

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路

(記載内容に変更がないため、省略)

2.2 壁貫通部

(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.+14.4 m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態について図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. 浸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震性
(記載内容に変更がないため、省略)

5. 貫通部等の確認

5.1 トレンチ等の確認

(記載内容に変更がないため、省略)

5.1.1 トレンチ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。

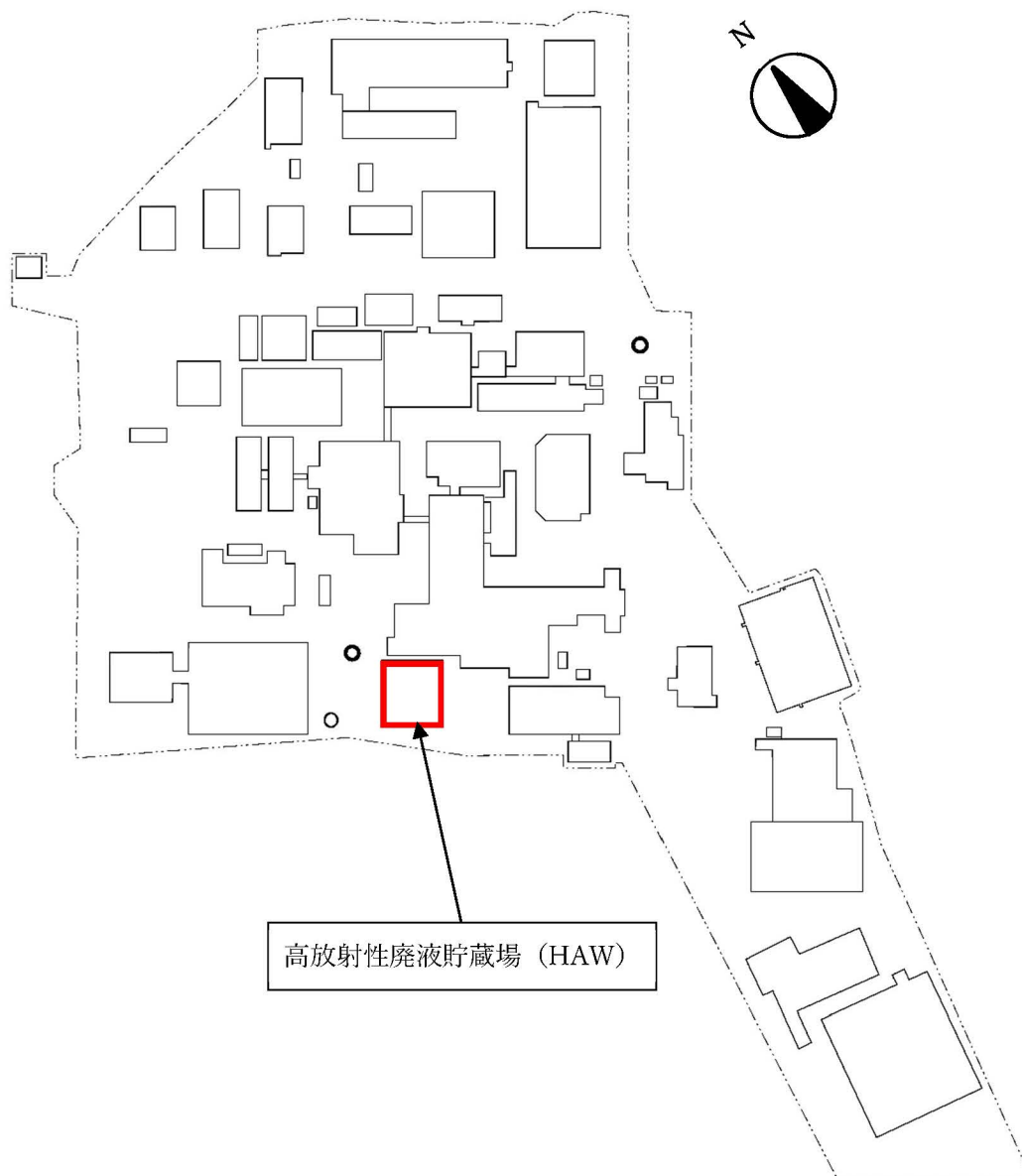


図 5-1-2-1 高放射性廃液貯蔵場（HAW）の位置

(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、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、高放射性廃液貯蔵場（HAW）に接続するトレンチの内壁が、廃止措置計画用設計津波による浸水深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	短期許容応力

5.1.4 適用基準

高放射性廃液貯蔵場（HAW）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（HAW）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
R_W	津波浸水時の静水圧荷重	kN
P_T	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	廃止措置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
Ma	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_t	既存断面の引張鉄筋断面積	mm ²
f_t	引張鉄筋の短期許容引張応力度	N/mm ²
j	応力中心間距離 (7/8d)	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_t	引張縁から引張鉄筋重心までの距離	m
f_s	コンクリートの短期許容せん断応力度	N/mm ²
b	スラブ及び遮へい体の単位幅	m
ρ_o	海水の単位体積重量	kN/m ³
ρ_s	遮へい体の単位体積重量	kN/m ³
ρ_c	鉄筋コンクリートの単位体積重量	kN/m ³
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	トレンチの張出長さ	m
ℓ	トレンチの高さ	m
k	ラーメン構造の剛比	—

表 5-1-5-1 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	津波浸水時の静水圧 (単位長さ当たり)	kN/m
p _T	コンクリートスラブの自重 (単位長さ当たり)	kN/m
p _E	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
P _{E1}	断面に作用する遮へい体の全体自重	kN
L1	HAW 外壁内面からセル壁までの長さ	m
L2	下あご部の正面長さ	m

5.1.6 評価部位

(1) HAW 連絡管路（分離精製工場（MP）との接続）

HAW 連絡管路「分離精製工場（MP）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同方向に作用する下スラブ(評価部位 A)及び HAW 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 HAW 連絡管路「分離精製工場（MP）との接続」概要

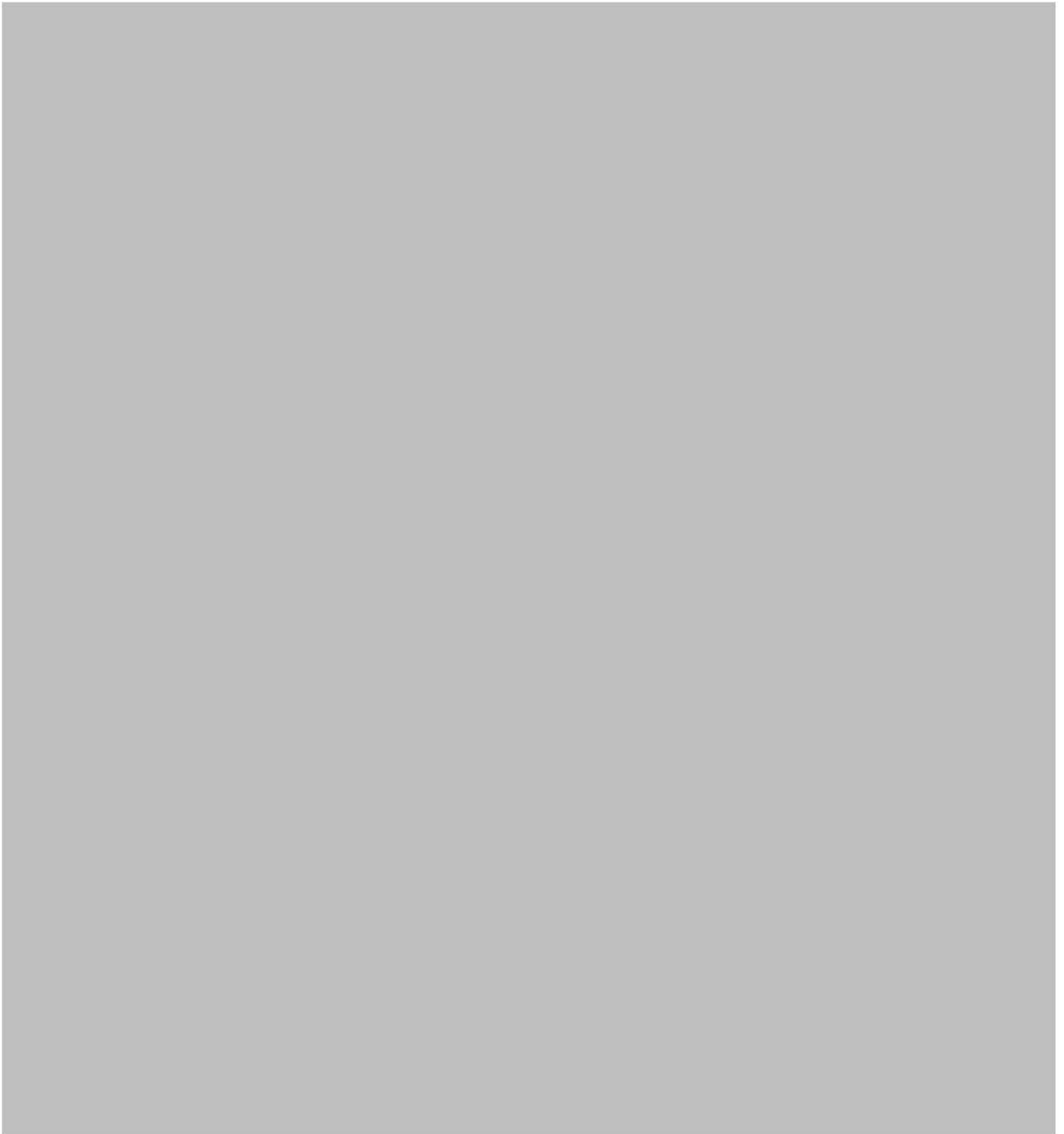


図 5-1-6-2 HAW 連絡管路の平面図



図 5-1-6-3 連絡管路の評価部位 A



図 5-1-6-4 連絡管路の評価部位 B



図 5-1-6-5 連絡管路の評価部位 C

(2) T15 トレンチ（分離精製工場（MP）との接続）

T15 トレンチ「分離精製工場（MP）との接続」概要を図 5-1-6-6 に示す。また，平面図を図 5-1-6-7，評価部位 D を図 5-1-6-8，評価部位 E を図 5-1-6-9 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（D）及び HAW 外壁と比較して断面の薄い箇所（E）を選定して検討する。



図 5-1-6-6 T15 トレンチ「分離精製工場(MP)との接続」概要

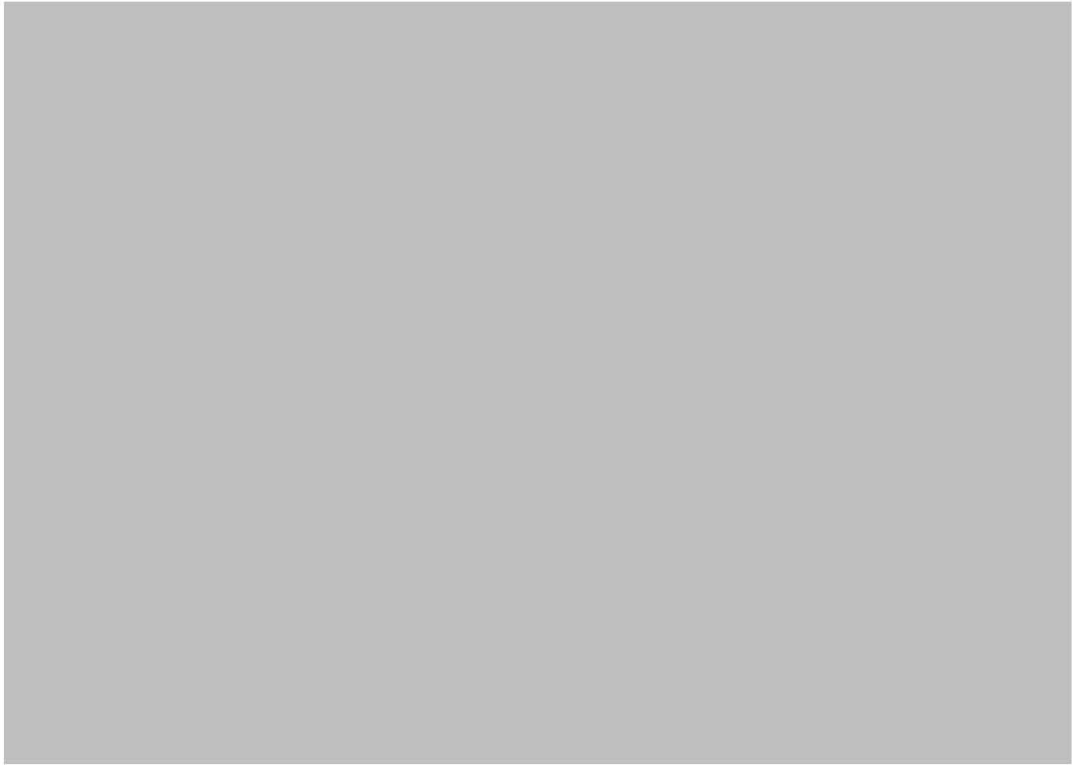


図 5-1-6-7 T15 トレンチの平面図



図 5-1-6-8 T15 トレンチの評価部位 D



図 5-1-6-9 T15 トレンチの評価部位 E

- (3) T21 トレンチ（ガラス固化技術開発施設（TVF）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選定して検討する。



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

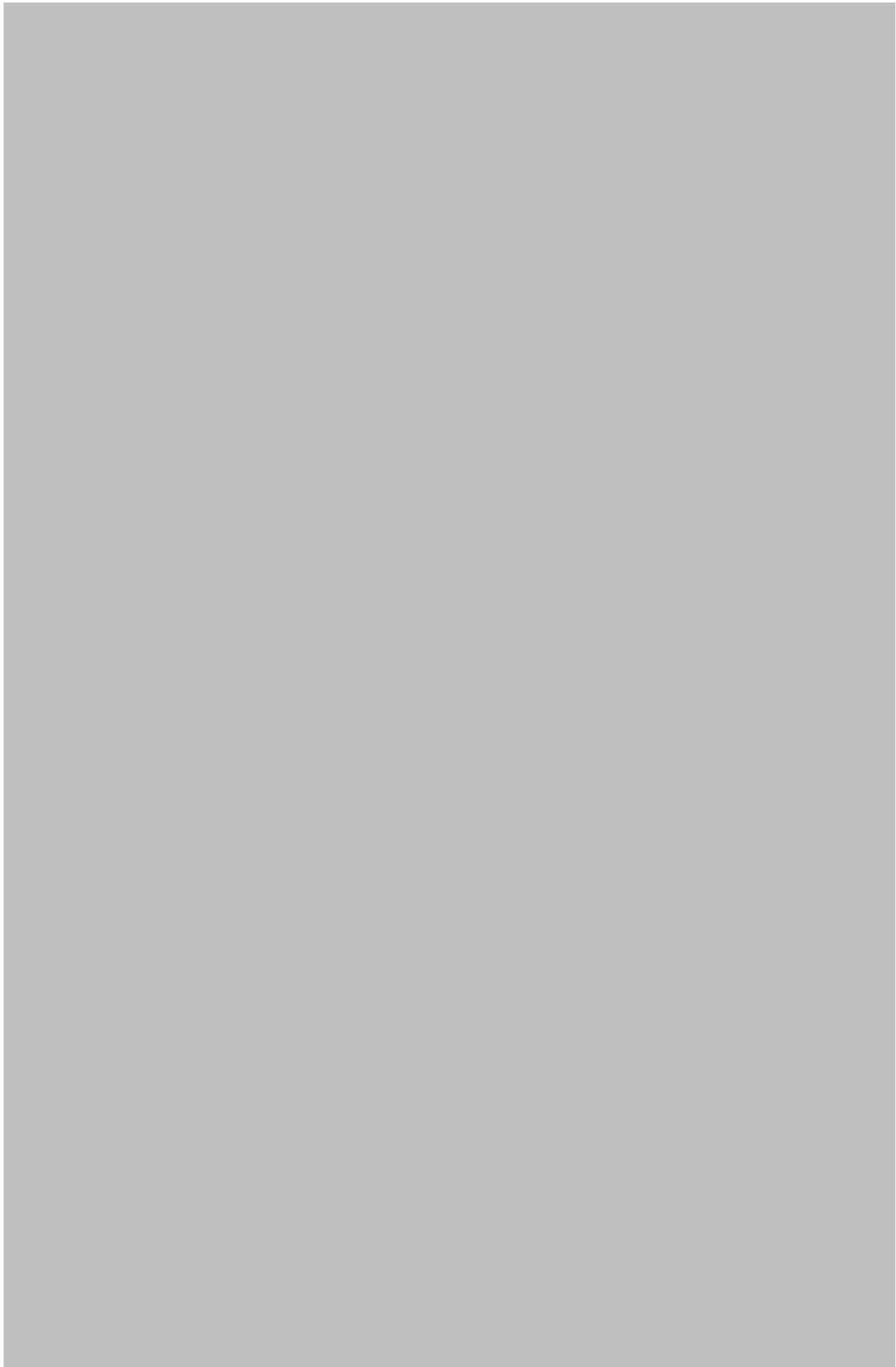


図 5-1-6-11 T21 トレンチの評価部位 F

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、高放射性廃液貯蔵場 (HAW) におけるトレンチ下スラブ天端高さ h_1 から廃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 (P_W) を考慮する。

② 鉄筋コンクリートの自重 (P_T)

構造物の固定荷重として、鉄筋コンクリートの自重 (P_T) を考慮する。

③ 遮へい体による荷重 (P_E)

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 (P_E) を考慮する。

5.1.8 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、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5-1-8-1に示す。

表5-1-8-1 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 ² (Fc210 kgf/cm ²)	せん断 1.03 N/mm ²
鉄筋 SD30 (F = 3000 kgf/cm ²)	引張 295 N/mm ²

(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準・同解説（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_{AS}）の算定式を以下に示す。

$$Ma = a_t \cdot f_t \cdot j$$

- M_a : 短期許容曲げモーメント(kN・m)
- a_t : 既存断面の引張鉄筋断面積(mm²)
- f_t : 引張鉄筋の短期許容引張応力度(N/mm²)
- j : 応力中心間距離 (7/8d) (mm)
- d : 部材の有効せい(mm)

$$d = T - d_t$$

- T : 鉄筋コンクリートスラブ及び壁厚(m)
- d_t : 引張縁から引張鉄筋重心までの距離(mm)

$$Q_{AS} = bj \left\{ \frac{2}{3} \alpha' f_s \right\}$$

$$\text{ただし, } \alpha' = \left(\frac{4}{\frac{M}{Qd} + 1} \right) \text{ かつ } (1 \leq \alpha' \leq 2)$$

- Q_{AS} : 短期許容せん断力(kN)
- f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度(N/mm²)
- b : スラブ幅(m)
- j : 応力中心間距離 (7/8d) (mm)

5.1.9 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。

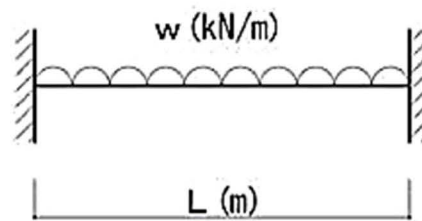


図 5-1-9-1 評価部位 A, C, D, E の応力評価モデル

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。

$$w = p_W + p_T + p_E$$

$$p_T = \rho_c \cdot b \cdot T$$

$$p_E = \rho_s \cdot b \cdot T_E$$

$$p_W = \rho_o \cdot b(h_T - h_1)$$

w : 各等分布荷重の総和 (kN/m)

p_T : 鉄筋コンクリートスラブの自重 (kN/m)

ρ_c : 鉄筋コンクリートの単位体積重量 (kN/m³)

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)

ρ_s : 遮へい体の単位体積重量 (kN/m³)

T_E : 遮へい体厚 (m)

p_W : 津波浸水時の静水圧 (kN/m)

ρ_o : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

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)

(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 : 各等分布荷重の総和 (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、セル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。

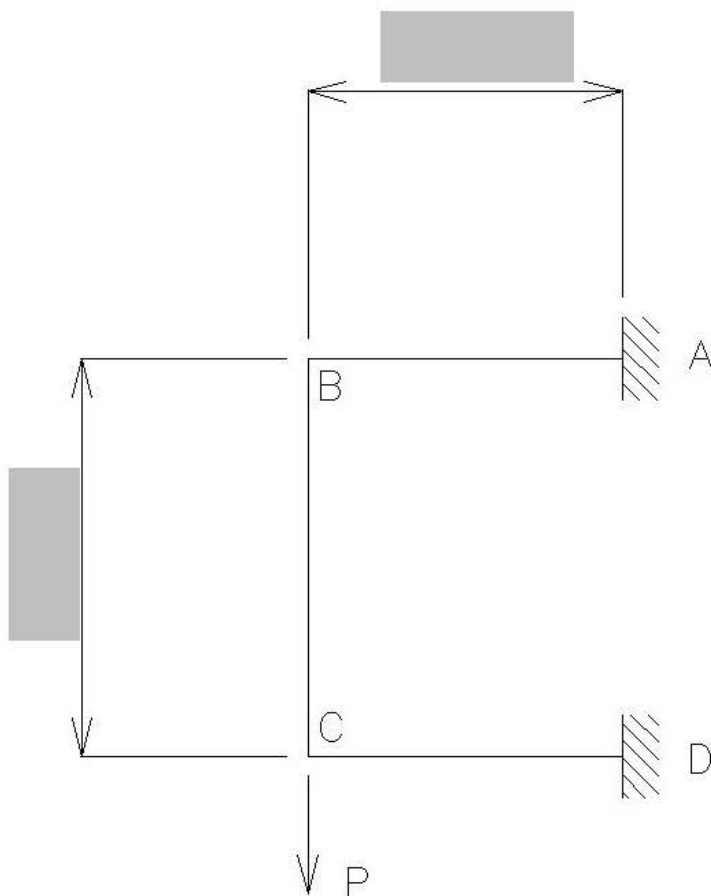


図 5-1-9-2 評価部位 B の応力算定モデル

② 応力算定

鉄筋コンクリート自重 (P_T) 及び遮へい体自重 (P_E) , 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。

$$P = P_W + P_T + P_E$$

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

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

$$P_W = \rho_o b (h_T - h_1) (h - (T + T_E))$$

- P : 各集中荷重の総和 (kN)
 P_T : 鉄筋コンクリートの自重 (kN)
 ρ_c : 鉄筋コンクリートの単位体積重量 (kN/m^3)
 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_E : 遮へい体の自重 (kN)
 ρ_s : 遮へい体の単位体積重量 (kN/m^3)
 T_E : 遮へい体厚 (m)
 R_W : 津波浸水時の静水圧 (kN)
 ρ_o : 海水の単位体積重量 (kN/m^3)
 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 : トレンチの張出長さ (m)
 ℓ : トレンチの高さ (m)

(曲げモーメントの算定式)

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

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

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

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

- M : 断面に生じる曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)
 M_A : A点における曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)
 M_B : B点における曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)
 M_C : C点における曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)
 M_D : D点における曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)
 k : ラーメン構造の剛比(-)

(せん断力の算定式)

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

- Q : 断面に生じるせん断力 (kN)

(3) 評価部位 F

① 評価モデル

評価部位 F は、セル壁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。

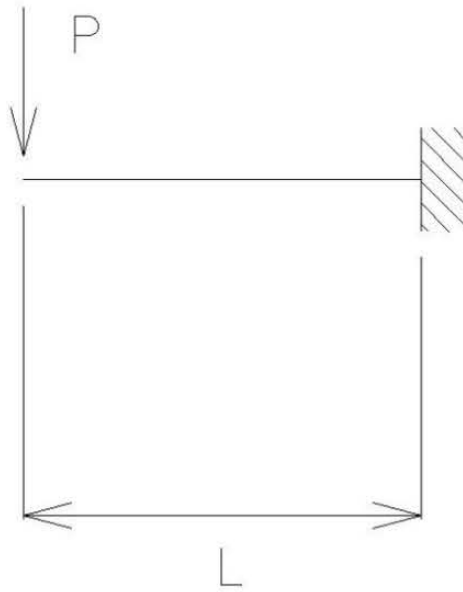


図 5-1-9-3 評価部位 F の応力算定モデル

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。

$$P = P_W + P_E + P_T$$

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

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

$$P_W = \frac{\rho_o b (h_T - h_1) L1}{2}$$

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)

ρ_c : 鉄骨コンクリートの単位体積重量 (kN/m³)

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)

ρ_o : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

h_T : 設計津波高さ (m)

h_1 : トレンチ下スラブ天端高さ (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)

$L2$: 下あご部の正面長さ (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

建家構造物自重+静水圧の評価条件を表 5-1-10-1 に示す。

表 5-1-10-1 建家構造物自重+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			
ρ_o	海水の単位体積重量	10.10	kN/m ³
ρ_s	遮へい体の単位体積重量	78.50	kN/m ³
ρ_c	コンクリートの単位体積重量	24.00	kN/m ³
h_T	廃止措置計画設計津波高さ (T.P. +13.6 m)	7.60	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	1.60	m
h_1	トレンチ下スラブ (+遮へい体) 天端高さ (T.P. +)	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_E	遮へい体の自重 (単位長さ当たり)	166.03	kN/m
p_W	津波浸水時の静水圧 (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_1	トレンチ下スラブ (+遮へい体) 天端高さ (T.P. +)	9.18	m
P_T	コンクリートスラブの自重	25.92	kN
P_E	遮へい体の自重	54.95	kN
P_W	津波浸水時の静水圧	51.34	kN
h	トレンチの張出長さ	1.70	m
l	トレンチの高さ	2.50	m
評価部位 C			
T	鉄筋コンクリート壁厚	■	m
T_E	遮へい体厚	0.45	m
L	壁スラブの長さ	2.40	m
h_1	トレンチ下スラブ+遮へい体天端高さ (T.P. +)	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_E	遮へい体の自重 (単位長さ当たり)	0.00	kN/m
p_W	津波浸水時の静水圧 (単位長さ当たり)	45.15	kN/m

表 5-1-10-1 建家構造物自重+静水圧の評価条件(2/2)

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	■	m
L	下スラブの長さ	1.40	m
h ₁	トレンチ下スラブ(+遮へい体)天端高さ(T.P.+)	4.86	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	津波浸水時の静水圧(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壁厚	■	m
L	壁スラブの長さ	0.77	m
h ₁	トレンチ下スラブ(+遮へい体)天端高さ(T.P.+)	4.86	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	津波浸水時の静水圧(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 ₁	トレンチ下スラブ天端高さ(T.P.+)	4.76	m
P _T	コンクリートスラブ(下アゴ)の自重	0.9	kN
P _E	遮へい体の自重	36.91	kN
P _W	津波浸水時の静水圧	62.50	kN
L1	HAW 外壁内面からセル壁までの長さ	1.40	m
L2	下あご部の正面長さ	2.98	m

5.1.11 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津波の浸水による水圧に対するトレンチの健全性評価を表 5-1-11-1 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 5-1-11-1 トレンチの健全性評価結果

評価対象部位		許容限界 Ma (kN・m)	曲げ応力 M (kN・m)	検定比 M /Ma
評価部位 A	鉄筋コンクリート造	239.87	47.87	0.20
評価部位 B		85.08	67.25	0.79
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		66.58	15.05	0.23

評価対象部位		許容限界 Q _{AS} (kN)	せん断応力 Q (kN)	検定比 Q/Q _{AS}
評価部位 A	鉄筋コンクリート造	576.80	179.50	0.31
評価部位 B		276.38	66.10	0.24
評価部位 C		576.80	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

高放射性廃液貯蔵場 (HAW) に接続するトレンチは、各評価部位において許容限界 (短期許容応力) 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津波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

津波襲来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、設計浸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性廃液貯蔵場（HAW）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（HAW）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_e	許容圧力	MPa
ρ_o	海水の単位体積重量	kN/m ³
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_s	二重管外管最小厚さ ($t - (t \times \text{寸法許容誤差})$)	mm
L	配管長さ	mm
B	付録材料図 表 Part7 により定まる値*	—
h_1	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 ²

※JSME S NCI-2005/2007 付録材料図 表 Part7 による読み取り値 (L/D_o , D_o/t_s に基づきチャートより B を読み取り)

5.2.5 評価方法

(1) 評価対象

高放射性廃液貯蔵場（HAW）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) 荷重

津波浸水時の静水圧については、高放射性廃液貯蔵場 (HAW) 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。

$$P = \rho_o (h_T - h_1)$$

P : 津波浸水時の静水圧 (kN/m²)
 ρ_o : 海水の単位体積重量 (kN/m³)
 h_T : 設計津波高さ (T.P.) (m)
 h_1 : 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-VU-1-550-5-2	SUS304L
連絡管路	VU-80-600-P23	SUS304L
T15 トレンチ	VU-78-80-F3	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「JSME S NC1-2005/2007 PPC-3411 直管(2) 外圧を受ける直管」を準用した以下の式を適用する。

$$t_s = \frac{3P_e D_0}{4B} \quad \text{より} \quad P_e = \frac{4Bt_s}{3D_0} \quad \text{と変形する。}$$

- P_e : 許容圧力 (MPa)
- t_s : 製造上の最小厚さ (mm)
- D_0 : 管外径 (mm)
- B : 付録材料図 表 Part7 により定まる値

5.2.6 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			
ρ_o	海水の単位体積重量	10.10	kN/m ³
h_T	廃止措置計画用設計津波高さ(T.P.)	13.6	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 ^{※1}	12.5	%
t_s	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	65,861	mm
B	付録材料図 表 Part7 により定まる値 ^{※2}	24	—
h_1	トレンチ床スラブ高さ(T.P.)	2.2	m
P	津波浸水時の静水圧	116	kN/m ²
連絡管路			
D_0	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 ^{※1}	12.5	%
t_s	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	20,579	mm
B	付録材料図 表 Part7 により定まる値 ^{※2}	18	—
h_1	トレンチ床スラブ高さ(T.P.)	8.6	m
P	津波浸水時の静水圧	51	kN/m ²
T15 トレンチ			
D_0	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 ^{※1}	12.5	%
t_s	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 ^{※2}	62	—
h_1	トレンチ床スラブ高さ(T.P.)	3.3	m
P	津波浸水時の静水圧	105	kN/m ²

※1 JIS G3468 配管用溶接大径ステンレス鋼鋼管より最大の負の許容差を適用

※2 JSME S NCI-2005/2007 付録材料図 表 Part7 による読み取り値 (L/D₀, D₀/t_sに基づきチャートよりBを読み取り)

5.2.7 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 5-2-7-1 に示す。

表 5-2-7-1 二重管の健全性評価結果

評価対象	許容圧力 P_e (kN/m ²)	静水圧 P (kN/m ²)	検定比 P/P_e
T21 トレンチ	470	116	0.25
連絡管路	310	51	0.17
T15 トレンチ	2,430	105	0.05

5.2.8 評価のまとめ

高放射性廃液貯蔵場 (HAW) 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。

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 浸水防止扉の止水処置部(モルタル充填)の耐圧試験の実施状況(R2.7.13)

建家内へ浸水した場合の影響について

トレンチ等の構造上、建家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通り検討した。

- (1) T21 トレンチ
(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 トレンチ
(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隙間が生じた際の浸水の影響について図 2 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 2-4 No.3 制御ケーブル電線管）から浸水した際は、1 階の廊下及び 2 階の廊下から最終的に地下ピット（2 重スラブ含む）に集約されることとなるが、浸水量は約 21 m³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、中型送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 3 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、事故対処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 (壁貫通配管部)
(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	流体	
1	非放射性廃液配管(50A)	浸透水	
2	負圧測定用導圧管(8A)	空気	
3	建家外壁貫通配管	消火栓用浄水配管(80A)	工業用水
	消火栓用浄水配管(80A)	工業用水	
	消火栓用浄水配管(65A)	工業用水	
4	トレンチ内配管	連絡管路内の送液配管(80A)	高放射性
5		連絡管路内の送液配管(80A)	廃液
6		連絡管路内の送液配管(65A)	高放射性
7		連絡管路内の送液配管(65A)	廃液
8		連絡管路内の送液配管(50A)	高放射性
9		連絡管路内の送液配管(50A)	廃液
10		連絡管路内の除染配管(25A)	除染液
11		連絡管路内のドレン配管(25A)	除染液
12		連絡管路内のベント配管(25A)	空気
13		T15トレンチ内の送液配管(50A)	低放射性 廃液
14		T15トレンチ内の送液配管(50A)	
15		T15トレンチ内の送液配管(50A)	

- HAW建家における最大浸水深T.P.+14.2 m以下の建家外壁貫通配管及びトレンチ内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、計装用導圧管を除き全て通常「閉」状態である。
- 建家外壁貫通配管が損傷したとしても建家内に流入することはない(計装導圧管の端部は圧力計に接続して閉止)
- 連絡管路内の配管が損傷したとしても貯槽、洗浄塔内に留まる。
- 配管は定ピッチで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、津波浸水時の静水圧(約0.1 Mpa)に対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 6-1-3-2 「Ⅲ-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、コンクリートの増打ち補強後の建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。

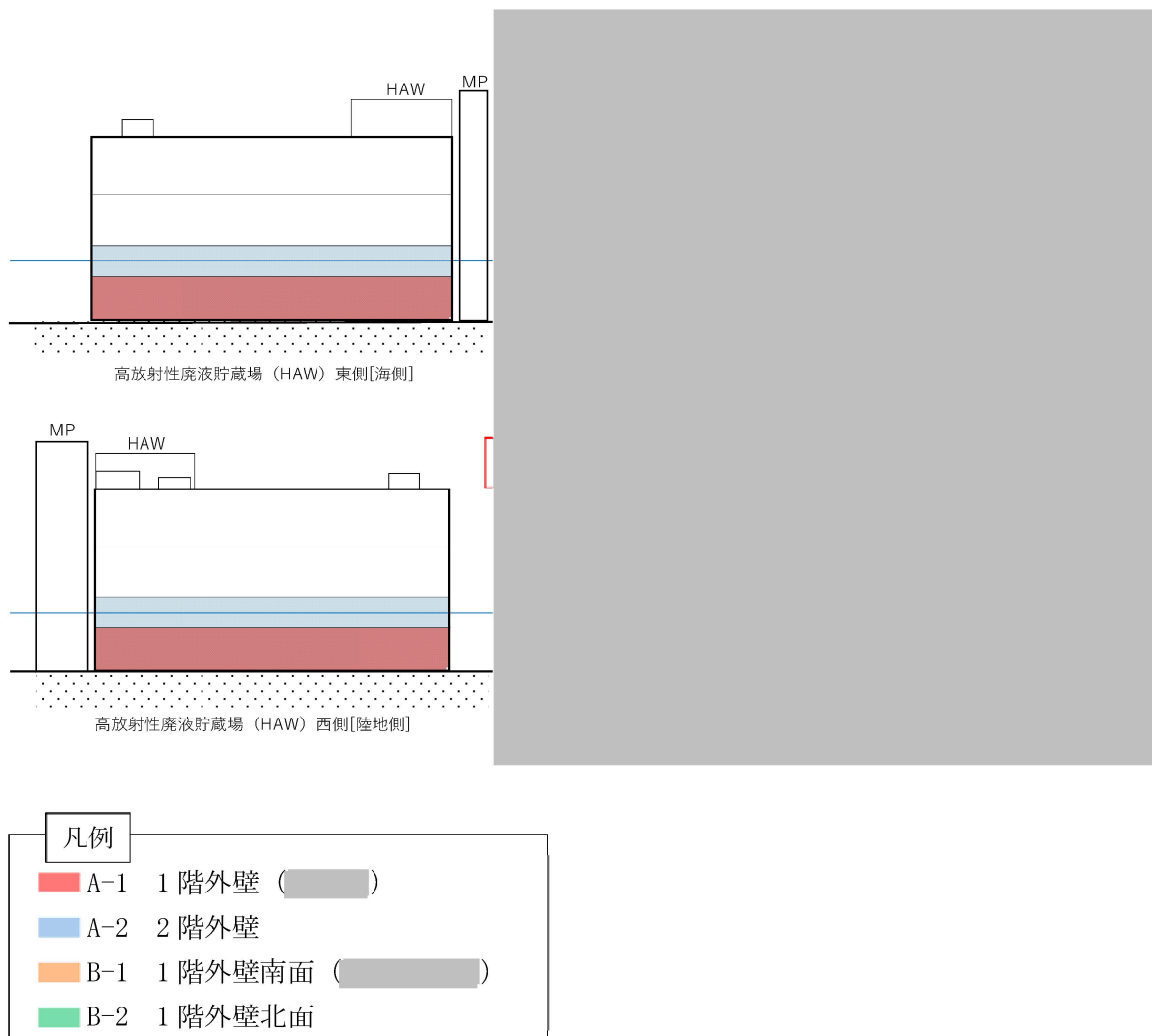


図 1-1 評価対象とする外壁

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。

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 「I 高放射性廃液貯蔵場（HAW）の津波防護に関する施設の設計方針」に基づき、建家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 2-2-1 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 (建家外壁)	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

2.3 適用基準

高放射性廃液貯蔵場（HAW）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知見について（技術的助言）」（国住指第2570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規準・同解説（日本建築学会，2018年）
- (6) 建築物荷重指針・同解説（日本建築学会，2015年）
- (7) 道路橋示方書・同解説 I 共通編，V 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

高放射性廃液貯蔵場（HAW）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（HAW）の強度評価計算に用いる記号（1/2）

記号	定義
h	波力算定用津波高さ：G.L.+6.1 m (T.P.+12.1 m)
α	水深係数
h'	浮力算定用津波高さ：G.L.+7.6 m (T.P.+13.6 m)
α_{SR}	最大応答水平加速度
P	漂流物衝突荷重
W_1	漂流物重量
V_1	流速
Ma	建家外壁の短期許容曲げモーメント
a_t	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
j	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_t	引張縁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_s	コンクリートの短期許容せん断応力度
wf_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
α'	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
z	水面からの浸水深

表 3-1-1 高放射性廃液貯蔵場 (HAW) 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	G. L. ± 0 m から上階スラブ下端までの高さ
h_2	G. L. ± 0 m から対象階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_s'	平方根分布荷重による曲げモーメント
Q_s'	平方根分布荷重によるせん断力
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
M_e'	余震による曲げモーメント
w_3	余震による等分布荷重
Q_e'	余震によるせん断力
ρ	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'	動水圧による曲げモーメント
Q_w'	動水圧によるせん断力
M_R	波力による曲げモーメント
Q_R	波力によるせん断力
W	動水圧による層せん断力
ρ_o	海水の単位体積重量
k_h	水平震度
k	荷重増分係数
h_T	水深係数 (α) \times 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

3.2 荷重及び荷重の組合せ

(1) 荷重

① 津波による波力 (P_R)

津波による波力については、高放射性廃液貯蔵場 (HAW) の地表面から波力算定用津波高さ h^{*1} までの高さを考慮して算定する。算定に当たっては、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 (P_Q)

津波浸水時の浮力については、高放射性廃液貯蔵場 (HAW) における基礎底面から浮力算定用津波高さ h^{*1} までの高さを考慮して算定する。

③ 津波浸水時の水圧 (P_W, P_W')

津波浸水時の水圧については、高放射性廃液貯蔵場 (HAW) における地表面から浮力算定用津波高さ h^{*1} までの高さによる静水圧 (P_W) 及び動水圧 (余震時) (P_W') を考慮する。

④ 余震による荷重 (P_E)

余震による荷重として、別添 6-1-3-2「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 (P_P)

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) ^{*3} 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 (HAW) の建家外壁等に到達すると考えられる。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・同解説 I 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 338 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 338 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、津波到達時に生じ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、建家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、建家両側から作用するため、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， $P_R + P_E$ ）

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， $P_R + P_P$ ）

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, $P_Q + P_E + P_w + P_w'$)</p> <p>津波到達後、建家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。</p>	<p>余震 P_E</p> <p>高放射性廃液貯蔵場 (HAW)</p> <p>▽浮力算定用津波高さ I.P.+13.6 m</p> <p>静水圧※ P_w</p> <p>動水圧 P_w'</p> <p>▽地表面 I.P.+6.0 m</p> <p>基礎底面</p> <p>↑浮力 P_Q</p> <p>※静水圧は建家両側から作用するため、保有水平耐力と接地圧の評価時は考慮しない。</p>
<p>ケース 2 (波力+余震, $P_R + P_E$)</p> <p>津波到達時、余震が発生することを想定する。</p>	<p>余震 P_E</p> <p>高放射性廃液貯蔵場 (HAW)</p> <p>▽波力算定用津波高さ I.P.+12.1 m</p> <p>▽地表面 I.P.+6.0 m</p> <p>基礎底面</p> <p>↑地下水位による浮力</p> <p>波力 P_R</p>
<p>ケース 3 (波力+漂流物衝突荷重, $P_R + P_p$)</p> <p>津波到達時、漂流物が衝突することを想定する。</p>	<p>高放射性廃液貯蔵場 (HAW)</p> <p>▽波力算定用津波高さ I.P.+12.1 m</p> <p>▽地表面 I.P.+6.0 m</p> <p>基礎底面</p> <p>↑地下水位による浮力</p> <p>漂流物衝突荷重 P_p</p> <p>波力 P_R</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, $P_Q + P_E + P_w + P_w'$)	○浮力 浮力算定用津波高さ : T.P. +13.6 m ^{※1} 海水の単位体積重量 : 10.1 kN/m ³ ○余震 (Sd-D) 水平加速度 (α_{SR}) : 5.0 m/s ² ※4 ○水圧 浮力算定用津波高さ : T.P. +13.6 m ^{※1} 水平震度 (k_h) : 0.5※4
ケース 2 (波力+余震, $P_R + P_E$)	○波力 波力算定用津波高さ : T.P. +12.1 m ^{※1} 海水の単位体積重量 : 10.1 kN/m ³ ○余震 (Sd-D) 水平加速度 (α_{SR}) : 5.0 m/s ² ※4
ケース 3 (波力+漂流物衝突荷重, $P_R + P_P$)	○波力 波力算定用津波高さ : T.P. +12.1 m ^{※1} 海水の単位体積重量 : 10.1 kN/m ³ ○漂流物 代表漂流物 : 0.55 t の流木※3 算定式 : 道路橋示方書 $P = 0.1 \times W_1 \times V_1 = 2.8 \text{ kN}$ $W_1 : \text{流送物の重量}$ (漂流物重量) 5.4 kN $V_1 : \text{表面流速 } 5.2 \text{ m/s}^{\text{※1}}$

※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 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, 津波漂流物防護柵の設置等の対策により捕捉し, 建家外壁への到達を防止する。流木や瓦礫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

建家外壁の許容限界は、要求機能が止水性の確保であること及び津波後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。

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 : $F_c 20.6 \text{ N/mm}^2$ ($F_c 210 \text{ kgf/cm}^2$)	せん断 1.03 N/mm^2
鉄筋 SD30 ($F = 3000 \text{ kgf/cm}^2$)	引張 295 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 : $F_c 24.0 \text{ N/mm}^2$	せん断 1.09 N/mm^2 ※
鉄筋 SD295A	引張 295 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 N/mm^2 とする。

(2) 建家外壁の短期許容応力

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

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

$$M_a = a_t f_t j$$

- M_a : 短期許容曲げモーメント
- a_t : 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
- j : 応力中心間距離 (7/8d)
- d : 部材の有効せい

$$d = T - d_t$$

- T : 鉄筋コンクリート外壁の壁厚
- d_t : 引張縁から引張鉄筋重心までの距離

$$Q_{AS} = bj \left\{ \frac{2}{3} \alpha' f_s + 0.5 w f_t (p_w - 0.002) \right\}$$

$$\text{ただし, } \alpha' = \left(\frac{4}{\frac{M}{Qd} + 1} \right) \text{ かつ } (1 \leq \alpha' \leq 2)$$

- Q_{AS} : 短期許容せん断力
- b : 壁幅
- f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度
- $w f_t$: 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
- α' : 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

3.4 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、短期許容曲げモーメント (M_a) と、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'

$$Me' (\text{中央}) = \frac{w_3 \cdot l^2}{24}$$

$$Me' (\text{下端}) = \frac{w_3 \cdot l^2}{12}$$

余震によるせん断力 Qe'

$$Qe' = \frac{w_3 \cdot l}{2}$$

w_3 : 余震による荷重

$$w_3 = \frac{\rho \cdot T \cdot \alpha_{SR}}{g}$$

ρ : 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

α_{SR} : 最大応答加速度

l : 壁高さ

g : 重力加速度

b. 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3-4-1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

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

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

等分布荷重による曲げモーメント算定式

$$M_e \text{ (中央)} = \rho_o (h' - h_1) \frac{l^2}{24}$$

$$M_e \text{ (下端)} = \rho_o (h' - h_1) \frac{l^2}{12}$$

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

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

等分布荷重によるせん断力算定式

$$Q_e = \rho_o (h' - h_1) \frac{l}{2}$$

l : 壁高さ

h_1 : G. L. ± 0 m から上階のスラブ下端までの高さ

h' : 浮力算定用津波高さ

ρ_o : 海水の単位体積重量



図 3-4-1 建家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

$$M_s' \text{ (中央)} = 2 \cdot P_1 \cdot h_3^2 \cdot (l - h_3)^2 / l^3$$

$$M_s' \text{ (下端)} = P_1 \cdot h_3 \cdot (l - h_3)^2 / l^2$$

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

$$P_1 = \frac{7}{8} \rho_0 k_h \sqrt{h'} \times \int_{h'-h_1}^{h'-h_2} (\sqrt{z} - \sqrt{h' - h_1}) dz$$

P_1 : 平方根分布の合力

l : 壁高さ

h_3 : h_2 から平方根分布荷重の重心位置までの高さ
($l = 3.99$ m の場合, $h_3 = 1.37$ m)

ρ_0 : 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_2 : G. L. ± 0 m から対象階の床面上端までの高さ

z : 水面からの浸水深

h_1 : G. L. ± 0 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

$$M_e \text{ (中央)} = \frac{7}{8} \rho_0 k_h \sqrt{h' \cdot (h' - h_1)} \times \frac{l^2}{24}$$

$$M_e \text{ (下端)} = \frac{7}{8} \rho_0 k_h \sqrt{h' \cdot (h' - h_1)} \times \frac{l^2}{12}$$

動水圧によるせん断力 Q_w'

$$Q_w' = Q_s' + Q_e$$

Q_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

$$Q_s' = P_1 \cdot (l - h_3)^2 \cdot (2 \cdot h_3 + l) / l^3$$

等分布荷重によるせん断力算定式

$$Q_e = \frac{7}{8} \rho_0 k_h \sqrt{h' \cdot (h' - h_1)} \times \frac{l}{2}$$



図 3-4-2 建家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 (波力+余震)

余震による応力は「①ケース1 (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. 波力による応力

波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3-4-3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。

波力による曲げモーメント M_R

$$M_R = M_s + M_e$$

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

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

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

等分布荷重による曲げモーメント算定式

$$M_e \text{ (中央)} = \rho_o (h_T - h_1) \frac{l^2}{24}$$

$$M_e \text{ (下端)} = \rho_o (h_T - h_1) \frac{l^2}{12}$$

波力によるせん断力 Q_R

$$Q_R = Q_s + Q_e$$

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

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

等分布の荷重によるせん断力算定式

$$Q_e = \rho_o (h_T - h_1) \frac{l}{2}$$

l : 壁高さ

h_1 : G. L. ± 0 m から上階スラブ下端までの高さ

h_T : 水深係数 (α) \times 波力算定用津波高さ (h)

ρ_o : 海水の単位体積重量



図 3-4-3 建家外壁の波力による応力算定の考え方

③ ケース3 (波力+漂流物衝突荷重)

波力による応力は「②ケース2 (波力+余震) a. 波力による応力」と同様に算定する。

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。

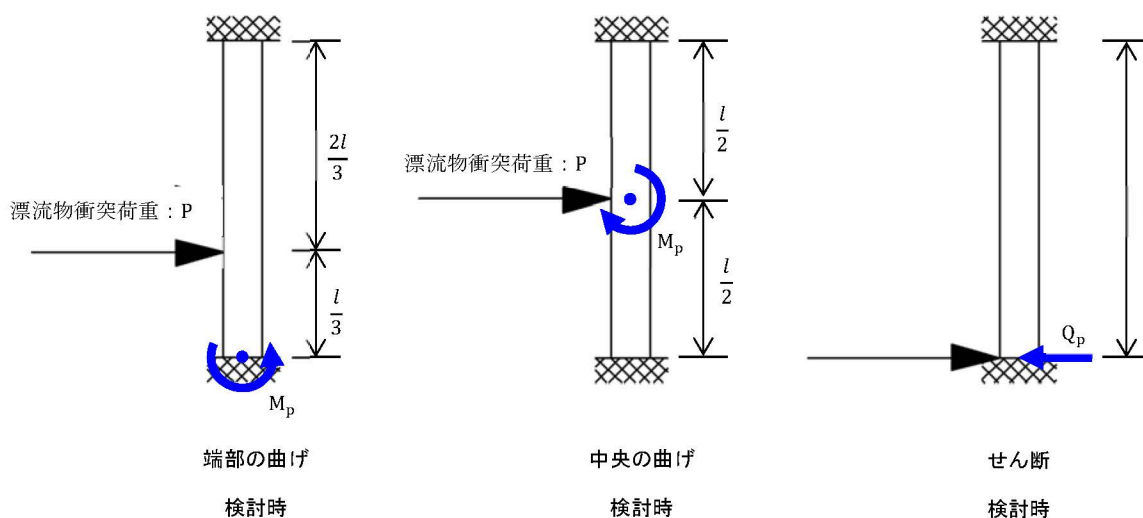


図 3-4-4 漂流物衝突荷重の作用位置設定の考え方

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 M_p

$$M_p \text{ (下端)} = \frac{4Pl}{27}$$

$$M_p \text{ (中央)} = \frac{Pl}{8}$$

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 Q_p

$$Q_p = P$$

④ 開口部周辺の応力評価

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（漂流物衝突荷重を除く。）。

a. 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。

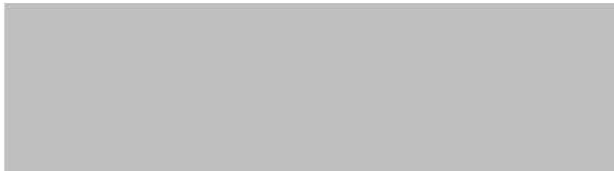
外壁の片側が開口部に接する外壁については、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」を踏まえ、開口端から壁厚さの2倍の範囲を有効負担幅とする。

b. 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3-4-5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：



k ：荷重増分係数



図 3-4-5 ■■■■■ 外壁の荷重増分係数の考え方 (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	■ ^{※5}	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	D22@200D	—
—	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 (■) : 6-D22	
		B-1b 1階外壁南面 (■) : 6-D22	
—	鉄筋コンクリート外壁の補強壁筋	D22@200	—
ρ	鉄筋コンクリートの単位体積重量	24.0	kN/m ³
ρ_0	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
h'	浮力算定用津波高さ ^{※1}	7.6	m
h	波力算定用津波高さ ^{※1}	6.1	m
α	水深係数 ^{※2}	3	—
h_T	水深係数×波力算定用津波高さ	18.3	m
k_h	水平震度 ^{※4}	0.5	—
α_{SR}	最大応答加速度 ^{※4}	5.0	m/s ²

※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 673 号，平成 24 年）

※4 別添 6-1-3-2 「Ⅱ 余震による地震応答解析」

※5 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 4.19 m を 3.99 m 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4-2-1に示す。

表4-2-1 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：B-1a 1階外壁南面（  ）			
k	荷重増分係数	2.890	—
M_e'	余震による曲げモーメント	49.3	kN・m
M_W	静水圧による曲げモーメント	213.9	kN・m
M_W'	動水圧による曲げモーメント	122.4	kN・m
Q_e'	余震によるせん断力	74.1	kN
Q_W	静水圧によるせん断力	344.9	kN
Q_W'	動水圧によるせん断力	173.1	kN
評価部位：B-1b 1階外壁南面（  ）			
k	荷重増分係数	2.575	—
M_e'	余震による曲げモーメント	37.6	kN・m
M_W	静水圧による曲げモーメント	190.6	kN・m
M_W'	動水圧による曲げモーメント	109.1	kN・m
Q_e'	余震によるせん断力	56.6	kN
Q_W	静水圧によるせん断力	307.3	kN
Q_W'	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	2.890	—
M_R	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_R	波力によるせん断力	968.0	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_R	波力による曲げモーメント	559.8	kN・m
M_e'	余震による曲げモーメント	37.6	kN・m
Q_R	波力によるせん断力	862.5	kN
Q_e'	余震によるせん断力	56.6	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	2.890	—
M_R	波力による曲げモーメント	628.3	kN・m
M_P	漂流物による曲げモーメント	1.7	kN・m
Q_R	波力によるせん断力	968.0	kN
Q_P	漂流物によるせん断力	2.8	kN
評価部位：B-1b 1階外壁南面（ ）			
k	荷重増分係数	2.575	—
M_R	波力による曲げモーメント	559.8	kN・m
M_P	漂流物による曲げモーメント	1.7	kN・m
Q_R	波力によるせん断力	862.5	kN
Q_P	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		短期許容曲げモーメント Ma (kN・m)	曲げモーメント M (kN・m)	検定比 M/Ma
B-1a 1階外壁南面		962.2	385.6	0.40
B-1b 1階外壁南面		677.5	337.3	0.50

評価対象部位		短期許容せん断力 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	592.1	0.46
B-1b 1階外壁南面		1222.1	518.2	0.42

5.2 ケース2（波力+余震）の強度評価結果




ケース2（波力+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ともに短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（波力+余震）

評価対象部位		短期許容曲げモーメント Ma (kN・m)	曲げモーメント M (kN・m)	検定比 M/Ma
B-1a 1階外壁南面		962.2	677.5	0.70
B-1b 1階外壁南面		677.5	597.4	0.88

評価対象部位		短期許容せん断力 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（波力+漂流物衝突荷重）の強度評価結果


ケース3（波力+漂流物衝突荷重）に対する建家外壁の健全性評価結果を表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（波力+漂流物衝突荷重）

評価対象部位		短期許容曲げモーメント Ma (kN・m)	曲げモーメント M (kN・m)	検定比 M/Ma
B-1a 1階外壁南面		962.2	629.9	0.65
B-1b 1階外壁南面		677.5	561.4	0.83

評価対象部位		短期許容せん断力 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	970.8	0.76
B-1b 1階外壁南面		1222.1	865.3	0.71

5.4 評価のまとめ

高放射性廃液貯蔵場 (HAW) 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

I ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固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 「I-1 耐津波設計の基本方針」に基づき、ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固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

ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟に影響を与える可能性がある廃止措置計画用設計津波(以下「設計津波」という。)の発生により、別添 6-1-3-1 「I-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。

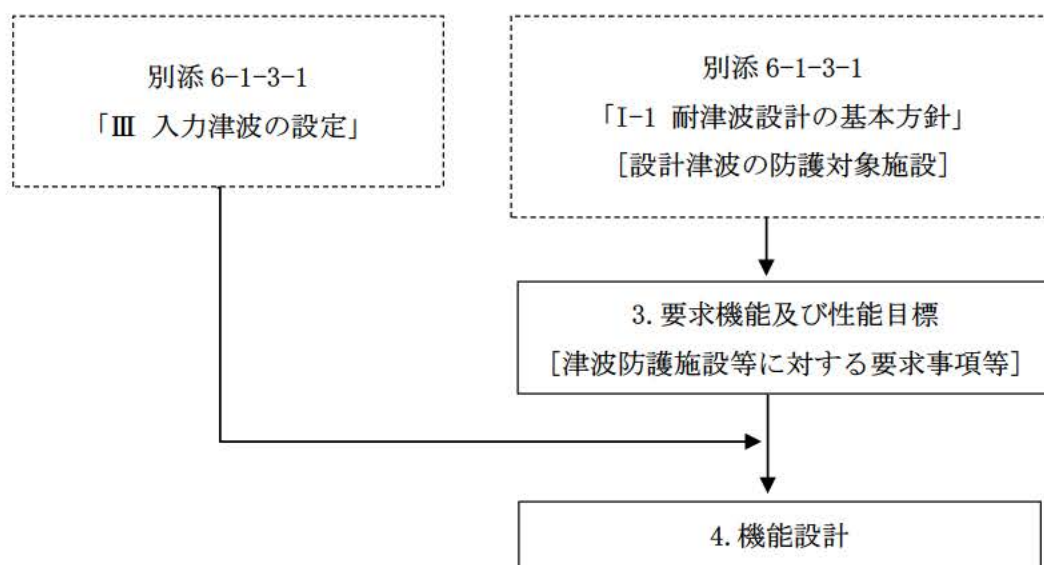


図 2-1 施設の設計フロー

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、施設の分類については、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遡上状況等監視設備に分類する。

設計津波の遡上波の敷地への浸水、余震及びガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固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、施設分類ごとの機能設計上の性能目標及び構造強度上の性能目標を設定する。

(1) 施設分類

a. 設計津波の津波防護施設

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

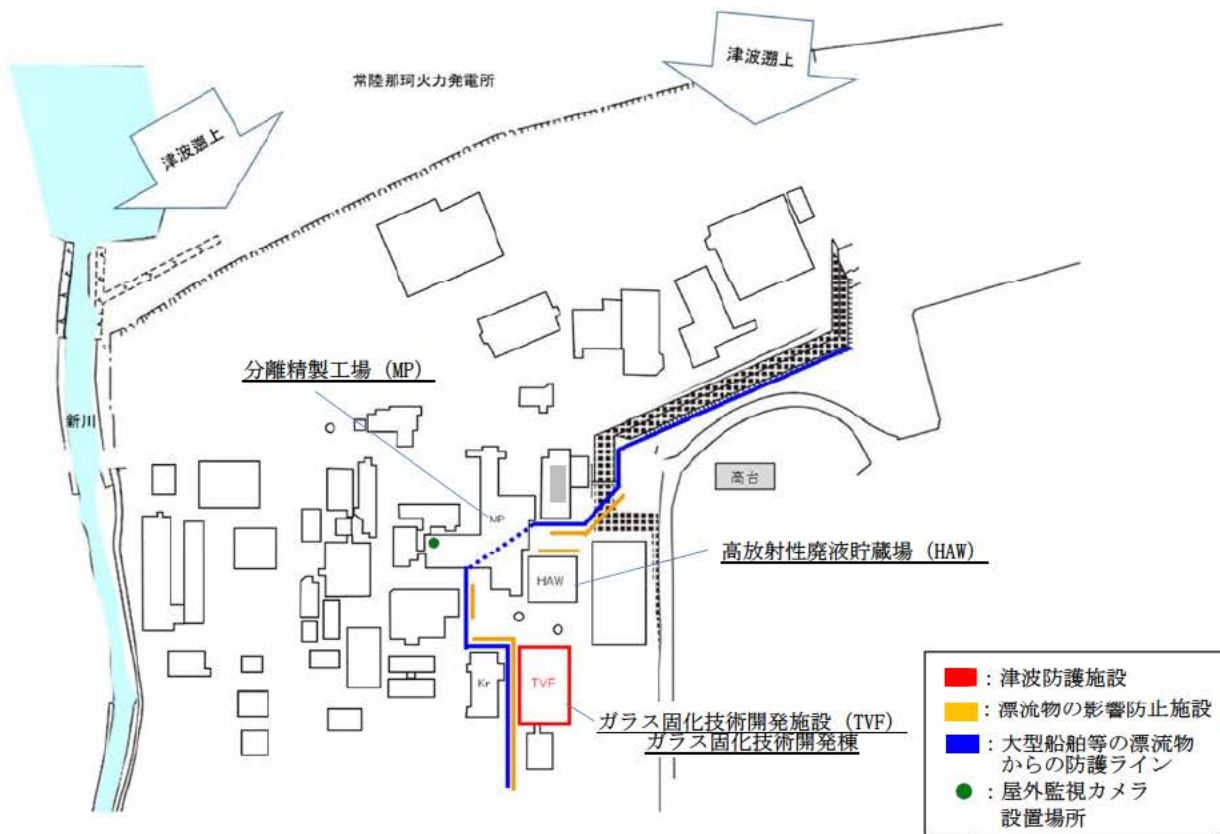
別添 6-1-3-2 「I 高放射性廃液貯蔵場（HAW）の津波防護に関する施設の設計方針 3. 要求機能及び性能目標」と同様である。

d. 設計津波遡上状況等監視設備

別添 6-1-3-2 「I 高放射性廃液貯蔵場（HAW）の津波防護に関する施設の設計方針 3. 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遡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、津波漂流物防護柵の詳細設計を踏まえ令和 3 年 1 月に見直す。



※敷地内の遡上津波の流況及び軌跡解析結果等を踏まえ津波漂流物防護柵の配置を検討する。

図 3-1 津波防護に関する施設の配置 (1/4)



図 3-1 津波防護に関する施設の配置 (2/4)

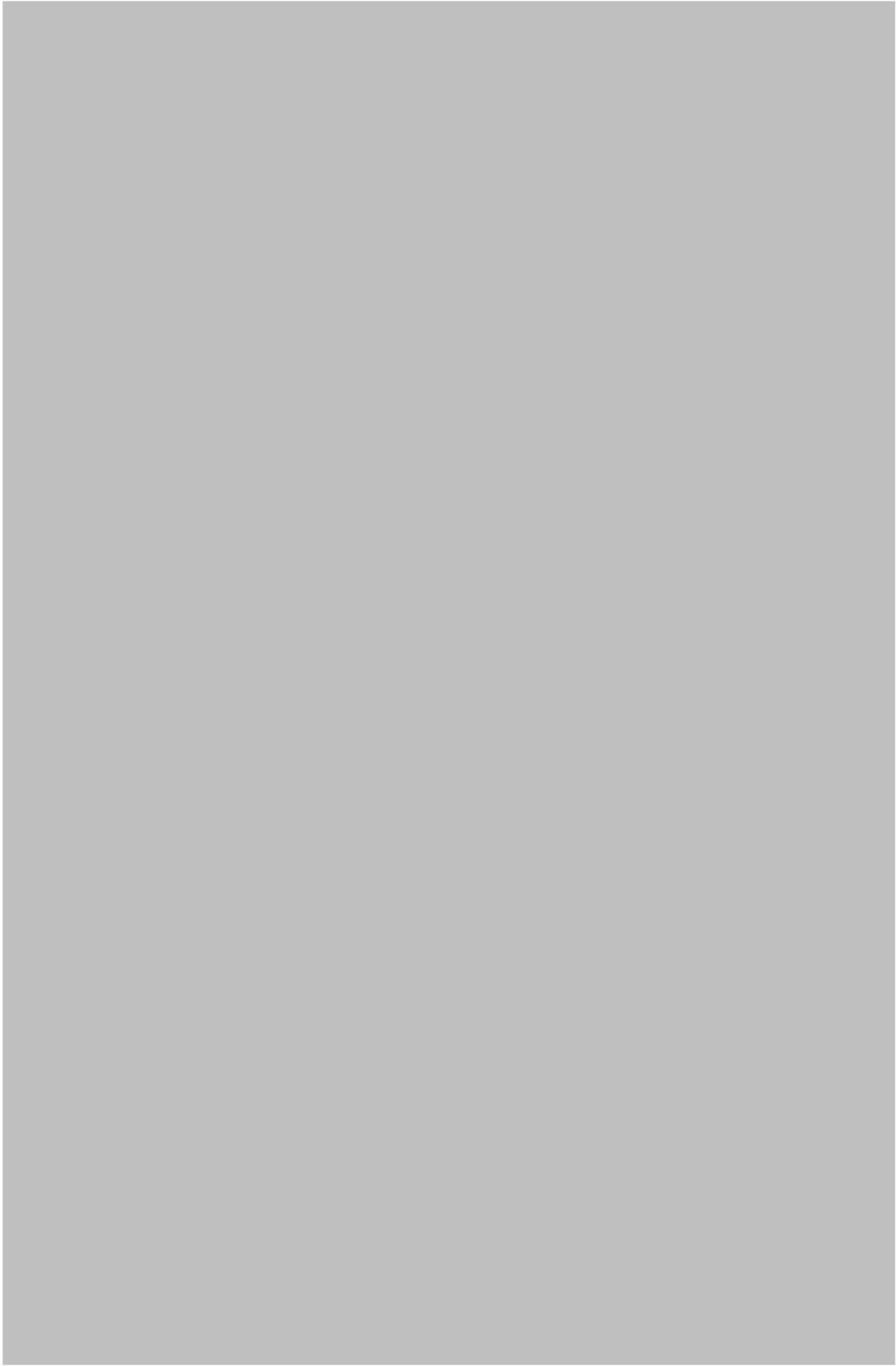


図 3-1 津波防護に関する施設の配置(3/4)

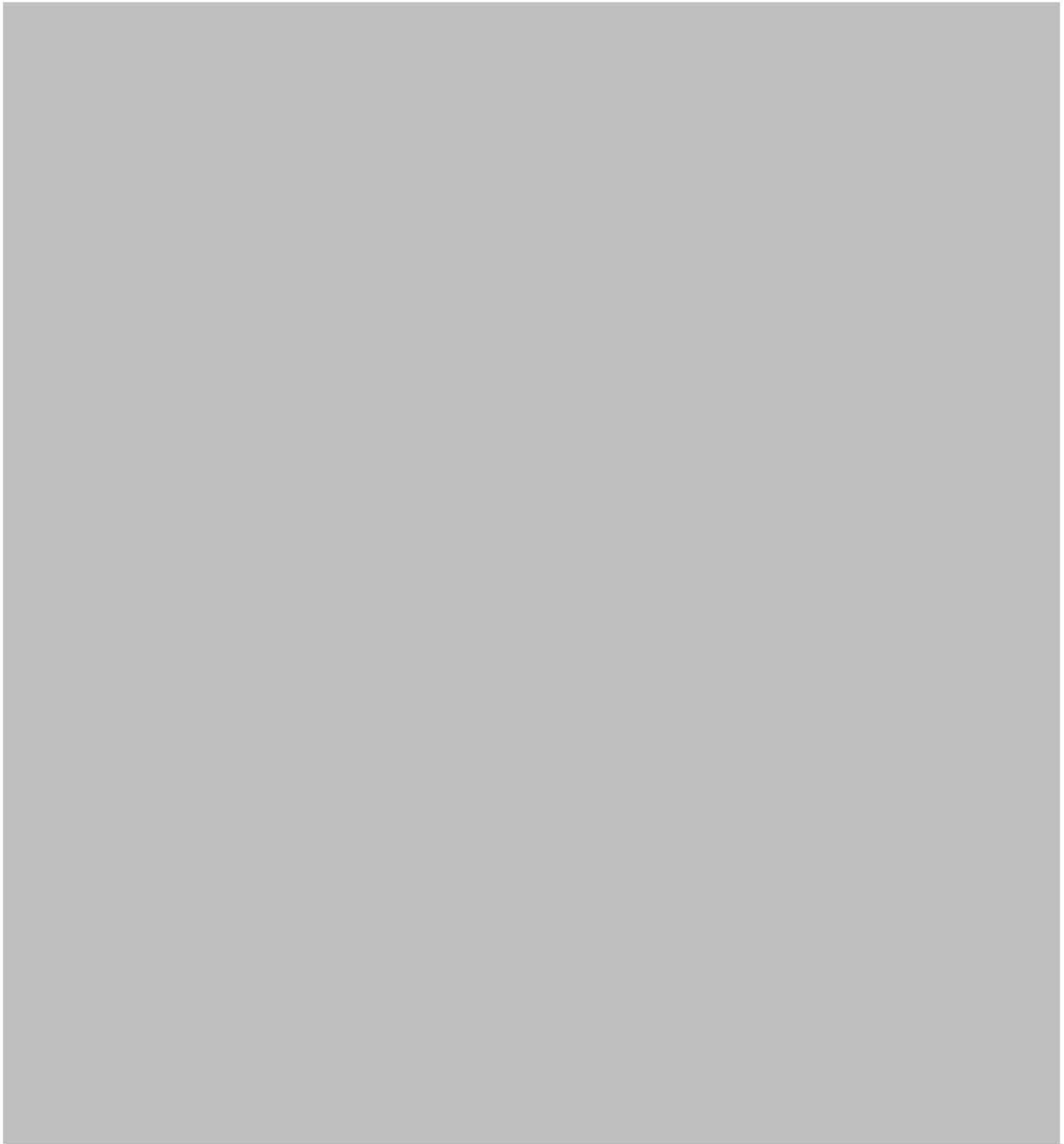


図 3-1 津波防護に関する施設の配置(4/4)

3.1 設計津波の津波防護施設

(1) 施設

- a. 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外壁

(2) 要求機能

設計津波の津波防護施設は、入力津波に対し、余震、漂流物の影響防止施設によって捕捉される船舶等の大きな漂流物を除く漂流物（以下「建家設計用漂流物」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、設計津波による建家内への浸水を防止できるよう設計する。

(3) 性能目標

- a. 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外壁

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外壁は、設計津波の遡上波に対し、余震、建家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機能設計上の性能目標とする。

当該建家外壁は、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。津波後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、T21 トレンチは、設計津波の遡上波に対し、余震を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した高さまで止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。

これら T21 トレンチは、鉄筋コンクリート製の躯体で構成する。津波後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、設計津波に対し、当該建家の外壁貫通部を介して浸水することを防止するため、当該建家の外壁貫通部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に対する止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。

3.2 設計津波の浸水防止設備（浸水防止扉）

(1) 施設

- a. ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟（ ）の片開きスイング扉
- b. ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟（ ）の片開きスイング扉
- c. ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟（ ）の片開きスイング扉
- d. ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟（ ）の片開きスイング扉
- e. ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟（ ）の片開きスイング扉
- f. ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟（ ）の片開きスイング扉
- g. ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟（ ）の片開き扉
- h. ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟（ ）の閉止板（楯式角落し）
- i. ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟（ ）の閉止板（楯式角落し）
- j. ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟（ ）の閉止板（楯式角落し）
- k. ガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟（ ）の閉止板（楯式角落し）

(2) 要求機能

浸水防止設備は、入力津波に対し、余震、建家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、設計津波による建家外壁の開口部からの浸水を防止できるよう設計する。

(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。設計津波の遡上波に対し、余震、建家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、当該扉を介して建家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機能設計上の性能目標とする。

浸水防止設備は、鋼製の扉を、扉枠を介して建家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。津波後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強度設計上の性能目標とする。

3.3 漂流物の影響防止施設

別添 6-1-3-2 「I 高放射性廃液貯蔵場（HAW）の津波防護に関する施設の設計方針
3.3 漂流物の影響防止施設」と同様とする。

3.4 設計津波遡上状況等監視設備

別添 6-1-3-2 「I 高放射性廃液貯蔵場（HAW）の津波防護に関する施設の設計方針
3.4 設計津波遡上状況等監視設備」と同様とする。

4. 機能設計

別添 6-1-3-1「Ⅲ 入力津波の設定」で設定している入力津波に対し、「3. 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、止水処置等を確認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、高潮ハザードの再現期間 100 年に対する期待値 T.P.+1.44 m と、朔望平均満潮位 T.P.+0.61 m 及び潮位のばらつき 0.18 m (別添 6-1-3-1「Ⅲ 入力津波の設定」表 3-1) の合計との差である 0.65 m を参照する裕度として設定する。

高潮ハザードの再現期間 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、再処理施設では、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))において近隣に襲来すると想定した津波高さ(4.9 m)に、福島第一発電所に襲来した津波高さ(土木学会評価が当該発電所付近に襲来すると予想した津波高さの差(T.P.+9.5 m)を加えた高さ(T.P.+14.4 m)の津波が襲来すると想定し、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の設置等の対策を実施した。

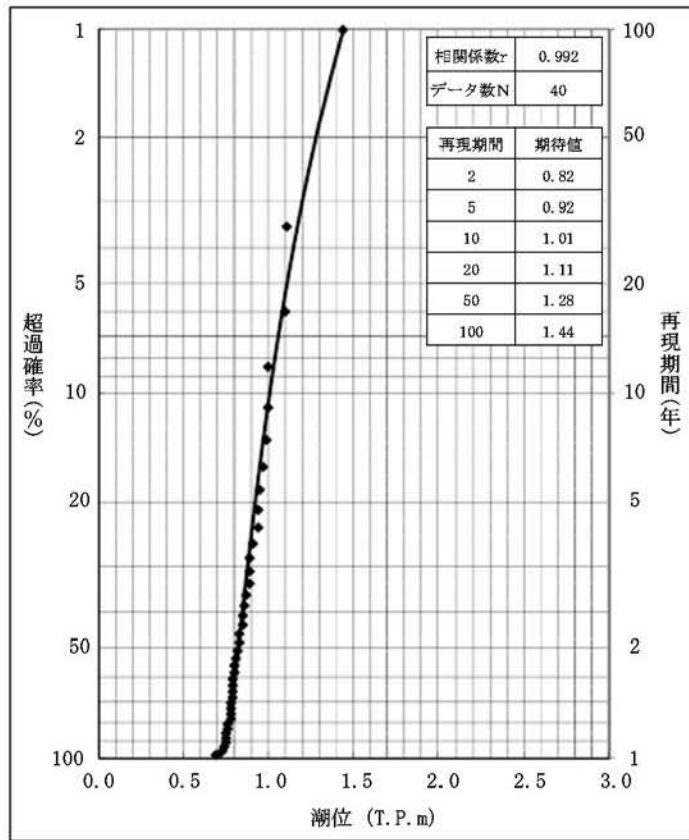


図 4-1 観測地点「茨城港日立港区」における最高潮位の超過発生確率

表 4-1 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

年	年	年最高潮位				潮位(m)
		月	日	時	分	
昭和46年	1971	9	1	15	0	0.89
昭和47年	1972	11	21	15	0	0.80
昭和48年	1973	10	28	16	0	0.73
昭和49年	1974	1	10	16	30	0.85
昭和50年	1975	9	8	17	10	0.76
昭和51年	1976	9	28	17	50	0.83
昭和52年	1977	9	19	19	30	0.86
昭和53年	1978	9	17	3	40	0.79
昭和54年	1979	10	7	16	40	1.00
昭和55年	1980	12	24	16	40	1.11
昭和56年	1981	10	2	17	40	0.78
昭和57年	1982	10	20	6	0	0.80
昭和58年	1983	9	9	5	0	0.75
昭和59年	1984	10	27	16	40	0.79
昭和60年	1985	8	31	4	0	0.87
		11	14	15	50	0.87
昭和61年	1986	10	8	17	40	0.94
		9	17	21	0	0.74
昭和62年	1987	2	4	7	40	0.74
		9	16	17	50	0.94
昭和63年	1988	9	16	17	50	0.94
昭和64年	1989	8	6	18	50	0.99
平成2年	1990	10	8	17	10	0.89
平成3年	1991	10	13	17	50	1.00
平成4年	1992	9	11	3	10	0.85
平成5年	1993	11	14	15	10	0.69
平成6年	1994	10	22	16	40	0.78
平成7年	1995	11	24	16	0	0.75
平成8年	1996	9	22	22	40	0.79
平成9年	1997	9	19	17	20	0.91
平成10年	1998	11	17	14	40	0.75
平成11年	1999	10	27	17	0	0.83
平成12年	2000	9	4	19	0	0.76
		12	11	15	0	0.76
平成13年	2001	8	22	5	40	0.79
平成14年	2002	10	1	21	40	1.10
平成15年	2003	10	26	15	50	0.81
平成16年	2004	9	30	4	50	0.78
平成17年	2005	12	5	17	0	0.82
平成18年	2006	10	7	3	35	1.44
平成19年	2007	7	16	3	55	0.95
平成20年	2008	12	14	15	50	0.78
平成21年	2009	10	8	16	55	0.97
平成22年	2010	9	25	16	25	0.88

4.1 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 (3) 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 (TVF) ガラス固化技術開発棟の建家外壁

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家外壁は、設計津波の最大水位に参照する裕度を考慮した高さ (T.P. +12.8 m) を超える 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、設計津波の遡上波 (波力算定用津波高さ : T.P. +12.3 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 (浮力算定用津波高さ : T.P. +12.2 m) を考慮する。建家設計用漂流物による荷重は、津波漂流物防護柵による効果を期待する。当該建家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、鉄遮蔽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、建家外壁と当該境界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 (TVF) 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」)。

機能設計上の性能目標を達成するため、当該建家外壁の貫通部が、設計津波の最大水位に参照する裕度を考慮した高さ (T.P. +12.8 m) を超える高さ (T.P. +14.4 m) までシール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、当該建家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波圧を包絡するよう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 (TVF) 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」)。

4.2 浸水防止設備（浸水防止扉）

浸水防止設備（浸水防止扉）は、「3. 要求機能及び性能目標」の「3.2 設計津波の浸水防止設備（浸水防止扉）（3）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。

機能設計上の性能目標を達成するため、浸水防止扉は十分な支持性能を有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建家外壁に設置する扉枠との境界に水密ゴムを挟んで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裕度を考慮した高さ（T.P.+12.8 m）を超える高さ（T.P.+14.4 m）まで健全性を保持する設計とする。

浸水防止扉は、構造強度設計上の性能目標を達成するため、建家外壁と浸水防止扉の扉枠との接続部は、設計津波の最大水位に参照する裕度を考慮した高さ（T.P.+12.8 m）を超える高さ（T.P.+14.4 m）までシール材等での止水処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 m）に対して耐津波性を有する設計とし、繰り返し襲来する遡上波による波圧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 m）に対して耐津波性を有する設計とし、浸水防止扉が、設計津波の遡上波による波圧を考慮し健全性を保持する設計であることをガラス固化技術開発施設（TVF）ガラス固化技術開発棟の外壁補強と合わせて令和3年1月までに確認する。

4.3 漂流物の影響防止施設

別添 6-1-3-2 「I 高放射性廃液貯蔵場（HAW）の津波防護に関する施設の設計方針 4.3 漂流物の影響防止施設」と同様とする。

4.4 津波監視設備

別添 6-1-3-2 「I 高放射性廃液貯蔵場（HAW）の津波防護に関する施設の設計方針 4.4 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「Sd-D」という。)を用いたガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固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 Sd-D 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、S 波速度が 0.7 km/s 以上である T.P. -303 m とする。

- Sd-D
- 廃止措置計画用設計津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある余震 M7.9 $X_{eq}=36$ km

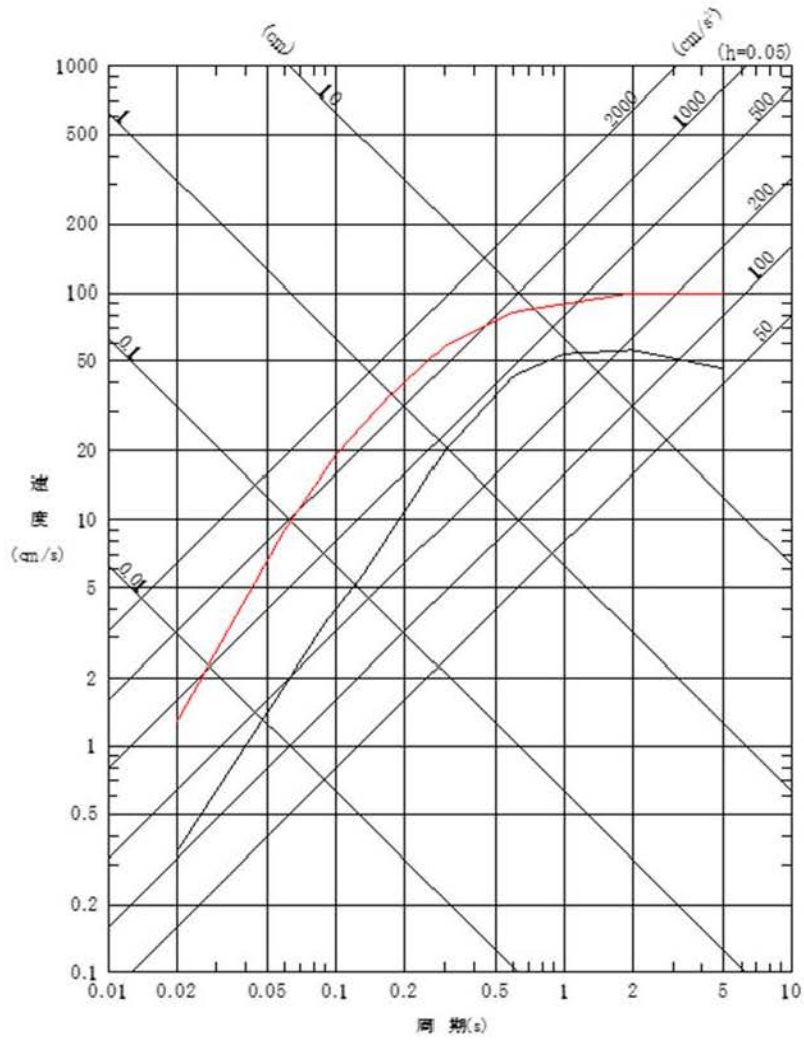


図 1-1 Sd-D の応答スペクトル(水平成分)

- Sd-D
- 廃止措置計画用設計津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある余震 M7.9 $X_{eq}=86$ km

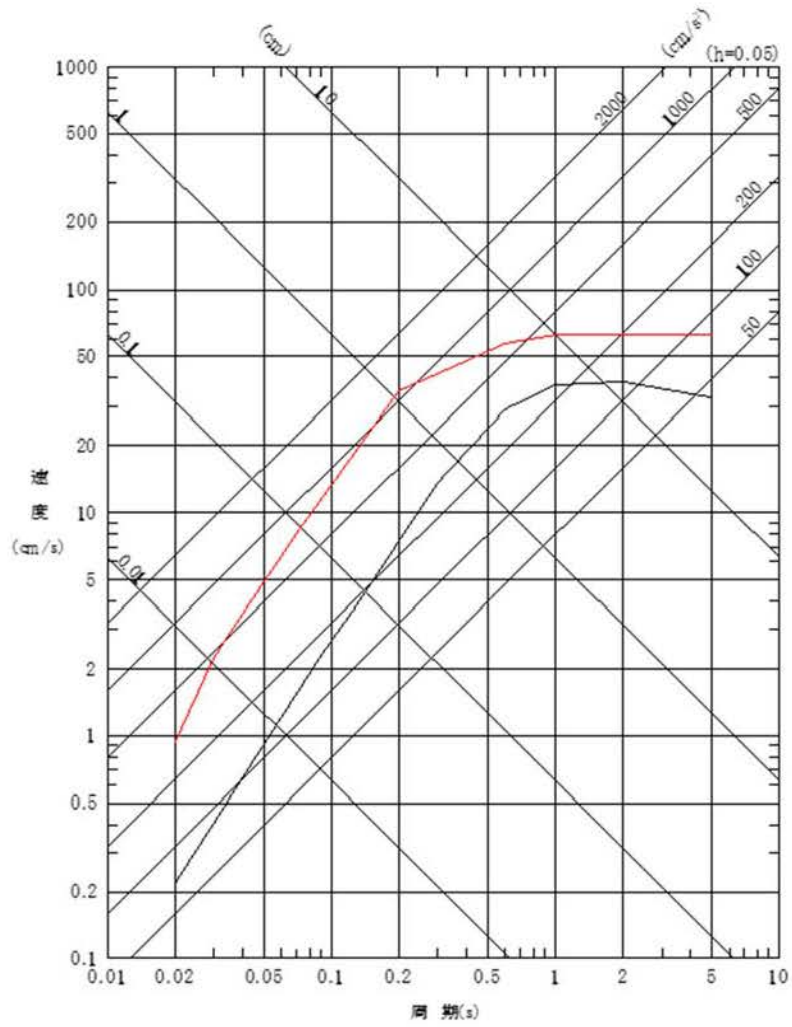
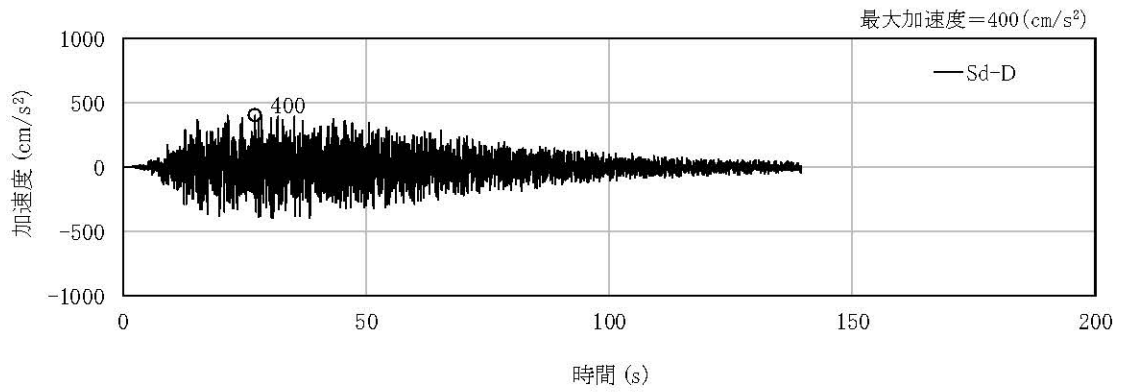
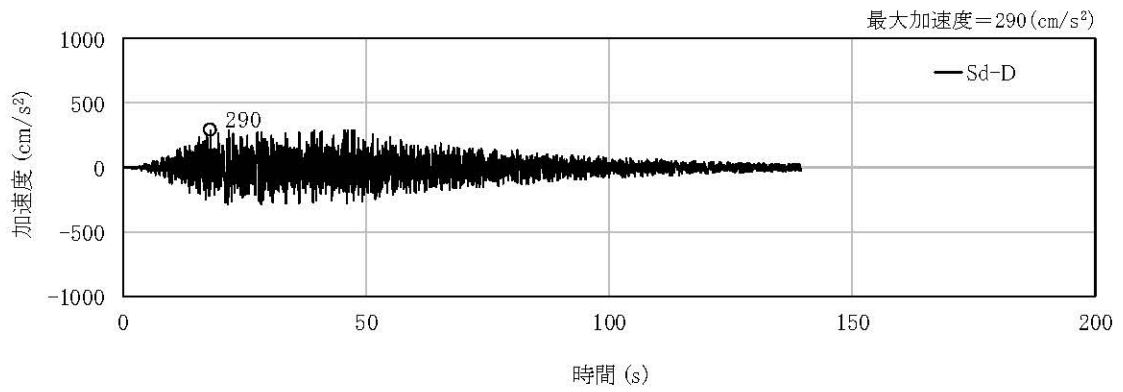


図 1-2 Sd-D の応答スペクトル(鉛直成分)



(水平成分)



(鉛直成分)

図 1-3 Sd-D の時刻歴波形

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 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° である。



図 2-1-1 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

2.2 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、
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 ガラス固化技術開発施設 (TVF) ガラス固化技術開発棟平面図 (地下 2 階)



図 2-2-2 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 (3 階)



図 2-2-3 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 (NS 断面)



図 2-2-4 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 (EW 断面)

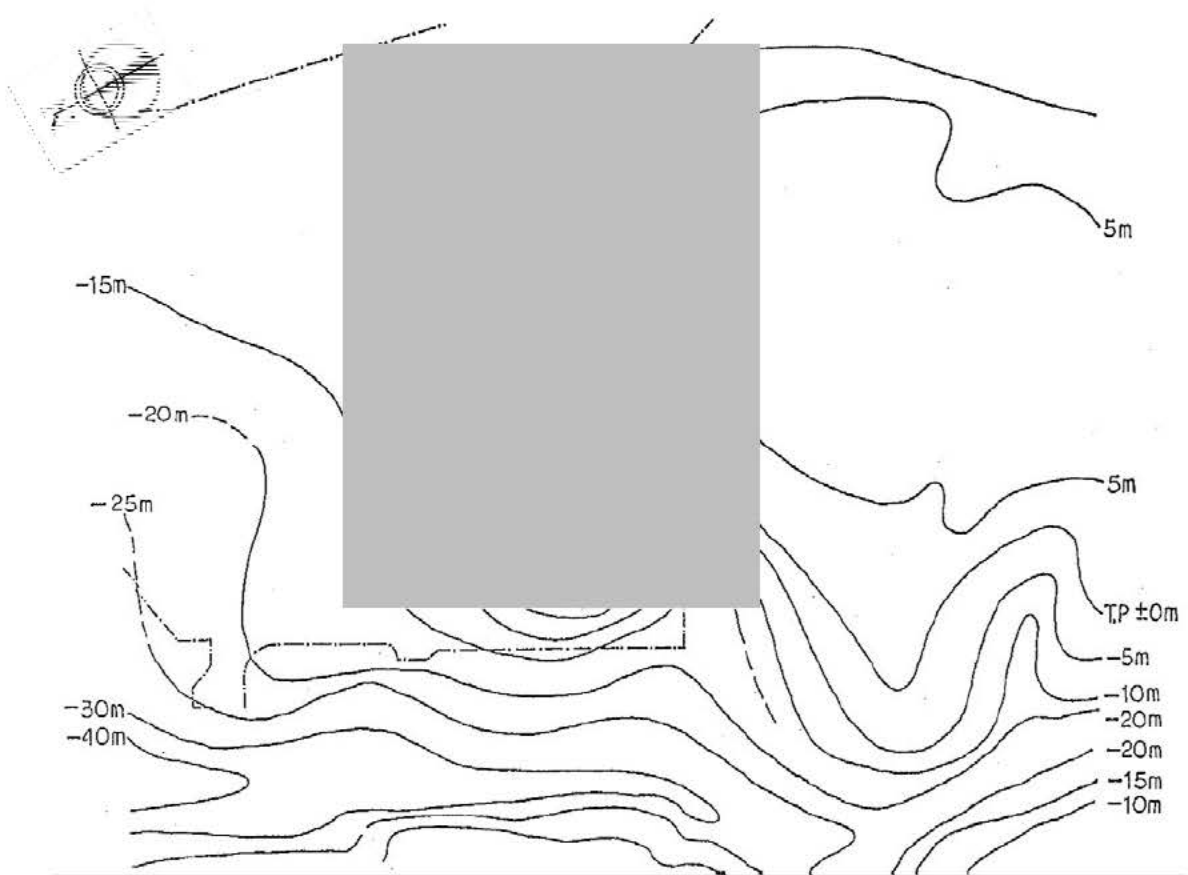


図 2-2-5 基礎地盤(久米層)の等高線図

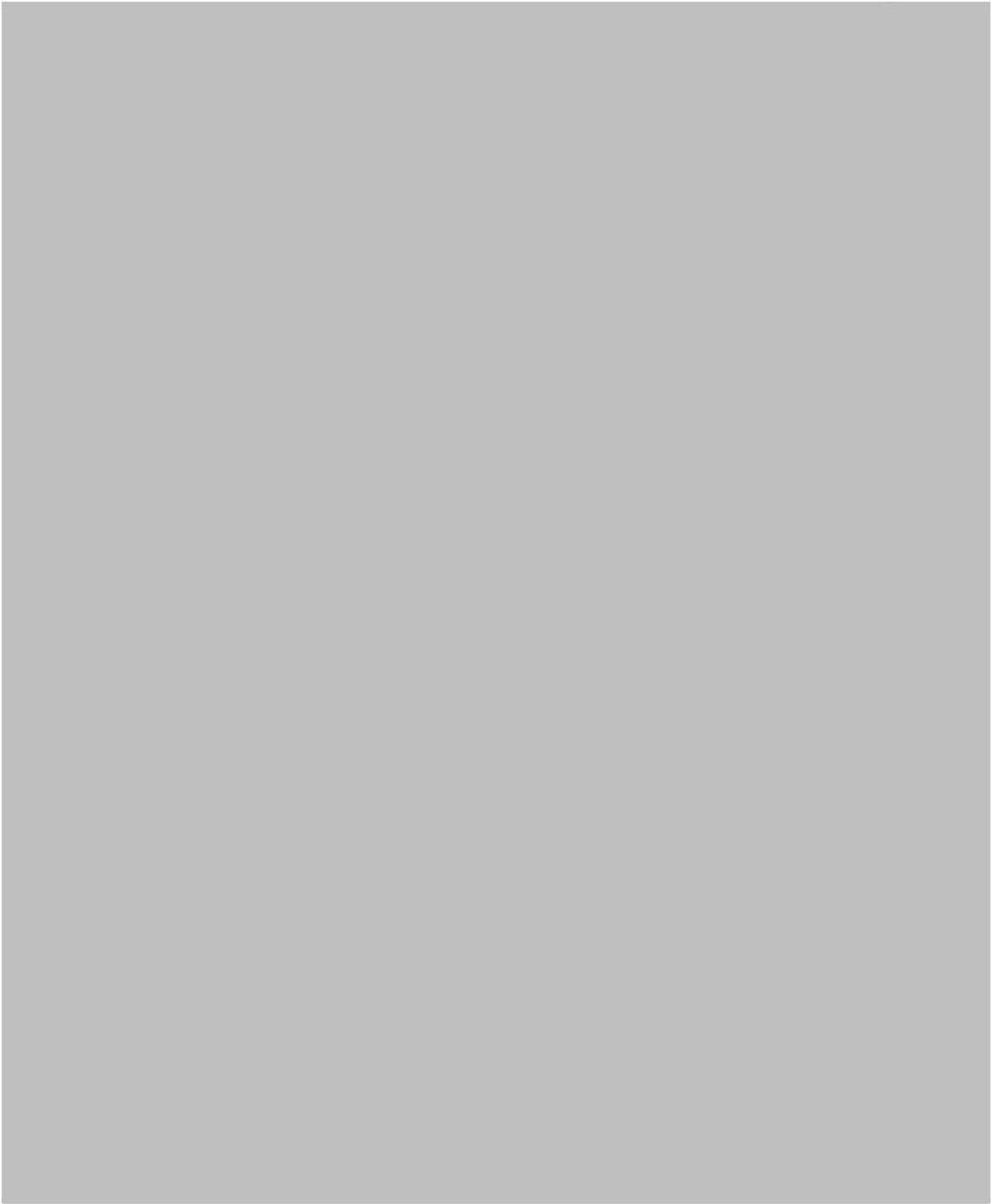


図 2-2-6 基礎地盤(久米層)の断面図(その 1)



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、Sd-D 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(NS, EW)方向及び鉛直(UD)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（浸水防止扉）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。

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

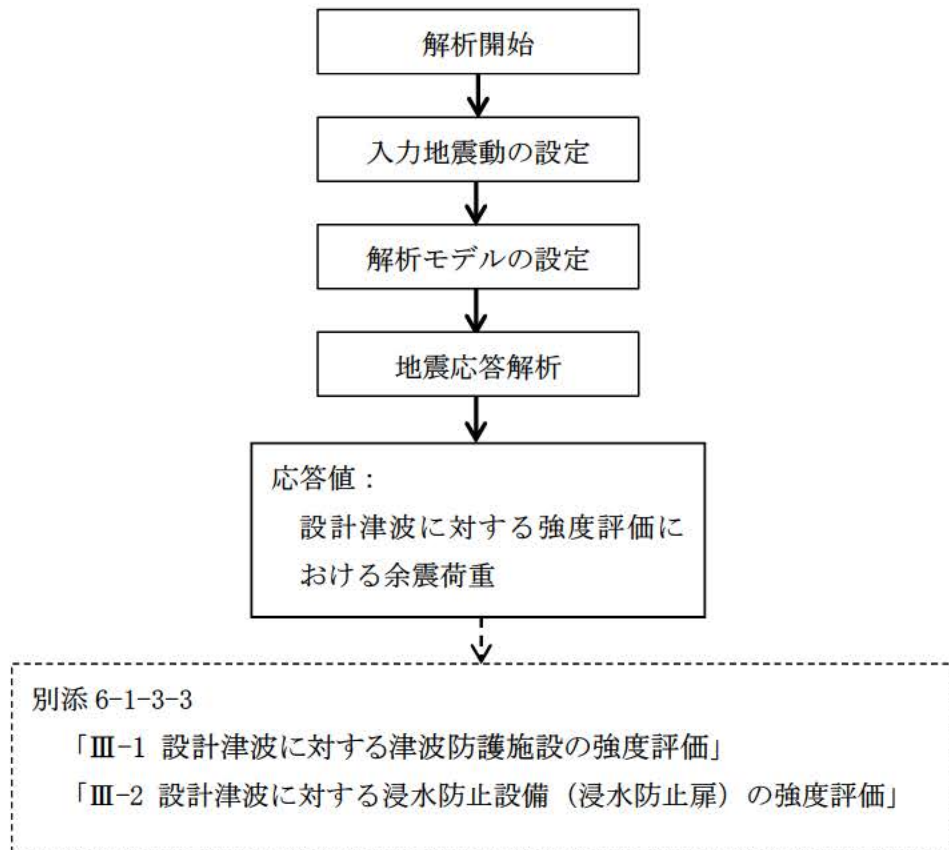


図 2-3-1 ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟の解析フロー

2.4 準拠規格・基準

ガラス固化技術開発施設(TVF)ガラス固化技術開発棟の地震応答解析において、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 JEAG4601(日本電気協会)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601(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

地震応答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 ²)	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν
建家	22.1	2.20×10^4	0.2

3. 入力地震動

3.1 水平方向の入力地震動

水平方向の入力地震動は、Sd-D を解放基盤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底面及び側面地盤ばね位置での応答波とする。

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「Nshake(株式会社ニュージェック)」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、建家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刻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。

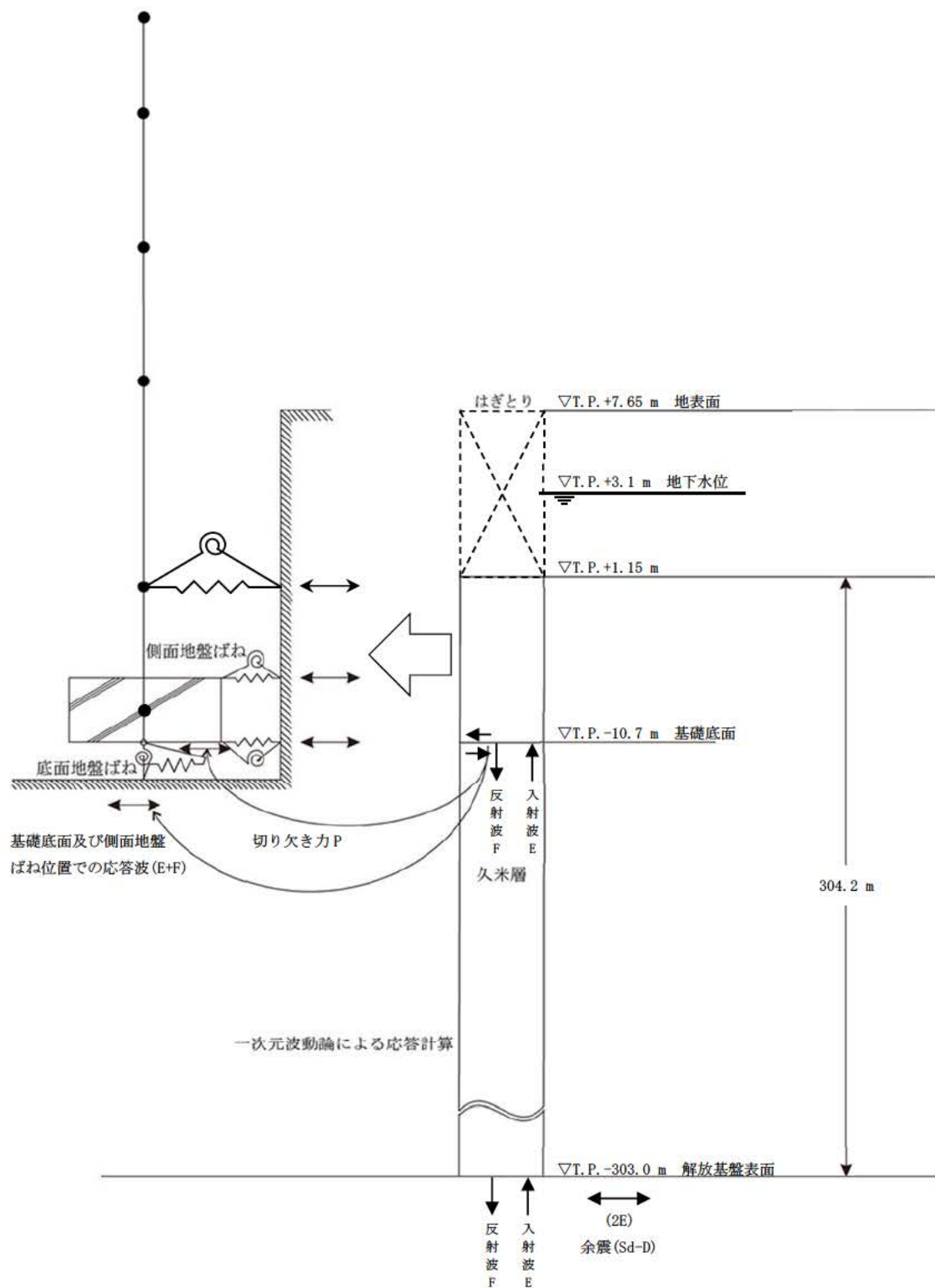
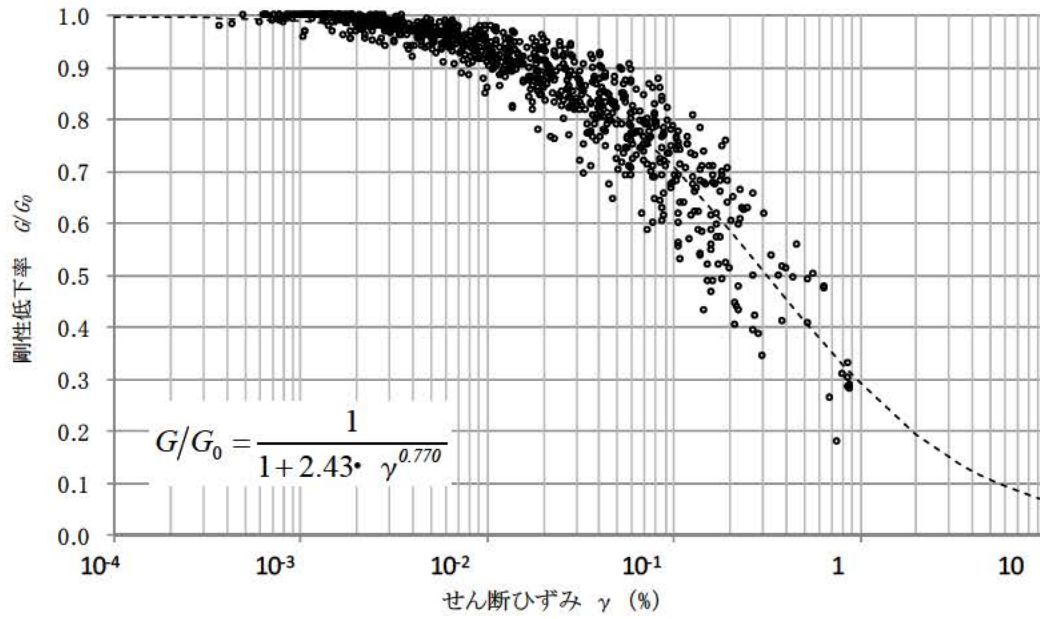


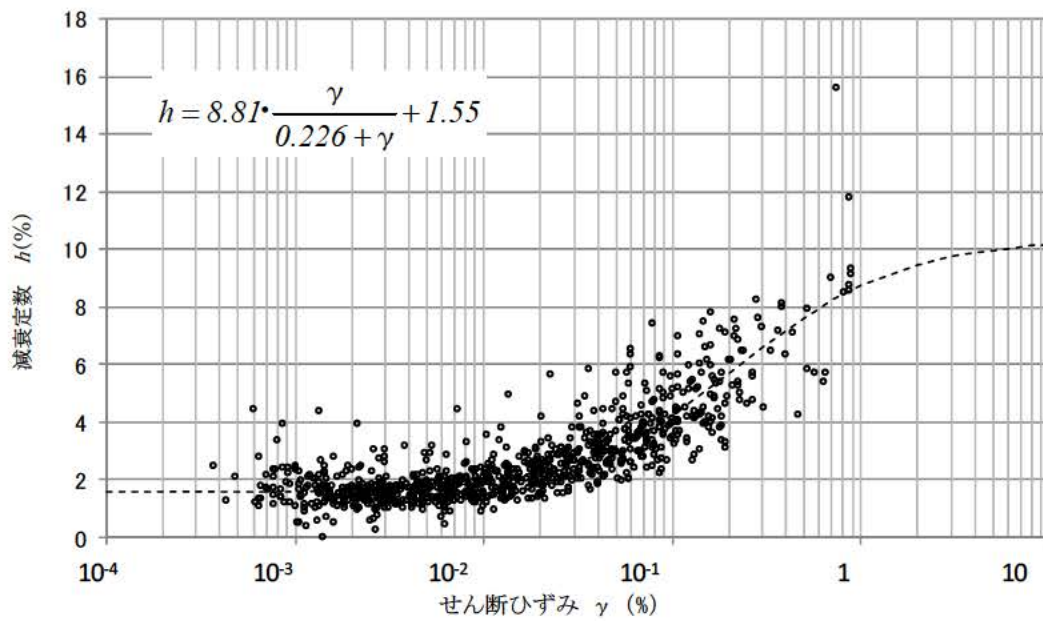
図 3-1-1 入力地震動算定の概要(水平方向)

表 3-1-1 地盤の物性値

標高 T. P. (m)	地質名	地層 分類	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	動ポア ソン比 ν_d	動せん断 弾性係数 G_0 (MN/m ²)
1.15					
-10.0	久米層	Km1	1.77	0.455	427
-62.0		Km2	1.77	0.451	466
-92.0		Km3	1.77	0.447	515
-118.0		Km4	1.77	0.444	549
-169.0		Km5	1.77	0.440	596
-215.0		Km6	1.77	0.436	655
-261.0		Km7	1.77	0.431	711
-303.0		▽解放基盤表面	Km8	1.77	0.426
	解放基盤		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ひずみ依存性(久米層)

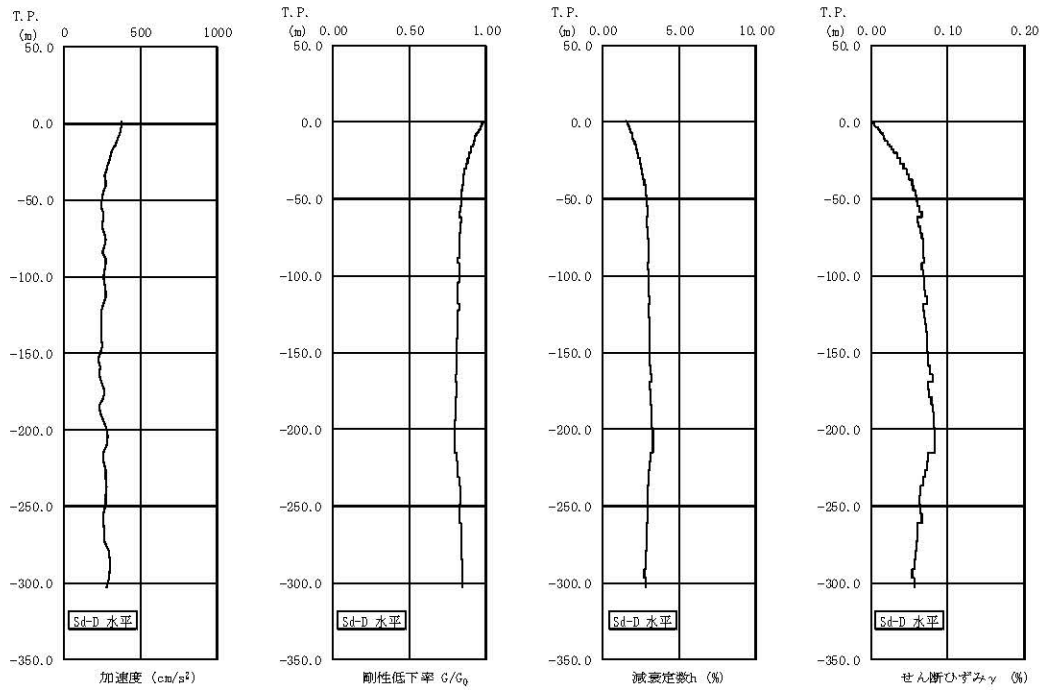


図 3-1-3 地盤の地震応答解析結果(水平方向, Sd-D)

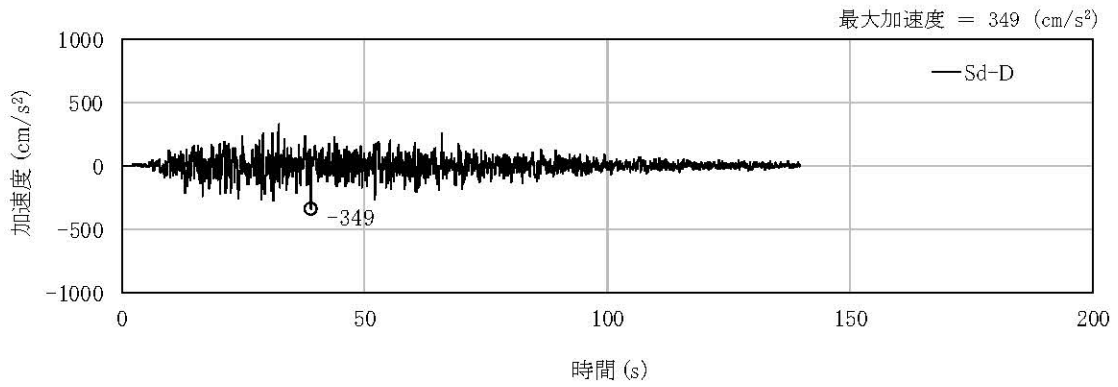


図 3-1-4 入力地震動の加速度時刻歴波形(水平方向, Sd-D, 基礎底面位置)

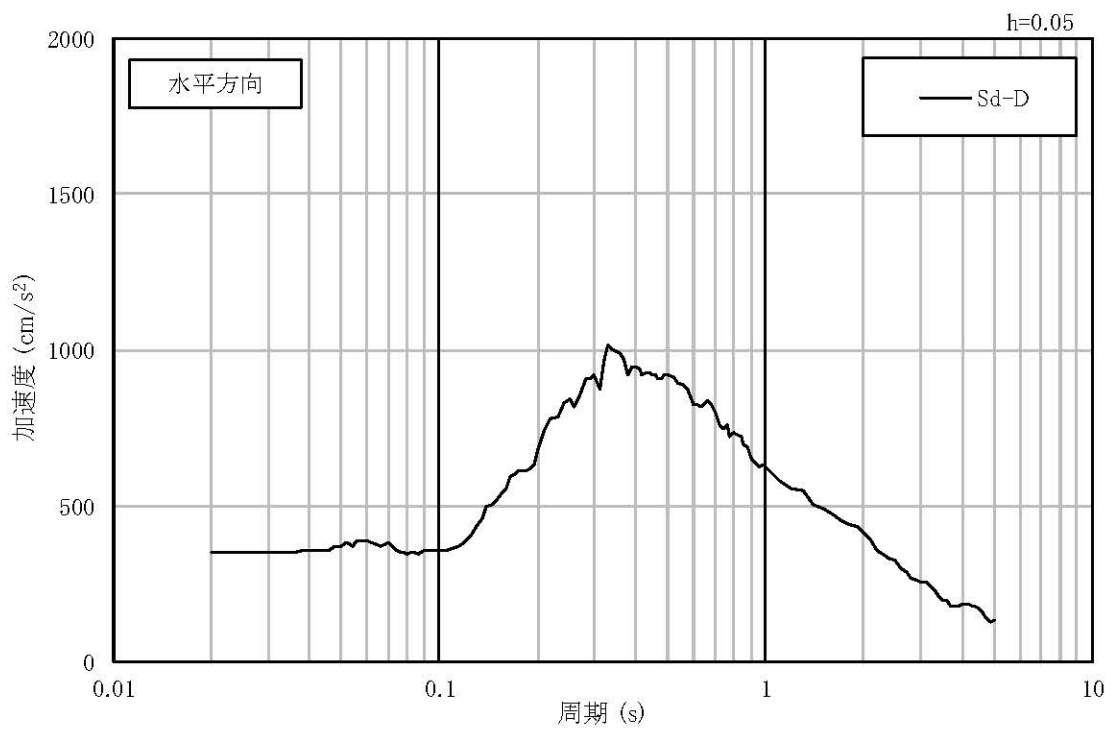


図 3-1-5 入力地震動の加速度応答スペクトル(水平方向, Sd-D, 基礎底面位置)

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 を解放基盤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底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、基礎底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ク)」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、建家の基礎底面位置における鉛直方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図 3-2-3 及び図 3-2-4 に示す。

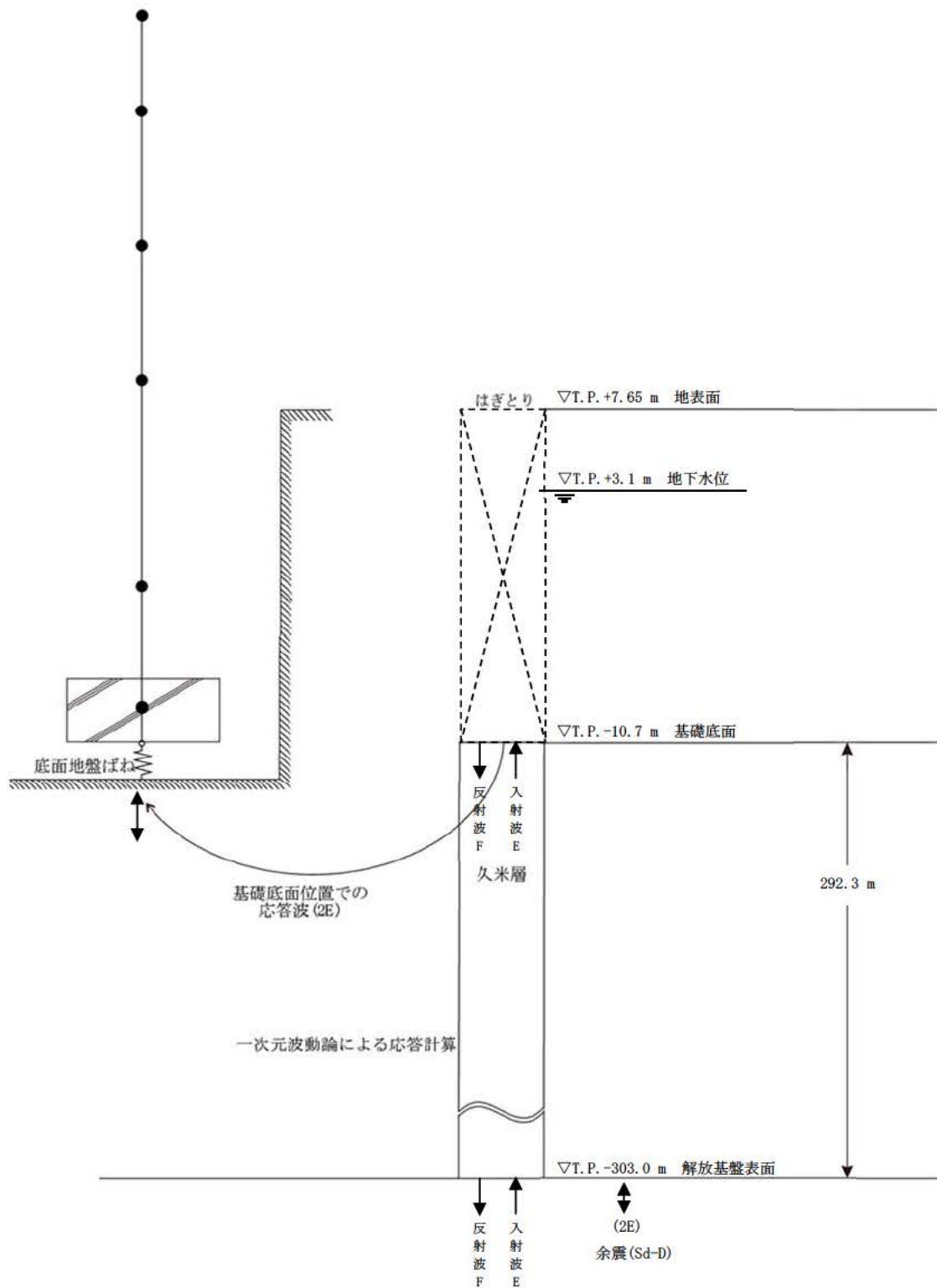


図 3-2-1 入力地震動算定の概要(鉛直方向)

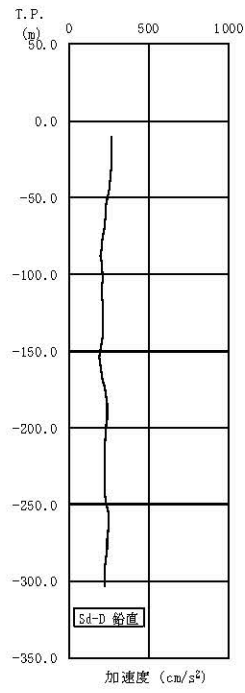


図 3-2-2 地盤の地震応答解析結果(鉛直方向, Sd-D)

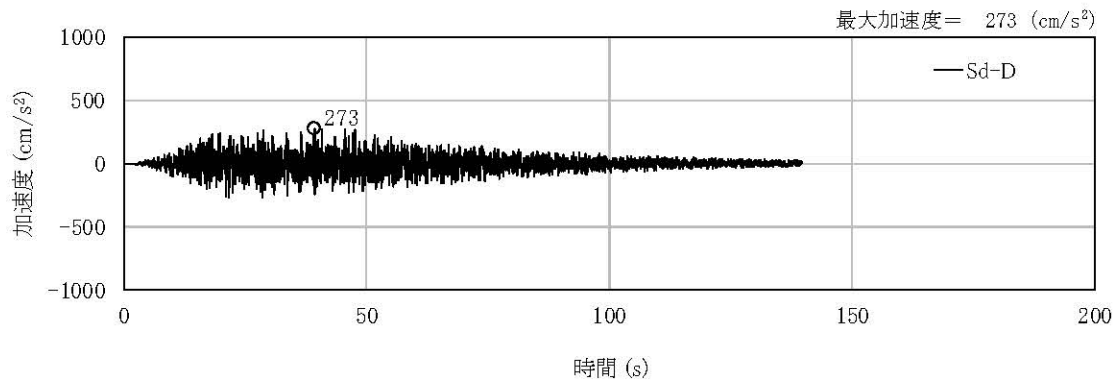


図 3-2-3 入力地震動の加速度時刻歴波形(鉛直方向, Sd-D, 基礎底面位置)

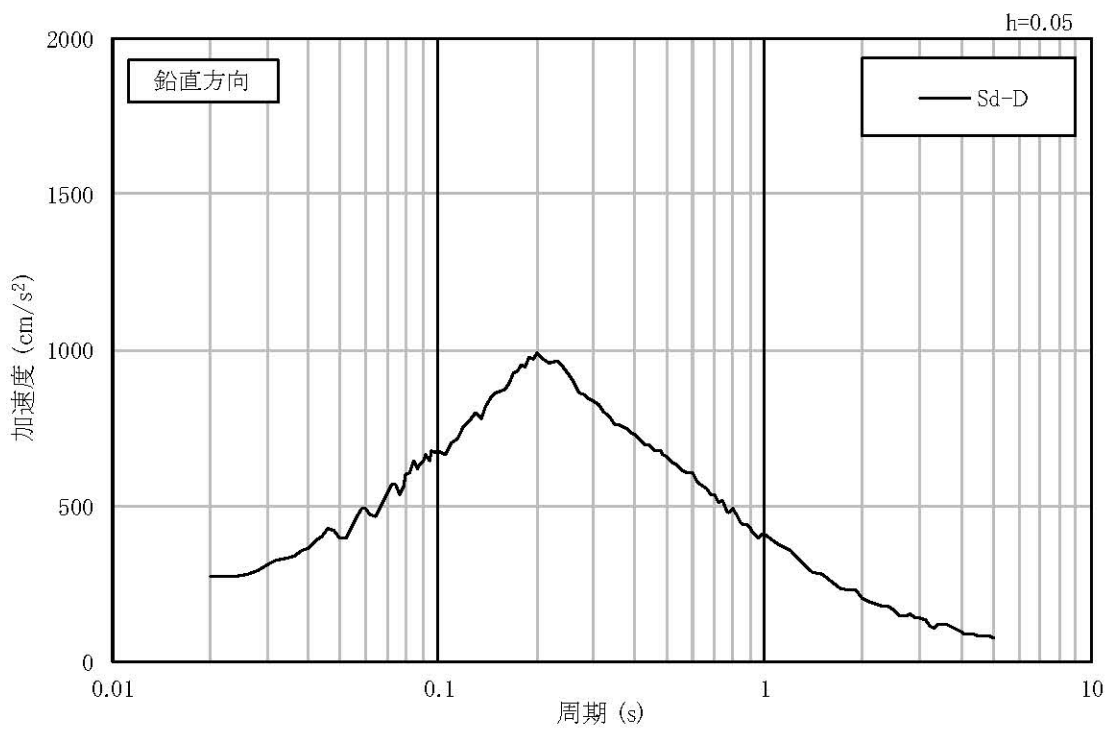


図 3-2-4 入力地震動の加速度応答スペクトル(鉛直方向, Sd-D, 基礎底面位置)

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)」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 4-1-2 に示すトリリニア型のスケルトンカーブとし、履歴特性は最大点指向型とする。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 4-1-6 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 JEAG4601-1991 追補版(以下「JEAG4601-1991 追補版」という。)に基づき、振動アドミタンス理論により振動数依存の複素ばねを算定し、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、Novak の方法により振動数依存の複素ばねを算定し、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考慮する非線形ばねとし、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 T.P. +12.2 m 及び海水の単位体積重量 10.1 kN/m³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「Nbsp1(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、Novak 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「Nnovak1(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(転倒モーメント-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定する。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「TDAP III(株式会社アーク情報システム)」である。

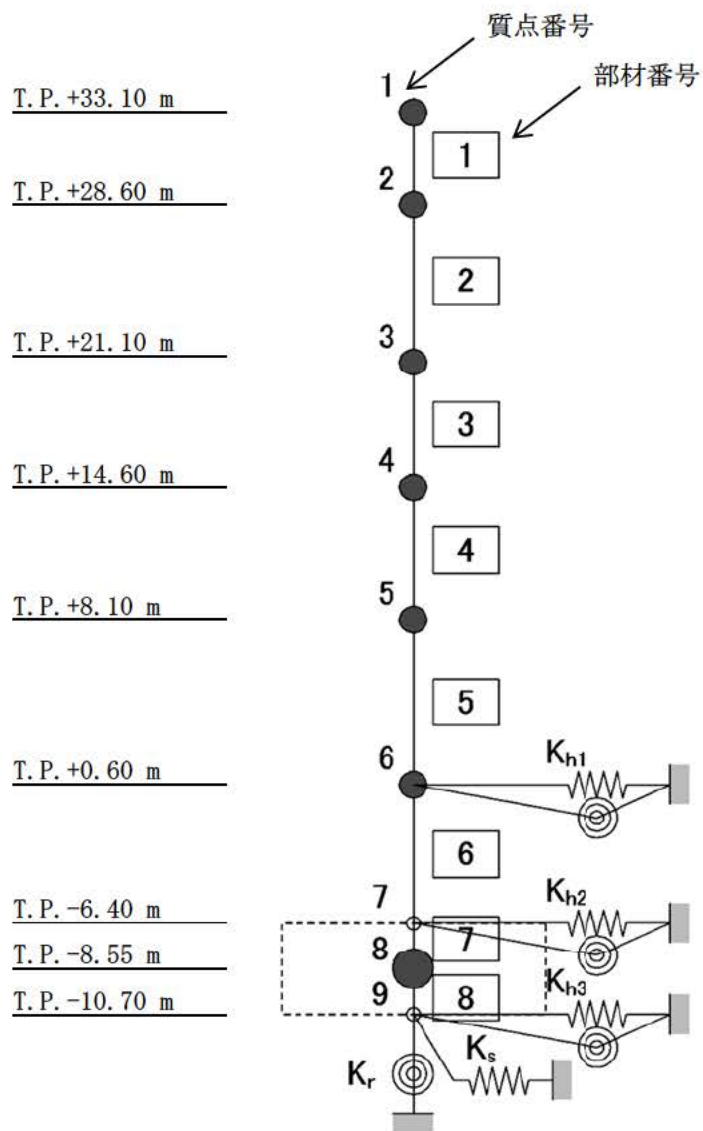


図 4-1-1 解析モデル(水平方向)

表 4-1-1 解析モデルの諸元(NS 方向)

質点 番号	高さ T.P.(m)	重量 (kN)	回転慣性 重量 ($\times 10^2$ kN \cdot m 2)	部材 番号	せん断 断面積 (m 2)	断面二次 モーメント (m 4)
1	33.10	6155	742	-	-	-
2	28.60	52990	99047	1	13.7	311
3	21.10	86842	158868	2	61.2	15850
4	14.60	117328	196133	3	125.0	28330
5	8.10	182339	309890	4	213.0	42910
6	0.60	175896	375595	5	372.5	84930
7	-6.40	-	-	6	363.5	94430
8	-8.55	288896	601148	7	-	-
9	-10.70	-	-	8	-	-
				-	-	-

表 4-1-2 解析モデルの諸元(EW 方向)

質点 番号	高さ T.P.(m)	重量 (kN)	回転慣性 重量 ($\times 10^2$ kN \cdot m 2)	部材 番号	せん断 断面積 (m 2)	断面二次 モーメント (m 4)
1	33.10	6155	4082	-	-	-
2	28.60	52990	183384	1	11.4	275
3	21.10	86842	304987	2	47.3	29820
4	14.60	117328	396189	3	79.0	62810
5	8.10	182339	556037	4	179.2	91300
6	0.60	175896	695291	5	320.2	164940
7	-6.40	-	-	6	373.9	181350
8	-8.55	288896	1068925	7	-	-
9	-10.70	-	-	8	-	-
				-	-	-

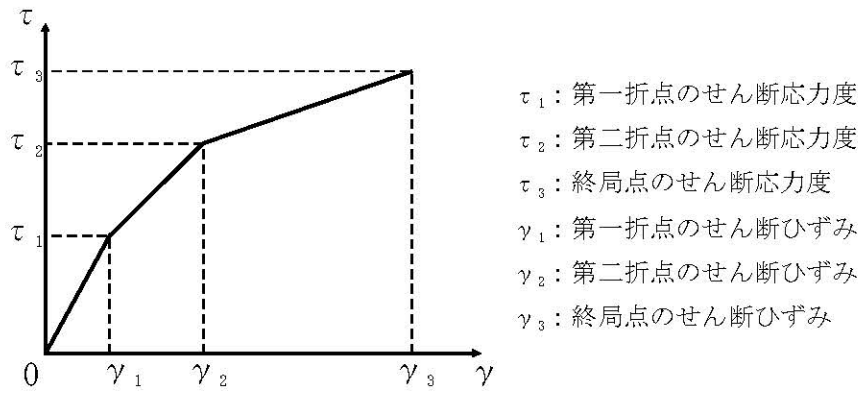


図 4-1-2 せん断のスケルトンカーブ (τ - γ 関係)

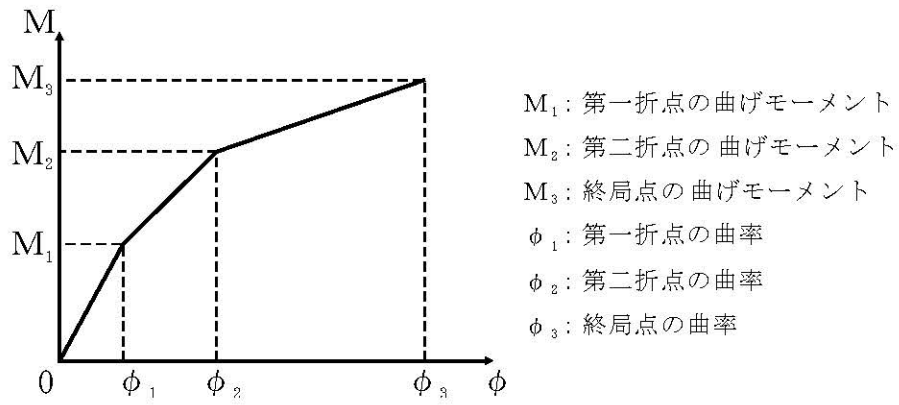


図 4-1-3 曲げのスケルトンカーブ (M - ϕ 関係)

表 4-1-3 せん断のスケルトンカーブ (τ - γ 関係, NS 方向)

部材 番号	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
1	1.57	0.171	2.12	0.513	4.67	4.00
2	1.73	0.188	2.34	0.565	4.06	4.00
3	1.83	0.200	2.47	0.599	3.88	4.00
4	1.87	0.204	2.53	0.612	4.25	4.00
5	1.90	0.207	2.57	0.621	4.50	4.00
6	2.07	0.225	2.79	0.676	4.64	4.00

表 4-1-4 曲げのスケルトンカーブ (M- ϕ 関係, NS 方向)

部材 番号	M ₁ ($\times 10^5$ kN \cdot m)	ϕ_1 ($\times 10^{-5}$ 1/m)	M ₂ ($\times 10^5$ kN \cdot m)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}$ 1/m)	M ₃ ($\times 10^5$ kN \cdot m)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}$ 1/m)
1	0.898	1.31	4.66	17.5	6.21	37.0
2	16.0	0.458	36.5	5.10	51.2	102
3	31.9	0.512	69.0	5.25	96.1	90.3
4	50.4	0.534	132	5.40	186	90.7
5	102	0.546	267	5.48	373	98.4
6	128	0.616	319	5.59	428	102

表 4-1-5 せん断のスケルトンカーブ (τ - γ 関係, EW 方向)

部材 番号	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
1	1.57	0.171	2.12	0.513	4.89	4.00
2	1.61	0.175	2.17	0.526	4.40	4.00
3	1.76	0.192	2.38	0.576	4.43	4.00
4	1.79	0.195	2.42	0.586	4.41	4.00
5	1.83	0.200	2.47	0.599	4.81	4.00
6	1.96	0.214	2.65	0.641	5.38	4.00

表 4-1-6 曲げのスケルトンカーブ (M- ϕ 関係, EW 方向)

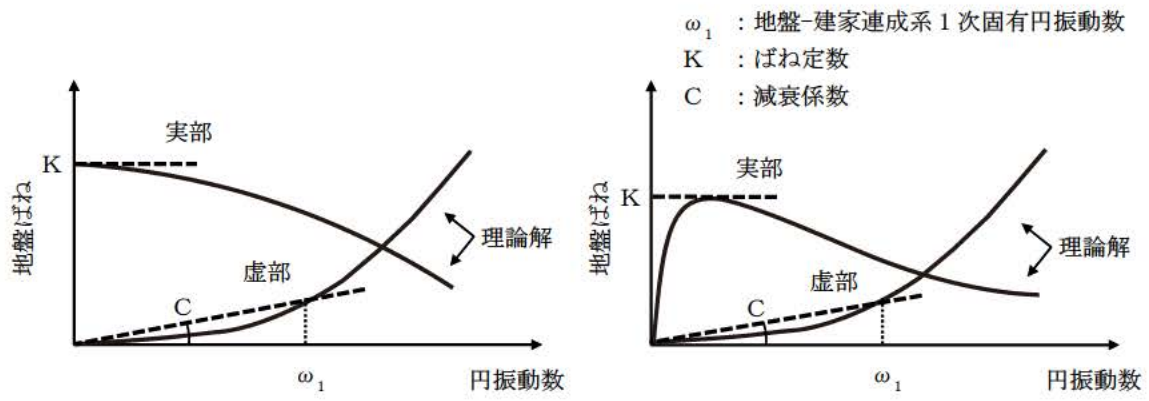
部材 番号	M ₁ ($\times 10^5$ kN \cdot m)	ϕ_1 ($\times 10^{-5}$ 1/m)	M ₂ ($\times 10^5$ kN \cdot m)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}$ 1/m)	M ₃ ($\times 10^5$ kN \cdot m)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}$ 1/m)
1	0.780	1.29	3.87	16.2	5.45	30.8
2	20.0	0.305	33.9	3.70	47.1	72.2
3	47.7	0.345	64.9	3.76	87.0	70.0
4	73.2	0.364	145	3.87	202	77.2
5	136	0.375	326	3.95	449	78.8
6	169	0.424	409	4.09	561	70.5

表 4-1-7 地盤ばね定数及び減衰係数(NS 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	7.175×10^6	1.191×10^6
			Kh2	1.001×10^7	1.661×10^6
			Kh3	3.793×10^6	6.292×10^5
		回転	Kh1	4.378×10^9	2.298×10^8
			Kh2	6.107×10^9	3.207×10^8
			Kh3	2.316×10^9	1.219×10^8
	底面	水平	Ks	6.536×10^7	2.381×10^6
		回転	Kr	4.103×10^{10}	3.988×10^8

表 4-1-8 地盤ばね定数及び減衰係数(EW 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	7.175×10^6	1.193×10^6
			Kh2	1.001×10^7	1.664×10^6
			Kh3	3.793×10^6	6.302×10^5
		回転	Kh1	4.378×10^9	2.314×10^8
			Kh2	6.107×10^9	3.228×10^8
			Kh3	2.316×10^9	1.227×10^8
	底面	水平	Ks	6.297×10^7	2.200×10^6
		回転	Kr	6.373×10^{10}	8.442×10^8



(a) 底面地盤ばね

(b) 側面地盤ばね

図 4-1-4 地盤ばね定数及び減衰係数の設定方法の概要

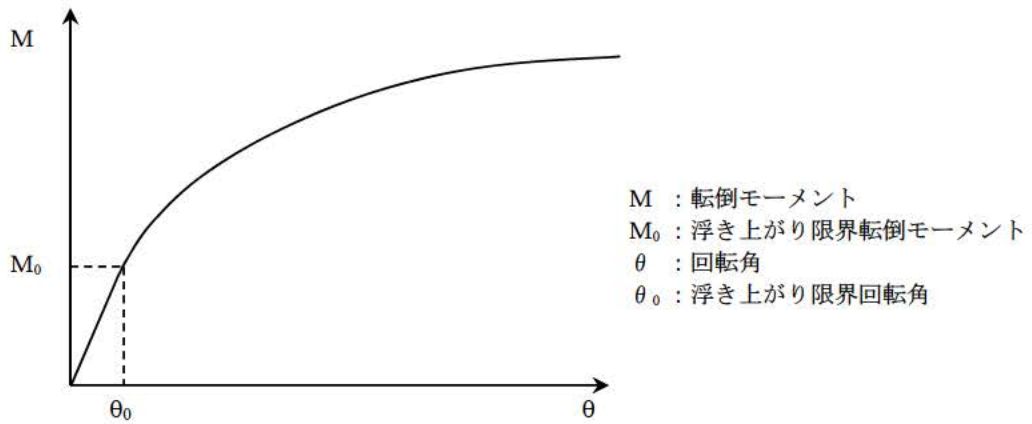


図 4-1-5 底面地盤回転ばねの非線形特性(転倒モーメント-回転角関係)

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)」の構造図に基づき設定する。

基礎下の底面地盤ばねは、JEAG4601-1991 追補版に基づき、振動アドミッタンス理論により算定する。底面地盤ばねの評価に使用する解析コードは「Nbsp1(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「TDAP III(株式会社アーク情報システム)」である。

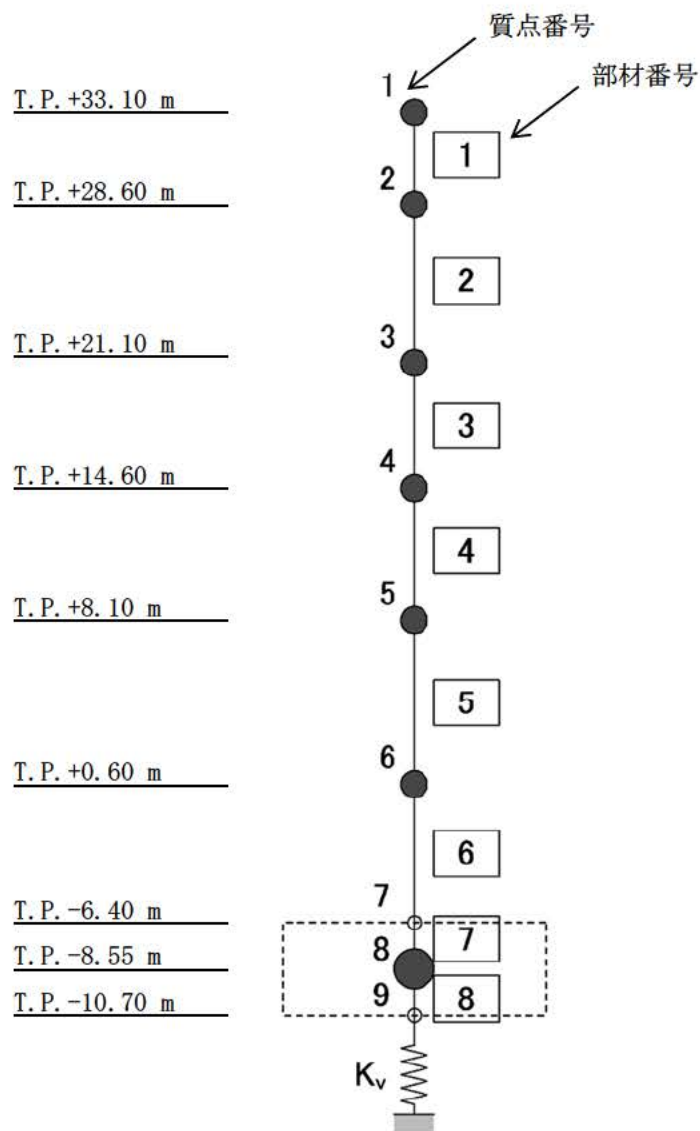


図 4-2-1 解析モデル(鉛直方向)

表 4-2-1 解析モデルの諸元(鉛直方向)

質点 番号	高さ T.P.(m)	重量 (kN)	部材 番号	軸断面積 (m ²)
1	33.10	6155	-	-
2	28.60	52990	1	26.2
3	21.10	86842	2	139.9
4	14.60	117328	3	207.7
5	8.10	182339	4	361.7
6	0.60	175896	5	600.9
7	-6.40	-	6	622.2
8	-8.55	288896	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	Kv	9.655×10^7	5.055×10^6

5. 解析結果

5.1 固有値解析結果

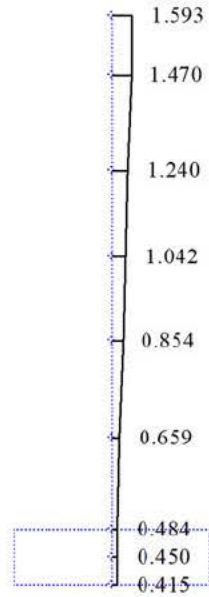
解析モデルの固有値解析結果を表 5-1-1 に示す。Sd-D による刺激関数を図 5-1-1 から図 5-1-6 までに示す。

表 5-1-1 固有値解析結果(Sd-D)

方向	次数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数	備考
NS	1	0.275	3.64	1.593	全体1次
	2	0.133	7.52	-0.684	
	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	-0.061	
	7	0.029	33.96	0.037	
EW	1	0.267	3.75	1.538	全体1次
	2	0.140	7.17	-0.528	
	3	0.080	12.48	-0.113	
	4	0.055	18.10	0.168	
	5	0.043	23.41	-0.010	
	6	0.040	24.81	-0.096	
	7	0.037	27.27	0.033	
UD	1	0.200	5.01	1.08	全体1次
	2	0.040	24.82	-0.11	
	3	0.023	42.71	0.040	
	4	0.017	59.13	-0.018	
	5	0.013	74.84	0.012	
	6	0.013	79.70	-0.007	
	7	0.011	90.17	-0.002	

Mode- 1

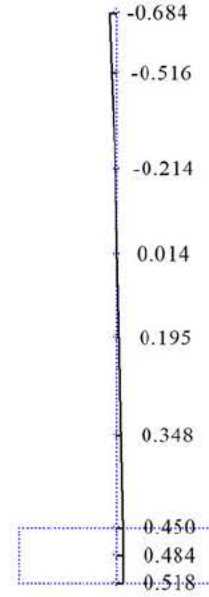
T (s) = 0.275
 f(Hz) = 3.636
 $\beta h = 1.593$



(1 次)

Mode- 2

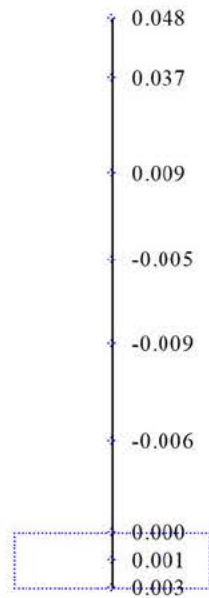
T (s) = 0.133
 f(Hz) = 7.519
 $\beta h = -0.684$



(2 次)

Mode- 3

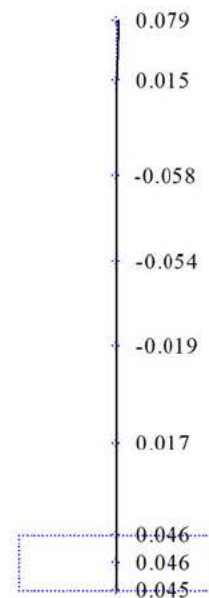
T (s) = 0.066
 f(Hz) = 15.152
 $\beta h = 0.048$



(3 次)

Mode- 4

T (s) = 0.053
 f(Hz) = 18.733
 $\beta h = 0.079$

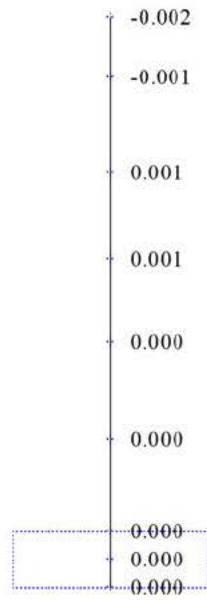


(4 次)

図 5-1-1 刺激関数(NS 方向, Sd-D, 1~4 次)

Mode- 5

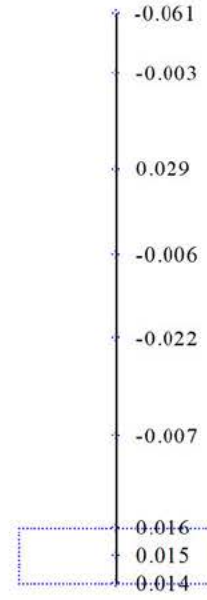
T (s) = 0.040
f(Hz) = 24.997
 $\beta h = -0.002$



(5 次)

Mode- 6

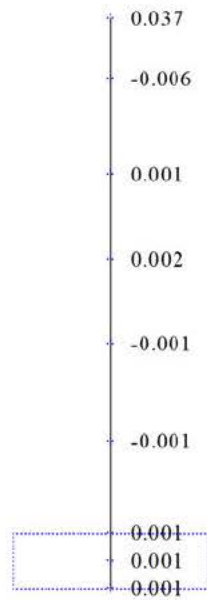
T (s) = 0.036
f(Hz) = 27.901
 $\beta h = -0.061$



(6 次)

Mode- 7

T (s) = 0.029
f(Hz) = 33.963
 $\beta h = 0.037$

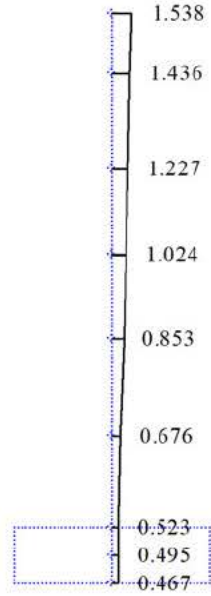


(7 次)

図 5-1-2 刺激関数(NS 方向, Sd-D, 5~7 次)

Mode- 1

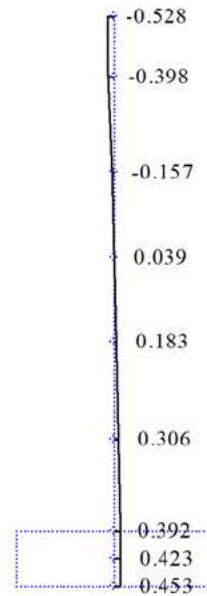
$T(s) = 0.267$
 $f(\text{Hz}) = 3.748$
 $\beta h = 1.538$



(1次)

Mode- 2

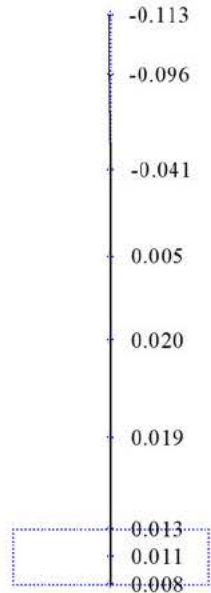
$T(s) = 0.140$
 $f(\text{Hz}) = 7.168$
 $\beta h = -0.528$



(2次)

Mode- 3

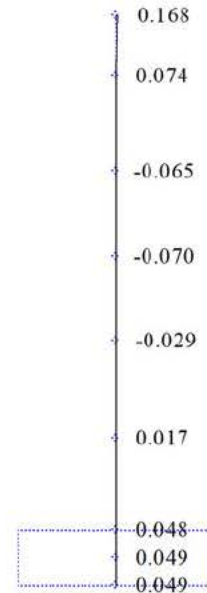
$T(s) = 0.080$
 $f(\text{Hz}) = 12.475$
 $\beta h = -0.113$



(3次)

Mode- 4

$T(s) = 0.055$
 $f(\text{Hz}) = 18.101$
 $\beta h = 0.168$

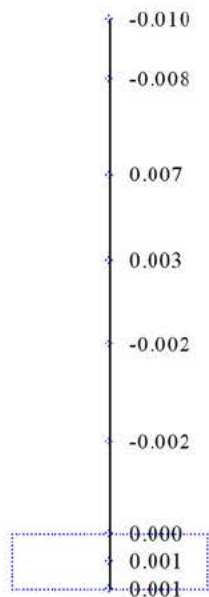


(4次)

図 5-1-3 刺激関数(EW 方向, Sd-D, 1~4 次)

Mode- 5

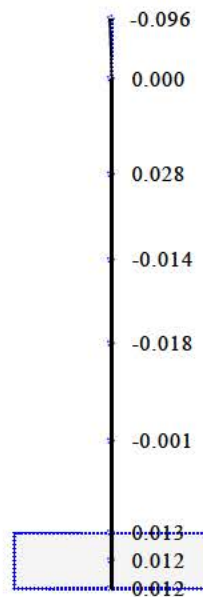
$T(s) = 0.043$
 $f(\text{Hz}) = 23.412$
 $\beta h = -0.010$
 i



(5次)

Mode- 6

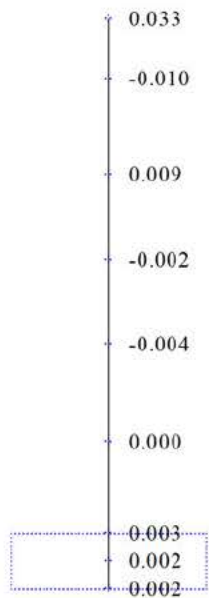
$T(s) = 0.040$
 $f(\text{Hz}) = 24.805$
 $\beta h = -0.096$



(6次)

Mode- 7

$T(s) = 0.037$
 $f(\text{Hz}) = 27.271$
 $\beta h = 0.033$

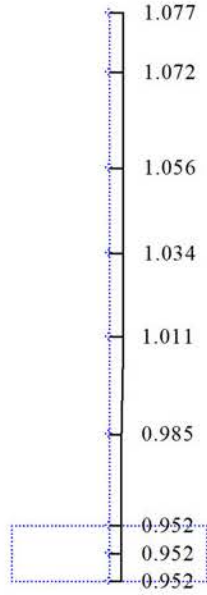


(7次)

図 5-1-4 刺激関数(EW 方向, Sd-D, 5~7 次)

Mode- 1

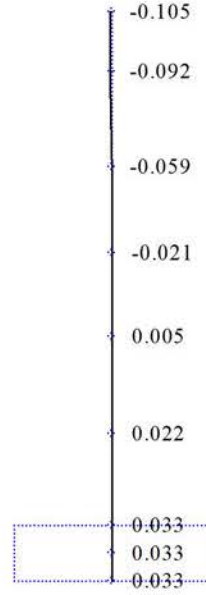
T (s) = 0.200
f (Hz) = 5.011
 β = 1.077



(1 次)

Mode- 2

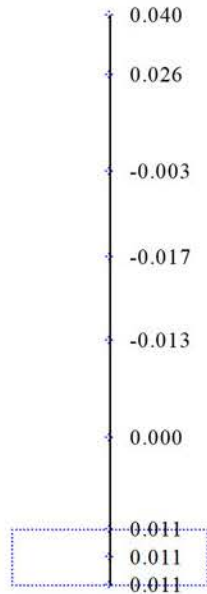
T (s) = 0.040
f (Hz) = 24.820
 β = -0.105



(2 次)

Mode- 3

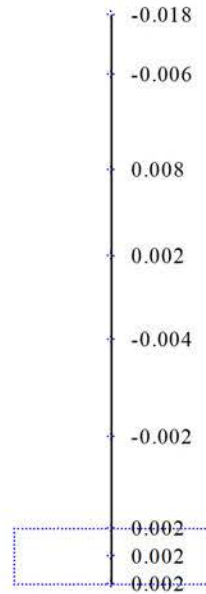
T (s) = 0.023
f (Hz) = 42.709
 β = 0.040



(3 次)

Mode- 4

T (s) = 0.017
f (Hz) = 59.134
 β = -0.018

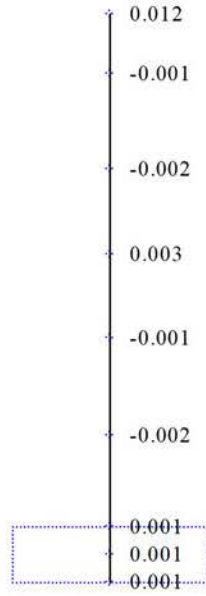


(4 次)

図 5-1-5 刺激関数(UD 方向, Sd-D, 1~4 次)

Mode - 5

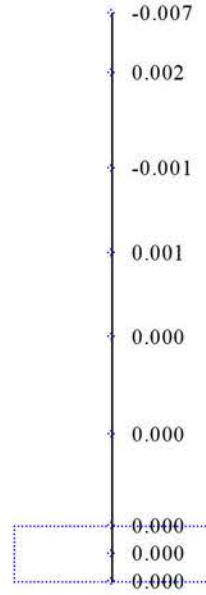
$T(s) = 0.013$
 $f(\text{Hz}) = 74.837$
 $\beta = 0.012$



(5次)

Mode - 6

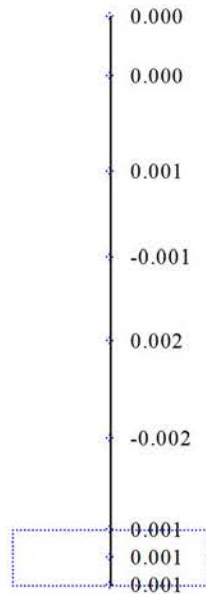
$T(s) = 0.013$
 $f(\text{Hz}) = 79.692$
 $\beta = -0.007$



(6次)

Mode - 7

$T(s) = 0.011$
 $f(\text{Hz}) = 90.166$
 $\beta = -0.002$



(7次)

図 5-1-6 刺激関数(UD方向, Sd-D, 5~7次)

5.2 地震応答解析結果

Sd-D 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。

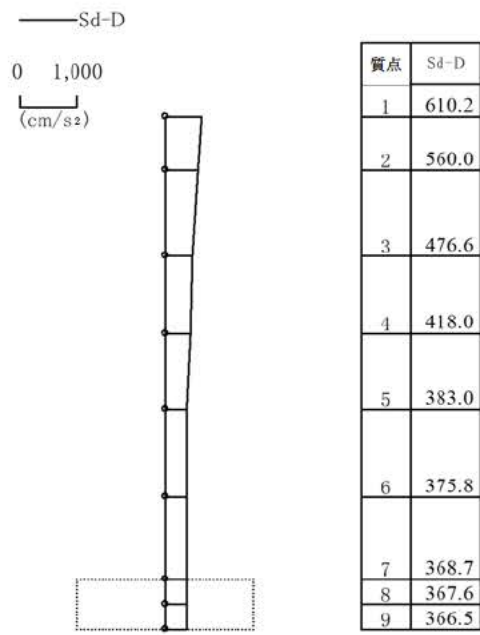


図 5-2-1 最大応答加速度 (Sd-D, NS 方向)

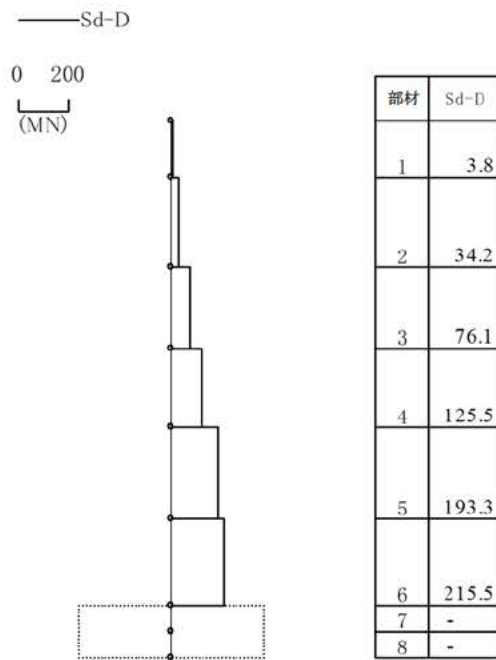
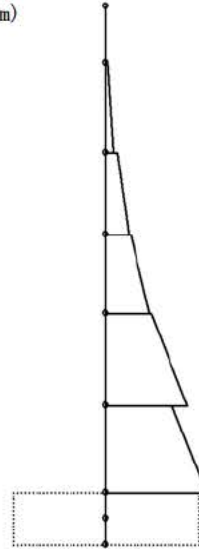


図 5-2-2 最大応答せん断力 (Sd-D, NS 方向)

—Sd-D

0 2,000

(MN・m)



部材	Sd-D
	0.8
1	17.7
	114.4
2	321.4
	437.7
3	884.4
	964.0
4	1760.9
	1882.9
5	3330.9
	2706.5
6	4039.8
7	-
8	-

※底面地盤ばね Kr の最大応答曲げモーメント:

3657.0 (MN・m)

図 5-2-3 最大応答曲げモーメント(Sd-D, NS 方向)

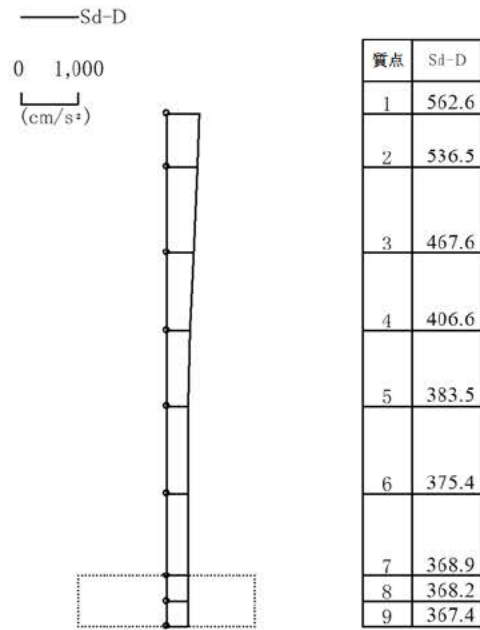


図 5-2-4 最大応答加速度 (Sd-D, EW 方向)

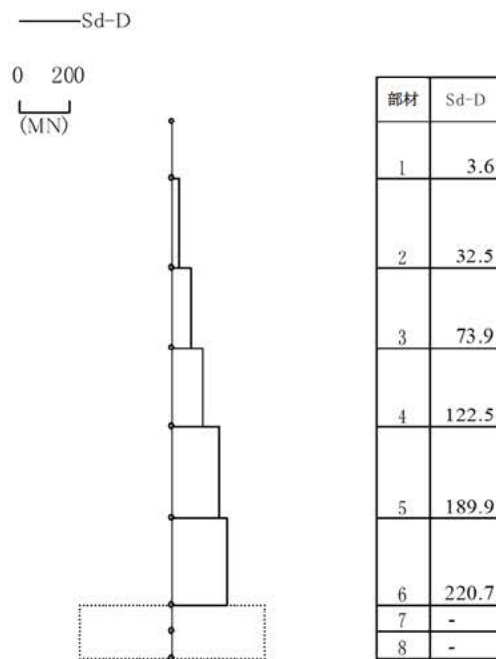
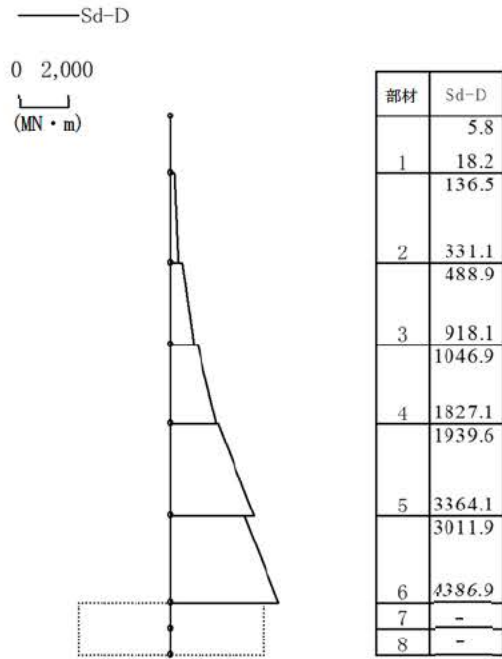


図 5-2-5 最大応答せん断力 (Sd-D, EW 方向)



※底面地盤ばね Kr の最大応答曲げモーメント：4450.4 (MN・m)

図 5-2-6 最大応答曲げモーメント (Sd-D, EW 方向)

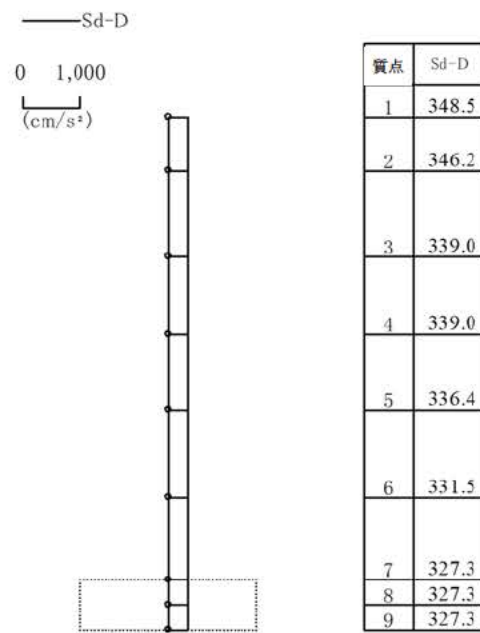
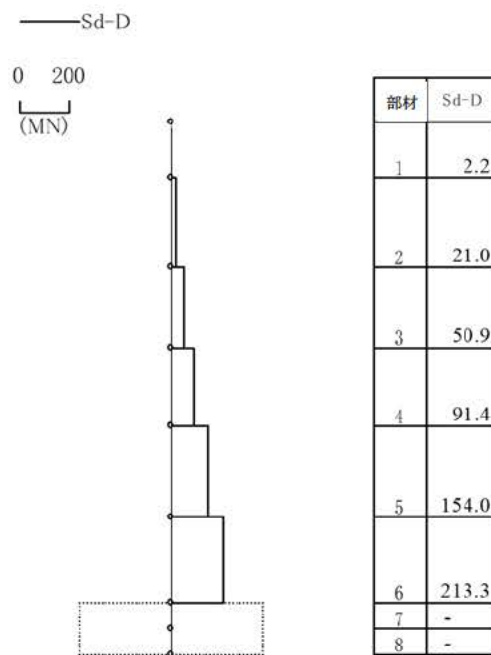


図 5-2-7 最大応答加速度 (Sd-D, UD 方向)



※底面地盤ばね K_v の最大応答軸力：
202.2 (MN)

図 5-2-8 最大応答軸力 (Sd-D, UD 方向)

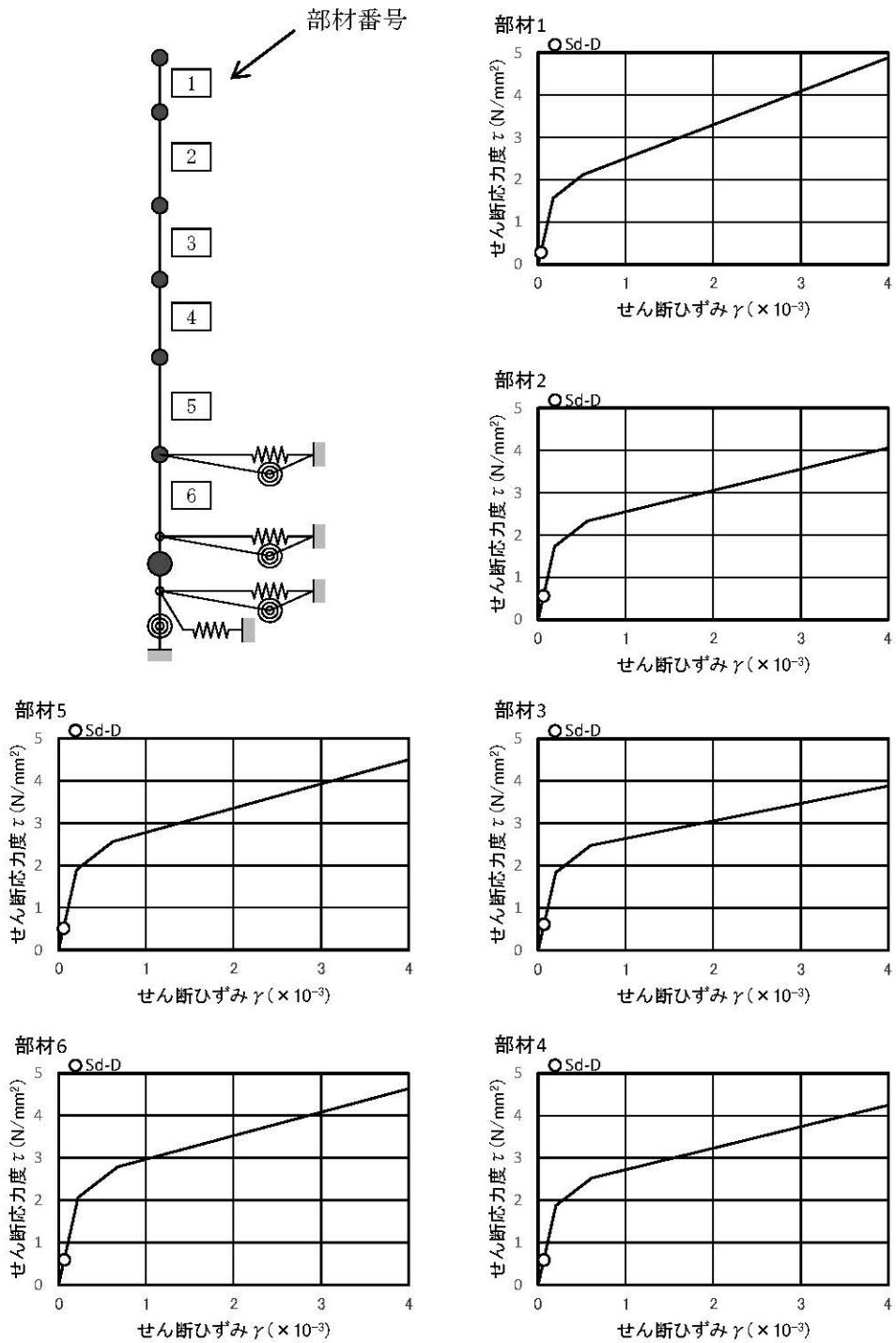


図 5-2-9 せん断のスケルトンカーブ上の最大応答値(NS 方向, Sd-D)

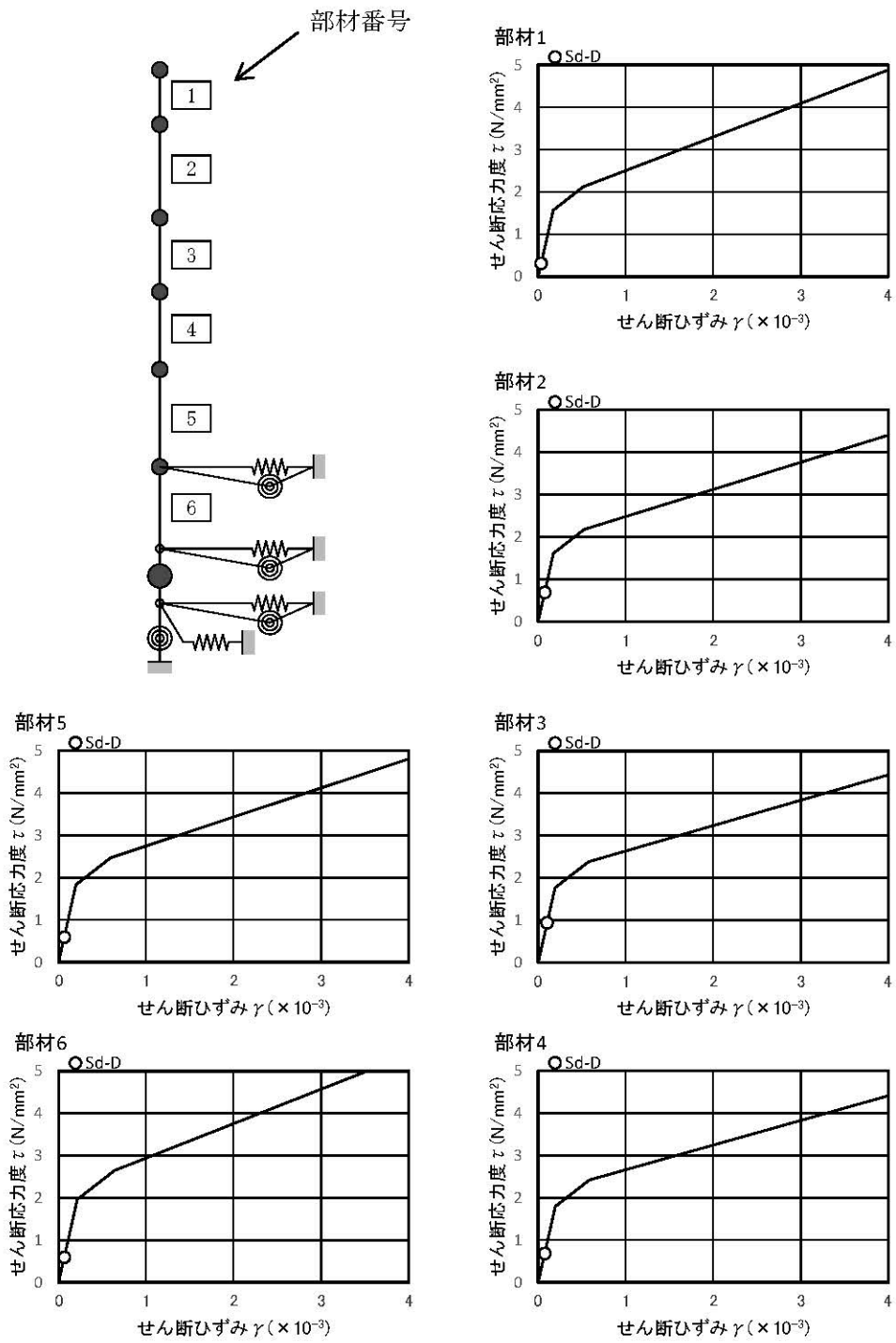


図 5-2-10 せん断のスケルトンカーブ上の最大応答値(EW 方向, Sd-D)

6. 基礎浮き上がりの検討

最小接地率は、建家重量に津波による浸水により生じる浮力を考慮して算定する。Sd-Dによる地震応答解析の結果に基づく最小接地率の一覧表を表 6-1 に示す。

接地率は、浮き上がり非線形ばねを用いた地震応答解析を適用できる基準値(65%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 ($\times 10^6$ kN・m)	最大転倒モーメント ($\times 10^6$ kN・m)	最小接地率 (%)
Sd-D	2.20	3.66	66.8

(b) EW 方向

地震動	浮き上がり限界 転倒モーメント ($\times 10^6$ kN・m)	最大転倒モーメント ($\times 10^6$ kN・m)	最小接地率 (%)
Sd-D	2.97	4.45	75.0

7. まとめ

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 Sd-D による地震応答解析を行い、接地率が浮き上がり非線形ばねを用いた地震応答解析を適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」における余震荷重として用いる。