$$P_W = \alpha_w b (h_T - h_1) (h - (T + T_c))$$

- $P$  : 各集中荷重の総和 (kN)
- $P_1$  : 鉄筋コンクリートの自重 (kN)
- $P_1$  : 鉄筋コンクリートの単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)
- $b$  : スラブ及び遮へい体の単位幅 (m)
- $T$  : 鉄筋コンクリートスラブ及び壁厚 (m)
- $P_2$  : 遮へい体の自重 (kN)
- $P_2$  : 遮へい体の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)
- $T_2$  : 遮へい体厚 (m)
- $P_w$  : 津波浸水時の静水圧 (kN)
- $P_w$  : 海水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)
- $h_T$  : 設計津波高さ (m)
- $h_1$  : トレンチ下スラブ + 遮へい体天端高さ (m)
- $h$  : トレンチの掘込長さ (m)
- $d$  : トレンチの高さ (m)

(曲げモーメントの算定式)

$$M = \max(M_A, M_B, M_C, M_D)$$

$$M_A = M_B = \frac{Ph}{2} \left( \frac{1+3k}{1+6k} \right)$$

$$M_C = M_D = -\frac{Ph}{2} \left( \frac{3k}{1+6k} \right)$$

$$k = \frac{h}{d}$$

- $M$  : 断面に生じる曲げモーメント (kN・m)
- $M_A$  : A点における曲げモーメント (kN・m)
- $M_B$  : B点における曲げモーメント (kN・m)
- $M_C$  : C点における曲げモーメント (kN・m)
- $M_D$  : D点における曲げモーメント (kN・m)
- $k$  : フォーメン構造の傾比(-)

(せん断力の算定式)

$$Q = \frac{P}{2}$$

- $Q$  : 断面に生じるせん断力 (kN)

(2) 評価部位F

① 評価モデル

評価部位Fは、せん断梁を固定端とする片持ち梁として曲げモーメント及びせん断力を算出する。応力算定モデルを図5-1-9-3に示す。単位幅により評価する。

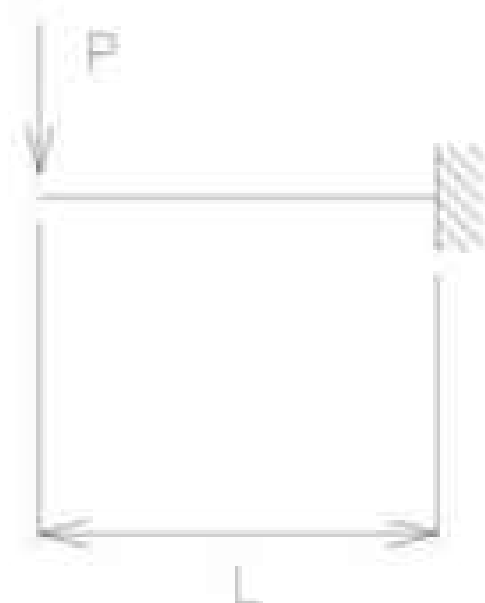


図5-1-9-3 評価部位Fの応力算定モデル

## ② 応力算定

鉄筋コンクリート自重 ( $P_T$ ) 及び遮へい体自重 ( $P_E$ )、静水圧 ( $P_W$ ) による曲げモーメント ( $M$ ) 及びせん断力の算定 ( $Q$ ) は、下式にて行う。遮へい体自重 ( $P_E$ ) については、下アゴが負担する範囲の遮へい体重量  $P_{E1}$  (110(kN)) を用いて算定する。

$$P = P_W + P_E + P_T$$

$$P_E = \frac{P_{E1}}{L2} \cdot b$$

$$P_T = \rho_c \cdot b \cdot T \cdot L$$

$$P_W = \frac{\rho_w \cdot h(h_T - h_L) L1}{2}$$

- $P$  : 各集中荷重の総和 (kN)
- $b$  : スラブ及び遮へい体の単位幅 (m)
- $P_T$  : 鉄筋コンクリートスラブ (下アゴ) の自重 (kN)
- $\rho_c$  : 鉄筋コンクリートの単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)
- $T$  : 鉄筋コンクリートスラブ厚 (m)
- $P_E$  : 遮へい体の自重 (kN)
- $P_{E1}$  : 断面に作用する遮へい体の全体自重 (kN)
- $P_W$  : 津波浸水時の静水圧 (kN)
- $\rho_w$  : 海水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)
- $h_T$  : 設計津波高さ (m)
- $h_L$  : トレンサ下スラブ天端高さ (m)
- $L$  : 下アゴの長さ (m)
- $L1$  : HAW 外壁内面からセル壁までの長さ (m)
- $L2$  : 下アゴ部の正面長さ (m)

(曲げモーメントの算定式)

$$M = PL$$

$M$  : 断面に生じる曲げモーメント (kN・m)

(せん断力の算定式)

$$Q = P$$

$Q$  : 断面に生じるせん断力 (kN)



### 5.1.10 評価条件

建築構造物自重・静水圧の評価条件を表5-1-10-1に示す。

表5-1-10-1 建築構造物自重・静水圧の評価条件(1/2)

記号	定義	数値	単位
トレンチ評価の諸元			
$\rho_w$	海水の単位体積重量	10.10	kN/m <sup>3</sup>
$\rho_c$	遮へい体の単位体積重量	24.50	kN/m <sup>3</sup>
$\rho_s$	コンクリートの単位体積重量	24.00	kN/m <sup>3</sup>
$h_T$	埋込措置計画設計埋込高さ(図.9.4(3),9.4)	7.00	m
評価部位A			
T	鉄筋コンクリートスラブ厚	■	m
$T_E$	遮へい体厚	0.45	m
L	下スラブの長さ	1.00	m
$h_B$	トレンチ下スラブ(=遮へい体)天端高さ(図.9.4)	9.13	m
$P_T$	コンクリートスラブの自重(単位長さ当たり)	13.20	kN/m
$P_C$	遮へい体の自重(単位長さ当たり)	100.00	kN/m
$P_W$	埋込没水時の静水圧(単位長さ当たり)	45.15	kN/m
評価部位B			
T	鉄筋コンクリートスラブ厚	■	m
$T_E$	遮へい体厚	0.25	m
$h_B$	トレンチ下スラブ(=遮へい体)天端高さ(図.9.4)	9.18	m
$P_T$	コンクリートスラブの自重	25.95	kN
$P_C$	遮へい体の自重	64.95	kN
$P_W$	埋込没水時の静水圧	51.34	kN
b	トレンチの掘削長さ	1.70	m
l	トレンチの高さ	2.50	m
評価部位C			
T	鉄筋コンクリートスラブ厚	■	m
$T_E$	遮へい体厚	0.45	m
L	壁スラブの長さ	2.40	m
$h_B$	トレンチ下スラブ(=遮へい体)天端高さ(図.9.4)	9.13	m
$P_T$	コンクリートスラブの自重(単位長さ当たり)	0.00	kN/m
$P_C$	遮へい体の自重(単位長さ当たり)	0.00	kN/m
$P_W$	埋込没水時の静水圧(単位長さ当たり)	45.15	kN/m

表 5-1-10-1 建築構造物自重・静水圧の評価条件(2)

記号	定義	数値	単位
評価部位D			
T	鉄筋コンクリートスラブ厚	0.15	m
L	下スラブの長さ	1.40	m
$h_0$	トレンチ下スラブ (遮へい体) 天端高さ(1, 2, 3)	4.96	m
$P_T$	コンクリートスラブの自重 (単位長さ当たり)	12.00	kN/m
$P_w$	平常浸水時の静水圧 (単位長さ当たり)	88.27	kN/m
評価部位E			
T	鉄筋コンクリートスラブ厚	0.15	m
L	壁スラブの長さ	0.77	m
$h_0$	トレンチ下スラブ (遮へい体) 天端高さ(1, 2, 3)	4.96	m
$P_T$	コンクリートスラブの自重 (単位長さ当たり)	0.00	kN/m
$P_w$	平常浸水時の静水圧 (単位長さ当たり)	88.27	kN/m
評価部位F			
T	鉄筋コンクリートスラブ (下アゴ) 厚	0.25	m
L	下アゴの長さ	0.15	m
$h_0$	トレンチ下スラブ天端高さ(1, 2, 3)	4.76	m
$P_T$	コンクリートスラブ (下アゴ) の自重	0.9	kN
$P_T$	遮へい体の自重	36.91	kN
$P_w$	平常浸水時の静水圧	62.50	kN
L1	100号壁内面からセキ壁土までの長さ	1.40	m
L2	下あご部の正面長さ	1.96	m

### 5.1.1) 評価結果

#### (1) トレンチの強度評価結果

廃止措置計画用設計準法の浸水による水圧に対するトレンチの健全性評価を表5-11-1に示す。

各評価部位の発生応力は、許容限界以下であることを確認した。

表5-11-1 トレンチの健全性評価結果

評価対象部位		許容限界 Ma (kN・m)	発生応力 M (kN・m)	検定比 M / Ma
評価部位 A	鉄筋コンクリート造	204.87	47.87	0.23
評価部位 B		63.08	47.25	0.74
評価部位 C		177.55	21.67	0.12
評価部位 D		214.88	16.38	0.08
評価部位 E		110.22	4.36	0.04
評価部位 F		60.55	15.05	0.25

評価対象部位		許容限界 Q <sub>容</sub> (kN)	発生応力 Q (kN)	検定比 Q / Q <sub>容</sub>
評価部位 A	鉄筋コンクリート造	576.90	179.50	0.31
評価部位 B		276.08	66.10	0.24
評価部位 C		576.90	54.18	0.09
評価部位 D		516.72	70.19	0.14
評価部位 E		516.72	33.99	0.07
評価部位 F		216.30	100.31	0.46

#### (2) 評価のまとめ

高放射性廃液貯蔵庫 (00F) に接続するトレンチは、各評価部位において許容限界（現期許容応力）以下であることを確認した。

これにより、トレンチが廃止措置計画用設計準法により浸水した場合でも、トレンチの止水性は確保されていることを確認した。

## 5.2 二重管の確認

建設機末時におけるトレンチ内部に敷設された二重管の健全性を以下のとおり確認した。

### 5.2.1 二重管の健全性評価の概要

津波等によりトレンチが損傷し水が流入した際に、内部に敷設された二重管が外圧に対し機能を維持できることを確認するため、設計況水深における静水圧を荷重として加えた際、その荷重が二重管の許容圧力を上回らないことを評価する。

### 5.2.2 評価方針

評価にあたっては高放射能廃液貯蔵場（HWR）に接続するトレンチ内に敷設された二重管が停止措置計画用設計津波による水圧を考慮した荷重に対して構造強度を有することを確認する。評価項目を表5-2-2-1に示す。

表5-2-1 評価項目

評価方針	評価項目	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	配管の健全性 (二重管)	配管に係る外圧（静水圧）が許容圧力以下であることを確認	許容圧力

### 5.2.3 適用基準

- (1) 日本産業規格（JIS）
- (2) 発電用原子力設備規格「設計・建設規格 2005 年度版（2007 追補版含む）」（JSME S-NC1-2005/2007）

## 5.2.4 強度評価方法

### (1) 記号の定義

高放射性廃液貯蔵場 (HAF) に接続するトレンチ内に敷設された二重管の強度評価の計算に用いる記号を表5-2-4-1に示す。

表5-2-4-1 トレンチ内に敷設された二重管の強度評価の計算に用いる記号

記号	定義	単位
$\sigma_c$	許容圧力	MPa
$\rho_w$	海水の単位体積重量	kN/m <sup>3</sup>
$h_T$	廃止措置計画用設計津波高さ (T.P.)	m
$D_o$	二重管外管外径	mm
$t$	二重管外管板厚	mm
$t_m$	二重管外管最小厚さ ( $t - (t \times \text{寸法許容公差})$ )	mm
$L$	配管長さ	mm
$D$	付録材料図 表 Part7 により定まる値 <sup>a)</sup>	—
$h_s$	トレンチ床スラブ高さ (T.P.)	m
$P$	津波浸水時の静水圧	kN/m <sup>2</sup>

注) a) NC1-2WS/2WT 付録材料図 表 Part7 による許容値 $\sigma_c$  ( $D/D_o$ ,  $h_s/h_T$  に基づくチャートにより値を算出)

## 5.2.5 評価方法

### (1) 評価対象

高放射性廃液貯蔵場 (HAF) に接続するトレンチ等は3か所あり、それぞれのトレンチ等の内部に敷設された移送用配管を内包する二重管外管に対して評価を実施する。

### (2) 留意

津波浸水時の静水圧については、高放射性廃液貯蔵場 (HAF) におけるトレンチ床スラブ高さから、廃止措置計画用設計津波高さまでの高さによる静水圧を考慮し、以下の式を適用する。

$$P = \rho_w (h_T - h_s)$$

$P$	：津波浸水時の静水圧 (kN/m <sup>2</sup> )
$\rho_w$	：海水の単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )
$h_T$	：設計津波高さ (T.P.) (m)
$h_s$	：トレンチ床スラブ高さ (T.P.) (m)

### (3) 使用材料

評価対象とする各配管について、使用材料を表5-2-5-1に示す。

表5-2-5-1 対象配管の使用材料

トレンチ名	対象配管	材質
T21 トレンチ	G11-V0-1-360-22	SUS304L
連絡管路	V0-60-600-P23	SUS304L
T15 トレンチ	V0-75-60-P3	SUS304L

### (4) 許容圧力

想定される津波の浸水深さに対する水頭圧を配管に加わる外圧と考え、健全性評価を実施する。トレンチ浸水時の水頭圧が二重管外管の板厚から算出した許容圧力を上回っていないことを確認する。許容圧力の算定式は「JIS B 8217-2005/2007 鋼管（2） 外圧を受ける直管」を準用した以下の式を適用する。

$$P_c = \frac{E_s D_o}{4R} \quad \text{より} \quad P_c = \frac{4R t_s}{D_o} \quad \text{と変形する。}$$

- $P_c$  : 許容圧力 (MPa)
- $t_s$  : 製造上の最小厚さ (mm)
- $D_o$  : 管外径 (mm)
- $R$  : 付録材料表 表 Pnc7 により定まる値

### 5.2.6 評価条件

評価条件を表 5-2-2-4 に示す。

表 5-2-2-1 静水圧の評価条件

記号	定義	数値	単位
トレンチ評価の諸元			
$\rho_w$	海水の単位体積重量	10.10	kN/m <sup>3</sup>
$h_T$	堤止揚設計適用設計津波高さ(L.F.)	13.6	m
T11 トレンチ			
$D_o$	二重管外管外径	558.8	mm
$t$	二重管外管板厚	9.9	mm
—	寸法許容誤差 <sup>※1)</sup>	12.5	%
$t_b$	二重管外管最小厚さ ( $t - (t \times \text{寸法許容誤差})$ )	8.31	mm
$L$	配管長さ	65,661	mm
$B$	付録材料図 表 Part7 により定まる値 <sup>※2)</sup>	24	—
$h_s$	トレンチ床スラブ高さ(既設)	2.2	m
$P$	津波浸水時の静水圧	116	kN/m <sup>2</sup>
連絡管路			
$D_o$	二重管外管外径	609.6	mm
$t$	二重管外管板厚	9.0	mm
—	寸法許容誤差 <sup>※1)</sup>	12.5	%
$t_b$	二重管外管最小厚さ ( $t - (t \times \text{寸法許容誤差})$ )	7.87	mm
$L$	配管長さ	29,579	mm
$B$	付録材料図 表 Part7 により定まる値 <sup>※2)</sup>	18	—
$h_s$	トレンチ床スラブ高さ(既設)	8.4	m
$P$	津波浸水時の静水圧	51	kN/m <sup>2</sup>
T15 トレンチ			
$D_o$	二重管外管外径	89.1	mm
$t$	二重管外管板厚	3.0	mm
—	寸法許容誤差 <sup>※1)</sup>	12.5	%
$t_b$	二重管外管最小厚さ ( $t - (t \times \text{寸法許容誤差})$ )	2.62	mm
$L$	配管長さ	24,185	mm
$B$	付録材料図 表 Part7 により定まる値 <sup>※2)</sup>	62	—
$h_s$	トレンチ床スラブ高さ(既設)	3.3	m
$P$	津波浸水時の静水圧	105	kN/m <sup>2</sup>

※1) JIS G3464 規定用鋼種大径スチール鋼管より最大の径の許容差を採用

※2) JIS S 401-2005/2002 付録材料図 表 Part7 による既設既り値 ( $L/t_b$ ,  $h_s/t_b$ ) に基づきサードパーティより値を調み取り)

### 5.2.7 評価結果

堤止措置計画用設計津波の浸水による水圧に対する評価対象ごとの許容圧力と静水圧の比較を表5-27-1に示す。

表5-27-1 二重管の健全性評価結果

評価対象	許容圧力 $P_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	静水圧 $P$ (kN/m <sup>2</sup> )	判定比 $P/P_s$
T21トレンチ	470	116	0.25
連絡管靴	310	51	0.17
T15トレンチ	2,400	166	0.07

### 5.2.8 評価のまとめ

高抗射性液状貯蔵庫 (QAR) に接続するトレンチ内部の二重管は、いずれの箇所においても許容限界（許容圧力）以下であることを確認した。

これにより、トレンチが堤止措置計画用設計津波により浸水した場合でも、トレンチ内部に敷設された二重管が構造強度を有することを確認した。



### 5.3 トレンチ等を除く壁貫通配管等の確認

(記載内容に変更がないため、省略)

### 5.4 浸水防止扉の止水処置部の確認

浸水防止扉の止水処置部（扉枠と建家躯体）について以下の点検・評価を実施した。

①高放射性廃液貯蔵場（HAW）に設置している全ての浸水防止扉は、枠と建家躯体の隙間を（幅約 3 cm 奥行約 20 cm）のモルタルで止水処理している。このため設計津波の最大浸水深が作用する水圧に対してモルタル箇所を模擬した試験体から漏えいがないことを確認することで、モルタルによる止水処理の妥当性を確認した。

- ・モルタルの水圧試験（令和 2 年 7 月実施）の実施状況を図 5-4-1 に示す。  
津波波力を上回る 0.5 MPa の水圧をかけても、モルタル材からの漏れのないことを確認した。



図5-4-1 浸水防止層の止水処置部(モルタル充填)の耐圧試験の実施状況(F2.713)

### 建室内へ浸水した場合の影響について

トレンサ等の構造上、建室内に浸水することは考えにくいが、浸水した場合の影響について以下の通り検討した。

(1) T20 トレンサ

(記載内容に変更がないため、省略)

(2) 連絡管路

(記載内容に変更がないため、省略)

(3) T15 トレンサ

(記載内容に変更がないため、省略)

#### (4) トレンチ等を除く壁貫通配管等

トレンチ等を除く壁貫通配管等は止水処置がなされているが、仮に止水処置部が損傷し漏水が生じた際の浸水の影響について図3に示す。貫通部の外径が最も大きく、高さが低い箇所（添付資料 6-1-3-2-1 図3-4 No.3 制御ケーブル電線管）から浸水した際は、1階の地下及び2階の地下から最終的に地下ピット（は重スラブ含む）に集約されることとなるが、浸水量は約21 m<sup>3</sup>でありセル内に流入することはない。

また、その他の壁貫通配管等について、建家外部の配管が地震や津波の影響により損傷した場合、配管を通して建家内に浸水する可能性が考えられるため、浸水した場合の影響について調査した（図4参照）。調査の結果、建家外部の配管が損傷したとしても建家内が浸水しないことを確認した。

建家内に流入した水については、中型排水ポンプ又はエンジン付きポンプを使用し回収することができる。また、仮にセル内に流入した場合でもエンジン付きポンプを使用し回収できる。排水方法については図5に示す。

なお、浸水した場合の排水作業については、継続的な訓練を行い、事故対応設備での対応が確実にできることを確認していく。

図1 建家内へ浸水した場合の影響 (T21 トレンチ) 1/3  
(記載内容に変更がないため、省略)

図1 建家内へ浸水した場合の影響 (連絡管路) 2/3  
(記載内容に変更がないため、省略)

図1 建家内へ浸水した場合の影響 (T15 トレンチ) 3/3  
(記載内容に変更がないため、省略)

図2 建家内へ浸水した場合の影響 (埋戻し部)  
(記載内容に変更がないため、省略)

図3 建家内等浸水時の排水方法  
(記載内容に変更がないため、省略)

表：HAW建家貫通配管リスト

No.	配管名		用途
1	建家外壁貫通配管	住居外壁貫通配管 (10A)	排水水
2		居住用立降降圧管 (10B)	空気
3		居住用排水配管 (10C)	工業排水
4		居住用排水配管 (10A)	工業排水
5	TDRレシンプ内配管	連絡配管内の排水配管 (10A)	居住排水
6		連絡配管内の排水配管 (10A)	居住
7		連絡配管内の排水配管 (10A)	居住排水
8		連絡配管内の排水配管 (10A)	居住
9		連絡配管内の排水配管 (10A)	居住排水
10		連絡配管内の排水配管 (10A)	居住
11		連絡配管内の排水配管 (10A)	居住排水
12		連絡配管内の排水配管 (10A)	居住排水
13		連絡配管内の排水配管 (10A)	居住排水
14		TDRレシンプ内の排水配管 (10A)	居住排水 居住
15		TDRレシンプ内の排水配管 (10A)	

- HAW建家における最大水深は $H=14.0\text{ m}$ 以下の建家外壁貫通配管及びレシンプ配管について、バルブ等の設置状況を確認した。
- 設置されているバルブは、計測用標準管圧降差全て過程「閉」状態である。
- 建家外壁貫通配管が可動としたとしても建家内に流入することはない。(計測用標準の漏れは圧力計に検出して閉止)
- 連絡配管内の配管が可動としたとしても貯槽、洗浄室内に溢る。
- 配管は適切に施工しており耐震性を確認している。
- 設置されているバルブの耐圧は、平常排水時の静水圧 (約  $0.1\text{ MPa}$ ) に押し十分な耐圧性を有している。

図4 HAW建家貫通配管及びバルブ等の設置状況

### 添付資料 6-1-3-2-3

高放射性廃液貯蔵場（HAW）の外壁の補強について

## 1. 概要

本資料は、別添6-1-3-1「(裏-1)設計津波に対する津波防護施設の強度評価」において、津波による応力が許容限界を超える結果となった1階外壁南面 ( ) に対して、コンクリートの打ちも補強後の積家外壁の健全性評価を行うものである。評価対象とする外壁を図1-1に示す。

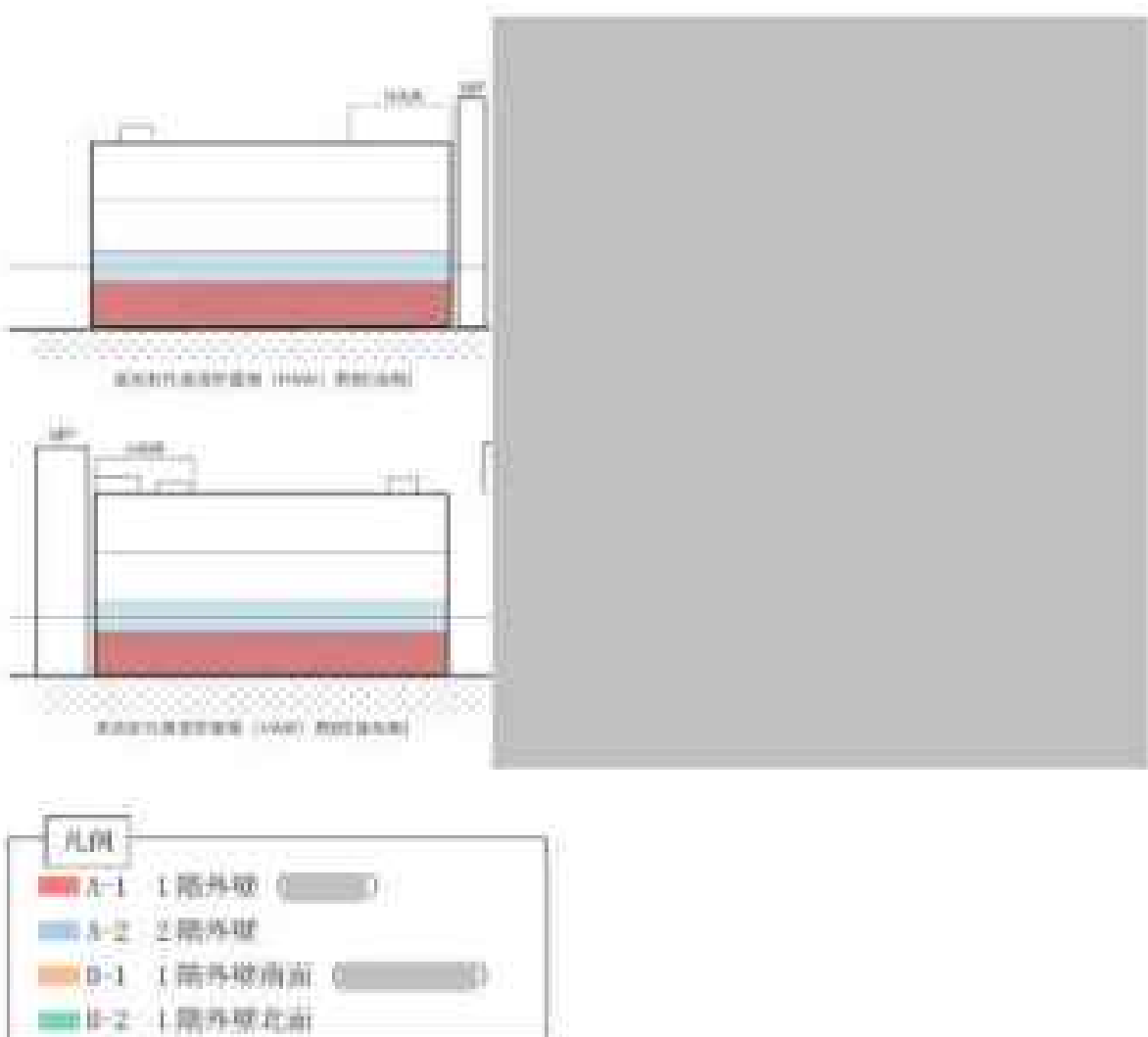


図1-1 評価対象とする外壁



## 2 一般事項

### 2.1 構造概要

高放射性廃液貯蔵場 (HAW) は、平面形状が [REDACTED] のほぼ正方形を成しており、地上高さ [REDACTED] の鉄筋コンクリート造の建屋である。基礎は、べた基礎とし、基礎地盤である久津層 (砂質泥岩) に設置されている。

高放射性廃液貯蔵場 (HAW) 周辺において、地盤による拘束効果を高めるため、基礎地盤の深さまで地盤改良を実施する。

また、高放射性廃液貯蔵場 (HAW) 1階外壁南面は津波によりかかる応力が耐力を上回ることから、コンクリートの増打ち補強を行う。1階外壁南面の補強概要を図2-1-1に示す。



図2-1-1 1階外壁南面の補強概要

## 2.2 評価方針

別添6-1-3-2「1 高放射線度汚染区域（HAR）の津波防護に関する施設的设计方針」に基づき、建築物が止水性を損なわないことを確認する。評価項目を表2-2-1に示す。

表2-2-1 評価項目

評価方針	評価項目	評価方法	許容限界
止水性を損なわないこと	部材の健全性 (建築外観)	漏水応力(オーバーカト、せん断)が許容限界以下であることを確認	超過 許容応力

## 2.3 適用基準

高放射線度汚染区域（HAR）の制度評価において、適用する基準等を以下に示す。

- (1) 東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針（2011年11月17日「津波に対し構造耐力上安全な建築物の設計等に係る追加的意見について（技術的助言）」（国注指第2379号）の別添）
- (2) 津波避難ビル等の構造上の要件の解説（国研研資料 第673号、平成24年）
- (3) 建築基準法・同施行令
- (4) 2015年版、建築物の構造関係技術基準解説書（建築行政情報センター・日本建築防災協会編集、2015年）
- (5) 鉄筋コンクリート構造計算標準・同解説（日本建築学会、2018年）
- (6) 建築物耐震指針・同解説（日本建築学会、2015年）
- (7) 道路指示方書・同解説（I 共通編、V 避難設計編（日本道路協会、2017年）

## 3. 強度評価方法

### 3.1 記号の定義

高放射性廃液貯蔵場（HAR）の強度評価の計算に用いる記号を表3-1-1に示す。

表3-1-1 高放射性廃液貯蔵場（HAR）の強度評価計算に用いる記号（1/2）

記号	定義
$h$	耐力算定用津波高さ： $G.L.+0.1\text{ m}$ （ $H.P.+12.1\text{ m}$ ）
$\alpha$	水深係数
$h'$	浮力算定用津波高さ： $G.L.+7.6\text{ m}$ （ $H.P.+13.6\text{ m}$ ）
$a_{020}$	最大応答水平加速度
$P$	原産物衝突荷重
$W_1$	原産物重量
$V_1$	流速
$M_a$	建家外壁の短期許容曲げモーメント
$a_i$	既存断面の引張鉄筋断面積
$f_t$	引張鉄筋の短期許容引張応力度
$l$	応力中心間距離（ $l/d$ ）
$d$	部材の有効せい
$T$	鉄筋コンクリート外壁の壁厚
$d_c$	引張線から引張鉄筋重心までの距離
$Q_{As}$	建家外壁の短期許容せん断力
$b$	壁幅
$f_c$	コンクリートの短期許容せん断応力度
$\omega f_t$	せん断補強筋の短期許容引張応力度
$P_w$	せん断補強筋比
$\alpha'$	せん断スパン比 $M/(Q \cdot d)$ による割増係数
$M$	建家外壁に生じる曲げモーメント
$Q$	建家外壁に生じるせん断力
$x$	水面からの浸水深

表 3-1-1 高効率性堤防行橋欄 (DAM) の強度評価計算に用いる記号 (2/2)

記号	定義
$l$	壁高さ
$h_1$	±0.00 m から上階スラブ下層までの高さ
$h_2$	±0.00 m から対象壁の床面上端までの高さ
$h_3$	$h_2$ から平方根分布荷重の重心位置までの高さ
$P_1$	平方根分布荷重の合力
$M_1^r$	平方根分布荷重による曲げモーメント
$Q_1^r$	平方根分布荷重によるせん断力
$Q_1^t$	三角形分布荷重によるせん断力
$Q_e$	等分布荷重によるせん断力
$M_e^r$	余割による曲げモーメント
$w_1$	余割による等分布荷重
$Q_e^r$	余割によるせん断力
$\rho$	鉄筋コンクリートの単位体積重量
$M_p$	漂流物衝突荷重による曲げモーメント
$Q_p$	漂流物衝突荷重によるせん断力
$g$	重力加速度
$M_w$	静水圧による曲げモーメント
$Q_w$	静水圧によるせん断力
$M_w^r$	動水圧による曲げモーメント
$Q_w^r$	動水圧によるせん断力
$M_a$	波力による曲げモーメント
$Q_a$	波力によるせん断力
$W$	動水圧による層せん断力
$\rho_w$	水の単位体積重量
$h_b$	水平震度
$k$	荷重増分係数
$h_f$	水深係数 ( $\alpha$ ) × 波力算定用津波高さ ( $h$ )
$M_s$	三角形分布荷重による曲げモーメント
$M_e$	等分布荷重による曲げモーメント

## 0.2 荷重及び荷重の組合せ

### (1) 荷重

#### ① 津波による波力 ( $Q_w$ )

津波による波力については、高放射性廃液貯蔵場 (HAF) の地表面から波力算定用津波高さ $h^{*}$ までの高さを考慮して算定する。算定にあたっては、静水圧及び動水圧の影響として水深係数 $\alpha=3.0^2$ を考慮する。

#### ② 津波浸水時の浮力 ( $R_f$ )

津波浸水時の浮力については、高放射性廃液貯蔵場 (HAF) における基礎底面から浮力算定用津波高さ $h^{*}$ までの高さを考慮して算定する。

#### ③ 津波浸水時の水圧 ( $R_w, R_w'$ )

津波浸水時の水圧については、高放射性廃液貯蔵場 (HAF) における地表面から浮力算定用津波高さ $h^{*}$ までの高さによる静水圧 ( $R_w$ ) 及び動水圧 (余震時) ( $R_w'$ ) を考慮する。

#### ④ 余震による荷重 ( $Q_y$ )

余震による荷重として、別添 0-1-0-2「Ⅱ 余震による地震応答解析」の応答値 (加速度、せん断力、転倒モーメント及び最大応答軸力) による慣性力を考慮する。

#### ⑤ 漂流物衝突荷重 ( $Q_r$ )

津波漂流物防護柵をすり抜ける可能性がある漂流物として、防砂林 (0.55 t の流木) <sup>1)</sup> を想定する。流木は、津波漂流物防護柵への衝突等によりエネルギーを失った後に、高放射性廃液貯蔵場 (HAF) の建屋外壁等に対座すると考えられる。このため、流木等が河川の橋脚に衝突する状況を想定した衝突力を評価する「道路橋示方書・河解説 (1) 共通編、V 耐震設計編」(以下「道路橋示方書」という。) の算定式に基づく荷重を考慮する。

#### ⑥ 風荷重

風荷重については、建築基準法施行令 (昭和 25 年政令第 308 号) の規定に基づき組合せを考慮しない。

#### ⑦ 積雪荷重

積雪荷重については、建築基準法施行令 (昭和 25 年政令第 308 号) の規定に基づき特定行政庁が指定する区域に該当しないため考慮しない。

## (2) 荷重の組合せ

荷重の組合せは、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を参考として、津波到達時に主たる津波による波力と余震による荷重及び津波による波力と漂流物衝突荷重の同時作用を考慮する。上記2ケースに加えて、津波到達後、建物の周囲が浸水することから、浸水時の浮力と余震による荷重及び水圧の同時作用を考慮する。

表3-2-1に荷重の組合せ、表3-2-2に荷重算定条件を示す。

### ① ケース1（浮力+余震+水圧、 $P_Q + P_E + P_W + P_W'$ ）

津波到達後、高放射性廃液貯蔵場（HAW）の周囲が浸水した状況において、余震が発生することを想定する。外力として津波浸水時の浮力と静水圧、動水圧（ $P_W'$ ）（余震時）及び余震による慣性力を同時に作用させる。静水圧（ $P_W$ ）は、建物の側面から作用するため、保有水平耐力と接地圧の評価時は考慮しない。

### ② ケース2（波力+余震、 $P_H + P_E$ ）

津波到達時に、余震が発生することを想定する。外力として津波による波力と余震による慣性力を同時に作用させる。地下水位による浮力を考慮する。

### ③ ケース3（波力+漂流物衝突荷重、 $P_H + P_P$ ）

津波到達時に、漂流物が衝突することを想定する。外力として津波による波力と漂流物衝突荷重を同時に作用させる。地下水位による浮力を考慮する。

表3-2-1 荷重の組合せ

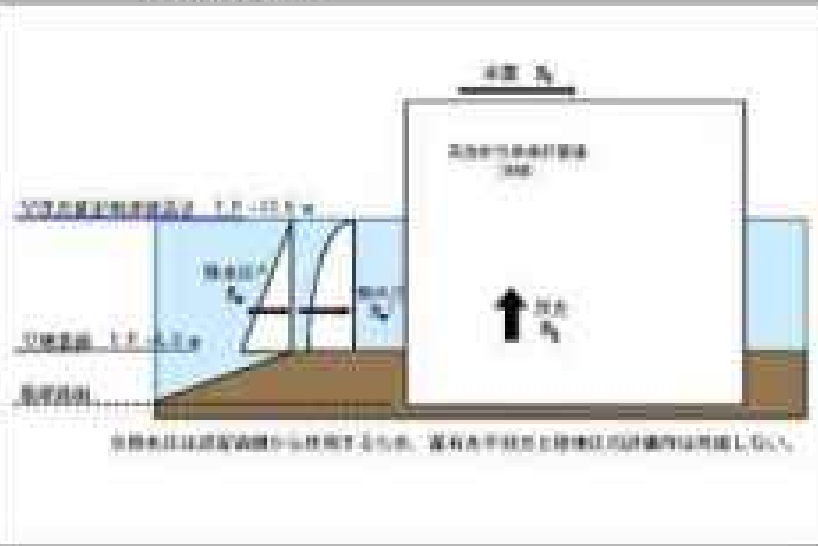
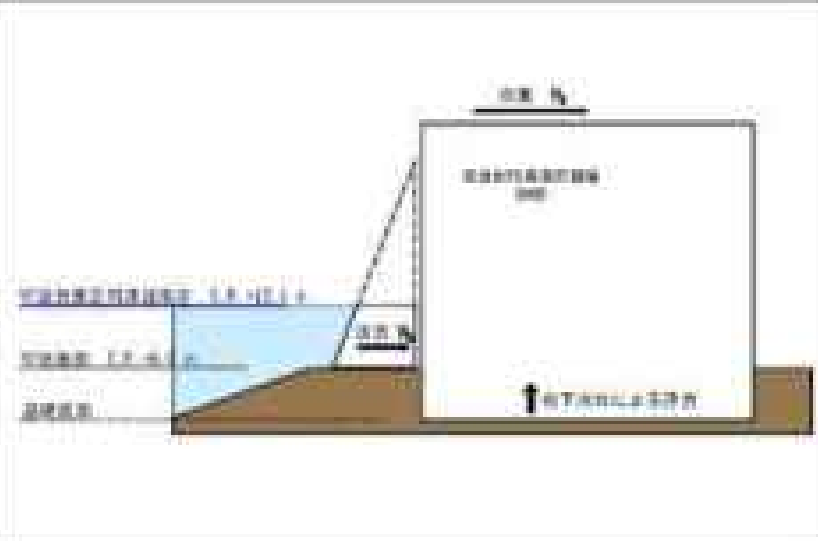

荷重の組合せ	
<p>ケース1                      (浮力+余震+水圧、  <math>P_q + P_e + P_w + P_w'</math>)</p> <p>津波到達後、建築物が浸水した状況において、余震が発生することを想定する。</p>	
<p>ケース2                      (波力+余震、<math>P_b + P_e</math>)</p> <p>津波到達時、余震が発生することを想定する。</p>	
<p>ケース3                      (波力+漂流物衝突荷重、  <math>P_b + P_f</math>)</p> <p>津波到達時、漂流物が衝突することを想定する。</p>	

表 3-2-2 荷重算定条件

荷重の組合せ	荷重算定条件
ケース1 (浮力+余震+水圧、 $P_f + P_s + P_w + P_w'$ )	○浮力 浮力算定用津波高さ：T.P.+13.6 m <sup>特</sup> 海水の単位体積重量：10.1 kN/m <sup>3</sup> ○余震 (Sd-D) 水平加速度 ( $a_{SD}$ )：5.0 m/s <sup>2特</sup> ○水圧 浮力算定用津波高さ：T.P.+13.6 m <sup>特</sup> 水平加速度 ( $k_h$ )：0.5 <sup>特</sup>
ケース2 (波力+余震、 $F_b + F_s$ )	○波力 波力算定用津波高さ：T.P.+12.1 m <sup>特</sup> 海水の単位体積重量：10.1 kN/m <sup>3</sup> ○余震 (Sd-D) 水平加速度 ( $a_{SD}$ )：5.0 m/s <sup>2特</sup>
ケース3 (波力+漂流物衝突荷重、 $F_b + F_d$ )	○波力 波力算定用津波高さ：T.P.+12.1 m <sup>特</sup> 海水の単位体積重量：10.1 kN/m <sup>3</sup> ○漂流物 代表漂流物：0.5t の流木 <sup>特</sup> 算定式：選別指示方書 $P = 0.1 \times W_1 \times V_1 = 2.8 \text{ kN}$ $W_1$ ：漂流物の重量 (漂流物重量) 5.4 kN $V_1$ ：波浪流速 0.2 m/s <sup>特</sup>

※1 別添6-1-3-1「Ⅲ 入力津波の設定」

浮力算定用津波高さ：入力津波の最高水位

波力算定用津波高さ：進行波による津波高さ

※2 津波避難ビル等の構造上の要件の解説（国総研資料第473号、平成24年）

※3 船舶や車両等の大型の漂流物に対しては、津波漂流物防護柵の設置等の対策により補強し、建家外壁への到達を防止する。流木や瓦葺等の比較的小型の漂流物は、建家外壁に到達することを考慮する。別添6-1-3-1「V 漂流可能性のある漂流物の選定 3.2 津波防護施設において考慮すべき代表漂流物」

※4 別添6-1-3-2「Ⅱ 余震による地震応答解析」



## 3.3 許容限界

### (1) 使用材料

建築外壁の許容限界は、要求機能が止水性の確保であること及び建築の再使用性を考慮して短期許容応力とする。

使用材料を表3-3-1、表3-3-2に示す。強度評価に用いる使用材料は既設の設計及び工事の方法の認可「再処理施設に関する設計及び工事の方法（その2）」に基づき設定する。

表3-3-1 使用材料（既設）

使用材料	短期許容応力度
コンクリート 設計基準強度： $F_c20.6\text{ N/mm}^2$ ( $F_c210\text{ kgf/cm}^2$ )	圧入断 $1.03\text{ N/mm}^2$
鉄筋 SD30 ( $F_t = 3000\text{ kgf/cm}^2$ )	引張 $295\text{ N/mm}^2$

表3-3-2 使用材料（新設）

使用材料	短期許容応力度
コンクリート 設計基準強度： $F_c24.0\text{ N/mm}^2$	圧入断 $1.09\text{ N/mm}^2$ ※
鉄筋 SD295A	引張 $295\text{ N/mm}^2$

※保守性を考慮して既設と同等の短期許容応力度 $1.03\text{ N/mm}^2$ とする。

(2) 建築外壁の短期許容応力

建築外壁の許容限界は「鉄筋コンクリート構造計算規準・解説」に基づき算定する。

短期許容曲げモーメント ( $M_s$ ) 及び短期許容せん断力 ( $Q_{ss}$ ) の算定式を以下に示す。

$$M_s = \alpha_1 f_t l$$

$M_s$  : 短期許容曲げモーメント

$\alpha_1$  : 長手断面の引張鉄筋断面積

$f_t$  : 引張鉄筋の短期許容引張応力度

$l$  : 電力中心間距離 ( $l = \alpha d$ )

$d$  : 部材の有効せい

$$d = T - d_1$$

$T$  : 鉄筋コンクリート外壁の壁厚

$d_1$  : 引張鉄筋から引張鉄筋重心までの距離

$$Q_{ss} = \alpha l \left\{ \frac{2}{3} \alpha^2 f_c + 0.5 \alpha_1 f_t (\rho_w - 0.002) \right\}$$

$$\text{ただし、} \alpha = \left( \frac{l}{\alpha_0} \right) \text{ かつ } (1 \leq \alpha \leq 2)$$

$Q_{ss}$  : 短期許容せん断力

$\alpha$  : 係数

$f_c$  : コンクリートの短期許容せん断応力度

$\alpha_1 f_t$  : せん断補強筋の短期許容引張応力度

$\rho_w$  : せん断補強筋比

$\alpha^2$  : せん断スパン比  $l/M/(Q \cdot d)$  による調整係数

$M$  : 建築外壁に生じる曲げモーメント

$Q$  : 建築外壁に生じるせん断力

## 2.4 評価方法

### (1) 建家外壁の健全性評価

建家外壁は上下階のスラブで拘束されているため、両端固定の一方向版として検討することとし、単位幅による評価を基本とする。

各荷重の組合せに対して、対象とする建家外壁に生じる応力を算定し、短期許容せん断力 ( $Q_{AS}$ ) との比較を行う。

#### ① ケース1 (浮力+余震+水圧)

##### a. 余震の慣性力による応力

余震の慣性力による応力は下式により算定する。

余震による曲げモーメント  $Me'$

$$Me' (\text{中央}) = \frac{w_2 \cdot l^2}{24}$$

$$Me' (\text{下端}) = \frac{w_2 \cdot l^2}{12}$$

余震によるせん断力  $Qe'$

$$Qe' = \frac{w_2 \cdot l}{2}$$

$w_2$  : 余震による荷重

$$w_2 = \frac{\rho \cdot T \cdot a_{GR}}{g}$$

$\rho$  : 鉄筋コンクリートの単位体積重量

$T$  : 鉄筋コンクリート外壁の壁厚

$a_{GR}$  : 最大応答加速度

$l$  : 壁高さ

$g$  : 重力加速度

h. 津波浸水時の静水圧による応力

津波浸水時の静水圧による応力算定の考え方を図3-4-11に示す。台形分布荷重を三角形分布荷重と等分布荷重の応力の足し合わせにより求める。算定式を以下に示す。

静水圧による曲げモーメント $M_w$

$$M_w = M_s + M_e$$

$M_s$  : 三角形分布荷重による曲げモーメント

$M_e$  : 等分布荷重による曲げモーメント

三角形分布荷重による曲げモーメント算定式

$$M_s \text{ (中央)} = 0.043l \left\{ \rho_w \frac{l^2}{2} \right\}$$

$$M_s \text{ (下端)} = \frac{l}{10} \left\{ \rho_w \frac{l^2}{2} \right\}$$

等分布荷重による曲げモーメント算定式

$$M_e \text{ (中央)} = \rho_w (h' - h_0) \frac{l^4}{24}$$

$$M_e \text{ (下端)} = \rho_w (h' - h_0) \frac{l^4}{12}$$

静水圧によるせん断力 $Q_w$

$$Q_w = Q_s + Q_e$$

$Q_s$  : 三角形分布荷重によるせん断力

$Q_e$  : 等分布荷重によるせん断力

三角形分布荷重によるせん断力算定式

$$Q_s = \frac{7}{10} \left\{ \rho_w \frac{l^2}{2} \right\}$$

等分布荷重によるせん断力算定式

$$Q_e = \rho_w (h' - h_b) \frac{l}{2}$$

$l$  : 壁高さ

$h_b$  : 仮し土り  $m$  から上階のスタブ下縁までの高さ

$h'$  : 浮力算定用津波高さ

$\rho_w$  : 海水の単位体積重量

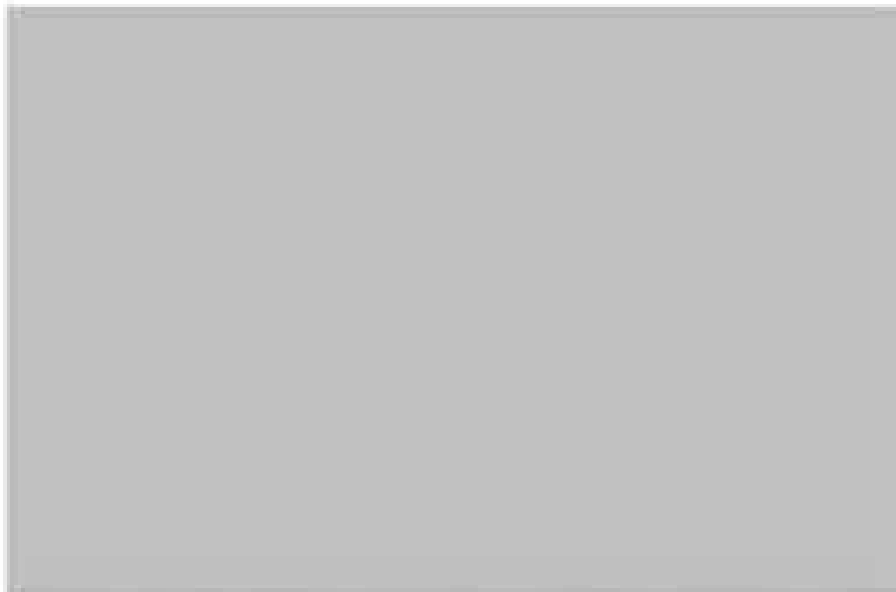


図 3-4-1 建築外壁の津波浸水時の静水圧による応力算定の考え方

c. 津波浸水時の動水圧による応力

津波浸水時の動水圧による応力算定の考え方を図3-4-2に示す。算定式を以下に示す。

動水圧による曲げモーメント $M_W'$

$$M_W' = M_S' + M_E'$$

$M_S'$  : 平方根分布荷重による曲げモーメント

$M_E'$  : 等分布荷重による曲げモーメント

平方根分布荷重による曲げモーメント算定式

$$M_S' \text{ (中央)} = 2 \cdot P_1 \cdot h_1^2 \cdot (l - h_1)^2 / l^3$$

$$M_S' \text{ (下端)} = P_1 \cdot h_2 \cdot (l - h_1)^2 / l^3$$

$M_S'$  (中央) : 中央の平方根分布荷重による曲げモーメント

$M_S'$  (下端) : 下端の平方根分布荷重による曲げモーメント

$$P_1 = \frac{7}{8} \rho_w k_h \sqrt{H'} \times \int_{l-h_1}^{l-h_2} (\sqrt{x} - \sqrt{H' - h_1}) dx$$

$P_1$  : 平方根分布の合力

$l$  : 壁高さ

$h_1$  :  $h_2$ から平方根分布荷重の重心位置までの高さ  
( $l = 1.99 \text{ m}$ の場合、 $h_1 = 1.07 \text{ m}$ )

$\rho_w$  : 海水の単位体積重量

$k_h$  : 水平震度

$H'$  : 応力算定用津波高さ

$h_2$  :  $l$ より $0.9 \text{ m}$ から対流層の体面上端までの高さ

$x$  : 水面からの浸水深

$h_c$  :  $l$ より $0.9 \text{ m}$ から上階のスラブ下端までの高さ

等分布荷重による曲げモーメント算定式

$$M_E \text{ (中央)} = \frac{7}{8} \rho_w k_h \sqrt{H' \cdot (H' - h_1)} \times \frac{l^3}{24}$$

$$M_E \text{ (下端)} = \frac{7}{8} \rho_w k_h \sqrt{H' \cdot (H' - h_1)} \times \frac{l^3}{12}$$

動水圧によるせん断力 $Q_w^s$

$$Q_w^s = Q_s^s + Q_e$$

$Q_s^s$  : 平方根分布荷重によるせん断力

$Q_e$  : 等分布荷重によるせん断力

平方根分布荷重によるせん断力算定式

$$Q_s^s = \gamma_s \cdot (t - h_s)^2 \cdot (2 \cdot h_s + t) / 6$$

等分布荷重によるせん断力算定式

$$Q_e = \frac{7}{8} \rho_w h_w \sqrt{h' \cdot (h' - h_s)} \times \frac{t}{2}$$



図 3-4-2 建築外壁の津波浸水時の動水圧による応力算定の考え方

② ケース2 (圧力+余震)

余震による応力は「①ケース」(浮力+余震+水圧) a. 余震の慣性力による応力」と同様に算定する。

a. 圧力による応力

圧力による曲げモーメント及びせん断力の算定の考え方を、図3-13に示す。台形分布荷重を、三角形分布荷重と等分布荷重の応力の足し合わせにより求める。算定式を以下に示す。

圧力による曲げモーメント $M_B$

$$M_B = M_x + M_e$$

$M_x$  : 三角形分布荷重による曲げモーメント

$M_e$  : 等分布荷重による曲げモーメント

三角形分布荷重による曲げモーメント算定式

$$M_x \text{ (中央)} = 0.0432 \left\{ \rho_s \frac{l^2}{2} \right\}$$

$$M_x \text{ (下端)} = \frac{1}{10} \left\{ \rho_s \frac{l^2}{2} \right\}$$

等分布荷重による曲げモーメント算定式

$$M_e \text{ (中央)} = \rho_s (b_T - b_B) \frac{l^2}{24}$$

$$M_e \text{ (下端)} = \rho_s (b_T - b_B) \frac{l^2}{12}$$



風力によるせん断力 $Q_R$

$$Q_R = Q_H + Q_E$$

$Q_H$  : 三角形分布荷重によるせん断力

$Q_E$  : 等分布荷重によるせん断力

三角形分布荷重によるせん断力算定式

$$Q_H = \frac{7}{10} \left\{ \rho_w \frac{l^2}{2} \right\}$$

等分布の荷重によるせん断力算定式

$$Q_E = \rho_w (h_T - h_B) \frac{l}{2}$$

$l$  : 壁高さ

$h_B$  : 風上土留 $a$ から上階スラブ下縁までの高さ

$h_T$  : 水深係数 ( $\alpha$ )  $\times$  風力算定明津波高さ ( $Q_t$ )

$\rho_w$  : 海水の単位体積重量



図 3-4-3 建家外壁の風力による応力算定の考え方

③ ケース3 (圧力+漂流物衝突荷重)

圧力による応力は「②ケース2 (圧力+余震) a. 圧力による応力」と同様に見定する。

a. 漂流物の衝突による応力

漂流物衝突荷重の作用位置は、検討内容に応じて保守的となるように設定する。

図3-4-4に漂流物衝突荷重の作用位置設定の考え方を示す。

漂流物衝突荷重は、部材端部の曲げ検討時には部材下端部から壁高さの1/3の位置に、部材中央の曲げ検討時には中央に作用させる。

せん断検討時には、対象部材の端部に作用させる。

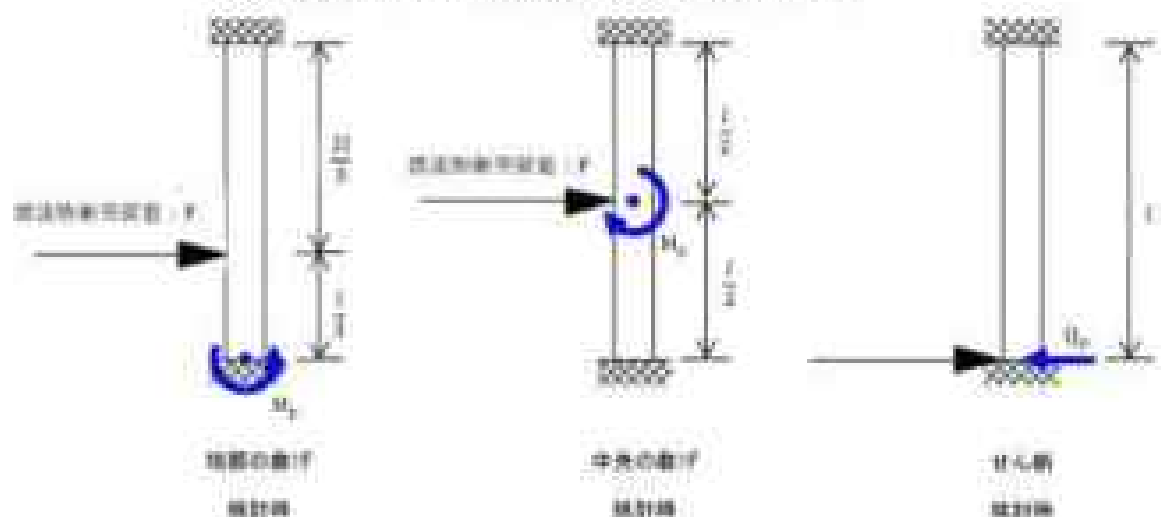


図 3-4-4 漂流物衝突荷重の作用位置設定の考え方

漂流物衝突荷重による応力は下式により算定する。

漂流物衝突荷重による曲げモーメント Mp

$$M_p (\text{下端}) = \frac{4Pl}{27}$$

$$M_p (\text{中央}) = \frac{Pl}{8}$$

P : 漂流物衝突荷重

l : 壁高さ

漂流物衝突荷重によるせん断力 Qp

$$Q_p = P$$

④ 開口部周辺の応力評価

開口部周辺の外壁について、壁補強による開口幅変更を考慮した有効負担幅により評価を行う。

各荷重の組合せ荷重による応力は、単位幅の外壁の荷重に荷重増分係数を乗じて算定する（添付物産実荷重を除く。）。

エ. 有効負担幅

外壁の両側が開口部に接する外壁については、開口部間の外壁の幅を有効負担幅とする。

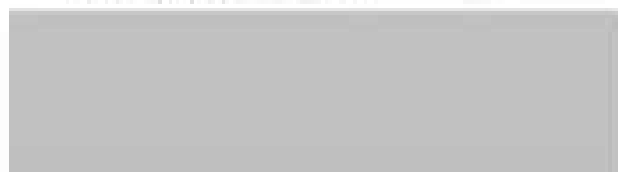
外壁の片側が開口部に接する外壁については、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」を踏まえ、開口幅から壁厚さの2倍の範囲を有効負担幅とする。

カ. 荷重増分係数

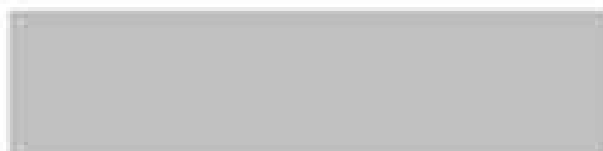
開口部を有する外壁の荷重増分係数の考え方を図2-4-5に示す。

荷重増分係数は、単位幅の外壁に対する有効負担幅と開口幅の1/2との和の比率とする。

1階（南側）B-1a部：



1階（南側）B-1b部：



△：荷重増分係数

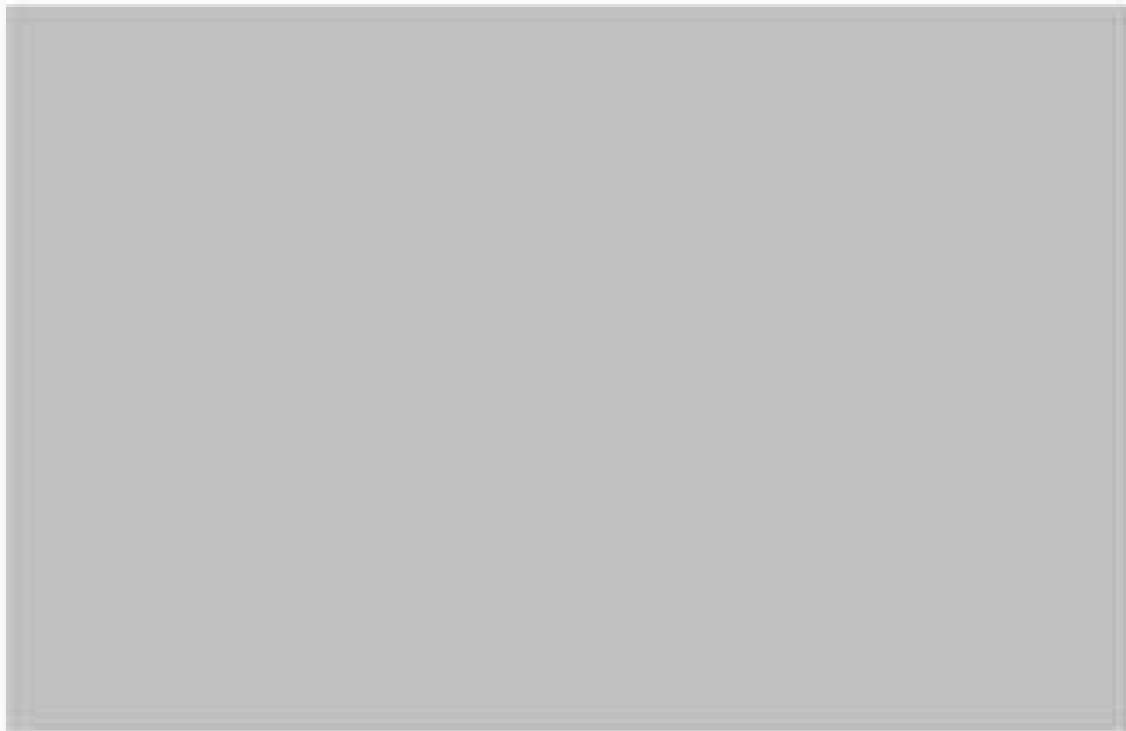


図 3-4-5 ■■■■■ 外壁の養生積分係数の考え方 (1階外壁南面)

## 4. 評価条件

### 4.1 各ケース共通評価条件

各ケースの評価に用いる共通の評価条件を表4-1-1に示す。

表4-1-1 各ケース共通評価条件

記号	定義	数値	単位
$l$	壁高さ	3.99 <sup>※1</sup>	m
$T$	鉄筋コンクリート外壁の既存壁厚	0.6	m
—	鉄筋コンクリート外壁の既存壁筋	R235D50D	—
—	鉄筋コンクリート外壁の B-1a、B-1b ( ) の既存開口補強筋	B-1a 1階外壁南面 ( ) : R235	
—		B-1b 1階外壁南面 ( ) : R235	
—	鉄筋コンクリート外壁の補強壁筋	R235D50D	—
$\rho$	鉄筋コンクリートの単位体積重量	24.0	kN/m <sup>3</sup>
$\rho_0$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$h'$	浮力算定用津波高さ <sup>※2</sup>	7.0	m
$h$	波力算定用津波高さ <sup>※2</sup>	4.1	m
$\alpha$	水深係数 <sup>※3</sup>	2	—
$h_T$	水深係数×波力算定用津波高さ	18.2	m
$k_h$	水平減衰 <sup>※4</sup>	0.5	—
$\alpha_{10}$	最大応答加速度 <sup>※5</sup>	5.0	m/s <sup>2</sup>

※1 別添6-1-3-1「Ⅲ 入力津波の設定」

浮力算定用津波高さ：入力津波の最高水位

波力算定用津波高さ：進行波による津波高さ

※2 津波避難ビル等の構造上の要件の解説（国総研資料第472号、平成24年）

※3 別添6-1-3-2「Ⅱ 余震による地震応答解析」

※4 1階外壁南面の評価部位B-1a部の壁高さは、床増打補強により4.19mを3.99mとする。

#### 4.2 ケース1（浮力・余震・水圧）の評価条件

ケース1（浮力・余震・水圧）検討時の評価に用いる条件を表4-3-1に示す。

表4-3-1 ケース1（浮力・余震・水圧）の評価条件

記号	定義	数値	単位
建家外壁評価の諸元			
評価部位：F-1a：1階外壁南面（  ）			
$k$	荷重増分係数	2.200	—
$M_{e1}^*$	余震による曲げモーメント	49.3	kN・m
$M_{w1}^*$	静水圧による曲げモーメント	213.9	kN・m
$M_{w2}^*$	動水圧による曲げモーメント	122.4	kN・m
$Q_{e1}^*$	余震によるせん断力	74.1	kN
$Q_{w1}^*$	静水圧によるせん断力	344.9	kN
$Q_{w2}^*$	動水圧によるせん断力	173.1	kN
評価部位：F-1b：階外壁南面（  ）			
$k$	荷重増分係数	2.575	—
$M_{e1}^*$	余震による曲げモーメント	37.6	kN・m
$M_{w1}^*$	静水圧による曲げモーメント	190.6	kN・m
$M_{w2}^*$	動水圧による曲げモーメント	109.1	kN・m
$Q_{e1}^*$	余震によるせん断力	56.6	kN
$Q_{w1}^*$	静水圧によるせん断力	307.3	kN
$Q_{w2}^*$	動水圧によるせん断力	154.3	kN

#### 4.3 ケース2（波力+余震）の評価条件

ケース2（波力+余震）検討時の評価に用いる条件を表4-3-1に示す。

表4-3-1 ケース2（波力+余震）の評価条件

記号	定義	数値	単位
建家外壁評価の諸元			
評価部位：B-1a（1階外壁南面（  ））			
$k$	荷重増分係数	2.800	—
$M_B$	波力による曲げモーメント	628.3	kN・m
$M_E'$	余震による曲げモーメント	49.3	kN・m
$Q_B$	波力によるせん断力	108.0	kN
$Q_E'$	余震によるせん断力	74.1	kN
評価部位：B-1b（1階外壁南面（  ））			
$k$	荷重増分係数	2.575	—
$M_B$	波力による曲げモーメント	558.8	kN・m
$M_E'$	余震による曲げモーメント	37.6	kN・m
$Q_B$	波力によるせん断力	102.5	kN
$Q_E'$	余震によるせん断力	66.6	kN

#### 4.4 ケース3（波力・漂流物衝突荷重）の評価条件

ケース3（波力・漂流物衝突荷重）検討時の評価に用いる条件を表4-4-1に示す。

表4-4-1 ケース3（波力・漂流物衝突荷重）の評価条件

記号	定義	数値	単位
建外壁評価の諸元			
評価節点：B-1a（1階各壁面）			
$k$	荷重増分係数	2.890	—
$M_B$	波力による曲げモーメント	629.3	kN・m
$M_D$	漂流物による曲げモーメント	1.7	kN・m
$Q_B$	波力によるせん断力	909.0	kN
$Q_D$	漂流物によるせん断力	2.8	kN
評価節点：B-1b（1階各壁面）			
$k$	荷重増分係数	2.573	—
$M_B$	波力による曲げモーメント	559.8	kN・m
$M_D$	漂流物による曲げモーメント	1.7	kN・m
$Q_B$	波力によるせん断力	602.5	kN
$Q_D$	漂流物によるせん断力	2.8	kN





## 5. 評価結果

### 5.1 ケース1（浮力＋余震＋水圧）の強度評価結果

ケース1（浮力＋余震＋水圧）に対する建家外壁の健全性評価結果を表5-1-1に示す。補強した1階外壁南面（）の応力は、評価対象部位のB-1a、B-1bともに短期許容応力以下であることを確認した。

表5-1-1 建家外壁の評価結果ケース1（浮力＋余震＋水圧）



評価対象部位		短期許容モーメント $M_a$ (kN・m)	応力モーメント $M$ (kN・m)	検定比 $M/M_a$
B-1a 1階外壁南面		982.2	385.6	0.40
B-1b 1階外壁南面		677.5	307.3	0.50



評価対象部位		短期許容せん断力 $Q_{allow}$ (kN)	せん断力 $Q$ (kN)	検定比 $Q/Q_{allow}$
B-1a 1階外壁南面		1265.8	392.1	0.46
B-1b 1階外壁南面		1222.1	518.2	0.42

5.2. ケース2（耐力+余震）の強度評価結果

ケース2（耐力+余震）に対する建家外壁の健全性評価結果を表5-2-1に示す。補強した1階外壁南面（）の応力は、評価対象部位のB-1a、B-1bともに恒期許容応力以下であることを確認した。

表5-2-1 建家外壁の評価結果ケース2（耐力+余震）



評価対象部位		恒期許容曲げモーメント $M_a$ (kN・m)	曲げモーメント $M$ (kN・m)	検定比 $M/M_a$
B-1a 1階外壁南面		902.2	677.5	0.75
B-1b 1階外壁南面		677.5	597.4	0.88


評価対象部位		恒期許容せん断力 $Q_{as}$ (kN)	せん断力 $Q$ (kN)	検定比 $Q/Q_{as}$
B-1a 1階外壁南面		1285.8	1042.1	0.81
B-1b 1階外壁南面		1222.1	919.1	0.75

### 5.3 ケース3（風力+漂流物衝突荷重）の強度評価結果

ケース3（風力+漂流物衝突荷重）に対する建家外壁の健全性評価結果を図5-3-1に示す。補強した1階外壁南面（)の応力は、評価対象部位のB-1a、B-1bともに短期許容応力以下であることを確認した。

表5-3-1 建家外壁の評価結果ケース3（風力+漂流物衝突荷重）

評価対象部位		短期許容曲げモーメント $M_a$ (kN・m)	曲げモーメント $M$ (kN・m)	検定比 $M/M_a$
B-1a 1階外壁南面		902.2	629.9	0.69
B-1b 1階外壁南面		677.5	561.4	0.83

評価対象部位		短期許容仕入断力 $Q_{ad}$ (kN)	仕入断力 $Q$ (kN)	検定比 $Q/Q_{ad}$
B-1a 1階外壁南面		1285.8	970.5	0.76
B-1b 1階外壁南面		1223.1	865.3	0.71

#### 5.4 評価のまとめ

高耐震性能評価基準 (HKB) は、ケース1 (浮力+余震+水圧)、ケース2 (波力+余震) 及びケース3 (波力+漂流物衝突荷重) の荷重条件に対して、建家外壁の検定比は最大0.88であり、許容限界 (短期許容応力) 以下であることを確認した。

別添 6-1-3-3

ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟の  
廃止措置計画用設計津波  
に対する津波影響評価に関する説明書

## 1. ガラス強化技術開発施設(TVF)ガラス強化技術開発棟の津波防護に関する施設の設計方針

### 1. 概要

本資料は、別添6-1-3-1「1-1 耐津波設計の基本方針」に基づき、ガラス強化技術開発施設(TVF)ガラス強化技術開発棟の津波防護に関する施設・設備の分類、要求機能及び性能目標を明確にし、各施設・設備の機能設計及び構造強度設計に関する設計方針について説明するものである。

### 2. 設計の基本方針

ガラス強化技術開発施設(TVF)ガラス強化技術開発棟に影響を及ぼす可能性がある浸水構造物内用設計津波(以下「設計津波」という。)の発生により、別添6-1-3-1「1-1 耐津波設計の基本方針」にて設定する設計津波から防護する設備がその安全機能を維持するために必要な機能を損なうおそれがないようにするため、津波防護に関する施設を設置する。津波防護に関する施設は、別添6-1-3-1「Ⅲ. 入力津波の設定」で設定する入力津波に対して、その機能が維持できる設計とする。

津波防護に関する施設の設計に当たっては、津波防護対策を実施する目的や施設の分類を踏まえて、施設分類ごとの要求機能を整理するとともに、施設ごとに機能設計上の性能目標及び構造強度設計上の性能目標を定める。

津波防護に関する施設の構造強度設計上の性能目標を達成するため、施設ごとに設計方針を示す。

津波防護に関する施設の設計フローを図2-1に示す。

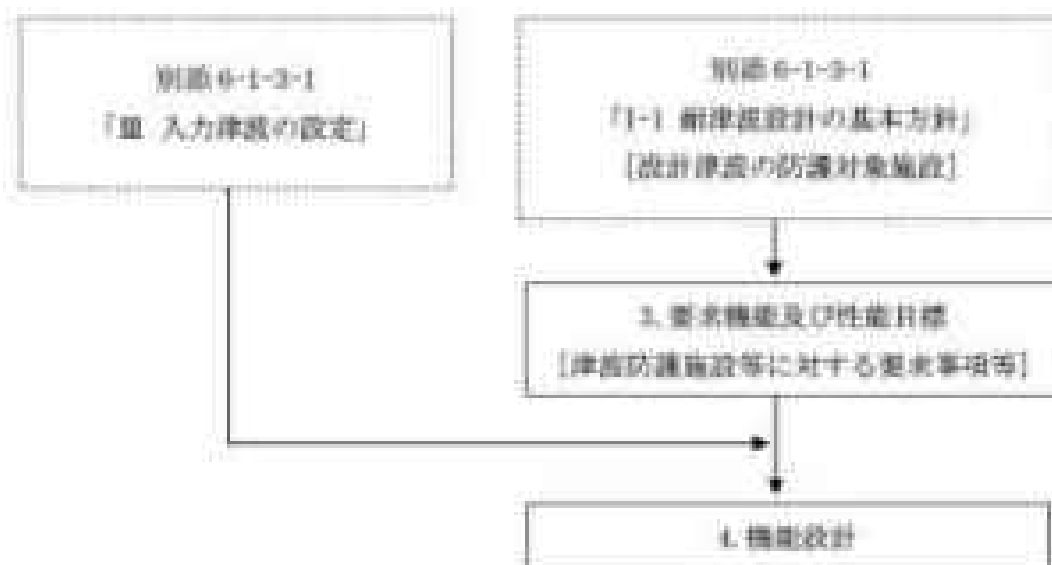


図2-1. 施設の設計フロー

## 3. 要求機能及び性能目標

津波防護対策を実施する目的は、設計津波から防護する設備の安全機能が損なわれるおそれがないこととする。また、施設の種類については、設計津波の津波防護施設、設計津波の浸水防止設備、漂流物の影響防止施設及び設計津波海上状況等監視設備に分類する。

設計津波の遡上高の敷地への浸水、余震及びガラス強化技術開発施設（TR）ガラス強化技術開発棟へ到達する可能性のある漂流物の調査結果を踏まえ、施設分類ごとの要求機能を整理するとともに、施設分類ごとの構造設計上の性能目標及び構造準度上の性能目標を定める。

### (1) 施設分類

#### a. 設計津波の津波防護施設

ガラス強化技術開発施設（TR）ガラス強化技術開発棟の建家外壁は、設計津波の建家内への浸水に対する障壁となることから、建家外壁等を設計津波の津波防護施設と位置づける。

#### b. 設計津波の浸水防止設備

設計津波の津波防護施設である建家外壁の開口部には、設計津波の建家内への浸水を防止するため、浸水防止扉を設置していることから、浸水防止扉を設計津波の浸水防止設備と位置づける。

#### c. 漂流物の影響防止施設

別添の「3-2「1」高放射線照射貯蔵場（WR）の津波防護に関する施設の設計方針と要求機能及び性能目標」と同様である。

#### d. 設計津波海上状況等監視設備

別添の「3-2「1」高放射線照射貯蔵場（WR）の津波防護に関する施設の設計方針と要求機能及び性能目標」と同様である。

### (2) 施設の配置

津波防護に関する施設について、設計津波の津波防護施設、設計津波の浸水防止設備、漂流物の影響防止施設及び設計津波海上状況等監視設備の配置を図3-1に示す。なお、漂流物の影響防止施設の配置については、津波漂流物防護種の詳細設計を踏まえ令和3年1月に受渡す。



敷地内の上昇手段の状況及び避難経路等を踏まえ津波発生時の避難の配置を検討する。

図 3-1 津波防護に関する施設の配置 (1/4)





図3-4 津波防護に関する施設配置(2/4)

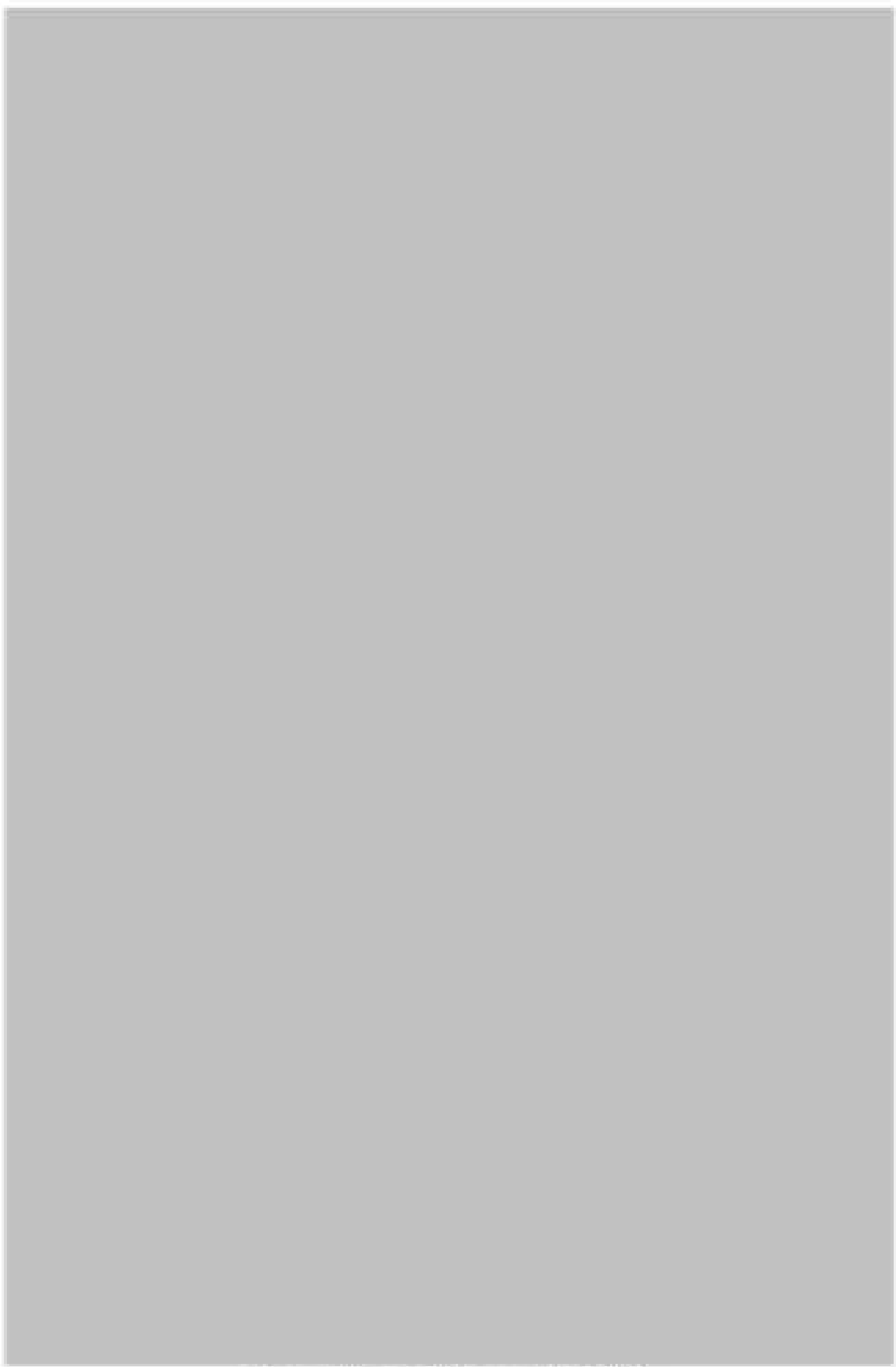


図 3-1 岸壁防護に関する電柱の配置 (3/6)

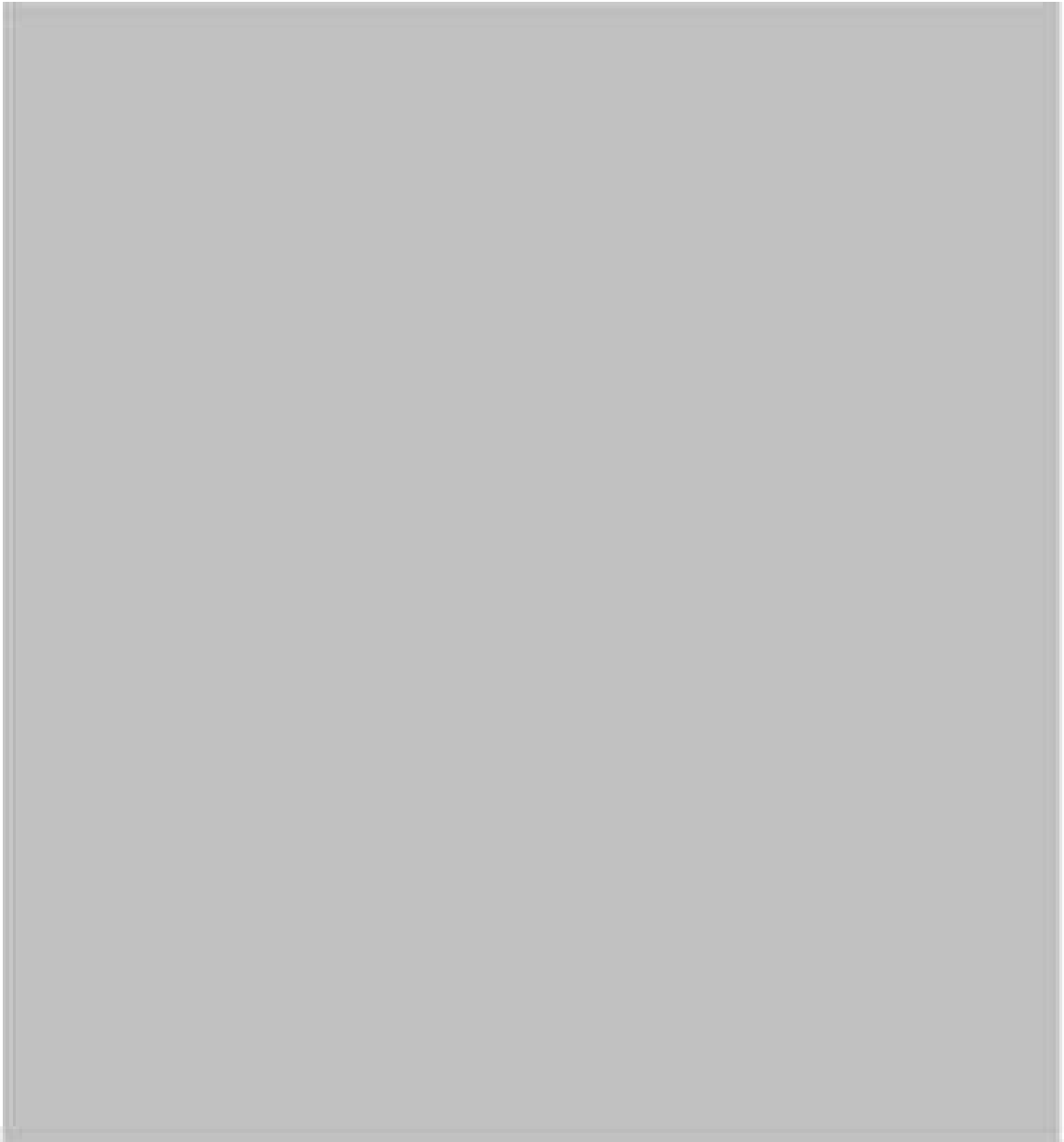


図 3-1 津波防護に関する施設の配置 (4/4)

## 3.1 設計律法の律法防護施設

### (1) 施設

- ① ガラス固定化技術開発施設 (TV) ガラス固定化技術開発棟の建築外壁

### (2) 構造構成

設計律法の律法防護施設は、入力律法に対し、余震、漂流物の影響低減施設によって補強される船舶等の大きな漂流物を除く漂流物（以下「建築設計用漂流物」という。）の衝突、風及び積雪による荷重を適切に組み合わせて考慮した場合においても、設計律法による建築内への浸水を防止できるよう設計する。

### (3) 性能目標

- ① ガラス固定化技術開発施設 (TV) ガラス固定化技術開発棟の建築外壁

ガラス固定化技術開発施設 (TV) ガラス固定化技術開発棟の建築外壁は、設計律法の遇上部に対し、余震、建築設計用漂流物の衝突、風及び積雪による荷重を適切に組み合わせて考慮した場合においても、想定される律法高さに余裕を考慮した高さまで止水性を保持することを構造設計上の性能目標とする。

当該建築外壁は、岩盤に支持される鉄骨鉄筋コンクリート製の基礎と鉄骨鉄筋コンクリート製の躯体で構成する。律法部の再使用性を考慮し、想定する荷重に対し、主要な構造部材が構造健全性を保持する設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。

また、②1 トレーズは、設計律法の遇上部に対し、余震を考慮した場合においても、想定される律法高さに余裕を考慮した高さまで止水性を保持することを構造設計上の性能目標とする。

これら ②1 トレーズは、鉄筋コンクリート製の躯体で構成する。律法部の再使用性を考慮し、想定する荷重に対し、主要な構造部材が構造健全性を保持することを構造強度設計上の性能目標とする。

さらに、設計律法に対し、当該建築の外壁貫通部を介して浸水することを防止するため、当該建築の外壁貫通部の設置箇所想定される律法高さに余裕を考慮した高さに対する止水性を保持することを構造設計上の性能目標とする。

## 3.2 設計律表の浸水防止設備（浸水防止扉）

### (1) 構造

- a. ガラス強化技術開発施設（TFP）ガラス強化技術開発棟（ ）の片開きスイング扉
- b. ガラス強化技術開発施設（TFP）ガラス強化技術開発棟（ ）の片開きスイング扉
- c. ガラス強化技術開発施設（TFP）ガラス強化技術開発棟（ ）の片開きスイング扉
- d. ガラス強化技術開発施設（TFP）ガラス強化技術開発棟（ ）の片開きスイング扉
- e. ガラス強化技術開発施設（TFP）ガラス強化技術開発棟（ ）の片開きスイング扉
- f. ガラス強化技術開発施設（TFP）ガラス強化技術開発棟（ ）の片開きスイング扉
- g. ガラス強化技術開発施設（TFP）ガラス強化技術開発棟（ ）の片開き扉
- h. ガラス強化技術開発施設（TFP）ガラス強化技術開発棟（ ）の閉止板（構造角落し）
- i. ガラス強化技術開発施設（TFP）ガラス強化技術開発棟（ ）の閉止板（構造角落し）
- j. ガラス強化技術開発施設（TFP）ガラス強化技術開発棟（ ）の閉止板（構造角落し）
- k. ガラス強化技術開発施設（TFP）ガラス強化技術開発棟（ ）の閉止板（構造角落し）

### (2) 要求機能

浸水防止設備は、入力側面に対し、余震、標準設計用震度物の衝突、風及び積雪による荷重を適切に組み合わせて考慮した場合においても、設計律表による棟外壁の開口部からの浸水を防止できるように設計する。

### (3) 性能目標

浸水防止設備の扉枠と扉の接触面は、止水ゴムを施工し、接触面からの浸水を防止する構造とする。設計律表の上表皮に対し、余震、標準設計用震度物の衝突、風及び積雪による荷重を適切に組み合わせて考慮した場合においても、当該扉を介して棟内に浸水することを防止するため、当該扉の設置箇所に想定される津波高さに余裕を考慮した高さまで止水性を保持することを構造設計上の性能目標とする。

浸水防止設備は、鋼製の扉を、扉枠を介して棟外壁開口部にアンカーボルト

で固定し、支持する構成とする。床版径の再使用性を考慮し、主要な構造部材が、想定する荷重に対し、構造健全性を保持することを構造検証設計上の技術目標とする。

### 3.3 塵埃物の影響防止施設

別添6-1-3-2「1 高放射性等放射線場（出典）の塵埃防護に関する施設の設計方針  
3.3 塵埃物の影響防止施設」と同様とする。

### 3.4 設計律表用上状況等監視設備

別添6-1-3-2「1 高放射性等放射線場（出典）の塵埃防護に関する施設の設計方針  
3.4 設計律表用上状況等監視設備」と同様とする。

## ④ 機能設計

別添書(1-3)「Ⅲ 入力津波の設定」で設定している入力津波に対し、「Ⅱ 要求機能及び性能目標」で設定している津波防護に関する施設の機能設計上の性能目標を達成するために、各施設の機能設計の方針を定める。

設計方針においては、止水装置等を確保する高さが設計津波の最大水位に対して、余裕を考慮した高さとなっていることを確認するため、高潮ヘザーの再現期間 100 年に対する期待値  $T.P.+1.44 \text{ m}$  と、期望平均満潮位  $T.P.+0.61 \text{ m}$  及び潮位のばらつき  $0.19 \text{ m}$  (別添書(1-3)「Ⅲ 入力津波の設定」表 3-11 の合計との差である  $0.69 \text{ m}$  を参照する裕度として設定する。

高潮ヘザーの再現期間 100 年に対する期待値については、観測地点「茨城港日立港区」における 40 年 (1971 年～2010 年) の潮位観測記録に基づき求めた最高潮位の超過発生確率を参照する。図 4-1 に観測地点「茨城港日立港区」における最高潮位の超過発生確率、表 4-1 に観測地点「茨城港日立港区」における 40 年 (1971 年～2010 年) の年最高潮位を示す。

なお、再修理施設では、東日本大震災後の緊急安全対策において、土木学会評価(原子力発電所の津波評価技術(平成 14 年))において岩崎に襲来すると想定した津波高さ(1.9 m)に、福島第一発電所に襲来した津波高さと土木学会評価が当該発電所付近に襲来すると想定した津波高さの差  $T.P.+0.3 \text{ m}$  を加えた高さ ( $T.P.+1.6 \text{ m}$ ) の津波が襲来すると想定し、ガラス鋼化繊維強化施設 (FRP) ガラス鋼化技術開発センターの浸水防止壁の設置等の対策を実施した。



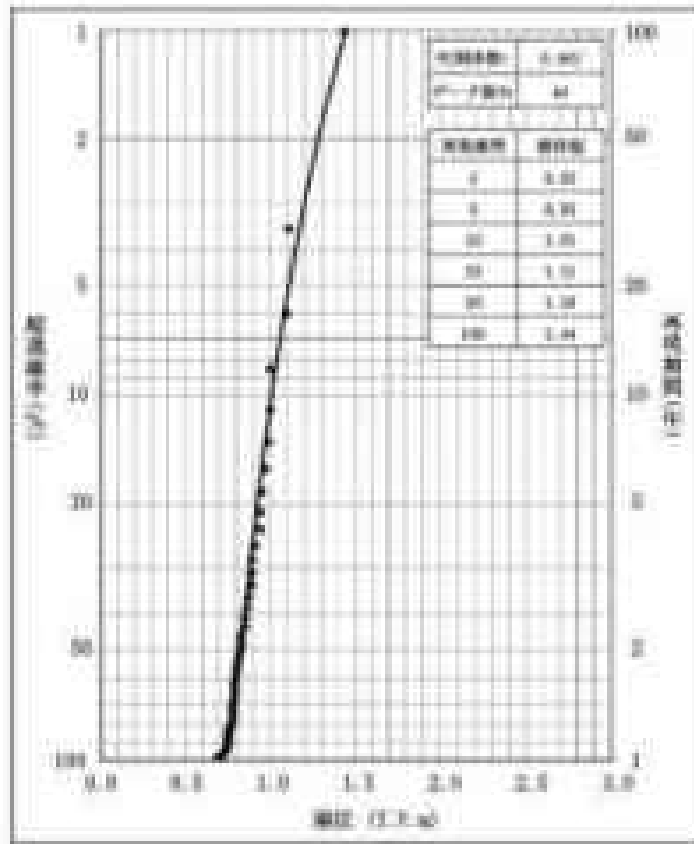


図4-1 観測地点「茨城湾日立湾区」における最高潮位時の潮流発生概要

表4-1 調査地域（茨城県日立地区）における40年（1971年～2010年）の年量変動

年	量	年量変動				
		増	減	増	減	増
1971	1000					
1972	1000					
1973	1000					
1974	1000					
1975	1000					
1976	1000					
1977	1000					
1978	1000					
1979	1000					
1980	1000					
1981	1000					
1982	1000					
1983	1000					
1984	1000					
1985	1000					
1986	1000					
1987	1000					
1988	1000					
1989	1000					
1990	1000					
1991	1000					
1992	1000					
1993	1000					
1994	1000					
1995	1000					
1996	1000					
1997	1000					
1998	1000					
1999	1000					
2000	1000					
2001	1000					
2002	1000					
2003	1000					
2004	1000					
2005	1000					
2006	1000					
2007	1000					
2008	1000					
2009	1000					
2010	1000					

## （イ）津波防護施設

津波防護施設は、「3. 要求機能及び性能目標」の「3.1 設計津波の津波防護施設（ロ）性能目標」で設定している機能設計上の性能目標を達成するために、以下の設計方針としている。

### （1）ガラス固化技術開発施設（TF）ガラス固化技術開発棟の建築外壁

機能設計上の性能目標を達成するため、岩盤に支持される鉄骨鉄筋コンクリート製の基礎と鉄骨鉄筋コンクリート製の躯体で構成される当該建築外壁は、設計津波の最大水位に作用する荷重を考慮した高さ（T.P.+12.8 m）を超える高さ（T.P.+14.4 m）までの止水性を保持する設計とする。

構造強度設計上の性能目標を達成するため、設計津波の面上部（波力算定標準波高さ：T.P.+12.8 m）に対して耐津波性を有する設計とする。発生する浮力については、設計津波の最高水位（浮力算定標準波高さ：T.P.+12.2 m）を考慮する。建築設計用波浪物による荷重は、津波造成物防護槽による効果を期待する。当該建築周辺の地盤は地盤改良による効果を期待する。

また、トレンチが鉄筋コンクリート製の躯体、鉄骨躯体で構成することにより、止水性を有する設計となっていること、建築外壁と当該躯体部の接続部からの漏水による影響及び漏水時の排水対策について確認する。（添付資料6-1-3-3-1「ガラス固化技術開発施設（TF）ガラス固化技術開発棟建築外壁部からの浸水の可能性について」）。

機能設計上の性能目標を達成するため、当該建築外壁の貫通部が、設計津波の最大水位に作用する荷重を考慮した高さ（T.P.+12.8 m）を超える高さ（T.P.+14.4 m）までシーラ材等での止水処置されていることを確認する。

また、構造強度設計上の性能目標を達成するため、当該建築外壁の貫通部の止水処置の有効性を模擬試験体による耐圧試験により確認する。試験に当たっては、模擬試験体の止水材厚さを外壁厚さに対し十分に保守的な厚さとするとともに、模擬試験体に作用させる水圧は、各外壁貫通部に作用する津波負圧を包絡するより十分に保守的に設定し、貫通部に対する止水処置の有効性を確認する。（添付資料6-1-3-3-1「ガラス固化技術開発施設（TF）ガラス固化技術開発棟建築外壁部からの浸水の可能性について」）。

#### 4.2 浸水防止設備（浸水防止層）

浸水防止設備（浸水防止層）は、「3. 基本機能及び性能目標」の「3.2 設計津波の浸水防止設備（浸水防止層）」（3）性能目標」で設定している構造設計上の性能目標を達成するために、以下の設計方針としている。

構造設計上の性能目標を達成するため、浸水防止層は十分な支持性能を有するガラス固定技術開発施設（TPF）ガラス固定技術開発棟の建築外壁に設置する扉枠との境界に水密ゴムを挿入して鋼製の扉を固定する構造とし、設計津波の最大水位に参照する水位を考慮した高さ（ $T.P.+12.8\text{ m}$ ）を超える高さ（ $T.P.+14.4\text{ m}$ ）まで健全性を保持する設計とする。

浸水防止層は、構造強度設計上の性能目標を達成するため、建築外壁と浸水防止層の扉枠との接続部は、設計津波の最大水位に参照する水位を考慮した高さ（ $T.P.+12.8\text{ m}$ ）を超える高さ（ $T.P.+14.4\text{ m}$ ）までシール材等での止水措置により健全性を有する設計とする。また、設計津波の遡上波（波力算定用津波高さ： $T.P.+12.3\text{ m}$ ）に対して耐津波性を有する設計とし、繰り返し発生する遡上波による圧力を考慮し健全性を保持する設計とする。

構造強度設計上の性能目標を達成するため、設計津波の遡上波（波力算定用津波高さ： $T.P.+12.3\text{ m}$ ）に対して耐津波性を有する設計とし、浸水防止層が、設計津波の遡上波による圧力を考慮し健全性を保持する設計であることをガラス固定技術開発施設（TPF）ガラス固定技術開発棟の外壁構造と合わせて令和3年1月までに確認する。

#### 4.3 燃焼物の影響防止施設

計画4-1-3-2「1 高放射性廃液貯蔵庫（HLL）の津波防護に関する施設の設計方針（3 燃焼物の影響防止施設）」と同様とする。

#### 4.4 津波監視設備

計画4-1-3-2「1 高放射性廃液貯蔵庫（HLL）の津波防護に関する施設の設計方針（4 津波監視設備）」と同様とする。

## II 余震による地震応答解析

### 1. 概要

本資料は、別添6-1-3-1「IV 耐津波設計における津波荷重と組合せる余震荷重」において設定した余震(以下「S4-B」という。)を用いたガラス強化技術開発施設(FP)ガラス強化技術開発棟の地震応答解析を説明するものである。この地震応答解析による応答値は、別添6-1-3-3「Ⅲ-1 設計津波に対する津波防護施設の強度評価」及び「Ⅲ-2 設計津波に対する浸水防止設備(浸水防止扉)の強度評価」における余震荷重として用いる。

敷地の解放基盤表面における S4-B の応答スペクトルを図 1-1 及び図 1-2 に、時刻歴波形を図 1-3 に示す。解放基盤表面は、3 浪速度が 0.7  $\text{km/h}$  以上である工区-203 区とする。

- 50%
- 阻止状態計測用設計領域の境界の区数に10%発生する可能性のある領域 47.9 Top-88 kg

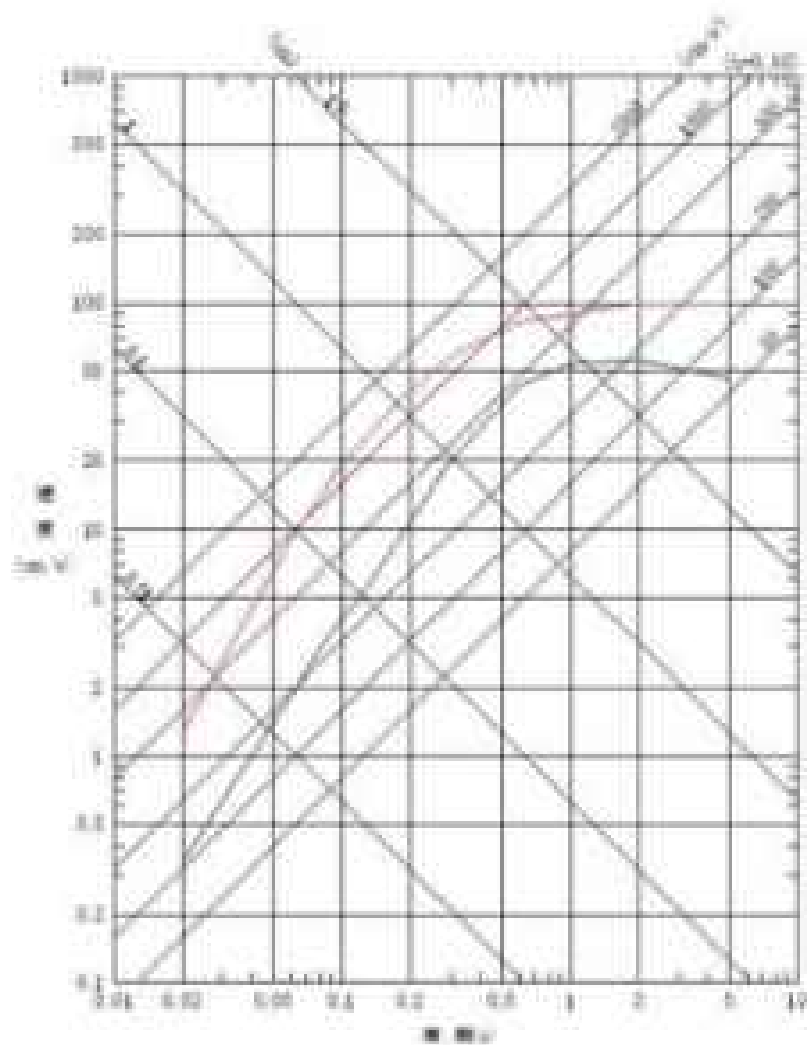


図 1-1 S10 の応答スペクトル (水平成分)

—— Si-O  
 —— 腐食試験結果が析出物の生成の過程に伴い発生する可溶性のある成分 (0.01  $\mu\text{g}/\text{cm}^2$ )

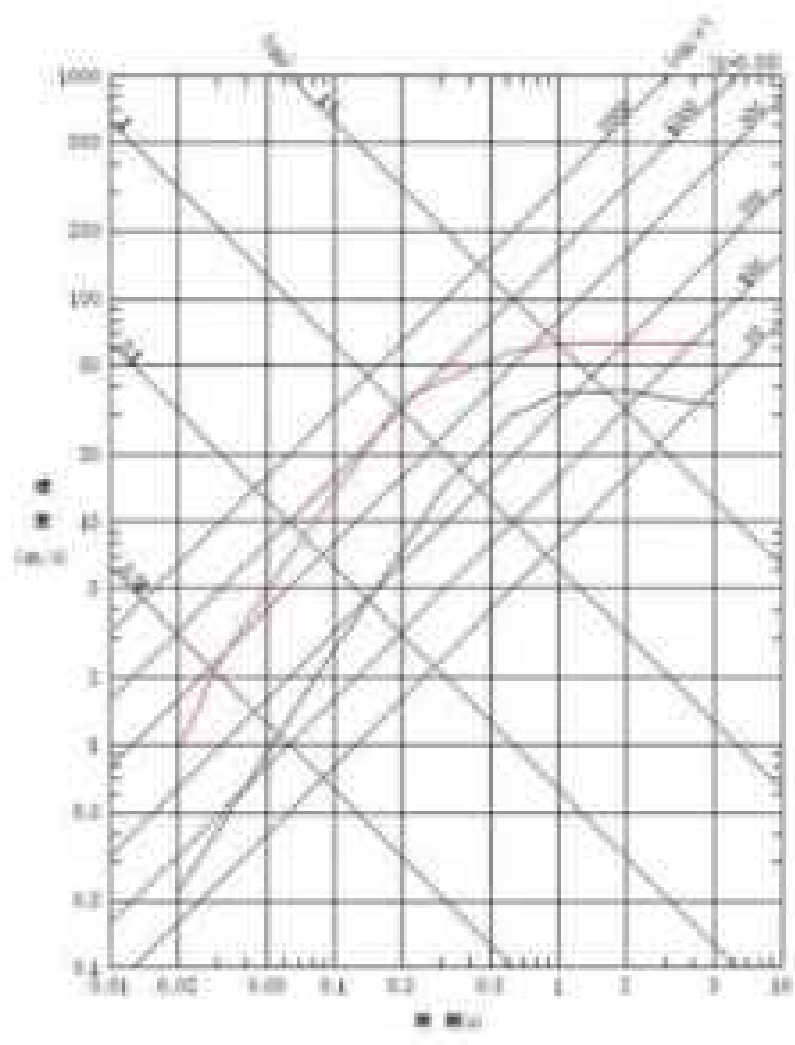
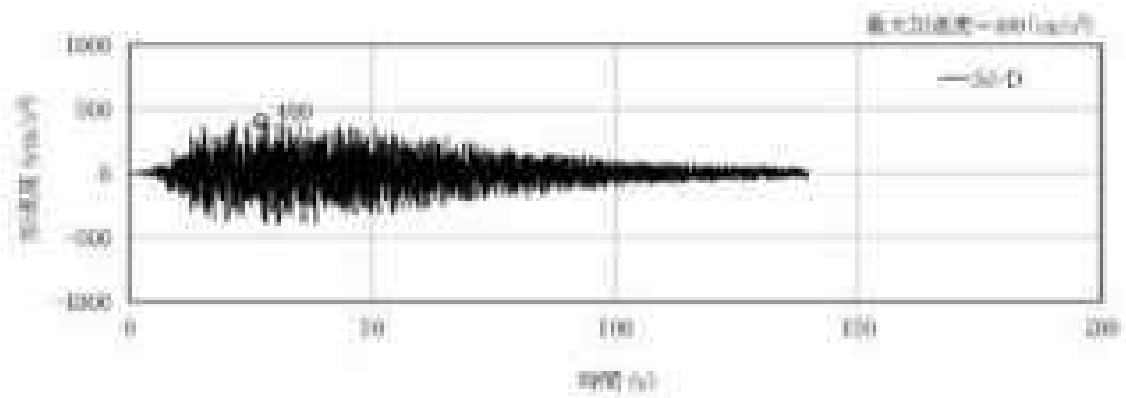
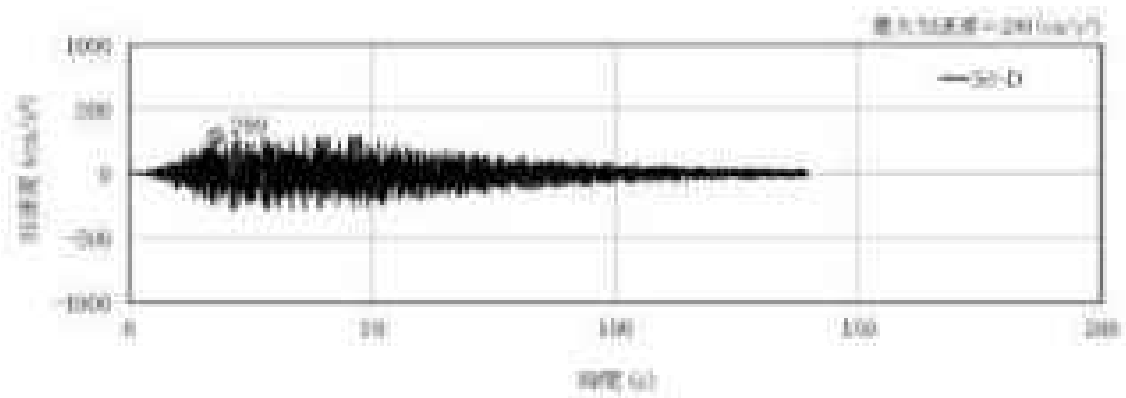


図1-2 Si-Oの応答スペクトル(析出成分)



(水平成分)



(鉛直成分)

図 1-3 S4-D の時間歴波形



## 2. 一般事項



### 2-1 位置

ガラス強化技術開発施設(TV)ガラス強化技術開発棟の位置を図 2-1-1 に示す。プラントノースと磁北方向の角度差は、 $35.7^\circ$  である。



図 2-1-1 ガラス強化技術開発施設(TV)ガラス強化技術開発棟の位置

## 2.2 構造概要

ガラス固化技術開発施設(TP)ガラス固化技術開発棟は、の長方形を成しておりの鉄骨鉄筋コンクリート造の建家である。基礎は、べた基礎とし、基礎地盤である久米層(砂質泥岩)に設置されている。

建家の代表的な平面図及び断面図を図2-2-1から図2-2-4までに、基礎地盤(久米層)の等高線図及び断面図を図2-2-5から図2-2-7までに示す。

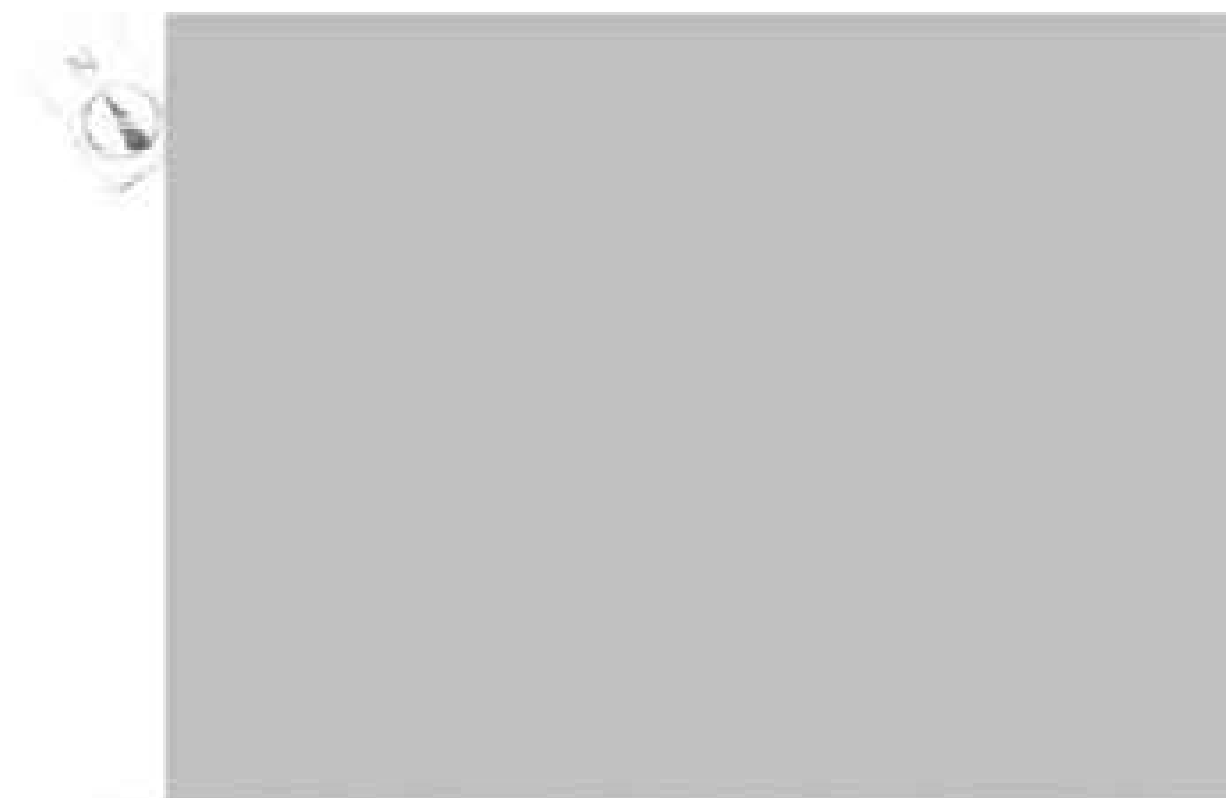


図 2-2-1 ガラス強化技術開発施設(TVF)ガラス強化技術開発棟平面図(地下2階)

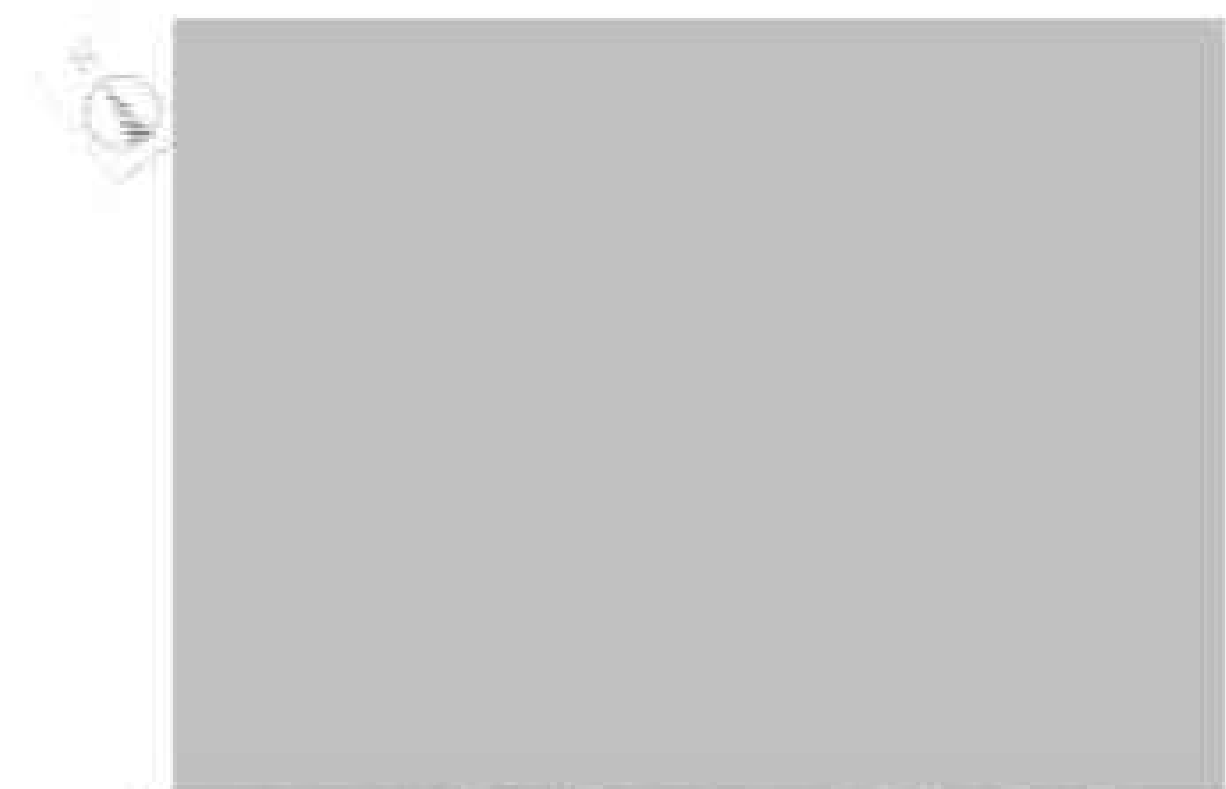


図 2-2-2 ガラス強化技術開発施設(TVF)ガラス強化技術開発棟平面図(3階)



図 2-2-3 ガラス固化技術開発施設 (TY) ガラス固化技術開発棟断面図 (NS 断面)



図 2-2-4 ガラス固化技術開発施設 (TY) ガラス固化技術開発棟断面図 (EW 断面)

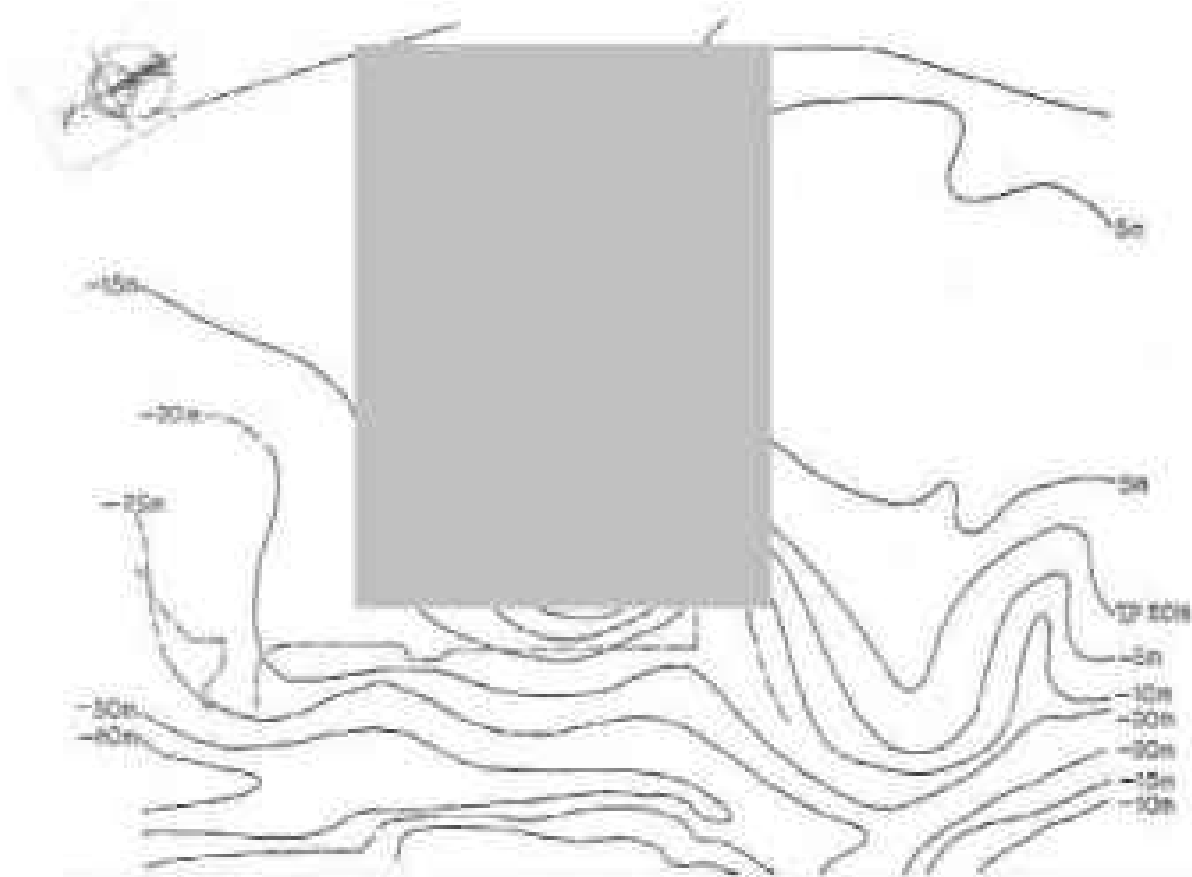


図2-2-5 基礎地盤(久米層)の等高線図

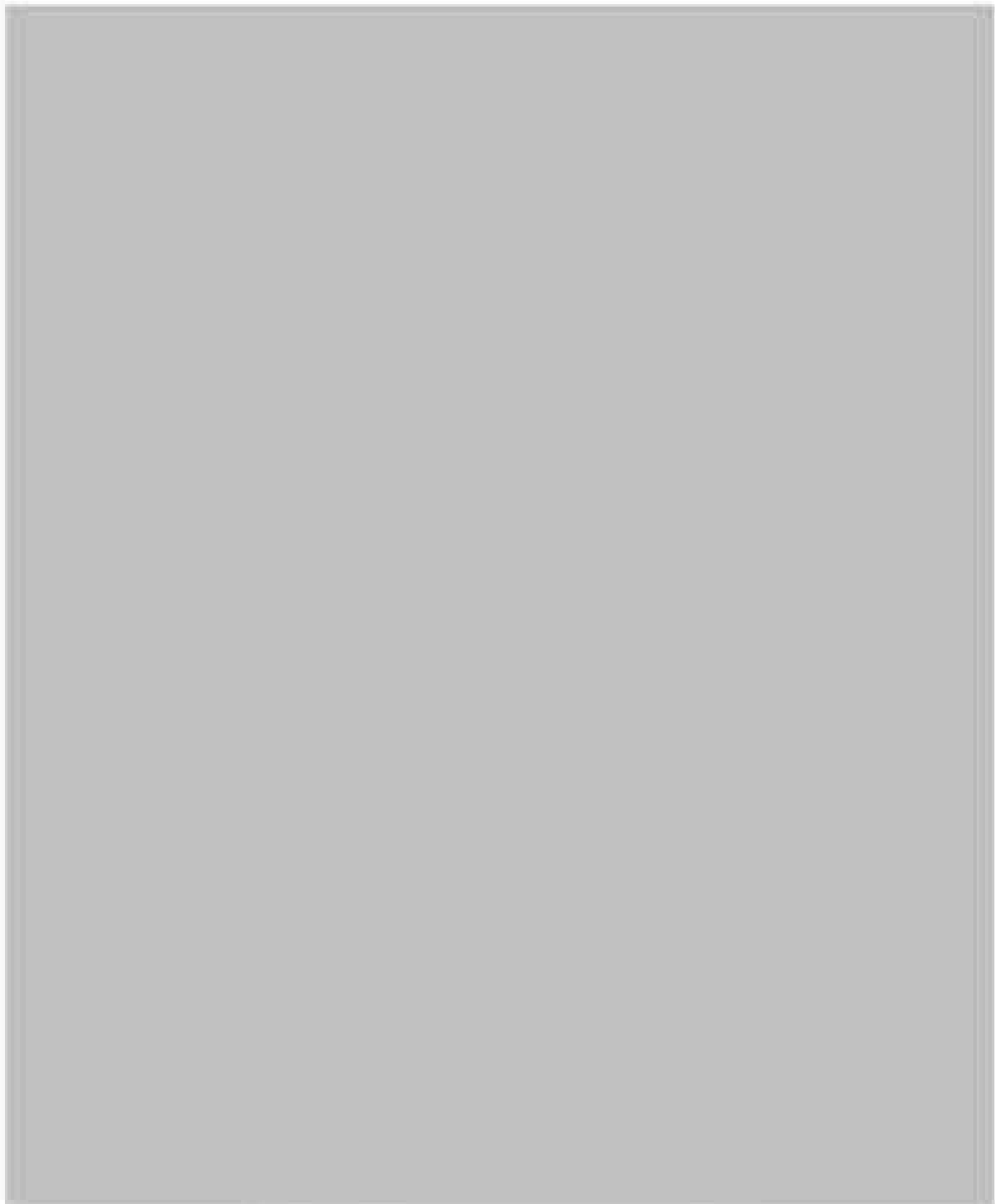


図2-2-6 基礎地盤(入床層)の断面図(その1)



図2-2-7 基礎地盤(久米層)の断面図(その2)

## 2.3 解析方針

地震応答解析は、SEIを用いて建物・構築物の形状、構造特性等を考慮した質点系の解析モデルを水平(XS、EW)方向及び鉛直(DI)方向ごとに設定し実施する。

地震応答解析による応答値は、別添6-1-3-3「Ⅲ-1 設計津波に対する津波防護施設の強度評価」及び「Ⅲ-2 設計津波に対する浸水防止設備（浸水防止壁）の強度評価」における余震荷重として用いる。

なお、接地率を算出し、基礎浮き上がりの評価法の適用範囲内であることを確認する。

ガラス強化技術開発施設(IVF)ガラス強化技術開発棟の評価フローを図2-3-1に示す。

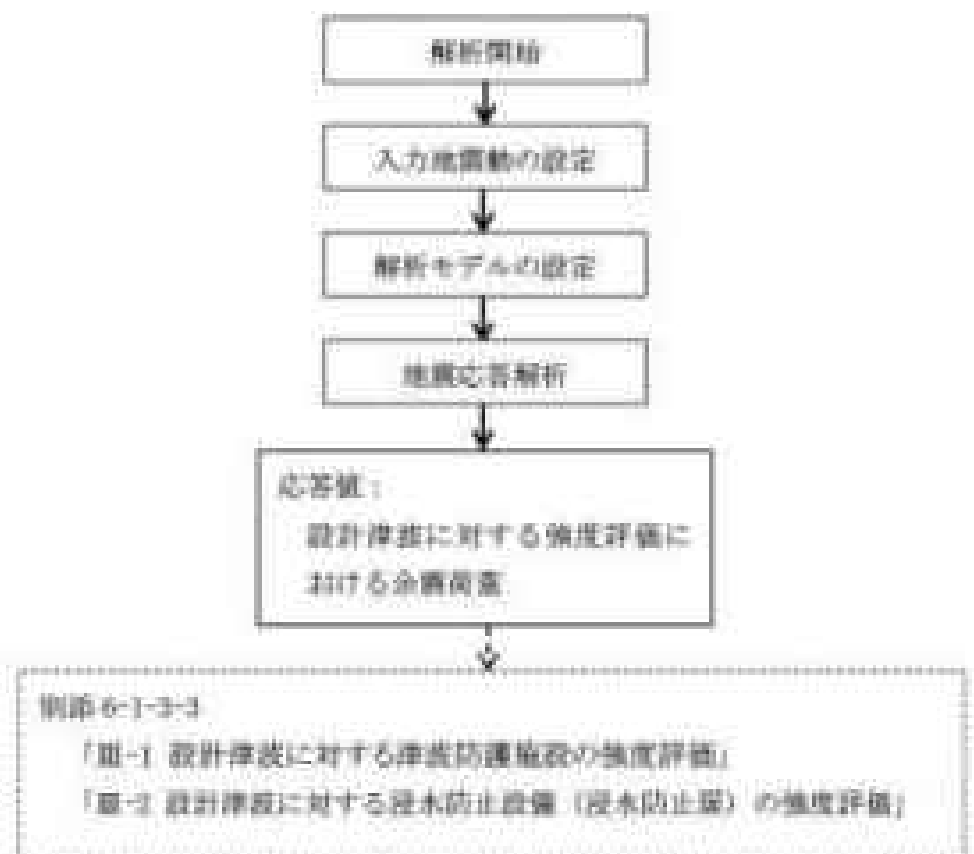


図 2-3-1 ガラス強化技術開発施設(IVF)ガラス強化技術開発棟の解析フロー



## 2.4 準拠規格・基準

ガラス固化技術開発施設(TDF)ガラス固化技術開発棟の地盤定容解析において、準拠する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法・同施行令
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4001(日本電気協会)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4001(日本電気協会)
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(日本建築学会)
- ・ 建築基礎構造設計指針(日本建築学会)

## 2.5 使用材料

地盤定容解析に用いるコンクリートの材料定数は、既往の設計及び工事の方法の認可「再処理施設に関する設計及び工事の方法(ガラス固化技術開発施設)」において定めている設計基準強度を用いて鉄筋コンクリート構造計算規準に基づき設定する。コンクリートの材料定数を表2-5-1に示す。

表2-5-1 コンクリートの材料定数

対象	設計基準強度 $F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E$ (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$
建築	22.1	$2.20 \times 10^4$	0.2

## 2. 入力地震動

### 2.1 水平方向の入力地震動

水平方向の入力地震動は、Sd-D を解放基礎表面に入力して一次元波動論により算定した建物の基礎底面及び橋面地盤ばね位置での応答値とする。

算定に用いる地盤モデルは、当該敷地の地層等を考慮して設定された水平成層地盤とし、等価線形化法により地盤の非線形性を考慮する。

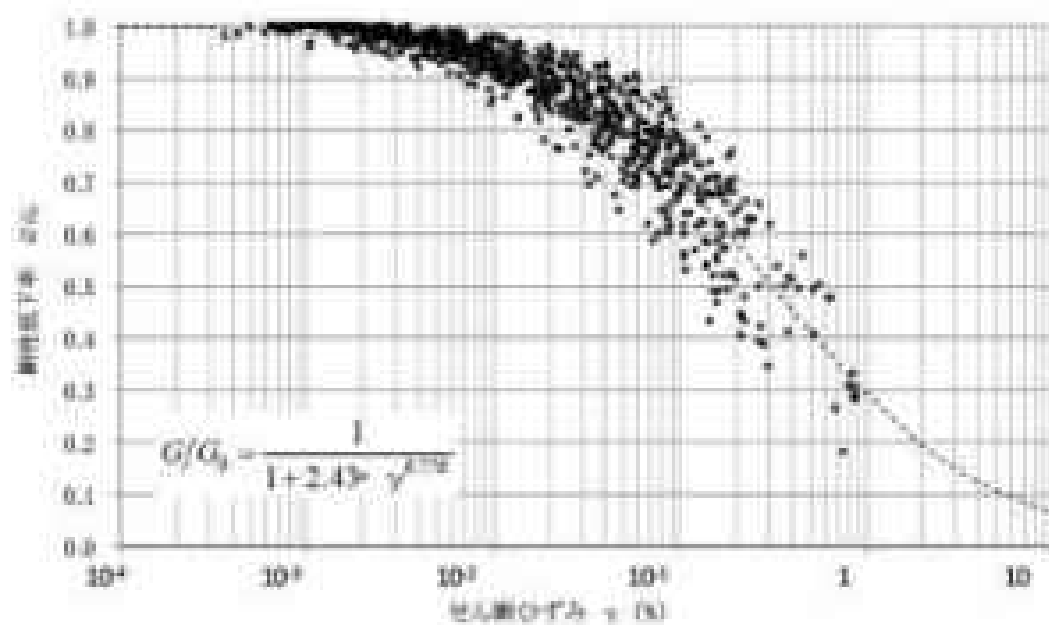
水平方向の入力地震動算定の概要を図 3-1-1 に、地盤の物性値を表 3-1-1 に、動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性を図 3-1-2 に示す。入力地震動の算定に使用する解析コードは「Nisake(株式会社ニュージエック)」である。

Sd-D による地盤の地震応答解析結果を図 3-1-3 に、建物の基礎底面位置における水平方向の入力地震動の加速度時履歴波形及び加速度応答スペクトルを図 3-1-4 及び図 3-1-5 に示す。

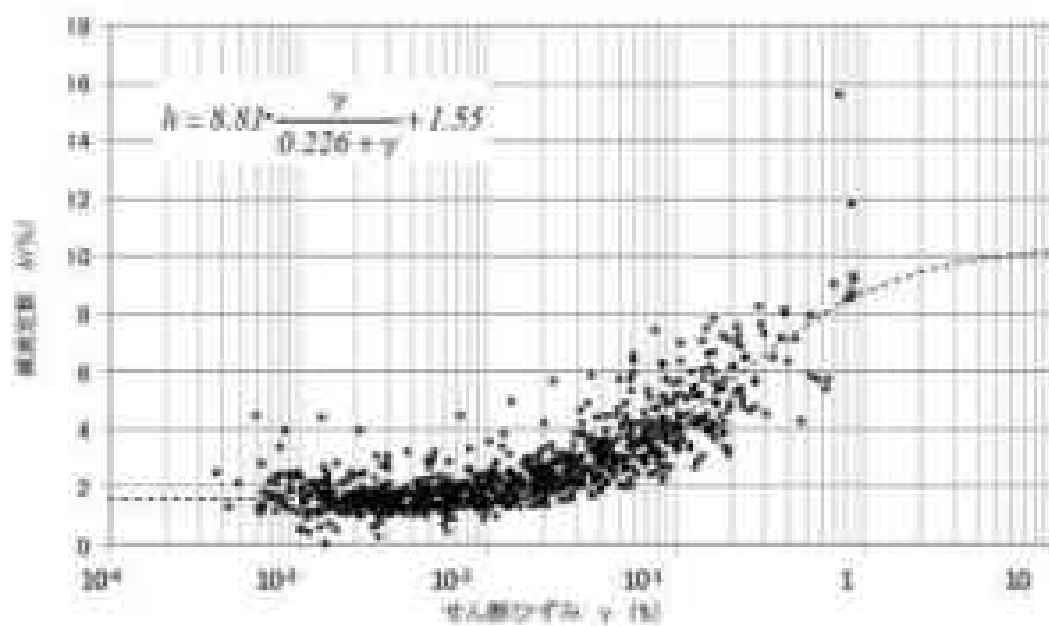


表3-1-1 地質の物性値

標高 (T.P. 高)	地質名	地層 分類	標準密度 $\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	動ポア ズ比 $\nu_v$	動入射 係数 $G_v$ (%)
1.15					
-10.0	丸石層	So1	1.77	0.455	427
-12.0		So2	1.77	0.451	466
-15.0		So3	1.77	0.447	515
-18.0		So4	1.77	0.444	549
-100.0		So5	1.77	0.440	598
-215.0		So6	1.77	0.436	655
-251.0		So7	1.77	0.431	711
-305.0		砂礫層(粗粒部)	So8	1.77	0.425
	砂礫層		1.77	0.417	867



(a) 動せん断弾性係数



(b) 減衰定数

図 3-1-2 動せん断弾性係数及び減衰定数のD-r比依存性(久米層)

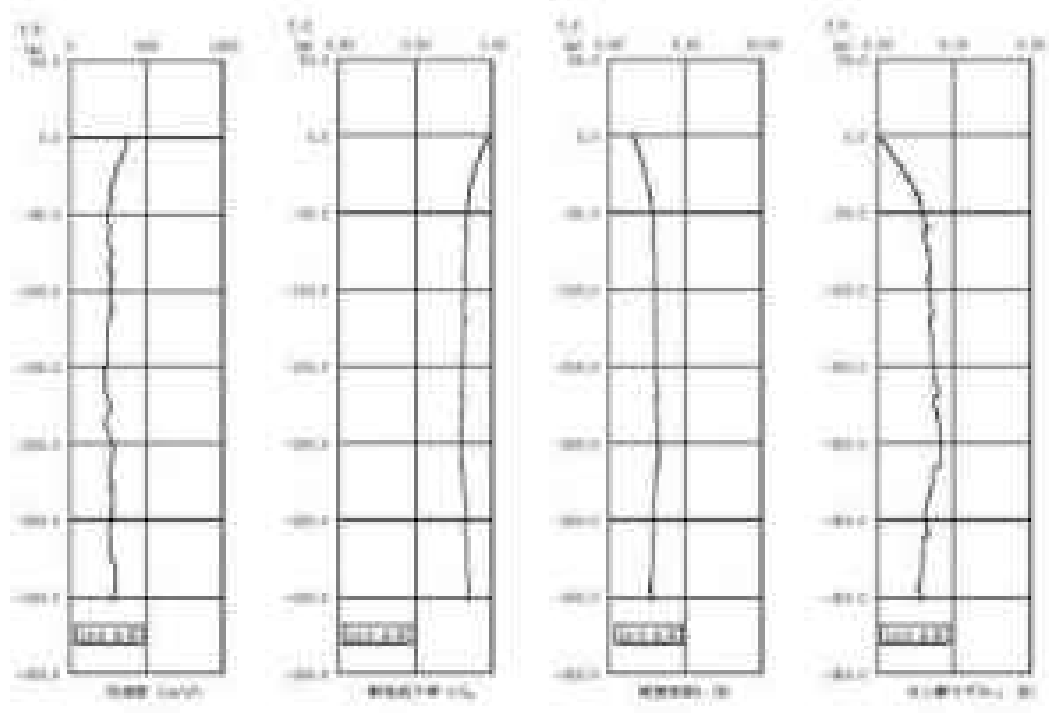


図3-1-3 建物の地震応答解析結果(水平方向、5d-D)

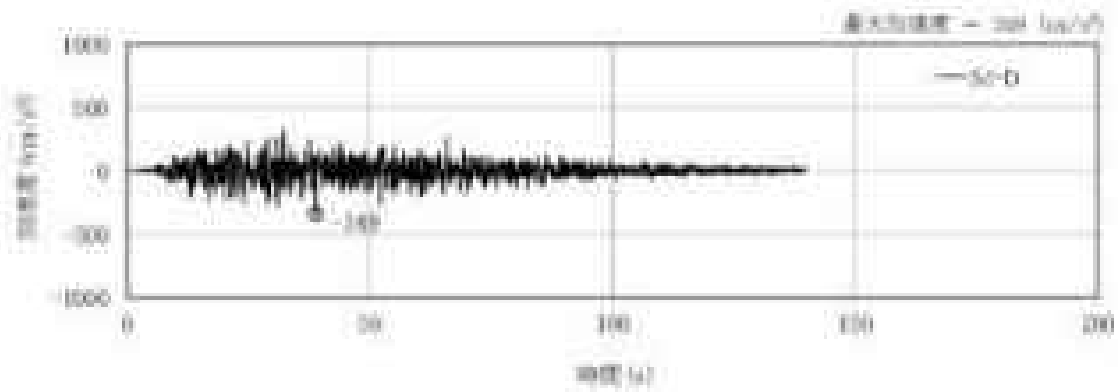


図3-1-4 入力地震動の加速度時刻歴波形(水平方向, 5d-D, 基礎表面位置)

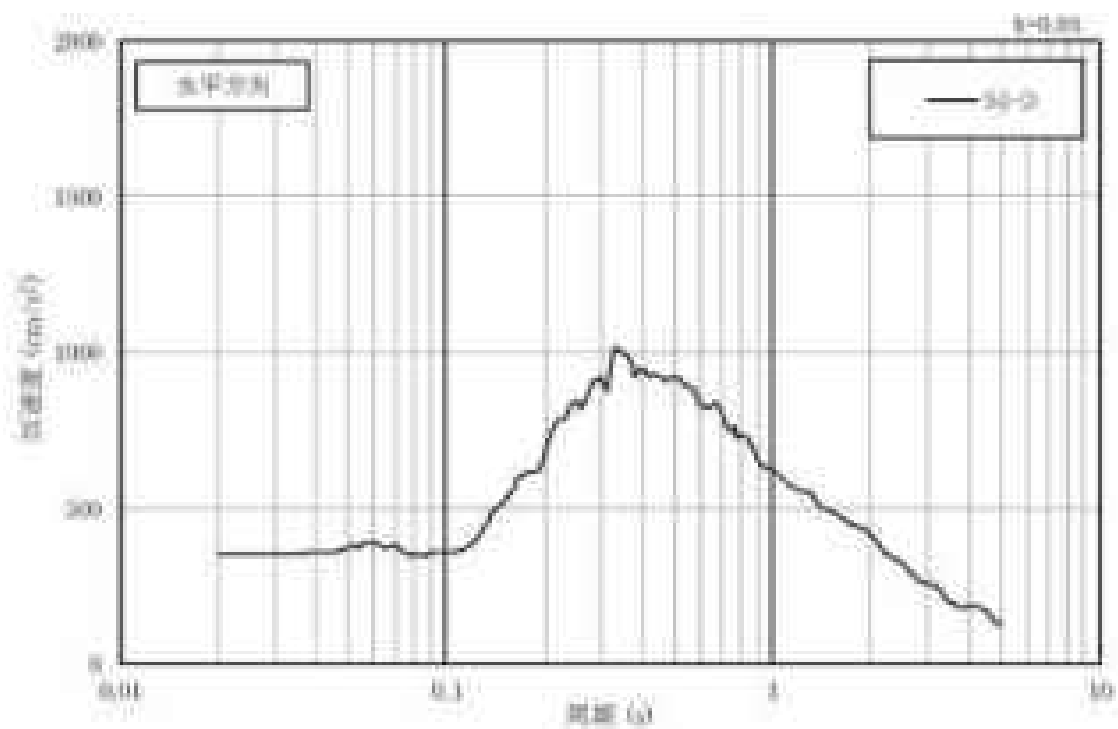


図3-1-5 入力地震動の加速度応答スペクトル(水平方向, 5d-D, 基礎表面位置)

### 3.2 鉛直方向の入力地震動

鉛直方向の入力地震動は、Sd-Dを解地基礎表面に入力して一次元波動論により算定した建家の基礎表面位置での応答波とする。

算定に用いる地盤モデルは、水平方向の入力地震動の算定において設定された物性値に基づき、基礎表面位置より上部を剥ぎ取った地盤モデルとする。

鉛直方向の入力地震動算定の概要を図3-2-1に示す。入力地震動の算定に使用する解析コードは「Nshake(株式会社ニュージェット)」である。

Sd-Dによる地盤の地震応答解析結果を図3-2-2に、建家の基礎表面位置における鉛直方向の入力地震動の加速度時履歴波形及び加速度応答スペクトルを図3-2-3及び図3-2-4に示す。



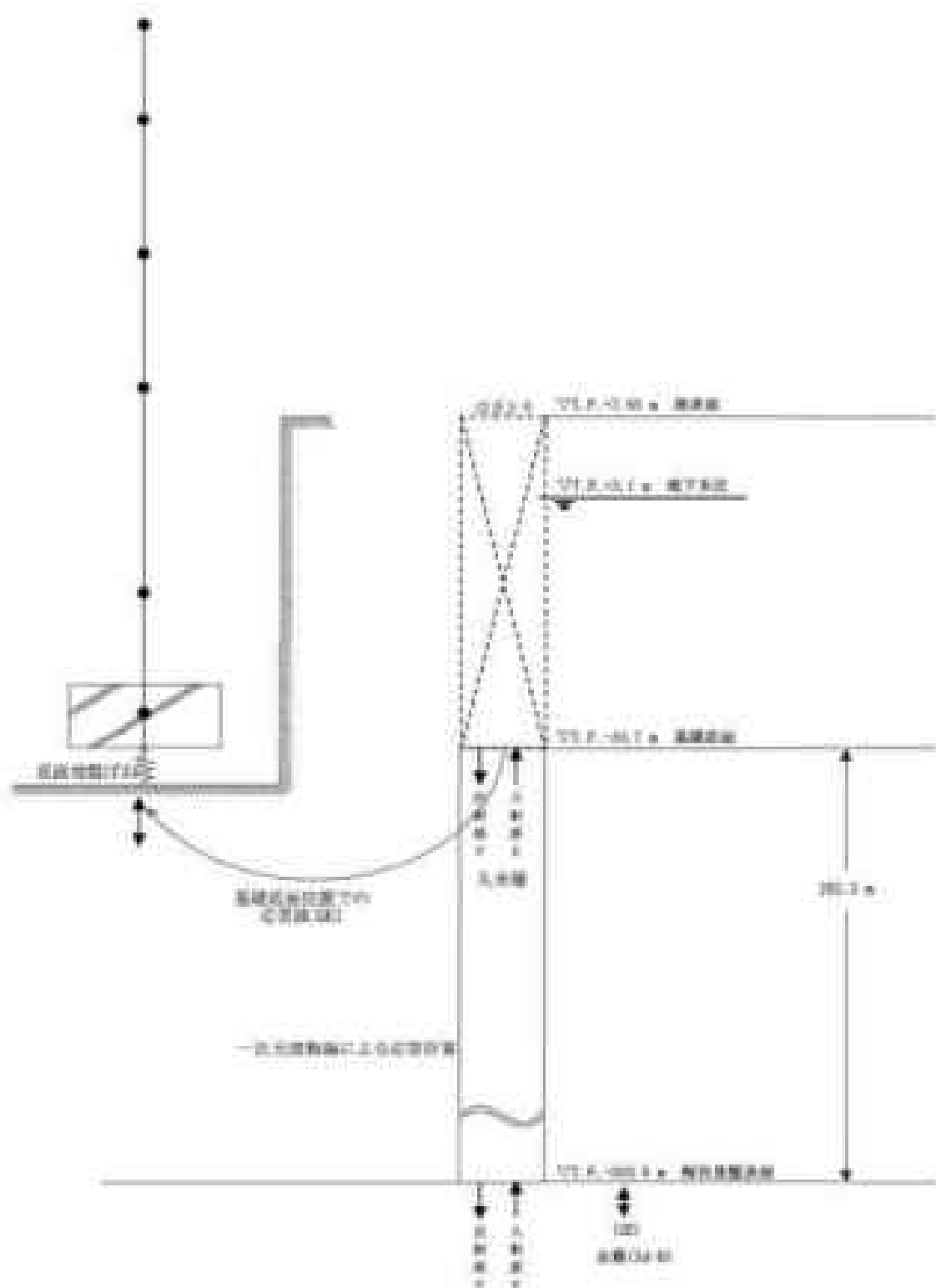


図3-21 入力地震動算定の概要(鉛直方向)

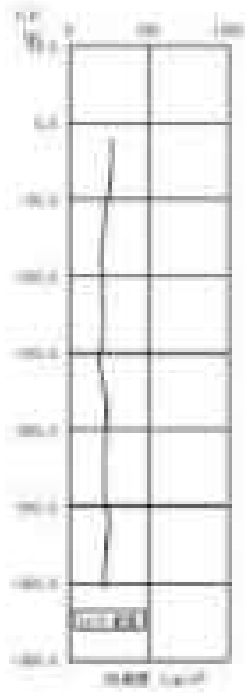


図3-2-2 地盤の地質応答解析結果(鉛直方向、5d-D)

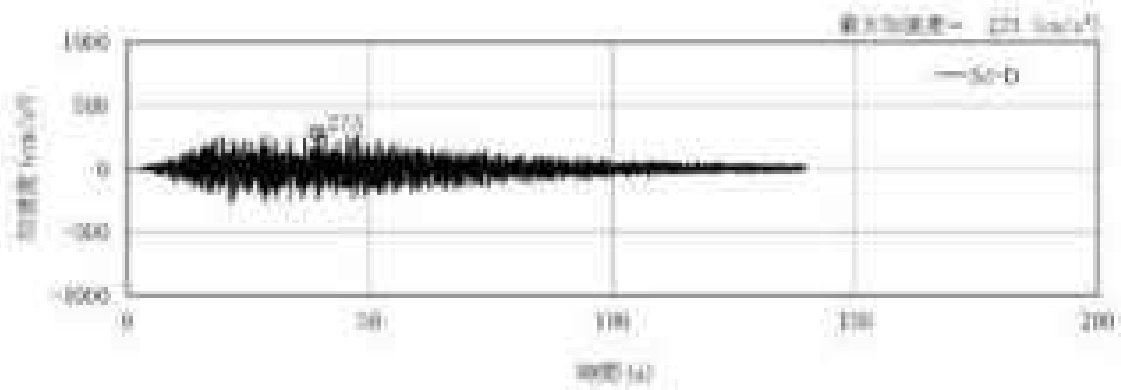


図 3-2-3 入力地震動の加速度時履歴波形(縦直方向, Sd-D, 基礎底面位置)

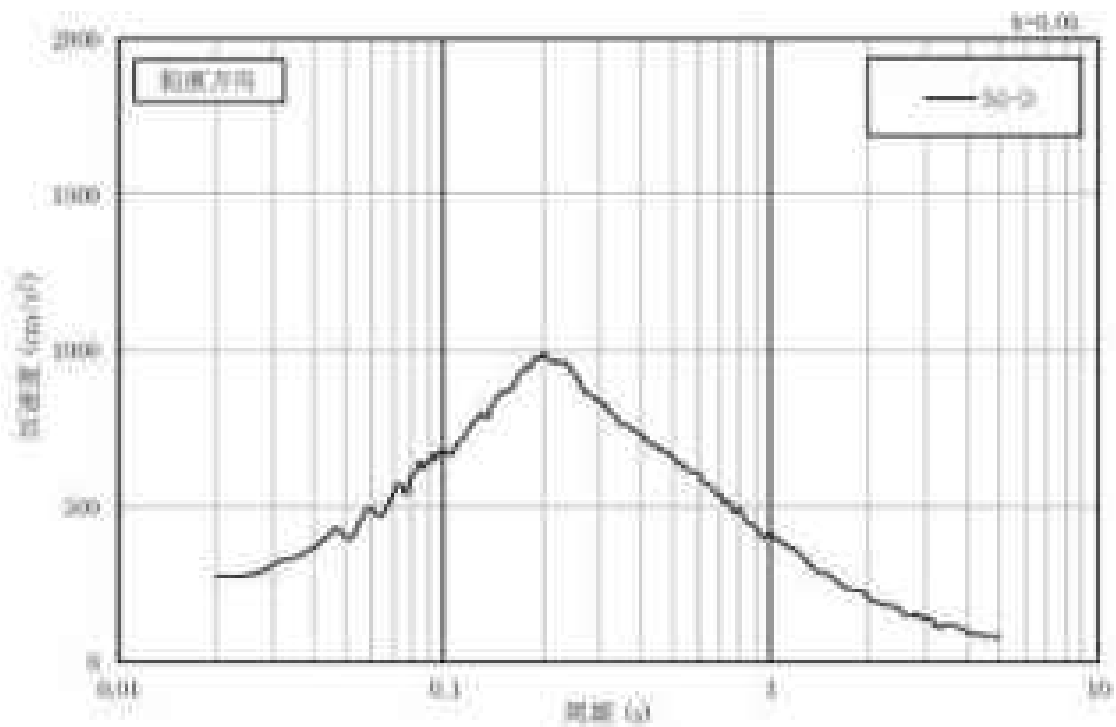


図 3-2-4 入力地震動の加速度応答スペクトル(縦直方向, Sd-D, 基礎底面位置)

## 4. 解析モデル

### 4.1 水平方向の解析モデル

水平方向の解析モデルは、建家と地盤の相互作用を考慮した曲げせん断型の多質点系モデルとする。

水平方向の解析モデルを図 4-1-1 に、解析モデルの諸元を表 4-1-1 及び表 4-1-2 に示す。

解析モデルの諸元は、既設の設計及び工事の方法の認可「再処理施設に関する設計及び工事の方法(ガラス溶化技術開発施設)」の構造図に基づき設定する。

耐震壁のせん断の復元力特性は、図 4-1-3 に示すトリリニア型のスケルトンカーブとし、履歴特性は最大点偏向型とする。曲げの復元力特性は、図 4-1-3 に示すトリリニア型のスケルトンカーブとし、履歴特性はディグレイディングトリリニア型とする。せん断及び曲げのスケルトンカーブを表 4-1-3 から表 4-1-5 までに示す。

基礎下の底面地盤ばねは、原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4001-1991 追補版(以下「JEAG4001-1991 追補版」という。)に基づき、板輪アダムリタンス理論により配筋量依存の復元ばねを算定し、地盤ばね定数は 0 Hz での実部(静的ばね値)により、減衰係数は地盤-建家連成系 1 次固有円振動数での虚部の値と原点とを結ぶ直線の傾きにより、それぞれ設定する。埋め込み部分の側面地盤ばねは、Kozak の方法により配筋量依存の復元ばねを算定し、地盤ばね定数は実部の極大値により、減衰係数は底面地盤ばねと同様に、それぞれ設定する。底面地盤回転ばねは、基礎の浮き上がりを含む非線形ばねとし、非線形特性を算定する際には、建家重量に津波による浸水高さ 1.5 m 及び海水の単位体積重量 10.1 kN/m<sup>3</sup>により生じる浮力 612720 kN を考慮する。底面地盤ばねの評価に使用する解析コードは「Nepal」(株式会社ニュージェック)である。また、埋め込み部分の側面地盤ばねは、Kozak の方法により算定する。側面地盤ばねの評価に使用する解析コードは「Kozak」(株式会社ニュージェック)である。

地盤ばね定数及び減衰係数を表 4-1-7 及び表 4-1-8 に、地盤ばね定数及び減衰係数の設定方法の概要を図 4-1-4 に、底面地盤回転ばねの非線形特性(配筋率-回転角関係)を図 4-1-5 に示す。

建家の減衰はモード減衰として考え、各次のモード減衰定数は建家各部のひずみエネルギーに比例した値として算定する。建家の減衰定数は 3%(鉄骨コンクリート部分)とする。

建家の地震応答解析に使用する解析コードは「TRAP III」(株式会社アーク情報システム)である。

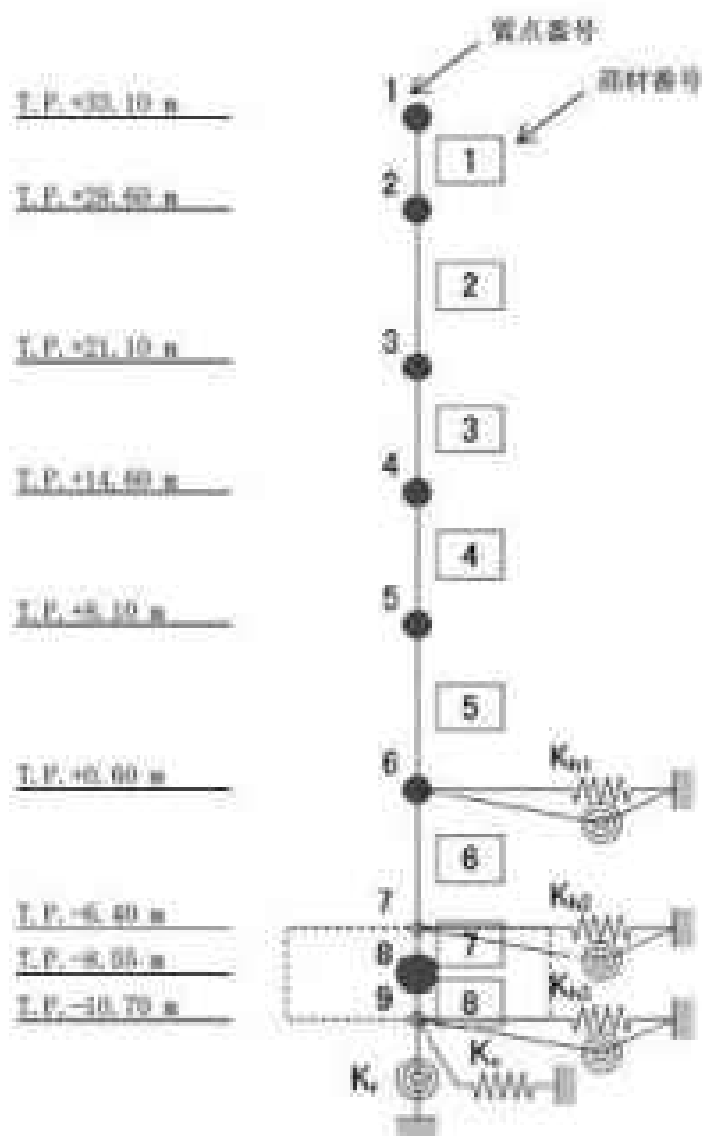


図4-1-1 解析モデル(水平方向)

表 4-1-1 解析モデルの諸元(SX 方向)

要素番号	高さ (mm)	質量 (kg)	回転慣性 質量 ( $\times 10^4 \text{ kg}\cdot\text{m}^2$ )	部材 番号	中心部 断面積 ( $\text{m}^2$ )	断面二次 モーメント ( $\text{m}^4$ )
1	33.10	6155	742	-	-	-
2	28.00	5299	99047	1	13.7	311
3	21.10	6642	13660	2	61.2	15855
4	14.40	11732	19613	3	125.0	26330
5	8.10	18233	30986	4	213.0	42310
6	0.00	17586	37370	5	372.3	64960
7	-6.40	-	-	6	563.2	94430
8	-8.55	24696	66124	7	-	-
9	-10.70	-	-	8	-	-
				9	-	-

表 4-1-2 解析モデルの諸元(OX 方向)

要素番号	高さ (mm)	質量 (kg)	回転慣性 質量 ( $\times 10^4 \text{ kg}\cdot\text{m}^2$ )	部材 番号	中心部 断面積 ( $\text{m}^2$ )	断面二次 モーメント ( $\text{m}^4$ )
1	33.10	6155	492	-	-	-
2	28.00	5299	18366	1	13.4	278
3	21.10	6642	30497	2	47.3	29820
4	14.40	11732	39618	3	78.8	62810
5	8.10	18233	55007	4	178.2	91200
6	0.00	17586	69529	5	328.2	164960
7	-6.40	-	-	6	373.9	181350
8	-8.55	24696	196225	7	-	-
9	-10.70	-	-	8	-	-
				9	-	-

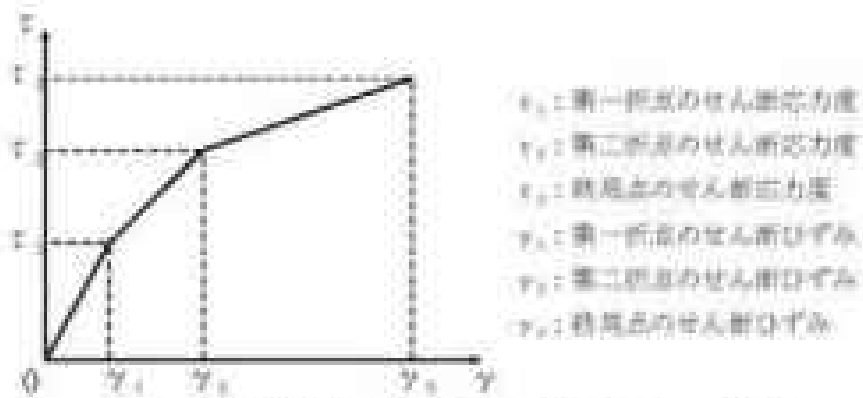


図4-1-2 せん断のスケルトンカーブ(N- $\delta$ 関係)

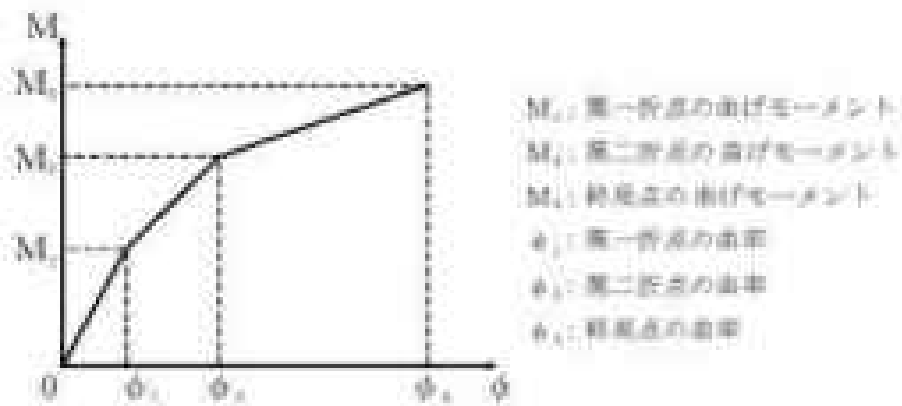


図4-1-3 曲げのスケルトンカーブ(M- $\phi$ 関係)

表 4-1-3 せん断のスケルトンカーブ(ε<sub>y</sub>-関係、NS方向)

割れ 番号	$\epsilon_y$ (%)	$\sigma_y$ ( $\times 10^3$ )	$\epsilon_y$ (%)	$\sigma_y$ ( $\times 10^3$ )	$\epsilon_y$ (%)	$\sigma_y$ ( $\times 10^3$ )
1	1.87	9.171	2.32	9.313	4.67	4.09
2	1.73	9.188	2.34	9.282	4.96	4.09
3	1.83	9.200	2.47	9.299	3.48	4.09
4	1.87	9.204	2.53	9.312	4.25	4.09
5	1.99	9.207	2.57	9.321	4.58	4.09
6	2.02	9.208	2.79	9.374	4.64	4.09

表 4-1-4 曲げのスケルトンカーブ( $M$ - $\phi$ 関係、NS方向)

割れ 番号	$M$ ( $\times 10^3$ kNm)	$\phi$ ( $\times 10^{-3}$ 1/m)	$M$ ( $\times 10^3$ kNm)	$\phi$ ( $\times 10^{-3}$ 1/m)	$M$ ( $\times 10^3$ kNm)	$\phi$ ( $\times 10^{-3}$ 1/m)
1	0.098	1.31	4.66	17.3	6.21	37.8
2	18.0	0.458	36.5	5.10	51.3	102
3	31.8	0.512	68.0	5.25	99.1	99.3
4	50.4	0.534	102	5.49	146	99.7
5	102	0.548	287	5.48	373	98.4
6	128	0.618	319	5.59	426	102



表4-1-5 せん断のステルトンカーブ(ヒール側、EY方向)

履歴番号	$\delta_x$ (mm)	$\delta_y$ (mm)	$F_x$ (kN)	$F_y$ (kN)	$F_x$ (kN)	$F_y$ (kN)
1	1.87	0.171	2.42	0.313	4.89	4.00
2	1.81	0.175	2.17	0.326	4.49	4.00
3	1.70	0.192	2.58	0.379	4.43	4.00
4	1.79	0.190	2.42	0.380	4.41	4.00
5	1.83	0.200	2.47	0.399	4.81	4.00
6	1.96	0.214	2.63	0.441	4.38	4.00

表4-1-6 曲げのステルトンカーブ(ヒール側、EY方向)

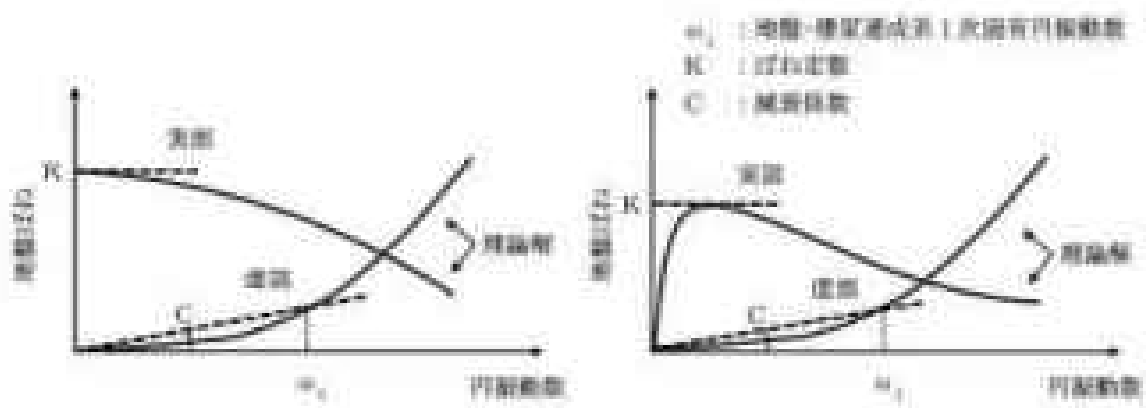
履歴番号	$M_x$ ( $\times 10^3$ kN・m)	$\theta_x$ ( $\times 10^{-2}$ 1/10)	$M_y$ ( $\times 10^3$ kN・m)	$\theta_y$ ( $\times 10^{-2}$ 1/10)	$M_x$ ( $\times 10^3$ kN・m)	$\theta_x$ ( $\times 10^{-2}$ 1/10)
1	0.780	1.09	3.87	16.2	3.43	50.8
2	20.0	0.305	33.9	3.70	47.1	72.2
3	47.7	0.245	64.9	3.70	67.0	70.0
4	71.2	0.366	145	3.87	202	77.2
5	130	0.375	226	3.95	439	78.8
6	100	0.424	409	4.09	261	70.3

表 4-1-7 地盤ばね定数及び減衰係数 (SE 方向, Sd-D)

地震動	地盤ばね			ばね定数 K (水平 : kN/m) (回転 : kN·m/rad)	減衰係数 C (水平 : kN·s/m) (回転 : kN·m·s/rad)
	位置	成分	記号		
Sd-D	側面	水平	kh1	$7.173 \times 10^6$	$1.191 \times 10^5$
			kh2	$1.001 \times 10^7$	$1.661 \times 10^5$
			kh3	$3.793 \times 10^6$	$6.292 \times 10^4$
		回転	kt1	$4.378 \times 10^6$	$2.208 \times 10^5$
			kt2	$6.107 \times 10^6$	$3.207 \times 10^5$
			kt3	$2.316 \times 10^6$	$1.219 \times 10^5$
	底面	水平	Ks	$6.536 \times 10^6$	$2.381 \times 10^5$
		回転	Kr	$4.103 \times 10^6$	$3.988 \times 10^5$

表 4-1-8 地盤ばね定数及び減衰係数 (SE 方向, Sd-E)

地震動	地盤ばね			ばね定数 K (水平 : kN/m) (回転 : kN·m/rad)	減衰係数 C (水平 : kN·s/m) (回転 : kN·m·s/rad)
	位置	成分	記号		
Sd-E	側面	水平	kh1	$7.173 \times 10^6$	$1.193 \times 10^5$
			kh2	$1.001 \times 10^7$	$1.664 \times 10^5$
			kh3	$3.793 \times 10^6$	$6.302 \times 10^4$
		回転	kt1	$4.378 \times 10^6$	$2.314 \times 10^5$
			kt2	$6.107 \times 10^6$	$3.238 \times 10^5$
			kt3	$2.316 \times 10^6$	$1.227 \times 10^5$
	底面	水平	Ks	$6.297 \times 10^6$	$2.200 \times 10^5$
		回転	Kr	$6.373 \times 10^6$	$6.442 \times 10^5$



(a) 底面土質ばね

(b) 新面土質ばね

図 4-1-4 土質ばね定数及び減衰係数の設定方法の概要

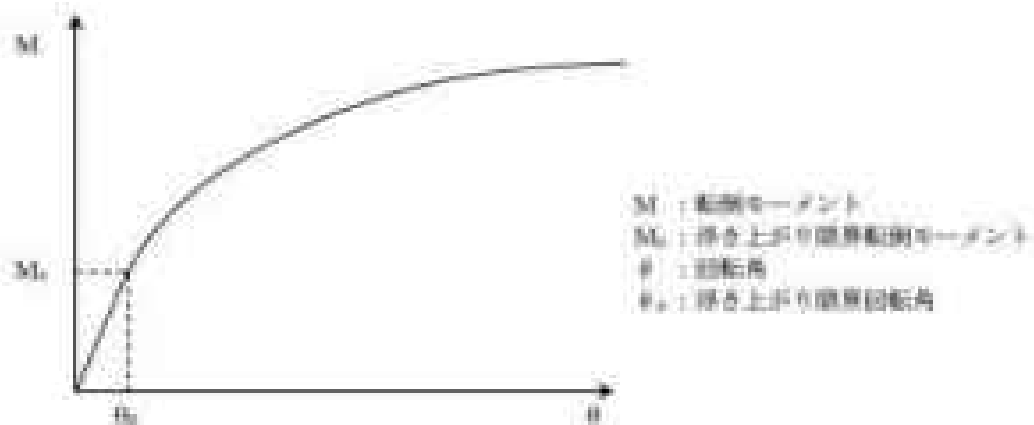


図 4-1-5 底面土質回転ばねの非線形特性 (転倒モーメント-回転角関係)

#### 4.2 鉛直方向の解析モデル

鉛直方向の解析モデルは、建家と地盤の相互作用を考慮した多質点系モデルとする。建家部分は質点を鉛直方向のばねで連結しモデル化する。なお、建家の埋め込み部分は考慮しないモデルとする。

鉛直方向の解析モデルを図 4-2-1 に、解析モデルの諸元を表 4-2-1 に示す。

解析モデルの諸元は、既述の設計及び工事の方法の認可「再処理施設に関する設計及び工事の方法(ガラス固化技術開発施設)」の構造図に基づき設定する。

基礎下の硬面地盤ばねは、JIS A 4601-1991 道幅取に基づき、振動アドミタンス理論により算定する。硬面地盤ばねの評価に使用する解析コードは「Ningui(株式会社ニュージェック)」である。

地盤ばね定数及び減衰係数を表 4-2-2 に示す。

建家の減衰はモード減衰として与え、各次のモード減衰定数は建家各部のひずみエネルギーに比例した値として算出する。建家の減衰定数は 3% (鉄筋コンクリート部分) とする。

建家の地震応答解析に使用する解析コードは「TMAP III(株式会社アーキ情報システム)」である。

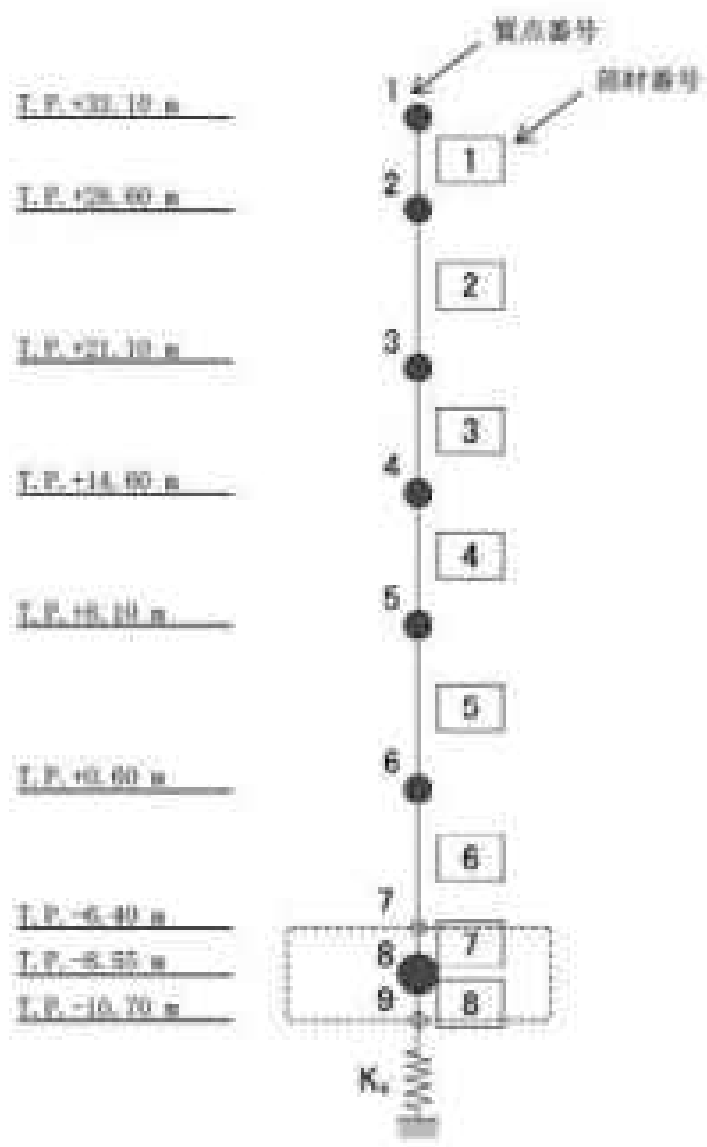


図 4-2-1 解析モデル(鉛直方向)

表 4-2-1 解析モデルの諸元(鉛直方向)

質点 番号	高さ (m)	質量 (kg)	質点 番号	初期変位 (cm)
1	23.10	6135	-	-
2	20.00	32990	1	26.2
3	21.10	38942	2	129.0
4	14.00	117328	3	297.3
5	8.10	182379	4	381.7
6	0.00	179890	5	698.9
7	-0.10	-	6	622.2
8	-8.10	268890	7	-
9	-10.70	-	8	-
			-	-

表 4-2-2 地盤ばね定数及び減衰係数(鉛直方向, Sd-D)

地震動	地盤ばね			ばね定数K (kN/m)	減衰係数C (kN-s/m)
	位置	成分	記号		
Sd-D	底面	鉛直	Ky	$9.655 \times 10^7$	$5.955 \times 10^7$

## 5. 解析結果

### 5.1 固有値解析結果

解析モデルの固有値解析結果を図 5-1-1 に示す。S<sub>1</sub>-D による剛度関数を図 5-1-1 から図 5-1-6 までには示す。

表 5-1-1 固有値解析結果 (5d-D)

方向	次数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	制振係数	備考
NS	1	0.275	3.64	1.593	全楼1次
	2	0.133	7.52	-0.084	
	3	0.066	15.15	0.048	
	4	0.053	18.73	0.079	
	5	0.040	25.00	-0.002	
	6	0.036	27.90	-0.001	
	7	0.029	34.96	0.037	
EW	1	0.287	3.51	1.538	全楼1次
	2	0.140	7.17	-0.028	
	3	0.080	12.48	-0.112	
	4	0.055	18.18	0.168	
	5	0.043	23.41	-0.019	
	6	0.040	24.81	-0.098	
	7	0.037	27.27	0.033	
UD	1	0.200	5.01	1.08	全楼1次
	2	0.040	24.85	-0.11	
	3	0.023	42.71	0.040	
	4	0.017	58.13	-0.018	
	5	0.013	74.84	0.012	
	6	0.013	79.79	-0.007	
	7	0.011	90.17	-0.002	



Mode- 1

$T_{60} = 0.271$   
 $f(Hz) = 3.639$   
 $\beta = 1.391$



(1次)

Mode- 2

$T_{60} = 0.133$   
 $f(Hz) = 7.519$   
 $\beta = -0.684$



(2次)

Mode- 3

$T_{60} = 0.066$   
 $f(Hz) = 15.152$   
 $\beta = 0.848$



(3次)

Mode- 4

$T_{60} = 0.033$   
 $f(Hz) = 30.304$   
 $\beta = 0.679$



(4次)

図 5-1-1 剛床開放 NS 方向, 34-D, 1~4 次

Mode- 3

$T_{(0)} = 0.000$   
 $T_{(1)} = 14.997$   
 $\beta_1 = -0.002$



(5次)

Mode- 6

$T_{(0)} = 0.016$   
 $T_{(1)} = 27.981$   
 $\beta_1 = -0.061$



(6次)

Mode- 7

$T_{(0)} = 0.021$   
 $T_{(1)} = 13.963$   
 $\beta_1 = 0.037$

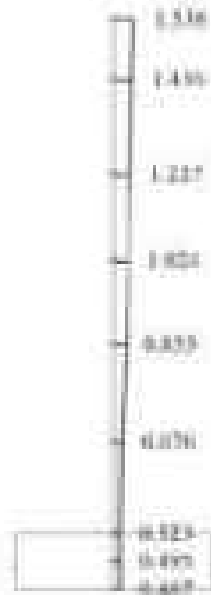


(7次)

図 5-1-2 朝霞開数(S)方向, 5+0, 5~7次

Mode- 1

$T_{10} = 0.267$   
 $f_{10} = 1.348$   
 $Z_0 = 1.538$



(1次)

Mode- 2

$T_{20} = 0.540$   
 $f_{20} = 7.168$   
 $Z_0 = -0.528$



(2次)

Mode- 3

$T_{30} = 0.888$   
 $f_{30} = 12.472$   
 $Z_0 = -0.117$



(3次)

Mode- 4

$T_{40} = 0.975$   
 $f_{40} = 18.191$   
 $Z_0 = 0.168$



(4次)

図 5-1-3 刺激関数 (Z 方向, SH-D, 1~4 次)

Mode- 3

$T(0) = 0.047$   
 $f(Hz) = 23.412$   
 $\phi h = -0.018$



(5次)

Mode- 6

$T(0) = 0.000$   
 $f(Hz) = 24.801$   
 $\phi h = -0.006$



(6次)

Mode- 7

$T(0) = 0.007$   
 $f(Hz) = 27.271$   
 $\phi h = 0.007$



(7次)

図 5-1-4 剛座簡支(水平方向, 54-D, 5~7次)

Mode- 1

$T(0) = 0.208$   
 $F(0) = 5.011$   
 $\beta = 1.077$



(1次)

Mode- 2

$T(0) = 0.040$   
 $F(0) = 24.020$   
 $\beta = -0.101$



(2次)

Mode- 3

$T(0) = 0.023$   
 $F(0) = 42.700$   
 $\beta = 0.000$



(3次)

Mode- 4

$T(0) = 0.017$   
 $F(0) = 30.134$   
 $\beta = -0.018$

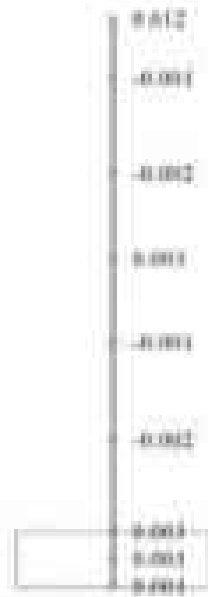


(4次)

図 5-1-5 刺激関数(3D 方向, S-D, 1~4 次)

Mode- 5

$T_{eq} = 0.893$   
 $f_{(H)} = 14.877$   
 $\beta = 0.012$



(5次)

Mode- 6

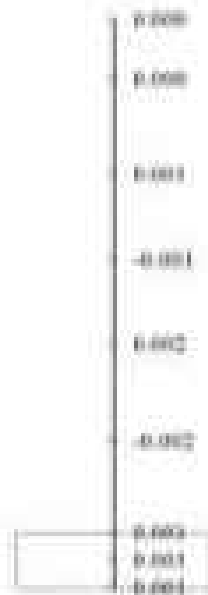
$T_{eq} = 0.815$   
 $f_{(H)} = 19.692$   
 $\beta = -0.007$



(6次)

Mode- 7

$T_{eq} = 0.811$   
 $f_{(H)} = 19.186$   
 $\beta = -0.002$



(7次)

図5-1-6 剛度関数(0方向, S-E, 5~7次)

### ③ 地震応答解析結果

③-① による水平方向の最大応答加速度、最大応答せん断力及び最大応答曲げモーメントを図 5-2-1 から図 5-2-6 に、鉛直方向の最大応答加速度及び最大応答軸力を図 5-2-7 及び図 5-2-8 に示す。また、耐震壁のせん断のスケルトンカーブ上の最大応答値は、図 5-2-9 及び図 5-2-10 に示すとおり、弾性範囲内にある。

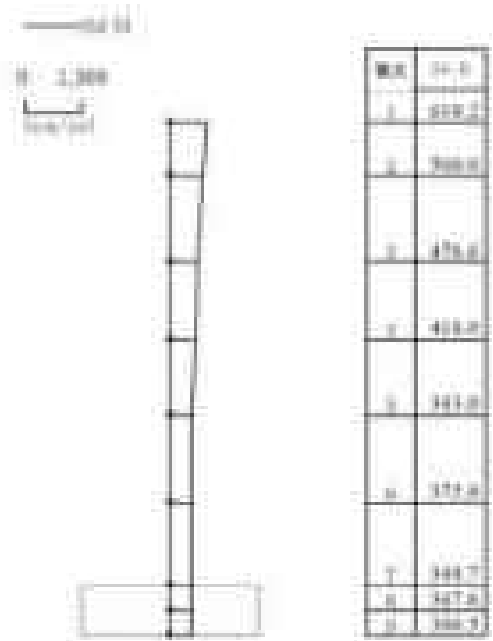


圖 5-2-1 最大応答加速度(Sa-D, NS 方向)

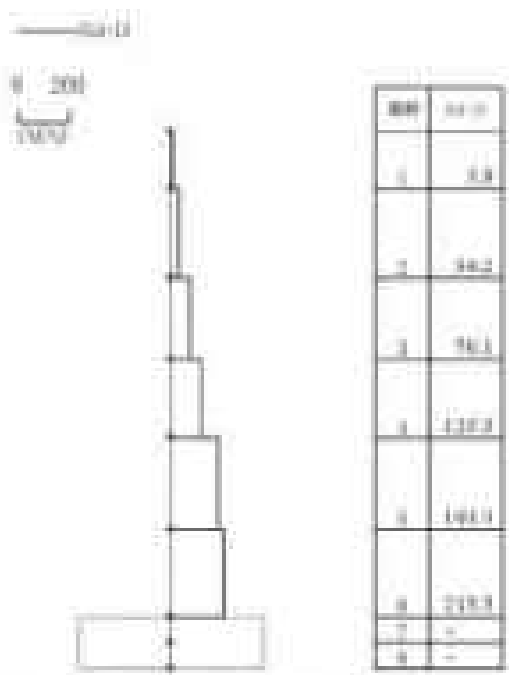
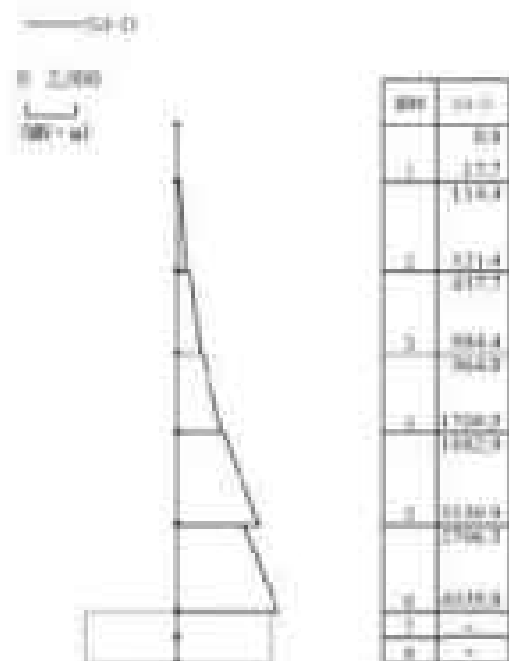


圖 5-2-2 最大応答仕入横力(Sa-D, NS 方向)





床面位置における最大の応答曲げモーメント:  
2027.0 (MN・m)

図B-2-3 最大応答曲げモーメント(S-N、NS方向)

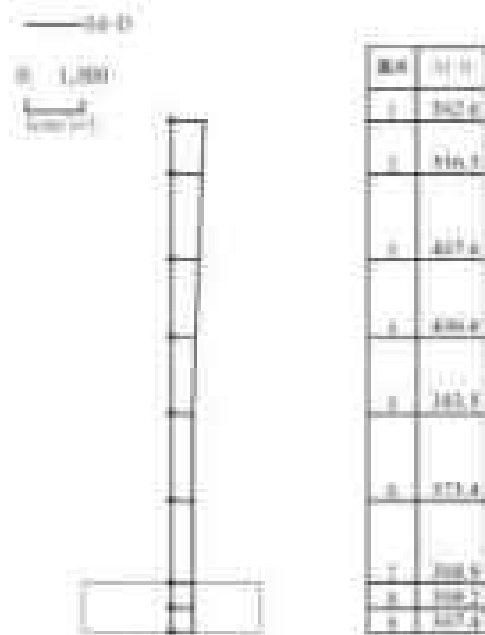


圖 3-2-4 最大応答加速度(Sd-D, X 方向)

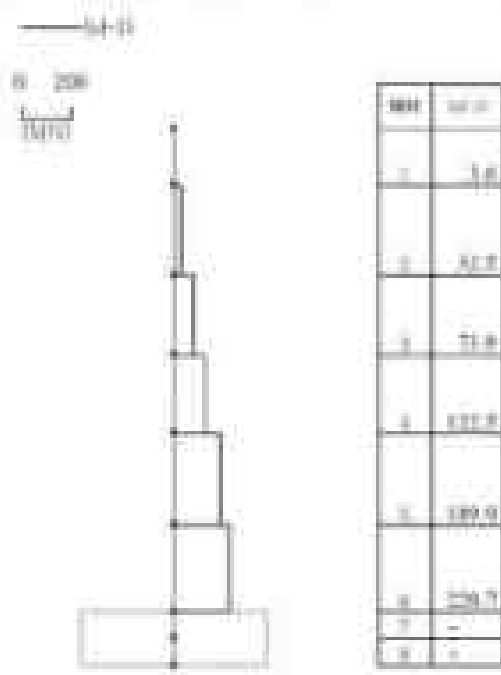
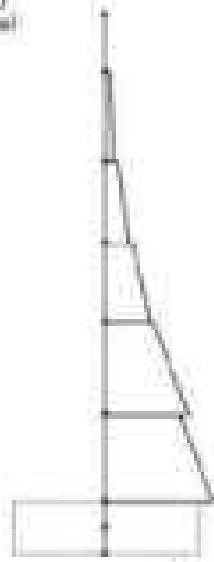


図 3-2-5 最大応答せん断力(Sd-D, X 方向)

—(a)→

0 2,000  
 (MN·m)



階層	高さ (m)	最大応答曲げモーメント (MN·m)
1	2.0	0.0
2	4.0	174.3
3	6.0	311.1
4	8.0	448.4
5	10.0	585.7
6	12.0	723.0
7	14.0	860.3
8	16.0	997.6
9	18.0	1134.9
10	20.0	1272.2
11	22.0	1409.5
12	24.0	1546.8
13	26.0	1684.1
14	28.0	1821.4
15	30.0	1958.7
16	32.0	2096.0
17	34.0	2233.3
18	36.0	2370.6
19	38.0	2507.9
20	40.0	2645.2
21	42.0	2782.5
22	44.0	2919.8
23	46.0	3057.1
24	48.0	3194.4
25	50.0	3331.7
26	52.0	3469.0
27	54.0	3606.3
28	56.0	3743.6
29	58.0	3880.9
30	60.0	4018.2
31	62.0	4155.5
32	64.0	4292.8
33	66.0	4430.1
34	68.0	4567.4
35	70.0	4704.7
36	72.0	4842.0
37	74.0	4979.3
38	76.0	5116.6
39	78.0	5253.9
40	80.0	5391.2
41	82.0	5528.5
42	84.0	5665.8
43	86.0	5803.1
44	88.0	5940.4
45	90.0	6077.7
46	92.0	6215.0
47	94.0	6352.3
48	96.0	6489.6
49	98.0	6626.9
50	100.0	6764.2

中央面地震ばね $k_r$ の最大応答曲げモーメント : 4430.4 (MN·m)

図5-2-6 最大応答曲げモーメント (a)→ (W 方向)

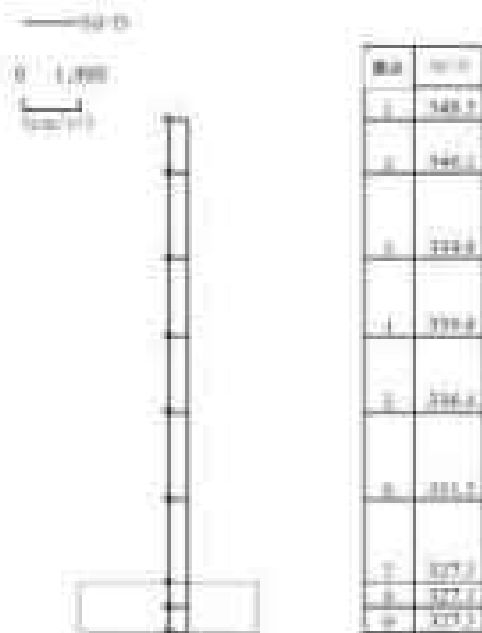
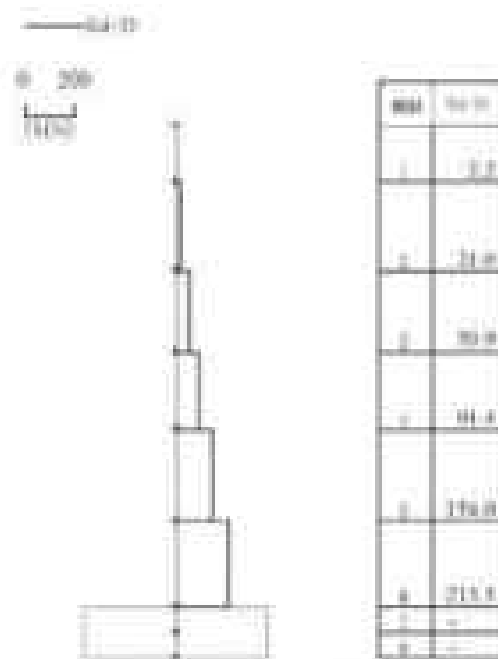


図 5-2-7 最大応答加速度(Sd-D, D 方向)



接地面地盤ばね Kv の最大応答軸力：

202.2 (kN)

図 5-2-8 最大応答軸力(Sd-D, D 方向)

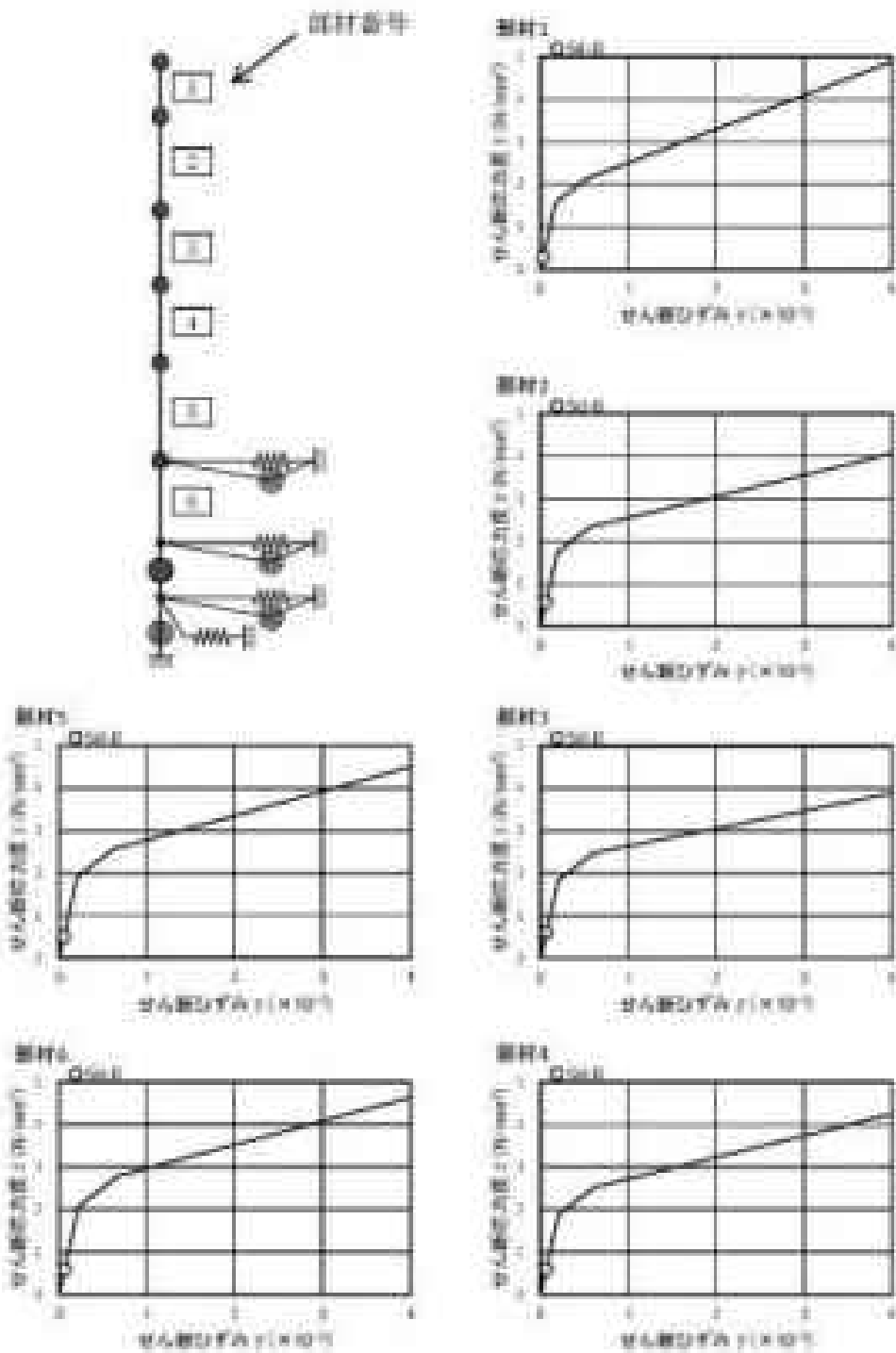


図5-2-9 セル間のスケルトンカーブ上の最大応答(SS方向, S4-D)

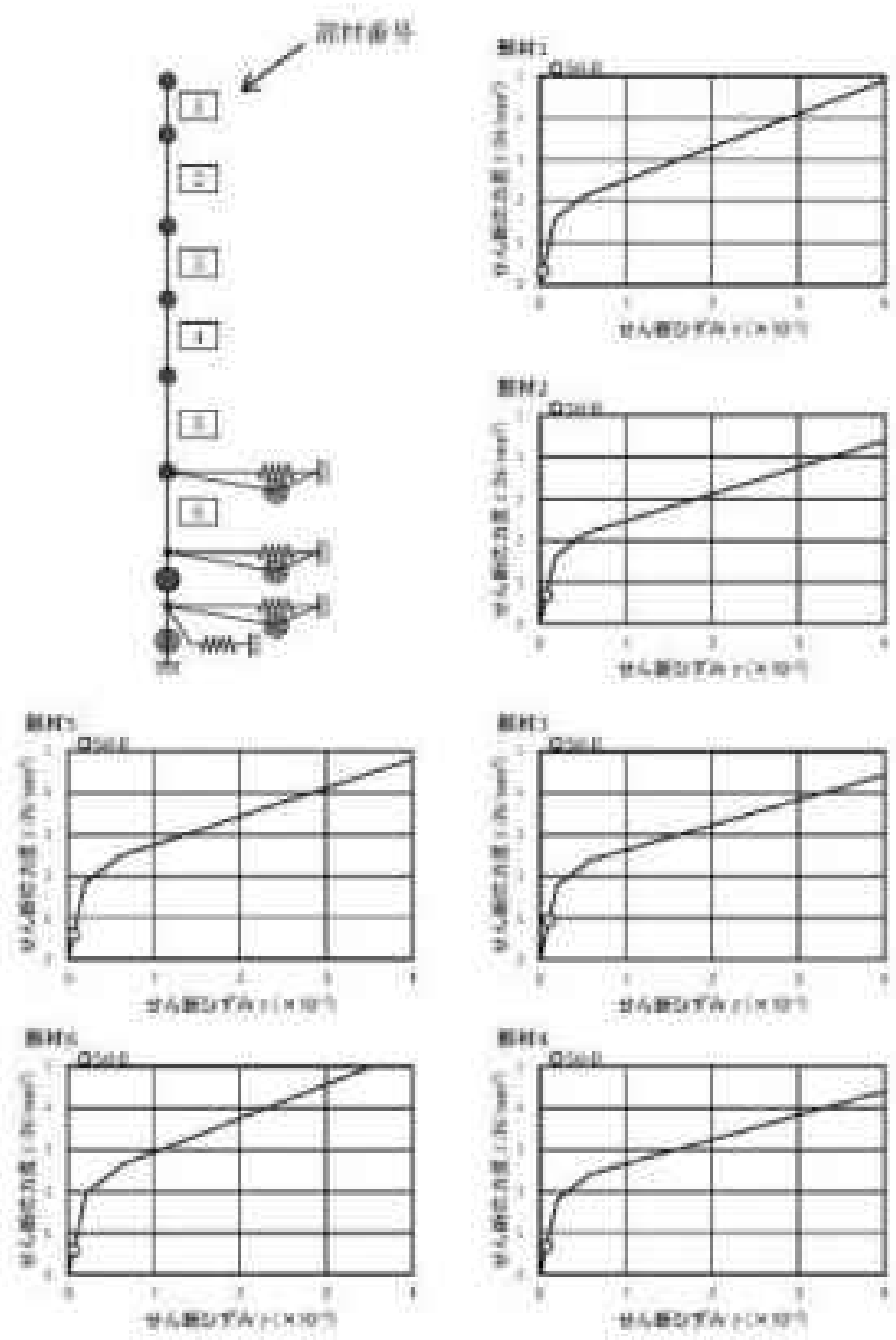


図5-2-10 せみ断のスケルトンカーブ上の最大応答値 (V 方向, 3d-0)

#### 6. 基礎浮き上がりの検討

最小埋地率は、建築重量に浮力による浸水により生じる浮力を考慮して算定する。54-01による地盤応答解析の結果に基づく最小埋地率の一覧を表6-1に示す。

埋地率は、浮き上がり非線形ばねを用いた地盤応答解析を適用できる基準値(60%以上)を満足していることを確認した。

表 6-1 最小接地率

(a) NS 方向

地震動	浮き上がり限界 転倒モーメント ( $\times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m}$ )	最大転倒モーメント ( $\times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m}$ )	最小接地率 (%)
Sd-D	2.20	3.66	66.4

(b) EW 方向

地震動	浮き上がり限界 転倒モーメント ( $\times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m}$ )	最大転倒モーメント ( $\times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m}$ )	最小接地率 (%)
Sd-D	3.07	4.45	73.0



## 7. まとめ

ガラス固化技術開発施設(TV)ガラス固化技術開発棟について 5.4.4) による地震応答解析を行い、設地中が浮き上がり非線形ばねを用いた地震応答解析を運用できる基準値を満足していることを確認した。地震応答解析による応答値は、別添6-1-3-3「III-1 設計津波に対する津波防護施設の強度評価」及び「III-2 設計津波に対する浸水防止設備(浸水防止扉)の強度評価」における全震害値として用いる。

## Ⅲ-1 設計津波に対する津波防護施設の強度評価

### 1. 概要

本資料は、建設省告示第3「[ガラス強化技術開発施設 (TRF) ガラス強化技術開発棟の津波防護に関する施設設計方針]」に基づき、津波荷重及び余震を考慮した荷重に対して、ガラス強化技術開発施設 (TRF) ガラス強化技術開発棟が構造強度・止水性を保持することを説明するものである。

ガラス強化技術開発施設 (TRF) ガラス強化技術開発棟が建築であることから「東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針」\* (以下「津波避難ビル等の指針」という。) に基づき強度評価を行う。

津波避難ビル等の指針に基づき、許容限界は終局耐力を基本とする。なお、建築外壁については、要求性能が止水性の確保であること及び津波後の再使用性を考慮し、許容限界を終局耐力から短期許容応力に読み替えて評価を行う。

\* 「東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針」～2011年11月17日「津波に対し構造耐力上安全な建築物の設計法等に係る追加的知見について (技術的助言)」 (国住指第2570号) の別添

## 2. 一般事項

### 2.1 位置

ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の位置を図 3-1-1 に示す。



図 3-1-1 ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の位置

## 1.2 構造概要

ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟は、  
を成しており、地上高さ  
の鉄骨鉄筋コンクリート造の構造である。基礎は、べた基礎とし、基礎増型である入土型（伸貫型）に設置されている。  
建物の代表的な平面図及び断面図を図2-2-1から図2-2-4に示す。



図 3-2-1 ガラス強化技術開発施設 (TTF) ガラス強化技術開発棟平面図 (地下1階)



図 3-2-2 ガラス強化技術開発施設 (TTF) ガラス強化技術開発棟平面図 (1階)



図 2-2-3 ガラス固化技術開発施設 (TYF) ガラス固化技術開発炉 (NS 断面)



図 2-2-4 ガラス固化技術開発施設 (TYF) ガラス固化技術開発炉 (2R 断面)

## 2.3 評価方針

評価にあたっては「津波避難ビル等の指針」に基づき、ガラス強化技術開発施設（IV）ガラス強化技術開発棟の建築及び基礎地盤が設計津波による床版荷重等を考慮した荷重に対して構造強度を有することを確認する。

また、別添キ-1-3-3「I ガラス強化技術開発施設（IV）ガラス強化技術開発棟の津波防護に関する施設設計方針」に基づき、建築外壁が止水性を損なわないことを確認する。

評価項目を表2-3-1に示す。

表2-3-1 評価項目

評価方針	評価項目	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	建築の健全性 (床水平耐力)	各層の層間変形力が、各階の許容限界以下であることを確認	床水平耐力
	基礎地盤の支持性能 (耐地圧)	地盤圧が許容限界以下であることを確認	地盤支持力
止水性を損なわないこと	部材の健全性 (建築外壁)	変形力（曲げモーメント、せん断）が許容限界以下であることを確認	耐壊許容応力

## 2.4 適用基準

ガラス強化技術開発施設（TR）ガラス強化技術開発棟の強度評価において、適用する基準等を以下に示す。

- (1) 東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針（2011年11月17日「津波に対し構造耐力上安全な建築物の設計法等に係る追加的処置について（技術的助言）」（国注指第2370号）の別添）
- (2) 津波避難ビル等の構造上の要件の解説（国総研資料 第673号、平成21年）
- (3) 建築基準法・同施行令
- (4) 2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書（建築行政情報センター・日本建築防災協会編纂、2015年）
- (5) 鉄筋コンクリート構造計算標準・同解説（日本建築学会、2013年）
- (6) 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算標準・同解説（日本建築学会、2014年）
- (7) 建築物震害指針・同解説（日本建築学会、2015年）
- (8) 道路標示方書・同解説（Ⅰ共通編、Ⅱ耐震設計編（日本道路協会、2017年）



## 3. 強度評価方法

### 3.1 記号の定義

ガラス固化技術開発施設（TRF）ガラス固化技術開発棟の強度評価の計算に用いる記号を表3-1-1に示す。

表3-1-1 ガラス固化技術開発施設（TRF）ガラス固化技術開発棟の強度評価計算に用いる記号（1/3）

記号	定義
$h$	重力算定用岸壁高さ：6.51+4.60 m (T.P.+12.2 m)
$\alpha$	水深係数
$h'$	浮力算定用岸壁高さ：6.51+4.55 m (T.P.+12.0 m)
$a_{gs}$	最大応答水平加速度
$F$	懸流物衝突荷重
$W_1$	懸流物重量
$V_1$	表面流速
$Q_u$	保有水平耐力
$H$	せん断力を算定する対策層の下端の高さ
$\sigma_s$	基礎支持力度
$M_a$	壁体外壁の慣性許容曲げモーメント
$d_c$	既存断面の引張鉄筋断面積
$f_t$	引張鉄筋の慣性許容引張応力度
$l$	応力中心間距離 (7/8d)
$d$	部材の有効せい
$T$	鉄筋コンクリート外壁の壁厚
$d_r$	引張線から引張鉄筋重心までの距離
$Q_{as}$	壁体外壁の慣性許容せん断力
$b$	壁幅
$f_s$	コンクリートの慣性許容せん断応力度
$\alpha f_t$	せん断筋強化の慣性許容引張応力度
$P_w$	せん断筋強化比
$\alpha'$	せん断スパン比 $(Q \cdot d)$ による割増係数
$M$	壁体外壁に生じる曲げモーメント
$Q$	壁体外壁に生じるせん断力
$Q_T$	各層間の継ぎ目による積せん断力

表 3-1-1 ガラス調化技術開発施設 (TPF) ガラス調化技術開発棟の  
構造詳細計算に用いる記号 (2/3)

記号	定義
$E$	余震によるせん断力
$P(x)$	水深 $x$ における地盤時動水圧
$z$	水面からの水深
$\rho_0$	海水の単位体積重量
$k_b$	水平剛度
$H$	波力によるせん断力
$h_T$	水深係数 (a) $\rightarrow$ 波力算定用岸線高さ (b)
$y$	0.1より $y$ からの高さ
$w(x)$	0.1より $y$ からの高さ $y$ の位置での変位
$B(x)$	0.1より $y$ からの高さ $y$ の位置での受圧面の幅
$\sigma$	傾倒圧
$H$	波定幅
$L$	波定長さ
$F$	傾倒力
$A$	傾倒圧係数
$e$	偏心距離
$Q_x$	浮力
$W_0$	波定総重量
$P_y'$	浸水時の動水圧による集中荷重
$M_y'$	浸水時の動水圧による転倒モーメント
$M_V$	余震による転倒モーメント
$F_u$	最大応答軸力
$h_g$	0.1より $y$ から基礎底面までの距離
$M_H$	波力による転倒モーメント
$F'$	波力による集中荷重
$w$	変位
$M_C$	漂流物衝突荷重による転倒モーメント
$H_0$	波定全高
$J$	壁高さ
$M_e'$	余震による曲げモーメント
$Q_e'$	余震によるせん断力

表 3-1-1 ガラス調化技術開発施設 (TPF) ガラス調化技術開発棟の  
構造詳細計算に用いる記号 (3/3)

記号	定義
$p$	鉄筋コンクリートの単位体積重量
$M_p$	原液物除去荷重による曲げモーメント
$Q_p$	原液物除去荷重によるせん断力
$M_w$	静水圧+動水圧による曲げモーメント
$Q_w$	静水圧+動水圧によるせん断力
$M_e$	風力による曲げモーメント
$Q_e$	風力によるせん断力
$W$	動水圧による割せん断力

## 5.2 評価部位

### (1) 保有水平耐力評価

保有水平耐力評価は、建家各階を評価対象とする。保有水平耐力評価の概念図を図3-2-1に示す。

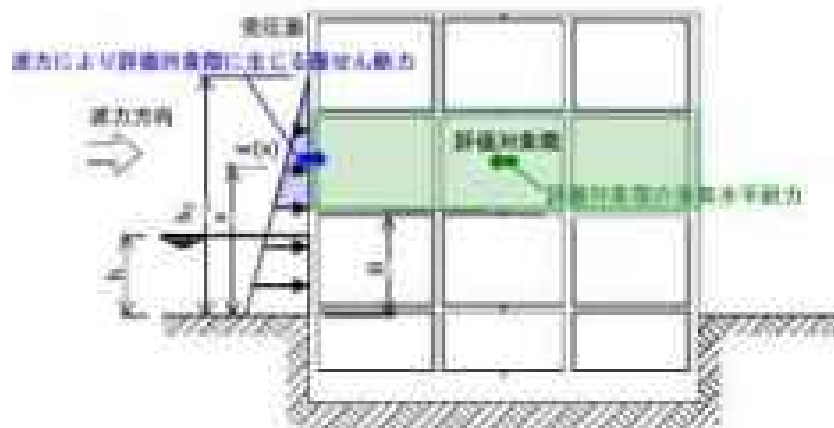


図3-2-1 保有水平耐力評価の概念図

### (2) 擁壁圧の評価

擁壁圧の評価は、建家を支持する基礎地盤を評価対象とする。擁壁圧の評価の概念図を図3-2-2に示す。

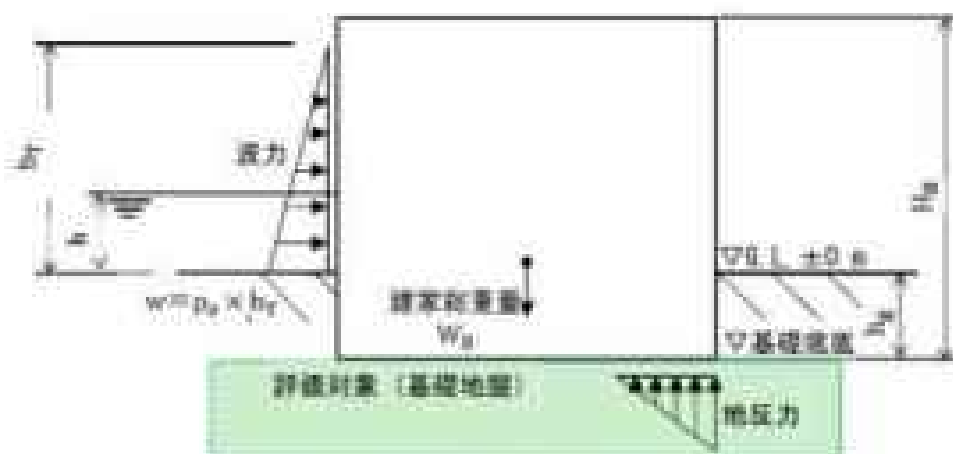


図3-2-2 擁壁圧の評価の概念図

(3) 建築外壁の健全性評価

建築外壁の健全性評価は、図 3-2-3 に示す耐力算定用壁厚 $t$ が、 $L/4$ 、 $65$  mm (注.  $L=12.0$  m) 以下の外壁を評価対象とする。



図 3-2-3 評価対象とする外壁

## 2.3 荷重及び荷重の組合せ

### (1) 荷重

#### ① 津波による波力 ( $H_w$ )

津波による波力については、ガラス固化技術開発施設 (TF) ガラス固化技術開発棟の地表面から波力算定用津波高さ  $h^{TW}$  までの高さを考慮して算定する。算定にあたっては、静水圧及び動水圧の影響として水深係数  $\alpha=2.0^{TW}$  を考慮する。

#### ② 津波浸水時の浮力 ( $B_f$ )

津波浸水時の浮力については、ガラス固化技術開発施設 (TF) ガラス固化技術開発棟における基礎底面から浮力算定用津波高さ  $h^{TW}$  までの高さを考慮して算定する。

#### ③ 津波浸水時の水圧 ( $H_w$ 、 $H_w'$ )

津波浸水時の水圧については、ガラス固化技術開発施設 (TF) ガラス固化技術開発棟における地表面から浮力算定用津波高さ  $h^{TW}$  までの高さによる静水圧 ( $H_w$ ) 及び動水圧 (余震時) ( $H_w'$ ) を考慮する。

#### ④ 余震による荷重 ( $H_g$ )

余震による荷重として、別添4-1-3-8「目 余震による地震応答解析」の応答値 (加速度、せん断力、回転モーメント及び最大応答軸力) による慣性力を考慮する。

#### ⑤ 漂流物衝突荷重 ( $H_d$ )

津波漂流物防護柵をすり抜ける可能性のある漂流物として、防砂柵 (0.75 t の流木) <sup>TF</sup> を想定する。すり抜ける流木は、津波漂流物防護柵への衝突等によりエネルギーを失った後に、ガラス固化技術開発施設 (TF) ガラス固化技術開発棟の健全外壁等に到達する設計としており、流木等が河川の橋脚に衝突する状況を想定した衝突力を評価する「道路橋示方書・河解説 (其補編、V 耐震設計編) (以下「道路橋示方書」という。)) の算定式に基づく荷重を考慮する。

#### ⑥ 風荷重

風荷重については、建築基準法施行令 (昭和25年政令第201号) の規定に基づき組合せを考慮しない。

### ① 積雪荷重

積雪荷重については、建築基準法施行令（昭和25年政令第331号）の規定に基づき特定行政庁が指定する区域に該当しないため考慮しない。

### ② 荷重の組合せ

荷重の組合せは、「耐震設計に係る工部省指針」を参考として、津波到達時に生じる津波による風力と余震による荷重及び津波による風力と漂流物衝突荷重の同時作用を考慮する。上記2ケースに加えて、津波到達後、津波の周囲が浸水することから、浸水時の浮力と余震による荷重及び水圧の同時作用を考慮する。

表3-3-1に荷重の組合せ、表3-3-2に荷重算定条件を示す。

### ① ケース1（浮力・余震・水圧、 $R_0 + R_E + R_W + R_W'$ ）

津波到達後、ガラス固定技術開発施設（VF）ガラス固定技術開発棟の周囲が浸水した状況において、余震が発生することを想定する。外力として津波浸水時の浮力と静水圧、動水圧（余震時）及び余震による慣性力を同時に作用させる。静水圧（ $R_W$ ）は、陸地両側から作用するため、固有水平耐力と揺動圧の評価時は考慮しない。

### ② ケース2（風力・余震、 $R_E + R_E'$ ）

津波到達時に、余震が発生することを想定する。外力として津波による風力と余震による慣性力を同時に作用させる。地下水位による浮力を考慮する。

### ③ ケース3（風力・漂流物衝突荷重、 $R_E + R_E'$ ）

津波到達時に、漂流物が衝突することを想定する。外力として津波による風力と漂流物衝突荷重を同時に作用させる。地下水位による浮力を考慮する。

表 3-3-1 荷重の組合せ

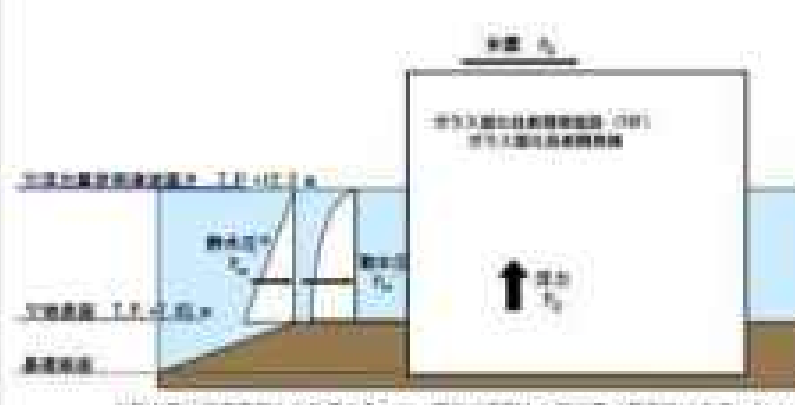
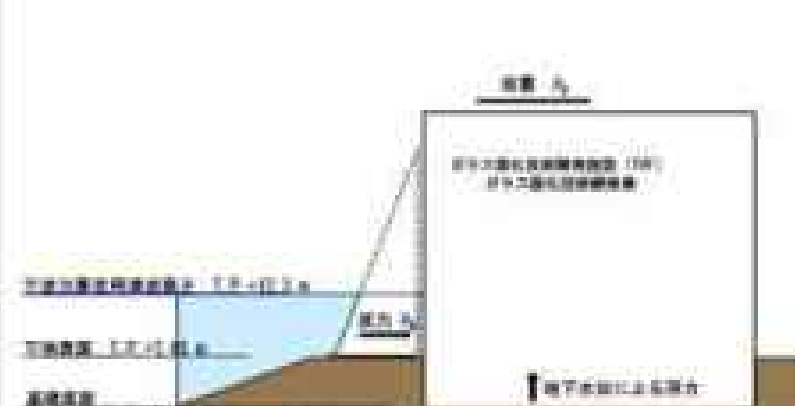
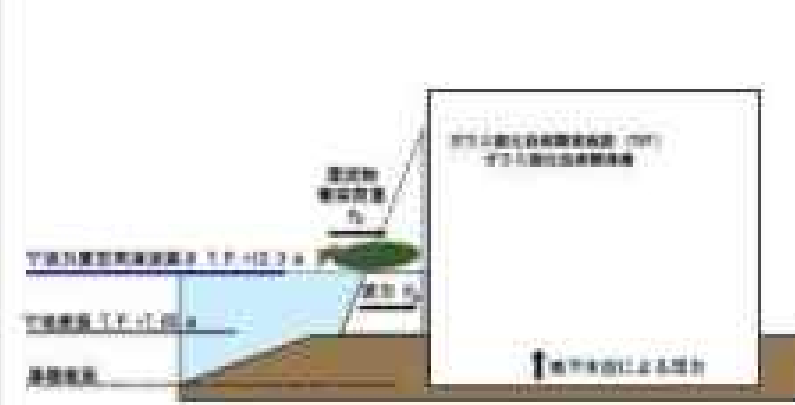
荷重の組合せ	
<p>ケース 1                      (浮力+余震+水圧、  <math>F_q + F_b + F_w + F_w'</math>)</p> <p>津波到達後、埋戻土が浸水した状況において、余震が発生することを想定する。</p>	 <p>埋戻土は埋戻土から作用するため、埋戻土側力と埋戻土の浮力とは考慮しない。</p>
<p>ケース 2                      (波力+余震、<math>F_b + F_b'</math>)</p> <p>津波到達時、余震が発生することを想定する。</p>	 <p>埋戻土側力とは考慮しない。</p>
<p>ケース 3                      (波力+漂流物衝突荷重、  <math>F_b + F_b'</math>)</p> <p>津波到達時、漂流物が衝突することを想定する。</p>	 <p>埋戻土側力とは考慮しない。</p>



表 3-3-2 荷重算定条件

荷重の組合せ	評価項目	荷重算定条件
ケース1 (浮力+余震+水圧、 $P_0 + P_2 + P_3 + P_4$ )	建物の健全性 (保有水平耐力)	○浮力 浮力算定用津波高さ： $T.P. + (2.0 \text{ m})^*$ 海水の単位体積重量： $10.1 \text{ kN/m}^3$
	基礎地盤の支持性能 (揺動圧)	○余震 (Sd-0) 水平加速度 ( $a_{0p}$ )： $5.0 \text{ m/s}^2$ **
	部材の健全性 (建築外壁)	○水圧 浮力算定用津波高さ： $T.P. + (2.0 \text{ m})^*$ 水平加速度 ( $a_h$ )： $0.3$ **
ケース2 (風力+余震、 $P_5 + P_6$ )	建物の健全性 (保有水平耐力)	○風力 風力算定用津波高さ： $T.P. + (2.0 \text{ m})^*$ 海水の単位体積重量： $10.1 \text{ kN/m}^3$
	基礎地盤の支持性能 (揺動圧)	○余震 (Sd-0) 水平加速度 ( $a_{0p}$ )： $5.0 \text{ m/s}^2$ **
	部材の健全性 (建築外壁)	
ケース3 (風力+漂流物衝突荷重、 $P_5 + P_7$ )	建物の健全性 (保有水平耐力)	○風力 風力算定用津波高さ： $T.P. + (2.0 \text{ m})^*$ 海水の単位体積重量： $10.1 \text{ kN/m}^3$
	基礎地盤の支持性能 (揺動圧)	○漂流物 代表漂流物：0.55 tの流木** 算定式：直径横平方重 $P = 0.1 \times W_1 \times V_1 = 2.8 \text{ kN}$ $W_1$ ：漂流物の重量 (漂流物重量) 5.4 kN $V_1$ ：流況流速 5.2 m/s**
	部材の健全性 (建築外壁)	

☆1 別添6-1-3-1「Ⅲ 入力津波の設定」

浮力算定用津波高さ：入力津波の最高水位

風力算定用津波高さ：進行波による津波高さ

流況流速：保守例に考慮し、高放射性廃液貯蔵罐 (DRV) と同じ値を使用

☆2 津波避難ビル等の状況上の要件の解説 (国総研資料第 673 号、平成 24 年)

☆3 船舶や車両等の大型の漂流物に対しては、津波漂流物防護構の設置等の対策により確保し、建築外壁への到達を防止する。流木や瓦葺等の比較的小型の漂流物は、建築外壁に到達することを考慮する。別添6-1-3-1「Ⅴ 感震可能性のある漂流物の選定」および津波防護施設において考慮すべき代表漂流物

☆4 別添6-1-3-3「Ⅱ 余震による地盤応答解析」

## 2.4 許容限界

### (1) 使用材料

許容限界は「津波避難ビル等の指針」に基づき、終局耐力を基本とする。なお、特定外壁の許容限界については、要求機能が出来性の確保であること及び津波後の再使用性を考慮して短期許容応力とする。

強度評価に用いる使用材料は既述の設計及び工事の方法が認可「再処理施設に関する設計及び工事の方法（ガラス固化技術開発施設）」に基づき設定する。使用材料を表3-4-1に示す。

表3-4-1 使用材料

使用材料	短期許容応力度
コンクリート 設計基準強度： $F_c22.1 \text{ N/mm}^2$ ( $F_c225 \text{ kgf/cm}^2$ )	圧入値 $1.06 \text{ N/mm}^2$
鉄筋 SD30A ( $F = 3000 \text{ kgf/cm}^2$ ) SD35 ( $F = 3500 \text{ kgf/cm}^2$ )	引張 $295 \text{ N/mm}^2$ $345 \text{ N/mm}^2$

### (2) 保有水平耐力

既述の「再処理施設に関する設計及び工事の方法（ガラス固化技術開発施設）」の保有水平耐力 ( $Q_u$ ) を表3-4-2に示す。

表3-4-2 保有水平耐力

方向	高さ H (m)	階	保有水平耐力 $Q_u$ (kN)
NS		3	215364
		2	294602
		1	497913
		01	880082
		02	880068
EW		3	197790
		2	383352
		1	500048
		01	725337
		02	947695

(3) 協地圧の評価の極限支持力度

極限支持力度は、基礎地盤における平板載荷試験（「再処理施設に関する設計及び工事の方法（ガラス固化体濃縮廃液）」）に基づき長橋評定支持力度 60 t/cm<sup>2</sup>とし、「国土交通省告示第 1113 号」平成 13 年 7 月 2 日（最終改訂：平成 19 年 9 月告示第 122 号）に基づき 3 倍して算定した。

極限支持力度  $(a_u)$  を表 3-4-3 に示す。

表 3-4-3 極限支持力度

評価項目	極限支持力度 $a_u$ (kN/m <sup>2</sup> )
協地圧	2350

(4) 建築外壁の短期許容応力

建築外壁の許容応力は「鉄筋コンクリート構造計算規準・解説」に基づき算定する。

短期許容曲げモーメント ( $M_s$ ) 及び短期許容せん断力 ( $Q_{Ms}$ ) の算定式を以下に示す。

$$M_s = \alpha_1 f_t l$$

$M_s$  : 短期許容曲げモーメント

$\alpha_1$  : 既設断面の引張鉄筋断面積

$f_t$  : 引張鉄筋の短期許容引張応力度

$l$  : 応力中心横距離 (mm)

$d$  : 部材の有效せい

$$d = T - d_2$$

$T$  : 鉄筋コンクリート外壁の壁厚

$d_2$  : 引張線から引張鉄筋重心までの距離

$$Q_{Ms} = b \left\{ \frac{2}{3} \alpha' f_c + 0.5 \alpha_2 f_c (p_w - 0.002) \right\}$$

$$\text{ただし、} \alpha' = \left( \frac{1}{\frac{M}{Q-d} + 1} \right) \text{かつ } (1 \leq \alpha' \leq 2)$$

$Q_{Ms}$  : 短期許容せん断力

$b$  : 壁幅

$f_c$  : コンクリートの短期許容せん断応力度

$\alpha_2 f_c$  : せん断補強筋の短期許容引張応力度

$p_w$  : せん断補強筋比

$\alpha'$  : せん断スパン比  $M/(Q-d)$  による調整係数

$M$  : 建築外壁に生じる曲げモーメント

$Q$  : 建築外壁に生じるせん断力

## 2.5 評価方法

### (1) 保有水平耐力評価

各荷重の組合せによる層せん断力を算定し、既往の設計及び工事の方法の認可(再処理施設に関する設計及び工事の方法(ガス固化技術開発施設))に基づき保有水平耐力(Q<sub>h</sub>)と比較する。

#### ① ケース1(浮力+余震+水圧)

##### α. 余震による層せん断力

余震による層せん断力は「Ⅱ. 余震による地震応答解析」において算定した、各層の最大応答せん断力を用いる。

##### β. 動水圧による層せん断力

動水圧は道路橋示方書を参考として、ウニスタガードの補正式に基づいて算定する。水平震度 $k_h$ は「Ⅱ. 余震による地震応答解析」において算定した。浮力算定用津波高さ以下の最大応答加速度(地点3: 361 cm/s<sup>2</sup>)を保守的に用いるとする。

$$W = \int_{z'}^{H'} P(z) dz \times H$$

$$P(z) = \frac{\gamma}{H} \rho_w k_h \sqrt{H' \cdot z}$$

W : 動水圧による層せん断力

P(z) : 水深zにおける地震時動水圧

z : 水面からの水深

$\rho_w$  : 海水の単位体積重量

$k_h$  : 水平震度

$z'$  : 浮力算定用津波高さ

H : 層せん断力を算定する対象層の下端の高さ

H : 層高 (RS評価時)

② ケース2 (波力+全震)

全震による層せん断力は「①ケース1 (浮力+全震+木圧) a. 全震による層せん断力」と同様を用いる。

a. 波力による層せん断力

波力による層せん断力 (R) は、「津波避難ビル等の構造上の要件の解説 (国研研資料第673号、平成24年)」により算定する。

算定の考え方を図3-5-1に示す。

$$R = \int_0^H w(x) \times B(x) \, dx$$

R : 波力による層せん断力

$b_f$  : 水深係数 (a) × 波力算定用岸波高さ (b)

H : 層せん断力を算定する対象層の下端の高さ  
(地震応答解析モデルの質点高さに合わせてる。)

x : 0.1 ± 0 mからの高さ

w(x) : 0.1 ± 0 mからの高さxの位置での波圧

$$w(x) = \rho_w (b_f - x)$$

B(x) : 0.1 ± 0 mからの高さxの位置での受圧面の幅

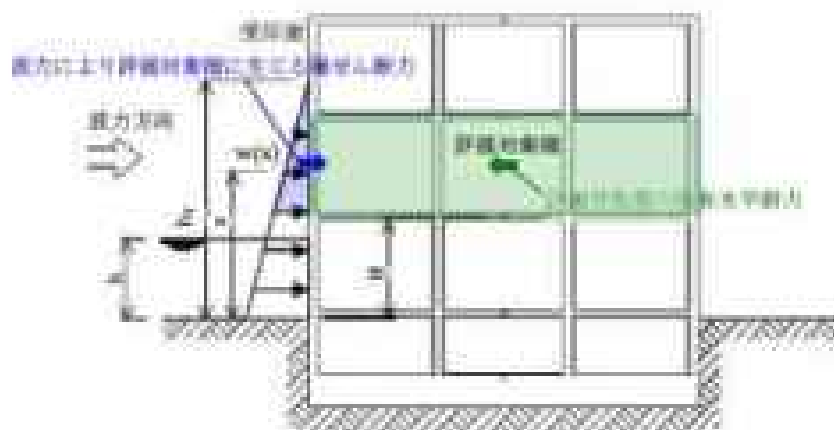


図 3-5-1. 波力による層せん断力算定の考え方

② ケース3 (重力・原状物衝突荷重)

重力による層せん断力は「②ケース2 (重力・余震) a. 重力による層せん断力」と同様に算定する。

a. 原状物衝突荷重による層せん断力

原状物衝突荷重は、「道路橋示方書」により算定する。

$$P = 0.1 \times W_1 \times V_1$$

$P$  : 原状物衝突荷重

$W_1$  : 流込物の重量 (原状物重量)

$V_1$  : 表面流速

原状物衝突荷重は、保守的にすべての階に作用させ、層せん断力を算定する。

## (2) 傾倒圧の評価

傾倒圧の評価は、各荷重の組合せによる傾倒圧 ( $\sigma$ ) を算定し、傾倒支持力度 ( $\alpha_c$ ) と比較する。

傾倒圧は下式により算定する。

$$\sigma = A \cdot F / (B \cdot L)$$

$\sigma$  : 傾倒圧

$B$  : 建定幅

$L$  : 建定長さ

$F$  : 地反力

$A$  : 傾倒圧係数

偏心率  $e/L$  が  $1/6$  以下の場合 ( $e/L \leq 1/6$ )

$$A = 1 + 6e/L$$

偏心率  $e/L$  が  $1/6$  より大きい場合 ( $e/L > 1/6$ )

$$A = 2 / (3 \times (0.5 - e/L))$$

$e$  : 偏心率

## (3) ケース1 (浮力・余震・土圧)

余震による荷重は、「II 余震による地震応答解析」において算定した転倒モーメント及び最大応答軸力を用いる。余震の水平慣性力と鉛直慣性力に組合せ係数法に従い、水平1.0、鉛直0.4で組み合わせる。鉛直力に対しては、上向きに作用した場合と下向きに作用した場合について検討する。

浸水時の動水圧による集中荷重は、近前橋示方書のウエスタガードの補正式に基づいて算定する。

算定の考え方を図3-5-2に示す。

$$e = (M_y + M_y') / F$$

$M_y$  : 余震による転倒モーメント

$M_y'$  : 浸水時の動水圧による転倒モーメント

$F$  : 地反力



$$MV = PV \cdot (2/5 \cdot h' + h_g)$$

$$PV = \frac{7}{12} \rho_w k_h h' \times B^3$$

$PV$  : 設水時の動水圧による集中荷重

$\rho_w$  : 海水の単位体積重量

$k_h$  : 水平震度

$h'$  : 浮力算定用津波高さ

$h_g$  : G.L. ±0.0 から基礎底面までの距離

$B$  : 建家幅 (NS評価時)

※ EW評価時はL: 建家長さをを用いる。

#### 地反力Pの算定式

上向き : 水平 - 0.4 × 鉛直の地反力計算

$$F = W_g - Q_z - 0.4 \times F_u$$

下向き : 水平 + 0.4 × 鉛直の地反力計算

$$F = W_g - Q_z + 0.4 \times F_u$$

$W_g$  : 建家総重量

$Q_z$  : 浮力 (津波設水時)

$F_u$  : 最大応答軸力

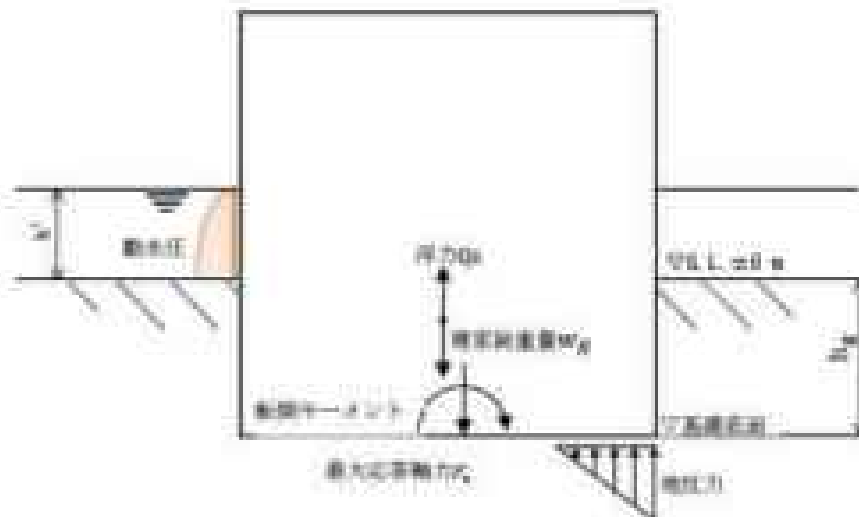


図 3-5-2 積地圧の評価：ケース1 (浮力+余震+水圧) の考え方

② ケース2 (流力+余震)

余震による転倒モーメント。最大応答軸力及び水平慣性力と鉛直慣性力の組合せ保数法はケース1 (浮力+余震+水圧) と同様に考慮する。

地下水位による浮力を考慮し、流力と余震は、保守的に同一方向に作用するものとする。

算定の考え方を図3-5-7に示す。

$$\sigma = (Mx + Mv) / F$$

$Mx$  : 余震による転倒モーメント

$Mv$  : 流力による転倒モーメント

$F$  : 地反力

$$Mx = P \cdot (h_1/3 + h_2)$$

$h_1/3$  : 流力の作用位置

$P$  : 流力による集中荷重

$$P = w \cdot B \cdot h_1/2$$

$w$  : 水圧

$$w = \rho_g \cdot h_1$$

地反力Fの算定式

上向き : 水平 - 0.4 × 鉛直の地反力計算

$$F = W_g - Qz - 0.4 \times Fu$$

下向き : 水平 + 0.4 × 鉛直の地反力計算

$$F = W_g - Qz + 0.4 \times Fu$$

$W_g$  : 埋込部重量

$Qz$  : 浮力 (地下水位)

$Fu$  : 最大応答軸力

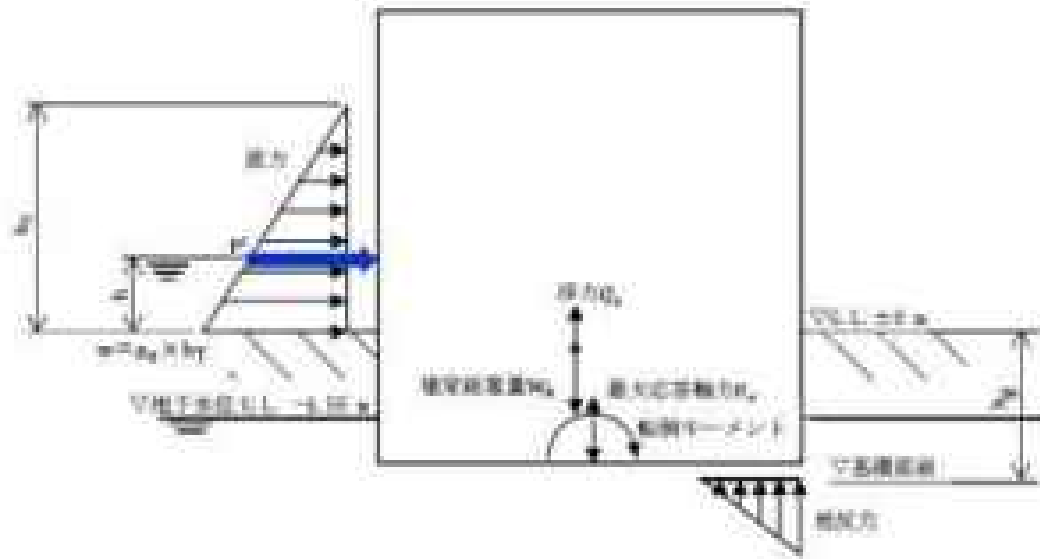


図 3-6-3 側地圧の評価（ケース 2（活力+余重）の考え方

③ ケース3 (波力+漂流物衝突荷重)

波力による転倒モーメント及び地下水位による浮力はケース 2 (波力+全積)と同様に考慮する。

漂流物衝突荷重は、保守的に津波と同じ方向に作用するものとし、衝突する箇所(荷重が作用する箇所)は、対象とする建家の最上階位置に作用するものと仮定する。

算定の考え方を図 3-3-4 に示す。

$$\phi = (M_t + M_t') / F$$

$M_t$  : 波力による転倒モーメント

$M_t'$  : 漂流物衝突荷重による転倒モーメント

$$M_t' = P \cdot H_B$$

$P$  : 漂流物衝突荷重

$H_B$  : 建家全高

$F$  : 地反力

地反力  $F$  の算定式

$$F = W_B - Q_B$$

$W_B$  : 建家総重量

$Q_B$  : 浮力 (地下水位)

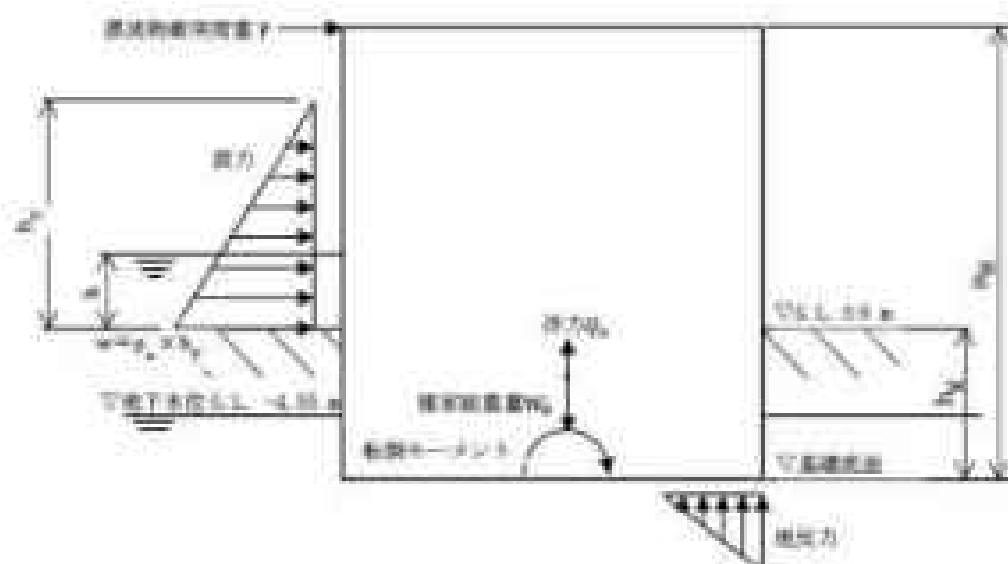


図 3-3-4 横地圧の評価：ケース 3 (波力+漂流物衝突荷重) の考え方

### (3) 建築外壁の健全性評価

建築外壁の架構を図 3-3-3 から図 3-3-6 までに示すようにモデル化し、水圧、自重による慣性力及び風力を載荷して外壁に生じる応力を算定する。漂流物衝突荷重は上下の架を固定端とした、応力算定式により算定する。

各荷重の組合せに対して、対象とする建築外壁に生じる応力を算定し、建築外壁の評価対象部位毎に表 4 (4) 項に基づき、短期許容曲げモーメント ( $M_{st}$ ) と、短期許容せん断力 ( $Q_{st}$ ) を求め、検定比の高い部位を曲げ応力図及びせん断力図に示す。

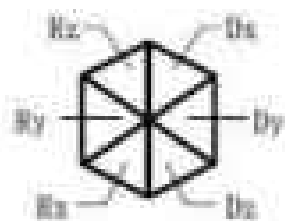
#### (1) FEMモデルによる応力

FEMモデルに水圧、自重による慣性力及び風力をそれぞれ作用させ、外壁に生じる応力を算定する。

FEMモデルの解析条件について、以下に示す。

- ・建築外壁に対して風外方向にスタブ及び前巻壁が配置されている箇所は、風外方向への変位を拘束する。
- ・最下階は変位を拘束し、回転は $\alpha$ 軸周りを拘束とする。
- ・計算コードは「aidas iGenバージョン5.4.1」(株式会社ナイスアイディジャパン)を使用する。また、概要を「添付資料 6-1-3-3-2」に示す。

モデル図における境界条件の凡例を以下に示す。  
(境界条件の凡例)



$D_x$  : x 軸方向並進自由度

$D_y$  : y 軸方向並進自由度

$D_s$  : z 軸方向並進自由度

$R_x$  : x 軸に対する回転自由度

$R_y$  : y 軸に対する回転自由度

$R_z$  : z 軸に対する回転自由度

■ : Free

■ : Fix

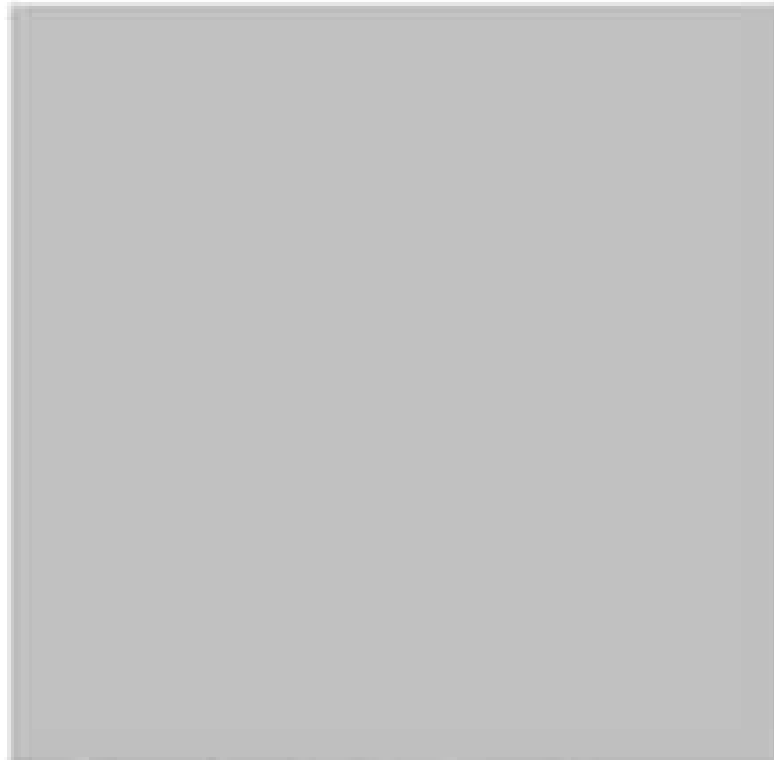


図 2-5-5 解新モデル図（2通り）（東側）

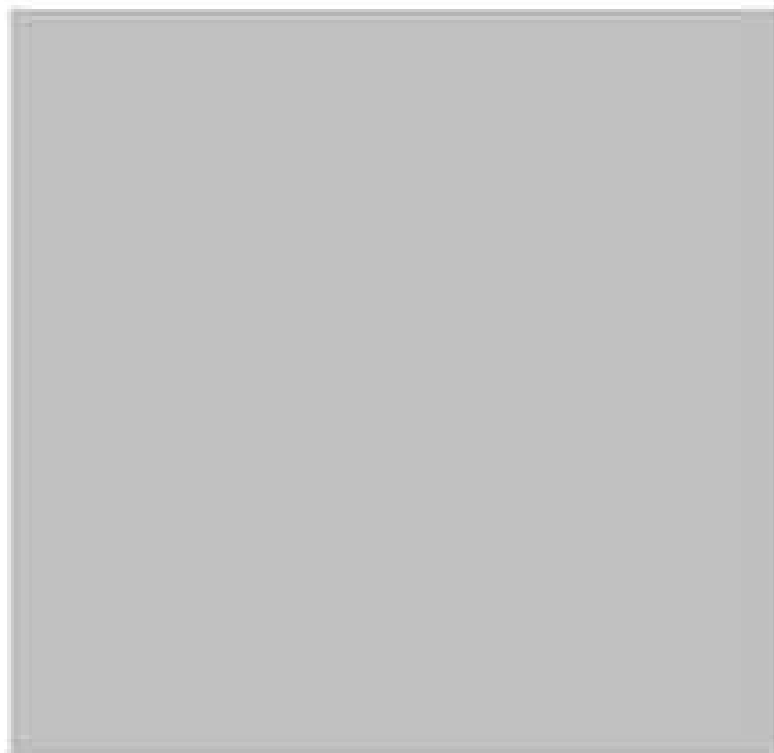


図 2-5-6 解新モデル図（1通り）（西側）



図3-5-7 解折モデル図 (江通り) (南面)

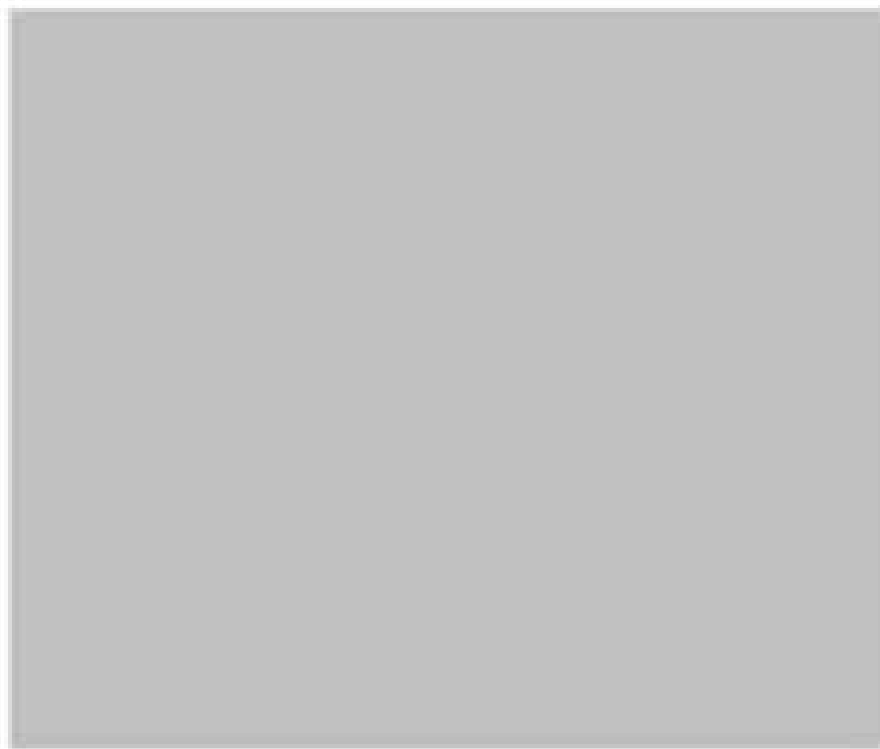


図3-5-8 解折モデル図 (江通り) (北面)



② 漂流物の衝突による応力算出

漂流物衝突荷重の作用位置は、検討内容に応じて保守的となるように設定する。

図3-5-9に漂流物衝突荷重の作用位置設定の考え方を示す。漂流物衝突荷重は、部材端部の曲げ検討時には部材下端部から壁高さの1/3の位置に、部材中央の曲げ検討時には中央に作用させる。

せん断検討時には、対象部材の端部に作用させる。

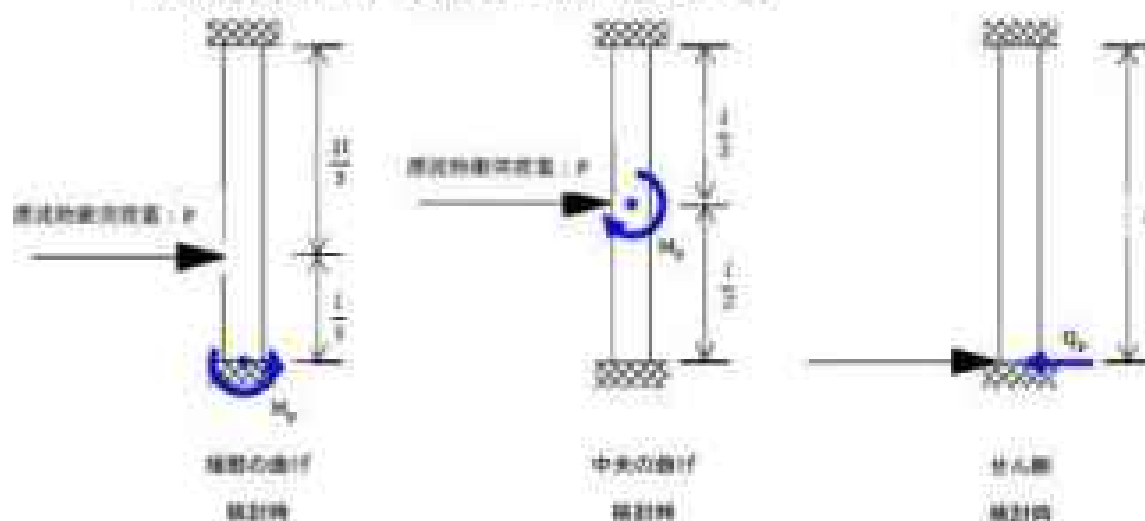


図 3-5-9 漂流物衝突荷重の作用位置設定の考え方

漂流物衝突荷重による応力は下式により算定する。

漂流物衝突荷重による曲げモーメント  $M_p$

$$M_p \text{ (下端)} = \frac{4P}{27}h$$

$$M_p \text{ (中央)} = \frac{Pl}{8}$$

$P$  : 漂流物衝突荷重

$l$  : 壁高さ

漂流物衝突荷重によるせん断力  $Q_p$

$$Q_p = P$$

## 4. 評価条件

### 4.1 ケース1 (浮力+余震+水圧) の評価条件

ケース1 (浮力+余震+水圧) 検討時の評価に用いる条件を表4-1-1に示す。

表4-1-1 ケース1 (浮力+余震+水圧) の評価条件 (単位)

記号	定義	数値	単位	
H	線定幅 ( ) 内は南北方向を示す	■■■■	m	
L	線定長さ	■■■■	m	
t	壁高さ	■■■■	m	
D	鉄筋コンクリート外壁の壁厚 (壁筋)	■■■■ (013R201)	m	
		■■■■ (023R200)		
		■■■■ (033R200)		
$\rho$	鉄筋コンクリートの単位体積重量	24.0	kN/m <sup>3</sup>	
$\rho_0$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>	
$h^*$	浮力算定用津波高さ <sup>*)</sup>	4.53	m	
$\alpha$	水圧係数 <sup>**)</sup>	2	-	
$H_E$	6.1.3(9)から基礎底面までの距離	10.35	m	
$k_h$	水平震度 <sup>**)</sup>	0.5	-	
$a_{max}$	最大の容れ加速度 <sup>**)</sup>	5.0	m/s <sup>2</sup>	
保有水平耐力評価の諸元				
E	余震による壁せん断力	各階の 層せん断力 <sup>**)</sup>	kN	
傾地圧評価の諸元				
$W_d$	線定総重量	908,431	kN	
$Q_d$	浮力 (津波浸水時)	624,700	kN	
$F_d$	最大の容れ力 <sup>**)</sup>	202,210	kN	
$M_y$	余震による転倒モーメント <sup>**)</sup>	NS	3,651,600	kN・m
		EW	4,450,400	
$M_y^*$	浸水時の動水圧による転倒モーメント	NS	67,152	kN・m
		EW	64,562	

表B-1-1 ケース1-0(浮力+余震+水圧)の評価条件 (1/3)

記号	定義	数値	単位
壁体外壁評価の諸元(東側) ②通り			
曲げに対する評価部位: 1階外壁(■)			
$M_e^*$	余震による曲げモーメント	34	kN・m
$M_w$	静水圧+動水圧による曲げモーメント	279	kN・m
せん断に対する評価部位: 1階外壁(■)			
$Q_e^*$	余震によるせん断力	47	kN
$Q_w$	静水圧+動水圧によるせん断力	404	kN
壁体内壁評価の諸元(西側) ①通り			
曲げに対する評価部位: 1階外壁(■)			
$M_e^*$	余震による曲げモーメント	1	kN・m
$M_w$	静水圧+動水圧による曲げモーメント	37	kN・m
曲げに対する評価部位: 1階外壁(■)			
$M_e^*$	余震による曲げモーメント	49	kN・m
$M_w$	静水圧+動水圧による曲げモーメント	503	kN・m
せん断に対する評価部位: 1階外壁(■)			
$Q_e^*$	余震によるせん断力	45	kN
$Q_w$	静水圧+動水圧によるせん断力	467	kN
壁体外壁評価の諸元(南側) ①通り			
曲げに対する評価部位: 1階外壁(■)			
$M_e^*$	余震による曲げモーメント	30	kN・m
$M_w$	静水圧+動水圧による曲げモーメント	233	kN・m
せん断に対する評価部位: 1階外壁(■)			
$Q_e^*$	余震によるせん断力	44	kN
$Q_w$	静水圧+動水圧によるせん断力	304	kN

表4-1-1 ケース1 (浮力+余震+水圧) の評価条件 (3/3)

記号	定義	数値	単位
壁体外壁評価の要素 (北設) 且通り			
曲げに対する評価部位: 1階外壁 (■)			
$M_p^*$	余震による曲げモーメント	60	kN・m
$M_w$	静水圧+動水圧による曲げモーメント	324	kN・m
せん断に対する評価部位: 1階外壁 (■)			
$Q_v^*$	余震によるせん断力	48	kN
$Q_w$	静水圧+動水圧によるせん断力	494	kN

◎1 別添6-1-3-1「Ⅱ 入力地震の決定」

◎2 建築基礎ビル等の構造上の要件の解説 (国研研資料第473号、平成24年)

◎3 別添6-1-3-3「Ⅲ 余震による地震応答解析」

4.2 ケース2（風力+余震）の評価条件

ケース2（風力+余震）検討時の評価に用いる条件を表4-2-1に示す。

表4-2-1 ケース2（風力+余震）の評価条件（1/3）

記号	定義	数値	単位	
H	建家幅（1）内は南北方向を示す	■■■■■	m	
L	建家長さ	■■■■■	m	
J	壁高さ	■■■■■	m	
T	鉄筋コンクリート構架の壁厚（壁筋）	■■■■ (D13@200)	m	
		■■■■ (D15@200)		
		■■■■ (D16@200)		
$\rho$	鉄筋コンクリートの単位体積重量	24.0	kN/m <sup>3</sup>	
$\rho_0$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>	
h	風力算定用津波高さ <sup>2)</sup>	4.95	m	
$\alpha$	水深係数 <sup>2)</sup>	2	-	
$h_T$	水深係数×風力算定用津波高さ	13.95	m	
$\bar{R}_E$	R1, R2, R3から基礎取付面までの距離	18.35	m	
$a_{max}$	最大応答加速度 <sup>2)</sup>	5.0	m/s <sup>2</sup>	
係数水平耐力評価の諸元				
E	余震による層せん断力	各階の層せん断力 ばね2による	kN	
揺動圧評価の諸元				
$W_D$	建家総重量	938,431	kN	
$Q_E$	浮力（揺下水位）	388,304	kN	
$F_s$	最大応答せん断力	202,216	kN	
$M_x$	風力による転倒モーメント	NS	1,353,464	kN・m
		EW	1,404,216	
$M_y$	余震による転倒モーメント <sup>2)</sup>	NS	3,657,400	kN・m
		EW	4,450,400	

表4-2-1 ケース2（威力+余震）の評価条件 (a)①

記号	定義	数値	単位
壁体外壁評価の諸元（東側） ②通り			
曲げに対する評価部位：1階外壁(■)			
$M_{0e}$	余震による曲げモーメント	34	kN・m
$M_{0s}$	威力による曲げモーメント	429	kN・m
せん断に対する評価部位：1階外壁(■)			
$Q_{0e}$	余震によるせん断力	47	kN
$Q_{0s}$	威力によるせん断力	622	kN
壁体内壁評価の諸元（西側） ①通り			
曲げに対する評価部位：1階外壁(■)			
$M_{0e}$	余震による曲げモーメント	1	kN・m
$M_{0s}$	威力による曲げモーメント	57	kN・m
曲げに対する評価部位：1階外壁(■)			
$M_{0e}$	余震による曲げモーメント	49	kN・m
$M_{0s}$	威力による曲げモーメント	406	kN・m
せん断に対する評価部位：1階外壁(■)			
$Q_{0e}$	余震によるせん断力	45	kN
$Q_{0s}$	威力によるせん断力	719	kN
壁体外壁評価の諸元（南側） ①通り			
曲げに対する評価部位：1階外壁(■)			
$M_{0e}$	余震による曲げモーメント	36	kN・m
$M_{0s}$	威力による曲げモーメント	259	kN・m
せん断に対する評価部位：1階外壁(■)			
$Q_{0e}$	余震によるせん断力	44	kN
$Q_{0s}$	威力によるせん断力	300	kN

表4-2-1 ケース2（威力・余震）の評価条件 (1/3)

記号	定義	数値	単位
壁体外壁評価の要素（北西）を繰り			
曲げに対する評価部位：1階外壁(■)			
$M_{e1}$	余震による曲げモーメント	79	kN・m
$M_{e2}$	威力による曲げモーメント	397	kN・m
せん断に対する評価部位：1階外壁(■)			
$Q_{e1}$	余震によるせん断力	48	kN
$Q_{e2}$	威力によるせん断力	402	kN
せん断に対する評価部位：1階外壁(■)			
$Q_{e1}$	余震によるせん断力	29	kN
$Q_{e2}$	威力によるせん断力	493	kN

☆1 別添6-1-3-1「Ⅱ 入力地震の指定」

☆2 建設省編「4等の構造上の要件の解説」(国研研資料第473号、平成24年)

☆3 別添6-1-3-3「Ⅱ 余震による地震応答解析」

4.3 ケース3（風力・漂流物衝突荷重）の評価条件

ケース3（風力・漂流物衝突荷重）検討時の評価に用いる条件を表4-3-1に示す。

表4-3-1 ケース3（風力・漂流物衝突荷重）の評価条件（1/3）

記号	定義	数値	単位	
$H$	建家幅（1）内は南北方向を示す	■■■■■	m	
$L$	建家長さ	■■■■■	m	
$I$	壁高さ	■■■■■	m	
$T$	鉄筋コンクリート構架の壁厚（壁筋）	■■■■ (D13@200)	m	
		■■■■ (D15@200)		
		■■■■ (D20@200)		
$H_B$	建家全高	■■■■	m	
$\rho_0$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>	
$h$	風力算定用津波高さ <sup>(1)</sup>	4.95	m	
$\alpha$	水没係数 <sup>(2)</sup>	2	-	
$h_T$	水没係数×風力算定用津波高さ	13.95	m	
$H_B$	6.1より、 $h$ から基礎底面までの距離	18.35	m	
保有水平耐力評価の諸元				
$P$	漂流物衝突荷重（各階共通）	2.0	kN	
総地上評価の諸元				
$W_B$	建家総重量	999,471	kN	
$Q_B$	浮力（地下水位）	389,394	kN	
$M_B$	風力による転倒モーメント	NS	1,351,664	kN・m
		EW	1,001,316	
$M_B'$	漂流物による転倒モーメント	NS	110	kN・m
		EW	110	



表1-9-1 ケース3 (北か・漂流物衝突荷重) の評価条件 (C/D)

記号	定義	数値	単位
壁体外壁評価の諸元 (東側) ④通り			
曲げに対する評価部位: 1階外壁 (■)			
$M_p$	漂流物による曲げモーメント	3	kN・m
$M_d$	風力による曲げモーメント	429	kN・m
せん断に対する評価部位: 1階外壁 (■)			
$Q_p$	漂流物によるせん断力	3	kN
$Q_d$	風力によるせん断力	632	kN
壁体外壁評価の諸元 (西側) ①通り			
曲げに対する評価部位: 1階外壁 (■)			
$M_p$	漂流物による曲げモーメント	3	kN・m
$M_d$	風力による曲げモーメント	57	kN・m
曲げに対する評価部位: 西面 1階外壁 (■)			
$M_p$	漂流物による曲げモーメント	2	kN・m
$M_d$	風力による曲げモーメント	406	kN・m
せん断に対する評価部位: 1階外壁 (■)			
$Q_p$	漂流物によるせん断力	3	kN
$Q_d$	風力によるせん断力	718	kN
壁体外壁評価の諸元 (南側) ①通り			
曲げに対する評価部位: 1階外壁 (■)			
$M_p$	漂流物による曲げモーメント	3	kN・m
$M_d$	風力による曲げモーメント	259	kN・m
せん断に対する評価部位: 1階外壁 (■)			
$Q_p$	漂流物によるせん断力	3	kN
$Q_d$	風力によるせん断力	300	kN

表 4-3-1 ケース 3 (風力・波浪動向実荷重) の評価条件 (3/3)

記号	定義	数値	単位
陸域外壁評価の要素 (北設) 且通り			
曲げに対する評価部位: 1階外壁(■)			
$M_p$	波浪動による曲げモーメント	8	kN・m
$M_g$	風力による曲げモーメント	397	kN・m
せん断に対する評価部位: 1階外壁(■)			
$Q_p$	波浪動によるせん断力	3	kN
$Q_g$	風力によるせん断力	622	kN
せん断に対する評価部位: 1階外壁(■)			
$Q_p$	波浪動によるせん断力	3	kN
$Q_g$	風力によるせん断力	493	kN

☆1 別添 6-1-3-1 「Ⅱ 入力律則の設定」

☆2 建設経緯ビル等の構造上の要件の解説 (国研研資料第 070 号, 平成 24 年)

## 5. 評価結果

### 5.1 ケース1（浮力+余震+水圧）の強度評価結果

#### (1) 保有水平耐力

ケース1（浮力+余震+水圧）に対する保有水平耐力の評価結果を表5-1-1に示す。

各層に生じる層せん断力はいずれも保有水平耐力以下であることを確認した。

表5-1-1 保有水平耐力評価結果ケース1（浮力+余震+水圧）

方向	評価高さ H (m)	層	保有水平耐力 Qu (kN)	余震 E (kN)	水圧 W (kN)	層せん断力 Q <sub>r</sub> = E + W (kN)	検定比 Q <sub>r</sub> /Q <sub>u</sub>
NS		2	215364	34200	0	34200	0.16
		2	294062	76000	0	76000	0.26
		1	697913	125400	15991	141391	0.20
		B1	666362	193200	30026	223226	0.33
		B2	690068	215300	35237	250537	0.36
EW		2	197739	32000	0	32000	0.16
		2	263352	73000	0	73000	0.28
		1	506345	122500	11646	134146	0.27
		B1	228937	189900	22244	212144	0.92
		B2	347605	229099	26103	255903	0.90

## (2) 接地圧

ケース1（浮力＋余震＋水圧）に対する接地圧の評価結果を表5-1-2及び表5-1-3に示す。

浮力と余震及び水圧による転倒モーメントが作用した場合に発生する接地圧は極限支持力以下であることを確認した。

表5-1-2 接地圧評価結果（上向き0.4×鉛直）

ケース1（浮力＋余震＋水圧）

評価項目	極限支持力 $\sigma_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	転倒方向	接地圧 $\sigma$ (kN/m <sup>2</sup> )	検定比 $\sigma/\sigma_u$
接地圧	2370	NS	141	0.06
		EW	124	0.05

表5-1-3 接地圧評価結果（下向き0.4×鉛直）

ケース1（浮力＋余震＋水圧）

評価項目	極限支持力 $\sigma_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	転倒方向	接地圧 $\sigma$ (kN/m <sup>2</sup> )	検定比 $\sigma/\sigma_u$
接地圧	2370	NS	227	0.10
		EW	204	0.09

## (3) 建家外壁

ケース1（浮力＋余震＋水圧）の水圧による応力を図5-1-4から図5-1-6までに示す。また、建家外壁の評価結果を表5-1-4に示す。当該コンクリートは支配的である水圧の応力のみを示す。

なお、評価に用いる検定比は、発生応力とその箇所の部材の許容応力の比であることから、部材の厚み及び配筋の状態によっては許容応力が小さくなることもあり検定比が厳しくなる。したがって、コンクリート上の最大応力箇所が最大検定比の箇所とならない場合もあるため、図中に最大検定比の位置を棒により明示する。

0通り（東面）、1通り（南面）及び2通り（北面）外壁の応力は相対許容応力以下であるが、3通り（西面）外壁の応力は相対許容応力を超えている。



図5-1-1 9通り（東面） 魚け忘方図（ケース1）

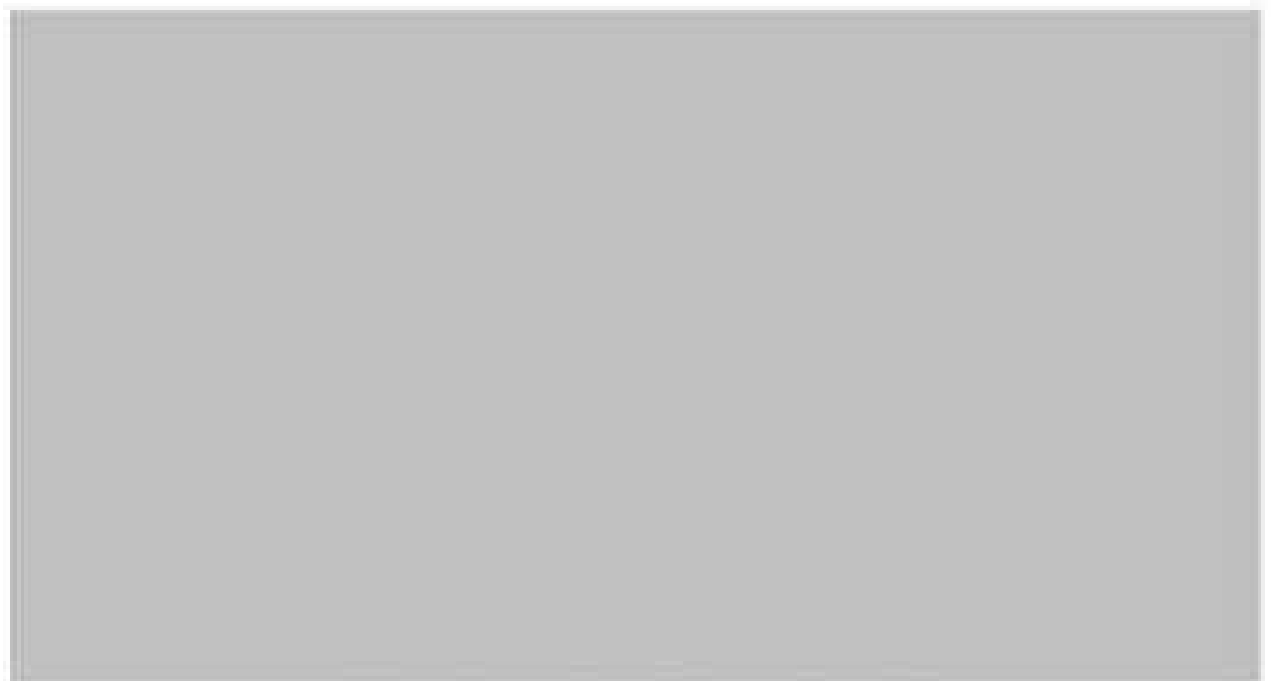


図5-1-2 9通り（東面） せん剛方図（ケース1）

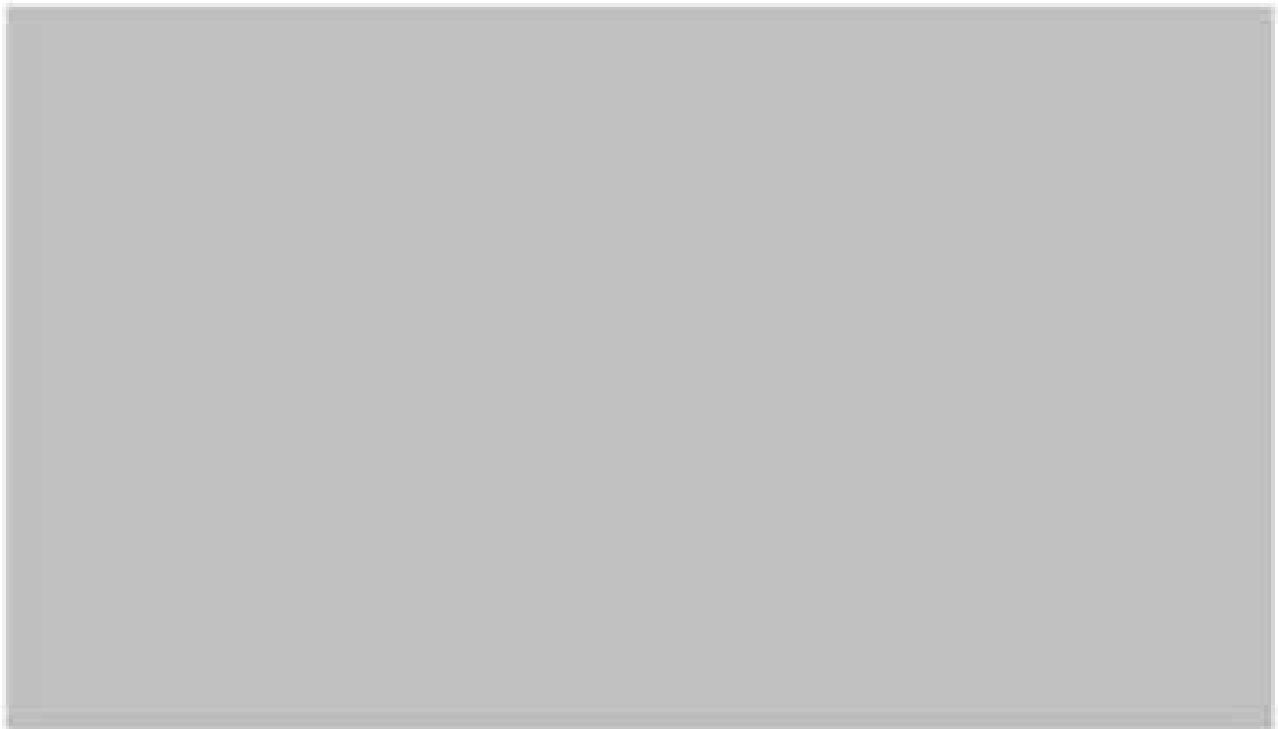


図5-1-3 1通り（西面） 曲げ応力図（ケース1）



図5-1-4 1通り（西面） せん断力図（ケース1）



図5-1-5 A通り(南面) 曲打芯力図(ケース1)



図5-1-6 A通り(南面) せん断力図(ケース1)



図6-1-7 井通9（北西） 曲げ応力図（ケース1）



図6-1-8 井通9（北西） せん断力図（ケース1）



表 5-1-4 床家等壁の健全性評価結果ケース 1 (浮力+余震+水圧)

評価対象部位	短期許容曲げ耐力 $M_{sd}$ (kN・m)	曲げ応力 $M$ (kN・m)	検定比 $M/M_{sd}$
9通り (東面)	1077	313	0.29
1通り (西面)	22	29	1.73
1通り+ (西面)	1077	343	0.32
4通り (南面)	552	217	0.40
8通り (北面)	552	397	0.71

評価対象部位	短期許容せん断耐力 $Q_{sd}$ (kN)	せん断力 $Q$ (kN)	検定比 $Q/Q_{sd}$
9通り (東面)	666	451	0.68
1通り (西面)	666	512	0.77
4通り (南面)	674	400	0.60
8通り (北面)	674	432	0.64

☆ 検定比が0.9を超える部位については、3番目に検定比が大きい部位の値を参考値として併記

表 5-2 ケース 2 (風力+余震) の強度評価結果

(1) 保有水平耐力

ケース 2 (風力+余震) に対する保有水平耐力の評価結果を表 5-2-1 に示す。  
各層に生じる層せん断力はいずれも保有水平耐力以下であることを確認した。

表 5-2-1 保有水平耐力評価結果 ケース 2 (風力+余震)

方向	評価高さ H (m)	階	保有水平耐力 Q <sub>r</sub> (kN)	風力 R (kN)	余震 E (kN)	層せん断力 Q <sub>r</sub> = R + E (kN)	検定比 Q <sub>r</sub> /Q <sub>r</sub> <sup>0</sup>
NS	0.00	3	215364	75	34200	34275	0.16
	0.00	2	294082	14708	70000	90708	0.31
	0.00	1	497913	50038	133400	189438	0.38
	0.00	01	89382	36768	190000	251968	0.29
	0.00	02	88068	58768	215300	274068	0.31
EW	0.00	3	197750	56	32000	32056	0.17
	0.00	2	383332	10962	70000	84962	0.22
	0.00	1	590345	40772	133500	163272	0.27
	0.00	01	720037	43535	189000	233435	0.32
	0.00	02	817695	43535	200500	284635	0.35

(2) 浮揚圧

ケース2（底力＋余量）に対する浮揚圧の評価結果を表5-2-2及び表5-2-3に示す。

底力と余量による転倒モーメントが作用した場合に発生する浮揚圧は単位支持力値以下であることを確認した。

表5-2-2 建家の浮揚圧に関する評価結果（上向き0.4m相変）

ケース2（底力＋余量）

評価項目	単位支持力値 $\sigma_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	方向	浮揚圧 $\sigma$ (kN/m <sup>2</sup> )	検定比 $\sigma/\sigma_u$
浮揚圧	2700	NS	496	0.21
		EW	399	0.17

表5-2-3 建家の浮揚圧に関する評価結果（下向き0.4m相変）

ケース2（底力＋余量）

評価項目	単位支持力値 $\sigma_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	方向	浮揚圧 $\sigma$ (kN/m <sup>2</sup> )	検定比 $\sigma/\sigma_u$
浮揚圧	2700	NS	470	0.20
		EW	426	0.18

### (3) 壁体外壁

ケース2（風力+地震）の風力による応力を図5-2-1から5-2-4までに示す。また、壁体外壁の評価結果を表5-2-4に示す。当該コンクリートは支配的である風力の応力のみを示す。また、図中の棒による図示は最大補定比を示すものであり、配筋と応力の関係から必ずしも最大応力箇所が最大補定比となるものではない。補定比が0.9以上の外壁は開口前後筋を考慮して評価する。

9通り（東面）、1通り（南面）及び16通り（北面）外壁の応力は短期許容応力以下であるが、1通り（西面）外壁の応力は短期許容応力を越えている。



図5-2-1 9通り（東面） 風げ応力図（ケース2）



図5-2-2 9通り（東面） せん断力図（ケース2）

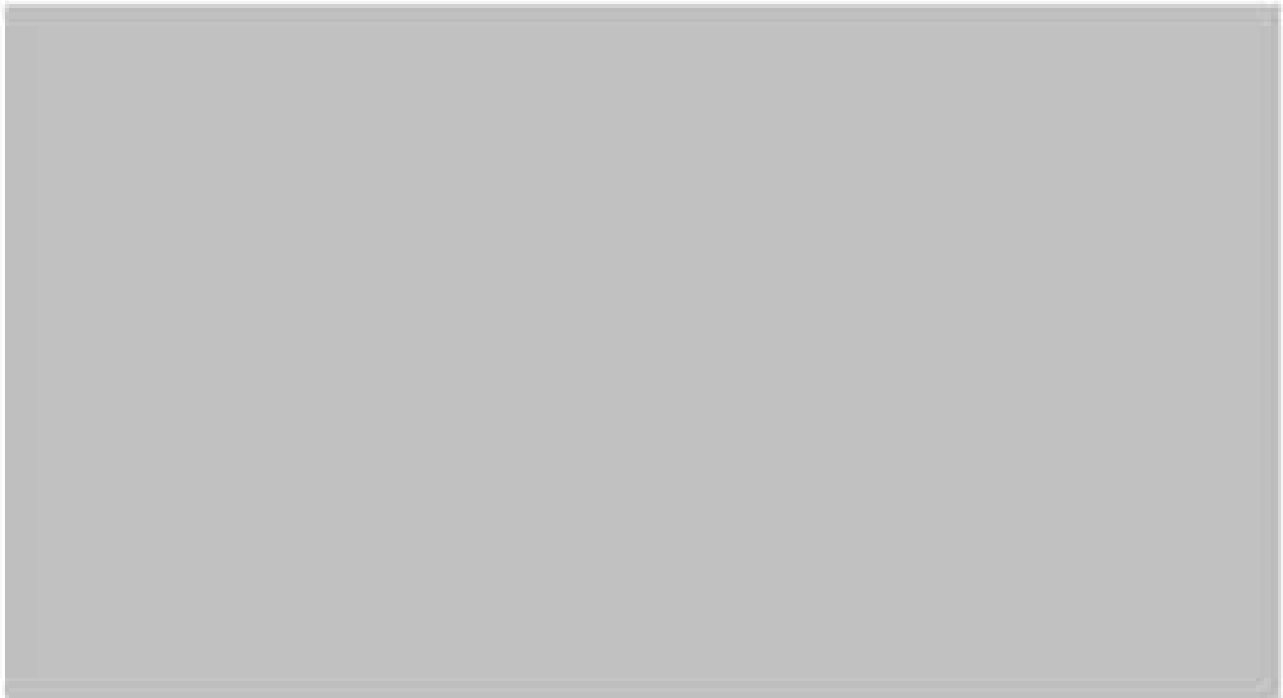


図5-2-3 1冊9（西面） 再発電力図（ケース1）



図5-2-4 1冊9（西面） 再発電力図（ケース2）

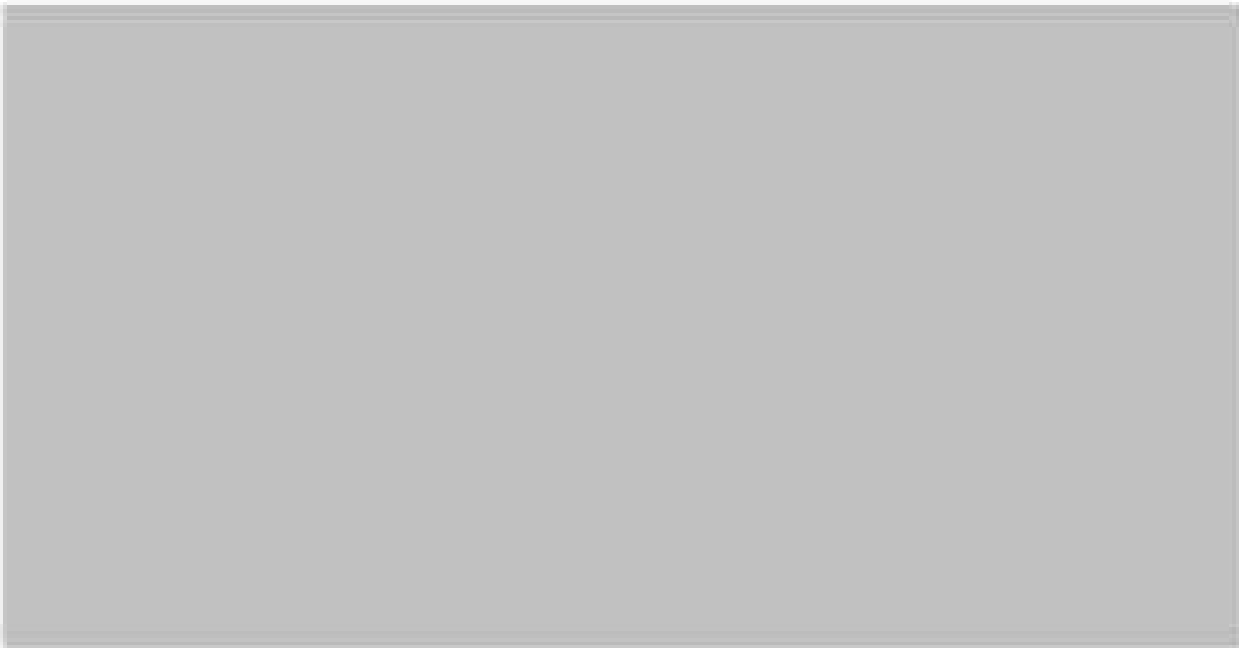


図5-2-6 A通り（南面） 曲げ応力図（ケース2）

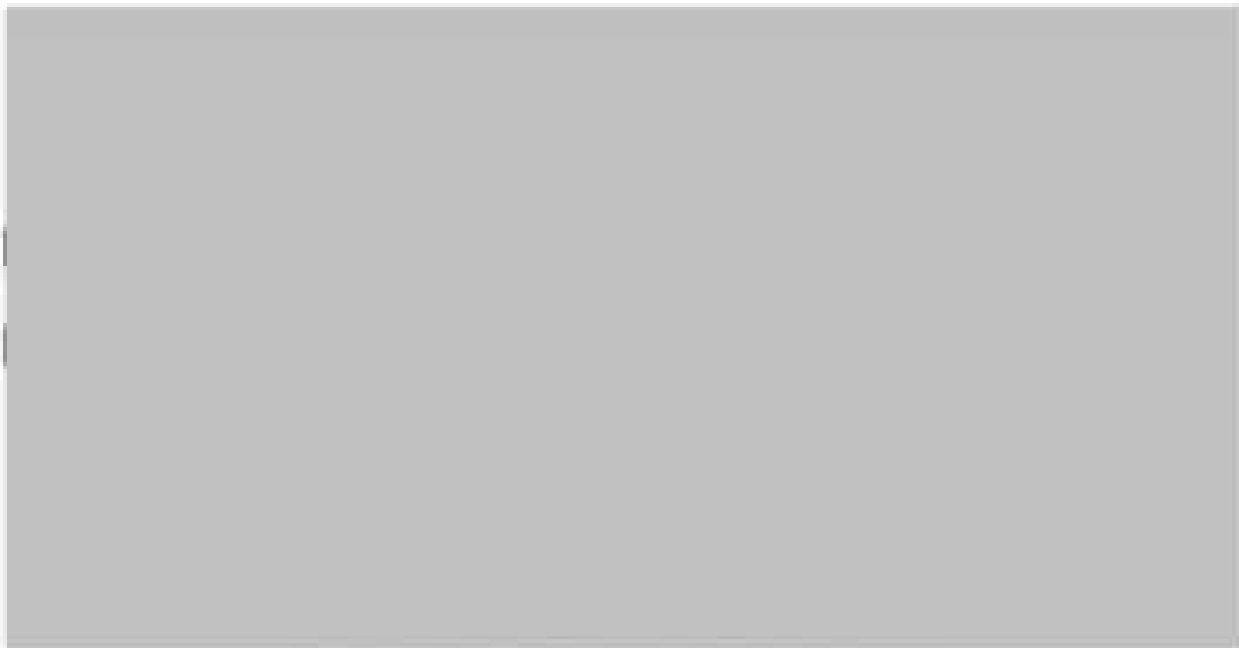


図5-2-6 A通り（南面） せん断力図（ケース2）

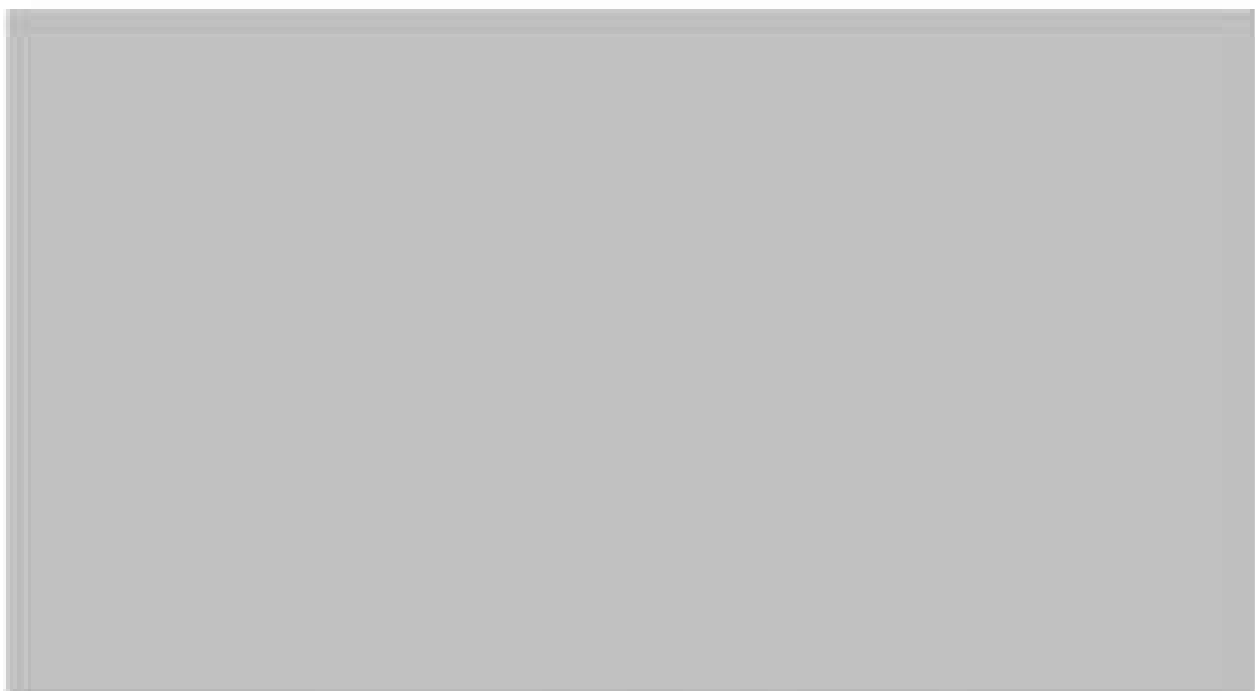


図 5-2-7 日曜日（北西） 西日差し図（ケース 21）

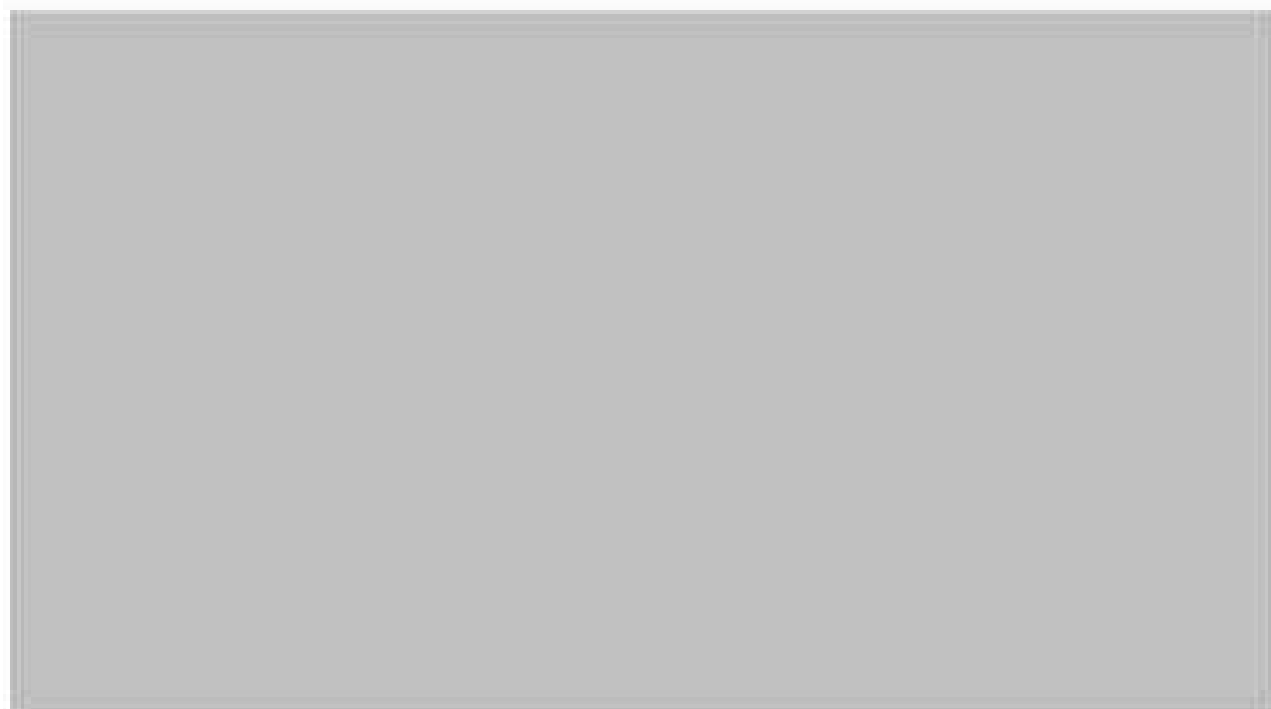


図 5-2-8 日曜日（北西） セム照力図（ケース 21）

表5-2-1 建築外壁の健全性評価結果ケース2（風力+地震）

評価対象部位	短期許容曲げ耐力 $M_{sd}$ (kN・m)	曲げ応力 $M$ (kN・m)	検定比 $M/M_{sd}$
9通り (東面)	1077	403	0.42
1通り (西面)	22	59	2.68
1通り <sup>*)</sup> (西面)	1077	396	0.47
4通り (南面)	552	316	0.58
8通り (北面)	552	497	0.90

評価対象部位	短期許容せん断耐力 $Q_{sd}$ (kN)	せん断力 $Q$ (kN)	検定比 $Q/Q_{sd}$
9通り (東面)	666	660	0.79
1通り (西面)	666	763	0.89
4通り (南面)	678	604	0.90 (0.89) <sup>*)</sup>
8通り (北面)	678	670	0.99
8通り (北面)	678	522	0.77

※1 検定比が0.9を超える部位については、主要部に検定比が大きい部位の値を参考値として併記。

※2 (1)内は小数点以下第3位までの数値を示す。検定比0.9は小数点以下第3位を切り上げたことによるものである。



### 5.3 ケース3（風力+漂流物衝突荷重）の強度評価結果

#### (1) 保有水平耐力

ケース3（風力+漂流物衝突荷重）に対する保有水平耐力の評価結果を表5-3-1に示す。

各層に生じる層せん断力は、いずれも保有水平耐力以下であることを確認した。

表5-3-1 保有水平耐力評価結果/ケース3（風力+漂流物衝突荷重）

方向	評価高さH (m)	階	保有水平耐力 $Q_h$ (kN)	風力R (kN)	漂流物衝突荷重P (kN)	層せん断力 $Q_r = R + P$ (kN)	検定比 $Q_r/Q_h$
NS	0	3	213344	73	2.8	73	0.01
	0	2	284062	14736	2.8	14906	0.03
	0	1	497913	35026	2.8	35400	0.11
	0	B1	889342	36746	2.8	36771	0.07
	0	B2	889418	36746	2.8	36771	0.07
EW	0	3	197790	56	2.8	59	0.01
	0	2	383332	10942	2.8	10965	0.03
	0	1	598345	40772	2.8	40775	0.08
	0	B1	723937	42535	2.8	42538	0.06
	0	B2	947995	42535	2.8	42538	0.05

#### (2) 楼地圧

ケース3（風力+漂流物衝突荷重）に対する楼地圧の評価結果を表5-3-2に示す。

風力と漂流物衝突荷重による転倒モーメントが作用した場合に発生する楼地圧は、欄干支持力度以下であることを確認した。

表5-3-2 建物の楼地圧に関する評価結果/ケース3（風力+漂流物衝突荷重）

評価項目	欄干支持力度 $\alpha_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	方向	楼地圧 $\alpha$ (kN/m <sup>2</sup> )	検定比 $\alpha/\alpha_c$
楼地圧	2390	NS	245	0.11
		EW	233	0.10

### (3) 建築外壁

ケース3（直力 $\pi$ +梁周物）に対する建築外壁の健全性評価結果を表3-3-3に示す。

1通り（東面）、2通り（南面）及び3通り（北面）外壁の応力は相期許容応力以下であるが、1通り（西面）外壁の応力は相期許容応力を超えている。

また、検定比1.1以上の外壁は開口部形状を考慮して評価する。

※ 応力による応力はカーブ部における応力と同等であり、最大となる検定比の位置も同様であるため、コンクリートを省略する。

表 5-3-3 建築外壁の健全性評価結果ケース 3 (風力+漂流物衝突荷重)

評価対象部位	規程許容曲げ耐力 $M_{容}$ (kN・m)	曲げ応力 $M$ (kN・m)	検定比 $M/M_{容}$
9 階 W (東面)	1077	492	0.46
1 階 W (西面)	22	69	2.73
1 階 W <sup>+</sup> (西面)	1077	469	0.44
3 階 W (南面)	552	297	0.54
9 階 W (北面)	552	491	0.73

評価対象部位	規程許容せん断耐力 $Q_{容}$ (kN)	せん断力 $Q$ (kN)	検定比 $Q/Q_{容}$
9 階 W (東面)	666	425	0.73
1 階 W (西面)	666	721	0.94
3 階 W (南面)	478	563	0.94
9 階 W (北面)	478	425	0.93
9 階 W <sup>+</sup> (北面)	478	496	0.74

※ 検定比が 1.0 を超える部位については、2 番目に検定比が大きい部位の値を参考値として併記

## 5.4 評価のまとめ

ガラス固定技術開発協議会（JGF）ガラス固定技術開発種は、ケース1（浮力＋余震＋水圧）、ケース2（風力＋余震）及びケース3（風力＋漂流物衝突圧力）の荷重条件に対して、保有水平耐力の検定比は最大0.98、積層圧の検定比は最大0.94であり、許容限界（許容耐力）以下であることを確認した。また、建築外壁のうち3通り（東面）外壁及び4通り（南面）外壁についても検定比は最大0.90（0.89）であり、許容限界（規程許容応力）以下であることを確認した。

建築外壁の評価に用いた応力（曲げモーメント及びせん断力）は、表4-3-1から表4-3-3に示すとおり、水圧、余震及び漂流物による応力に比べて風力による応力が大きい。風力算定に用いる津波高さについては「漂流物・建造物なし、周辺建屋なし」とし、潮位変動に基づき潮位のばらつきを考慮した値とする等、安全側となる荷重の設定をしており、3通り（東面）外壁及び4通り（南面）外壁は、耐津波設計上の制度を有している。

一方、1通り（西面）外壁の応力は、ケース1、2、3いずれにおいても許容限界を超過するため、補強を実施する。また、3通り（北面）外壁の応力はケース2において耐津波設計上の制度を有していないため、補強を実施する。具体的な補強方法については、令和3年1月までに示す。

## Ⅲ-2 設計津波に対する浸水防止設備（浸水防止扉）の強度評価

### 1. 概要

本資料は、「Ⅰ ガラス固化技術開発施設（GVF）ガラス固化技術開発棟の津波防護に関する施設的设计方針 Ⅱ 設計の基本方針」に基づき、ガラス固化技術開発施設（GVF）ガラス固化技術開発棟の扉及びシャッター部の構造強度評価に関する方針について説明し、今後の強度評価に資するものである。

「耐津波設計に係る工務審査ガイド」において、「津波が浸入する可能性について検討した上で、浸入の可能性のある経路（扉、開口部、貫通部等）を特定し、それらに対して浸水対策を実施すること。」とあり、ガラス固化技術開発施設（GVF）ガラス固化技術開発棟の浸水防止扉に対して廃止措置計画用設計津波（以下「設計津波」という。）による強度評価を行う。

### 2. 扉及びシャッター部

ガラス固化技術開発施設（GVF）ガラス固化技術開発棟外壁の扉及びシャッター部には、緊急安全対策として1.0×1.4×0.8mの範囲で浸水防止扉を設置しており、1階に7箇所、2階に4箇所の計11箇所に設置している。

ガラス固化技術開発施設（GVF）ガラス固化技術開発棟に設置している浸水防止扉は1.0×1.4×0.8mまでの浸水を想定し、最大浸水深の3倍の水圧が浸水防止扉に作用するものとして設計・施工している。これら浸水防止扉は東日本大震災直後の緊急安全対策（「原子力発電所の外部電源の信頼性確保について」平成23・04・15 原子院発第3号）の一つとして設置されたものであるが、令和2年2月に廃止措置計画用設計地震動（以下「設計地震動」という。）及び設計津波が認可されたことに伴い、その他の津波に対する防護施設的设计と併せ、設計地震動及び設計津波に対する適合性評価を行う計画である。

### 3. 評価の考え方

設計津波の浸水防止設備（浸水防止扉）については、設計地震動による地震力に対して浸水防止機能が十分に保持できるよう設計する。また、設計津波の遡上感による浸水時及び浸水後の建圧等に対する耐性等を確認し、入力津波に対して浸水防止機能が十分に保持できることを評価する。

以下に浸水防止設備について荷重の組合せ、荷重の設定及び許容限界について考え方を示す。

#### ① 荷重の組合せ

定時荷重、津波荷重及び地震荷重を適切に組み合わせる。

風荷重は、竜巻による風荷重又は竜巻以外の風荷重として「建築基準法（建設告示第1454号）」に基づく立地地域（東高村）の基準風速による風荷重を考慮する。

- ・常時荷重＋地震荷重
- ・常時荷重＋津波荷重
- ・常時荷重＋津波荷重＋余震荷重
- ・常時荷重＋津波荷重＋漂流物衝突荷重

#### h. 荷重の設定

- ・常時荷重  
自重等を考慮する。
- ・地震荷重  
設計地震動を考慮する。
- ・津波荷重  
各設備の荷重水位を考慮する。
- ・余震荷重  
S4-D(設計地震動の応答スペクトル比率を0.5倍として設定)を考慮する。
- ・漂流物衝突荷重  
流木等の比較的小型の漂流物は建家外壁に到達することを考慮する。

#### c. 許容限界

津波防護に対する機能限界保持として、津波後の再使用性や津波の繰り返し作用を想定し、止水性の面も踏まえることにより、当該構造物全体の变形能力（終局耐力時の变形）に対して十分な余裕を有し、浸水防止機能を保持することを確認する。

#### 4. 今後の対応

これらの浸水防止扉は「原子力発電所の外部電源の信頼性確保について」（平成20・04・15厚院発第9号）を受けて平成20年3月までに設置されたもので、T.F.14.4 a の浸水扉の構造耐力と1000 cm<sup>2</sup>の水平地震動に耐えられるものとして設計されている。

なお、令和2年2月に設計地震動及び設計津波が認可されたことに伴い、今後、ガラス強化技術開発施設（TF）ガラス強化技術開発棟の外壁構造に関する設計に併せて浸水防止扉の耐津波及び耐震評価を行う。

浸水防止扉等一覧表(1/2)

図2-1 浸水防止扉等の設置状態(1/2)

浸水防止扉等一覧表(2/2)

The image shows a large gray rectangular area that has been redacted, covering the entire content of the table. The table is titled '浸水防止扉等一覧表(2/2)' (List of Flood Prevention Doors, etc. (2/2)).

図2-1 浸水防止扉等の設置状態(2/2)



## 1. 概要

別添 6-1-3-2「ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の廃止措置計画用設計津波に対する事故影響評価に関する説明書」において使用した計算機プログラム (解析コード) の概要を示す。使用した計算機プログラムで、他の原子力施設の審査に用いられている実績例も併せて示す。

## 2. 使用した計算プログラム

項目 \ コード名	nidas 1Gen
対象	ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟
使用目的	静的線形応力解析
開発機関	MIDAS IT
使用したバージョン	Ver. 8.4.5
コードの概要	nidas 1Gen は、任意形状構造物について、構造解析 (静的解析、静的増分解析、免震・制振解析及び固有値解析等) を行うプログラムである。
使用実績	日本原子力発電株式会社 東海第二発電所で使用実績あり。

添付資料 6-1-3-3-1

ガラス固化技術開発施設 (TYF) ガラス固化技術開発棟

建家貫通部からの浸水の可能性について

## 1. はじめに

「耐津性設計に係る工事審査ガイド」において外周防護 1 は、「津波が流入する可能性について検討した上で、流入の可能性のある経路（扉、開口部、貫通部等）を特定すること。特定した経路に対して、それらに対して浸水対策を施すこと。」とされている。再処理事施設は建家外壁で津波による浸水を防護することから、ガラス固化技術開発施設（GTF）ガラス固化技術開発棟についても、「添付資料ホ-13-2-1 高放射能廃液貯蔵場（HAM）建家貫通部からの浸水の可能性について」と同様の調査手法により、浸水の可能性のある経路について確認した。

## 2. 確認対象箇所

### 2.1 トレンチ（図 2-1-1 参照）

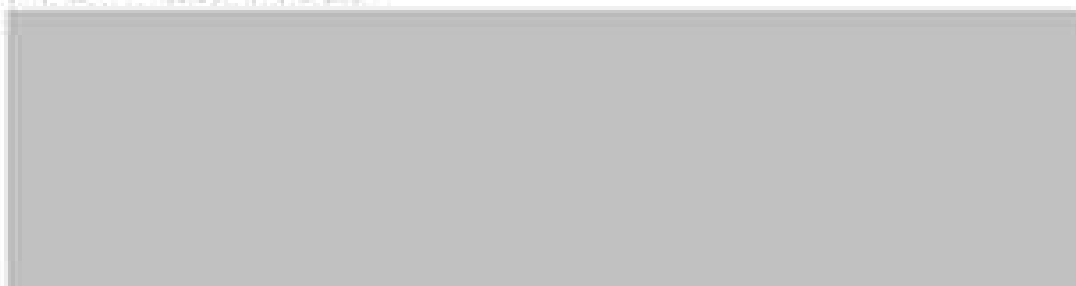




図 5-1-1 ガラス固化技術開発施設（TVP）ガラス固化技術開発棟と接続しているトレンチ

4.2 購買部 (因 2017 年度 2-2 事項)





図表2-1 ガラス固化技術開発報告（IV）ガラス固化技術開発種の  
トレンザ以外の受買部品調査（西側）



図 2-2-2 ガラス固化技術開発施設 (TTP) ガラス固化技術開発棟の  
トレンチ以外の壁貫通部調査 (西側)

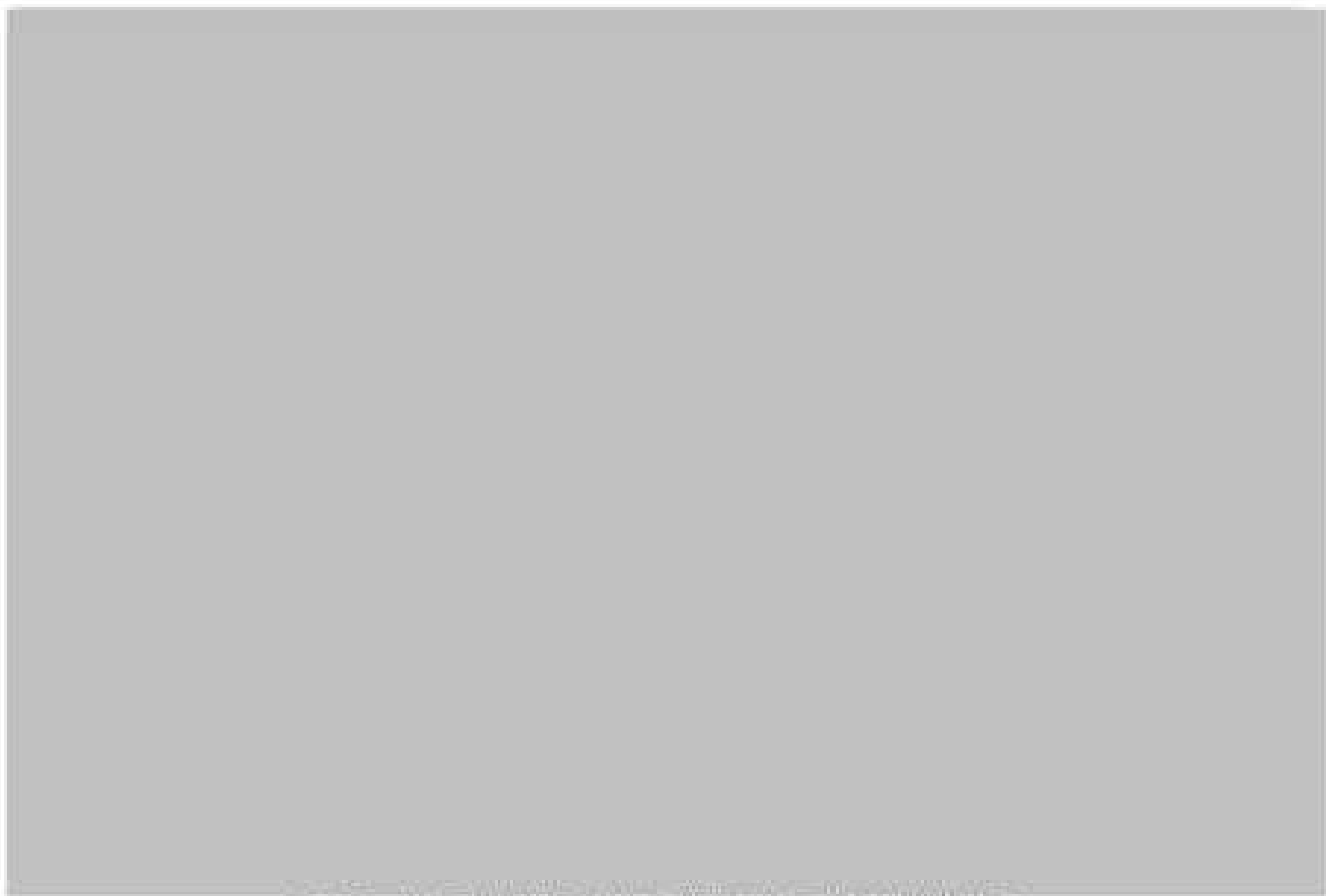


図2-2-3 ガラス固化技術開発施設（TVE）ガラス固化技術開発棟の  
トレンチ以外の壁貫通部調査（南側）





図2-2-4 ガラス固化技術開発施設（TP）ガラス固化技術開発棟の  
トレンチ以外の騒音測定調査（南側）



図2-2-5 ガラス固化技術開発施設（TTF）ガラス固化技術開発種の  
トレンザ以外の受買価格調査（概観）



図 5-3-6 ガラス固化技術開発施設 (TV) ガラス固化技術開発棟の  
トレンサ以外の受費過剰調査 (概算)

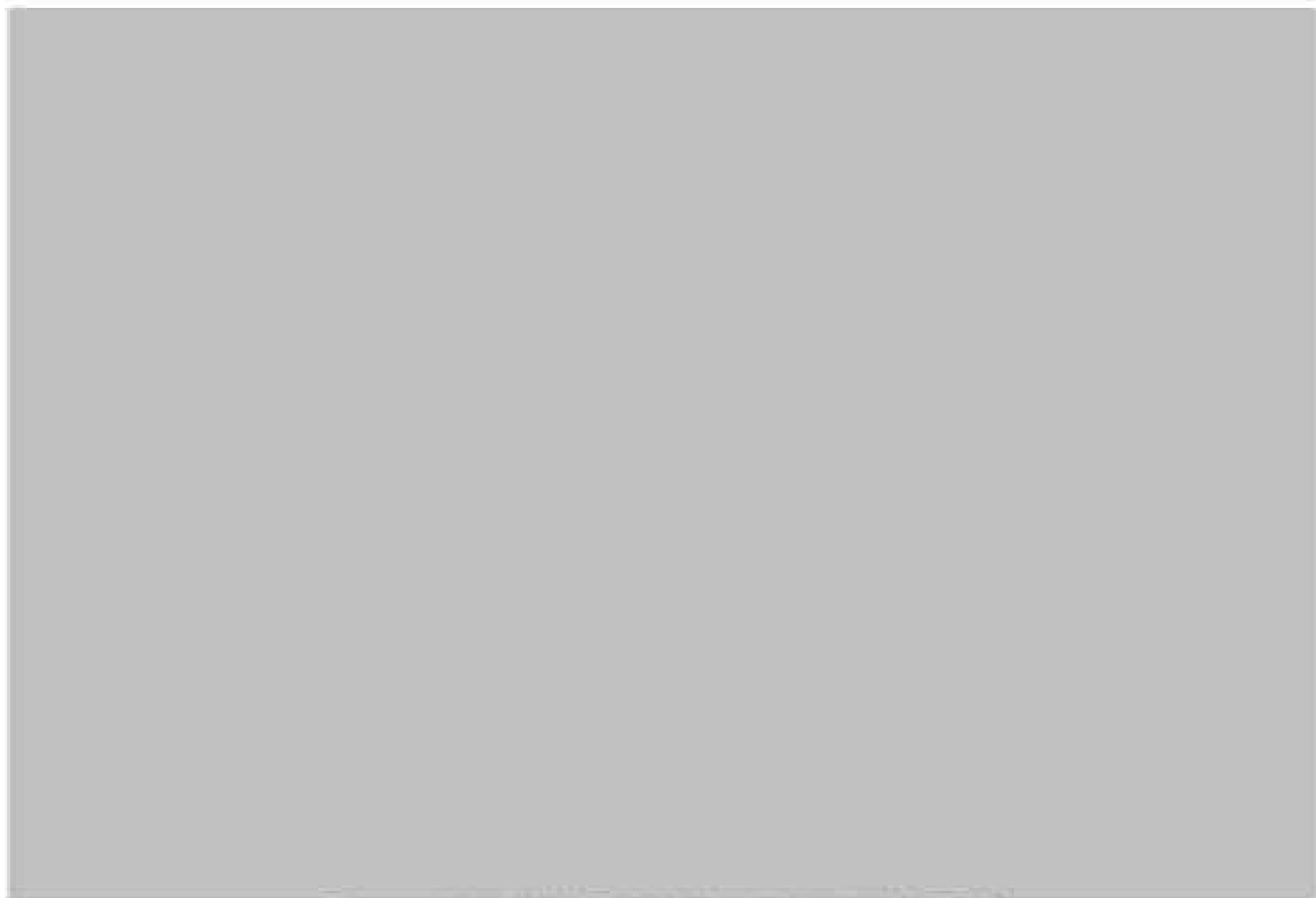


図 2-2-7 ガラス強化技術開発施設 (TVF) ガラス強化技術開発者の  
トレンド以外の購買意向調査 (北側)



図2-2-8 ガラス固化技術開発施設（CIV）：ガラス固化技術開発棟の  
トレンサ以外の壁貫通部調査（北側）



図2-2-9 ガラス溶化技術開発施設（17） ガラス溶化技術開発棟と  
720トレンナ間の壁貫通部調査（増築内から撮影）



図2-2-10 ガラス固化技術開発施設（TIF）ガラス固化技術開発棟と連絡通路間の授業聴取講義（聴室内部から撮影）

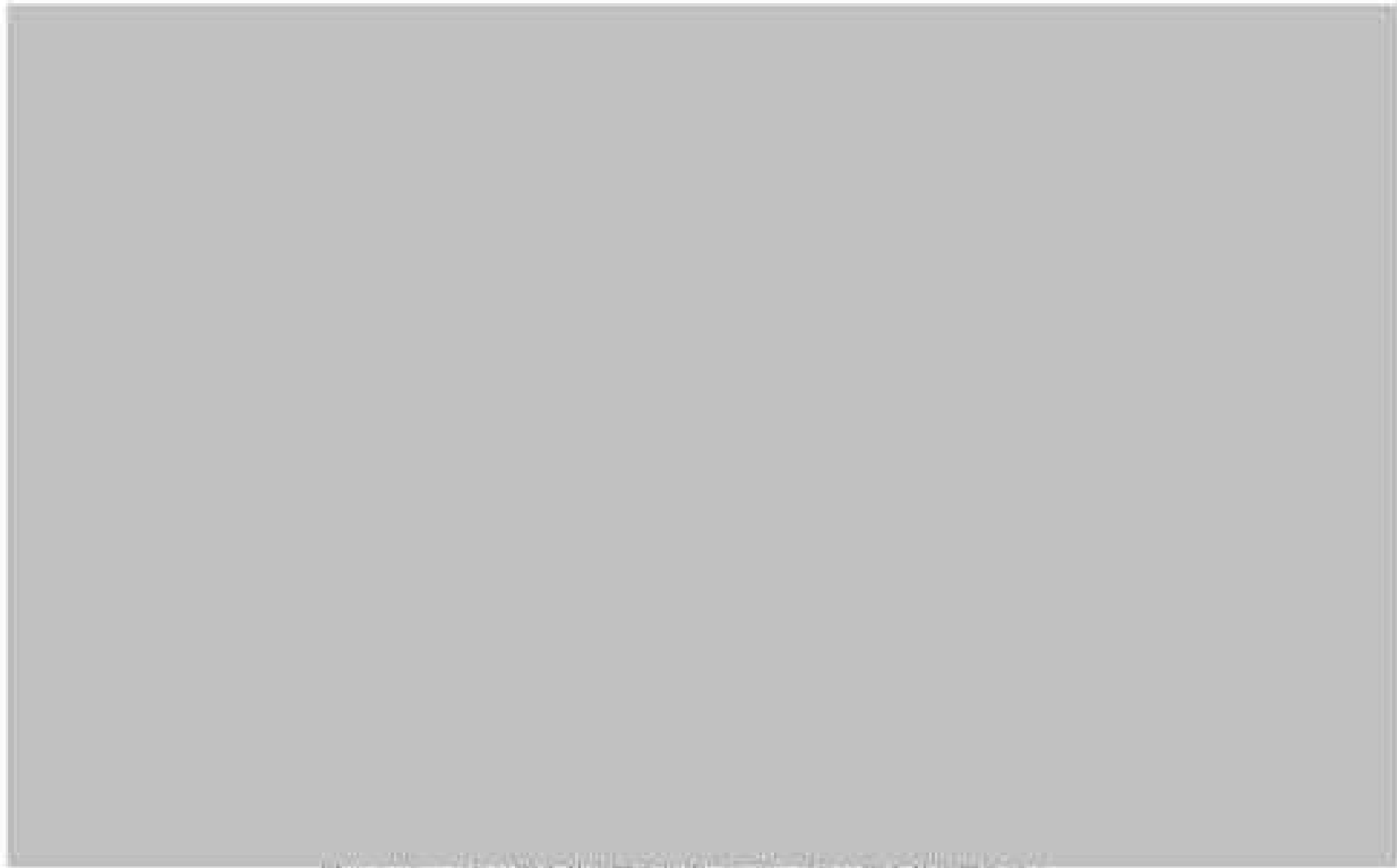


図表2-11 ガラス固化技術開発施設（TY）ガラス固化技術開発棟の  
掘上部分貫通部調査





図 2-2-12 ガラス調化技術開発施設 (TYF) ガラス調化技術開発棟の  
屋上部分貫通部調査



図表3-13 サラシ製紙技術開発施設（IT）サラシ製紙技術開発棟の  
屋上部分既設部調査



図2-2-14 ガラス製化技術開発施設 (T1) ガラス製化技術開発棟の  
屋上部分員数調査



図 3-2-15 建築外観開口部の状況

表3 厚皮びシヤッター部





図2-3-1 排水防止設備等の設置状況 (1/2)



図3-3-1 経水防止堰等の設置状況 (2/2)

表 2-3-1 浸水防止扉の運用状況 (1/2)

No.	通常時の状態※1	開放目的	開放頻度	開放時間 (目安) /回	開閉管理	大津波警報発令時等の対応
1	閉	物品の搬出入	1回/月	約30分以内	当該扉の開閉時は、管理者へ連絡する。	開状態で大津波警報が発令された場合は、閉操作する。※2
		廃棄物仕掛品搬出	1回/月	約30分以内		
		四半期点検	1回/四半期	数分		
		年次点検	1回/年	数分		
2	閉	日常点検	1回/日	数分		
		四半期点検	1回/四半期	数分		
		年次点検	1回/年	数分		
3	閉	日常点検	1回/日	数分		
		四半期点検	1回/四半期	数分		
		年次点検	1回/年	数分		
4	閉	物品の搬出入	1回/週 (TVF 運転時)	約1時間以内		
		四半期点検	1回/四半期	数分		
		年次点検	1回/年	数分		
5	閉	日常点検	2回/日	数分		
		四半期点検	1回/四半期	数分		
		年次点検	1回/年	数分		
6	閉	日常点検	1回/日	数分		
		四半期点検	1回/四半期	数分		
		年次点検	1回/年	数分		



表 2-3-1 浸水防止扉の運用状況 (2/2)

No.	通常時の状態※1	開放目的	開放頻度	開放時間 (目安) /回	開閉管理	大津波警報発令時等の対応
7	開 (平日日勤時)	作業員の入退室	日勤者在室時間帯 (開閉操作: 数分)		当該扉の開閉時は, 管理者へ連絡する。	大津波警報が発令された場合は, 閉操作する。 ※2, ※3
	閉 (休日夜間時)	直者等の入退室	直者等在室時間帯		直者等が出入する際は, その都度, 開閉操作する。	開状態で大津波警報が発令された場合は, 閉操作する。 ※2
8	閉	—	—	—	—	—
9						
10						
11						

※1 ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の浸水防止扉については, 上記開閉状態を踏まえた評価により, 機能維持を確認する。また, 今後, TVF 開発棟建家の外壁補強に関する設計に併せて令和3年1月までに浸水防止扉の耐津波及び耐震評価を行う。

※2 浸水防止扉の点検時等に, 開閉機構の動作確認とともに開閉操作の習熟を図っている。

※3 当該扉の開閉操作は, 今後のガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟における施設全体の事故対処設備の有効性評価に含め, 設計津波の遡上波が敷地へ浸入するまでの時間を考慮した上で, 作業員による対応が確実に実施できることを令和3年1月までに確認する。

### 3. 浸水の可能性のある区域の構造

#### ① T21 トレンチ (図 3-1-1 参照)



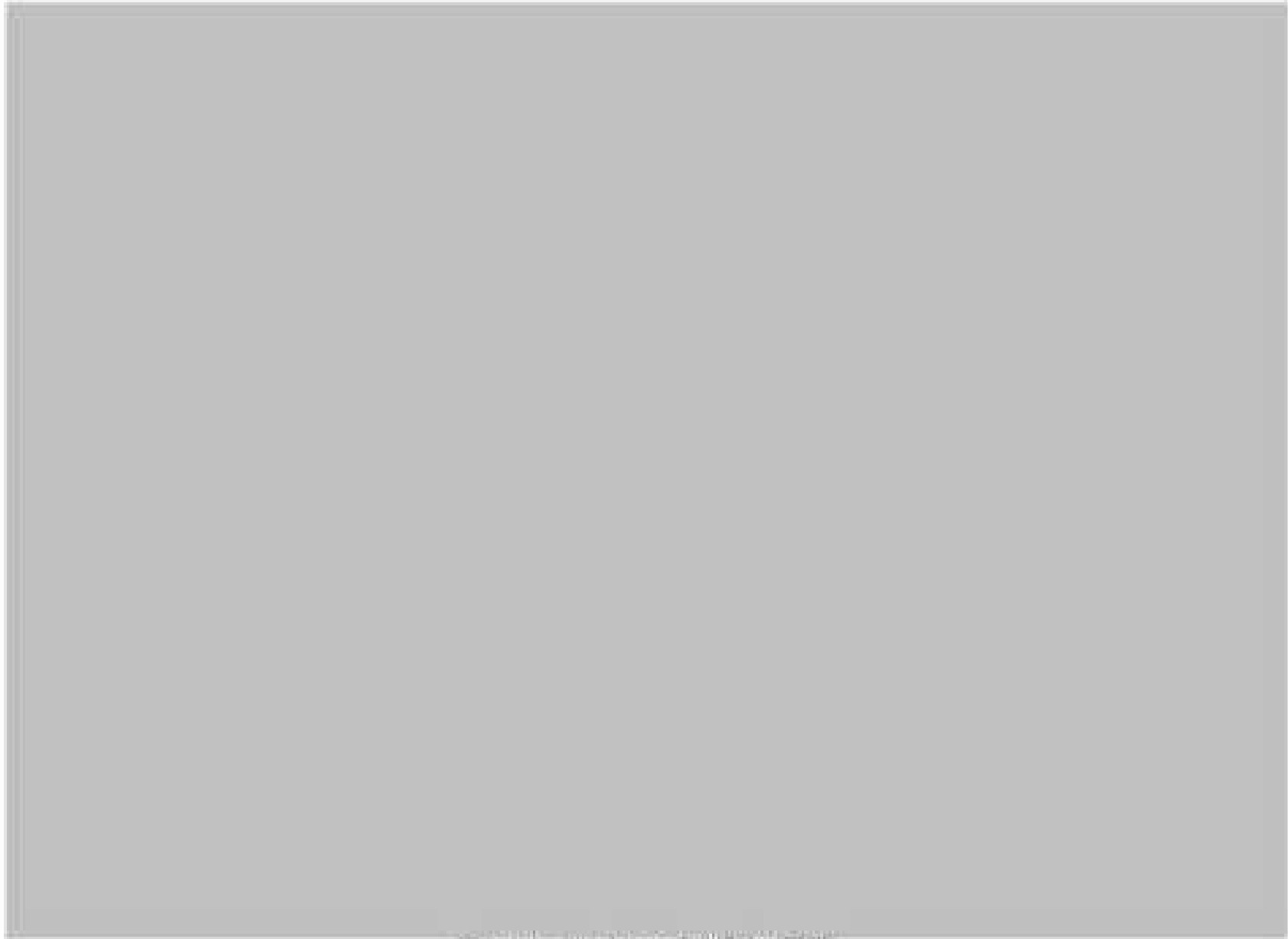


図3-14 121下レンズの構造（概要）

表3-130 トレンヂ (国3-2-1参照)

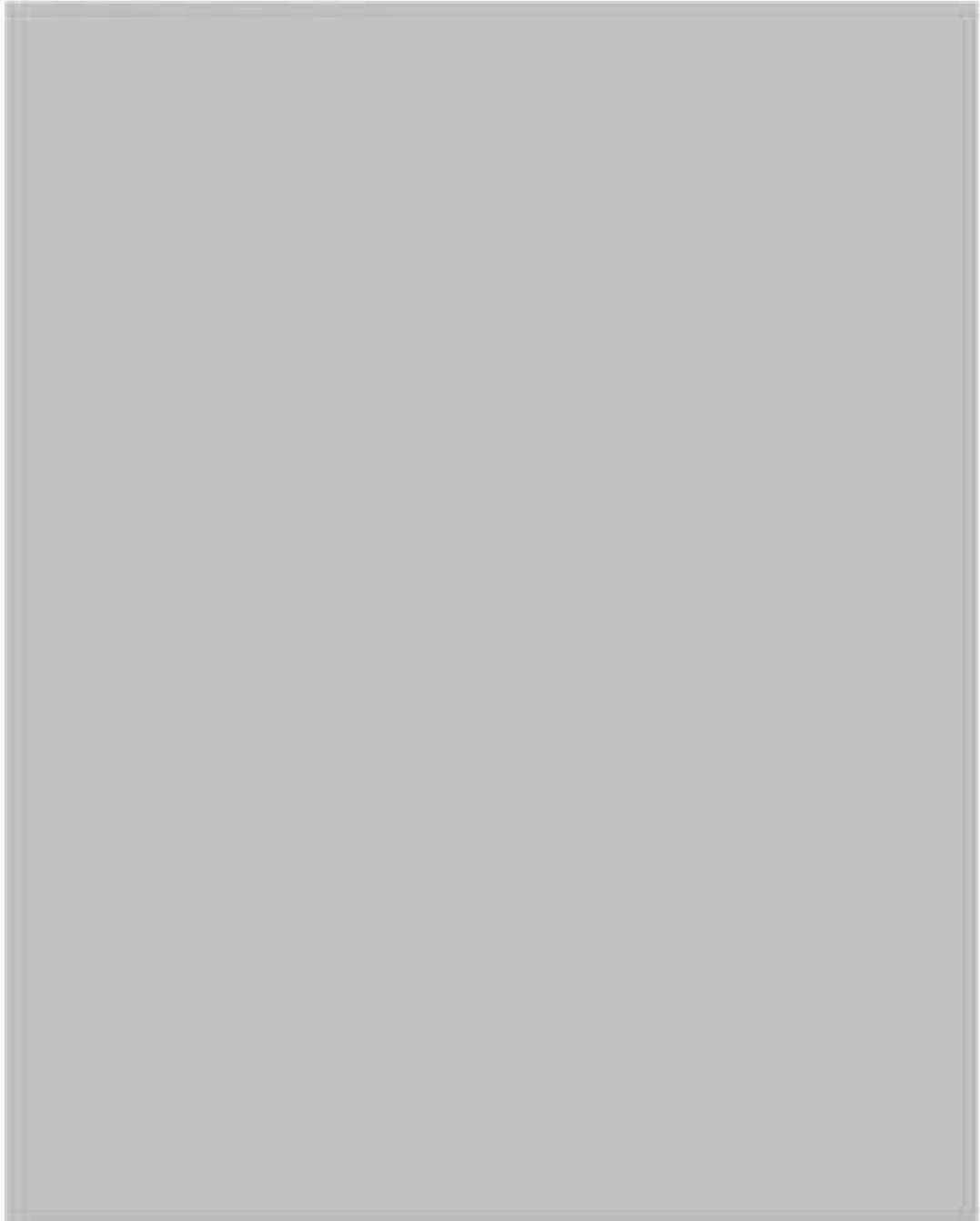




図 3-5-1 T26 トレンナの構造 (概要)

図 3 トレシヤを穿く配管等の壁貫通部 (図 2-1～図 2-16 参照)

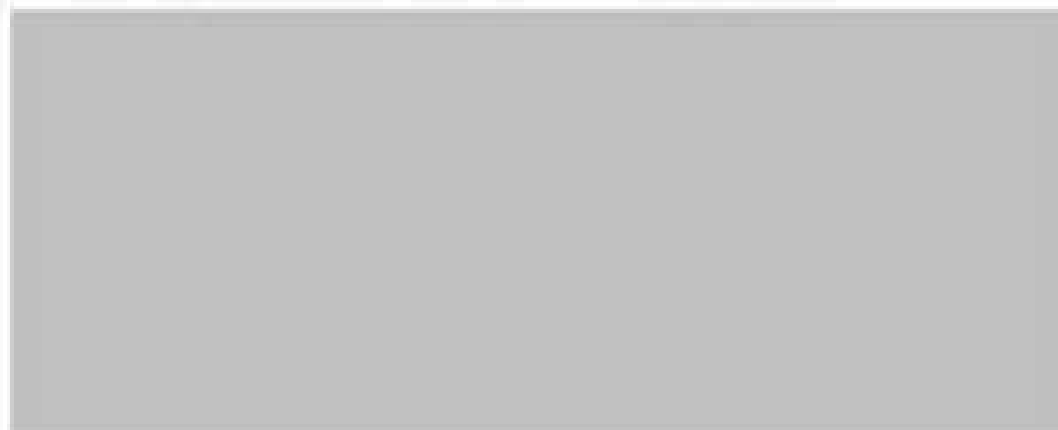


図 4 扉及びシャッター部 (図 2-1 参照)

ガラス固化技術開発施設 (IV) ガラス固化技術開発棟に設置している浸水防止扉は、 $1.0 \times 1.0 \text{ m}$  までの浸水を想定し、最大浸水圧の 3 倍の水圧が浸水防止扉に作用するものとして設計・施工している。

## 4. トレンチの耐震性

### 4.1 T21 トレンチ

T21 トレンチは高放射性廃液貯蔵槽 (DRW) とガラス固化技術開発施設 (TF) ガラス固化技術開発棟の間の約30 mを結ぶ地下構造であり、内部には高放射性廃液を移送する配管が設置されている。T21 トレンチは、廃止措置計画用設計地震動に対する耐震性について二次元 FEM を用いて詳細な評価（添付資料 4-1-2-3-4「配管トレンチ (T21) の耐震応答計算書」参照）を実施し、耐震性を有することを確認している。

### 4.2 T20 トレンチ

T20 トレンチは耐震IIクラスに相当する構造物であることに加え、点検・保守作業を実施するためのマンホール、換気口等の地表貫通口を複数有していることから、津波の襲来に伴いトレンチ内部が浸水するおそれがある。そのため、ガラス固化技術開発施設 (TF) ガラス固化技術開発棟と T20 トレンチの接続箇所が、津波の最大浸水深における水圧に対し十分な強度を有することを確認した（15. 貫通部等の確認」参照）。

また、T20 トレンチ内に敷設されている配管が地震や津波の影響により損傷した場合、配管内に浸水するおそれがある。そのため、ガラス固化技術開発施設 (TF) ガラス固化技術開発棟と T20 トレンチの接続箇所の建家外壁を貫通している浄水配管、飲料水配管及び種別高放射性廃液配管について、建家内の配管経路について調査した結果、ガラス固化技術開発施設 (TF) ガラス固化技術開発棟内のバルブ等により水の浸入を防げることを確認（表 4-2-1 参照）するとともに津波警報発令時におけるバルブ操作の有効性評価（添付資料 4-1-2-3-1-2）を行った。なお、これらの配管は定ピッチスパン法により設置されており、建家内壁の壁貫通部からバルブ等までの区間については、いずれも廃止措置計画用設計地震動時に発生する最大応力が許容限界以下であることを確認した。また、設置されているバルブについては、いずれも10KのJIS規格フランジ（流体温度120℃以下の場合の最大使用圧力1.0MPa）であり、浸水により発生する荷重（静水圧）に対し十分な裕度があることを確認した。

表4-2-1 T20 トレンチ内の配管が損傷した場合の影響

配管	行先	配管の設置状況及び浸水の有無	備考
浄水配管 (図2-2-9 No.43)	屋内消火栓	当配管は地下2階から地上3階までの各フロアの屋内消火栓へ接続している。各消火栓のバルブは常時閉であるため、ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟各フロアへの浸水はない。	・当該配管の耐震性及びバルブの耐圧性について評価を行い、問題のないことを確認した <sup>※1</sup> 。
	屋上冷却塔 (G83H10, H20, H50等)	当配管は、T20トレンチとガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の接続箇所から屋上の冷却塔まで垂直に設置されており、橋長は約24 mであることから、ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟屋上への浸水はない。	・当該配管の耐震性及びバルブの耐圧性について評価を行い、問題のないことを確認した <sup>※1</sup> 。
飲料水配管 (図2-2-9 No.44)	手洗い場、シャワー室、トイレ等	T20トレンチとガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の接続箇所上部のダクトスペース内にバルブが設置されている。津波警報発令時に当該バルブを閉めることにより、ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の手洗い場等への浸水を防止できる <sup>※2</sup> 。	・当該配管の耐震性及びバルブの耐圧性について評価を行い、問題のないことを確認した <sup>※1</sup> 。
極低放射性廃液配管 (図2-2-9 No.47)	臭水貯槽 (G71U027)	極低放射性廃液抽出作業時に使用するバルブを閉めることにより、ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の臭水貯槽への浸水を防止できる。なお、当該バルブは制御室からの操作が可能であり、使用時以外は常時閉となっている。また、フェイルトローズの設計であるため、全電源喪失時には自動的に閉となる。	・当該配管の耐震性及びバルブの耐圧性について評価を行い、問題のないことを確認した <sup>※1</sup> 。

※1：配管は振動数基準の定ピッチスパン法または応力基準の定ピッチスパン法により設置されており、建家内壁の壁貫通部からバルブ等までの区間については、最大応力が許容限界以下であることを確認した。

また、設置されているバルブについては、いずれも20 Kの85規格フランジ（流体温度120 ℃以下の場合の最大使用圧力1.4 MPa）であり、通常使用時の圧力（0.5 MPa）が津波によるトレンチ浸水時の静水圧（約0.1 MPa）を上回ることから問題ない。

※2：ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟とT20トレンチの接続箇所の建家外壁を貫通している飲料水配管からの浸水防止に係るバルブ操作についてはマニュアルを定め運用する。



※ 貫通部等の確認

5.1 トレンチの確認 (図 5-1-1 参照)

竣工検査時における、トレンチと接するセル壁、建室内壁等の健全性を以下のとおり確認した。



図 5-1-1 12) トレンチの構造 (岡本悠史)

#### 6.1.1 概要

制度6-1-3-3「1. ガラス強化技術開発施設（TRF）ガラス強化技術開発棟の津波防護に関する施設的设计方針」に基づき、津波襲来時にガラス強化技術開発施設（TRF）ガラス強化技術開発棟に接続するトレンチ（T20、T21）が浸水した場合においても建家内が浸水しないよう、トレンチと接するセル壁、建家内壁等が健全であることを確認する。

各評価対象部位において、浸水により発生する応力（曲げ、せん断）が許容応力を下回ることを確認する。浸水による荷重は、建家構造物の荷重及び浮力算定用津波高さによる静水圧とする。

## 5.1.2 一般事項

### (1) 位置

ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の位置を図 5-1-2-1 に示す。



図 5-1-2-1 ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の位置

(2) 構造概要

ガラス固化技術開発施設（TF）ガラス固化技術開発棟に接続するトレンチのうち、廃止措置計画用設計津波の浸水深により水圧を受けるトレンチの位置を図5-1-2-2に示す。

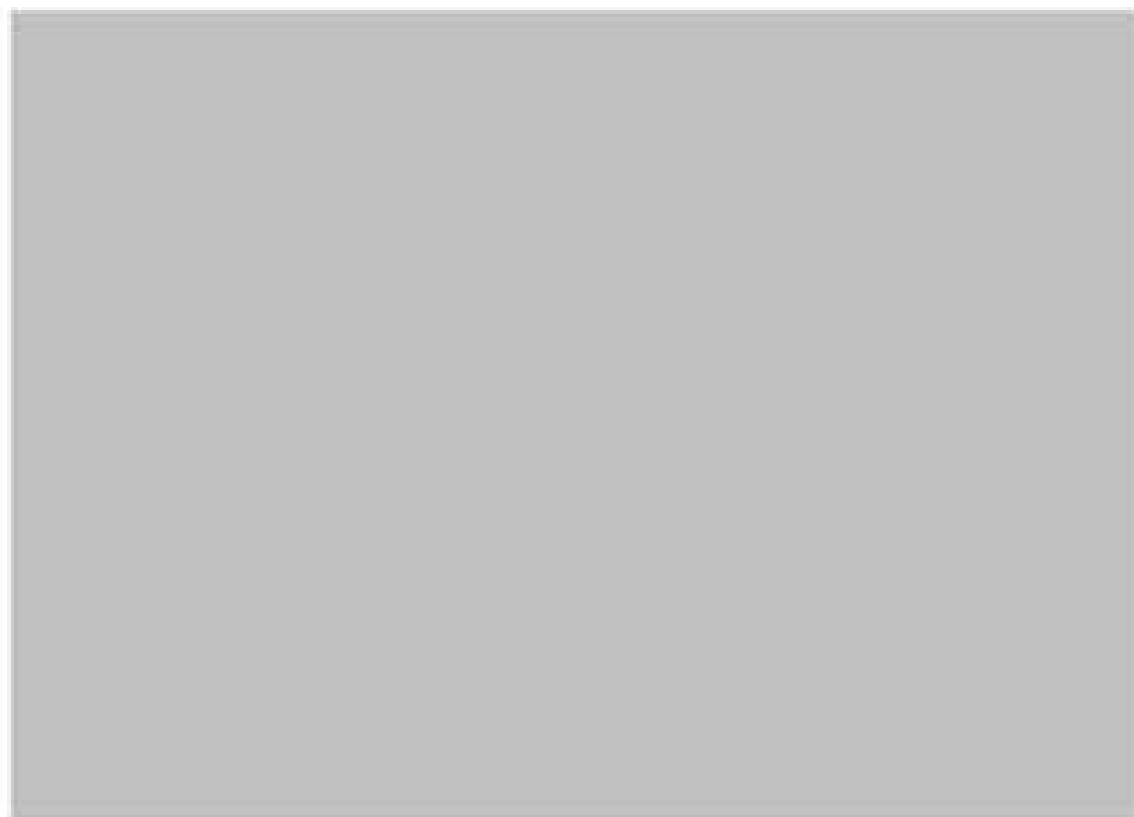


図 5-1-2-2 ガラス固化技術開発施設（TF）ガラス固化技術開発棟に接続するトレンチの位置

### 5.1.3 評価方針

評価にあたっては、ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟と接するトレンチの建家内壁等が従止構造計画用設計律法による浸水後の水圧に対して止水性を損なわないことを確認する。評価項目を表 5-1-3-1 に示す。

表 5-1-3-1 評価項目

評価方針	評価項目	評価方法	許容限界
止水性を有すること	部材の健全性	発生応力 (曲げモーメント、せん断) が許容限界以下であることを確認	短期許容応力

### 5.1.4 適用基準

ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の建家内壁等の強度評価において、適用する基準等を以下に示す。

- (1) 建築基準法・同施行令
- (2) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会, 2018 年)
- (3) 建築物荷重指針・同解説 (日本建築学会, 2015 年)

### 3.1.3 強度評価方法

#### (1) 記号の定義

ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の建物内壁等の強度評価の計算に用いる記号を表3-1-5-1に示す。

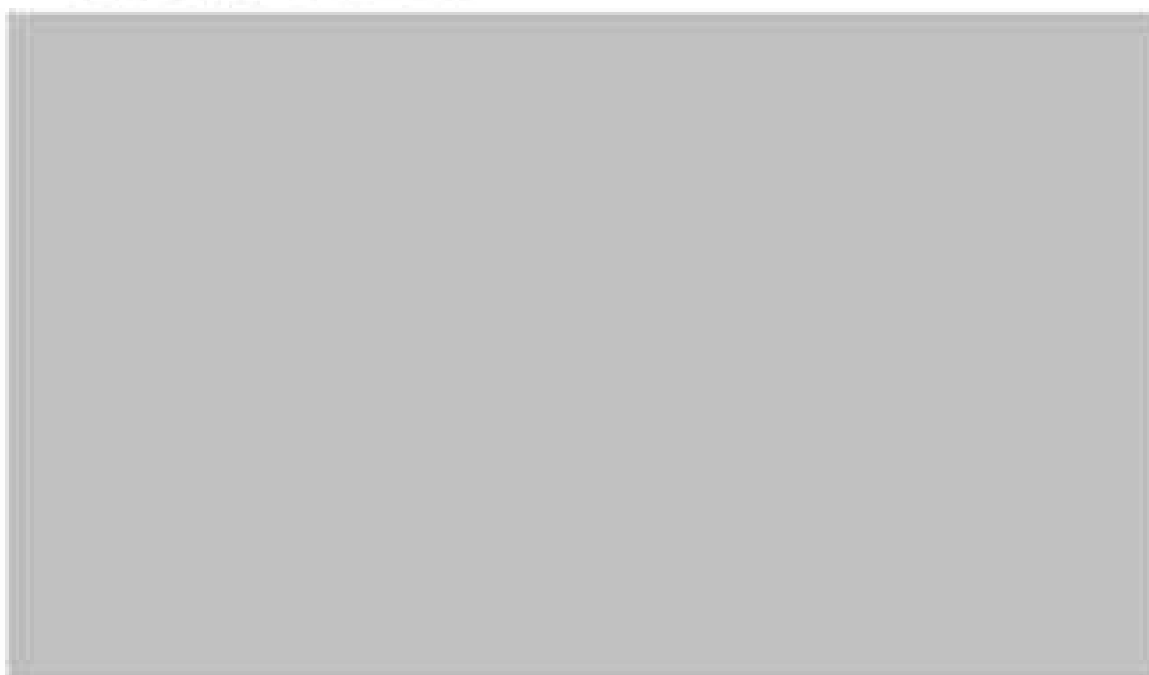
表3-1-5-1 建物外壁等の強度評価計算に用いる記号

記号	定義
$P_w$	床面没水時の静水圧
$P_c$	鉄筋コンクリートスラブの自重
$h_c$	床面積算計画用設計厚床高さ
$h_s$	トレンチ下スラブ天端高さ
$M_a$	スラブ及び壁の短期許容曲げモーメント
$Q_{As}$	スラブ及び壁の短期許容せん断力
$a_s$	既存断面の引張鉄筋断面積
$f_s$	引張鉄筋の短期許容引張応力度
$t$	応力中心間距離 ( $7/8d$ )
$d$	部材の有効せい
$T$	鉄筋コンクリートスラブ及び壁厚
$d_f$	引張縁から引張鉄筋重心までの距離
$f_c$	コンクリートの短期許容せん断応力度
$b$	スラブ及び壁の単位幅
$P_w$	海水の単位体積重量
$P_c$	鉄筋コンクリートの単位体積重量
$L$	下スラブ及び壁の長さ
$w$	各等分荷重の総和
$M$	断面に生じる曲げモーメント
$Q$	断面に生じるせん断力

### 5.1.6 評価部位

(1)T21 トレンチ（高放射性廃液貯蔵場（HAW）とガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟との間の接続）

評価対象は、T21 トレンチの建家内壁、建家外壁及びスラブとする。評価部位及び構造を図 5-1-6-1 に示す。



(1)ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟平面図



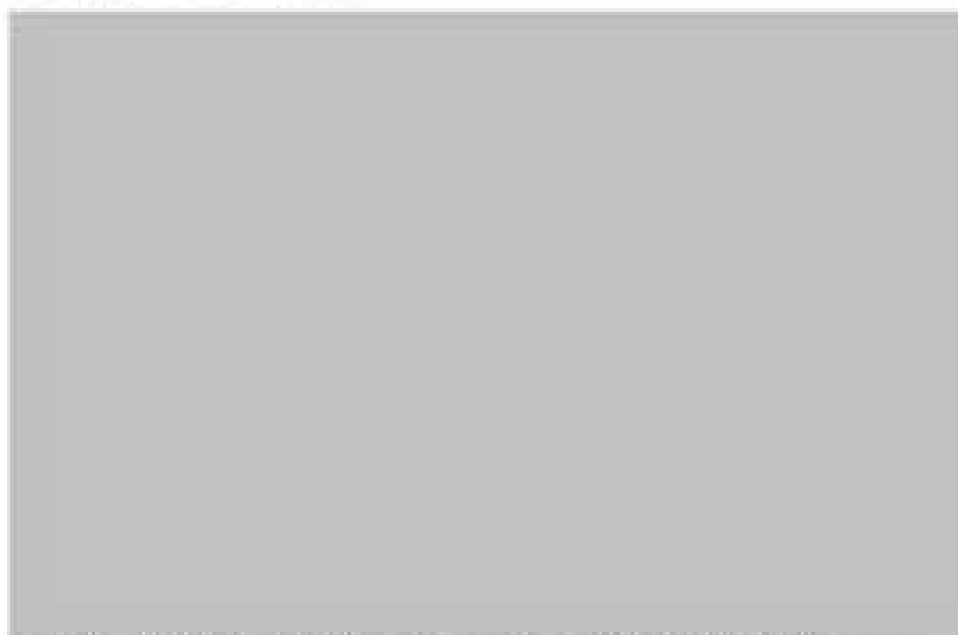
(2)ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟断面図（2F断面）

図 5-1-6-1 T21 トレンチと接する建家内壁の評価部位及び構造



(出) T20 トレンチ（ガラス強化技術開発施設（TV7）ガラス強化技術開発棟とユーティリティ施設との間の接続）

T20 トレンチの評価は、ガラス強化技術開発施設（TV7）ガラス強化技術開発棟が T20 トレンチと接続している部分の建築外観を評価対象とする。評価部位及び構造を図 9-1-6-2 に示す。



(出) ガラス強化技術開発施設（TV7）ガラス強化技術開発棟平面図



(出) ガラス強化技術開発施設（TV7）ガラス強化技術開発棟断面図（NS 断面）

図 9-1-6-2 T20 トレンチと接する建築外観の評価部位及び構造

### 5.1.7 荷重

#### ① 津波浸水時の静水圧 ( $P_w$ )

津波浸水時の水圧については、トレンチ下スラブ天端高さ ( $h_d$ ) から、脱止槽設計面用設計津波高さ ( $h_w$ ) までの高さによる静水圧 ( $P_w$ ) を考慮する。

#### ② 鉄筋コンクリート (建物内壁等) による荷重 ( $P_f$ )

建物構造物の荷重として、建築外壁、建物内壁及びスラブの自重を荷重 ( $P_f$ ) として考慮する。

### 5.1.8 許容境界

#### (1) 使用材料

強度評価に用いる使用材料は既往の設計及び工事の方法の認可 (再処理施設に関する設計及び工事の方法 (ガラス固化技術開発施設)) に基づき設定する。使用材料を表5-1-8-1に示す。

表5-1-8-1 使用材料

施設	使用材料	規程許容応力度
ガラス固化技術開発施設	コンクリート	せん断
	設計基準強度: $f_c 22.1 \text{ N/mm}^2$ ( $f_c 225 \text{ kgf/cm}^2$ )	$1.06 \text{ N/mm}^2$
(TF) ガラス固化技術開発種	鉄筋	引張
	S100A ( $f_t 3000 \text{ kgf/cm}^2$ ) S205 ( $f_t 3500 \text{ kgf/cm}^2$ )	$295 \text{ N/mm}^2$ $345 \text{ N/mm}^2$

### (D) 短期許容応力

建家外壁、建家内壁及びスラブの短期許容応力は「鉄筋コンクリート構造計算標準・同解説 2018」に基づき算定する。

スラブ及び壁の短期許容曲げモーメント ( $M_s$ ) 及び短期許容せん断力 ( $Q_{sk}$ ) の算定式を以下に示す。

$$M_s = a_y f_t l$$

- $M_s$  : 短期許容曲げモーメント
- $a_y$  : 既存断面の引張鉄筋断面積
- $f_t$  : 引張鉄筋の短期許容引張応力度
- $l$  : 応力中心間距離 ( $T/3d$ )
- $d$  : 部材の有効せい、 $d = T - d_f$
- $T$  : 鉄筋コンクリートスラブ及び壁厚
- $d_f$  : 引張鉄筋から引張鉄筋重心までの距離

$$Q_{sk} = \frac{2}{3} a' b / f_c$$

$$\text{ただし、} a' = \left( \frac{a}{2a + 1} \right) \text{ かつ } (1 \leq a' \leq 2)$$

- $Q_{sk}$  : 短期許容せん断力
- $b$  : スラブ及び壁の単位幅
- $f_c$  : コンクリートの短期許容せん断応力度
- $a'$  : せん断スパン比  $M/(Q \cdot d)$  による割増係数
- $M$  : 断面に生じる曲げモーメント
- $Q$  : 断面に生じるせん断力
- 定本検討では、安全側に  $a' = 1$  とする。

### 5.1.3 評価方法

#### (1) 評価モデル

評価荷役は、両端固定支持の一方向荷とし、単位幅により評価する。応力算定モデルを図5-1-9-1に示す。

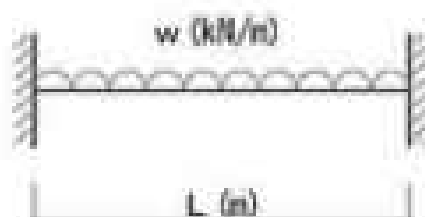


図 5-1-9-1 応力算定モデル

#### (2) 評価式

鉄筋コンクリートの自重 ( $P_T$ ) 及び津波浸水時の静水圧 ( $P_W$ ) による曲げモーメント ( $M$ )、せん断力 ( $Q$ ) の算定は下式にて行う。

$$w = P_W + P_T$$

$$P_T = \rho_c b T$$

$$P_W = \rho_w b (h_T - h_U)$$

- $w$  : 均等分布荷重の総和
- $P_T$  : 鉄筋コンクリートスラブの自重
- $\rho_c$  : 鉄筋コンクリートの単位体積重量
- $b$  : スラブ及び壁の単位幅
- $T$  : 鉄筋コンクリートスラブ及び壁厚
- $P_W$  : 津波浸水時の静水圧
- $\rho_w$  : 海水の単位体積重量
- $h_T$  : 高さ位置計画用設計津波高さ
- $h_U$  : トレンチ下スラブ天板高さ

曲げモーメント算定式を以下に示す。

$$M = wL^2/12$$

- M : 断面に生じる曲げモーメント
- w : 各等分布荷重の総和
- L : 下スラブの長さ

せん断力算定式を以下に示す。

$$Q = w \frac{L}{2}$$

- Q : 断面に生じるせん断力

### 5.1.10 評価条件

評価条件を表5-1-10-1に示す。

表5-1-10-1 建築構造物自重・静水圧の評価条件(1/2)

記号	定義	数値	単位
トレンチ評価の諸元			
$\rho_c$	掘土の単位体積重量	10.10	kN/m <sup>3</sup>
$\rho_c$	コンクリートの単位体積重量	24.00	kN/m <sup>3</sup>
$h_T$	設計埋設高さ(1.0+12.2m)	4.55	m
評価部位A			
$T$	鉄筋コンクリート壁厚	■	m
$L$	壁長さ	7.5	m
$h_b$	トレンチ下スラブ天端高さ(T.P.)	0.4	m
$P_w$	津波浸水時の静水圧	118	kN/m
評価部位B			
$T$	鉄筋コンクリート壁厚	■	m
$L$	壁長さ	7.5	m
$h_b$	トレンチ下スラブ天端高さ(T.P.)	0.4	m
$P_w$	津波浸水時の静水圧	118	kN/m
評価部位C			
$T$	鉄筋コンクリート壁厚	■	m
$L$	壁長さ	7.5	m
$h_b$	トレンチ下スラブ天端高さ(T.P.)	0.4	m
$P_w$	津波浸水時の静水圧	118	kN/m
評価部位D			
$T$	鉄筋コンクリートスラブ厚	■	m
$L$	下スラブの長さ	3.0	m
$h_b$	トレンチ下スラブ天端高さ(T.P.)	0.4	m
$P_T$	鉄筋コンクリートスラブの自重	17	kN/m
$P_w$	津波浸水時の静水圧	118	kN/m

表 5-1-10-1 埋設構造物自重・静水圧の評価条件(1/2)

記号	定義	数値	単位
評価部位E			
$T$	鉄筋コンクリート壁厚	■	m
$L$	壁長さ	7.5	m
$h_1$	トレンチ下スラブ天端高さ (T.2)	4.1	m
$P_w$	津波浸水時の静水圧	113	kN/m
評価部位F			
$T$	鉄筋コンクリート壁厚	■	m
$L$	壁長さ	7.5	m
$h_1$	トレンチ下スラブ天端高さ (T.2)	4.6	m
$P_w$	津波浸水時の静水圧	77	kN/m

### 5.1.11 評価結果

#### (1) 建家外壁、建家内壁及びスラブの強度評価結果

廃止措置計画用設計津波の浸水による水圧に対する評価対象部位ごとの許容限界と発生応力の比較を表5-1-11-1に示す。

表5-1-11-1 トレンチの健全性評価結果

評価対象部位		許容限界 $M_c$ (kN・m)	曲げ応力 $M$ (kN・m)	検定比 $M/M_c$
評価部位A (建家内壁)	鉄筋コンクリート造	1966	553	0.28
評価部位B (建家内壁)		1713	553	0.33
評価部位C (建家外壁)		3058	553	0.17
評価部位D (床スラブ)		361	101	0.28
評価部位E (建家外壁)		1713	530	0.31
評価部位F (建家外壁)		1713	361	0.21

評価対象部位		許容限界 $Q_c$ (kN)	せん断応力 $Q$ (kN)	検定比 $Q/Q_c$
評価部位A (建家内壁)	鉄筋コンクリート造	758	443	0.59
評価部位B (建家内壁)		695	443	0.64
評価部位C (建家外壁)		682	443	0.51
評価部位D (床スラブ)		288	202	0.52
評価部位E (建家外壁)		695	424	0.61
評価部位F (建家外壁)		695	289	0.42



(D) 評価のまとめ

ガラス固化技術開発施設 (TF) ガラス固化技術開発棟と検するトレンチの建家外壁、建家内壁及びスラブは、各評価部位において許容限界 (長期許容応力) 以下であることを確認した。

これにより、ガラス固化技術開発施設 (TF) ガラス固化技術開発棟と検するトレンチの建家外壁、建家内壁及びスラブが廃止措置計画用設計律法により掘水した場合でも、トレンチの止水性は確保されていることを確認した。

## 5.2 二重管の確認

庫内発生時における、トレンチ内部に敷設された二重管の健全性を以下のとおり確認した。

### 5.2.1 二重管の健全性評価の概要

津波等によりトレンチが損傷し水が流入した際に、内部に敷設された二重管が外圧に対し機能を維持できることを確認するため、設計況水圧における静水圧を荷重として加えた際、その荷重が二重管の許容圧力を上回らないことを評価する。

#### 5.2.1.1 評価方針

評価にあたっては、ガラス固化技術開発施設（7F）ガラス固化技術開発棟に接続するトレンチ内に敷設された二重管が、廃止措置計画用設計津波による水圧を考慮した荷重に対して、構造強度を有することを確認する。評価項目を表5-2-2-1に示す。

表5-2-2-1 評価項目

評価方針	評価項目	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	部材の健全性 (二重管)	配管に係る外圧（静水圧）が許容限界以下であることを確認	許容圧力

#### 5.2.1.2 適用基準

- (1) 日本産電規格 (JIS)
- (2) 発電用原子力設備規格「設計・建設規格 2005 年度版 (2007 追補版含む)」 (JNEM 5-N01-2005/2007)

## 5.2.4 強度評価方法

### (1) 記号の定義

ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟に接続するトレンチ内に敷設された二重管の強度評価の計算に用いる記号を表 5-2-4-1 に示す。

表 5-2-4-1 トレンチ内に敷設された二重管の強度評価の計算に用いる記号

記号	定義	単位
$P_a$	許容圧力	MPa
$\rho_w$	海水の単位体積重量	kN/m <sup>3</sup>
$h_T$	廃止措置計画用設計津波高さ (T.P.)	m
$D_o$	二重管外管外径	mm
$t$	二重管外管板厚	mm
$t_m$	二重管外管最小厚さ ( $t$ × 寸法許容率)	mm
$l$	配管長さ	mm
$B$	付録材料表 表 Part7 により定まる値 <sup>1)</sup>	—
$h_b$	トレンチ床スラブ高さ (T.S.)	m
$P$	津波浸水時の静水圧	kN/m <sup>2</sup>

## 5.2.5 評価方法

### (1) 評価対象

ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟に接続するトレンチは 2 か所あり、それぞれのトレンチの内部に敷設された移送用配管を内包する二重管外管 (図 5-1-1 及び図 5-2-1 参照) に対して評価を実施する。

### (2) 荷重

津波浸水時の静水圧については、ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟における、トレンチ床スラブ高さから、廃止措置計画用設計津波高さまでの高さによる静水圧を考慮し、以下の式を適用する。

$$P = \rho_w (h_T - h_b)$$

$P$	: 津波浸水時の静水圧
$\rho_w$	: 海水の単位体積重量
$h_T$	: 廃止措置計画用設計津波高さ (T.P.)
$h_b$	: トレンチ床スラブ高さ (T.S.)

### (3) 使用材料

評価対象とする各配管について、使用材料を表5-2-5-1に示す。

表5-2-5-1 対象配管の使用材料

トレンチ名	対象配管	材質
T21 トレンチ	GT1-YU-1-500-Y-2	SUS304L
T20 トレンチ	GT1-YU-1-100-Y-2	SUS304L

### (4) 許容圧力

想定される岸壁の浸水深さに対する水頭圧を配管に加わる外圧と考え、健全性評価を実施する。トレンチ浸水時の水頭圧が二重管外管の壁厚から算出した許容圧力を上回っていないことを確認する。許容圧力の算定式は「JIS S 301-2005/2007 (JIS 341) 直管 (2) 外圧を受ける直管」を準拠した以下の式を適用する。

$$t_s = \frac{3P_e D_o}{4\sigma} \quad \text{より} \quad P_e = \frac{4\sigma t_s}{3D_o} \quad \text{と変形する。}$$

- $P_e$  : 許容圧力
- $t_s$  : 二重管外管最小壁厚
- $D_o$  : 二重管外管外径
- $\sigma$  : 材料材料強 表 Part7 により定まる値

### 4.2.6 評価条件

評価条件を表 5-2-6-1 に示す。

表 5-2-6-1 静水圧の評価条件

記号	定義	数値	単位
トレンチ評価の諸元			
$\rho_w$	海水の単位体積重量	10.10	kN/m <sup>3</sup>
$h_T$	設計津波高さ (J.P.)	12.2	m
T21 トレンチ			
$D_0$	二重管外管外径	558.8	mm
$t$	二重管外管板厚	9.5	mm
—	寸法許容誤差 <sup>※1)</sup>	12.5	%
$t_0$	二重管外管最小厚さ ( $t$ —は×寸法許容誤差)	8.21	mm
$L$	配管長さ	65.861	mm
$B$	付録材料係 表 Part7 により定まる値 <sup>※2)</sup>	24	—
$h_0$	トレンチ床スラブ高さ (J.P.)	0.6	m
$P$	津波浸水時の静水圧	118	kN/m <sup>2</sup>
T20 トレンチ			
$D_0$	二重管外管外径	165.2	mm
$t$	二重管外管板厚	5.0	mm
—	寸法許容誤差 <sup>※1)</sup>	12.5	%
$t_0$	二重管外管最小厚さ ( $t$ —は×寸法許容誤差)	4.37	mm
$L$	配管長さ	約 550,000	mm
$B$	付録材料係 表 Part7 により定まる値 <sup>※2)</sup>	24	—
$h_0$	トレンチ床スラブ高さ (J.P.)	1.1	m
$P$	津波浸水時の静水圧	113	kN/m <sup>2</sup>

※1: JIS G3466 両管用加圧大径ステンレス鋼管より最大の値の許容差を適用

※2: JIS 5 303-200/207 付録材料係 表 Part7 による値のみ取り値 (1/24, 1/16) に基づきチャートより値を読み取り)

### 3.2.7 評価結果

廃止措置計画用設計津波の浸水による水圧に対する、評価対象ごとの許容圧力と静水圧の比較を表5-27-1に示す。

表5-27-1 二重管の健全性評価結果

評価対象	許容圧力 $P_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	静水圧 $P$ (kN/m <sup>2</sup> )	$P/P_0$
T21 トレンチ	400	118	0.29
T20 トレンチ	2,040	113	0.06

### 3.2.8 評価のまとめ

ガラス固化技術開発施設（TF）ガラス固化技術開発棟に接続するトレンチ内部の二重管は、いずれの箇所においても許容限界（許容圧力）以下であることを確認した。

これにより、トレンチが廃止措置計画用設計津波により浸水した場合でも、トレンチ内部に敷設された二重管が構造強度を有することを確認した。

### 4.3 トレンチを除く壁貫通配管等の確認

ガラス固化技術開発施設（GVF）ガラス固化技術開発棟建家外壁貫通部の健全性評価（津波力が作用する外壁の壁貫通部のシーリング材及びモルタルが波力に耐えることの試験）を実施した。

試験に当たっては、模擬試験体の止水材厚さを外壁厚さに対し十分保守的な厚さとするとともに、作用させる水圧は、各外壁貫通部に作用する津波波圧を包絡するよう十分保守的に設定し、貫通部に対する止水処置の健全性を確認した。なお、建家貫通部の構造上、建家内に浸水することは考えにくい。万が一、建家内に浸水した場合の影響については別紙ホ1-0-3-1「ガラス固化技術開発施設（GVF）ガラス固化技術開発棟の建家内へ浸入した場合の影響について」に示す。

- ・シーリング材の水圧試験（令和2年7月実施）の実施状況を図5-3-1に示す。  
津波波力を上回る0.5 MPaの水圧に対して、シーリング材からの漏れがないことを確認した。
- ・モルタルの水圧試験（令和2年7月実施）の実施状況を図5-3-2に示す。  
津波波力を上回る0.5 MPaの水圧に対して、モルタル材からの漏れがないことを確認した。



図 5-3-1 シール材（難燃性気密防水材）の耐圧試験結果（R2.7.15実施）





図 5-3-2: モデル充填の耐久試験結果 (X2.7.13実施)

ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟の  
建家内へ浸水した場合の影響について

## 1. はじめに

ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の壁貫通部の構造上、建室内に浸水することは考えにくいですが、浸水した場合の影響について以下のとおり検討した。

## 2. T20 トレンチ内の壁貫通部 (図 2-1 参照)

T20 トレンチは定期的な点検・保守作業等のため、作業員が内部に入ることができるようマンホール等の地表開口部を有しており、床底発生時に浸水するおそれがある。このため、T20 トレンチ内に津波が流入した場合を想定し、T20 トレンチとガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の接続部のうち、貫通配管が最も多い接続部①において、貫通配管の周囲のシール材やキネダルが損傷した場合の浸水の影響を評価した。ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の各壁から水が流入した場合、地下1階のフロアドレンや階下室を通り地下2階へと流れ込む。その後、水は地下2階のフロアドレンから浸水貯槽に流入する又は二重スラブ入口から床下の二重スラブへ流入する。流入が継続し浸水貯槽が満水になった場合、地下2階のフロアドレンから水があふれ出し、あふれ出した水は地下2階の四隅に設置されている二重スラブ入口から、床下の二重スラブに集約される。二重スラブは地下浸透水を貯留することができる空間であり、地下2階の床下に設けられている (図 2-2 参照)。

T20 トレンチとガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の接続部①の貫通配管の周囲に 5 mm の隙間が発生した場合を想定すると、浸水量は約 360 m<sup>3</sup>であり、二重スラブ (約 2000 m<sup>3</sup>) が満水になることはない。



図 3-1 建家内へ浸水した場合の影響 (T20 トレンチとの接続部)



図 2-2 ガラス強化技術開発施設 (TVF) ガラス強化技術開発棟の二重スラブの構造 (概略)

### 3. その他の埋設配管等

その他の埋設配管等の評価としては、ガラス強化技術開発施設 (TTF) ガラス強化技術開発棟建家外壁の貫通部のうち、貫通部に作用する津波荷重が大きくなる建家1階に位置し貫通部の面積が大きい箇所として、高放射性廃液貯蔵場 (HAF) 信号ケーブル及び航空障害灯ケーブル (電線管外径 30 mm) を対象に選定した。津波により建家外壁に固定付けられたブルボックスが浸水し、内部の電線管から建家内に水が流入した場合を想定し評価した (図 3-1 参照)。当該箇所から水が流入した場合、地下1階のフロアドレンや階段室を通り地下2階へと水が流れ込み、最終的に二重スラブに集約される。この場合の浸水量は約 40 m<sup>3</sup>であり、二重スラブ (約 2500 m<sup>3</sup>) が満水になることはない。

また、その他の埋設配管等について、建家外部の配管が地盤や津波の影響により損傷した場合、配管を通して建家内に浸水する可能性が考えられるため、浸水した場合の影響について調査した (図 3-2 参照)。調査の結果、建家外部の配管が損傷したとしても建家内に浸水する量は、二重スラブ (約 2500 m<sup>3</sup>) に集約される量以下であることを確認した。

なお、二重スラブに溜まった水については、二重スラブ内の排水ピットから既設のポンプ (6 m<sup>3</sup>/h) により移送できることに加え、中置送水ポンプやエンジン付きポンプ等を使用し排水することが可能である (図 3-3 参照)。浸水した場合の排水方法については、継続的な訓練を実施し、事故対応設備での対応が確実にできることを確認していく。



図 3-1 贈家内へ浸水した場合の影響（喫買通節）



図 0-2 連絡通路等からの貫通配管及びポンプの設置状況（概略）（1/2）





図 3-2 連絡通路等からの異通配管及びバルブの設置状況（概略）（2/2）



図 3-3 建家内からの排水方法 (概略)

津波警報発令時におけるバルブ操作の有効性評価について  
(ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟)

## 1) はじめに

ガラス固化技術開発施設（TF）ガラス固化技術開発棟では、津波による設備防止として棟内直設部からの津波による浸水の可能性について調査を実施した。その中で、津波等によりT20トレンチが浸水し、内部に敷設された配管が損傷した場合、配管内部に水が流入する可能性が考えられたことから、当該配管についてバルブ等の設置状況を調査した。その結果、図1-1に示すバルブについては、T20トレンチ内に敷設されている飲料水配管の元バルブは常時開であることから、対策として津波警報発令時に棟内の当該バルブを閉め浸水を防ぐ対応をとる。



図 1-1 ガラス固化技術開発施設 (TVP) ガラス固化技術開発棟 飲料水配管系統図 (概略)

## ②、バルブの開操作に関する有効性評価（作業時間の測定）

本対策について、事故対応に係る単体確認試験という位置づけで、制御室に常駐している人員が最も少ない状態（ガラス固化技術開発施設（JAEA）運転停止中の夜間）において、照明が失われた状態（電源喪失時）で、1人の作業員のみで照度器具の確保及びバルブの開操作を実施することの想定で、当該バルブの開操作に関する有効性評価（作業時間の測定）を実施した（図2-1及び図2-2参照）。

なお、津波警報発令時にはガラス固化技術開発施設（JAEA）ガラス固化技術開発棟3階以上のフロアへ避難することが定められており、本対策が避難に影響を与えない時間として、バルブの開操作の目標時間を5分に設定した。

## ●バルブ操作の有効性評価

項目	内容	備考
実施期間	令和2年6月15日(月)～6月19日(金)	
実施場所	制御室(G240)、通路(G243)、ダクトスペース(G145)	
対象者	当直要員：8名、代直要員：8名（1名ずつ実施）	当直要員は各場から要員(2名/場×4場)を選出
評価項目	津波警報発令から5分以内でバルブ開操作を完了すること	
想定状況	制御室に常駐している人員が最少の状況（TVF運転停止中の機房）において、断電が完了した状態（電源喪失時）を想定し、1人の作業員のみで制御器具の確保及びバルブの開操作を実施する	

## ●バルブ開操作手順

以下の手順でバルブ開操作を実施し、制御室（G240）からダクトスペース（G145）までの移動時間及び、ダクトスペース内でのバルブ操作時間をそれぞれ測定した。

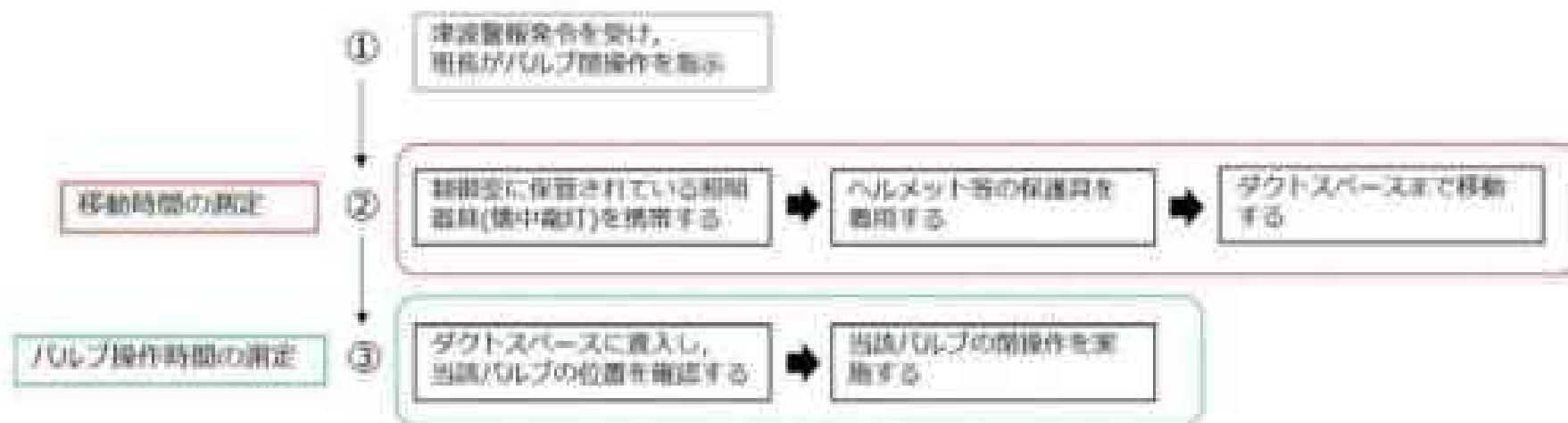


図 2-1 バルブ操作の有効性評価概要



図 2-2 バルブ設置場所への移動ルート及びバルブ外觀



### 3. バルブの開操作に関する有効性評価（作業時間の歴史）の結果

ガラス固化技術開発施設（TP）ガラス固化技術開発棟における施設全体の事故対応設備の有効性については、現在「第 4 回 同棟再処理施設安全監視チーム会合（資料 2-6）」にて令和 3 年 1 月までに実施することを示した計画に従い実施中であり、災害時の現場の状況、対策の優先順位等を考慮して評価する必要がある。

当該バルブ操作単体の確認結果は、図 3-1 に示すとおり目標の 10 分以内で実施できることを確認したが、今後、ガラス固化技術開発施設（TP）ガラス固化技術開発棟における施設全体の事故対応設備の有効性評価に当り、設計意図の趣上流が敷地へ浸入するまでの時間を考慮した上で、作業員による対応が確実に実施できることを確認する。また、ガラス固化技術開発施設（TP）ガラス固化技術開発棟と T20 トレンチの接続箇所の建家外壁を貫通している飲料水配管からの浸水防止に係るバルブ操作についてはマニュアルを定め運用する。

●有効性評価結果

No.	作業単位	区 分	目標時間(合計)
1	移動	制御室で制御器具(懐中電灯等)を準備し、保護具を着用した後、1号ダクトスペースへ移動する。	5分*
2	バルブ操作		

\*：本作業が実施するための業務に所要を与えない時間として設定。

No.	区 分	作業時間(分)		合 計 (分)	No.	区 分	作業時間(分)		合 計 (分)
		移動	バルブ操作				移動	バルブ操作	
1	当直要員	1:47	0:37	2:24	9	代直要員	1:44	0:34	2:18
2	当直要員	2:08	0:42	2:50	10	代直要員	1:37	0:37	2:14
3	当直要員	1:31	0:32	2:03	11	当直要員	1:45	0:33	2:18
4	当直要員	1:28	0:21	1:47	12	当直要員	1:39	0:34	2:13
5	代直要員	1:31	0:39	2:10	13	代直要員	1:43	0:42	2:25
6	代直要員	1:52	0:29	2:21	14	代直要員	1:47	0:35	2:22
7	当直要員	1:33	0:29	2:00	15	代直要員	1:41	1:02	2:43
8	当直要員	1:34	0:27	2:01	16	代直要員	1:38	0:33	2:11

▶16名の作業員を対象にバルブ操作の有効性評価を実施した結果、移動時間が最大約2分10秒、バルブ操作時間が最大約1分であった。

▶制御室からダクトスペースへ移動し、バルブを閉めるまでの一連の動作が、5分以内で実施でき、津波警報発令時のバルブ操作は有効であることを確認した。

図 3-1 バルブ操作の有効性評価結果

再処理施設の危機対策の基本的考え方

## 再処理施設の電巻対策の基本的考え方

廃止措置段階にある再処理施設においては、リスクが特定の施設に集中している。高放射性廃液に伴うリスクが集中する高放射性廃液貯蔵場（HAW）と、且期間ではないものの分離精製工場（WP）等の工程洗浄や系統除染に伴う腐蝕処理も含めて一定期間使用するガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟については、安全対策を最優先で講じる必要がある。

このため、高放射性廃液貯蔵場（HAW）及びガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟については、地震対策や津波対策と同様、廃止措置計画用設計電巻（以下「設計電巻」という。）に対しても、重要な安全機能（閉じ込め機能及び廃熱除去機能）が損なわれることのないよう以下の対策を講ずる。

- ・ 高放射性廃液貯蔵場（HAW）及びガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟の建家並びに建家に設置されている重要な安全機能（閉じ込め機能及び廃熱除去機能）を扱う施設<sup>1)</sup>は、設計電巻の影響から防護する。
- ・ 設計電巻の影響として、飛来物による衝撃荷重、風圧による荷重、建家の内外に生じる気圧差による荷重を考慮する。
- ・ 飛来物に対しては、施設周辺の現地調査等により飛来物となるおそれのあるものを抽出した上で、形状、剛性及び飛来時の運動エネルギーを考慮して設計上考慮すべき飛来物（以下「設計飛来物」という。）を設定する。
- ・ 重要な安全機能（閉じ込め機能及び廃熱除去機能）を扱う施設のうち建家内に設置されている設備に対しては、建家外壁を電巻防護の外壁として建家構造体で防護することとし、建家外壁の既設開口部（窓及び扉）に対しては設計飛来物が貫通しないような対策（鋼製板による閉止等）を講ずる。
- ・ 重要な安全機能（閉じ込め機能及び廃熱除去機能）を扱う施設のうち建家内に設置されているものの、屋外と繋がっている換気系統は、気圧差による荷重に対して構造健全性を維持する。また、気圧差により電巻通過中に一時的な気圧の逆転を生じたとしても、電巻通過後において動的な閉じ込め機能を維持する。
- ・ 重要な安全機能（閉じ込め機能及び廃熱除去機能）を扱う施設のうち高放射性廃液貯蔵場（HAW）及びガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟建家の屋上（建家外）に設置されている既設設備（冷却塔、換気ダクト等）は設計電巻の風圧及び飛来物に直接さらされることとなる。

風圧に対しては風速 100 m/s 時においても構造が倒壊・転倒することがないことを確認できたものの、構造的に飛来物（135 kg の鋼製材を想定）の衝撃に耐えることは維持できない

い、対策として、先行施設等で採用されている電音防護ネットや鋼板による防護設備を設置することも考慮したものの、当該施設の屋上にはそのような規模の設備を新たに設置する空間的余裕はなく、採用は難しい。他の方策として地上への移設・新設も考えられたが、再処理施設は津波に対してクニットサイトとなることから、津波（直力及び浸水、水没）に対して防護する必要がある。さらに耐震上の要求も同時に満足させる必要がある。このような設備の早期実現に向けた技術的成立性を見通すことは容易でなく、また、工事を実施する場合においても、同一エリアで進める津波・地震対策等の安全対策を優先することから、早期の工事完了は見込めず、令和 20 年頃までの維持期間を踏まえると対策の完了に時間を要することから合理的ではない。以上のことから、これらの屋上にある設備が設計電震によって損傷を受けた際には、代替策としての有効性を確認した上で事故対応設備<sup>※</sup>により重要な安全機能（閉じ込め機能及び融熱除去機能）が維持できるようにすることが、実現性の観点から要否と考えた。

- ・電音による影響は地震・津波による影響とは異なり、敷地全体にわたる広範囲の被害をもたらすものでなく、局所的な被害をもたらすものであるという特徴に基づき、設計電震に対する安全機能の維持については、可燃型の事故対応設備の分散配置・多系統化や、仮設設備の設置・応急的な補修等による迅速な処置も考慮する。また、現地調査等を踏まえ、設計最大物を越える影響を与え得るものについては、囲封・撤去・離隔等の対策を講じるとともに、車両等については電音の接近が予測された場合に迅速等を行う。

上記以外の施設については、今後とも安全かつ継続して施設を運用し計画的に廃止措置を進めることができるよう、それぞれのリスクに応じた対策を講ずることとする。

※1 設計電震に対して安全機能を維持すべき対象施設は、別添 4-1-2-1「再処理施設の廃止措置を進めていく上での地震対策の基本的考え方」で示した融熱除去機能及び閉じ込め機能を担う設備とする。

※2 事故対応設備は、別添 4-1-2-1「再処理施設の廃止措置を進めていく上での地震対策の基本的考え方」に示したものとする。

別添 6-1-4-2

再処理施設の電磁影響評価の方針に関する説明書

## 1. 電磁設計の考え方

再処理施設の廃止措置計画において、高放射性廃液貯蔵場（HAW）及びガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟の廃止措置計画用設計電磁（以下「設計電磁」という。）に対する安全対策の検討は、別添 6-1-1「再処理施設の電磁対策の基本的考え方」に基づいて行う。また、影響評価については「原子力発電所の電磁影響評価ガイド（平成25年6月19日原子力規制委員会決定、令和2年9月6日改定）」（以下「電磁影響評価ガイド」という。）を参考に実施する。

## 2. 電磁に対する防護方針

### 2.1 概要

再処理施設の廃止措置段階に、極めてまれに発生する突風、強風を引き起こす自然現象として電磁及びその随伴事象等によって再処理施設の安全性を損なわないことを評価するため、「電磁影響評価ガイド」を参照し、以下の電磁影響評価を行い、安全機能が維持されることを確認する。

- (1) 設計電磁及び設計荷重（設計電磁荷重及びその他の組合せ荷重）の設定
- (2) 再処理施設における従来物に係る調査
- (3) 従来物発生防止対策
- (4) 考慮すべき設計荷重に対する電磁防護施設の構造健全性等の評価を行い、必要に応じ対策を行うことで安全機能が維持されることの確認

### 2.2 評価の基本方針

#### 2.2.1 電磁から防護する施設の抽出

電磁から防護する施設（以下「電磁防護施設」という。）は、電磁の影響を受ける場合においても再処理施設の安全性を確保するために、高放射性廃液に伴うリスクが集中する高放射性廃液貯蔵場（HAW）と、廃止措置全体の長期間ではないものの分選精製工機（MF）等の工程洗浄や系統掃除に伴う廃液処理も含めて一定期間使用するガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟の閉じ込め構造及び崩壊熱除去機能を有する施設を電磁防護施設とした。

#### 2.2.2 電磁影響評価の対象施設

以下の(1)及び(2)に示す施設を電磁影響評価の対象施設（以下「評価対象施設」という。）とする。

評価対象施設の抽出フローを図6-1-1に示す。

##### (1) 電磁防護施設

電磁防護施設のうち、評価対象施設として、屋外施設（電磁防護施設を内包する施設を含む）、屋内の施設で外気と繋がっている施設及び外殻となる施設（建家及び構築物）による防護機能が期待できない施設を抽出する。なお、外殻となる施設による

防護構造が維持できない施設については、電密防護施設を内包する施設の構造健全性の確認結果を踏まえ抽出する。

#### g. 屋外施設

##### <電密防護施設>

- (a) セル換気系統のダクト（高放射性廃液貯蔵場（HAW））
- (b) 二次冷却水系統（高放射性廃液貯蔵場（HAW））
- (c) 緊急放出系統のダクト（高放射性廃液貯蔵場（HAW））
- (d) セル換気系統のダクト（ガラス固化技術開発施設（TVF）/ガラス固化技術開発棟）
- (e) 第二付属排気筒
- (f) 冷却水系統（ガラス固化技術開発施設（TVF）/ガラス固化技術開発棟）

##### <電密防護施設を内包する施設>

- (a) 高放射性廃液貯蔵場（HAW）
- (b) ガラス固化技術開発施設（TVF）/ガラス固化技術開発棟

#### h. 屋内の施設で外気と繋がっている施設

- (a) セル換気系統のダクト、フィルタ及び排気機（高放射性廃液貯蔵場（HAW））
- (b) 緊急放出系統のダクト及びフィルタ（高放射性廃液貯蔵場（HAW））
- (c) 増加換気系統の配管、フィルタ及び排気機（ガラス固化技術開発施設（TVF）/ガラス固化技術開発棟）
- (d) セル換気系統のダクト、フィルタ及び排気機（ガラス固化技術開発施設（TVF）/ガラス固化技術開発棟）
- (e) 固化セル換気系統のダクト、フィルタ及び排気機（ガラス固化技術開発施設（TVF）/ガラス固化技術開発棟）

#### (2) 電密防護施設に波及的影響を及ぼし得る施設

電密防護施設に波及的影響を及ぼし得る施設として評価対象施設となる施設は、例場により電密防護施設を機能喪失させる可能性がある建家及び構造物とする。

- a. 主排気筒
- b. 分離精製工場（MP）
- c. サイクル機器試験施設（RTF）
- d. ガラス固化技術開発施設（TVF）/ガラス固化技術管理棟
- e. クリプトン回収技術開発施設（Kr）

## 2.2.3 評価の基本的な考え方

### 2.2.3.1 評価方法



設計電圧及び設計荷重を適切に設定するとともに、評価対象施設を抽出し、考慮すべき設計荷重に対する評価対象施設の構造健全性について評価を行い、必要に応じて対策を行うことで安全機能が維持されていることを確認する。

電圧影響評価の基本フローを図2.3.1に示す。

### 2.3.3.2 評価対象施設に作用する荷重

以下に示す設計荷重を適切に設定する。

#### (1) 設計電圧荷重

##### a. 風圧力による荷重

設計電圧の最大風速による風圧力による荷重

##### b. 気圧差による荷重

設計電圧における気圧低下によって生じる評価対象施設内外の気圧差による荷重

##### c. 設計将来物の衝撃荷重

設計電圧によって評価対象施設に衝突し得る将来物（設計将来物）が評価対象施設に衝突する際の衝撃荷重

#### (2) 設計電圧荷重と組合せる荷重

##### a. 評価対象施設に常時作用する荷重、運転時荷重等

##### b. 電圧以外の自然現象による荷重、設計基準事故時荷重等

なお、上記(2)a、の荷重については、電圧以外の自然現象及び事故の発生頻度等を参照して、上記(2)a、の荷重と組合せることの適切性や設定する荷重の大きさ等を判断する。

具体的な荷重については、各施設における「設計電圧荷重と組合せる荷重の設定」に示す。

### 2.3.3.3 施設の安全性の確認方針

設計電圧荷重及びその他の組合せ荷重（自重、運転時荷重等）を適切に組合せた設計荷重に対して、評価対象施設、あるいはその特定の区画の構造健全性等の確認を行い、必要に応じて対策を行うことで安全機能が維持されることを確認する。

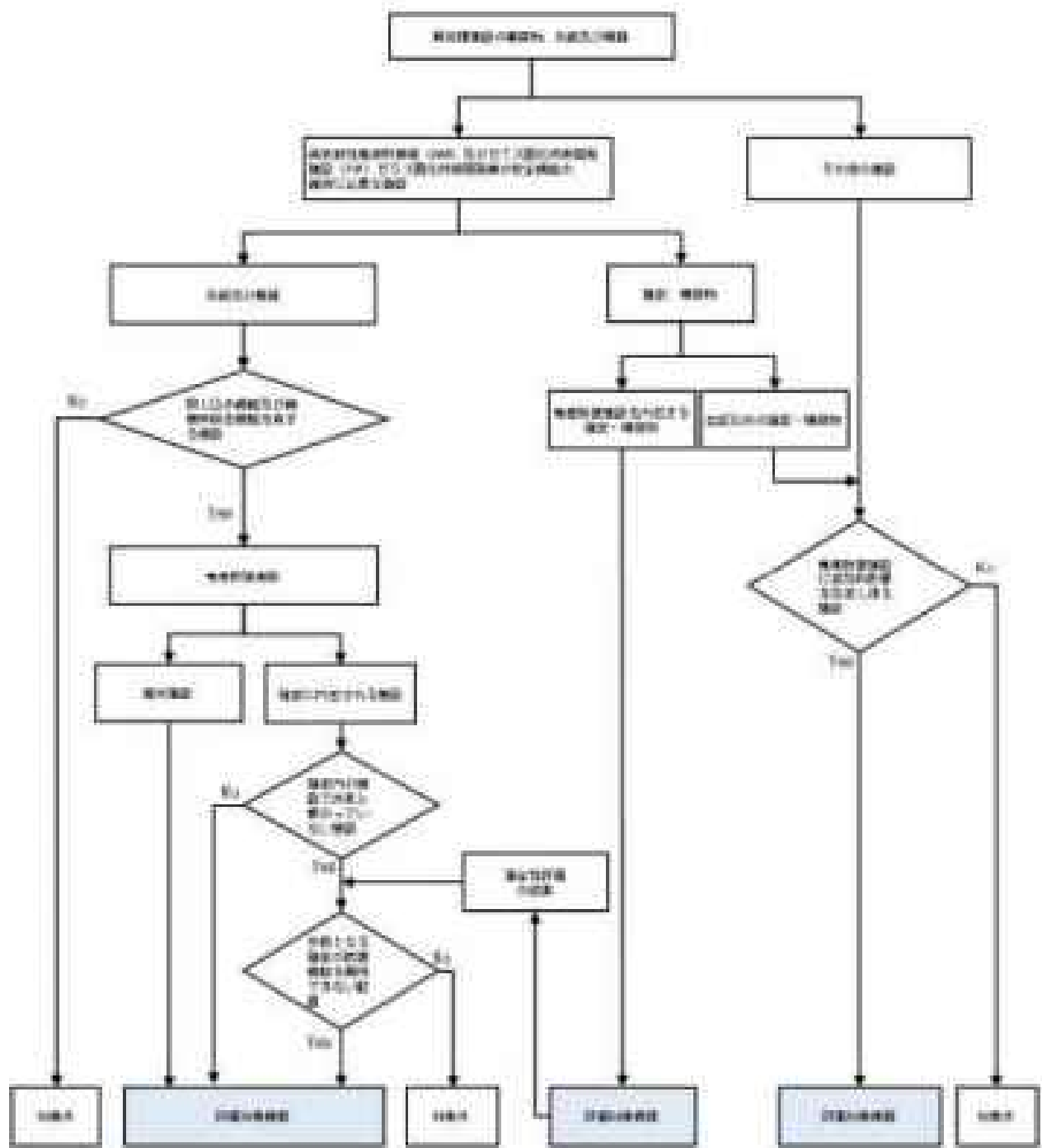


図 2-1 再処理費用の電圧影響評価の対象業者の抽出フロー

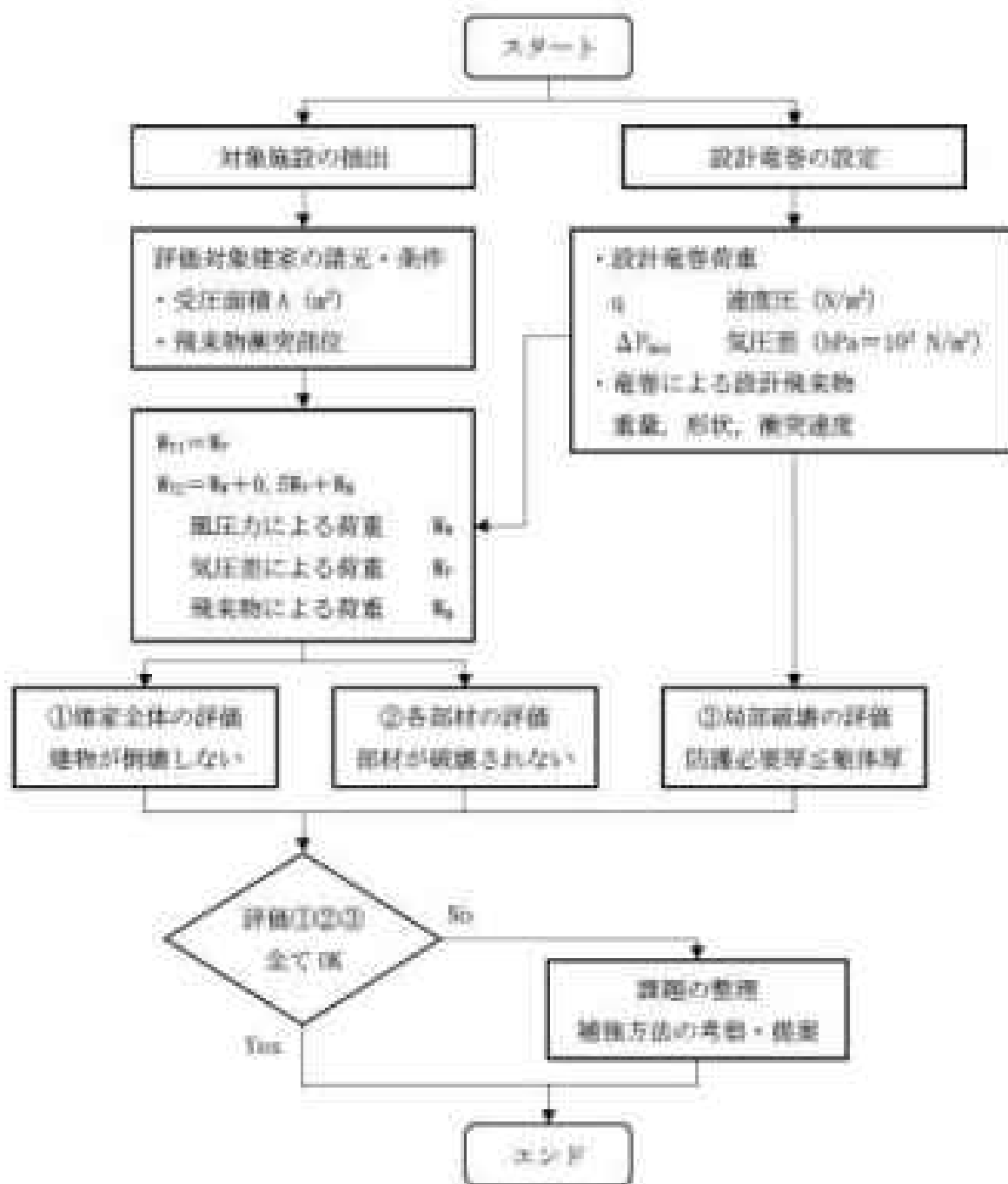


図 2-2 電圧影響評価の基本フロー

別添 6-1-4-3

設計飛来物の設定に関する説明書

## 1. 設計規束物の設定方針

再処理施設の影響影響評価に用いる設計規束物も、図1-1に示すフローに基づき設定した。

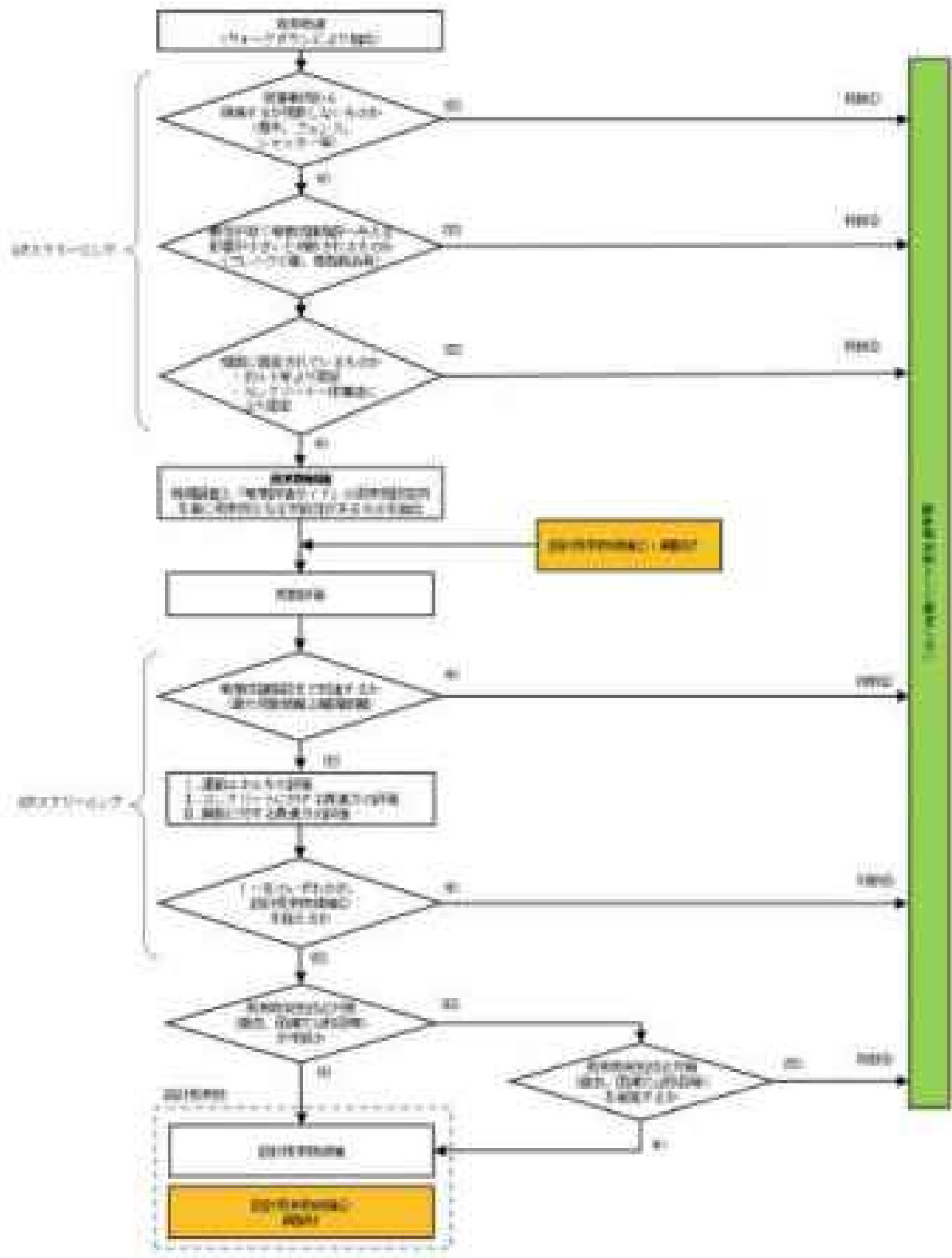


図 1-1 再処理施設における設計規束物の設定フロー

## 2. 核燃燃料サイクル工学研究所内の物品調査

### 2.1 調査範囲

設計概念物の設定のための物品調査の範囲は、令和2年2月10日付けで変更の認可（原規機発第3002102号）を受けた核燃燃料サイクル工学研究所再処理施設の廃止措置計画で設定した電磁影響エリアである再処理施設を包絡する直径700mを内包する核燃燃料サイクル工学研究所内とした。なお、再処理施設については、建家屋上についても調査対象とした。

物品調査エリアを図2.1-1に示す。

なお、後述の発生源の放射評価の結果において、飛散距離は最大でも300m程度であることから、調査範囲は十分である。

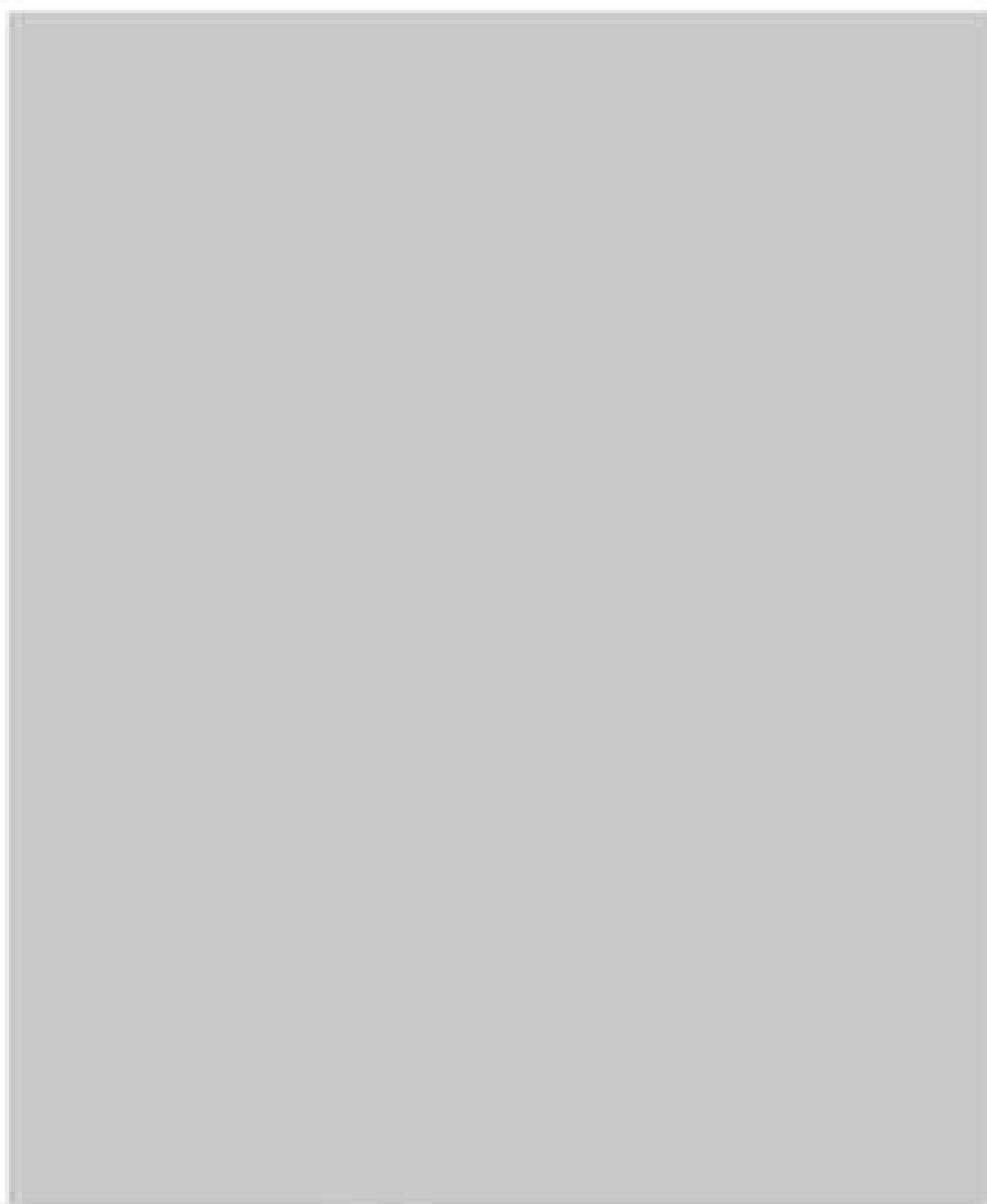


図2.1-1 物品調査エリア

## 5.2 調査結果

物品調査の結果、廃棄物源として表 5.2-1 に示す種類の物品を確認した。主な廃棄物源を図 5.2-1 に示す。

核燃料サイクル工学研究所では、高放射線廃液貯蔵場 (HAF) 及びガラス固化技術開発施設 (TVF)・ガラス固化技術開発棟に車両が到達するおそれのある範囲については、車両駐留規制範囲として定めており、当該範囲内の車両については、気象庁の電害発生確度ナウキャスト等により車両稼働等の対応を図ることが所規則により定められていることから、調査対象から除外した。

表 5.2-1 主な廃棄物源の種類

種別 <sup>※</sup>	種別 <sup>※</sup>	種別 <sup>※</sup>
パイプ 日刺付 埋戻 遮蓋材 等	パレット 足場板 蓋 止水板 グレーティング マンホール 鉄板 チェッカープレート 等	設備 (排風機、ポンプ、冷却塔等)、 タンク・貯槽、ポンプ置場、ポンプ 電源室等、空調機室外機、自動販売機、 テントハウス、簡易建物 (喫煙所・物置等)、 ドラム缶、不定形容器、輸送容器等、 消火器・ホース格納箱等、 車両 (トラック、クレーン車、倉庫、ホイール ローダ、バックホー等)、 資機材 (発電機、ポンプ等)

※ 各ジャンルにおける代表的な形状にて整理した表であり、ジャンル内の物品すべてが同一の形状となるわけではない。

## 2. 飛来物のスクリーニング

### 2.1 1次スクリーニング

#### 2.1.1 過去の電害被害事例を踏まえた評価

過去の電害被害事例（添付資料 6-1-1-1）「損傷するが飛散しない物品及び設計飛来物候補（鋼製材）に包括されると考えられる物品について」を参考とし、以下に示すものは設計飛来物から除外する。

① 被害事例から損傷するが飛散しないと判断されるもの（図 2.1-1 参照）

倒壊等が見られるが、その場で倒壊しているものであり、電害により巻き上げられ、飛来物となることが考えにくいもの。

・フェンス、柵

② 剛性が低く電害防護施設へ与える影響が小さいと判断されるもの（図 2.1-2 参照）

樹脂等で製造されたものであり、剛性が低く、電害防護施設に与える影響が小さいと判断されるもの。また、過去事例から、強度が低く、形状を保ったままではなく、分解された状態で飛来するが、厚みが薄いためことから形状が変形しており飛来物と見なせるもの。

・樹脂製品、木製製品

・固定されていないプレハブ等の簡易建物

#### 2.1.2 固定状態による評価（図 2.1-3 参照）

ポルトや施設に固定・定着されているもの、コンクリート一体構造により固定されている以下ものは設計飛来物から除外する。

・電気盤等

・折槽、タンク槽、風機、冷排塔、冷凍機、ポンプ等の設備機器

・テントハウス及びボンベ保管庫等

テントハウス及びボンベ保管庫等は、コンクリート基礎に施設に固定されており、それ自体が電害により巻き上げられ飛来物となることが考えにくいものの、強度が弱い屋根材等が破損し、内部に保管する物品等が電害により巻き上げられ飛来物となる可能性が考えられることから、内部の物品の評価を行う。

### 2.2 2次スクリーニング

1次スクリーニングにより除外対象とならなかった飛来物源を飛来物候補として、飛散距離と設計飛来物候補とした鋼製材による影響を定量的評価し、スクリーニングを実施する。

2次スクリーニングの結果を、表 2.2-1 に示す。

#### 2.2.1 飛散距離の評価

飛来物候補のうち、風止構造計画用設計電害の最大風速 100 m/s、風速場モデルとしてアジテモデルを適用した場合の飛来物候補の飛散評価を実施する。



廃棄物の廃棄評価に用いる空力パラメータは、「原子力発電所の廃棄影響評価ガイド」(以下「廃棄影響評価ガイド」という。)<sup>1)</sup>の参考文献<sup>2)</sup>及び米国 NRC の廃棄設計のための廃棄物特性を与える NUREG-0900 (1996)<sup>3)</sup>に引用されている文献<sup>4)</sup>を参照し、以下の式により算出する。

$$\frac{C_d A}{m} = c \frac{(C_{D1} A_1 + C_{D2} A_2 + C_{D3} A_3)}{m}$$

ここで、

$\frac{C_d A}{m}$  : 空力パラメータ ( $m^2/kg$ )

$m$  : 物品の質量 (kg)

$c$  : 係数 (0.33)

$C_{D1}$ ,  $C_{D2}$ ,  $C_{D3}$  : 風向き方向における物品の抗力係数

$A_1$ ,  $A_2$ ,  $A_3$  :  $C_{D1}$ ~ $C_{D3}$ を定義した各方向に対する見付面積 ( $m^2$ )

図 3.2-1 に空力パラメータ算出のための抗力係数を示す。

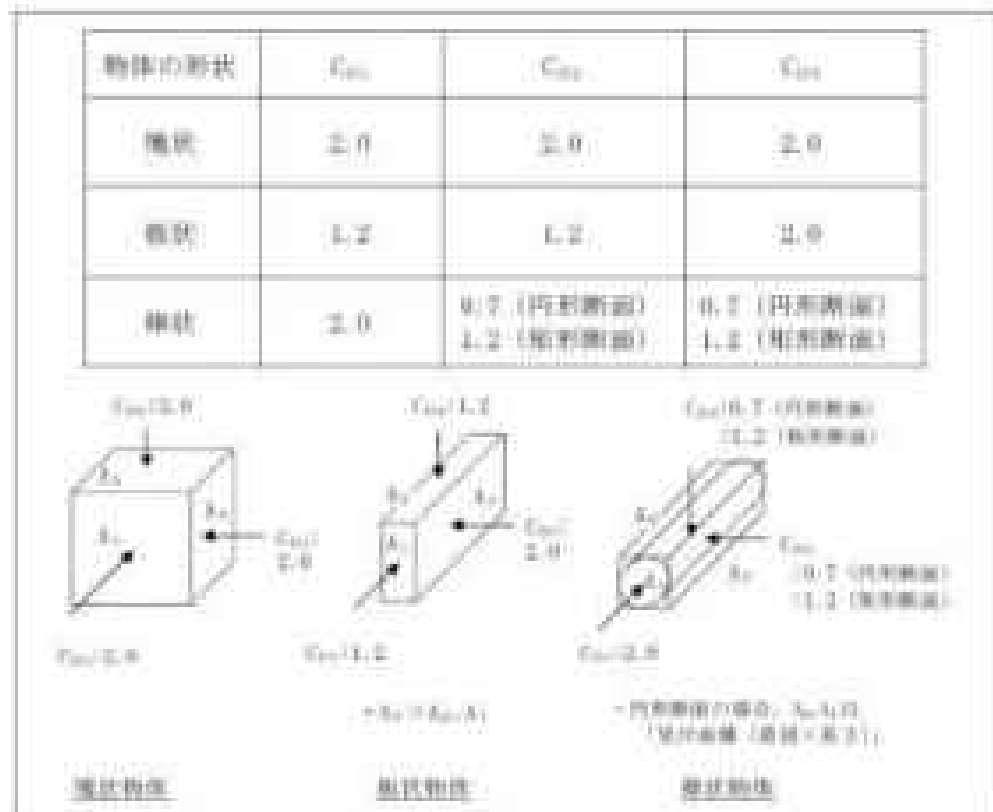


図 3.2-1 空力パラメータ算出のための抗力係数

飛来物被捕については、飛散距離（水平移動距離）を算出し、電塔防護施設と飛来物源との距離距離が飛来物源の水平移動距離より大きければ、設計飛来物として設定しない。

飛散評価は、再処理施設の地上部の標高（以下、約+6 m）に対して、飛来物被捕の設置場所の高さを考慮するものとする。

- ① 再処理施設の地上（以下、約+6 m）に設置された飛来物被捕の初期高さは0 mとする（燃料サイクル工学研究所内の同様の標高にある飛来物被捕の初期高さ0 mとする）。
- ② プルトニウム転換技術開発施設管理棟駐車庫（以下、約+15 m）に設置された飛来物被捕の初期高さは15 mとする（再処理施設の地上からの高さ12mから設定）。
- ③ プルトニウム燃料技術開発センターの周囲の最大地上高さ（以下、約+29 m）に設置された飛来物被捕の初期高さは29 mとする（再処理施設の地上からの高さ24 mから保守的に設定）。
- ④ 再処理施設内の地上屋上に設置された飛来物被捕の初期高さは40 mとする（リサイクル機器試験施設（RCF）の建築高さ約35 mから保守的に設定）。

#### 4.3.2 鋼製材による影響との比較評価

飛来物源の飛散評価の結果、「電塔影響評価ガイド」において設定例として記載されている鋼製材と比べて、飛来物源の影響（運動エネルギー、コンクリート又は鋼板に対する貫通力）を下回る飛来物被捕は、設計飛来物として設定しないこととした。

##### (1) 運動エネルギー

飛来物源の運動エネルギー $E$ は下式によって算出する。

$$E = \frac{1}{2} M \cdot V^2$$

ここで、

$M$  : 飛来物の質量 (kg)

$V$  : 飛来物の衝突速度 (m/s)

前項の飛散距離の評価で算出する最大水平速度

##### (2) コンクリートの貫通力

コンクリートに対する貫通力は、飛来物の衝突に対する評価として、NE107-13 及び米国 NRC の基準値に算定式として記載されている修正 NRC 式 (1式) <sup>(14)</sup> を用いて貫入深さ $x$ を求め、Beam 式 (2式) <sup>(15)</sup> により貫通限界厚さ $t_c$ を算定する。

$$\begin{aligned}
 \frac{M}{\rho v d} \leq 2 \text{ の場合} \quad \frac{t_p}{d} &= 2 \left\{ \left( \frac{12145}{\sqrt{M}} \right) N d^{0.2} \frac{M}{\rho^2} \left( \frac{v}{1000} \right)^{1.8} \right\} \\
 \frac{M}{\rho v d} \geq 2 \text{ の場合} \quad \frac{t_p}{d} &= \left( \frac{12145}{\sqrt{M}} \right) N d^{0.2} \frac{M}{\rho^2} \left( \frac{v}{1000} \right)^{1.8} + 1 \\
 \frac{M}{\rho v d} \leq 152 \text{ の場合} \quad t_p &= \alpha_p d \left\{ 2.2 \left( \frac{M}{\rho v d} \right) - 0.3 \left( \frac{M}{\rho v d} \right)^2 \right\} \\
 152 \leq \frac{M}{\rho v d} \leq 1342 \text{ の場合} \quad t_p &= \alpha_p d \left\{ 0.69 + 1.29 \left( \frac{M}{\rho v d} \right) \right\}
 \end{aligned}
 \tag{1}$$

ここで、

$t_p$  : コンクリートの設計基本強度 (10) (kgf/cm<sup>2</sup>)

高放射線照射貯蔵庫 (HAR) とガラス固化技術開発施設 (GVF) ガラス  
固化技術開発棟のコンクリートの設計基本強度のうち、小さい値。

$d$  : 飛来物の直径 (cm)

(飛来物の衝突面の外形の最小投影面積に等しい円の直径)

$M$  : 飛来物の質量 (kg)

$v$  : 飛来物の衝突速度 (m/s)

前項の飛来距離の評価で算出する最大水平速度

$N$  : 飛来物の先端形状係数 : 1.14

「構造工学シリーズ6 構造物の耐衝撃動と設計法」(土木学会)を参  
考に設定。保守的な評価となる。非常に鋭い場合の数値を一律使用した。

$\alpha_c$  : 飛来物の脆減係数 : 1.0

$\alpha_p$  : 飛来物の低減係数 : 1.0

保守的な評価となる。剛の場合の数値を一律使用した。

### (3) 鋼板の貫通力

鋼板に対する貫通力は、「ダービンミサイル評価について (昭和32年7月30日  
原子力安全専門審査会)」の中で、鋼板に対する貫通厚さの算出式に使用されている  
式(2)を用いて貫通厚さを  $T$  を算定する。

$$T = \frac{1.1Mv}{1.176 \times 10^6 \rho^2 \cdot d} \dots \dots \textcircled{2}$$

ここで、

$T$  : 鋼板貫通厚さ (m)

$M$  : 飛来物の質量 (kg)

$v$  : 飛来物の最大水平衝突速度 (m/s)

前項の飛来距離の評価で算出する最大水平速度

- $d$  : 飛来物の直径 (m)  
(飛来物の衝突面の最小投影面積に等しい円の直径)
- $K$  : 鋼板の材質に関する係数 (-)

3.3 飛来物発生防止対策の可否を踏まえたスクリーニング

2次スクリーニングの結果、高放射性廃液貯蔵場 (HLW) 及びガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟に対して、設計飛来物候補とした鋼製材を超えて影響を及ぼし得る可能性のある飛来物候補を表 3.3-1 示す。

これら鋼製材を超えて影響を及ぼし得る可能性のある飛来物候補については、飛来物発生防止対策の実施の可否を評価し、今後、計画的に撤去、囲護又は移設の対応を行う。

4. 設計飛来物の選定結果

2項及び3項より、「電磁影響評価ガイド」に記載している鋼製材を超えるものがないことから、再処理施設 高放射性廃液貯蔵場 (HLW) 及びガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟における設計飛来物は、「電磁影響評価ガイド」において設定例として記載されている鋼製材とする。

表 4-1 に設計飛来物の設定を示す。

表 4-1 再処理施設における設計飛来物

名称	長さ (m)	幅 (m)	高さ (m)	質量 (kg)
鋼製材	4.2	0.3	0.3	105

以上

<参考文献>

- (1) 東京工業大学 (2011) : 平成 21～22 年度原子力安全基盤調査研究 (平成 22 年度) 報告による原子力施設への影響に関する調査研究, 独立行政法人原子力安全基盤機構
- (2) US-NRC: "L. S. 1. 4 MISSILE GENERATED BY NATURAL PHENOMENA," Standard Review Plan, NUREG-0900, 1996.
- (3) E. Sista, B. Cordes: "Tornado-Borne Missile Speeds," NBSIR76-1956, National Bureau of Standards, Washington D. C., 1976.
- (4) KENNEDY, P.: A review of procedures for the analysis and design of concrete structures to resist missile impact effects, Nuclear Engineering and Design 37, 1976.
- (5) Degen, F.F.: Penetration of reinforced concrete slab by rigid missiles, ASCE, Vol. 106, No. 577, pp.1629-1642, 1980.7.

			
パイプ	H鋼材	棟突	避雷針
			
パレット	延焼板	道	止水板
			
グレーチング	マンホール代	屋根板	ケーブルトレイ
			
設備 (排風機)	設備 (ポンプ)	設備 (冷却塔)	タンク、貯槽
			
ポンプ置場	ポンプ	電卓盤等	空調機室外機

図2.2-1 廃棄物源の調査結果 (1/2) (本図は代表例を示す。)

			
自動取込機	テントハウス	高層建物（観望所）	高層建物（執務）
			
パレット	不安定容器	輸送容器	消火器
			
パース格納架	車両（トラック）	車両（クレーン車）	車両（台車）
			
フォークリフト （ハイールロード）	フォークリフト （バケットフォーク）	フォークリフト （ポンプ等）	フォークリフト （発電機）

図 2.3-1 飛来物源の調査結果 (3/3) (本図は代表例を示す。)



図 3.1-1 被害事例から損傷するが廃散しないと判断されるもの  
(本図は代表例を示す。)



			
A006 パレット	A019 配管カバー	A020 ダイレクト容器	A024 塩ビパイプ
			
A029 土壌サンプル (箱)	A050 階段	A060 枕木	A082 立入禁止表示
			
A092 現産所等	B027 樹脂製タンク等	B028 消火器収納箱等	B030 物置等
			
B047 自転車置き場等	C0074 自転車	C194 塗装資材置き場	C199 温水循環ポンプ 室
			
C215 バイブ椅子	C227 丸椅子	C247 消防ホース	C266 トイレ

図 3.1-2: 剛性が低く電気防護施設へ与える影響が小さいと判断されるもの  
(本図は代表例を示す。)

			
A001 脱離機	A005 中継端子盤等	A007 テントハウス	A035 ナラユニット
			
A070 冷却塔	A084 排水タンク	A087 煙突	A088 排気機
			
B003 危険物タンク	B033 消火柱	B043 配電塔	C002 高圧ガス製造設備
			
C151 ポンプ保管庫	C264 タンク	C265 貯水槽	U001 冷凍機
			
U006 ポンプ	D013 監視槽	D018 避雷針(自立型)	U111 ダクト閉止器
			
U340 サイレンサー	U343 空調用補助水槽		

図 2-1-3 備置に規定されているもの（本図は代表例を示す。）





表 3.2-1 各环境要素的 LCA 因子清单及权重 (CMA)

环境要素	LCA										权重	环境要素	环境要素		权重	环境要素	
	GHG	PM <sub>2.5</sub>	PM <sub>10</sub>	SO <sub>2</sub>	NO <sub>x</sub>	CO	CO <sub>2</sub>	CH <sub>4</sub>	N <sub>2</sub> O	其他			环境要素	环境要素			
GHG	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	GHG	1.00	0.00	0.00	1.00	GHG
PM <sub>2.5</sub>	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	PM <sub>2.5</sub>	1.00	0.00	0.00	1.00	PM <sub>2.5</sub>
PM <sub>10</sub>	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	PM <sub>10</sub>	1.00	0.00	0.00	1.00	PM <sub>10</sub>
SO <sub>2</sub>	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	SO <sub>2</sub>	1.00	0.00	0.00	1.00	SO <sub>2</sub>
NO <sub>x</sub>	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	NO <sub>x</sub>	1.00	0.00	0.00	1.00	NO <sub>x</sub>
CO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	CO	1.00	0.00	0.00	1.00	CO
CO <sub>2</sub>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	CO <sub>2</sub>	1.00	0.00	0.00	1.00	CO <sub>2</sub>
CH <sub>4</sub>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	CH <sub>4</sub>	1.00	0.00	0.00	1.00	CH <sub>4</sub>
N <sub>2</sub> O	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	N <sub>2</sub> O	1.00	0.00	0.00	1.00	N <sub>2</sub> O
其他	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	其他	1.00	0.00	0.00	1.00	其他

注：GHG 为温室气体排放，PM<sub>2.5</sub> 为细颗粒物，PM<sub>10</sub> 为可吸入颗粒物，SO<sub>2</sub> 为二氧化硫，NO<sub>x</sub> 为氮氧化物，CO 为一氧化碳，CO<sub>2</sub> 为二氧化碳，CH<sub>4</sub> 为甲烷，N<sub>2</sub>O 为一氧化二氮。

表 3.2-1 環境影響評価の公表状況と関係機関との連携状況

No.	事業名	公表状況			関係機関との連携状況			関係機関との連携状況	関係機関との連携状況			関係機関との連携状況
		公表済	公表中	未公表	関係機関との連携あり	関係機関との連携なし	関係機関との連携不明		関係機関との連携あり	関係機関との連携なし	関係機関との連携不明	
001	事業A	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
002	事業B	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
003	事業C	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
004	事業D	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
005	事業E	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
006	事業F	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
007	事業G	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
008	事業H	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
009	事業I	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
010	事業J	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
011	事業K	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
012	事業L	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
013	事業M	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
014	事業N	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
015	事業O	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
016	事業P	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
017	事業Q	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
018	事業R	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
019	事業S	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
020	事業T	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
021	事業U	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
022	事業V	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
023	事業W	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
024	事業X	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
025	事業Y	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
026	事業Z	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○

環境影響評価法第26条第2項第2号の公表状況



















图 2-2-1 设备设施安全状况检查表 (续前)

序 号	项 目	安全状况		检查日期		检查人	检查地点	检查内容	检查情况		处理措施		备注
		符合	不符合	检查日期	检查人				检查日期	检查人	检查日期	检查人	
101	安全	符合	不符合	2023.10.10	张三	101	安全	符合	符合	符合	符合	符合	符合
102	安全	符合	不符合	2023.10.10	张三	102	安全	符合	符合	符合	符合	符合	符合
103	安全	符合	不符合	2023.10.10	张三	103	安全	符合	符合	符合	符合	符合	符合
104	安全	符合	不符合	2023.10.10	张三	104	安全	符合	符合	符合	符合	符合	符合
105	安全	符合	不符合	2023.10.10	张三	105	安全	符合	符合	符合	符合	符合	符合
106	安全	符合	不符合	2023.10.10	张三	106	安全	符合	符合	符合	符合	符合	符合
107	安全	符合	不符合	2023.10.10	张三	107	安全	符合	符合	符合	符合	符合	符合
108	安全	符合	不符合	2023.10.10	张三	108	安全	符合	符合	符合	符合	符合	符合
109	安全	符合	不符合	2023.10.10	张三	109	安全	符合	符合	符合	符合	符合	符合
110	安全	符合	不符合	2023.10.10	张三	110	安全	符合	符合	符合	符合	符合	符合
111	安全	符合	不符合	2023.10.10	张三	111	安全	符合	符合	符合	符合	符合	符合
112	安全	符合	不符合	2023.10.10	张三	112	安全	符合	符合	符合	符合	符合	符合
113	安全	符合	不符合	2023.10.10	张三	113	安全	符合	符合	符合	符合	符合	符合
114	安全	符合	不符合	2023.10.10	张三	114	安全	符合	符合	符合	符合	符合	符合
115	安全	符合	不符合	2023.10.10	张三	115	安全	符合	符合	符合	符合	符合	符合
116	安全	符合	不符合	2023.10.10	张三	116	安全	符合	符合	符合	符合	符合	符合
117	安全	符合	不符合	2023.10.10	张三	117	安全	符合	符合	符合	符合	符合	符合
118	安全	符合	不符合	2023.10.10	张三	118	安全	符合	符合	符合	符合	符合	符合
119	安全	符合	不符合	2023.10.10	张三	119	安全	符合	符合	符合	符合	符合	符合
120	安全	符合	不符合	2023.10.10	张三	120	安全	符合	符合	符合	符合	符合	符合

图 2-2-2 设备设施安全状况检查表 (续前)









图 2-2-1 城市道路工程材料消耗量定额表 (续)

序 号	项 目	单 位		单 位 数 量	单 位 数 量	单 位 数 量	单 位 数 量	单 位 数 量	单 位 数 量	单 位 数 量	单 位 数 量	单 位 数 量		单 位 数 量	单 位 数 量	
		单 位	单 位									单 位	单 位			单 位
10	人行道	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
11	路面	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
12	路面基层	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
13	路面面层	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
14	路面垫层	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
15	路面找平层	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
16	路面透层	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
17	路面封层	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
18	路面粘层	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
19	路面磨耗层	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
20	路面抗滑层	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
21	路面排水层	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
22	路面透水性	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
23	路面密封层	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
24	路面保护层	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
25	路面稳定层	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
26	路面加固层	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
27	路面补强层	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
28	路面罩面	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
29	路面罩面	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
30	路面罩面	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
31	路面罩面	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
32	路面罩面	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
33	路面罩面	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
34	路面罩面	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
35	路面罩面	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
36	路面罩面	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
37	路面罩面	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
38	路面罩面	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
39	路面罩面	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
40	路面罩面	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10

本表为城市道路工程材料消耗量定额表，适用于城市道路工程。



表 2.2.1 各年度環境影響評估報告書之改善情形

序號	改善項目	改善情形			改善情形說明	改善情形說明		改善情形說明		改善情形說明	改善情形說明
		改善前	改善後	改善情形		改善情形	改善情形	改善情形			
1	改善項目	改善前	改善後	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形
2	改善項目	改善前	改善後	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形
3	改善項目	改善前	改善後	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形
4	改善項目	改善前	改善後	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形
5	改善項目	改善前	改善後	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形
6	改善項目	改善前	改善後	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形
7	改善項目	改善前	改善後	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形
8	改善項目	改善前	改善後	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形
9	改善項目	改善前	改善後	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形
10	改善項目	改善前	改善後	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形	改善情形





表 3.3-1 鋼製材を超えて影響を及ぼし得る可能性のある廃棄物試種(3/3)

種別	試種	備考
汚泥	デューンタープシート	汚濁物質等(汚泥)
汚泥	デューンタープシート	鉛、銅
汚泥	鋼材	工作油、鉄屑

備考

①F：オゾン酸化装置廃棄物、②S：サラン包装紙、③：浮遊物、④：浮遊物、⑤：浮遊物、⑥F：アルミニウム製物の廃棄物、⑦F：アルミニウム製物の廃棄物センター、アルミニウム製物の一部廃物、⑧F：アルミニウム製物の廃棄物センター、アルミニウム製物の一部廃物、⑨F：アルミニウム製物の廃棄物センター、アルミニウム製物の一部廃物

⑩：高放射性廃物の廃物(⑩F)の廃物の種類等に等しいアルミニウム製物の廃物の廃物(⑩F)の廃物の種類等に等しい高放射性廃物がある。これらについては、影響地点を特定又は評価対象とせず。



## 損傷するが崩壊しない物品及び設計飛来物候補（鋼製材）に 包絡されると考えられる物品について

設計飛来物の抽出プロセスにおいて、「損傷するが崩壊しない物品」は崩壊しないことから、また、「分解され小型軽量となる物品」は設計飛来物のうち鋼製材に包絡されることから、いずれも設計飛来物として選定しないとしている。

これは、過去の主な電害の被害概要の調査結果等より、このような物品の状況について確認した結果をもって判断した。

以下に、平成2年以降の主な電害による被害概要の調査結果等に基づく検討結果を示す。

### 1. 損傷するが崩壊しない物品

#### 1.1 シャッター

図1.1-1～図1.1-5にシャッターの被害状況を示す。これらより、シャッターについては、藤田スケールF1～F3及び改良藤田スケールEF5の電害において形状は変形しているが、固定部は外れていないことが確認できる。なお、外れて飛来物となったとしても、衝突の際に与える衝撃荷重及び貫通力については、設計飛来物である鋼製材の評価で包絡されると考えられる。

#### 1.2 樹木

図1.2-1～図1.2-7に樹木の被害状況を示す。これらより、樹木については、藤田スケールF1～F3及び改良藤田スケールEF5の電害において幹の折損、根の引き抜き等が見られるが、折れた場合又は引き抜かれた場合のいずれにおいても、その場で倒壊しているのみであることが確認できる。樹木については、過去の被害概要の調査結果より、飛来物となることはないと判断した。

#### 1.3 フェンス

図1.3-1～図1.3-6にフェンスの被害状況を示す。これらより、フェンス類については、藤田スケールF1～F3の電害において傾き、倒壊等が見られるが、その場で倒壊しているのみであることが確認できる。フェンスについては、過去の被害概要の調査結果より、飛来物となることはないと判断した。

## 2. 設計飛来物候補（鋼製材）に包絡されると考えられる物品

### 2.1 屋外屋根

図 2.1-1～図 2.1-6 に屋外屋根の被害状況を示す。これらより、屋外屋根については、揺動スケール F0～F3 の電震において、形を保ったままではなく、分解された状態で飛来していることが分かる。また、厚みが薄く形状が変形しており飛来物と見なせると考えられることから、衝突の際に与える衝撃荷重及び貫通力については、設計飛来物である鋼製材の評価に包絡されると考えられる。

### 2.2 ガラス窓

図 2.2-1～図 2.2-6 にガラス窓の被害状況を示す。これらより、ガラス窓については、揺動スケール F0～F3 及び仮設揺動スケール EF5 の電震において損壊し、分解されていることが確認できる。分解された状態では小個軽量となっており、その影響は設計飛来物である鋼製材に包絡されると考えられる。



シャッターの外れ

図 2.1-1 平成20年5月25日 米国アイオワ州で発生した EF5 電震による

シャッターの被害状況<sup>(1)</sup>



シャッターの変形

図 2.1-2 平成21年10月8日 茨城県土浦市で発生した F1 電震による

シャッターの被害状況<sup>(2)</sup>



シャッターの外れ

図1.1-3 平成21年7月27日群馬県館林市で発生したF1（F2）地震による

シャッターの被害状況<sup>(9)</sup>



シャッターの変形

図1.1-4 平成24年5月6日茨城県つくば市で発生したF3地震による

シャッターの被害状況<sup>(10)</sup>



シャッターの外れ

図1.1-5 平成25年9月2日埼玉県で発生したF3地震による

シャッターの被害状況<sup>(11)</sup>



樹木（南から見る）  
樹幹がけがれ樹木も炭化している。



樹木（北西から見る）

図1.2-1 平成14年7月20日群馬県横町で発生したR2電害による樹木被害状況<sup>(4)</sup>



樹木の転倒



樹木の転倒

図1.2-2 平成19年9月17日宮崎県延岡市で発生したR2電害による樹木被害状況<sup>(4)</sup>



樹木の折損

図1.2-3 平成20年5月26日米国アイオワ州で発生したR16電害による樹木被害状況<sup>(4)</sup>



例木

図1.2-4 平成21年7月22日岡山県倉作市で発生した停電による樹木被害状況<sup>10)</sup>



例木

図1.2-5 平成24年10月8日茨城県土浦市で発生した停電による樹木被害状況<sup>11)</sup>



樹木の折損



樹木の折損と鳥居の被害



樹木の倒木



樹木と柱の被害

図1.2-6 平成24年9月9日茨城県つくば市で発生した停電による樹木被害状況<sup>12)</sup>



樹木の被害



樹木の倒壊による小屋根の被害



樹木の被害



樹木の被害



樹木の被害

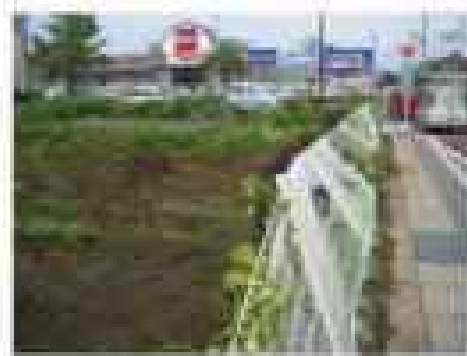


樹木の被害

図1.4-7 平成29年9月2日埼玉県で発生した地震による樹木被害状況<sup>※</sup>



フェンスの甚しい変形



フェンスの変形

図1.3-1 平成21年7月17日群馬県越前市で発生したF1(F2)電害による

フェンスの被害状況<sup>67)</sup>



フェンスの変形



道路標識の倒壊

図1.3-2 平成24年6月6日茨城県つくば市で発生したF3電害による

フェンス等の被害状況<sup>68)</sup>



フェンスの倒壊



周上フェンスの変形



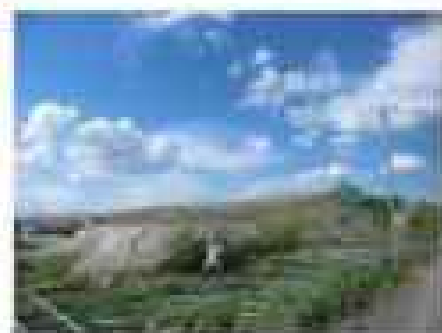
フェンスの変形



フェンス支柱部の破損



フェンスの変形（工事中の建築物）



フェンスの倒壊



電柱の倒壊



看板の変形

図1.3-3 平成29年9月2日埼玉県で発生したF2 竜巻によるフェンス等の被害状況<sup>(a)</sup>





図2.1-1 平成18年8月27日佐賀県で発生した印電害による屋外トイレの被害状況<sup>10)</sup>



屋外トイレ屋根の損傷



カーポート屋根の飛散及び骨組の損傷



カーポート屋根の損傷

図2.1-2 平成18年9月17日宮崎県延岡市で発生した印電害による屋外屋根の被害状況<sup>10)</sup>



桁板の損傷



カーポートの被害

図2-1-3 平成21年10月8日茨城県土浦市で発生した円電巻による屋外屋根の被害状況<sup>(34)</sup>



周囲の田に散乱した屋根みき材

図2-1-4 平成24年2月1日鳥取県出雲市で発生した円電巻による屋外屋根の被害状況<sup>(34)</sup>



電線等に引っ掛かった飛来物（鋼板製屋根材）



飛来物（鋼板製屋根材）の衝突

飛散した飛来物（鋼板製屋根材）



飛散した折伏屋根の損傷状況



ガソリンスタンドの折伏屋根の脱落

駐車場の折伏屋根の著しい変形

図2.1-5 平成24年5月5日宮城県つくば市で発生した円電等による屋外屋根の被害状況<sup>※</sup>



エントランスの窓ガラスの損傷



破損した窓ガラス片の室内壁面への突き刺さり

図2.2-1 平成19年9月17日宮崎県延岡市で発生したP1電害による

ガラス窓の被害状況<sup>91)</sup>



バスの窓ガラス損傷

図2.2-2 平成20年5月25日米国アイオワ州で発生したEP5電害による

ガラス窓の被害状況<sup>10)</sup>



窓ガラスの損傷



窓ガラスの鋭利物突き突

図2.2-3 平成21年7月27日群馬県佐和田市で発生したP1（P2）電害による

ガラス窓の被害状況<sup>91)</sup>



倉庫の窓ガラスと屋根の被害状況



窓ガラスの損傷



出窓部の窓ガラスの損傷



エントランスのガラス損傷

図2-1-4 平成31年10月8日茨城県土浦市で発生したF1竜巻によるガラス窓の被害状況<sup>39)</sup>



体育館窓ガラスの損傷



敷居



割下



屋外に落ちた窓ガラス

図2-1-5 平成34年2月1日鳥取県出雲市で発生したF1竜巻によるガラス窓の被害状況<sup>39)</sup>



店舗の窓ガラスの被害状況



店舗の窓ガラスの被害状況（飛来物衝突後）



ガラスの被害状況（飛来物衝突後）



ガラスの被害状況（飛来物衝突後）

図2.2-6 平成24年5月6日長崎県つくば市で発生したF0地震によるガラス窓の被害状況

況<sup>(\*)</sup>

<参考文献>

- (1) 「米国アイオワ州におけるトルネード被害調査報告」(平成20年6月9日)
- (2) 「平成21年10月8日茨城県土浦市竜巻被害調査報告」(平成21年10月13日)
- (3) 「平成21年7月27日群馬県館林市竜巻被害調査報告」(平成21年8月17日一部修正)
- (4) 「平成24年(2012年)6月6日に茨城県つくば市で発生した建築物等の竜巻被害調査報告」(ISSN 1346-7328 国総研資料第 703 号 ISSN 0286-4036 建築研究資料第 141 号 平成25年1月)
- (5) 「平成25年9月2日に発生した竜巻による埼玉県榎谷市、北葛飾郡松伏町及び千葉県野田市での建築物等被害(速報)」(国土交通省国土技術政策総合研究所独立行政法人建築研究所平成25年9月10日一部修正)
- (6) 「群馬県虎町で発生した竜巻による建築物等の被害について」(平成14年7月26日独立行政法人建築研究所)
- (7) 「2009年 台風13号被害調査報告 -延岡市の竜巻被害と熊延市文化施設の屋根被害-」(平成18年10月10日)
- (8) 「平成21年7月19日岡山県美作市竜巻被害調査報告」(平成21年8月4日)
- (9) 「佐賀市・島橋市竜巻現地被害調査報告」(平成16年7月13日)
- (10) 「平成24年2月1日島根県出雲市で発生した台風被害調査報告」(平成24年2月14日)

計算プログラム（解析コード）TONBOSの検証等について

1. 概要

再処理施設の設計従来物の設定に用いた解析コードであるTONBOSについて、検証等を行った結果を以下に示す。

2. コードの概要及び検証等

コード名	TONBOS
開発機関	一般財団法人 電力中央研究所
開発時期	2013 年
使用バージョン	Version 3
使用目的	電害により発生する飛来物の飛散距離等の評価
コードの概要	TONBOSは、一般財団法人電力中央研究所にて開発・保守されているプログラムである。空気中の物体が受ける抗力、揚力による運動を計算することで、電害による風速場の中での飛来物の飛散軌跡を評価することができる解析コードであり、物体の飛散距離等の算出が可能である。仮定する風速場は、地上付近で、電害の中心に向かう流れを考慮した3次元の風速場を持つラジテモデル4DGT-IT (DIT: Design Basis Tornado) とする。
検証及び 妥当性確認	<p>【検証】</p> <p>TONBOSの検証の内容は次のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 自動車の飛散解析において、ラジテスケールの各スケールに対応する被災状況とおおむね合致した結果を得ている。</li> <li>・ パイプの飛散解析において、Grand Gulf 原子力発電所への電害襲来事例とおおむね合致した結果を得ている。</li> <li>・ 自動車及びトラックの飛散解析において、管内同電害での東西飛散事例とおおむね一致した結果を得ている。</li> </ul> <p>【妥当性確認】</p> <p>TONBOSを電害により発生する飛来物の飛散距離等の評価に使用することは次のとおり妥当である。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ TONBOSは、電害により発生する飛来物の飛散距離等の評価を目的に開発されたコードであり、使用目的が合致している。</li> <li>・ 評価は妥当性を確認している範囲内で行うようにしている。</li> </ul>



## 3. 検証

### 3.1 フジタスケールとの比較

フジタスケールは、竜巻等の突風により発生した建築物や車両等の被害状況から、当時の竜巻風速を推定するために考案された指標である。このフジタスケールで示されている自動車の被災状況を表 3.1-1 に示す。

ここで、TORNADO によって、各スケールに対応する最大風速 (69 m/s、92 m/s 及び 116 m/s) における、フジタモデルによる自動車の飛散解析を行った結果を表 3.1-2 に示す。

TORNADO による自動車の飛散解析結果は、各スケールに対応する自動車の被災状況とほぼ吻合していると考えられる。

表 3.1-1 フジタスケールで示されている自動車の被災状況

フジタスケール	風速 (m/s)	自動車の被災状況
F2	60~69	自動車が道路からめくれる。
F3	70~92	自動車が地面から浮上する。
F4	93~116	自動車がある距離を飛ばされる。又はかなりの距離を転がる。

表 3.1-2 TORNADO による自動車の飛散解析結果 (G/A/m=0.0052 m<sup>2</sup>/kg) <sup>1)</sup>

フジタスケール	最大 水平 風速 (m/s)	竜巻 拾得 風速 (m/s)	竜巻 移動 速度 (m/s)	計算結果		
				飛散 速度 (m/s)	飛散 距離 (m)	飛散 高さ (m)
F2	69	59	10	1.0	1.4	0
F3	92	79	13	21	24	1.1
F4	116	99	17	42	59	3.1

### 3.2 米国 Grand Gulf 原子力発電所への竜巻主要事例の再現検証

1978年4月17日に、米国のミシシッピ州にて建設中の Grand Gulf 原子力発電所に F3 の竜巻が襲撃した。主な被害として、建設中の冷却塔内部に設置されていたコンクリート流し込み用のクレーンが倒壊し、冷却塔の一部が破壊したことが挙げられる。また、竜巻によりトレーラーが倉庫から転がれ移動したことや、直径 8~10 インチの水が折れた事例等も確認されており、図 3.2-1 は、竜巻による物体の飛散状況が定量的に分かる事例として、資材置場のパイプの飛散状況を示したものである。なお、

運送時の電巻規模はF2であったと考えられている。このパイプはコンタリート・石綿製で、長さは5フィート、直径（内径）は3インチであった。パイプを収納した木箱（一部は二重巻）は浮上せずに転倒し、パイプが周辺7 m×9 mに散乱していた。

このパイプの飛散状況に対して、TNO68を用いた再現解析を行った。その計算条件は過去の記録に基づき表3.2-1のとおりとする。

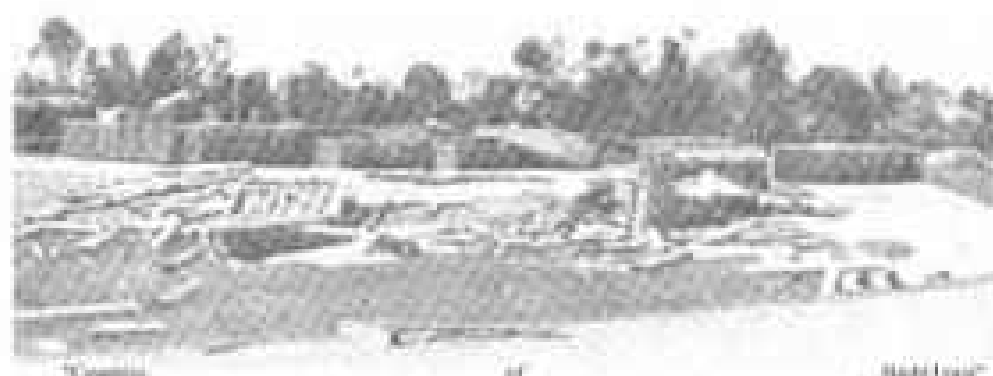


図3.2-1 Grand Gulf原子力発電所の電巻置場におけるパイプの飛散状況<sup>19)</sup>

表3.2-1 Grand Gulf原子力発電所の電巻によるパイプ飛散の再現解析の条件<sup>19)</sup>

電巻 条件	電巻の最大風速	67 m/s
	最大横線風速	59.6 m/s
	移動速度	13.4 m/s
	コア半径	45.7 m/s
飛来物 条件	直径（外径）	9 inch (0.2286 m)
	高さ	0.229 m
	密度	1700 kg/m <sup>3</sup>
	慣性定数I <sub>xx</sub> /m	0.0080 m <sup>2</sup> /kg
初期 配置	<ul style="list-style-type: none"> <li>・物体個数51×51個、電巻半径の4倍を一切とする正方形内 (<math>x, y = [-20a + 20ba]</math>) に等間隔配置</li> <li>・設置高さ1 m（パイプが収納されていた木箱が2層重ねて配置されていた状況を想定。）</li> </ul>	

計算結果を表3.2-2に示す。TNO68によるパイプの飛散解析の結果は、パイプがほとんど飛散せず、木箱が壊れた影響で散乱したと思われる状況と対照的を呈している。

表3.3-2 Grand Gulf原子力発電所のパイプの再現解析結果<sup>24)</sup>

風速場 モデル	初期物体高さ	計算結果（フジテモデル）		
		飛散距離	飛散高さ*1	最大水平速度
フジテ モデル	1.0 m	1.7 m	0.0 m	4.9 m/s

\*1、初期物体高さからの飛散高さ。

### 3.3 佐呂間電舎での車両飛散事例の再現確認

2009年11月7日に北海道網走支庁佐呂間町に発生した竜巻（以下「佐呂間竜巻」という。）により、北トラックが約40 m移動したことが報告されている<sup>25)</sup>。被災状況を図3.3-1に示す。この事例では被災時に北トラックに乗員2名が乗車しており、北トラックの初期位置と移動位置が分かっている（図3.3-1の①）。また、北トラックの他に2台の自動車（図3.3-1の②と③）について、初期位置と被災後の移動位置が分かっている。このように竜巻被災前後で車両等の位置が明確になっている事例である。



図3.3-1 佐呂間竜巻による被災状況（工事事務所敷地内の車両被災）  
（文獻<sup>25)</sup>の写真に竜巻被害の方向を→で加筆）

ここでは、TOURX8によるフジテモデルを風速場として用いた車両（北トラック及び軽自動車）の飛散の再現性解析を行い、実際の被害状況と比べて適切な結果となるかを確認する。

(a) 北トラックの再現性解析

再現性解析の条件として、入手可能なデータ<sup>10)</sup>に基づき、合理的と考えられる電巻特性条件と飛来物（北トラック）の条件を表3.3-1のように設定する。初期配置の条件として、配置個数は1個とし、電巻が遠方から近づく状況設定としている。また、風速10 m/s以下では浮上しない設定となっている。その上で、電巻との距離を合理的な範囲で変化させ、佐呂間電巻の再現性を確認する。

車両と電巻中心との距離を18 m、20 m及び22 mとした場合の解析結果を表3.3-2及び図3.3-2に示す。車両の軌跡は電巻中心との相対位置関係に敏感であるが、各ケースとも飛散方向が実際の移動方向とおおむね合致しており、特に車両と電巻中心との距離を20 mとしたケース2では飛散距離もほぼ正確に再現されている。このように、解析例による北トラックの飛散解析の結果で、物体が地上に設置された状況からの飛散挙動が再現できることが確認できる。

表3.3-1 佐呂間電巻の北トラックの再現解析の計算条件<sup>11)</sup>

電巻条件	電巻の最大風速		92 m/s
	最大操縦風速		70 m/s
	移動速度		22 m/s
	コア半径		20 m
飛来物条件	車種不明のため、三菱ふそうPA-FR71Dの仕様を採用	車両長さ	8.1 m
		車両幅	2.24 m
		車両高さ	2.5 m
		車両質量	4000 kg
飛行定数C <sub>d</sub> /m		0.9256 m <sup>2</sup> /kg	
初期配置	<ul style="list-style-type: none"> <li>・物体個数：1台</li> <li>・電巻は遠方から物体に近づくが、風速10 m/s以下では浮上しない。</li> <li>・設置高さ0 m</li> </ul>		

表3.3-2 佐呂間電巻での北トラックの再現解析結果<sup>12)</sup>

解析ケース	車両と電巻中心との距離	計算結果（フラグモデル）		
		飛散距離	飛散高さ	最大水平速度
1	22 m	45.4 m	2.8 m	25.8 m/s
2	20 m	36.5 m	2.3 m	22.2 m/s
3	18 m	25.9 m	1.7 m	18.8 m/s

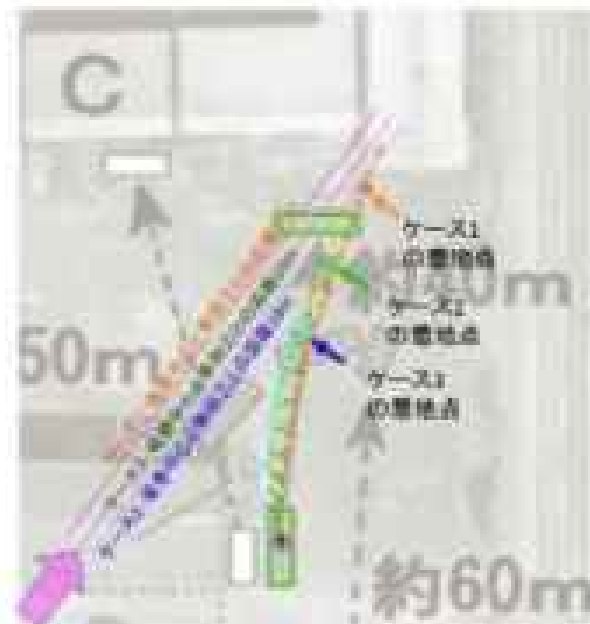


図3-3-2 TUNBWSによるトラック爆発の再解析結果<sup>10)</sup>

(b) 乗用車の再現性検証

乗用車（白）（図3-3-1の⑥）の衝突事例を対象として、物体を1点初期配置した条件で最大水平速度等を計算する。

乗用車（白）の計算条件について、表3-3-3に示す。

表3-3-3 佐呂間電車の乗用車（白）の再解析の計算条件

要素条件	表3-3-1と同様		
飛生物条件	乗用車（白） トヨタ （カーゴを仮定）	車両長さ	4.4 m
		車両幅	1.7 m
		車両高さ	1.5 m
	飛行定数C <sub>1</sub> /m	0.0097 m <sup>2</sup> /kg	
初期配置	<ul style="list-style-type: none"> <li>・物体個数：1行</li> <li>・発射は遠方から物体に近づくが、風速40 m/s 以下では浮上しない。</li> <li>・設置高さ0 m</li> </ul>		

乗用車（白）と発音中心との距離を18 m、20 m及び22 mとした場合の解析結果を表3-3-4 及び図3-3-3に示す。飛航距離についてはケース1) でおおむね合致している。

飛航方向については、飛び出し方向はおおむね合致しているものの、最終的な着地点には多少のずれが生じている。これは乗用車（白）が建物に接触して駐車して

いたため、この建物の倒壊の影響を受けて飛散方向のずれが生じたものと推定される。

なお、赤い乗用車（図3.3-1の③）について評価した場合は、竜巻中心との距離が大きいため飛散しない解析結果となる。ただし、実際には、赤い乗用車は全壊・飛散したプレハブ建物（軽量鉄骨造2階建て、図3.3-1のA）のすぐ下流側に駐車しており、そのがれきの影響を受けて一緒に移動したものと考えられる。

表3.3-4 佐呂間竜巻での乗用車（白）の再現解析結果

解析 ケース	乗用車（白）と 竜巻中心との距離	計算結果（フジタモデル）		
		飛散距離	飛散高さ	最大水平速度
1	22 m	51.9 m	3.6 m	28.9 m/s
2	20 m	43.5 m	3.4 m	24.7 m/s
3	18 m	34.7 m	2.9 m	21.1 m/s

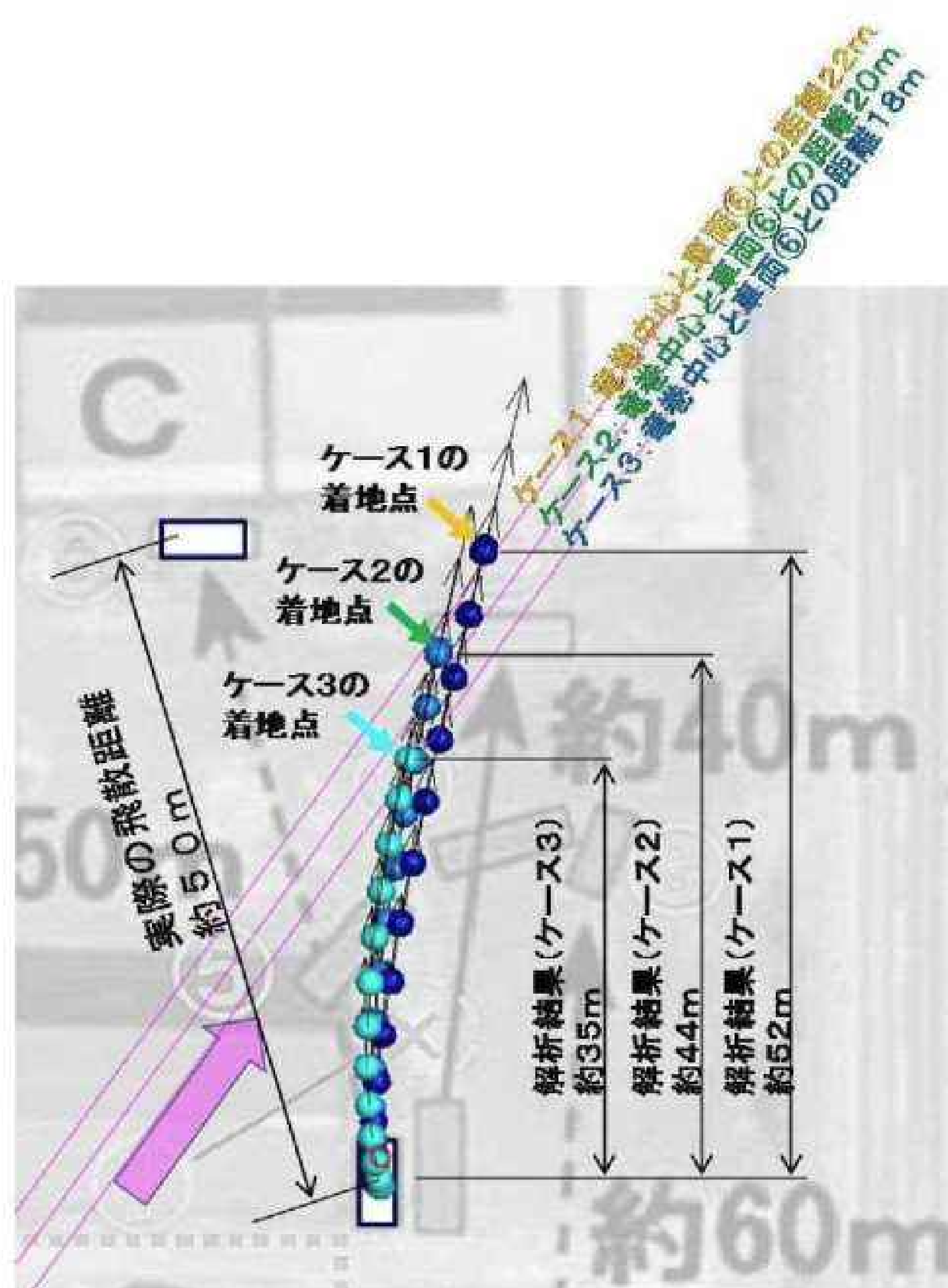


図3.3-3 TONBOSによる乗用車（白）飛散の再現解析結果

＜参考文献＞

- (1) 日本保安学会 原子力規制関連事項検討会、2015「軽水型原子力発電所の竜巻影響評価における設計竜巻風速および飛来物速度の設定に関するガイドライン」(JSE-19E-000)
- (2) Fujita, T. T., and J. R. McDonald, Tornado damage at the Grand Gulf, Mississippi nuclear power plant site: Aerial and ground surveys, U.S. Nuclear Regulatory Commission NUREG/CR-0283, 1978.
- (3) 札幌管区気象台:平成28年11月7日から9日に北海道(枝呂町町域)で発生した竜巻等の暴風、災害時気象調査報告、災害時自然現象報告書、2006年第1号、2006。
- (4) 眞田孝雄、喜々津仁典、村上知穂、2006年枝呂町町域竜巻被害調査報告、建築研究所災害調査、46、2006。

別添 6-1-4-4

高放射性廃液貯蔵場（HAW）及びガラス固化技術開発施設（TVF）  
の竜巻影響評価に関する説明書



## 1. 高放射性廃液貯蔵場（HAW）及びガラス固化技術開発施設（TVF）の電害影響評価

### 1.1 概要

電害影響評価の概要を以下に示す。

- (1) 設計荷重（設計電害荷重及びその他の組合せ荷重）の設定
- (2) 再処理施設における設計発生物の設定
- (3) 発生物発生防止対策
- (4) 考慮すべき設計荷重に対する評価対象施設の構造健全性等の評価を行い、必要に応じて対策を行うことで安全機能が維持されることの確認

### 1.2 評価対象施設

高放射性廃液貯蔵場（HAW）及びガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟の間口込の機能及び積雪熱除去機能を維持するために必要な施設及びそれら安全機能を代替するための事故対応施設を電害から防護する施設とした。

評価対象施設を表 1.2-1 に示す。

### 1.3 設計荷重の設定

#### 1.3.1 設計電害荷重の設定

別添 6-1-1-4「基準電害及び設計電害の設定」に示した設計電害の最大風速 $v_h$ 等に基づき、「風圧力による荷重」、「気圧差による荷重」及び「設計発生物による衝撃荷重」をもちとし、以下のとおり設定する。

##### (1) 風圧力による荷重の設定

設計電害の水平方向の最大風速 $v_h$ によって施設（屋根を含む）に作用する風圧力による荷重 $W_h$ は、「建築基準法施行令」、「日本建築学会 建築物荷重指針・同解説」及び「建設省告示第 1454 号（平成 12 年 3 月 31 日）」に準拠し、下式により算定する。

$$W_h = q \cdot G \cdot C \cdot A$$

ここで、

- $q$  : 設計州速度圧（ $= (1/2) \cdot \rho \cdot v_h^2$ ）
- $\rho$  : 空気密度
- $v_h$  : 設計電害の水平方向の最大風速（別添 6-1-1-4「基準電害及び設計電害の設定」参照）
- $G$  : ガスト影響係数（ $= 1.0$ ）
- $C$  : 風力係数（施設の形状や風圧力が作用する部位（屋根、壁等）に応じて設定）
- $A$  : 施設の受圧面積

なお、鉛直方向の風圧力については以下のとおりとする。

- ・建家及び構造物の底辺や屋根スラブについては、鉛直方向の風圧力の影響を受けると考えられる。庇については、評価対象施設には存在しないが、屋根スラブについては、鉛直方向の風圧力に対する健全性の評価を行う。
- ・設備については、鉛直方向の風圧力に対して特に脆弱と考えられる部位は評価対象施設の中に存在しないことから、鉛直方向の風圧力の考慮は行わない。

## (2) 気圧差による荷重の設定

設計竜巻における気圧低下によって生じる評価対象施設内外の気圧差による荷重 ( $W$ ) は、最大気圧低下量 ( $\Delta P_{\max}$ ) に基づき設定する。

### a. 建家及び構造物

建家については、気圧差による荷重が最も大きくなる「閉じた施設」を想定し、内外気圧差による圧力荷重  $W_e$  を以下の式により設定する。

$$W_e = \Delta P_{\max} \cdot A$$

ここで、

- $\Delta P_{\max}$  : 最大気圧低下量 (別添6-1-1-4「基本竜巻及び設計竜巻の設定」参照)
- $A$  : 施設の受圧面積

竜巻防護施設を内包する建家及び構造物について影響評価を実施し、当該施設が損傷のおそれがある場合には、安全機能維持への影響について確認する。

### b. 設備 (系統及び機器)

設備 (系統及び機器) についても、上記と同様にもを設定する。換気空調系のように外気と隔離されている区画の境界部等、気圧差による圧力影響を受ける設備について、気圧差により作用する応力が許容値以内であることを確認し、許容値を上回る場合には安全機能維持への影響について確認する。

## (3) 設計機末物による衝撃荷重の設定

別添6-1-4-3「設計機末物の選定に関する説明書」に示した設計竜巻機末物に基づき、以下のとおり設計機末物による衝撃荷重を設定する。

設計竜巻の最大風速による設計機末物の衝撃荷重は、運動エネルギーが大きくなる剛製材の衝突方向及び衝突面積を考慮し、剛製材が評価対象施設に衝突した場合の影響が大きくなる衝突方向で算出する。剛製材の最大速度は表1.3.1-1のとおりであり、静的な構造評価を実施する場合の衝撃荷重は、重量分布を均一な直方体として、 $m_{\text{imp}}$  の方法<sup>1)</sup>を踏まえた下式にて算出する。

$$W_0 = F_{\text{風}} = WY^2/L_{\text{風}}$$

ここで、

- $W$  : 飛来物の質量
- $Y$  : 飛来物の衝突速度
- $L_{\text{風}}$  : 飛来物の衝突方向長さ

#### (4) 設計電巻荷重の設定

評価対象施設の評価に用いる設計電巻荷重は、設計電巻による風圧力による荷重 ( $W_1$ )、気圧差による荷重 ( $W_2$ ) 及び設計飛来物による衝撃荷重 ( $W_0$ ) を組合せた複合荷重とし、以下の式による。

$$W_{\text{合}} = W_0$$

$$W_{\text{合}} = W_1 + 0.5W_2 + W_0$$

ここで、

- $W_{\text{合}}, W_0$  : 設計電巻による複合荷重
- $W_1$  : 設計電巻の風圧力による荷重
- $W_2$  : 設計電巻の気圧差による荷重
- $W_0$  : 設計飛来物による衝撃荷重

電巻発生時のある瞬間において、各荷重の作用方向は必ずしも一律ではないが、 $W_{\text{合}}$ の算出では、 $W_1$  及び  $W_2$  の作用方向を揃えることとし、保守性を考慮する。また、評価対象施設には  $W_0$  及び  $W_{\text{合}}$  の両荷重をそれぞれ作用させる。

### 1.3.2 設計電巻荷重と組合せる荷重の設定

設計電巻荷重と組合せる荷重は、以下のとおりとする。

#### (1) 評価対象施設に常時作用する荷重、運転時荷重等

評価対象施設に常時作用する荷重（自重）及び運転時荷重を適切に組合せる。

#### (2) 電巻以外の自然現象による荷重

電巻は積乱雲や積雲に伴って発生する現象であり、積乱雲の発達時に電巻と同時に発生する可能性のある自然現象は、雷、雪、雹及び大雨である。これらの自然現象の組合せにより発生する荷重は、以下のとおり設計電巻荷重に包含される。

##### a. 雷

電巻と雷が同時に発生する場合においても、雷による高放射性電磁波（EM）及びガラス固化技術開発施設（TRF）ガラス固化技術開発機への影響は雷撃であるため、雷による荷重は発生しない。

#### b. 雪

上昇流の電巻本体周辺では、電巻通過時に雪は降らない。また、下降流の電巻通過時は、電巻通過前に積もった雪の大部分は電巻の風により吹き飛ばされ、雪による荷重は十分小さく設計電巻荷重に包摂される。

#### c. 雹

雹は積乱雲から降る直径5 mm以上の水の粒<sup>2)</sup>であり、仮に直径10 cm程度の大雹の雹を想定した場合でも、その重量は約0.5 kgである。直径10 cm程度の雹が、設計電巻の最大風速である100 m/sで激突することを想定したとしても、運動エネルギーは $1.5 \text{ J}$ であり、設計積荷物の運動エネルギーと比べて十分に小さく、雹の衝突荷重は設計電巻荷重に包摂される。

#### d. 大雨

電巻と大雨が同時に発生する場合においても、雨水により屋外施設に荷重の影響を与えることはなく、また降雨による荷重は十分小さいため、設計電巻荷重に包摂される。

### (2) 事故時荷重

設計電巻と事故が同時に発生する程度は十分小さいことから、事故時荷重と設計電巻との組合せは考慮しない。

## 1.4 評価対象施設の設計方針

評価対象施設のうち電巻防護施設については、設計荷重に対してその構造健全性を維持すること又は安全上支障のない期間での修繕等の対応により、安全機能を損なわないものとする。

また、電巻防護施設に波及的影響を及ぼし得る施設については、電巻及びその隣接事象に対して構造健全性を確保することにより、電巻防護施設の安全機能を損なうことのないものとする。

### 1.4.1 許容限界

建築及び構造物の設計において、設計積荷物の衝突による貫通及び表面剥離発生の有無の評価については、貫通及び表面剥離が発生する部材厚（貫通限界厚さ及び表面剥離限界厚さ）と部材の最小厚さを比較することにより行う。さらに、設計荷重により、発生する変形又は応力が以下の法令、規格、基準、指針類等に準拠し算定した許容限界を下回るものとする。

- ・建築基準法
- ・日本電業規格
- ・日本建築学会及び土木学会等の基準・指針類
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 JES-001（日本電気協会）等

系統及び機器の設計において、設計標準物の衝突による貫通の有無の評価については、貫通が発生する部材厚（貫通限界厚さ）と部材の最小厚さを比較することにより行う。設計標準物が貫通することを考慮する場合には、設計荷重に対して防護対策を考慮した上で、系統及び機器に発生する応力が以下の規格、基準及び指針値に準拠し算定した許容応力度等に基づく許容限界を下回るものとする。

- ・日本産業規格
- ・日本機械学会の基準・指針類
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 JESG-001（日本電気協会）等

#### 1.4.2 設計方針

##### (1) 除外施設（重要防護施設を内包する施設も含む）

設計荷重に対して、閉じ込め機能及び崩壊熱除去機能が維持されるものとし、それら安全機能を損なう可能性がある場合には、安全上支障のない期間に補修する又は事故対応施設により安全機能を維持することで対応できるようにする。

##### <重要防護施設>

###### α. セル換気系のダクト（高放射性廃液貯蔵場（HAW））

屋外のセル換気系のダクトは、風圧力による荷重に対して構造健全性を確保できるものの、設計標準物により貫通する可能性がある。セル換気系のダクトが設計標準物により損傷した場合には、あらかじめ配置する補修資材により、安全上支障のない期間に補修することで対応できるようにする。

###### β. 二次冷却水系統（高放射性廃液貯蔵場（HAW））

屋外の二次冷却水系統（浄水系統を含む。）を構成する配管、二次系の送水ポンプ、消理槽、浄水ポンプ及び浄水受槽は、風圧力による荷重に対して構造健全性を確保できるものの、設計標準物により貫通する可能性がある。これらが設計標準物により損傷した場合には、事故対応施設により安全機能を維持することで対応できるようにする。

###### γ. 緊急放出系のダクト（高放射性廃液貯蔵場（HAW））

屋外の緊急放出系のダクトは、風圧力による荷重に対して構造健全性を確保できるものの、設計標準物により貫通する可能性がある。セル換気系のダクトが設計標準物により損傷した場合には、あらかじめ配置する補修資材により、安全上支障のない期間に補修することで対応できるようにする。

###### δ. セル換気系のダクト（ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟）

屋外のセル換気系のダクトは、風圧力による荷重に対して構造健全性を確保できるものの、設計標準物により貫通する可能性がある。セル換気系のダクトが設計標準

束物により損傷した場合には、あらかじめ配備する補修資材により、安全上支障のない期間に補修することで対応できるようにする。

#### g. 第二付属排気筒

第二付属排気筒は、風圧力による荷重、気圧差による荷重、設計飛来物による衝突荷重及び常時作用する荷重に対して、構造健全性が維持されるものとする。また、設計飛来物の衝突時においても、貫通の発生により、安全機能を損なわないものとする。

#### h. 冷却水系統（ガラス固化技術開発施設（TF）ガラス固化技術開発棟）

屋外の冷却水系統（浄水系統を含む）及び純水系統を構成する配管、ポンプ及び冷却塔は、風圧力による荷重に対して構造健全性を確保できるものの、設計飛来物により貫通する可能性がある。これらが設計飛来物により損傷した場合には、事故対処施設により安全機能を維持することで対応できるようにする。

### <電害防護施設を内包する施設>

#### a. 高放射性廃液貯蔵場（HAM）

高放射性廃液貯蔵場（HAM）建家は、風圧力による荷重、気圧差による荷重、設計飛来物による衝突荷重及び常時作用する荷重に対して、構造健全性が維持されるとともに、屋上スラブ、側壁面及び開口部（扉等）の破損による当該建家内の電害防護施設が安全機能を損なわないものとする。また、設計飛来物の衝突時においても、貫通及び腐面剥離の発生により、当該建家内の電害防護施設が安全機能を損なわないものとする。

屋上スラブ及び側壁面については、設計飛来物の衝突時にひび割れ等が生じる可能性があるが、設計電害と事故が同時に発生する可能性は十分小さく、高放射性廃液の腐蝕除去機能が喪失した際には、事故対処施設により安全機能を維持すること。屋上スラブ及び側壁面については、安全上支障のない期間に補修することで対応できるようにする。

#### b. ガラス固化技術開発施設（TF）ガラス固化技術開発棟

ガラス固化技術開発棟建家は、風圧力による荷重、気圧差による荷重、設計飛来物による衝突荷重及び常時作用する荷重に対して、構造健全性が維持されるとともに、屋上スラブ及び側壁面の破損による当該建家内の電害防護施設が安全機能を損なわないものとする。また、設計飛来物の衝突時においても、貫通及び腐面剥離の発生により、当該建家内の電害防護施設が安全機能を損なわないものとする。

屋上スラブ、側壁面については、設計飛来物の衝突時にひび割れ等が生じる可能性があるが、設計電害と事故が同時に発生する可能性は十分小さく、高放射性廃液の腐蝕除去機能が喪失した際には、事故対処施設により安全機能を維持すること。

屋上スラブ及び傾壁面については、安全上支障のない期間に補修することで対応できるようにする。

## (2) 屋内の施設で外気と繋がっている施設

設計荷重に対して、安全機能が維持される設計とし、安全機能を損なう可能性がある場合には施設の補修等の電圧防護対策を実施することにより、安全機能を損なわない設計とする。

### a. セル換気系のダクト、フィルタ及び排風機（高放射線廃液貯蔵槽（HLL））

セル換気系のダクト、フィルタ及び排風機は、建家に内包されており風圧力による荷重は作用しない。また、設計完成物の衝突により安全機能を損なうおそれはない。さらに、気圧差による荷重及び常時作用する荷重に対しても構造健全性が維持されるものとする。

### b. 緊急放出系のダクト及びフィルタ（高放射線廃液貯蔵槽（HLL））

緊急放出系のダクト及びフィルタは、建家に内包されており風圧力による荷重は作用しない。また、設計完成物の衝突により安全機能を損なうおそれはない。さらに、気圧差による荷重及び常時作用する荷重に対しても構造健全性が維持されるものとする。

### c. 槽間換気系の配管、フィルタ及び排風機（ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟）

槽間換気系の配管、フィルタ及び排風機は、建家に内包されており風圧力による荷重は作用しない。また、開口部の閉止措置により、設計完成物の衝突により安全機能を損なうおそれはない。気圧差による荷重及び常時作用する荷重に対して、構造健全性が維持され、安全機能を損なわないものとする。

### d. セル換気系のダクト、フィルタ及び排風機（ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟）

セル換気系ダクト、フィルタ及び排風機は、建家に内包されており風圧力による荷重は作用しない。また、開口部の閉止措置により、設計完成物の衝突により安全機能を損なうおそれはない。気圧差による荷重及び常時作用する荷重に対して、構造健全性が維持され、安全機能を損なわないものとする。

### e. 固化セル換気系のダクト、フィルタ及び排風機（ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟）

固化セル換気系ダクト、フィルタ及び排風機は、建家に内包されており風圧力による荷重は作用しない。また、開口部の閉止措置により、設計完成物の衝突に

より安全機能を損なうおそれはない。気圧差による荷重及び常時作用する荷重に対して、構造健全性が維持され、安全機能を損なわないものとする。

#### (3) 電害防護施設に波及的影響を及ぼし得る施設

設計荷重に対して、当該施設の構造健全性を確保すること、設計上の要求を維持することが可能なことにより、電害防護施設の安全機能を損なわないものとする。

- α. 主排気筒
- β. 分離精製工場 (MP)
- γ. リサイクル機器試験施設 (RETF)
- δ. ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟
- ε. クリプトン回収技術開発施設 (Kr)

### 1.5 電害随伴に対する評価

電害随伴事象として、過去の電害被害事例及び再地理施設の配置から想定される以下の事象を抽出し、電害防護施設の安全機能を損なわないことを確認した。

#### (1) 火災

電害随伴事象として、設計廃棄物が建家開口部付近の発火性又は引火性物質を内包する機器、屋外の危険物タンク等に廃棄物が衝突する場合の火災が想定される。

建家内については、電害防護施設を設置している区画の開口部には網板設置等の電害防護対策を行うこと、設計廃棄物が到達する開口部付近に、高放射線廃液貯蔵場 (HAF) 及びガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の安全機能を損なう可能性を有する発火性又は引火性物質を内包する機器が配置されていないことから、建家内の電害防護施設の安全機能を損なうことはない。

建家外については、設計電害による核燃料サイクル工学研究所敷地内の危険物タンクの火災があるが、外部火災評価における核燃料サイクル工学研究所敷地内の危険物タンクの火災影響評価と同様であり、電害防護施設の安全機能を損なうことはない。なお、建家外の火災については、電害通過後、速やかに消火活動を行う運用により対応する。

以上により、電害による火災により電害防護施設の安全機能を損なうことはない。

#### (2) 溢水

電害随伴事象として、設計廃棄物が建家開口部付近の溢水源に衝突する場合、建家屋上の二次冷却水系統に衝突した場合、屋外タンクに衝突する場合の溢水が想定される。

電害防護施設を内包する建家内については、電害防護施設を設置している区画の開口部には網板設置等の電害防護対策を行うことを考慮すると、設計廃棄物が到達することはない。高放射線廃液貯蔵場 (HAF) 及びガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の閉じ込め機能及び崩壊熱除去機能を損なう可能性を有する溢水源が配置されていないことから、それら安全機能を損なうことはない。



建家屋上の二次冷却水系統については、設計意未物の衝突により損傷し、溢水源となる可能性があるが、二次冷却水系統と同時に屋上スタブが損傷し、建家内に溢水したとしても、事故対応施設による代替により、閉じ込め機能及び崩壊熱除去機能を損なわないよう対策を施す。

建家外については、周辺に溢水源となる大型の屋外タンクはなく、電巻防護施設の安全機能を損なうおそれはない。

以上により、電巻による溢水により電巻防護施設の安全機能を損なわない。

#### (D) 外部電源喪失

設計電巻と同時に発生する雷等により外部電源が喪失し、設計意未物により非常用発電機が機能喪失した場合においても、プルトニウム転換技術開発施設管理棟駐車場に配備する移動式発電車等からの給電により、高放射性廃液貯蔵場 (HWF) 及びガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の閉じ込め機能及び崩壊熱除去機能は損なわれない。但し、外部電源、非常用発電機及びプルトニウム転換技術開発施設管理棟駐車場に配備した移動式発電機が同時に機能喪失したとしても、核燃料サイクル工学研究所の南東地区（高放射性廃液貯蔵場 (HWF) から 100 m 以上離隔）に分散配置している移動式発電機の子備機を運搬配備し、給電することにより、高放射性廃液貯蔵場 (HWF) 及びガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の閉じ込め機能及び崩壊熱除去機能は損なわれない。さらに、移動式発電機の子備機が設計電巻により同時に機能喪失したとしても、事故対応施設として配備するポンプ車及び可搬式のエンジン付きポンプにより、高放射性廃液貯蔵場 (HWF) 及びガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の崩壊熱除去機能を維持できる。

以上により、電巻による外部電源喪失により、高放射性廃液貯蔵場 (HWF) 及びガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の閉じ込め機能及び崩壊熱除去機能を損なうことはない。

表 1.2-1 再処理施設の評価対象施設

分類	評価対象施設	防護設備 (外装となる施設)
放射防護施設	屋外の施設 <ul style="list-style-type: none"> <li>◦&lt;放射防護施設&gt;</li> <li>◦セル換気系のダクト（高放射性廃液貯蔵場（HW））</li> <li>◦二次冷却水系統（高放射性廃液貯蔵場（HW））</li> <li>◦型金取出系のダクト（高放射性廃液貯蔵場（HW））</li> <li>◦セル換気系のダクト（ガラス固化技術開発施設（TF）ガラス固化技術開発棟）</li> <li>◦第二付属排気筒</li> <li>◦冷却水系統（ガラス固化技術開発施設（TF）ガラス固化技術開発棟）</li> </ul>	—
	屋内の施設 で外気と繋がっている施設	<ul style="list-style-type: none"> <li>◦セル換気系のダクト、フィルタ及び排気機</li> <li>◦型金取出系のダクト及びフィルタ</li> <li>◦標準換気系の配管、フィルタ及び排気機</li> <li>◦セル換気系のダクト、フィルタ及び排気機</li> <li>◦固化セル換気系のダクト、フィルタ及び排気機</li> </ul>
放射防護施設を内包する施設	<ul style="list-style-type: none"> <li>◦高放射性廃液貯蔵場（HW）</li> <li>◦ガラス固化技術開発施設（TF）ガラス固化技術開発棟</li> </ul>	—
放射防護施設に波及的影響を及ぼし得る施設	<ul style="list-style-type: none"> <li>◦主排気筒</li> <li>◦分離精製工程（SR）</li> <li>◦リキイアル機器試験施設（RIF）</li> <li>◦ガラス固化技術開発施設（TF）ガラス固化技術管理棟</li> <li>◦トリプトン回収技術開発施設（R）</li> </ul>	—

表 1.3.1-1 再処理施設における設計標準物

廃棄物の種類	鋼製材
サイズ (a)	長さ×幅×高さ 4.3×0.3×0.2
質量 (ka)	130
最大水平速度 (w/n)	51
最大鉛直速度 (w/n)	34

<参考文献>

- (1) J.B. Rierra, "A Critical Reappraisal of Nuclear Power Plant safety against Accidental Aircraft Impacts", Nuclear Engineering and Design 57, (1980)
- (2) 大野久雄, 雷雨とメソ気象, 東京堂出版
- (3) 気象庁ホームページ ([http://www.jma.go.jp/jma/kishou/know/rouge\\_ip/kossei.html](http://www.jma.go.jp/jma/kishou/know/rouge_ip/kossei.html)), (2020年7月 参照)

## 高放射性廃液貯蔵場 (HAW) 及びガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟 の評価対象施設の抽出について

### 1. 評価対象施設の抽出方針

高放射性廃液貯蔵場 (HAW) 及びガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の  
電気防護施設から、以下の手順により、評価対象施設を抽出した。

- ① 電気防護施設として抽出された設備の設置場所を確認し、電気襲撃時に風圧、気圧差  
及び設計飛来物衝突の影響を受ける屋外施設（当該施設を内包する施設を含む。）を評  
価対象とする。
- ② 屋内施設であるが外気と繋がっているため、電気襲撃時に気圧差の影響を受ける施設  
を評価対象とする。
- ③ 外設となる施設による防護機能が期待できない施設（区画）の内部に配置されている  
ため、電気襲撃時に風圧、気圧差及び設計飛来物衝突の影響を受ける施設を評価対象  
とする。なお、外設による防護機能に期待できるかは、外設となる施設（建家及び構築  
物）の電気襲撃に対する構造健全性の確認結果により評価する。

### 2. 評価対象施設の抽出結果

電気防護施設のうち評価対象施設の抽出アサーを図 2-1 に示す。また、高放射性廃液貯  
蔵場 (HAW) の抽出結果を表 2-1 に、ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発  
棟の抽出結果を表 2-2 に示す。

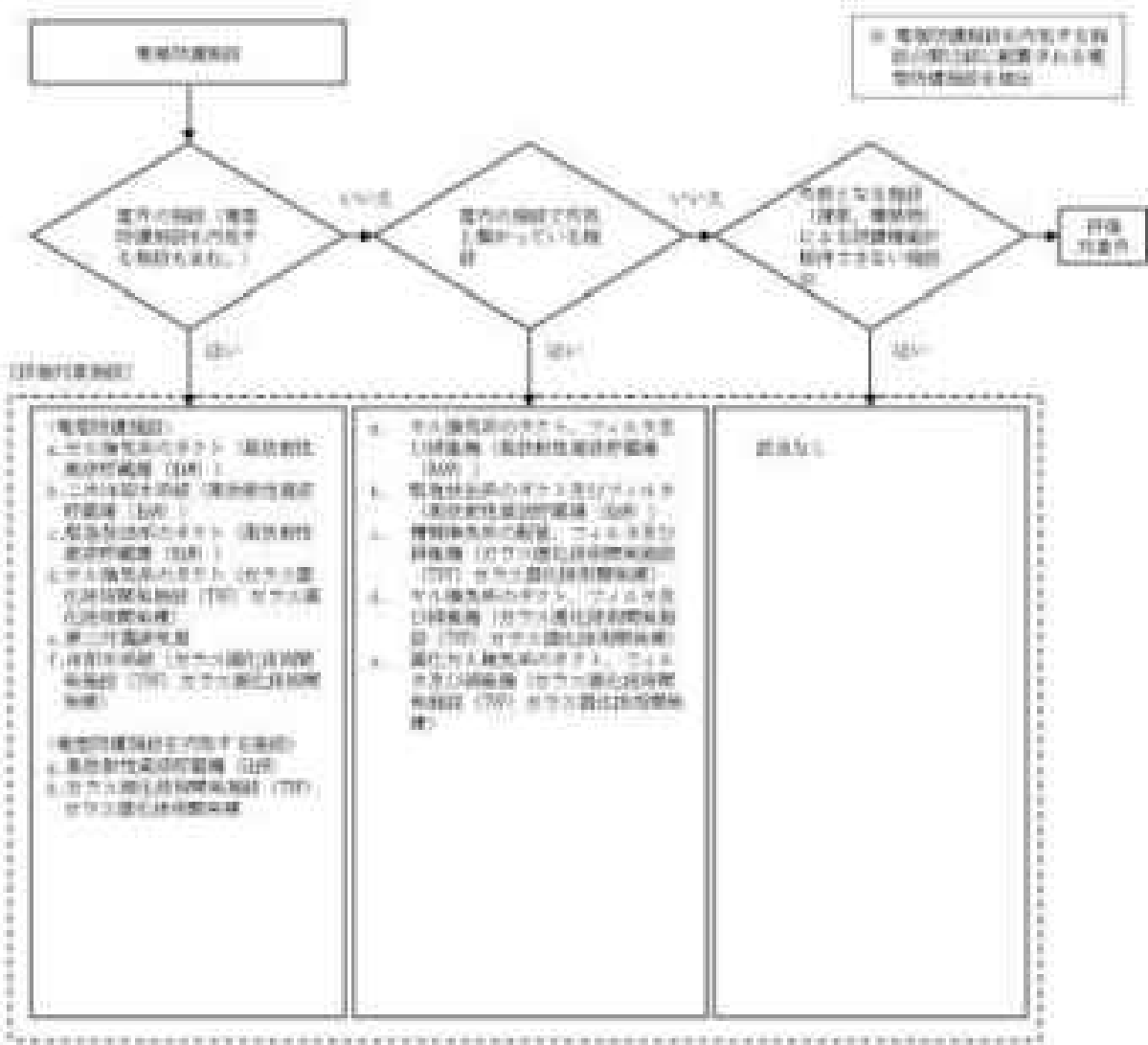


図2-4 竜巻対策施設のうち評価対象施設の抽出フロー

表2-4 高知市に本社を置く企業 (単位) に対する地域振興活動の実施状況 (1/4)

業種	業種別 及び地域別 振興活動	業種別 及び地域別 振興活動	本社を 含む地域	本社を 含む地域 以外	本社を 含む地域 以外	本社を 含む地域 以外	業種別 及び地域別 振興活動		
							実施している	実施していない	
製造業 小売業 大卸 その他	高知市に本社を 置く企業	高知市に本社を 置く企業	高知市に本社を 置く企業	高知市に本社を 置く企業	高知市に本社を 置く企業	高知市に本社を 置く企業	高知市に本社を 置く企業	建設業	○
								製造業	○
								小売業	○
								大卸	○
								その他	○
								建設業	○
								製造業	○
								小売業	○
								大卸	○
								その他	○
								建設業	○
								製造業	○
								小売業	○
								大卸	○
								その他	○

表2-1 高野村の環境計画(案) (2017年度環境計画案作成) (2/2)

実施種	実施内容	留意点	実施時期	実施場所	実施回数	実施内容	実施状況	
							計画年度	実施状況
環境・水質	高野川 水質改善 計画	高野川水質改善計画	2017年度	高野川	1回	高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
環境・水質	高野川 水質改善 計画	高野川水質改善計画	2018年度	高野川	1回	高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
環境・水質	高野川 水質改善 計画	高野川水質改善計画	2019年度	高野川	1回	高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
環境・水質	高野川 水質改善 計画	高野川水質改善計画	2020年度	高野川	1回	高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み
						高野川水質改善計画	計画年度	実施済み

表2-4 高野村に選定された事業（補助）に当たって実施している事業状況（単位）

事業種別	選定された事業 及び補助対象事業種別も有する施設	事業の名称	事業の概要 （事業内容等）	事業の進捗状況 （事業の進捗状況）	事業の開始年度 （事業の開始年度）	事業の終了年度 （事業の終了年度）	事業の進捗状況	
							事業の進捗状況 （事業の進捗状況）	事業の進捗状況 （事業の進捗状況）
事業種別 （補助）	民間・福祉施設	二宮高野温泉 新築及び増設	入浴棟	〇	—	—	〇	〇
			待合ポンプ	〇	—	—	〇	〇
			湯水設備	〇	—	—	〇	〇
	民間・社会福祉施設	高野温泉 （高野温泉）	湯水設備	〇	〇	〇	〇	〇
			湯水設備（高野温泉）	〇	〇	〇	〇	〇
			湯水設備（高野温泉）	〇	〇	〇	〇	〇
事業種別 （補助）	高野温泉 （高野温泉）	湯水設備	〇	〇	〇	〇	〇	
		湯水設備（高野温泉）	〇	〇	〇	〇	〇	
		湯水設備（高野温泉）	〇	〇	〇	〇	〇	

注：〇：事業の進捗状況（補助）に当たって実施している事業状況。



表2-2 株式会社田辺建設株式会社（以下、株式会社田辺建設）の主要な関係会社及びその関係性（注）

会社名	業種	関係の種類	株式所有	役員兼任	業務提携	その他
株式会社 田辺建設 （以下、 株式会社 田辺建設）	建設業	田辺建設株式会社	100%	○	○	○
		田辺建設株式会社（建設業）	100%	○	○	○
		田辺建設株式会社（建設業）	100%	○	○	○
		田辺建設株式会社（建設業）	100%	○	○	○
		田辺建設株式会社（建設業）	100%	○	○	○
		田辺建設株式会社（建設業）	100%	○	○	○
		田辺建設株式会社（建設業）	100%	○	○	○
		田辺建設株式会社（建設業）	100%	○	○	○
		田辺建設株式会社（建設業）	100%	○	○	○
		田辺建設株式会社（建設業）	100%	○	○	○
		田辺建設株式会社（建設業）	100%	○	○	○
		田辺建設株式会社（建設業）	100%	○	○	○
		田辺建設株式会社（建設業）	100%	○	○	○
		田辺建設株式会社（建設業）	100%	○	○	○
田辺建設株式会社（建設業）	100%	○	○	○		

表2-2 東京大田区健康増進施設（FPP）事業大田区健康増進施設に関する連携関係調査結果（2019）

実施種	連携形態 及び連携関係の種類	連携内容	連携の頻度	連携内容が実施 されている	連携内容が実施 されていない	連携内容が実施 されていない理由
地域別 連携 実施 状況 に関する 調査	健康増進施設 及び施設	健康増進施設	○	○	○	○
		保健センター	○	○	○	○
		保健所	○	○	○	○
		保健センター	○	○	○	○
		保健センター	○	○	○	○
		保健センター	○	○	○	○
		保健センター	○	○	○	○
		保健センター	○	○	○	○
		保健センター	○	○	○	○
		保健センター	○	○	○	○
		保健センター	○	○	○	○
		保健センター	○	○	○	○
		保健センター	○	○	○	○
		保健センター	○	○	○	○

表2-2 株式会社田辺建設株式会社（以下、株式会社田辺建設）の主要な取引先との関係（注）

業種等	取引先名		関係の程度	関係の期間	取引内容	関係の継続性	関係の重要性
	業種	名称					
建設業	建設業	建設業	株式会社田辺建設	○	建設業	○	○
		建設業	株式会社田辺建設	○	建設業	○	○
		建設業	株式会社田辺建設	○	建設業	○	○
		建設業	株式会社田辺建設	○	建設業	○	○
		建設業	株式会社田辺建設	○	建設業	○	○
		建設業	株式会社田辺建設	○	建設業	○	○
		建設業	株式会社田辺建設	○	建設業	○	○
		建設業	株式会社田辺建設	○	建設業	○	○
		建設業	株式会社田辺建設	○	建設業	○	○
		建設業	株式会社田辺建設	○	建設業	○	○
建設業	建設業	建設業	株式会社田辺建設	○	建設業	○	○
		建設業	株式会社田辺建設	○	建設業	○	○
		建設業	株式会社田辺建設	○	建設業	○	○
		建設業	株式会社田辺建設	○	建設業	○	○
		建設業	株式会社田辺建設	○	建設業	○	○
		建設業	株式会社田辺建設	○	建設業	○	○
		建設業	株式会社田辺建設	○	建設業	○	○
		建設業	株式会社田辺建設	○	建設業	○	○
		建設業	株式会社田辺建設	○	建設業	○	○
		建設業	株式会社田辺建設	○	建設業	○	○

表2-2 株式会社田辺建設株式会社（以下、本社は田辺建設株式会社と記す）の重要取引先との関係（注1）

業種等	取引先名	取引先との関係	本社の重要取引先として関係している	関係の程度		関係の程度が不明な取引先との関係	関係の程度が不明な取引先との関係
				本社の重要取引先として関係している	関係の程度が不明な取引先との関係		
建設業	株式会社田辺建設	建設業（第11号業種）	○	○	○	○	○
		建設業（第11号業種）	○	○	○	○	○
		建設業（第11号業種）	○	○	○	○	○
		建設業（第11号業種）	○	○	○	○	○
		建設業（第11号業種）	○	○	○	○	○
		建設業（第11号業種）	○	○	○	○	○
		建設業（第11号業種）	○	○	○	○	○
		建設業（第11号業種）	○	○	○	○	○
		建設業（第11号業種）	○	○	○	○	○
		建設業（第11号業種）	○	○	○	○	○
		建設業（第11号業種）	○	○	○	○	○
		建設業（第11号業種）	○	○	○	○	○
		建設業（第11号業種）	○	○	○	○	○
		建設業（第11号業種）	○	○	○	○	○
		建設業（第11号業種）	○	○	○	○	○
建設業	株式会社田辺建設	建設業（第11号業種）	○	○	○	○	○
		建設業（第11号業種）	○	○	○	○	○
		建設業（第11号業種）	○	○	○	○	○
		建設業（第11号業種）	○	○	○	○	○
		建設業（第11号業種）	○	○	○	○	○
		建設業（第11号業種）	○	○	○	○	○
		建設業（第11号業種）	○	○	○	○	○
		建設業（第11号業種）	○	○	○	○	○
		建設業（第11号業種）	○	○	○	○	○
		建設業（第11号業種）	○	○	○	○	○
		建設業（第11号業種）	○	○	○	○	○
		建設業（第11号業種）	○	○	○	○	○
		建設業（第11号業種）	○	○	○	○	○
		建設業（第11号業種）	○	○	○	○	○
		建設業（第11号業種）	○	○	○	○	○

表2-2 株式会社田辺建設株式会社（以下、本社は田辺建設株式会社）の主要附属会社関係（注1）

会社名	業種 及び活動の地域	本社との関係 及び活動の地域	本社との関係 （注1）	本社との関係 （注2）	本社との関係 （注3）	本社との関係 （注4）
建設 業 建設 業 建設 業	東日本建設（株）（東京都）	建設業（東京都）	○	○	○	○
	東日本建設（株）（東京都）	建設業（東京都）	○	○	○	○
	東日本建設（株）（東京都）	建設業（東京都）	○	○	○	○
	東日本建設（株）（東京都）	建設業（東京都）	○	○	○	○
	東日本建設（株）（東京都）	建設業（東京都）	○	○	○	○
	東日本建設（株）（東京都）	建設業（東京都）	○	○	○	○
	東日本建設（株）（東京都）	建設業（東京都）	○	○	○	○
	東日本建設（株）（東京都）	建設業（東京都）	○	○	○	○
	東日本建設（株）（東京都）	建設業（東京都）	○	○	○	○
	東日本建設（株）（東京都）	建設業（東京都）	○	○	○	○
	東日本建設（株）（東京都）	建設業（東京都）	○	○	○	○
	東日本建設（株）（東京都）	建設業（東京都）	○	○	○	○
	東日本建設（株）（東京都）	建設業（東京都）	○	○	○	○
	東日本建設（株）（東京都）	建設業（東京都）	○	○	○	○
建設 業 建設 業	東日本建設（株）（東京都）	建設業（東京都）	○	○	○	○
	東日本建設（株）（東京都）	建設業（東京都）	○	○	○	○
	東日本建設（株）（東京都）	建設業（東京都）	○	○	○	○

注1：関係の程度は別表（別紙）に開示する。

高放射性廃液貯蔵場 (HAW) 及びガラス固化技術開発施設 (GVF) ガラス固化技術開発棟  
に波及的影響を及ぼし得る施設の抽出について

1. 抽出方針

高放射性廃液貯蔵場 (HAW) 及びガラス固化技術開発施設 (GVF) ガラス固化技術開発棟の電害防護施設の閉込め機能及び崩壊熱除去機能に波及的影響を及ぼし得る施設を抽出する。

なお、高放射性廃液貯蔵場 (HAW) 及びガラス固化技術開発施設 (GVF) ガラス固化技術開発棟は、閉込め機能及び崩壊熱除去機能に機能的影響を受けた場合、事故対応設備による代替措置で維持する方針であり、機能的影響の観点から波及的影響を及ぼし得る施設の抽出は行わない。

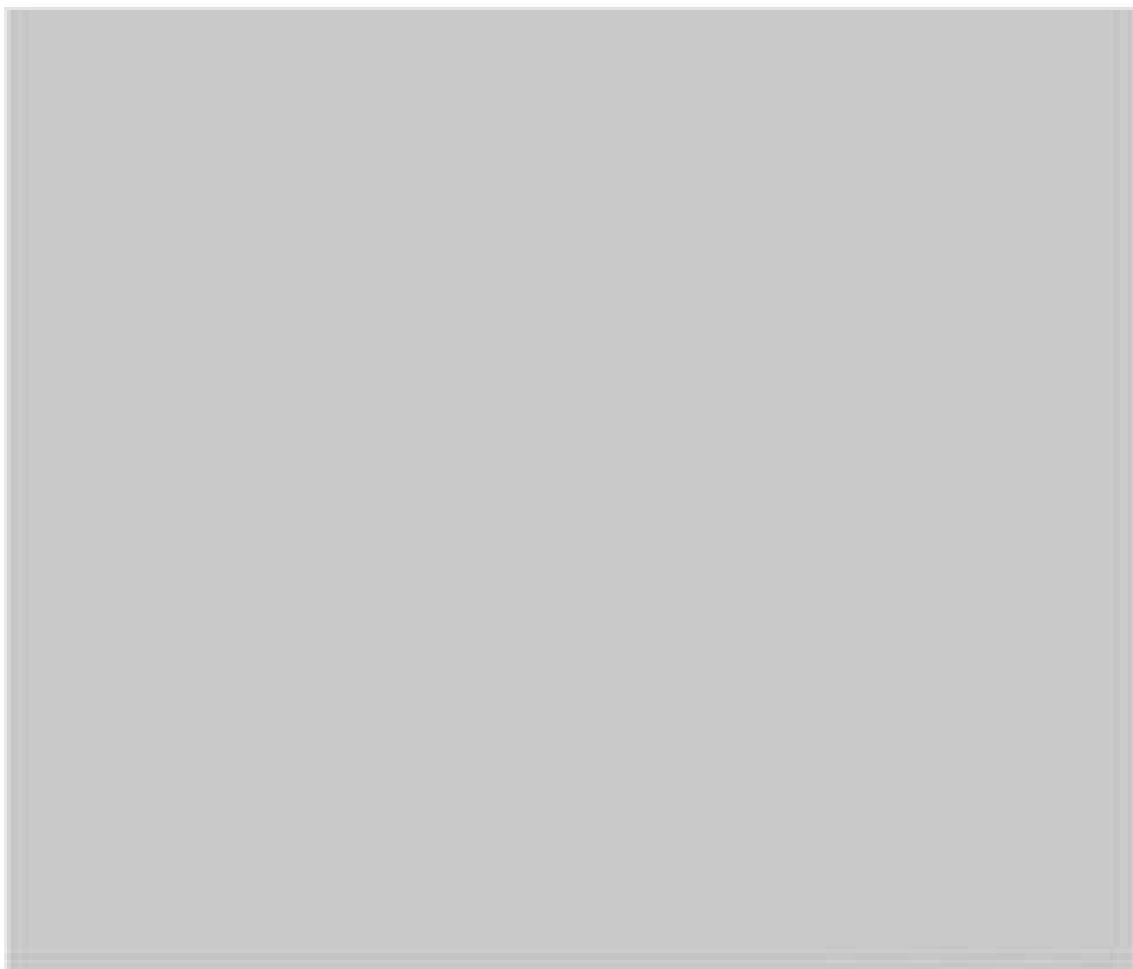
再処理施設のうち、高放射性廃液貯蔵場 (HAW)、ガラス固化技術開発施設 (GVF) ガラス固化技術開発棟及び第二付属排気筒に波及的影響（機能的影響）を及ぼし得る施設としては、電害により倒壊して、電害防護施設及び電害防護施設を内包する施設の機能を喪失させる可能性がある建家及び構築物を抽出する。

図 1-1 に電害防護施設及び電害防護施設を内包する施設に波及的影響を及ぼし得る施設の配置図を示す。

2. 抽出結果

機能的影響の観点から、高放射性廃液貯蔵場 (HAW) 及びガラス固化技術開発施設 (GVF) ガラス固化技術開発棟周辺の建家及び構築物については、建家及び構築物の高さ、電害防護施設又は電害防護施設を内包する施設までの水平距離を確認し、倒壊により電害防護施設及び電害防護施設を内包する施設を機能喪失させる可能性のある施設を選定した。

表 1-1 に選定した結果を示す。



(地理院地図(GSI Map))

図1-1 電圧防護施設及び電磁防護施設を内包する施設に  
波及的影響を及ぼし得る施設の配置図

表 2-1 電圧防護施設及び電容防護施設を内包する施設に波及的影響を及ぼし得る施設の抽出

施設及び構築物	線区及び構築物の長さ [km]	電圧防護施設又は電容防護施設を 内包する施設までの水平距離 [km]	波及影響を及ぼす施設 (個数)
主変電所	約 14 km	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 第二村尾変電所：約 29 km</li> <li>・ 高取村色成沢変電所 (GW)：約 39 km</li> <li>・ オオス田比呂沢変電所 (GW) オオス田比呂沢変電所：約 25 km</li> </ul>	○
分岐線取付工事 (GW)	■■■■	高取村色成沢変電所 (GW) に隣接	○
アクトニウム 高取村色成沢変電所 (GW)	■■■■	高取村色成沢変電所 (GW)：約 39 km	×
日ノイナル橋渡り架線取付 (GW)	■■■■	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 第二村尾変電所：約 29 km</li> <li>・ 高取村色成沢変電所 (GW)：約 29 km</li> <li>・ オオス田比呂沢変電所 (GW) オオス田比呂沢変電所：約 19 km</li> </ul>	○
オオス田比呂沢変電所 (GW) オオス田比呂沢変電所	■■■■	オオス田比呂沢変電所 (GW) オオス田比呂沢変電所に隣接	○
アクトニウム架線取付架線取付 (GW)	約 14 km	オオス田比呂沢変電所 (GW) オオス田比呂沢変電所：約 14 km	○
アクトニウム架線取付架線取付 (GW) オオス田比呂沢変電所	約 14 km	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ オオス田比呂沢変電所 (GW) オオス田比呂沢変電所：約 29 km</li> </ul>	×

○：影響する。 ×：影響しない。



## 評価対象施設の設計荷重について

## 1. 概要

廃止措置計画用設計荷重に対し、高放射性廃液貯蔵槽（HAW）及びガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟の電害影響評価の対象施設（以下「評価対象施設」という。）について、構造健全性が維持されることの確認を行った設計荷重を整理する。

評価対象施設は、以下に示す分類ごとに整理する。

## &lt;評価対象施設&gt;

- ① 屋外施設（電害防護施設を内包する施設を含む。）
- ② 屋内施設で外気と繋がっている施設
- ③ 外殻となる施設による防護機能が期待できない施設
- ④ 電害防護施設に直接的影響を及ぼし得る施設

## 2. 設計荷重

評価対象施設の電害影響評価に用いた評価荷重について表2-1に整理する。

表 2-1 評価対象施設の評価に用いる評価尺度一覧表 (1/2)

評価項目	重要設計要素				適合程度の認定			その他の評価項目
	$R_1, R_2, R_3$ の評価				$R_4$	$R_5$	$R_1 + R_2 + R_3 + R_4 + R_5$	
	$R_1$	$R_2$	$R_3$	$R_4$				
① 燃料施設 (電源設備施設を内包する施設を指す)								
セム橋元地区のプラント (高放射能廃棄物処理施設 (HAW))	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	自費・運転開始
聖島地区のプラント (高放射能廃棄物処理施設 (HAW))	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	自費・運転開始
二本池地区系統 (高放射能廃棄物処理施設 (HAW))	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	自費・運転開始
セム橋元地区のプラント (ボクス国北西部開発施設 (TVP) ボクス国北西部開発施設 (HAW))	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	自費・運転開始
第二村高放射能	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	無し
冷却水系統 (ボクス国北西部開発施設 (TVP) ボクス国北西部開発施設 (HAW))	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	自費・運転開始
高放射能処理施設 (HAW)	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	無し
ボクス国北西部開発施設 (TVP) ボクス国北西部開発施設	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	無し
② 原子力施設で発生し蓄積している施設								
セム橋元地区のプラント、フィリス及びサウス (高放射能廃棄物処理施設 (HAW))	△	△	△	△	△	△	△	自費・運転開始
聖島地区のプラント及びフィリス (高放射能廃棄物処理施設 (HAW))	△	△	△	△	△	△	△	自費・運転開始
博野地区の配管、フィリス及びサウス (ボクス国北西部開発施設 (TVP) ボクス国北西部開発施設)	△	△	△	△	△	△	△	自費・運転開始
セム橋元地区のプラント、フィリス及びサウス (ボクス国北西部開発施設 (TVP) ボクス国北西部開発施設)	△	△	△	△	△	△	△	自費・運転開始
聖島地区のプラント、フィリス及びサウス (ボクス国北西部開発施設 (TVP) ボクス国北西部開発施設)	△	△	△	△	△	△	△	自費・運転開始



## 高放射性廃液貯蔵場 (HLW) 及びガラス固化技術開発施設 (TRF) ガラス固化技術開発棟の 電磁影響評価について

### 1. 評価方針

電磁影響評価は、「原子力発電所の電磁影響評価ガイド（平成25年6月19日原子力規制委員会決定、令和元年9月6日改定）」に基づいて行う。

電磁影響評価のフローを図1-1に示す。

### 2. 評価方法

#### 2.1 建家及び構築物の評価

停止構造計画用設計電圧（以下「設計電圧」という。）による荷重により、評価対象とした建家及び構築物が倒壊しないことを確認する。

（電磁防護施設）

- ・第二付属棟気筒

（電磁防護施設を内包する施設）

- ・高放射性廃液貯蔵場 (HLW)
- ・ガラス固化技術開発施設 (TRF) ガラス固化技術開発棟

（電磁防護施設に波及的影響を及ぼし得る施設）

- ・主排気筒
- ・分離精製工場 (SP)
- ・リサイクル機器試験施設 (RTF)
- ・ガラス固化技術開発施設 (TRF) ガラス固化技術管理棟
- ・トリプトン回収技術開発施設 (Kr)

第二付属棟気筒（鋼構造）は、「容容構造設計指針・同解説」に準拠し、設計電圧荷重の複合荷重 ( $W_1$  又は  $W_2$ ) に対する応力度を求め、許容応力度と比較する。アンカーボルトは、「鋼構造設計規準 許容応力度設計法」に準拠し、設計電圧荷重の複合荷重 ( $W_1$  又は  $W_2$ ) に対する応力度を求め、許容応力度と比較する。

建家（鉄筋コンクリート構造）は、設計電圧による荷重の複合荷重 ( $W_1$  又は  $W_2$ ) により各建家の各階層に生じる層せん断力を求め、保有水平耐力と比較する。

主排気筒（鋼筋コンクリート構造）は、「煙突構造設計指針」に準拠し、設計電圧荷重の複合荷重 ( $W_1$  又は  $W_2$ ) に対し必要鉄筋量を求め、実地鉄筋量と比較する。

## 2.2 各部材の評価

### (1) 建家及び構築物

外気と隔離されている部材の境界部に気圧差による圧力影響を受ける建家（屋上スラブ及び側壁面）は、設計竜巻による気圧低下によって圧力荷重が発生するものとして評価する。建家の屋上スラブ及び側壁面は、保守的に閉じた系として評価する。

具体的には、風圧力による荷重及び気圧差による荷重による複合荷重と、対象となる屋上スラブ及び側壁面のうち、各々で最も薄い場所の耐荷重を比較することにより健全性を評価する。複合荷重は、建家及び構築物のXS方向、SE方向のそれぞれ正負の4方向の傾向を考慮し、複合せ荷重が最大となるものを採用する。

評価対象施設を以下に示す。

#### ○高放射性情況対策場（HAF）

- ・屋上スラブ [ ] (最も鉄筋コンクリート厚さの薄いスラブ)
- ・側壁面 [ ] (鉄筋コンクリート厚さ)

#### ○ガラス強化技術開発施設（TRF）ガラス強化技術開発棟

- ・屋上スラブ [ ] (鉄筋コンクリート厚さ)
- ・側壁面 [ ] (鉄筋コンクリート厚さ)

### (2) 屋外の施設

#### α. 設備・機器

屋外に設置されている設備・機器の構造健全性を評価する。具体的には、風圧力による荷重により、取付けボルトに発生する応力等が許容値以下であることを確認することにより、健全性を評価する。評価対象施設を以下に示す。

#### ○高放射性情況対策場（HAF）

- ・二次系の送水ポンプ
- ・冷却塔
- ・浄水ポンプ
- ・浄水受槽

#### ○ガラス強化技術開発施設（TRF）ガラス強化技術開発棟

- ・ポンプ
- ・冷却塔

#### β. 配管及びダクト

屋外に設置されている配管及びダクトの構造健全性を評価する。具体的には、

風圧力による荷重、気圧差による荷重等により、配管及びダクトに発生する応力等が許容値以下であることを確認することにより、健全性を評価する。評価対象施設を以下に示す。

○高放射性廃液貯蔵場 (RAF)

- ・セル換気系のダクト
- ・二次冷却水系統（浄水系統を含む。）の配管
- ・緊急放出系のダクト

○ガラス固化技術開発施設 (GVF) ガラス固化技術開発棟

- ・冷却水系統（浄水系統を含む。）の配管
- ・純水系統の配管
- ・セル換気系のダクト

(3) 屋内で外気と繋がっている施設

屋内の外気と繋がっている施設は、保守的に積じた系として評価する。具体的には、最大気圧低下量による荷重により各部材に発生する応力等が許容値以下であることを確認することにより、健全性を評価する。フィルタ及び排風機の評価部材としては、最大気圧低下量による荷重を最も受けるケーシング部を評価する。評価対象施設を以下に示す。

○高放射性廃液貯蔵場 (RAF)

- ・セル換気系のダクト、フィルタ（ケーシング）及び排風機（ケーシング）
- ・緊急放出系のダクト及びフィルタ（ケーシング）

○ガラス固化技術開発施設 (GVF) ガラス固化技術開発棟

- ・排気換気系の配管、フィルタ（ケーシング）及び排風機（ケーシング）
- ・セル換気系のダクト、フィルタ（ケーシング）及び排風機（ケーシング）
- ・固化セル換気系のダクト、フィルタ（ケーシング）及び排風機（ケーシング）

2.3 設計用乗物の衝突による局部破壊（貫通又は裏面剥離）の評価

(1) 建築

建築及び構築物の外殻となる屋上スラブ及び側面壁に対して設計用乗物の衝突による貫通又は裏面剥離の有無を評価する。具体的には、NEI07-13 及び米国 NRC の基準値に算定式として記載されている修正 NRC 式を用いて貫入深さ $x_p$ を、Degee の式により裏面剥離厚さ $t_p$ を求めた。また、Chang の式により裏面剥離厚さ $t_p$ を算定する。

なお、上記の損傷評価で貫通又は裏面剥離の発生が考えられる屋上スラブや側面壁

については、3次元FEMモデルを用いた衝突解析を行い、鉄筋に発生するひずみが許容限界を超えないこと、コンクリート要素の速度ベクトルから、裏面剥離が生じていないことを衝突解析ソフトウェア ABAQUS/EXPLICIT を用いて確認する。

評価対象施設を以下に示す。

○高放射性廃液貯蔵場 (HAF)

- ・屋上スラブ (鉄筋コンクリート+押えコンクリート)
- ・側壁面 (鉄筋コンクリート+押えコンクリート)

○ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟

- ・屋上スラブ (鉄筋コンクリート+押えコンクリート)
- ・側壁面 (鉄筋コンクリート)

(2) 屋外の施設

屋外の施設に対して設計震束物の衝撃による貫通又は裏面剥離の有無を評価する。具体的には、タービンミサイル評価について(昭和52年7月20日原子力安全専門審議会)の中で、鋼板に対する貫通厚さの算出式に使用されている JIS 式を用いて貫通限界厚さを算定する。

評価対象施設を以下に示す。

a. 構築物

○第二付属排気筒

b. 設備・機器

○高放射性廃液貯蔵場 (HAF)

- ・二次系の送水ポンプ
- ・冷却塔
- ・浄水ポンプ
- ・浄水受槽

○ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟

- ・ポンプ
- ・冷却塔

c. 配管及びダクト

○高放射性廃液貯蔵場 (HAF)

- ・七輪換気系のダクト
- ・二次冷却水系統(浄水系統を含む)の配管

- ・緊急放出系のダクト

#### ○ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟

- ・冷却水系統（浄水系統を含む。）の配管
- ・純水系統の配管
- ・セル換気系のダクト

## 2. 評価結果

### 2.1 建家及び構造物の健全性評価

#### (電磁防護施設)

第二付属棟気筒の自身は、設計電圧による複合荷重に対して健全性を維持できる。また、設計電圧による複合荷重で生じる曲げモーメントより、電圧配置計画用設計地震動（以下「設計地震動」という。）による第二付属棟気筒に生じる曲げモーメントの方が大きく、設計地震動に対する耐震補強により、設計電圧による複合荷重に対してもアンカーボルトの健全性を維持できる（別紙 6-1-4-4-4-1「第二付属棟気筒の構築物全体の健全性評価」参照）。

#### (電磁防護施設を内包する施設)

高放射線廃液貯蔵場 (HMF) 及びガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟は、設計電圧による複合荷重により倒壊するおそれはない（別紙 6-1-4-4-4-3「建家全体及び各部材に対する電磁影響評価」参照）。

#### (電磁防護施設に波及的影響を及ぼし得る施設)

主棟気筒、分離精製工場 (MP)、リサイクル機器試験施設 (RCTF)、ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術管理棟及びトリプトン回収技術開発施設 (R) は、設計電圧による複合荷重により倒壊するおそれはない（別紙 6-1-4-4-4-2「主棟気筒の電磁影響評価」、別紙 6-1-4-4-4-3「建家全体及び各部材に対する電磁影響評価」参照）。

### 2.2 各部材の強度評価

#### (1) 建家及び構築物

風圧力による荷重も及び気圧差による荷重も、の複合荷重 ( $W_0$ 、又は  $W_0'$ ) に対して、外気と隔離されている部材の境界面に気圧差による圧力影響をうける高放射線廃液貯蔵場 (HMF) 及びガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟の屋上スラブ及び棟梁筋の健全性は維持できる（別紙 6-1-4-4-4-3「建家全体及び各部



材に対する電磁影響評価) 参照)。

### (2) 屋外の施設

#### a. 機器・設備

風圧力による荷重もに対して、高放射性廃液貯蔵場 (HLL) 及びガラス固化技術開発施設 (TRF) ガラス固化技術開発棟の屋上に設置された機器・設備の健全性は維持できる (別紙 9-1-4-4-4-4 「屋外施設の電磁影響評価」 参照)。

#### b. 配管及びダクト

風圧力による荷重も及び気圧差による荷重も(複合荷重 (W<sub>1</sub> 又は W<sub>2</sub>)) に対して、高放射性廃液貯蔵場 (HLL) 及びガラス固化技術開発施設 (TRF) ガラス固化技術開発棟の屋上に設置された配管及びダクトの健全性は維持できる (別紙 9-1-4-4-4-5 「屋外配管及びダクトの電磁影響評価」 参照)。

### (3) 屋内で外気と繋がっている施設

外気と繋がっている高放射性廃液貯蔵場 (HLL) のセル換気系のダクト、フィルタ (ケーシング)、排風機 (ケーシング)、緊急放出系のダクト、フィルタ (ケーシング)、ガラス固化技術開発施設 (TRF) ガラス固化技術開発棟の増設換気系の配置、フィルタ (ケーシング)、排風機 (ケーシング)、セル換気系のダクト、フィルタ (ケーシング)、排風機 (ケーシング)、固化セル換気系のダクト、フィルタ (ケーシング)、及び排風機 (ケーシング) の健全性は維持できる (別紙 9-1-4-4-4-6 「屋内の施設で外気と繋がっている施設の電磁影響評価」 参照)。

## 2.3 設計廃棄物の衝突による局部破壊 (貫通又は裏面剥離) の評価

### (1) 建築 (別紙 9-1-4-4-4-7 「設計廃棄物に対する建築外壁の健全性評価」 参照)

[Redacted content]

詳細解析には、JIS B 5036-2019「発電用原子力設備規格 電着飛来物の衝撃荷重による構造物の構造健全性評価手法ガイドライン」に詳細な解析手法として示されている衝撃解析ソフトである ANSYS AUTODYN を用いた。その結果、いずれの場合においても、設計飛来物の衝突面から裏面にかけて亀裂が生じるものの、鉄筋に破断は生じず、コンクリートの剥離も生じないことを確認した。

## (2) 屋外の施設

### a. 構築物

第二付属排気筒は、設計飛来物が衝突したとしても真造は生じない（別紙 9-1-4-4-4「第二付属排気筒の構築物全体の健全性評価」参照）。

### b. 機器・設備

高放射性廃液貯蔵槽（RW）及びガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟の屋上に設置された機器・設備は、設計飛来物の衝突により機能喪失する可能性がある（別紙 9-1-4-4-4「屋外施設の電圧影響評価」参照）。

### c. 配管及びダクト

高放射性廃液貯蔵槽（RW）及びガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟の屋上に設置された配管及びダクトは、設計飛来物の衝突により機能喪失する可能性がある（別紙 9-1-4-4-4「屋外の配管及びダクトの電圧影響評価」参照）。

高放射性廃液貯蔵槽（RW）及びガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟の安全機能（閉じ込め機能及び燃焼熱除去機能）を担う施設のうち、屋上に設置されている配管及びダクトについては、設計飛来物の衝突に耐えるようにすることが困難かつ合理的でない。設計飛来物によって損傷を受けた際には、修復による対応や代替案としての有効性を確認した上で事故対応設備により必要な安全機能を維持できるようにする。

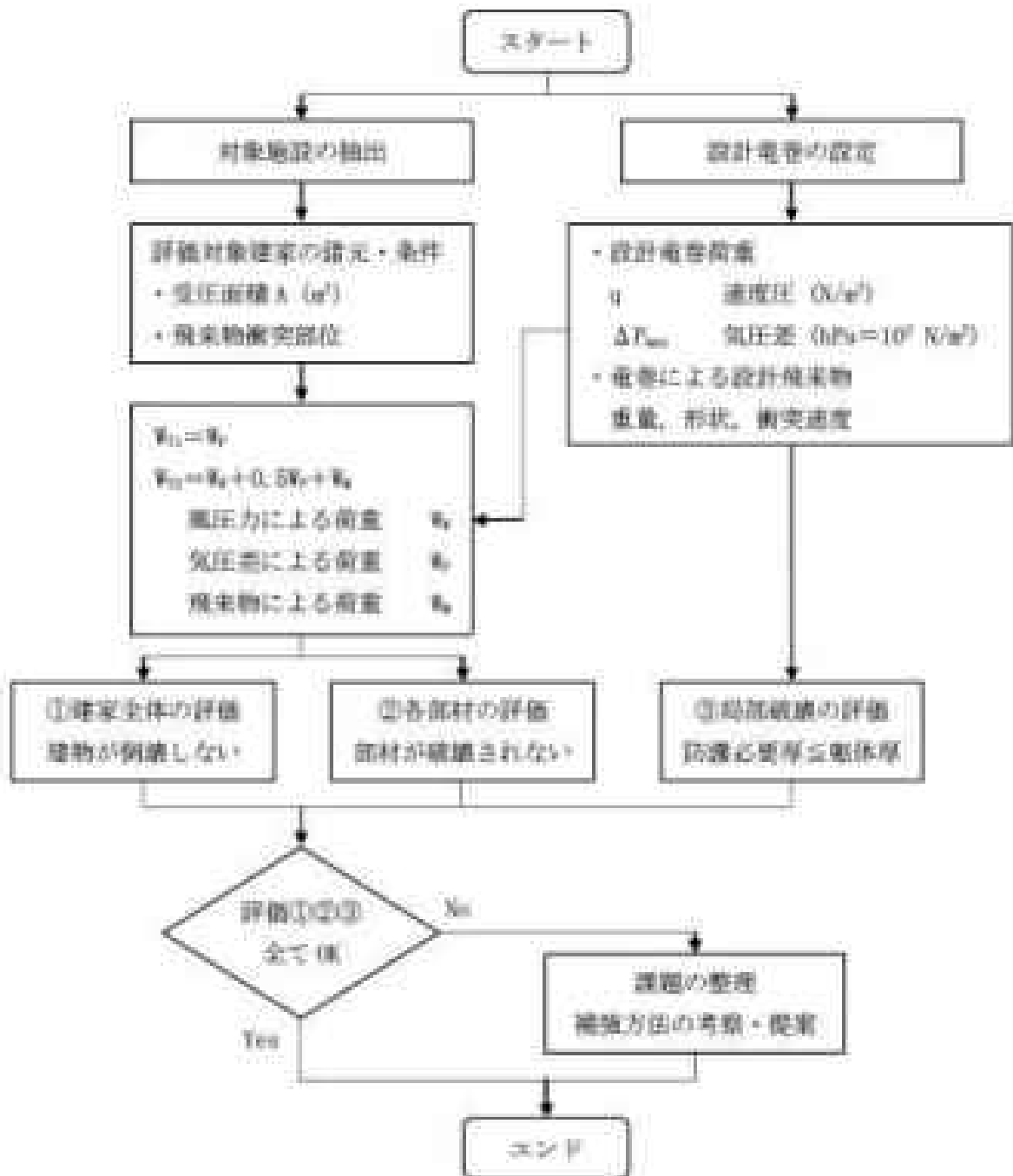


図 1-1 電圧影響評価の基本フロー

## 第二付属特高線の構築物全体の健全性評価

## 1. 評価方針

「原子力発電所の電害影響評価ガイド」（以下「電害影響評価ガイド」という。）に従い、電害防護施設である第二付属特高線の健全性について評価する。

## 2. 設計荷重の設定

## 2.1 設計電害の特性値

別紙6-1-1-4「基準電害及び設計電害の設定」で定められた降止積雪計画用設計電害（以下「設計電害」という。）の特性値を表2.1-1に示す。

表2.1-1 設計電害の特性値

最大風速 $V_0$ (m/s)	移動速度 $V_1$ (m/s)	最大積積 厚さ $L_0$ (m)	最大積積 厚さ $L_1$ (m)	最大降雪 量 $H_0$ (mm)	最大降雪 量 $H_1$ (mm)
100	15	50	30	10	5

## 2.2 風圧力

## (1) 風圧力算定式

「電害影響評価ガイド」より、設計電害による風圧力を次式にて算定した。風力係数については、「建築基準法施行令第7条関連告示（平12建告第1454号）」を使用した。

$$P_s = q \cdot G \cdot C_f A$$

ここで、

$P_s$  : 設計電害による風圧力 (N)

$q$  : 設計用速度圧 (N/m<sup>2</sup>)  $q = (1/2) \cdot \rho \cdot V_0^2$

$\rho$  : 空気密度 1.226 (kg/m<sup>3</sup>)

$V_0$  : 設計電害の最大風速 (m/s)

$G$  : ガスト影響係数。「電害影響評価ガイド」より $G=1.0$ とした。

$C_f$  : 風力係数。「建築基準法施行令第7条関連告示（平12建告第1454号）」より、筒倉区については煙突その他の円筒形の構造物の風力係数 (0.9) を