

柏崎刈羽原子力発電所 6号及び7号炉

設置許可段階における
構造物評価の見通しについて
(7号炉取水路)

平成28年9月

東京電力ホールディングス株式会社

1. 概要

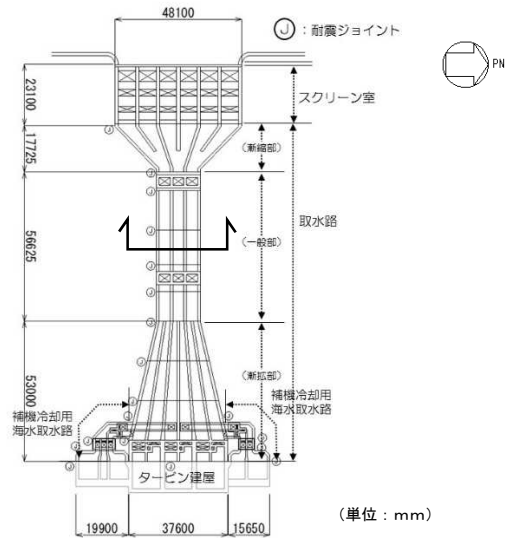
本資料は、「柏崎刈羽原子力発電所 6号及び7号炉 液状化影響の検討方針について（資料 1-1, H28.9.8）」の検討方針に基づき、設置許可段階において液状化に伴う構造物の影響を検討する代表構造物として選定した 7号炉取水路（一般部）の基準地震動 S_s に対する構造物評価の見通しについて説明するものである。

評価は、基準地震動 S_s に対して取水路に要求される機能の維持を確認するために、地震応答解析（有効応力解析）に基づき実施する。

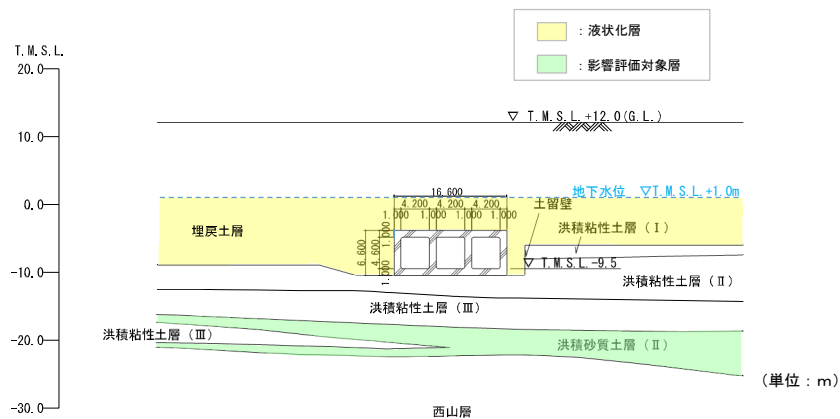
2. 基本方針

2.1 構造概要

取水路は、鉄筋コンクリート製の地中埋設構造物である。7号炉取水路の平面図を第1図に、一般部の断面図を第2図に示す。



第1図 7号炉取水路平面図



第2図 7号炉取水路（一般部）断面図

2.2 評価方針

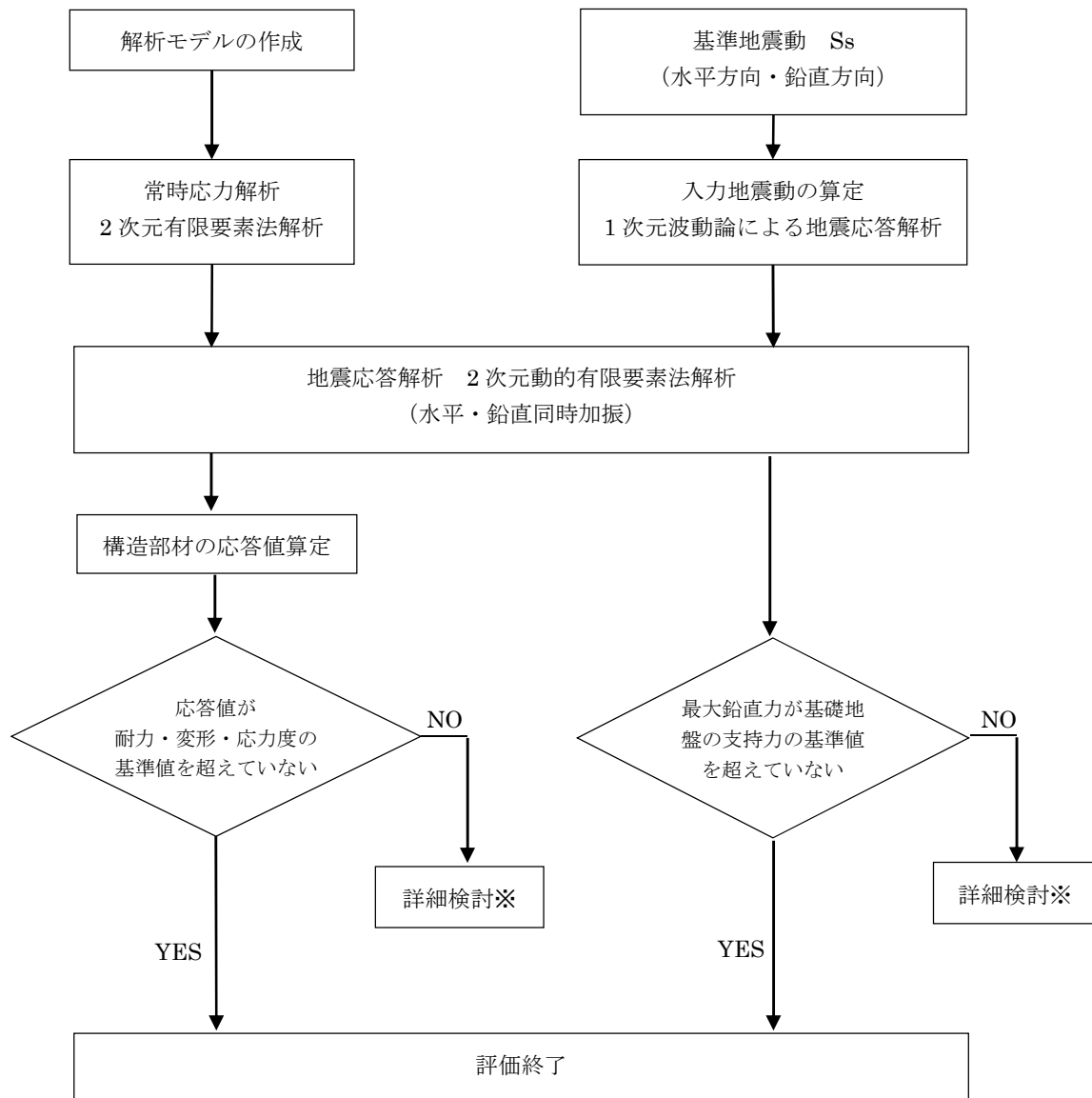
取水路は、設計基準対象施設のうち屋外重要土木構造物に分類される。

取水路の耐震評価では、設計基準対象施設として第1表の項目に示す評価を行う。

構造部材の健全性評価については、地震応答解析に基づく鉄筋コンクリートの発生応力等が許容限界を超えないことを確認する。また、基礎地盤の支持性能については、鉛直方向の最大合力（最大鉛直力）が許容限界を超えないことを確認する。取水路の評価フローを第3図に示す。

第1表 取水路の評価項目

評価方針	評価項目	地震力	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	基準地震動 Ss	鉄筋コンクリート	発生応力等が許容限界を超えないことを確認	限界層間変形角，せん断耐力
	基礎地盤の支持性能	基準地震動 Ss	基礎地盤	鉛直方向の最大合力が許容限界を超えないことを確認	極限支持力



※検討の内容に応じて、必要なプロセスへ戻る

第3図 取水路の評価フロー

2.3 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル，土木学会原子力土木委員会，2005年6月
- ・ コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（(社)土木学会，2002年制定）
- ・ 道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（(社)日本道路協会，平成14年3月）
- ・ 港湾の施設の技術上の基準・同解説（(社)日本港湾協会，2007年版）

3. 評価条件

3.1 解析方法

地震応答解析は，構造物と地盤の動的相互作用を考慮できる2次元動的有限要素法解析を用いて，基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴非線形応答解析を行う。取水路の側方及び上方は埋戻土層で囲まれていることから，過剰間隙水圧の上昇を適切に評価するため，有効応力モデルを用いる。

地震応答解析は，埋戻土層の液状化の影響を考慮する必要があるため，解析コード「FLIP Ver.7.2.3_5」を使用する。

3.1.1 構造部材

取水路の構造部材は，非線形はり要素でモデル化し，曲げモーメントー曲率関係の非線形性を修正武田モデルで考慮する。

3.1.2 地盤

地盤は，Hardin-Drnevich モデルを適用し，動せん断弾性係数及び減衰定数の非線形特性を考慮する。

3.1.3 減衰定数

減衰特性は，固有値解析にて求まる固有振動数及び減衰比に基づく Rayleigh 減衰と，地盤及び構造物の履歴減衰を考慮する。

3.2 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、以下の通り設定する。

3.2.1 耐震安全性評価上考慮する状態

取水路の耐震安全性評価において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

a. 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態とする。

ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

b. 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

c. 設計用自然条件

地中埋設構造物であることから、積雪及び風は考慮しない。

d. 重大事故時の状態

重大事故時の影響を受けないことから考慮しない。

3.2.2 荷重

地震応答解析において考慮する荷重を以下に示す。

a. 固定荷重 (G)

固定荷重として、構造物及び内水の自重を考慮する。

b. 地震荷重 (K_{Ss})

地震荷重として、基準地震動 S_s による地震力を考慮する。

3.2.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを第 2 表に示す。

第 2 表 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + K_{Ss}$

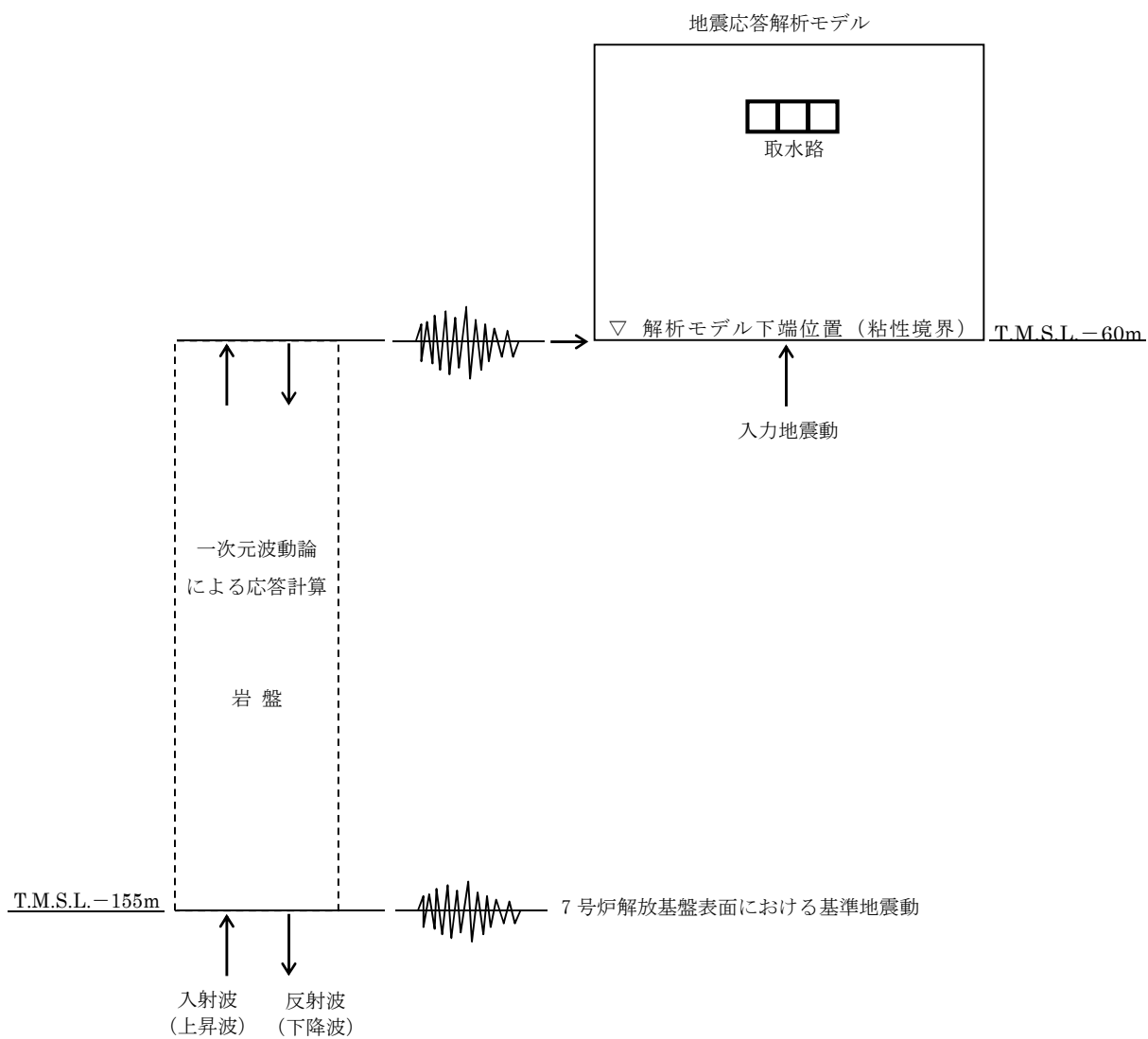
ここで、G : 固定荷重

K_{Ss} : 地震荷重

3.3 入力地震動

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を、1次元波動論によって地震応答解析モデルの下端位置で評価したものをを用いる。

入力地震動の算定には、解析コード「SLOK Ver2.0」を使用する。入力地震動算定の概念図を第4図に示す。



第4図 入力地震動算定の概念図

3.4 解析モデル

地震応答解析モデルを第5図に示す。

a. 解析領域

解析領域は、側面境界及び底面境界が、構造物の応答に影響しないよう、構造物と側面境界及び底面境界との距離を十分に広く設定する。

b. 境界条件

解析領域の側面及び底面には、エネルギーの逸散効果を評価するため、粘性境界を設ける。

c. 構造物のモデル化

構造物は、非線形はり要素でモデル化する。

d. 地盤のモデル化

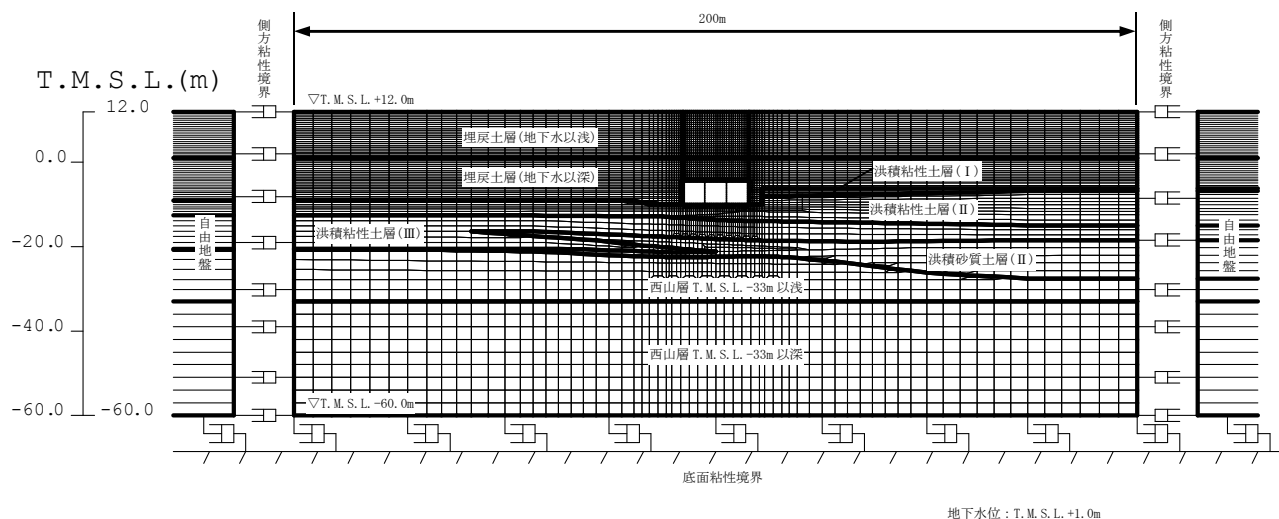
地盤は、地質区分に基づき、平面ひずみ要素でモデル化する。

e. ジョイント要素

構造物と地盤の境界部にジョイント要素を設けることにより、構造物と地盤の剥離・すべりを考慮する。

f. 水位条件

取水路周辺の残留水位は、地震荷重に伴う液状化による変形を保守的に考慮するために、朔望平均満潮位 (T.M.S.L.+0.49m) に余裕を考慮した T.M.S.L.+1.00m とする。



第5図 地震応答解析モデル

3.5 使用材料及び材料の物性値

3.5.1 構造物の物性値

使用材料を第3表に、材料の物性値を第4表に示す。

第3表 使用材料

材料	諸元
コンクリート	設計基準強度 23.5N/mm ² (240kgf/cm ²)
鉄筋	SD345 相当 (SD35)

第4表 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (kN/mm ²)	ポアソン比
コンクリート	24 ^{※1}	25 ^{※2}	0.2 ^{※2}
鉄筋		200 ^{※2}	0.3 ^{※2}

※1 鉄筋コンクリートとしての単位体積重量

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

3.5.2 地盤の物性値

a. 液状化試験の結果

液状化層と判定する埋戻土層と非液状化層と判定するが念のため液状化強度特性を設定する洪積砂質土層（Ⅱ）の有効応力解析に用いる液状化パラメータは、繰返しねじりせん断試験結果より設定する。

埋戻土層及び洪積砂質土層（Ⅱ）の物性値を第5表に示す。

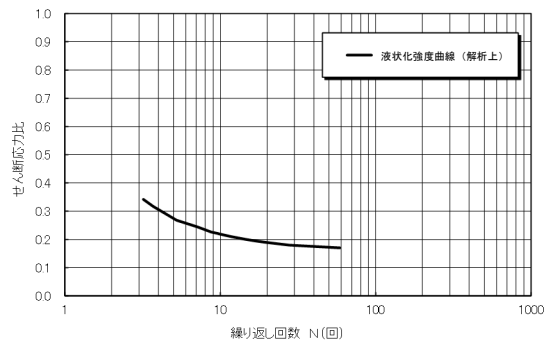
試験結果から設定した解析上の液状化強度曲線を第6図に、液状化パラメータを第6表に示す。なお、液状化特性が保守的（液状化しやすい）に評価されるように、液状化パラメータを設定する（試験結果より繰返し回数が少ない状態で同程度のひずみが発生するように設定することから、液状化が発生しやすい設定となっている）。

第5表 試験結果
(埋戻土層)

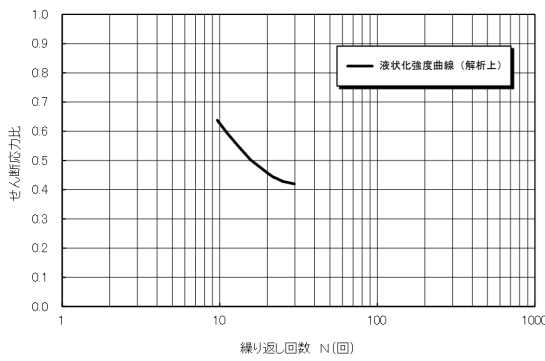
	必要とする物性値			物性値
	名称	記号	単位	
物理的 性質	単位体積重量	ρ	t/m ³	2.00
	間隙率	n	—	0.41
力学的 性質	液状化強度曲線 (液状化パラメータ)	—	—	第6図参照
	せん断弾性係数	G_{ma}	kN/m ²	5.11E+04
	内部摩擦角	ϕ	°	41.1
	粘着力	C	kN/m ²	0.0
	履歴減衰上限値	h_{max}	—	0.271

(洪積砂質土層（Ⅱ）)

	必要とする物性値			物性値
	名称	記号	単位	
物理的 性質	単位体積重量	ρ	t/m ³	1.90
	間隙率	n	—	0.53
力学的 性質	液状化強度曲線 (液状化パラメータ)	—	—	第6図参照
	せん断弾性係数	G_{ma}	kN/m ²	2.07E+05
	内部摩擦角	ϕ	°	45.0
	粘着力	C	kN/m ²	0.0
	履歴減衰上限値	h_{max}	—	0.155



(埋戻土層)



(洪積砂質土層 (II))

第 6 図 液状化強度曲線

第 6 表 液状化パラメータ

液状化パラメータ	$\phi_p(^{\circ})$	w_1	p_1	p_2	c_1	S_1
埋戻土層	28.0	2.400	0.500	0.800	1.920	0.005
洪積砂質土層(II)	28.0	4.600	0.500	0.600	3.910	0.005

b. 解析用地盤物性値

地盤の物性値を第7表に示す。埋戻土層の物性値については、地震時における過剰間隙水圧の上昇を適切に評価するため、繰返しねじりせん断試験を基に設定した液状化特性を設定する。

第7表 地盤の物性値

パラメータ		埋戻土層 (地下水以浅)	埋戻土層 (地下水以深)	#67洪積 粘性土層 I	#67洪積 粘性土層 II	#67洪積 粘性土層 III	#67洪積 砂質土層 II	西山層TMSL -33m以浅	西山層TMSL -33m以深	
動的 変形 特性	単位体積重量 ρ (t/m^3)	1.90	2.00	1.82	1.80	1.86	1.90	1.73	1.69	
	間隙率 n	0.41	0.41	0.51	0.51	0.48	0.53	0.56	0.56	
	せん断波速度 V_s (m/sec)	—	—	230	250	290	330	490	530	
	せん断弾性係数 G_{ms} (kN/m^2)	5.11E+04	5.11E+04	9.63E+04	1.13E+05	1.56E+05	2.07E+05	4.15E+05	4.75E+05	
	体積弾性係数 K_{ms} (kN/m^2)	1.33E+05	1.33E+05	2.51E+05	2.95E+05	4.07E+05	5.40E+05	1.08E+06	1.24E+06	
	基準化拘束圧 σ_{m3} (kN/m^2)	98.0	98.0	98.0	98.0	98.0	190.0	98.0	98.0	
	拘束圧依存の係数 m_c/m_k	0.667	0.667	0.000	0.000	0.000	0.500	0.000	0.000	
	ボアソン比 ν	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	
	粘着力 C (kN/m^2)	10.8	0.0	0.0	191.0	218.0	0.0	—	—	
	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	33.8	41.1	33.0	27.3	27.9	45.0	Cu=1370-5.04Z	Cu=1370-5.04Z	
	履歴減衰上限値 h_{max}	0.271	0.271	0.144	0.087	0.087	0.155	0.257	0.257	
	変相角 ϕ_p ($^\circ$)	—	28.0	—	—	—	28.0	—	—	
液状 化特 性	液状化パラメータ	w1	—	2.400	—	—	—	4.600	—	—
		p1	—	0.500	—	—	—	0.500	—	—
		p2	—	0.800	—	—	—	0.600	—	—
		c1	—	1.920	—	—	—	3.910	—	—
		s1	—	0.005	—	—	—	0.005	—	—

c. ジョイント要素の設定

構造物と地盤の境界部にジョイント要素を設けることにより、構造物と地盤の剥離・すべりを考慮する。ジョイント要素の特性は法線方向、接線方向に分けて設定する。法線方向では、常時状態における鉛直応力以上の引張が生じた場合、剛性及び応力をゼロとして剥離を考慮する。接線方向では、構造物と地盤のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合、剛性をゼロとし、すべりを考慮する。静止摩擦力 τ_f は Mohr-Coulomb 式により規定される。C, ϕ は「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）（第 8 表）」に基づき、第 9 表に示すとおり設定する。

第8表 摩擦角と付着力（日本道路協会）

条 件	摩擦角 ϕ_B (摩擦係数 $\tan\phi_B$)	付着力 c_B
土とコンクリート	$\phi_B = \frac{2}{3} \phi$	$c_B = 0$
土とコンクリートの間に栗石を敷く場合	$\tan\phi_B = 0.6$ $\phi_B = \phi$ } の小さい方	$c_B = 0$
岩とコンクリート	$\tan\phi_B = 0.6$	$c_B = 0$
土と土又は岩と岩	$\phi_B = \phi$	$c_B = c$

ただし、 ϕ : 支持地盤のせん断抵抗角 ($^\circ$) c : 支持地盤の粘着力 (kN/m^2)

第9表 ジョイント要素の強度特性

	粘着力 C (kN/m^2)	内部摩擦角 ($^\circ$)
埋戻土層	0	27.4
洪積粘性土層 (II)	0	18.2

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きな値として、港湾構造物設計事例集（沿岸開発技術センター）に従い、 $k_n=k_s=1.0 \times 10^6(\text{kN/m}^3)$ とする。

3.5.3 荷重の入力方法

a. 固定荷重

固定荷重である自重は、鉄筋コンクリートの単位体積重量を踏まえ、構造物の断面の大きさに応じて算定する。

b. 地震荷重

地震荷重である地震力は「3.3 入力地震動」にて設定している入力地震動をモデル底面に入力する。

3.6 許容限界

3.6.1 曲げに対する許容限界

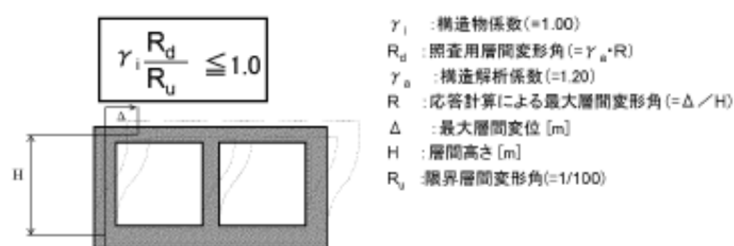
曲げに対する照査は第 7 図に示す通り、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル，土木学会原子力土木委員会，2005 年 6 月」（以下，「土木学会マニュアル」とする）に基づき，照査用層間変形角が限界層間変形角を下回ることを確認する。

土木学会マニュアルでは，曲げ系の破壊に対する限界状態は，コンクリートの圧縮縁のかぶりが剥落しないこととされている。

圧縮縁コンクリートひずみが 1%の状態及び層間変形角 1/100 に至る状態は，かぶりコンクリートの剥落が発生する前の状態であることが，屋外重要土木構造物を模したラーメン構造の破壊実験及び数値シミュレーション等の結果より確認されている。これらの状態を限界値とすることで構造全体としての安定性が確保できるとして設定されたものである。土木学会マニュアルに従い，層間変形角が 1/100 以下であれば，圧縮縁コンクリートひずみが 1%の状態以下であると判断できるため，許容限界を 1/100 と設定する。

また，曲げ照査に用いる照査用層間変形角は，地震応答解析により得られた層間変形角に安全係数（構造物解析係数）1.2 を乗じる。従って，当該値を許容限界として設定することで，曲げ破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施することが可能である。

なお，曲げに対する照査については，最大の水平相対変位が生じる時刻について，層間変形角による評価を実施する。



第 7 図 層間変形角による曲げ照査

3.6.2 せん断に対する許容限界

せん断に対する許容限界は、土木学会マニュアルに基づき、「せん断耐力評価式（等価せん断スパン比）を用いた方法」により算定する。

a. 棒部材式

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$$

ここに、 V_{cd} ：コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sd} ：せん断補強筋が分担するせん断耐力

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc}$$

$$f_{vcd} = 0.20 \sqrt[3]{f_{cd}'}$$

ただし、 $f_{vcd} > 0.72(\text{N/mm}^2)$ となる場合は $f_{vcd} = 0.72(\text{N/mm}^2)$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d}$$

ただし、 $\beta_d > 1.5$ となる場合は $\beta_d = 1.5$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100P_v}$$

ただし、 $\beta_p > 1.5$ となる場合は $\beta_p = 1.5$

$$\beta_n = 1 + M_o/M_d (N_d' \geq 0)$$

ただし、 $\beta_n > 2.0$ となる場合は $\beta_n = 2.0$

$$= 1 + 2M_o/M_d (N_d' < 0)$$

ただし、 $\beta_n < 0$ となる場合は $\beta_n = 0$

$$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d}$$

ただし、 $\beta_a < 1.0$ となる場合は $\beta_a = 1.0$

f_{cd}' ：コンクリート圧縮強度の設計用値(N/mm^2)で設計基準強度 f_{ck}' を材料係数 $\gamma_{mc}(1.3)$ で除したもの

$P_v = A_s/(b_w \cdot d)$ ：引張鉄筋比

A_s ：引張側鋼材の断面積

b_w ：部材の有効幅

d ：部材の有効高さ

N_d' ：設計軸圧縮力

M_d ：設計曲げモーメント

$M_o = N_d' \cdot D/6$ ： M_d に対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打消すのに必要なモーメント（デコンプレッションモーメント）

D ：断面高さ

a/d ：せん断スパン比

γ_{bc} ：部材係数(1.3)

$$V_{sd} = \{A_w f_{wyd} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s\} z / \gamma_{bs}$$

A_w : 区間 s におけるせん断補強鉄筋の総断面積

f_{wyd} : せん断補強鉄筋の降伏強度を材料係数 γ_{ms} (1.0) で除したもので、
400N/mm²以下とする。ただし、コンクリートの圧縮強度の特性値 f'_{ck} が
60N/mm²以上のときは、800N/mm²以下とする。

α : せん断補強鉄筋と部材軸のなす角

s : せん断補強鉄筋の配置間隔

z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で $d/1.15$ と
する。

γ_{bs} : 部材係数(1.1)

b. ディープビーム式

$$V_{yda} = V_{cda} + V_{sda}$$

ここに、 V_{cda} : コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sda} : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{cda} = \beta_a \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{da} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc}$$

$$f_{da} = 0.19 \sqrt{f_{cd}}$$

$$\beta_a = \sqrt[4]{1/d}$$

ただし、 $\beta_a > 1.5$ となる場合は $\beta_a = 1.5$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100P_v}$$

ただし、 $\beta_p > 1.5$ となる場合は $\beta_p = 1.5$

$$\beta_a = \frac{5}{1 + (\alpha/d)^2}$$

γ_{bc} : 部材係数(1.3)

$$V_{sda} = \varphi \cdot V_{sd}$$

$\varphi = -0.17 + 0.3a/d + 0.33/p_{wb}$ ただし、 $0 \leq \varphi \leq 1$

p_{wb} : せん断補強鉄筋比(%)

土木学会マニュアルでは、コンクリート標準示方書におけるせん断耐力式のうち棒部材式において等価せん断スパンにより設定可能な β_a を考慮している。これは、地中に埋設されたラーメン構造で、分布荷重が卓越、スパン内に曲げモーメントの反曲点が存在する等の载荷形態にある条件下では、せん断耐力が増大するという実験的知見を踏まえ、より合理的なせん断耐力を与えるよう、コンクリート標準示方書のせん断耐力式を精緻化したものである。

また、土木学会マニュアルにおけるせん断耐力式における評価においては、第10表に示すとおり、複数の安全係数（部材係数、構造解析係数）が見込まれていることから、当該値を許容限界として設定する。せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施することが可能である。

なお、せん断に対する照査については、地震応答解析において部材のせん断照査が厳しくなる時刻（層間変形角最大時刻）について、土木学会マニュアルに基づき、等価せん断スパンを考慮した照査手法を用いて評価を実施する。層間変形角が最大となる時刻と、せん断力が最大となる時刻の整合性は、補足確認する。

第 10 表 せん断耐力式において考慮している安全係数

安全係数		値	内容	
部材係数	コンクリート	γ_{bc}	1.30	コンクリートが負担するせん断耐力を低減
	鉄筋	γ_{bs}	1.10	せん断補強筋が負担するせん断耐力を低減
構造解析係数		γ_a	1.05	応答値（断面力）を割り増し

3.6.3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤の支持性能に対する照査は、取水路底板下の地盤に作用する鉛直方向の最大合力（最大鉛直力）が「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会、平成 14 年 3 月）」に基づき算定した極限支持力を下回ることを確認する。

極限支持力算定式（直接基礎）

$$Q_u = A_e \left\{ \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma \right\}$$

ここに、

Q_u : 荷重の偏心傾斜、支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力 (kN)

c : 地盤の粘着力 (kN/m²)

q : 上載荷重 (kN/m²) で、 $q = \gamma_2 D_f$

A_e : 有効載荷面積 (m²)

γ_1, γ_2 : 支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量 (kN/m³)

ただし、地下水位以下では水中単位体積重量を用いる。

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

$$B_e = B - 2e_B$$

B : 基礎幅 (m)

e_B : 荷重の偏心量 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

α, β : 基礎の形状係数 (=1, 帯状基礎の係数を適用)

κ : 根入れ効果に対する割増係数 (=1)

N_c, N_q, N_γ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

S_c, S_q, S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

4. 評価結果

4.1 曲げに対する照査結果

曲げに対する照査結果を第 11 表に示す。取水路（一般部）の照査用層間変形角は、いずれも許容限界値（限界層間変形角）以下である。

第 11 表 曲げに対する照査結果

基準地震動	評価位置	照査用層間変形角 R_d^{*1}	限界層間変形角 R_u	照査値 R_d/R_u
Ss-1	頂版～底版	0.25/100	1/100	0.25
Ss-2	頂版～底版	0.15/100	1/100	0.15
Ss-3	頂版～底版	0.30/100	1/100	0.30
Ss-4	頂版～底版	0.13/100	1/100	0.13
Ss-5	頂版～底版	0.23/100	1/100	0.23
Ss-6	頂版～底版	0.22/100	1/100	0.22
Ss-7	頂版～底版	0.27/100	1/100	0.27
Ss-8	頂版～底版	0.18/100	1/100	0.18

※1 照査用層間変形角 R_d = 最大層間変形角 R × 構造解析係数 γ_a

4.2 せん断に対する照査結果

せん断に対する照査結果を第 12 表に示す。取水路（一般部）の照査用せん断力は、いずれもせん断耐力評価式を用いた方法による許容限界値（せん断耐力）以下である。

なお、照査用せん断力がせん断耐力評価式を用いた方法によるせん断耐力を上回る場合は、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル，土木学会原子力土木委員会，2005 年 6 月」に基づき，構造部材の形状，作用荷重及び鉄筋コンクリートの非線形特性を踏まえた材料非線形解析を実施することにより，より高い精度で求めたせん断耐力で照査を行うと，せん断に対する照査結果は，十分な裕度を有している。

第 12 表 せん断に対する照査結果

基準地震動	評価位置	照査用せん断力 V _d (kN) ^{※1}	せん断耐力 V _{yd} (kN)	照査値 V _d /V _{yd}
Ss-1	頂版	1032	2758	0.37
	底版	1172	3085	0.38
	側壁	1177	1708	0.69
	隔壁	725	898	0.81
Ss-2	頂版	759	2776	0.27
	底版	832	2894	0.29
	側壁	750	1588	0.47
	隔壁	556	913	0.61
Ss-3	頂版	864	2683	0.32
	底版	1005	3008	0.33
	側壁	1077	1574	0.68
	隔壁	829(833) ^{※2}	875(1941) ^{※2}	0.95(0.43) ^{※2}
Ss-4	頂版	735	2749	0.27
	底版	833	2941	0.28
	側壁	717	1571	0.46
	隔壁	498	920	0.54
Ss-5	頂版	836	2646	0.32
	底版	1003	2952	0.34
	側壁	739	1389	0.53
	隔壁	689	891	0.77
Ss-6	頂版	825	2741	0.30
	底版	946	2993	0.32
	側壁	1050	1689	0.62
	隔壁	652	891	0.73
Ss-7	頂版	802	2680	0.30
	底版	956	3016	0.32
	側壁	1048	1625	0.64
	隔壁	766	871	0.88
Ss-8	頂版	755	2685	0.28
	底版	838	2858	0.29
	側壁	648	1400	0.46
	隔壁	607	878	0.69

※1 照査用せん断力V_d=発生せん断力×構造解析係数γ_a

※2 材料非線形解析を用いた方法による結果を（ ）内に示す

4.3 基礎地盤の支持性能に対する照査結果

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を第 13 表に示す。最大鉛直力は、いずれも許容限界値（極限支持力）以下である。

第 13 表 基礎地盤の支持性能に対する照査結果

基準地震動	最大鉛直力 V (kN)	極限支持力 Q _u (kN)	照査値 V/Q _u
Ss-1	5750	24000	0.24
Ss-2	5120	29600	0.17
Ss-3	5690	25800	0.22
Ss-4	4880	52900	0.09
Ss-5	4890	48400	0.10
Ss-6	5130	24200	0.21
Ss-7	5200	19000	0.27
Ss-8	5080	29300	0.17

5.まとめ

「柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉 液状化影響の検討方針について（資料 1-1, H28.9.8）」の検討方針に基づき，設置許可段階において液状化に伴う構造物の影響を検討する代表構造物として選定した 7 号炉取水路（一般部）の基準地震動 S_s に対する構造物評価の見通しについて確認した。

地震応答解析（有効応力解析）の結果，取水路（一般部）は，基準地震動 S_s に対し，構造部材の曲げ，せん断及び基礎地盤に作用する最大鉛直力が許容限界値以下であることから，十分な構造強度を有している見通しを得た。

参考資料 構造物の浮き上がりに係る評価

本資料では、中空断面を有する構造物における液状化発生時の浮き上がりについて、設置許可段階における評価の見通しとして、代表構造物についての評価結果を示す。

1. 代表構造物の選定

鉄筋コンクリート製の中空断面を有する構造物としては、スクリーン室、取水路、補機冷却用海水取水路、燃料移送系配管ダクトおよび第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎が挙げられる。本検討では、液状化発生時の浮き上がりに係る安定性評価について、これら構造物の中から代表構造物を選定して実施する。

各構造物の構造概要、基礎形式、断面寸法および上載圧について整理した結果を参考第1表に示す。

基礎形式は、直接基礎形式と杭基礎形式がある。杭基礎形式の構造物は、杭により鉛直方向に拘束されているため、直接基礎形式よりも浮き上がりに係る安定性が高いことから、代表構造物は直接基礎形式の設備から選定する。

直接基礎形式の設備であるスクリーン室、取水路および補機冷却用海水取水路の断面図および平面図を参考第1図に示す。

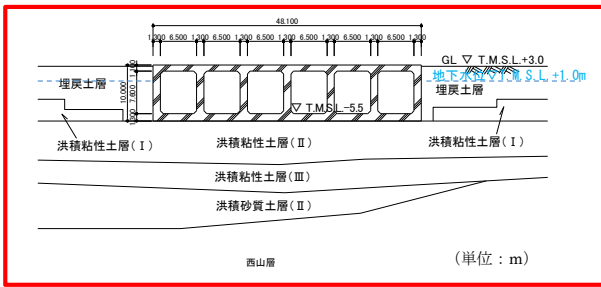
構造物の浮き上がりは、内空寸法が大きいほど浮力が働き、上載圧が小さいほど抵抗力が小さく、現象が発生しやすい傾向となることから、代表構造物は、直接基礎形式の設備のうち、断面寸法が最も大きく、上載圧が最も小さいスクリーン室を選定する。

参考第1表 中空断面構造物の整理結果 (7号炉^{※1})

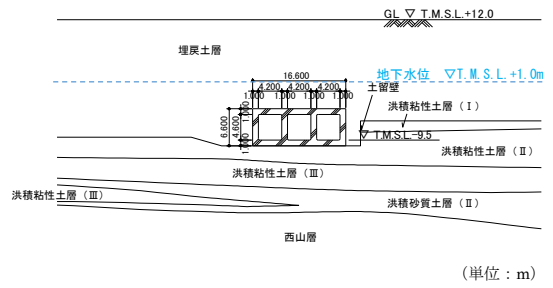
構造物名称	構造概要	基礎形式	断面寸法 ^{※2} (m)	上載圧 (kN/m ²)
スクリーン室	鉄筋コンクリート製の中空断面構造	直接基礎	W48.1×H10.0	2.9
取水路 (漸縮部)			W48.1×H10.0	47.1
取水路 (一般部)			W16.6×H6.6	47.1~366
取水路 (漸拡部)			W37.6×H9.5	274~295
補機冷却用海水取水路 (北側)			W15.7×H5.2	348
補機冷却用海水取水路 (南側)			W19.9×H5.2	348
燃料移送系配管ダクト		杭基礎	W4.5×H3.3	18.6
第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎			W14.7×H8.3	1.8

※1：スクリーン室、取水路、補機冷却用海水取水路、燃料移送系配管ダクトは6,7号炉で形状がほぼ同じであることから、代表として7号炉にて検討する

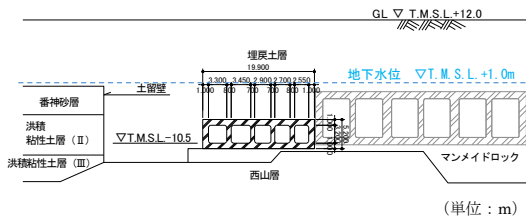
※2：各構造物の区間のうち、断面寸法の最も大きい断面での数値を示す



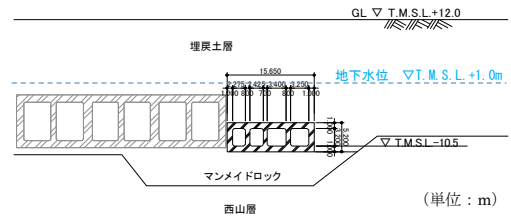
(スクリーン室断面図)



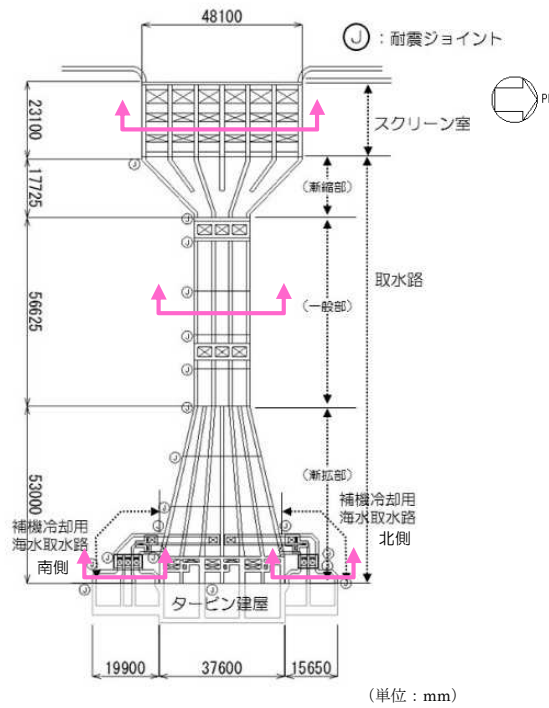
(取水路一般部断面図)



(補機冷却用海水取水路 南側 断面図)



(補機冷却用海水取水路 北側 断面図)



(取水路 全体 平面図)

参考第 1 図 取水路の断面図及び平面図 (7 号炉)

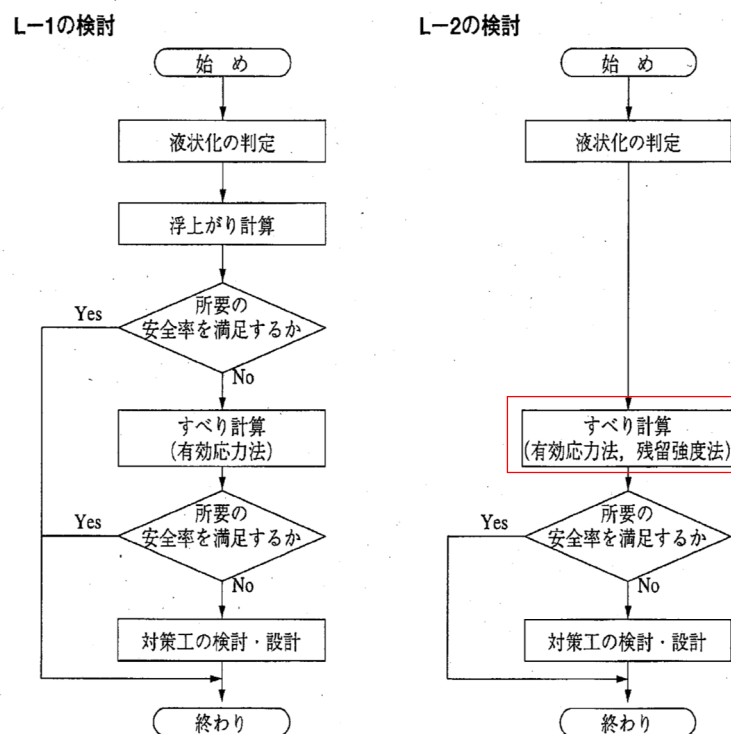
2. 評価内容

2.1 評価方法

本検討では、対象地盤が成層であり深さ方向に非一様であること、ならびに、基準地震動 S_s の地震規模が大きいことから、すべり計算（有効応力法）により浮き上がりに係る安定性を評価する。

すべり計算（有効応力法）は、地盤構成が非一様な場合に適用する浮き上がり安定性の簡易評価法として、古関・松尾（1995）が提案した手法である。

建設省土木研究所他（1999）は、簡易評価法による浮き上がり安定検討について、地震動レベルに応じた計算を行うこととしている。検討フローを参考第2図に示す。大規模地震動（L-2）の検討では、すべり計算法を実施することとし、具体的な計算方法として、古関・松尾（1995）によるすべり計算（有効応力法）を示している（参考第3図）。



参考第2図 浮き上がりに係る安定性検討のフロー

(建設省土木研究所他に一部加筆)

【参考文献】

- ・建設省土木研究所他：液状化対策工法設計・施工マニュアル（案），1999.
- ・古関潤一，松尾修：共同溝の地震時浮上り安定性の簡易評価法に関する検討，土質工学研究発表会論文集，1995.

すべり計算（有効応力法）では，上載圧と地中構造物の自重による抵抗モーメントと，すべり面上でのせん断抵抗による抵抗モーメントの和と，すべり土塊の自重による作用モーメントの比を，すべり安全率として算定する。

$$F_s = \frac{M_{r1} + M_{r2} + M_{r3} + M_{r4}}{M_{a1} + M_{a2} - M_{a3}} \dots\dots\dots(\text{解 } 5.3.3)$$

ここに，

F_s ：すべり安全率

M_{r1} ：上載圧と地中構造物の自重による抵抗モーメント (tf/m・m)

$M_{r2} \sim M_{r4}$ ：すべり面上でのせん断抵抗による抵抗モーメント (tf/m・m)

$M_{a1} \sim M_{a3}$ ：すべり土塊の自重による作用モーメント (tf/m・m)

B ：共同溝幅(m)

l ：すべり面の長さ(m)

τ_f ：せん断抵抗 (tf/m²) ($= c + \sigma'_{n0} \cdot \tan \phi'$)

c ：粘着力 (tf/m²)

ϕ' ：せん断抵抗角 (度)

Δu ：過剰間隙水圧 (tf/m²) ($= L_u \times \sigma'_v$)

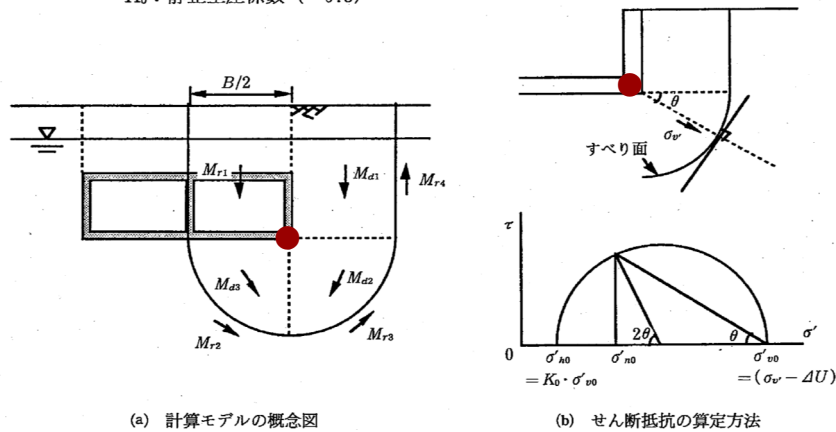
L_u ：過剰間隙水圧比

σ'_v ：有効上載圧 (tf/m²)

σ'_{n0} ：すべり面に対して法線方向の有効直応力 (tf/m²) で式 (解 5.3.4) による

$$\sigma'_{n0} = \left(\frac{1 + K_0}{2} - \frac{1 - K_0}{2} \cos 2\theta \right) \cdot (\sigma'_v - \Delta u) \dots\dots\dots(\text{解 } 5.3.4)$$

K_0 ：静止土圧係数 (=0.5)



参考第 3 図 すべり計算法
(建設省土木研究所他に一部加筆)

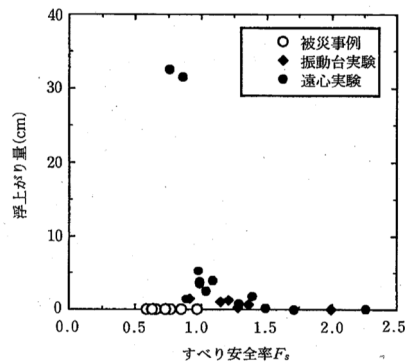
2.2 所要安全率

所要安全率について、建設省土木研究所他は、参考第 2 表に示すとおり、大規模地震動 (L-2) におけるすべり計算 (有効応力法) では「適切に定める」としている。

本検討では、参考第 2 表から、建設省土木研究所他に示される中規模地震動 (L-1) における所要安全率が 1.5 であること、ならびに、参考第 4 図から、すべり安全率と浮上り量の関係について兵庫県南部地震における被災事例、振動台実験、遠心実験での浮上り量が、すべり安全率 1.1 以上では約 2cm 以下と小さく、安全率 1.5 以上ではほぼゼロとなることを踏まえ、所要安全率は保守的な評価として 1.5 とする。

参考第 2 表 所要安全率 (建設省土木研究所他に一部加筆)

想定地震動	計算法 浮上がり計算	すべり計算	
		有効応力法	残留強度法
中規模地震動 (L-1)	○ 1.1	○ 所要安全率 1.5	—
大規模地震動 (L-2)	—	○ 所要安全率 (適切に定める)	○ 所要安全率 (適切に定める)



(b) すべり安全率 F_s (有効応力法) ~ 浮上がり量

* 被災事例については、地震後の概略調査で明白な浮上りによる被害は確認されていないことから、浮上がり量を 0 としてプロットしている。

参考第 4 図 すべり安全率と浮き上がり量の関係
(建設省土木研究所他より)

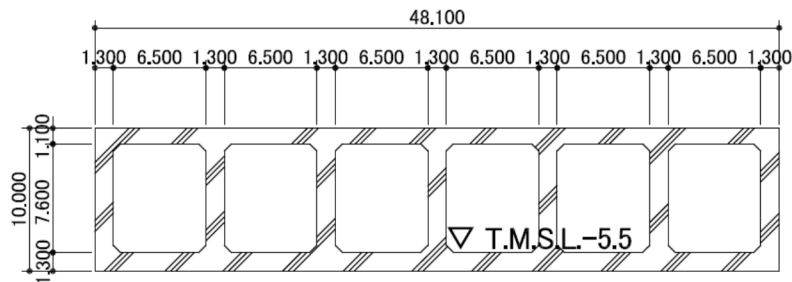
3. 評価結果

3.1 計算条件

a. 躯体諸元

スクリーン室の構造を参考第5図に示す。

鉄筋コンクリートの単位体積重量は 23.5kN/m^3 、内水の単位体積重量は 10.1kN/m^3 とする。なお、内水位は、抵抗モーメントを保守的に考慮するために、朔望平均干潮位 (T.M.S.L. +0.03m) よりも低い水位として T.M.S.L. $\pm 0.0\text{m}$ とする。



参考第5図 スクリーン室の構造図 (単位 : m)

b. 機器重量

機器重量を参考第3表に示す。

参考第3表 機器重量 (一室あたり)

機器	作用位置	荷重 (kN)
バースクリーン	底版	121
レーキ付バースクリーン	頂版, 底版	324
トラベリングスクリーン	頂版, 底版	309

c. 地盤物性値

地盤物性値を参考第4表に示す。

参考第4表 地盤物性値

地層	単位体積重量 ρ (t/m^3)	粘着力 C' (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ' ($^\circ$)
埋戻土層 (地下水以浅)	1.90	10.8	33.8
埋戻土層 (地下水以深)	2.00	0.0	41.1
洪積粘性土層 (I)	1.82	0.0	33.0
洪積粘性土層 (II)	1.80	191.0	27.3
洪積粘性土層 (III)	1.86	218.0	27.9
洪積砂質土層 (II)	1.90	0.0	45.0
西山層	1.73	$C_u = 1370 - 5.04Z$ (Z : 標高)	

3.2 浮き上がり安全率の算定

浮き上がり安全率をすべり計算（有効応力法）により算定する。各モーメントの内訳と安全率の算定結果を以下に示す。

<u>Mr1(合計)</u>	<u>35,300 kN・m</u>
躯体の抵抗モーメント	20,600 kN・m
内水による抵抗モーメント	13,400 kN・m
機器荷重による抵抗モーメント	1,300 kN・m

<u>Mr2(合計)</u>	<u>486,100 kN・m</u>
洪積粘性土層Ⅱのせん断抵抗による抵抗モーメント	41,100 kN・m
洪積粘性土層Ⅲのせん断抵抗による抵抗モーメント	34,400 kN・m
洪積砂質土層Ⅱのせん断抵抗による抵抗モーメント	24,200 kN・m
西山層のせん断抵抗による抵抗モーメント	386,400 kN・m

<u>Mr3(合計)</u>	<u>467,500 kN・m</u>
洪積粘性土層Ⅱのせん断抵抗による抵抗モーメント	38,900 kN・m
洪積粘性土層Ⅲのせん断抵抗による抵抗モーメント	27,500 kN・m
洪積砂質土層Ⅱのせん断抵抗による抵抗モーメント	43,600 kN・m
西山層のせん断抵抗による抵抗モーメント	357,500 kN・m

<u>Mr4(合計)</u>	<u>820 kN・m</u>
埋戻土層（不飽和）のせん断抵抗による抵抗モーメント	820 kN・m

<u>Md1(合計)</u>	<u>55,000 kN・m</u>
埋戻土層（不飽和）の自重による作用モーメント	10,800 kN・m
埋戻土層（飽和）の自重による作用モーメント	44,200 kN・m

Md2, Md3 は Md2 ≒ Md3 のため略

$$\begin{aligned}
 F_s &= (Mr1+Mr2+Mr3+Mr4) / (Md1+Md2+Md3) \\
 &= (35,300+486,100+467,500+820) / 55,000 \\
 &= 18.0
 \end{aligned}$$

3.3 評価結果

算定された浮き上がり安全率は、参考第 5 表に示すとおり、所要安全率を上回ることから、7号炉スクリーン室は浮き上がりに係る安定性を確保していることを確認した。

参考第 5 表 浮き上がりに係る安定性の評価結果（7号炉スクリーン室）

浮き上がり安全率	所要安全率	評価
18.0	1.5	浮き上がりに係る安定性を確保している