

(b) 基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力

基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力 (Q_{un}) は以下の計算式による。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud}$$

$$Q_{ud} = n \cdot Z \cdot C_I \cdot W_I$$

$$C_I = R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

Q_{un} : 基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力 (t)

D_s : 各層の構造特性係数 ($D_s=0.55$)

F_{es} : 各層の形状特性係数 ($F_{es}=1.00$)

Q_{ud} : 標準せん断力係数の割増しを行い算定した当該部分に作用する
水平地震力 (t)

n : 重要度に応じた係数 ($n=1.0$)

Z : 地震地域係数 ($Z=1.0$)

C_I : せん断力係数

W_I : 当該部分が支える重量 (t)

R_t : 振動特性係数 ($R_t=0.8$)

A_i : せん断力係数の高さ方向の分布係数で、建屋—地盤連成モデル
の固有値を用いたモーダル解析法 (2乗和平方根法) により求める。

C_0 : 割増した標準せん断力係数

各数値は第3号機工事計画認可申請書申請時の値を基に屋上ブロック撤去を反映した値とする。計算結果を表 6.3.5-4 に示す。単位は SI 単位に換算する。

表 6.3.5-4 基準地震動 S s 時に対応する必要保有水平耐力算定表

方向	階数	Ds	Fes	Qud[×10 ³ kN]	Qun[×10 ³ kN]
NS 方向	クレーン	0.55	1.00	196.72	108.20
	中 2F			258.51	142.18
	1F			510.53	280.79
	地下 1F			946.10	520.36
	地下 2F			1,258.43	692.14
	地下 3F			1,406.01	773.31
EW 方向	クレーン	0.55	1.00	172.62	94.94
	中 2F			241.49	132.82
	1F			514.11	282.76
	地下 1F			885.52	487.04
	地下 2F			1,137.40	625.57
	地下 3F			1,256.62	691.14

c. 保有水平耐力の算定

保有水平耐力 (Qu) の計算方法は、耐震壁のせん断強度と曲げ強度より求まる曲げ降伏時のせん断力のうち、いずれか小さい方とする。

せん断強度と曲げ降伏時のせん断力は以下の計算式により算出する。

(a) せん断強度

外周部耐震壁のせん断強度については、「原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 1 0-1991 追補版)」に基づき、以下の式より算出している。

$$Q_{su} = \tau_u \cdot A_e$$

$$\tau_u = \{1 - \tau_s / (4.5 \cdot \sqrt{F_c})\} \cdot \tau_o + \tau_s \cdot (\tau_s \leq 4.5 \cdot \sqrt{F_c} \text{の時})$$

$$= 4.5 \cdot \sqrt{F_c} \quad (\tau_s > 4.5 \cdot \sqrt{F_c} \text{の時})$$

$$\tau_o = \{3 - 1.8 \cdot M / (Q \cdot D)\} \cdot \sqrt{F_c}$$

$$\tau_s = (p_v + p_h) \cdot s \sigma_y / 2 + \sigma_v / 2$$

Q_{su} : せん断強度 (kg)

A_e : 耐震壁の有効せん断断面積 (cm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (kg/cm²)

$M / (Q \cdot D)$: せん断スパン比 (1.0 以上の時は 1.0 とする。)

$s \sigma_y$: 鉄筋の材料強度 (kg/cm²)

p_v : 縦筋比

p_h : 横筋比

ボックス壁ではない外周部耐震壁以外の耐震壁については、「保有水平耐力の計算方法（平成 19 年 5 月 18 日国交省告示 594 号第四）」に基づき、以下の式より算出している。

$$Q_{su} = \left[\frac{0.068 \cdot p_{te}^{0.23} \cdot (F_c + 180)}{\sqrt{\frac{M}{Q \cdot D} + 0.12}} + 2.7 \cdot \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh} + 0.1 \cdot \sigma_o} \right] \cdot A_e$$

- Q_{su} : せん断強度 (kg)
 $M / (Q \cdot D)$: せん断スパン比 (0.4 以上の時は 0.4 とする。)
 p_{te} : 等価引張主筋比
 F_c : コンクリートの設計基準強度 (kg/cm²)
 σ_{wh} : 水平せん断補強筋の材料強度 (kg/cm²)
 p_{wh} : 水平せん断補強筋比
 σ_o : 全断面積に対する平均軸方向応力度 (kg/cm²)
 A_e : 耐震壁の有効せん断断面積 (cm²)

(b) 曲げ降伏時のせん断力

$$Q_{\mu} = Q \cdot \frac{M_{\mu}}{M}$$

- Q_{μ} : 全塑性モーメント時のせん断力 (kg)
 M_{μ} : 全塑性モーメント (kg・cm)
 Q : 設計用地震力によるせん断力 (kg)
 M : 設計用地震力による曲げモーメント (kg・cm)

各数値は第 3 号機工事計画認可申請書申請時の値を採用する。計算結果を表 6.3.5-5 に示す。単位は SI 単位に換算する。

表 6.3.5-5 保有水平耐力算定表

方向	階数	保有水平耐力 Q_u [$\times 10^3$ kN]
NS 方向	クレーン	190.90
	中 2F	208.97
	1F	615.12
	地下 1F	1,409.63
	地下 2F	1,856.50
	地下 3F	2,168.58
EW 方向	クレーン	141.76
	中 2F	142.23
	1F	378.01
	地下 1F	1,181.57
	地下 2F	1,508.08
	地下 3F	1,597.07

(4) 評価結果

評価結果を表 6.3.5-6 に示す。

NS 方向及び EW 方向すべての階で Q_u/Q_{un} が評価基準値を上回ることから、本建屋は基準地震動 S_s に対して倒壊しないことを確認した。

表 6.3.5-6 評価結果一覧表

方向	階数	基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力 $Q_{un}[\times 10^3\text{kN}]$	保有水平耐力 $Q_u[\times 10^3\text{kN}]$	Q_u/Q_{un}
NS 方向	クレーン	108.20	190.90	1.76
	中 2F	142.18	208.97	<u>1.47</u>
	1F	280.79	615.12	2.19
	地下 1F	520.36	1,409.63	2.71
	地下 2F	692.14	1,856.50	2.68
	地下 3F	773.31	2,168.58	2.80
EW 方向	クレーン	94.94	141.76	1.49
	中 2F	132.82	142.23	<u>1.07</u>
	1F	282.76	378.01	1.34
	地下 1F	487.04	1,181.57	2.43
	地下 2F	625.57	1,508.08	2.41
	地下 3F	691.14	1,597.07	2.31

(注)：下線は各方向の最小値

(5) まとめ

アクセスルートへの影響の観点からは、以下のように評価する。

女川原子力発電所の第 3 号機タービン建屋に対し、保有水平耐力計算を基に検討をした結果、基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力が保有水平耐力以下であり、基準地震動 S_s に対し本建屋が倒壊せず、アクセスルートへの影響がないことを確認した。

6.3.6 事務本館／事務別館の耐震性評価

(1) 目的

事務本館／事務別館に対し、基準地震動S s 7波に対する建屋の耐震性について検討を行い、建屋のアクセスルートへの影響を確認する。

(2) 建屋概要

建屋概要を表 6.3.6-1 に、平面図と立面図を図 6.3.6-1 に示す。各々の建屋は、エキスパンションジョイントにより構造的に分割されている。各建屋は、外付け鉄骨ブレース（一部鉄筋コンクリート壁増打）による耐震補強が行われている。

表 6.3.6-1 建屋概要

建屋名	事務本館	事務別館
構造	RC造	柱SRC造，梁S造
階数	地上4階，塔屋1階	地上4階，塔屋2階
基礎構造	直接基礎	直接基礎
平面形状 (X方向×Y方向)	45.80m×23.15m	39.19m×20.19m
高さ	地上高さ20.80m	地上高さ24.50m
竣工日	昭和57年2月22日 平成元年5月16日（増築部）	平成5年11月11日

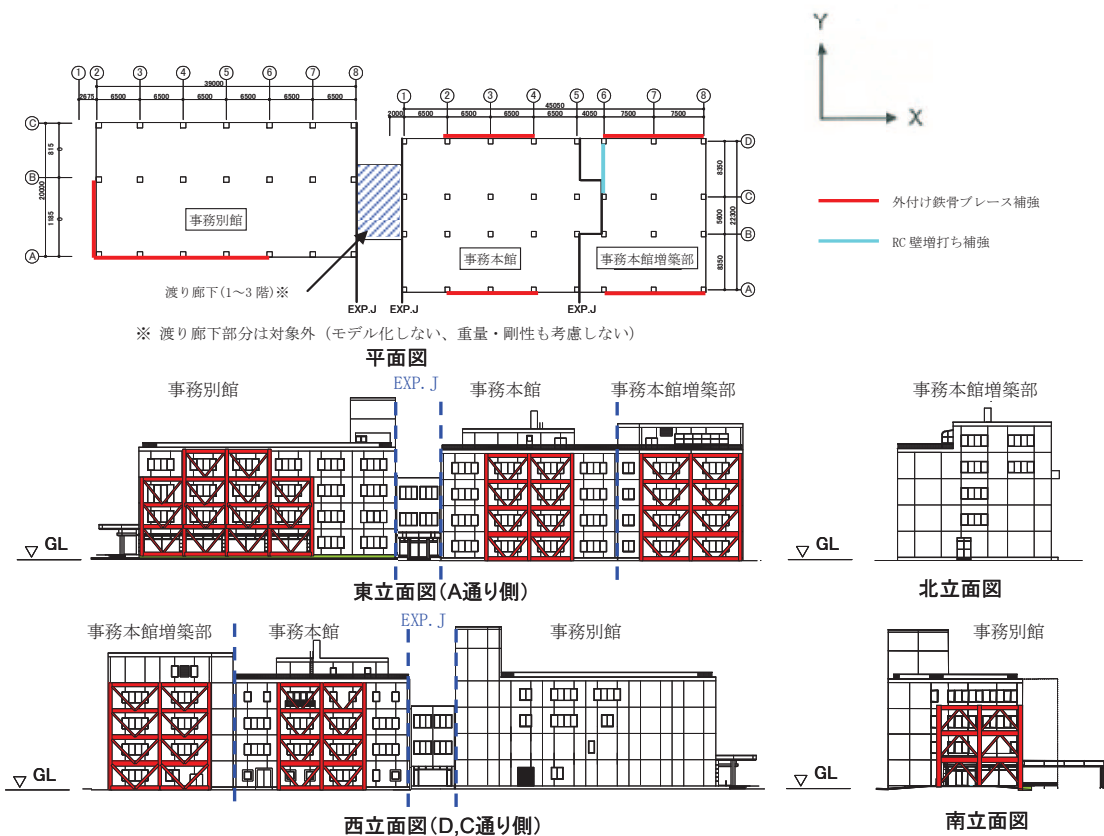


図 6.3.6-1 平面図・立面図

(3) 検討内容

a. 検討方針

耐震壁付き鉄筋コンクリート造ラーメン構造である事務本館，耐震壁付き鉄骨鉄筋コンクリート造ラーメン構造（一部鉄骨造梁）である事務別館について，地震応答解析を実施し，上部構造に対する応答について検討を実施する。

本検討では，事務本館と事務別館をつなぐ渡り廊下部分は検討対象外とする。

地震応答解析に用いる検討用地震動は，基準地震動 S_s7 波とする。

- ① 基準地震動 S_s-D1
- ② 基準地震動 S_s-D2
- ③ 基準地震動 S_s-D3
- ④ 基準地震動 S_s-F1
- ⑤ 基準地震動 S_s-F2
- ⑥ 基準地震動 S_s-F3
- ⑦ 基準地震動 S_s-N1

また，X方向，Y方向とも片面のみ補強を行っており，ねじれの影響が懸念される事務別館を代表として，ねじれの影響について検討を実施する。

本建屋の評価基準値を表 6.3.6-2 に示す。

評価基準値は鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針において，安全限界状態とされる層間変形角値である $1/75$ とする。

表 6.3.6-2 評価基準値

部位	項目	評価基準値
上部構造	層間変形角	$1/75$ 以下

b. 解析モデル
 (a) 初期剛性

解析モデルと初期剛性に関する諸元を図 6.3.6-2～図 6.3.6-4 に示す。



<事務本館>

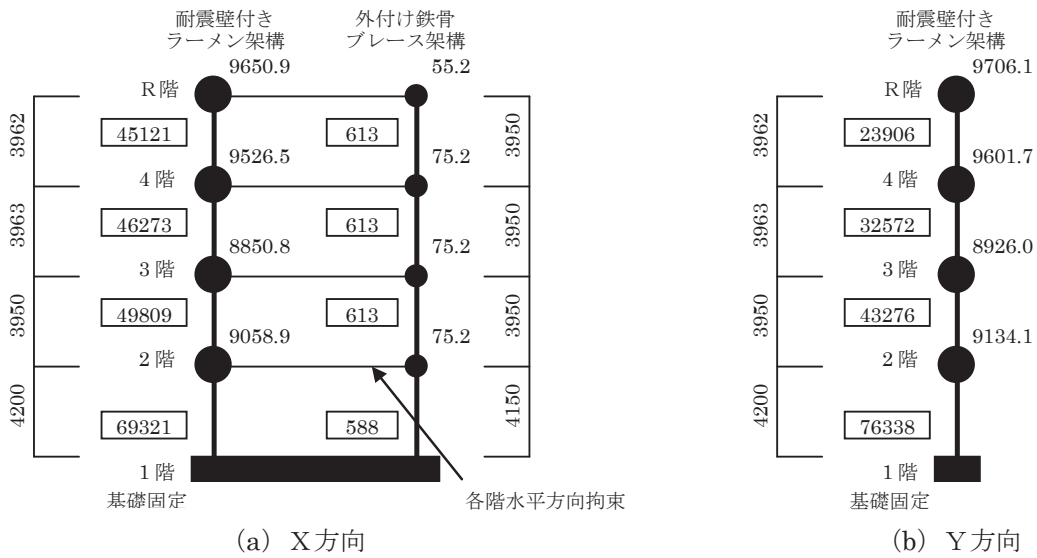


図 6.3.6-2 事務本館 解析モデル諸元

<事務本館増築部>

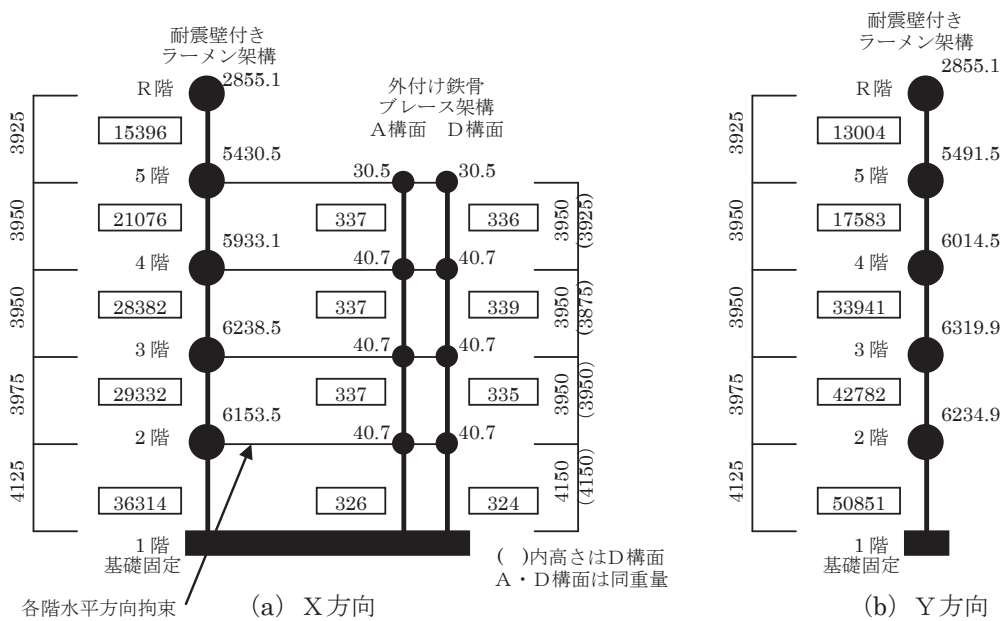


図 6.3.6-3 事務本館増築部 解析モデル諸元

<事務別館>

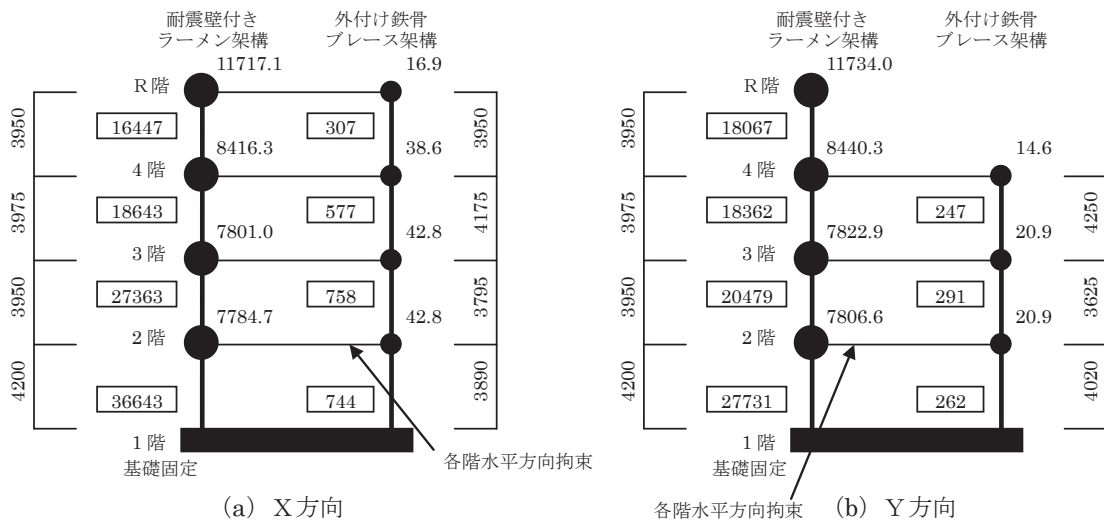


図 6.3.6-4 事務別館 解析モデル諸元

(b) 履歴特性・減衰特性

耐震壁付きラーメン架構の履歴特性は、最大点指向型を仮定する。また、外付け鉄骨ブレース架構の履歴特性は、K型ブレース（梁が弱い場合）のため完全弾塑性型と最大点指向バイリニア型の混合された履歴特性を仮定する。耐震壁付きラーメン架構の履歴特性を図 6.3.6-5 に、外付け鉄骨ブレース架構の履歴特性を図 6.3.6-6 に示す。

建屋の減衰特性はひずみエネルギー比例減衰とし、減衰定数は耐震壁付きラーメン架構を 5%，外付け鉄骨ブレース架構を 2%とする。

イ. 耐震壁付きラーメン架構

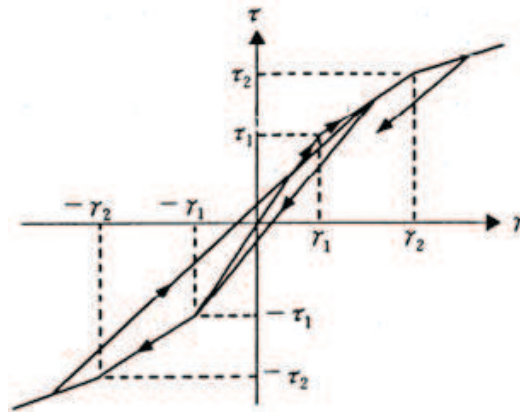


図 6.3.6-5 耐震壁付きラーメン架構の履歴特性（最大点指向型）

ロ. 外付け鉄骨ブレース架構

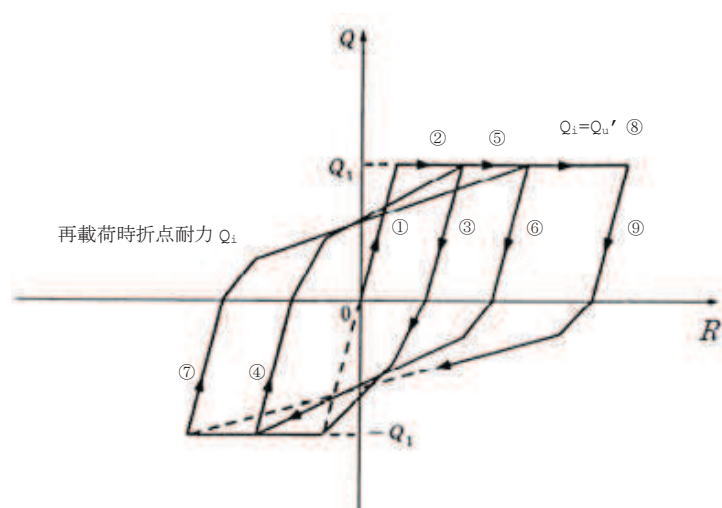


図 6.3.6-6 外付け鉄骨ブレース架構の履歴特性
(完全弾塑性型+最大点指向バイリニア型)

(c) 各階のせん断スケルトンの設定

イ. 耐震壁付きラーメン架構

耐震壁付きラーメン架構（RC造，SRC造，一部S造梁部を含む。）の荷重－変形関係（スケルトン数値表）は，一貫計算プログラム Super Build/SS2-SRC (Ver2.95) による荷重増分解析により算定する。

スケルトンの算定結果として，事務本館を表 6.3.6-3 に，事務本館増築部を表 6.3.6-4 に，事務別館を表 6.3.6-5 に示す。

表 6.3.6-3 耐震壁付きラーメン架構のスケルトン数値表（事務本館）

○ X方向

	4階		3階		2階		1階	
	γ	Q (N)	γ	Q (N)	γ	Q (N)	γ	Q (N)
(γ_1, Q_1)	5.048E-05	2264000	8.075E-05	3714000	9.620E-05	4763000	8.095E-05	5578000
(γ_2, Q_2)	2.322E-04	8890000	1.052E-03	14413000	1.354E-03	18161000	1.150E-03	21952000
(γ_3, Q_3)	4.000E-03	30911719	4.000E-03	15154299	4.000E-03	19165562	4.000E-03	22909523

○ Y方向

	4階		3階		2階		1階	
	γ	Q (N)	γ	Q (N)	γ	Q (N)	γ	Q (N)
(γ_1, Q_1)	1.111E-04	2639000	1.337E-04	4330000	1.291E-04	5554000	8.571E-05	6504000
(γ_2, Q_2)	1.239E-03	11713000	1.312E-03	16594000	1.299E-03	22028000	1.300E-03	31703000
(γ_3, Q_3)	4.000E-03	13367702	4.000E-03	19997767	4.000E-03	26082447	4.000E-03	34236486

表 6.3.6-4 耐震壁付きラーメン架構のスケルトン数値表（事務本館増築部）

○ X方向

	5階		4階		3階		2階		1階	
	γ	Q (N)	γ	Q (N)	γ	Q (N)	γ	Q (N)	γ	Q (N)
(γ_1, Q_1)	9.172E-05	1333000	9.620E-05	1914000	1.038E-04	2781000	1.258E-04	3483000	1.164E-04	3989000
(γ_2, Q_2)	2.650E-04	3787000	2.608E-04	4146000	1.248E-03	9806000	1.703E-03	11936000	1.617E-03	13720000
(γ_3, Q_3)	4.000E-03	39888420	4.000E-03	16864016	4.000E-03	10393090	4.000E-03	12556124	4.000E-03	14426342

○ Y方向

	5階		4階		3階		2階		1階	
	γ	Q (N)	γ	Q (N)	γ	Q (N)	γ	Q (N)	γ	Q (N)
(γ_1, Q_1)	1.478E-04	1814000	2.354E-04	3908000	1.772E-04	5678000	1.761E-04	7112000	1.697E-04	8146000
(γ_2, Q_2)	5.427E-04	4621000	7.190E-04	7200000	6.152E-04	12451000	5.937E-04	14039000	1.833E-03	22615000
(γ_3, Q_3)	4.000E-03	8919331	4.000E-03	15057795	4.000E-03	22918698	4.000E-03	28875468	4.000E-03	24873585

表 6.3.6-5 耐震壁付きラーメン架構のスケルトン数値表（事務別館）

○ X方向

	4階		3階		2階		1階	
	γ	Q (N)	γ	Q (N)	γ	Q (N)	γ	Q (N)
(γ_1, Q_1)	1.823E-04	2908000	1.685E-04	3048000	1.418E-04	3763000	1.214E-04	4316000
(γ_2, Q_2)	1.514E-03	11313000	1.625E-03	11642000	1.625E-03	14546000	1.271E-03	17310000
(γ_3, Q_3)	4.000E-03	14093464	4.000E-03	14468376	4.000E-03	17869809	4.000E-03	20933407

○ Y方向

	4階		3階		2階		1階	
	γ	Q (N)	γ	Q (N)	γ	Q (N)	γ	Q (N)
(γ_1, Q_1)	2.684E-04	4703000	2.767E-04	4929000	3.063E-04	6085000	2.595E-04	6981000
(γ_2, Q_2)	1.587E-03	10176000	1.630E-03	10444000	1.795E-03	12026000	1.714E-03	14687000
(γ_3, Q_3)	4.000E-03	12675499	4.000E-03	12843929	4.000E-03	14650274	4.000E-03	17238955

ロ. 外付け鉄骨ブレース架構

外付け鉄骨ブレース架構の復元力特性は、「原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 1 0-1991 追補版）」「4.3 鉄骨架構の復元力特性の評価法」に基づき設定する。

本建屋の外付け鉄骨ブレース架構は、K型ブレースであり、「b. 梁が弱い場合」として復元力特性を設定する。

全体のスケルトンカーブ, 完全弾塑性型と最大点指向型のスケルトン分離は、「原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 1 0-1991 追補版）」「4.3 鉄骨架構の復元力特性の評価法」に基づき設定する。

スケルトンの算定結果として、事務本館を表 6.3.6-6 に、事務本館増築部を表 6.3.6-7 に、事務別館を表 6.3.6-8 に示す。

表 6.3.6-6 外付け鉄骨ブレース架構のスケルトン数値表（事務本館）

○ X方向

	4階		3階		2階		1階	
	γ	Q (N)	γ	Q (N)	γ	Q (N)	γ	Q (N)
(γ_1, Q_1)	1.708E-03	8272000	1.708E-03	8272000	1.708E-03	8272000	1.692E-03	7858000
(γ_2, Q_2)	4.000E-03	287101226812	4.000E-03	287101226812	4.000E-03	287101226812	4.000E-03	246798461211

表 6.3.6-7 外付け鉄骨ブレース架構のスケルトン数値表（事務本館増築部）

○ X方向(A構面)

	4階		3階		2階		1階	
	γ	Q (N)	γ	Q (N)	γ	Q (N)	γ	Q (N)
(γ_1, Q_1)	1.572E-03	4186000	1.572E-03	4186000	1.572E-03	4186000	1.548E-03	3987000
(γ_2, Q_2)	4.000E-03	114330157674	4.000E-03	114330157674	4.000E-03	114330157674	4.000E-03	98127850049

○ X方向(D構面)

	4階		3階		2階		1階	
	γ	Q (N)	γ	Q (N)	γ	Q (N)	γ	Q (N)
(γ_1, Q_1)	1.586E-03	4211000	1.593E-03	4266000	1.581E-03	4184000	1.557E-03	3985000
(γ_2, Q_2)	4.000E-03	118803969679	4.000E-03	123769146195	4.000E-03	116368327045	4.000E-03	100071944549

表 6.3.6-8 外付け鉄骨ブレース架構のスケルトン数値表（事務別館）

○ X方向

	4階		3階		2階		1階	
	γ	Q (N)	γ	Q (N)	γ	Q (N)	γ	Q (N)
(γ_1, Q_1)	1.705E-03	4136000	1.653E-03	7537000	1.744E-03	10444000	1.735E-03	10200000
(γ_2, Q_2)	4.000E-03	143582103075	4.000E-03	198271853910	4.000E-03	509754169583	4.000E-03	473363011097

○ Y方向

	3階		2階		1階	
	γ	Q (N)	γ	Q (N)	γ	Q (N)
(γ_1, Q_1)	1.904E-03	3715000	1.914E-03	4399000	1.906E-03	3946000
(γ_2, Q_2)	4.000E-03	141604591749	4.000E-03	228393647608	4.000E-03	168170055847

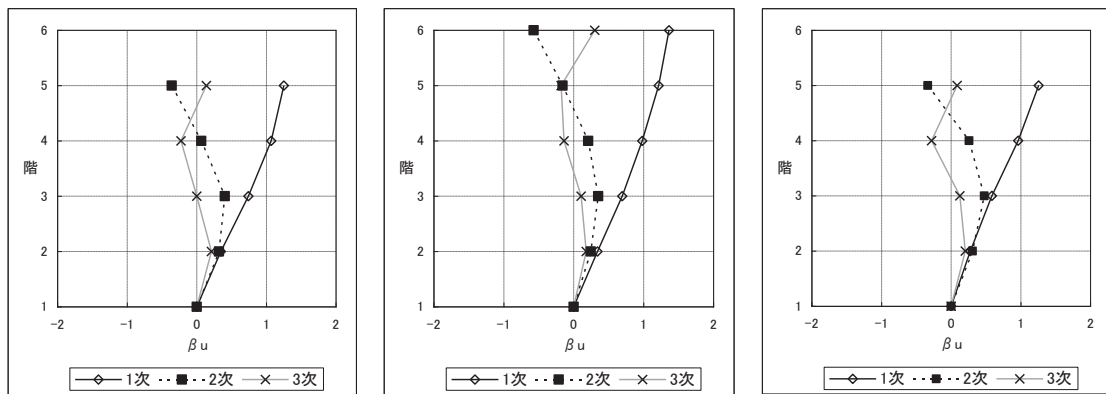
c. 固有値解析結果

X方向の固有周期と刺激係数を表 6. 3. 6-9 に示し、モード図を図 6. 3. 6-7 に示す。また、Y方向の固有周期と刺激係数を表 6. 3. 6-10 に示し、モード図を図 6. 3. 6-8 に示す。

表 6. 3. 6-9 固有周期 (X方向)

次数	事務本館		事務本館増築部		事務別館	
	固有周期 (S)	刺激係数*	固有周期 (S)	刺激係数*	固有周期 (S)	刺激係数*
1	0. 146	1. 252	0. 169	1. 364	0. 208	1. 257
2	0. 051	0. 404	0. 066	0. 571	0. 076	0. 475
3	0. 034	0. 226	0. 044	0. 301	0. 049	0. 281

注記* : 最大値を 1 で基準化した各次固有モードに対する刺激係数として求め絶対値を示す。



(a) 事務本館

(b) 事務本館増築部

(c) 事務別館

図 6. 3. 6-7 モード図 (X方向)

表 6.3.6-10 固有周期 (Y方向)

次数	事務本館		事務本館増築部		事務別館	
	固有周期 (S)	刺激係数*	固有周期 (S)	刺激係数*	固有周期 (S)	刺激係数*
1	0.167	1.302	0.164	1.444	0.238	1.235
2	0.064	0.440	0.071	0.646	0.083	0.435
3	0.043	0.313	0.046	0.292	0.053	0.258

注記* : 最大値を1で基準化した各次固有モードに対する刺激係数として求め絶対値を示す。

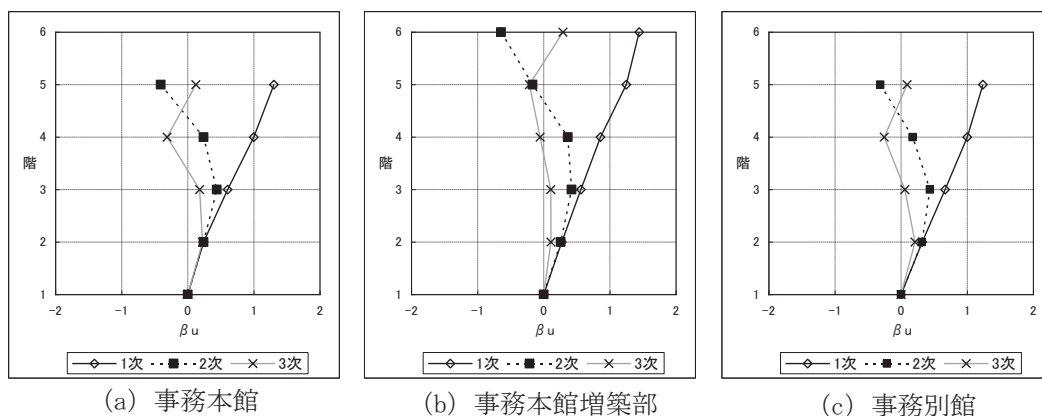


図 6.3.6-8 モード図 (Y方向)

d. 検討用地震動

検討用の地震動は基準地震動 $S_s - D1$, 基準地震動 $S_s - D2$, 基準地震動 $S_s - D3$, 基準地震動 $S_s - F1$, 基準地震動 $S_s - F2$, 基準地震動 $S_s - F3$ 及び基準地震動 $S_s - N1$ の7波とする。

事務本館／事務別館基礎下岩盤と解放基盤下岩盤は同等の岩盤であることから，解放基盤表面における加速度応答スペクトルを採用する。事務本館／事務別館配置図及び地質断面比較図を図 6.3.6-9 に示す。基準地震動 S_s 7波の解放基盤表面における加速度応答スペクトルを図 6.3.6-10 に示す。また，減衰定数は耐震壁付きラーメン架構を5%，外付け鉄骨ブレース架構を2%とする。

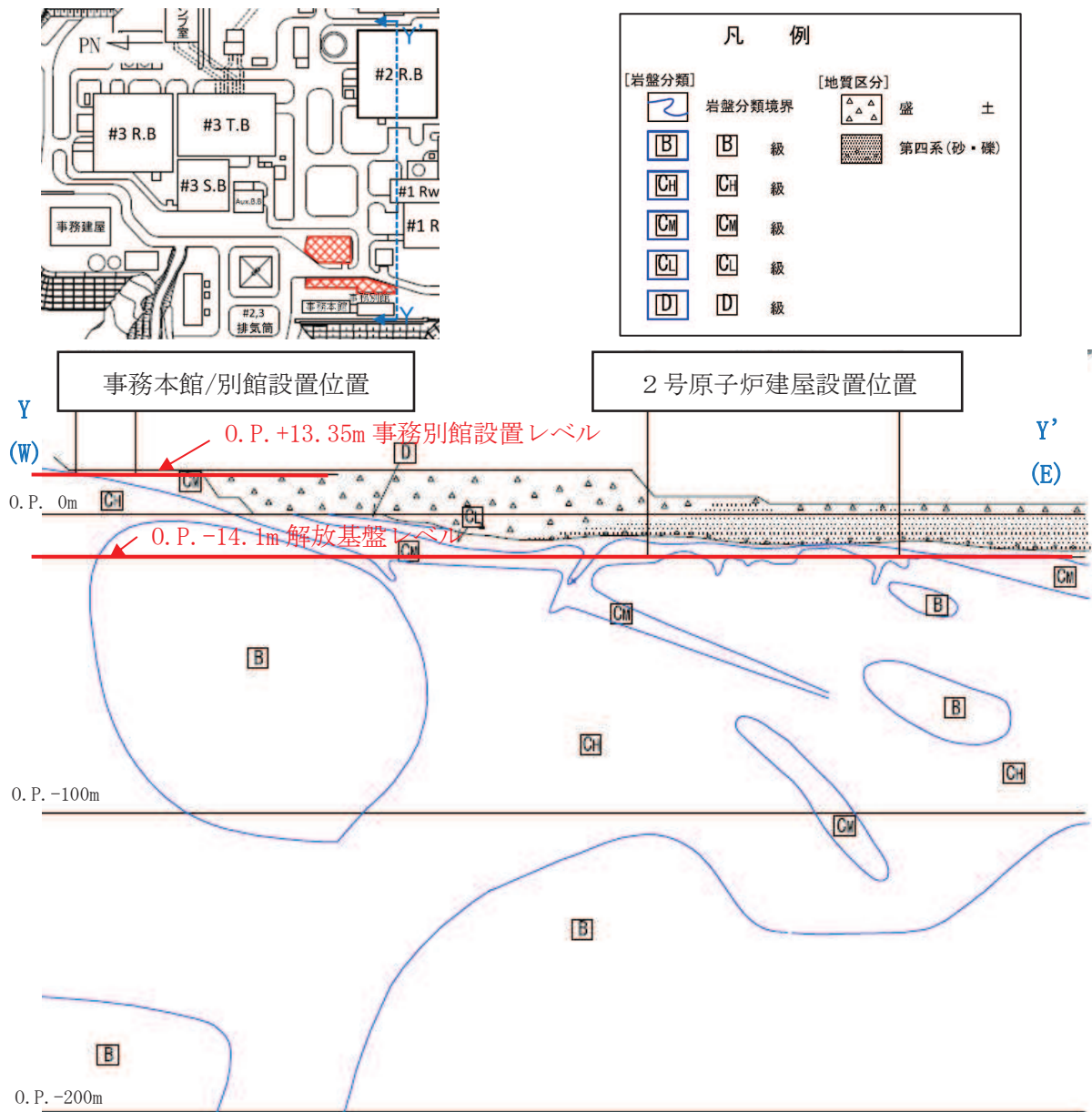


図 6.3.6-9 事務本館／事務別館配置図及び地質断面比較図

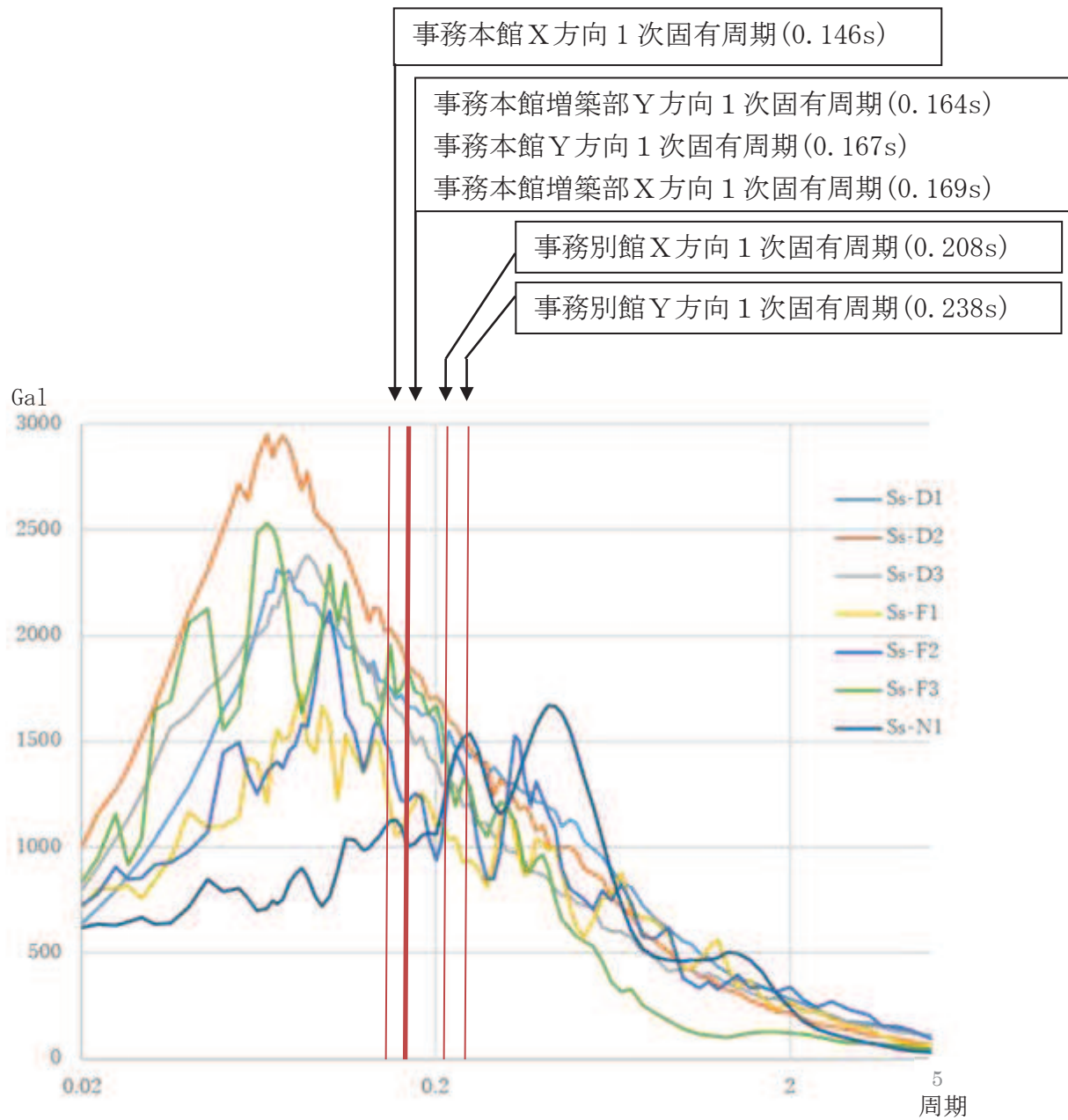


図 6.3.6-10 基準地震動 S s 7 波 加速度応答スペクトル (h=0.05)

e. 地震応答解析結果

各建屋の地震応答解析結果を表 6.3.6-11～表 6.3.6-13 に示す。

表 6.3.6-11 事務本館地震応答解析結果一覧表

○ X方向

地震動		S s - D 1	S s - D 2	S s - D 3	S s - F 1	S s - F 2	S s - F 3	S s - N 1
最大応答 層間変形 角	RF	1/2981	1/2278	1/3121	1/4258	1/3028	1/4873	1/3554
	3F	1/726	1/614	1/840	1/990	1/793	1/1118	1/822
	2F	1/423	1/472	1/659	1/810	1/598	1/729	1/533
	1F	1/398	1/465	1/652	1/873	1/670	1/638	<u>1/309</u>

○ Y方向

地震動		S s - D 1	S s - D 2	S s - D 3	S s - F 1	S s - F 2	S s - F 3	S s - N 1
最大応答 層間変形 角	RF	1/593	1/639	1/608	1/883	1/846	1/810	1/832
	3F	<u>1/263</u>	1/329	1/456	1/719	1/707	1/527	1/371
	2F	1/418	1/402	1/750	1/849	1/814	1/493	1/290
	1F	1/904	1/835	1/997	1/1147	1/1028	1/868	1/697

(注)：下線は各方向の最大層間変形角

表 6.3.6-12 事務本館増築部地震応答解析結果一覧表

○ X方向

地震動		S s - D 1	S s - D 2	S s - D 3	S s - F 1	S s - F 2	S s - F 3	S s - N 1
最大応答 層間変形 角	RF	1/3185	1/3011	1/3620	1/4252	1/3638	1/3563	1/3387
	4F	1/998	1/1105	1/1276	1/1487	1/1197	1/1260	1/1175
	3F	1/657	1/774	1/858	1/997	1/875	1/925	1/798
	2F	1/388	1/518	1/614	1/773	1/709	1/623	1/530
	1F	1/334	1/372	1/613	1/743	1/703	1/466	<u>1/244</u>

○ Y方向

地震動		S s - D 1	S s - D 2	S s - D 3	S s - F 1	S s - F 2	S s - F 3	S s - N 1
最大応答 層間変形 角	RF	1/1960	1/2076	1/1861	1/2627	1/2422	1/2142	1/3511
	4F	<u>1/383</u>	1/523	1/447	1/847	1/688	1/724	1/1061
	3F	1/488	1/777	1/957	1/1674	1/1177	1/1874	1/1045
	2F	1/465	1/603	1/842	1/1081	1/752	1/1642	1/546
	1F	1/494	1/548	1/704	1/755	1/613	1/812	1/527

(注)：下線は各方向の最大層間変形角

表 6. 3. 6-13 事務別館地震応答解析結果一覧表

○ X方向

地震動		S s - D 1	S s - D 2	S s - D 3	S s - F 1	S s - F 2	S s - F 3	S s - N 1
最大応答 層間変形 角	RF	1/611	1/576	1/737	1/900	1/837	1/787	1/729
	3F	<u>1/270</u>	1/345	1/585	1/652	1/619	1/595	1/378
	2F	1/452	1/485	1/614	1/681	1/680	1/602	1/507
	1F	1/495	1/469	1/584	1/733	1/702	1/504	1/346

○ Y方向

地震動		S s - D 1	S s - D 2	S s - D 3	S s - F 1	S s - F 2	S s - F 3	S s - N 1
最大応答 層間変形 角	RF	1/545	1/567	1/482	1/578	1/516	1/466	1/568
	3F	1/354	1/411	1/456	1/426	1/412	1/389	1/370
	2F	1/258	1/266	1/371	1/346	1/268	1/351	1/209
	1F	1/310	1/302	1/463	1/386	1/225	1/423	<u>1/162</u>

(注) : 下線は各方向の最大層間変形角

(4) まとめ

各建屋の最大応答層間変形角をまとめて表 6.3.6-14 及び表 6.3.6-15 に示す。

アクセスルート及び保管エリアへの影響の観点からは、以下のように評価する。

鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針において、安全限界状態とされる層間変形角は 1/75 である。各建屋の最大応答層間変形角はこの 1/75 を大幅に下回っており、建屋は倒壊しない。以上のことから、アクセスルート及び保管エリアへの影響はないことを確認した。

表 6.3.6-14 事務本館及び増築部最大応答層間変形角

○ X方向

部位	項目	最大応答値	評価基準値
上部構造	最大応答層間変形角	1/244 (S s - N 1, 1F 増築部)	1/75

○ Y方向

部位	項目	最大応答値	評価基準値
上部構造	最大応答層間変形角	1/263 (S s - D 1, 3F)	1/75

表 6.3.6-15 事務別館最大応答層間変形角

○ X方向

部位	項目	最大応答値	評価基準値
上部構造	最大応答層間変形角	1/270 (S s - D 1, 3F)	1/75

○ Y方向

部位	項目	最大応答値	評価基準値
上部構造	最大応答層間変形角	1/162 (S s - N 1, 1F)	1/75

(5) ねじれの検討

X, Y方向とも片面のみ補強を行い、ねじれの影響が懸念される事務別館について、ねじれの影響を検討する。

a. 検討方針

ねじれ応答の影響を詳細に確認するため、立体フレームモデルによる地震応答解析を行い、ねじれの影響を評価する。

図 6.3.6-11 に示す検討フローで建物の立体地震応答解析モデルを作成し、地震時の各フレームの層間変形角を評価し、偏心によるねじれの影響を検討する。

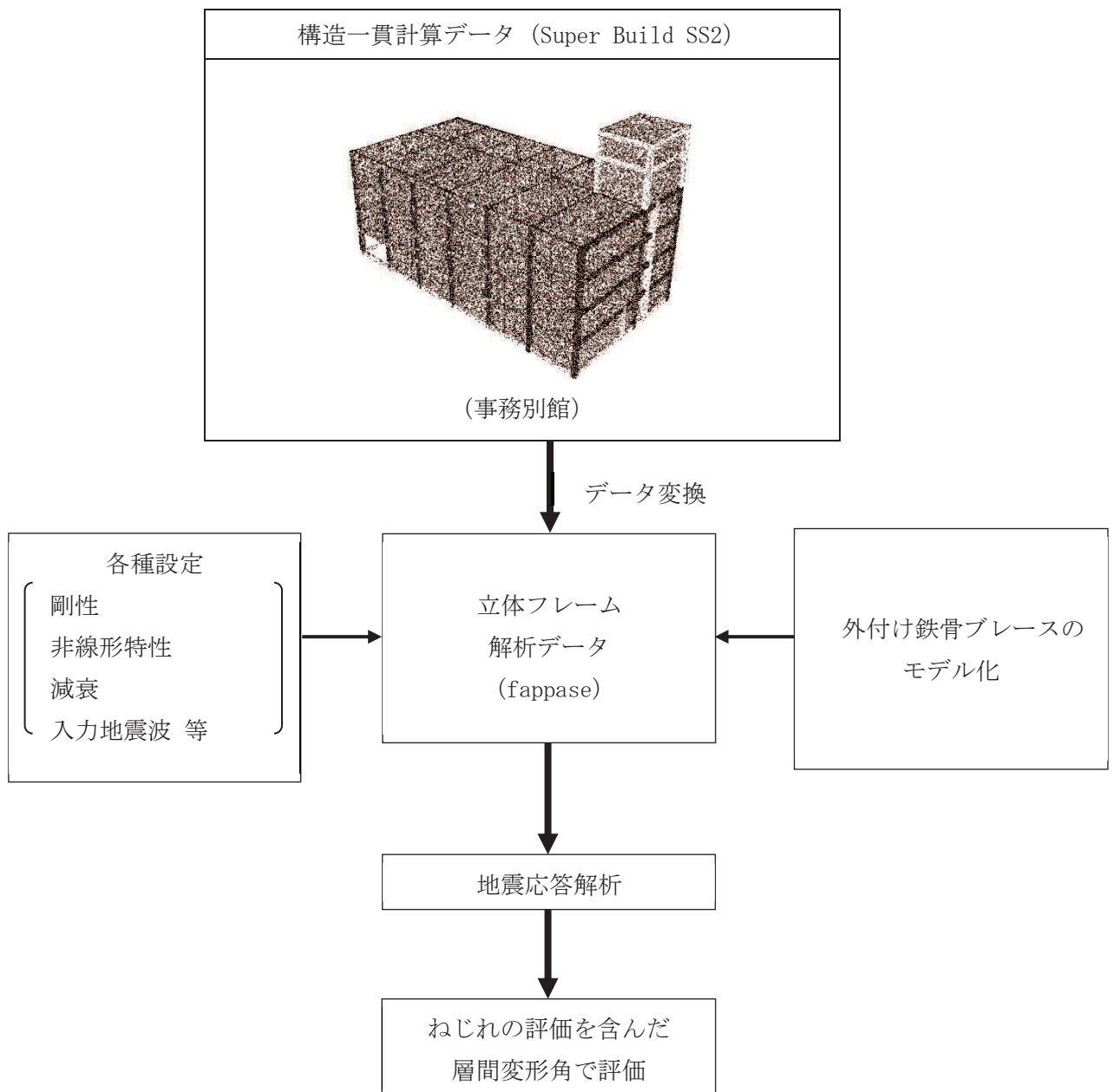


図 6.3.6-11 検討フロー

b. 解析モデル

(a) 節点座標

平面座標は柱芯位置に設け、立面座標は質点系モデル（図 6.3.6-4 参照）に合わせて設定する。

なお、事務別館の塔屋のモデル化は行わず、重量のみ R 階に考慮する。

(b) 材料定数

コンクリートの材料強度は、 $F_c=26\text{N/mm}^2$ である。コンクリート、鉄骨の材料定数は表 6.3.6-16 による。

表 6.3.6-16 材料定数

項目	コンクリート	鉄骨
ヤング係数 $E(\text{N/mm}^2)$	2.328×10^4	2.05×10^5
せん断弾性係数 $G(\text{N/mm}^2)$	9.70×10^3	7.9×10^4
ポアソン比	0.2	0.3

(c) 部材要素

部材要素の設定方法を図 6.3.6-12 に示す。

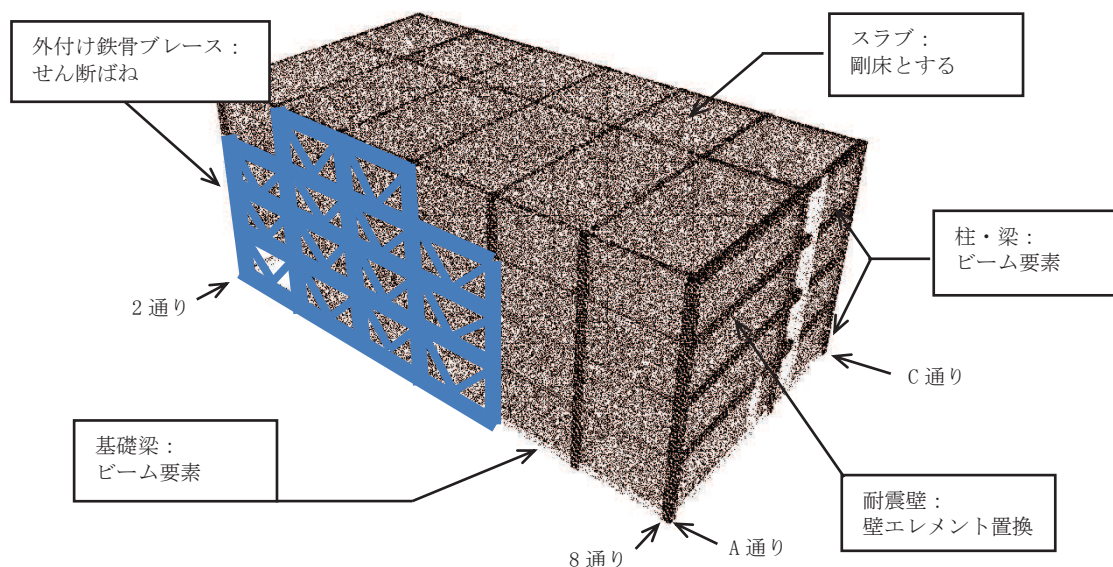


図 6.3.6-12 部材要素の設定

イ. 柱, 梁, 基礎梁

曲げ, せん断, 軸剛性及びねじれ剛性をもつビーム要素でモデル化を行う。

部材剛性(軸断面積, 断面2次モーメント)は, RC部材はコンクリート及び鉄筋を考慮し, SRC部材はコンクリート, 鉄筋及び鉄骨を考慮する。

ロ. 耐震壁

耐震壁は, 壁エレメント置換とし, 図6.3.6-13に示す。

- i. 壁柱: 曲げ, せん断及び軸剛性をもつビーム要素とする。
- ii. 付帯柱: 上記, 柱及び梁の項目で設定した柱部材に対して, 柱頭及び柱脚をピン接合とする。
- iii. 付帯梁: 上記, 柱及び梁の項目で設定した梁部材に対して, 曲げ, せん断及び軸剛性増大率を100倍とする。
- iv. 剛域: 両端ピンとした十分に剛なビーム要素とする。

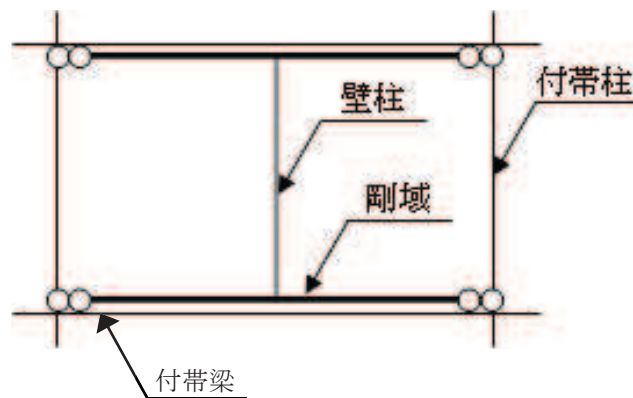


図6.3.6-13 耐震壁のエレメント置換

ハ. スラブ

要素としてのモデル化は行わず, 各階剛床仮定(面内方向に剛)とする。

ニ. 外付け鉄骨ブレース

質点系モデル(図6.3.6-4参照)で用いている外付け鉄骨ブレースの等価せん断剛性を, せん断ばねとしてモデル化し, 質点系モデルの全体のスケルトンカーブから, 完全弾塑性型スケルトンと最大点指向バイリニア型スケルトンに分離した値を設定する。両者への分配は「原子力発電所耐震設計技術指針(JEAG 4610-1991 追補版)」「4.3 鉄骨架構の復元力特性の評価法」に基づき, ブレースの細長比, ブレースとRC部材の剛性比及び梁とブレースの強度比を考慮した係数Cによる分配率 β_2 から算定を行う。算定式を以下の通り示す。

$$C = \frac{1}{(\bar{\lambda}_e)^2} \cdot \frac{K_R}{K_1} \cdot \frac{N_y \cdot H \cdot \cos \theta}{{}_bM_p}$$

$C \leq 0.76$ のとき

$$\beta_2 = 0$$

$C > 0.76$ のとき

$$\beta_2 = 0.15 \cdot (C - 0.76) \quad \text{ただし } 0 \leq \beta_2 \leq 1.0$$

- $\bar{\lambda}_e$: ブレースの一般化細長比
- K_R : フレームの第 1 せん断剛性
- K_1 : K 型ブレース付き架構の第 1 せん断剛性
- N_y : 引張ブレースの降伏軸力
- H : 架構の階高
- ${}_bM_p$: 構面内方向の梁の全塑性モーメント
- θ : ブレースと梁のなす角度

モデル化イメージを図 6.3.6-14 に示し、外付け鉄骨ブレースの非線形特性の設定を表 6.3.6-17 に示す。

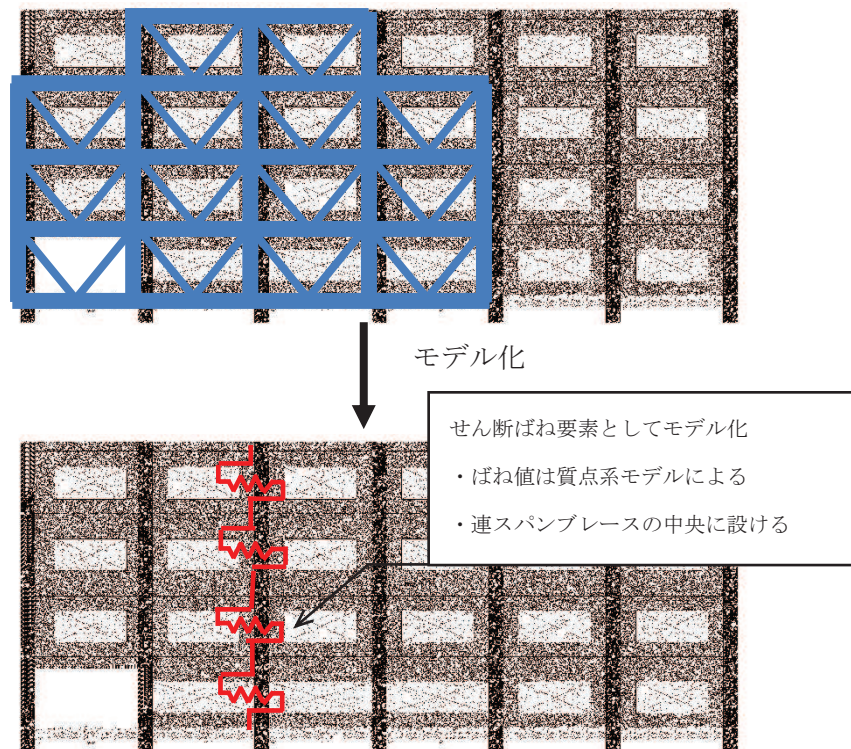


図 6.3.6-14 外付け鉄骨ブレースのモデル化

表 6.3.6-17 外付け鉄骨ブレースの非線形特性の設定

完全弾塑性型スケルトン

通り	階	$\beta 2$	Q_{p1} (kN)	K_{p1} (kN/m)
A通り	4階	0.347	1435	212832
	3階	0.263	1982	287033
	2階	0.488	5097	770277
	1階	0.464	4733	700736
2通り	3階	0.381	1415	174922
	2階	0.519	2283	328606
	1階	0.426	1681	219652

最大点指向バイリニア型スケルトン

通り	階	$(1-\beta 2)$	Q_{M1} (kN)	K_{M1} (kN/m)
A通り	4階	0.653	2701	400517
	3階	0.737	5555	804346
	2階	0.512	5347	808160
	1階	0.536	5467	809471
2通り	3階	0.619	2300	284192
	2階	0.481	2116	304546
	1階	0.574	2265	295963

$\beta 2$: 分配率

Q_{p1}, K_{p1} : 完全弾塑性型スケルトンカーブの折点

Q_{M1}, K_{M1} : 最大点指向バイリニア型スケルトンカーブの折点

(d) 部材の非線形特性

部材の非線形特性は、表 6.3.6-18 による。

表 6.3.6-18 部材の非線形特性

	曲げ	せん断	軸	備考
柱	<ul style="list-style-type: none"> ・トリニア*² ①ひび割れ耐力(Mc) ②終局耐力(Mu) 	弾性	弾性	長期軸力に対して曲げ耐力を設定
梁	<ul style="list-style-type: none"> ・トリニア(RC/SRC) *² ①ひび割れ耐力(Mc) ②終局耐力(Mu) ・バイリニア(S) *³ ①終局耐力(Mu) 	弾性	弾性	—
壁 (壁柱)	<ul style="list-style-type: none"> ・壁脚部トリニア*² (耐特委ループ) ①ひび割れ耐力(Mc) ②終局耐力(Mu) 	トリリニア* ⁴ (最大点指向ループ) ①ひび割れ耐力(Qc) ②終局耐力(Qu)	<ul style="list-style-type: none"> ・非対称バイリニア*² ①終局耐力(Nuc, Nut) 	—
壁付 帯柱	弾性	弾性	<ul style="list-style-type: none"> ・非対称バイリニア*² ①終局耐力(Nuc, Nut) 	—
壁付 帯梁	弾性	弾性	弾性	—
外付け 鉄骨 ブレース	—	完全弾塑性型 + 最大点指向 バイリニア	—	質点系モデル _外付け鉄骨 ブレース架構 _参照

(表中の○内の数値は各折れ点位置を示す。)

*1 壁柱の曲げ非線形特性は①ひび割れ耐力>②終局耐力の場合はバイリニアとする。

*2 終局耐力後の剛性低下率は初期剛性に対して 1/1000 とする。

*3 S 梁の終局耐力後の剛性低下率は、ほかの部材に合わせて 1/1000 とする。

*4 壁は通常、最大耐力である終局耐力以降は負勾配になるが、終局耐力後の剛性低下率は初期剛性に対して 1/1000 とする。

(e) 境界条件
基礎下をピン支持とする。

(f) 重量
重量は質点系モデルの値を層ごとに用いる。なお、既存建屋と外付け鉄骨ブレース架構の重量は層ごとに合算する。

剛床設定時の重心位置は、柱梁交差部の各節点重量を基に算出する。
外付け鉄骨ブレース架構と柱梁交差部の重量位置を図 6.3.6-15 に示す。

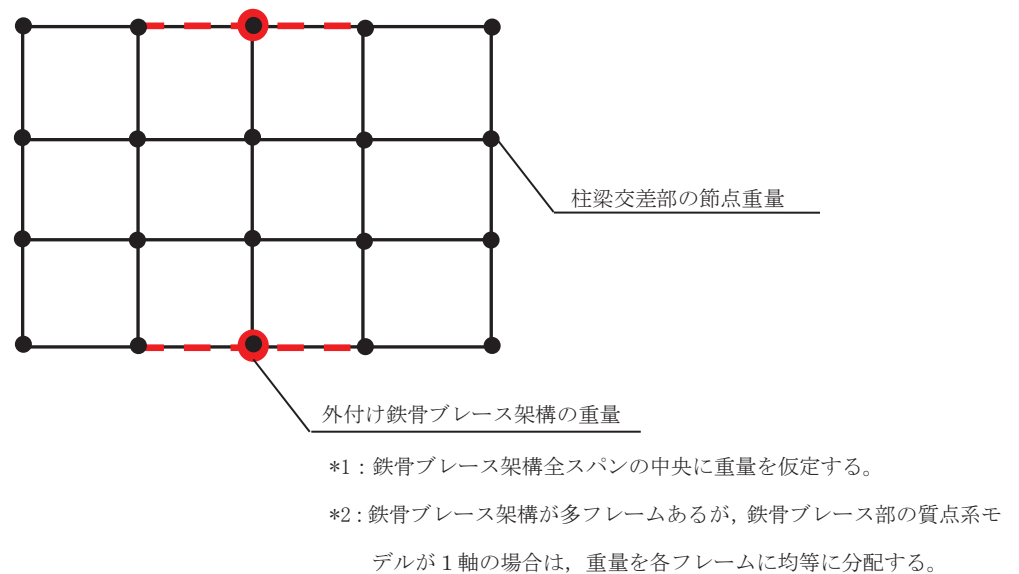


図 6.3.6-15 重量位置

Z 軸（鉛直方向軸）まわりの回転慣性モーメントを考慮する。
層の回転慣性モーメントは、各節点で下式により算定し、その合計値とする。
(層の回転慣性モーメント) = $\Sigma \{ (\text{節点重量}) \times (\text{重心から節点までの距離})^2 \}$
各階の重量、重心位置及び回転慣性モーメントを表 6.3.6-19 に示す。

表 6.3.6-19 各階の重量、重心位置、回転慣性モーメント

階	重量(kN)	重心位置(m) ^{**}		回転慣性モーメント(kNm ²)	
		X方向	Y方向	X方向	Y方向
PH2, PH1, R	11734.0	22.990	11.847	1917777.3	549011.1
4	8454.9	21.058	10.270	1403005.1	458839.6
3	7843.8	19.246	10.728	1287179.9	427429.6
2	7827.5	20.087	10.951	1274660.8	423827.8

* 重心の原点位置は X 方向 : ②通り, Y 方向 : ①通り

(g) 減衰特性
建屋の減衰特性はひずみエネルギー比例減衰とし、減衰定数は耐震壁付きラーメン架構を 5%、外付け鉄骨ブレース架構を 2%とする。

c. 固有値解析結果

本モデルによる固有値解析結果を表 6.3.6-20 に示し，モード図を図 6.3.6-16～図 6.3.6-18 に示す。

表 6.3.6-20 固有周期

次数	固有周期 (s)	刺激係数*		備考
		X 方向	Y 方向	
1	0.222	0.458	0.764	Y 方向 1 次
2	0.205	0.600	0.521	X 方向 1 次
3	0.140	0.383	0.045	ねじれ 1 次

注記*：最大値を 1 で基準化した各次固有モードに対する刺激係数として求め絶対値を示す。

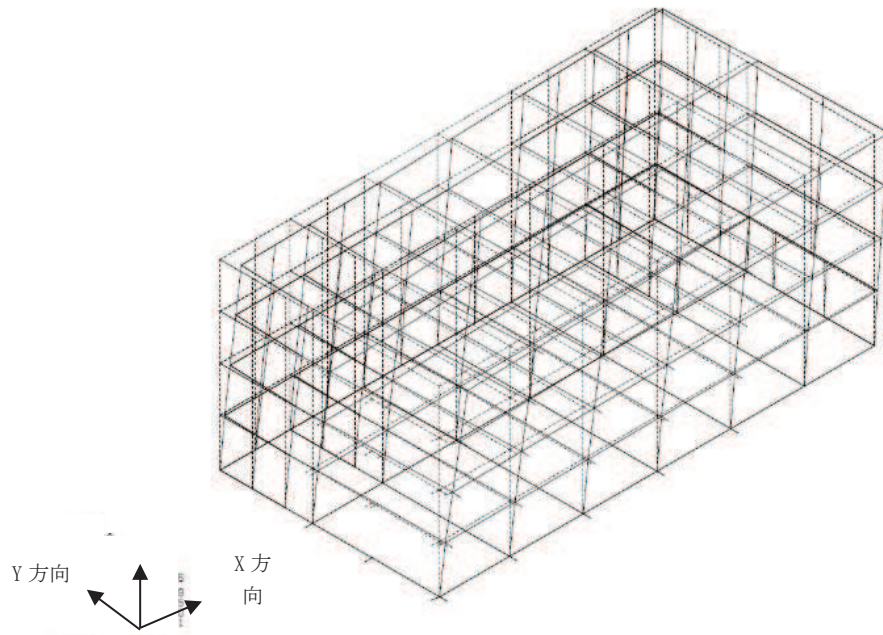


図 6.3.6-16 モード図(1次)

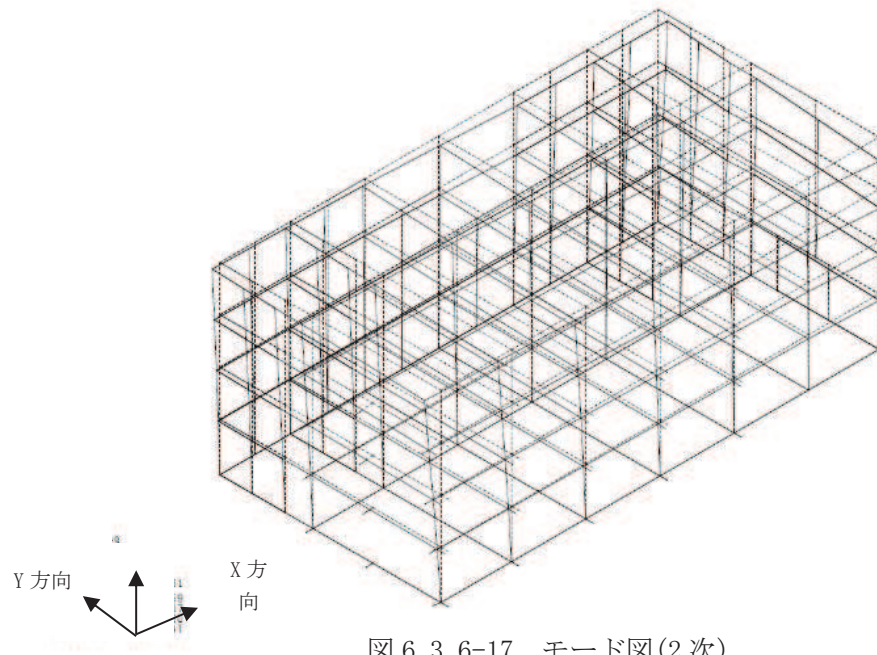


図 6.3.6-17 モード図(2次)

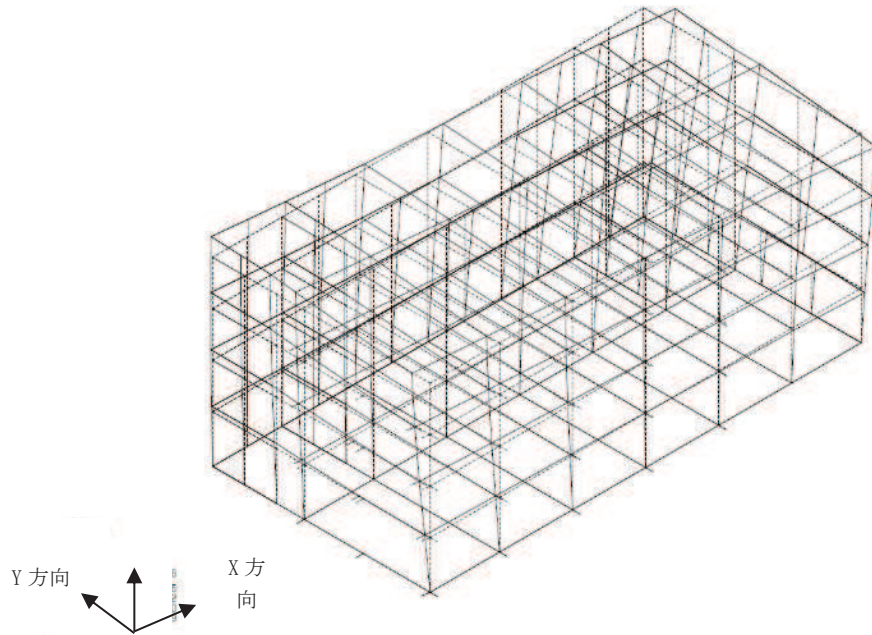


図 6.3.6-18 モード図(3次)

d. 検討用地震動

検討用の地震動は基準地震動 $S_s - D1$, 基準地震動 $S_s - D2$, 基準地震動 $S_s - D3$, 基準地震動 $S_s - F1$, 基準地震動 $S_s - F2$, 基準地震動 $S_s - F3$ 及び基準地震動 $S_s - N1$ の7波とする。

事務別館基礎下岩盤と解放基盤下岩盤は同等の岩盤であることから、解放基盤表面における加速度応答スペクトルを採用する。事務別館配置図及び地質断面比較図を図6.3.6-19に示す。基準地震動 S_s7 波の解放基盤表面における加速度応答スペクトルを図6.3.6-20図に示す。また、減衰定数は耐震壁付きラーメン架構を5%、外付け鉄骨ブレース架構を2%とする。

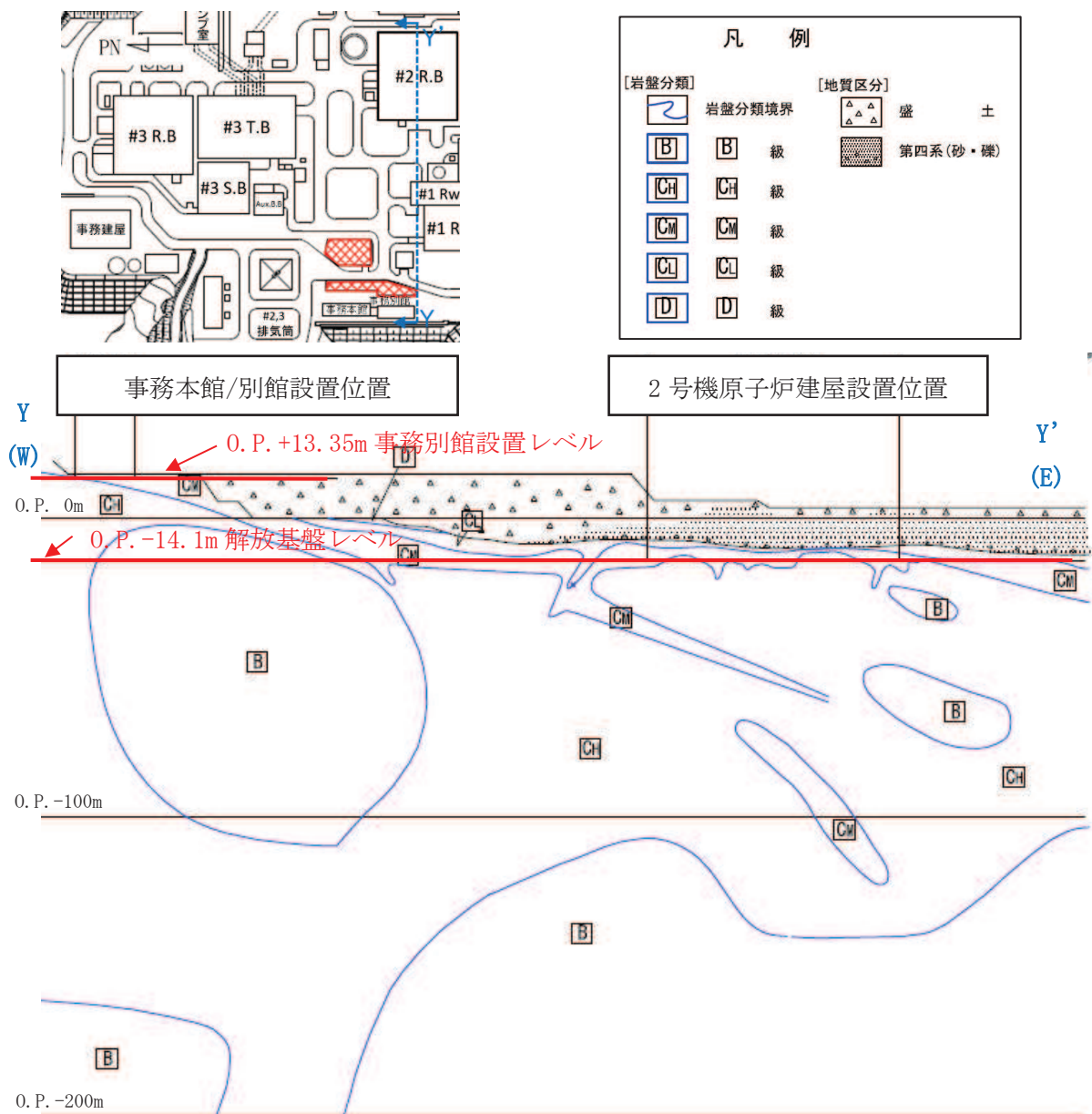


図 6.3.6-19 事務別館配置図及び地質断面比較図

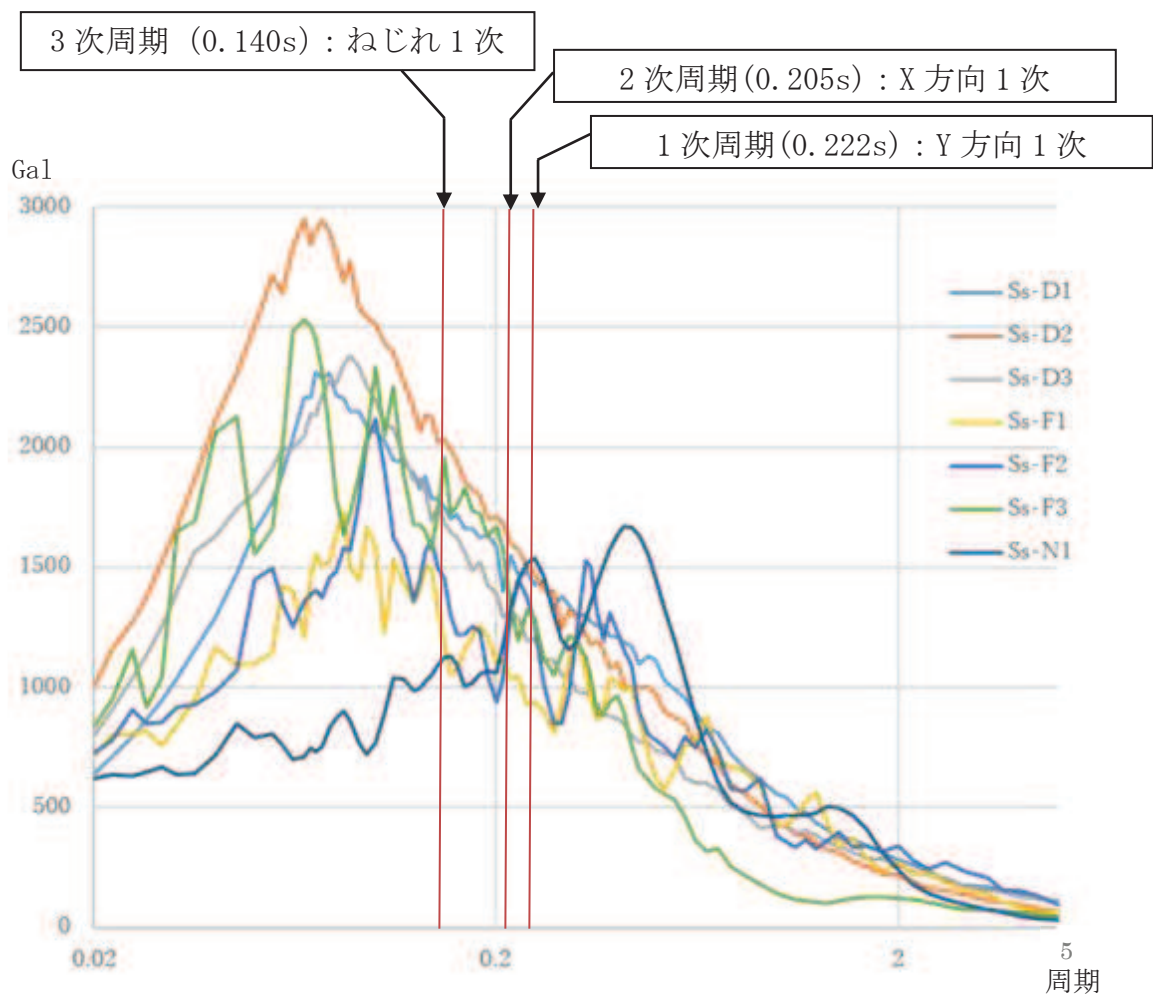


図 6.3.6-20 基準地震動 S s 7 波 加速度応答スペクトル (h=0.05)

e. 地震応答解析結果

X方向の最大応答層間変形角を表 6.3.6-21 に示す。また、Y方向の最大応答層間変形角を表 6.3.6-22 に示す。

最大応答層間変形角は、X方向はS s - D 1波の2階C通りで1/299、Y方向はS s - F 2波の2階8通りで1/210となった。

表 6.3.6-21 X方向の最大応答層間変形角

階数	S s - D 1	S s - D 2	S s - D 3	S s - F 1	S s - F 2	S s - F 3	S s - N 1
RF	1/509	1/585	1/824	1/868	1/891	1/767	1/689
3F	1/360	1/414	1/679	1/718	1/671	1/651	1/471
2F	<u>1/299</u>	1/371	1/654	1/786	1/693	1/587	1/402
1F	1/412	1/516	1/709	1/890	1/878	1/586	1/391

注記*：下線は最大層間変形角

表 6.3.6-22 Y方向の最大応答層間変形角

階数	S s - D 1	S s - D 2	S s - D 3	S s - F 1	S s - F 2	S s - F 3	S s - N 1
RF	1/420	1/258	1/663	1/881	1/513	1/644	1/483
3F	1/288	1/225	1/382	1/381	1/256	1/450	1/293
2F	1/211	1/247	1/363	1/279	<u>1/210</u>	1/319	1/225
1F	1/334	1/356	1/552	1/345	1/253	1/464	1/276

注記*：下線は最大層間変形角

f. まとめ

ねじれの影響を考慮した立体フレームモデルによる地震応答解析結果から、X方向の最大層間変形角は、S s - D 1波の2階C通りで1/299、Y方向の最大層間変形角は、S s - F 2波の2階8通りで1/210であり、鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針において、安全限界状態とされる1/75を十分下回っており、ねじれの影響を考慮しても問題ないことを確認した。

6.3.7 事務建屋の耐震性評価

(1) 目的

事務建屋に対し、基準地震動 S_s 7 波に対する地震応答解析により建屋並びに免震装置の耐震性能について検討を行い、建屋のアクセスルートへの影響を確認する。

(2) 建屋概要

建屋概要を表 6.3.7-1 に、平面図を図 6.3.7-1 に、立面図を図 6.3.7-2 に示す。検討建屋は、上部構造が鉄骨造ラーメン構造で、1 階床下の免震層に免震装置（天然ゴム系積層ゴム、鉛プラグ入り積層ゴム、弾性すべり支承、オイルダンパ）を配置した免震構造である。

表 6.3.7-1 建屋概要

構 造	鉄骨造（免震構造）
階 数	地上 8 階
基 礎 構 造	直接基礎（岩盤に免震ピットが直接設置）
平 面 形 状	56.82m(X方向)×31.72m(Y方向)
高 さ	地上高さ 36.70m
竣 工 日	平成 23 年 8 月 19 日

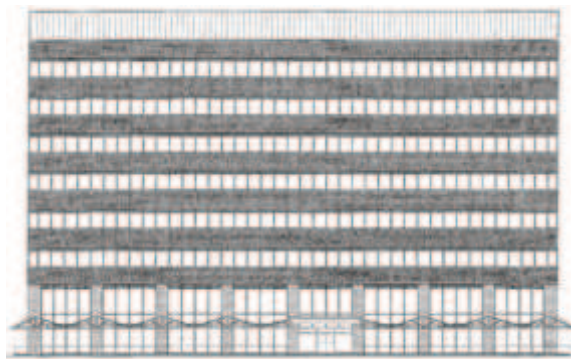


1階



4階

图 6.3.7-1 平面图



東立面



南立面

图 6.3.7-2 立面图

(3) 免震装置概要

本建屋に使用している免震装置は、天然ゴム系積層ゴム9台、鉛プラグ入り積層ゴム9台及び弾性すべり支承9台の合計27台に加え、オイルダンパをX方向、Y方向にそれぞれ4台、合計8台である。免震装置の概要を表6.3.7-2に、免震装置の配置図を図6.3.7-3に示す。

表 6.3.7-2 免震装置の概要

免震装置	ゴム材料せん断弾性率	形状	積層ゴムサイズ	ゴム総厚	鉛径	基数
天然ゴム系積層ゴム	0.29 N/mm ² *1	丸形	φ 1,000mm	195.0mm (7.5x26)	—	9
鉛プラグ入り積層ゴム	0.385 N/mm ² *1	丸形	φ 1,000mm	201.0mm (6.7x30)	220mm	9
弾性すべり支承	0.78 N/mm ²	丸形	φ 1,100mm	40.0mm (8.0x5)	—	9
オイルダンパ	—	—	—	—	—	8

注記*1：20℃での値

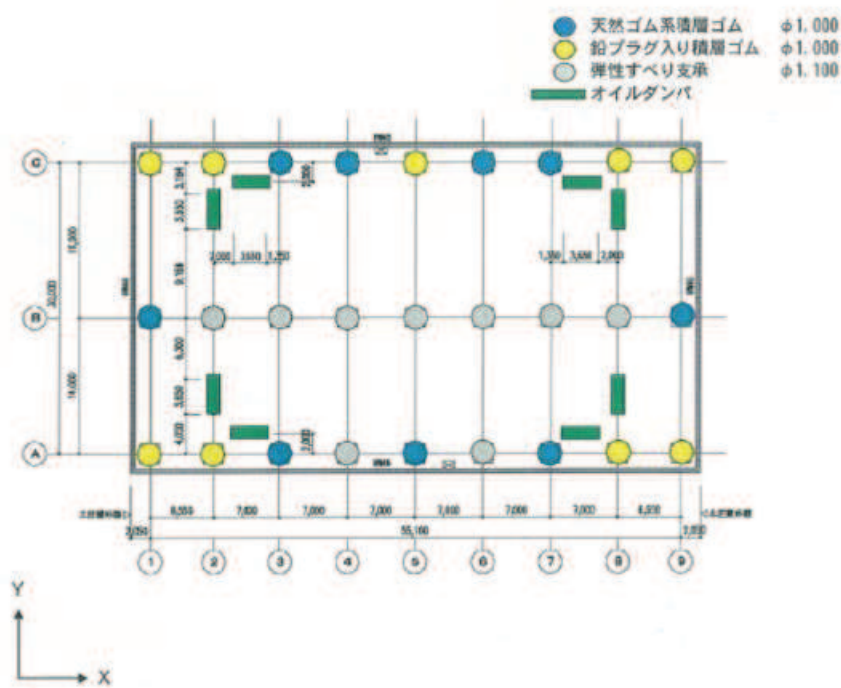


図 6.3.7-3 免震装置配置図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(4) 検討内容

a. 検討方針

免震構造の本建屋の倒壊は、免震装置が破壊するモードを想定し地震応答解析を実施し、上部構造並びに免震層に対する応答について検討を実施する。

地震応答解析に用いる検討用地震動は、基準地震動 S_s7 波とする。

- ① 基準地震動 $S_s - D1$
- ② 基準地震動 $S_s - D2$
- ③ 基準地震動 $S_s - D3$
- ④ 基準地震動 $S_s - F1$
- ⑤ 基準地震動 $S_s - F2$
- ⑥ 基準地震動 $S_s - F3$
- ⑦ 基準地震動 $S_s - N1$

本建屋の評価基準値を表 6.3.7-3 に示す。

評価基準値は上部構造については、「震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針」((一財)日本建築防災協会)において、鉄骨構造物(ラーメン構造)が被災度区分「大破」と判定される残留変形角の目安となる値である $1/30$ とする。

免震層及び免震装置は免震構造の試評価例及び試設計例((独)JNES, 2014)における設計目標値とする。

表 6.3.7-3 評価基準値

部位	項目	評価基準値
上部構造	層間変形角	$1/30$ 以下
免震層・免震装置	せん断ひずみ	250%以下

b. 解析モデル

解析モデルを図 6.3.7-4 に示す。

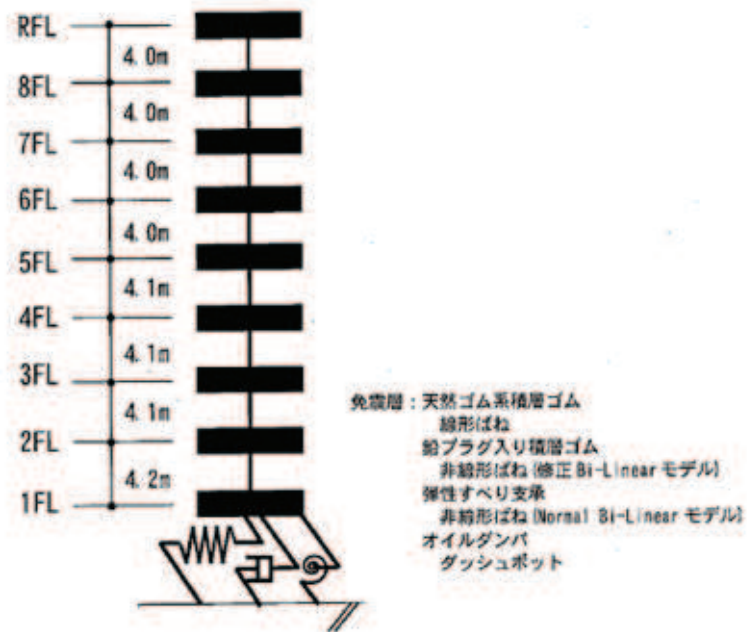


図 6.3.7-4 解析モデル

(a) 上部構造のモデルの諸元

上部構造を線形とした解析モデルの諸元を表 6.3.7-4 に示す。減衰特性は剛性比例の内部粘性減衰とし、減衰定数は免震層上部 1 階床位置固定時の 1 次固有周期に対して 2% とする。

表 6.3.7-4 各階、階高、重量、弾性剛性

階数	階高 (m)	重量 (kN)	弾性剛性 $\times 10^5$ (kN/m)	
			X 方向	Y 方向
RF	—	16,990*	—	—
8F	4.00	13,144	8.156	9.019
7F	4.00	13,972	8.315	9.057
6F	4.00	14,416	8.144	8.997
5F	4.00	14,641	8.342	9.194
4F	4.10	14,880	8.208	8.952
3F	4.10	16,422	8.178	9.108
2F	4.10	14,258	9.046	10.189
1F	4.20	22,140	11.406	13.021
計	—	140,862	—	—

注記* : RF の重量には塔屋部分の重量 (881kN) が含まれる。

(b) 免震層のモデルの諸元

イ. 水平ばね要素

免震層の水平ばねは、天然ゴム系積層ゴム、鉛プラグ入り積層ゴム及び弾性すべり支承をそれぞれモデル化し、その特性を線形ばね、非線形ばねで評価する。

なお、水平方向の地震応答解析では免震装置部分は履歴減衰のみを考慮し、材料減衰は考慮しない。

i. 天然ゴム系積層ゴムの特性を表す水平ばね

天然ゴム系積層ゴムの特性を表す水平ばねは線形ばねにモデル化する。

$$\text{天然ゴム剛性} : K_r = A_r \cdot G_r / h_r$$

$$\text{天然ゴムせん断弾性率} : G_r = 0.294 \text{ N/mm}^2 \text{ (15}^\circ\text{C)}$$

ここで、 A_r : 積層ゴムの断面積、 h_r : ゴム層の総厚さ

天然ゴム系積層ゴムの特性を表す水平ばねに考慮する諸元を表 6.3.7-5、表 6.3.7-6 に示す。

表 6.3.7-5 天然ゴム系積層ゴムによる免震層水平ばねの諸元

ゴムの せん断弾性率 G_r (N/mm^2)	積層ゴムの 断面積の総和*1 A_r (cm^2)	ゴム層総厚さ d (cm)
0.294	70,509	19.5

注記*1 : 値は9基の合計

表 6.3.7-6 天然ゴム系積層ゴムの水平剛性

種類	基数	仕様 ゴム	水平剛性*2 K_r (kN/m)
$\phi 1,000$	9	R3	1.063×10^4

注記*2 : 値は9基の合計

ii. 鉛プラグ入り積層ゴムの特性を表す水平ばね

鉛プラグ入り積層ゴムの特性を表す水平ばねは図 6.3.7-5 に修正バイリニア型にモデル化する。

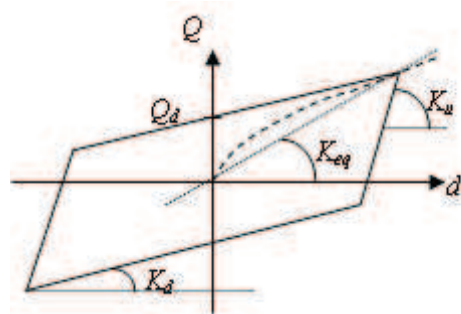


図 6.3.7-5 修正バイリニア型履歴

鉛プラグ入り積層ゴムの特性を表す水平ばねに考慮する諸元を表 6.3.7-7 に示す。

また、表 6.3.7-8 に各免震装置の種々の振幅レベルでの等価水平剛性を示す。

表 6.3.7-7 鉛プラグ入り積層ゴムによる免震層水平ばねの諸元

ゴムのせん断弾性率 G_r (N/mm^2)	積層ゴムの断面積の総和 A_r (cm^2) *	鉛プラグの断面積の総和 A_p (cm^2) * ¹	ゴム層総厚さ d (cm)
0.392	67,265	3,421	20.1

注記*1：値は9基の合計

表 6.3.7-8 鉛プラグ入り積層ゴムの等価剛性

種類	鉛径 (cm)	基数	使用 ゴム	水平剛性 (kN/m) * ²		
				$d=2.0cm$ ($\gamma=10\%$)	$d=20cm$ ($\gamma=100\%$)	$d=40cm$ ($\gamma=200\%$)
$\phi 1,000$	22	9	G4	1.419×10^5	2.830×10^4	2.008×10^4

注記*2：値は9基の合計

iii. 弾性すべり支承の特性を表す水平ばね

地震応答解析では、計 9 基の弾性すべり支承をそれぞれ図 6.3.7-6 に示すように、弾性剛性及び、折点荷重を摩擦力とした非線形水平ばねにモデル化する。これにはバイリニア型の履歴特性を考慮し、履歴による減衰のみを考慮する。設定諸元を表 6.3.7-9 に示す。

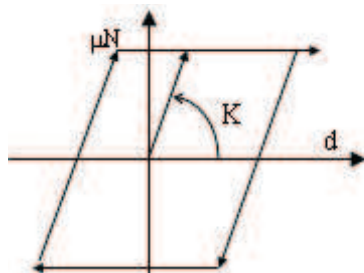


図 6.3.7-6 弾性すべり支承に与える非線形特性

表 6.3.7-9 弾性すべり支承による免震層水平ばねモデルの諸元

鉛直力* N (kN)	摩擦係数 μ	摩擦力 μN (kN)	弾性剛性* K (kN/m)
56,811.6	0.011	624.9	1.732×10^5

注記*：値は 9 基の合計

ロ. 減衰要素

減衰要素はオイルダンパをダッシュポット要素にモデル化する。ダッシュポット要素の諸元を表 6.3.7-10 に示す。

表 6.3.7-10 オイルダンパによる免震層ダッシュポットモデルの諸元

減衰係数 C1 (kN/cm/s)	減衰係数 C2 (kN/cm/s)	リリース 荷重 Fr (kN)	リリース 速度 Vr (m/s)	最大 荷重 Fmax (kN)	最大 速度 Vmax (m/s)
25.0	1.695	800	0.32	1,000	1.50

注記*：値は1台当たりの値

オイルダンパはX, Y各方向4基ずつ, 計8基配置する。オイルダンパの特性を図 6.3.7-7 に示す。

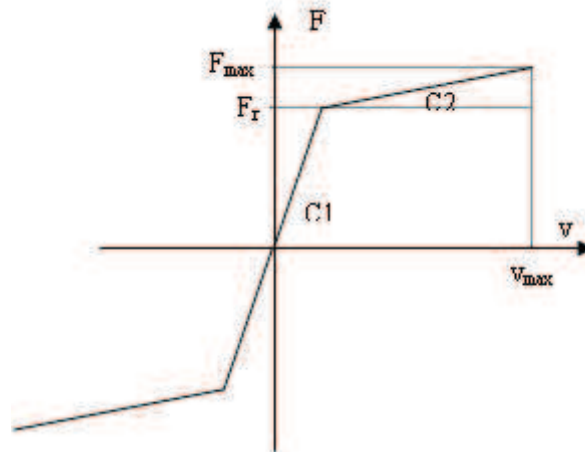


図 6.3.7-7 オイルダンパに与える特性

ハ. 回転ばね要素

免震層の回転ばねは免震層直上部分を剛版と仮定し、積層ゴム及びすべり支承の鉛直剛性より評価する。回転ばねの諸元を表 6.3.7-11 に示す。

表 6.3.7-11 免震層回転ばねの諸元

方向	X方向 (Y軸回り)	Y方向 (X軸回り)
回転ばね剛性 (kN.m/rad)	6.217×10^{10}	2.667×10^{10}

ニ. 地盤ばね

地盤の剛性は免震層及び上部建物の水平周期に対し十分剛であると考えられるため、地盤ばねは考慮しない。

(c) 免震装置の特性変動

イ. 天然ゴム系積層ゴム

免震装置のうち、天然ゴム系積層ゴムの剛性のバラツキに対して表 6. 3. 7-12 に示す 3 要因を設定した。

表 6. 3. 7-12 天然ゴム系積層ゴムのバラツキ

バラツキの要因	剛性 K_r
製品誤差（設計値に対して）	-10%~+10%
経年変化（初期値に対して）	0%~+10%
環境温度（設計値に対して）	-4%~ +6%

ロ. 鉛プラグ入り積層ゴム

免震装置のうち、鉛プラグ入り積層ゴムの降伏後剛性及び降伏荷重特性値のバラツキに対して表 6. 3. 7-13 に示す 3 要因を設定した。

表 6. 3. 7-13 鉛プラグ入り積層ゴムのバラツキ

バラツキの要因	降伏後剛性 K_d	降伏荷重特性値 Q_d
製品誤差（設計値に対して）	-10%~+10%	-10%~+10%
経年変化（初期値に対して）	0%~+10%	変化なし
環境温度（設計値に対して）	-3%~ +5%	-13%~+19%

ハ. 弾性すべり支承

免震装置のうち、弾性すべり支承の 1 次剛性及び摩擦係数に対して表 6. 3. 7-14 に示す要因について変動を考慮した。

表 6. 3. 7-14 (1/2) 弾性すべり支承のバラツキ（1次剛性）

バラツキの要因	1 次剛性 K_1
製品誤差（設計値に対して）	-20%~+20%
環境温度（設計値に対して）	-8%~ +13%
繰り返し特性（設計値に対して）	0%~+20%

表 6. 3. 7-14 (2/2) 弾性すべり支承のバラツキ（摩擦係数）

バラツキの要因	摩擦係数 μ
製品誤差（設計値に対して）	-20%~+20%
繰り返し特性（設計値に対して）	0%

ニ. オイルダンパ

免震装置のうち、オイルダンパの減衰係数及びリリーフ荷重のバラツキに対して表 6.3.7-15 に示す 3 要因を設定した。

表 6.3.7-15 オイルダンパのバラツキ

バラツキの要因	減衰係数 C リリーフ荷重 F _r
製品誤差（設計値に対して）	-10%～+10%
経年変化（初期値に対して）	-3%～ +3%
環境温度（設計値に対して）	-5%～ +5%

・オイルダンパ減衰係数及びリリーフ荷重のバラツキ：設計値に対して-18%～+18%

ホ. 解析条件

天然ゴム系積層ゴム、鉛プラグ入り積層ゴム、弾性すべり支承及びオイルダンパのバラツキについては、免震層全体での等価剛性が最大あるいは最小となる組み合わせについて検討を実施する。すなわち、剛性が最大となるケースとして、天然ゴム系積層ゴムの剛性が最大、かつ鉛プラグ入り積層ゴムの降伏後剛性及び降伏荷重特性値が最大、かつ弾性すべり支承の摩擦力が最大、かつオイルダンパの減衰係数、リリーフ荷重が最大となる組み合わせ及びその逆の 2 ケースを考慮する。解析ケースを表 6.3.7-16 に示す。

上部建物モデル及びそのほかの条件は設計用地震応答解析に用いたものと同一とする。

表 6.3.7-16 解析ケース一覧

解析ケース	天然ゴム系 積層ゴム	鉛入り 積層ゴム	弾性すべり支承	オイルダンパ
剛性最小	Kr: 0.86	Kd: 0.87 Qd: 0.77	1次剛性: 0.72 摩擦係数: 0.80	減衰係数 : 0.82 リリーフ荷重: 0.82
設計値	Kr: 1.00	Kd: 1.00 Qd: 1.00	1次剛性: 1.00 摩擦係数: 1.00	減衰係数 : 1.00 リリーフ荷重: 1.00
剛性最大	Kr: 1.26	Kd: 1.25 Qd: 1.29	1次剛性: 1.53 摩擦係数: 1.20	減衰係数 : 1.18 リリーフ荷重: 1.18

c. 固有値解析結果

上部構造は線形とし、免震層の水平ばねを各振幅レベルの等価線形値を取る場合について固有値解析を実施した。

(a) 免震層の水平変形時の固有周期

免震層が水平変形 $d = 20\text{cm}$ ($\gamma = 100\%$) 及び $d = 40\text{cm}$ ($\gamma = 200\%$) における等価剛性をもつ場合の固有値解析結果を表 6.3.7-17 及び表 6.3.7-18 に示す。

表 6.3.7-17 水平変形 $d = 20\text{cm}$ ($\gamma = 100\%$) における固有周期

方向	次数	固有周期(s)	刺激係数*1
X方向	1	3.86	1.069
	2	0.78	0.082
	3	0.40	0.020
Y方向	1	3.84	1.063
	2	0.75	0.075
	3	0.38	0.017

注記*1：最大値を1で基準化した各次固有モードに対する刺激係数として求め絶対値を示す。

表 6.3.7-18 水平変形 $d = 40\text{cm}$ ($\gamma = 200\%$) における固有周期

方向	次数	固有周期(s)	刺激係数*2
X方向	1	4.36	1.054
	2	0.79	0.064
	3	0.40	0.015
Y方向	1	4.34	1.049
	2	0.75	0.059
	3	0.38	0.013

注記*2：最大値を1で基準化した各次固有モードに対する刺激係数として求め絶対値を示す。

d. 検討用地震動

検討用の地震動は基準地震動 $S_s - D1$, 基準地震動 $S_s - D2$, 基準地震動 $S_s - D3$, 基準地震動 $S_s - F1$, 基準地震動 $S_s - F2$, 基準地震動 $S_s - F3$ 及び基準地震動 $S_s - N1$ の7波とする。

事務建屋基礎下岩盤と解放基盤下岩盤は同等の岩盤であることから、解放基盤表面における加速度応答スペクトルを採用する。事務建屋配置図及び地質断面比較図を図6.3.7-8に示す。基準地震動 S_s 7波の解放基盤表面における加速度応答スペクトルを図6.3.7-9に示す。また、減衰定数は鉄骨造建屋のため2%を採用する。

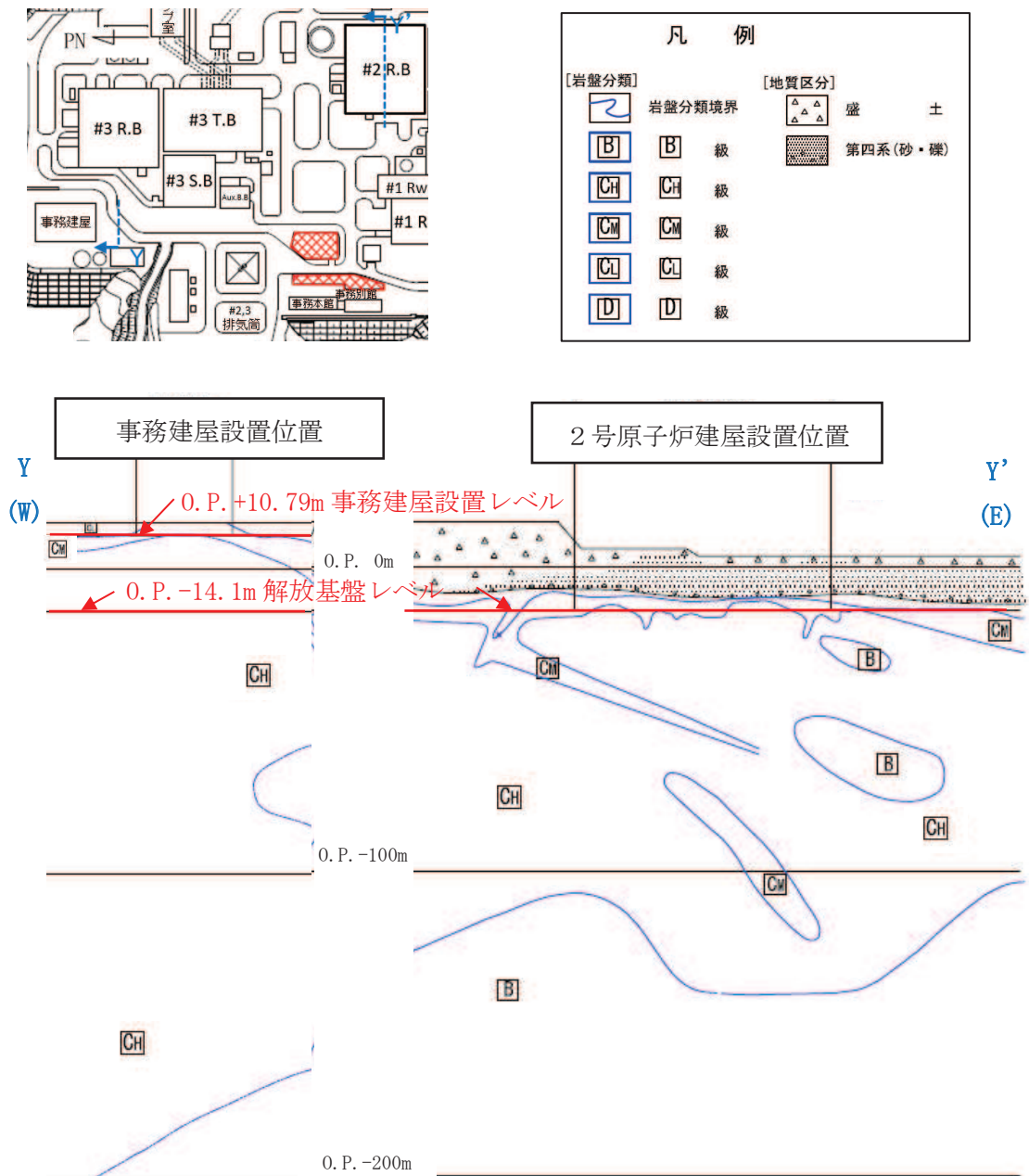


図 6.3.7-8 事務建屋配置図及び地質断面比較図

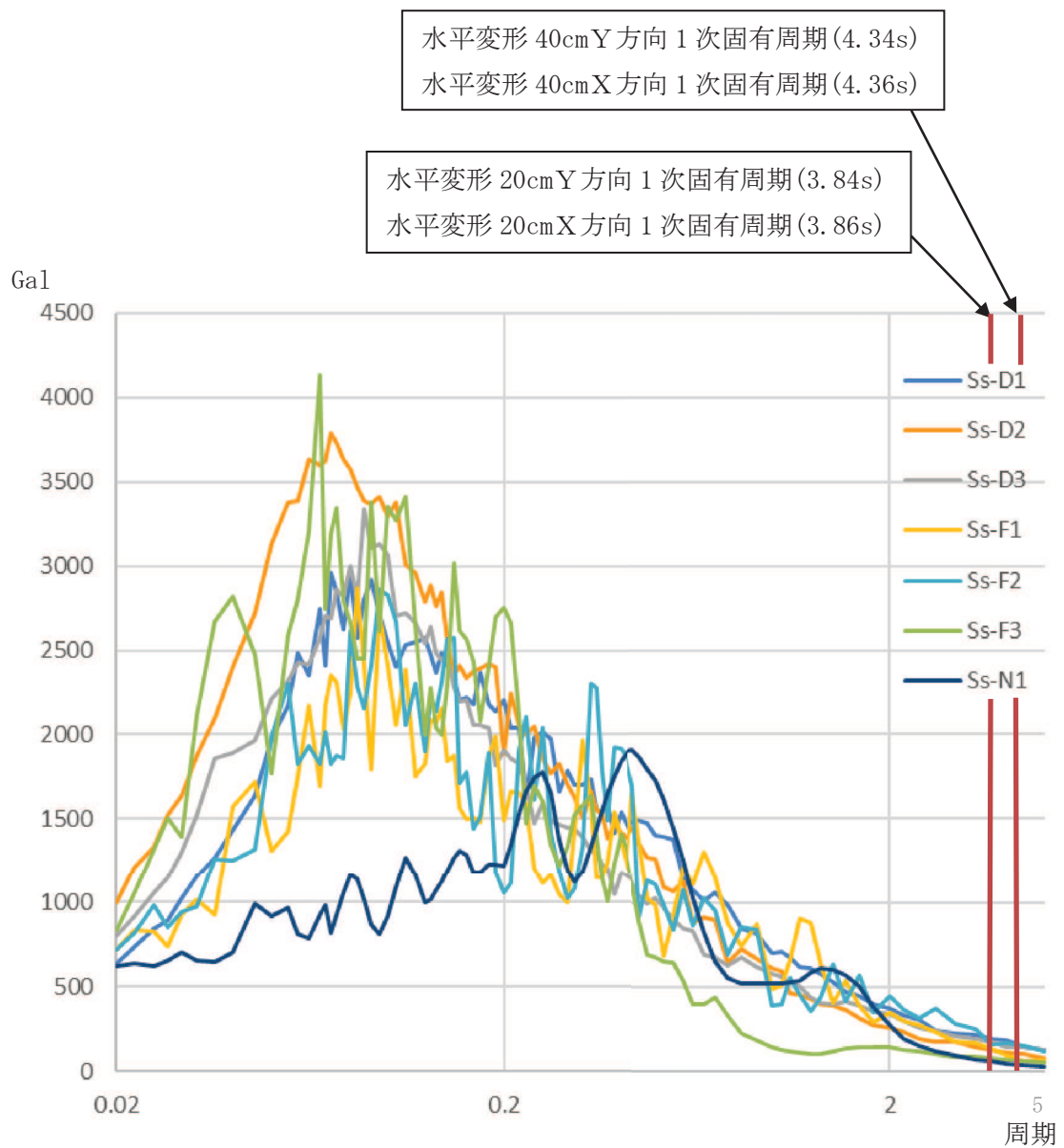


図 6.3.7-9 基準地震動 S s 7 波 加速度応答スペクトル(h=0.02)

e. 地震応答解析結果

地震応答解析結果を表 6.3.7-19～表 6.3.7-25 に示す。

表 6.3.7-19 地震応答解析結果一覧表（基準地震動 $S_s - D1$ ）

○ 上部層間変形角

階数	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
8F	1/704	1/890	1/819	1/997
7F	1/464	1/588	1/526	1/636
6F	1/360	1/485	1/401	1/530
5F	1/319	1/437	1/353	1/487
4F	1/306	1/422	<u>1/332</u>	1/460
3F	<u>1/300</u>	1/417	1/335	1/468
2F	1/319	1/447	1/356	1/500
1F	1/418	1/567	1/471	1/645

注記* 下線は各方向の最大層間変形角

○ 免震層せん断ひずみ

方向	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
免震層せん断ひずみ	109.74%	146.67%	107.69%	147.18%

表 6.3.7-20 地震応答解析結果一覧表（基準地震動 $S_s - D2$ ）

○ 上部層間変形角

階数	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
8F	1/919	1/1208	1/1036	1/1347
7F	1/622	1/824	1/712	1/890
6F	1/536	1/650	1/600	1/766
5F	1/474	1/588	1/518	1/671
4F	1/406	1/488	<u>1/420</u>	1/552
3F	1/407	1/461	1/421	1/532
2F	<u>1/394</u>	1/530	1/462	1/626
1F	1/465	1/647	1/542	1/763

注記*：下線は各方向の最大層間変形角

○ 免震層せん断ひずみ

方向	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
免震層せん断ひずみ	58.97%	91.79%	61.54%	90.77%

表 6.3.7-21 地震応答解析結果一覧表（基準地震動 S_s-D3）

○ 上部層間変形角

階数	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
8F	1/824	1/1282	1/952	1/1508
7F	1/526	1/849	1/601	1/989
6F	1/414	1/702	1/482	1/787
5F	<u>1/394</u>	1/673	1/456	1/733
4F	1/404	1/581	1/449	1/628
3F	1/402	1/515	<u>1/442</u>	1/571
2F	1/409	1/518	1/473	1/582
1F	1/524	1/630	1/585	1/711

注記*：下線は各方向の最大層間変形角

○ 免震層せん断ひずみ

方向	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
免震層せん断ひずみ	72.82%	106.67%	74.36%	107.69%

表 6.3.7-22 地震応答解析結果一覧表（基準地震動 S_s - F1）

○ 上部層間変形角

階数	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
8F	1/806	1/1051	1/890	1/1144
7F	1/514	1/674	1/554	1/720
6F	1/402	1/527	1/442	1/567
5F	1/343	1/488	1/382	1/517
4F	1/317	1/476	1/343	1/508
3F	<u>1/312</u>	1/458	<u>1/339</u>	1/511
2F	1/364	1/531	1/388	1/576
1F	1/473	1/694	1/539	1/764

注記*：下線は各方向の最大層間変形角

○ 免震層せん断ひずみ

方向	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
免震層せん断ひずみ	70.77%	81.03%	70.26%	77.44%

表 6.3.7-23 地震応答解析結果一覧表（基準地震動 $S_s - F2$ ）

○ 上部層間変形角

階数	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
8F	1/667	1/954	1/710	1/1174
7F	1/438	1/614	1/460	1/747
6F	1/364	1/483	1/387	1/595
5F	1/346	1/445	1/370	1/546
4F	1/320	1/428	1/339	1/513
3F	<u>1/301</u>	1/428	<u>1/324</u>	1/487
2F	1/317	1/450	1/346	1/489
1F	1/391	1/534	1/440	1/598

注記*：下線は各方向の最大層間変形角

○ 免震層せん断ひずみ

方向	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
免震層せん断ひずみ	120.00%	137.44%	122.56%	136.41%

表 6.3.7-24 地震応答解析結果一覧表（基準地震動 $S_s - F3$ ）

○ 上部層間変形角

階数	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
8F	1/791	1/1221	1/878	1/1374
7F	1/546	1/831	1/594	1/913
6F	<u>1/487</u>	1/732	<u>1/535</u>	1/807
5F	1/525	1/802	1/575	1/871
4F	1/548	1/897	1/586	1/931
3F	1/572	1/769	1/600	1/807
2F	1/561	1/814	1/664	1/888
1F	1/643	1/1026	1/738	1/1187

注記*：下線は各方向の最大層間変形角

○ 免震層せん断ひずみ

方向	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
免震層せん断ひずみ	26.67%	29.23%	26.15%	29.74%

表 6.3.7-25 地震応答解析結果一覧表（基準地震動 S_s - N1）

○ 上部層間変形角

階数	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
8F	1/710	1/1102	1/844	1/1247
7F	1/463	1/704	1/542	1/779
6F	1/380	1/556	1/450	1/620
5F	1/380	1/527	1/435	1/582
4F	1/379	1/528	1/407	1/574
3F	<u>1/366</u>	1/534	<u>1/401</u>	1/588
2F	1/369	1/503	1/433	1/588
1F	1/422	1/587	1/496	1/691

注記*：下線は各方向の最大層間変形角

○ 免震層せん断ひずみ

方向	X方向		Y方向	
	剛性最大	剛性最小	剛性最大	剛性最小
免震層せん断ひずみ	79.49%	97.44%	81.54%	98.97%

(5) まとめ

地震応答解析により評価された結果の最大応答値を表 6.3.7-26 に示す。

アクセスルートへの影響の観点からは、以下のように評価する。

「震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針」(一財)日本建築防災協会)において、鉄骨構造物(ラーメン構造)が被災度区分「大破」と判定される残留変形角の目安となる値は1/30である。今回の解析結果による最大層間変形角は、上記の指針に基づく評価基準値である残留変形角1/30を大幅に下回っており、建屋は倒壊しない。以上のことから、アクセスルートへの影響はないことを確認した。

表 6.3.7-26 最大応答値一覧

○ X方向

部位	項目	最大応答値	評価基準値
上部構造	最大層間変形角	1/300 (S s - D 1, 3F, 剛性最大)	1/30
免震層	せん断ひずみ	147% (S s - D 1, 剛性最小)	250%

○ Y方向

部位	項目	最大応答値	評価基準値
上部構造	最大層間変形角	1/324 (S s - F 2, 3F, 剛性最大)	1/30
免震層	せん断ひずみ	147% (S s - D 1, 剛性最小)	250%

6.3.8 保修センターの耐震性評価

(1) 目的

保修センターに対し、基準地震動S s 7 波に対する建屋の耐震性について検討を行い、建屋のアクセスルートへの影響を確認する。

(2) 建屋概要

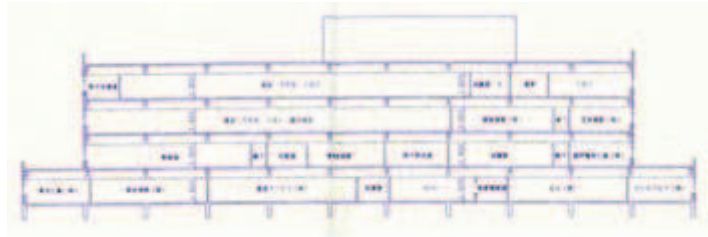
建屋概要を表 6.3.8-1 に、平面図を図 6.3.8-1、断面図を図 6.3.8-2 に示す。

表 6.3.8-1 建屋概要

構 造	鉄骨造
階 数	地上 4 階
基 礎 構 造	直接基礎
平 面 形 状	79.30m(X方向)×39.70m(Y方向)
高 さ	地上高さ 21.75m
竣 工 日	平成 8 年 4 月 19 日



図 6.3.8-1 平面図（1階）



東西断面



南北断面

图 6.3.8-2 断面图

(3) 検討内容

a. 検討方針

基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力が保有水平耐力以下であることを確認する。

(a) 基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力 Q_{un}

基準地震動 S_s の加速度応答スペクトルにより建屋の1次固有周期に対応する応答加速度を求めて、標準せん断力係数 (1.0) を割増して計算した必要保有水平耐力とする。算定フローを図 6.3.8-3 に示す。

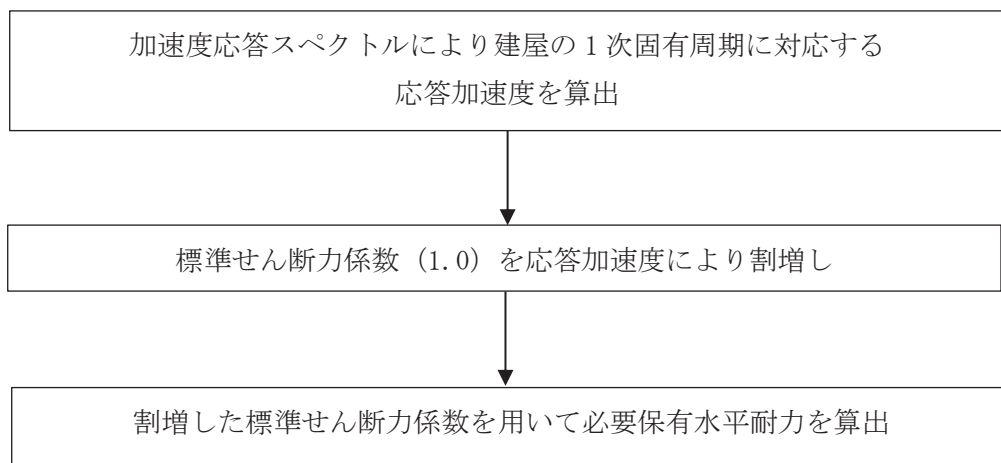


図 6.3.8-3 算定フロー

(b) 保有水平耐力 Q_u

保有水平耐力は一貫計算プログラム Super Build/SS1-改訂版により計算した値を用いる。

(c) 検討用地震動

地震応答解析に用いる検討用地震動は、基準地震動 S_s 7 波とする。

- ① 基準地震動 $S_s - D 1$
- ② 基準地震動 $S_s - D 2$
- ③ 基準地震動 $S_s - D 3$
- ④ 基準地震動 $S_s - F 1$
- ⑤ 基準地震動 $S_s - F 2$
- ⑥ 基準地震動 $S_s - F 3$
- ⑦ 基準地震動 $S_s - N 1$

(d) 評価基準値

本建屋の評価基準値を表 6.3.8-2 に示す。

評価基準値は保有水平耐力を基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力で除した値が 1.00 を上回っていることを確認する。

表 6.3.8-2 評価基準値

部位	評価基準値
上部構造	1.00 以上

b. 基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力 Q_{un}

(a) 応答加速度による標準せん断力係数の割増し

保修センター設置地盤面と解放基盤表面の加速度応答スペクトルは同等であることから、解放基盤表面における加速度応答スペクトルを採用する。基準地震動 S_s 7 波の解放基盤表面における 1 次固有周期を図 6.3.8-4 に、解放基盤表面と保修センター設置地盤面の加速度応答スペクトルの比較を図 6.3.8-5 に、保修センター設置地盤面の加速度応答スペクトルの算定に用いた地盤物性値を表 6.3.8-3 に示す。また、減衰定数は鉄骨造建屋のため 2% を採用する。

本建屋は X, Y 方向とも、柱が角型鋼管のラーメン構造であることを踏まえ、1 次固有周期は、一貫計算プログラム Super Build/SS1-改訂版より算出し、0.495 秒とした。その周期の応答加速度は、最大 1,744Gal であり、標準せん断力係数の割増しは 1.78 となる。

割増した標準せん断力係数を用いて算出した、当該部分に作用する水平地震力を表 6.3.8-4 に示す。なお、標準せん断力係数割増し前の当該部分に作用する水平地震力は一貫計算プログラム Super Build/SS1-改訂版により計算した。

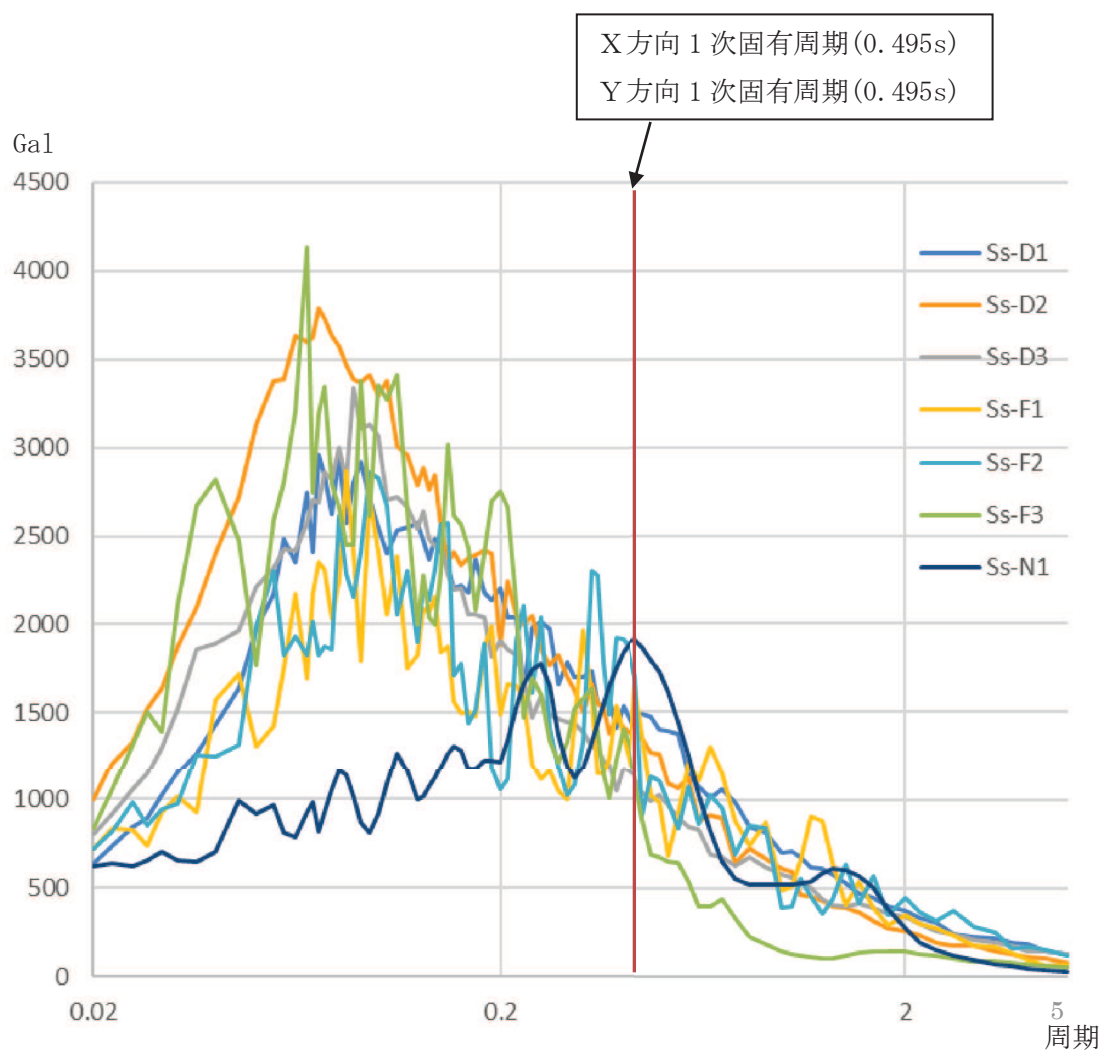


図 6.3.8-4 基準地震動 S s 7 波 加速度応答スペクトル (h=0.02)

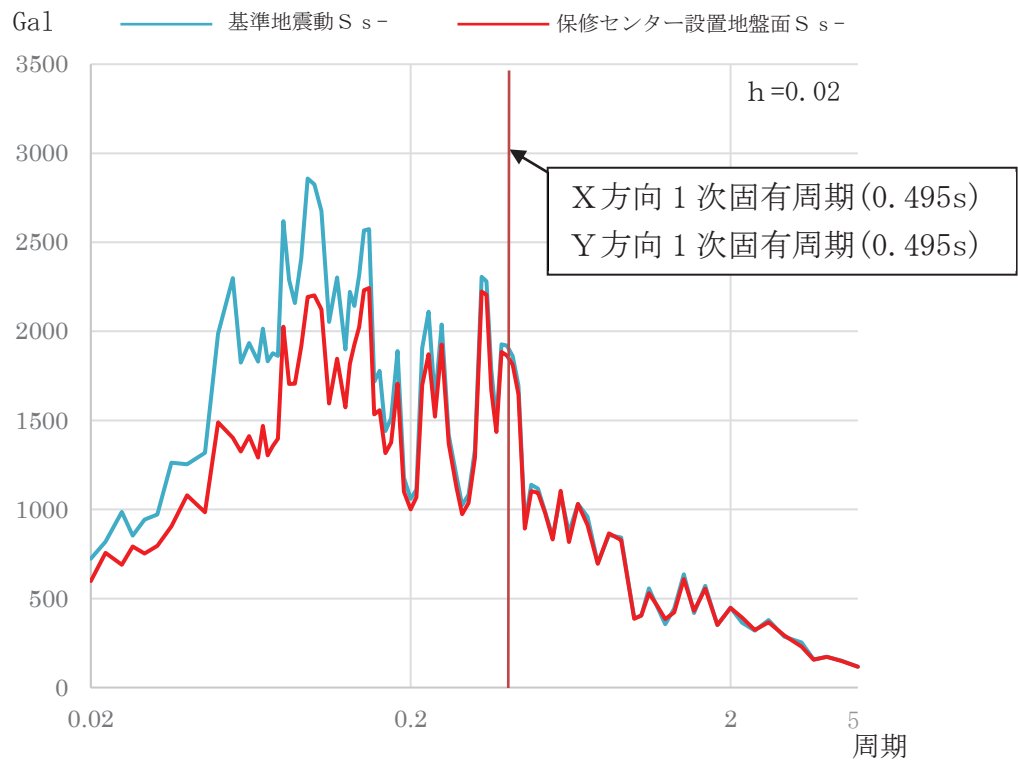


図 6.3.8-5 (1/2) 加速度応答スペクトルの比較図 (S s - F 2)

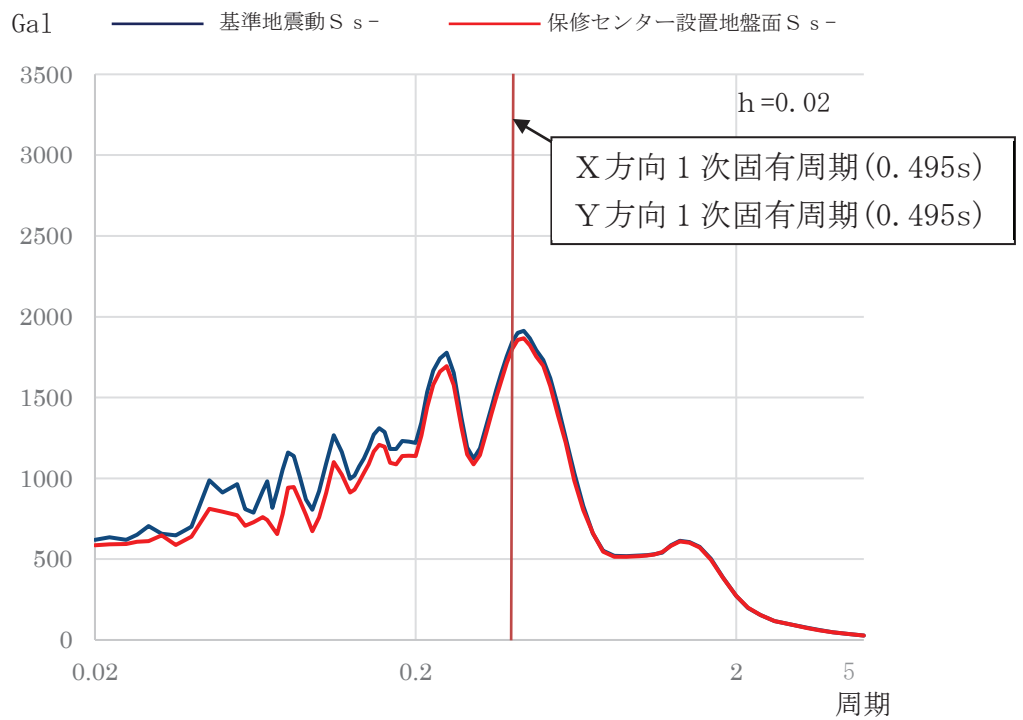


図 6.3.8-5 (2/2) 加速度応答スペクトルの比較図 (S s - N 1)

表 6.3.8-3 保修センター設置地盤面の地盤物性値

層厚 (m)	岩級	速度層	単位体積 重量 (kN/m ³)	動せん断 弾性係数 (N/mm ²)	動ポア ソン比	減衰 定数
0.4	CH級	第3速度層	26.2	4,700	0.41	0.03
17.3	CH級	第4速度層	26.2	11,500	0.34	0.03
27.7	CH級	第5速度層	26.2	16,800	0.33	0.03
213.1	B級	第5速度層	26.4	16,800	0.33	0.03

表 6.3.8-4 当該部分に作用する水平地震力一覧表

方向	階数	標準せん断力係数割増 し前の水平地震力 [kN]	標準せん断力 係数割増し値	標準せん断力係数割増 し後の水平地震力[kN]
X 方向	4F	33,067	1.78	58,858
	3F	50,688		90,224
	2F	63,520		113,065
	1F	75,139		133,747
Y 方向	4F	33,067	1.78	58,858
	3F	50,688		90,224
	2F	63,520		113,065
	1F	75,139		133,747

(b) 基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力

基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力 (Q_{un}) は以下の計算式による。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud}$$

$$Q_{ud} = n \cdot Z \cdot C_I \cdot W_I$$

$$C_I = R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

Q_{un} : 基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力 (t)

D_s : 各層の構造特性係数 ($D_s=0.25$)

F_{es} : 各層の形状特性係数 ($F_{es}=1.00$)

Q_{ud} : 標準せん断力係数の割増しを行い算定した当該部分に作用する
水平地震力 (t)

n : 重要度に応じた係数 ($n=1.0$)

Z : 地震地域係数 ($Z=1.0$)

C_I : せん断力係数

W_I : 当該部分が支える重量 (t)

R_t : 振動特性係数 ($R_t=1.0$)

A_i : せん断力係数の高さ方向の分布係数

C_0 : 割増した標準せん断力係数

Ds は各層とも、柱及び梁の種別は FC となり 0.25 を採用する。Fes は一貫計算プログラム Super Build/SS1-改訂版により計算した剛性率及び偏心率より 1.00 を採用する。

計算結果を表 6.3.8-5 に示す。

表 6.3.8-5 基準地震動 S s 時に対応する必要保有水平耐力算定表

方向	階数	Ds	Fes	Qud[kN]	Qun[kN]
X 方向	4F	0.25	1.00	58,858	14,715
	3F			90,224	22,556
	2F			113,065	28,267
	1F			133,747	33,437
Y 方向	4F	0.25	1.00	58,858	14,715
	3F			90,224	22,556
	2F			113,065	28,267
	1F			133,747	33,437

c. 保有水平耐力の算定

保有水平耐力 (Qu) の計算方法は、同一方向のフレームを直列に連結したモデルにモデル化し、解析は荷重増分解法、仮定外力は Ai 分布とする。また、平成 12 年建設省告示第 2464 号に基づき材料強度の 1.1 倍を適用し、保有水平耐力を 1.1 倍する。材料強度を反映した保有水平耐力を表 6.3.8-6 に示す。

表 6.3.8-6 保有水平耐力算定表

方向	階数	プログラム計算による計算値[kN]	材料強度	保有水平耐力 Qu [kN]
X 方向	4F	13,747	1.1	15,122
	3F	21,075		23,183
	2F	26,412		29,053
	1F	31,243		34,367
Y 方向	4F	15,900		17,490
	3F	24,351		26,787
	2F	30,545		33,600
	1F	36,132		39,745

(4) 評価結果

評価結果を表 6.3.8-7 に示す。

X方向及びY方向すべての階で Q_u/Q_{un} が評価基準値を上回ることから、本建屋は基準地震動 S_s に対して倒壊しないことを確認した。

表 6.3.8-7 評価結果一覧表

方向	階数	基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力 Q_{un} [kN]	保有水平耐力 Q_u [kN]	Q_u/Q_{un}
X 方 向	4F	14,715	15,122	1.03
	3F	22,556	23,183	1.03
	2F	28,267	29,053	1.03
	1F	33,437	34,367	1.03
Y 方 向	4F	14,715	17,490	1.19
	3F	22,556	26,787	1.19
	2F	28,267	33,600	1.19
	1F	33,437	39,745	1.19

(5) まとめ

アクセスルート及び保管エリアへの影響の観点からは、以下のように評価する。

女川原子力発電所の保修センターに対し、保有水平耐力計算を基に検討をした結果、基準地震動 S_s 時に対応する必要保有水平耐力が保有水平耐力以下であり、基準地震動 S_s に対し本建屋が倒壊せず、アクセスルート及び保管エリアへの影響がないことを確認した。

6.4 各建屋外装材の被害想定について

各建屋のうち、倒壊しないと判断している建屋について、外装材の被害想定を実施した。

6.4.1 評価方針

各建屋の構造及び外装材を表 6.4.1-1 に示す。

鉄筋コンクリート造の建屋の外装材は基本的に鉄筋コンクリートの躯体に吹付塗装のため、アクセスルート及び保管エリアへの影響がないと評価する。ただし、吹付塗装以外の外装材を使用している場合はアクセスルート及び保管エリアへの影響を評価する。なお、吹付塗装以外の外装材を使用している建屋はないことを確認している。

鉄骨造の建屋については、外装材の被害想定及びアクセスルートと保管エリアへの影響を評価する。

表 6.4.1-1 建屋関係の耐震評価結果

単位：mm

管理番号*	建屋名称	地上部の外装材を支持する構造	外装材	影響評価 要否
31	第1号機制御建屋	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
32	第1号機原子炉建屋	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
34	第1号機廃棄物処理建屋	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
57	第2号機原子炉建屋	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
58	第2号機制御建屋	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
59	第2号機タービン建屋	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
60	第2号機補助ボイラー建屋	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
83	第3号機原子炉建屋	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
84	第3号機サービス建屋	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
85	第3号機タービン建屋	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
87	事務本館／別館	鉄筋コンクリート造 鉄骨鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
113	事務建屋	鉄骨造	PC板（150）＋タイル	要
142	緊急用電気品建屋	鉄骨造	鉄板（12）＋ルーバーパネル	要
143	保修センター	鉄骨造	ケイ酸カルシウム板（12） ＋ガラスウール（75） ＋ケイ酸カルシウム板（12）	要
148	緊急時対策建屋	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否

注記*：「5. 保管場所及び屋外アクセスルート近傍の障害となり得る構造物と影響評価について 表 5-2 保管場所及び屋外アクセスルートの周辺構造物」による管理番号

6.4.2 評価結果

(1) 事務建屋の外装材被害による影響評価

a. 外装材の被害想定

別添 7 より上部構造の層間変形角を基に被害想定*を行う。被害想定を表 6.4.2-1 に示す。

表 6.4.2-1 建屋の最大層間変形角と外装材の被害想定

事務建屋 最大層間変形角	被害想定
	外装材
1/300 (X方向3階)	隅角部 わずかなひび割れ

注記*：被害想定 被災建築物応急危険度判定マニュアル P.46

(財団法人日本建築防災協会 全国被災建築物応急危険度判定協議会)

外装材の被害はわずかなひび割れ程度であり、脱落しないためアクセスルートへの影響はない。

(2) 緊急用電気品建屋の外装材被害による影響評価

a. 外装材の被害想定

緊急用電気品建屋は基準地震動 S_s に対して機能維持とする設計であることから、外装材の損傷はごくわずかであり、外装材は脱落しないため、アクセスルートへの影響はない。

(3) 保修センターの外装材被害による影響評価

a. 外装材の被害想定

保修センターは倒壊しないが、終局状態に近い変形となることから外装材が落下するものとして被害を想定する。

外装材の影響範囲は、平成20年4月1日に国土交通省住宅局建築指導課長より出された、「建築基準法施行規則の一部改正等の施行について（技術的助言）」を参考に、建物高さの半分を影響範囲に設定する。この場合、図6.4.2-1に示すとおりアクセスルート上に外装材が落下することから、迂回又は重機（ブルドーザ）にてがれき撤去することでアクセスルートを確保する。

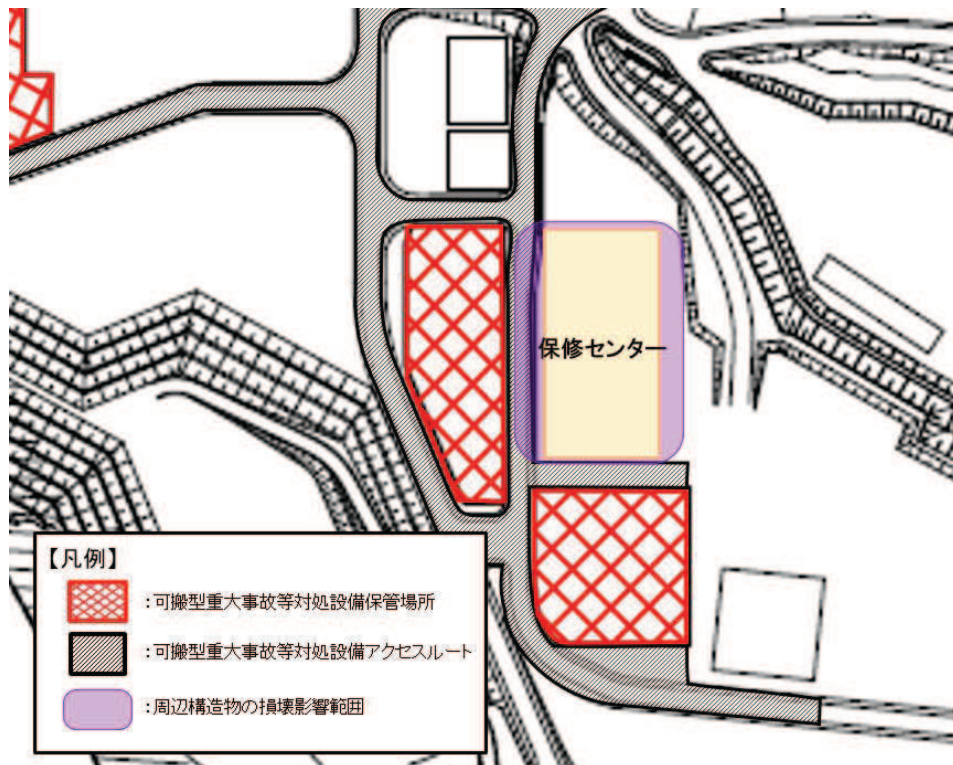


図 6. 4. 2-1 保修センター外装材影響範囲

(参考) 松島幹線 No. 2 送電鉄塔の保管場所及びアクセスルートへの影響確認

松島幹線 No. 2 送電鉄塔が倒壊した場合の鉄塔及び送電線による保管場所及びアクセスルートへの影響を確認した。

(1) 鉄塔倒壊の影響

松島幹線 No. 2 送電鉄塔が倒壊した場合、鉄塔高さ相当の 68.6m の範囲内に保管場所及びアクセスルートはないため、鉄塔そのものの倒壊影響はない。

(2) 鉄塔倒壊時の送電線の影響

松島幹線 No. 2 送電鉄塔が倒壊した場合、松島幹線 No. 1～No. 2 送電鉄塔間の送電線は通常位置より垂れ下がるため、送電線がアクセスルートの通行性に影響を与えないことを確認する。図 1 に松島幹線 No. 2 送電鉄塔の倒壊想定を示す。

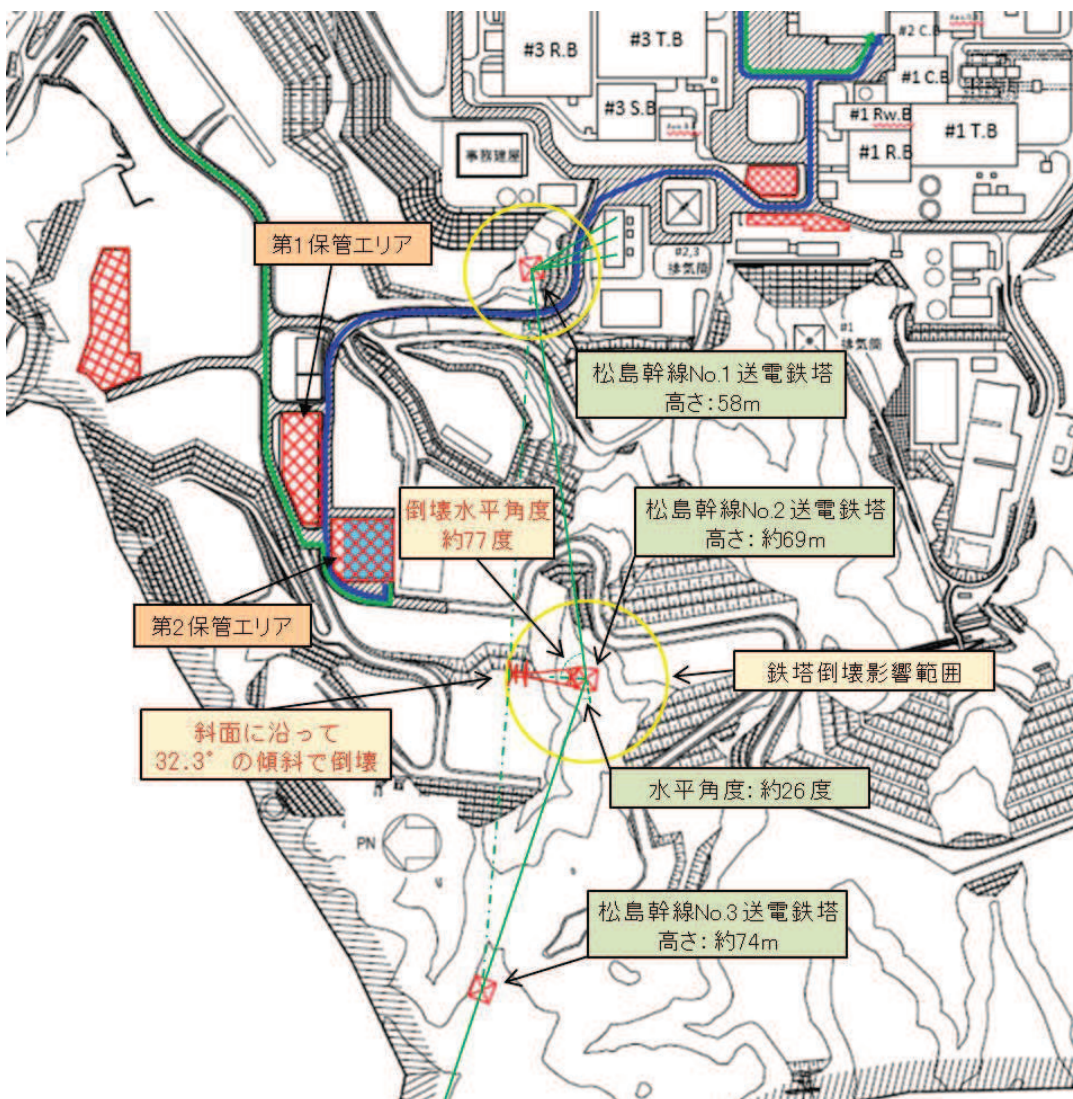


図 1 松島幹線 No. 2 送電鉄塔倒壊時の倒壊想定

- ・松島幹線 No. 1 送電鉄塔と松島幹線 No. 2 送電鉄塔間の経路間の距離は 354m であり、送電線の長さは最短 357.3m～最長 362.3m である。
- ・松島幹線 No. 1～No. 2 送電鉄塔間の送電線の安全率は、送電鉄塔と比べて十分大きな安全率を設定しており、送電線の断線よりも、鉄塔部材の損傷が先行して発生すると想定されるため、アクセスルート上の電線の垂れ下がりの検討においては、松島幹線 No. 1～No. 2 送電鉄塔間の送電線の断線は想定せずに、松島幹線 No. 2 鉄塔の倒壊に対する影響を評価した。
- ・松島幹線 No. 2 送電鉄塔は、松島幹線 No. 1 送電鉄塔及び松島幹線 No. 3 送電鉄塔に送電線が繋がっているため、松島幹線 No. 1 送電鉄塔方向の送電線に対して約 77° の水平角度で倒壊することを想定する。
- ・松島幹線 No. 2 送電鉄塔が O. P. 90.6m の高さで倒壊した際の線路間の距離は、松島幹線 No. 2 送電鉄塔の各相の高さに応じて短くなるものとして評価する。
- ・松島幹線 No. 2 送電鉄塔周辺は、倒壊方向に約 32.3° の斜面となっているため、約 32.3° の斜度で倒壊するものとする。
- ・鉄塔倒壊想定先端は約 32.3° の斜面の先にある O. P. 54m の平らな地面となっているため、松島幹線 No. 2 送電鉄塔脚部が完全にせん断され、その先の斜面に落下することはない設定とした。
- ・送電線に対し直交方向に鉄塔が倒壊するため、アクセスルート上の送電線の位置は北側に約 8m ずれるため、アクセスルートの高さは通常送電線位置における O. P. 34.0m より 1m 高い O. P. 35.0m とする。

松島幹線 No. 2 送電鉄塔倒壊時の送電線の状況を図 6.2.2-44 に示す。

松島幹線 No. 2 送電鉄塔の倒壊により送電線の位置は、O. P. 35.0m にあるアクセスルートの直上において最大で O. P. 47.1m まで垂れ下がるが、可搬型重大事故等対処設備の中で最も車高が高い可搬型窒素ガス供給装置の全高は 3.781m であり、車両頂部の O. P. 38.9m に対して 8.2m の送電線との離隔距離が確保できるため、可搬型重大事故等対処設備は通行可能である。

なお、万が一、倒壊時に送電線が切断された場合においても、がれき撤去のため出動するブルドーザのブレードにてアクセスルート外へ排除することが可能である。

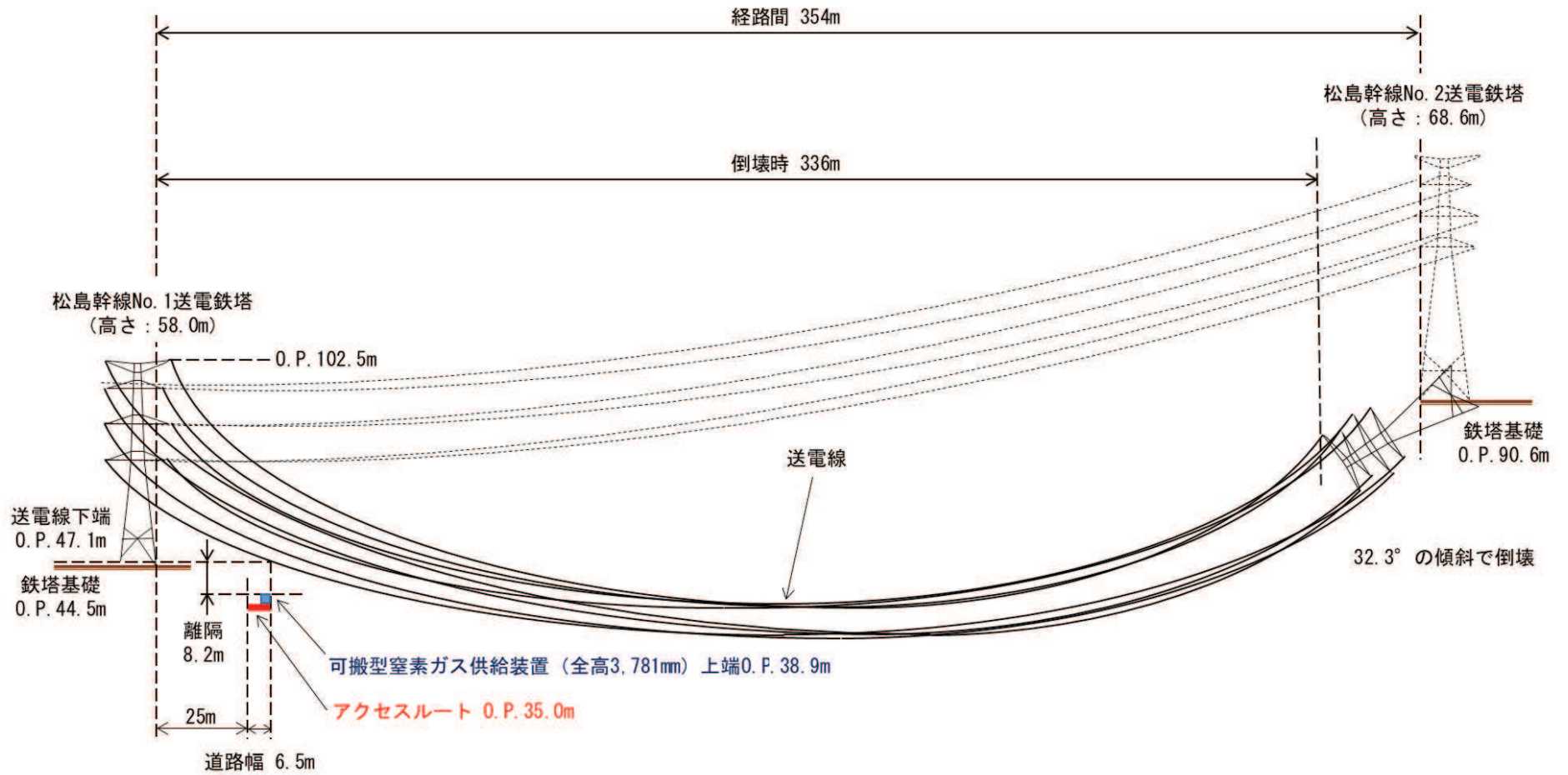


図2 松島幹線 No. 2 送電鉄塔倒壊時の送電線状況

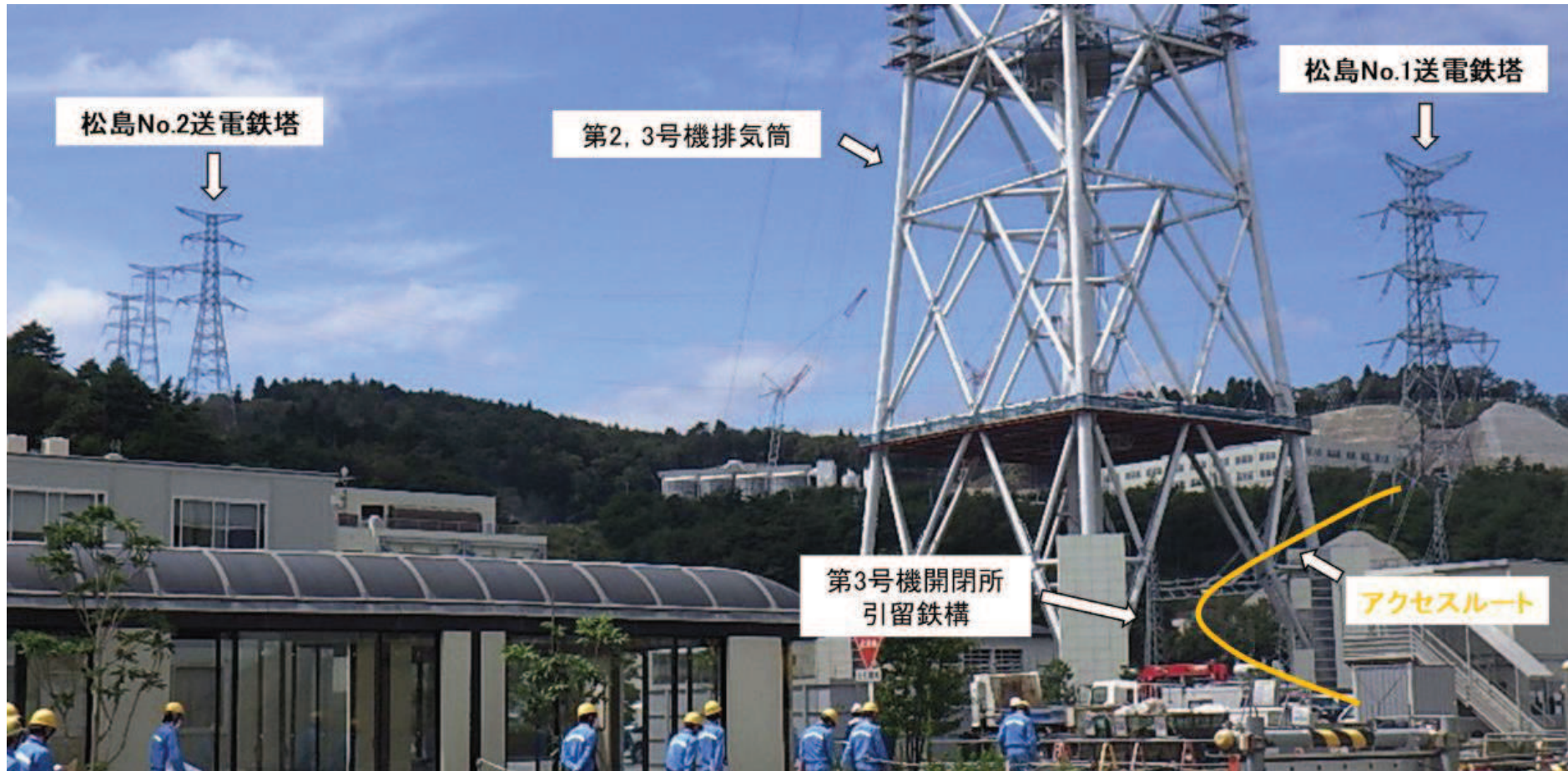


図3 松島幹線の送電線とアクセスルートの位置関係

7. 屋外アクセスルートの段差及び傾斜評価に用いる沈下率の設定方法について

7.1 概要

2011年東北地方太平洋沖地震によって、女川原子力発電所の構内には不等沈下が生じたことが確認されている。屋外アクセスルートの地震時の段差及び傾斜を評価するに当たり、沈下率を設定する必要があることから、2011年東北地方太平洋沖地震による沈下実績の整理及び沈下要因の分析を行い、その結果を評価に反映する。検討フローを図7.1-1に示す。

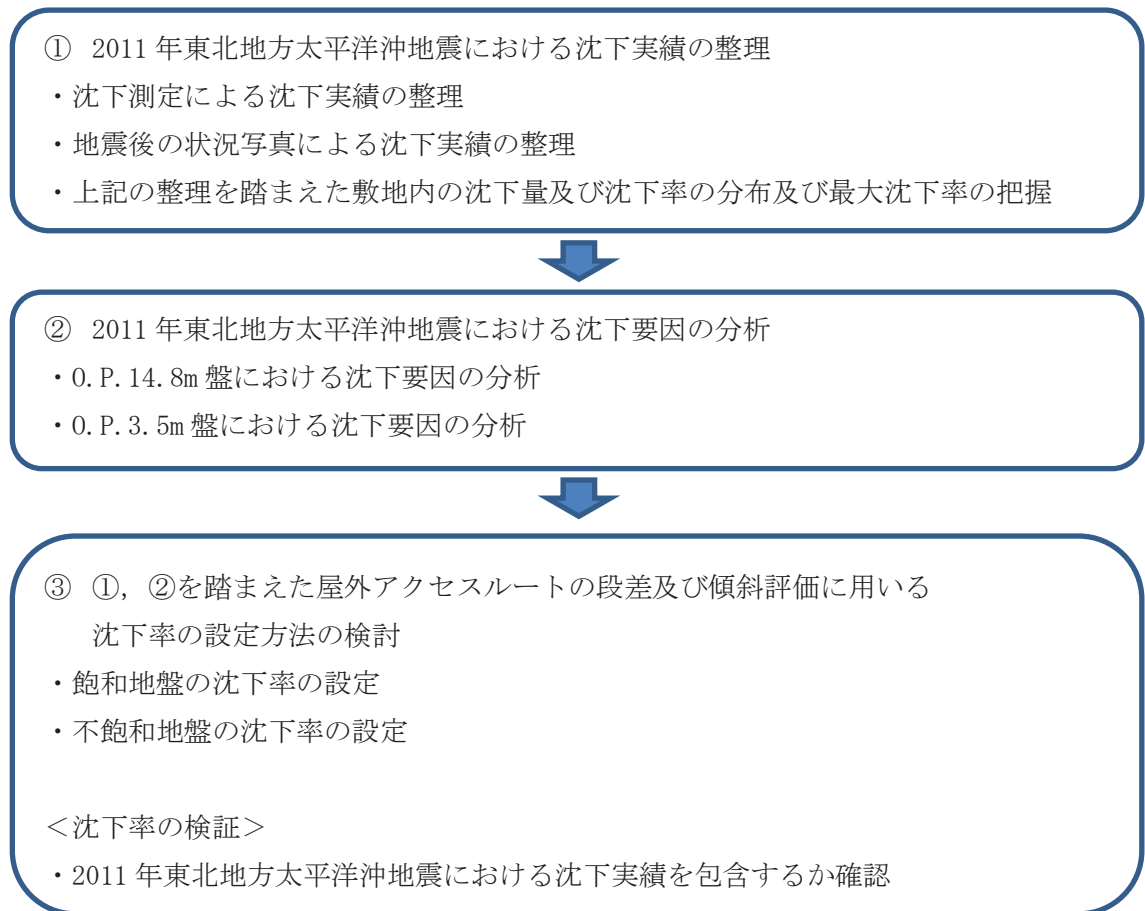


図7.1-1 屋外アクセスルートの段差及び傾斜評価に用いる沈下率の設定

7.2 2011年東北地方太平洋沖地震における女川原子力発電所の沈下実績の整理

(1) 沈下測定による沈下実績

建屋や地上構造物近傍では、地震時にくさび崩壊*に伴う沈下が発生することが想定され、建屋等に接続されている非岩着のトレンチ等が沈下することで被害が生じる可能性がある。このような被害の状況を事前に把握するため、建屋や地上構造物近傍に沈下棒を設置し、沈下測定を実施している。

沈下棒の構造は図7.2-1のとおりであり、沈下棒の天端部の標高を測定することにより、沈下板の下に存在する盛土や旧表土の沈下量を計測するものである。

2011年東北地方太平洋沖地震における女川原子力発電所の沈下実績を図7.2-2に示す。なお、沈下率については、計測した沈下量を沈下板の下に存在する盛土及び旧表土の層厚で除すことにより算出した。測定箇所13地点の平均沈下率は0.87%であり、最大沈下率は1.21%であった。実績沈下量の測定は、2011年東北地方太平洋沖地震前後の2月8日と3月27、28日に実施しており、当該地震の影響による沈下量を把握できている。

注記*：くさび崩壊とは、構造物と周囲地盤の相対変位に起因する主働状態で生じるすべり破壊をいう。

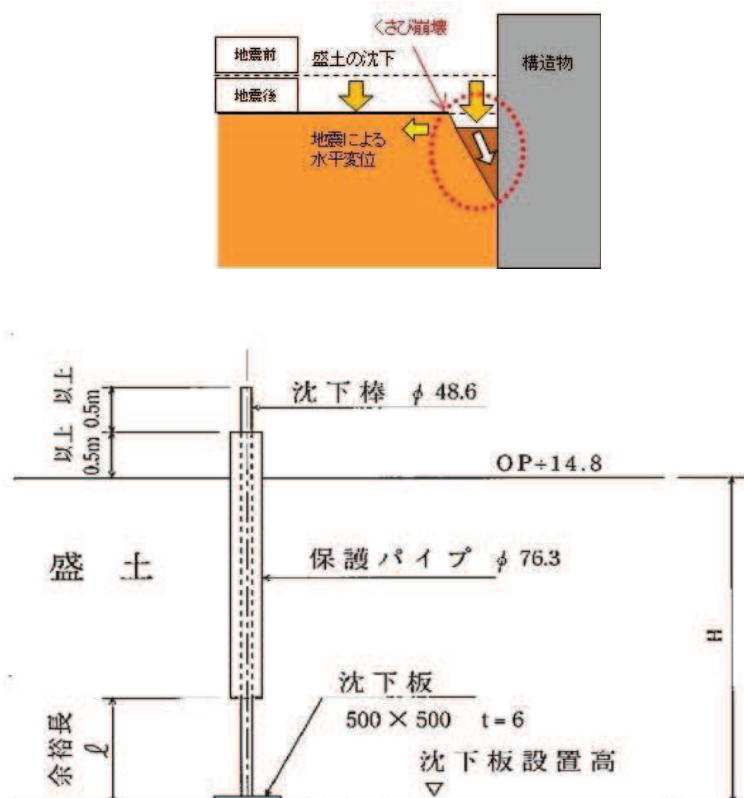
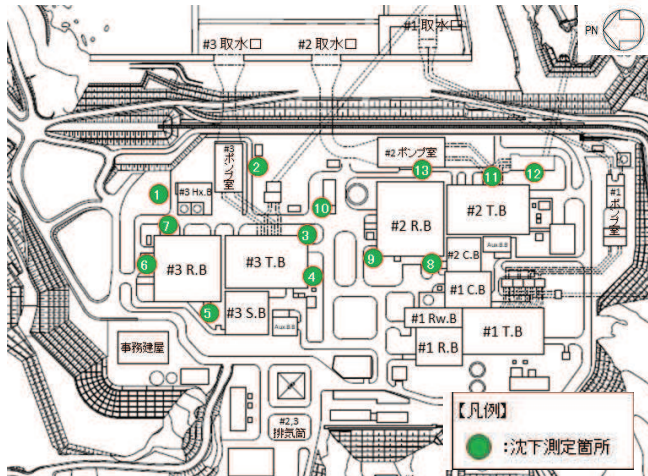


図7.2-1 沈下棒の構造

2011年東北地方太平洋沖地震（平成23年3月11日）
における沈下実績値



No.	沈下量	沈下率
1	15.0cm	0.93%
2	18.0cm	0.93%
3	4.3cm	0.18%
4	9.3cm	0.79%
5	11.5cm	1.00%
6	8.8cm	0.50%
7	30.1cm	1.18%
8	20.9cm	1.21%
9	15.7cm	0.76%
10	14.9cm	1.02%
11	10.8cm	0.84%
12	7.1cm	1.15%
13	19.8cm	0.82%

平均沈下率	0.87%
-------	--------------

図 7.2-2 2011年東北地方太平洋沖地震における女川原子力発電所の沈下実績

(2) 地震後の状況写真による沈下実績

a. 地震後に顕著な沈下が確認された箇所の整理

2011年東北地方太平洋沖地震後に顕著な沈下が確認された箇所は図7.2-3に示す7箇所であった。各沈下の状況の詳細を図7.2-4に示す。

写真から推定される沈下量及び沈下率を表7.2-1に示す。推定される最大沈下率は1.28%であった。

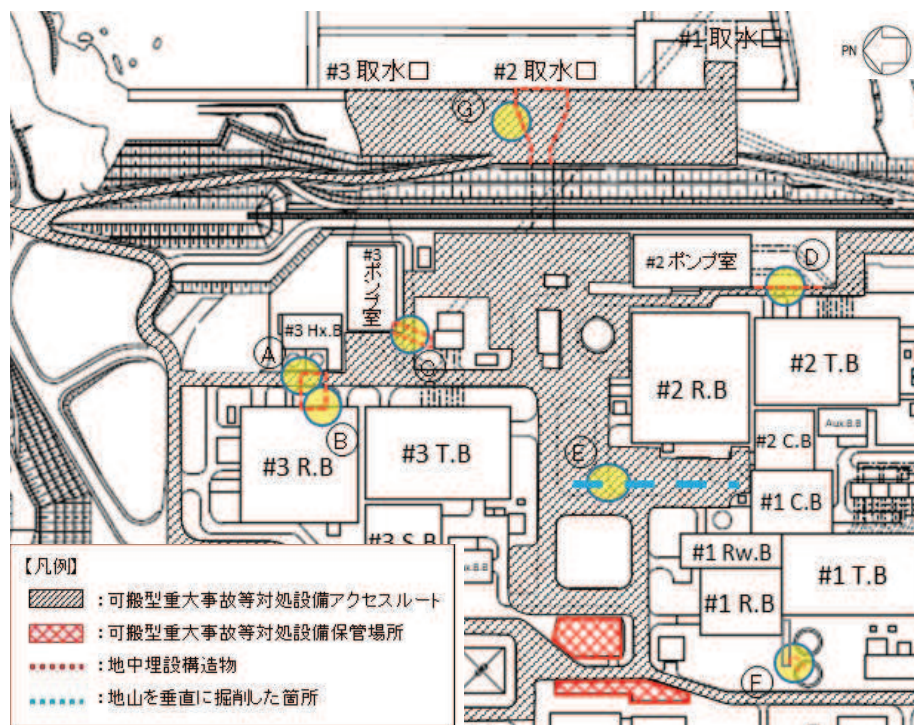
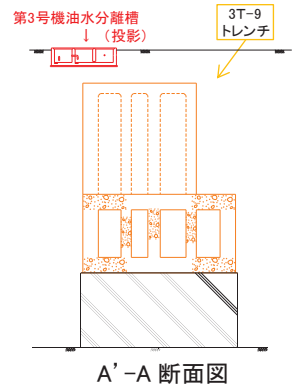
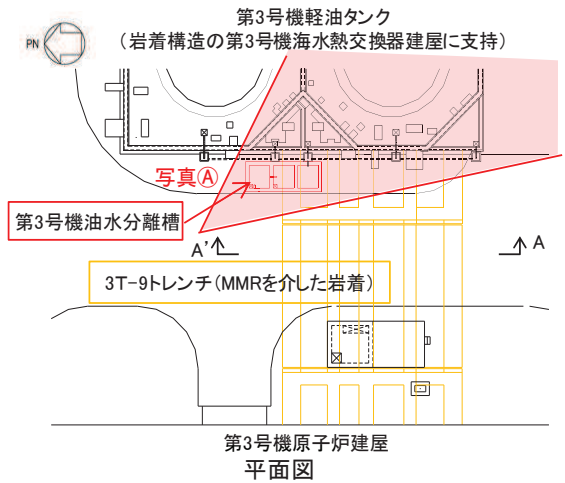


図7.2-3 2011年東北地方太平洋沖地震における沈下発生箇所



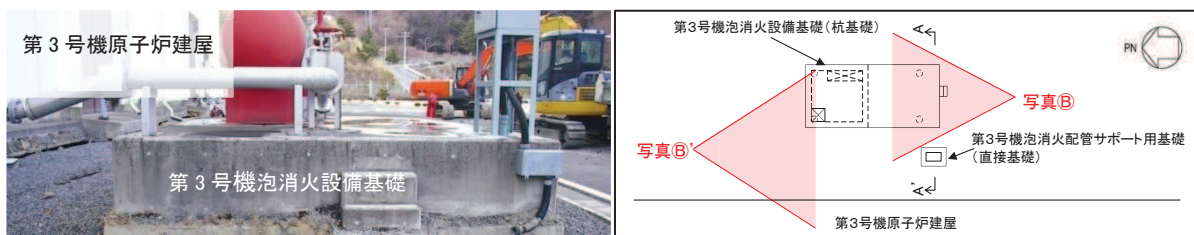
写真① 沈下発生状況



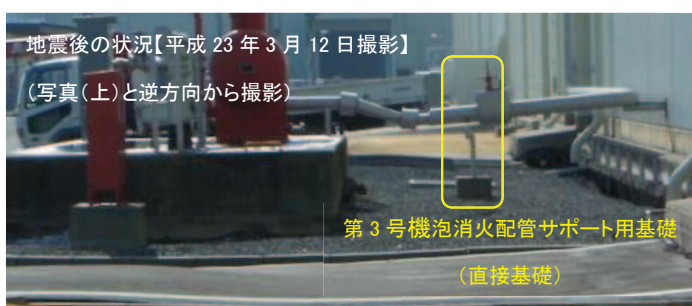
構内道路及び第3号機油水分離槽【平成23年3月12日撮影】

- 第3号機油水分離槽は、3T-9トレンチ(MMRを介して岩着)の近傍に位置している。そのため、3T-9トレンチに近い側と遠い側で沈下量が異なり、第3号機油水分離槽は写真のように傾いたと考えられる。
- 沈下量は写真の3号機油水分離槽の奥の基礎から約35cmと推定される。

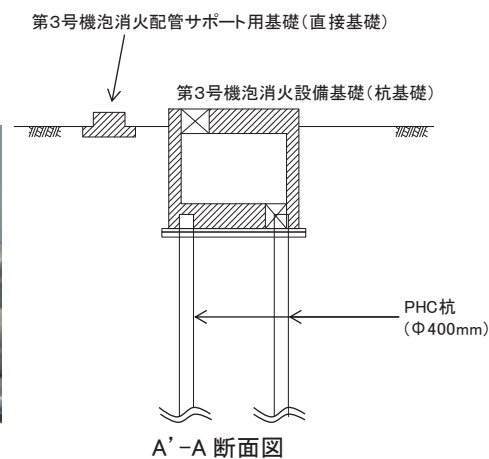
図 7.2-4 2011年東北地方太平洋沖地震における沈下発生状況 (1/5)



写真⑥ 沈下発生状況



写真⑥' 沈下発生状況



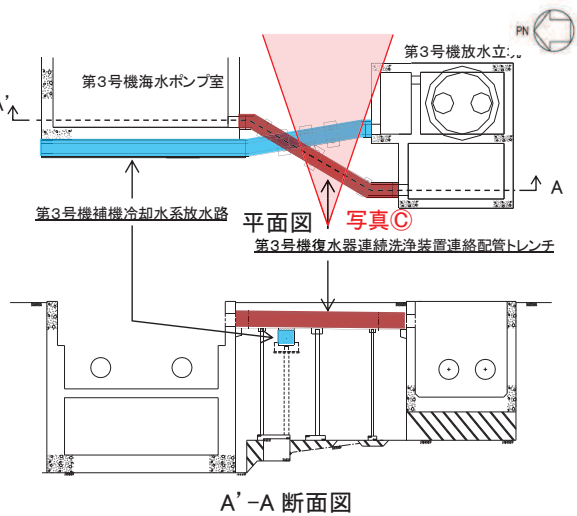
第3号機泡消火設備基礎【平成 23 年 3 月 20 日撮影】

- 第3号機泡消火設備基礎は杭基礎構造(MMRを介して岩着)であるため、周辺の埋戻し部のみが沈下している(写真⑥)。
- 写真⑥では基礎に敷設されている配管が第3号機原子炉建屋側に向かって下がっている状況が確認される。これは、第3号機泡消火設備基礎から第3号機原子炉建屋の中間にサポート部材があり、その基礎が岩着していないため沈下したことにより生じたものであり、3号機泡消火設備基礎が浮き上がったものではない(写真⑥')。
- 第3号機泡消火設備周辺の沈下量は写真から約40cmと推定される。

図 7.2-4 2011 年東北地方太平洋沖地震における沈下発生状況 (2/5)



写真㉓ 沈下発生状況

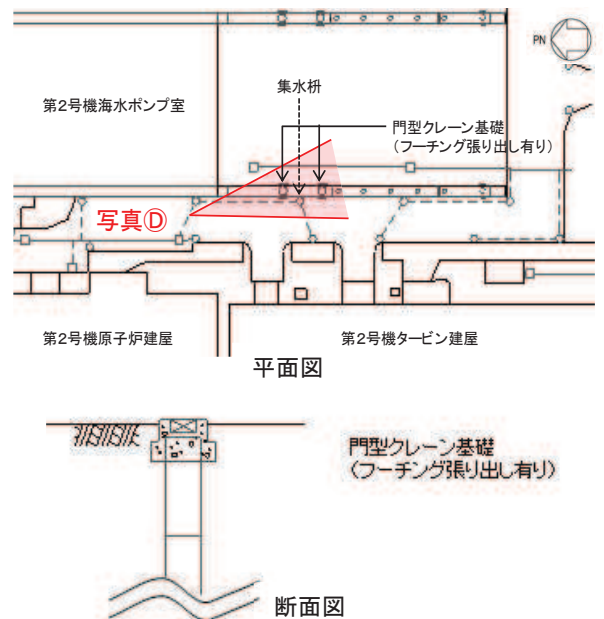


構内道路【平成 23 年 3 月 12 日撮影】(3号機海水ポンプ室脇から海側を撮影)

- 構内道路を横断して杭基礎構造の第3号機復水器連続洗浄装置連絡配管トレンチが埋設されているため、周辺の埋戻し部との境界で段差が生じたと考えられる。
- 沈下量は写真右側の側溝から約 15cm と推定される。



写真㉔ 沈下発生状況



構内道路【平成 23 年 3 月 12 日撮影】(第2号機海水ポンプ室付近から第1号機海水ポンプ室方向を撮影)

- 門型クレーン基礎の一部に杭フーチングが張り出している箇所があり、L型側溝に不陸が生じている。
- フーチングの張り出し部の上部にある側溝は道路側に傾いていること、道路の白線にはほとんど不陸が生じていないことから、沈下量は約 15cm と推定される。

図 7.2-4 2011 年東北地方太平洋沖地震における沈下発生状況 (3/5)

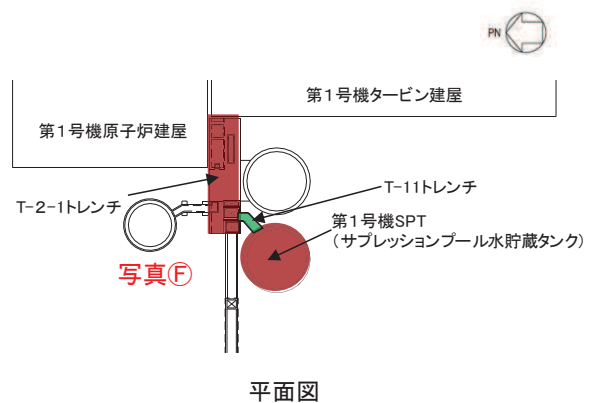


構内道路【平成 23 年 3 月 12 日撮影】(第 2 号機原子炉建屋脇から山側を撮影)

- 敷地の盛土の分布範囲から、写真手前側は埋戻し部(盛土)が分布している範囲であり、写真奥側は切土の範囲であることから、盛土層厚の違いによって段差が生じたものと考えられる。
- 沈下量は写真のアスファルト舗装の段差から約 10cm と推定される。



写真㉔ 沈下発生状況



第 1 号機 SPT・T-11 トレンチ【平成 23 年 3 月 12 日撮影】

- 第 1 号機 SPT は杭基礎、T-2-1 トレンチは MMR を介して岩着しているが、写真中央の T-11 トレンチは岩着していない構造であるため、T-11 トレンチのみ沈下し、第 1 号機 SPT 及び T-2-1 トレンチとの接続部において段差が生じたと考えられる。
- 沈下量は右側の写真のタンク基礎が露出した部分から約 15cm と推定される。

地震後の状況【平成 29 年 5 月 24 日撮影】



図 7.2-4 2011 年東北地方太平洋沖地震における沈下発生状況 (4/5)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



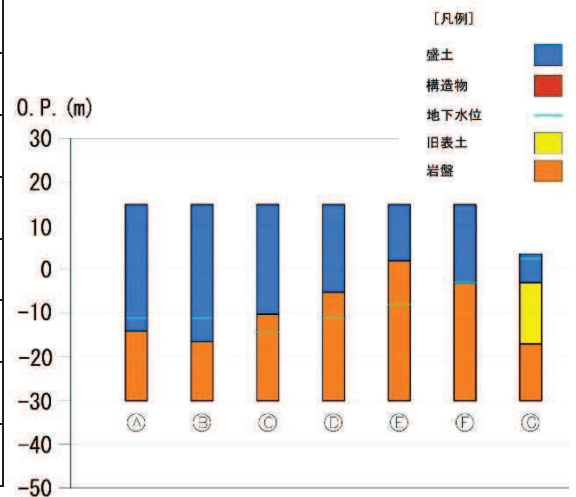
第2号機取水口付近【平成23年3月15日撮影】

- 第2号機取水口付近は、津波により浸水したため、地震による影響（液状化、噴砂等）の有無を確認することはできない。なお、道路に生じている段差は岩着している取水口と埋戻土（盛土）の境界であり、道路上に確認される砂については、津波によって巻き上げられた海砂が堆積したものと考えられる。
- 沈下量は写真の第2号機取水口（鉄筋コンクリート造）とアスファルト舗装の境界部に発生している段差から約20cmと推察される。

図 7.2-4 2011年東北地方太平洋沖地震における沈下発生状況（5/5）

表 7.2-1 2011年東北地方太平洋沖地震における段差発生箇所の推定沈下量及び沈下率

段差発生箇所	沈下量	沈下率
①	約 35cm	1.21%
②	約 40cm	1.28%
③	約 15cm	0.60%
④	約 15cm	0.75%
⑤	約 10cm	0.78%
⑥	約 15cm	0.84%
⑦	約 20cm	0.87%



枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

b. その他の敷地内の状況について

前項に示している地震後に顕著な沈下が確認された7地点を除き、敷地内においては図7.2-5～図7.2-6に示すように不等沈下に伴う大きな変状は確認されていない。

図7.2-5に示す写真A及びBは第2号機と第3号機に挟まれているエリアであり、構内道路や緑地帯には大きな変状は確認されず、車両の通行に支障を及ぼすことはなかった。

図7.2-6に示す写真Cは第3号機の原子炉建屋及びタービン建屋の東側のエリアであり、構内道路には大きな変状は確認されず、車両の通行に支障を及ぼすことはなかった。

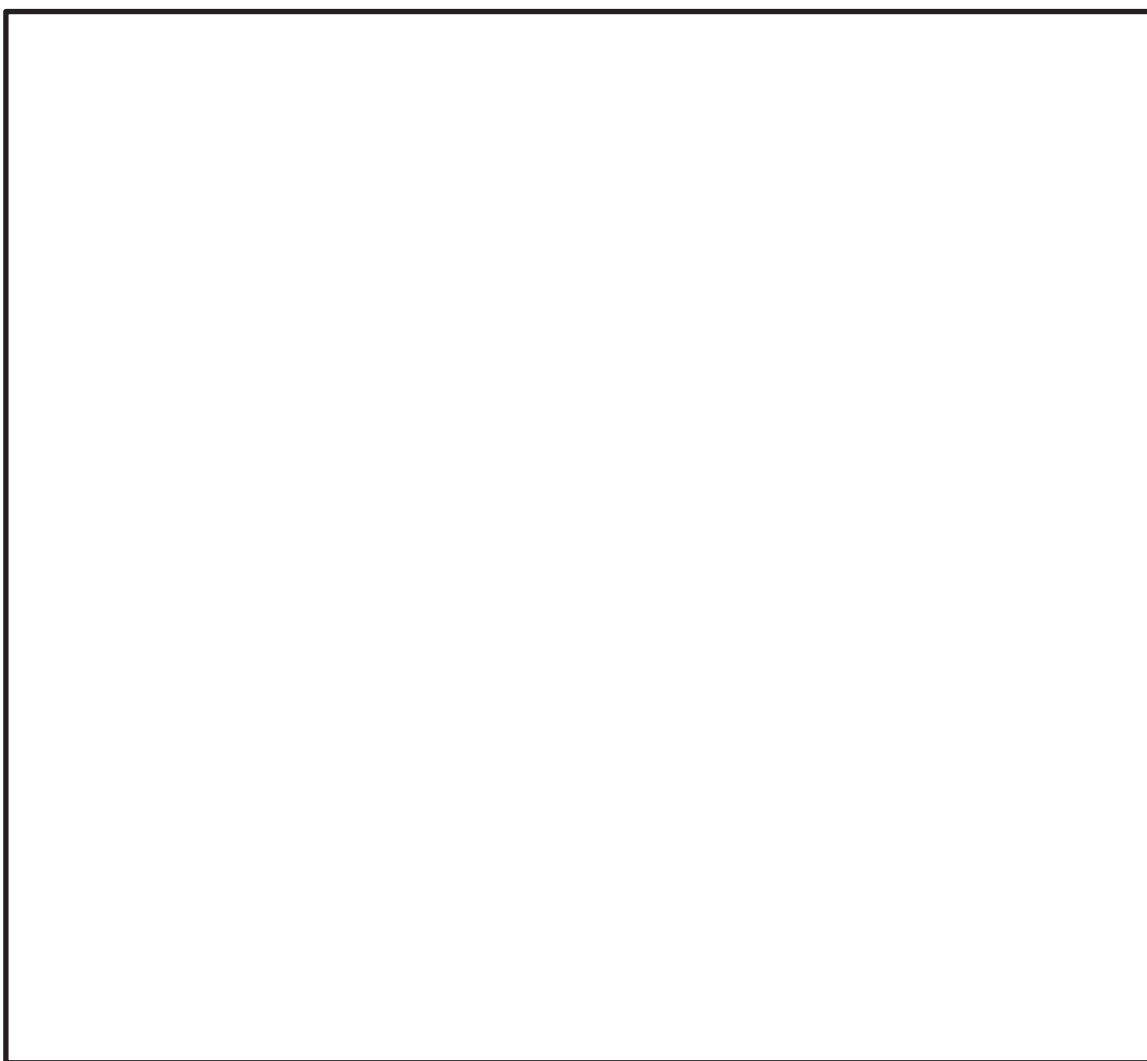
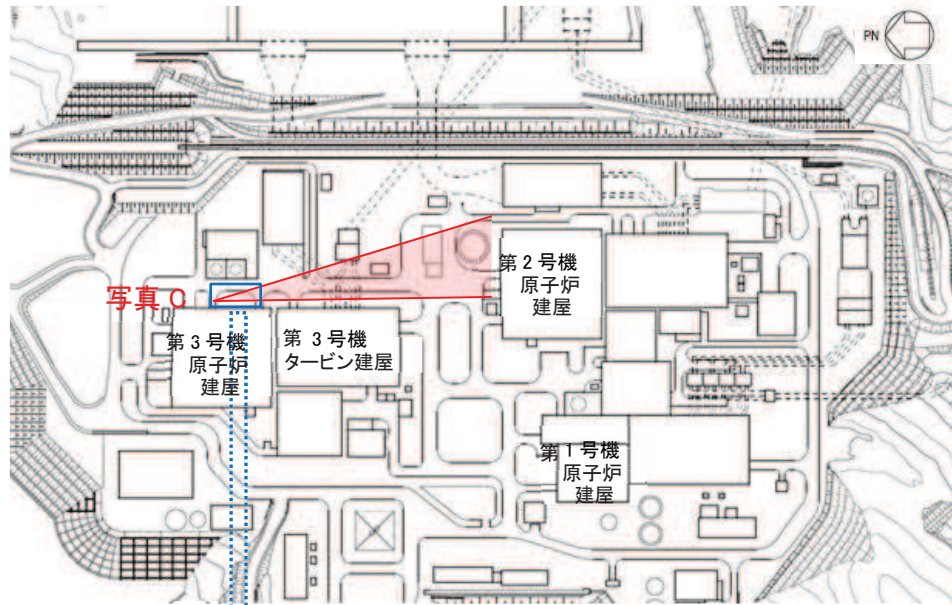


図7.2-5 2011年東北地方太平洋沖地震後の状況写真（第3号機南側）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



拡大

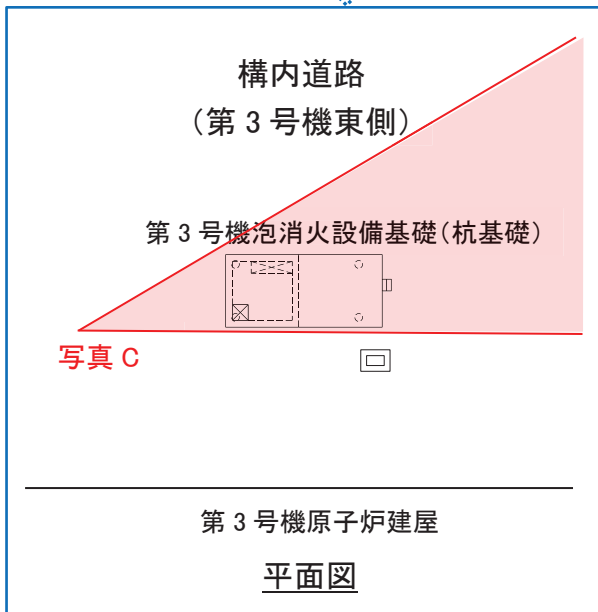


写真 C:地震後の状況【平成 23 年 3 月 12 日撮影】

図 7.2-6 2011 年東北地方太平洋沖地震後の状況写真 (第3号機東側)

(3) 2011年東北地方太平洋沖地震による沈下量及び沈下率の分布について

地震後の沈下棒による沈下測定箇所及び顕著な沈下が確認された箇所の沈下量及び沈下率を図7.2-7に示す。また、図7.2-8に上記の沈下実績をもとに作成した沈下率及び沈下量の分布図を示す。

沈下棒による沈下測定や写真による状況確認により、2011年東北地方太平洋沖地震による敷地内の沈下を網羅的に捉えている。

敷地内の最大沈下率は第3号機原子炉建屋と第3号機海水熱交換器建屋に挟まれたエリアで得られており、1.28%であった。次項にて沈下の要因分析を実施した上で、屋外アクセスルートの段差及び傾斜評価に用いる沈下率は、2011年東北地方太平洋沖地震の沈下実績値(最大1.28%)を包含することを確認する。

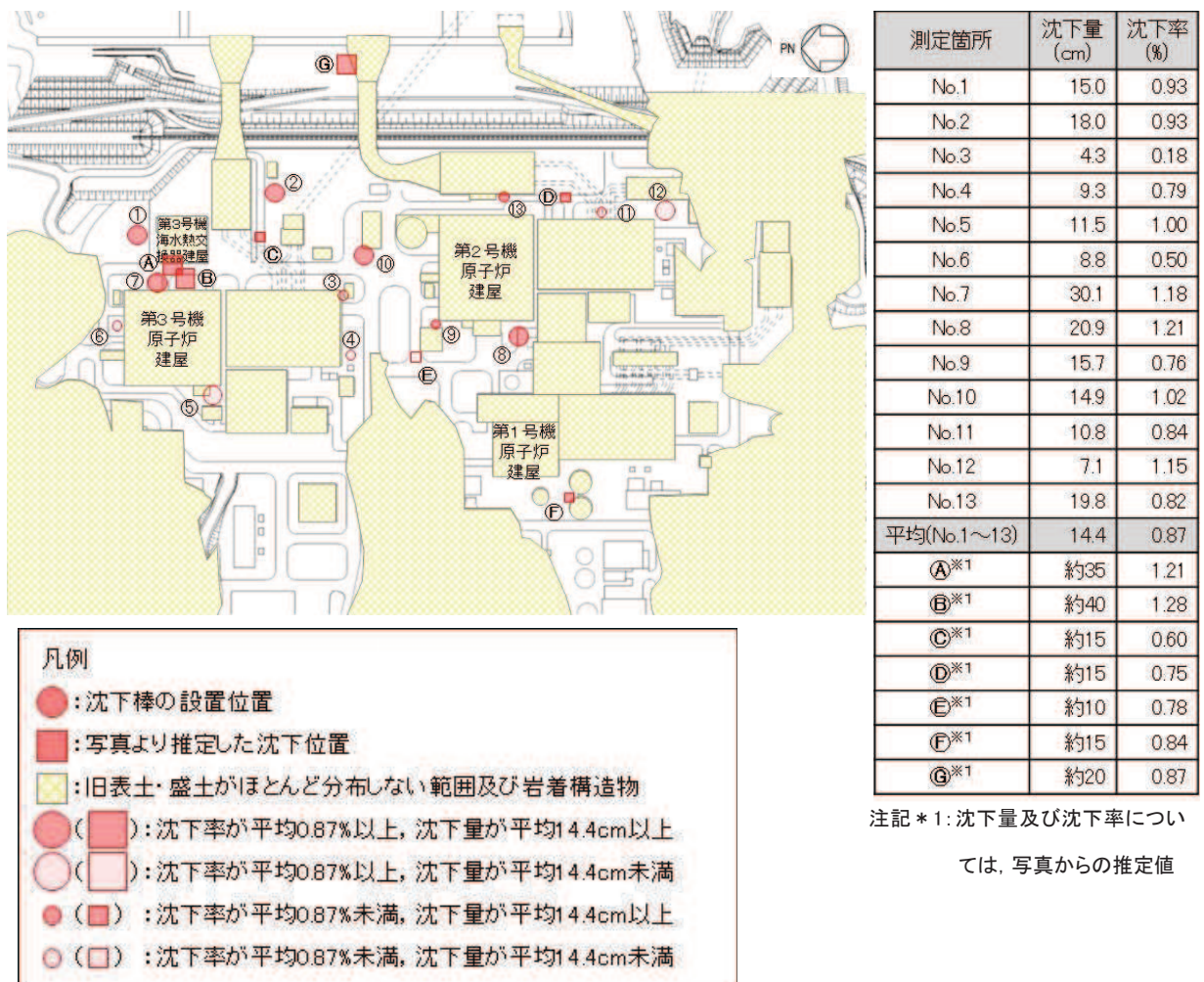
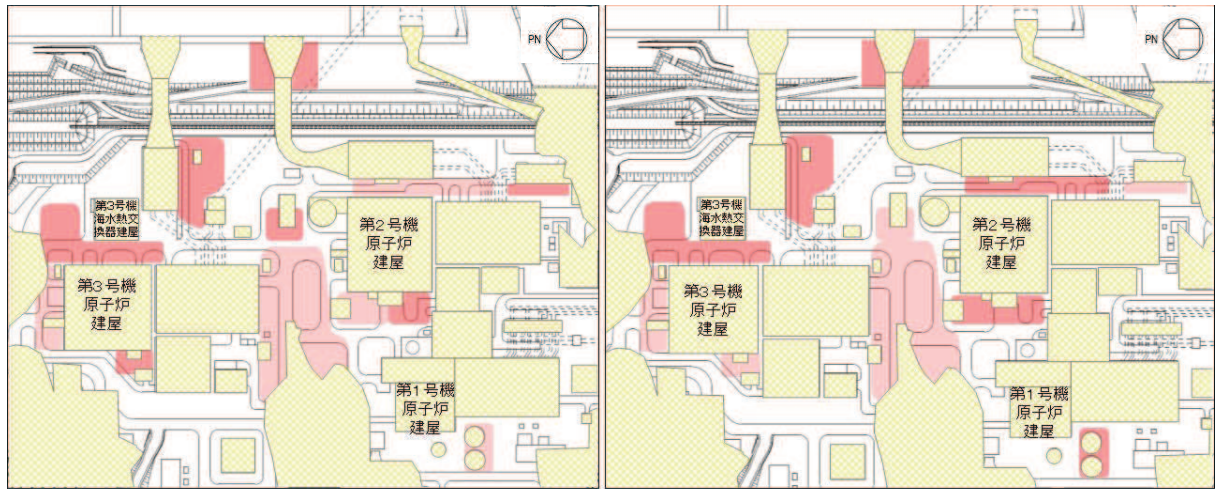
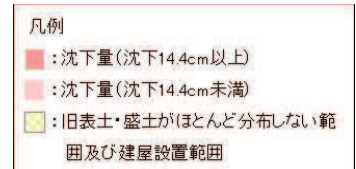
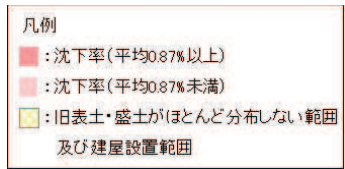


図7.2-7 地震後の沈下棒による沈下測定箇所及び顕著な沈下が確認された箇所の沈下量と沈下率



敷地内の沈下分布図(沈下率で整理)

敷地内の沈下分布図(沈下量で整理)



注記* : 白抜き箇所は沈下量を測定していないため、沈下量の想定が困難なエリア

図 7.2-8 2011年東北地方太平洋沖地震における沈下率及び沈下量の分布

7.3 2011年東北地方太平洋沖地震における女川原子力発電所の沈下要因

(1) 沈下測定箇所（O.P. 14.8m盤）の沈下要因

沈下測定箇所の沈下要因としては、建屋近傍での計測であることから、建屋近傍のくさび崩壊に伴う沈下の成分を含む可能性があり、その他の要因として、不飽和地盤の繰返しせん断に伴う沈下及び飽和地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下が考えられる。

2011年東北地方太平洋沖地震による液状化の有無の検討については、地震応答解析により液状化に対する抵抗率（ F_L ）を確認することで液状化判定を行う。

図7.3-1に沈下測定箇所と既設の地下水位低下設備の配置を示し、図7.3-2に沈下測定箇所の地質構成を示す。沈下測定箇所のうちNo.10以外の地点は地下水位低下設備の近傍にあるため地下水位が低くなっており、地下水位以浅の盛土厚が最も薄く有効上載圧が最も小さくなるNo.10を検討地点とした。

沈下測定箇所の液状化判定の対象とする地震動は、女川原子力発電所で観測された敷地岩盤上部（O.P. -8.6m）の地震波から表層の影響を除去したはざとり波とし、地震応答解析の解析コードは「microSHAKE/3D Ver. 2.3.1」とする。

解析の結果を図7.3-3に示す。地下水位以深の飽和地盤の液状化に対する抵抗率（ F_L ）は1.0を上回っており、液状化はしていなかったと考えられる。よって、沈下測定箇所（O.P. 14.8m盤）の沈下の要因は、不飽和地盤の揺すり込み沈下であると判断される。

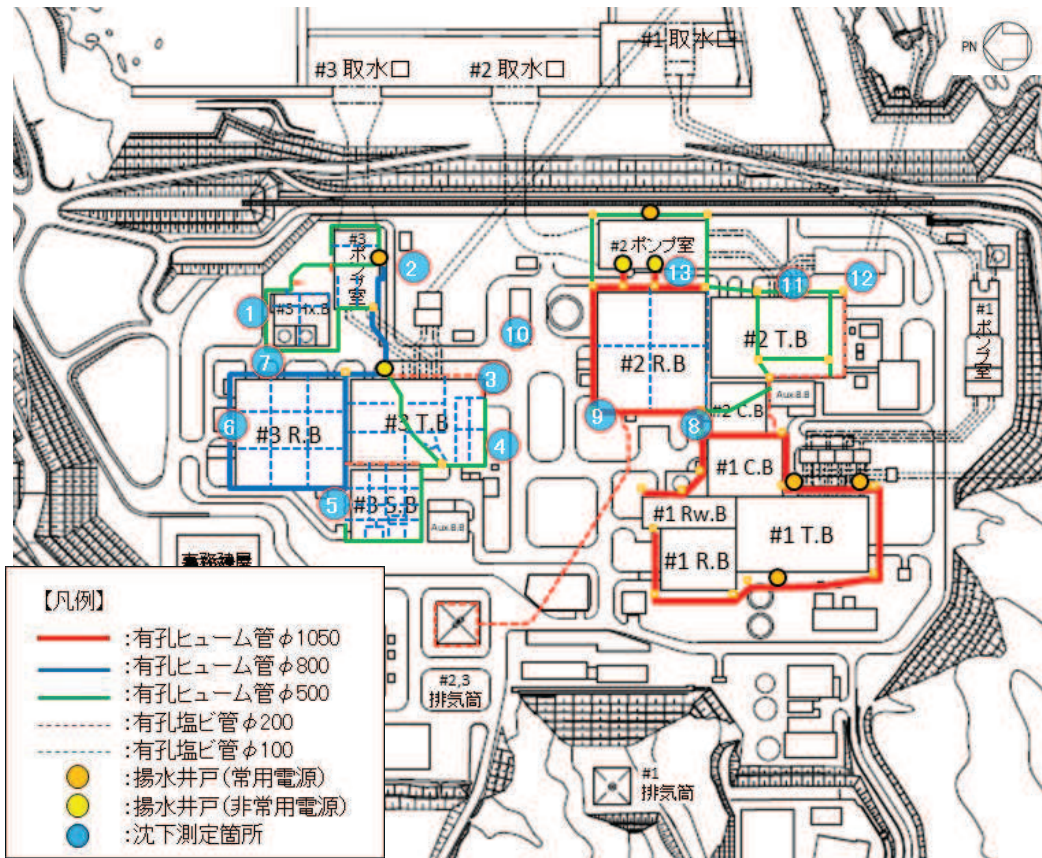


図 7.3-1 地下水位低下設備の配置状況

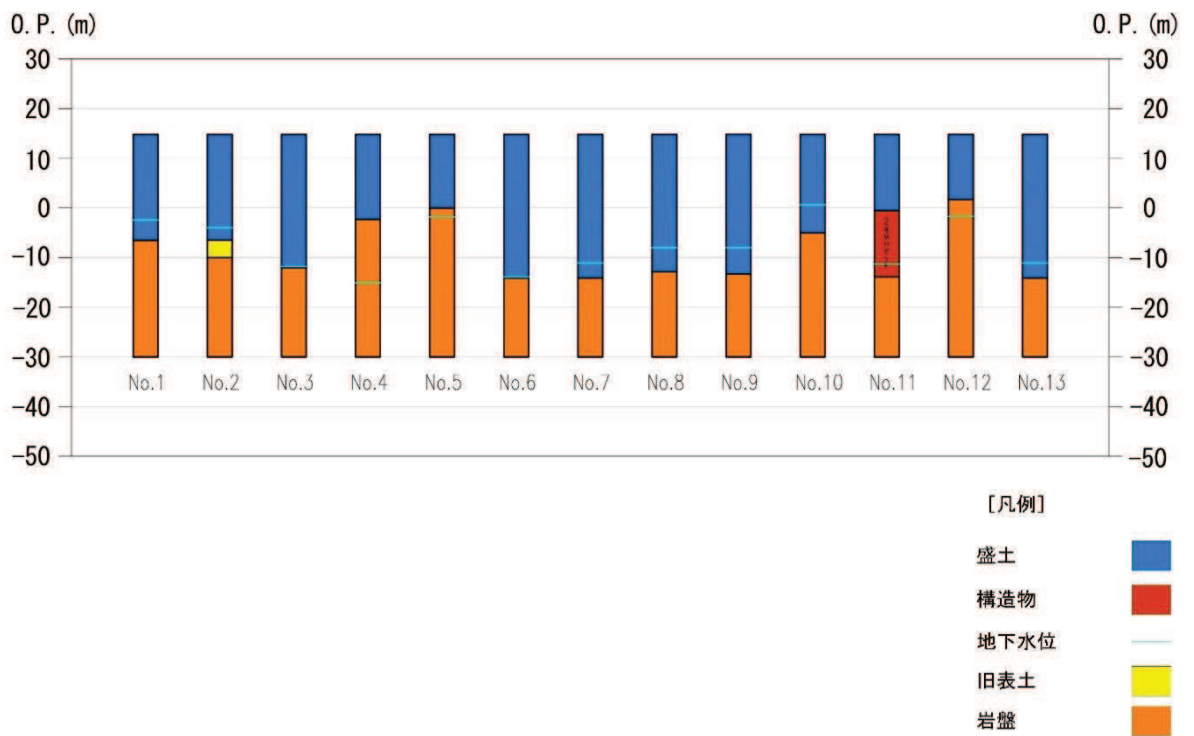
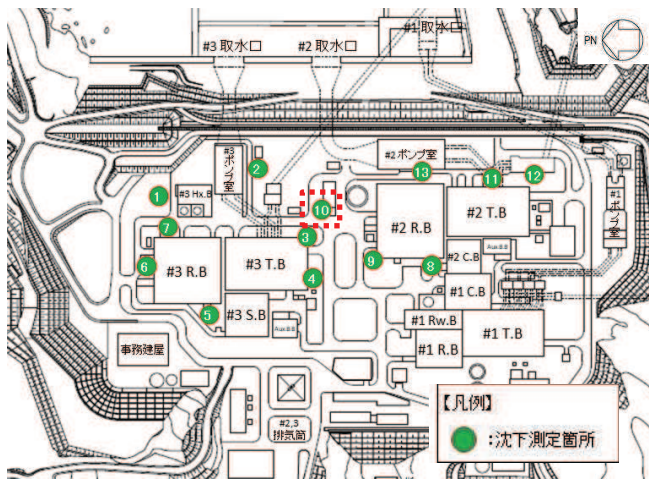


図 7.3-2 沈下測定箇所の地質構成



地下水水位→

高さ O.P.(m)	層名称	F _L
14.800	盛土	-
13.450		-
12.464		-
11.478		-
10.492		-
9.506		-
8.520		-
7.534		-
6.548		-
5.562		-
4.576		-
3.590		-
2.604		-
1.618		-
0.632		1.94
-0.285	2.01	
-1.202	2.08	
-2.119	2.15	
-3.953	2.31	
-4.870	2.39	
-5.788	2.47	

図 7.3-3 No. 10 地点の液状化抵抗率 (F_L)

(2) O.P. 3.5m 盤の沈下要因

O.P. 3.5m 盤は 2011 年東北地方太平洋沖地震の後に発生した津波により浸水を受けた場所（女川原子力発電所で観測された津波高さは O.P. 約 13m）であることから、液状化の痕跡である噴砂等は確認できなかった。そのため、O.P. 3.5m 盤の液状化の有無については、地震応答解析により液状化に対する抵抗率（ F_L ）及び土質定数の低減係数（ D_E ）を確認することにより判断した。液状化判定に用いる地震動は、女川原子力発電所で観測された敷地岩盤上部（O.P. -8.6m）の地震波から表層の影響を除去したはざとり波とし、地震応答解析の解析コードは「SHAKE Ver. 1.6」とする。

解析の結果を図 7.3-4 に示す。地下水位以深の飽和地盤の液状化に対する抵抗率（ F_L ）は 1.0 を下回っており、土質定数の低減係数（ D_E ）も 1 を下回る範囲が多い。よって、O.P. 3.5m 盤は過剰間隙水圧の消散に伴う沈下や有効応力の減少により地盤の剛性低下が生じていた可能性が高いと考えられる。

O.P. 3.5m 盤の沈下要因を踏まえ、海岸付近の屋外アクセスルートの評価に当たっては、有効応力の減少に伴う海岸方向への地盤の変状を考慮するため、二次元有効応力解析を実施し、通行性を確認する。



表-8.2.1 土質定数の低減係数 D_E 地下水位→

F_L の範囲	現地盤面からの深度 x (m)	動的せん断強度比 R			
		$R \leq 0.3$		$0.3 < R$	
		レベル 1 地震動に対する照査	レベル 2 地震動に対する照査	レベル 1 地震動に対する照査	レベル 2 地震動に対する照査
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq x \leq 10$	1/6	0	1/3	1/6
	$10 < x \leq 20$	2/3	1/3	2/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq x \leq 10$	2/3	1/3	1	2/3
	$10 < x \leq 20$	1	2/3	1	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	$0 \leq x \leq 10$	1	2/3	1	1
	$10 < x \leq 20$	1	1	1	1

道路橋示方書・同解説（V 耐震設計編）（日本道路協会，平成 14 年 3 月 p125 より抜粋）

高さ O.P.(m)	層名称	F_L	D_E
3.500	盛土	-	-
2.500		-	-
1.500		-	-
0.400		1.01	-
-0.320	旧表土	0.94	1
-1.040		0.50	2/3
-2.040		0.49	2/3
-3.040		0.49	2/3
-3.978		0.50	2/3
-4.978		0.52	2/3
-5.978		0.54	2/3
-6.978		0.56	2/3
-7.978		0.59	2/3
-8.978		0.62	2/3
-9.978		0.66	2/3
-10.978		0.69	1
-11.978		0.73	1
-12.978		0.77	1
-13.978	0.82	1	
-14.978	0.86	1	
-15.978	0.90	1	

図 7.3-4 O.P. 3.5m 盤の液状化抵抗率（ F_L ）及び土質定数の低減係数（ D_E ）

7.4 屋外アクセスルートの段差及び傾斜評価に用いる沈下率の設定方法

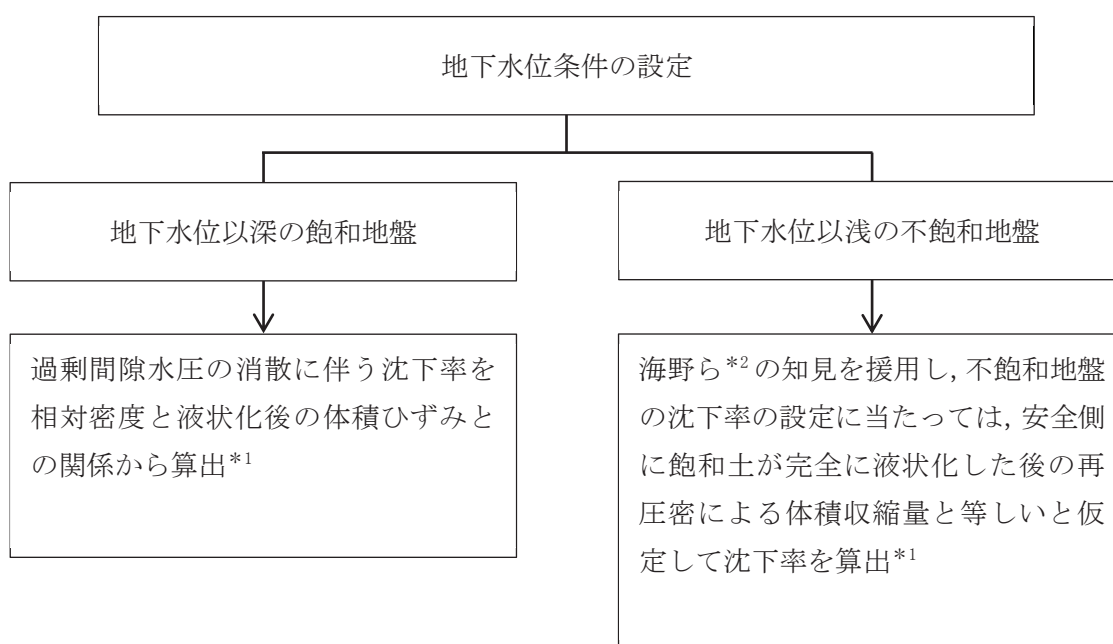
前項での沈下要因の分析の結果，2011年東北地方太平洋沖地震における沈下測定箇所（O.P. 14.8m 盤）の沈下要因は揺すり込み沈下を主とし，沈下の状況写真から顕著ではないが建屋や地上構造物近傍での計測であることからくさび崩壊の影響を含む可能性がある。

O.P. 3.5m 盤においては，上記の要因に加えて，飽和地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下も含まれる可能性がある。

分析結果を踏まえ，屋外アクセスルートにおいては2011年東北地方太平洋沖地震より地震動が大きい基準地震動 S_s での影響を評価することから，地下水位以深の飽和地盤は液状化するものとして沈下率を設定し，地下水位以浅の不飽和地盤は揺すり込み沈下が発生するものとして設定する。

また，屋外アクセスルートの段差及び傾斜評価に用いる沈下率は，2011年東北地方太平洋沖地震の沈下実績を包含することを確認する。

屋外アクセスルートにおける沈下率の設定のフローを図7.4-1に示す。



注記*1：2011年東北地方太平洋沖地震の実績沈下率を包含することを確認する。

*2：海野 寿康，風間 基樹，渦岡 良介，仙頭 紀明：同一繰返しせん断履歴における乾燥砂と飽和砂の体積収縮量の関係，土木学会論文集 C，2006

図7.4-1 飽和地盤及び不飽和地盤の沈下率設定フロー

(1) 飽和地盤の液状化による沈下率の設定方法

飽和地盤（飽和盛土及び飽和旧表土）における過剰間隙水圧の消散に伴う沈下率を図 7.4-2 に示す体積ひずみと液状化抵抗率の関係*から算出する。

盛土の相対密度の調査位置及び調査結果を図 7.4-3 及び表 7.4-1 に示す。調査結果から沈下率の算出に用いる盛土の相対密度は保守的に 90%とする。

旧表土の相対密度の調査位置及び調査結果を図 7.4-4 及び表 7.4-1 に示す。調査結果から沈下率の算出に用いる旧表土の相対密度は保守的に 60%とする。

体積ひずみと液状化抵抗率の関係において、体積ひずみが最大となっている領域の飽和土は、完全に液状化した後の再圧密によって、粒子が再配列され間隙が最も小さくなった状態を示しており、地震時のせん断ひずみ履歴による体積圧縮の最大値を示していると考えられる。飽和地盤の沈下率は、液状化判定によらずこの完全に液状化した状態を想定し、盛土は 1.4%，旧表土は 2.8%とする。

体積ひずみと液状化抵抗率の関係から算出した沈下率は 2011 年東北地方太平洋沖地震における女川原子力発電所の沈下実績（最大沈下率推定 1.28%）を包含することから、屋外アクセスルートにおける地下水位以深の飽和地盤の沈下率は盛土 1.4%，旧表土は 2.8%と設定する。

注記* : Kenji Ishihara, Mitsutoshi Yoshimine : Evaluation Of Settlements In Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes, Soils and Foundations, 1992

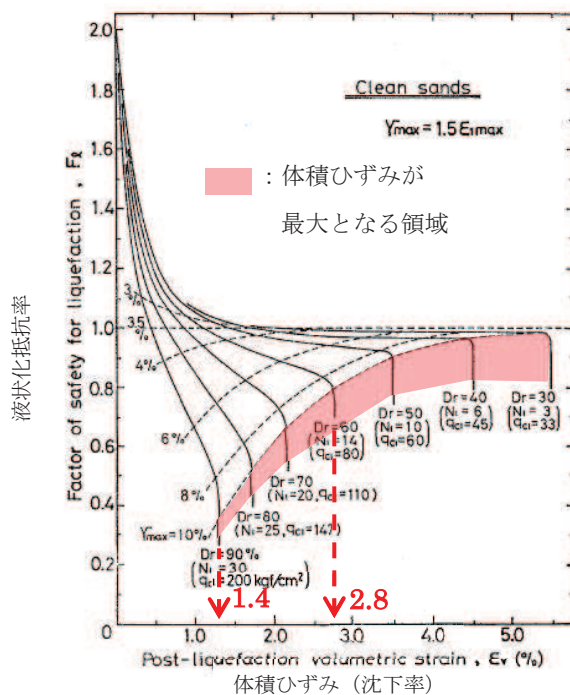


図 7.4-2 体積ひずみと液状化抵抗率の関係

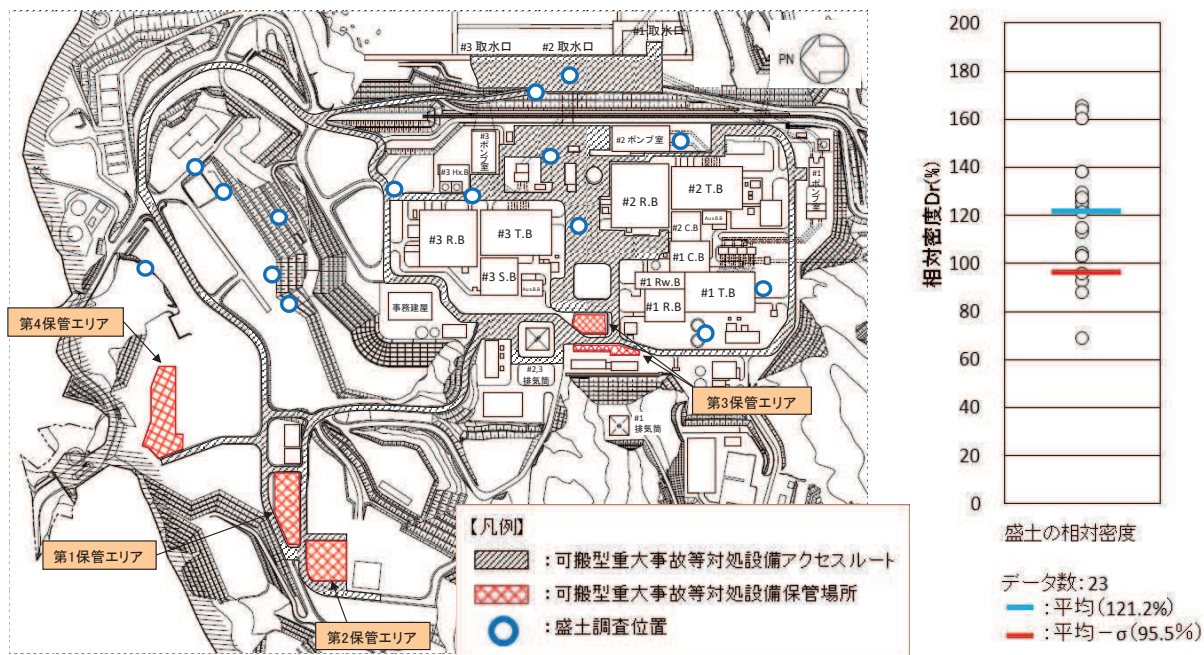


図 7.4-3 盛土の相対密度調査位置図及び調査結果

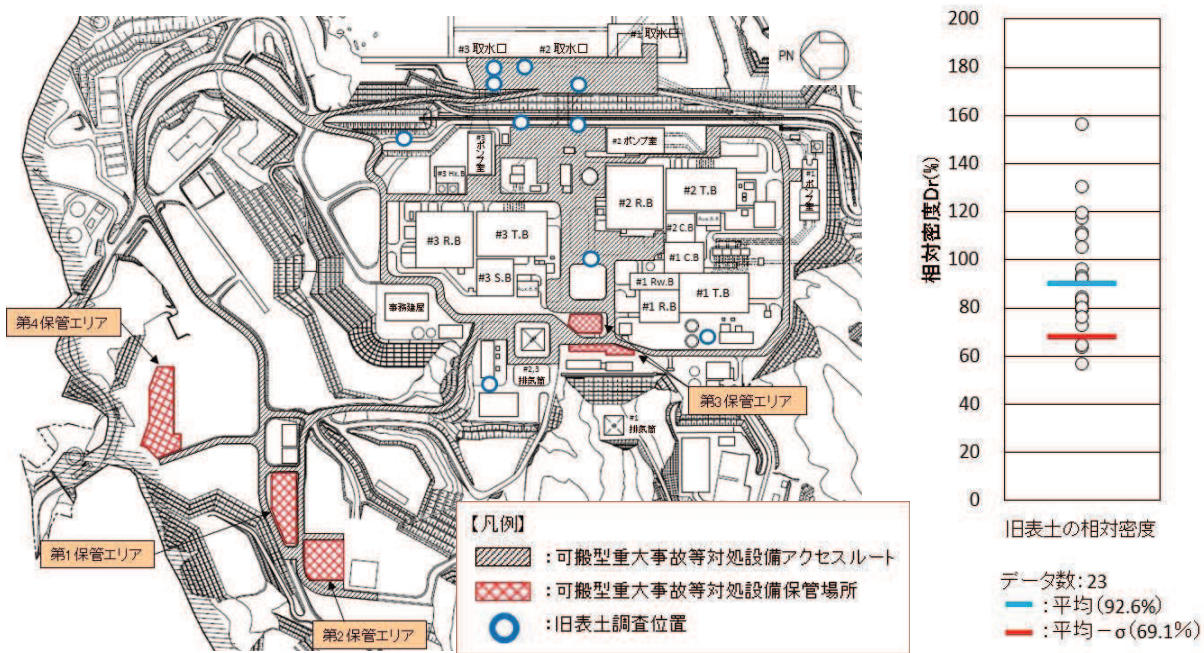


図 7.4-4 旧表土の相対密度調査位置図及び調査結果

表 7.4-1 盛土及び旧表土の相対密度の調査結果

地 層	相 対 密 度 (%)	
	平均値	平均値-1 σ
盛土	121.2	95.5
旧表土	92.6	69.1

(2) 不飽和地盤の揺すり込みによる沈下率の設定方法

海野ら*によると繰返しせん断による体積収縮量は応力履歴に依存せず、せん断ひずみ履歴により決定され、同一のせん断ひずみ履歴を与えると不飽和地盤と飽和地盤の体積収縮量は等しくなることが示されている。

この知見を援用し、不飽和地盤の沈下率の設定に当たっては、安全側に飽和地盤が完全に液化化した後の再圧密による体積収縮量と等しいと仮定して盛土は 1.4%、旧表土は 2.8%とする。

海野らの知見を援用した沈下率（盛土 1.4%、旧表土 2.8%）は 2011 年東北地方太平洋沖地震における女川原子力発電所の沈下実績（最大沈下率推定 1.28%）を包含している。

以上より、屋外アクセスルートにおける地下水位以浅の不飽和地盤の沈下率は盛土 1.4%、旧表土は 2.8%と設定する。

注記*：海野 寿康，風間 基樹，渦岡 良介，仙頭 紀明：同一繰返しせん断履歴における乾燥砂と飽和砂の体積収縮量の関係，土木学会論文集 C，2006

7.5 屋外アクセスルートの段差及び傾斜評価に用いる沈下率

前項までの検討により屋外アクセスルートの段差及び傾斜評価に用いる沈下率は図 7.5-1 に示すとおりとする。

- ・地下水位以深の飽和地盤の沈下率は盛土 1.4%、旧表土は 2.8%と設定
- ・地下水位以浅の不飽和地盤の沈下率は盛土 1.4%、旧表土は 2.8%と設定

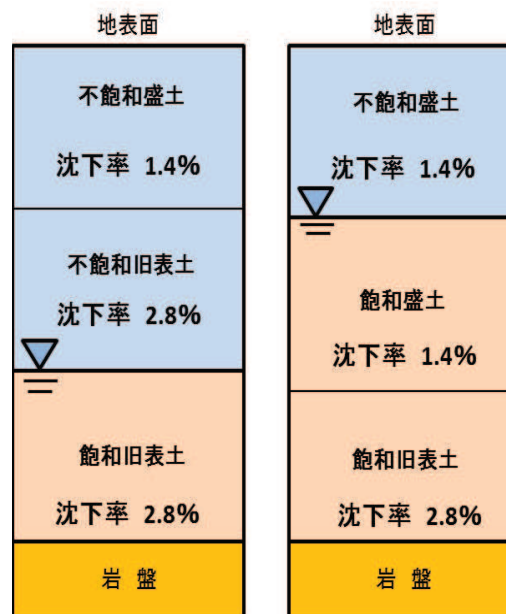


図 7.5-1 屋外アクセスルートの沈下率設定図

8. 屋外アクセスルートの段差緩和対策について

2011年東北地方太平洋沖地震時の敷地内道路には、不等沈下に伴う段差等が下記に挙げる箇所に発生している。同様の箇所に不等沈下に伴う段差等が発生することを想定し、不等沈下に伴う段差等による車両の通行性への影響を評価する。

<不等沈下による段差等の発生箇所>

- ・地中埋設構造物と埋戻部との境界部
- ・地山と埋戻部との境界部

また、海岸付近の屋外アクセスルートは有効応力解析により過剰間隙水圧の上昇に伴う地盤の剛性低下を考慮した変状について評価する。

さらに、液状化に伴う地中埋設構造物の浮上りによる車両の通行性への影響を評価する。

評価の結果、車両の通行性に影響を及ぼすと評価された場合には、事前の段差緩和対策又は重機による事後復旧により通行性を確保する。

ここでは、屋外アクセスルートにおける事前の段差緩和対策に係る影響評価及び段差緩和対策の設計方法について説明する。

8.1 液状化及び揺すり込みによる不等沈下・傾斜

(1) 地中埋設構造物と埋戻部との境界部

a. 評価方法

地中埋設構造物と埋戻部との境界部における不等沈下による影響評価については、液状化及び揺すり込みによる不等沈下に伴う段差による車両の通行性への影響を評価する。

地中埋設構造物と埋戻部との境界部における不等沈下に伴う段差の評価位置を図 8.1-1 に示す。評価の対象とする位置については、屋外アクセスルート下の地中埋設構造物と埋戻部との境界位置を網羅的に選定する。

地中埋設構造物と埋戻部との境界部における不等沈下に伴う段差評価のフローを図 8.1-2 に示す。

地中埋設構造物と埋戻部との境界部における不等沈下に伴う段差評価については、基準地震動 S_s に対する液状化による沈下量及び揺すり込みによる沈下量の合計値を算定し、地中埋設構造物と埋戻部との境界部に生じる相対沈下量が評価基準値以下となることを確認する。評価基準値については、地震時に発生する路面段差を模擬した人工段差に対する車両走行実験の結果^{*1}に基づき、車両が徐行により通行可能な許容段差量 15cm とする。

評価位置の地下水位を設定し、地下水位以浅の不飽和地盤と地下水位以深の飽和地盤を区別して沈下量を算定する。地下水位の設定は、「9. 保管場所及び屋外アクセスルートの評価における地下水位の設定方法について」に示す。また、沈下を想定する地盤は盛土と旧表土の2種類とする。

飽和地盤の液状化を考慮した沈下率は、体積ひずみと液状化抵抗率の関係から算出する。飽和地盤の沈下率は、液状化判定によらずこの完全に液状化した状態を想定し、盛土は 1.4%、旧表土は 2.8% とする。

不飽和地盤の揺すり込みを考慮した沈下率は海野ら*2の知見を援用し、安全側に飽和土が完全に液状化した後の再圧密による体積収縮量と等しいと仮定して盛土は1.4%、旧表土は2.8%とする。

飽和地盤の液状化を考慮した沈下率及び飽和地盤の液状化を考慮した沈下率の設定については、「7. 屋外アクセスルートの段差及び傾斜評価に用いる沈下率の設定方法について」に示す。

注記*1：依藤 光代，常田 健一：地震時の段差被害に対する補修と交通開放の管理・運用方法について，平成19年度近畿地方整備局研究発表会，防災・保全部門，2007
 *2：海野 寿康，風間 基樹，渦岡 良介，仙頭 紀明：同一繰返しせん断履歴における乾燥砂と飽和砂の体積収縮量の関係，土木学会論文集C，2006

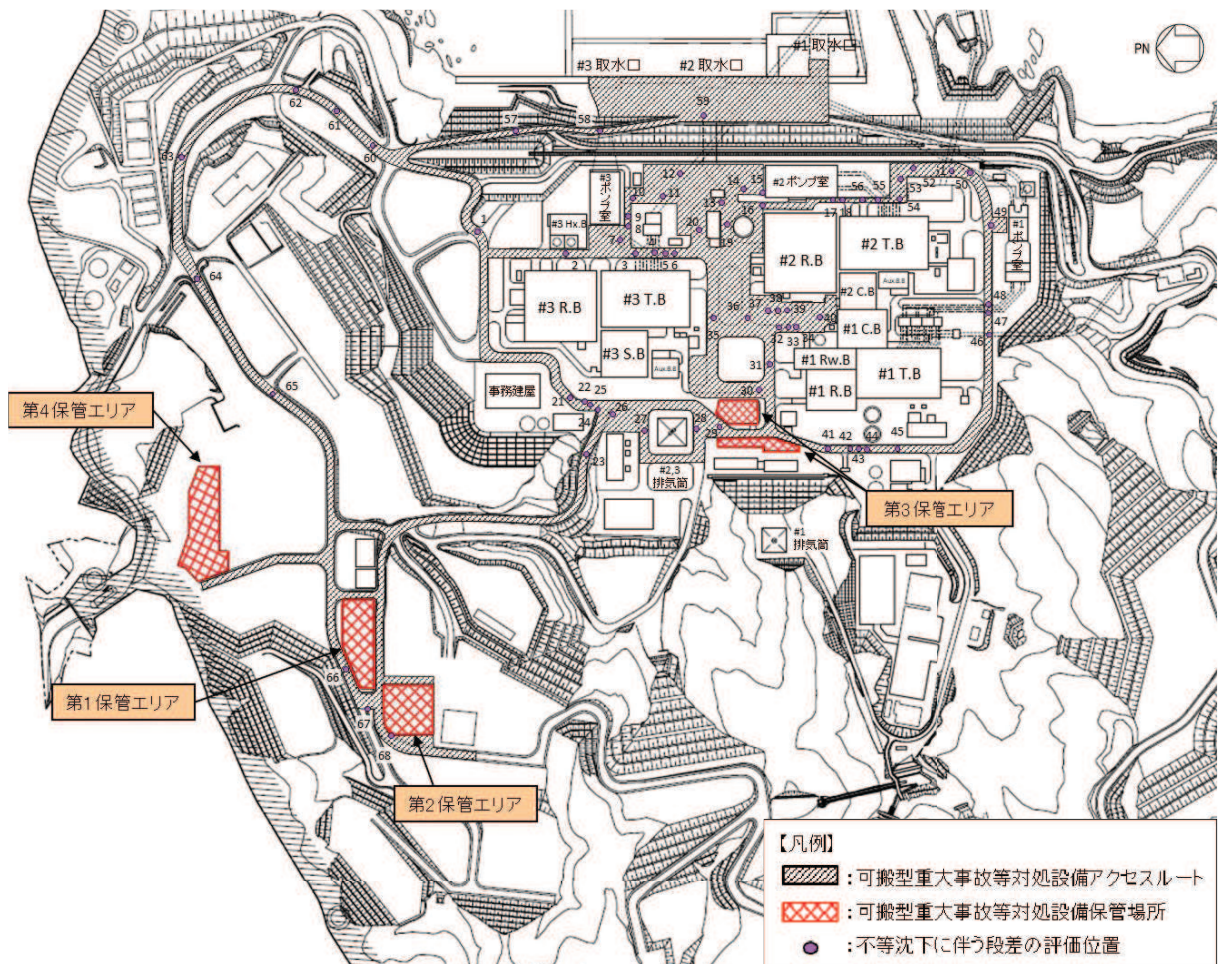


図 8.1-1 地中埋設構造物と埋戻部との境界部における不等沈下に伴う段差の評価位置

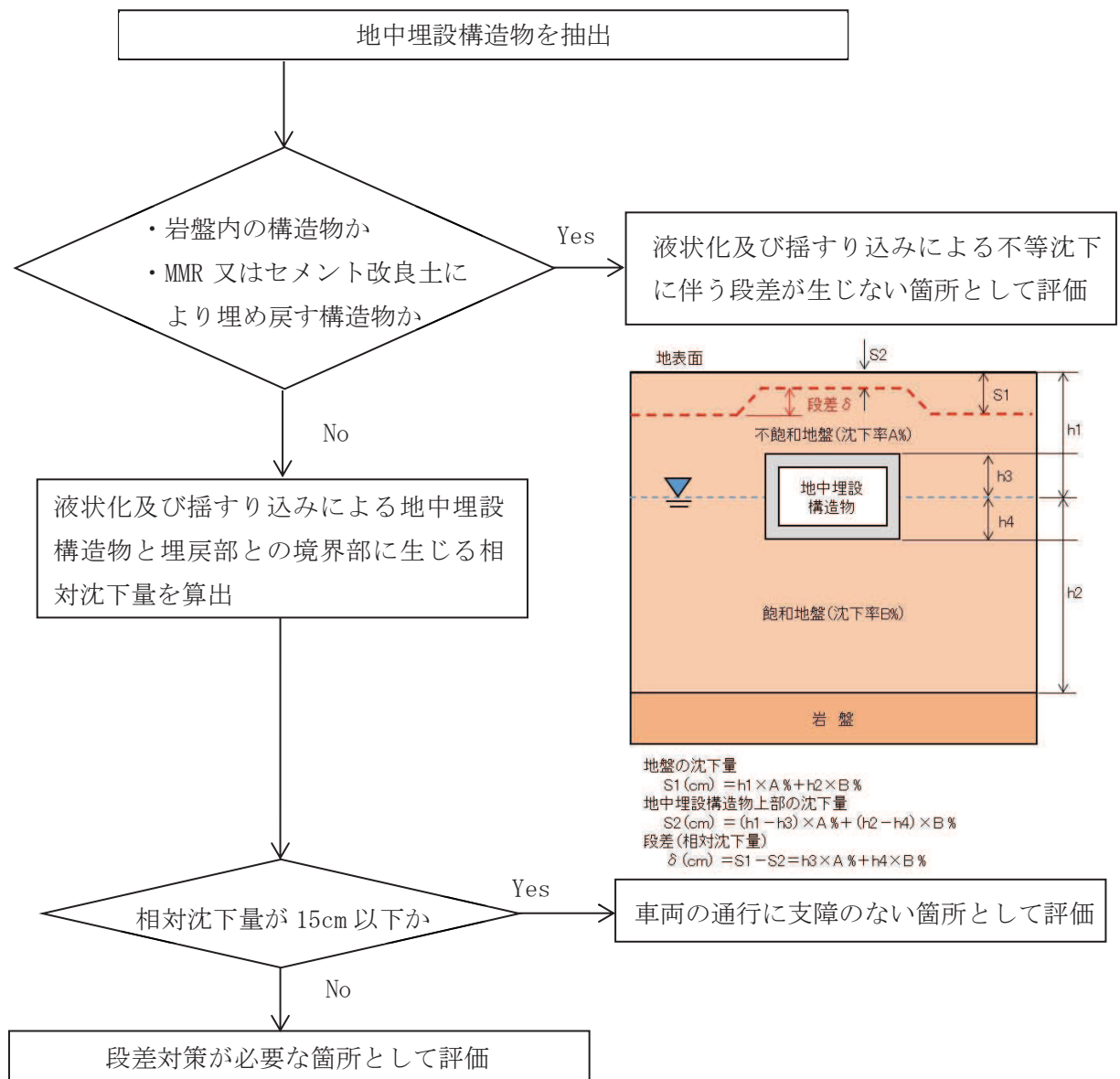


図 8.1-2 地中埋設構造物と埋戻部との境界部における不等沈下に伴う段差評価のフロー

b. 評価結果

地中埋設構造物と埋戻部との境界部における不等沈下に伴う段差の評価結果を表 8.1-1 に、段差緩和対策を実施する箇所を図 8.1-3 に示す。

岩盤内の構造物については構造物周辺が岩盤で覆われていることから、地中埋設構造物と埋戻部との境界部における液状化及び揺すり込みによる不等沈下に伴う段差が生じない箇所として評価した。また、MMR 又はセメント改良土にて埋め戻す構造物についても、地中埋設構造物と埋戻部との境界部における液状化及び揺すり込みによる不等沈下に伴う段差が生じない箇所として評価した。

算定した相対沈下量が評価基準値以下となる箇所については、地中埋設構造物と埋戻部との境界部における液状化及び揺すり込みによる不等沈下に伴う段差が、車両の通行性に対して影響を及ぼさないと評価した。

算定した相対沈下量が評価基準値を上回る箇所については、車両の通行性に対して影響があると評価し、補強材敷設による事前の段差緩和対策、若しくは段差発生後の重機による段差解消作業により車両の通行性を確保する。重機による段差解消作業箇所は、段差の形状（影響範囲）や対策工法の特徴等を考慮して決定した。なお、補強材は十分な耐久性を有するものとし、路盤掘削工事等に伴い一時的に撤去が必要となった場合は、工事完了後に速やかに復旧を行う。補強材の詳細については「8.6 (1) 補強材敷設による事前の段差緩和対策」に示す。また、想定箇所以外における万一の段差発生等に備えて、復旧に要する資材を配備する。

表 8.1-1 地中埋設構造物と埋戻部との境界部における評価結果 (1/3)

No.	名称	路面高	基礎下端	構造物高 +基礎高	地下水位	相対沈下量	車両通行可否 15cm以下：○
		O. P. (m)	O. P. (m)	(m)	O. P. (m)	(cm)	
1	北側排水路 (A部)	14.800	10.629	1.500	14.800	2.1	○
2	3T-9	14.800	-14.000	14.850	5.000	20.8	
3	第3号機取水管路 (1号)	14.800	-20.150	11.550	5.000	16.2	
4	第3号機放水管路 (2号)	14.800	-20.150	5.400	5.000	7.6	○
5	3T-6	14.800	-22.150	35.203	5.000	49.3	
6	3T-5	14.800	-22.150	35.736	5.000	50.1	
7	第3号機取水管路 (A部)	14.800	-14.000	5.400	5.000	7.6	○
8	3T-7	14.800	-12.000	25.187	5.000	35.3	
9	第3号機補機冷却水系放水路	14.800	-12.000	25.193	5.000	35.3	
10	防潮壁 (第3号機放水立坑) 地盤改良	14.800	-10.789	4.289	5.000	11.4	○
11	第3号機放水路トンネル	14.800	-41.436	7.050	5.000		○
12	マンホール	14.800	9.000	4.700	5.000	6.6	○
13	防潮壁 (第2号機海水ポンプ室) 地盤改良	14.800	-8.000	5.426	5.000	7.6	○
14	第2号機取水路 (B部)	14.800	-8.080	6.491	5.000	9.1	○
15	第2号機取水路 (A部)	14.800	-14.000	15.500	5.000	21.7	
16	第2号機原子炉機器冷却海水配管ダクト地盤改良①	14.800	1.500	9.800	5.000	13.8	○
17	2T-11	14.800	9.566	3.250	5.000	4.6	○
18	第2号機原子炉機器冷却海水配管ダクト地盤改良②	14.800	-14.000	24.100	5.000	33.8	
19	第2号機軽油タンク連絡ダクト	14.800	-7.899	21.049	5.000	29.5	
20	マンホール	14.800	9.000	4.700	5.000	6.6	○
21	3T-2	14.800	9.065	4.000	14.800	5.6	○

: 岩盤内構造物のため相対沈下量が生じない箇所
 : MMR又はセメント改良土により構造物を埋め戻すため相対沈下量が生じない箇所
 : 相対沈下量が評価基準値を上回る箇所

表 8.1-1 地中埋設構造物と埋戻部との境界部における評価結果 (2/3)

No.	名称	路面高	基礎下端	構造物高 +基礎高	地下水位	相対沈下量	車両通行可否
		O.P. (m)	O.P. (m)	(m)	O.P. (m)	(cm)	15cm以下 : ○
22	第3号機排気筒連絡ダクト (A部)	14.800	-6.038	13.200	14.800	18.5	
23	北側排水路 (B部)	16.669	12.140	2.660	16.669		○
24	第3号機排気筒連絡ダクト (B部)	14.800	-6.013	13.200	14.800	18.5	
25	電源ケーブルダクト	14.800	-0.940	12.711	14.800	14.3	○
26	CVケーブル洞道	14.800	0.019	12.332	14.800	13.1	○
27	第3号機排気筒連絡ダクト (C部)	14.800	-10.543	18.200	14.800	25.5	
28	第2号機排気筒連絡ダクト (A部)	14.800	-0.022	7.600	14.800	10.7	○
29	第2号機排気筒連絡ダクト (B部)	14.800	-1.240	6.600	14.800		○
30	第2号機排気筒連絡ダクト (C部)	14.800	-6.589	6.600	14.800		○
31	第2号機排気筒連絡ダクト (D部)	14.800	-7.541	6.600	10.000		○
32	第2号機排気筒連絡ダクト (E部)	14.800	-8.946	7.600	5.000	14.3	○
33	2T-6 (A部)	14.800	9.045	2.650	5.000	3.8	○
34	2T-7 (A部)	14.800	8.474	3.450	5.000	4.9	○
35	3T-1 (A部)	14.800	7.175	4.120	5.000	5.8	○
36	3T-1 (B部)	14.800	7.363	4.120	5.000	5.8	○
37	2T-6 (B部)	14.800	-10.000	21.340	5.000	29.9	
38	2T-7 (B部)	14.800	-10.000	21.535	5.000	30.2	
39	第2号機排気筒連絡ダクト (F部)	14.800	-9.098	7.600	5.000	10.7	○
40	3T-1 (C部)	14.800	10.069	4.120	5.000	5.8	○
41	275kV開閉所連絡洞道	14.800	10.009	3.020	14.800	4.3	○
42	2T-6 (C部)	14.800	9.469	2.650	14.800	3.8	○

: 岩盤内構造物のため相対沈下量が生じない箇所
 : MMR又はセメント改良土により構造物を埋戻すため相対沈下量が生じない箇所
 : 相対沈下量が評価基準値を上回る箇所

表 8.1-1 地中埋設構造物と埋戻部との境界部における評価結果 (3/3)

No.	名称	路面高	基礎下端	構造物高 +基礎高	地下水位	相対沈下量	車両通行可否 15cm以下：○
		O.P. (m)	O.P. (m)	(m)	O.P. (m)	(cm)	
43	第1号機排気筒連絡ダクト	14.800	-0.067	6.600	14.800	9.3	○
44	T-10 (A部)	14.800	9.401	3.350	14.800	4.7	○
45	T-10 (B部)	14.800	9.707	2.650	14.800	3.8	○
46	第1号機放水路トンネル	14.800	-5.389	5.200	14.800		○
47	T-8	14.800	5.000	5.900	14.800	8.3	○
48	第1号機取水管路	14.800	5.000	5.900	14.800	8.3	○
49	南側排水路	14.800	10.763	3.937	14.800		○
50	第1号機取水路トンネル	14.800	-5.009	3.900	14.800		○
51	第2号機放水路トンネル	14.800	-20.879	6.800	10.000		○
52	防潮壁 (第2号機放水立坑) 地盤改良①	14.800	-2.687	13.687	5.000	19.2	
53	防潮壁 (第2号機放水立坑) 地盤改良②	14.800	-2.124	13.124	5.000	18.4	
54	第2号機放水管路	14.800	-10.000	5.200	5.000	7.3	○
55	第2号機取水管路	14.800	-10.000	5.200	5.000	7.3	○
56	地下水位低下設備No.1揚水井戸	14.800	-15.200	30.000	5.000	42.0	
57	北側排水路 (C部)	20.361	7.171	4.100	2.430		○
58	第3号機取水路	10.473	-15.548	11.505	2.430	*	
59	第2号機取水路	3.500	-20.500	17.981	2.430	*	
60~68	マンホール	31.031~ 62.000	25.531~ 56.000	4.300~ 5.500	31.031~ 62.000		○

注記* : No. 58 及び No. 59 については、側方流動の影響も考慮した車両の通行性を確認するため、「8.2 液状化による側方流動」にて評価している。

- : 岩盤内構造物のため相対沈下量が生じない箇所
- : MMR又はセメント改良土により構造物を埋め戻すため相対沈下量が生じない箇所
- : 相対沈下量が評価基準値を上回る箇所

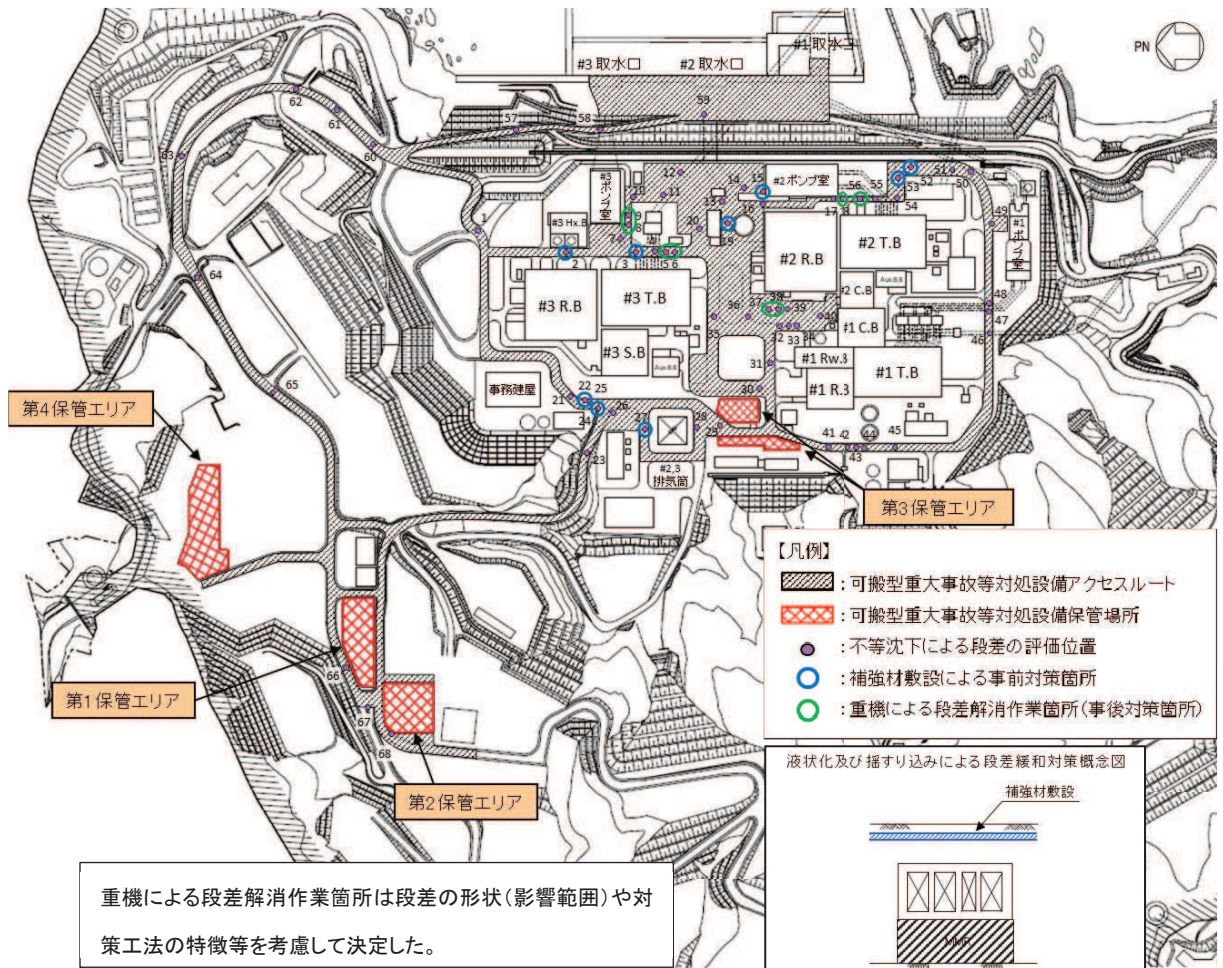


図 8.1-3 地中埋設構造物と埋戻部との境界部における不等沈下に伴う段差の評価結果

(2) 地山と埋戻部との境界部

建設時の掘削や敷地の造成等により、地山と埋戻部との境界が生じる。地震時にこの境界部に生じる不等沈下・傾斜による車両の通行性への影響を評価する。

a. 評価方針

評価対象とする地山と埋戻部との境界部については地山を垂直に掘削した箇所や地山に勾配を設けて掘削した箇所が考えられる。

液状化及び揺すり込みによる不等沈下に伴う段差・傾斜のイメージを図 8.1-4 に示す。

地山を垂直に掘削した箇所は盛土層厚が急変するため不等沈下に伴う段差が生じる。よって、基準地震動 S_s に対する液状化及び揺すり込みによる沈下量を算出し、車両の通行に影響がないか評価する。

地山に勾配を設けて掘削した箇所は盛土層厚が急変しないため、地震時に車両の通行に支障となる不等沈下に伴う段差は発生しない。しかし、液状化及び揺すり込みによる沈下により傾斜が生じるため、基準地震動 S_s に対する液状化及び揺すり込みによる傾斜を算出し、車両の通行に影響がないか評価する。

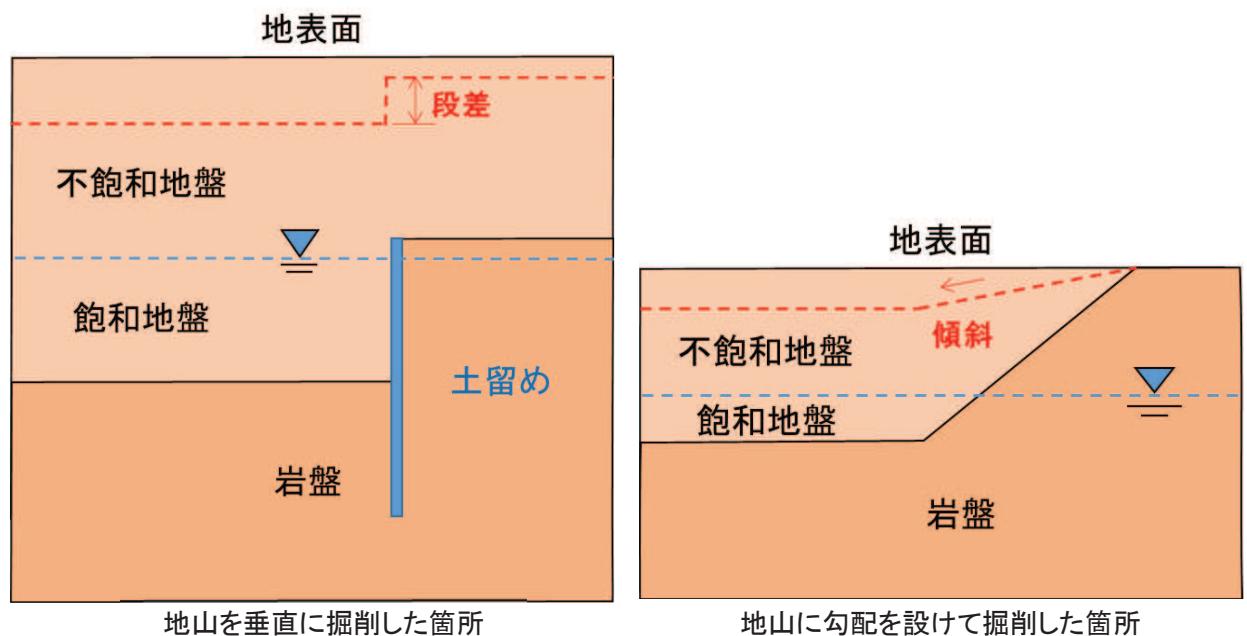


図 8.1-4 液状化及び揺すり込みによる不等沈下・傾斜のイメージ図

b. 評価方法

(a) 地山を垂直に掘削した箇所の評価方法

地山を垂直に掘削した箇所を評価対象箇所として抽出し、液状化及び揺すり込みによる沈下量を算出し、相対沈下量が評価基準値以下となることを確認する。評価基準値は、車両が徐行により通行可能な許容段差量 15cm とする。

段差の算出方法は図 8.1-5 に示すとおり、掘削部と未掘削部の沈下量を算出し、その差を不等沈下に伴う段差とする。

地下水位は「8.1 (1) 地中埋設構造物と埋戻部との境界部」と同じ設定とする。

沈下量は「8.1 (1) 地中埋設構造物と埋戻部との境界部」と同様に算出し、不飽和地盤、飽和地盤の沈下率はいずれも盛土 1.4%、旧表土 2.8% とする。

なお、セメント改良土で埋め戻されている箇所については不等沈下に伴う段差が生じないものとして評価する。

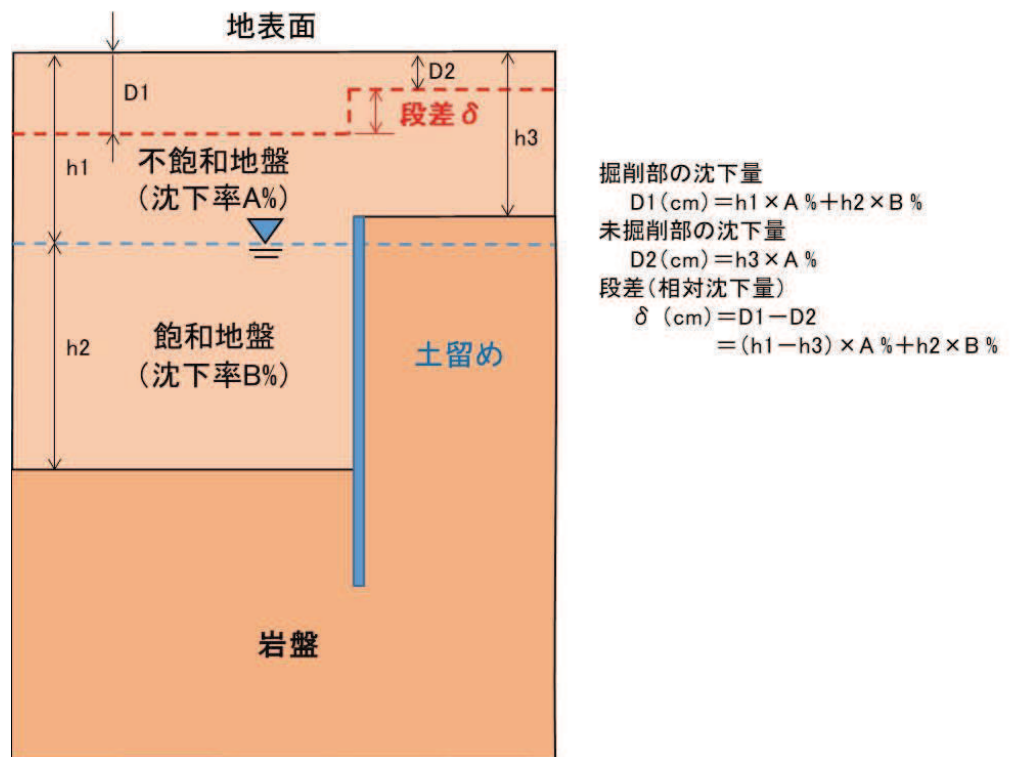


図 8.1-5 地山を垂直に掘削した箇所の評価方法

(b) 地山に勾配を設けて掘削した箇所の評価方法

地山に勾配を設けて掘削した箇所を抽出し、最大傾斜が発生すると考えられる、最も急勾配を設けて地山を掘削した箇所の液状化及び揺すり込みによる沈下を考慮した傾斜の評価を行い、傾斜が評価基準値以下となることを確認する。評価基準値は車両が登坂可能な勾配である16%*とする。

液状化及び揺すり込みによる沈下を考慮した傾斜は図8.1-6に示すように評価箇所での最大沈下が発生した場合の傾斜（最大沈下量/地山傾斜部の幅）を算出する。

地下水位は「8.1(1) 地中埋設構造物と埋戻部との境界部」と同じ設定とする。

沈下量は「8.1(1) 地中埋設構造物と埋戻部との境界部」と同様に評価し、不飽和地盤、飽和地盤の沈下率はいずれも盛土1.4%、旧表土2.8%とする。

注記*：走行時において車両重量が最も大きい原子炉補機代替冷却水系熱交換器ユニットについて、勾配16%の登坂能力を有していることから、可搬型重大事故等対処設備の走行は可能である。

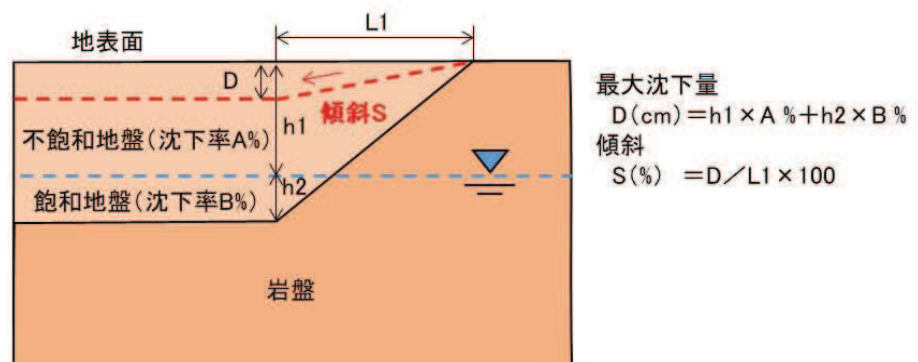


図8.1-6 地山に勾配を設けて掘削した箇所の評価方法

c. 評価結果

(a) 地山を垂直に掘削した箇所の評価結果

地山を垂直に掘削した箇所の抽出結果を図8.1-7に示す。また、評価結果を表8.1-2に示す。

セメント改良土にて埋め戻す箇所については、不等沈下に伴う段差が生じない箇所として評価した。

算定した相対沈下量が評価基準値以下となる箇所については、不等沈下に伴う段差が、車両の通行性に対して影響を及ぼさないと評価した。

算定した相対沈下量が評価基準値を上回る箇所については、車両の通行性に対して影響があると評価し、補強材敷設による事前の段差緩和対策により車両の通行性を確保する。補強材敷設による事前の段差緩和対策を実施する箇所を図8.1-8に示す。

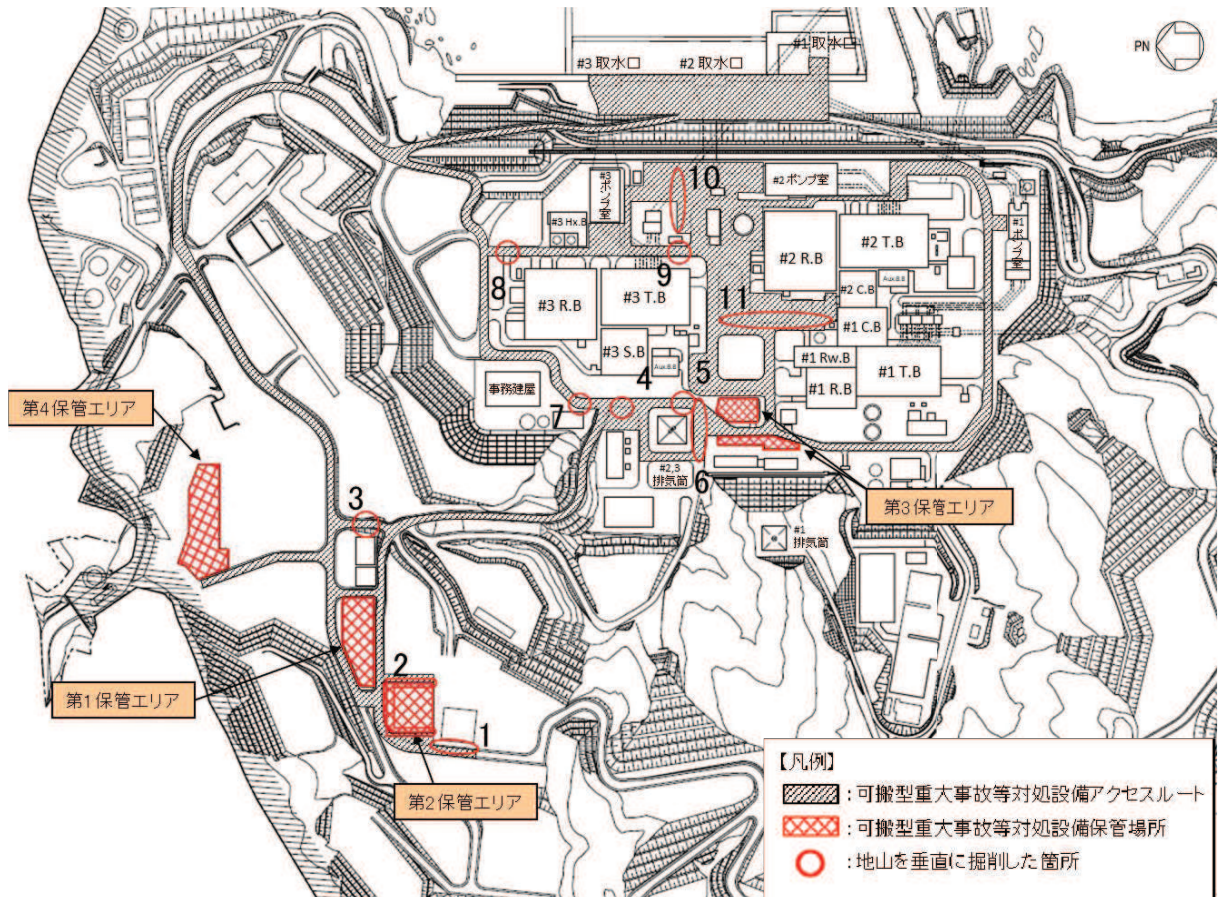


図 8.1-7 地山を垂直に掘削した箇所の抽出結果

表 8.1-2 地山を垂直に掘削した箇所の評価結果

No.	名称	路面高	未掘削部 岩盤線	掘削部 岩盤線	地下水位	未掘削部 沈下量	掘削部 沈下量	相対沈下量	車両通行可否
		O. P. (m)	O. P. (m)	O. P. (m)	O. P. (m)	(cm)	(cm)	(cm)	15cm以下：○
1	緊急時対策建屋	62.100	56.131	45.400	62.100	セメント改良土で埋め戻すため沈下は生じない			○
2	淡水貯水槽（第2保管エリア）	62.100	53.100	48.500	62.100	セメント改良土で埋め戻すため沈下は生じない			○
3	緊急用電気品建屋東部	60.970	60.159	58.000	60.970	1.1	4.2	3.1	○
4	CVケーブル洞道北部	14.800	-2.000	0.000	14.800	36.1	20.7	15.4	
5	CVケーブル洞道南部1	14.800	6.000	0.000	14.800	12.3	20.7	8.4	○
6	CVケーブル洞道南部2	14.800	12.000	8.000	14.800	3.9	9.5	5.6	○
7	第3号機掘削時土留め北部1	14.800	10.000	0.000	14.800	6.7	20.7	14.0	○
8	第3号機掘削時土留め北部2	14.800	14.000	2.400	5.000	1.1	17.4	16.3	
9	第3号機掘削時土留め南部1	14.800	0.000	-14.000	5.000	29.1	40.3	11.2	○
10	第3号機掘削時土留め南部2	14.800	0.000	-8.500	5.000	20.7	32.6	11.9	○
11	第2号機掘削時土留め部	14.800	4.000	-2.000	5.000	17.9	29.1	11.2	○

: セメント改良土により埋め戻すため相対沈下量が生じない箇所
 : 相対沈下量が評価基準値を上回る箇所

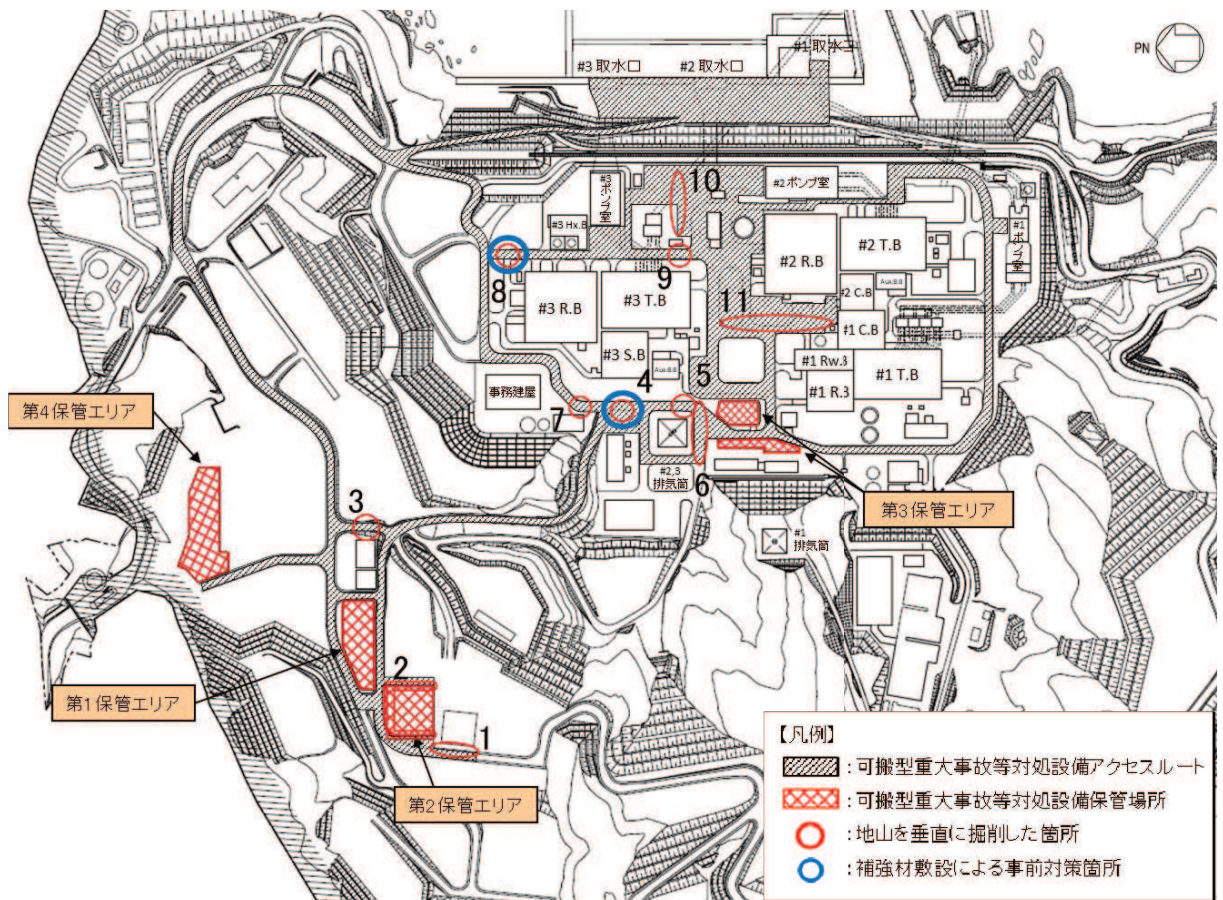


図 8.1-8 補強材敷設による事前の段差緩和対策箇所

(b) 地山に勾配を設けて掘削した箇所

地山に勾配を設けて掘削した箇所の抽出結果を図 8.1-9 に示す。また、最も急勾配を設けて地山を掘削した箇所 (No. 14) の評価結果を図 8.1-10 に示す。評価の結果、液状化及び揺すり込みによる傾斜は最大で 4.7% であり、評価基準値以下のため、車両の通行に影響はないと評価した。

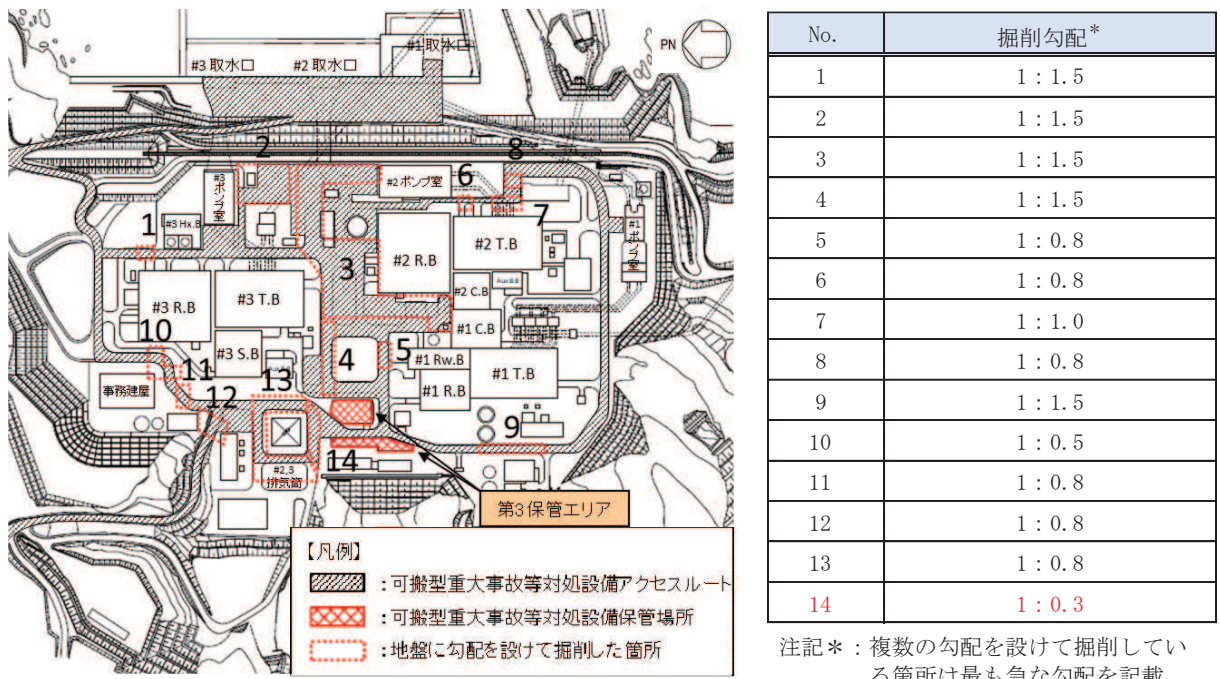


図 8.1-9 地山に勾配を設けて掘削した箇所の抽出結果

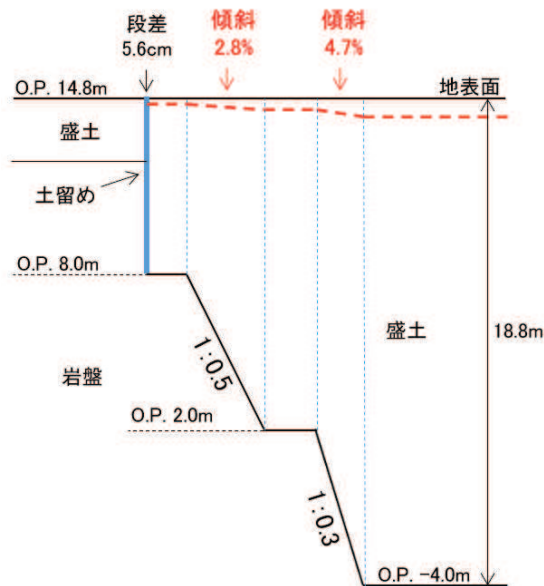


図 8.1-10 地山に勾配を設けて掘削した箇所の評価結果

8.2 液状化による側方流動

(1) 概要

地盤の液状化を考慮する際、河川や海等の水際背後地盤又は地表面が傾斜している場合には、側方流動による影響があると考えられる。

防潮堤より海側の屋外アクセスルートは海水取水ポイントへ向かうためのルートであり、水際背後地盤部に位置している。図 8.2-1 に海水取水ポイントを示す。

海水取水ポイントとして、第 2 号機取水口及び第 2 号機海水ポンプ室スクリーンエリアを選定しており、第 2 号機海水ポンプ室スクリーンエリアが使用できない場合に第 2 号機取水口から取水することとしている。

第 2 号機取水口へは、図 8.2-1 に示す可搬型重大事故等対処設備の海水取水ルートを走行して向かうこととしている。

本資料では、水際背後地盤部に位置している防潮堤より海側の屋外アクセスルートについて、側方流動が発生した場合の影響を評価する。

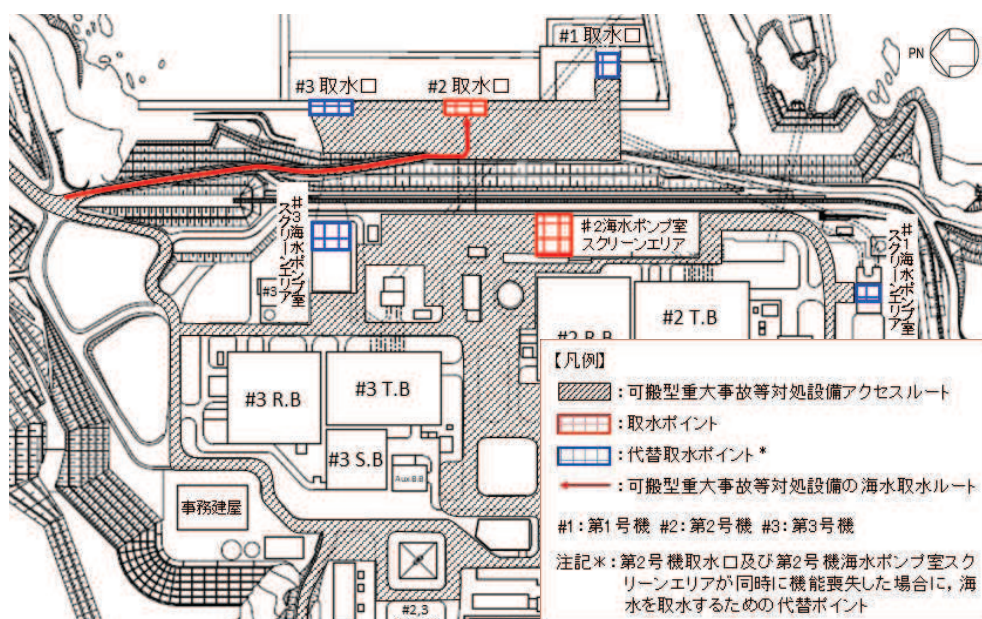


図 8.2-1 海水取水ポイント位置図

(2) 評価方法

側方流動による水平及び鉛直変位は、液状化検討対象層である盛土及び旧表土の層厚が大きいかほど影響が大きいと考えられることから、盛土及び旧表土の層厚を考慮して評価断面を選定し、防潮堤より海側の屋外アクセスルートの段差量の代表とする。

図 8.2-2 に盛土、旧表土の分布図を示す。防潮堤の海側には広く旧表土が分布しており、図 8.2-3 に示す海岸付近の地質断面図から、液状化検討対象層である盛土及び旧表土の層厚の合計が最大であり、かつ盛土よりも液状化強度が小さく側方流動の影響が大きいと考えられる旧表土の層厚が最大となる位置を代表断面として選定した。

側方流動による地形変化は、有効応力解析により評価する。解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。

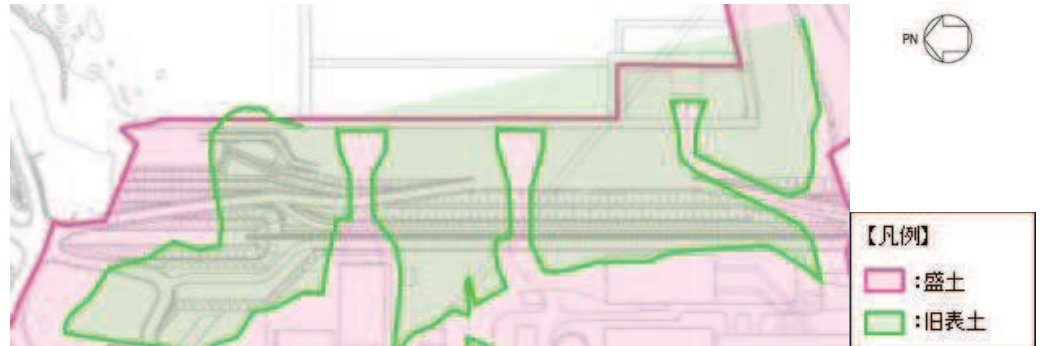


図 8.2-2 盛土・旧表土の分布図

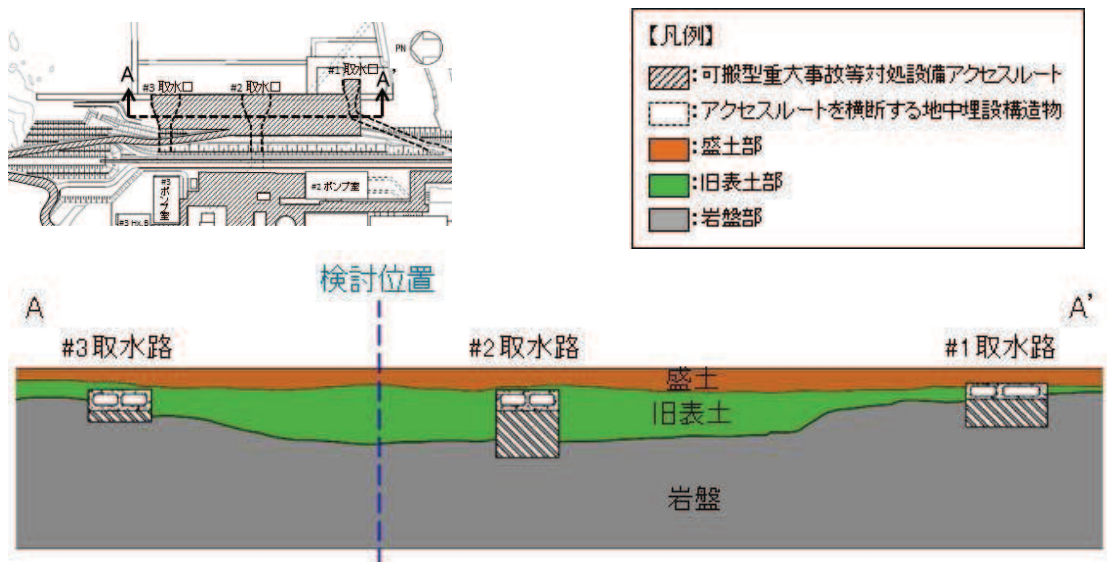


図 8.2-3 海岸付近の地質断面図

屋外アクセスルートの段差量については、代表断面における基準地震動 S_s による二次元有効応力解析から算出される鉛直変位と、沈下対象層の揺すり込み沈下及び過剰間隙水圧の消散に伴う沈下との総和とし、図 8.2-4 に示す、可搬型重大事故等対処設備の海水取水ルート下の地中埋設構造物と埋戻部との境界部に段差が発生すると想定し、段差量が評価基準値以下となることを確認する。評価基準値については、車両が徐行により通行可能な許容段差量 15cm とする。なお、屋外アクセスルートの段差量は、評価断面における基準地震動 S_s による二次元有効応力解析から算出される鉛直変位が最大となる位置にて算出する。

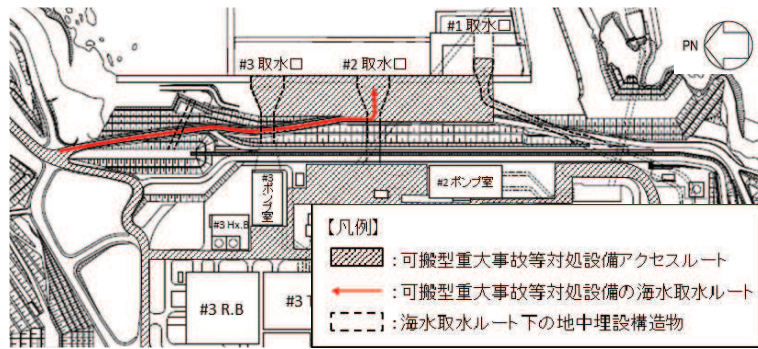


図 8.2-4 段差の発生を想定する箇所

可搬型重大事故等対処設備の海水取水ルート下の地中埋設構造物の位置及び断面図を図 8.2-5 に示す。北側排水路は防潮堤（盛土堤防）を横断しており、周囲が改良地盤及びセメント改良土となっていることから、北側排水路との境界部には段差は発生しない。一方、第 2 号機取水路及び第 3 号機取水路は周囲に盛土及び旧表土が存在しているため、第 2 号機取水路及び第 3 号機取水路との境界部に段差が発生すると想定する。

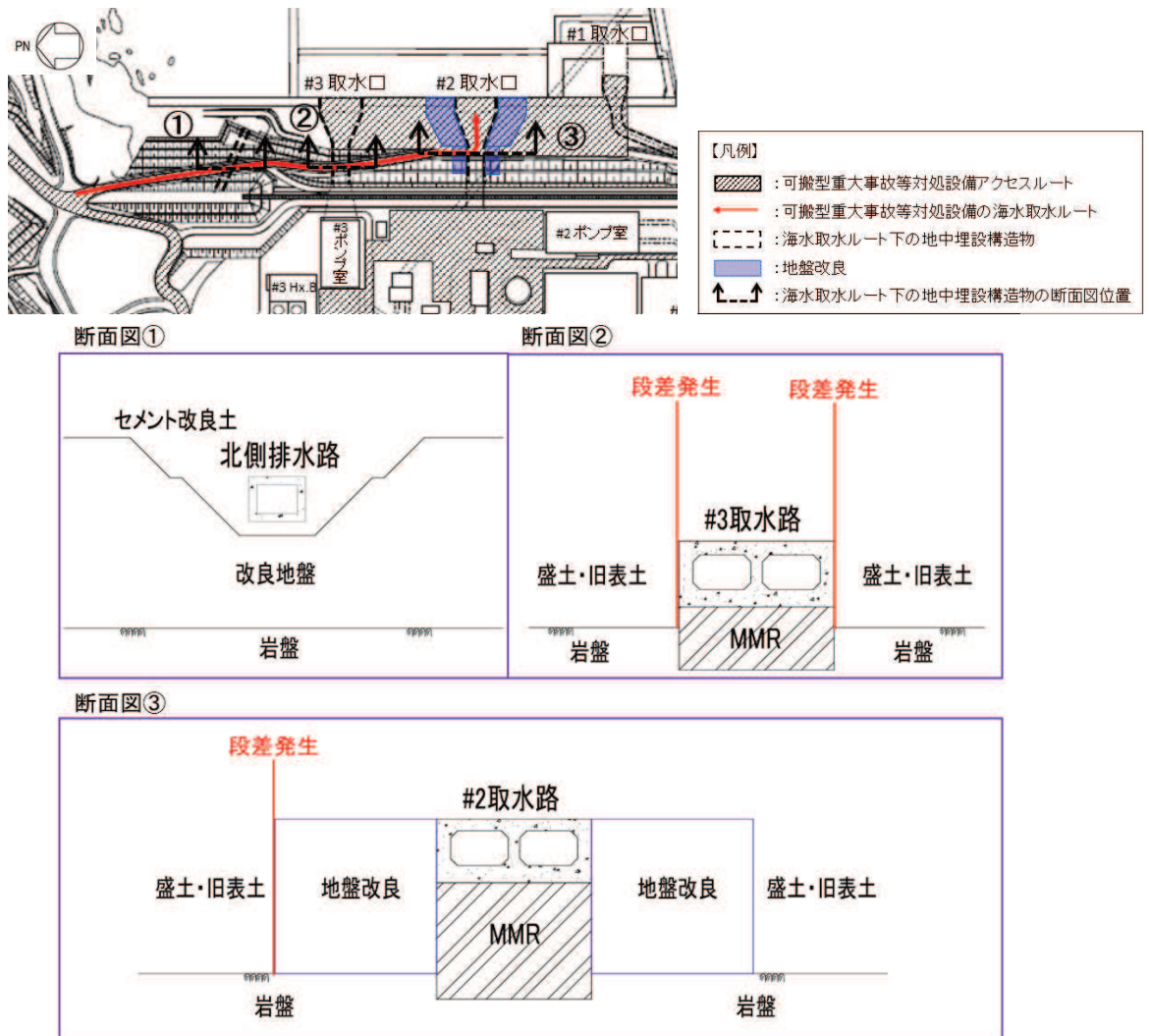


図 8.2-5 海水取水ルート下の地中埋設構造物の位置及び断面図

(3) 入力地震動

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

入力地震動算定の概念図を図 8.2-6 に示す。入力地震動の算定には解析コード「SHAKE Ver. 1.6」を使用する。

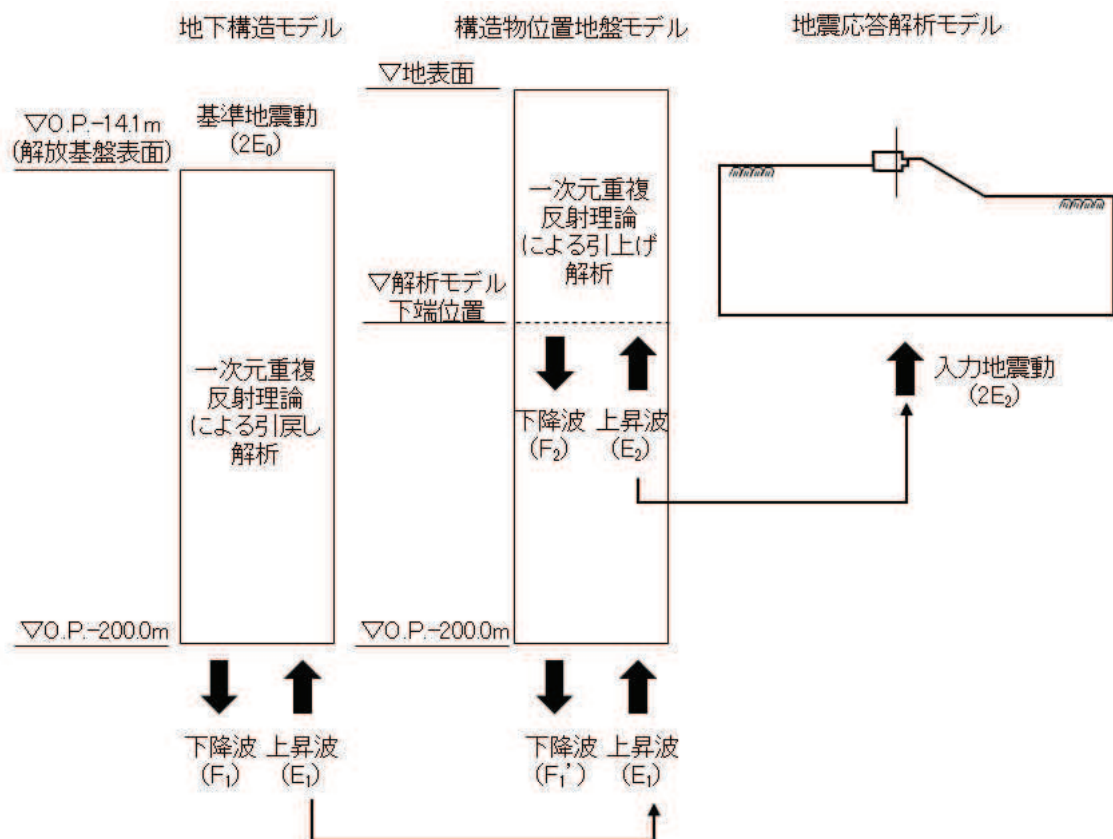


図 8.2-6 入力地震動算定の概念図

(4) 解析モデル及び諸元

a. 解析モデル

側方流動による地形変化の評価位置を図 8.2-7, 評価位置の地質断面図を図 8.2-8, 解析モデルを図 8.2-9 に示す。

解析モデルは、添付書類「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書」に基づき作成する。

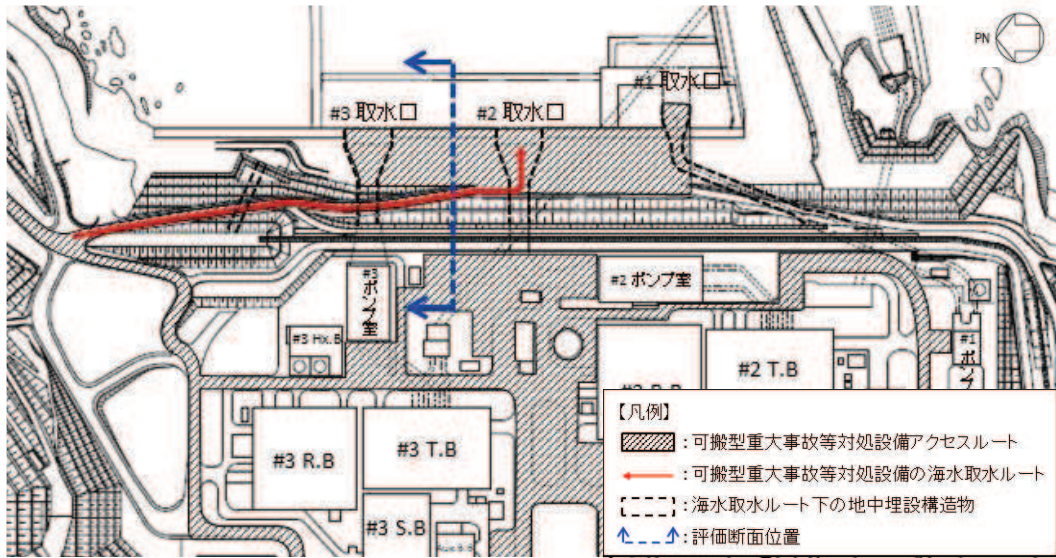


図 8.2-7 評価位置図

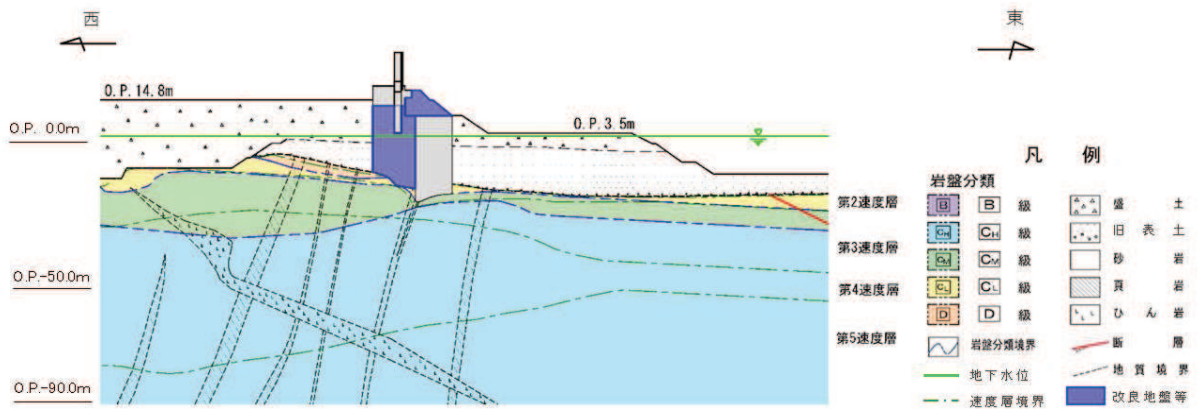


図 8.2-8 地質断面図

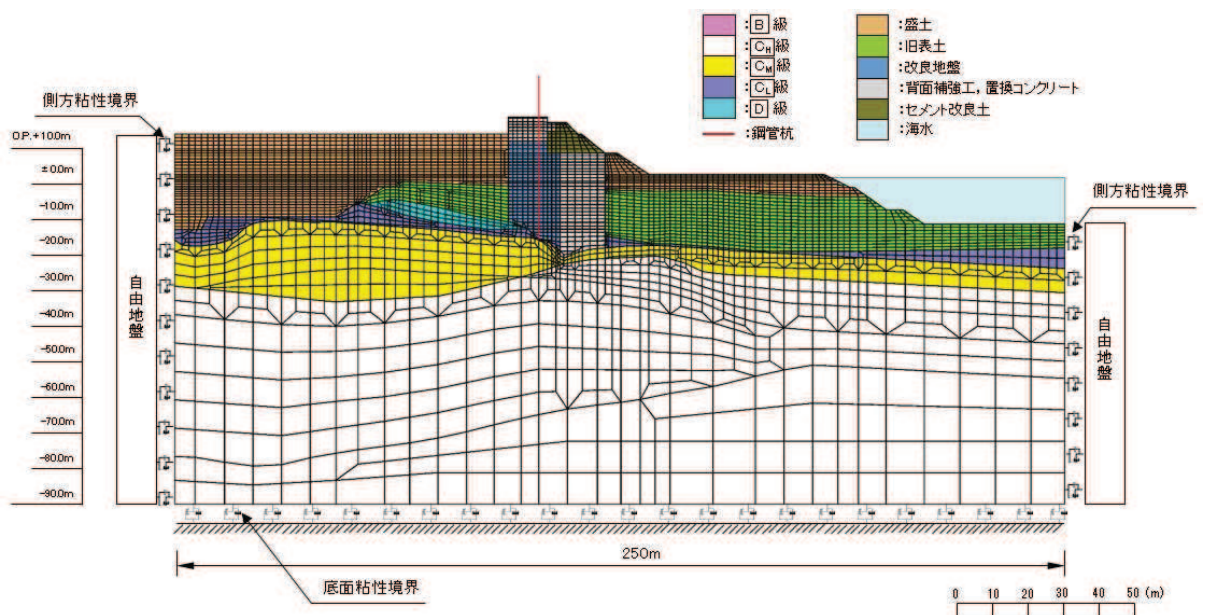


図 8.2-9 解析モデル図

(a) 解析領域

解析領域は、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。

(b) 境界条件

解析モデル領域の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。

(c) 構造物のモデル化

鋼管杭は、線形はり要素でモデル化する。背面補強工及び置換コンクリートは線形の平面ひずみ要素でモデル化する。

(d) 地盤のモデル化

D₁級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。D₂級岩盤、改良地盤、セメント改良土及び盛土・旧表土は、非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）でモデル化する。また、地下水位以深の盛土・旧表土は、液状化パラメータを設定することで、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(e) 海水のモデル化

海水は液体要素でモデル化する。

b. 使用材料及び材料の物性値

使用材料及び材料の物性値については、添付書類「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書」に示す物性値を使用する。

c. 地盤の物性値

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

なお、有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で、下限値として設定する。

d. 地下水位

地下水位は、添付書類「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書」において、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部に設定している朔望平均満潮位 O.P. 2. 43m とする。地下水位の設定を図 8. 2-8 に示す。

(5) 評価結果

二次元有効応力解析により最大鉛直変位が発生した $S_s - N1$ の残留変形図を図 8.2-10 に示す。また、有効応力解析で算出した鉛直変位と、沈下対象層の揺すり込み沈下及び過剰間隙水圧の消散に伴う沈下との総和により設定した屋外アクセスルート の段差量を表 8.2-1 に示す。

屋外アクセスルートの段差量は評価基準値を上回ることから、地盤改良による段差緩和対策により、車両の通行性を確保する。図 8.2-11 に段差発生想定図を、図 8.2-12 に地盤改良による段差緩和対策の概念図を示す。

地盤改良による段差緩和対策の詳細については、「8.6 (2) 側方流動対策」に示す。

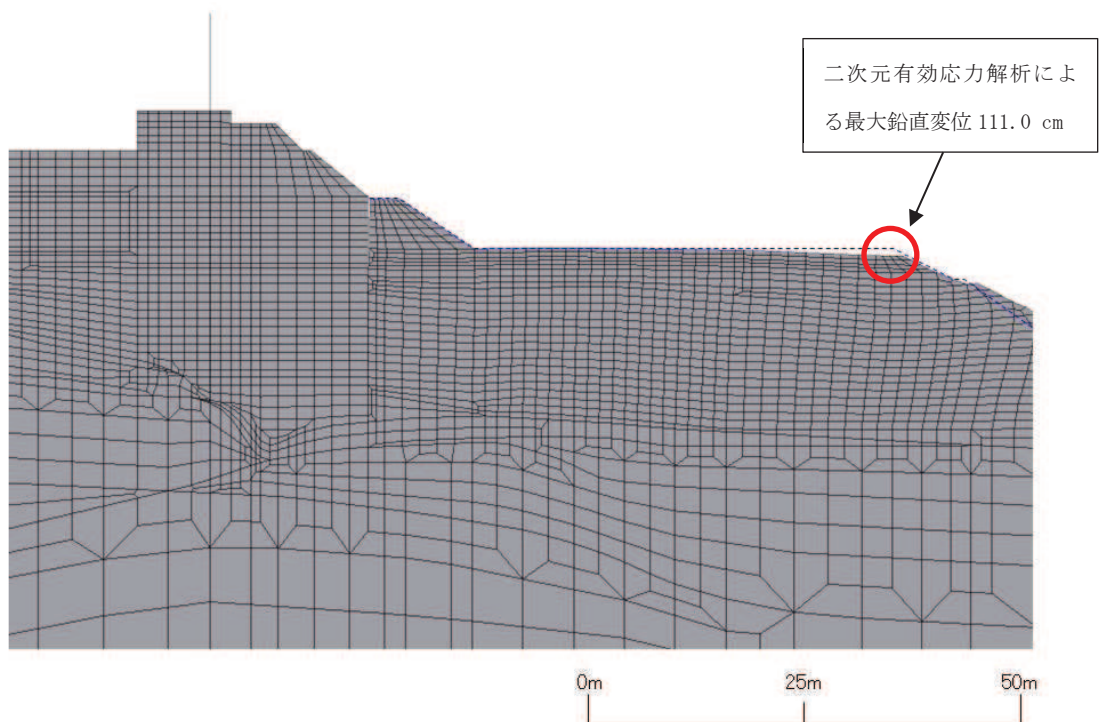


図 8.2-10 残留変形図 ($S_s - N1$)

表 8.2-1 屋外アクセスルートの段差量

(単位 : cm)

	基準地震動 S_s						
	$S_s - D1$	$S_s - D2$	$S_s - D3$	$S_s - F1$	$S_s - F2$	$S_s - F3$	$S_s - N1$
二次元有効応力解析による鉛直変位量	98.3	73.1	72.4	98.0	105.3	63.8	111.0
沈下対象層の沈下量	47.1	52.2	52.2	52.5	52.2	51.8	51.8
段差量	145.4	125.3	124.6	150.5	157.5	115.6	162.8

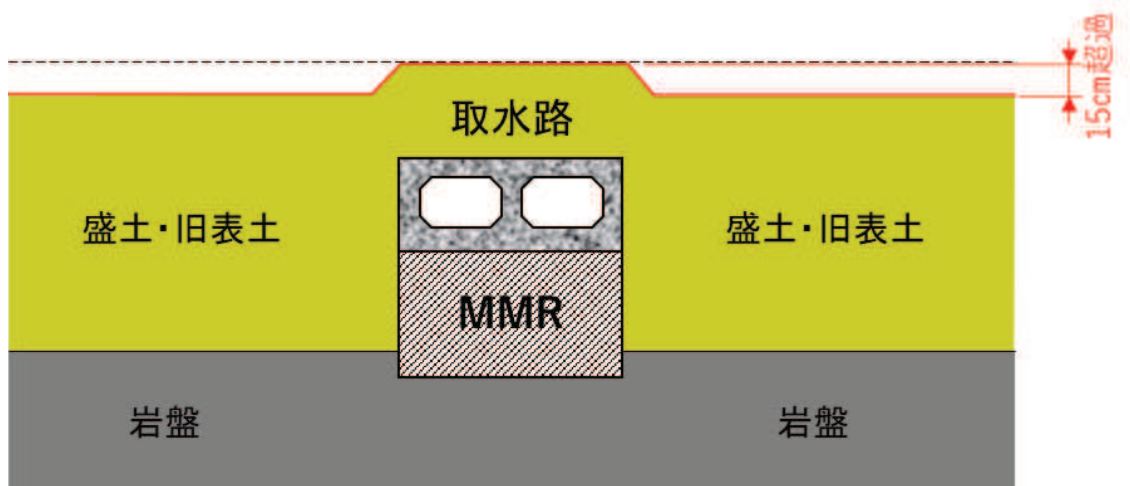


图 8.2-11 段差発生想定図

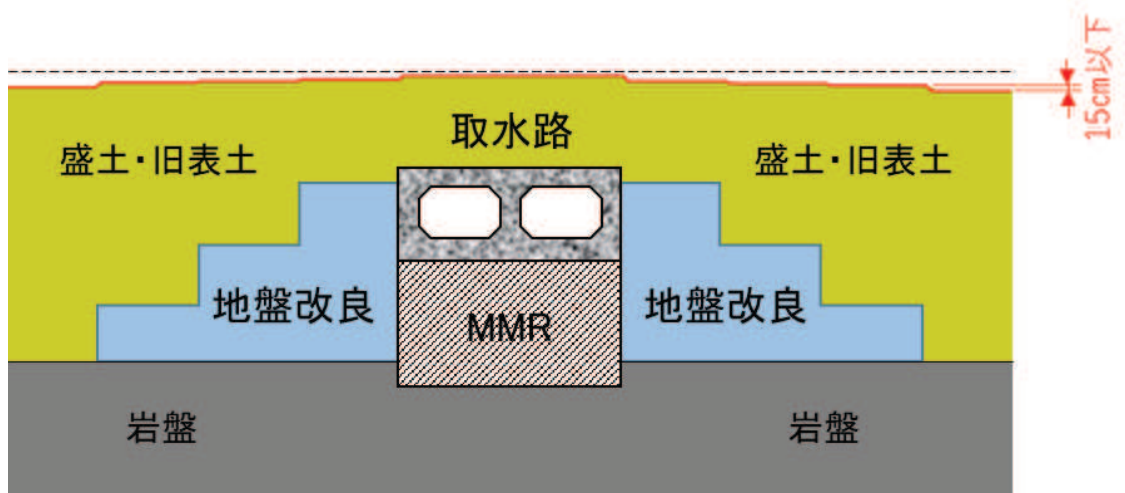


图 8.2-12 段差緩和対策概念図

8.3 液状化に伴う浮上り

(1) 評価方針

液状化に伴う浮上りによる影響評価については、液状化に伴う浮上りによる車両の通行性への影響を評価する。

液状化に伴う浮上りによる影響評価箇所として抽出した位置を図 8.3-1 に、評価フローを図 8.3-2 に示す。

地下水位は「8.1 (1) 地中埋設構造物と埋戻部との境界部」と同じ設定とする。

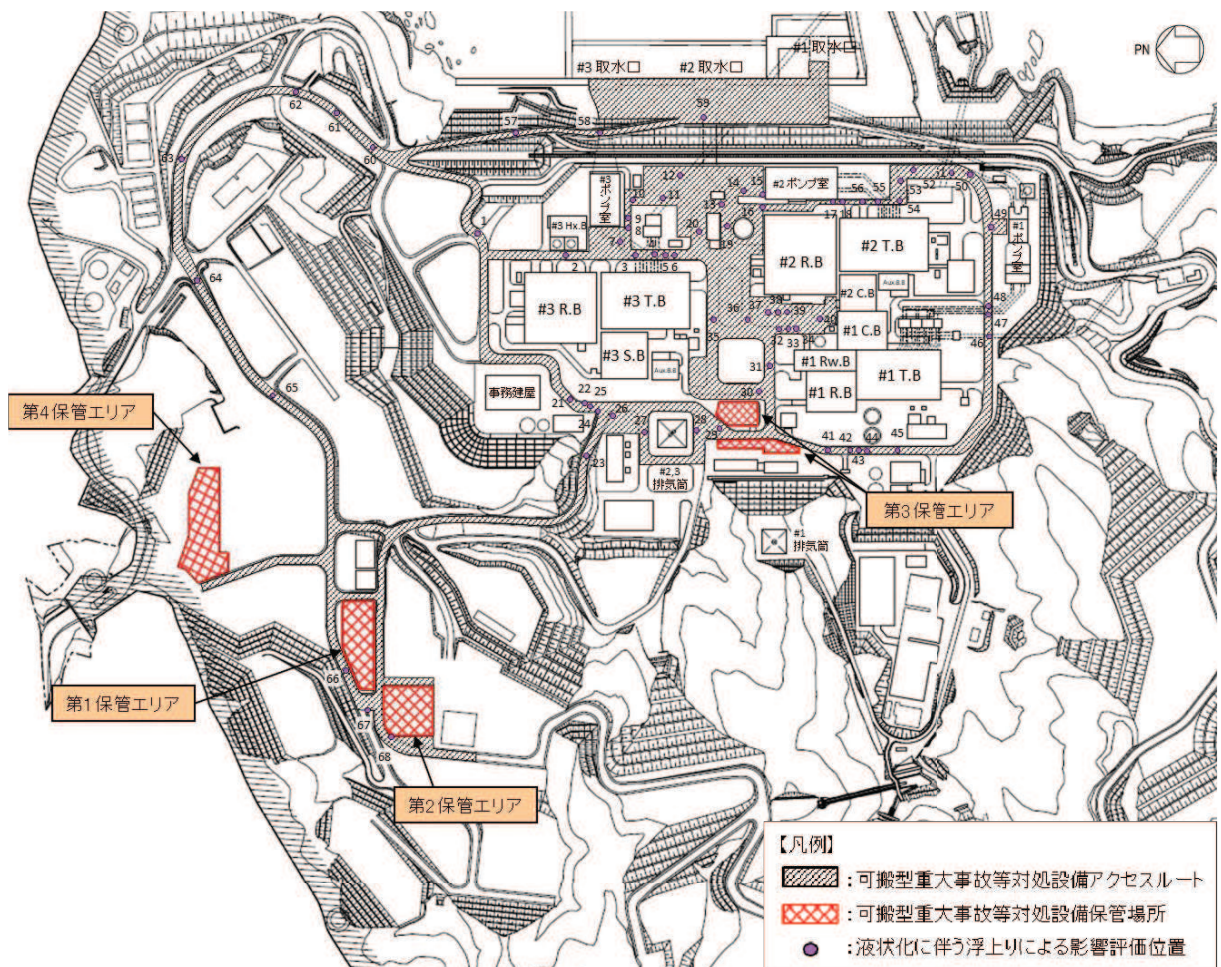


図 8.3-1 液状化に伴う浮上りによる影響評価位置

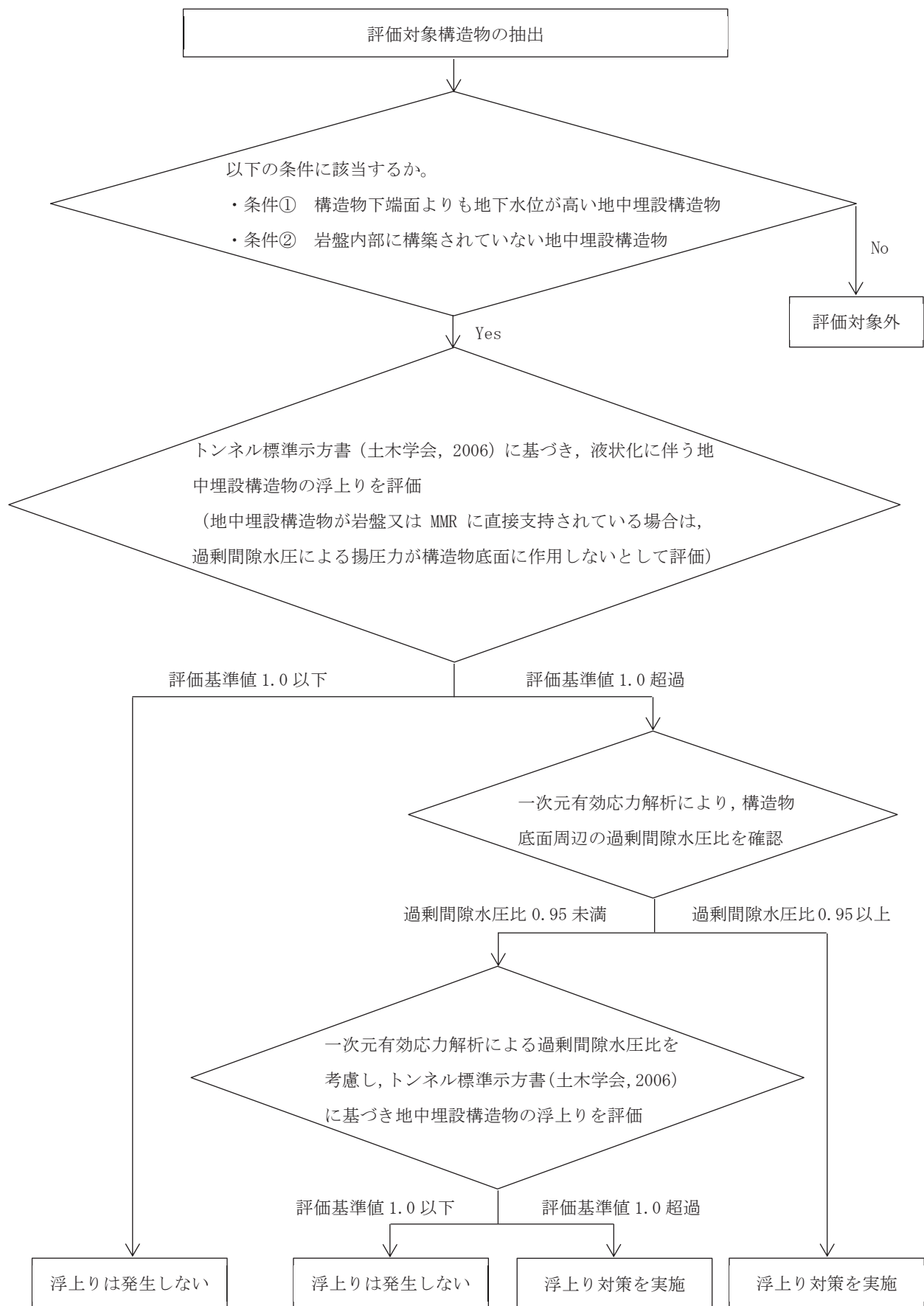


図 8.3-2 液状化に伴う地中埋設構造物の浮上り評価フロー

(2) トンネル標準示方書に基づく評価

a. 評価方法

液状化に伴う浮上りについては、トンネル標準示方書（土木学会，2006）（以下「トンネル標準示方書」という。）に基づき、評価対象とする地中埋設構造物に作用する揚圧力と抵抗力から浮上りに対する安全率を算定し、算定した浮上り安全率が評価基準値以下となることを確認する。評価基準値は1.0とする。

評価対象とする地中埋設構造物は以下の条件に該当する構造物とする。

条件① 構造物下端面よりも地下水位が高い地中埋設構造物

条件② 岩盤内部に構築されていない地中埋設構造物

(a) 浮上りに対する安全率の算定方法

浮上りに対する安全率については、トンネル標準示方書に示される式 (8.1) に基づき算定する。算定方法の概念図を図 8.3-3 に示す。

$$F_s = \gamma_i \cdot (U_s + U_D) / (W_s + W_B + 2Q_s + 2Q_B) \dots \dots \dots (8.1)$$

ここで、

- F_s : 浮上りに対する安全率
- γ_i : 構造物係数で、 $\gamma_i = 1.0$ とする
- U_s : 構造物底面に作用する静水圧による揚圧力 (kN/m)
- U_D : 構造物底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力 (kN/m)
- W_s : 上載土の荷重 (水の重量を含む) (kN/m)
- W_B : 構造物の自重 (kN/m)
- Q_s : 上載土のせん断抵抗 (kN/m)
- Q_B : 構造物側面の摩擦抵抗 (kN/m)

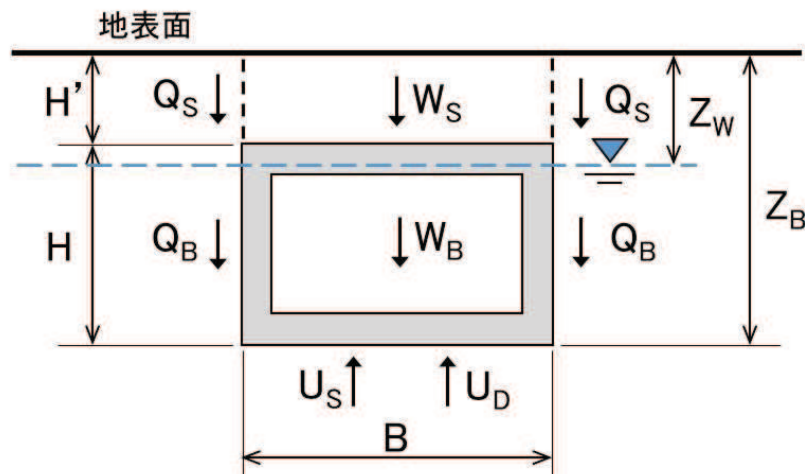


図 8.3-3 算定方法の概念図

上載土のせん断抵抗 Q_s 及び構造物側面の摩擦抵抗 Q_B は、トンネル標準示方書に示される式(8.2)及び式(8.3)に基づき算定する。なお、地下水位以深の盛土及び旧表土は、保守的に上載土のせん断抵抗 Q_s 及び構造物の摩擦抵抗 Q_B を0とする。

$$Q_s = f_{uw} \cdot (c_s + K_o \cdot \sigma'_{vs} \cdot \tan \phi_s) \cdot H' \dots \dots \dots (8.2)$$

$$Q_B = f_{us} \cdot (c_B + K_o \cdot \sigma'_{vB} \cdot \tan \phi_B) \cdot H \dots \dots \dots (8.3)$$

ここで、

- c_s : 上載土の粘着力 (kN/m²)
- c_B : 構造物側面の粘着力 (kN/m²)
- ϕ_s : 上載土のせん断抵抗角 (°)
- ϕ_B : 構造物側面の壁面摩擦角で、 $\phi_B = 2\phi / 3$ とする (°)
- ϕ : 構造物周辺地盤の内部摩擦角 (°)
- K_o : 静止土圧係数
- σ'_{vs} : 上載土中央深さにおける有効上載圧 (kN/m²)
- σ'_{vB} : 構造物中央深さにおける有効上載圧 (kN/m²)
- H' : 上載土の厚さ (m)
- H : 構造物の高さ (m)
- f_{uw}, f_{us} : 液状化時の浮上りに関する安全係数で、 $f_{uw} = 1.0$,
 $f_{us} = 1.0$ とする

構造物底面に作用する静水圧による揚圧力 U_s は、トンネル標準示方書に示される式(8.4)に基づき算定する。

$$U_s = \gamma_w \cdot (Z_B - Z_w) \cdot B \dots \dots \dots (8.4)$$

ここで、

- γ_w : 地下水の単位体積重量 (kN/m³)
- Z_B : 地表から構造物底面までの深さ (m)
- Z_w : 地表から地下水面までの深さ (m)
- B : 構造物の幅 (m)

構造物底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力 U_D は、トンネル標準示方書に示される式 (8.5) に基づき算定する。

$$U_D = L_U \cdot \sigma_v' \cdot B \dots \dots \dots (8.5)$$

ここで、

U_D : 構造物底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力 (kN/m)

L_U : 過剰間隙水圧比で、 $L_U=1$ とする

σ_v' : 構造物底面位置における初期有効上載圧 (kN/m³)

B : 構造物の幅 (m)

(b) 評価に用いる物性値

評価に用いる物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき設定する。評価に用いる物性値を表 8.3-1 に示す。

表 8.3-1 評価に用いる物性値

		旧表土	盛土	地下水	鉄筋コンクリート
単位体積重量	γ (kN/m ³)	19.0 (18.4)*	20.6 (18.6)*	9.8	24.0
粘着力	c (N/mm ²)	0.08 (0.00)*	0.06 (0.10)*	—	—
内部摩擦角	ϕ (°)	26.2 (38.7)*	30.0 (33.9)*	—	—

注記* : 括弧内の数字は、地下水位以浅の値を表す。

b. 評価結果

液状化に伴う浮上りの評価対象構造物の抽出結果を表 8.3-2, トンネル標準示方書に基づく浮上りの評価結果を表 8.3-3 に示す。

浮上りに対する安全率が 1.0 以下となっている構造物については, 屋外アクセスルート
の通行に支障が出る地中埋設構造物の浮上りは生じないため, 車両の通行性に対して影響
を及ぼさないと評価した。

浮上りに対する安全率が 1.0 を上回る構造物については, 一次元有効応力解析により,
構造物底版周辺の過剰間隙水圧比を確認する。

表 8.3-2 評価対象構造物の抽出結果 (1/3)

No.	名称	構造物下端面	地下水位	条件①	条件②
		O.P. (m)	O.P. (m)		
1	北側排水路 (A部)	10.629	14.800	○	○
2	3T-9	-6.750	5.000	○	○
3	第3号機取水管路 (1号)	-20.150	5.000	○	○
4	第3号機放水管路 (2号)	-20.150	5.000	○	○
5	3T-6	9.403	5.000		○
6	3T-5	10.824	5.000		○
7	第3号機取水管路 (A部)	-14.000	5.000	○	○
8	3T-7	10.217	5.000		○
9	第3号機補機冷却水系放水路	7.380	5.000		○
10	防潮壁 (第3号機放水立坑) 地盤改良	-10.789	5.000	-	-
11	第3号機放水路トンネル	-41.436	5.000	○	
12	マンホール	9.000	5.000		○
13	防潮壁 (第2号機海水ポンプ室) 地盤改良	-8.000	5.000	-	-
14	第2号機取水路 (B部)	-8.080	5.000	○	○
15	第2号機取水路 (A部)	-8.100	5.000	○	○
16	第2号機原子炉機器冷却海水配管ダクト地盤改良①	1.500	5.000	-	-
17	2T-11	9.566	5.000		○

- : 浮上り評価対象
- : 条件に該当する場合
- : 地盤改良部のため, 評価対象から除く

表 8.3-2 評価対象構造物の抽出結果 (2/3)

No.	名称	構造物下端面	地下水位	条件①	条件②
		O. P. (m)	O. P. (m)		
18	第2号機原子炉機器冷却海水配管ダクト地盤改良②	-14.000	5.000	—	—
19	第2号機軽油タンク連絡ダクト	8.500	5.000		○
20	マンホール	9.000	5.000		○
21	3T-2	9.065	14.800	○	○
22	第3号機排気筒連絡ダクト (A部)	-1.038	14.800	○	○
23	北側排水路 (B部)	12.140	16.669	—	—
24	第3号機排気筒連絡ダクト (B部)	-1.013	14.800	○	○
25	電源ケーブルダクト	-0.940	14.800	○	○
26	CVケーブル洞道	0.019	14.800	○	○
27	第3号機排気筒連絡ダクト (C部)	-0.543	14.800	○	○
28	第2号機排気筒連絡ダクト (A部)	-0.022	14.800	○	○
29	第2号機排気筒連絡ダクト (B部)	-1.240	14.800	○	
30	第2号機排気筒連絡ダクト (C部)	-6.589	14.800	○	
31	第2号機排気筒連絡ダクト (D部)	-7.541	10.000	○	
32	第2号機排気筒連絡ダクト (E部)	-8.946	5.000	○	○
33	2T-6 (A部)	9.045	5.000		○
34	2T-7 (A部)	8.474	5.000		○
35	3T-1 (A部)	7.175	5.000		○
36	3T-1 (B部)	7.363	5.000		○
37	2T-6 (B部)	8.490	5.000		○
38	2T-7 (B部)	7.985	5.000		○
39	第2号機排気筒連絡ダクト (F部)	-9.098	5.000	○	○
40	3T-1 (C部)	10.069	5.000		○
41	275kV開閉所連絡洞道	10.009	14.800	○	○
42	2T-6 (C部)	9.469	14.800	○	○

: 浮上り評価対象
 ○ : 条件に該当する場合
 — : 地盤改良部のため、評価対象から除く

表 8.3-2 評価対象構造物の抽出結果 (3/3)

No.	名称	構造物下端面	地下水位	条件①	条件②
		O. P. (m)	O. P. (m)		
43	第1号機排気筒連絡ダクト	-0.067	14.800	○	○
44	T-10 (A部)	9.401	14.800	○	○
45	T-10 (B部)	9.707	14.800	○	○
46	第1号機放水路トンネル	-5.389	14.800	○	
47	T-8	5.000	14.800	○	○
48	第1号機取水管路	5.000	14.800	○	○
49	南側排水路	10.763	14.800	-	-
50	第1号機取水路トンネル	-5.009	14.800	○	
51	第2号機放水路トンネル	-20.879	10.000	○	
52	防潮壁 (第2号機放水立坑) 地盤改良①	-2.687	5.000	-	-
53	防潮壁 (第2号機放水立坑) 地盤改良②	-2.124	5.000	-	-
54	第2号機放水管路	-10.000	5.000	○	○
55	第2号機取水管路	-10.000	5.000	○	○
56	地下水位低下設備No.1揚水井戸	-15.200	5.000	○	
57	北側排水路 (C部)	7.171	2.430	-	-
58	第3号機取水路	-9.743	2.430	○	○
59	第2号機取水路	-8.019	2.430	○	○
60~68	マンホール	25.531~56.000	31.031~62.000	-	-

: 浮上り評価対象
 ○ : 条件に該当する場合
 - : 地盤改良部のため、評価対象から除く

表 8.3-3 浮上り評価結果

No.	名称	揚圧力 (kN/m)	浮上り抵抗力 (kN/m)	浮上り 安全率
1	北側排水路 (A 部) *	90	151	0.60
2	3T-9*	1705	8273	0.21
3	第 3 号機取水管路 (1 号) *	13718	51053	0.27
4	第 3 号機放水管路 (2 号) *	2580	9642	0.27
7	第 3 号機取水管路 (A 部) *	1919	8222	0.24
14	第 2 号機取水路 (B 部) *	1719	8323	0.21
15	第 2 号機取水路 (A 部) *	3750	14066	0.27
21	3T-2*	264	372	0.71
22	第 3 号機排気筒連絡ダクト (A 部) *	1336	2332	0.58
24	第 3 号機排気筒連絡ダクト (B 部) *	1334	2327	0.58
25	電源ケーブルダクト*	1327	2239	0.60
26	CV ケーブル洞道*	5618	6726	0.84
27	第 3 号機排気筒連絡ダクト (C 部) *	1294	2244	0.58
28	第 2 号機排気筒連絡ダクト (A 部) *	1105	1905	0.59
32	第 2 号機排気筒連絡ダクト (E 部) *	1039	5526	0.19
39	第 2 号機排気筒連絡ダクト (F 部) *	1051	5741	0.19
41	275kV 開閉所連絡洞道*	175	258	0.68
42	2T-6 (C 部)	209	167	1.26
43	第 1 号機排気筒連絡ダクト*	962	1621	0.60
44	T-10 (A 部)	371	291	1.28
45	T-10 (B 部)	160	131	1.23
47	T-8*	615	876	0.71
48	第 1 号機取水管路*	1134	2280	0.50
54	第 2 号機放水管路*	1530	7418	0.21
55	第 2 号機取水管路*	1530	7418	0.21
58	第 3 号機取水路*	1600	7096	0.23
59	第 2 号機取水路*	1373	3070	0.45

注記* : 構造物が岩盤又は MMR に直接支持されていることから、過剰間隙水圧による揚圧力 U_D が構造物底面に作用しないとして評価

: 評価基準値を上回る評価対象構造物

(3) 一次元有効応力解析による過剰間隙水圧比の確認

トンネル標準示方書に基づく評価により、浮上りに対する安全率が評価基準値を上回る構造物について、一次元有効応力解析により構造物底面周辺の過剰間隙水圧比を確認する。

構造物周辺の地盤においては、構造物の影響により地盤の変位が抑制され、せん断ひずみが小さくなることから、過剰間隙水圧比も小さくなると考えられるが、保守的に構造物を考慮しない一次元有効応力解析により過剰間隙水圧比を確認する。

過剰間隙水圧比は過剰間隙水圧と有効上載圧との比であり、過剰間隙水圧比が 1.0 未満の場合は、過剰間隙水圧を有効上載圧が上回っており、浮上りに対する抵抗力を有していると考えられるが、地盤材料試験の方法と解説（地盤工学会，2009）では、液状化予測に用いる土の液状化強度特性を求めるための繰返し非排水三軸試験において、「過剰間隙水圧の最大値が有効拘束圧の 95%となったときの繰返し載荷回数を求める。」と記載されていることから、過剰間隙水圧比が 0.95 以上となった場合は、保守的に浮上りに対する抵抗力を有していない状態と想定する。

構造物底面周辺の過剰間隙水圧比が 0.95 以上となる場合は、保守的に浮上りに対する抵抗力を有していない状態と想定し、図 8.3-2 に示す評価フローのとおり、事前の浮上り対策を実施することにより車両の通行性を確保する。

構造物底面周辺の過剰間隙水圧比が 0.95 未満となる場合は、図 8.3-2 に示す評価フローのとおり、トンネル標準示方書に示される式 (8.5) に基づき、構造物底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力 U_D の算定に過剰間隙水圧比を考慮してトンネル標準示方書に基づく浮上り評価を実施し、浮上りに対する安全率が評価基準値以下となることを確認する。

a. 評価方法

図 8.3-4 に一次元有効応力解析におけるせん断ひずみと過剰間隙水圧比の関係*を示す。せん断ひずみと過剰間隙水圧比には相関関係があり、せん断ひずみが大きくなるほど、過剰間隙水圧比も大きくなる傾向がある。

構造物周辺の地盤においては、構造物の影響により地盤の変位が抑制され、せん断ひずみが小さくなることから、過剰間隙水圧比も小さくなると考えられるが、保守的に構造物をモデル化しない一次元有効応力解析により構造物底版周辺の過剰間隙水圧比を確認する。

注記*：浮上りに対する安全率が 1.0 を超える構造物のうち、No. 45 T-10 (B 部) における解析結果

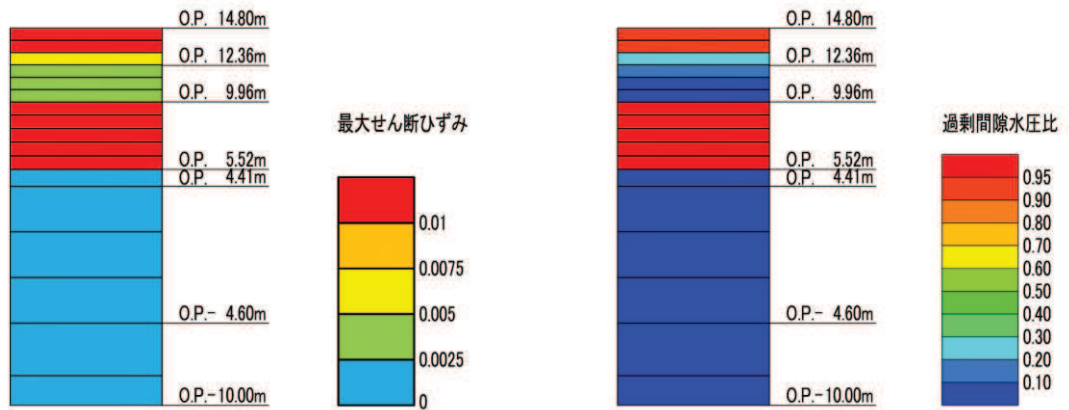


図 8.3-4 一次元有効応力解析におけるせん断ひずみと過剰間隙水圧比の関係

b. 入力地震動

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を一次元重複反射理論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。

入力地震動算定の概念図を図 8.3-5 に示す。入力地震動の算定には、解析コード「microSHAKE/3D Ver. 2.3.1」を使用する。

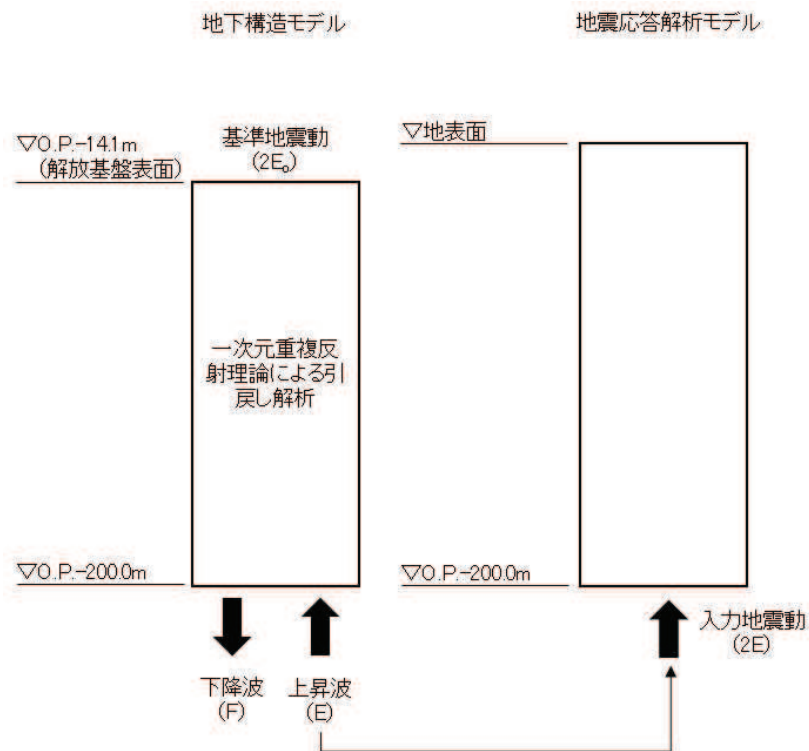


図 8.3-5 入力地震動算定の概念図

c. 評価位置

一次元有効応力解析により構造物底版周辺の過剰間隙水圧比を確認する地中埋設構造物の位置を図 8.3-6 に、周辺の液状化検討対象層（盛土及び旧表土）の分布状況を図 8.3-7 に示す。

図 8.3-7 に示すとおり、一次元有効応力解析により構造物底版周辺の過剰間隙水圧比を確認する地中埋設構造物の直下及び周辺には液状化検討対象層（盛土及び旧表土）が分布している。地下水位以深の盛土及び旧表土は地震時に過剰間隙水圧の上昇が考えられることから、盛土及び旧表土の層厚を考慮して評価位置を選定する。

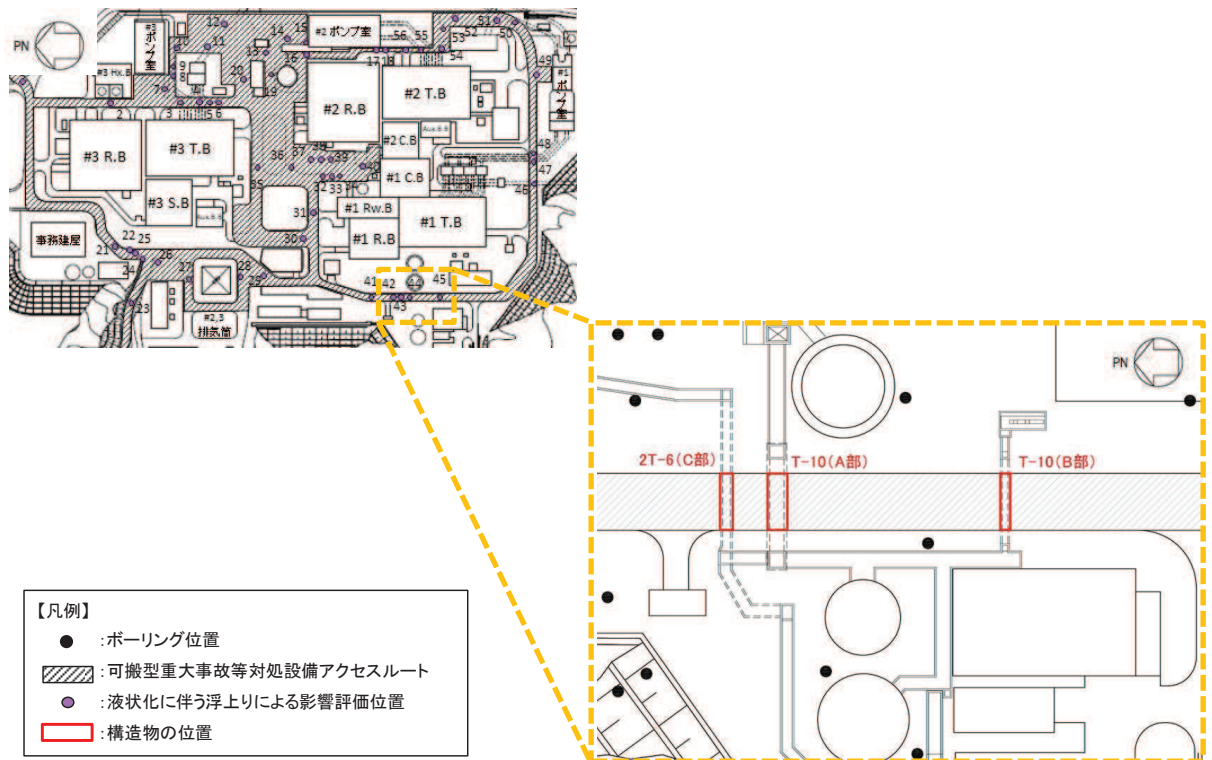


図 8.3-6 構造物底版周辺の過剰間隙水圧比を確認する構造物の位置

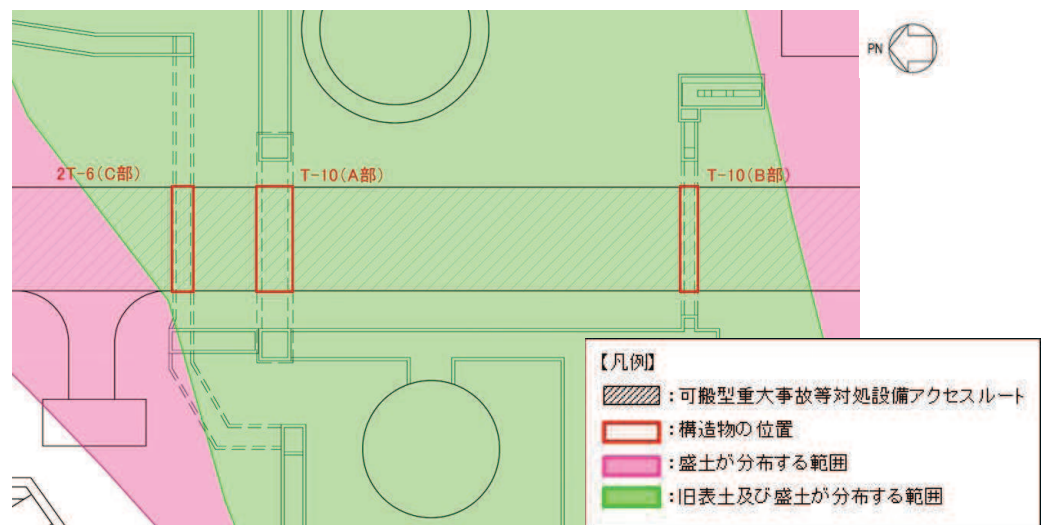


図 8.3-7 構造物周辺における液状化検討対象層の分布状況

(a) 2T-6 (C部) 及びT-10 (A部) における評価位置

2T-6 (C部) 及びT-10 (A部) の評価位置及び周辺のボーリング調査位置を図 8.3-8, 地質断面図及び地質断面図作成にあたり参照したボーリング調査の代表位置を図 8.3-9~10 に示す。なお, 代表位置におけるボーリング柱状図は「補足-600-1 地盤の支持性能について」に示す。

2T-6 は原子炉建屋と純水移送ポンプ室を結ぶ, 鉄筋コンクリート造の地中埋設構造物である。2T-6 (C部) (屋外アクセスルート横断部) は延長 10.00m, 幅 2.00m, 高さ 2.40m であり, 盛土上に設置されている。

T-10 は給排水処理建屋と純水タンク等を結ぶ, 鉄筋コンクリート造の地中埋設構造物である。T-10 (A部) (屋外アクセスルート横断部) は延長 10.00m, 幅 3.50m, 高さ 3.10m であり, 盛土上に設置されている。

図 8.3-8 及び図 8.3-10 に示すとおり, 2T-6 (C部) 及びT-10 (A部) は近接していることから, 過剰間隙水圧比の評価位置を同一とする。

図 8.3-9 に示すとおり, 2T-6 (C部) 及びT-10 (A部) は, 盛土上に設置されており, 液状化検討対象層である盛土及び旧表土の層厚は敷地の東側が厚くなっている。

図 8.3-10 に示すとおり, 2T-6 (C部) 及びT-10 (A部) の直下と比べ, 敷地の南側は旧表土が厚い。盛土に比べ旧表土は液状化強度が小さいため, 図 8.3-8 及び図 8.3-10 に示すとおり, 保守的に旧表土が厚い位置を過剰間隙水圧比の評価位置とする。

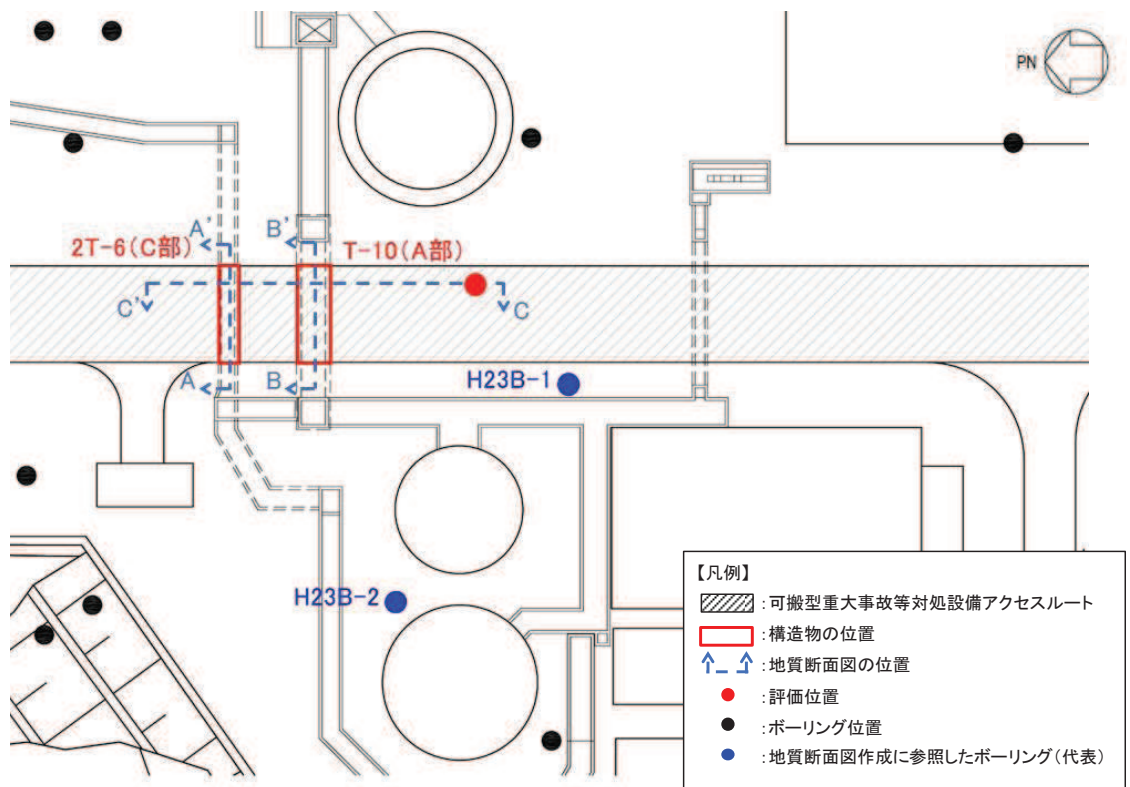


図 8.3-8 評価位置及び周辺のボーリング調査位置 (2T-6 (C部), T-10 (A部))

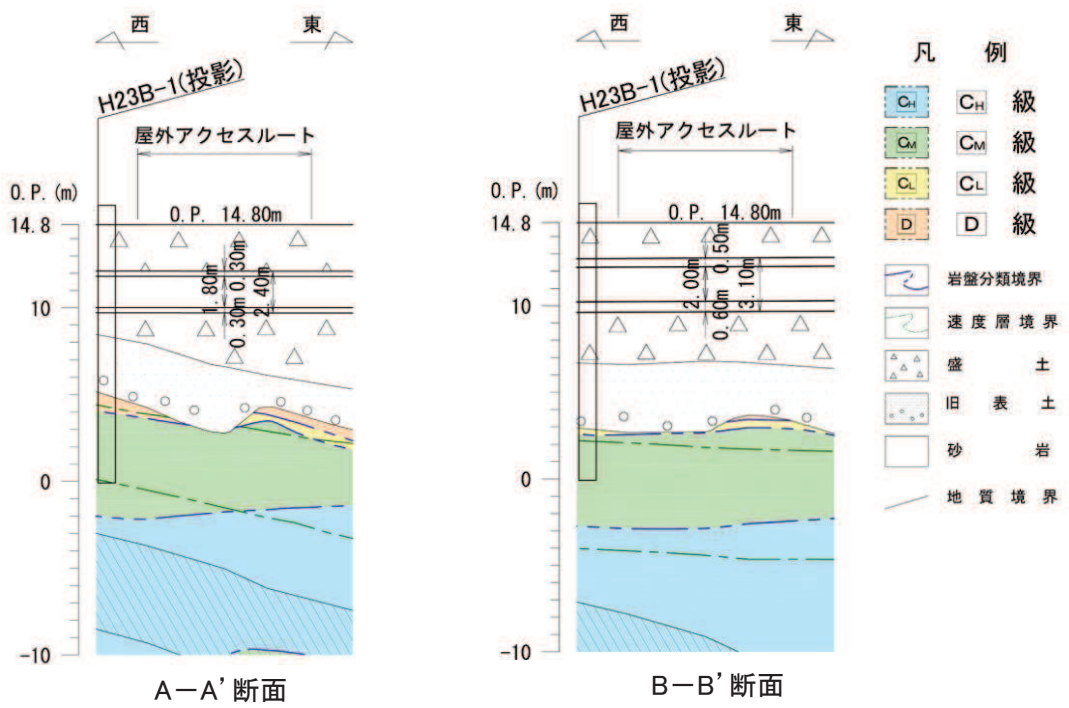


図 8.3-9 地質断面図 (A-A' 断面, B-B' 断面)

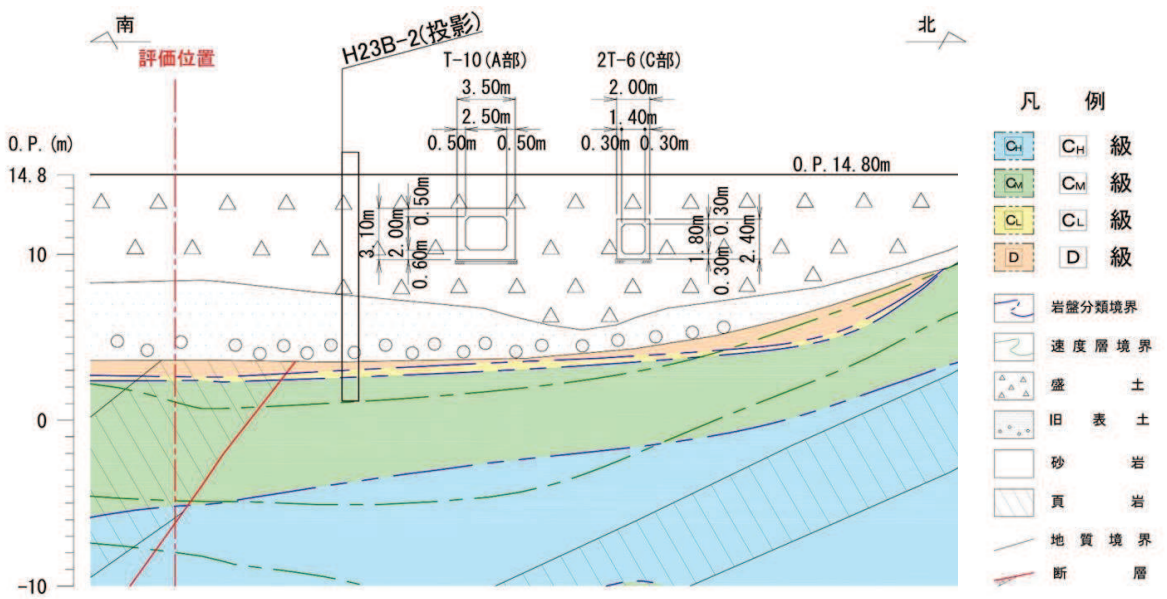


図 8.3-10 地質断面図 (C-C' 断面)

(b) T-10 (B部) における評価位置

T-10 (B部) の評価位置及び周辺のボーリング調査位置を図 8.3-11、地質断面図及び地質断面図作成にあたり参照したボーリング調査の代表位置を図 8.3-12 に示す。なお、代表位置におけるボーリング柱状図は「補足-600-1 地盤の支持性能について」に示す。

T-10 は給排水処理建屋と純水タンク等を結ぶ、鉄筋コンクリート造の地中埋設構造物である。T-10 (B部) (屋外アクセスルート横断部) は延長 10.00m、幅 1.60m、高さ 2.40m であり、ほぼ全延長が旧表土上に設置されている。

図 8.3-12 に示すとおり、T-10 (B部) は、ほぼ全延長が旧表土上に設置され、T-10 (B部) 直下の旧表土厚も概ね一定のため、屋外アクセスルートの中央位置を代表として過剰間隙水圧比を確認する。

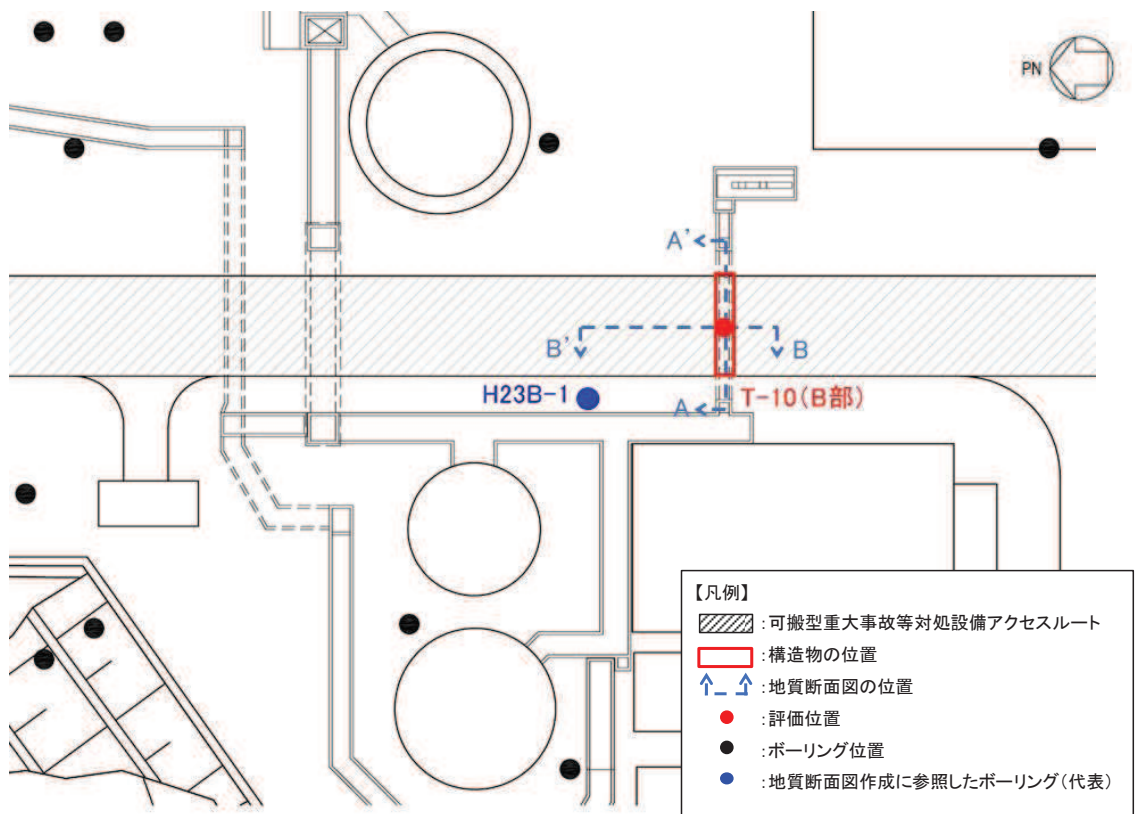


図 8.3-11 評価位置及び周辺のボーリング調査位置 (T-10 (B部))

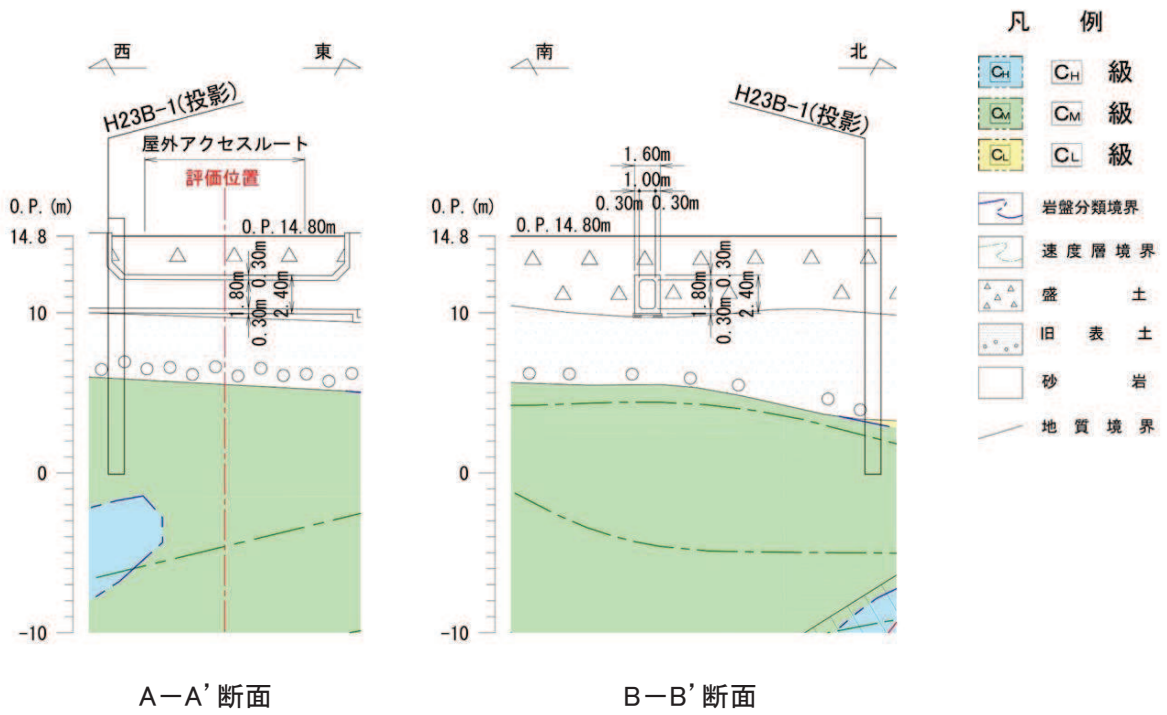


図 8.3-12 地質断面図 (A-A' 断面, B-B' 断面)

d. 解析モデル及び諸元

(a) 解析モデル

一次元有効応力解析により基準地震動 S_s における構造物底面周辺の過剰間隙水圧比を確認する地中埋設構造物を表 8.3-4 に、解析モデル図を図 8.3-13 に示す。

一次元有効応力解析は、解析コード「FLIP Ver. 7.4.1」を使用する。

表 8.3-4 構造物底面周辺の過剰間隙水圧比を確認する地中埋設構造物

No.	名称	解析モデル
42	2T-6 (C部)	①
44	T-10 (A部)	①
45	T-10 (B部)	②

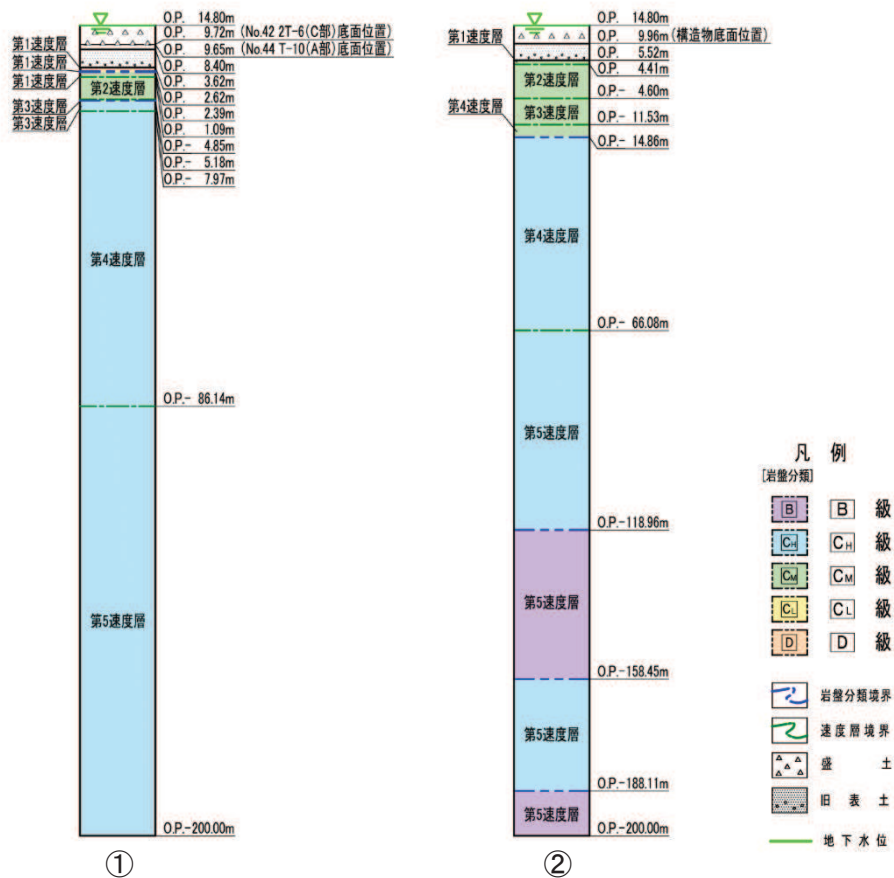


図 8.3-13 解析モデル図

(b) 地盤の物性値

一次元有効応力解析に用いる解析用物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき設定する。有効応力解析に用いる解析用物性値を表 8.3-5 に、解析用物性値の設定根拠を表 8.3-6 に示す。なお、表 8.3-5 に記載していない解析用物性値については、「3. 保管場所及び屋外アクセスルートに関する斜面の安定性評価について」と同様に設定する。

表 8.3-5 有効応力解析に用いる解析用物性値

		旧表土	盛土	D級岩盤		
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.94 (1.88)*	2.10 (1.90)*	2.06 (1.95)*		
	間隙率 n	0.437	0.363	0.349		
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	2.110×10^5	7.071×10^4	2.000×10^5		
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma'}$ (kN/m ²)	1.0×10^3	1.0×10^3	1.0×10^3		
	ポアソン比 ν	0.40	0.40	第1速度層	0.48	
				第2速度層	0.44(狐崎部層) 0.45(牧の浜部層)	
減衰定数の上限値 h_{max}	0.220	0.183	0.113			
強度特性	粘着力 c (N/mm ²)	0.08 (0.00)*	0.06 (0.10)*	0.10		
	内部摩擦角 ϕ (°)	26.2 (38.7)*	30.0 (33.9)*	24.0		
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28.0	28.0			
	液状化パラメータ	S1	0.005			0.005
		W1	1.0			14.0
		p1	1.4			1.0
		p2	1.5			0.6
		c1	2.0			2.8

注記*：括弧内の数字は、地下水位以浅の値を表す。

表 8.3-6 有効応力解析に用いる解析用物性値の設定根拠

		旧表土	盛土	D級岩盤	
物理特性	密度 ρ	物理試験	物理試験	物理試験	
	間隙率 n	物理試験	物理試験	物理試験	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma}	動的変形特性に基づき設定	動的変形特性に基づき設定	動的変形特性に基づき設定	
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}'	G_{ma} に対応する値	G_{ma} に対応する値	G_{ma} に対応する値	
	ポアソン比 ν	慣用値*	慣用値*	ポアソン比	
	減衰定数の上限値 h_{max}	動的変形特性に基づき設定	動的変形特性に基づき設定	動的変形特性に基づき設定	
強度特性	粘着力 c	三軸圧縮試験	三軸圧縮試験	ロックせん断試験	
	内部摩擦角 ϕ				
液状化特性	変相角 ϕ_p	液状化強度試験に基づく要素シミュレーション	液状化強度試験に基づく要素シミュレーション	/	
	液状化パラメータ				S1
					W1
					p1
					p2
					c1

注記*：原子力発電所地質・地盤の調査試験法および地盤の耐震安定性の評価手法 第4編 建屋基礎地盤の耐震安定性評価 例示編（土木学会 原子力土木委員会，昭和60年）

e. 評価結果

一次元有効応力解析による構造物底面周辺の過剰間隙水圧比の確認結果を表 8.3-7 に、構造物底面周辺における過剰間隙水圧比の分布を図 8.3-14 に示す。

No. 42 2T-6 (C 部) 及び No. 44 T-10 (A 部) については、構造物底面周辺における過剰間隙水圧比が 0.95 未満となっていることから、図 8.3-2 に示す評価フローのとおり、トンネル標準示方書に示される式 (8.5) に基づき、構造物底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力 U_D の算定に過剰間隙水圧比を考慮し、トンネル標準示方書に基づく浮上り評価を実施する。

No. 45 T-10 (B 部) については、構造物底面周辺の過剰間隙水圧比が 0.95 以上となることから、浮上り対策を実施することにより車両の通行性を確保する。液状化に伴う浮上り対策を実施する箇所を図 8.3-15 に示す。なお、浮上り対策の詳細は「8.6 段差緩和対策（不等沈下対策等）の設計」に示す。

表 8.3-7 構造物底面周辺の過剰間隙水圧比確認結果（基準地震動 S_s における最大値）

No.	名称	構造物底面周辺の過剰間隙水圧比
42	2T-6 (C 部)	0.05
44	T-10 (A 部)	0.05
45	T-10 (B 部)	1.00

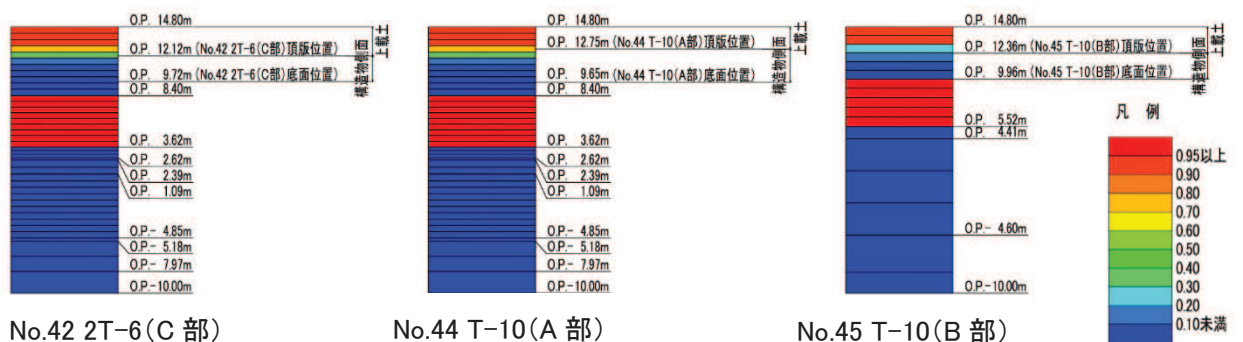


図 8.3-14 過剰間隙水圧比の分布図（基準地震動 S_s における最大値）

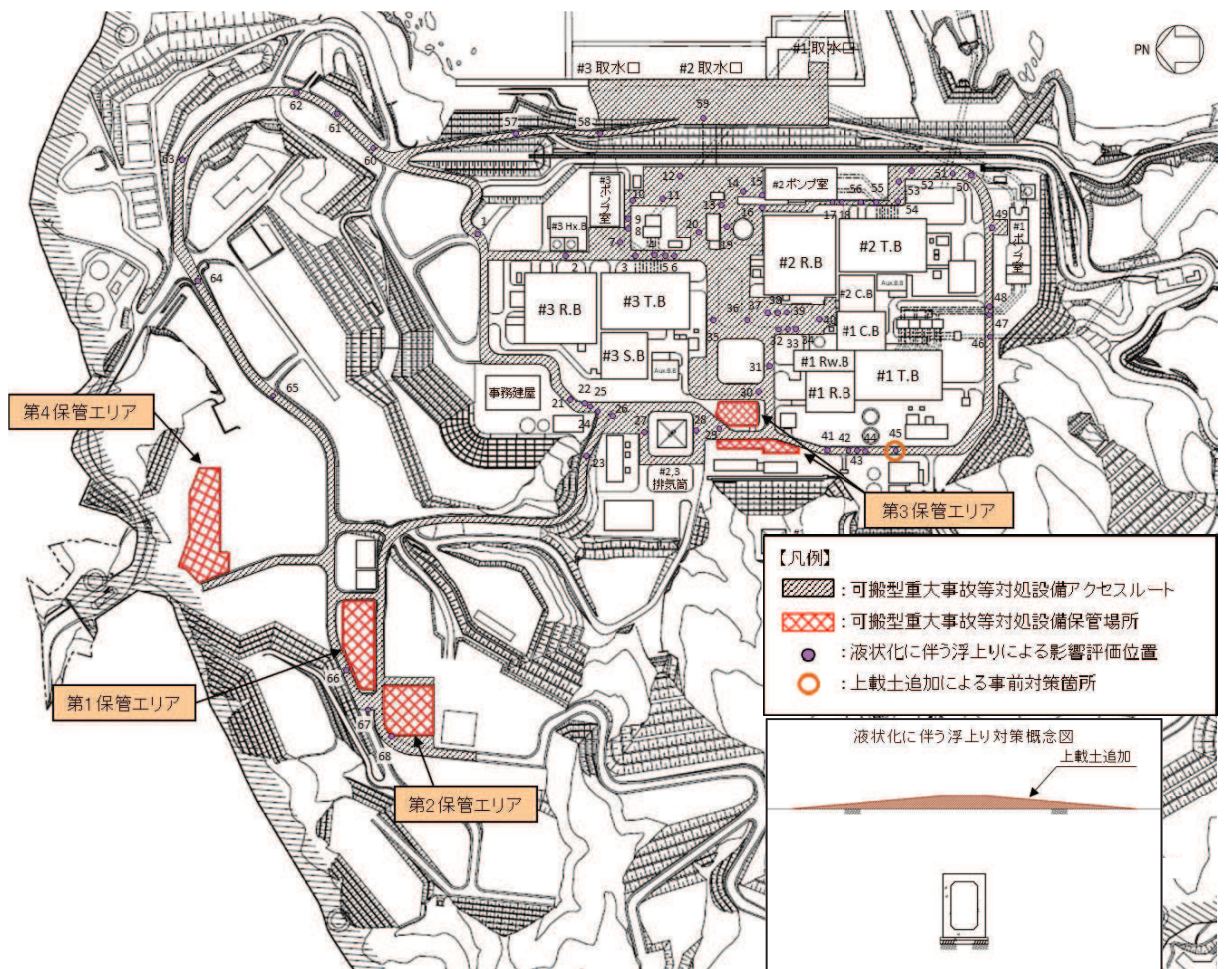


図 8.3-15 液状化に伴う浮上り対策を実施する箇所

(4) 過剰間隙水圧比の確認を踏まえた浮上り評価

a. 評価方法

一次元有効応力解析により、構造物底板周辺の過剰間隙水圧比が 0.95 未満となっている構造物について、トンネル標準示方書に示される式 (8.1) ~ (8.5) に基づき、構造物底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力 U_D の算定に過剰間隙水圧比を考慮し、浮上り評価を実施する。

なお、過剰間隙水圧比が 0.95 未満となる場合においても、地下水位以深の盛土及び旧表土は、保守的にせん断抵抗 Q_s 及び構造物の摩擦抵抗 Q_B を 0 とする。

b. 評価結果

表 8.3-7 に示すとおり、No. 42 2T-6 (C 部) 及び No. 44 T-10 (A 部) の底面周辺における過剰間隙水圧比は 0.05 となっているため、保守的に過剰間隙水圧比 L_u を 0.1 とし、構造物底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力 U_D を算定する。

一次元有効応力解析による構造物底面周辺の過剰間隙水圧比の確認を踏まえ、構造物底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力 U_D の算定に過剰間隙水圧比を考慮したトンネル標準示方書に基づく浮上り評価結果を表 8.3-8~11 に示す。

評価の結果、すべての評価箇所において安全率が 1.0 以下であることから、屋外アクセスルートの通行に支障がある地中埋設構造物の浮上りは発生せず、通行性への影響はない。

表 8.3-8 構造物底面に作用する静水圧による揚圧力

No.	名称	γ_w (kN/m^3)	Z_B (m)	Z_w (m)	B (m)	U_s (kN/m)
42	2T-6 (C 部)	1.00	5.08	0.00	2.00	99.66
44	T-10 (A 部)	1.00	5.15	0.00	3.50	176.73

表 8.3-9 構造物底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力

No.	名称	L_u	σ_v' (kN/m^3)	B (m)	U_D (kN/m)
42	2T-6 (C 部)	0.1	54.84	2.00	10.97
44	T-10 (A 部)	0.1	55.57	3.50	19.45

表 8.3-10 上載土及び構造物の重量

No.	名称	W_S (kN/m)	W_B (kN/m)
42	2T-6 (C 部)	110.46	56.64
44	T-10 (A 部)	147.73	143.40

表 8.3-11 構造物底面周辺の過剰間隙水圧比の確認を踏まえた浮上り評価結果

No.	名称	揚圧力 $\gamma_i \cdot (U_S + U_D)$ (kN/m)	浮上り抵抗力 $W_S + W_B$ (kN/m)	浮上り安全率 F_s
42	2T-6 (C 部)	111	167	0.67
44	T-10 (A 部)	196	291	0.68

(5) 一次元有効応力解析を踏まえた浮上り評価結果

一次元有効応力解析により構造物底面周辺の過剰間隙水圧比を確認した地中埋設構造物のうち、No. 42 2T-6 (C 部) 及び No. 44 T-10 (A 部) については、構造物底面周辺の過剰間隙水圧比が 0.95 未満となっていることから、構造物底面周辺の過剰間隙水圧比を考慮した浮上り評価を行った。その結果、浮上り安全率は 1.0 以下であることから、屋外アクセスルートの通行に支障がある地中埋設構造物の浮上りは発生せず、通行性への影響はないことを確認した。

一次元有効応力解析により構造物底面周辺の過剰間隙水圧比を確認した地中埋設構造物のうち、No. 42 T-10 (B 部) については、構造物底面周辺の過剰間隙水圧比が 0.95 以上となることから、浮上り対策を実施することにより車両の通行性を確保する。なお、浮上り対策の詳細は「8.6 段差緩和対策（不等沈下対策等）の設計」に示す。

8.4 地中埋設構造物の損壊

(1) 評価方法

地中埋設構造物の損壊による影響評価については、地中埋設構造物の損壊による車両の通行性への影響を評価する。

地中埋設構造物の損壊による影響評価箇所として抽出した位置を図 8.4-1 に示す。

抽出した地中埋設構造物のうち、以下の条件に該当する地中埋設構造物又は地盤改良体については、損壊の可能性が小さいと考えられるため評価対象外とした。

条件① 基準地震動 S_s に対して機能維持する設計がされた構造物

条件② コンクリートで巻き立てられ補強された管路

条件③ 岩盤内の構造物

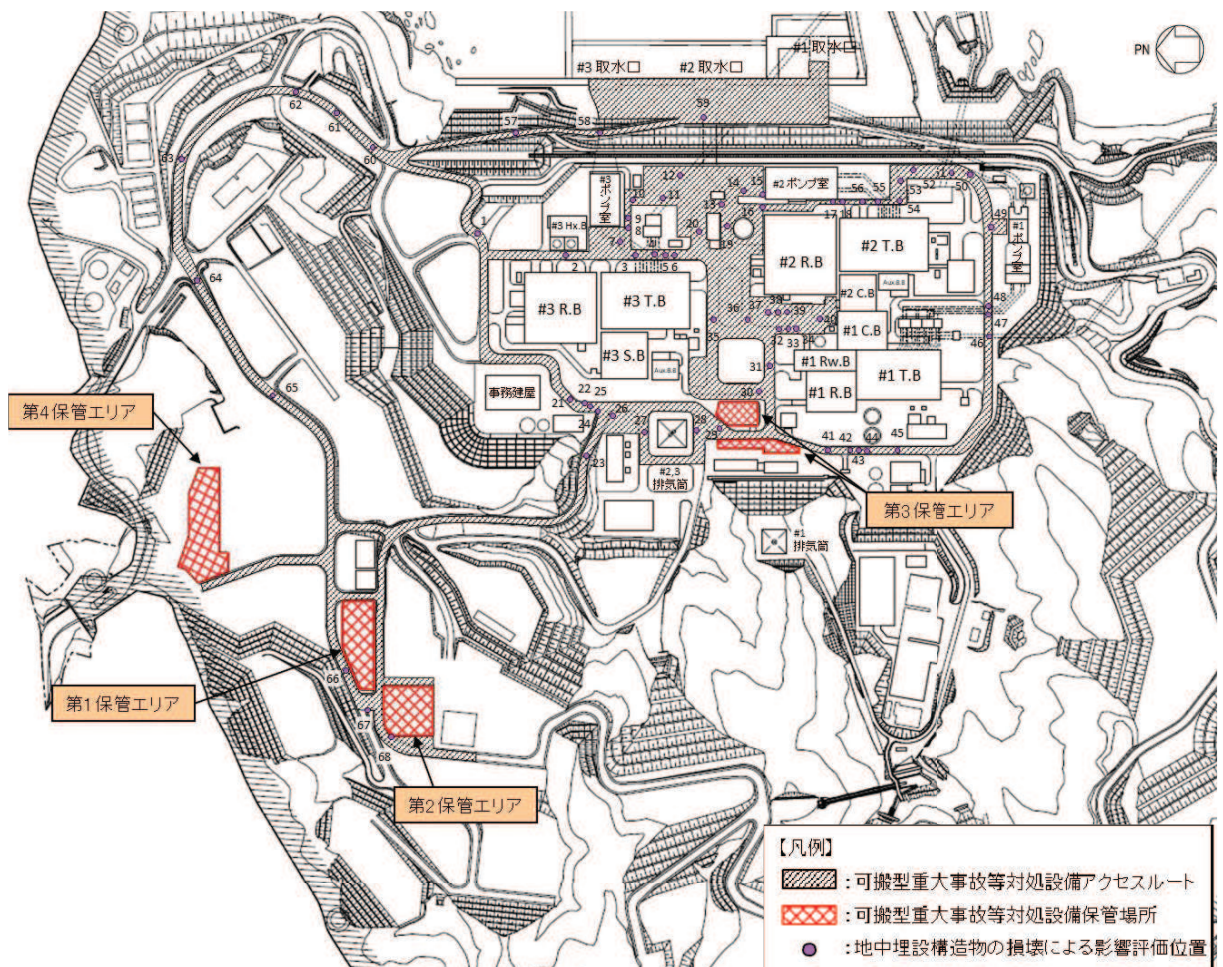


図 8.4-1 地中埋設構造物の損壊による影響評価位置

(2) 評価結果

地中埋設構造物の損壊による影響評価結果を表 8.4-1 に示す。

地中埋設構造物の損壊による影響評価箇所として抽出した箇所のうち、条件①～③に該当しない箇所について地中埋設構造物の損壊を仮定し、図 8.4-2 に示すとおり H 形鋼敷設による事前の対策、若しくは段差発生後の重機による段差解消作業により車両通行性を確保する。重機による段差解消作業箇所は、段差の形状（影響範囲）や対策工法の特徴等を考慮して決定した。

また、想定箇所以外における万一の段差発生等に備えて、復旧に要する資材を配備しておく。

表 8.4-1 地中埋設構造物の損壊による影響評価結果 (1/2)

No.	名称	条件①	条件②	条件③
1	北側排水路 (A部)			
2	3T-9	○		
3	第3号機取水管路 (1号)		○	
4	第3号機放水管路 (2号)		○	
5	3T-6			
6	3T-5			
7	第3号機取水管路 (A部)		○	
8	3T-7			
9	第3号機補機冷却水系放水路			
10	防潮壁 (第3号機放水立坑) 地盤改良	-	-	-
11	第3号機放水路トンネル			○
12	マンホール	○		
13	防潮壁 (第2号機海水ポンプ室) 地盤改良	-	-	-
14	第2号機取水路 (B部)	○		
15	第2号機取水路 (A部)	○		
16	第2号機原子炉機器冷却海水配管ダクト地盤改良①	-	-	-
17	2T-11			
18	第2号機原子炉機器冷却海水配管ダクト地盤改良②	-	-	-
19	第2号機軽油タンク連絡ダクト	○		
20	マンホール	○		
21	3T-2			
22	第3号機排気筒連絡ダクト (A部)	○		
23	北側排水路 (B部)			
24	第3号機排気筒連絡ダクト (B部)	○		
25	電源ケーブルダクト			
26	CVケーブル洞道			
27	第3号機排気筒連絡ダクト (C部)	○		

- : 損壊の評価対象
- : 条件に該当する場合
- : 地盤改良部のため、評価対象から除く

表 8.4-1 地中埋設構造物の損壊による影響評価結果 (2/2)

No.	名称	条件①	条件②	条件③
28	第2号機排気筒連絡ダクト (A部)	○		
29	第2号機排気筒連絡ダクト (B部)	○		○
30	第2号機排気筒連絡ダクト (C部)	○		○
31	第2号機排気筒連絡ダクト (D部)	○		○
32	第2号機排気筒連絡ダクト (E部)	○		
33	2T-6 (A部)			
34	2T-7 (A部)			
35	3T-1 (A部)			
36	3T-1 (B部)			
37	2T-6 (B部)			
38	2T-7 (B部)			
39	第2号機排気筒連絡ダクト (F部)	○		
40	3T-1 (C部)			
41	275kV開閉所連絡洞道			
42	2T-6 (C部)			
43	第1号機排気筒連絡ダクト	○		
44	T-10 (A部)			
45	T-10 (B部)			
46	第1号機放水路トンネル			○
47	T-8	○		
48	第1号機取水管路		○	
49	南側排水路			
50	第1号機取水路トンネル			○
51	第2号機放水路トンネル			○
52	防潮壁 (第2号機放水立坑) 地盤改良①	-	-	-
53	防潮壁 (第2号機放水立坑) 地盤改良②	-	-	-
54	第2号機放水管路		○	
55	第2号機取水管路		○	
56	地下水位低下設備No.1揚水井戸	○		○
57	北側排水路 (C部)	○		
58	第3号機取水路	○		
59	第2号機取水路	○		
60~68	マンホール	○		

- : 損壊の評価対象
 ○ : 条件に該当する場合
 - : 地盤改良部のため、評価対象から除く

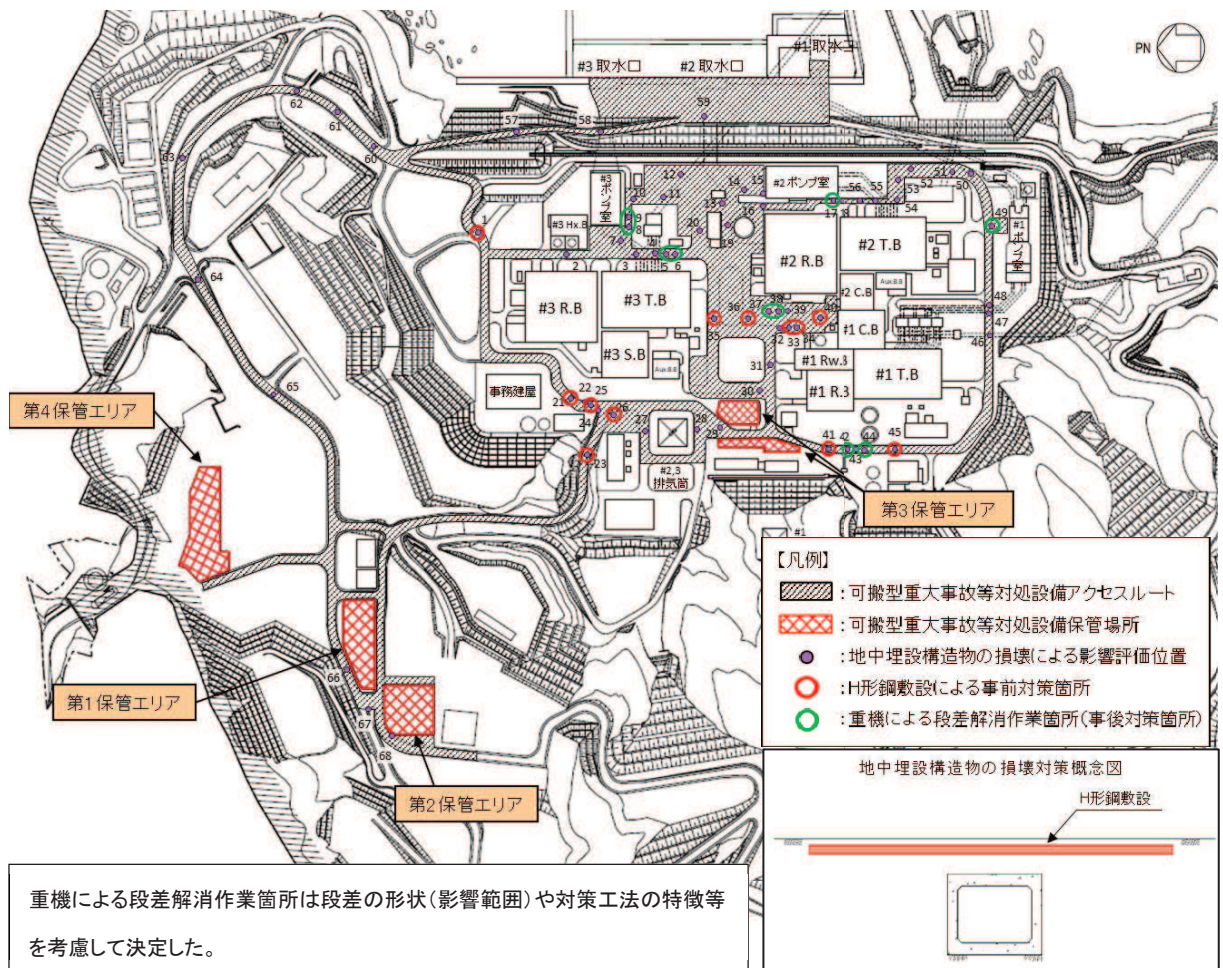


図 8.4-2 地中埋設構造物の損壊対策を実施する箇所

8.5 段差緩和対策（不等沈下対策等）の整理

これまでの評価結果を踏まえ、不等沈下対策等の段差緩和対策の実施箇所について整理した結果を表 8.5-1～表 8.5-2 に、段差緩和対策の実施箇所を図 8.5-1 に、段差緩和対策の概念図を図 8.5-2 に示す。

図 8.5-1 に示す箇所は事前の段差緩和対策、若しくは段差発生後の重機による段差解消作業により車両の通行性を確保する。

表 8.5-1 段差緩和対策を実施する箇所（1/2）

条件①：液状化及び揺すり込みによる不等沈下により15cmを超える段差発生が想定される箇所

条件②：液状化に伴う浮上りが想定される箇所

条件③：地中埋設構造物の損壊による段差発生が想定される箇所

No.	名称	評価結果 ①	評価結果 ②	評価結果 ③	対策の種類
1	北側排水路（A部）			○	H形鋼敷設
2	3T-9	○			補強材敷設
3	第3号機取水管路（1号）	○			補強材敷設
4	第3号機放水管路（2号）				
5	3T-6	○		○	段差解消作業
6	3T-5	○		○	段差解消作業
7	第3号機取水管路（A部）				
8	3T-7	○		○	段差解消作業
9	第3号機補機冷却水系放水路	○		○	段差解消作業
10	防潮壁（第3号機放水立坑）地盤改良				
11	第3号機放水路トンネル				
12	マンホール				
13	防潮壁（第2号機海水ポンプ室）地盤改良				
14	第2号機取水路（B部）				
15	第2号機取水路（A部）	○			補強材敷設
16	第2号機原子炉機器冷却海水配管ダクト地盤改良①				
17	2T-11			○	段差解消作業
18	第2号機原子炉機器冷却海水配管ダクト地盤改良②	○			段差解消作業
19	第2号機軽油タンク連絡ダクト	○			補強材敷設
20	マンホール				
21	3T-2			○	H形鋼敷設
22	第3号機排気筒連絡ダクト（A部）	○			補強材敷設
23	北側排水路（B部）			○	H形鋼敷設
24	第3号機排気筒連絡ダクト（B部）	○			補強材敷設
25	電源ケーブルダクト			○	H形鋼敷設
26	CVケーブル洞道			○	H形鋼敷設
27	第3号機排気筒連絡ダクト（C部）	○			補強材敷設
28	第2号機排気筒連絡ダクト（A部）				
29	第2号機排気筒連絡ダクト（B部）				
30	第2号機排気筒連絡ダクト（C部）				
31	第2号機排気筒連絡ダクト（D部）				
32	第2号機排気筒連絡ダクト（E部）				
33	2T-6（A部）			○	H形鋼敷設
34	2T-7（A部）			○	H形鋼敷設
35	3T-1（A部）			○	H形鋼敷設
36	3T-1（B部）			○	H形鋼敷設
37	2T-6（B部）	○		○	段差解消作業

○：条件に該当する場合
：段差対策を実施する箇所

表 8.5-1 段差緩和対策を実施する箇所 (2/2)

条件①：液状化及び揺すり込みによる不等沈下により15cmを超える段差発生が想定される箇所

条件②：液状化に伴う浮上りが想定される箇所

条件③：地中埋設構造物の損壊による段差発生が想定される箇所

No.	名称	評価結果 ①	評価結果 ②	評価結果 ③	対策の種類
38	2T-7 (B部)	○		○	段差解消作業
39	第2号機排気筒連絡ダクト (F部)				
40	3T-1 (C部)			○	H形鋼敷設
41	275kV開閉所連絡洞道			○	H形鋼敷設
42	2T-6 (C部)			○	段差解消作業
43	第1号機排気筒連絡ダクト				
44	T-10 (A部)			○	段差解消作業
45	T-10 (B部)		○	○	上載土追加, H形鋼敷設
46	第1号機放水路トンネル				
47	T-8				
48	第1号機取水管路				
49	南側排水路			○	段差解消作業
50	第1号機取水路トンネル				
51	第2号機放水路トンネル				
52	防潮壁 (第2号機放水立坑) 地盤改良①	○			補強材敷設
53	防潮壁 (第2号機放水立坑) 地盤改良②	○			補強材敷設
54	第2号機放水管路				
55	第2号機取水管路				
56	地下水位低下設備No.1揚水井戸	○			段差解消作業
57	北側排水路 (C部)				
58	第3号機取水路	*			地盤改良
59	第2号機取水路	*			地盤改良
60~68	マンホール				

主記*：No. 58及びNo. 59については、液状化による側方流動の影響も考慮した評価を実施し、評価基準値を上回る段差の発生が想定されることから、地盤改良による段差緩和対策を実施する。

○：条件に該当する場合
：段差対策を実施する箇所

表 8.5-2 段差緩和対策を実施する箇所 (地山を垂直に掘削した箇所)

条件：液状化及び揺すり込みによる不等沈下により15cmを超える段差発生が想定される箇所

No.	名称	評価結果	対策の種類
1	緊急時対策建屋		
2	淡水貯水槽 (第2保管エリア)		
3	緊急用電気品建屋東部		
4	CVケーブル洞道北部	○	補強材敷設
5	CVケーブル洞道南部1		
6	CVケーブル洞道南部2		
7	第3号機掘削時土留め北部1		
8	第3号機掘削時土留め北部2	○	補強材敷設
9	第3号機掘削時土留め南部1		
10	第3号機掘削時土留め南部2		
11	第2号機掘削時土留め部		

○：条件に該当する場合
：段差対策を実施する箇所

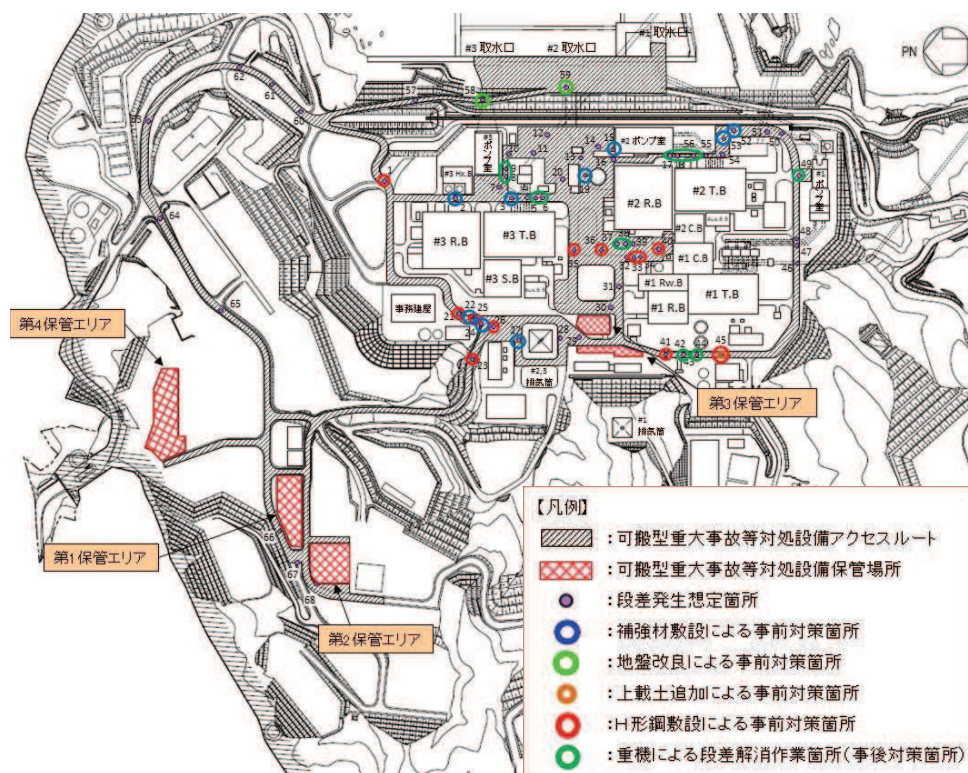


図 8.5-1 段差緩和対策の実施箇所 (1/2)

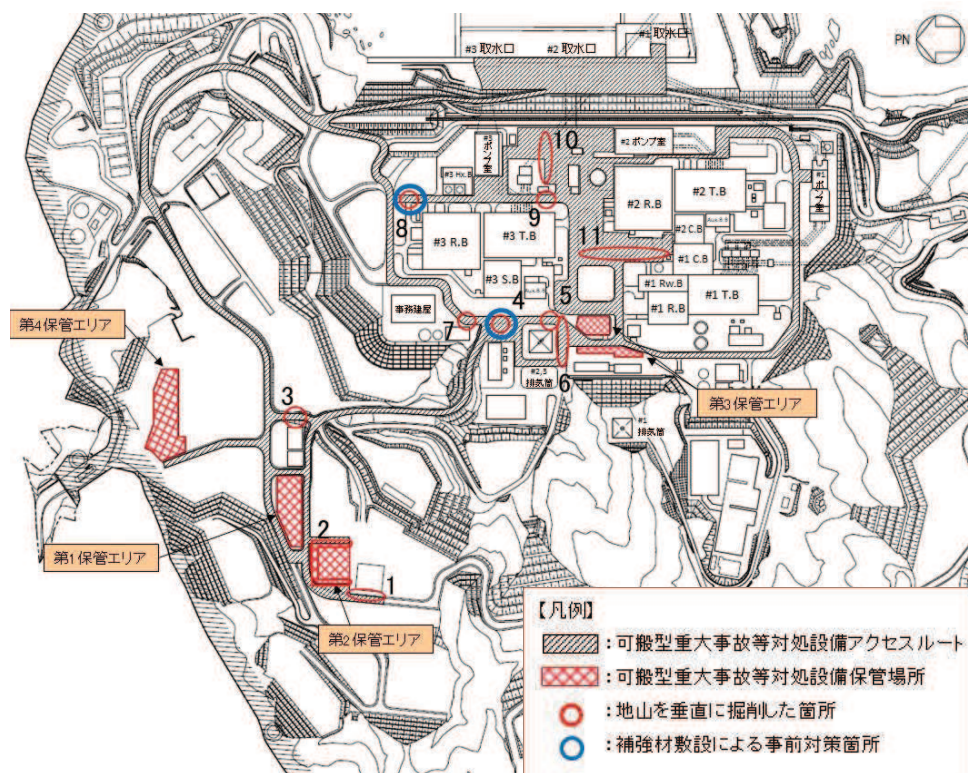
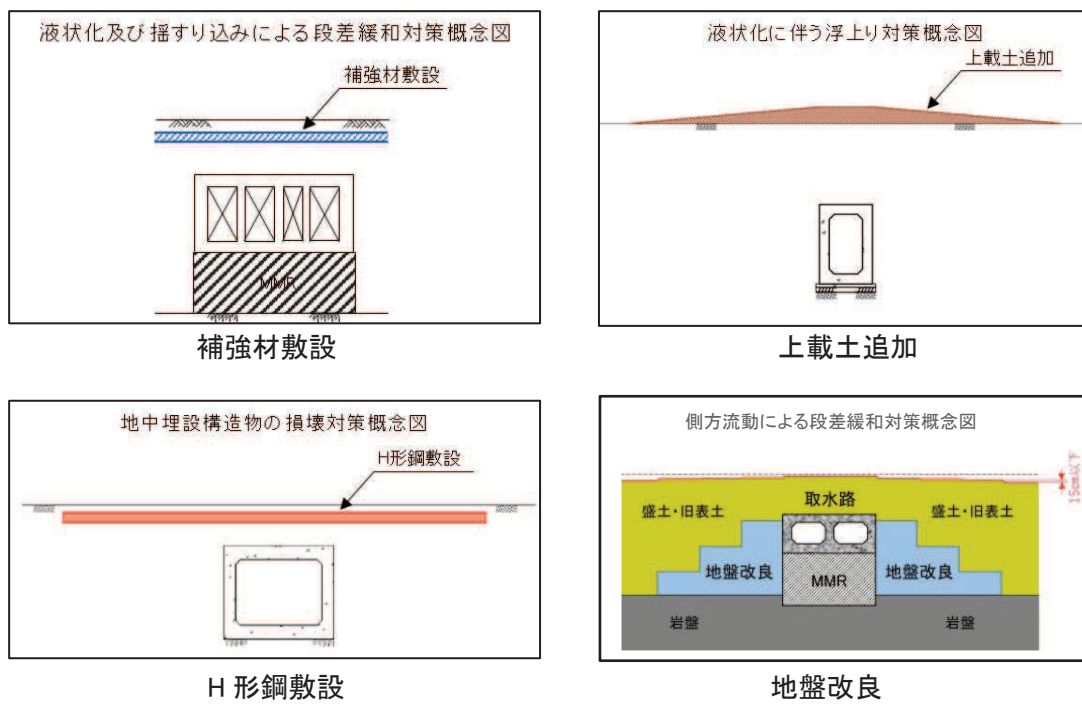


図 8.5-1 段差緩和対策の実施箇所 (地山を垂直に掘削した箇所) (2/2)



補強材敷設

上載土追加

H 形鋼敷設

地盤改良

図 8.5-2 段差緩和対策の概念図

8.6 段差緩和対策（不等沈下対策等）の設計

(1) 補強材敷設による事前の段差緩和対策

補強材敷設による事前の段差緩和対策は、地中埋設構造物と埋戻部との境界部及び地山と埋戻部との境界部において液状化及び揺すり込みによる不等沈下に伴う段差が発生した場合に、路面下に敷設した路盤補強材が滑らかに変形することによって路面の連続性を確保し、地表面に生じる段差を緩和することで車両の通行性を確保するものである。

補強材敷設による事前の段差緩和対策の設計は、段差発生時に車両が通行することを想定し、路盤補強材へ作用する引張力（ ΣT_G ）が、路盤補強材の許容引張力（ T_{max} ）を下回ることを確認する。

段差緩和対策実施箇所及び段差量を表 8.6-1 に示す。

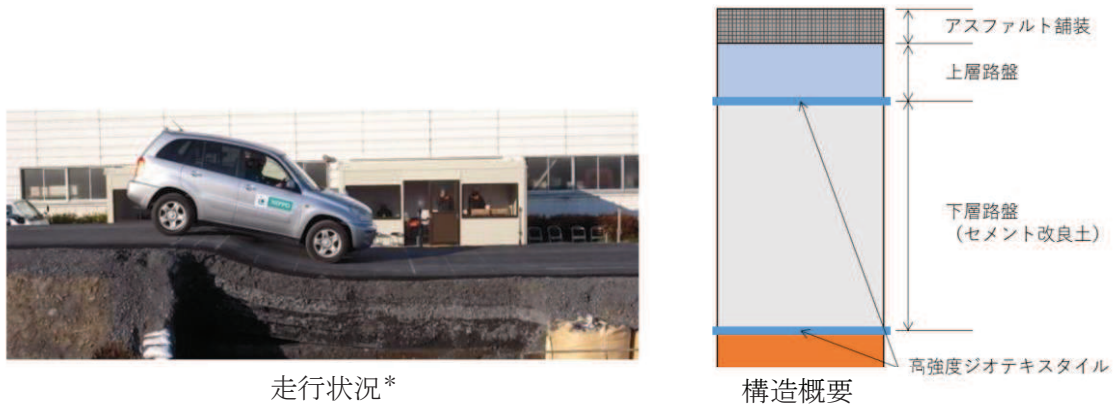
発生段差量が最大となるのは No.19 第 2 号機軽油タンク連絡ダクトの 29.5cm であるため、保守的に設計段差量を 35cm として設計を行う。

表 8.6-1 補強材敷設による段差緩和対策実施箇所及び段差量

No.	名称	段差量 (cm)
地中埋設構造物と埋戻部との境界部		
2	3T-9	20.8
3	第 3 号機取水管路（1 号）	16.2
15	第 2 号機取水路（A 部）	21.7
19	第 2 号機軽油タンク連絡ダクト	29.5
22	第 3 号機排気筒連絡ダクト（A 部）	18.5
24	第 3 号機排気筒連絡ダクト（B 部）	18.5
27	第 3 号機排気筒連絡ダクト（C 部）	25.5
52	防潮壁（第 2 号機放水立坑）地盤改良①	19.2
53	防潮壁（第 2 号機放水立坑）地盤改良②	18.4
地山と埋戻部との境界部		
4	CV ケーブル洞道北部	15.4
8	第 3 号機掘削時土留め北部 2	16.3

a. 構造概要

補強材敷設による事前の段差緩和対策は、路盤補強材 2 枚によりセメント改良土を挟み込む構造となっており、概要図を図 8.6-1 に示す。



注記* 石垣 勉, 尾本 志展, 太田 秀樹: アスファルト舗装の地震対策型段差抑制工法の実物大実験, 第 29 回日本道路会議, 2011

図 8.6-1 補強材の概要図

b. 評価方法

屋外アクセスルートにおける段差発生状況と類似した条件で実施した実物大現場実験* (以下「実物大現場実験」という。) の実験結果をもとに、路盤補強材に作用する引張力を算定し、路盤補強材の許容引張力と比較を行う。なお、路盤補強材の許容引張力は製品基準強度である 202kN/m とする。

c. 評価条件

(a) 段差発生時に路盤補強材に発生する引張力 (T_G)

実物大現場実験において路盤補強材に発生した引張力を測定した結果、不等沈下量 55cm の最大引張力が 67kN/m であった。実物大現場実験では、4 層の路盤補強材を用いているが路盤補強材を 2 層にした場合、路盤補強材に作用する引張力は 2 倍 (134kN/m) になると想定されるため、補強材敷設による事前の段差緩和対策箇所における最大段差量は 29.5cm であるが、保守的に不等沈下量 55cm に相当する $T_G=134\text{kN/m}$ を用いる。

(b) 車両走行により路盤補強材に発生する引張力 (ΔT_G)

実物大現場実験での不等沈下後における路面状況は、図 8.6-2 に示すように、滑らかな曲線上に変形している。ここで、路盤補強材の変曲点により路盤補強材に発生する引張力 ΔT_G は下式により算定する。

$$\Delta T_G = (W \cdot W_1 \cdot \sin \theta) / N \dots \dots \dots (8.6)$$

ここで,

- ΔT_G : 車両走行により路盤補強材に発生する引張力(kN/m)
- W : 路盤補強材上面位置の輪荷重(kN/m²)
- W_1 : 路盤補強材上面位置における輪荷重の載荷面延長(m)
- θ : 路盤補強材の変曲点における垂線と鉛直線のなす角(図8.6-3参照)
- N : 路盤補強材の層数(=2層)

$$W = W_0 / (n \cdot (W_1 \cdot W_b)) \dots \dots \dots (8.7)$$

ここで,

- W_0 : 車両の軸重量(kN)
- n : 車軸数
- W_b : 路盤補強材上面位置における輪荷重の載荷面幅(m)

$$W_1 = l_0 + 2 \cdot (h \cdot \tan \theta_b) \dots \dots \dots (8.8)$$

ここで,

- l_0 : 「道路橋示方書・同解説 I 共通編(日本道路協会,平成14年3月)」における, T 荷重の載荷面延長(m)
- h : 路面から路盤補強材上面までの厚さ(m)
- θ_b : 「道路土工 擁壁工指針(日本道路協会 平成24年3月)」における荷重の分散角度(°)

$$W_b = b_0 + 2 \cdot (h \cdot \tan \theta_b) \dots \dots \dots (8.9)$$

ここで,

- b_0 : 「道路橋示方書・同解説 I 共通編(日本道路協会,平成14年3月)」における, T 荷重の載荷面幅(m)

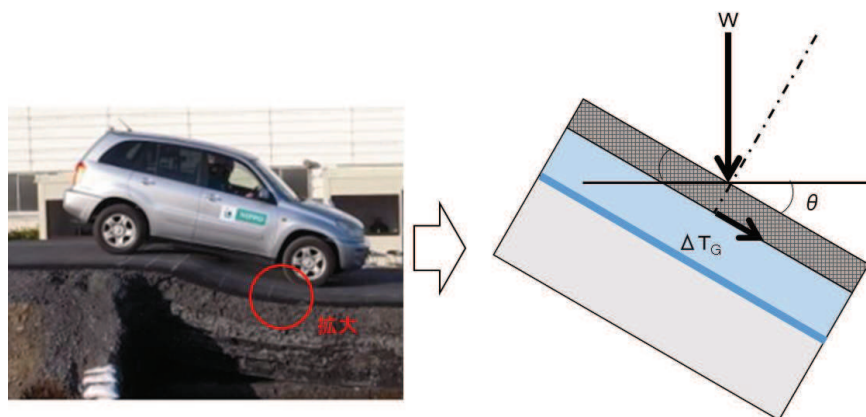
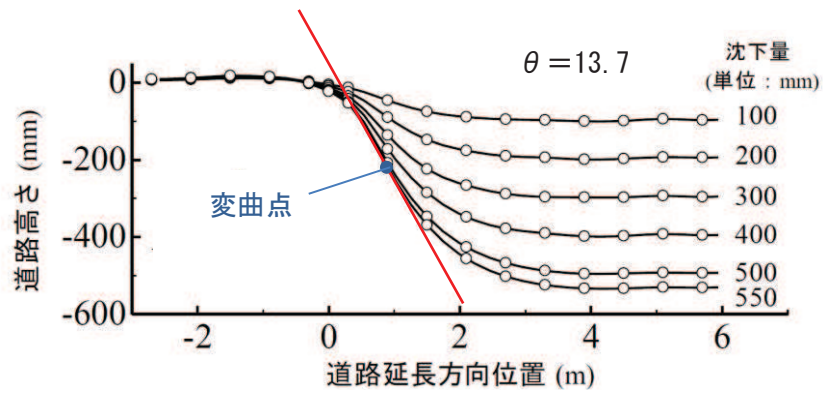


図 8.6-2 車両走行時に発生する引張力の考え方



アスファルト舗装の地震対策型段差抑制工法に関する実物大現場実験（石垣ら，2012年）に加筆

図 8.6-3 路盤補強材の変曲点における垂線と鉛直線のなす角

走行を想定する車両は、走行時における車両総重量が最も大きい、原子炉補機代替冷却水系熱交換器ユニットとし、後軸重量（2軸）から路盤補強材上面における載荷重を算出する。原子炉補機代替冷却水系熱交換器ユニットの仕様を図 8.6-4 に、輪荷重の算出イメージを図 8.6-5 に示す。

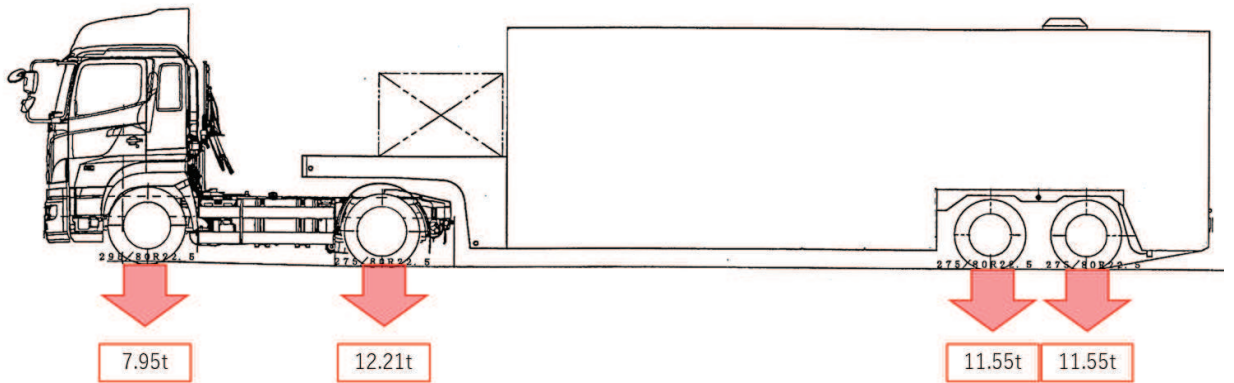


図 8.6-4 原子炉補機代替冷却水系熱交換器ユニットの仕様

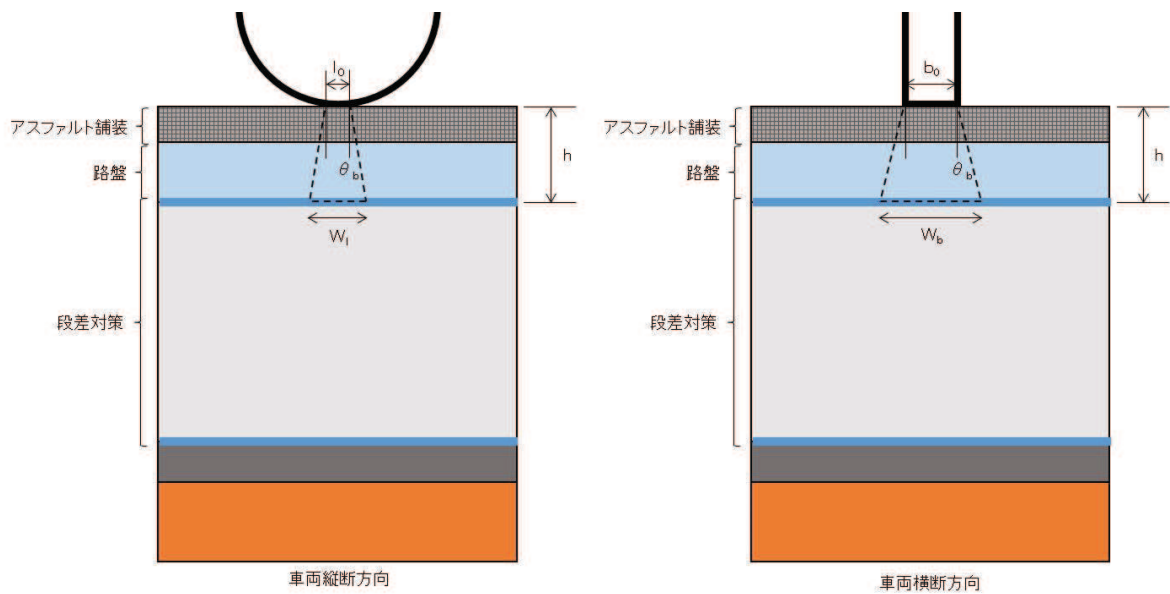


図 8.6-5 輪荷重のイメージ図

d. 評価結果

評価の結果，路盤補強材に発生する引張力(ΣT_G)は，路盤補強材の許容引張力(T_{max})を十分に下回っていることを確認した。したがって，あらかじめ路盤補強材による段差緩和対策を実施することにより，液状化及び揺すり込みによる沈下が，通行性に対して影響を及ぼさないことを確認した。

$$W_1 = l_0 + 2 \cdot (h \cdot \tan \theta_b) = 0.2 + 2 \cdot (0.24 \cdot \tan 30^\circ) = 0.5 \text{ m}$$

$$W_b = b_0 + 2 \cdot (h \cdot \tan \theta_b) = 0.5 + 2 \cdot (0.24 \cdot \tan 30^\circ) = 0.8 \text{ m}$$

$$W = W_0 / (n \cdot (W_1 \cdot W_b)) = ((23,100 / 1,000) \cdot 9.80665) / (2 \cdot 0.5 \cdot 0.8) = 283.2 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta T_G = (W \cdot W_1 \cdot \sin \theta) / N = 283.2 \cdot 0.5 \cdot 0.237 / 2 = 16.8 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \therefore \Sigma T_G &= T_G + \Delta T_G = 134 + 16.8 \\ &= 150.8 \text{ kN/m} < T_{max} = 202 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

(2) 側方流動対策

防潮堤より海側の屋外アクセスルートは海水取水ポイントへ向かうためのルートであり、側方流動が発生した場合の影響評価において、発生する段差量が評価基準値を上回ることから、地盤改良による事前の段差緩和対策を実施することにより車両の通行性を確保することとしている。海水取水ポイント及び可搬型重大事故等対処設備の海水取水ルートを図 8.6-6 に示す。

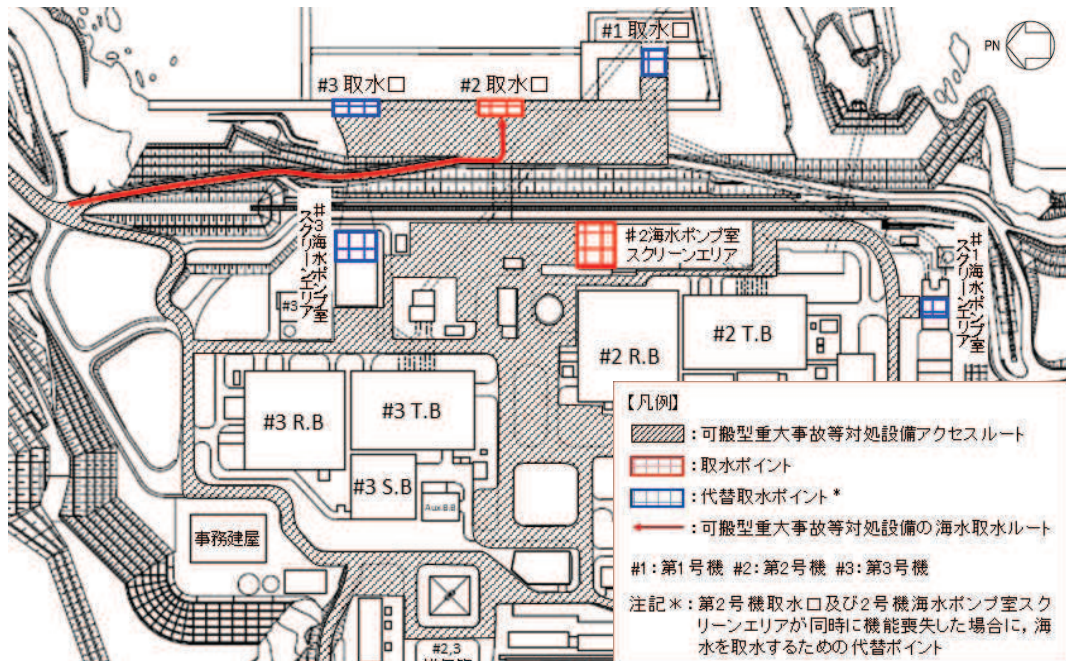


図 8.6-6 海水取水ポイント及び可搬型重大事故等対処設備の海水取水ルート

可搬型重大事故等対処設備の海水取水ルート下の地中埋設構造物のうち、第2号機取水路及び第3号機取水路との境界部に段差が発生すると想定する。

可搬型重大事故等対処設備の海水取水ルート下を横断する第2号機取水路及び第3号機取水路の構造を図 8.6-7 に示す。

第2号機取水路及び第3号機取水路は、周囲に液状化検討対象層（盛土及び旧表土）が分布しているが、第3号機取水路に比べ、第2号機取水路の方が岩盤表面から構造物頂部までの高さが高く、発生する段差量が大きくなるため、第2号機取水路の段差緩和対策について評価を行う。

なお、第3号機取水路についても同様の設計を行い、段差緩和対策を実施する。



図 8.6-7 第2号機取水路及び第3号機取水路の構造

a. 構造概要

第2号機取水路における段差緩和対策の構造を図8.6-8～図8.6-11に示す。

側方流動による段差は、液状化検討対象層の層厚に依存することから、地盤改良体の高さが変化する位置における相対的な段差量が評価基準値以下となるように地盤改良を行い、段差を緩和する。

なお、第2号機取水路へ向かうルートの上層部は、セメント改良土により造成する。

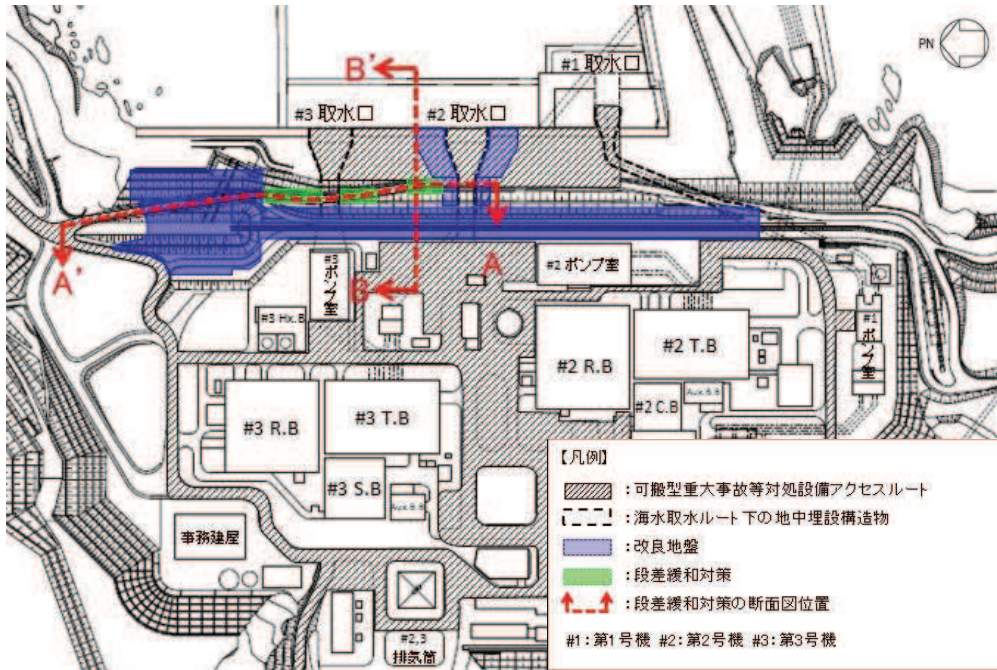


図 8.6-8 段差緩和対策の位置

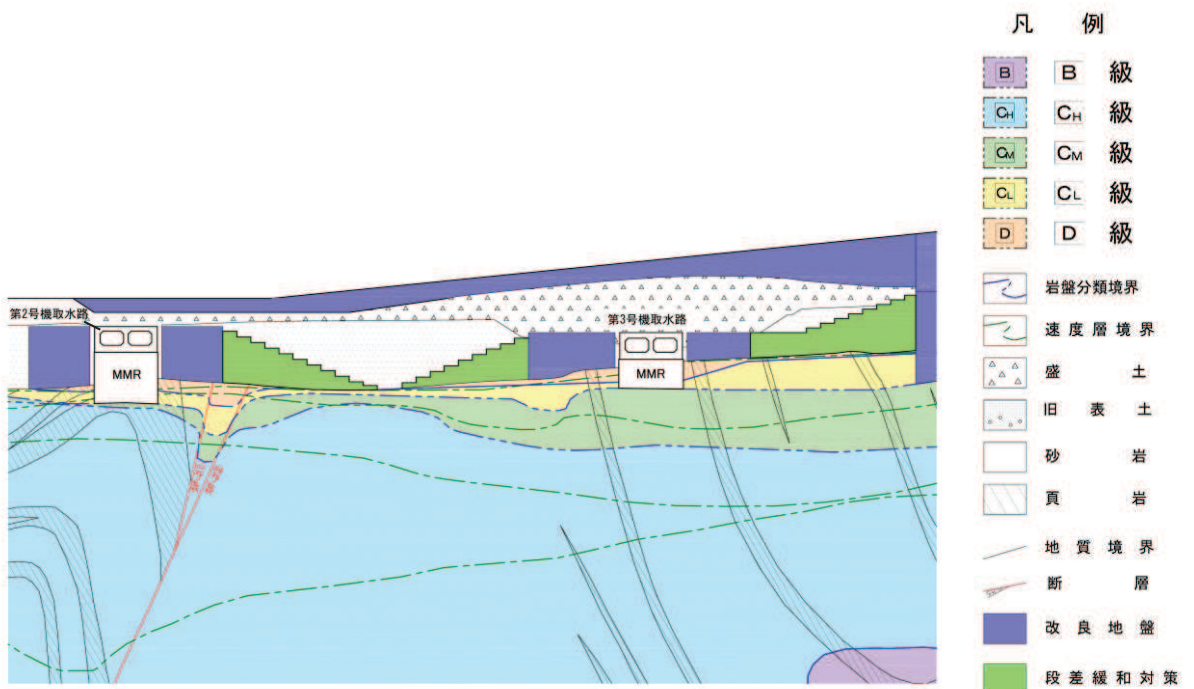


図 8.6-9 A-A' 断面

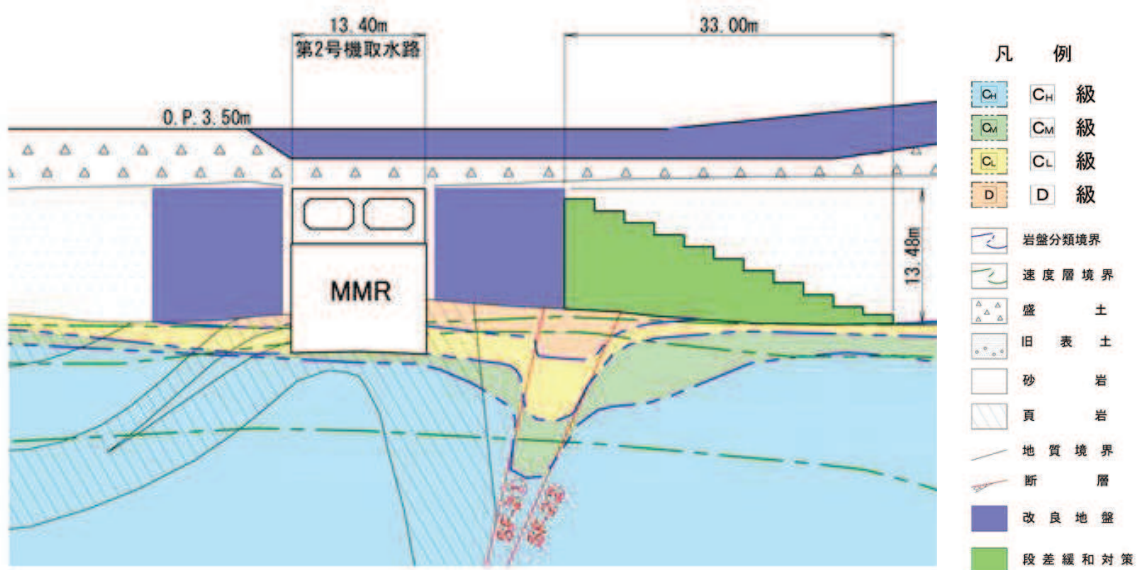


図 8.6-10 A-A' 断面 (第 2 号機取水路部)

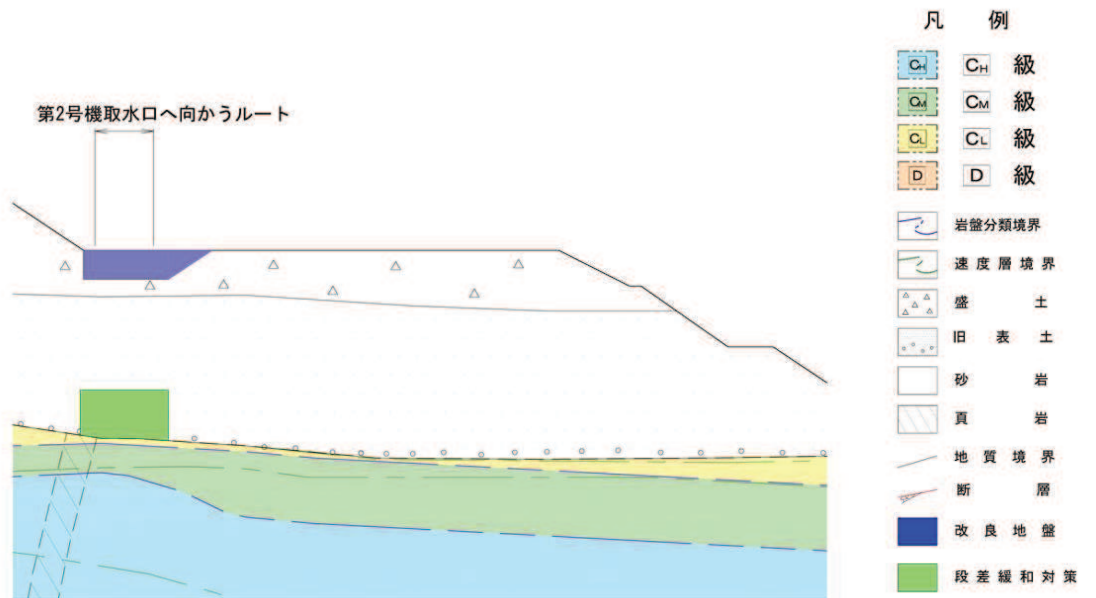


図 8.6-11 B-B' 断面

b. 評価方法

「8.2 液状化による側方流動」に示すとおり、側方流動により、防潮堤より海側の屋外アクセスルートに発生する最大段差量を 162.8cm と評価している。

図 8.6-12 に示すとおり、最大段差量が発生している位置は、海水取水ポイントである第 2 号機取水口へ向かうルートではないため、第 2 号機取水口へ向かうルートに発生する段差量は小さくなると考えられるが、二次元有効応力解析による最大鉛直変位が発生すると想定し、地盤改良による段差緩和対策の評価を行う。

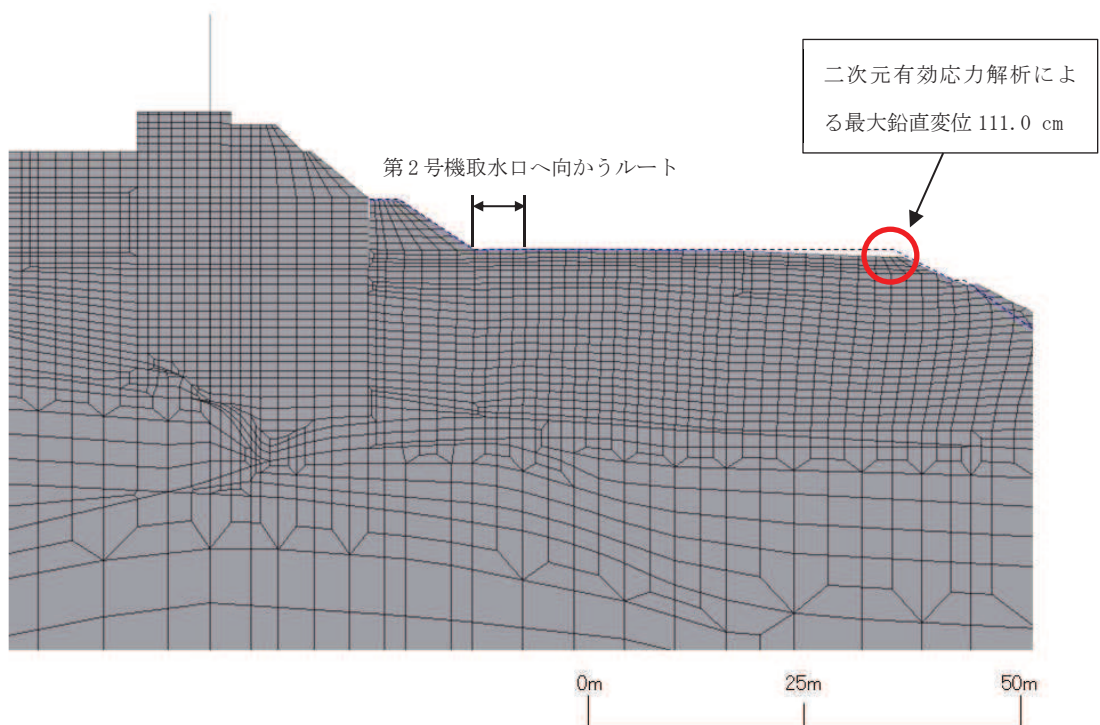
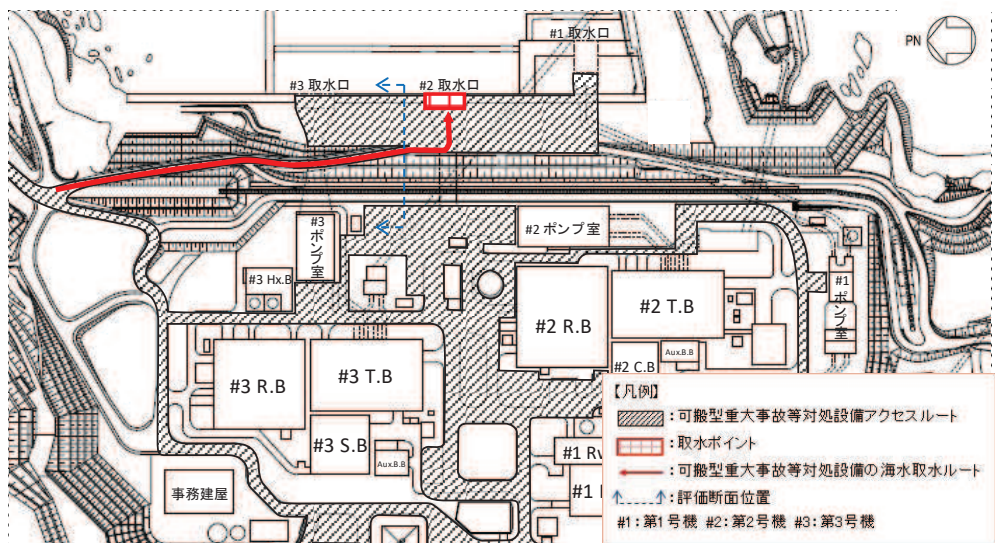


図 8.6-12 第 2 号機取水口へ向かうルート

段差緩和対策は、発生する段差量を地盤改良体の高さを段階的に変化させることにより、地盤改良体の高さが変化する箇所における相対的な段差量が評価基準値以下となるように、地盤改良体の高さを設定する。相対的な段差量の評価方法を図 8.6-13 に示す。

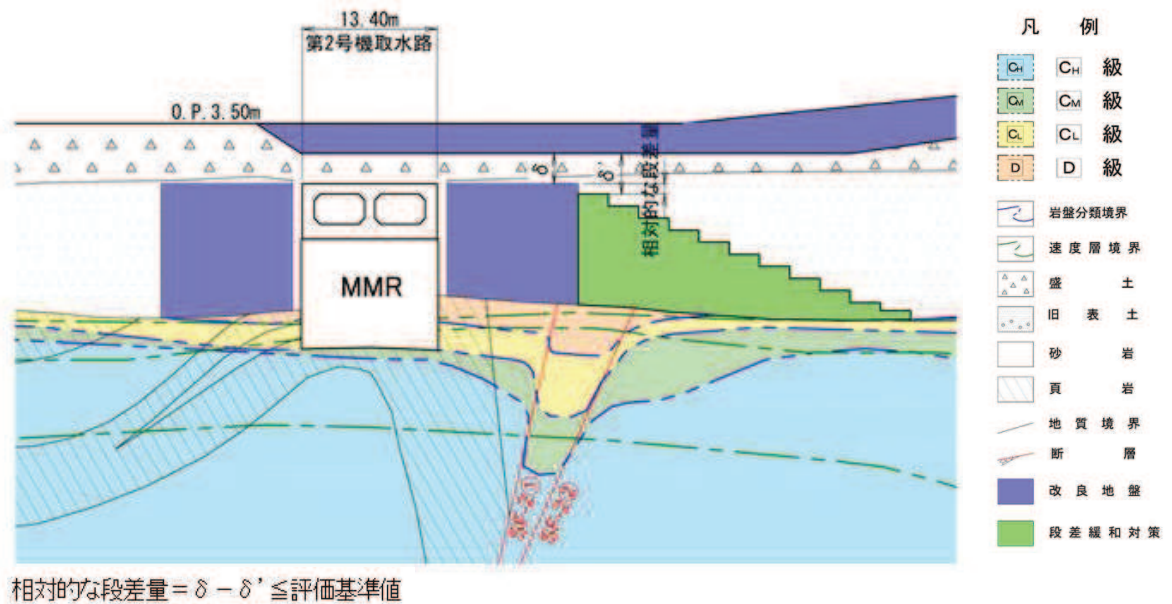


図 8.6-13 相対的な段差量の算出方法

c. 評価条件

(a) 段差量

段差量は、以下に示す二次元有効応力解析による鉛直沈下量及び液状化検討対象層の沈下量の合計として算出する。段差量の算出方法を図 8.6-14 に示す。

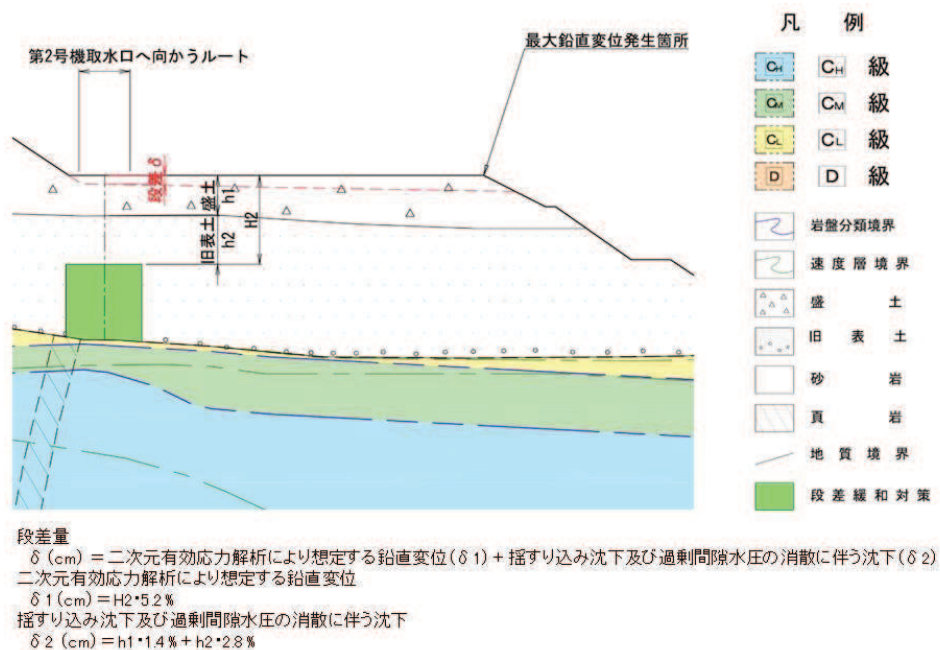


図 8.6-14 段差量の算出方法

イ. 二次元有効応力解析による鉛直変位

第2号機取水口へ向かうルートでは、二次元有効応力解析による最大鉛直変位が発生した護岸部に比べ鉛直変位量が小さいが、保守的に鉛直変位 111.0cm が発生すると想定して評価を行う。

図 8.6-15 に示すとおり、最大鉛直変位 111.0cm が発生した位置の液状化検討対象層の層厚は、21.63m であることから、二次元有効応力解析による鉛直変位に伴う沈下率は 5.2% となる。

鉛直変位量は、評価地点の液状化検討対象層の層厚に依存することから、段差量の評価を行う位置の液状化検討対象層の層厚に沈下率 5.2% を乗じて算出する。

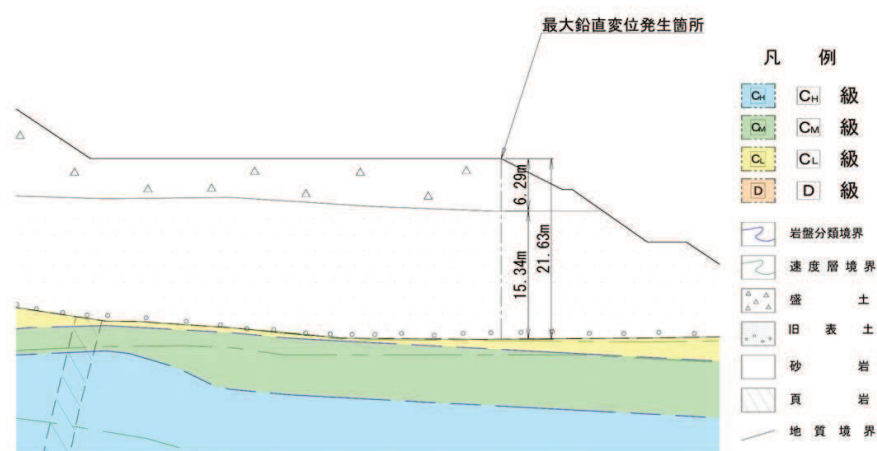


図 8.6-15 鉛直変位 111.0cm が発生した位置の液状化検討対象層

ロ. 揺すり込み沈下及び過剰間隙水圧比の消散に伴う沈下

揺すり込み沈下及び過剰間隙水圧比の消散に伴う沈下量は、評価位置の液状化検討対象層の層厚に対して、沈下率を乗じて算出する。

なお、盛土及び旧表土の揺すり込み沈下及び過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量の算出に使用する沈下率は「7. 屋外アクセスルートの段差及び傾斜評価に用いる沈下率の設定方法について」に示すとおり、盛土 1.4%、旧表土 2.8% とする。

(b) 評価基準値

評価基準値は、車両が徐行により通行可能な許容段差量 15cm を参考に、想定以上の段差が発生することを考慮し、相対的な段差量を 10cm 以下とする。

d. 評価結果

段差緩和対策の評価位置を図 8.6-16 に、地盤改良体の高さが変化する箇所における液化検討対象層の層厚，発生沈下量及び相対的な段差量を表 8.6-2 に示す。

地盤改良体の高さが変化する箇所における相対的な段差量は評価基準値以下であるため、あらかじめ地盤改良による段差緩和対策を実施することにより、側方流動による段差が、通行性に対して影響を及ぼさないことを確認した。

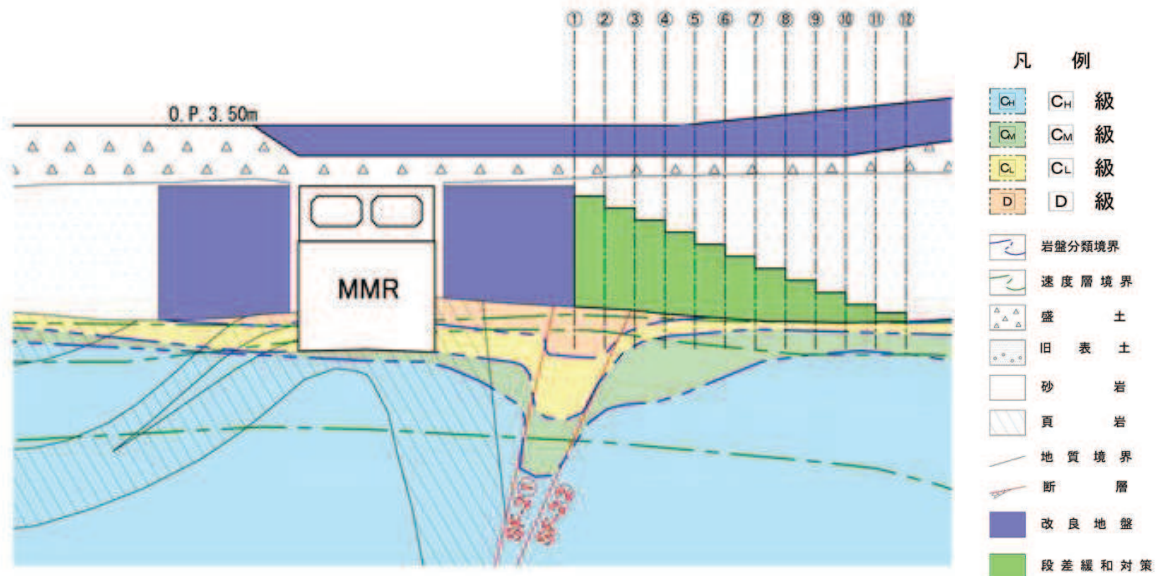


図 8.6-16 段差緩和対策の評価位置

表 8.6-2 液化検討対象層の層厚及び発生段差量

(単位：cm)

評価位置		取水路上	①	②	③	④	⑤	⑥
層厚	盛土	302.1	225.7	214.1	204.0	199.8	193.9	188.0
	旧表土	0.0	176.7	308.3	438.4	562.6	688.5	814.4
発生沈下量		20.0	29.1	38.8	48.6	58.2	67.9	77.6
相対的な段差量		—	9.1	9.7	9.8	9.6	9.7	9.7

評価位置		⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫
層厚	盛土	182.2	180.5	179.2	177.2	218.1	259.0
	旧表土	940.2	1061.9	1183.2	1305.2	1387.2	1476.8
発生沈下量		87.3	96.9	106.5	116.2	125.4	135.3
相対的な段差量		9.7	9.6	9.6	9.7	9.2	9.9

(3) 浮上り対策

液状化に伴う浮上り対策が必要となる地中埋設構造物は表 8.6-3 に示す T-10 (B 部) であるため、T-10 (B 部) における設計を示す。

表 8.6-3 浮上り対策が必要となる地中埋設構造物

No.	名称	浮上り安全率
45	T-10 (B 部)	1.23

a. 構造概要

浮上り対策は、浮上り評価において、浮上り安全率が 1.0 未満となるよう、上載土追加による付加抵抗力 (W^+) の増加を行う。

T-10 (B 部) における浮上り対策の構造を図 8.6-17 に示す。

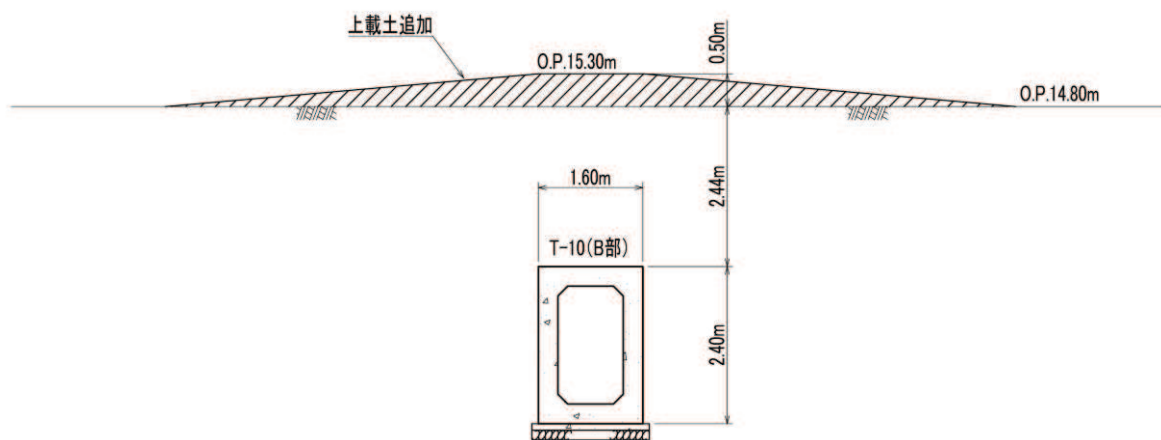


図 8.6-17 T-10 (B 部) における浮上り対策

b. 評価方法

浮上り対策の評価は下式により行う。また、評価の概念図を図 8.6-18 に示す。

$$F_s = \gamma_i \cdot U / (W + W^+) \leq 1.0 \dots \dots \dots (8.10)$$

ここで、

- F_s : 浮上りに対する安全率
- γ_i : 構造物係数で、 $\gamma_i = 1.0$ とする
- U : 揚圧力 (kN/m)
- W : 抵抗力 (kN/m)
- W^+ : 上載土追加による付加抵抗力 (kN/m)

$$U = U_s + U_D \dots \dots \dots (8.11)$$

ここで、

- U_s : 構造物底面に作用する静水圧による揚圧力 (kN/m)
- U_D : 構造物底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力 (kN/m)

$$W = W_s + W_B + 2Q_s + 2Q_B \dots \dots \dots (8.12)$$

ここで、

- W_s : 上載土の荷重 (水の重量を含む) (kN/m)
- W_B : 構造物の自重 (kN/m)
- Q_s^* : 上載土のせん断抵抗 (kN/m)
- Q_B^* : 構造物側面の摩擦抵抗 (kN/m)

注記* : 地下水位以深の盛土及び旧表土は、保守的に上載土のせん断抵抗 Q_s 及び構造物の摩擦抵抗 Q_B を 0 とする。

$$W^+ = \gamma \cdot h \cdot B + 2Q_s' \dots \dots \dots (8.13)$$

ここで、

- γ : 地下水位以浅の盛土の単位体積重量 (kN/m³)
- h : 上載土追加の高さで 0.50 m とする
- B : 構造物の幅で 1.60 m とする
- Q_s' : 上載土追加のせん断抵抗 (kN/m)

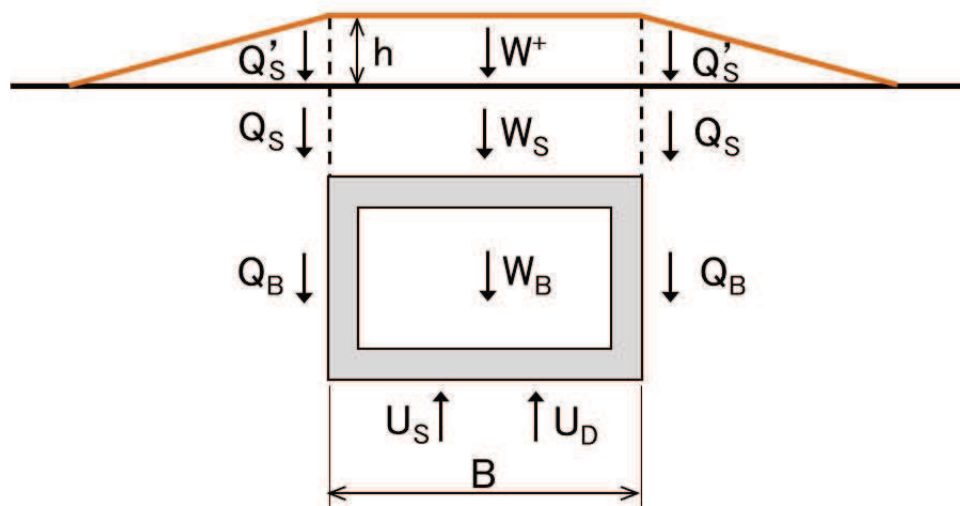


図 8.6-18 評価の概念図

b. 評価条件

評価に用いる物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき設定する。

評価に用いる物性値を表 8.6-4 に示す。

地下水位は「8.3 液状化に伴う浮上り」と同じ設定とする。

表 8.6-4 評価に用いる物性値

	旧表土	盛土	地下水	鉄筋コンクリート
単位体積重量 γ (kN/m ³)	19.0 (18.4)*	20.6 (18.6)*	9.8	24.0
粘着力 c (N/mm ²)	0.08 (0.00)*	0.06 (0.10)*	—	—
内部摩擦角 ϕ (°)	26.2 (38.7)*	30.0 (33.9)*	—	—

注記*：括弧内の数字は、地下水位以浅の値を表す。

c. 評価結果

評価結果を表 8.6-5~9 に示す。

評価の結果、浮上り対策により浮上り安全率が 1.0 未満となっていることを確認した。したがって、あらかじめ浮上り対策を実施することにより、液状化に伴う浮上りが通行性に対して影響を及ぼさないことを確認した。

表 8.6-5 構造物底面に作用する静水圧による揚圧力

対象構造物	γ_w (kN/m ³)	Z_B (m)	Z_w (m)	B (m)	U_s (kN/m)
T-10 (B 部)	9.8	5.34	0.50	1.60	75.99

表 8.6-6 構造物底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力

対象構造物	L_u	$\sigma_{v'}$ (kN/m ³)	B (m)	U_D (kN/m)
T-10 (B 部)	1.0	61.57	1.60	98.52

表 8.6-7 上載土及び構造物の重量

対象構造物	W_s (kN/m)	W_B (kN/m)
T-10 (B 部)	80.52	50.04

表 8.6-8 上載土追加による付加抵抗力

対象構造物	γ (kN/m ³)	h (m)	B (m)	$2 \times Q_s'$ (kN/m)	W^+ (kN/m)
T-10 (B 部)	18.60	0.50	1.60	101.56	116

表 8.6-9 T-10 (B 部) における浮上り対策評価結果

評価構造物	揚圧力 U $U_s + U_D$ (kN/m)	浮上り抵抗力 W $W_s + W_B$ (kN/m)	付加抵抗力 W^+ (kN/m)	浮上り安全率 F_s
T-10 (B 部)	175	131	116	0.71

(4) 損壊対策

地中埋設構造物の損壊により車両通行が困難となり得る箇所については、あらかじめH形鋼を敷設することにより、段差が発生した場合でも車両通行に影響を与えないよう対策を施す。図8.6-19にH形鋼の敷設イメージを示す。

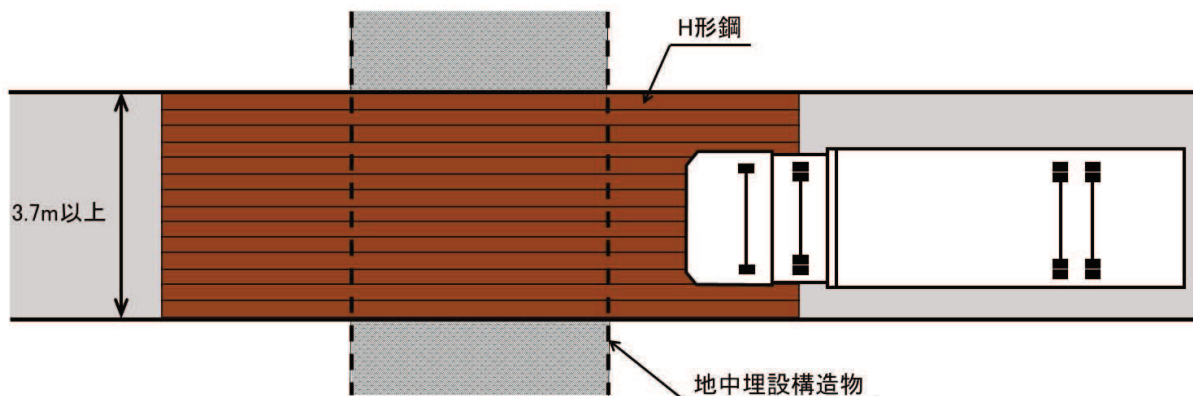


図8.6-19 H形鋼の敷設イメージ

a. 評価方法

損壊対策は、地中埋設構造物が損壊した状態を想定してスパン長を設定し、可搬型重大事故等対処設備の通行時にH形鋼に作用する曲げ応力度、せん断応力度、H形鋼に生じるたわみ量および接地圧が評価基準値を下回ることを確認する。

各評価値は、単純はりモデルにて算定し、解析コード「Engineer's Studio 面内 ver. 3.5.2」を使用する。

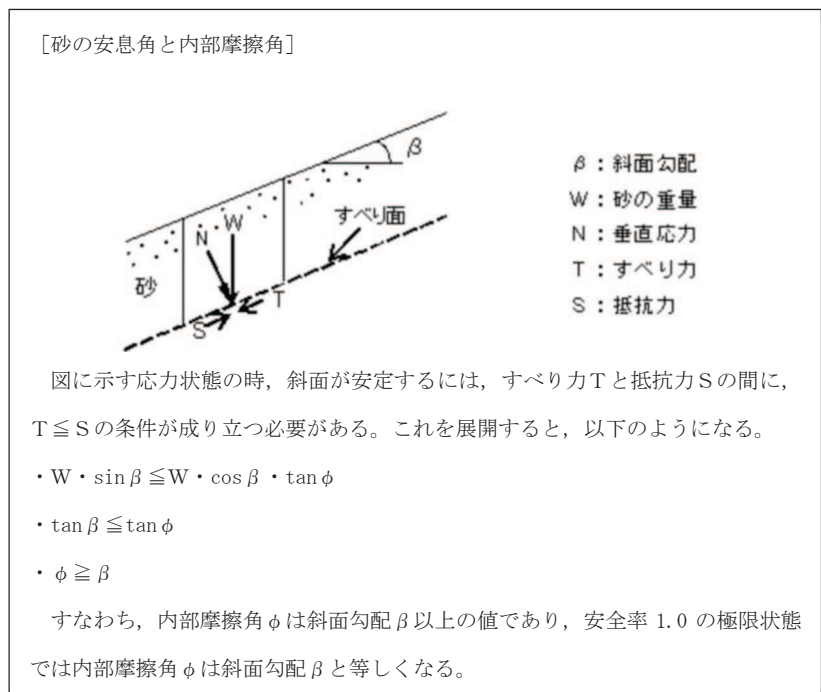
(a) スパン長の設定

地中埋設構造物の損壊により段差が発生すると考えられる範囲は、地中埋設構造物底版より主働崩壊角 60° で想定し、さらに地表面付近の地震時の緩みを考慮して H 形鋼のスパン長を設定する。スパン長設定の概念図を図 8.6-20 に示す。

H 形鋼のスパン長を設定する手順は以下のとおりである。

- ①地中埋設構造物底版より主働崩壊角 60° で沈下範囲を想定
- ②地中埋設構造物の損壊による沈下量を算定（地中埋設構造物が損壊した場合、地中埋設構造物上の土砂が損壊構造物内に流入し、流入した土砂の体積分だけ沈下するものと想定）
- ③地中埋設構造物の損壊により沈下した場合、損壊構造物の左右に法面が発生するが、法尻から 30° （盛土の安息角*¹）の範囲は支持地盤への影響がある範囲と想定
- ④上記③により想定した影響範囲の端部より、1m の余裕を考慮した位置を H 形鋼の支持点としスパン長を設定

注記*1：下図に示す安息角と内部摩擦角の関係より、安全率 1.0 の状態では、内部摩擦角は斜面勾配と等しくなることから、盛土の内部摩擦角 30° を安息角として設定している。



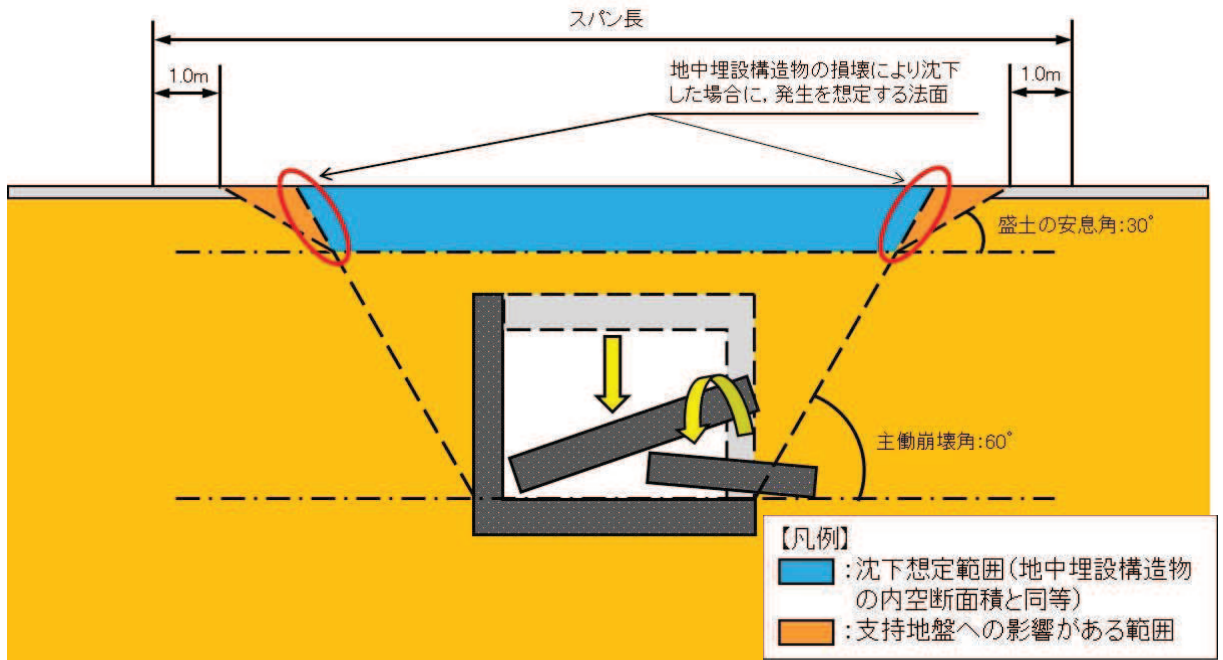


図 8.6-20 スパン長設定の概念図

H形鋼を敷設する箇所及び設定したスパン長を表 8.6-10 に示す。スパン長が最大となる No. 41 275kV 開閉所連絡洞道を代表として設計例を示す。なお、275kV 開閉所連絡洞道以外の対策箇所についても同様の設計を行い、損壊対策を実施する。

表 8.6-10 H形鋼を敷設する箇所及びスパン長

No.	名称	スパン長 (m)
1	北側排水路 (A 部)	11.7
21	3T-2	16.6
23	北側排水路 (B 部)	11.1
25	電源ケーブルダクト	12.3
26	CV ケーブル洞道	18.6
33	2T-6 (A 部)	15.3*
34	2T-7 (A 部)	
35	3T-1 (A 部)	15.1
36	3T-1 (B 部)	16.7
40	3T-1 (C 部)	15.9
41	275kV 開閉所連絡洞道	22.0
45	T-10 (B 部)	9.8

注記* : No. 33 及び No. 34 は隣接しているため、H形鋼のスパン長設定は、両構造物が損壊した場合の影響範囲からスパン長を設定した。

(b) 構造

275kV 開閉所連絡洞道における損壊対策の構造を図 8.6-21 に示す。

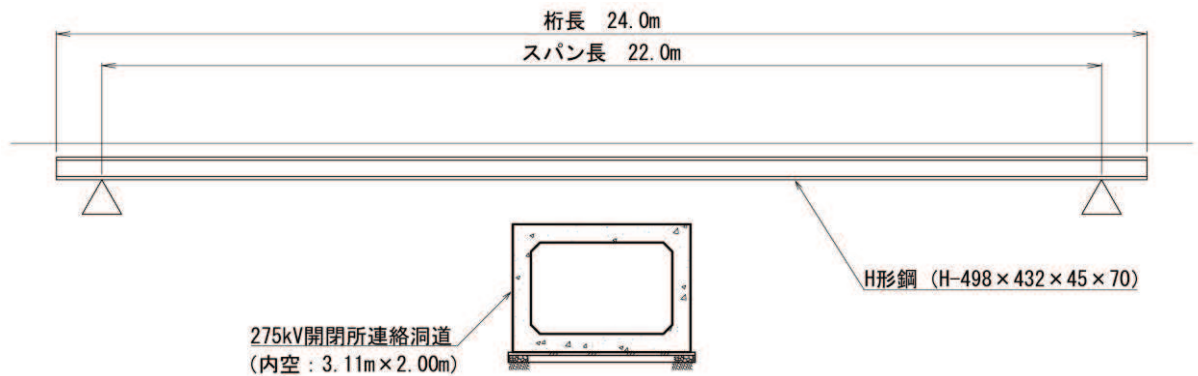


図 8.6-21 275kV 開閉所連絡洞道における H 形鋼敷設の構造図

(c) 評価条件

- H 形鋼 SM490
- 仕様 H-498×432×45×70, 腐食代 1mm 考慮
- 桁長 $L = 24.0 \text{ m}$
- スパン長 $L = 22.0 \text{ m}$

(d) 荷重条件 (構造物奥行き 1m あたり)

イ. 死荷重 (w)

- H 形鋼重量

$$w_1 = 5.933 \text{ kN/m} \cdot \text{本} \times 2.3 \text{ 本} = 13.646 \text{ kN/m}$$

$$(\text{H 形鋼 1 本あたり} : 0.605 \text{ t/m} \times 9.80665 \text{ m/s}^2 = 5.933 \text{ kN/m} \cdot \text{本})$$

- 路盤荷重 (碎石 $t = 0.1 \text{ m}$)

$$w_2 = 20.0 \text{ kN/m}^3 \times 0.1 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 1.987 \text{ kN/m}$$

- 舗装荷重 (鉄筋コンクリート $t = 0.2 \text{ m}$)

$$w_3 = 23.0 \text{ kN/m}^3 \times 0.2 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 4.571 \text{ kN/m}$$

- 死荷重

$$w = w_1 + w_2 + w_3 = 13.646 \text{ kN/m} + 1.987 \text{ kN/m} + 4.571 \text{ kN/m} = 20.204 \text{ kN/m}$$

ロ. 車両荷重 (P)

車両荷重は、車両総重量が最も大きい原子炉補機代替冷却水系熱交換器ユニットを対象車両とする。

原子炉補機代替冷却水系熱交換器ユニットの重量を表 8.6-11 に、仕様を図 8.6-22 に示す。

構造物奥行き 1m あたりで評価することから、輪重量 (片側) を車両荷重として評価を行う。

車両荷重の設定については、道路橋示方書・同解説 I 共通編 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に示される式 (8.10) に基づき衝撃係数を考慮する。

表 8.6-11 原子炉補機代替冷却水系熱交換器ユニットの重量

車輪位置	輪重量	輪重量 (片側)
前前輪重量 (t)	7.95	3.975
前後輪重量 (t)	12.21	6.105
後前輪重量 (t)	11.55	5.775
後後輪重量 (t)	11.55	5.775
車両総重量 (t)	43.26	21.63

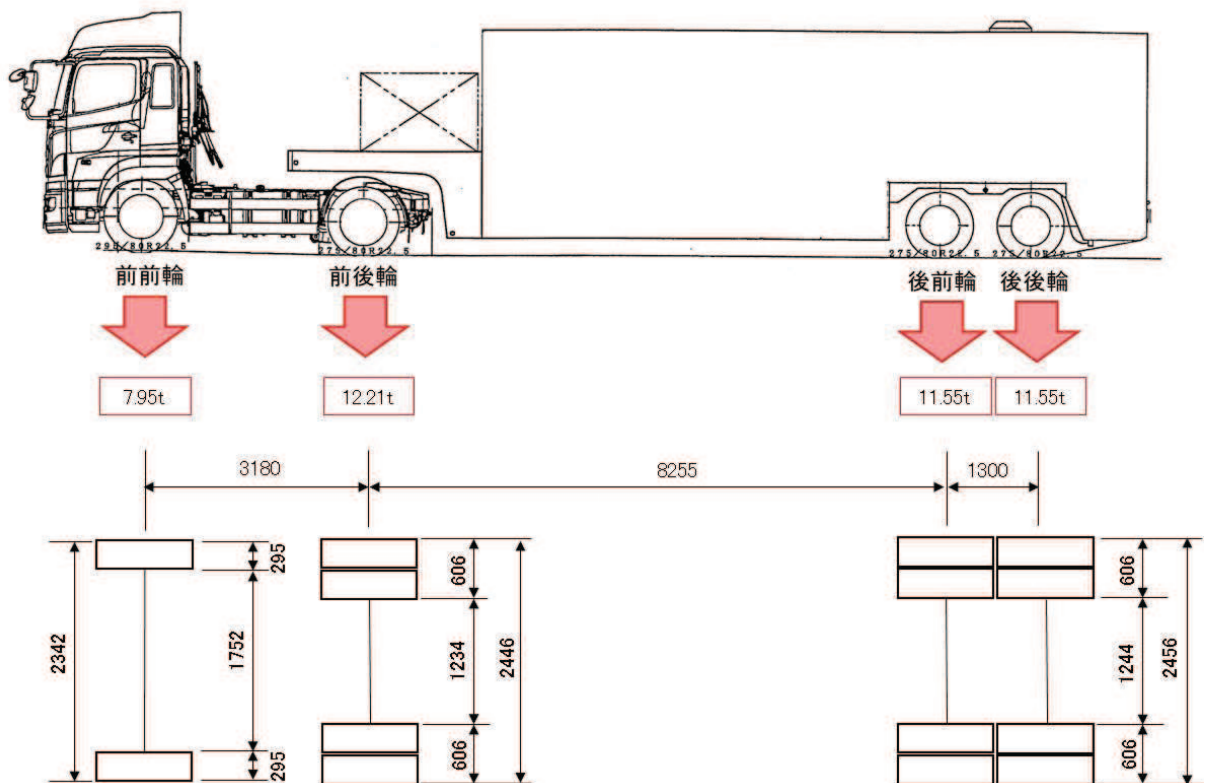


図 8.6-22 原子炉補機代替冷却水系熱交換器ユニットの仕様

$$i = 20 / (50 + L) \dots \dots \dots (8.10)$$

ここで、

i : 衝撃係数

L : スパン長 (m)

$$\text{衝撃係数 } i = 20 / (50 + 22.0 \text{ m}) = 0.2778$$

$$\text{前前輪荷重 } P_1 = 3.975 \text{ t} \cdot 9.80665 \text{ m/s}^2 \cdot (1 + 0.2778) = 49.810 \text{ kN}$$

$$\text{前後輪荷重 } P_2 = 6.105 \text{ t} \cdot 9.80665 \text{ m/s}^2 \cdot (1 + 0.2778) = 76.500 \text{ kN}$$

$$\text{後前輪重量 } P_3 = 5.775 \text{ t} \cdot 9.80665 \text{ m/s}^2 \cdot (1 + 0.2778) = 72.365 \text{ kN}$$

$$\text{後後輪重量 } P_4 = 5.775 \text{ t} \cdot 9.80665 \text{ m/s}^2 \cdot (1 + 0.2778) = 72.365 \text{ kN}$$

ハ. 荷重図

H形鋼に発生する曲げモーメントが最大となる場合の荷重図を図 8.6-23 に、せん断力が最大となる場合の荷重図を図 8.6-24 に示す。

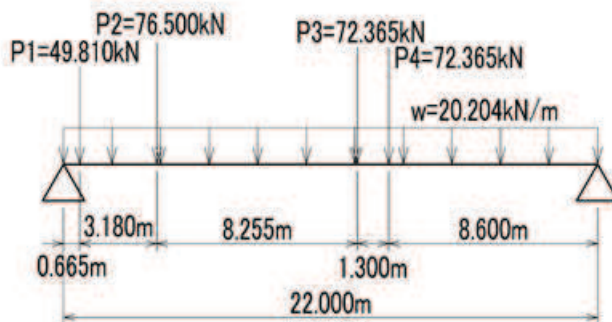


図 8.6-23 H形鋼に発生する曲げモーメントが最大となる場合の荷重図

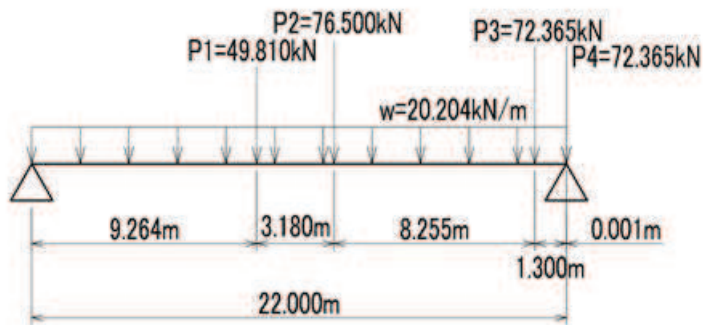


図 8.6-24 H形鋼に発生するせん断力及び接地圧が最大となる場合の荷重図

(e) 評価基準値

イ. H形鋼に関する評価基準値

H形鋼に関する評価基準値は、道路橋示方書・同解説 II鋼橋編（日本道路協会，平成14年3月）に基づき設定する。

H形鋼（SM490）	曲げ応力度	175	N/mm ²
	せん断応力度	100	N/mm ²

H形鋼を桁として見立てたときの車両荷重によるたわみの評価基準値は、道路橋示方書・同解説 II鋼橋編（日本道路協会，平成14年3月）に示される式（8.11）に基づき設定する。

$$\delta = L / 600 \cdots \cdots (8.11)$$

ここで、

δ : たわみの評価基準値 (mm)

L : スパン長 (mm)

$$\text{たわみの評価基準値 } \delta = L / 600 = 22000 / 600 = 36.6 \text{ mm}$$

ロ. 地盤支持力に関する評価基準値

地盤支持力に関する評価基準値は、道路橋示方書・同解説 IV下部構造編（日本道路協会，平成14年3月）に基づき設定する。重大事故等時の車両荷重は短期的に作用する荷重であるため、地盤支持力の照査に用いる許容鉛直支持力は常時の値に対して割増しすることが可能であるが、本検討では保守的に「常時における砂れき地盤の最大地盤反力度」である、0.7N/mm²とする。

b. 評価結果

損壊対策の評価結果を表 8.6-12 に示す。車両の通行により発生する評価値は評価基準値を下回っていることから、あらかじめ H 形鋼による損壊対策を実施することにより、地中埋設構造物の損壊が、通行性に対して影響を及ぼさないことを確認した。

(a) 曲げ応力度

$$\begin{aligned} \text{最大発生曲げモーメント} & M_{\max} = 2094 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} \\ \text{H 形鋼の断面係数} & Z = 26597 \times 10^3 \text{ mm}^3 \\ \text{最大曲げ応力度} & \sigma_{\max} = M_{\max} / Z = 78.8 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(b) せん断応力度

$$\begin{aligned} \text{最大発生せん断力} & S_{\max} = 427 \times 10^3 \text{ N} \\ \text{H 形鋼の断面一次モーメント} & G = 16542 \times 10^3 \text{ mm}^3 \\ \text{H 形鋼の断面二次モーメント} & I = 6596 \times 10^6 \text{ mm}^4 \\ \text{H 形鋼のウェブ幅} & t = 43 \text{ mm} \\ \text{最大せん断応力度} & \tau_{\max} = S_{\max} \cdot G / \\ & (I \cdot t) = 25.0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(c) たわみ量

$$\text{最大たわみ量} \quad \delta_{\max} = 30.6 \text{ mm}$$

(d) 地盤反力度

$$\begin{aligned} \text{最大支点反力} & Q_{\max} = 427 \times 10^3 \text{ N} \\ \text{H 形鋼のフランジ幅} & t = 430 \text{ mm} \\ \text{H 形鋼の接地延長} & L = 1000 \text{ mm} \\ \text{地盤反力度} & R = Q_{\max} / (t \cdot L) = 0.5 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

表 8.6-12 評価結果

検討項目	評価値	評価基準値	判定
H 形鋼の曲げ応力度	78.8 N/mm ²	175 N/mm ²	○
H 形鋼のせん断応力度	25.0 N/mm ²	100 N/mm ²	○
H 形鋼のたわみ量	30.6 mm	36.6 mm	○
地盤の最大接地圧	0.5 N/mm ²	0.7 N/mm ²	○

8.7 車両通行性能の検証

(1) 概要

表 8.7-1 に示す可搬型重大事故等対処設備を対象として、15cm 段差の通行性及び段差通行後の健全性について検証を行った。

表 8.7-1 可搬型重大事故等対処設備

No.	設備名称
1	大容量送水ポンプ(タイプⅠ)
2	大容量送水ポンプ(タイプⅡ)
3	ホース延長回収車
4	タンクローリ
5	可搬型窒素ガス供給装置
6	原子炉補機代替冷却水系熱交換器ユニット
7	電源車

(2) 検証結果

a. 15cm 段差の通行性

表 8.7-1 に示す各設備について、15cm 段差の通行が可能であることを確認した。

b. 段差通行後の健全性

表 8.7-1 に示す各設備について、15cm 段差通行後の健全性確認として、走行確認、外観確認を実施し、問題ないことを確認した。

なお、段差通行後の機能確認については、可搬型重大事故等対処設備は基準地震動 S_s においても機能維持するよう設計されていることから、段差通行後においても機能が維持されると評価した。

15cm 段差通行後の健全性確認方法と結果を表 8.7-2 に示す。

表 8.7-2 15cm 段差通行後の健全性確認方法及び結果

設備名称	確認事項
大容量送水ポンプ(タイプⅠ)	<ul style="list-style-type: none"> ・外観点検により、設備に要求される機能に影響を及ぼす損傷、燃料漏えい等の異常がないことを確認した。 ・走行試験により、自走機能に問題がないことを確認した。
大容量送水ポンプ(タイプⅡ)	<ul style="list-style-type: none"> ・外観点検により、設備に要求される機能に影響を及ぼす損傷、燃料漏えい等の異常がないことを確認した。 ・走行試験により、自走機能に問題がないことを確認した。
ホース延長回収車	<ul style="list-style-type: none"> ・外観点検により、設備に要求される機能に影響を及ぼす損傷、燃料漏えい等の異常がないことを確認した。 ・走行試験により、自走機能に問題がないことを確認した。
タンクローリ	<ul style="list-style-type: none"> ・外観点検により、設備に要求される機能に影響を及ぼす損傷、燃料漏えい等の異常がないことを確認した。 ・走行試験により、自走機能に問題がないことを確認した。
可搬型窒素ガス供給装置	<ul style="list-style-type: none"> ・外観点検により、設備に要求される機能に影響を及ぼす損傷、燃料漏えい等の異常がないことを確認した。 ・走行試験により、自走機能に問題がないことを確認した。
原子炉補機代替冷却水系熱交換器ユニット	<ul style="list-style-type: none"> ・外観点検により、設備に要求される機能に影響を及ぼす損傷、燃料漏えい等の異常がないことを確認した。 ・走行試験により、自走機能に問題がないことを確認した。
電源車	<ul style="list-style-type: none"> ・外観点検により、設備に要求される機能に影響を及ぼす損傷、燃料漏えい等の異常がないことを確認した。 ・走行試験により、自走機能に問題がないことを確認した。

9. 保管場所及び屋外アクセスルートの評価における地下水位の設定方法について

9.1 設計用地下水位の設定方法

9.1.1 設計用地下水位の設定方針

(1) 基本方針

女川原子力発電所における耐震評価において地下水位の影響を受ける施設等の設計用地下水位は、以下の考え方にて設定する方針としている。

(女川原子力発電所における設計用地下水位の設定方針)

- ・地下水位低下設備の効果が及ぶ範囲（0.P.14.8m 盤）においては、その機能を考慮した設計用地下水位を設定し水圧の影響を考慮する。
- ・また、地下水位低下設備の効果が及ばない範囲においては、自然水位*より保守的（高め）に設定した水位又は地表面にて設計用地下水位を設定し水圧の影響を考慮する。

注記*：自然水位とは、地下水位低下設備等の人為的な措置の影響が含まれない地下水位を指す。0.P.14.8m 盤は浸透流解析の境界条件として地下水位低下設備の機能を考慮している一方、0.P.62m 盤の地下水位は地下水位低下設備の影響が含まれない。

(2) 保管場所及び屋外アクセスルートの評価における地下水位の設定方法

保管場所及び屋外アクセスルートの設計用地下水位は、設置変更許可段階における設定方針を踏襲しており、0.P.14.8m 盤の設計用地下水位は工事計画認可段階において実施した浸透流解析の結果を反映し設定している。

保管場所及び屋外アクセスルートの評価における地下水位の設定方針について、設置変更許可及び工事計画認可における取扱いを表 9.1.1-1 に示す。

0.P.14.8m 盤は保管場所及び屋外アクセスルートの設置範囲が広く、設置位置により地下水位低下設備の効果が異なることを踏まえ、設置範囲と地下水位低下設備の効果に応じてエリア分けを行い、設計用地下水位を設定している（図 9.1.1-1）。

なお、保管場所及び屋外アクセスルートについては、設置変更許可段階において設計用地下水位の設定結果を示しており、これに基づく屋外アクセスルートの通行性の評価結果（地中埋設構造物の浮上り評価他）、並びに保管場所及び屋外アクセスルートにおいて評価する斜面（以下「斜面」という。）の安定性評価結果を併せて示している（補足 1）。

表 9.1.1-1 保管場所及び屋外アクセスルートの設定用地下水位の設定方法

設定対象		設計用地下水位の設定方法		備考
		設置変更許可	工事計画認可	
保管場所	0.P. 14.8m 盤	<ul style="list-style-type: none"> 一律 0.P. 5.0m* 工事計画認可段階で行う浸透流解析結果を反映する 	<ul style="list-style-type: none"> 浸透流解析により設定 (地下水位低下設備の機能喪失から2ヵ月後の水位上昇を考慮) 	<ul style="list-style-type: none"> 第3保管エリア 岩盤上に設置
	0.P. 62m 盤	<ul style="list-style-type: none"> 地表面 	<ul style="list-style-type: none"> 設置変更許可を踏襲 	<ul style="list-style-type: none"> 第1, 2, 4保管エリア
屋外アクセスルート	0.P. 3.5m 盤	<ul style="list-style-type: none"> 敷地の沈下を考慮した朔望平均満潮位 	<ul style="list-style-type: none"> 設置変更許可を踏襲 	
	0.P. 14.8m 盤	<ul style="list-style-type: none"> 一律 0.P. 5.0m*¹ 工事計画認可段階で行う浸透流解析結果を反映する 	<ul style="list-style-type: none"> 浸透流解析により設定 (地下水位低下設備の機能喪失から2ヵ月後の水位上昇を考慮) 解析水位分布に応じてエリア分割し、エリア毎に設定 	(9.1.2にて詳述)
	0.P. 62m 盤	<ul style="list-style-type: none"> 地表面 	<ul style="list-style-type: none"> 設置変更許可を踏襲 	
斜面	近傍に観測水位あり	<ul style="list-style-type: none"> 自然水位より保守的に設定 (浸透流解析による) 	<ul style="list-style-type: none"> 設置変更許可を踏襲 (浸透流解析による) 	<ul style="list-style-type: none"> 斜面安定性評価において参照 (9.1.3にて詳述)
	近傍に観測水位なし	<ul style="list-style-type: none"> 地表面 	<ul style="list-style-type: none"> 設置変更許可を踏襲 	

(■：地下水位低下設備の効果が及ぶ範囲)

注記*：設置変更許可段階において、屋外アクセスルート（0.P. 14.8m 盤）の設計用地下水位は建設時工認段階で評価対象となっている構造物の耐震設計における地下水位を参考に一律 0.P. 5.0m と設定しており、工事計画認可段階で行う浸透流解析結果を反映する方針としていた。

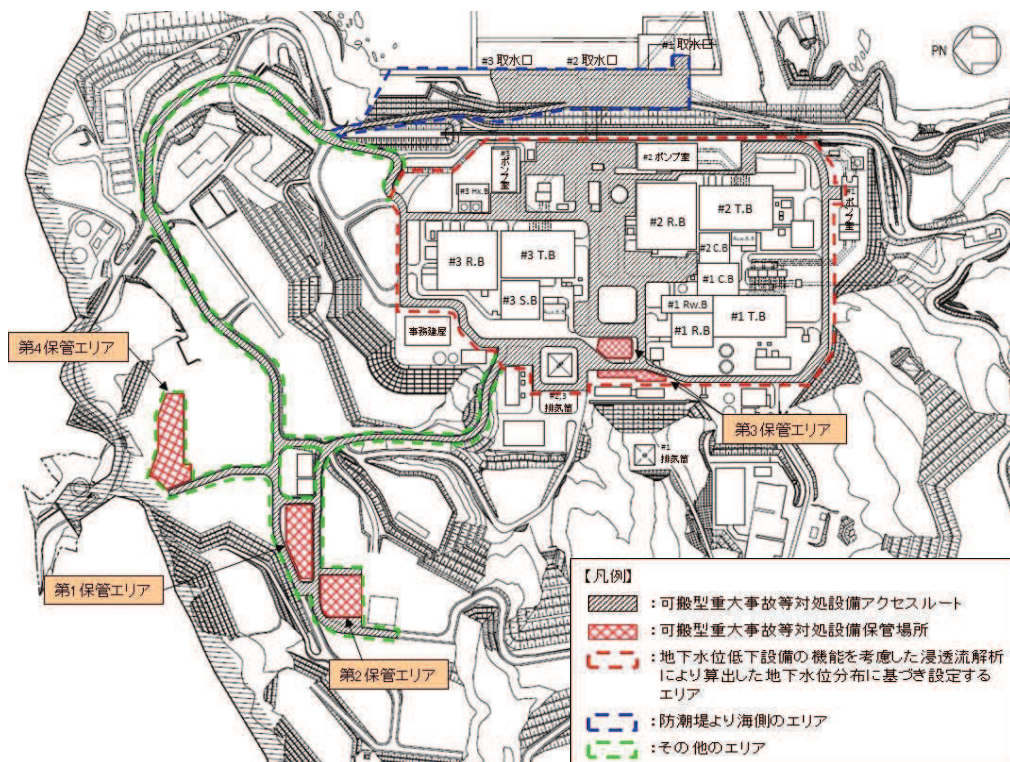
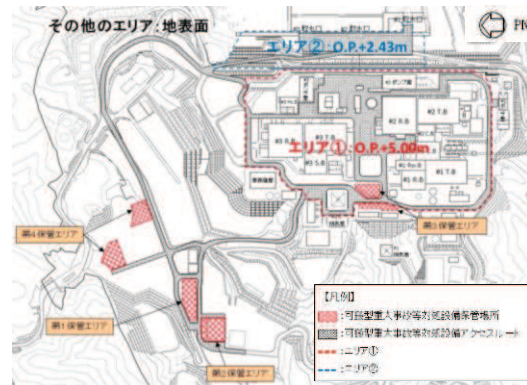


図 9.1.1-1 地下水位設定に係るエリア区分

- (補足1) 設置変更許可段階における保管場所及び屋外アクセスルート的设计用地下水位の設定
- ・保管場所及び屋外アクセスルートの浮上り評価等における设计用地下水位



第11図 地下水位設定エリア区分図

a. エリア①

エリア①の地下水位は、O.P.+14.8m盤の女川原子力発電所2号炉及び3号炉建設時の工事計画認可申請書で評価対象となっている構造物等の設定水位を基に設定する。なお、女川原子力発電所2号炉及び3号炉建設時の工事計画認可申請書で評価対象となっている構造物等の設定水位は、地下水位低下設備の水位低下効果を考慮している。

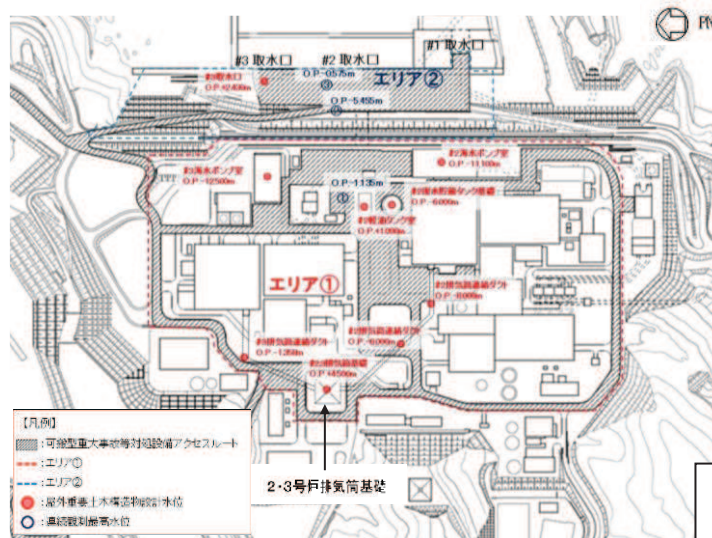
O.P.+14.8m盤の構造物等における設定水位のうち最も地下水位が高いのは2・3号炉排気筒基礎のO.P.+4.5mであることから、保守的にエリア①の地下水位をO.P.+5.0mに設定する(第12図)。なお、エリア①における地下水位連続観測記録の最高水位(①)はO.P.+5.0mを超えないことを確認している。

b. エリア②

エリア②における地下水位は、敷地の沈下を考慮した朔望平均満潮位であるO.P.+2.43mに設定する(第12図)。なお、エリア②における地下水位連続観測記録の最高水位(②, ③)はO.P.+2.43mを超えないことを確認している。

c. その他のエリア

エリア①, ②以外のエリアについては、地下水位を保守的に地表面に設定する



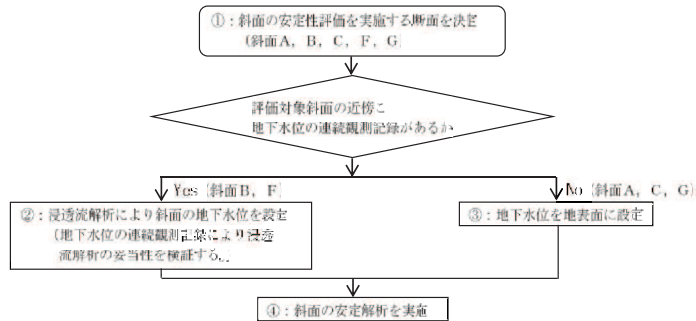
第12図 構造物等における設定水位及び地下水位観測地点分布図

図9.1.1-2 設置変更許可段階における设计用地下水位の設定 (1/2)

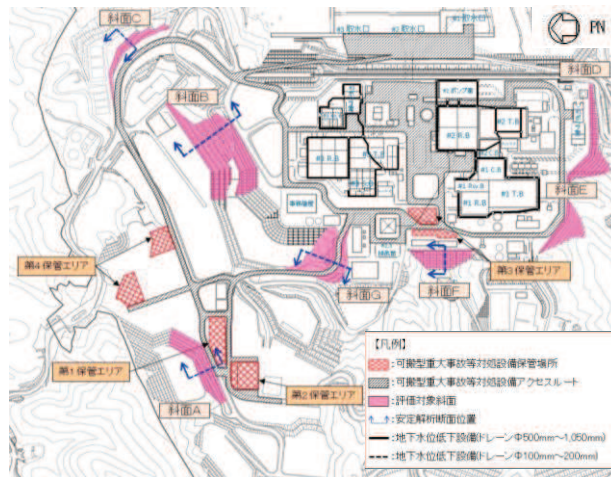
・斜面評価における設計用地下水位

a. 斜面の地下水位の設定フロー

解析により斜面の安定性評価を実施する箇所の地下水位の設定については、第1図のフローにより設定している。評価対象斜面を第2図に示す。



第1図 斜面の地下水位設定フロー

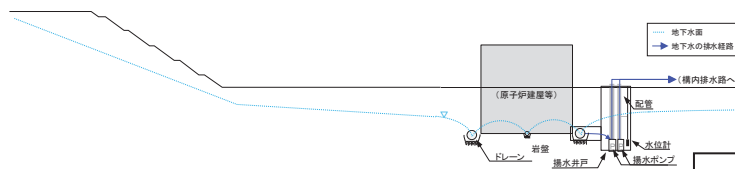


第2図 評価対象斜面位置図

b. 浸透流解析における地下水位低下設備の取扱い

第1図のフローに示すとおり、斜面B及び斜面Fについては浸透流解析により地下水位を設定する。

第2図及び第3図に示すとおり、原子炉建屋等の主要建屋直下及びその周囲には地下水位低下設備が設置されており、主要建屋周辺を含めた O.P. +14.8m 盤の広い範囲で水位低下効果が見込まれる。O.P. +14.8m 盤と近接する斜面も同様に水位低下効果が及ぶと考えられるが、地下水位低下設備の機能を考慮した地下水位は工事計画認可段階において設定することから、斜面評価に係る地下水位の設定に当たっては、保守的に地下水位低下設備の機能を考慮しないこととする。



第3図 地下水位低下設備概要図

女川原子力発電所2号炉設置変更
許可申請書 02-NP-0084(改116)添
付書類 1.0.2 別紙 37-7~8 抜粋

図 9.1.1-2 設置変更許可段階における設計用地下水位の設定 (2/2)

9.1.2 屋外アクセスルート（O.P. 14.8m 盤）の水位設定に係る補足事項

屋外アクセスルート（O.P. 14.8m 盤）の浮上り評価等に用いる設計用地下水位は、図 9.1.2-1 に示す地下水位上昇時に施設に段階的に生じる影響も踏まえ、地下水位低下設備の機能喪失から 2 ヶ月後の解析水位を評価・参照する方針としている（図 9.1.2-2）。

屋外アクセスルート（O.P. 14.8m 盤）の浮上り評価に用いる浸透流解析フロー及び解析条件について、図 9.1.2-3 に示す。同フローに示す通り、「①広域モデル」を用いたモデルの妥当性確認を行った上で、「④水位上昇評価モデル」を用いた予測解析により解析水位を評価し、地中埋設構造物の浮上り評価に適用する（「①広域モデル」及び「④水位評価モデル」の概要は添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」を参照）。

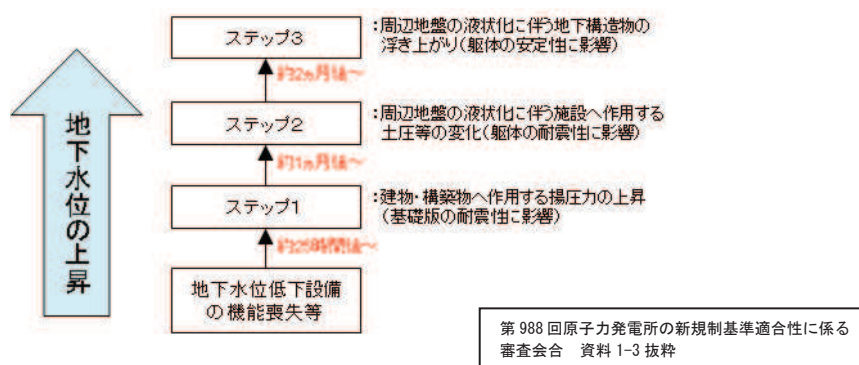


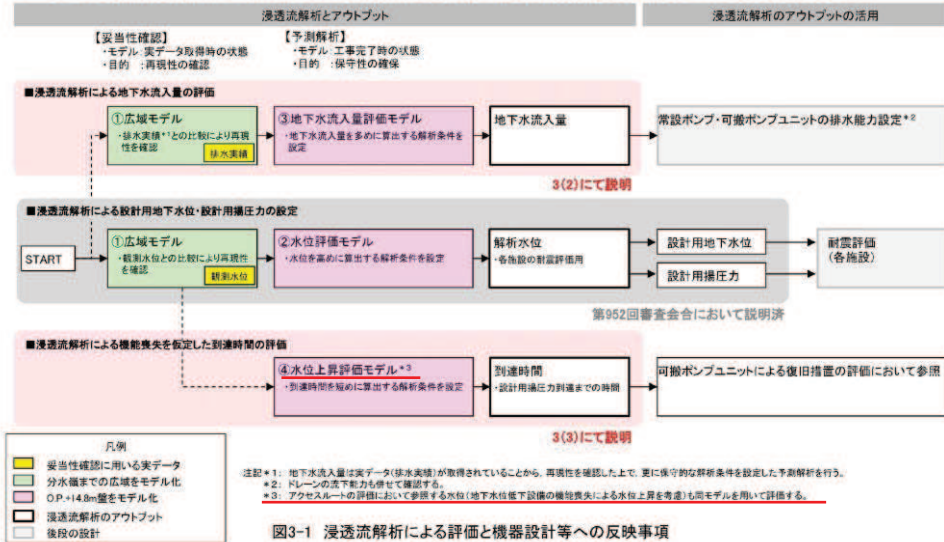
図 9.1.2-1 地下水位上昇時に施設に段階的に生じる影響（時間軸）

3. 浸透流解析による地下水流入量の評価(1/3)

4

(1) 浸透流解析モデルの設定

- ▶ 浸透流解析を用いた地下水流入量は、排水実績との比較によるモデル検証を行った上で、保守的な条件を設定した「③地下水流入量評価モデル」により大きめに算出した。また、機能喪失を仮定した到達時間の評価は、「④水位上昇評価モデル」により短めに算出した。
- ▶ いずれも、第952回審査会合にて示した設計用地下水・設計用揚圧力の設定プロセスを踏襲している。



第988回原子力発電所の新規規制基準適合性に係る審査会合 資料1-3 一部加筆

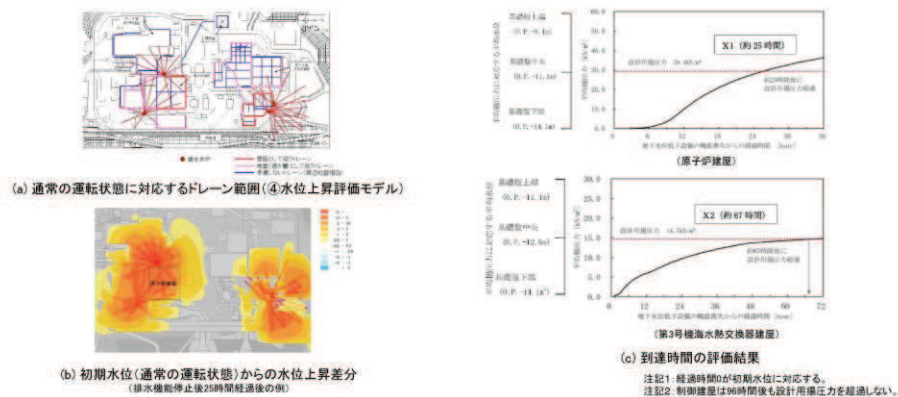
図9.1.2-2 屋外アクセスルート(O.P.14.8m盤)の浮上り評価等に用いる解析条件(1/2)

(参考2)

浸透流解析による機能喪失を仮定した到達時間の評価 補足事項

15

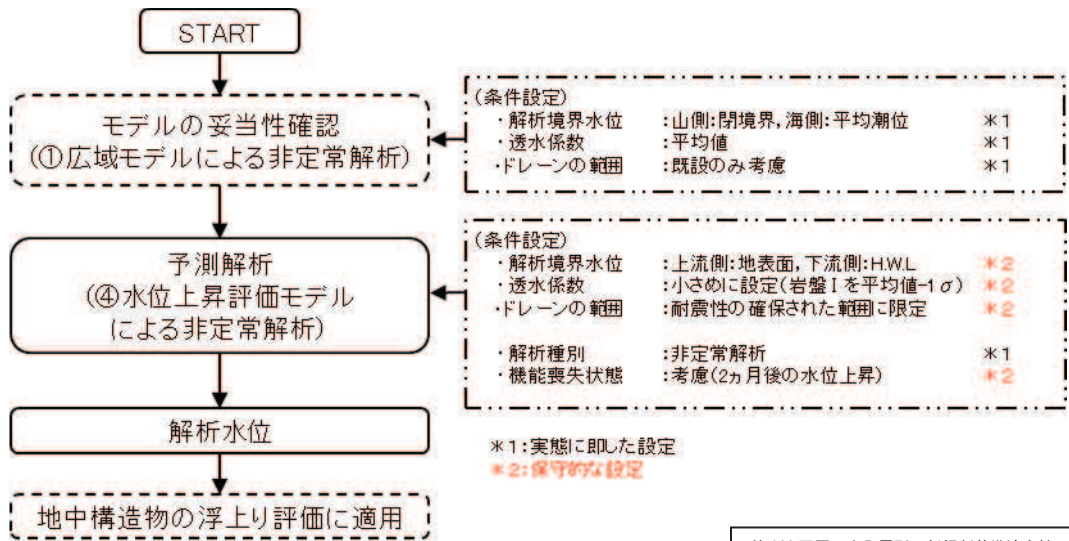
- ▶ ④水位上昇評価モデルを用いた予測解析においては、通常の運転状態に対応するドレーン範囲に基づき、初期水位を設定。その後、地下水位低下設備の機能喪失を仮定し、地下水位が初期水位から経時的に上昇し、設計用揚圧力に対応する地下水位(平均水位)に到達する時間を評価。
- ▶ また、周辺地盤の液状化に伴う地下構造物の浮上りについては、④水位上昇評価モデルを用いて、地下水位低下設備の機能喪失から2ヵ月後の地下水位を評価・参照する。



参考図2-1 工事計画認可における到達時間の検討

第988回原子力発電所の新規規制基準適合性に係る審査会合 資料1-3 一部加筆

図9.1.2-2 屋外アクセスルート(O.P.14.8m盤)の浮上り評価等に用いる解析条件(2/2)



第988回原子力発電所の新規制基準適合性に係る
審査会合 資料1-3を抜粋・一部修正

図9.1.2-3 屋外アクセスルート (O.P. 14.8m盤) の浮上り評価等に用いる浸透流解析フロー

9.1.3 斜面の水位設定に係る補足事項

(1) 設計用地下水位を設定する斜面と設定方法

図9.1.3-1に示す評価対象斜面のうち安定性評価を実施する斜面（斜面A, B, C, F, G）における設計用地下水位は，斜面近傍における地下水位の連続観測記録（自然水位）の取得状況に応じて設定し，近傍の地下水位の連続観測記録を有する斜面B, Fは自然水位より保守的に，それ以外の斜面（斜面A, C, G）は地表面に，それぞれ設計用地下水位を設定する（表9.1.3-1）。

なお，斜面B, FはO.P. 14.8m盤の地下水位低下設備と平面的な離隔があり標高も異なることから，近傍の観測記録は地下水位低下設備の効果を含まない。

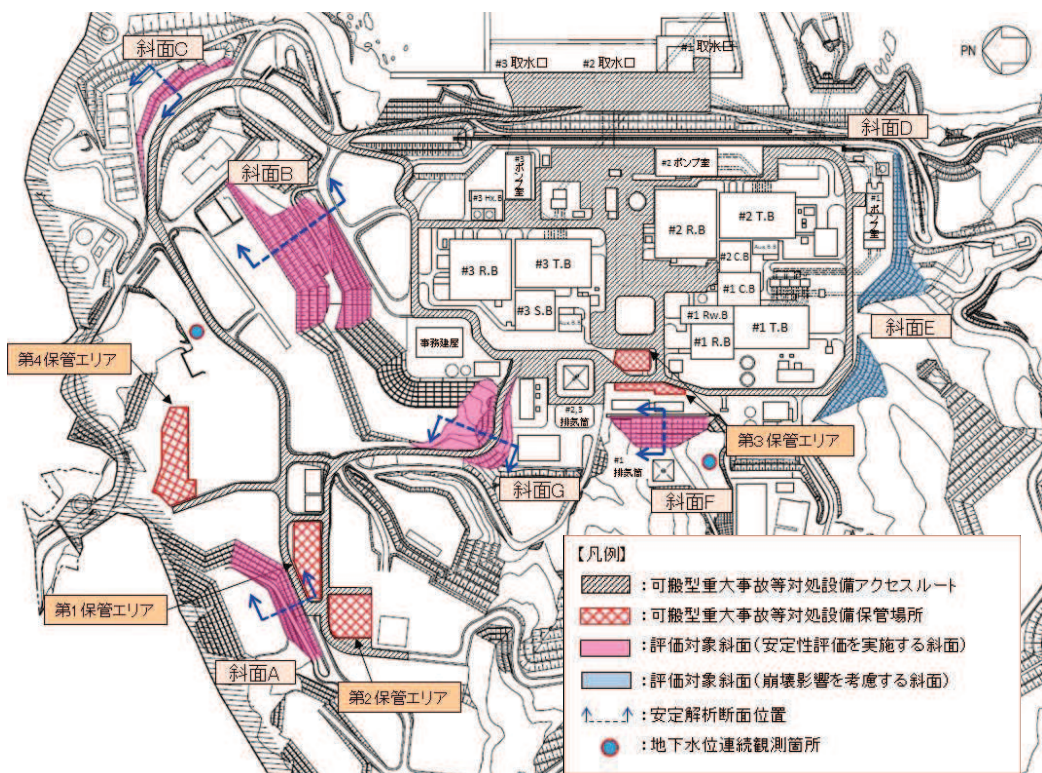


図9.1.3-1 評価対象斜面位置図

表9.1.3-1 安定性評価を行う斜面の設計用地下水位の設定

斜面	近傍の地下水位 連続観測記録	設計用地下水位の設定方法
B, F	有り	自然水位より保守的に設定 (浸透流解析による)
A, C, G	無し	地表面に設定

(2) 浸透流解析による斜面の設計用地下水位の設定方法

a. 設定フロー

浸透流解析により設計用地下水位を設定する斜面 B, F の設計用地下水位の設定方法を図 9.1.3-2 に示す。

0. P. 14. 8m 盤の設計用地下水位の設定プロセスを参考に、地下水位の連続観測記録との比較により妥当性を確認した上で、各斜面における水位を保守的に（高めに）算出する条件を設定した予測解析を行う。

各斜面の予測解析における保守性確保の考え方は、「e. 予測解析」にて後述する。

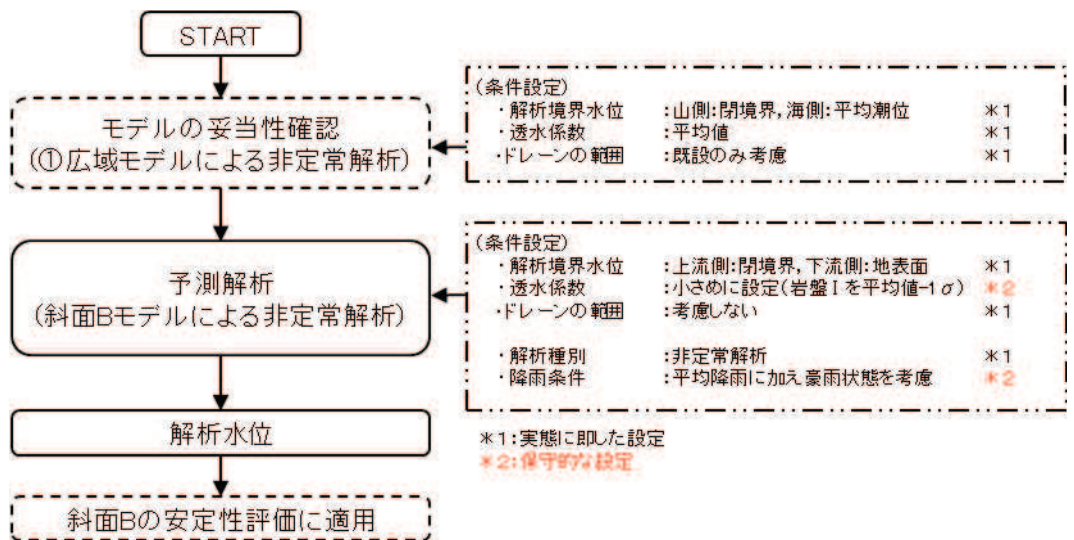


図 9.1.3-2 斜面 B の安定性評価に用いる浸透流解析の実施フロー (1/2)

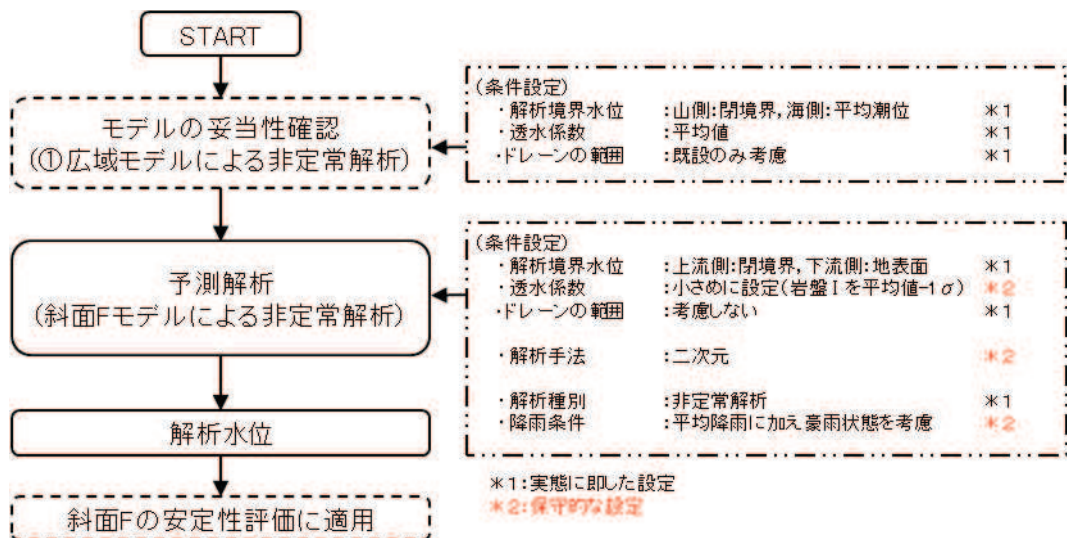


図 9.1.3-2 斜面 F の安定性評価に用いる浸透流解析の実施フロー (2/2)

b. 解析コード

斜面 B, F の浸透流解析に用いる解析コードは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」における浸透流解析と同様に、地表水と地下水の挙動を同時に取扱うことができる GETFLOWS (General purpose Terrestrial fluid-FLOW Simulator) Ver. 6.64.0.1 を使用する。

c. モデル化範囲等

斜面 B, F のモデル化範囲を図 9.1.3-3 に示す。斜面 B, F の予測解析においては、同図のモデル範囲に対応した予測解析モデルを作成する。

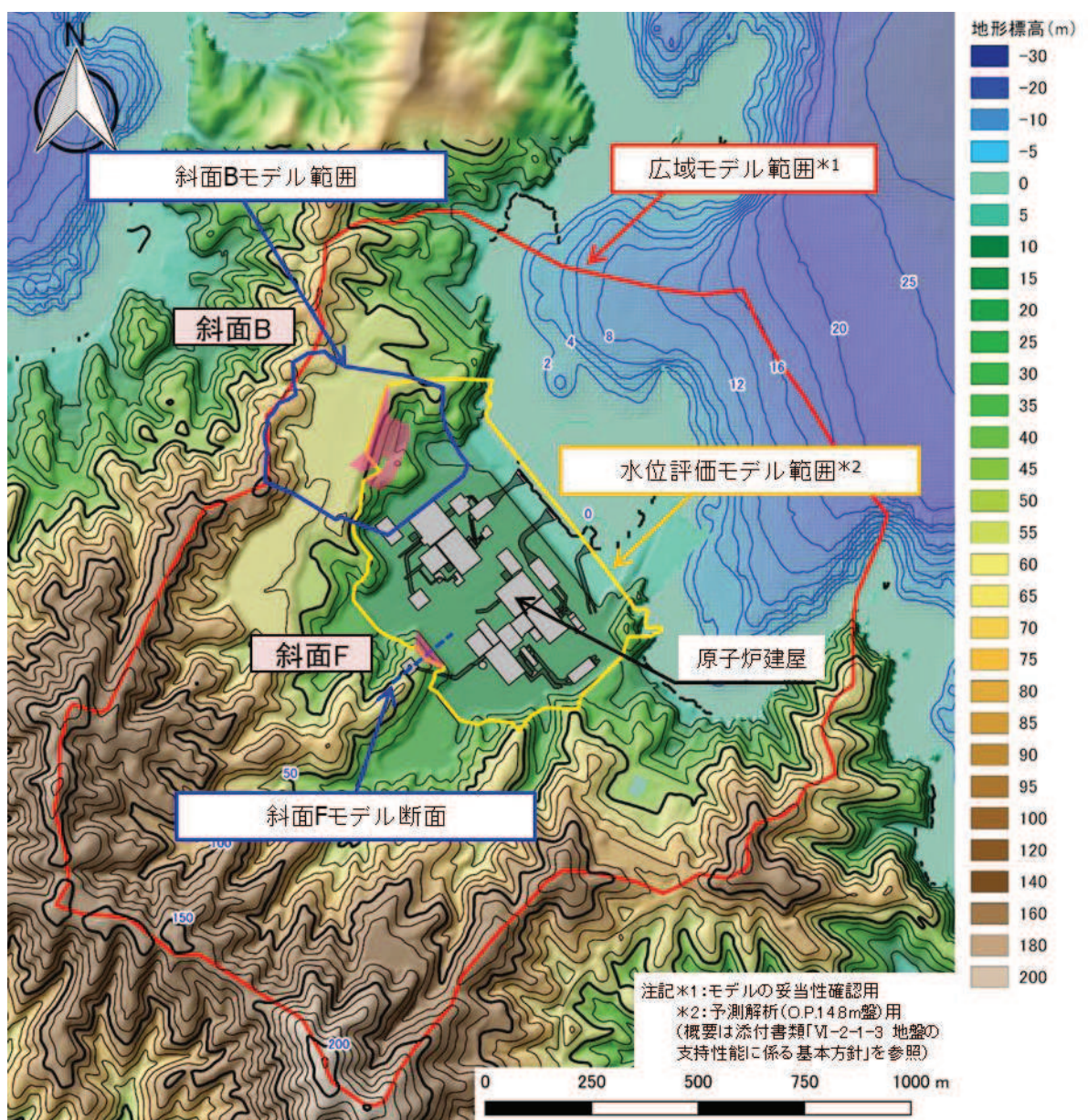


図 9.1.3-3 解析範囲と地形

d. モデルの妥当性確認

斜面 B, F は O. P. 14. 8m 盤の設計用地下水位の設定において妥当性確認に用いた「①広域モデル」の範囲に包含されることから、この妥当性確認結果を参照する。

「①広域モデル」を用いた妥当性確認結果を図 9. 1. 3-4 に示す。また、斜面 B の補足事項を（補足 2）、斜面 F における補足事項を（補足 3）にそれぞれ示す。

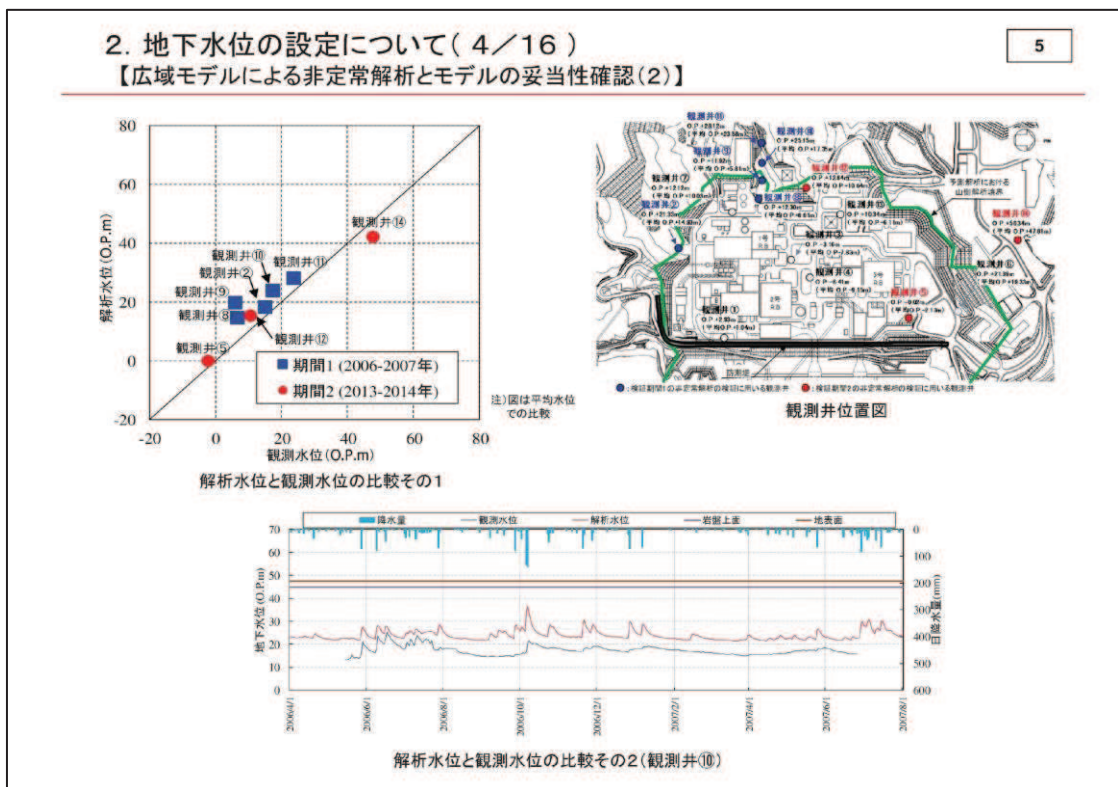
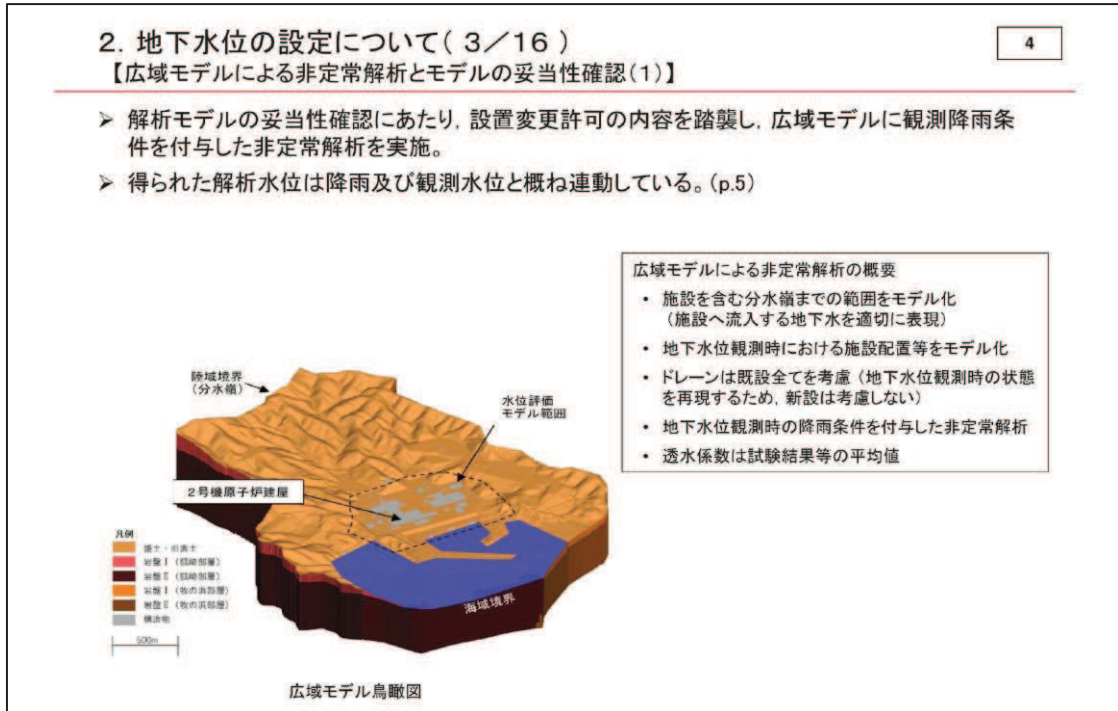
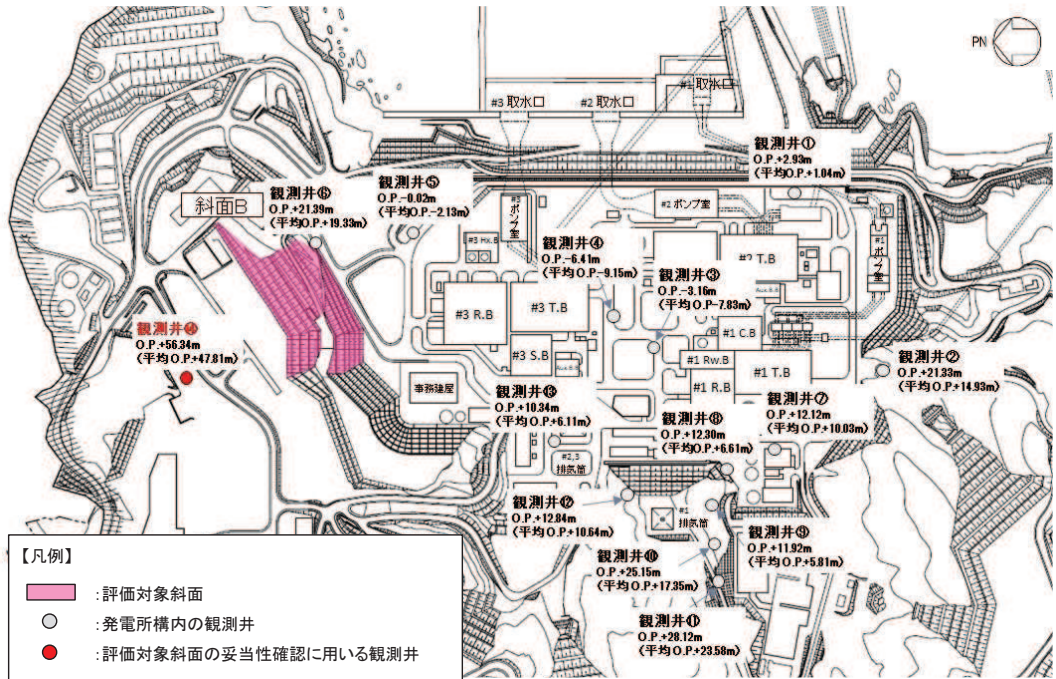


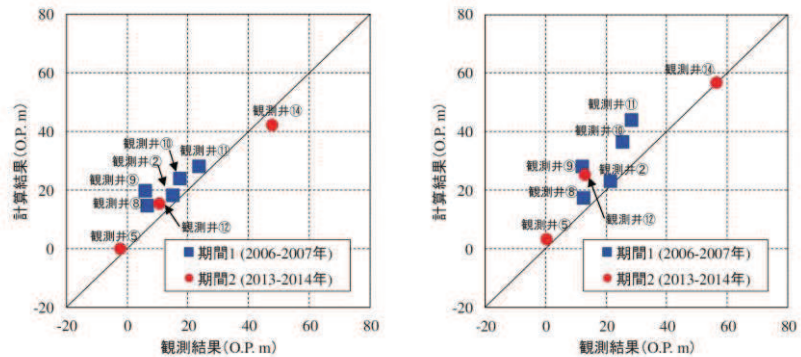
図 9. 1. 3-4 広域モデルを用いた妥当性確認の概要

(補足2) 斜面Bの妥当性確認に係る補足事項

斜面B近傍の観測記録(観測井⑭)における解析水位と観測水位の経時変化から、解析水位は降雨及び観測水位と概ね連動することを確認した(図9.1.3-5)。



(1) 観測井位置

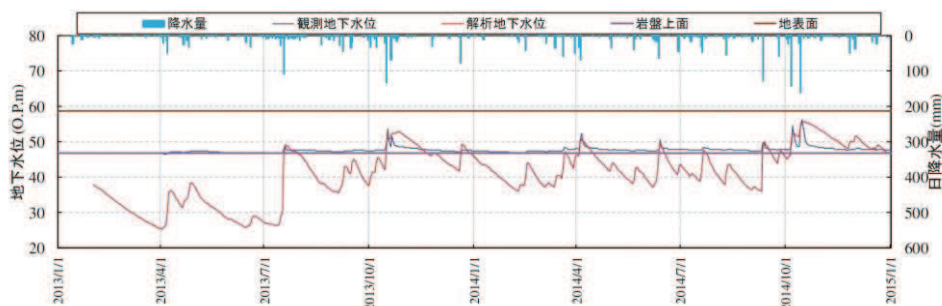


(平均水位) * 1

(最大水位) * 1

平均水位は第952回原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合資料1-1に掲載

(2) 解析水位と観測水位の比較1 (平均水位)



(3) 解析水位と観測水位の比較2 (経時変化, 観測井⑭)

図9.1.3-5 斜面Bの妥当性確認に係る補足

なお、図 9.1.3-5 の「(2) 解析水位と観測水位の比較 1 (平均水位)」において、観測井⑭は解析水位が観測水位を下回っているが、観測井⑭は沢部に位置しており、周囲から岩盤表面の地下水が集まりやすい構造のため、地下水位が低い時期においても、観測井内が一定の水位を保持するためと考えられる (図 9.1.3-6)。

ただし、降雨に対する連動性は確保されており、観測井⑭の解析水位 (最大水位) は観測水位とよく対応していることから、降雨条件の入力に対する解析水位は妥当と考えられる。

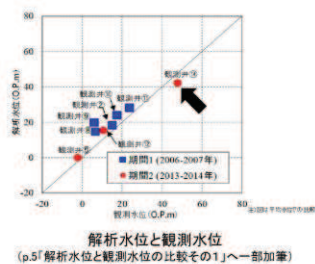
2. 地下水位の設定について (16/16)

【(参考2)広域モデルによる妥当性確認に係る補足】

17

観測井⑭における解析水位と観測水位の関係について

- ・ 広域モデルによるモデルの妥当性確認 (p.5)において、観測井⑭では解析水位が観測水位を下回っている。
- ・ この要因として、当該観測井が沢部に位置しており、周囲から岩盤表面の地下水が集まりやすい構造のため、地下水位が低い時期においても、観測孔内が一定の水位を保持するためと考えられる。【2019/05/21審査会にて説明】



解析水位と観測水位
(p.5「解析水位と観測水位の比較その1」へ一部加筆)

4. 新規基準に対応した設計用地下水位の設定方針 (3) 再現解析による検証 (2/2)

第487回審査会(1913.24)
資料1-2 p.27 再掲

26

【観測値と解析値の差異要因】
・ 岩盤が地表付近に近く、主に岩盤内を地下水が流れる観測孔 (1Rxy-1~4, 1Rxx-1, 24B-33) において、観測値と解析値の差が比較的大い結果が得られている。これは、建設時工程において設計用地下水位 (補正力) を高めに評価するため、岩盤 I の透水係数を 1σ 小さく設定していることに起因するものと推察される。(第4-4表)

【水位経時変化の確認】

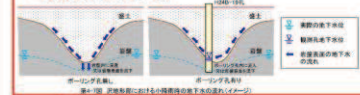
・ 前頁の比較例において比較的精度の小さい24B-19孔・1Rxx-1孔を例に、解析水位と観測水位の経時変化を示す。(第4-8図)

・ 24B-19孔は礫土層厚が大きい地点、1Rxx-1孔は岩盤が地表付近に近い地点であるが、いずれも降雨時には解析値が観測値を上回っており、予測解析において解析値を安全側 (地下水位が高めに評価する目的) から、保守的な結果となっている。

・ それぞれの観測孔における地下水位の経時変化の傾向は以下の通り。

②4B-19孔 → 観測井⑭に对应

- 礫土層が厚い24B-19孔では、解析値と観測値それぞれの水位変動と降雨との連動性は概ね一致し、降雨時には解析値が観測値を全て上回っている。これは、礫土層が深い観測孔 (24B-19孔) においても同様である。
- なお、観測水位が岩盤表面以下に下らない状況が確認されるが、観測孔位置は沢部であるため周囲から岩盤表面の地下水が集まりやすい構造であることに起因するものと考えられる。(第4-7図)

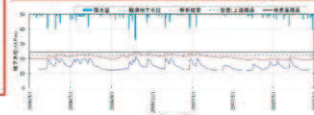


1Rxx-1孔

- 岩盤が地表付近に近い1Rxx-1孔では、解析値と観測値それぞれの水位変動と降雨との連動性は概ね一致し、降雨時には解析値が観測値を全て上回っている。これは、岩盤が地表付近に近い他の観測孔 (1Rxy-1~4, 24B-33) においても同様である。

地質区分	透水係数 (m/sec)	設定値換
礫土・粗表土	3×10^{-6}	平均値
2号沢周辺 礫層 I	7×10^{-7}	1σ
3号沢周辺 礫層 II	5×10^{-7}	平均値
3号沢周辺 礫層 III	2×10^{-7}	1σ
改良地盤・セメント改良土等	1×10^{-7}	平均値
構造物	2×10^{-7}	平均値
不透水層	0 (不透水)	-

注1: 建設時工程図表(19)に取掲



2019年5月21日 第715回審査会(資料2-1-2)に一部加筆

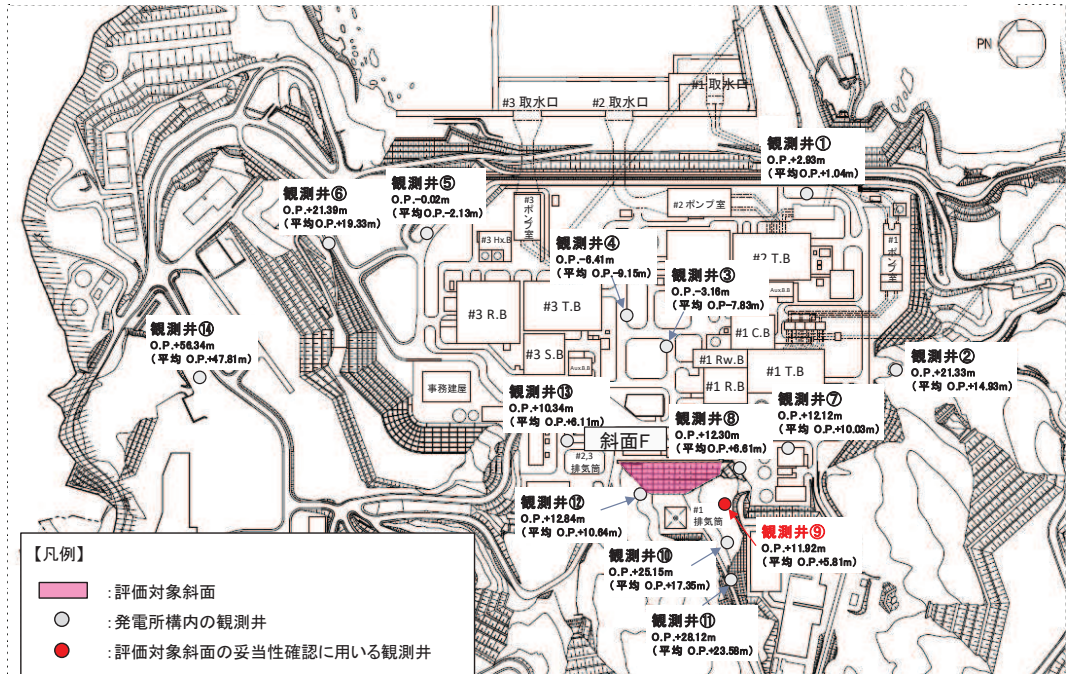
注) 第4-8図の地下水位の経時変化例は、水位評価モデル同様、岩盤 I の透水係数を平均値 1σ とした場合における結果を示している。

第 952 回原子力発電所の新規基準適合性に係る
審査会 資料 1-1 抜粋

図 9.1.3-6 観測井⑭における解析水位と観測水位の関係について

(補足3) 斜面Fの妥当性確認に係る補足事項

斜面F近傍の観測記録(観測井⑨)における解析水位と観測水位の経時変化から、解析水位は降雨及び観測水位と概ね連動することを確認した(図9.1.3-7)。



(1) 観測井位置(観測井⑨)



(2) 解析水位と観測水位の経時変化(観測井⑨)

図9.1.3-7 斜面Fの妥当性確認に係る補足(観測井⑨)

e. 予測解析

(a) 基本方針

斜面の設計用地下水位の設定における予測解析に用いる斜面 B モデル、斜面 F モデルは、工事完了時点の状態をモデル化する(地下水位低下設備はモデルに含まれない)。

予測解析による解析水位を自然水位より保守的に設定するため、斜面の地形的特徴等も踏まえて保守的な解析条件を設定する。なお、解析条件の設定にあたっては、O.P. 14. 8m 盤の設計用地下水位の設定における保守性確保の考え方も参考とする。

(b) 保守性確保の考え方

斜面の設計用地下水位を浸透流解析により設定するにあたり、O.P. 14. 8m 盤の予測解析*における保守性確保の考え方も参考とし、評価の目的や斜面の地形的特徴等を踏まえて、保守的な予測解析結果を得られるような解析条件の設定を行う。

解析水位への影響が大きい透水係数については、O.P. 14. 8m 盤の予測解析を踏襲し、妥当性が確認された透水係数(平均値)から更に保守的に設定(岩盤 I を平均値 -1σ)し、解析水位を高め評価する。

また、斜面の予測解析により得られる解析水位は斜面の安定性評価において参照することから、より実際に近い解析水位の分布形状を得る必要がある。斜面は O.P. 14. 8m 盤周囲の法面のように解析境界水位を固定する明確な地形的特徴がないことも考慮し、モデル上流側の水位を固定せず、降雨条件を保守的に設定(年平均降雨に加えて既往最大相当の豪雨条件を付与)することにより、解析水位を高め評価する。

なお、斜面 F については尾根形状で 3 方に流下する地形であることから、保守的に 1 方に流下方向を限定する二次元浸透流解析を適用する。

以上の考え方から、各斜面における保守性確保方法を表 9. 1. 3-2 の通り整理した。

注記* : O.P. 14. 8m 盤における予測解析について

- ・ O.P. 14. 8m 盤における予測解析においては、①山側解析境界における地下水位を法肩位置にて地表面に固定(海側は朔望平均満潮位に固定)し、②透水係数やドレーンの設定において保守性を考慮した定常解析を実施しており、③更に得られた解析水位を上側に包絡するよう設計用地下水位を設定した。
- ・ 上記のうち①は、O.P. 14. 8m 盤が 3 方を法面に囲まれており、更に山側に水位ポテンシャルの高い領域(標高が高く地下水を供給しうる領域)がある状況に対応している。
- ・ また、②、③は地盤物性のばらつきやドレーンの信頼性や運転状態の不確実性を考慮したものである。

表 9.1.3-2 斜面 B, F の予測解析における保守性確保方法

目的や地形的特徴, モデル条件など		屋外アクセスルート斜面		(参考) O.P. 14. 8m 盤の評価 (②水位評価モデル)
		斜面 B モデル	斜面 F モデル	
評価の目的		・ 斜面の安定性評価に用いる斜面内水位分布の設定	・ 同左	・ O.P. 14. 8m 盤エリア全体に配置される施設等の耐震評価に用いる設計用地下水位の設定
地形的特徴		・ 斜面背後に標高の高い領域（水位ポテンシャルの高い領域）がない	・ 尾根形状であり 3 方向に排水される	・ 背面に水位ポテンシャルが高い領域があり, O.P. 14. 8m 盤の 3 方が法面に囲まれている
モデル条件	A. 境界条件	・ 山側境界水位を固定しない 山側：閉境界* ¹ 海側：地表面	・ 山側境界水位を固定しない 山側：閉境界* ¹ 海側：地表面	・ 境界水位を高い位置に固定 山側：地表面 海側：朔望平均満潮位 ドレーン：ドレーン位置
	B. 透水係数	・ 岩盤 I：平均値 -1σ * ²	・ 岩盤 I：平均値 -1σ * ²	・ 岩盤 I：平均値 -1σ
	C. ドレーンの範囲	・ 考慮しない (影響が及ばない)	・ 考慮しない (影響が及ばない)	・ 既設・新設のうち耐震性等の考慮された範囲に限定
	D. その他			
	モデル化の範囲	・ 斜面 B と周辺領域	・ 斜面 F と周辺領域	・ O.P. 14. 8m 盤と周辺法面
	モデル化	・ 三次元モデル	・ 二次元モデル* ³	・ 三次元モデル
	地形等	・ 工事完了段階の状態	・ 工事完了段階の状態	・ 工事完了段階の状態
解析種別	・ 非定常解析* ¹	・ 非定常解析* ¹	・ 定常解析	
降雨条件	・ 豪雨条件* ⁴ を設定	・ 豪雨条件* ⁴ を設定	・ 考慮しない	

(■：保守性の確保を目的としたモデル条件)

注記*1：より実際に近い解析水位の分布形状を得るため、解析境界での水位を固定せず、降雨条件を与える非定常解析を用いる。

*2：O.P. 14. 8m 盤の水位設定（②水位評価モデル）における設定内容を踏襲する。

*3：根形状（3方向に排水）であるが、二次元（1方向に排水）でモデル化することで保守性を確保する。

*4：豪雨イベント当りの総雨量が地下水位に影響するとの考え方から、初期条件として年平均降水量相当を与えた上で、更に石巻・大船渡における 72 時間降水量の最大値相当を豪雨条件として付与する。

(c) 斜面Bモデルの概要

斜面Bの予測解析モデル(斜面Bモデル)は、安定解析断面位置を包絡する範囲とする。また、造成前の沢部への集水効果を考慮できる範囲とする。

安定解析断面位置を図9.1.3-8に、予測解析モデル(斜面Bモデル)を図9.1.3-9に示す。また、斜面Bモデルの解析条件を表9.1.3-3に示す。

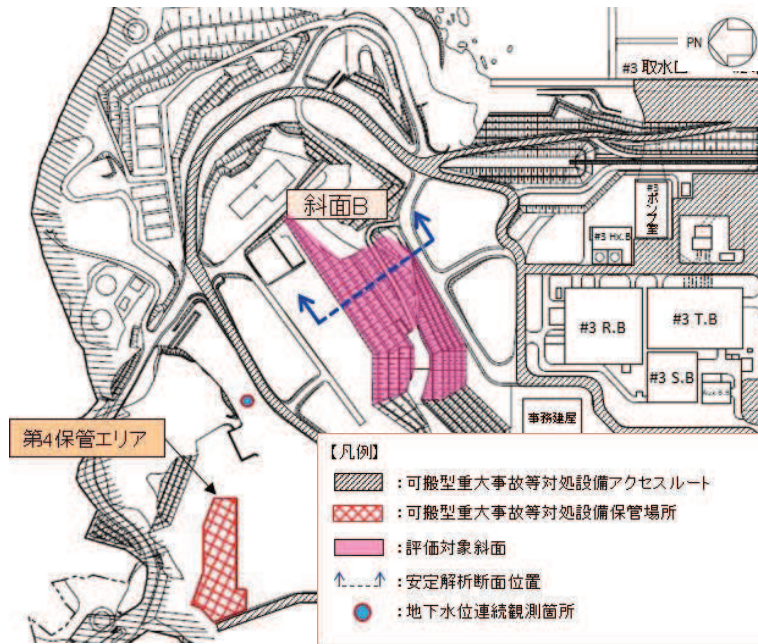


図 9.1.3-8 斜面Bの安定解析断面位置図

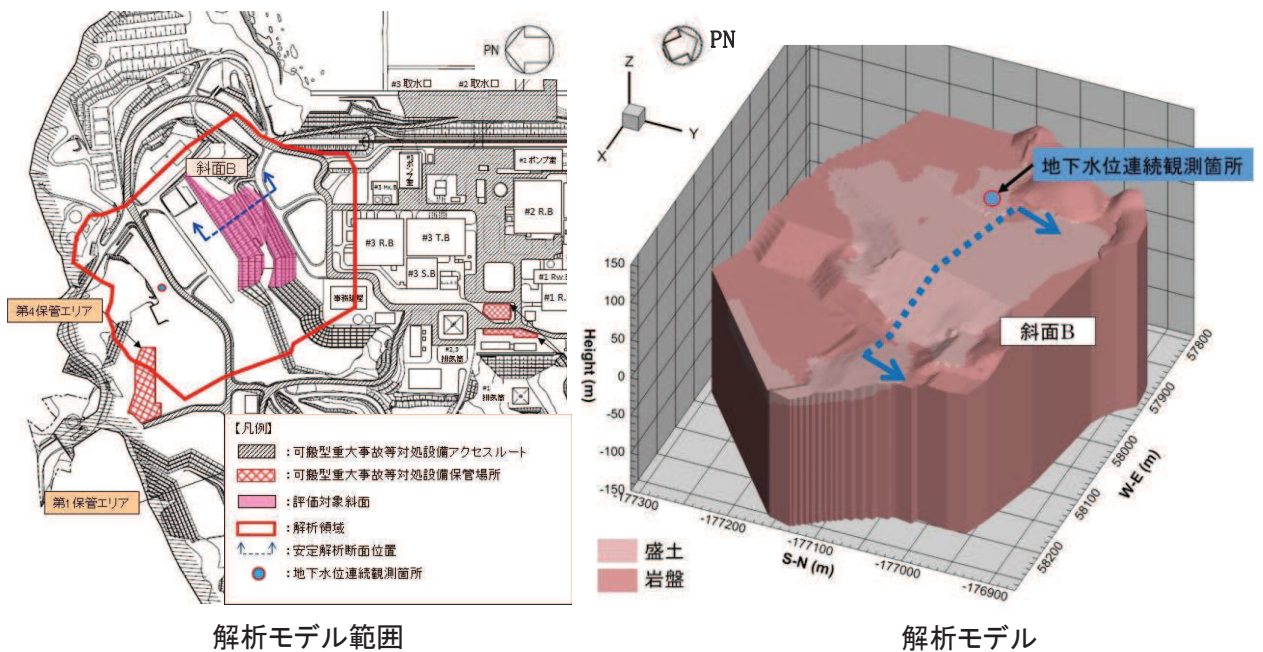


図 9.1.3-9 予測解析モデル(斜面Bモデル)

表 9.1.3-3 斜面 B モデルの解析条件

項目	内容
1a. 目的	・ 工事完了後に想定される地下水位を評価 (自然水位より保守的に評価)
1b. アウトプットの活用	・ 斜面 B の安定性評価
2. 解析コード	・ GETFLOWS Ver. 6. 64. 0. 1
3a. 解析領域	・ 斜面 B 及び斜面 B 周辺領域 (図 9. 1. 3-9)
3b. 格子数	・ 平面格子数 : 10400 ・ 総格子数 : 228800 ・ 格子寸法 : 1~10m 程度
4. 解析種別	・ 非定常解析 (三次元)
5a. 降雨条件	・ 年平均降雨をベースに豪雨条件を付与 - 初期状態 : 3. 48mm/日 ^{*1} (観測降雨 (1981-2010 年) の日平均) ^{*2} - 降雨時 : 108mm/日×3 日 (総降水量 324mm ^{*3})
5b. 気象条件	・ 考慮しない
5c. 蒸発散	・ 定常状態 : ハーモン法 ^{*4} ・ 非定常状態 (降雨時) : 考慮しない
6a. モデル (地形)	・ 安全対策工事完了段階に対応した状態
6b. モデル (地盤)	・ 安全対策工事完了段階に対応した状態
6c. モデル (構造物)	・ モデル化しない (設置されていない)
6d. モデル (ドレーン)	・ モデル化しない (設置されていない)
7. 境界条件	・ 実態に即した設定 - 上流側 : 閉境界 - 下流側 (O. P. 14. 8m 盤) : 地表面に水位固定
8. 透水係数	・ 「②水位評価モデル」と同様 (岩盤 I を平均値-1σ) (添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」を参照)
9. 有効間隙率	・ 文献値 ^{*5}
10. 粗度係数	・ 文献値 ^{*6}

注記*1 : 定常状態の蒸発散を考慮するため、日平均降雨量から実蒸発散量を差し引いた降雨量を設定。実蒸発散量の推定にはハーモン法を用いており、算出のための平均気温・平均降水量は気象庁統計値、日照時間は地下水ハンドブックによる値を用いている。

*2 : 気象庁統計値を使用。

*3 : 石巻、大船渡の両特別地域気象観測所の観測期間における 72 時間最大降雨。

*4 : 平均気温・平均降水量は発電所内観測値、日照時間は地下水ハンドブックによる。

*5 : 地下水ハンドブック (建設産業調査会)、水理公式集 (土木学会) 等を参照し設定。

*6 : 水理公式集 (土木学会)、河川砂防技術基準 (国土交通省) 等を参照し設定。

(d) 斜面Fモデルの概要

斜面Fの予測解析モデル(斜面Fモデル)は、安定解析断面位置を包絡する範囲とする。また、保守的に二次元(尾根形状のため3方向に排水可能であるが、排水方向を1方向に限定)でモデル化する。

安定解析断面位置を図9.1.3-10に、予測解析モデル(斜面Fモデル)を図9.1.3-11に示す。また、斜面Fモデルの解析条件を表9.1.3-4に示す。

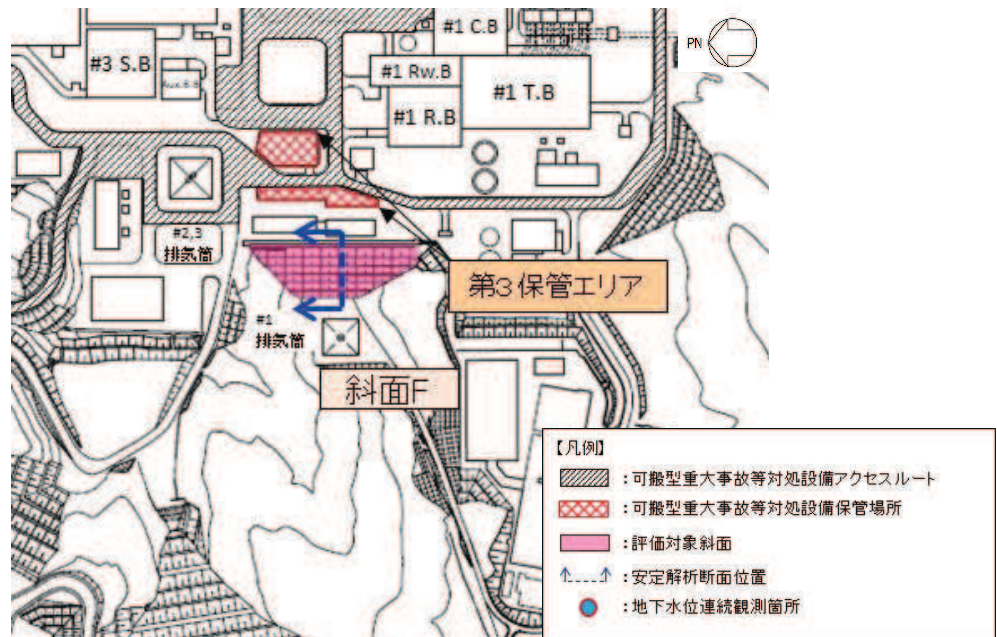


図9.1.3-10 斜面Fの安定解析断面位置図

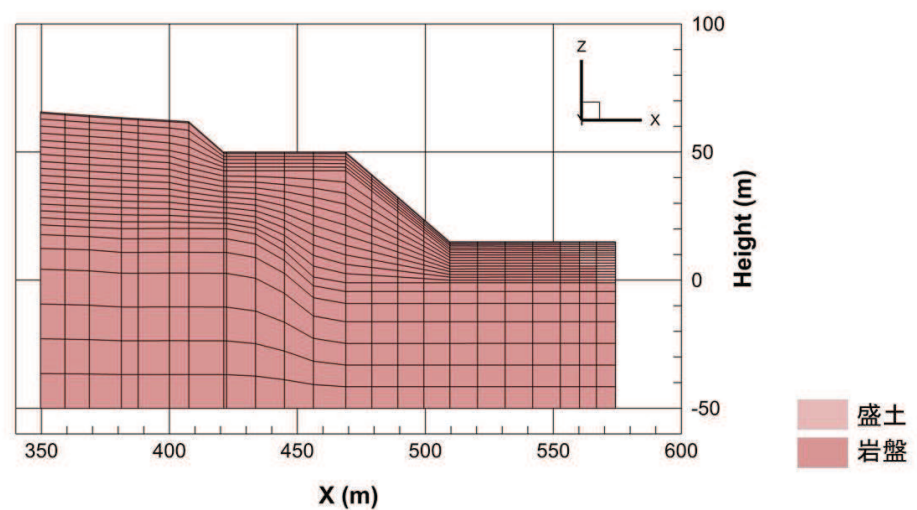


図9.1.3-11 予測解析モデル(斜面Fモデル)

表 9.1.3-4 斜面 F モデルの解析条件

項目	内容
1a. 目的	・ 工事完了後に想定される地下水位を評価 (自然水位より保守的に評価)
1b. アウトプットの活用	・ 斜面 F の安定性評価
2. 解析コード	・ GETFLOWS Ver. 6. 64. 0. 1
3a. 解析領域	・ 斜面 F 及び斜面 F 周辺領域 (図 9. 1. 3-11)
3b. 格子数	・ 総格子数 : 580 ・ 格子寸法 : 10m 程度
4. 解析種別	・ 非定常解析 (二次元)
5a. 降雨条件	・ 年平均降雨をベースに豪雨条件を付与 - 初期状態 : 3. 47mm/日* ¹ (観測降雨 (1981-2010 年) の日平均)* ² - 降雨時 : 108mm/日×3 日 (総降水量 324mm* ³)
5b. 気象条件	・ 考慮しない
5c. 蒸発散	・ 定常状態 : ハーモン法* ⁴ ・ 非定常状態 (降雨時) : 考慮しない
6a. モデル (地形)	・ 安全対策工事完了段階に対応した状態
6b. モデル (地盤)	・ 安全対策工事完了段階に対応した状態
6c. モデル (構造物)	・ モデル化しない (設置されていない)
6d. モデル (ドレーン)	・ モデル化しない (設置されていない)
7. 境界条件	・ 実態に即した設定 - 上流側 : 閉境界 - 下流側 (O. P. 14. 8m 盤) : 地表面に水位固定
8. 透水係数	・ ②水位評価モデルと同様 (岩盤 I を平均値-1σ) (添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」を参照)
9. 有効間隙率	・ 文献値* ⁵
10. 粗度係数	・ 文献値* ⁶

注記*1 : 定常状態の蒸発散を考慮するため、日平均降雨量から実蒸発散量を差し引いた降雨量を設定。実蒸発散量の推定にはハーモン法を用いており、算出のための平均気温・平均降水量は気象庁統計値、日照時間は地下水ハンドブックによる値を用いている。

*2 : 気象庁統計値を使用。

*3 : 石巻、大船渡の両特別地域気象観測所の観測期間における 72 時間最大降雨。

*4 : 平均気温・平均降水量は気象庁統計値、日照時間は地下水ハンドブックによる。

*5 : 地下水ハンドブック (建設産業調査会)、水理公式集 (土木学会) 等を参照し設定。

*6 : 水理公式集 (土木学会)、河川砂防技術基準 (国土交通省) 等を参照し設定。

9.2 設計用地下水位の設定結果

9.2.1 保管場所

(1) O.P. 14.8m 盤（第3保管エリア）

O.P. 14.8m 盤に設置される第3保管エリアは、地下水位低下設備の効果が及ぶ範囲であることから、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に示す「④水位上昇評価モデル」を用いた浸透流解析により、地下水位低下設備の機能喪失から2ヵ月後の解析水位を参照する。

設計用地下水位の設定において参照する解析水位を図9.2.1-1に示す。

第3保管エリア位置における解析水位はO.P. 10m～O.P. 14.8m（地表面）であるが、設計用地下水位は、得られた解析水位から保守的に（高めに）地表面に設定する。

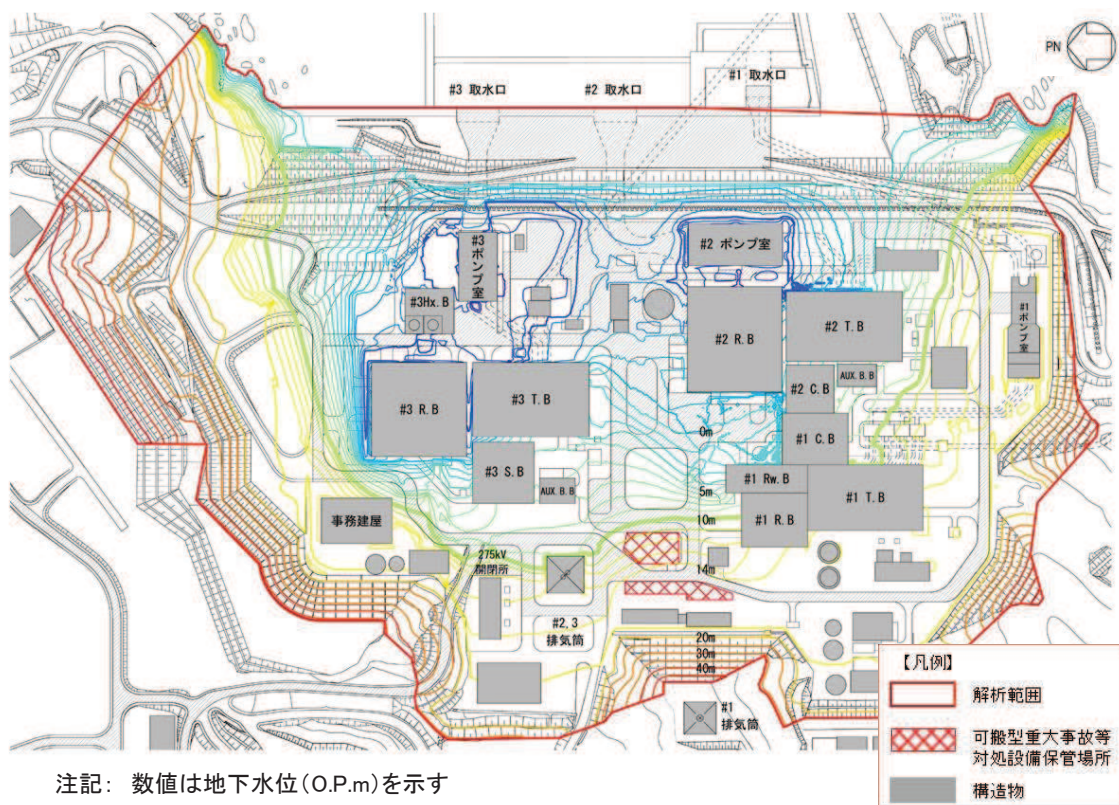


図 9.2.1-1 第3保管エリアの設計用地下水位の設定において参照する解析水位分布

(2) O.P. 62m 盤（第1, 2, 4保管エリア）

O.P. 62m 盤に設置される第1, 2, 4保管エリアは、地下水位低下設備の効果が及ばない範囲であることから、設計用地下水位を地表面に設定する。

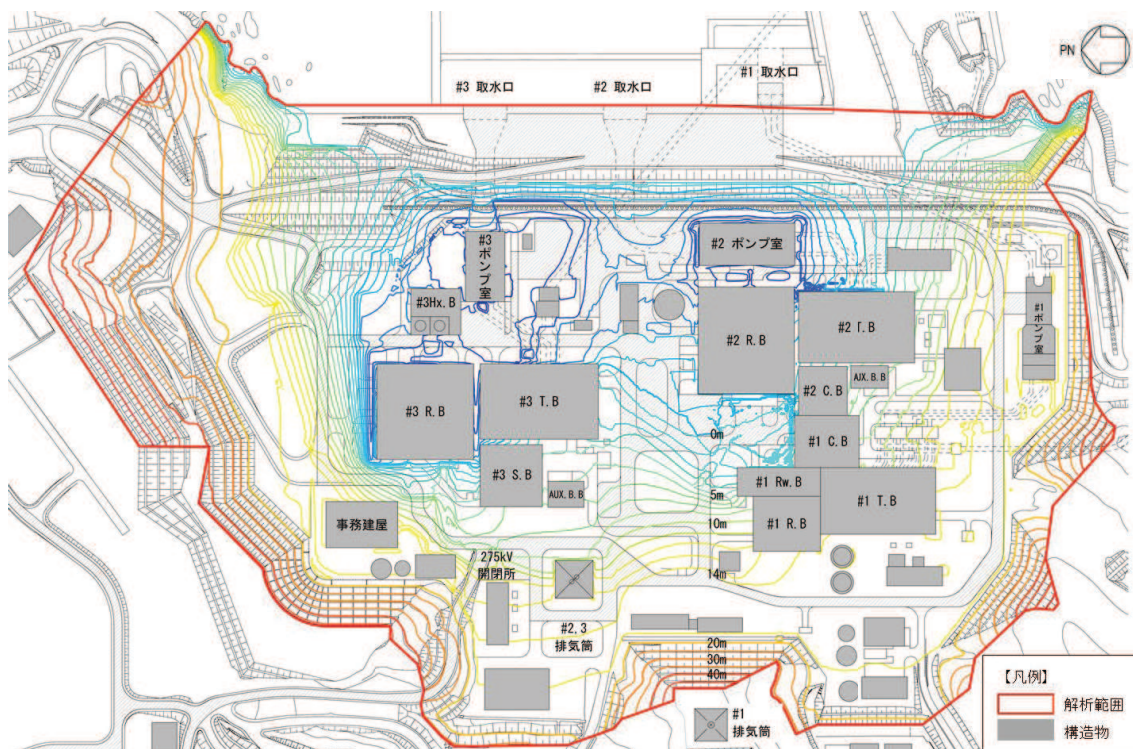
9.2.2 屋外アクセスルート

(1) O.P. 14.8m 盤

O.P. 14.8m 盤の屋外アクセスルートは、地下水位低下設備の効果が及ぶ範囲であることから、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に示す「④水位上昇評価モデル」を用いた浸透流解析により、地下水位低下設備の機能喪失から2ヵ月後の解析水位（図9.2.2-1）を参照する。

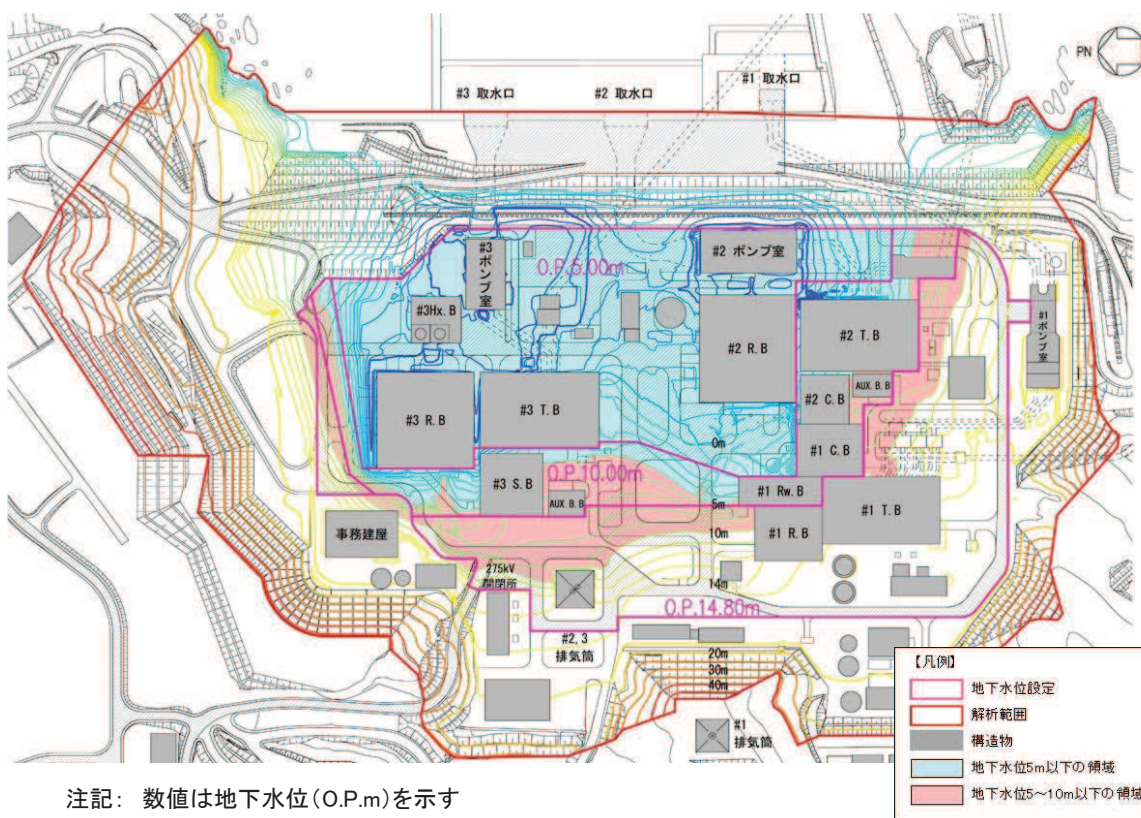
この解析水位分布を踏まえ、解析水位分布に応じてO.P. 14.8m 盤を更に3つの範囲に区分し、範囲毎に設計用地下水位を設定する。

設計用地下水位は、各範囲の解析水位を包絡するよう、図9.2.2-2のとおり設定する。



注記： 数値は地下水位 (O.P.m) を示す

図 9.2.1-1 設計用地下水位の設定において参照する解析水位分布



注記： 数値は地下水位 (O.P.m) を示す

図 9.2.2-2 浸透流解析を参照するエリア (O.P. 14.8m 盤) における設計用地下水位

(2) O.P. 3.5m 盤（防潮堤より海側のエリア）

O.P. 3.5m 盤（防潮堤より海側のエリア）における設計用地下水位は、敷地の沈下を考慮した朔望平均満潮位である O.P. 2.43m に設定する。

なお、O.P. 3.5m 盤（防潮堤より海側のエリア）における地下水位連続観測記録の最高水位は O.P. 2.43m を超えないことを確認している（図 9.2.2-3）。

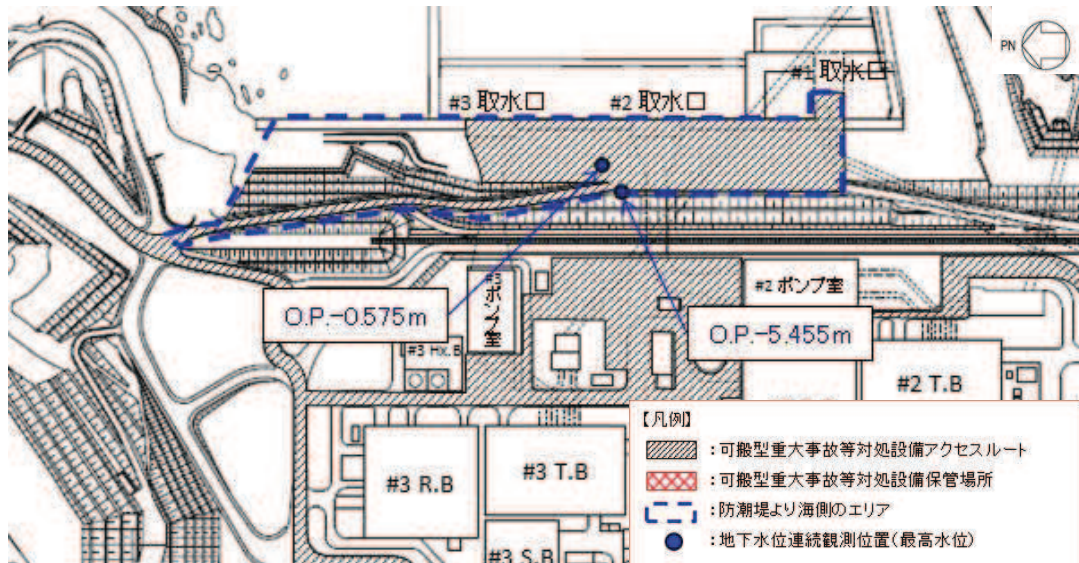


図 9.2.2-3 地下水位観測地点位置図

(3) その他のエリア

a. 及び b. 以外のエリアについては、保守的に設計用地下水位を地表面に設定する。

(4) 設定結果まとめ

液状化及び揺すり込みによる不等沈下・傾斜，液状化に伴う浮上り評価において参照する設計用地下水位の設定結果を図9.2.2-4に示す。

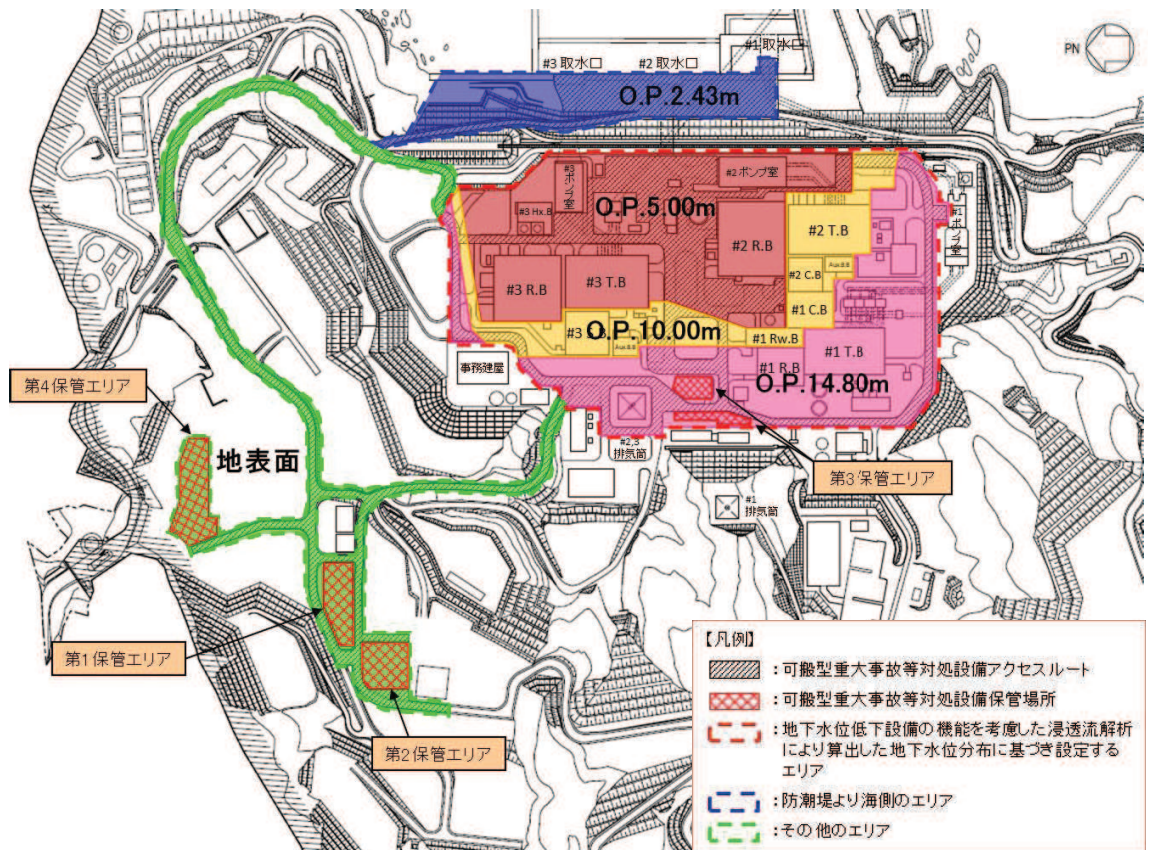


図9.2.2-4 設計用地下水位の設定

9.2.3 斜面

(1) 斜面 B

斜面 B における予測解析結果（最大水位分布を包絡）を図 9.2.3-1 に示す。これは、三次元浸透流解析結果から、斜面安定性評価を行う断面位置における解析水位をプロットしたものである。

斜面 B の安定性評価においては、予測解析により得られた地下水位分布を、設計用地下水位として設定する。

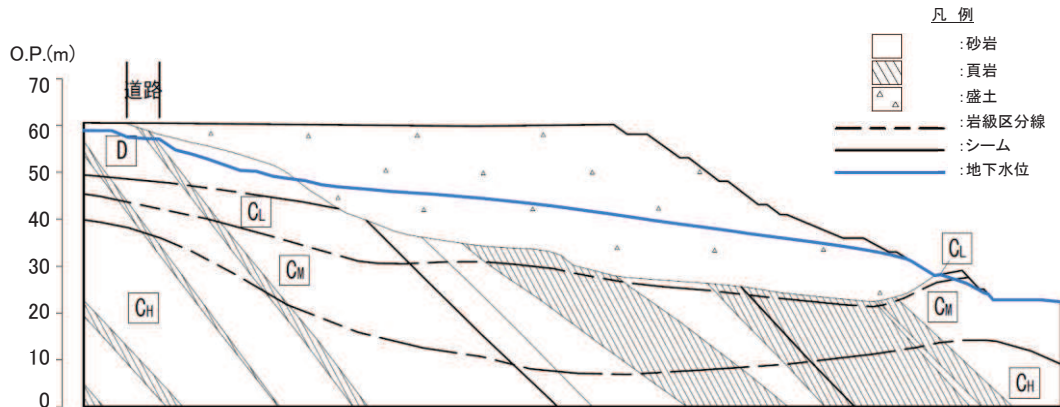


図 9.2.3-1 斜面 B の設計用地下水位

(2) 斜面 F

斜面 F における予測解析結果（最大水位分布を包絡）を図 9.2.3-2 に示す。

斜面 F の安定性評価においては、予測解析より得られた地下水位分布を、設計用地下水位として設定する。

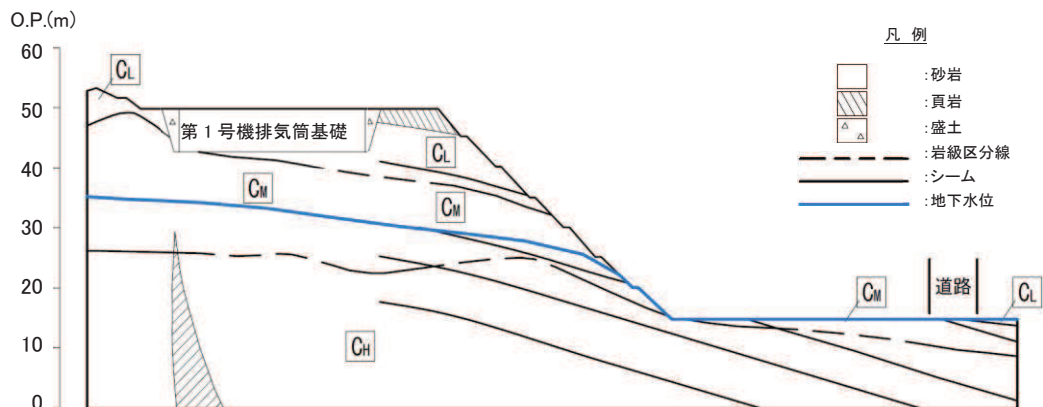


図 9.2.3-2 斜面 F の設計用地下水位

9.3 斜面の設計用地下水位の保守性に係る検証

斜面 B, F いずれも解析に用いる透水係数と降雨条件において保守性を考慮した設定としている（斜面 F は二次元解析の適用による保守性も考慮）。

透水係数と降雨条件は斜面 B, F いずれも同様の設定としていることから、斜面 B を例に、保守性に係る補足説明を行う。

9.3.1 解析水位の保守性（平常時水位との比較）

斜面 B の設計用地下水位における予測解析は、解析水位を保守的に設定するために、水位が高めに算出されるような解析条件設定しており、透水係数及び降雨条件において保守性を考慮している。

表 9.3.1-1 に示す解析ケース①～③のアウトプットを重ねて表示したものを図 9.3.1-1 に示す。

解析水位は①<②<③の順に高くなることから、予測解析により得られた解析水位は、解析条件（透水係数及び降雨条件）の設定により保守性が確保されることを確認した。

表 9.3.1-1 解析水位の保守性を確認する解析条件設定

解析ケース	保守性を考慮する要素		備考
	(A) 透水係数	(B) 降雨条件	
①	平均値	年平均相当	平常時の状態
②	岩盤 I を -1σ	年平均相当	
③	岩盤 I を -1σ	豪雨条件	設計用地下水位

（■：平常時の状態（①）に対し保守的な解析条件）

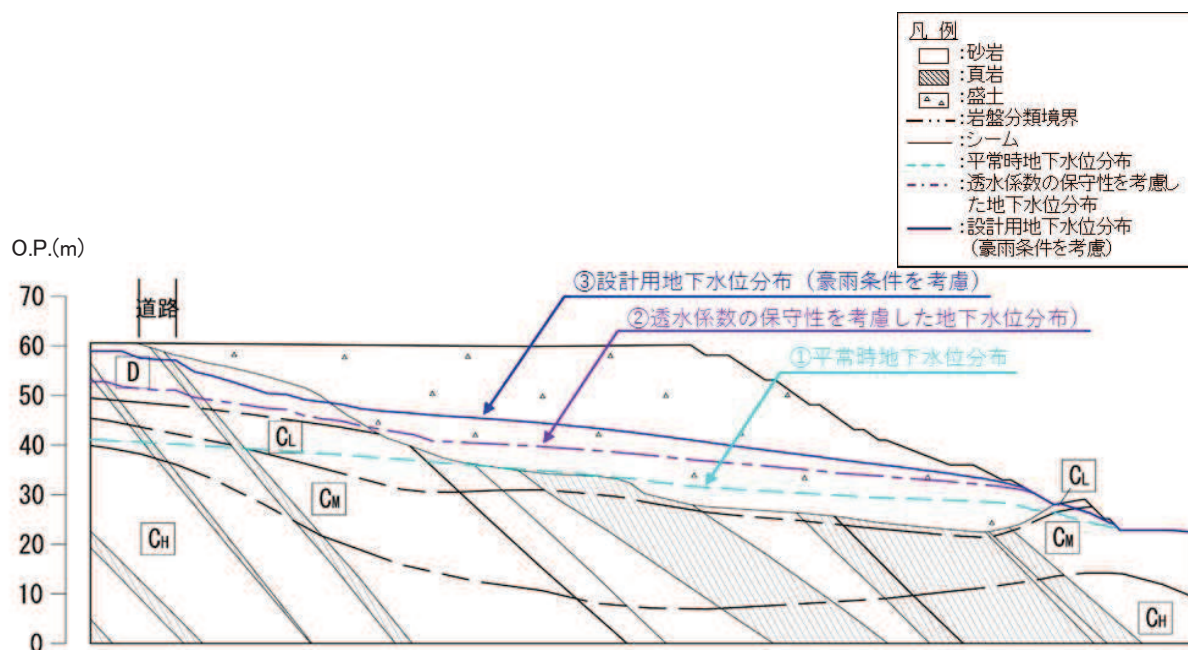


図 9.3.1-1 斜面 B における解析水位

9.3.2 降雨に対する余裕

(1) はじめに

降雨条件の不確実性も踏まえ、設計上考慮している降雨を超える仮想的な豪雨条件における解析水位を非定常解析により評価し、設計用地下水位との比較を行う。

仮想の豪雨条件は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」における「⑥ 仮想豪雨評価モデル」を踏襲し、72時間降雨量として450mm（150mm/日×3日）とする。これは超過確率年400年に相当し、国土交通省河川砂防技術基準（平成30年3月）における、一級河川の主要区間での砂防計画における対象降雨の降雨量の超過確率年（200年以上）と比べても余裕のある設定である。

(2) 解析条件

仮想の豪雨条件による非定常解析の条件を以下に示す。なお、降雨条件（仮想豪雨）及び透水係数以外の解析条件については、設計用地下水位の設定における予測解析に用いる斜面Bモデルと同一とする。

a. 降雨条件

初期条件として日平均降水量（3.48mm/日）を定常的に与え続けた後、仮想豪雨をモデル全体に一律に与える。

仮想豪雨は、豪雨イベント当たりの総雨量が地下水位に影響するとの考え方のもと、設計基準降水量（91mm/h）を観測した2014年9月11日の日降水量158.5mm/日と同程度の雨が3日間継続することを仮定し、72時間降雨量として450mm（150mm/日×3日）とした。入力する仮想降雨の条件を表9.3.2-1に示す。

表 9.3.2-1 仮想豪雨条件

分類	降雨量	備考
初期条件 (定常降雨)	3.48mm/日	観測降雨（1981-2010年）の日平均*1
降雨入力時 (仮想豪雨)	150mm/日×3日 (総降水量450mm) *2	再現確率：約400年相当 (石巻特別地域気象観測所：統計期間1950年-2019年)

注記*1：気象庁観測値を使用。

*2：設計基準降水量（91mm/h）を観測した2014年9月11日を含む72時間降水量は158.5mm。2011年9月21日を含む72時間降水量は306.5mm。72時間降水量としての最大値は306.5mm（2011年9月21日～23日）であり、仮想豪雨の総降水量はいずれも包絡する（いずれも石巻特別地域気観測所による既往の観測記録）。

b. 透水係数

仮想豪雨を入力した場合における実態に即した地下水位分布を把握するため、透水係数は全て平均値とする。

(3) 解析結果

仮想の豪雨条件を付与した場合の解析水位は、設計用地下水位を下回ることを確認した(図 9.3.2-1)。

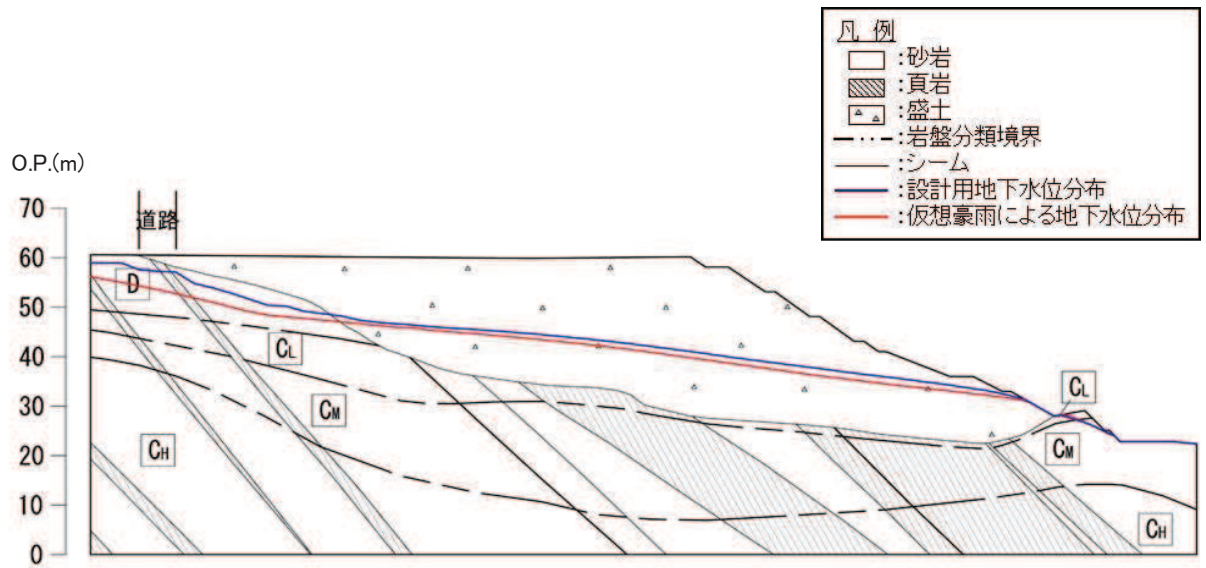


図 9.3.2-1 設計用地下水位の仮想豪雨に対する保守性

9.3.3 盛土の透水係数のばらつきによる影響

(1) はじめに

斜面の設計用地下水位の設定においては、岩盤 I の透水係数を平均値 -1σ とすることで保守性を確保している。これは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」における「①水位評価モデル」の設定を踏襲したものであるが、斜面 B は盛土斜面であることを踏まえて、盛土の透水係数のばらつきによる影響を確認した（旧表土は分布していない）。

(2) 解析条件

透水係数の設定は、盛土の透水係数のばらつきによる影響を確認するため、盛土の透水係数を平均値 -1σ とし、その他の地盤については平均値とする。なお、その他の解析条件は、設計用地下水位の設定における予測解析に用いる斜面 B モデルと同一とする。

(3) 解析結果

盛土の透水係数のばらつき（平均値 -1σ ）を考慮した場合の解析水位は、設計用地下水位（岩盤 I の透水係数を平均値 -1σ ）を下回ることを確認した（図 9.3.3-1）。

これは、表層部を構成する盛土の透水係数が小さくなったことによって地中への浸透水量が減ったことによるものと考えられる。

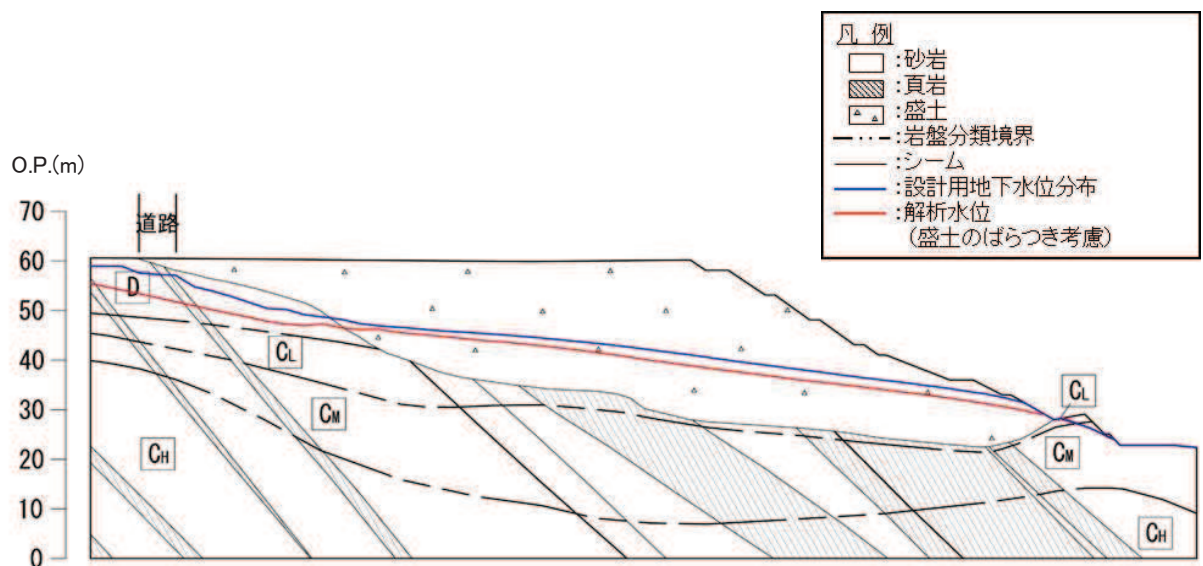


図 9.3.3-1 設計用地下水位の盛土のばらつきに対する保守性

10. 屋外アクセスルート仮復旧時間の評価について

10.1 段差発生箇所の仮復旧時間の評価

(1) 仮復旧時間の評価箇所

屋外アクセスルートのうち、段差発生により車両の通行に必要な幅員が確保できない可能性のある箇所は図 10.1-1 のとおりであり、この箇所の段差解消作業に要する時間を評価する。

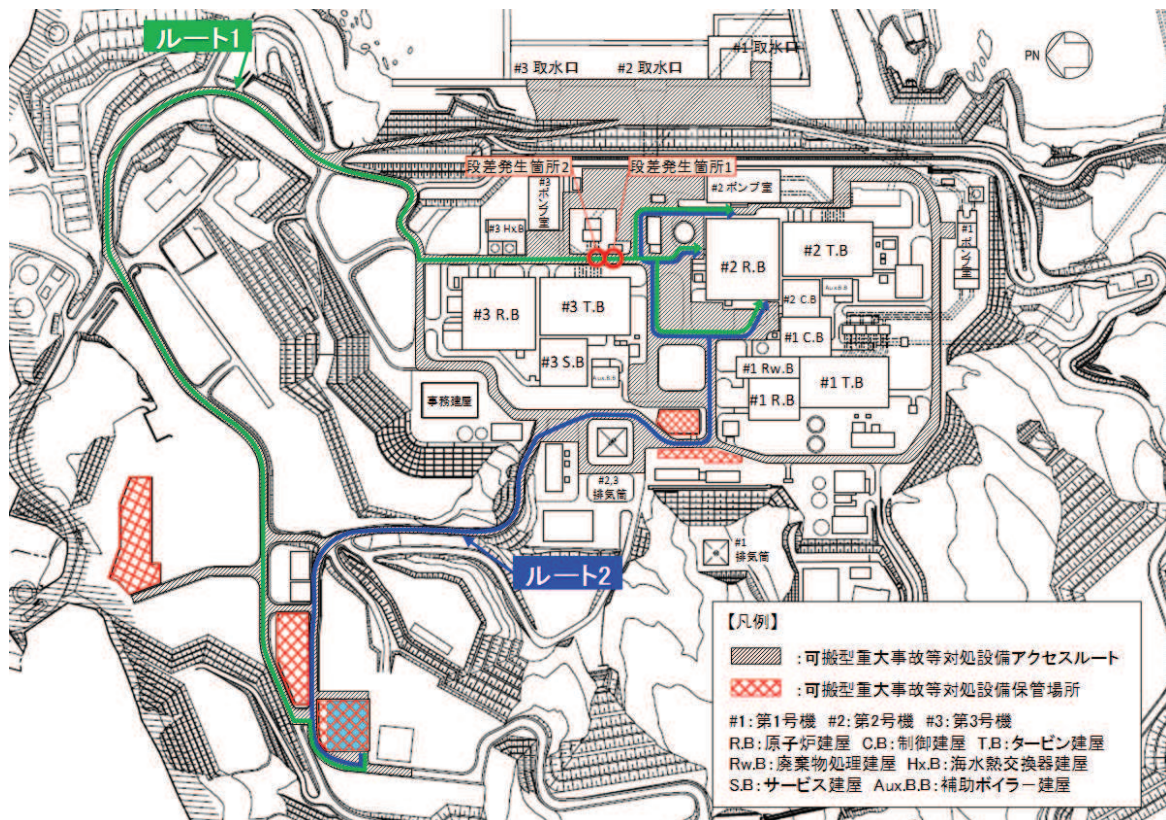


図 10.1-1 段差想定箇所の位置

(2) 仮復旧の方法

地震時に発生する段差としては、不等沈下による段差及び地下構造物損壊による段差が想定されるが、仮復旧時間の評価においては、より長い作業時間を必要とする地下構造物損壊による段差を評価対象とする。

仮復旧作業としては、図 10.1-2 のとおり、ブルドーザを使用して、20m 離れた場所に配備している砕石を運搬、段差発生箇所に投入、埋戻し、転圧することにより段差を解消するものとする。仮復旧の幅員は、対象車両（原子炉補機代替冷却水系熱交換器ユニット）の通行性を考慮し、幅員 3.7m 以上とする。

なお、仮復旧用の砕石は、想定される自然現象によって砕石自体が他の施設に影響を与えないことを確認の上、配備する。また、砕石による段差の仮復旧作業は、想定される自然現象によって影響を受けるものではない。

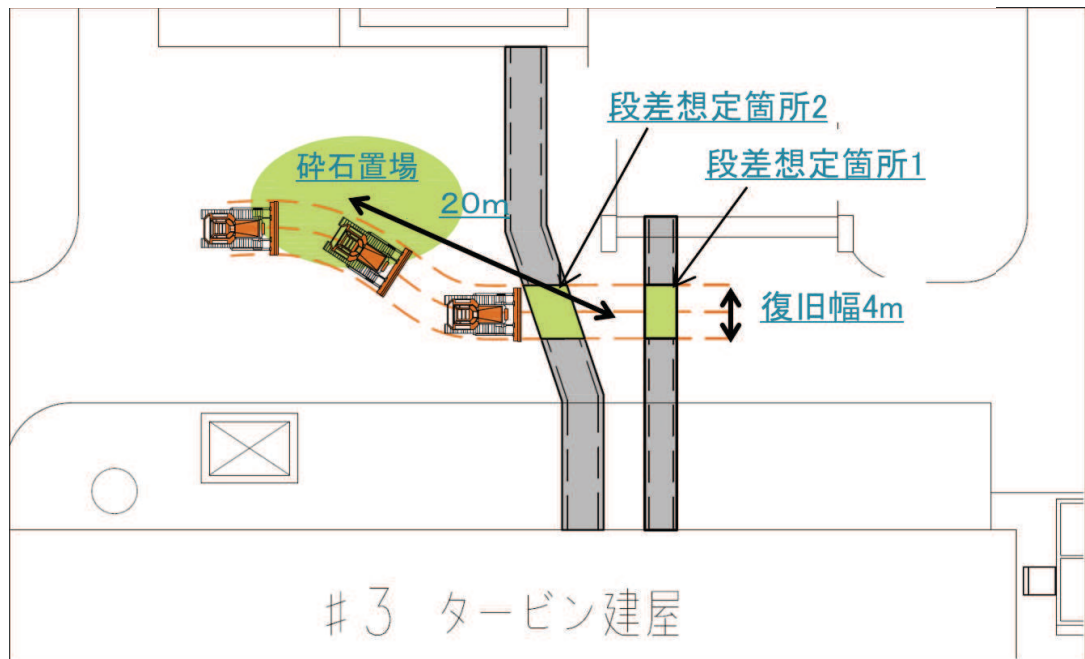


図 10.1-2 仮復旧の方法

(3) 仮復旧時間の評価

段差解消に必要な碎石の量は、図 10.1-3 のとおり、損壊を想定する地下構造物の内空容積に相当するため、以下のとおりとする。

$$\text{段差想定箇所 1 : } V_1 = \text{内空 (1.8m} \times \text{2.0m)} \times (\text{復旧幅 4m} + \text{余裕幅 1m}) = 18.0\text{m}^3$$

$$\text{段差想定箇所 2 : } V_2 = \text{内空 (2.3m} \times \text{2.6m)} \times (\text{復旧幅 4m} + \text{余裕幅 1m}) = 29.9\text{m}^3$$

$$\text{合計 } V = V_1 + V_2 = 47.9\text{m}^3$$

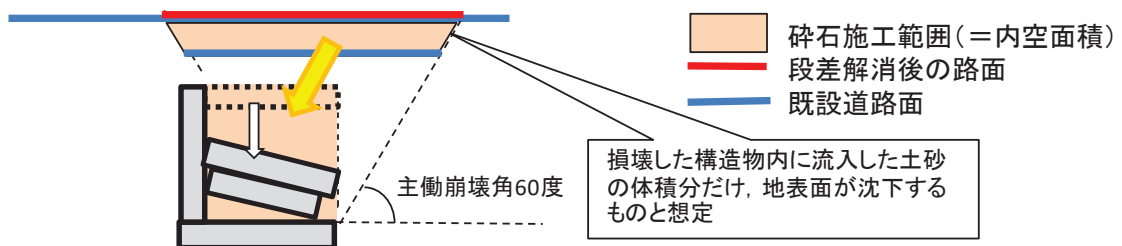


図 10.1-3 地下構造物損壊による段差発生のお考え方

また、道路土工施工指針に基づくブルドーザの運搬・埋戻し・転圧の作業能力は、以下のとおり。

$$Q = \frac{60 \times q \times f \times E}{Cm} = 53 \text{ [m}^3/\text{h]}$$

ここに、 q : 1 サイクルの運搬埋め戻し量 [m³/h] $q = q_0 \times \rho$
 $q_0 = 5.2$: ブレード容量 [m³]
 $\rho = 0.96$: 運搬距離・勾配に関する係数 (20m, 平坦)
 $f = 0.83$: 土量換算係数
 $E = 0.3$: 作業効率 (道路土工施工指針記載の最低値)
 Cm : サイクルタイム $Cm = \frac{L}{v_1} + \frac{L}{v_2} + T_g = 1.4$ [分]
 $L = 20$: 平均運搬距離 [m]
 $v_1 = 27$: 前進速度 [m/分] (1 速前進 3.3km/h の半分)
 $v_2 = 36$: 後退速度 [m/分] (1 速後退 4.4km/h の半分)
 $T_g = 0.1$: ギア入れ替え時間 [分]

以上より、段差想定箇所 1 及び段差想定箇所 2 の段差解消に係る作業時間は、
 $V/Q = 47.9\text{m}^3 \div 53\text{m}^3/\text{h} = 54$ 分
よって、段差解消作業時間を 70 分と評価する。

10.2 がれき発生箇所の仮復旧時間の評価

10.2.1 仮復旧時間の評価箇所

周辺構造物の損壊による影響範囲についてがれき撤去を行うものと仮定して仮復旧時間を評価する。

10.2.2 仮復旧の方法

仮復旧作業としては、ブルドーザを使用して、屋外アクセスルート上のがれきを道路脇に撤去することにより、大型緊急車両の通行に必要な幅員を確保するものとする。仮復旧の幅員は、対象車両 (原子炉補機代替冷却水系熱交換器ユニット) の通行性を考慮し、幅員 3.7m 以上とする。

また、ブルドーザによるがれき撤去ができるようカッターを装着したバックホウによりがれきの分解を行う。

がれき撤去を行う場合は先に作業のあるバックホウを先頭に、ブルドーザも同時に出動させる。がれき撤去箇所付近の屋外アクセスルートは幅員が約 8m 程度あることから重機の入替えはその場で行うことが可能である。作業順序は以下に示す。

屋外アクセスルート仮復旧前における復旧ルート判断 (バックホウの出動要否) やがれき撤去作業時におけるブルドーザとバックホウの使い分け (第 3 号機開閉所引留鉄構と第 3 号機給排水処理建屋の被害が近接し、ブルドーザでがれき撤去せずにバックホウで撤去する場合。) については、屋外アクセスルート仮復旧時間に「ルート確認・判断」時間として 40 分を見込んでいるため、その中で判断する。

なお、第3号機開閉所引留鉄構及び第3号機給排水処理建屋の被害が重畳する可能性があることから、その作業順序及び仮復旧時間については「10.2.4 被害が重畳した場合の仮復旧時間評価」に示す。

- ① バックホウを先頭にバックホウ及びブルドーザががれき撤去場所まで移動
- ② バックホウにより第3号機開閉所引留鉄構の電線を切断
- ③ バックホウにより第3号機開閉所引留鉄構を分解（部材の切断）
- ④ ブルドーザにより第3号機開閉所引留鉄構のがれきを撤去
- ⑤ バックホウにより第3号機給排水処理建屋の屋根を切断，撤去
- ⑥ バックホウにより第3号機給排水処理建屋の構造材（柱・梁）を切断，撤去
- ⑦ バックホウにより第3号機給排水処理建屋の屋根を切断，撤去
- ⑧ バックホウにより第3号機給排水処理建屋の構造材（柱・梁）を切断
- ⑨ ブルドーザにより第3号機給排水処理建屋のがれきを撤去

10.2.3 仮復旧時間の評価

(1) 被害想定と屋外アクセスルート確保方針

地震による周辺構造物の損壊が発生した場合の被害想定と対応方針を表 10.2.3-1 に示す。

表 10.2.3-1 周辺構造物の損壊が発生した場合の被害想定と対応方針

被害事象	対象設備*	被害想定	撤去方針
周辺構造物の倒壊	第3号機開閉所引留鉄構	倒壊	バックホウによる分解後，ブルドーザによる撤去
			バックホウによる電線の切断
	第3号機給排水処理建屋	建屋損壊	バックホウによる分解後，ブルドーザによる撤去

注記*：屋外アクセスルート確保時のがれき撤去が必要となる構造物は添付書類「VI-1-1-6-別添1 可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート」表 3.3.1-1 に示す。

(2) 第3号機開閉所引留鉄構損壊に係る仮復旧時間評価

a. 第3号機開閉所引留鉄構損壊に係る被害想定

第3号機開閉所引留鉄構が損壊するものとして表 10.2.3-2 のとおり被害を想定する。

表 10.2.3-2 第3号機開閉所引留鉄構の被害想定及び対応方針

No.	損傷モード	屋外アクセスルートへの影響	対応方針
1	がいしの脱落	脱落したがいしによるがれき発生 (引留鉄構が倒壊した場合)	ブルドーザによるがれき撤去
2	電線の切断	垂れ下がりによる通行障害	バックホウによる電線の切断
3	電線の影響	架線状態での通行障害	バックホウによる電線の切断
4	電線の通電状態の維持	— (通電状態での切断による災害発生のおそれ)	遮断器の開放
5	梁部のせん断, 曲げ, 座屈	梁部が損傷しても屋外アクセスルートに影響はない	なし
6	柱部のせん断, 曲げ, 座屈 (根元以外)	根元以外の部分で柱部が損傷しても屋外アクセスルートに影響はない	なし
7	柱部のせん断, 曲げ, 座屈 (根元部)	屋外アクセスルート側に倒壊した場合, 引留鉄構が屋外アクセスルートに干渉する。	バックホウによる引留鉄構の分解
			ブルドーザによる撤去

表 10.2.3-2 における被害想定のうち No.1~4 については複合的に起こり得るものとし, 被害想定 No.5~7 と同時に発生し, それぞれに対して対応する時間を評価する。

- ・ 影響範囲は, 引留鉄構設置位置から高さ分を影響範囲に設定。(図 10.2.3-3 参照)
- ・ がれきは引留鉄構の一部であるが, がれき重量は構造物の全体重量 (15.5t) とする。
- ・ 損傷モード No.4 電線の通電状態の維持については初動の屋外アクセスルート確認時に引留鉄構の損壊が確認された場合は, 速やかに発電所対策本部へ連絡し, 送電線の遮断器を開放することから屋外アクセスルートの仮復旧対応時間へ影響を与えない。

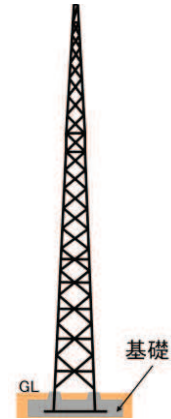
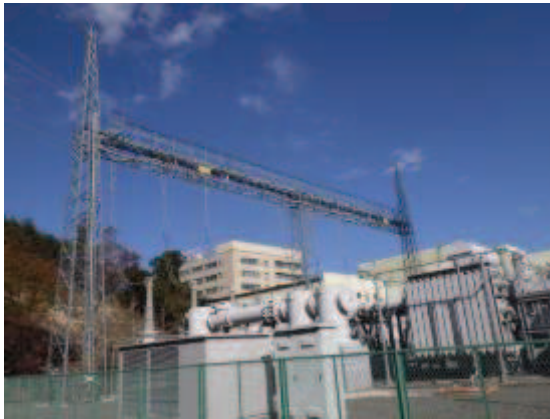


図 10.2.3-1 第 3 号機開閉所引留鉄構全景及び側面図

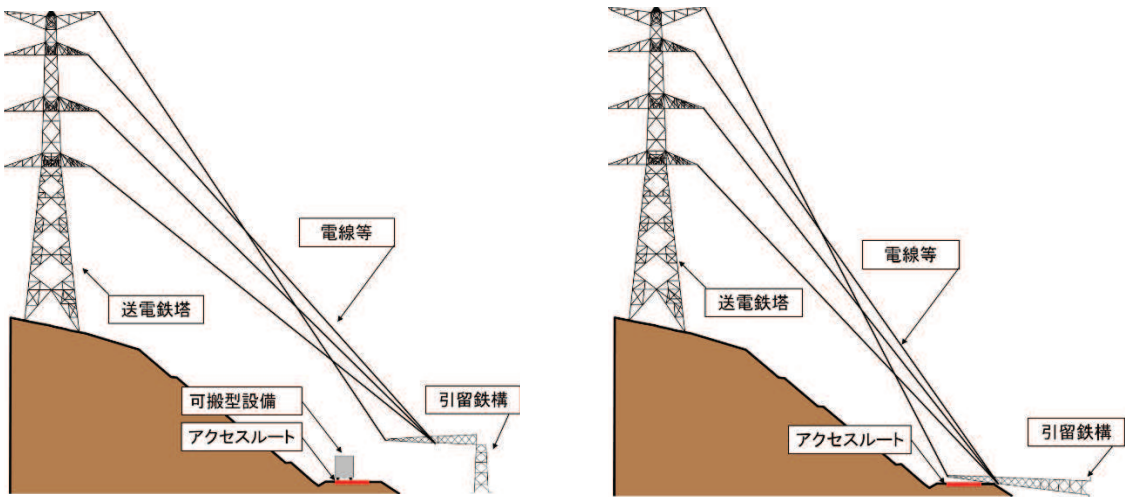


図 10.2.3-2 第 3 号機開閉所引留鉄構変形時の状況 (例)

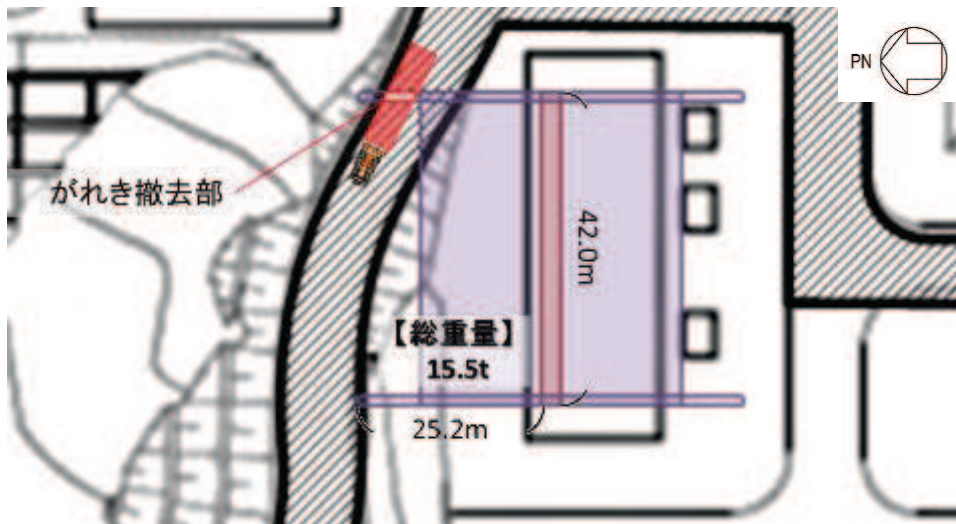


図 10.2.3-3 第 3 号機開閉所引留鉄構がれき想定

b. 仮復旧時間評価条件の設定

(a) 電線切断の仮復旧評価条件

- ・ 電線等の架線状況を図 10.2.3-4 に架線されている電線を表 10.2.3-3 に示す。
- ・ 電線等は図 10.2.3-5 に示すカッターを装着したバックホウですべて切断するものとして、その時間を評価する。
- ・ 電線の切断に要する時間は実証試験結果から 1 本当たり 1 分とし、作業の不確実性を考慮してさらに 1.5 倍する。
- ・ 切断作業は作業員が 1 本ずつ切断する。
- ・ また、バックホウは 8m 以上の作業が可能であり、可搬型設備は最大でも高さ 3.8m であるため通行に支障がある電線の切断は可能である。
- ・ なお、切断作業時はできるだけ電線から離れて作業するとともに、運転席にガードされることから電線切断時の作業員の安全性は確保できる。



図 10.2.3-4 第 3 号機開閉所引留鉄構の架線状況

表 10.2.3-3 架線されている電線

種類	本数	サイズ
送電線	12 (6 本×2 回線)	最大 810mm ² (直径約 3.2cm)
架空地線	2	

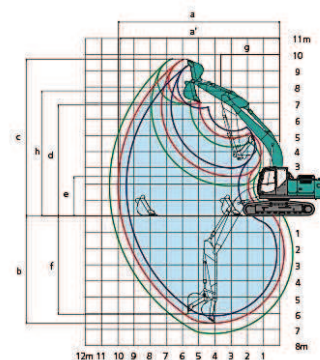


図 10.2.3-5 バックホウに装着するカッター及び作動範囲

(b) 引留鉄構分解の仮復旧評価条件

引留鉄構が屋外アクセスルートに干渉した場合、ブルドーザによるがれき撤去ができるよう、干渉している部分をバックホウにて切断、分解する。

- ・ 切断箇所は引留鉄構の形状から4箇所とする。(図 10.2.3-6 参照)
- ・ 切断に要する時間は実証試験結果(「11. 屋外アクセスルート仮復旧作業の検証について 11.3.2 電線及び鋼材切断時間」参照)から1箇所当たり1分とし、作業の不確実性を考慮してさらに1.5倍する。
- ・ バックホウは8m以上の作業が可能であり、可搬型重大事故等対処設備は最大でも高さ3.8mであるため通行に支障がある箇所の切断は可能である。

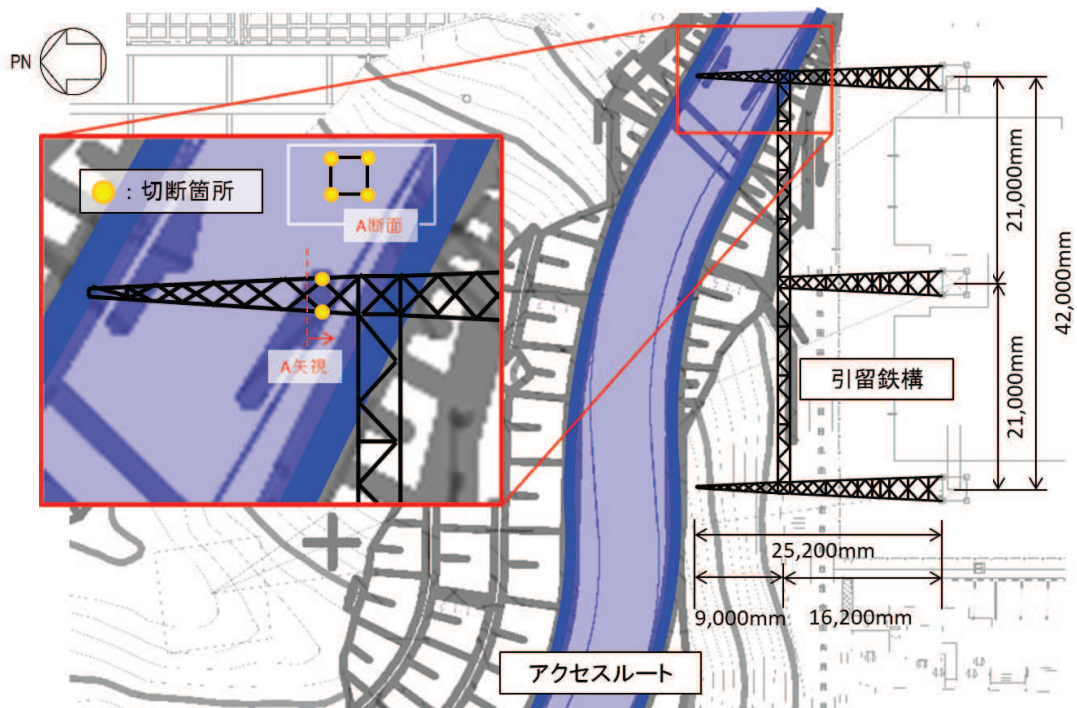


図 10.2.3-6 引留鉄構切断位置

(c) がれき撤去仮復旧時間評価条件

がれき撤去仮復旧時間評価条件については、表 10.2.3-2 のとおり被害想定を模擬した実証試験で得られた結果を用いる。実証試験の詳細については「11. 屋外アクセスルート仮復旧作業の検証について 11.2 がれき撤去作業(ブルドーザ)」に示す。

実証試験結果では一番遅い速度でも0.6km/hでがれきを撤去できることを確認できたが、がれき撤去仮復旧時間評価においてはブルドーザのがれき撤去の作業能力を0.5km/hとする。

c. 仮復旧時間評価結果

(a) 電線切断

$$\begin{aligned} \text{仮復旧時間} &= 1 \text{ 本当たりの電線切断時間} \times \text{電線数} \times \text{不確実性} \\ &= 21 \text{ 分} \end{aligned}$$

1 本当たりの電線切断時間	:	1 分
電線数	:	14 本
不確実性	:	1.5

(b) 引留鉄構分解

$$\begin{aligned} \text{仮復旧時間} &= 1 \text{ 箇所当たりの切断時間} \times \text{切断箇所数} \times \text{不確実性} \\ &= 6 \text{ 分} \end{aligned}$$

1 箇所当たりの切断時間	:	1 分
切断数	:	4 箇所
不確実性	:	1.5

(c) がれき撤去時間

$$\text{仮復旧時間} = \text{区間距離 } 30\text{m} \div \text{作業能力 } 0.5\text{km/h} = 3 \text{ 分 } 36 \text{ 秒}$$

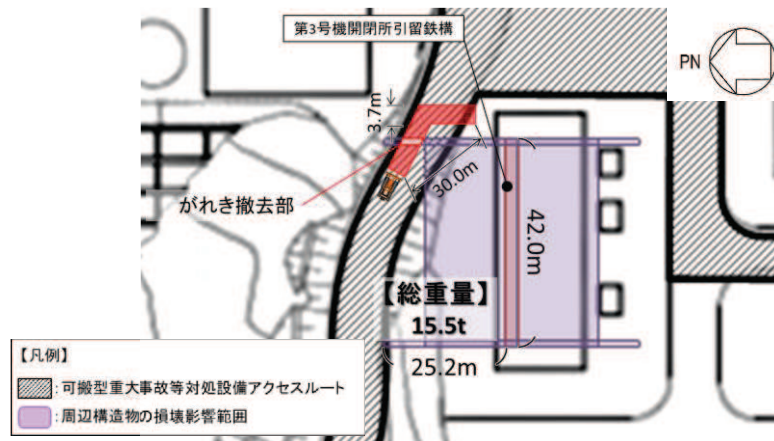


図 10.2.3-7 がれき撤去作業区間

屋外アクセスルート仮復旧時間（がれき撤去）に用いる時間はさらに余裕を見て 10 分とする。

以上から第 3 号機開閉所引留鉄構損壊に係る仮復旧時間評価を 37 分とする。

(3) 第3号機給排水処理建屋損壊に係る仮復旧時間評価

a. 第3号機給排水処理建屋損壊に係る被害想定

第3号機給排水処理建屋は基準地震動 S_s に対して耐震性を確保できないことから、第3号機給排水処理建屋躯体全体が倒壊することを想定する。

- ・ 影響範囲としては、建屋設置位置から建屋高さ分を影響範囲に設定。(図 10.2.3-8 参照)
- ・ がれき重量としては、建屋の構造材、屋根及び外装材の重量を想定し、外装材については上記の影響範囲に堆積するものとし、単位面積当たり 50kg/m^2 と設定。(第 13 図参照)

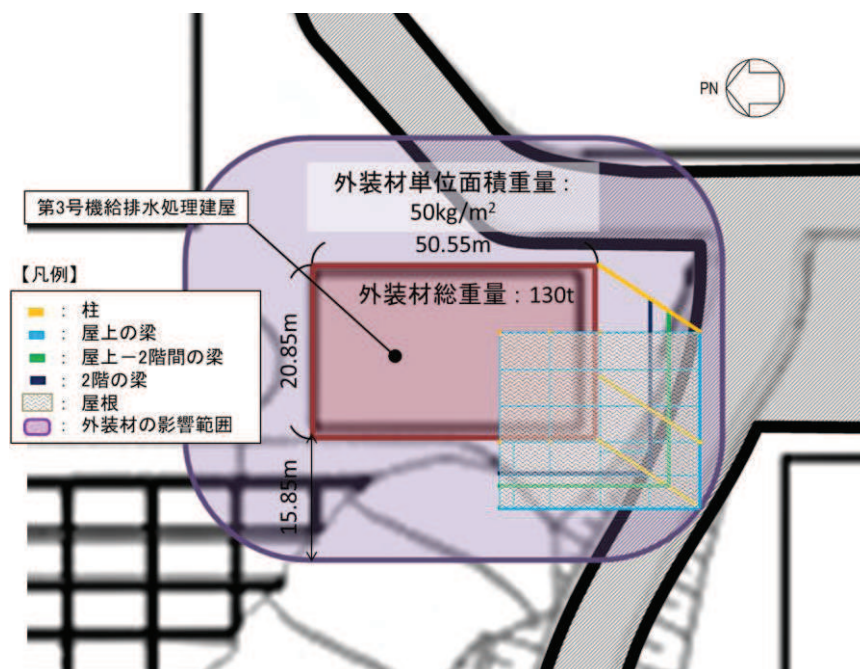


図 10.2.3-8 第3号機給排水処理建屋がれき想定

b. 仮復旧時間評価条件の設定

(a) 第3号機給排水処理建屋分解の仮復旧評価条件

第3号機給排水処理建屋が屋外アクセスルートに干渉した場合、ブルドーザによるがれき撤去ができるよう、干渉している構造材をバックホウにて切断、分解する。

- ・ 構造材を切断するに当たって屋根が干渉することから最初に屋根の撤去を行う。
- ・ 屋根切断後の撤去時間は実証試験結果(「11. 屋外アクセスルート仮復旧作業の検証について 11.3.4 がれき撤去時間」参照)から5分とする。
- ・ 屋根はバックホウにて切断することとし、切断に要する時間はバックホウに装着するカッターの性能から1分/1mとする。
- ・ 構造材の切断箇所は建屋の損壊の形状及びバックホウの作業性から7箇所とする。(図 10.2.3-9～図 10.2.3-12 参照)
- ・ 構造材切断後の撤去時間は実証試験結果(「11. 屋外アクセスルート仮復旧作業の検証について 11.3.4 がれき撤去時間」参照)から5分とする。

- ・ 構造材の切断に要する時間は実証試験結果（「11. 屋外アクセスルート仮復旧作業の検証について 11.3.3 建屋構造材切断時間」参照）から、1箇所当たり9分とする。

【第3号機給排水処理建屋の屋根仕様】

耐候性被覆鋼板（0.8mm）

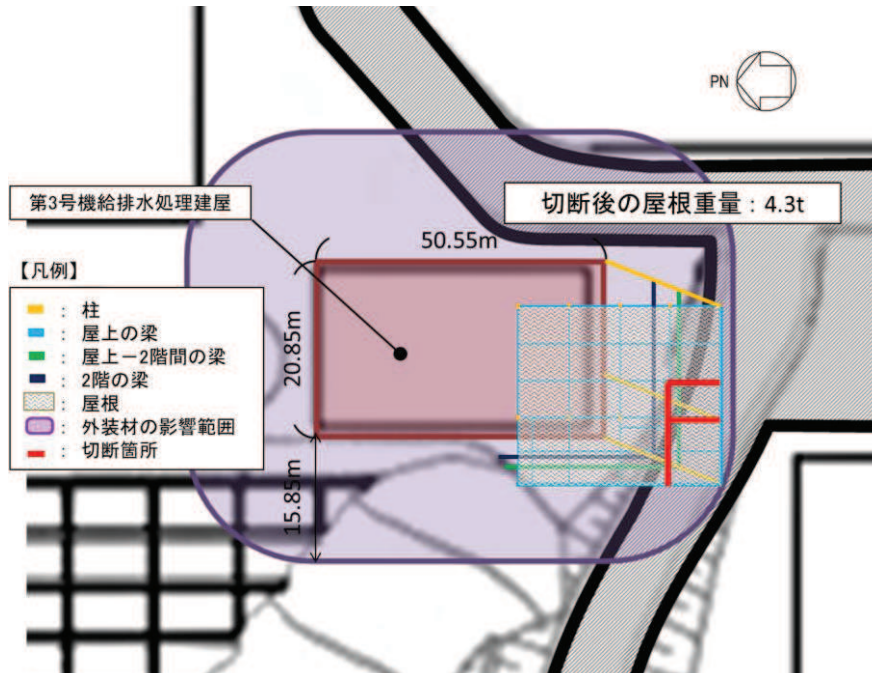


図 10.2.3-9 第3号機給排水処理建屋屋根切断位置

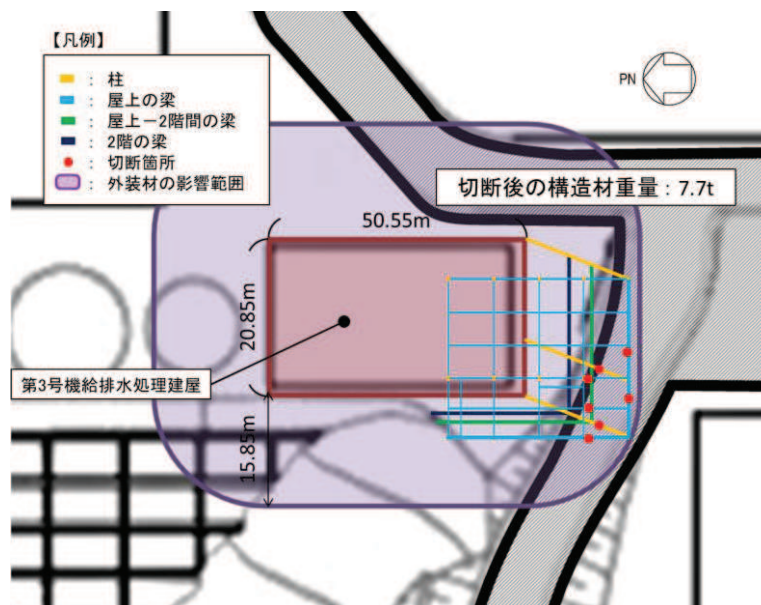


図 10.2.3-10 第3号機給排水処理建屋構造材切断位置

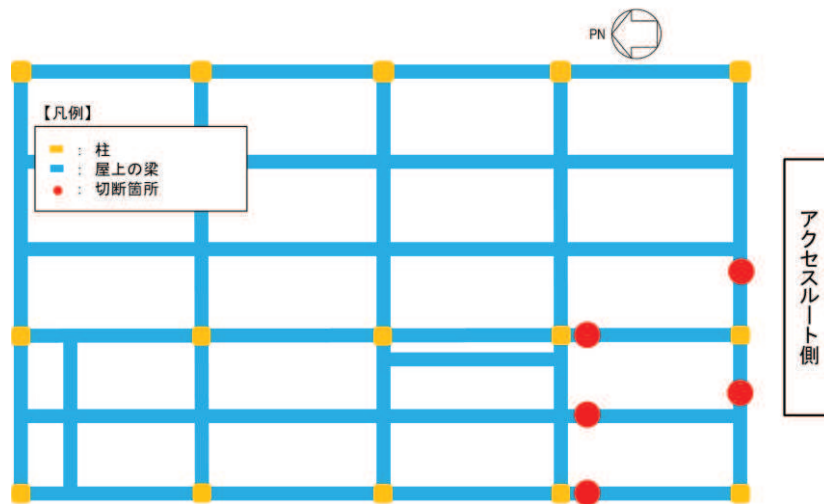


図 10.2.3-11 第3号機給排水処理建屋構造材切断位置（屋上平面図）

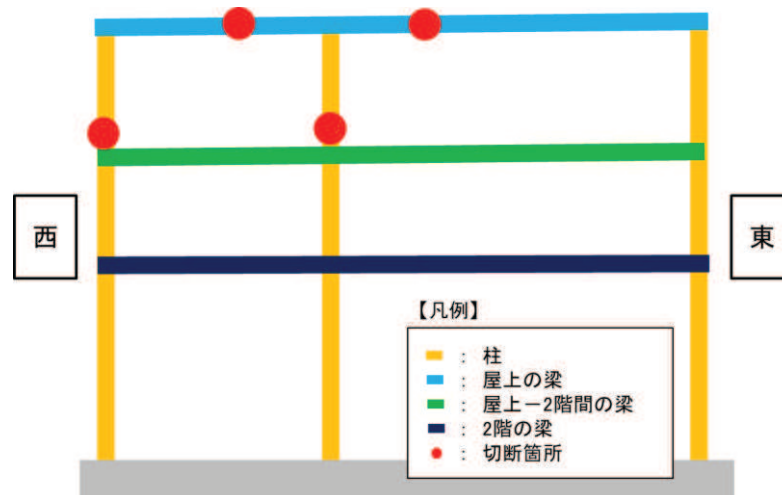


図 10.2.3-12 第3号機給排水処理建屋構造材切断位置（南立面図）

(b) がれき撤去仮復旧時間評価条件

がれき撤去仮復旧時間評価条件については、表 10.2.3-2 のとおり被害想定を模擬した実証試験で得られた結果を用いる。実証試験の詳細については「11. 屋外アクセスルート仮復旧作業の検証について 11.2 がれき撤去作業（ブルドーザ）」に示す。

実証試験結果では一番遅い速度でも 0.6km/h でがれきを撤去できることを確認できたが、がれき撤去仮復旧時間評価においてはブルドーザのがれき撤去の作業能力を 0.5km/h とする。

c. 仮復旧時間評価結果

(a) 第3号機給排水処理建屋分解

イ. 屋根切断，撤去時間

$$\begin{aligned} \text{仮復旧時間} &= \text{切断長さ} \div \text{1回当たりの切断長さ} \times \text{1回当たりの切断時間} \\ &\quad + \text{撤去時間} \\ &= 30 \text{分} + 10 \text{分} \\ &= 40 \text{分} \end{aligned}$$

切断長さ	: 30m
1回当たりの切断長さ	: 0.5m
1回当たりの切断時間	: 0.5分
屋根の撤去時間	: 10分 (5分×2回)

ロ. 構造材切断，撤去時間

$$\begin{aligned} \text{仮復旧時間} &= \text{1箇所当たりの切断時間} \times \text{切断箇所数} + \text{撤去時間} \\ &= 63 \text{分} + 5 \text{分} \\ &= 68 \text{分} \end{aligned}$$

1箇所当たりの切断時間	: 9分
切断数	: 7箇所
構造材の撤去時間	: 5分

(b) がれき撤去時間

$$\text{仮復旧時間} = \text{区間距離 } 30\text{m} \div \text{作業能力 } 0.5\text{km/h} = 3 \text{分 } 36 \text{秒}$$

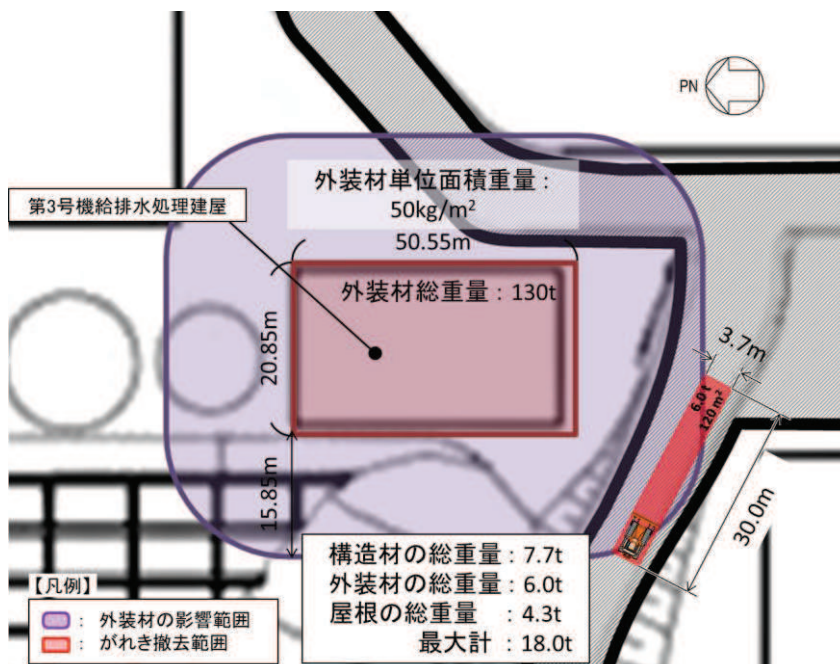


図 10.2.3-13 がれき撤去作業区間

屋外アクセスルート仮復旧時間（がれき撤去）に用いる時間はさらに余裕を見て10分とする。

以上から第3号機給排水処理建屋損壊に係る仮復旧時間評価を118分とする。

(4) がれき発生箇所の屋外アクセスルート仮復旧評価結果

がれき発生箇所の仮復旧時間は第3号機開閉所引留鉄構復旧時間と第3号機給排水処理建屋復旧時間を合算した155分とする。

10.2.4 被害が重畳した場合の仮復旧時間評価

(1) 被害想定

第3号機開閉所引留鉄構及び第3号機給排水処理建屋の損壊影響範囲が重畳していることから、図10.2.4-1及び図10.2.4-2のとおり被害が重畳するものとする。また、それぞれの被害想定は前述の「第3号機開閉所引留鉄構損壊に係る被害想定」及び「第3号機給排水処理建屋損壊に係る被害想定」と同様とする。

ただし、第3号機給排水処理建屋の倒壊方向は第3号機開閉所引留鉄構の被害と重畳させる倒壊方向としている。順次、仮復旧する場合の倒壊方向については図10.2.4-3参照。

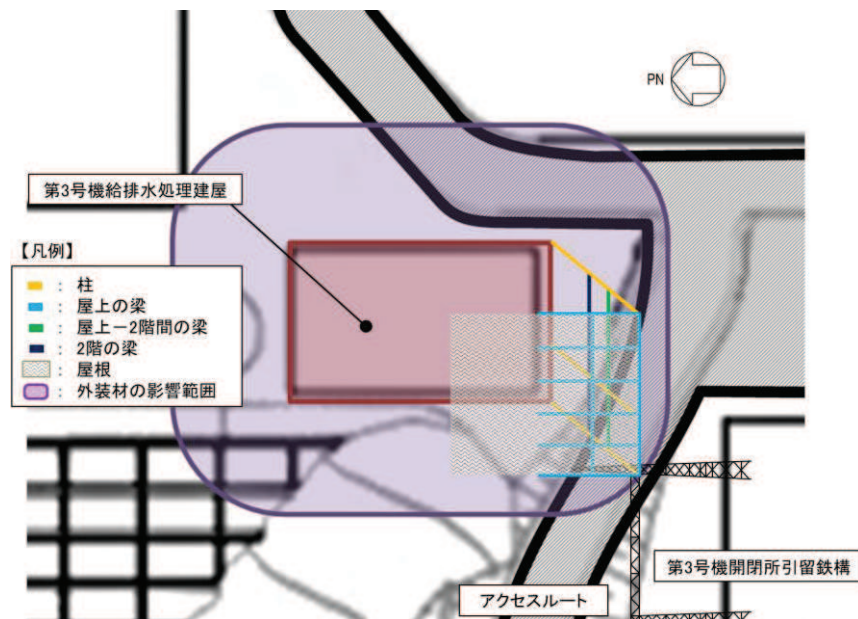


図 10.2.4-1 被害想定（第3号機給排水処理建屋が上の場合）

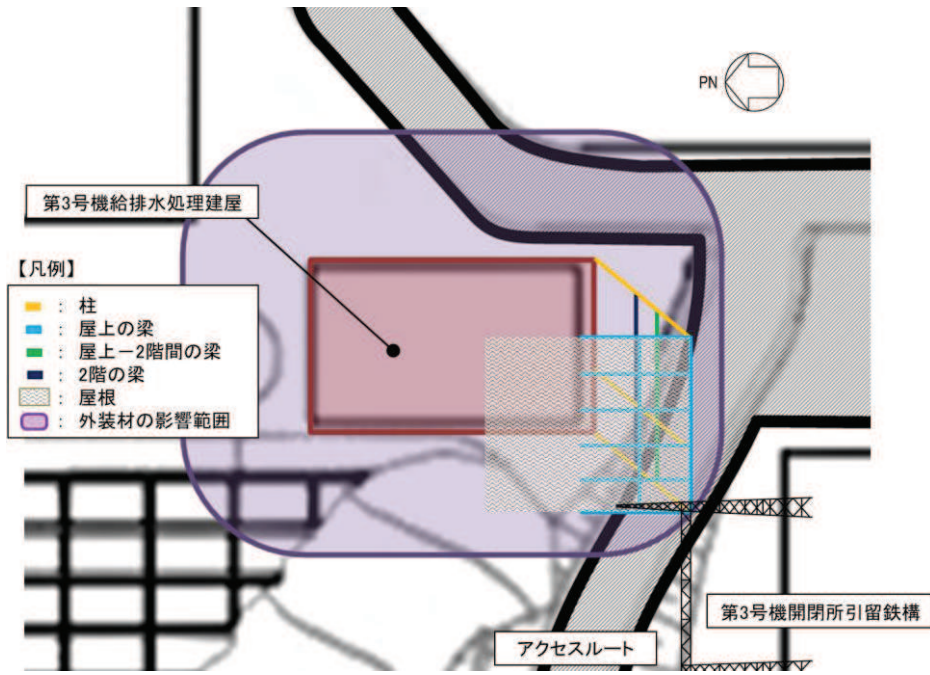


図 10.2.4-2 被害想定（第3号機開閉所引留鉄構が上の場合）

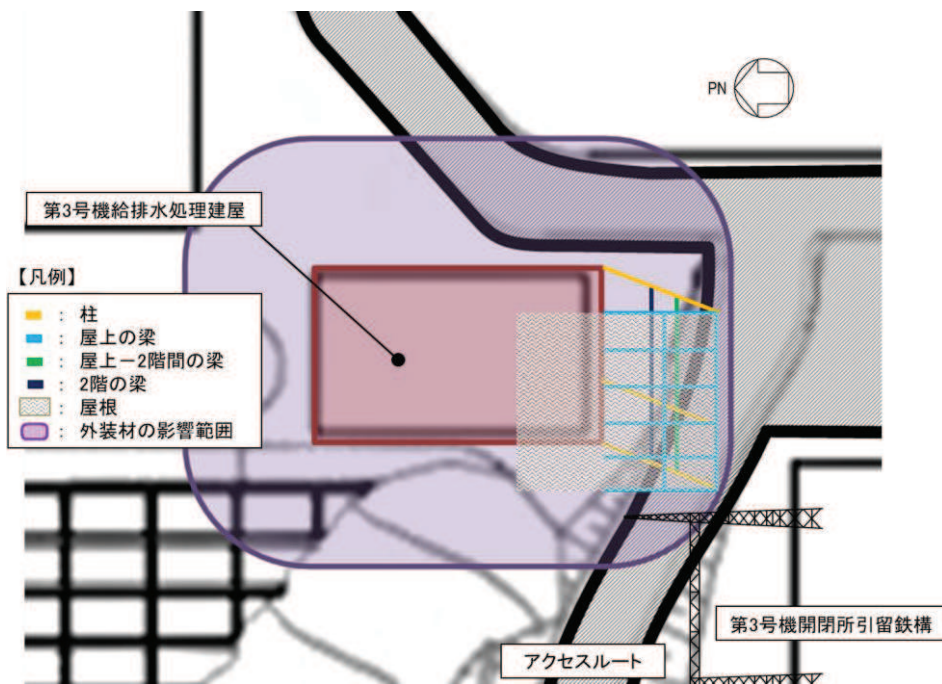


図 10.2.4-3 順次、仮復旧する場合の倒壊方向

(2) 作業手順及び仮復旧時間評価

被害に対する作業手順を整理するとともに、作業にかかる時間評価を行う。なお、作業内容に対する作業時間については前述の仮復旧時間評価条件と同様とする。

a. 第3号機給排水処理建屋が上の場合

(a) 作業手順

① 第3号機開閉所引留鉄構の電線切断

電線数：14本，切断時間：1分/箇所×1.5＝21分

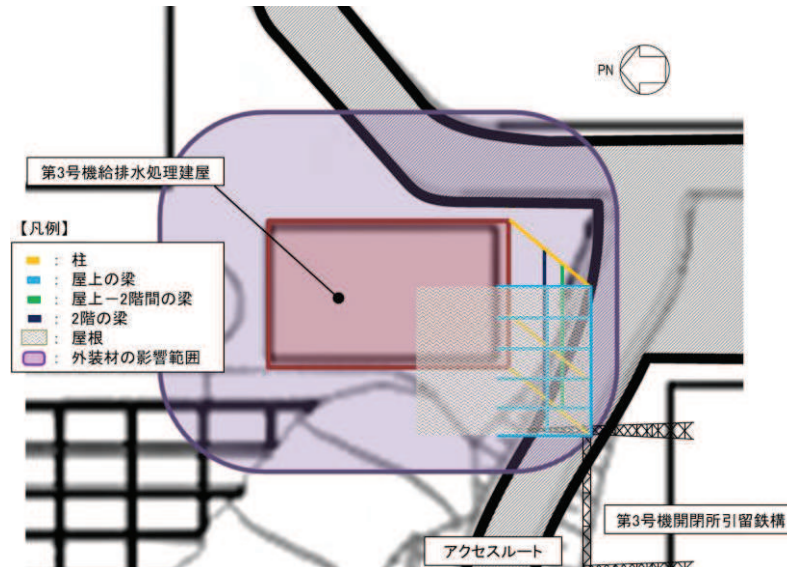


図 10.2.4-4 第3号機開閉所引留鉄構の電線切断

② 第3号機給排水処理建屋の屋根切断及び撤去

切断長さ：16m，切断時間：0.5分/0.5m＝16分

屋根撤去時間：5分

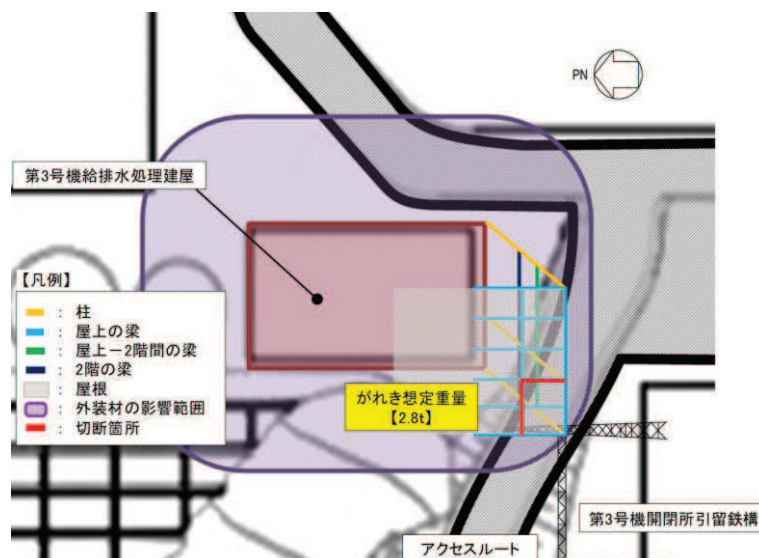


図 10.2.4-5 第3号機給排水処理建屋の屋根切断及び撤去

- ③ 第3号機給排水処理建屋の構造材切断及び撤去
 切断箇所数：4箇所，切断時間：9分/箇所＝36分
 構造材撤去時間：5分

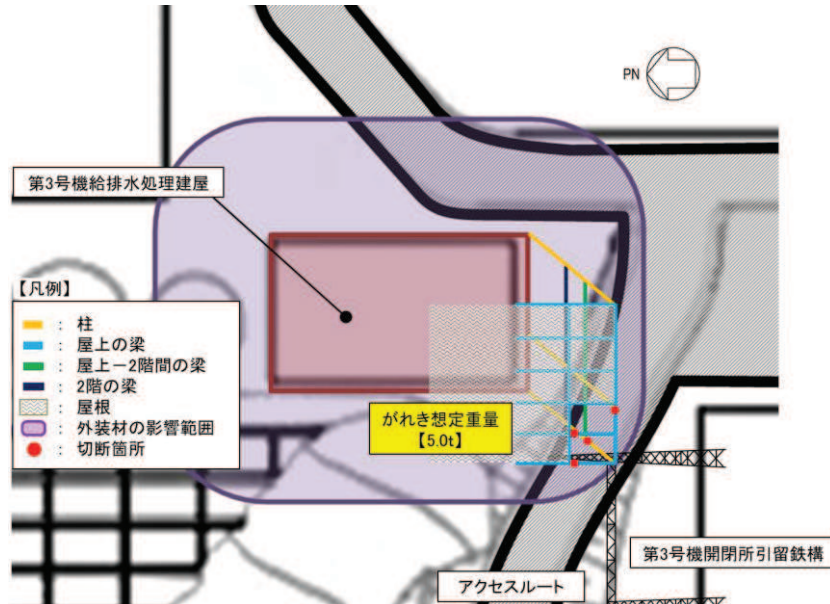


図 10.2.4-6 第3号機給排水処理建屋の構造材切断及び撤去

- ④ 第3号機開閉所引留鉄構の部材切断及び撤去
 切断箇所数：12箇所，切断時間：1分/箇所×1.5＝18分
 部材撤去時間：5分

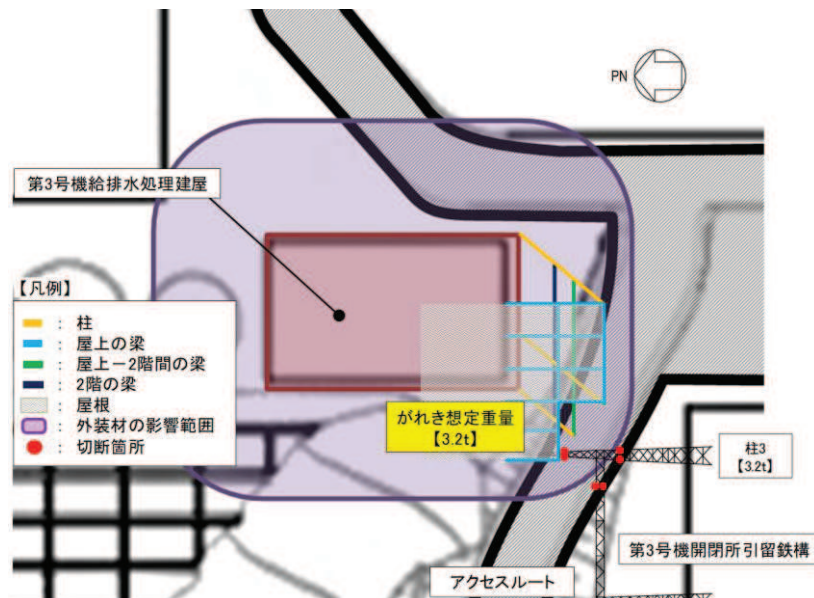


図 10.2.4-7 第3号機開閉所引留鉄構の部材切断及び撤去

- ⑤ 第3号機給排水処理建屋の外装材撤去
 がれき（外装材）撤去時間：10分

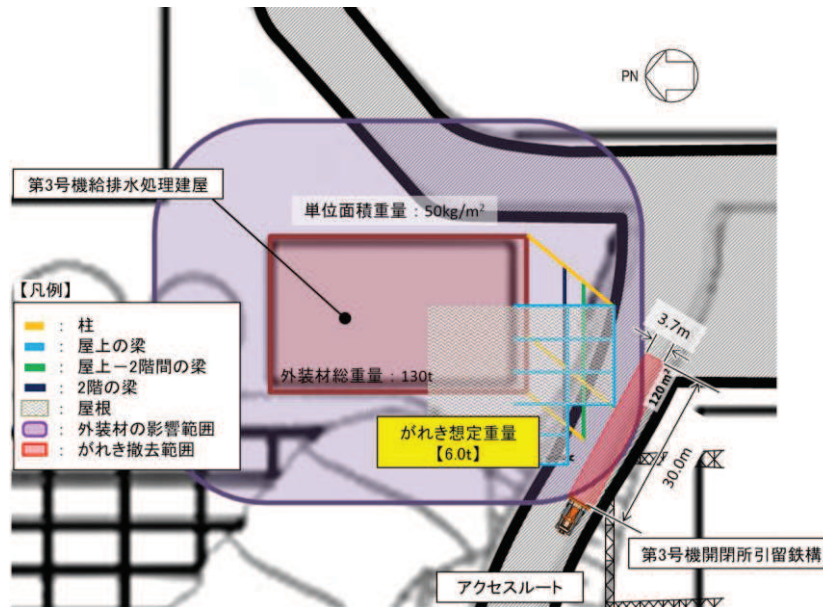


図 10. 2. 4-8 第3号機給排水処理建屋の外装材撤去

(b) 仮復旧時間評価結果

被害が重畳し第3号機給排水処理建屋のがれきが上の場合の仮復旧時間評価結果は表 10. 2. 4-1 のとおり。

表 10. 2. 4-1 第3号機給排水処理建屋のがれきが上の場合のルート2 仮復旧時間評価結果

作業内容		所要時間 [分]	累積時間 [分]
状況確認		15	15
ルート確認・判断		40	55
徒歩移動		15	70
重機移動		5	75
手順①	第3号機開閉所引留鉄構の電線切断	21	96
手順②	第3号機給排水処理建屋の屋根切断	16	112
	第3号機給排水処理建屋の屋根撤去	5	117
手順③	第3号機給排水処理建屋の構造材切断	36	153
	第3号機給排水処理建屋の構造材撤去	5	158
手順④	第3号機開閉所引留鉄構の部材切断	18	176
	第3号機開閉所引留鉄構の部材撤去	5	181
手順⑤	第3号機給排水処理建屋の外装材撤去	10	191

b. 第3号機開閉所引留鉄構が上の場合

(a) 作業手順

① 第3号機開閉所引留鉄構の電線切断

電線数：14本，切断時間：1分/箇所×1.5=21分

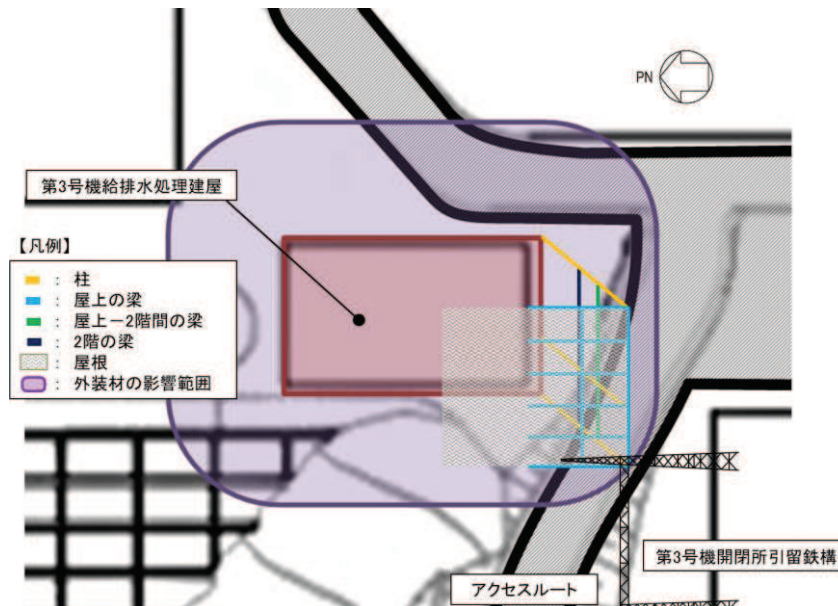


図 10.2.4-9 第3号機開閉所引留鉄構の電線切断

② 第3号機開閉所引留鉄構の部材切断及び撤去

切断箇所数：8箇所，切断時間：1分/箇所×1.5=12分

部材撤去時間：5分

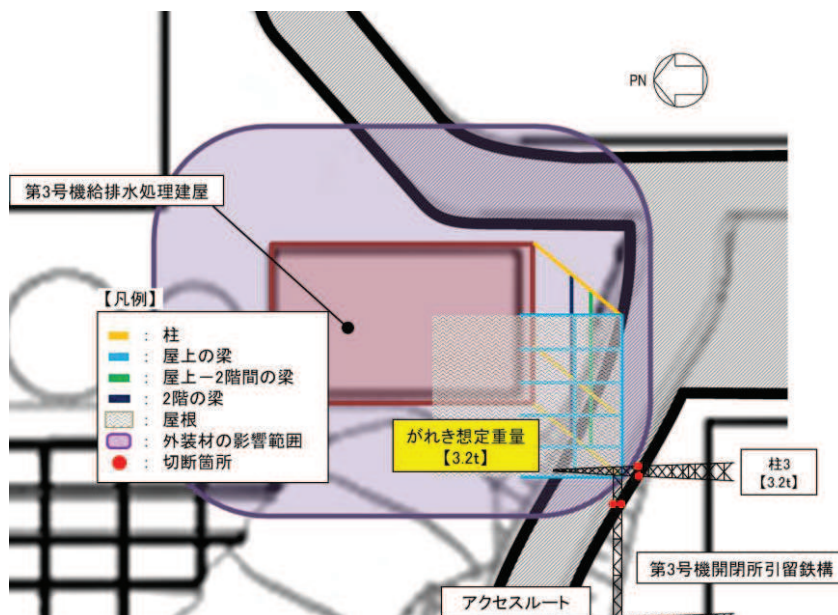


図 10.2.4-10 第3号機開閉所引留鉄構の部材切断及び撤去

- ③ 第3号機給排水処理建屋の屋根切断及び撤去
 切断長さ：16m，切断時間：0.5分/0.5m＝16分
 屋根撤去時間：5分

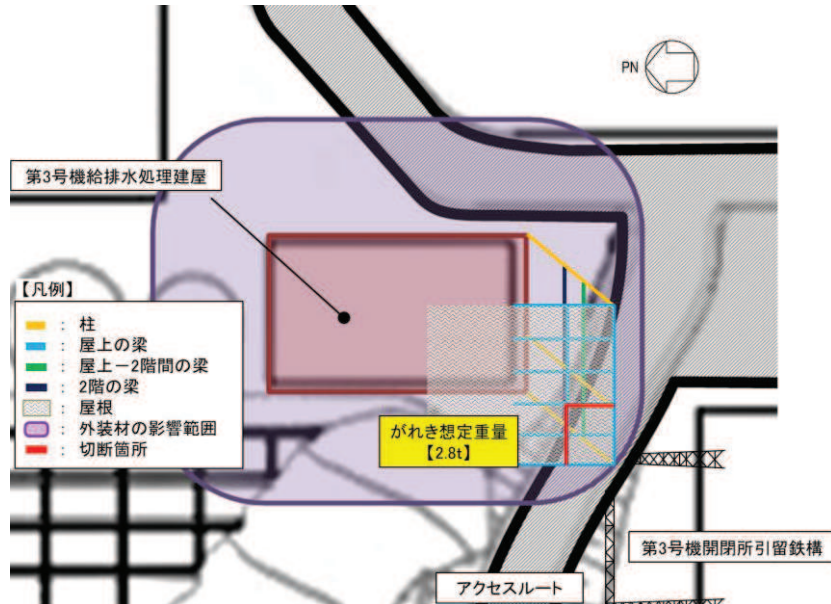


図 10. 2. 4-11 第3号機給排水処理建屋の屋根切断及び撤去

- ④ 第3号機給排水処理建屋の構造材切断及び撤去
 切断箇所数：4箇所，切断時間：9分/箇所＝36分
 構造材撤去時間：5分

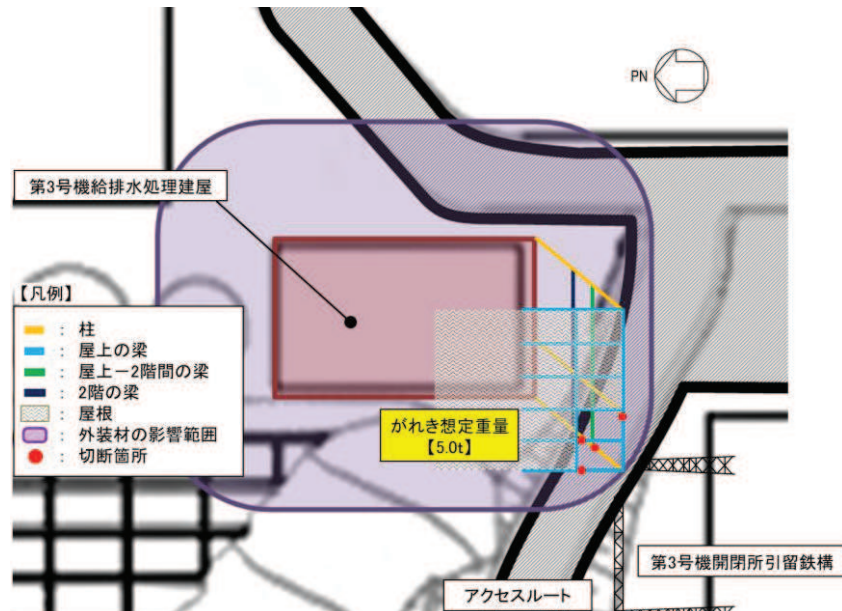


図 10. 2. 4-12 第3号機給排水処理建屋の構造材切断及び撤去

- ⑤ 第3号機給排水処理建屋の外装材撤去
がれき（外装材）撤去時間：10分

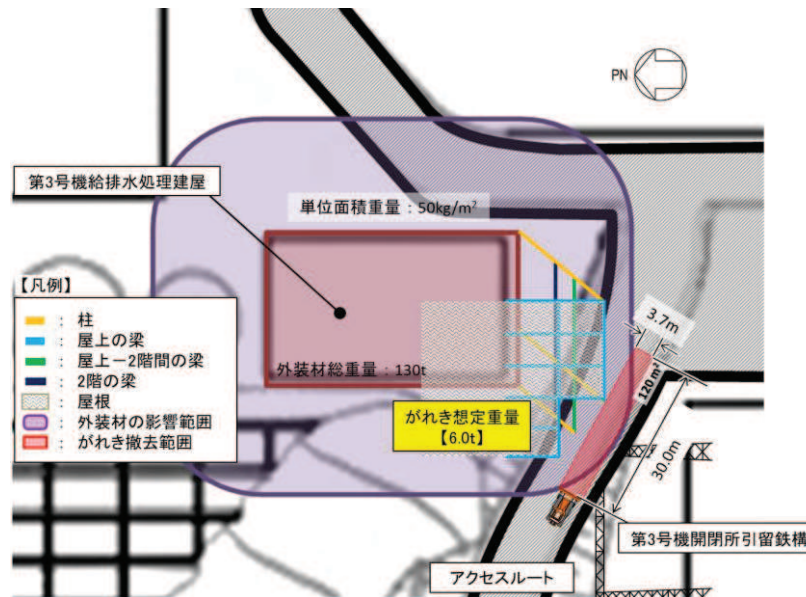


図 10. 2. 4-13 第3号機給排水処理建屋の外装材撤去

(b) 仮復旧時間評価結果

被害が重畳し第3号機開閉所引留鉄構のがれきが上の場合の仮復旧時間評価結果は表 10. 2. 4-2 のとおり。

表 10. 2. 4-2 第3号機開閉所引留鉄構のがれきが上の場合のルート2 仮復旧時間評価結果

作業内容		所要時間 [分]	累積時間 [分]
状況確認		15	15
ルート確認・判断		40	55
徒歩移動		15	70
重機移動		5	75
手順①	第3号機開閉所引留鉄構の電線切断	21	96
手順②	第3号機開閉所引留鉄構の部材切断	12	108
	第3号機開閉所引留鉄構の部材撤去	5	113
手順③	第3号機給排水処理建屋の屋根切断	16	129
	第3号機給排水処理建屋の屋根撤去	5	134
手順④	第3号機給排水処理建屋の構造材切断	36	170
	第3号機給排水処理建屋の構造材撤去	5	175
手順⑤	第3号機給排水処理建屋の外装材撤去	10	185

(3) 被害が重畳した場合の仮復旧時間

被害が重畳した場合のルート 2 の仮復旧時間は 191 分（3 時間 11 分）であり、重畳した場合でも問題ないことを確認した。

11. 屋外アクセスルート仮復旧作業の検証について

ここでは「10. 屋外アクセスルート仮復旧時間の評価について」にて設定した段差解消作業及びがれき撤去作業の検証について説明する。

11.1 段差解消作業

11.1.1 検証方法

地下構造物の損壊による陥没を想定した幅 3.5m、深さ 1m の溝を造成し、ブルドーザにより 20m 離れた場所に配置した碎石を陥没箇所へ運搬、埋め戻し、転圧することにより段差を解消し、幅員 4m 以上の通路を確保するのに要する時間を計測することにより、作業時間評価の妥当性を検証した。

実証試験に用いるブルドーザは、がれき撤去用として発電所に配備するものと同型のブルドーザとした。

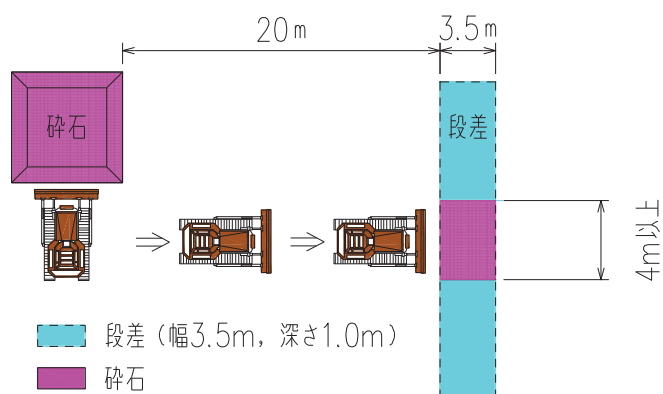


図 11-1 段差解消作業概念図

【ブルドーザの仕様】

- ・機械重量 : 約 27t
- ・全長 : 約 7.1m
- ・高さ : 約 3.3m
- ・ブレード幅 : 約 3.7m
- ・ブレード容量 : 約 5.2m³

11.1.2 検証項目

ブルドーザの運搬・埋め戻し・転圧の作業能力は、道路土工施工指針に基づき、以下のとおりとする。

$$Q = \frac{60 \times q \times f \times E}{Cm} = 53 \text{ [m}^3/\text{h]}$$

ここに、 q : 1サイクルの運搬埋め戻し量 [m³/h] $q = q_0 \times \rho$
 $q_0 = 5.2$: ブレード容量 [m³]
 $\rho = 0.96$: 運搬距離・勾配に関する係数 (20m, 平坦)
 $f = 0.83$: 土量換算係数
 $E = 0.3$: 作業効率 (道路土工施工指針記載の最低値)
 Cm : サイクルタイム $Cm = \frac{L}{v_1} + \frac{L}{v_2} + T_g = 1.4$ [分]
 $L = 20$: 平均運搬距離 [m]
 $v_1 = 27$: 前進速度 [m/分] (1速前進 3.3km/h の半分)
 $v_2 = 36$: 後退速度 [m/分] (1速後退 4.4km/h の半分)
 $T_g = 0.1$: ギア入れ替え時間 [分]

また、埋め戻す碎石の量は、復旧幅 4m に余裕幅 2m を見込む。

$$V = ((3.5\text{m} + 2.4\text{m})/2 \times \text{高さ } 1.0\text{m}) \times \text{復旧幅}(4\text{m} + 2\text{m}) = 17.7\text{m}^3$$

以上より、実証試験における作業時間は、

$$V/Q = 17.7\text{m}^3 \div 53\text{m}^3/\text{h} = 20 \text{ 分}$$

と計算されるため、この時間と所定作業の所要時間とを比較し検証を行った。

11.1.3 検証結果

3人の作業員の所要時間は、以下のとおりであった。所要時間は、平均で11分56秒、最長でも19分21秒であり、検証時間とした20分を下回っていることから、段差解消作業時間の評価は妥当であることが確認された。

なお、今後の訓練等により作業要員の習熟が期待できることから、作業時間の短縮化を見込むことができる。

- ・作業員 A (免許取得後約 31 年) 所要時間 7 分 8 秒 (作業量約 149 m³/h)
 - ・作業員 B (免許取得後約 2 年) 所要時間 9 分 17 秒 (作業量約 114 m³/h)
 - ・作業員 C (免許取得後約 2 年) 所要時間 19 分 21 秒 (作業量約 55 m³/h)
- [参考] 3人の平均 所要時間 11分56秒 (作業量約 89 m³/h)



写真1 作業前状況



写真2 碎石運搬・埋め戻し・転圧状況



写真3 碎石運搬・埋め戻し・転圧状況



写真4 作業完了状況

図 11-2 段差解消作業実証試験の状況

11.2 がれき撤去作業（ブルドーザ）

11.2.1 検証方法

長さ 15m の区間にコンクリートブロック（約 35t）を配置して模擬のがれきとし、これらをブルドーザで撤去して幅員 3.7m 以上の通路を確保するのに要する時間を計測することにより、作業時間評価の妥当性を検証した。

実証試験に用いるブルドーザは、がれき撤去用として発電所に配備するものと同型のブルドーザとした。

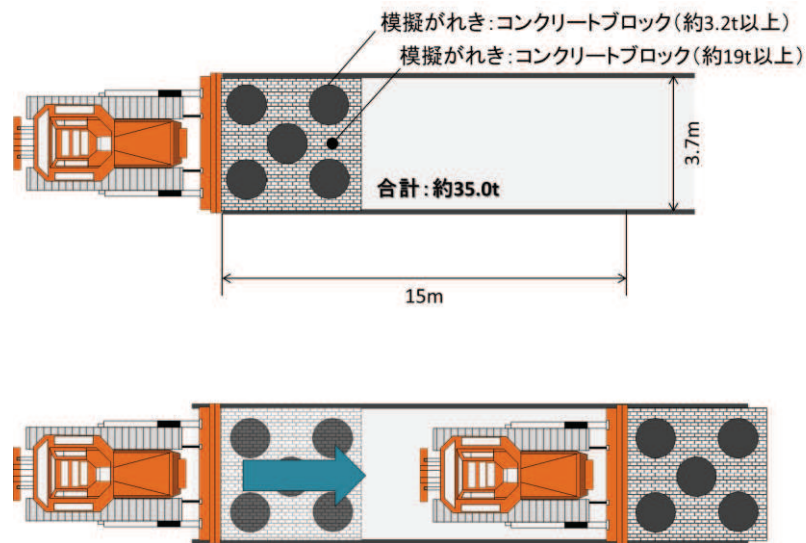


図 11-3 模擬がれき撤去概念図

【ブルドーザの仕様】

- ・機械重量 : 約 27t
- ・全長 : 約 7.1m
- ・高さ : 約 3.3m
- ・ブレード幅 : 約 3.7m
- ・ブレード容量 : 約 5.2m³

11.2.2 測定結果

3人の作業員の所要時間は、以下のとおりであった。

なお、今後の訓練等により作業要員の習熟が期待できることから、作業時間の短縮化を見込むことができる。

- ・ 作業員 A (免許取得後約 1 年) 所要時間 45 秒 (作業速度約 1.2km/h)
 - ・ 作業員 B (免許取得後約 1 年) 所要時間 1 分 21 秒 (作業速度約 0.6km/h)
 - ・ 作業員 C (免許取得後約 6 年) 所要時間 1 分 13 秒 (作業速度約 0.7km/h)
- (がれき撤去の平均速度 : 0.8km/h)



写真1 模擬がれき設置



写真2 作業状況

図 11-4 がれき撤去作業実証試験の状況

11.2.3 検証結果

ブルドーザによるがれき撤去は、添付書類「VI-1-1-6-別添 1 可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート」のうち「3.3.5 仮復旧時間の評価」に示す、0.5 km/h 以上の速度で実施できることを確認した。

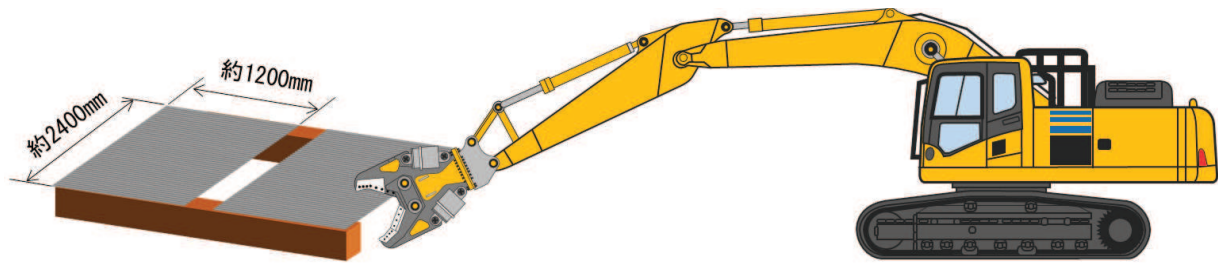
11.3 がれき撤去作業 (バックホウ)

11.3.1 屋根切断時間

(1) 検証方法

ガルバリウム鋼板 (2438mm×1219mm×0.8t) を配置して模擬の屋根とし、これらをバックホウで切断するのに要する時間を計測することにより、作業時間評価の妥当性を検証した。

実証試験に用いるバックホウは、がれき撤去用として発電所に配備するものと同型のバックホウとした。



ガルバリウム鋼板 (0.8t)

図 11-5 模擬屋根切断概念図

バックホウ : PC350

カッター : TS-W900XCV

(2) 測定結果

3人の作業員(何れも免許取得後約7年)の所要時間は、以下のとおりであった。

	カッター方向：縦			カッター方向：横		
	1回目	2回目	3回目	1回目	2回目	3回目
作業員 A	31 秒	32 秒	26 秒	1 分 00 秒	35 秒	33 秒
作業員 B	50 秒	44 秒	39 秒	43 秒	42 秒	35 秒
作業員 C	34 秒	34 秒	42 秒	34 秒	1 分 02 秒	30 秒



写真 1 模擬屋根設置



写真 2 作業状況

図 11-6 模擬屋根切断実証試験の状況

(3) 検証結果

バックホウによる屋根切断時間は、添付書類「VI-1-1-6-別添 1 可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート」のうち「3.3.5 仮復旧時間の評価」に示す、1m 当たり 1 分以上の速度で実施できることを確認した。

11.3.2 電線及び鋼材切断時間

(1) 検証方法

H形鋼（488mm×300mm×11mm×18mm）を配置して模擬の電線及び鋼材とし、これらをバックホウで切断するのに要する時間を計測することにより、作業時間評価の妥当性を検証した。

実証試験に用いるバックホウは、がれき撤去用として発電所に配備するものと同型のバックホウとした。

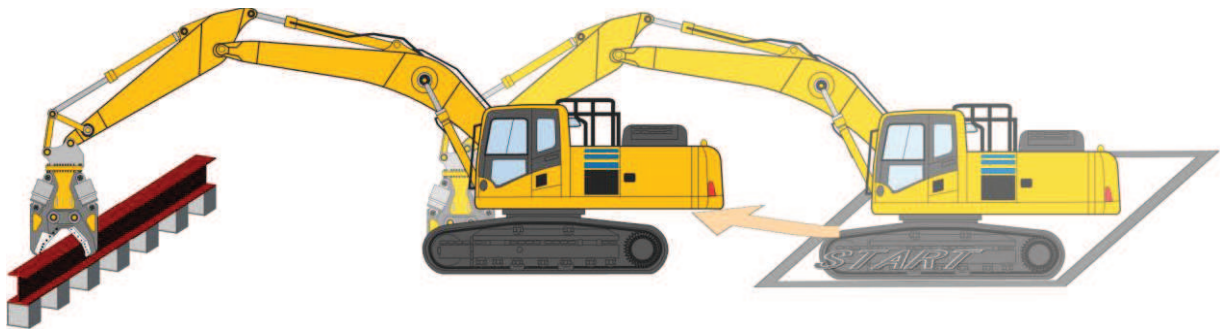


図 11-7 模擬電線及び模擬鋼材切断概念図

バックホウ：PC350

カッター：TS-W900XCV

(2) 測定結果

3人の作業員（何れも免許取得後約7年）の所要時間は、以下のとおりであった。

	1回目	2回目	3回目	4回目	5回目
作業員 A	31 秒	36 秒	37 秒	26 秒	40 秒
作業員 B	39 秒	51 秒	1 分 21 秒	35 秒	35 秒
作業員 C	46 秒	28 秒	45 秒	41 秒	44 秒



図 11-8 模擬電線及び模擬鋼材切断実証試験の状況

(3) 検証結果

バックホウによる電線及び鋼材切断時間は、添付書類「VI-1-1-6-別添1 可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート」のうち「3.3.5 仮復旧時間の評価」に示す、1箇所当たり1.5分以上の速度で実施できることを確認した。

11.3.3 建屋構造材切断時間

(1) 検証方法

角型鋼管（500mm×500mm×19t）を配置して模擬の建屋構造材とし、これらをバックホウで切断するのに要する時間を計測することにより、作業時間評価の妥当性を検証した。

実証試験に用いるバックホウは、がれき撤去用として発電所に配備するものと同型のバックホウとした。

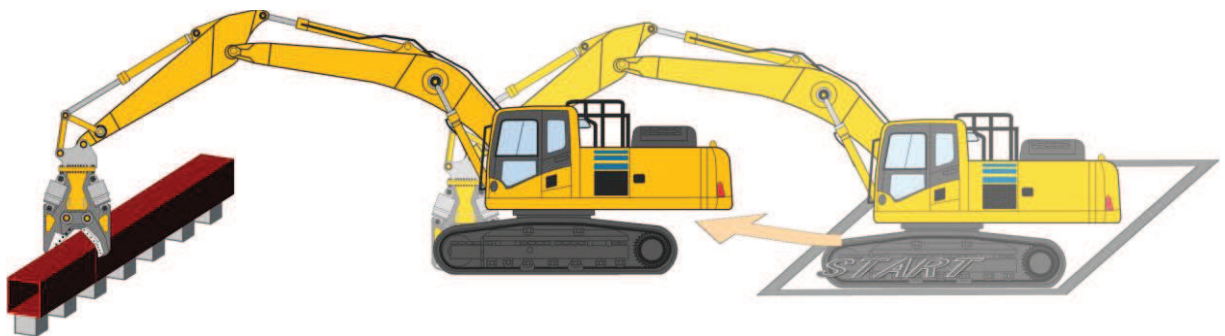


図 11-9 模擬建屋構造材切断概念図

バックホウ：PC350

カッター：TS-W900XCV

(2) 測定結果

3人の作業員（何れも免許取得後約7年）の所要時間は、以下のとおりであった。

	1回目	2回目	3回目	4回目	5回目
作業員 A	4分09秒	2分33秒	3分12秒	2分59秒	2分57秒
作業員 B	2分26秒	3分21秒	2分55秒	1分45秒	2分49秒
作業員 C	2分51秒	3分04秒	3分45秒	2分04秒	3分46秒



写真1 模擬建屋構造材設置



写真2 作業状況

図 11-10 模擬建屋構造材切断実証試験の状況

(3) 検証結果

バックホウによる建屋構造材切断時間は、添付書類「VI-1-1-6-別添 1 可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート」のうち「3.3.5 仮復旧時間の評価」に示す、1箇所当たり9分以上の速度で実施できることを確認した。

11.3.4 がれき撤去時間

(1) 検証方法

鋼材の組合せ（約 5.7t）を配置して模擬のがれきとし、これらをバックホウで撤去するのに要する時間を計測することにより、作業時間評価の妥当性を検証した。

実証試験に用いるバックホウは、がれき撤去用として発電所に配備するものと同型のバックホウとした。

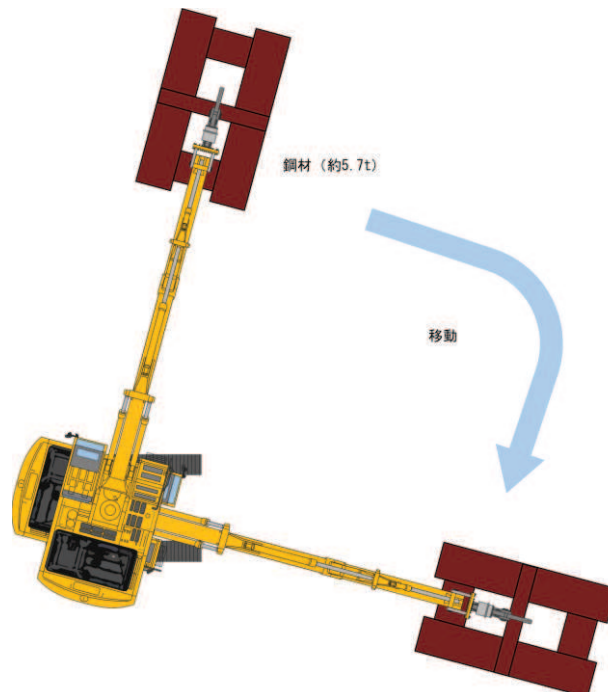


図 11-9 模擬建屋構造材切断概念図

バックホウ：PC350

カッター：TS-W900XCV

(2) 測定結果

3人の作業員（何れも免許取得後約7年）の所要時間は、以下のとおりであった。

	1回目	2回目	3回目	4回目	5回目
作業員A	33秒	29秒	26秒	28秒	29秒
作業員B	35秒	30秒	32秒	37秒	30秒
作業員C	37秒	30秒	35秒	34秒	30秒



写真1 模擬がれき設置



写真2 作業状況

図 11-10 模擬がれき撤去実証試験の状況

(3) 検証結果

バックホウによるがれき撤去時間は、添付書類「VI-1-1-6-別添 1 可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート」のうち「3.3.5 仮復旧時間の評価」に示す、1回当たり5分以上の速度で実施できることを確認した。

12. 仮復旧作業の成立性について

ここでは、添付書類「VI-1-1-6-別添 1 可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート」において、算定した屋外アクセスルートの仮復旧に要する時間について、その作業の成立性について説明する。

12.1 仮復旧作業の成立性について

添付書類「VI-1-1-6-別添 1 可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート」において算定した屋外アクセスルートの仮復旧に要する時間は、ルート 1 は 148 分（2 時間 28 分）、ルート 2 は 230 分（3 時間 50 分）で仮復旧が可能である。（添付書類「VI-1-1-6-別添 1 可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート」のうち図 3.3.5-1 及び図 3.3.5-2）

よって、屋外アクセスルート仮復旧時間を 4 時間として評価する。

女川原子力発電所発電用原子炉施設設置変更許可申請書（2号発電用原子炉施設の変更）（以下「設置変更許可申請書」という。）における有効性評価で想定している可搬型重大事故等対処設備を用いた作業の想定時間と、屋外アクセスルート仮復旧時間を整理した結果を、表 12-1 に示す。

仮復旧に要する作業時間は、設置変更許可申請書における有効性評価で想定している可搬型重大事故等対処設備を用いた作業の想定時間に収まることから、設置変更許可申請書において確認された重大事故等への対処に係る措置の成立性に影響を及ぼさないことを確認した。

表 12-1 有効性評価の可搬型重大事故等対処設備を用いた作業の成立性評価結果

作業名	屋外アクセスルート仮復旧時間 ①	その他考慮すべき時間 ②	有効性評価上の作業時間 ③	制限時間*1	評価結果 ①+②+③
代替注水等確保	4 時間	—	6 時間*2	18 時間	○ (10 時間)
原子炉補機代替冷却水系準備操作		6 時間*3	9 時間	24 時間	○ (19 時間)
燃料補給準備(ガスタービン発電設備軽油タンクへの給油)		—	2 時間 15 分	10 時間	○ (6 時間 15 分)
燃料補給準備(大容量送水ポンプ(タイプ I)への給油)		3 時間*5	2 時間 15 分	18 時間	○ (9 時間 15 分)
燃料補給準備(原子炉補機代替冷却水系*4への給油)				24 時間	○ (9 時間 15 分)

注記*1：重要事故シーケンスごとに制限時間が異なる場合には、最短の制限時間を記載

*2：移動時間は屋外アクセスルート仮復旧時間に含む

*3：代替注水等確保からの継続作業を考慮した時間を記載

*4：原子炉補機代替冷却水系：原子炉補機代替冷却水系熱交換器ユニット，大容量送水ポンプ（タイプ I）

*5：燃料補給準備（ガスタービン発電設備軽油タンクへの給油）からの継続作業を考慮した時間を記載

13. 屋内アクセスルートの設定について

屋内アクセスルートは、重大事故等時において必要となる現場操作場所まで外部事象を想定しても移動が可能であり、また、移動時間を考慮しても要求される時間までに必要な措置を完了させることが重要である。外部事象のうち一番厳しい事象は地震であり、地震起因による火災、溢水、全交流動力電源の喪失を考慮してもアクセス性に与える影響がないことを確認し設定する。

13.1 屋内アクセスルート設定における考慮事項

屋内での各階層におけるアクセスルートを設定する場合の考え方を以下に示す。

- 地震、地震随伴火災のおそれがある油内包機器又は水素内包機器、地震による内部溢水を考慮しても移動可能なアクセスルートをあらかじめ設定する。
- 原子炉建屋原子炉棟への通行ルートとして、原子炉建屋付属棟を経由し原子炉建屋原子炉棟へ入域するルートをアクセスルートとして設定する。なお、地震による配管破損等の影響により通行できない場合以外に利用可能なルートとして、タービン建屋及び原子炉建屋付属棟（廃棄物処理エリア）を経由し原子炉建屋原子炉棟へ入域するルートを設定する。
- 火災発生時にアクセスルートの通行が困難な場合には、迂回路を使用する。

13.2 屋内アクセスルートの成立性

技術的能力 1.1～1.19 で整備した重大事故等時において期待する手順について、外部事象による影響を考慮しても屋内に設定したアクセスルートを通行できることを確認した。その結果を表 13-1「技術的能力における対応手順と操作・作業場所一覧」に整理する。

また、移動経路については、図 13-1「屋内アクセスルート図」に示す。図 13-1 に示した「①～⑦」は、表 13-1「技術的能力における対応手順と操作・作業場所一覧」の屋内アクセスルートと関連付けがなされている。

なお、図 13-1 の操作対象場所における操作対象機器及び操作項目を表 13-2 に示す。

13.3 屋外アクセスルートとの関係

重大事故等時は屋内での活動はもとより、可搬型重大事故等対処設備の屋外での設置作業との連携が重要である。

なお、可搬型重大事故等対処設備を使用する場合には、重大事故等対応要員は滞在場所から現場に向かう。

表 13-1 技術的能力における対応手順と操作・作業場所一覧 (1/16)

条文	対応手順	操作・作業場所			
		中央	屋内アクセス ルート	屋外アクセス ルート*1	
1.1	緊急停止失敗時に発電用原子炉を未臨界にするための手順等	代替制御棒挿入機能による制御棒緊急挿入	○		
		原子炉再循環ポンプ停止による原子炉出力抑制	○		
		自動減圧系作動阻止機能による原子炉出力急上昇防止	○		
		ほう酸水注入	○		
1.2	原子炉冷却材圧力バウンダリ高圧時に発電用原子炉を冷却するための手順等	中央制御室からの高圧代替注水系起動	○		
		現場手動操作による高圧代替注水系起動	○	【中央制御室→(①→③)→(③階段 G④)→(④階段 A⑤)→(⑤階段 J⑥)→[⑥-3]→(⑥階段 J⑤)→[⑤-1]→(⑤階段 J⑦)→[⑦-1]→(⑦階段 J⑥)→[⑥-1]→[⑥-2]】	
		現場手動操作による原子炉隔離時冷却系起動	○	【中央制御室→(①→③)→(③階段 G④)→(④階段 A⑤)→[⑤-1]→[⑤-23]→(⑤階段 J⑦)→[⑦-2]→(⑦階段 J⑤)→(⑤階段 A④)→[④-50]→(④階段 A⑤)→(⑤階段 J⑦)→[⑦-3]→(⑦階段 J⑥)→[⑥-6]→(⑥階段 J⑦)→[⑦-4]→[⑦-5]→(⑦階段 J⑤)→(⑤階段 A④)→[④-50]】	
		ほう酸水注入系貯蔵タンクを水源とした原子炉圧力容器へのほう酸水注入	○		
		原子炉隔離時冷却系による原子炉圧力容器への注水	○		
		高圧炉心スプレイ系による原子炉圧力容器への注水	○		

注記*1：屋外アクセスルートは、緊急時対策所から保管場所までの移動ルートを示す。

表 13-1 技術的能力における対応手順と操作・作業場所一覧 (2/16)

条文	対応手順	操作・作業場所		
		中央	屋内アクセスルート	屋外アクセスルート*1
1.3	原子炉冷却材圧力バウンダリを減圧するための手順等	○		
	可搬型代替直流電源設備による主蒸気逃がし安全弁（自動減圧機能）開放	○		
	主蒸気逃がし安全弁用可搬型蓄電池による主蒸気逃がし安全弁（自動減圧機能）開放	○	【中央制御室→(①階段 L③)→[③-4]→[③-5]→[③-4]】	
	高圧窒素ガス供給系（非常用）による主蒸気逃がし安全弁（自動減圧機能）駆動源確保	○	<ul style="list-style-type: none"> ・系統構成 【中央制御室→(①→③)→(③階段 G④)→[④-1]→[④-2]→(④階段 G③)→(③階段 F④)→[④-4]→[④-3]】 ・高圧窒素ガスボンベ切替え A系の場合 【中央制御室→(①→③)→(③階段 F④)→[④-55]】 B系の場合 【中央制御室→(①→③)→(③階段 F④)→[④-56]】 ・高圧窒素ガスボンベ取替え A系の場合 【中央制御室→(①→③)→(③階段 F④)→[④-55]→[④-56]→[④-55]】 B系の場合 【中央制御室→(①→③)→(③階段 F④)→[④-56]→[④-55]→[④-56]】 	

注記*1：屋外アクセスルートは、緊急時対策所から保管場所までの移動ルートを示す。

表 13-1 技術的能力における対応手順と操作・作業場所一覧 (3/16)

条文	対応手順	操作・作業場所			
		中央	屋内アクセス ルート	屋外アクセス ルート*1	
1.3	原子炉冷却材圧力バウンダリを減圧するための手順等	代替高圧窒素ガス供給系による主蒸気逃がし安全弁(自動減圧機能)開放	○	<ul style="list-style-type: none"> ・系統構成 A系の場合 【中央制御室→(①→③)→(③)階段 F④)→[④-5]→[④-6]→[④-7]→[④-8]→[④-9]→[④-10]】 B系の場合 【中央制御室→(①→③)→(③)階段 F④)→[④-11]→[④-12]→[④-13]→[④-14]→[④-15]→[④-16]】 ・高圧窒素ガスボンベ取替え A系の場合 【中央制御室→(①→③)→(③)階段 F④)→[④-5]→[④-11]→[④-5]】 B系の場合 【中央制御室→(①→③)→(③)階段 F④)→[④-11]→[④-5]→[④-11]】 	
		インターフェイスシステム LOCA 発生時の対応	○	高圧炉心スプレイ系の場合 【中央制御室→(①→③)→(③)階段 G④)→(④)階段 A⑤)→[⑤-2]】	
1.4	原子炉冷却材圧力バウンダリ低圧時に発電用原子炉を冷却するための手順等	原子炉運転中の低圧代替注水系(常設)(復水移送ポンプ)による原子炉圧力容器への注水	○		
		原子炉運転中の低圧代替注水系(常設)(直流駆動低圧注水系ポンプ)による原子炉圧力容器への注水	○	【中央制御室→(①→③)→(③)階段 G④)→(④)階段 A⑤)→[⑤-2]】	
		原子炉運転中の低圧代替注水系(可搬型)による原子炉圧力容器への注水	○	原子炉・格納容器下部注水接続口(屋内)使用時 【中央制御室→(①→③)→(③)階段 F④)→[④-57]】	緊急時対策所→第1保管エリア, 第2保管エリア, 第3保管エリア又は第4保管エリア
		原子炉運転中の残留熱除去系電源復旧後の原子炉圧力容器への注水	○		

注記*1: 屋外アクセスルートは, 緊急時対策所から保管場所までの移動ルートを示す。

表 13-1 技術的能力における対応手順と操作・作業場所一覧 (4/16)

条文	対応手順	操作・作業場所		
		中央	屋内アクセス ルート	屋外アクセス ルート*1
1.4 原子炉冷却材圧力バウンダリ低圧時に発電用原子炉を冷却するための手順等	原子炉運転中の低圧炉心スプレイ系電源復旧後の原子炉圧力容器への注水	○		
	原子炉運転中の低圧代替注水系(常設)(復水移送ポンプ)による残存溶融炉心の冷却(残留熱除去系A系注入配管使用の場合)	○		
	原子炉運転中の低圧代替注水系(常設)(復水移送ポンプ)による残存溶融炉心の冷却(残留熱除去系B系注入配管使用の場合)	○		
	原子炉運転中の代替循環冷却系による残存溶融炉心の冷却(残留熱除去系A系注入配管使用の場合)	○		
	原子炉運転中の低圧代替注水系(可搬型)による残存溶融炉心の冷却(残留熱除去系A系注入配管使用の場合)	○	原子炉・格納容器下部注水接続口(屋内)使用時 【中央制御室→(①→③)→(③)階段F④)→[④-57]】	緊急時対策所→第1保管エリア, 第2保管エリア, 第3保管エリア又は第4保管エリア
	原子炉運転中の低圧代替注水系(可搬型)による残存溶融炉心の冷却(残留熱除去系B系注入配管使用の場合)	○	原子炉・格納容器下部注水接続口(屋内)使用時 【中央制御室→(①→③)→(③)階段F④)→[④-57]】	緊急時対策所→第1保管エリア, 第2保管エリア, 第3保管エリア又は第4保管エリア
	原子炉停止中の低圧代替注水系(常設)(復水移送ポンプ)による原子炉圧力容器への注水	○		
	原子炉停止中の低圧代替注水系(可搬型)による原子炉圧力容器への注水	○	原子炉・格納容器下部注水接続口(屋内)使用時 【中央制御室→(①→③)→(③)階段F④)→[④-57]】	緊急時対策所→第1保管エリア, 第2保管エリア, 第3保管エリア又は第4保管エリア

注記*1: 屋外アクセスルートは、緊急時対策所から保管場所までの移動ルートを示す。

表 13-1 技術的能力における対応手順と操作・作業場所一覧 (5/16)

条文	対応手順	操作・作業場所			
		中央	屋内アクセス ルート	屋外アクセス ルート*1	
1.4	原子炉冷却材圧力バウンダリ低圧時に発電用原子炉を冷却するための手順等	原子炉停止中の残留熱除去系電源復旧後の発電用原子炉からの除熱	○		
		残留熱除去系（低圧注水モード）による原子炉圧力容器への注水	○		
		低圧炉心スプレイ系による原子炉圧力容器への注水	○		
		残留熱除去系（原子炉停止時冷却モード）による発電用原子炉からの除熱	○		
		大型航空機による影響を考慮した場合の注水（屋内接続口の使用。）*2	○	原子炉建屋原子炉棟作業 【中央制御室→(①)階段 L④→[④-52]→[④-53]】 原子炉建屋付属棟作業 【[④-52]→(④)階段 L①→(①)→③→(③)階段 F④→[④-54]】	緊急時対策所→第1保管エリア，第2保管エリア，第3保管エリア又は第4保管エリア
1.5	最終ヒートシンクへ熱を輸送するための手順等	原子炉格納容器フィルタベント系による原子炉格納容器内の減圧及び除熱（現場操作含む。）	○	系統構成 【中央制御室→(①)→③→(③)階段 F④→[④-25]又は[④-26]】 サブプレッションチェンバ側の場合 【中央制御室→(①)→③→(③)階段 F⑤→[⑤-3]】 ドライウェル側の場合 【中央制御室→(①)→③→(③)階段 F④→[④-27]】	
		フィルタ装置への水補給	○	【中央制御室→(①)→③→(③)階段 F④→[④-20]】	緊急時対策所→第1保管エリア，第2保管エリア，第3保管エリア又は第4保管エリア

注記*1：屋外アクセスルートは，緊急時対策所から保管場所までの移動ルートを示す。

*2：本手段におけるアクセスルートは大型航空機による影響を考慮した場合に使用するルートとして設定する。なお，一部原子炉建屋付属棟（廃棄物処理エリア）を通行することとなるが，起因事象が地震ではないことから配管破損等の影響はなくアクセスに支障はない。

表 13-1 技術的能力における対応手順と操作・作業場所一覧 (6/16)

条文	対応手順	操作・作業場所			
		中央	屋内アクセス ルート	屋外アクセス ルート*1	
1.5	最終ヒートシンクへ熱を輸送するための手順等	可搬型窒素ガス供給装置による原子炉格納容器への窒素供給	○	扉開放 【中央制御室→(①→③)→(③)階段 F④)→[④-20]】 系統構成 【中央制御室→(①→③)→(③)階段 F④)→[④-21]又は[④-22]】	緊急時対策所→第 1 保管エリア又は第 4 保管エリア
		原子炉格納容器フィルタベント系停止後の窒素パージ	○	扉開放 【中央制御室→(①→③)→(③)階段 F④)→[④-20]】 系統構成 【中央制御室→(①→③)→(③)階段 F④)→[④-21]又は[④-22]→[④-23]→[④-24]→[④-17]→[④-18]→[④-19]】	緊急時対策所→第 1 保管エリア又は第 4 保管エリア
		耐圧強化ベント系による原子炉格納容器内の減圧及び除熱(現場操作含む。)	○	系統構成 【中央制御室→(①→③)→(③)階段 G④)→(④)階段 A③)→[③-6]→[③-7]→[③-1]→[③-2]】 サブプレッションチェンバ側の場合 【中央制御室→(①→③)→(③)階段 F⑤)→[⑤-3]】 ドライウエル側の場合 【中央制御室→(①→③)→(③)階段 F④)→[④-27]】	
		原子炉補機代替冷却水系による補機冷却水確保(A系)	○	・屋外接続口を使用する場合 水張り, 空気抜き 【中央制御室→(①→③)→(③)階段 F④)→[④-29]→[④-43]→[④-28]→[④-29]→[④-30]→[④-31]】 ・屋内接続口を使用する場合 扉開放 【中央制御室→(①→③)→(③)階段 F④)→[④-20]】 水張り, 空気抜き 【中央制御室→(①→③)→(③)階段 F④)→[④-37]→[④-43]→[④-36]→[④-37]→[④-38]→[④-39]】	緊急時対策所→第 1 保管エリア, 第 2 保管エリア, 第 3 保管エリア又は第 4 保管エリア

注記*1: 屋外アクセスルートは, 緊急時対策所から保管場所までの移動ルートを示す。

表 13-1 技術的能力における対応手順と操作・作業場所一覧 (7/16)

条文	対応手順	操作・作業場所			
		中央	屋内アクセス ルート	屋外アクセス ルート*1	
1.5	最終ヒートシンクへ熱を輸送するための手順等	原子炉補機代替冷却水系による補機冷却水確保 (B系)	○	【中央制御室→(①階段 L④)→[④-33]→[④-44]→[④-32]→[④-33]→[④-34]→[④-35]】	緊急時対策所→第1保管エリア, 第2保管エリア, 第3保管エリア又は第4保管エリア
		原子炉補機冷却水系 (原子炉補機冷却海水系を含む。)による補機冷却水確保	○		
1.6	原子炉格納容器内の冷却等のための手順等	原子炉格納容器代替スプレイ冷却系 (常設)による原子炉格納容器内へのスプレイ	○		
		原子炉格納容器代替スプレイ冷却系 (可搬型)による原子炉格納容器内へのスプレイ	○	格納容器スプレイ接続口 (屋内) 使用時 【中央制御室→(①→③)→(③階段 F④)→[④-57]】	緊急時対策所→第1保管エリア, 第2保管エリア, 第3保管エリア又は第4保管エリア
		残留熱除去系電源復旧後の原子炉格納容器内へのスプレイ	○		
		残留熱除去系電源復旧後のサブレーションプールの除熱	○		
		残留熱除去系 (格納容器スプレイ冷却モード)による原子炉格納容器内へのスプレイ	○		
		残留熱除去系 (サブレーションプール水冷却モード)によるサブレーションプールの除熱	○		
		大型航空機による影響を考慮した場合のスプレイ (屋内接続口の使用。)*2	○	原子炉建屋原子炉棟作業 【中央制御室→(①階段 L④)→[④-52]→[④-53]】 原子炉建屋付属棟作業 【[④-52]→(④階段 L①)→(①→③)→(③階段 F④)→[④-54]】	緊急時対策所→第1保管エリア, 第2保管エリア, 第3保管エリア又は第4保管エリア

注記*1: 屋外アクセスルートは, 緊急時対策所から保管場所までの移動ルートを示す。

*2: 本手段におけるアクセスルートは大型航空機による影響を考慮した場合に使用するルートとして設定する。なお, 一部原子炉建屋付属棟 (廃棄物処理エリア) を通行することとなるが, 起因事象が地震ではないことから配管破損等の影響はなくアクセスに支障はない。

表 13-1 技術的能力における対応手順と操作・作業場所一覧 (8/16)

条文	対応手順	操作・作業場所			
		中央	屋内アクセス ルート	屋外アクセス ルート*1	
1.7	原子炉格納容器の過圧破損を防止するための手順等	原子炉格納容器フィルタベント系による原子炉格納容器内の減圧及び除熱（現場操作含む。）	○	系統構成 【中央制御室→(①→③)→(③階段 F④)→[④-25]又は[④-26]】 サプレッションチェンバ側の場合 【中央制御室→(①→③)→(③階段 F⑤)→[⑤-3]】 ドライウェル側の場合 【中央制御室→(①→③)→(③階段 F④)→[④-27]】	
	フィルタ装置への水補給		○	【中央制御室→(①→③)→(③階段 F④)→[④-20]】	緊急時対策所→第 1 保管エリア, 第 2 保管エリア, 第 3 保管エリア又は第 4 保管エリア
	可搬型窒素ガス供給装置による原子炉格納容器への窒素供給		○	扉開放 【中央制御室→(①→③)→(③階段 F④)→[④-20]】 系統構成 【中央制御室→(①→③)→(③階段 F④)→[④-21]又は[④-22]】	緊急時対策所→第 1 保管エリア又は第 4 保管エリア
	原子炉格納容器フィルタベント系停止後の窒素パージ		○	扉開放 【中央制御室→(①→③)→(③階段 F④)→[④-20]】 系統構成 【中央制御室→(①→③)→(③階段 F④)→[④-21]又は[④-22]→[④-23]→[④-24]→[④-17]→[④-18]→[④-19]】	緊急時対策所→第 1 保管エリア又は第 4 保管エリア
	代替循環冷却系による原子炉格納容器内の減圧及び除熱		○		
1.8	原子炉格納容器下部の溶融炉心を冷却するための手順等	原子炉格納容器下部注水系(常設)(復水移送ポンプ)による原子炉格納容器下部への注水	○		
	原子炉格納容器下部注水系(常設)(代替循環冷却ポンプ)による原子炉格納容器下部への注水		○		

注記*1：屋外アクセスルートは、緊急時対策所から保管場所までの移動ルートを示す。