

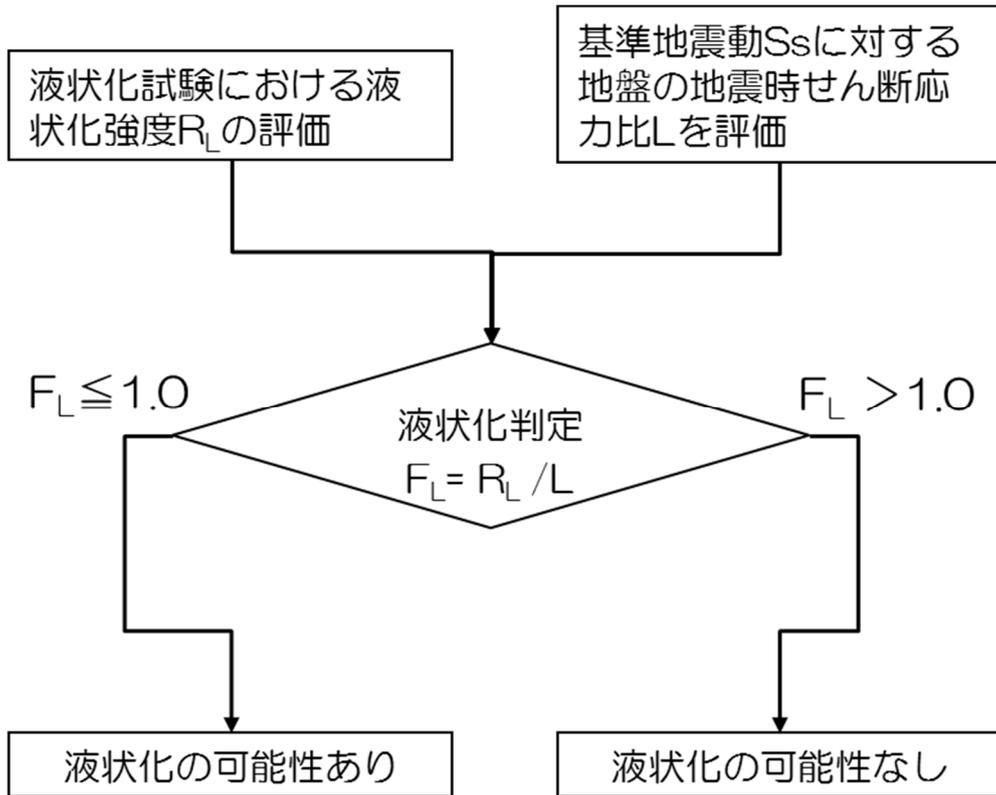
## 5. 基準地震動 $S_s$ に対する液状化判定 (FL 法)

A-1 地点の埋戻土層については液状化試験結果が液状化を示していることから道路橋示方書の液状化判定 (FL 法) を実施し、基準地震動  $S_s$  作用時の液状化の有無を判定する。第 11-5-1 図に FL 法による液状化判定のフローを示す。

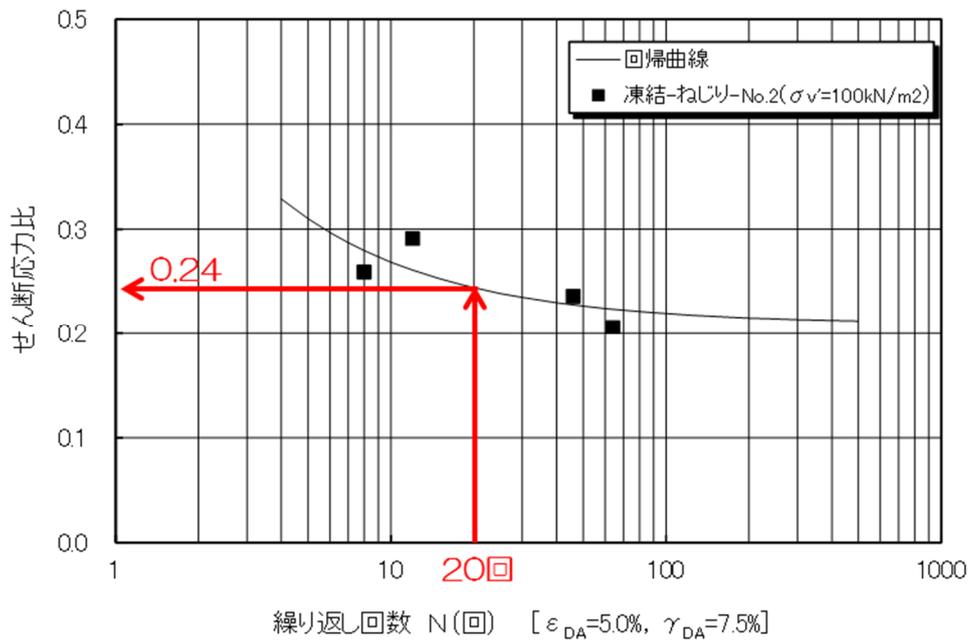
液状化判定 (FL 法) に用いる A-1 地点の埋戻土層の液状化強度  $R_L$  は、先述の液状化試験結果に基づいて設定する。第 11-5-2 図に液状化試験結果に基づく液状化強度  $R_L$  を示す。

基準地震動  $S_s$  が作用した際の A-1 地点の埋戻土層に発生するせん断応力比を一次元逐次非線形解析より求める。第 11-5-3 図に解析用物性値及び解析モデルを、第 11-5-4 図に地震応答解析結果を示す。

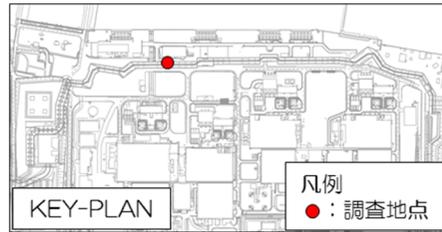
地震応答解析結果における最大せん断応力と液状化試験から求まる液状化強度  $R_L$  を比較し、第 11-5-1 表に示す。液状化判定 (FL 法) の結果、A-1 地点の埋戻土層は、全ての基準地震動  $S_s$  に対して液状化する可能性があるとして判断される。



第 11-5-1 図 FL法による液状化判定のフロー



第 11-5-2 図 液状化試験結果に基づく液状化強度  $R_L$  (埋戻土層)

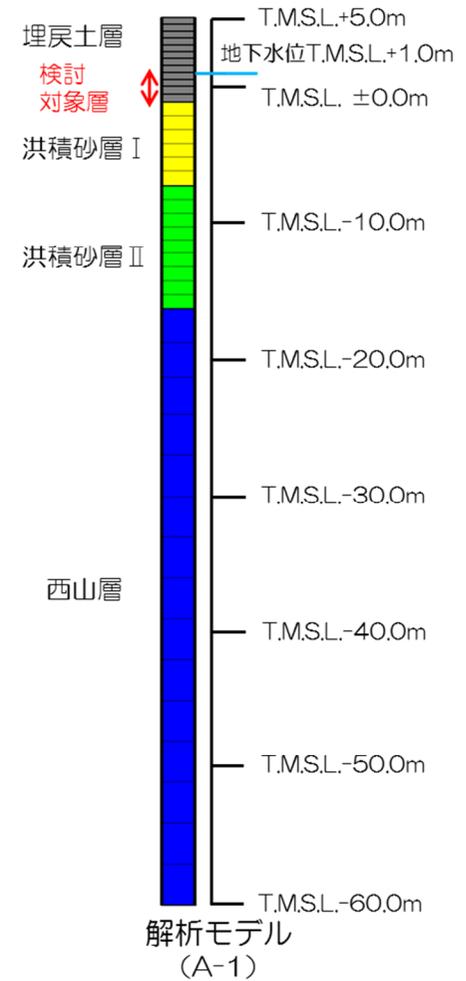


地盤物性値

地層区分		単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	初期せん断弾性係数 $G_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	せん断弾性係数G 減衰定数h
埋戻土層		18.6 (19.6)*1	0.33 (0.49)*1	$1980 \times \sigma_v'{}^{0.667}$	ひずみ依存性を 考慮
古 安 田 層	洪積砂層Ⅰ	19.1	0.47	$1.53 \times 10^5$	
	洪積砂層Ⅱ	18.6	0.48	$1.49 \times 10^5$	
西 山 層	西山層上限面 ~ T.M.S.L.-62.0m	16.9	0.43	$5.02 \times 10^5$	
	~T.M.S.L.-77.0m	16.9	0.43	$5.99 \times 10^5$	
	~T.M.S.L.-103.0m	16.9	0.43	$6.62 \times 10^5$	
	~T.M.S.L.-128.0m	16.9	0.43	$7.28 \times 10^5$	
	~T.M.S.L.-192.0m	16.9	0.43	$7.73 \times 10^5$	
~T.M.S.L.-284.0m	16.9	0.43	$8.20 \times 10^5$		
解放基盤		16.9	0.43	$9.17 \times 10^5$	—

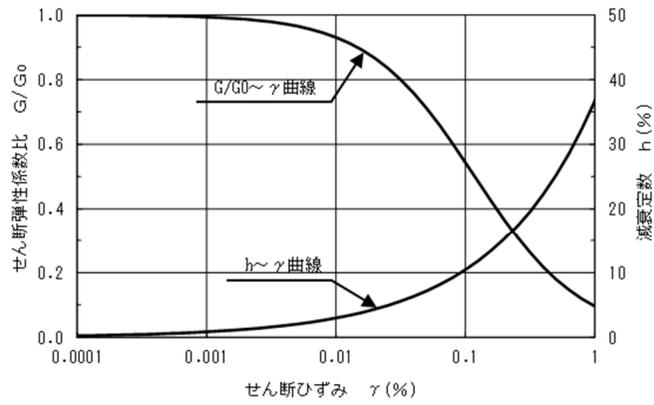
\* 1 : 地下水位以深の物性値

(既工認物性)

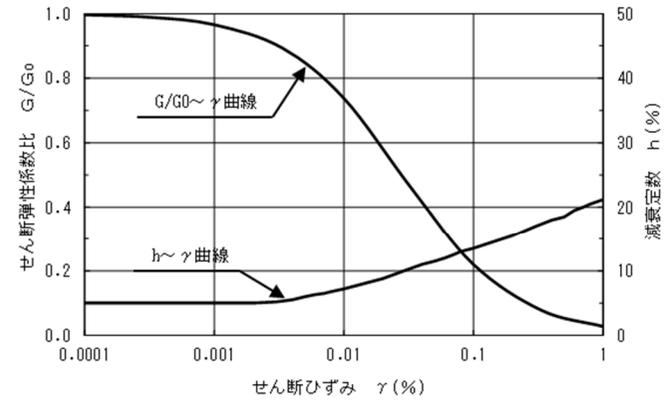


(a) 基本物性

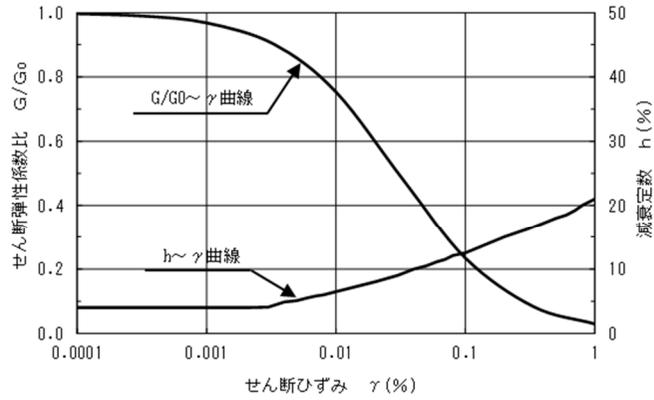
第 11-5-3 図 解析用物性値及び解析モデル (A-1 地点)



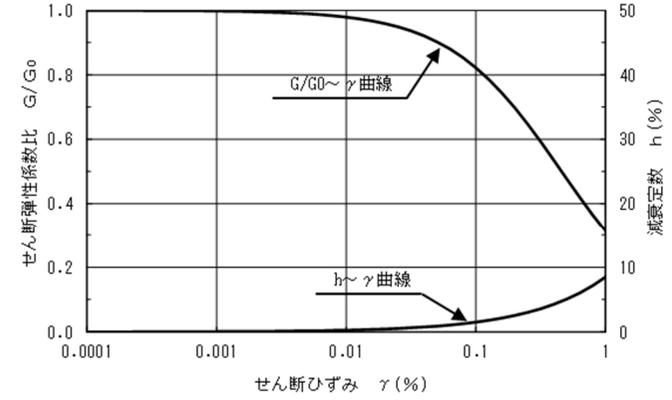
埋戻土層



洪積砂層 I



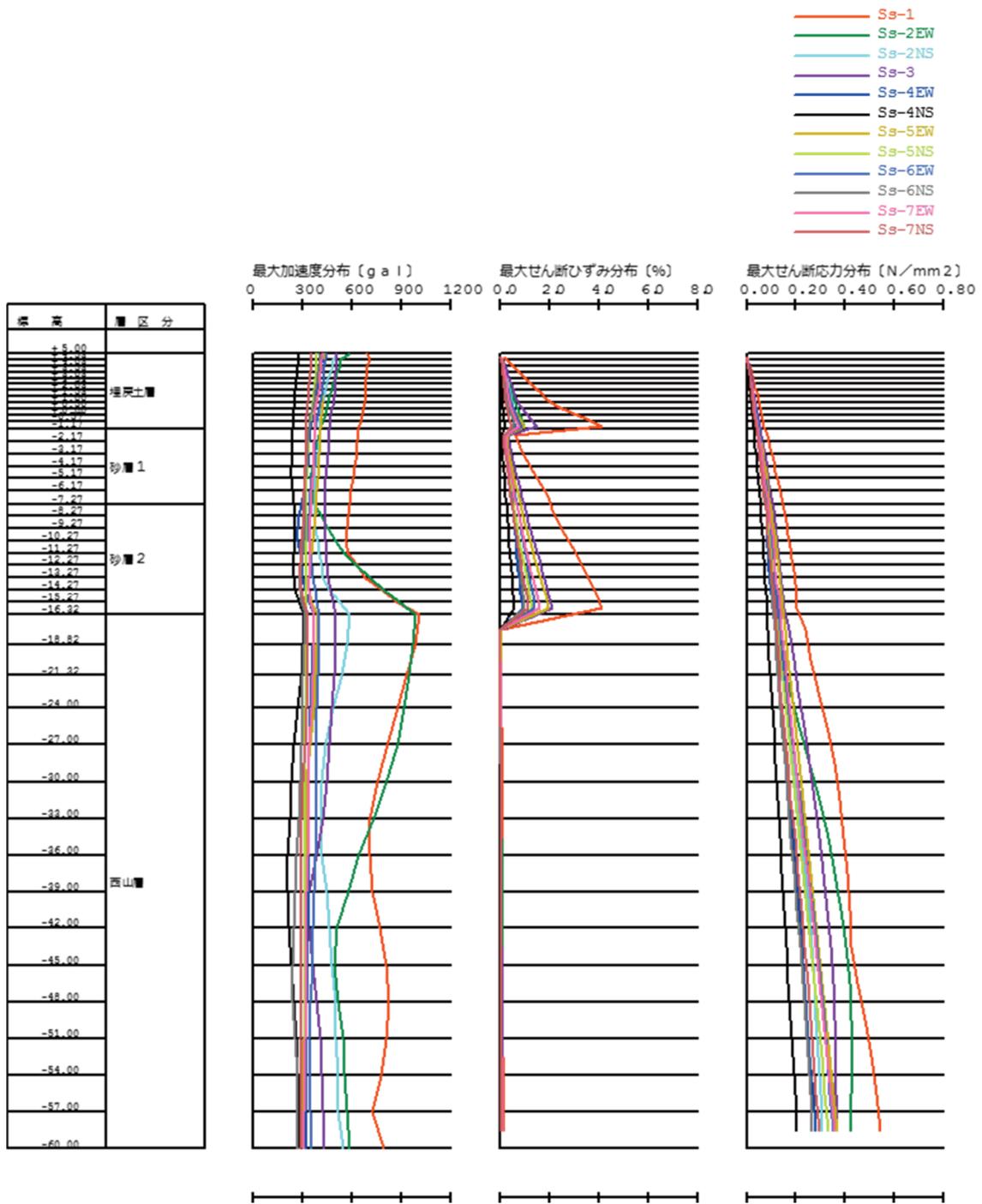
洪積砂層 II



西山層

(b) せん断剛性及び減衰のひずみ依存性

第 11-5-3 図 解析用物性値及び解析モデル (A-1 地点)



第 11-5-4 図 地震応答解析結果 (A-1 地点)

第 11-5-1 表 埋戻土層の液状化判定 (FL法) 結果

基準 地震動 Ss	最大せん断応力比 L	液状化強度 R <sub>L</sub>	F <sub>L</sub> 値 =R <sub>L</sub> /L	評価
Ss1	0.76	0.24	0.32	液状化
Ss2EW	0.51		0.47	液状化
Ss2NS	0.47		0.51	液状化
Ss3	0.57		0.42	液状化
Ss4EW	0.44		0.55	液状化
Ss4NS	0.30		0.80	液状化
Ss5EW	0.51		0.47	液状化
Ss5NS	0.44		0.55	液状化
Ss6EW	0.49		0.49	液状化
Ss6NS	0.43		0.56	液状化
Ss7EW	0.47		0.51	液状化
Ss7NS	0.40		0.60	液状化

## 6. 基準地震動 Ss に対する液状化試験の妥当性確認

新期砂層・沖積層及び古安田層中の砂層については、試験結果が液状化を示さず、道路橋示方書の液状化判定方法が適用できないと考えられる。このため、液状化試験が基準地震動 Ss 相当の地盤の状態（繰返し応力及び繰返し回数）を模擬していることを確認する。第 11-6-1 図に累積損傷度理論に基づく評価のフローを、第 11-6-2 図に累積損傷度理論に基づく等価繰返し回数の評価方法を示す。

なお、埋戻土層においては、5 章に示した FL 法の判定結果から、基準地震動 Ss において地盤に発生するせん断応力比よりも小さいせん断応力比で液状化する結果となっている。

評価にあつて、液状化試験個所である A-1 地点、A-2 地点、A-3 地点及び O-1 地点の地盤モデルを用いて、一次元逐次非線形解析を実施した。第 11-5-3 図、第 11-6-3 図及び第 11-6-4 図に各地点の解析用物性値及び解析モデルを示す。また、評価結果を第 11-6-1 表及び第 11-6-5～11 図に示す。

A-1 地点の洪積砂層 I について、解析結果による最大せん断応力比と等価繰返し回数は、試験で実施したせん断応力及び繰返し回数と同程度であり、おおむね基準地震動 Ss 相当の試験が実施できていると考える。低拘束圧部の基準地震動 Ss-4NS で地盤に発生するせん断応力比は、試験結果の回帰曲線で設定した下限値（繰返し回数 200 回のせん断応力比）以下となっており、等価繰返し回数の評価対象外であるが、液状化試験はこのせん断応力比を上回るレベルで実施できている。（第 11-6-5 図参照）

A-1 地点の洪積砂層 II について、解析結果による最大せん断応力比と等価繰返し回数は、試験で実施したせん断応力及び繰返し回数と同程度であり、おおむね基準地震動 Ss 相当の試験が実施できていると考える。（第 11-6-6 図参照）

A-2 地点の洪積砂層 I について、解析結果による最大せん断応力比と等価繰返し回数は、試験で実施したせん断応力及び繰返し回数と同程度であり、おおむね基準地震動 Ss 相当の試験が実施できていると考える。Ss-1、Ss-3 及び Ss-5EW 以外の基準地震動 Ss で地盤に発生するせん断応力比は、試験結果の回帰曲線で設定した下限値（繰返し回数 200 回のせん断応力比）以下となっており、等価繰返し回数の評価対象外であるが、液状化試験はこのせん断応力比を上回るレベルで実施できている。（第 11-6-7 図参照）

A-2 地点の洪積砂層 II について、解析結果による最大せん断応力比と等価繰返し回数は、試験で実施したせん断応力及び繰返し回数と同程度であり、おおむね基準地震動 Ss 相当の試験が実施できていると考える。Ss-2NS、Ss-4EW、Ss-4NS、Ss-5NS、Ss-6EW、Ss-6NS 及び Ss-7NS で地盤に発生するせん断応力比は、試験結果の回帰曲線で設定した下限値（繰返し回数 200 回のせん断応力比）以下となっており、等価繰返し回数の評価対象外である

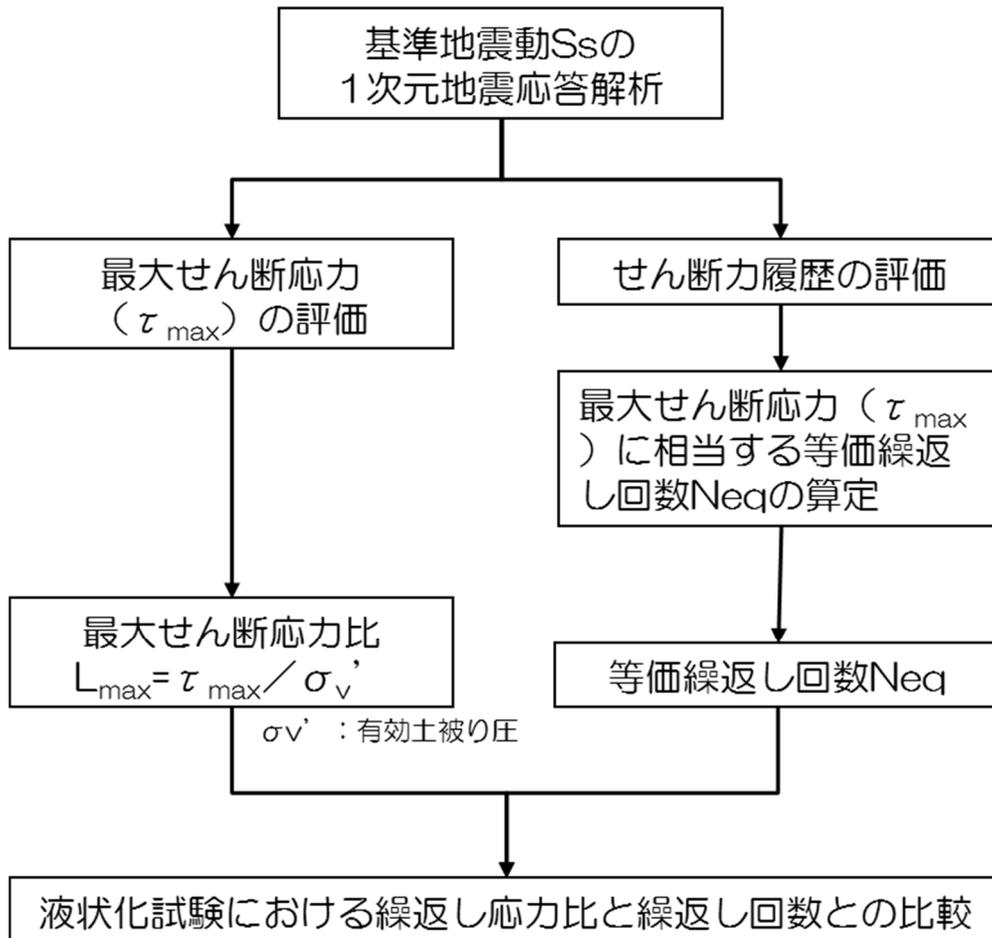
が、液状化試験はこのせん断応力比を上回るレベルで実施できている。(第 11-6-8 図参照)

A-3 地点の新期砂層・沖積層について、解析結果による最大せん断応力比と等価繰返し回数は、試験で実施したせん断応力及び繰返し回数と同程度であり、おおむね基準地震動  $S_s$  相当の試験が実施できていると考える。 $S_s$ -4NS で地盤に発生するせん断応力比は、試験結果の回帰曲線で設定した下限値（繰返し回数 200 回のせん断応力比）以下となっており、等価繰返し回数の評価対象外であるが、液状化試験はこのせん断応力比を上回るレベルで実施できている。(第 11-6-9 図参照)

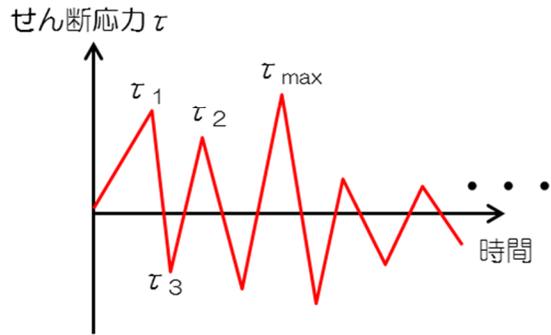
O-1 地点の洪積砂質土層 I について、全ての基準地震動  $S_s$  で地盤に発生するせん断応力比は、試験結果の回帰曲線で設定した下限値（繰返し回数 200 回のせん断応力比）以下となっており、等価繰返し回数の評価対象外であるが、液状化試験はこのせん断応力比を上回るレベルで実施できている。(第 11-6-10 図参照)

O-1 地点の洪積砂質土層 II について、全ての基準地震動  $S_s$  で地盤に発生するせん断応力比は、試験結果の回帰曲線で設定した下限値（繰返し回数 200 回のせん断応力比）以下となっており、等価繰返し回数の評価対象外であるが、液状化試験はこのせん断応力比を上回るレベルで実施できている。(第 11-6-11 図参照)

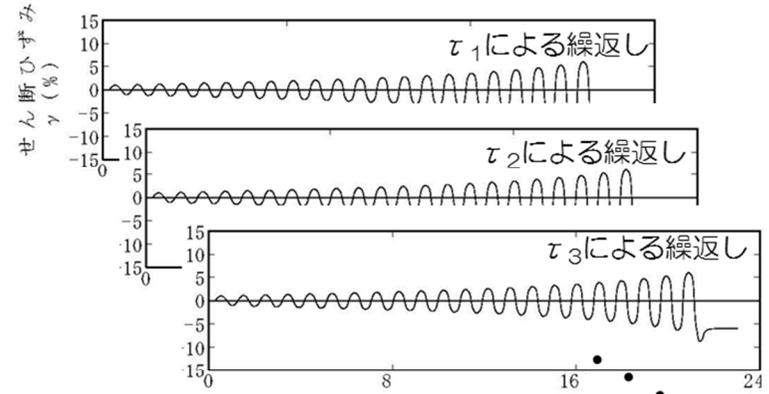
新期砂層・沖積層及び古安田層中の砂層における液状化試験の結果は、基準地震動  $S_s$  時の最大せん断応力比及び等価繰返し回数と同程度である。よって、今回実施した試験は、当該地盤に基準地震動  $S_s$  相当が作用した状態をおおむね再現できていると判断される。



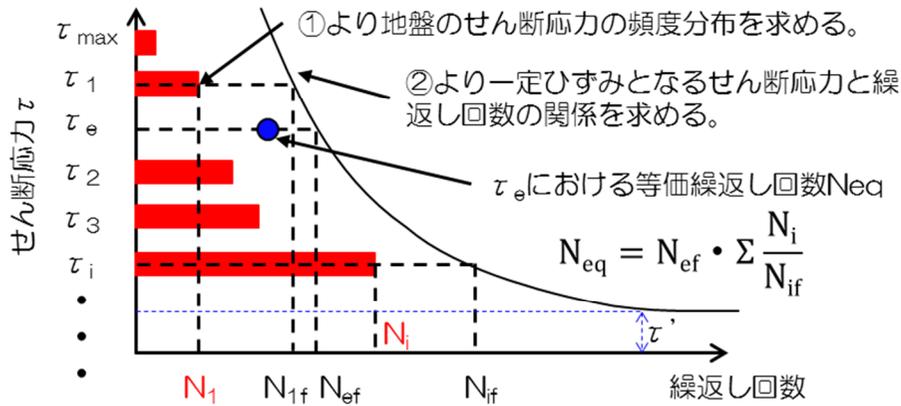
第 11-6-1 図 累積損傷度理論に基づく等価繰返し回数の評価のフロー



①対象地盤の地震応答解析におけるせん断応力履歴

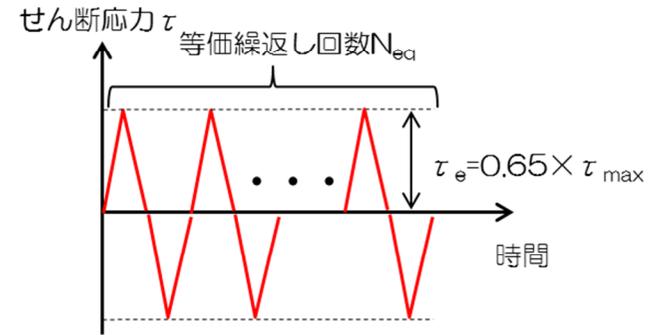


②試験による一定せん断応力振幅時の繰返し回数とせん断ひずみ



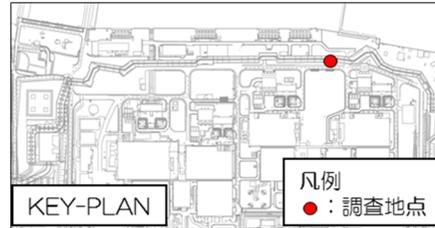
③累積損傷度理論に基づく等価繰返し回数の評価方法

$\tau'$  : あるレベル以下のせん断応力については、累積損傷度に寄与しないため、評価対象外とする。本検討では、液状化試験の最大繰返し回数 200 回に相当するせん断応力を設定した。



④対象地盤の地震応答解析と等価な一定せん断応力比と等価繰返し回数

第 11-6-2 図 累積損傷度理論に基づく等価繰返し回数の評価方法

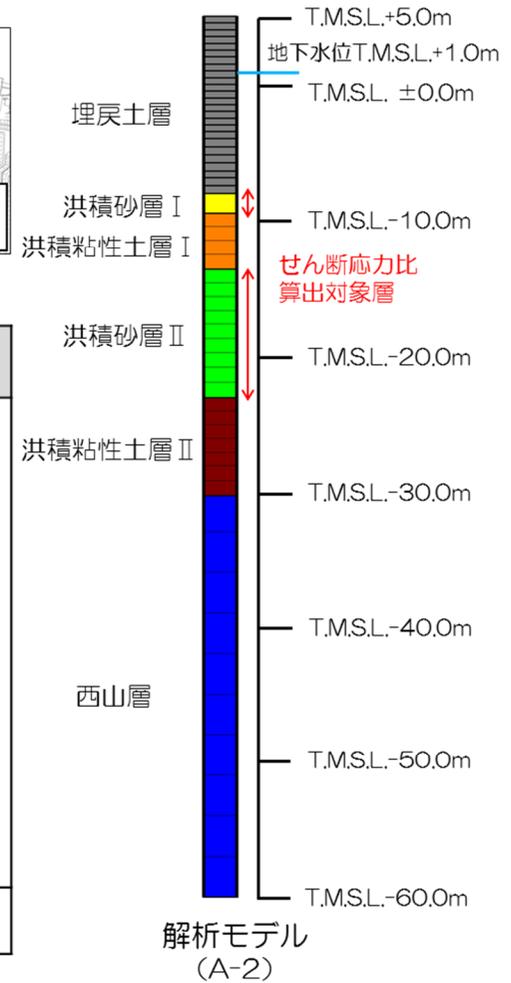


地盤物性値

地層区分		単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	初期せん断弾性係数 $G_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	せん断弾性係数G 減衰定数h
埋戻土層		18.6 (19.6)*1	0.33 (0.49)*1	$1980 \times \sigma_v'^{0.667}$	ひずみ依存性を 考慮
古 安 田 層	洪積砂層Ⅰ	18.3	0.47	$2.29 \times 10^5$	
	洪積粘性土層Ⅰ	17.8	0.48	$1.24 \times 10^5$	
	洪積砂層Ⅱ	18.5	0.48	$2.06 \times 10^5$	
	洪積粘性土層Ⅱ	17.8	0.48	$1.74 \times 10^5$	
西 山 層	西山層上限面 ~ T.M.S.L.-66.0m	15.6	0.46	$3.23 \times 10^5$	
	~T.M.S.L.-103.0m	15.8	0.45	$3.86 \times 10^5$	
	~T.M.S.L.-150.0m	16.9	0.44	$5.39 \times 10^5$	
	~T.M.S.L.-248.0m	17.4	0.43	$6.81 \times 10^5$	
解放基盤		17.8	0.41	$9.18 \times 10^5$	—

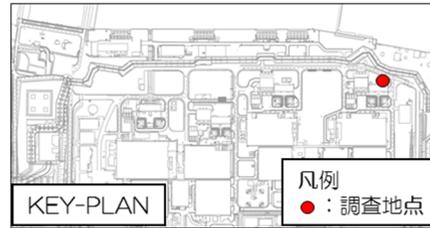
\* 1 : 地下水位以深の物性値

(既工認物性)



(a) 基本物性 (A-2 地点)

第 11-6-3 図 解析用物性値及び解析モデル

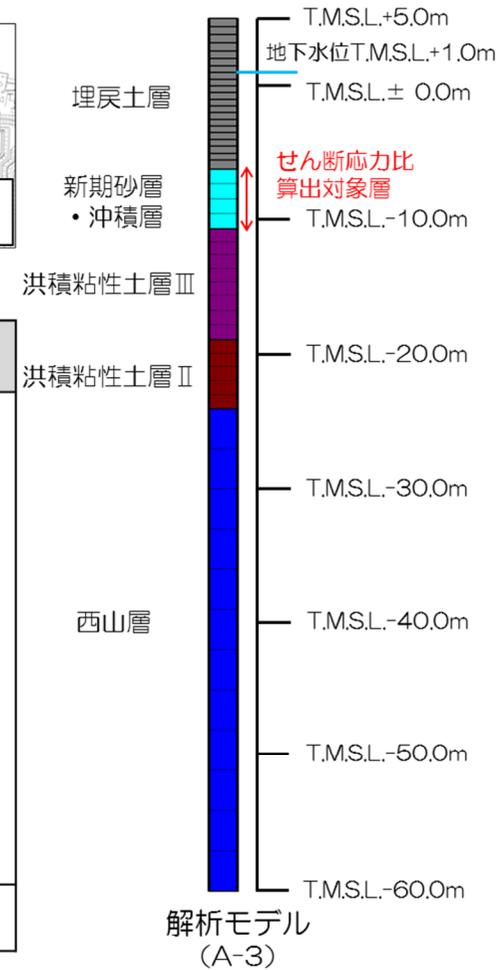


地盤物性値

地層区分		単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	初期せん断弾性係数 $G_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	せん断弾性係数G 減衰定数h
埋戻土層		18.6 (19.6)*1	0.33 (0.49)*1	$1980 \times \sigma_v'^{0.667}$	ひずみ依存性を 考慮
新期砂層・沖積層		19.9	0.48	$1.82 \times 10^5$	
古 安 田 層	洪積粘性土層Ⅲ	17.8	0.49	$8.82 \times 10^4$	
	洪積粘性土層Ⅱ	17.8	0.48	$1.74 \times 10^5$	
西 山 層	西山層上限面 ~ T.M.S.L.-66.0m	15.6	0.46	$3.23 \times 10^5$	
	~T.M.S.L.-103.0m	15.8	0.45	$3.86 \times 10^5$	
	~T.M.S.L.-150.0m	16.9	0.44	$5.39 \times 10^5$	
	~T.M.S.L.-248.0m	17.4	0.43	$6.81 \times 10^5$	
解放基盤		17.8	0.41	$9.18 \times 10^5$	—

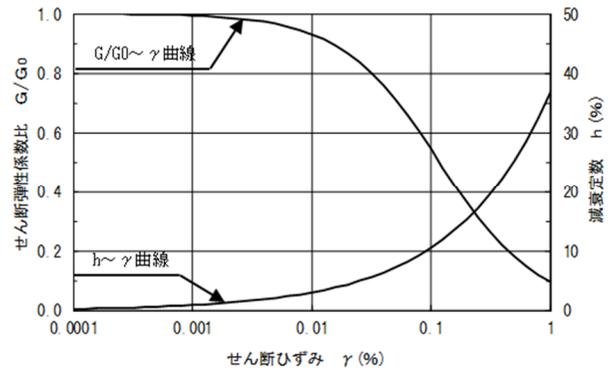
\* 1 : 地下水位以深の物性値

(既工認物性)

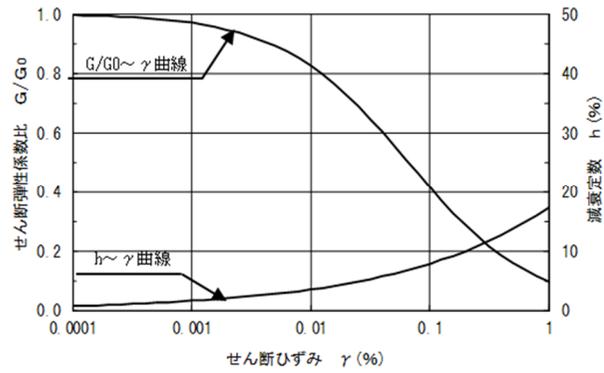


(b) 基本物性 (A-3 地点)

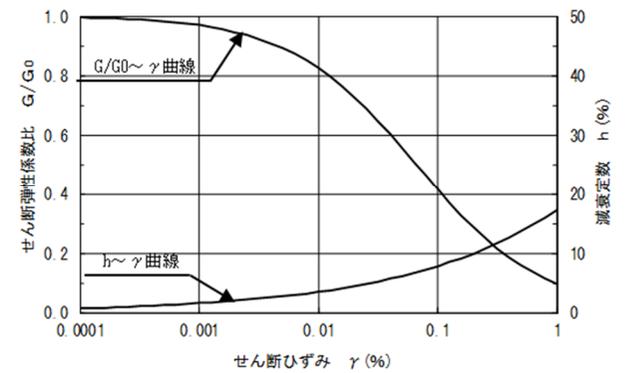
第 11-6-3 図 解析用物性値及び解析モデル



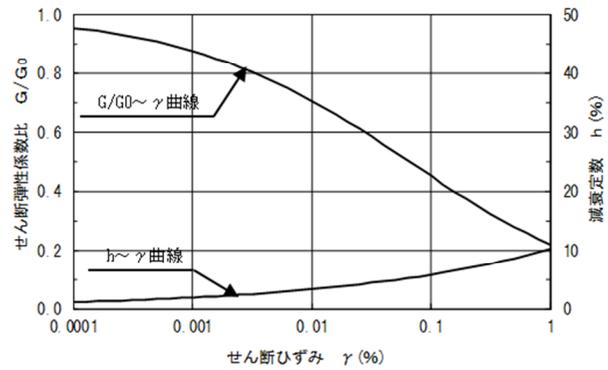
埋戻土層



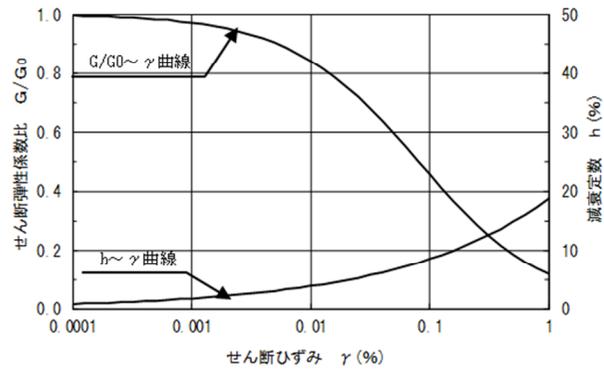
洪積砂層 I, II



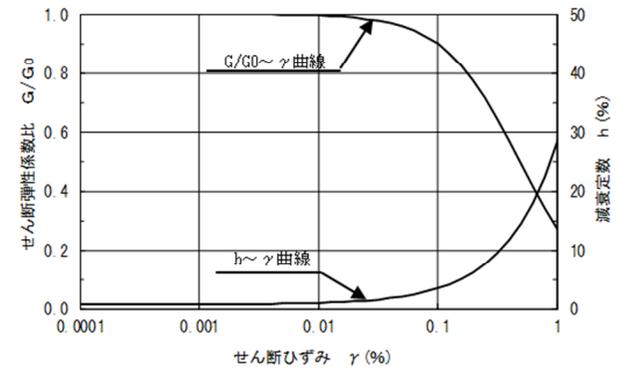
新期砂層・沖積層



洪積粘性土層 I, II



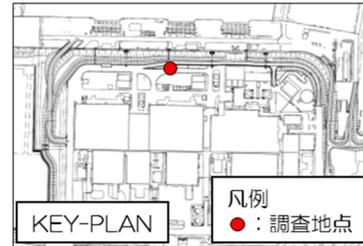
洪積粘性土層 III



西山層

(c) せん断剛性及び減衰のひずみ依存性 (A-2 及び A-3 地点)

第 11-6-3 図 解析用物性値及び解析モデル

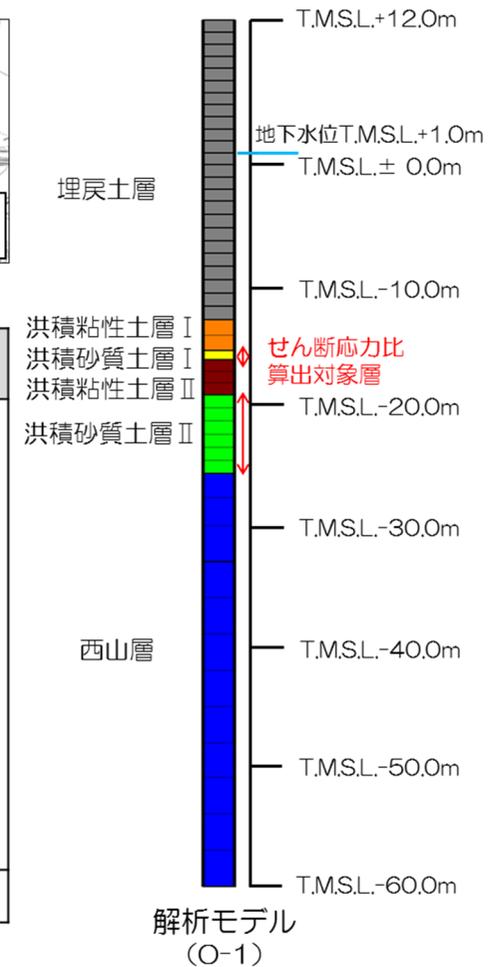


地盤物性値

地層区分		単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	初期せん断弾性係数 $G_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	せん断弾性係数G 減衰定数h
埋戻土層		18.6 (19.6)*1	0.41 (0.49)*1	$1980 \times \sigma_v'^{0.667}$ *2	ひずみ依存性を 考慮
古 安 田 層	洪積粘性土層Ⅰ	17.8	0.49	$9.63 \times 10^4$	
	洪積砂質土層Ⅰ	18.6	0.48	$1.82 \times 10^5$	
	洪積粘性土層Ⅱ	17.7	0.49	$1.13 \times 10^5$	
	洪積砂質土層Ⅱ	18.6	0.48	$2.07 \times 10^5$	
西 山 層	西山層上限面 ~ T.M.S.L.-33.0m	17.0	0.45	$4.16 \times 10^5$	
	~T.M.S.L.-90.0m	16.6	0.45	$4.75 \times 10^5$	
	~T.M.S.L.-136.0m	17.3	0.43	$6.13 \times 10^5$	
	~T.M.S.L.-155.0m	19.3	0.42	$8.33 \times 10^5$	
解放基盤		19.9	0.42	$1.05 \times 10^6$	-

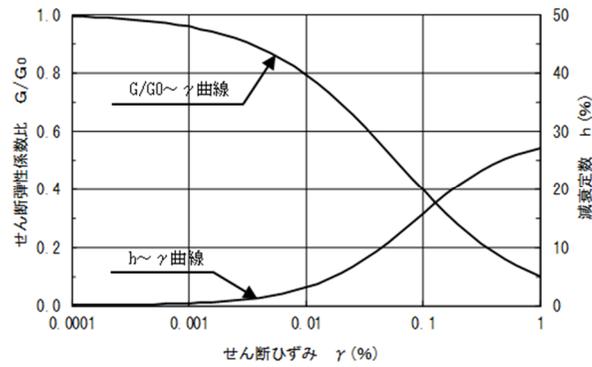
\* 1 : 地下水位以深の物性値  
\* 2 : 下限値  $2.75 \times 10^4$  kN/m<sup>2</sup>

(既工認物性)

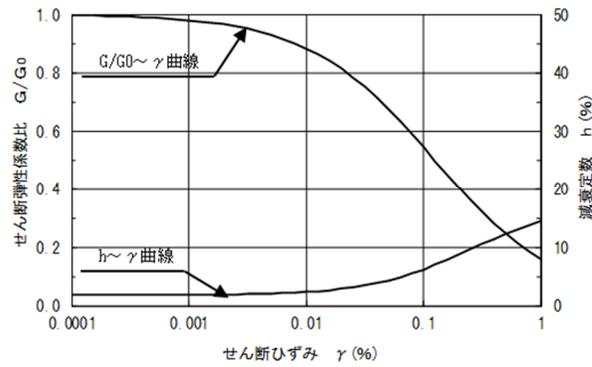


(a) 基本物性 (O-1 地点)

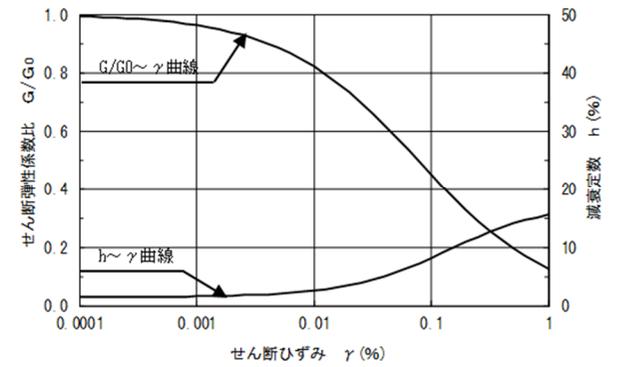
第 11-6-4 図 解析用物性値及び解析モデル



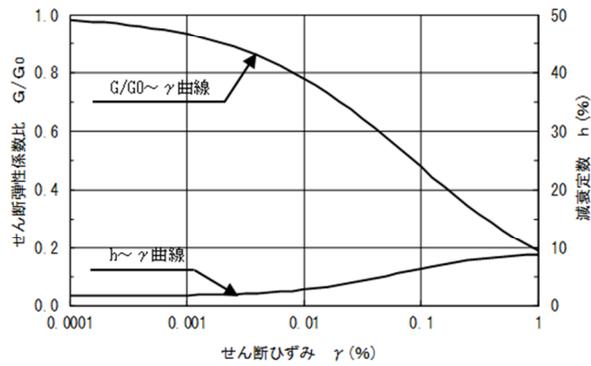
埋戻土層



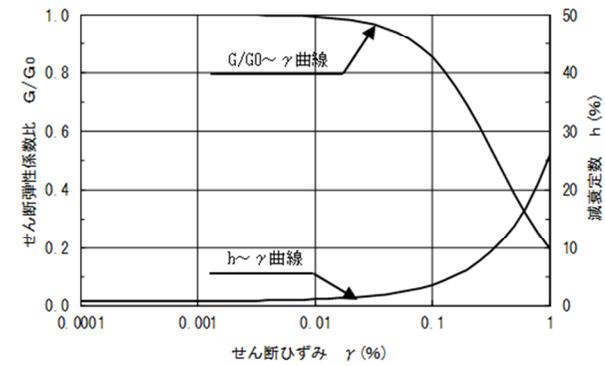
洪積粘性土層 I



洪積砂質土層 I, II



洪積粘性土層 II



西山層

(b) せん断剛性及び減衰のひずみ依存性 (O-1 地点)

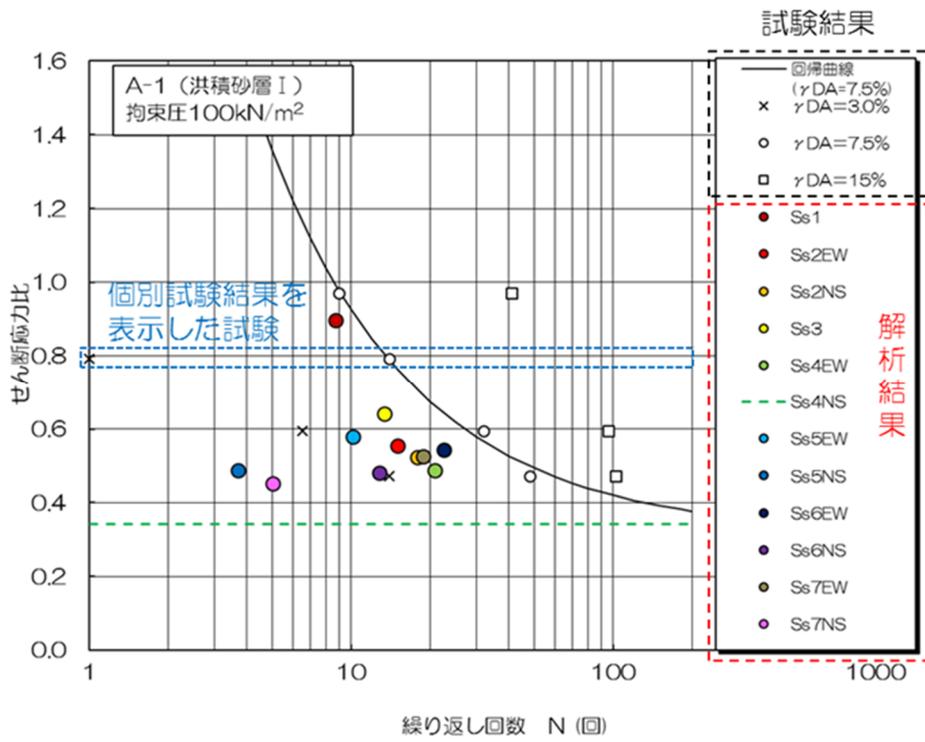
第 11-6-4 図 解析用物性値及び解析モデル

第 11-6-1 表 地震応答解析における最大せん断応力と等価繰返し回数

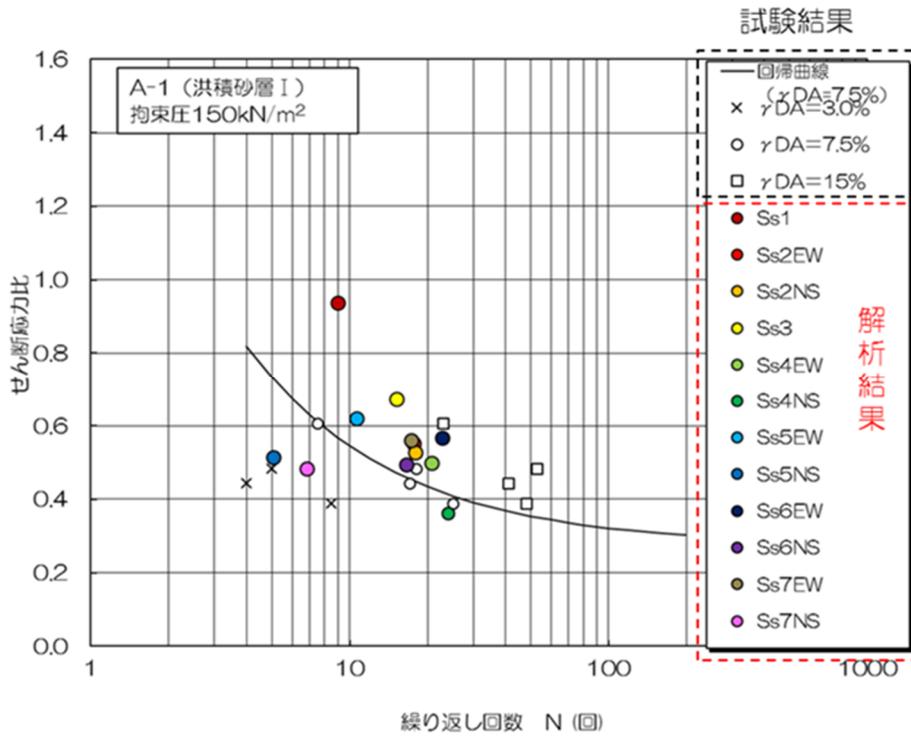
基準地震動Ss	A-1								A-2				A-3		O-1			
	洪積砂層Ⅰ (土被り圧 100kN/m <sup>2</sup> 相当)		洪積砂層Ⅰ (土被り圧 150kN/m <sup>2</sup> 相当)		洪積砂層Ⅱ (土被り圧 150kN/m <sup>2</sup> 相当)		洪積砂層Ⅱ (土被り圧 200kN/m <sup>2</sup> 相当)		洪積砂層Ⅰ		洪積砂層Ⅱ		新期砂層・沖積層		洪積砂質土層Ⅰ		洪積砂質土層Ⅱ	
	L <sub>max</sub>	N <sub>eq</sub>	L <sub>max</sub>	N <sub>eq</sub>	L <sub>max</sub>	N <sub>eq</sub>	L <sub>max</sub>	N <sub>eq</sub>	L <sub>max</sub>	N <sub>eq</sub>	L <sub>max</sub>	N <sub>eq</sub>						
Ss1	0.90	8.7	0.94	9.0	0.96	7.4	0.95	7.2	0.88	6.1	0.91	8.2	0.98	6.0	0.43	-※1	0.46	-※1
Ss2EW	0.55	15.0	0.55	17.6	0.52	19.1	0.47	24.2	0.53	-※1	0.64	126.8	0.55	20.4	0.32	-※1	0.34	-※1
Ss2NS	0.52	17.8	0.53	17.9	0.53	19.1	0.51	20.3	0.53	-※1	0.60	-※1	0.56	20.9	0.25	-※1	0.25	-※1
Ss3	0.64	13.3	0.67	15.1	0.68	12.6	0.69	12.5	0.68	22.1	0.72	16.6	0.73	11.2	0.43	-※1	0.44	-※1
Ss4EW	0.49	20.9	0.50	20.7	0.50	22.1	0.47	25.1	0.48	-※1	0.53	-※1	0.48	60.9	0.34	-※1	0.37	-※1
Ss4NS	0.34	-※1	0.36	23.9	0.37	40.9	0.37	31.3	0.39	-※1	0.42	-※1	0.40	-※1	0.22	-※1	0.23	-※1
Ss5EW	0.58	10.1	0.62	10.6	0.64	9.2	0.65	8.6	0.64	53.1	0.70	13.5	0.68	8.2	0.44	-※1	0.48	-※1
Ss5NS	0.49	3.7	0.51	5.1	0.53	4.7	0.53	4.9	0.52	-※1	0.61	-※1	0.54	4.4	0.24	-※1	0.25	-※1
Ss6EW	0.54	22.5	0.57	22.7	0.57	20.4	0.57	20.3	0.57	-※1	0.62	-※1	0.59	22.6	0.40	-※1	0.44	-※1
Ss6NS	0.48	12.8	0.50	16.5	0.50	14.8	0.49	14.7	0.52	-※1	0.57	-※1	0.53	10.8	0.27	-※1	0.27	-※1
Ss7EW	0.53	18.8	0.56	17.3	0.58	15.3	0.59	14.2	0.58	-※1	0.67	38.7	0.62	15.1	0.48	-※1	0.51	-※1
Ss7NS	0.45	5.0	0.48	6.8	0.50	5.3	0.50	5.5	0.51	-※1	0.56	-※1	0.52	7.1	0.29	-※1	0.31	-※1
Ss8															0.33	-※1	0.35	-※1

最大せん断応力比： $L_{max} = \tau_{max} / \sigma_v'$ ， $\tau_{max}$ ：最大せん断応力， $\sigma_v'$ ：有効土被り圧， $N_{eq}$ ：等価繰返し回数

- ※1 解析から得られる最大せん断応力比 ( $L_{max}$ ) が、試験結果から設定した回帰曲線の繰返し回数200回の値よりも小さいものについては、累積損傷度理論にも基づく等価繰返し回数の評価対象外であるため「-」と表記
- ※2 試験は等方等圧試験であり、実地盤と応答解析を比較するため、静止土圧係数 ( $K_0$ ：一般値0.5) により、等価せん断応力を補正して最大せん断応力を等価繰返し回数と対比する。 $\tau_e \times 3 / (1 + 2K_0) = 0.65 \times 3 / 2 \times \tau_{max} \doteq \tau_{max}$ ， $\tau_e$ ：等価せん断応力

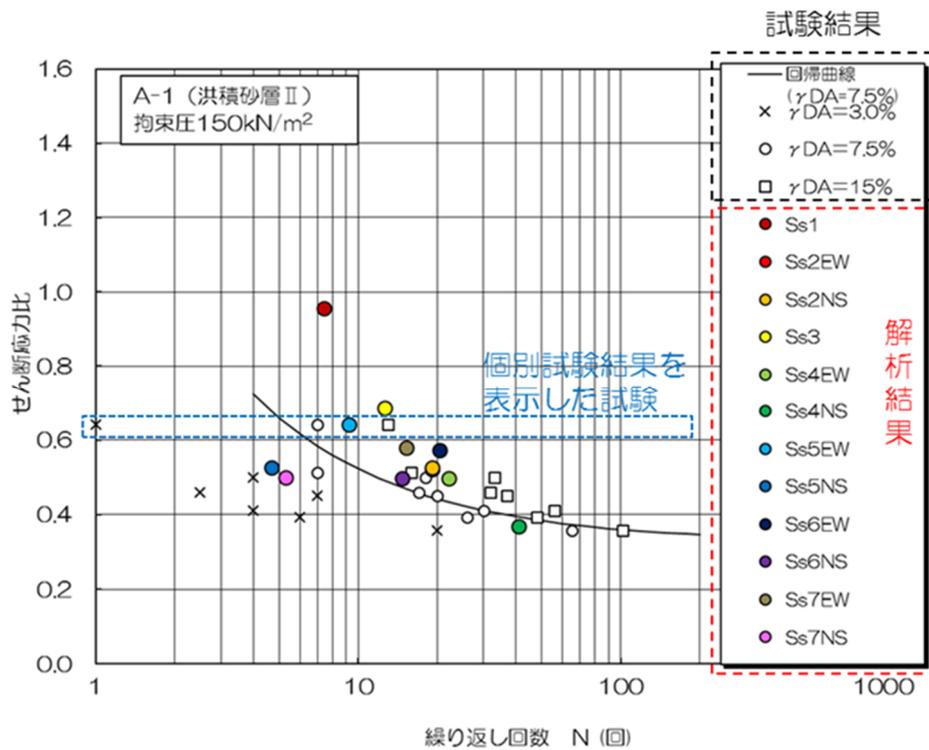


(a) 拘束圧 100kN/m<sup>2</sup>

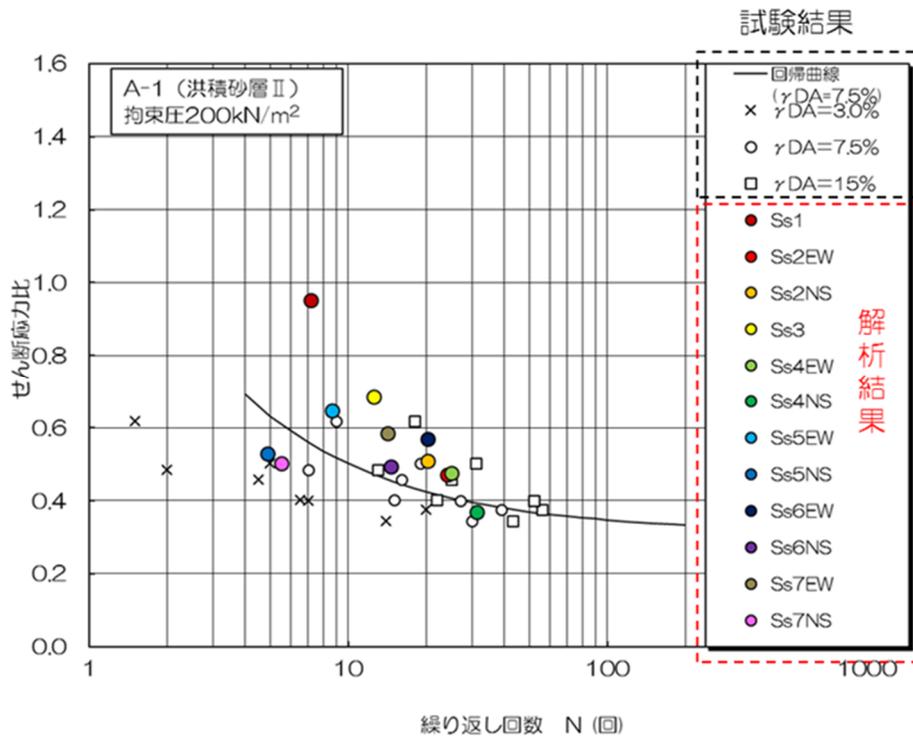


(b) 拘束圧 150kN/m<sup>2</sup>

第 11-6-5 図 累積損傷度理論に基づく評価結果 (A-1 地点の洪積砂層 I)

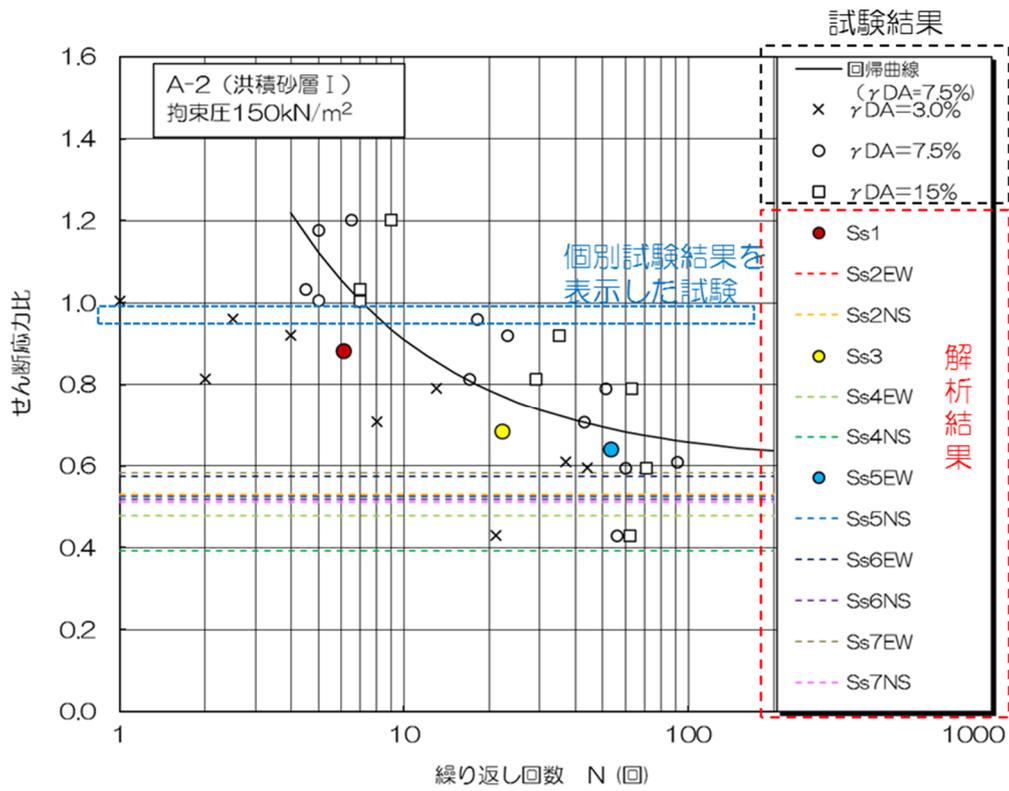


(a) 拘束圧 150kN/m<sup>2</sup>

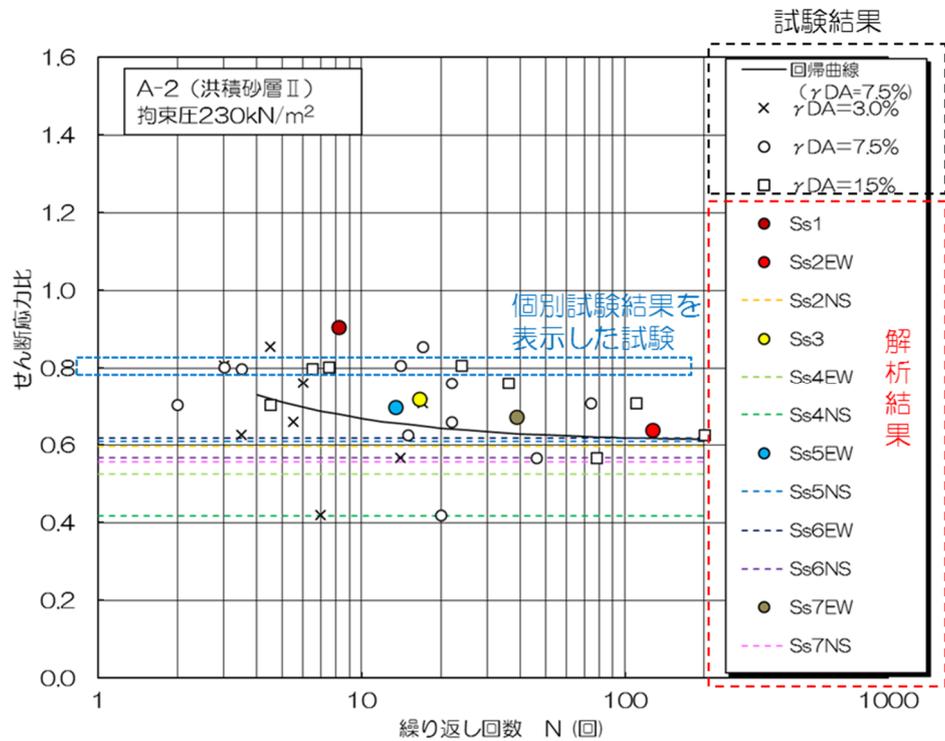


(b) 拘束圧 200kN/m<sup>2</sup>

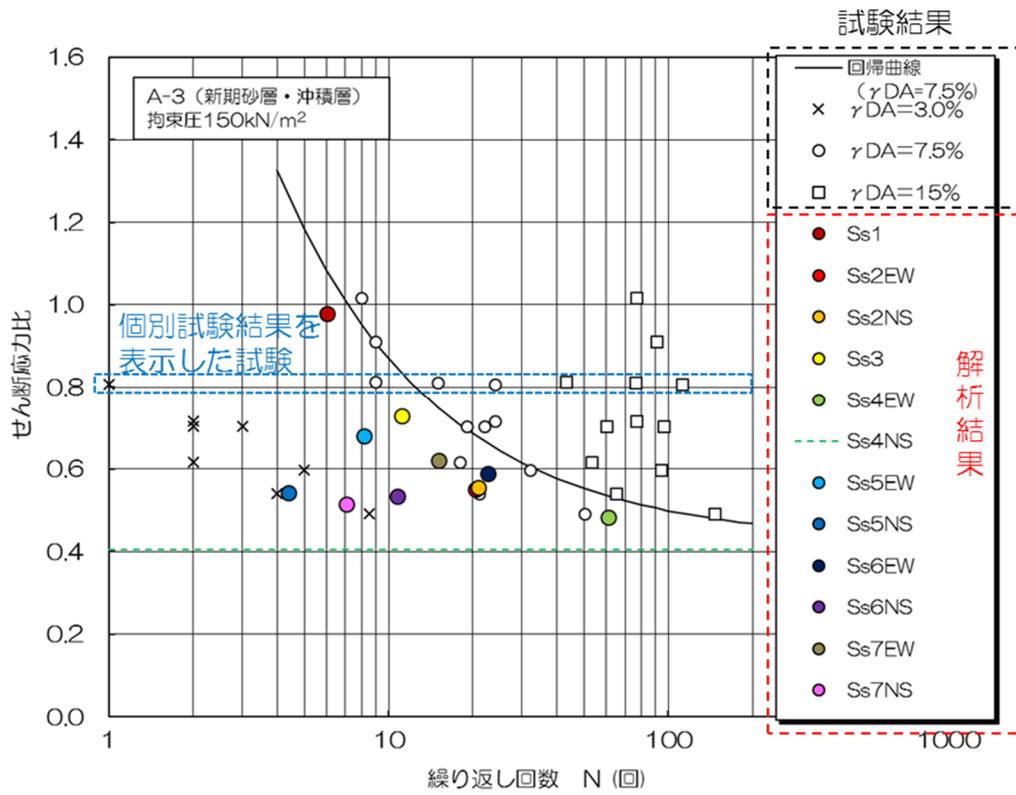
第 11-6-6 図 累積損傷度理論に基づく評価結果 (A-1 地点の洪積砂層 II)



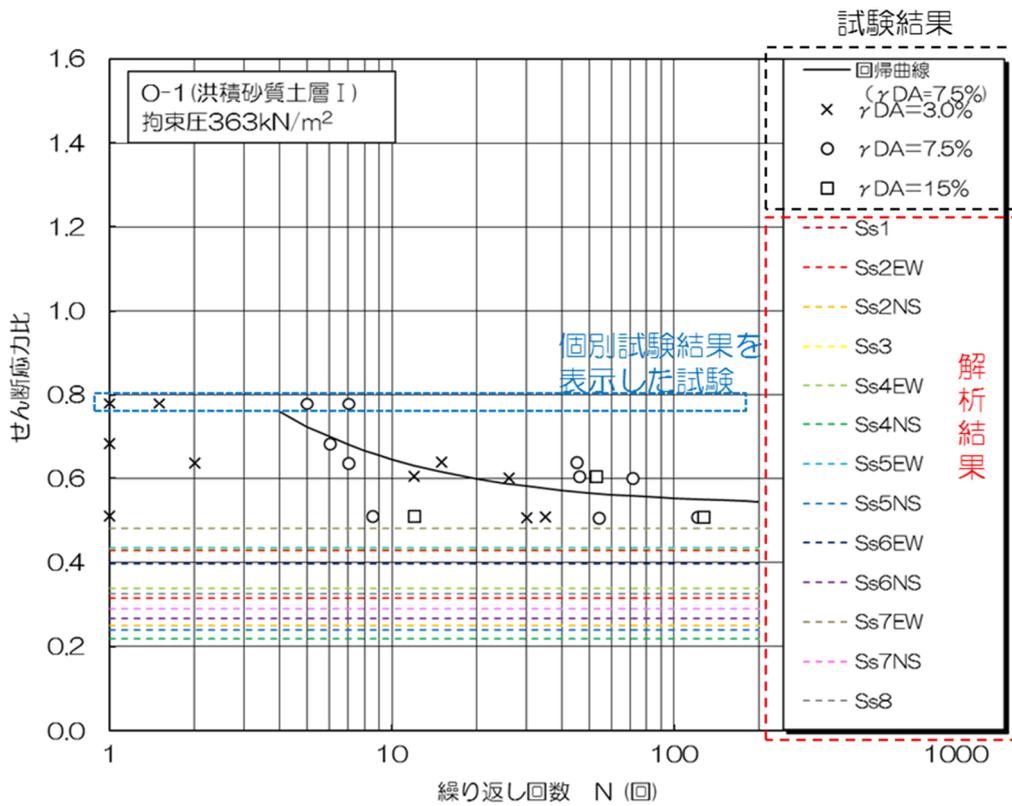
第 11-6-7 図 累積損傷度理論に基づく評価結果 (A-2 地点の洪積砂層 I)



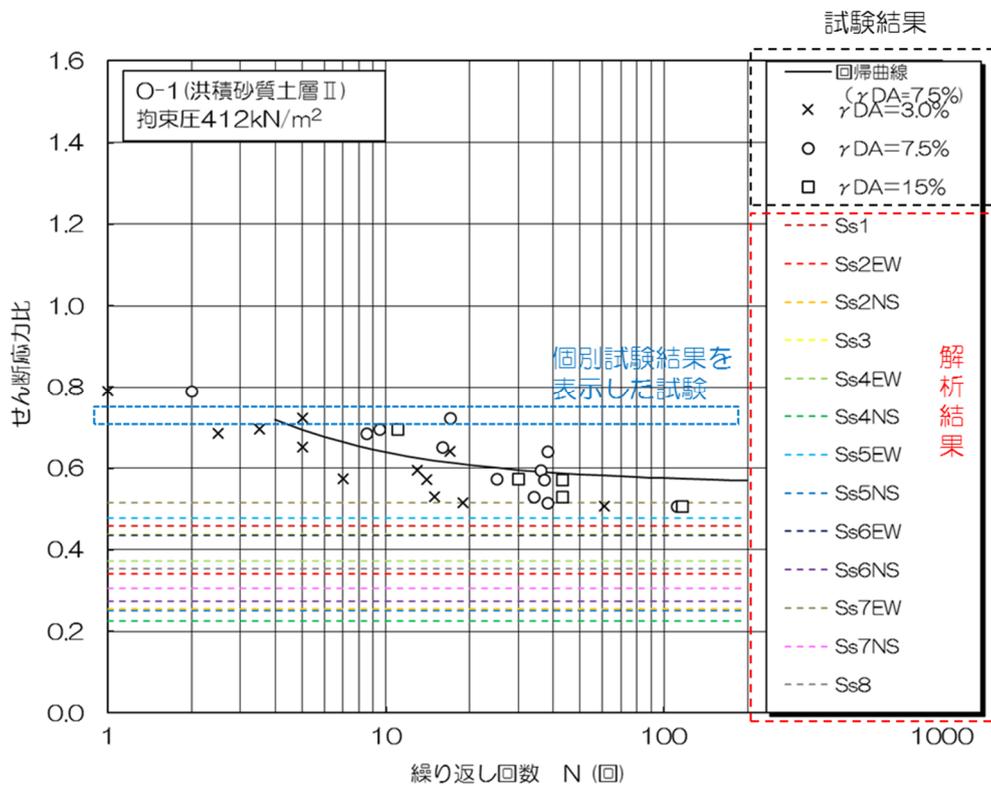
第 11-6-8 図 累積損傷度理論に基づく評価結果 (A-2 地点の洪積砂層 II)



第 11-6-9 図 累積損傷度理論に基づく評価結果 (A-3 地点の新期砂層・沖積層)



第 11-6-10 図 累積損傷度理論に基づく評価結果 (O-1 地点の洪積砂質土層 I)



第 11-6-11 図 累積損傷度理論に基づく評価結果 (O-1 地点の洪積砂質土層 II)

## 7. 液状化強度特性の設定

第 2 章で示した地層の同一性及び第 3 章で示した液状化試験個所の保守性・代表性の結果に基づいて、各土層で実施した液状化試験結果をそれぞれに適用し、各土層の液状化強度特性を設定して、構造物の影響評価を実施する。第 11-7-1 図に液状化強度特性の設定のフローを、第 11-7-2 図に地質断面の概要と調査位置の概要を、第 11-7-1 表に液状化強度特性を設定する土層と設定の基となる液状化試験個所の関係を示す。

なお、試験結果が非液状化となる土層についても、念のため試験結果に基づいて液状化強度特性を設定し、保守的な構造物影響評価を実施する。3/4 号炉側の古安田層中の砂層のうち比較的新しい砂層（A-2 地点の洪積砂層Ⅰ）については、試験結果が非液状化であるが、地層の同一性を考慮して、A-1 地点の洪積砂層Ⅱの試験結果に基づいて液状化強度特性を設定する。古安田層中の砂層のうち比較的古い砂層（A-2 地点の洪積砂層Ⅱ及び O-1 地点の洪積砂質土層Ⅰ・Ⅱ）については、試験結果が非液状化であるが、それぞれの試験で得られたせん断ひずみと繰返し回数関係に基づいて、液状化強度特性を設定する。

各土層での液状化強度特性は、液状化試験を基本として、各土層で得られた基本物性のばらつきも考慮することで、保守的な設定とする。設定の方法について、第 3 章の液状化試験個所の代表性の結果に基づいて、液状化試験個所が周辺調査個所に対して保守的な個所で実施していると考えられる土層（埋戻土層、新期砂層・沖積層（荒浜側））と、液状化試験個所が周辺調査個所に対する代表性を有していると考えられる土層（古安田層中の砂層）に大別して設定する。

液状化試験個所が周辺調査個所に対して保守的な個所で実施していると考えられる土層（埋戻土層、新期砂層・沖積層（荒浜側））については、液状化試験個所の基本物性が、周辺調査個所の下限相当となっていることから、試験結果を各土層の代表値とすることが保守的と考えられる。ただし、試験結果の下限に相当する液状化強度  $R_L$  を評価して、これを満足する液状化強度特性を設定することで、さらに保守的な設定とする。具体的には、試験結果においてせん断ひずみ両振幅が 7.5% となる点に対して回帰曲線の評価し、この回帰曲線を下方に移動し、試験値の下限を通る曲線と、繰返し回数 20 回との交点を求め、液状化試験の下限值に相当する液状化強度  $R_L$  として評価する。なお、道路橋示方書では、繰返し回数 20 回で軸ひずみ両振幅が 5%（せん断ひずみ両振幅 7.5%）に達するのに要するせん断応力振幅を初期有効拘束圧で除した値を液状化強度  $R_L$  として定義している。第 11-7-3 図に液状化試験結果の下限に相当する液状化強度  $R_L$  の評価結果を示す。

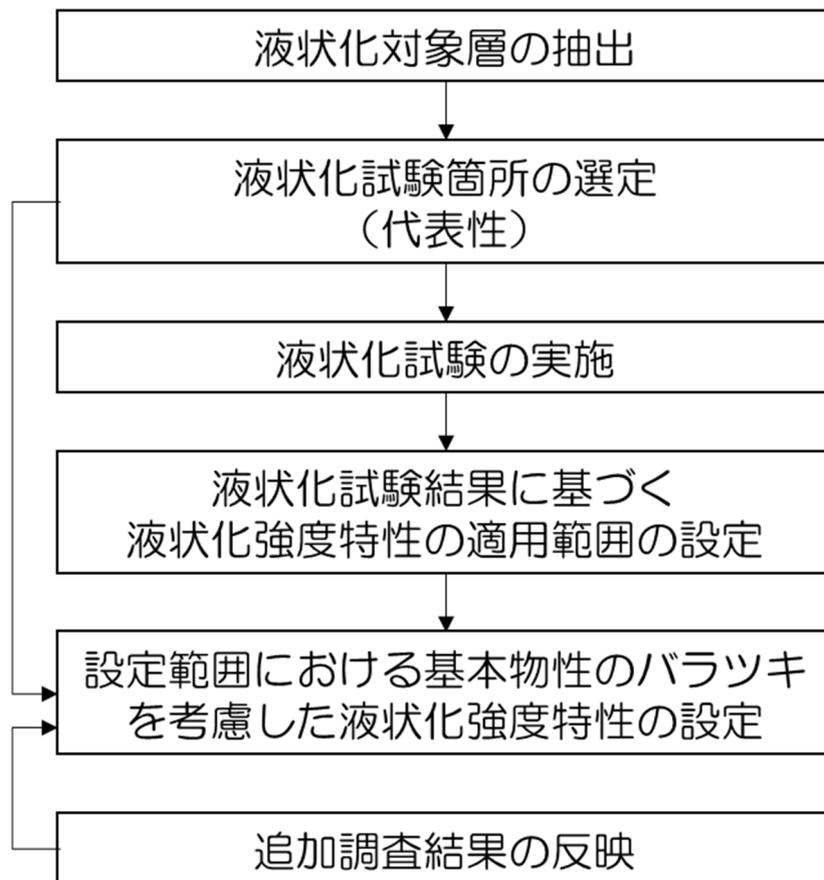
液状化試験の下限值に相当する液状化強度  $R_L$  は、A-1 地点の埋戻土層で 0.19、A-3 地点の新期砂層・沖積層で 0.55 となり、構造物影響評価の解析においては、これを満足するように液状化強度特性を設定する。

液状化試験個所が周辺調査個所に対する代表性を有していると考えられる土層（古安田層中の砂層）については、液状化試験個所の基本物性が、周辺調査個所と同程度になってい

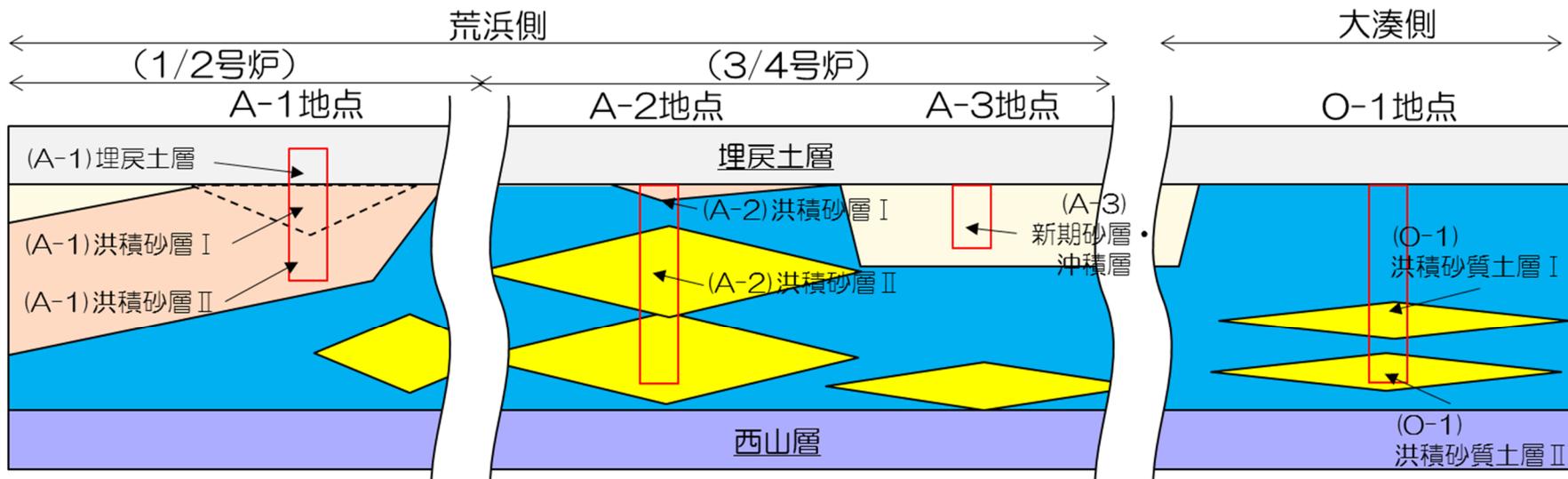
るところから、試験結果を各土層の代表値とすることは妥当であると考えられる。ただし、N 値のばらつきを液状化試験のばらつきと仮定して液状化強度  $R_L$  を保守的に低減させ、これを満足する液状化強度特性を設定する。具体的には、試験結果においてせん断ひずみ両振幅が 7.5%となる点に対して回帰曲線を求め、繰返し回数 20 回とせん断応力比を評価し、当該地層の N 値の平均値に対する平均値-1 $\sigma$ の値の比を乗して、N 値のばらつきに基づいて低減した液状化強度  $R_L$  として評価する。第 11-7-4 図に N 値のばらつきに基づいて低減した液状化強度  $R_L$  の評価結果を示す。

N 値のばらつきに基づいて低減した液状化強度  $R_L$  は、A-1 地点の洪積砂層 I で 0.53 (拘束圧 100kN/m<sup>2</sup>) 及び 0.34 (拘束圧 150kN/m<sup>2</sup>)、A-1 地点の洪積砂層 II で 0.30 (拘束圧 150kN/m<sup>2</sup>) 及び 0.29 (拘束圧 200kN/m<sup>2</sup>)、A-2 地点の洪積砂層 II で 0.36、0-1 地点の洪積砂質土層 I で 0.45、0-1 地点の洪積砂質土層 II で 0.45 となり、構造物影響評価の解析においては、これを満足するように液状化強度特性を設定する。

なお、第 3 章で述べるように追加試験を計画しており、追加調査の結果を適切に反映し、設定した液状化強度特性の保守性を確認する。また、必要に応じて液状化強度特性の見直しを実施する。



第 11-7-1 図 液状化強度特性の設定のフロー



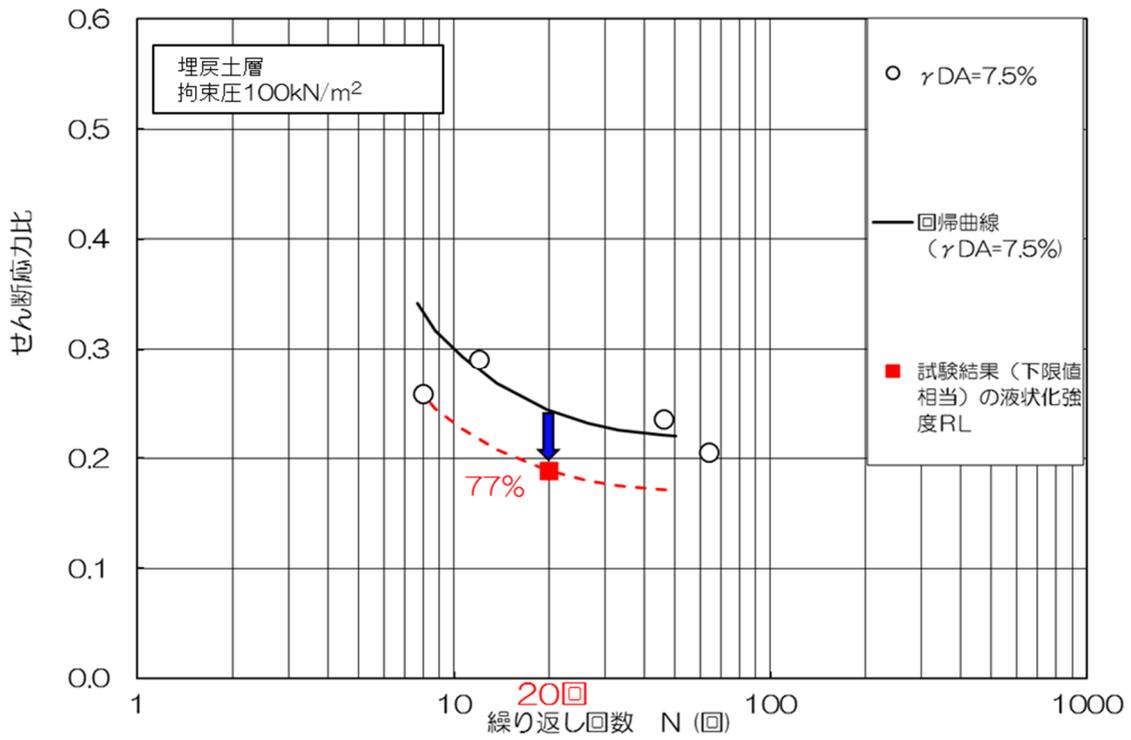
第 11-7-2 図 地質断面の概要と調査位置の概要

第 11-7-1 表 液状化強度特性を設定する土層と設定の基となる液状化試験個所の関係

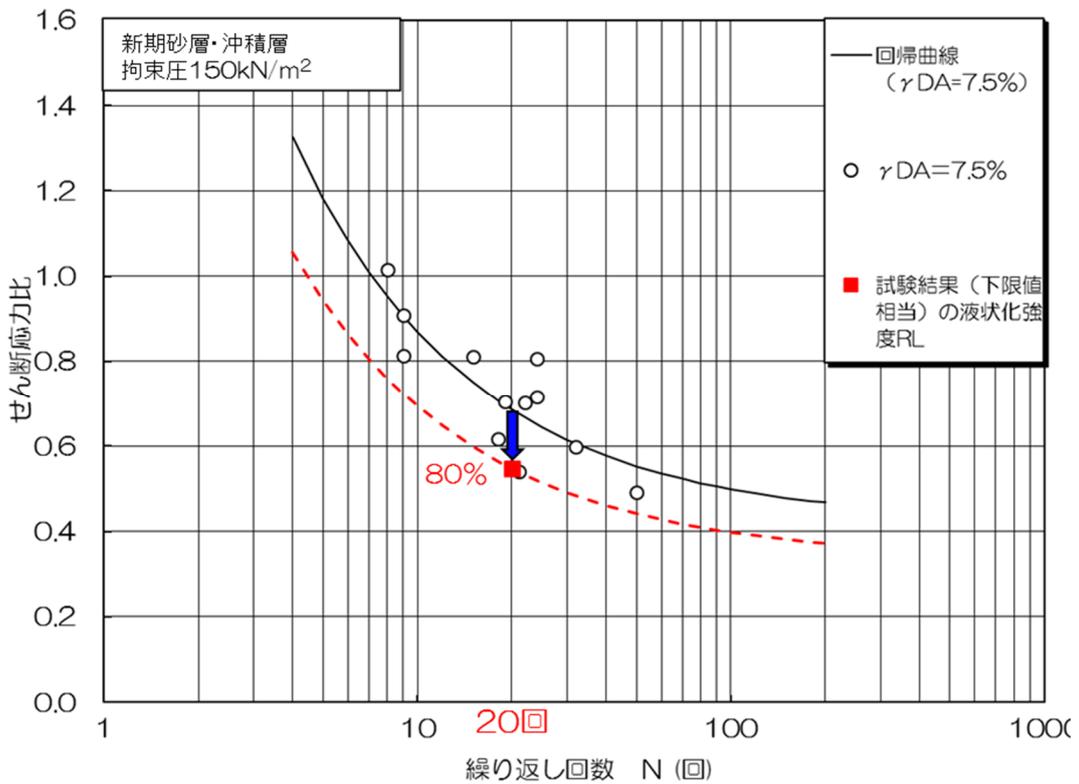
今回対象構造物		(1号炉)	(2号炉側)	(3/4号炉側)	6/7号炉 取水路・軽油タンク基礎・GTG基礎等	
対象土層	埋戻土層	A-1 埋戻土層				
	新期砂層・沖積層	A-3 新期砂層・沖積層		[追加調査] 新期砂層・沖積層		
	古安田層	比較的 新しい 砂層	N値 平均50以上	A-1 洪積砂層Ⅰ	(出現しない)	
			N値 平均50以下	A-1 洪積砂層Ⅱ		
		比較的古い砂層	A-2 洪積砂層Ⅱ (※2)		0-1 洪積砂質土層Ⅰ・Ⅱ (※2)	
		洪積粘性土層	(非液状化層)			
	西山層	(非液状化層)				

※1：3/4号炉側の古安田層中の砂層のうち比較的新しい砂層については、試験結果が非液状化であるが、地層の同一性を考慮して、A-1地点の洪積砂層Ⅱの試験結果に基づいて液状化強度特性を設定する。

※2：古安田層中の砂層のうち比較的古い砂層については、試験結果が非液状化であるが、念のため液状化強度特性を設定した構造物影響評価を実施する。液状化強度特性は、荒浜側についてはA-2地点の洪積砂層Ⅱ、大湊側については0-1地点の洪積砂質土層Ⅰ・Ⅱの試験結果に基づいて液状化強度特性を設定する。

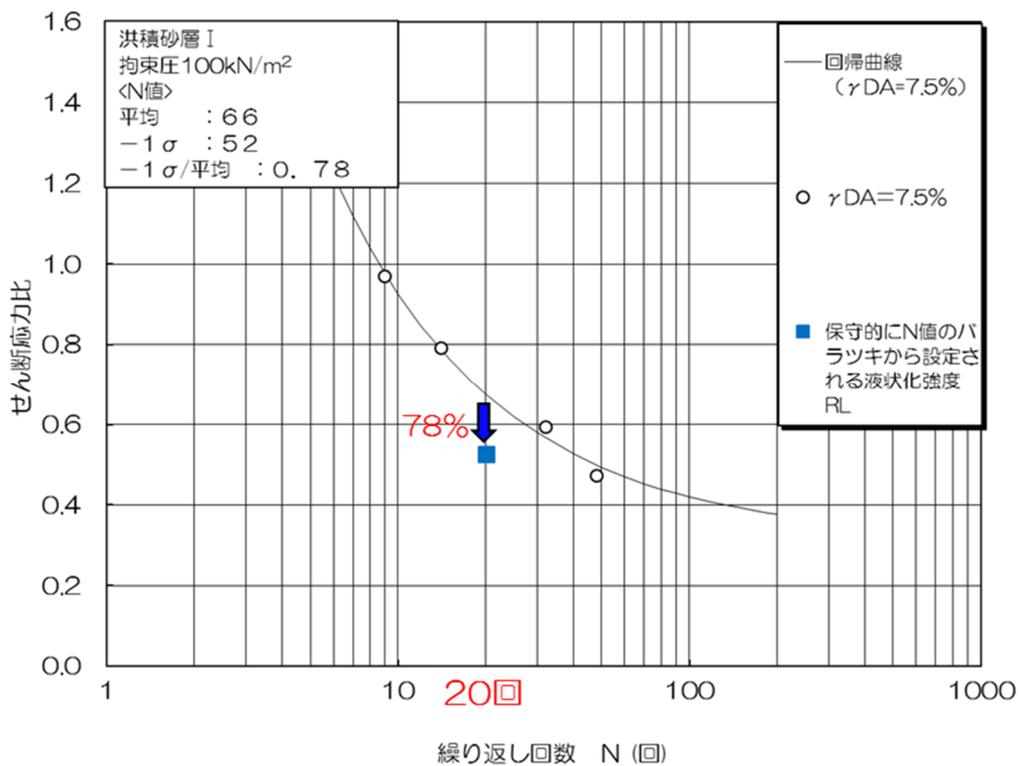


(a) 埋戻土層 (拘束圧 100kN/m<sup>2</sup>)

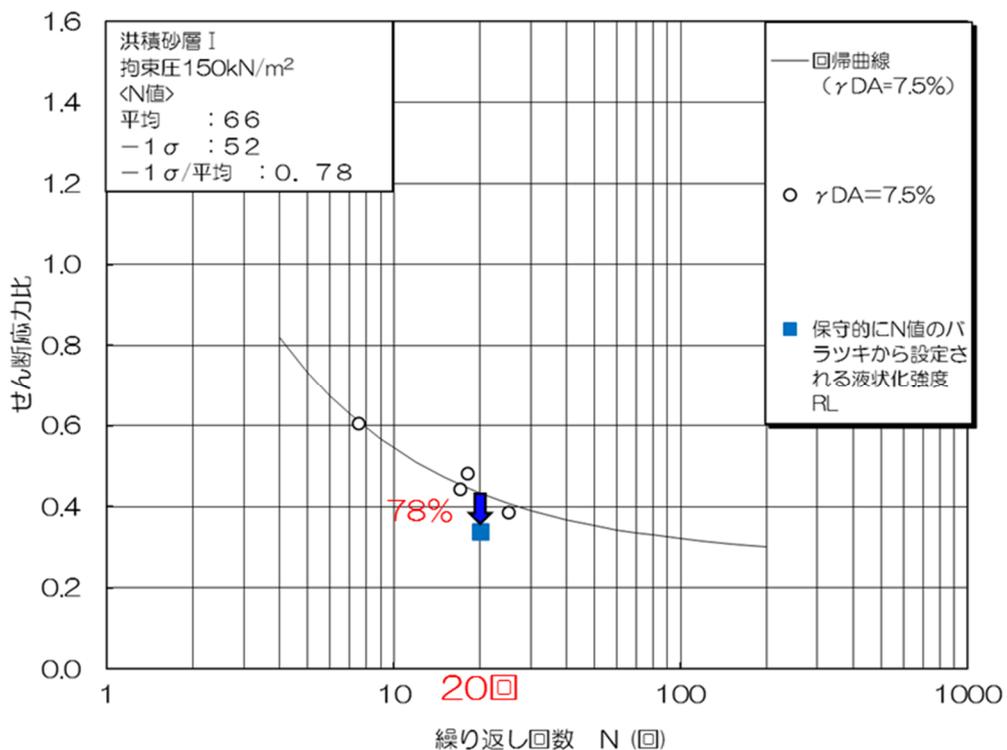


(b) 新期砂層・沖積層 (拘束圧 150kN/m<sup>2</sup>)

第 11-7-3 図 液状化強度特性の設定  
(液状化試験結果の下限に相当する液状化強度  $R_L$ )



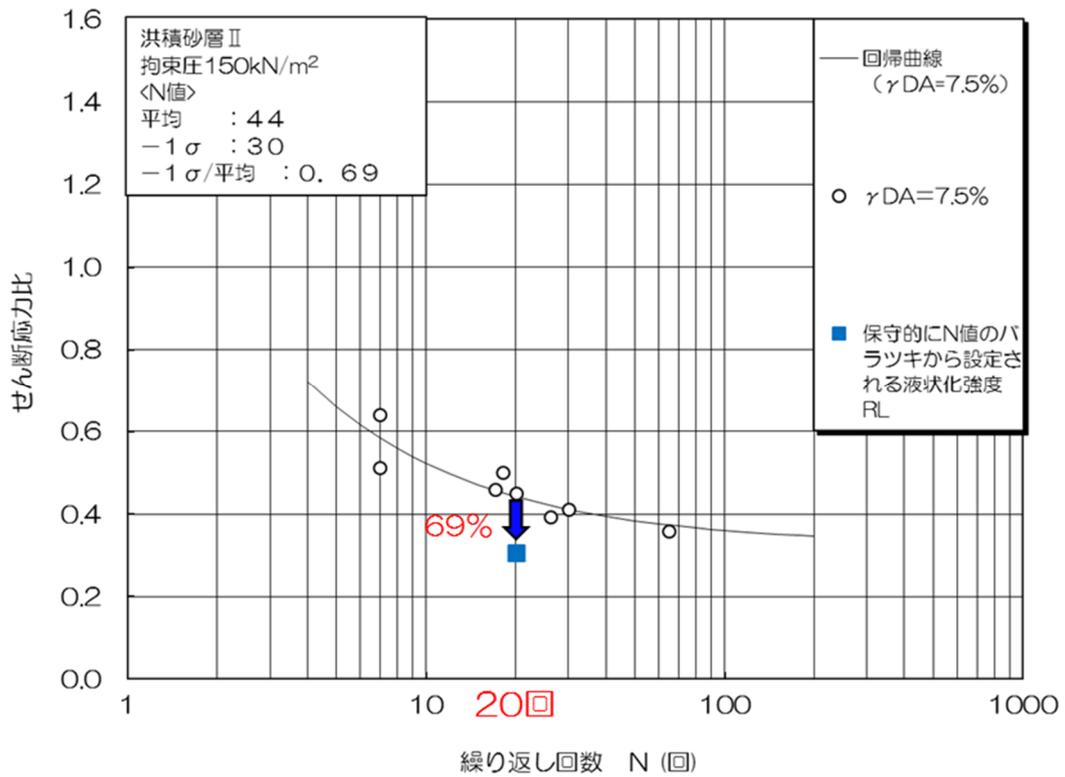
(a) A-1 地点の洪積砂層 I (拘束圧 100kN/m<sup>2</sup>)



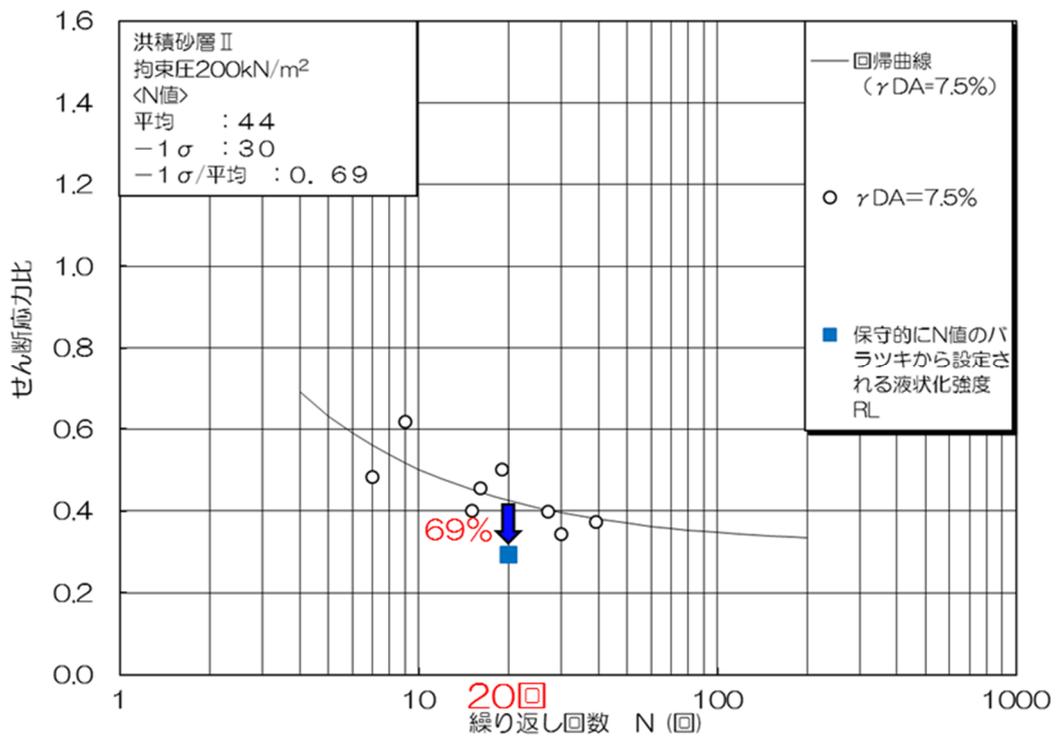
(b) A-1 地点の洪積砂層 I (拘束圧 150kN/m<sup>2</sup>)

第 11-7-4 図 液状化強度特性の設定

(N 値のばらつきに基づいて低減した液状化強度 R<sub>L</sub>)

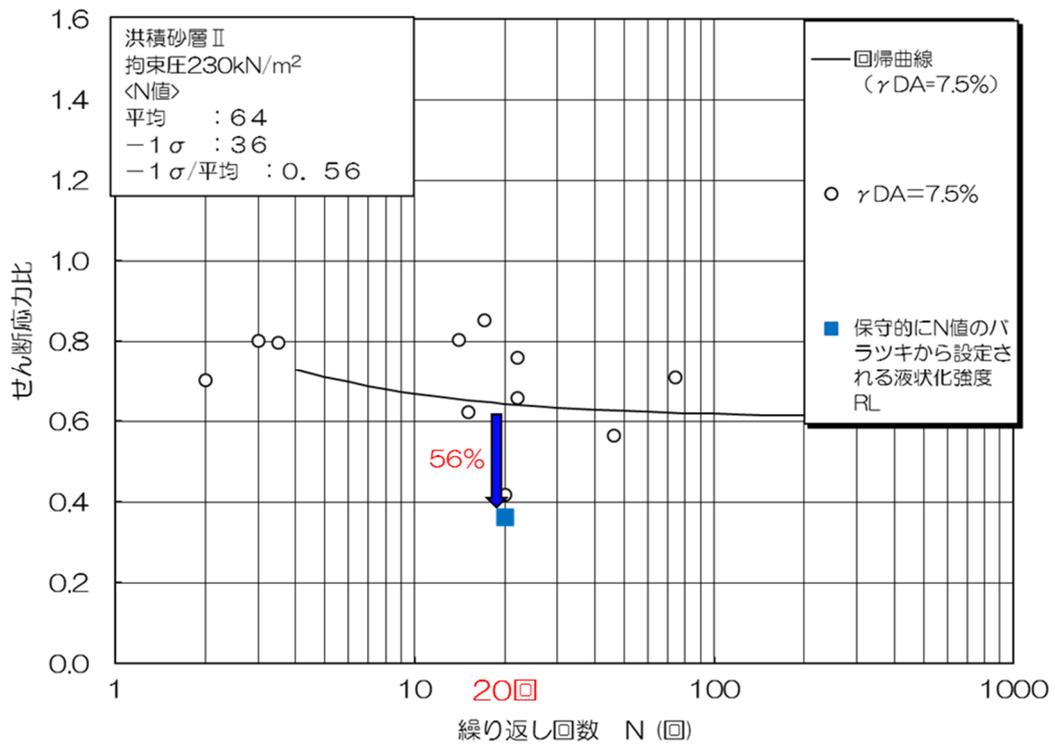


(c) A-1 地点の洪積砂層Ⅱ (拘束圧 150kN/m<sup>2</sup>)



(d) A-1 地点の洪積砂層Ⅱ (拘束圧 200kN/m<sup>2</sup>)

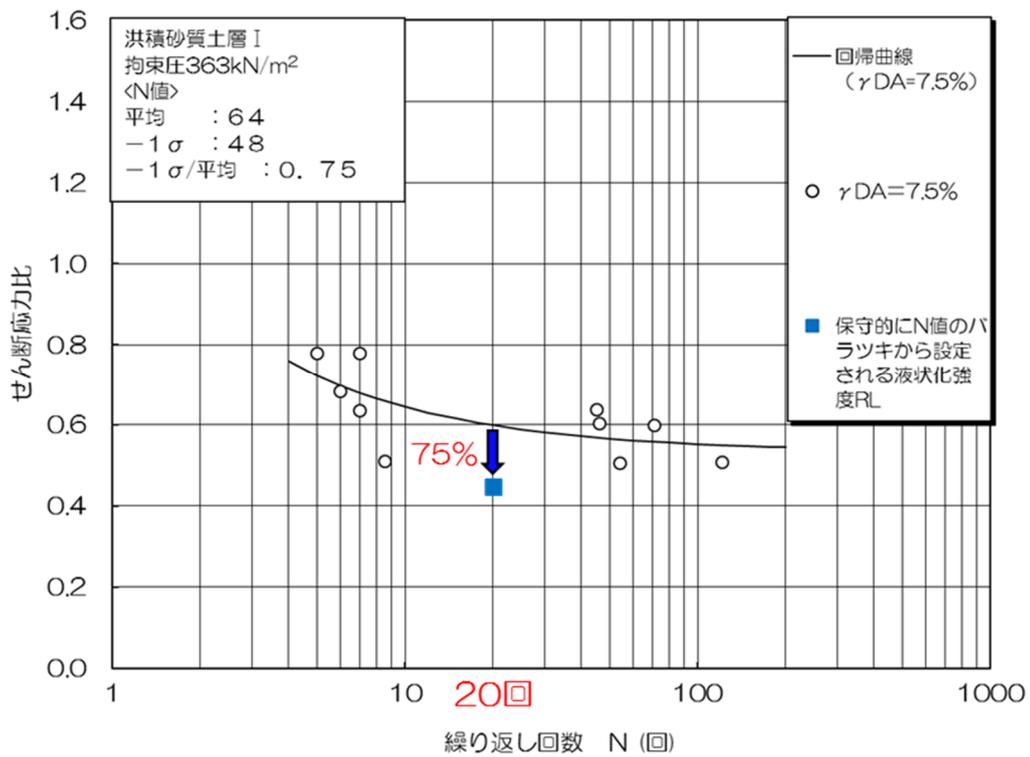
第 11-7-4 図 液状化強度特性の設定  
(N 値のばらつきに基づいて低減した液状化強度 RL)



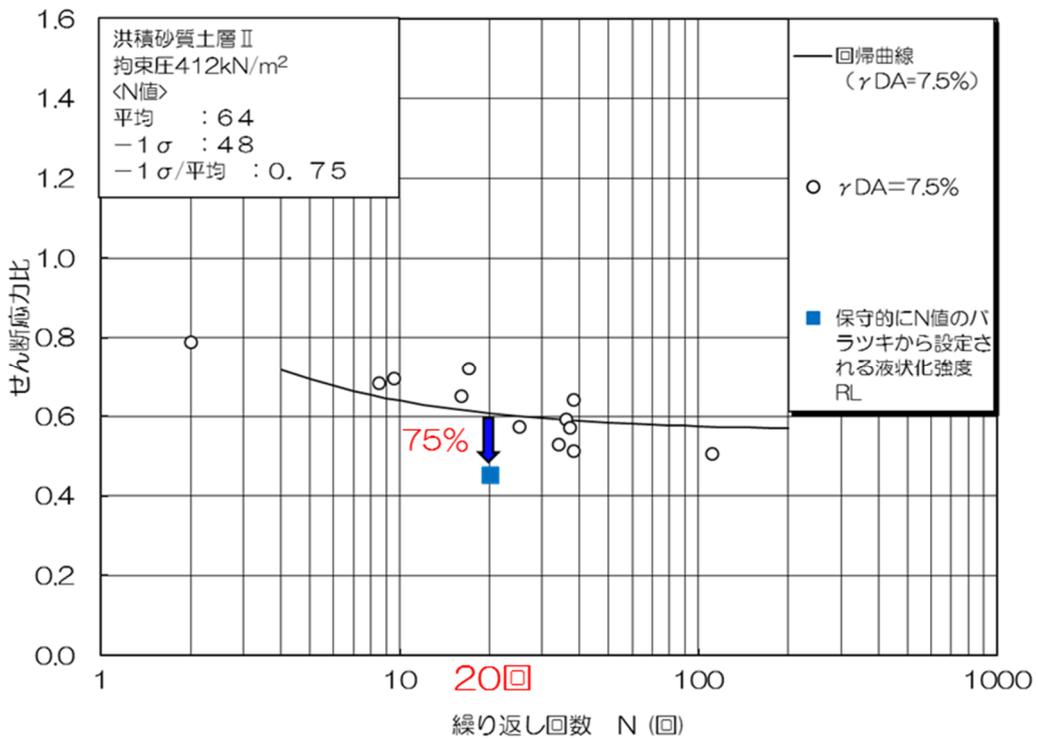
(e) A-2 地点の洪積砂層 II (拘束圧 230kN/m<sup>2</sup>)

第 11-7-4 図 液状化強度特性の設定

(N 値のばらつきに基づいて低減した液状化強度 RL)



(f) O-1 地点の洪積砂質土層 I (拘束圧 363kN/m<sup>2</sup>)



(g) O-1 地点の洪積砂質土層 II (拘束圧 412kN/m<sup>2</sup>)

第 11-7-4 図 液状化強度特性の設定  
(N 値のばらつきに基づいて低減した液状化強度 R<sub>L</sub>)

## 8. 液状化影響の検討方針

液状化評価については道路橋示方書を基本として、道路橋示方書において液状化評価の対象外となっている洪積層についても液状化試験を実施し、液状化の有無を確認することで保守的な評価を実施した。液状化試験に基づいて、地震時の地盤の状態を『液状化』、『サイクリックモビリティ』及び『非液状化』と判定した。それぞれの試験結果に基づいて液状化強度特性を設定し、構造物への影響評価を実施する。なお、試験結果が非液状化となる土層も、念のため液状化強度特性を設定して保守的な構造物評価を実施する。設定した液状化強度特性については、試験結果を基本に設定するが、基本物性のばらつきも考慮して保守的な設定とする。

構造物の影響評価については、液状化に伴う影響を考慮するため、有効応力解析を実施する。有効応力解析においては、解析コード「FLIP」等を用いる。液状化試験結果に基づいて保守的に設定した液状化強度  $R_L$  を満足するように、有効応力解析の液状化パラメータを設定し、構造物の影響評価を実施する。解析コード「FLIP」については、Iai et.al(1992) 及び Iai et.al(1995)において、液状化及びサイクリックモビリティを示す地層についての適用性が検証されている。Iai et.al(1992)においては、サイクリックモビリティが観察された砂の繰返しねじり試験結果に対して、解析コード「FLIP」を用いた解析を実施し、解析結果が室内試験結果と良い対応を示したと報告している。Iai et.al(1995)においては、解析コード「FLIP」を用いて、1993年釧路沖地震の再現解析を実施している。1993年釧路沖地震の観測波はサイクリックモビリティの影響を示すスパイク状の地震波となっており、解析コード「FLIP」において地震観測値の密な地盤の液状化パラメータを設定することで、サイクリックモビリティの影響を示す観測値を再現することができたと報告している。よって、設置許可段階における構造物評価の見通しについては、解析コード「FLIP」を用いることとした。

なお、工事認可段階における構造物評価に当たっては、今回説明した液状化強度特性の妥当性及び採用した解析コードの適用性について、2007年新潟県中越沖地震における取水路の鉛直変位等構造物の被害状況の再現性を検証することで確認する。また、構造物評価によっては、必要に応じて追加対策を実施する。

第 11-8-1 表 液状化評価の基本方針

本検討の対象砂層			道路橋示方書における液状化評価の対象	当社評価		
地層名	堆積年代	調査地点名 土層名		液状化試験による判定	液状化強度特性の設定の考え方	液状化強度特性の保守性
埋戻土層	—	A-1 埋戻土層	○ 対象	液状化	試験結果に基づいて液状化強度特性を設定する。	試験結果を基本として、基本物性のばらつきも考慮して保守的な設定とする。
新期砂層 ・沖積層	完新世 (沖積層)	A-3 新期砂層・沖積層		サイクリック モビリティ		
古安田層 (古安田層 中の砂層が 対象)	更新世 (洪積層)	新しい	× 対象外	非液状化	※	
					A-1 洪積砂層 I 洪積砂層 II	
		古い		A-2 洪積砂層 II	0-1 洪積砂質土層 I 洪積砂質土層 II	非液状化であると考えられるが、保守的な構造物評価を実施するため、液状化強度特性を設定する。

※ A-2 地点の洪積砂層 I については非液状化であると考えられるが、A-1 地点の洪積砂層 I・II と同時代に堆積した地層であること、N 値が A-1 地点の洪積砂層 II と同程度であることを踏まえ、A-1 地点の洪積砂層 II の試験結果に基づいて液状化強度特性を設定する

## 9. 設置許可段階における構造物評価の見通し

### 9.1 代表構造物の抽出

設置許可段階における構造物評価の見通しについて、代表構造物を選定した。第 11-9-1 表に設置許可段階における構造物評価の見通しを検討する代表構造物の選定を示す。

地盤の液状化による構造物評価への影響としては、地中に埋設した構造物への影響が考えられることから、代表構造物の選定に当たっては基礎形式に着目し、直接基礎形式及び杭基礎形式のそれぞれから選定する。

直接基礎構造物には、取水路・スクリーン室、補機冷却用海水取水路がある。補機冷却用海水取水路はマンメイドロックを介して西山層に支持しているため、直接基礎の代表構造物としては、支持地盤が古安田層である「取水路・スクリーン室」を抽出する。

杭基礎構造物には、軽油タンク基礎、燃料移送系配管ダクト、常設代替交流電源設備基礎及び格納容器圧力逃がし装置基礎がある。地盤が液状化した場合には変形が大きくなる傾向となることから、杭基礎構造物が地盤の変形の影響を受ける程度に着目すると、杭部は杭長が長いほど、鉄筋コンクリート部は地中部の側面高さが高いほど影響が大きくなると考えられる。このため、杭基礎の代表構造物としては、杭長が他の構造物よりも長く、鉄筋コンクリート部の地中高さが高い「常設代替交流電源設備基礎」を抽出する。

選定した代表構造物について代表断面を選定し、代表断面について構造物影響評価を実施する。構造物評価の成立性及び必要に応じた追加対策は、代表断面における構造物評価の結果をそれ以外の位置・構造物の見通しに展開する。

第 11-9-1 表 設置許可段階における構造物評価の見通しを検討する代表構造物の選定

設備分類		設備名称	基礎形式（杭長）	支持地盤	鉄筋コンクリート部の地中部の側面高さ	構造概要
設計基準対象施設	屋外重要土木構造物	取水路・スクリーン室	直接基礎	古安田層	—	鉄筋コンクリート構造
		補機冷却用海水取水路	直接基礎	西山層 <sup>※1</sup>	—	鉄筋コンクリート構造
		軽油タンク基礎	杭基礎（約 20m）	西山層	約 1.5m	鉄筋コンクリート構造
		燃料移送系配管ダクト	杭基礎（約 25m）	西山層	約 3 m	鉄筋コンクリート構造
重大事故等対処施設		常設代替交流電源設備基礎	杭基礎（約 30m）	西山層	約 8 m	鉄筋コンクリート構造
		格納容器圧力逃がし装置基礎	杭基礎（約 30m）	西山層	約 2.5m	鉄筋コンクリート構造

※1：マンメイドロックを介して西山層に支持

## 9.2 取水路

### 9.2.1 構造概要及び評価断面

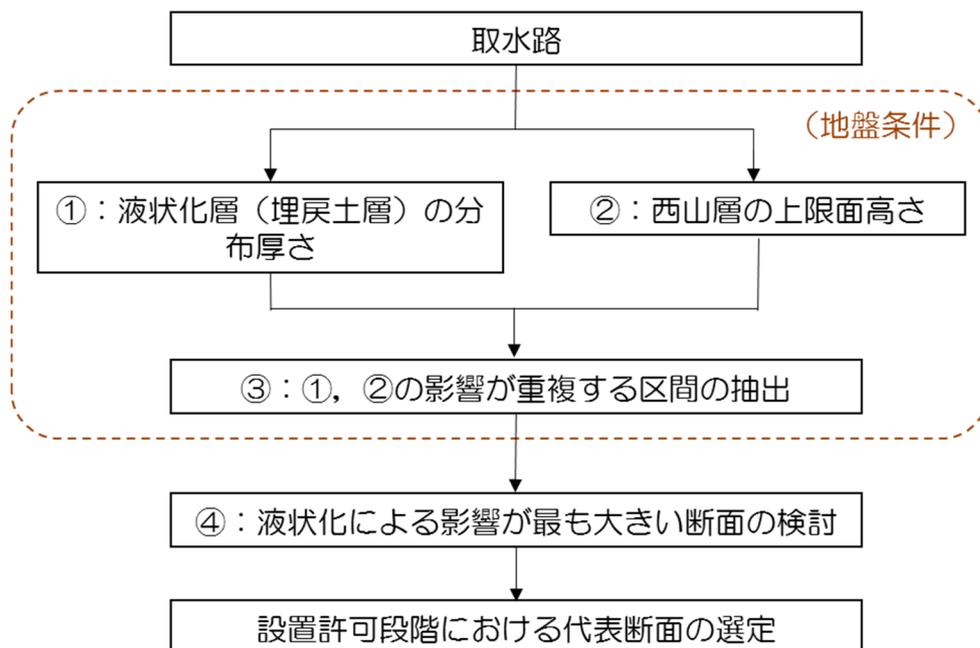
「取水路・スクリーン室」について液状化による設備への影響の見通しとして、液状化現象の影響が最も大きいと考えられる断面を選定し、構造物の評価を実施する。第 11-9-1 図に取水路における代表断面の選定フローを示す。

構造物評価への液状化の影響として、地盤条件の観点から①液状化層（埋戻土層）の分布厚さ、西山層より浅部の地盤での地震動増幅特性の観点から②西山層の上限面の高さに着目し、代表断面を選定する。

液状化層（埋戻土層）の分布厚さは、6/7号炉ともに取水路（一般部）から取水路（漸拡部）にかけて厚くなっている。西山層の上限面高さは、6号炉では取水路（一般部）において、7号炉ではスクリーン室から取水路（一般部）にかけて、深くなっている。両者の影響が重複する区間として、6/7号炉ともに取水路のうち一般部の区間が抽出される。詳細を第 11-9-2 図に示す。

6/7号炉の取水路（一般部）を比較すると、双方ともに取水路（一般部）の断面は古安田層を掘り込んでいるものの、7号炉の南側の側方は埋戻土層となっている。構造物側方に分布する古安田層の変形抑制効果を考慮すると、取水路（一般部）は、6号炉よりも7号炉の方が、液状化現象が構造物の耐震性に与える影響が大きいと考えられる。詳細を第 11-9-3 図に示す。

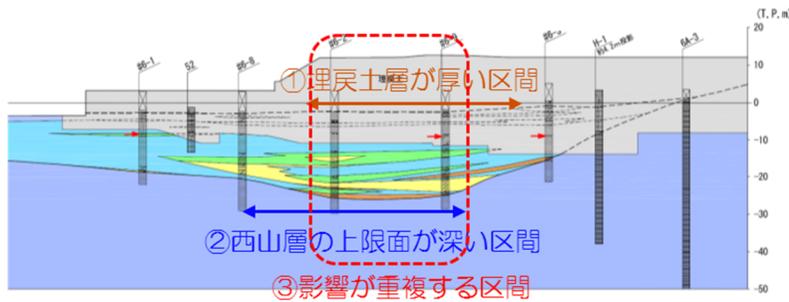
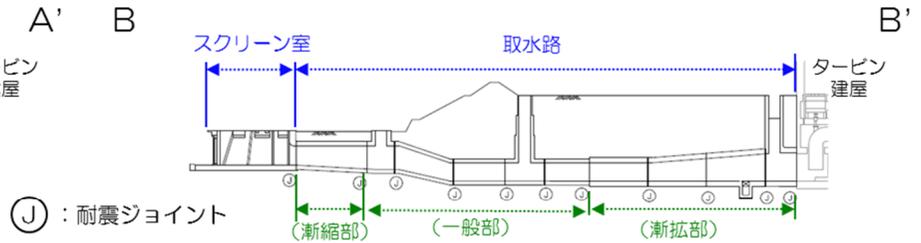
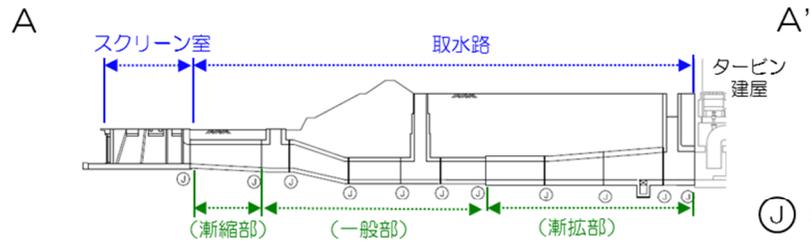
以上のことから、代表断面として、7号炉取水路（一般部）を選定し、2次元有効応力解析（FLIP）による評価を実施する。



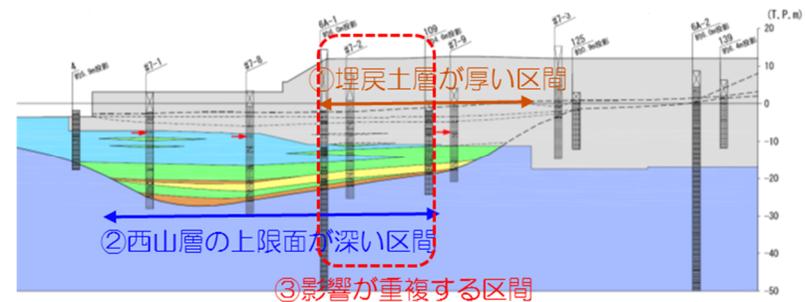
第 11-9-1 図 取水路における代表断面の選定フロー

凡例

埋戻土	
新期砂層-沖積層	
善神砂層-大湊砂層	
A2~A3部層	粘性土
	粘性土-砂質土互層
	砂質土
古安田層	粘性土
A2部層	粘性土-砂質土互層
	砂質土
	礫層
A1部層	粘性土
	粘性土-砂質土互層
	砂質土
古安田層 A2部層中の 灰白色細粒ガラス質火山灰	
西山層	

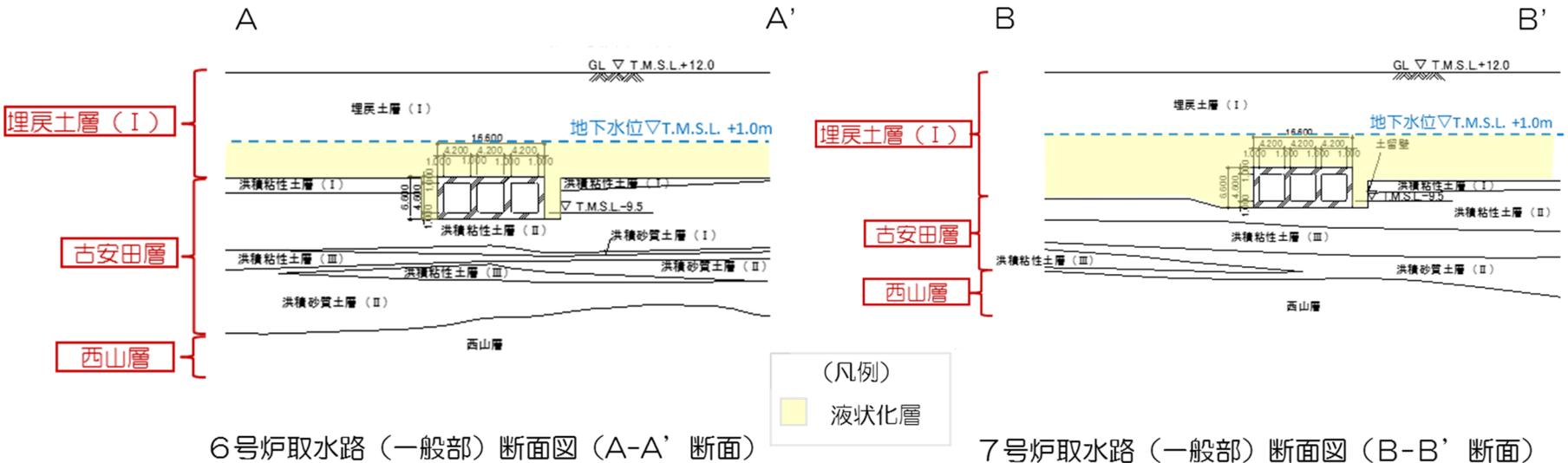
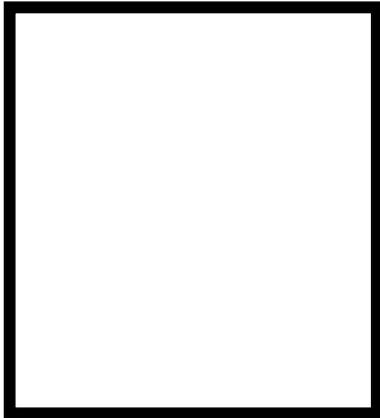


6号炉取水路縦断面図 (A-A' 断面)



7号炉取水路縦断面図 (B-B' 断面)

第 11-9-2 図 取水路における代表断面

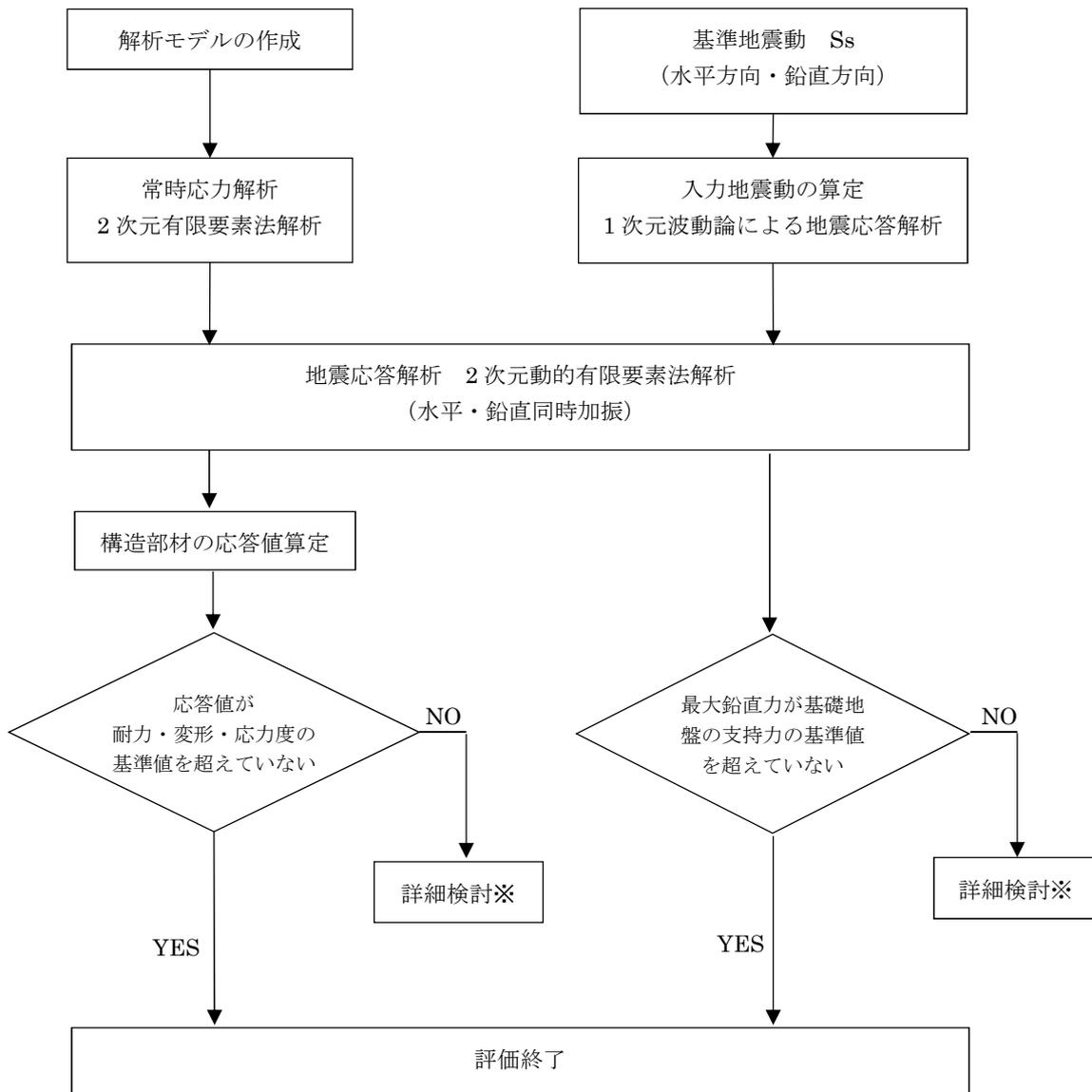


第 11-9-3 図 取水路における代表断面



第 11-9-2 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 $S_s$	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 $S_s$	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 11-9-6 図 取水路の評価フロー

### 9.2.3 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）

### 9.2.4. 評価条件

#### 9.2.4.1 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。

#### (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。

#### (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) 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。

#### 9.2.4.2 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、以下のとおり設定する。

##### (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。

##### (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) 荷重の組合せ

荷重の組合せを第 11-9-3 表に示す。

第 11-9-3 表 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 ( $S_s$ )	$G + K_{Ss}$

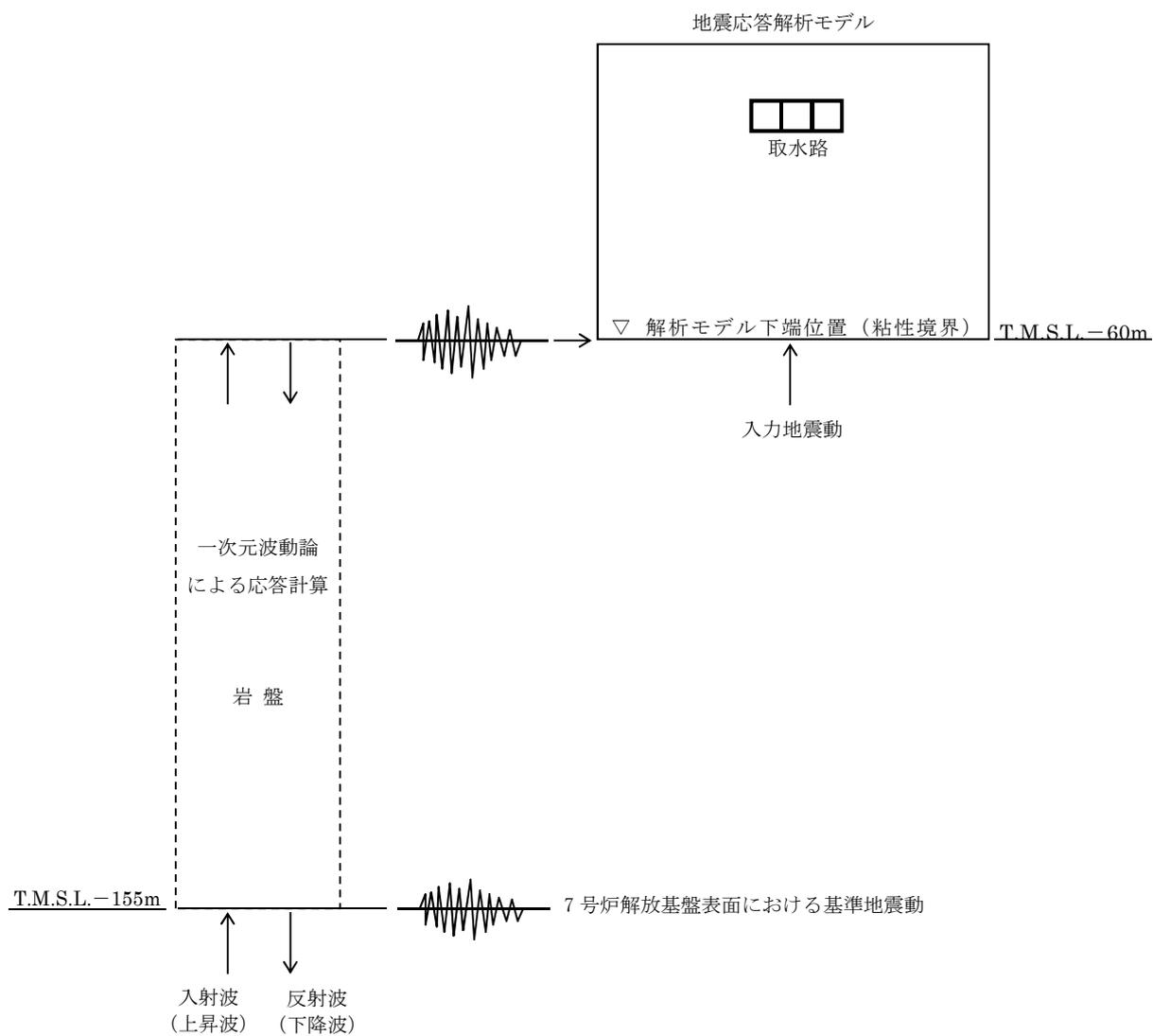
ここで, G : 固定荷重

$K_{Ss}$  : 地震荷重

### 9.2.4.3 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 11-9-7 図に示す。



第 11-9-7 図 入力地震動算定の概念図

#### 9.2.4.4 解析モデル

地震応答解析モデルを第 11-9-8 図に示す。

##### (1) 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。

##### (2) 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。

##### (3) 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。

##### (4) 地盤のモデル化

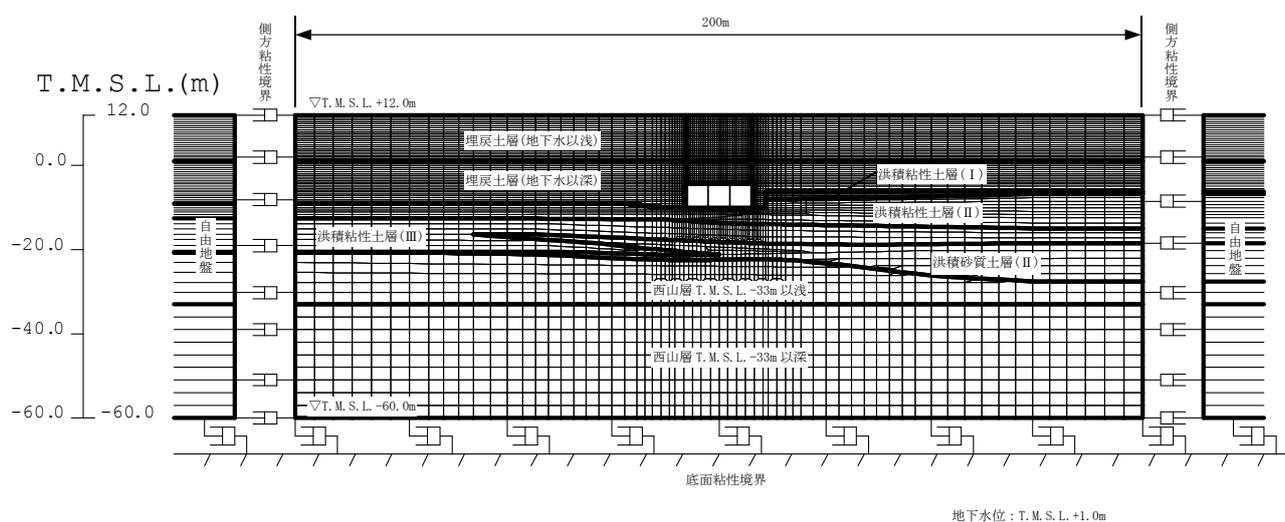
地盤は、地質区分に基づき、平面ひずみ要素でモデル化する。

##### (5) 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。

##### (6) 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 11-9-8 図 地震応答解析モデル

#### 9.2.4.5 使用材料及び材料の物性値

##### (1) 構造物の物性値

使用材料を第 11-9-4 表に，材料の物性値を第 11-9-5 表に示す。

第 11-9-4 表 使用材料

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

第 11-9-5 表 材料の物性値

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

※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

(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 11-9-6 表に示す。

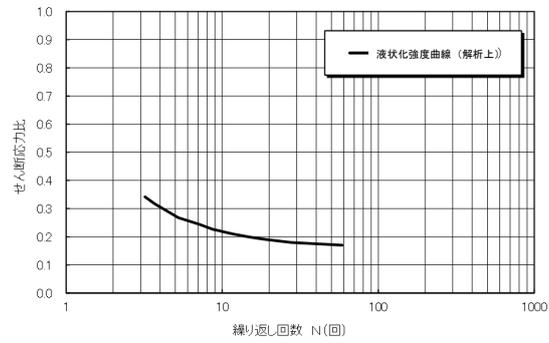
試験結果から設定した解析上の液状化強度曲線を第 11-9-9 図に、液状化パラメータを第 11-9-7 表に示す。なお、液状化特性が保守的（液状化しやすい）に評価されるように、液状化パラメータを設定する（試験結果より繰返し回数が少ない状態で同程度のひずみが発生するように設定することから、液状化が発生しやすい設定となっている）。

第 11-9-6 表 試験結果  
(埋戻土層)

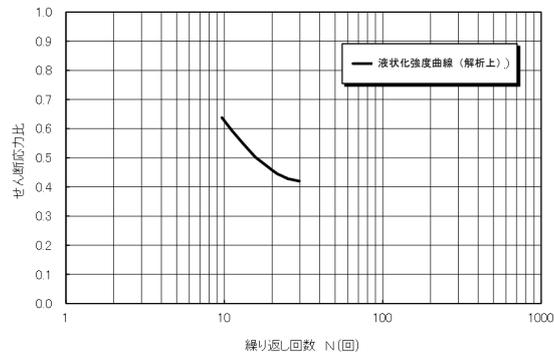
	必要とする物性値			物性値
	名称	記号	単位	
物理的 性質	単位体積重量	$\rho$	t/m <sup>3</sup>	2.00
	間隙率	n	—	0.41
力学的 性質	液状化強度曲線 (液状化パラメータ)	—	—	第 9.2.9 図 参照
	せん断弾性係数	$G_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	5.11E+04
	内部摩擦角	$\phi$	°	41.1
	粘着力	C	kN/m <sup>2</sup>	0.0
	履歴減衰上限値	$h_{max}$	—	0.271

(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	$\rho$	t/m <sup>3</sup>	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 9.2.9 図 参照
	せん断弾性係数	$G_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	2.07E+05
	内部摩擦角	$\phi$	°	45.0
	粘着力	C	kN/m <sup>2</sup>	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 11-9-9 図 液状化強度曲線

第 11-9-7 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 11-9-8 表に示す。埋戻土層及び洪積砂質土層（Ⅱ）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 11-9-8 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 $\rho$ ( $t/m^3$ )	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 $\sigma_{ms}^*$ ( $kN/m^2$ )	98.0	98.0	98.0	98.0	98.0	190.0	98.0	98.0	
	拘束圧依存の係数 $m_{c1}, m_{c2}$	0.667	0.667	0.000	0.000	0.000	0.500	0.000	0.000	
	ポアソン比 $\nu$	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 $\phi$ ( $^\circ$ )	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 $\phi_p$ ( $^\circ$ )	—	28.0	—	—	—	28.0	—	—	
	液状 化特 性	液状化パラメータ	$w_1$	—	2.400	—	—	—	4.600	—
$p_1$			—	0.500	—	—	—	0.500	—	—
$p_2$			—	0.800	—	—	—	0.600	—	—
$c_1$			—	1.920	—	—	—	3.910	—	—
$S_i$			—	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。静止摩擦角  $\phi_f$  は Mohr-Coulomb 式により規定される。C,  $\phi$  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 11-9-9 表）に基づき、第 11-9-10 表に示すとおり設定する。

第 11-9-9 表 摩擦角と付着力（日本道路協会）

条 件	摩擦角 $\phi_B$ (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、 $\phi$ : 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 11-9-10 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) 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9.2.4.3章にて設定している入力地震動をモデル底面に入力する。

#### 9.2.4.6 許容限界

##### (1) 曲げに対する許容限界

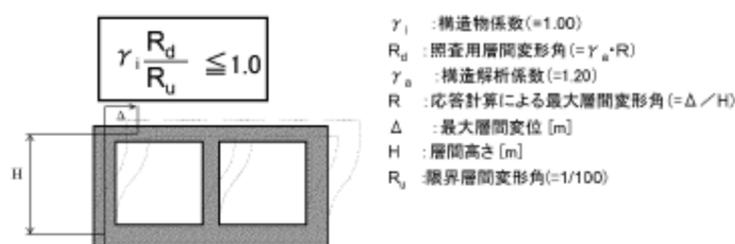
曲げに対する照査は第 11-9-10 図に示すとおり、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル，土木学会原子力土木委員会，2005 年 6 月」（以下「土木学会マニュアル」とする）に基づき，照査用層間変形角が限界層間変形角を下回ることを確認する。

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。したがって，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 11-9-10 図 層間変形角による曲げ照査

(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. せん断耐力評価式を用いたせん断耐力評価

1) 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 $f_{vcd} = 0.72(\text{N/mm}^2)$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad \text{ただし、} \beta_d > 1.5 \text{となる場合は} \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100P_v} \quad \text{ただし、} \beta_p > 1.5 \text{となる場合は} \beta_p = 1.5$$

$$\beta_n = 1 + M_o/M_d (N'_d \geq 0) \quad \text{ただし、} \beta_n > 2.0 \text{となる場合は} \beta_n = 2.0$$

$$= 1 + 2M_o/M_d (N'_d < 0) \quad \text{ただし、} \beta_n < 0 \text{となる場合は} \beta_n = 0$$

$$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{\alpha/d} \quad \text{ただし、} \beta_a < 1.0 \text{となる場合は} \beta_a = 1.0$$

$f'_{cd}$ ：コンクリート圧縮強度の設計用値( $\text{N/mm}^2$ )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

$\alpha/d$ ：せん断スパン比

$\gamma_{bc}$ ：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 $\gamma_{ms}(1.0)$ で除したもので、 $400\text{N/}$

mm<sup>2</sup>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/mm<sup>2</sup>以上のときは、800N/mm<sup>2</sup>以下とする。

$\alpha$  : 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。

$\gamma_{bs}$  : 部材係数(1.1)

## 2) 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

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

$$f_{da} = 0.19 \sqrt{f'_{cd}}$$

$$\beta_a = \sqrt[4]{1/d} \quad \text{ただし、} \beta_a > 1.5 \text{ となる場合は} \beta_a = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100P_v} \quad \text{ただし、} \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は} \beta_p = 1.5$$

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

$\gamma_{bc}$  : 部材係数(1.3)

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

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

$p_{wb}$  : 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  $\beta_a$  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、複数の安全係数（部材係数、構造解析係数）を見込む。

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。

### (3) 安全係数の考え方

耐震安全性評価に当たっては、構造部材の曲げ照査については限界層間変形角を、構造部材のせん断照査についてはせん断耐力を許容限界値とした終局状態を想定した評価を実施する。

耐震安全性評価では、当該許容限界値に対して、妥当な安全余裕を確保するため、構造部材の照査の過程において複数の安全係数を考慮する。

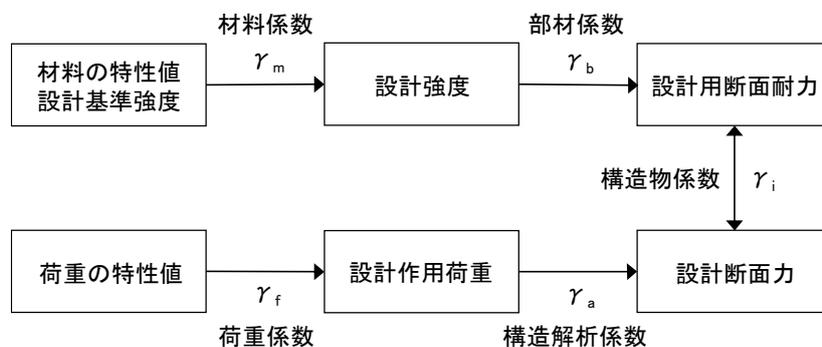
安全係数は、材料係数、部材係数、荷重係数、構造解析係数及び構造物係数の5種に分けられる。それぞれの安全係数の考え方を第11-9-11図に示す。

安全係数の設定については、取水路の構造的な特徴を踏まえ、その適用性を判断した上で参考とする規格・基準類を9.2.3章から選定した。

第11-9-11表に、曲げ及びせん断照査に用いる安全係数とその設定の考え方を示す。

安全係数については、各規格・基準類で、必ずしも一定の値が定められているわけではないことから、取水路の特徴、耐震評価における解析手法及び物性値の設定根拠等を考慮し、第11-9-11表に示すとおり設定する。

また、地盤物性のばらつきの考慮として、周辺地盤の変形特性について、平均値を基本ケースとした場合に、平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差( $\sigma$ )のケースにおける影響の程度を安全係数として考慮した照査を、工事計画認可段階において実施する。



※上記に加えて、地盤物性のばらつきに関する安全係数を考慮する

第11-9-11図 安全係数の考え方

第 11-9-11 表(1) 曲げ評価において考慮する安全係数

安全係数		値	設定根拠
材料係数	$\gamma_m$	1.00	地震応答解析により応答値を求めていることから、照査手法に整合する適用規格より設定
部材係数	$\gamma_b$	1.00	適用規格に基づき、限界層間変形角の設定に当たっては保守的な配慮が行われていることから設定
構造物係数	$\gamma_i$	1.00	適用規格に基づき、基準地震動 $S_s$ による地震力を適用することで十分に考慮されていることから設定
荷重係数	$\gamma_f$	1.00	適用規格より設定
構造解析係数	$\gamma_a$	1.20	適用規格より設定

第 11-9-11 表(2) せん断評価において考慮する安全係数

安全係数			値	設定根拠
材料係数	コンクリート	$\gamma_{mc}$	1.30	適用規格より設定
	鉄筋	$\gamma_{ms}$	1.00	適用規格より設定
部材係数	コンクリート	$\gamma_{bc}$	1.30	適用規格より設定
	鉄筋	$\gamma_{bs}$	1.10	適用規格より設定
構造物係数		$\gamma_i$	1.00	適用規格に基づき、基準地震動 $S_s$ による地震力を適用することで十分に考慮されているとして設定
荷重係数		$\gamma_f$	1.00	適用規格より設定
構造解析係数		$\gamma_a$	1.05	適用規格より設定

(4) 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、取水路底版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/m<sup>2</sup>)

$q$ ：上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>) で， $q = \gamma_2 D_f$

$A_e$ ：有効載荷面積 (m<sup>2</sup>)

$\gamma_1, \gamma_2$ ：支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

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)

$\alpha, \beta$ ：基礎の形状係数 (=1，帯状基礎の係数を適用)

$\kappa$ ：根入れ効果に対する割増係数 (=1)

$N_c, N_q, N_\gamma$ ：荷重の傾斜を考慮した支持力係数

$S_c, S_q, S_\gamma$ ：支持力係数の寸法効果に関する補正係数

## 9.2.5. 評価結果

### 9.2.5.1 曲げに対する照査結果

曲げに対する照査結果を第 11-9-12 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 11-9-12 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  $\gamma_a$

地盤物性のばらつきに関する安全係数を乗じていない値

### 9.2.5.2 せん断に対する照査結果

せん断に対する照査結果を第 11-9-13 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 11-9-13 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 <sub>d</sub> (kN) <sup>※1</sup>	せん断耐力 V <sub>yd</sub> (kN)	照査値 V <sub>d</sub> /V <sub>yd</sub>
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) <sup>※2</sup>	875(1941) <sup>※2</sup>	0.95(0.43) <sup>※2</sup>
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<sub>d</sub>=発生せん断力×構造解析係数γ<sub>a</sub>

地盤物性のばらつきに関する安全係数を乗じていない値

※2 材料非線形解析を用いた方法による結果を（ ）内に示す

### 9.2.5.3 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 11-9-14 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 11-9-14 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) ※1	極限支持力 Q <sub>u</sub> (kN)	照査値 V/Q <sub>u</sub>
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

※1 地盤物性のばらつきに関する安全係数を乗じていない値

### 9.2.6 まとめ

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 Ss 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 Ss 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。

## 構造物の浮き上がりに係る評価方針について

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、評価の方針を示す。

地盤の液状化に伴う構造物の浮き上がりに対する主な簡易評価手法としては、浮き上がり計算法がある。

浮き上がり計算法は、液状化による過剰間隙水圧の上昇に伴う揚圧力の増加を考慮した、力の釣り合いに基づく方法であり、共同溝設計指針（日本道路協会，1986）、トンネル標準示方書（土木学会，2006）、鉄道構造物等設計標準・同解説（鉄道総合技術研究所，2012）及び水道施設耐震工法指針・解説（1997）に示されている。

各指針の概要を第 11-9-15 表に整理する。

浮き上がりに対する安全率  $F_s$  の算定は、共同溝設計指針、トンネル標準示方書及び鉄道構造物等設計標準・同解説では、いずれも同じ評価方法が採用されている。これは、水道施設耐震工法指針・解説は円形の管路を対象としており、他 3 者は矩形構造物を対象としているためと考えられる。柏崎刈羽地点の評価対象構造物は、矩形のボックスカルバート構造であることから、共同溝設計指針、トンネル標準示方書及び鉄道構造物等設計標準・同解説に示される以下の式を用いて評価を実施する。

$$F_s = (W_s + W_B + Q_s + Q_B) / (U_s + U_D)$$

$W_s$  : 上載土の荷重（水の重量を含む）

$W_B$  : 構造物の自重

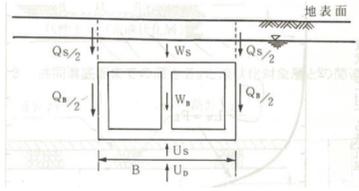
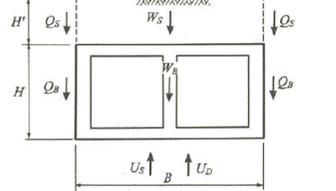
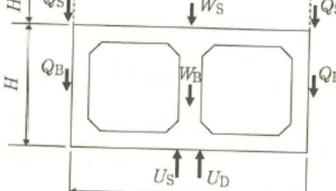
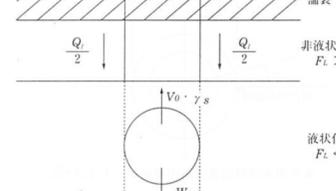
$Q_s$  : 上載土のせん断抵抗

$Q_B$  : 構造物側面の摩擦抵抗

$U_s$  : 構造物底面に作用する静水圧による揚圧力

$U_D$  : 構造物底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力

第 11-9-15 表 浮き上がり計算法の比較

	共同溝設計指針 (日本道路協会, 1986)	トンネル標準示方書 (土木学会, 2006)	鉄道構造物等 設計標準・同解説 (鉄道総合技術研究所, 2012)	水道施設耐震工法 指針・解説 (日本水道協会, 1997)
安全率 $F_s$ の 算定式*	$\frac{W_S + W_B + Q_S + Q_B}{U_S + U_D}$	$\frac{W_S + W_B + 2Q_S + 2Q_B}{\gamma_i (U_S + U_D)}$	$\frac{W_S + W_B + 2Q_S + 2Q_B}{\gamma_i (U_S + U_D)}$	$\frac{W_B + Q_1}{V_0 \cdot \gamma_s}$
力の定義*				
適用構造物	共同溝 (矩形)	開削トンネル (矩形)	開削トンネル (矩形)	管路 (円形)
所要安全率	1.1	1.0	1.0	1.0

$\gamma_i$  : 構造物係数

※共同溝設計指針とトンネル標準示方書, 鉄道構造物等設計標準・同解説の算定式の相違は, 力の定義におけるせん断抵抗  $Q_s$ ・摩擦抵抗  $Q_B$  を, 片側で「 $Q$ 」とするか「 $Q/2$ 」とするかの表記上の相違であり, 算定内容は同一。

非液状化層におけるせん断抵抗 $Q_S$ 及び摩擦抵抗 $Q_B$ の算定は、柏崎刈羽地点の評価対象地盤は、砂質土に限らず粘性土や地盤改良層が分布しており、せん断抵抗角 $\phi$ と粘着力 $c$ を用いた回帰式が最も適していること、地盤改良の効果は主に粘着力 $c$ として表現されることから、トンネル標準示方書に示される以下の式を用いて評価を実施する。

$$Q_S = f_{uw} (c + K_0 \cdot \sigma'_v \cdot \tan \phi) H'$$

$$Q_B = f_{us} (c + K_0 \cdot \sigma'_v \cdot \tan \phi) H$$

$c$  : 粘着力

$\phi$  : せん断抵抗角

$K_0$  : 静止土圧定数

$\sigma'_v$  : 有効上載圧

$H'$  : 上載土の厚さ

$H$  : 構造物の高さ

$f_{uw}$ ,  $f_{us}$  : 液状化時の浮き上がりに関する安全係数

( $f_{uw}=1.0$ ,  $f_{us}=1.0$  が示されている)

所要安全率は、最も保守的な設定としている共同溝設計指針を踏まえ、1.1とする。

また、評価の結果を踏まえ、必要に応じて構造物周辺の地盤改良等の浮き上がり防止対策を実施する。

浮き上がり防止対策の設計方針を第11-9-16表に示す。

第11-9-16表 浮き上がり防止対策の設計方針

	上載土のせん断抵抗 $Q_S$ の増加	構造物側面の摩擦抵抗 $Q_B$ の増加	1mを超える根入れ <sup>※</sup>
概念図			

※共同溝設計指針において、粘性土層への根入れが1m以下の場合には安全側の配慮から過剰間隙水圧による揚圧力を底面に作用させること、粘性土層への根入れが1mを越える場合には浮き上がりの検討の対象外とすること、とされている。

**【参考文献】**

- 日本道路協会：共同溝設計指針，1986.
- 土木学会：トンネル標準示方書 開削工法・同解説，2006.
- 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，2012.
- 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説 1997年版，1997.

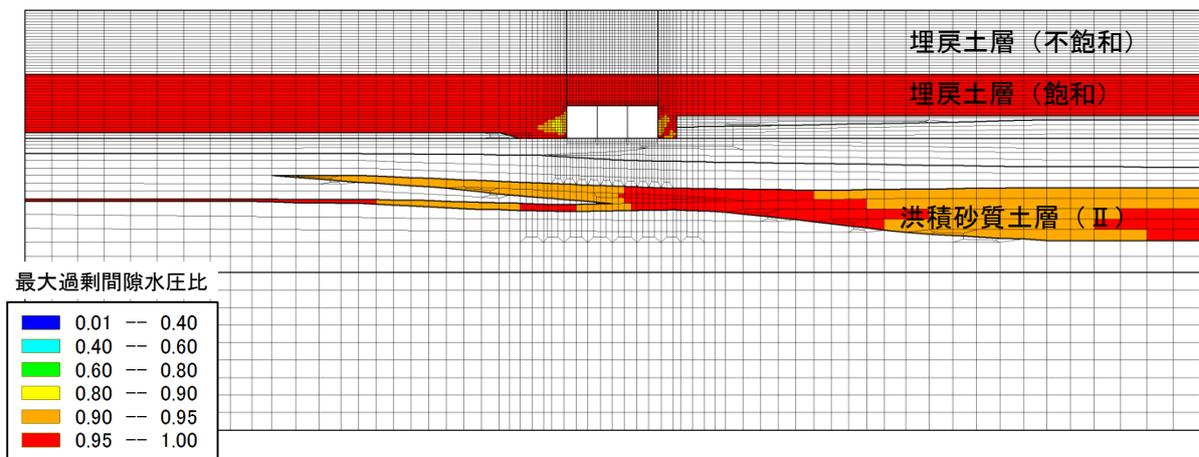
### 洪積砂質土層の液状化の有無について

7号炉取水路（一般部）の基準地震動  $S_s$  に対する地震応答解析（有効応力解析 FLIP）の結果から、洪積砂質土層の液状化の有無について示す。

本検討における液状化パラメータは、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）とに設定する。さらに、液状化特性が保守的に評価されるよう、液状化パラメータを設定している。（9.2.4.5章参照）

最大過剰間隙水圧比について、曲げ及びせん断の照査が最も厳しい結果となった基準地震動  $S_s$ -3 の解析結果を第 11-9-12 図に示す。埋戻土層においては、構造物周辺以外の領域では最大過剰間隙水圧比が 0.95 を超えていることから、液状化が生じる解析結果となっている。洪積砂質土層（Ⅱ）においても、最大過剰間隙水圧比が 0.95 を超える領域があることから、部分的に液状化が生じる解析結果となっている。

以上のことから、保守的な液状化パラメータにおける結果としては、洪積砂質土層は部分的に液状化が生じる評価となる見通しである。



第 11-9-12 図 7号炉取水路（一般部）の最大過剰間隙水圧比（ $S_s$ -3）

## 取水路の沈下量について

7号炉取水路（一般部）の基準地震動 Ss に対する地震応答解析（有効応力解析 FLIP）の結果から、取水路の沈下量について示す。

本検討における液状化パラメータは、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）とに設定する。さらに、液状化特性が保守的に評価されるよう、液状化パラメータを設定している。（9.2.4.5 章参照）

取水路の変位量について、曲げ及びせん断の照査が最も厳しい結果となった基準地震動 Ss-3 の解析結果を第 11-9-17 表に示す。沈下量は、時刻歴最大で約 2cm，残留で約 1cm 程度となっている。また、水平変位量は、時刻歴最大で約 20cm，残留で 1cm 以下程度となっている。

なお、上述の変位量は、評価断面における対象ブロック単体の変位量であるが、耐震ジョイントの健全性評価に当たっては、隣接ブロックとの相対変位量により評価を実施する。

第 11-9-17 表 7号炉取水路（一般部）の変位量（Ss-3）

## (1) 鉛直変位量（沈下量）

地震動	算定位置	時刻歴最大 (cm)	残留 (cm)
Ss-3	底版中央	2.07	0.86

## (2) 水平変位量

地震動	変位方向	時刻歴最大 (cm)	残留 (cm)
Ss-3	右変形時（北向き）	11.6	—
	左変形時（南向き）	20.6	0.54

### 取水路の取水機能維持に関する評価方針

取水路の取水機能に係る基本設計方針として、検討項目を第 11-9-18 表に示す。検討に際しては、地盤の液状化の影響を考慮する。

構造部材の健全性及び基礎地盤の支持性能に係る評価は、本編資料に示した見通しのとおりである。

耐震ジョイントの健全性は、工事計画認可の段階において、隣接ブロックとの相対変位として確認を行う方針としている。耐震ジョイントの限界変位量は、モックアップ試験による変形許容限界の確認を行う方針としている。

発生変位量（水平変位、沈下）は、補足資料 3 に示すとおり、基準地震動  $S_s$  に対する地震応答解析（有効応力解析 FLIP）の結果を参照する。

浮き上がり量は、補足資料 1 に示すとおり、浮き上がりが発生しないことを確認することから、変位量は小さい見通しである。

以上のとおり、構造部材の健全性、基礎地盤の支持性能に加えて、発生変位量（水平、沈下、浮き上がり）がジョイント変形許容限界を超えないことを確認することにより、取水機能維持を確認する方針としている。

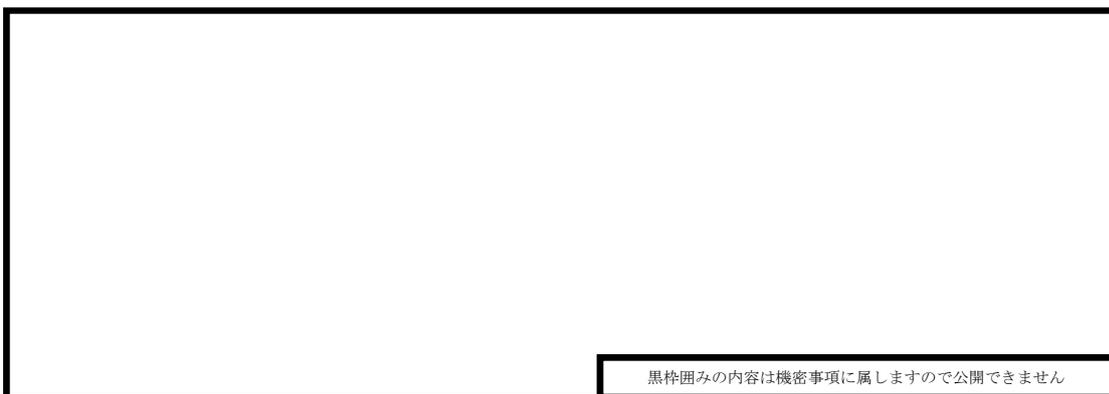
第 11-9-18 表 取水路の取水機能に係る検討項目

評価方針	評価項目	地震力	部位	評価方法	許容限界
通水断面を維持すること	構造部材の健全性	基準地震動 $S_s$	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 $S_s$	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
	耐震ジョイントの健全性	基準地震動 $S_s$	ジョイント	ブロック間の相対変位量（水平、沈下、浮き上がり）がジョイント変形許容限界を超えないことを確認	変形許容限界

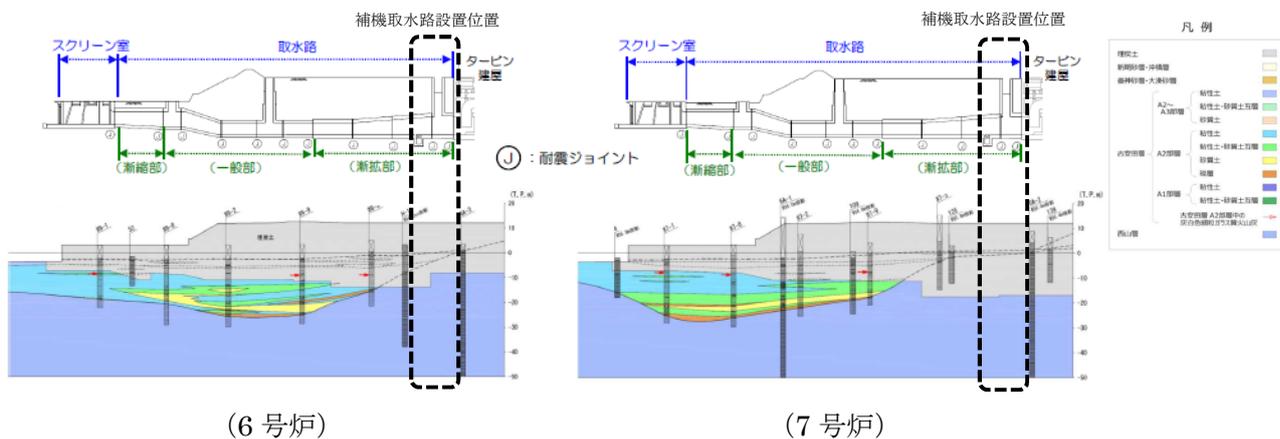
なお、取水路ブロック間の相対変位に伴い取水路に勾配が生じる可能性については、第 11-9-18 表に示す通水断面を維持することを確認することにより、取水機能に影響がないことを確認できる見通しである。

津波水位低下時については、原子炉補機冷却海水ポンプの継続運転が可能となるよう、ポンプの取水可能水位が 6 号炉 T.M.S.L.-5.24m、7 号炉 T.M.S.L.-4.92m に対して、設置高さ T.M.S.L.-3.5m の海水貯留堰を設置し、十分な量の海水を貯留する。(第 11-9-13 図)

また、補機冷却用海水取水路は、西山層又はMMR（マンメイドロック）に設置していることから、タービン建屋との相対変位量は小さい見通しである。(第 11-9-14 図)



第 11-9-13 図 取水路の概要（6号炉の例）



第 11-9-14 図 取水路の地質縦断図

### 9.3 常設代替交流電源設備基礎

#### 9.3.1 構造概要及び評価断面

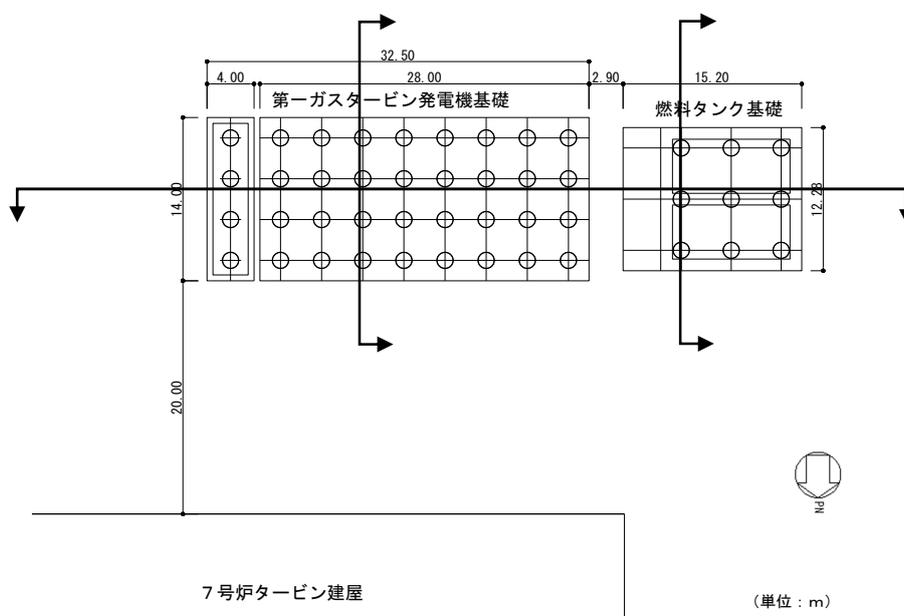
常設代替交流電源設備基礎について液状化による設備への影響の見通しとして、液状化現象の影響が最も大きいと考えられる断面を選定し、構造物の評価を実施する。

常設代替交流電源設備基礎は、第一ガスタービン発電機基礎と燃料タンク基礎で構成され、鉄筋コンクリート構造の躯体（基礎版及びタンク格納槽）と、それを支持する鋼管杭からなる。常設代替交流電源設備基礎のうち第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎の断面図（NS 断面）を第 11-9-16 図に示す。

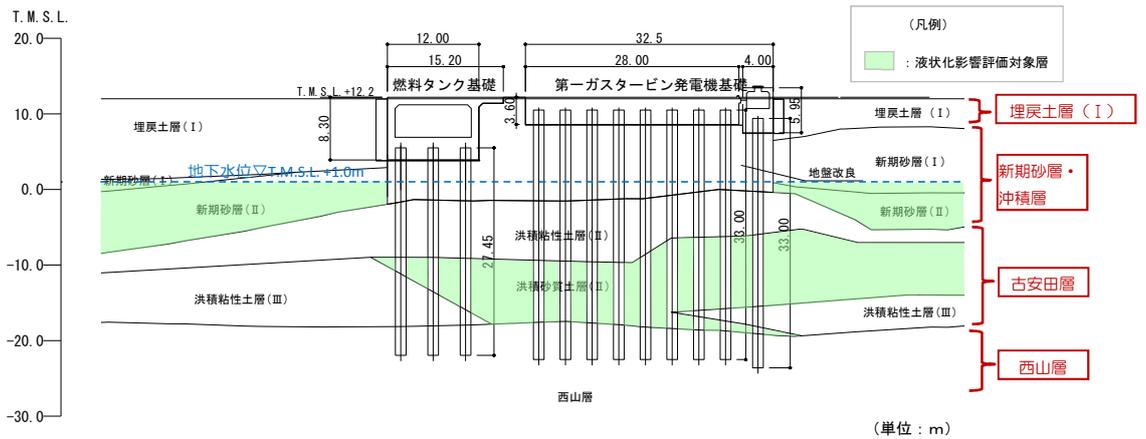
常設代替交流電源設備基礎は基礎構造物であり、各断面で地盤条件に大きな差異はないことから、近接構造物に着目し、代表断面を選定する。

第一ガスタービン発電機基礎と燃料タンク基礎は東西方向に隣接して配置されており、EW 断面では、互いの変形抑制効果が期待できる。第一ガスタービン発電機基礎の北側に 7 号炉タービン建屋があることから、NS 断面の評価ではこの変形抑制効果が期待できるが、燃料タンク基礎の北側はタービン建屋よりも海側のエリアとなるため、NS 断面の評価ではタービン建屋の変形抑制効果が期待できない。

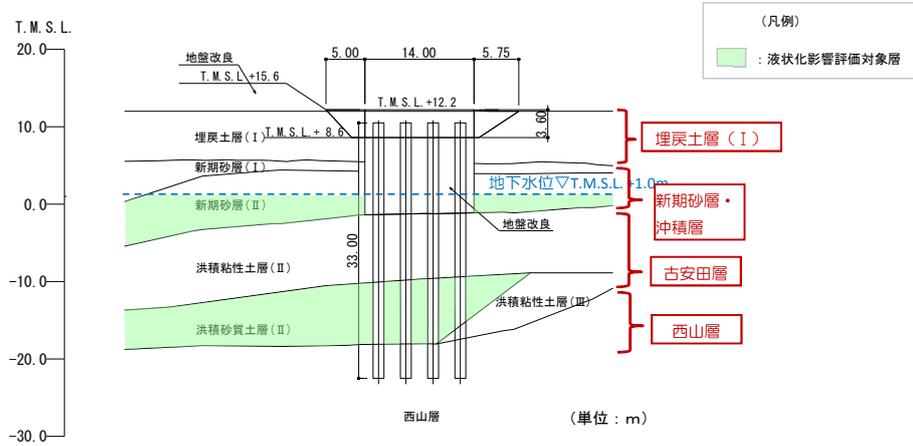
以上のことから、代表断面として、第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎 NS 断面を選定し、2次元有効応力解析（FLIP）による評価を実施する。評価は、基準地震動  $S_s$  に対して第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎に要求される機能の維持を確認するために、地震応答解析（有効応力解析）に基づき実施する。



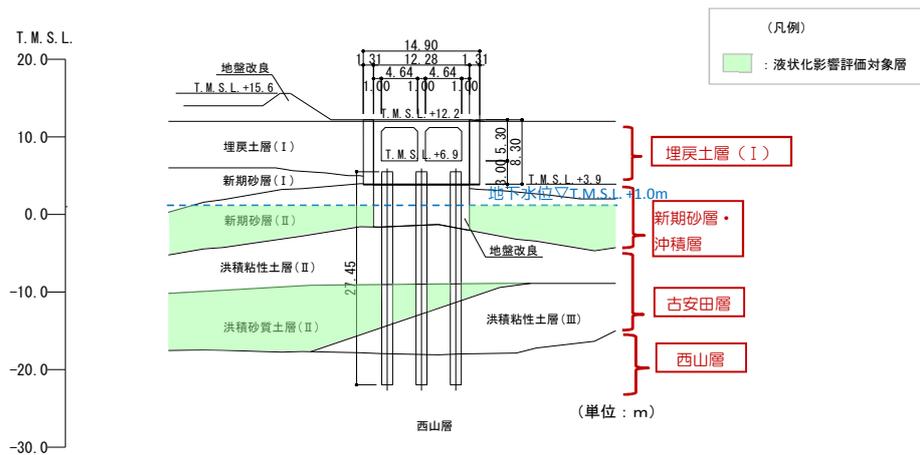
第 11-9-15 図 常設代替交流電源設備基礎 平面図



(1) 第一ガスタービン発電機基礎及び燃料タンク基礎 (EW 断面)



(2) 第一ガスタービン発電機基礎 (NS 断面)



(3) 第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎 (NS 断面)

第 11-9-16 図 常設代替交流電源設備基礎断面図

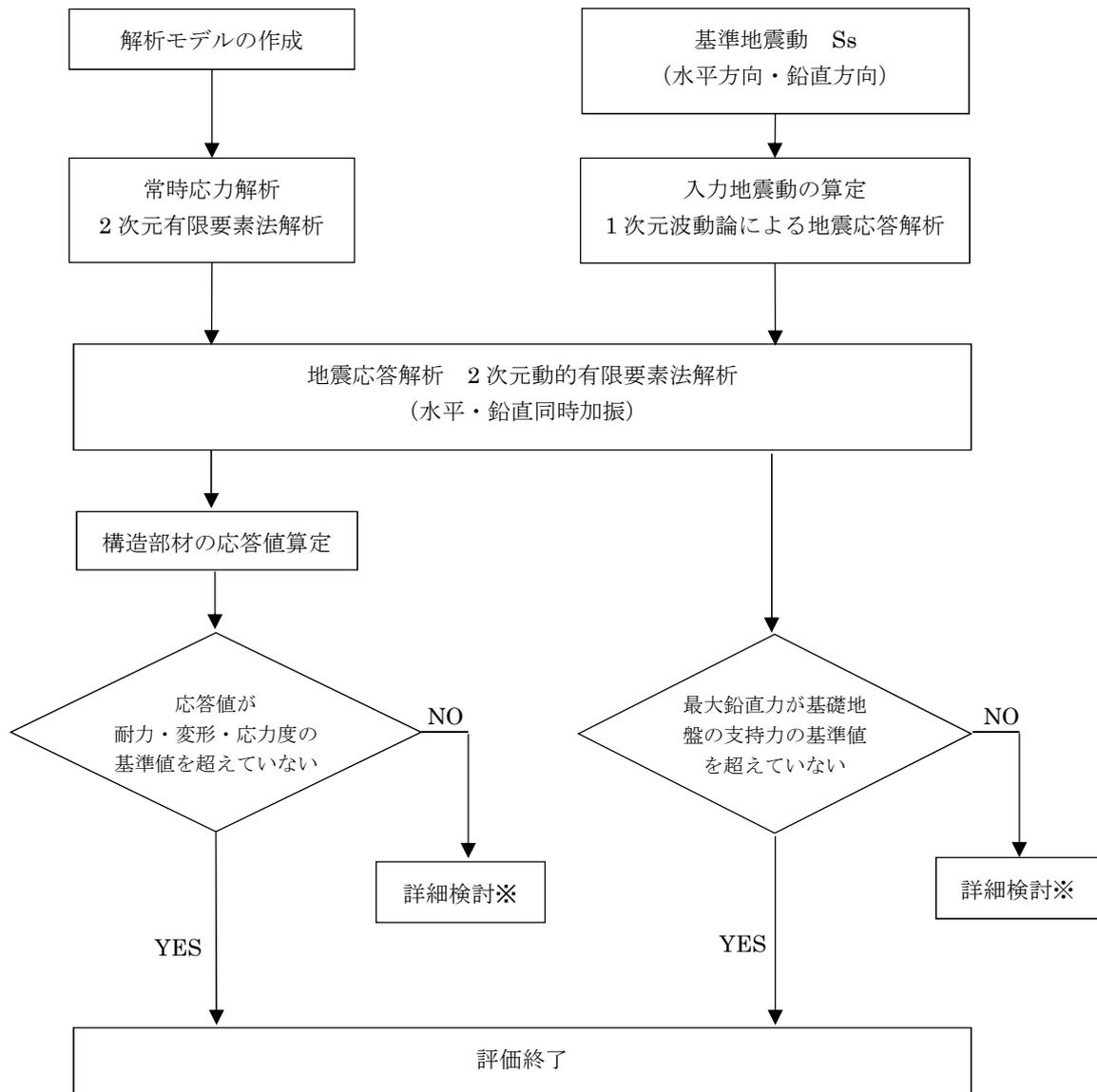
### 9.3.2 評価方針

第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎の耐震評価では、基礎構造物として第 11-9-19 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及び鋼管杭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、最大鉛直力が許容限界を超えないことを確認する。第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎の評価フローを第 11-9-17 図に示す。

第 11-9-19 表 第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎の評価項目

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（躯体）	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
		基準地震動 Ss	鋼管杭	発生応力等が許容限界を超えないことを確認	終局曲げ強度，終局せん断強度
	基礎地盤の支持性能	基準地震動 Ss	基礎地盤	最大鉛直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 11-9-17 図 第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎の評価フロー

### 9.3.3 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）
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—（(社)日本建築学会，1999改訂）
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（(社)日本建築学会，2010改訂）
- ・ 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）
- ・ 乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程 JEAC4616-2009，日本電気協会原子力規格委員会，2009年12月

### 9.3.4 評価条件

#### 9.3.4.1 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。第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎周辺には埋戻土層，新期砂層及び洪積砂質土層が存在することから，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，新期砂層及び洪積砂質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。

#### (1) 構造部材

箱形構造である鉄筋コンクリート構造の躯体及び前背面の妻壁は等価剛性の平面ひずみ要素で，鋼管杭は非線形はり要素でモデル化する。

#### (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) 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。

### 9.3.4.2 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、以下のとおり設定する。

#### (1) 耐震安全性評価上考慮する状態

第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎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。

#### (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、構造物の自重及び機器荷重を考慮する。

##### 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) 荷重の組合せ

荷重の組合せを第 11-9-20 表に示す。

第 11-9-20 表 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 ( $S_s$ )	$G + K_{Ss}$

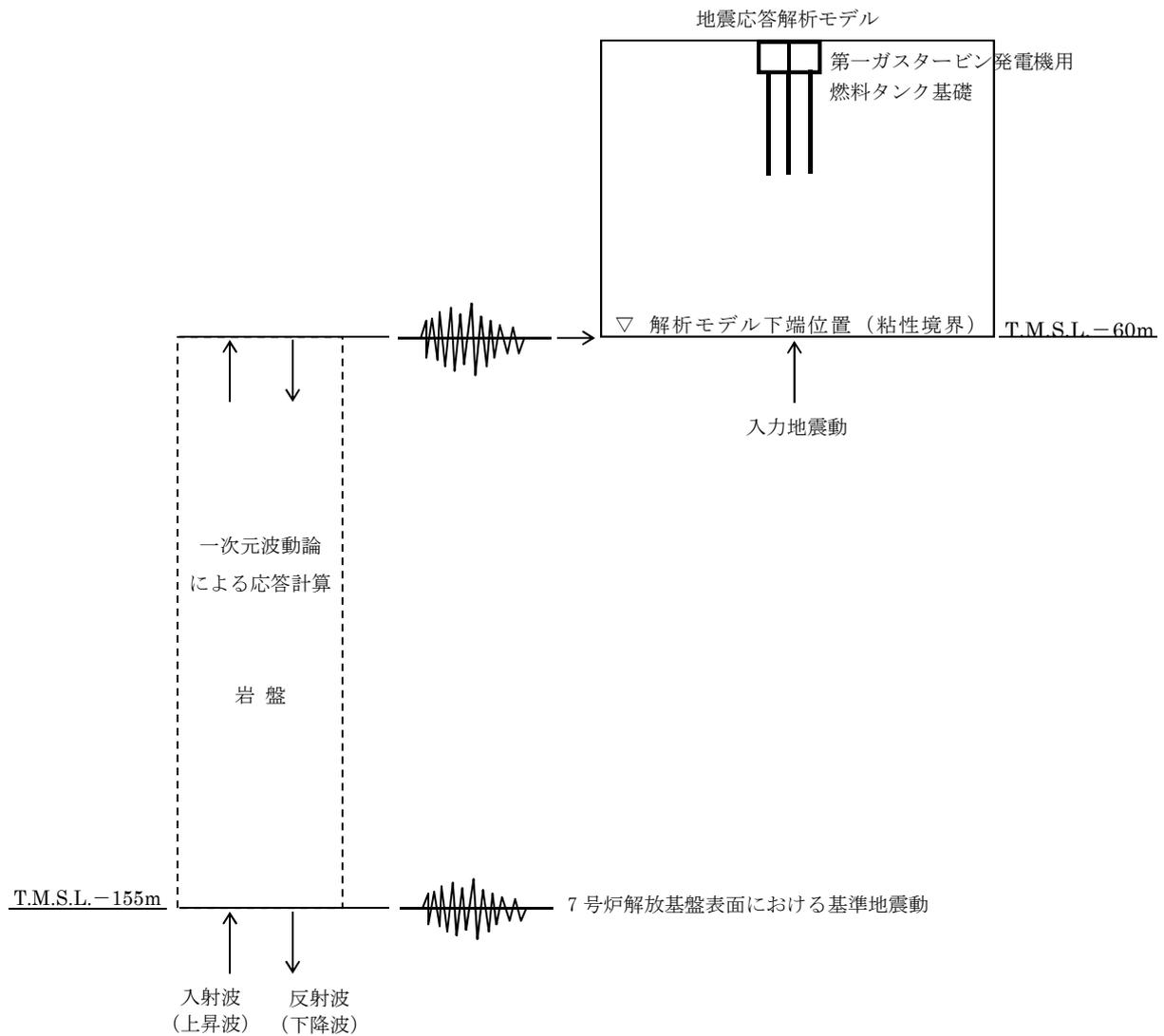
ここで、 $G$  : 固定荷重

$K_{Ss}$  : 地震荷重

### 9.3.4.3 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 11-9-18 図に示す。



第 11-9-18 図 入力地震動算定の概念図

#### 9.3.4.4 解析モデル

地震応答解析モデルを第 11-9-19 図に示す。

##### (1) 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。

##### (2) 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。

##### (3) 構造物のモデル化

鉄筋コンクリート構造の躯体は平面ひずみ要素で、鋼管杭は非線形はり要素でモデル化する。

##### (4) 地盤のモデル化

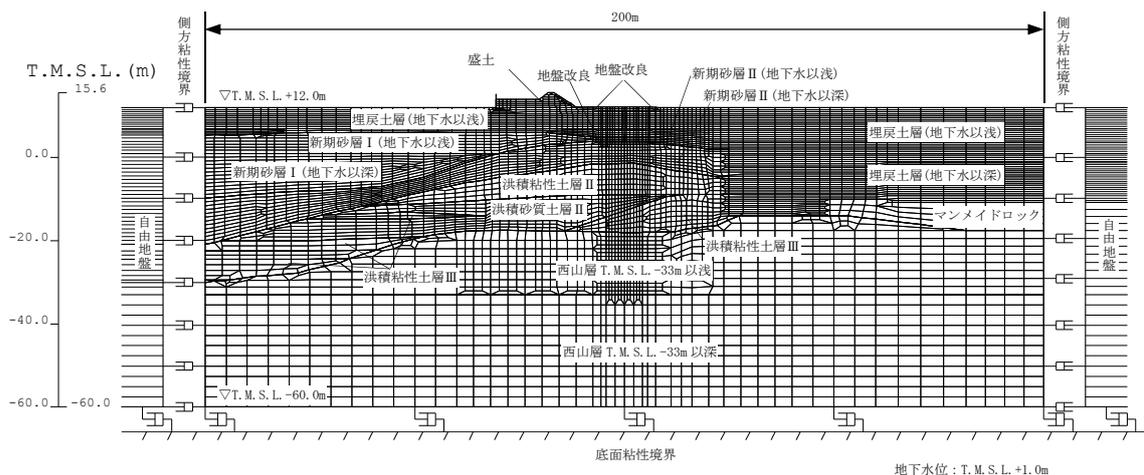
地盤は、地質区分に基づき、平面ひずみ要素でモデル化する。

##### (5) ジョイント要素

構造物と地盤改良の境界部及び地盤改良と地盤の境界部にジョイント要素を設けることを基本とし、境界部での剥離・すべりを考慮する。

##### (6) 水位条件

第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎周辺の地下水位は、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 11-9-19 図 地震応答解析モデル

### 9.3.4.5 使用材料及び材料の物性値

#### (1) 構造物の物性値

使用材料を第 11-9-21 表に、材料の物性値を第 11-9-22 表に示す。

第 11-9-21 表 使用材料

材料	諸元
コンクリート	設計基準強度 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	SD490
鋼管杭	SKK490

第 11-9-22 表 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
コンクリート	24 <sup>※1</sup>	28 <sup>※2</sup>	0.2 <sup>※2</sup>
鉄筋		200 <sup>※2</sup>	0.3 <sup>※2</sup>
鋼管杭	77	200	0.3

※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

(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。

新期砂層（Ⅰ）（Ⅱ）の有効応力解析に用いる液状化パラメータ及び地盤物性値は、追加調査を実施することとしているため、設置許可段階における見通しを得るための構造物評価においては、埋戻土層の値を用いる。

埋戻土層及び洪積砂質土層（Ⅱ）の物性値を第 11-9-23 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 11-9-20 図に、液状化パラメータを第 11-9-24 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）。

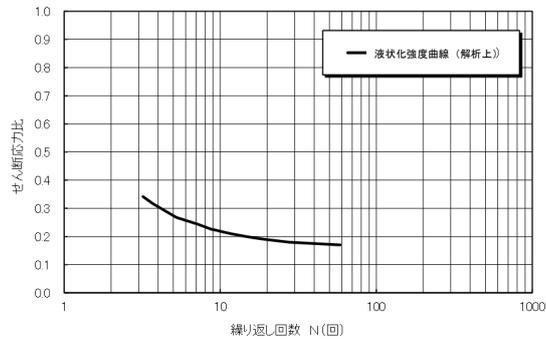
第 11-9-23 表 試験結果

(埋戻土層)

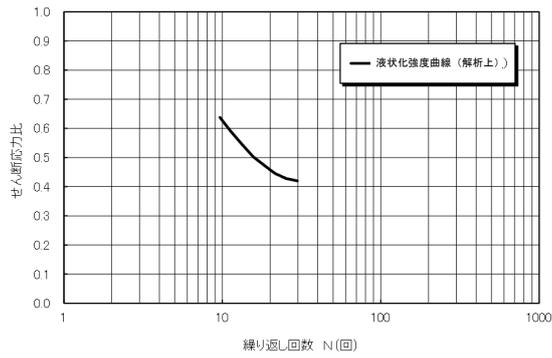
	必要とする物性値			物性値
	名称	記号	単位	
物理的 性質	単位体積重量	$\rho$	$t/m^3$	2.00
	間隙率	$n$	—	0.41
力学的 性質	液状化強度曲線 (液状化パラメータ)	—	—	第 9.3.6 図 参照
	せん断弾性係数	$G_{ma}$	$kN/m^2$	5.11E+04
	内部摩擦角	$\phi$	$^{\circ}$	41.1
	粘着力	$C$	$kN/m^2$	0.0
	履歴減衰上限値	$h_{max}$	—	0.271

(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	$\rho$	$t/m^3$	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 9.3.6 図 参照
	せん断弾性係数	$G_{ma}$	$kN/m^2$	2.07E+05
	内部摩擦角	$\phi$	$^{\circ}$	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 11-9-20 図 液状化強度曲線

第 11-9-24 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 11-9-25 表に示す。埋戻土層及び洪積砂質土層（Ⅱ）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結果を基に設定した液状化特性を設定する。

第 11-9-25 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	マンメイドロック	地盤改良	盛土
単位体積重量 $\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	1.90	2.00	1.82	1.80	1.86	1.90	1.73	1.69	1.75	1.98	1.82
間隙率 $n$	0.41	0.41	0.51	0.51	0.48	0.53	0.56	0.56	0.45	0.45	0.45
せん断波速度 $V_s$ (m/sec)	—	—	230	250	290	330	490	530	1040	570	1000
せん断弾性係数 $G_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	5.11E+04	5.11E+04	9.63E+04	1.13E+05	1.56E+05	2.07E+05	4.15E+05	4.75E+05	1.91E+06	6.43E+05	1.82E+06
体積弾性係数 $K_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	1.33E+05	1.33E+05	2.51E+05	2.95E+05	4.07E+05	5.40E+05	1.08E+06	1.24E+06	4.98E+06	1.68E+06	4.75E+06
標準化拘束圧 $\sigma_{ms}$ (kN/m <sup>2</sup> )	98.0	98.0	98.0	98.0	98.0	190.0	98.0	98.0	98.0	98.0	98.0
均等圧依存の係数 $m_{v0}, m_{v1}$	0.667	0.667	0.000	0.000	0.000	0.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
圧アングラ $v$	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	10.8	0.0	0.0	191.0	218.0	3.0	Cu=1370-5.04Z	Cu=1370-5.04Z	1840.0	2530.0	1300.0
内部摩擦角 $\phi$ (°)	33.8	41.1	33.0	27.3	27.9	45.0	—	—	0.0	0.0	0.0
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	0.190	0.061	0.083
液状化特性	液状化パラメータ	液状化パラメータ	液状化パラメータ	液状化パラメータ	液状化パラメータ	液状化パラメータ	液状化パラメータ	液状化パラメータ	液状化パラメータ	液状化パラメータ	液状化パラメータ
	$\phi_b$	$\phi_b$	$\phi_b$	$\phi_b$	$\phi_b$	$\phi_b$	$\phi_b$	$\phi_b$	$\phi_b$	$\phi_b$	$\phi_b$
	$w_i$	2.400	—	—	—	4.600	—	—	—	—	—
	$p_1$	0.500	—	—	—	0.500	—	—	—	—	—
	$p_2$	0.800	—	—	—	0.600	—	—	—	—	—
	$c_i$	1.920	—	—	—	3.910	—	—	—	—	—
	$S_i$	0.005	—	—	—	0.005	—	—	—	—	—

c. ジョイント要素の設定

構造物と地盤改良の境界部及び地盤改良と地盤の境界部にジョイント要素を設けることを基本とし、境界部での剥離・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、引張応力が生じた場合、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、構造物と地盤改良の境界部及び地盤改良と地盤の境界部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  $\tau_f$  は Mohr-Coulomb 式により規定される。構造物と地盤改良との境界部の  $C, \phi$  は「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）」に基づき、 $C=0, \phi=15^\circ$  とする。また、地盤改良と地盤との境界部の  $C, \phi$  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11-9-26表）」に基づき、第11-9-27表に示すとおり設定する。

第 11-9-26 表 摩擦角と付着力（日本道路協会）

条 件	摩擦角 $\phi_b$ (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、 $\phi$ : 支持地盤のせん断抵抗角 (°)  $c$ : 支持地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

第 11-9-27 表 ジョイント要素の強度特性

	粘着力 C (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 (°)
構造物-地盤間	0	15.0
改良体-地盤間	0	41.1

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) 荷重の入力方法

#### a. 固定荷重

固定荷重である自重は、鉄筋コンクリート及び鋼管杭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。機器荷重は、機器の設置位置で付加重量として考慮する。

#### b. 地震荷重

地震荷重である地震力は 9.3.4.3 章にて設定している入力地震動をモデル底面に入力する。

#### 9.3.4.6 許容限界

##### (1) 鋼管杭に対する許容限界

###### a. 曲げ

鋼管杭の曲げに対する許容限界は、「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程 JEAC4616-2009, 日本電気協会原子力規格委員会, 2009年12月」(以下「キャスク指針」とする)に基づき算定する終局曲げ強度に対応する曲率(終局曲率)とする。

###### b. せん断

鋼管杭のせん断に対する許容限界は、「キャスク指針」に基づき算定する終局せん断強度とする。

##### (2) 躯体に対する許容限界

###### a. 曲げ

躯体の曲げに対する許容限界は、「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」(以下「土木学会マニュアル」とする)に基づき, 層間変形角 1/100 とする。

###### b. せん断

躯体のせん断に対する許容限界は, 工事計画認可における設計では, 「土木学会マニュアル」に基づき算定したせん断耐力等とするが, 設置許可段階における見通しを得るための構造物評価においては, 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)及び壁部材は鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—((社)日本建築学会, 1999改訂)に基づき, 保守的に鉄筋コンクリートの短期許容せん断応力度とする。

##### (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, 杭頭に作用する最大鉛直力が「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とする。

極限支持力算定式 (杭基礎)

$$R_a = \frac{\gamma}{n}(R_u - W_s) + W_s - W$$

ここに,

$R_a$  : 杭頭における杭の軸方向許容押込み支持力 (kN)

$n$  : 安全率 (=1.2, キャスク指針に従い  $S_s$  地震時を適用)

$\gamma$  : 極限支持力推定法の相違による安全率の補正係数 (=1.0, 支持力推定式を適用)

$R_u$ ※1：地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

$W_S$ ：杭で置換えられる部分の土の有効重量 (kN)

$W$ ：杭及び杭内部の土の有効重量 (kN)

※1  $R_u = q_d A + U \sum L_i f_i$

ここに,

$R_u$ ：地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

$A$ ：杭先端面積 (m<sup>2</sup>)

$q_d$ ：杭先端における単位面積当たりの極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$U$ ：杭の周長 (m)

$L_i$ ：周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

(液状化影響評価対象層の周面摩擦力は考慮しない)

$f_i$ ：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)



第 11-9-28 表 鋼管杭の曲げに対する照査結果

基準地震動	評価位置 <sup>※1</sup>	照査用曲率 <sup>※2</sup> $\phi$ (1/m)	終局曲率 $\phi u$ (1/m)	照査値
Ss-1	杭頭部	3.123E-04	6.666E-03	0.05
	地層境界部 1	1.285E-03	6.627E-03	0.19
	地層境界部 2	1.339E-03	6.619E-03	0.20
Ss-2	杭頭部	1.639E-04	8.966E-03	0.02
	地層境界部 1	4.096E-04	9.150E-03	0.04
	地層境界部 2	4.570E-04	9.103E-03	0.05
Ss-3	杭頭部	4.281E-04	6.189E-03	0.07
	地層境界部 1	1.936E-03	6.462E-03	0.30
	地層境界部 2	3.365E-03	6.171E-03	0.55
Ss-4	杭頭部	2.127E-04	8.563E-03	0.02
	地層境界部 1	5.862E-04	8.021E-03	0.07
	地層境界部 2	4.283E-04	8.040E-03	0.05
Ss-5	杭頭部	2.170E-04	8.367E-03	0.03
	地層境界部 1	6.139E-04	7.840E-03	0.08
	地層境界部 2	4.892E-04	7.855E-03	0.06
Ss-6	杭頭部	2.601E-04	7.597E-03	0.03
	地層境界部 1	7.302E-04	7.582E-03	0.10
	地層境界部 2	5.358E-04	7.565E-03	0.07
Ss-7	杭頭部	2.525E-04	7.722E-03	0.03
	地層境界部 1	7.874E-04	7.712E-03	0.10
	地層境界部 2	5.255E-04	7.645E-03	0.07
Ss-8	杭頭部	2.334E-04	7.467E-03	0.03
	地層境界部 1	8.224E-04	7.452E-03	0.11
	地層境界部 2	5.352E-04	7.467E-03	0.07

※1 地層境界部 1：地盤改良と洪積粘性土層Ⅱとの境界

地層境界部 2：洪積砂質土層Ⅱと洪積粘性土層Ⅲとの境界

※2 地盤物性のばらつきに関する安全係数を乗じていない値

第 11-9-29 表 鋼管杭のせん断に対する照査結果

基準地震動	評価位置 <sup>※1</sup>	照査用せん断力 <sup>※2</sup> Q(kN)	終局せん断強度 Qu(kN)	照査値 Q/Qu
Ss-1	杭頭部	499	9420	0.05
	地層境界部 1	3705	9420	0.39
	地層境界部 2	2802	9420	0.30
Ss-2	杭頭部	358	9420	0.04
	地層境界部 1	1745	9420	0.19
	地層境界部 2	917	9420	0.10
Ss-3	杭頭部	599	9420	0.06
	地層境界部 1	4177	9420	0.44
	地層境界部 2	3353	9420	0.36
Ss-4	杭頭部	411	9420	0.04
	地層境界部 1	2314	9420	0.25
	地層境界部 2	411	9420	0.04
Ss-5	杭頭部	423	9420	0.04
	地層境界部 1	2380	9420	0.25
	地層境界部 2	580	9420	0.06
Ss-6	杭頭部	455	9420	0.05
	地層境界部 1	2955	9420	0.31
	地層境界部 2	576	9420	0.06
Ss-7	杭頭部	428	9420	0.05
	地層境界部 1	2955	9420	0.31
	地層境界部 2	523	9420	0.06
Ss-8	杭頭部	405	9420	0.04
	地層境界部 1	2599	9420	0.28
	地層境界部 2	455	9420	0.05

※1 地層境界部 1：地盤改良と洪積粘性土層Ⅱとの境界

地層境界部 2：洪積砂質土層Ⅱと洪積粘性土層Ⅲとの境界

※2 地盤物性のばらつきに関する安全係数を乗じていない値

### 9.3.5.2 躯体に対する照査結果

躯体の曲げに対する照査結果を第 11-9-30 表に示す。躯体の照査用応答値は、いずれも許容限界値（限界層間変形角）以下である。

せん断に対する照査結果を第 11-9-31 表に示す。躯体の照査用応答値は、いずれも許容限界値（せん断耐力）以下である。

第 11-9-30 表 躯体の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	0.015/100	1/100	0.02
Ss-2	頂版～底版	0.007/100	1/100	0.01
Ss-3	頂版～底版	0.015/100	1/100	0.02
Ss-4	頂版～底版	0.008/100	1/100	0.01
Ss-5	頂版～底版	0.010/100	1/100	0.01
Ss-6	頂版～底版	0.010/100	1/100	0.01
Ss-7	頂版～底版	0.010/100	1/100	0.01
Ss-8	頂版～底版	0.013/100	1/100	0.01

※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  $\gamma_a$

地盤物性のばらつきに関する安全係数を乗じていない値

第 11-9-31 表 躯体のせん断に対する照査結果（頂版，底版，側壁，隔壁）

基準地震動	評価位置	照査用せん断応力 $\tau_d$ (N/mm <sup>2</sup> ) <sup>※1</sup>	短期許容せん断応力 $\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_d / \tau_a$
Ss-1	頂版	0.20	1.12	0.18
	底版	1.19	2.09	0.57
	側壁	0.42	1.40	0.30
	隔壁	0.55	1.12	0.49
Ss-2	頂版	0.09	1.12	0.08
	底版	0.47	2.09	0.22
	側壁	0.34	1.40	0.24
	隔壁	0.27	1.12	0.24
Ss-3	頂版	0.22	1.12	0.20
	底版	1.36	2.09	0.65
	側壁	0.47	1.40	0.34
	隔壁	0.54	1.12	0.48
Ss-4	頂版	0.09	1.12	0.08
	底版	0.57	2.09	0.27
	側壁	0.32	1.40	0.23
	隔壁	0.33	1.12	0.29
Ss-5	頂版	0.11	1.12	0.10
	底版	0.63	2.09	0.30
	側壁	0.34	1.40	0.24
	隔壁	0.37	1.12	0.33
Ss-6	頂版	0.11	1.12	0.10
	底版	0.62	2.09	0.30
	側壁	0.37	1.40	0.26
	隔壁	0.37	1.12	0.33
Ss-7	頂版	0.12	1.12	0.11
	底版	0.67	2.09	0.32
	側壁	0.41	1.40	0.29
	隔壁	0.37	1.12	0.33
Ss-8	頂版	0.15	1.12	0.13
	底版	0.73	2.09	0.35
	側壁	0.44	1.40	0.31
	隔壁	0.48	1.12	0.43

※1 照査用せん断応力  $\tau_d$  = 発生せん断応力 × 構造解析係数  $\gamma_a$   
 地盤物性のばらつきに関する安全係数を乗じていない値

第 11-9-31 表 躯体のせん断に対する照査結果（妻壁）

基準地震動	照査用せん断応力 $\tau_d$ (N/mm <sup>2</sup> ) <sup>※1</sup>	短期許容せん断応力 $\tau_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_d / \tau_a$
Ss-1	0.95	2.10	0.45
Ss-2	0.58	2.10	0.28
Ss-3	1.26	2.10	0.60
Ss-4	0.63	2.10	0.30
Ss-5	0.69	2.10	0.33
Ss-6	0.72	2.10	0.34
Ss-7	0.63	2.10	0.30
Ss-8	1.07	2.10	0.51

※1 地盤物性のばらつきに関する安全係数を乗じていない値

### 9.3.5.3 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 11-9-32 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 11-9-32 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 <sup>※1</sup> V (kN)	極限支持力 Q <sub>u</sub> (kN)	照査値 V/Q <sub>u</sub>
Ss-1	15600	34100	0.46
Ss-2	5750	34100	0.17
Ss-3	19400	34100	0.57
Ss-4	7170	34100	0.21
Ss-5	8550	34100	0.25
Ss-6	10100	34100	0.30
Ss-7	9970	34100	0.29
Ss-8	10800	34100	0.32

※1 地盤物性のばらつきに関する安全係数を乗じていない値

### 9.3.6 まとめ

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第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎の基準地震動  $S_s$  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，第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎は，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。

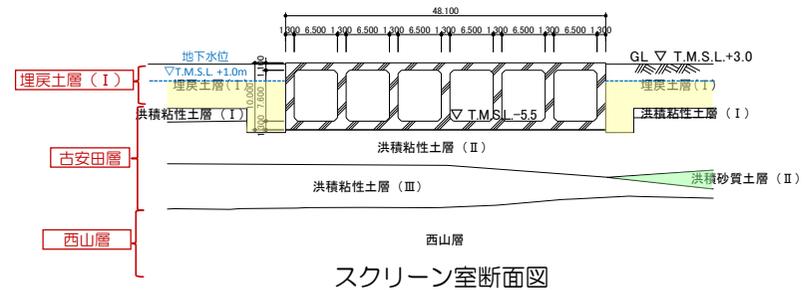
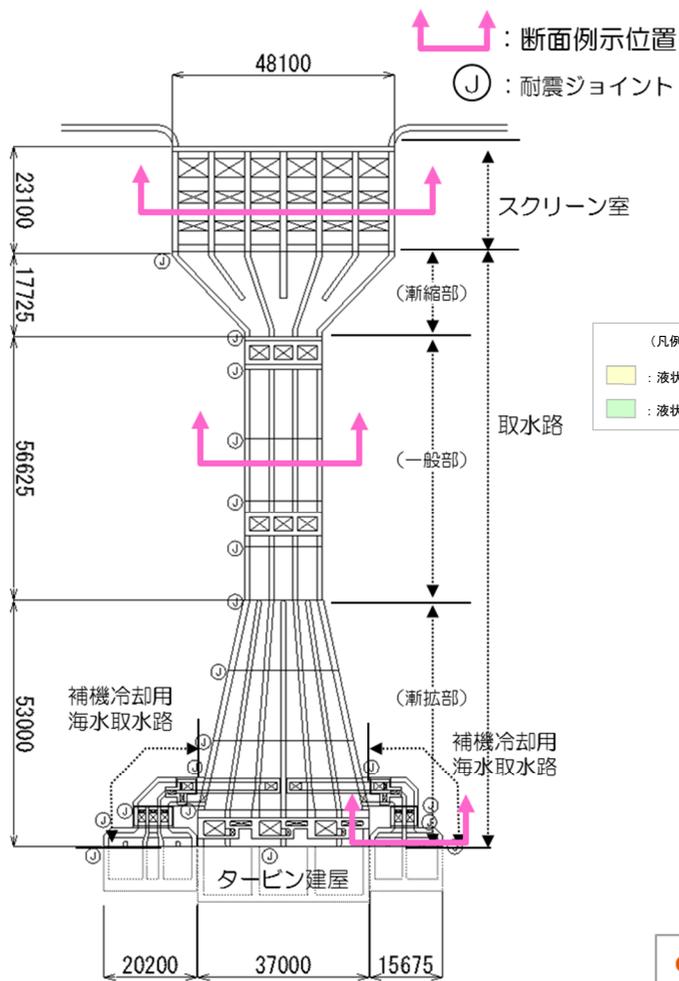
## 10. 参考文献

- ・(社)日本道路協会(2012):道路橋示方書・同解説(V耐震設計編),平成24年3月.
- ・安田進(1991):液状化の調査から対策工まで,鹿島出版会,1991年5月.
- ・地盤工学会(2009):地盤材料試験の方法と解説,平成21年11月.
- ・土木学会(2003):過剰間隙水圧の発生過程が地盤の地震応答に与える影響,土木学会地震工学委員会レベル2地震動による液状化研究小委員会 レベル2地震動による液状化に関するシンポジウム論文集,pp397-400,2003年6月.
- ・地盤工学会(2000):土質試験の方法と解説(第一回改訂版),平成12年3月.
- ・地盤工学会(2006):地盤工学用語辞典,pp219-220,平成18年3月.
- ・井合進(2008):サイクリックモビリティ Cyclic Mobility,地盤工学会誌,56-8,2008年8月.
- ・吉見吉昭(1991):砂地盤の液状化(第二版),技報堂出版,1991年,5月.
- ・永瀬英生(1984):多方向の不規則荷重を受ける砂の変形強度特性,東京大学博士論文,1984.
- ・井合進,飛田哲男,小堤治(2008):砂の繰返し載荷時の挙動モデルとしてのひずみ空間多重モデルにおけるストレスダイレイタンスー関係,京都大学防災研究所年報,第51号,pp.291-304,2008.
- ・日本港湾協会(2007):港湾の施設の技術上の基準・同解説,平成19年7月.
- ・Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1992): STRAIN SPACE PLASTICITY MODEL FOR CYCLIC MOBILITY, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.32, No. 2, pp.1-15.
- ・Iai, S., Morita, T., Kameoka, T., Matsunaga, Y. and Abiko, K. (1995): RESPONSE OF A DENSE SAND DEPOSIT DURING 1993 KUSHIRO-OKI EARTHQUAKE, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.35, No. 1, pp.115-131.
- ・龍岡文夫(1980):サイクリック・モビリティ(Cyclic Mobility),土と基礎,28-6,1980年6月.
- ・国生剛治,吉田保夫,西好一,江刺靖行(1983):密な砂地盤の地震時安定性評価法の検討(その1)密な砂の動的強度特性,電力中央研究所報告 研究報告:383025,昭和58年10月.
- ・鉄道総合技術研究所(2012):鉄道構造物等設計標準・同解説,平成24年9月.
- ・亀井祐聡,森本巖,安田進,清水善久,小金井健一,石田栄介(2002):東京低地における沖積砂質土の粒度特性と細粒分が液状化強度に及ぼす影響,地盤工学会論文報告集,Vol.42, No.4, 101-110.
- ・吉見吉昭(1994):砂の乱さない試料の液状化抵抗~N値~相対密度関係,土と基礎,Vol.42, No. 4, pp. 63-67, 1994.
- ・Imai T. & Tonouchi K. (1982): Correlation of N Value with ESOP II S-wave Velocity and shear Modulus.

## 11. 参考資料

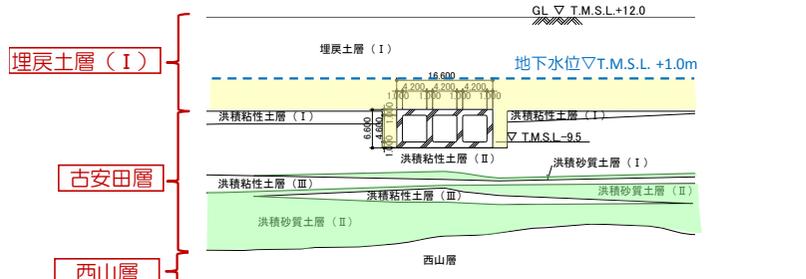
### 11.1 評価対象構造物の断面図

液状化評価の対象となる構造物の断面図を第 11-11-1～9 図に示す。

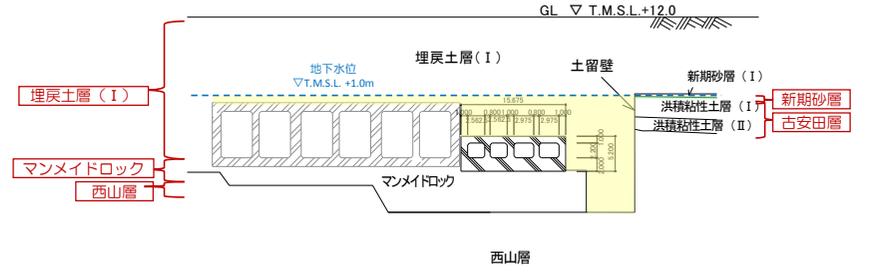


スクリーン室断面図

(凡例)  
 □ : 液状化層  
 □ : 液状化影響評価対象層



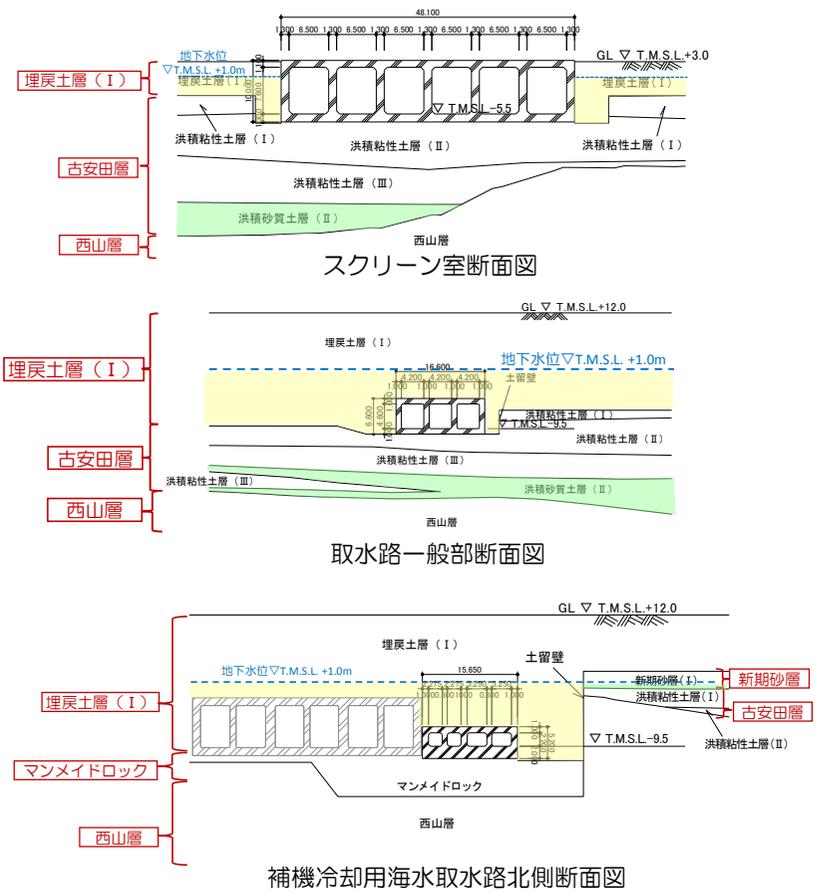
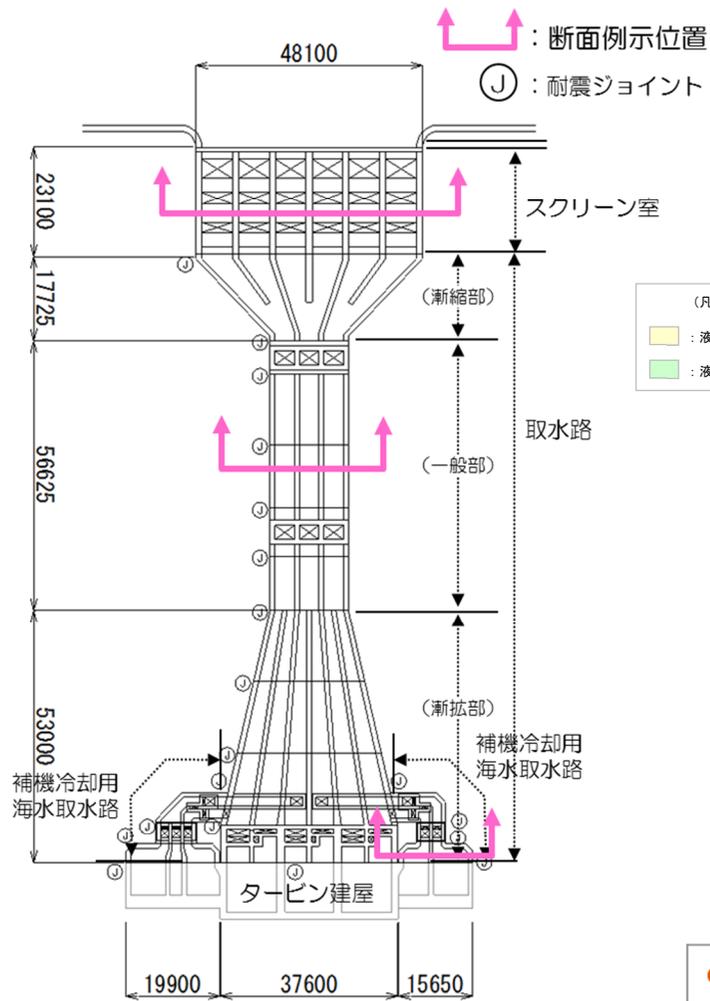
取水路一般部断面図



補機冷却用海水取水路北側断面図

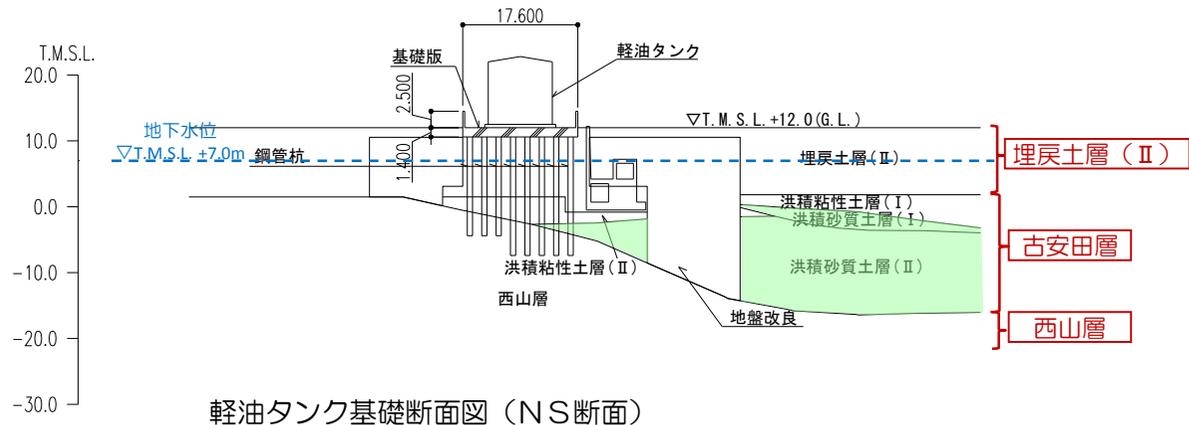
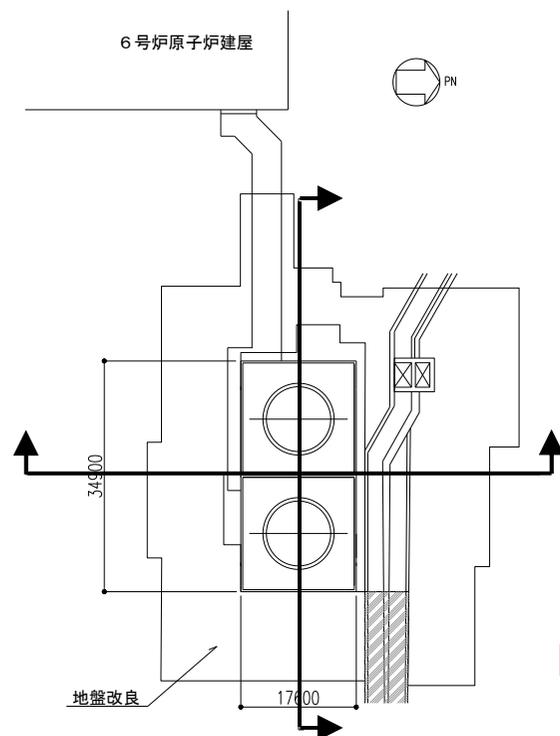
● 6号炉取水路の周辺には、地下水位以下に液状化層（埋戻土層）および影響評価対象層（洪積砂質土層）が存在する。

第 11-11-1 図 6号炉取水路断面図

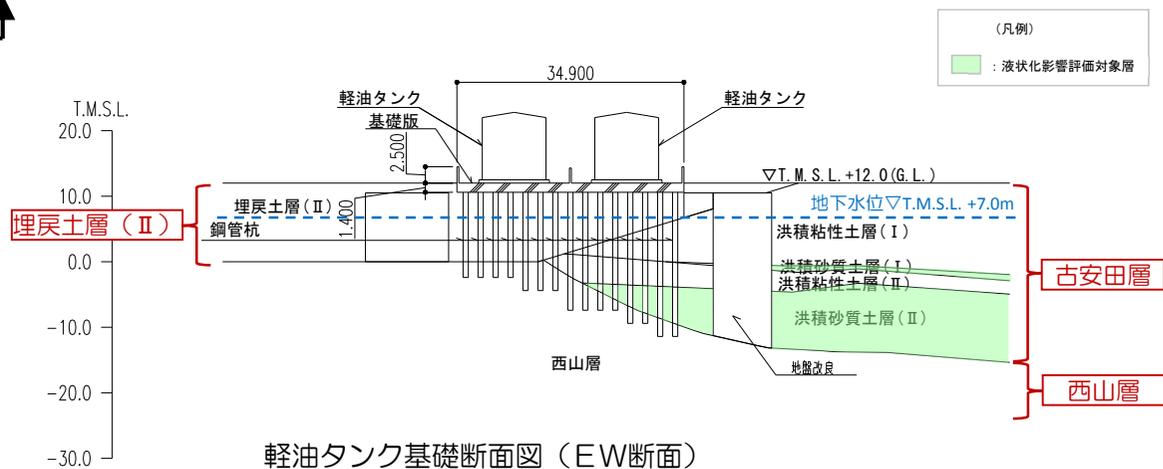


● 7号炉取水路の周辺には、地下水位以下に液状化層（埋戻土層）および影響評価対象層（洪積砂質土層）が存在する。

第 11-11-2 図 7号炉取水路断面図



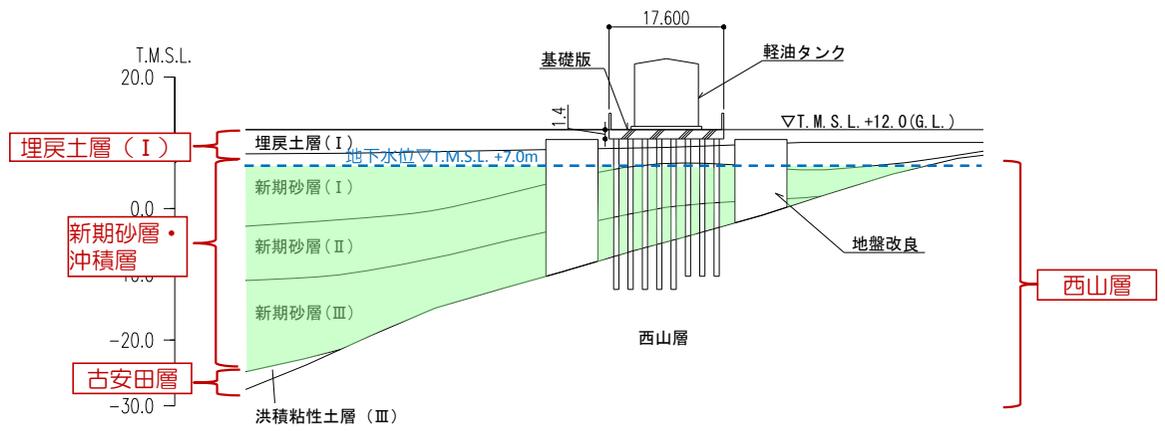
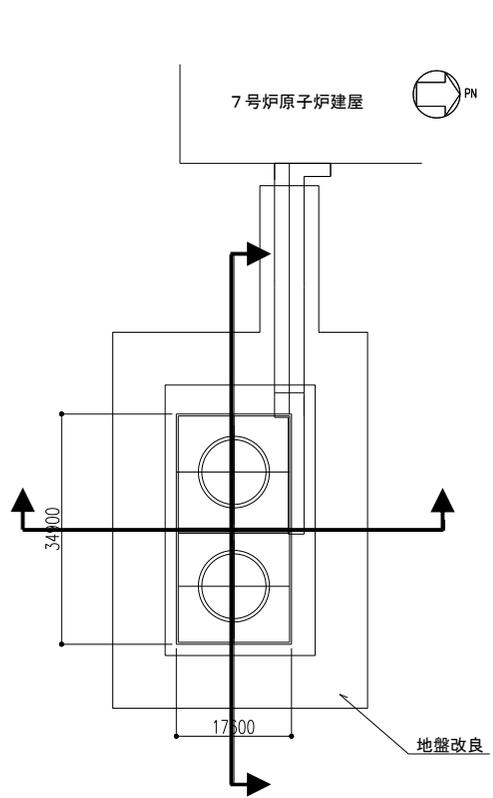
軽油タンク基礎断面図 (NS断面)



軽油タンク基礎断面図 (EW断面)

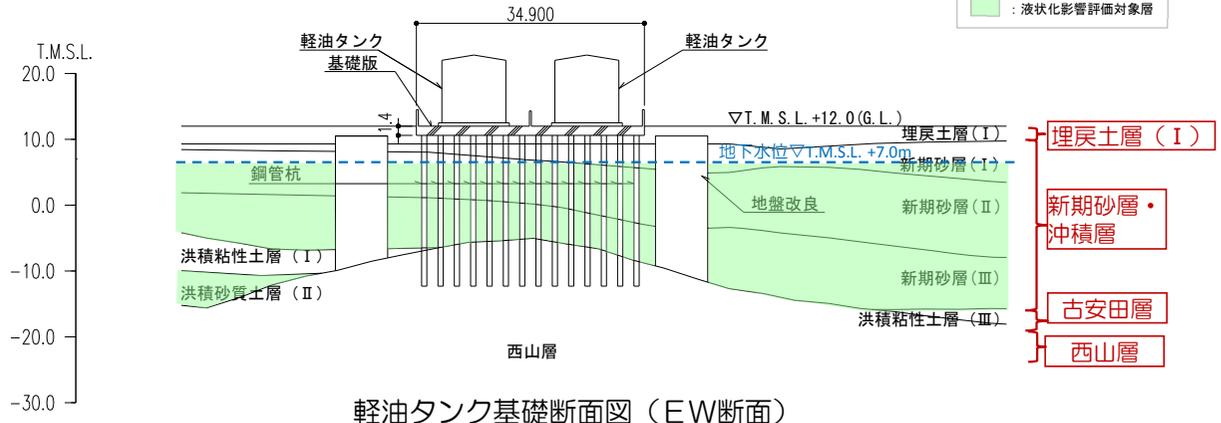
- 6号炉軽油タンク基礎の周辺には、地下水位以下に影響評価対象層（洪積砂質土層）が存在する。  
※埋戻土層(II)は、建設時に掘削した西山層（泥岩）を埋め戻したものである。

第 11-11-3 図 6号炉軽油タンク基礎



軽油タンク基礎断面図 (NS断面)

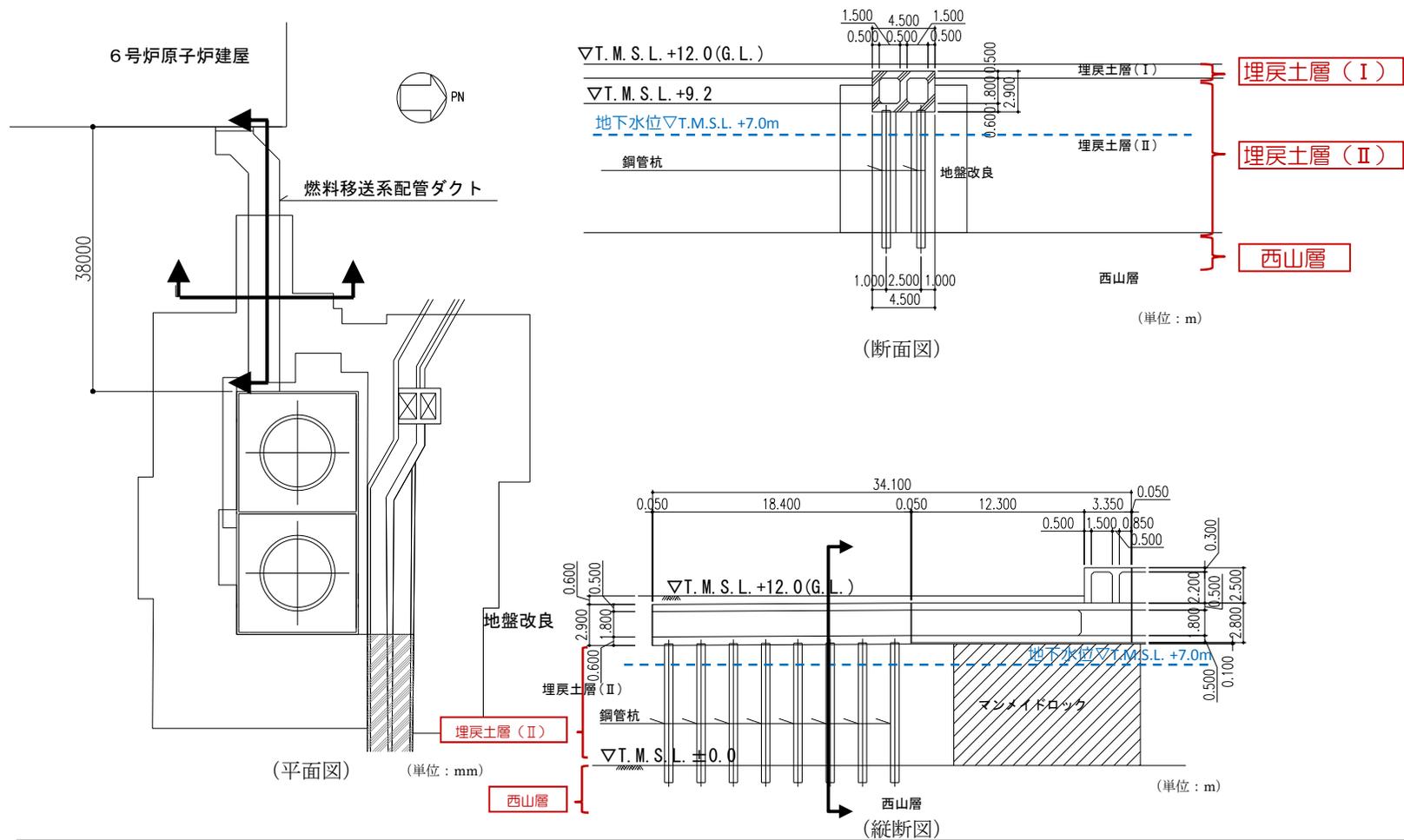
(凡例)  
 : 液状化影響評価対象層



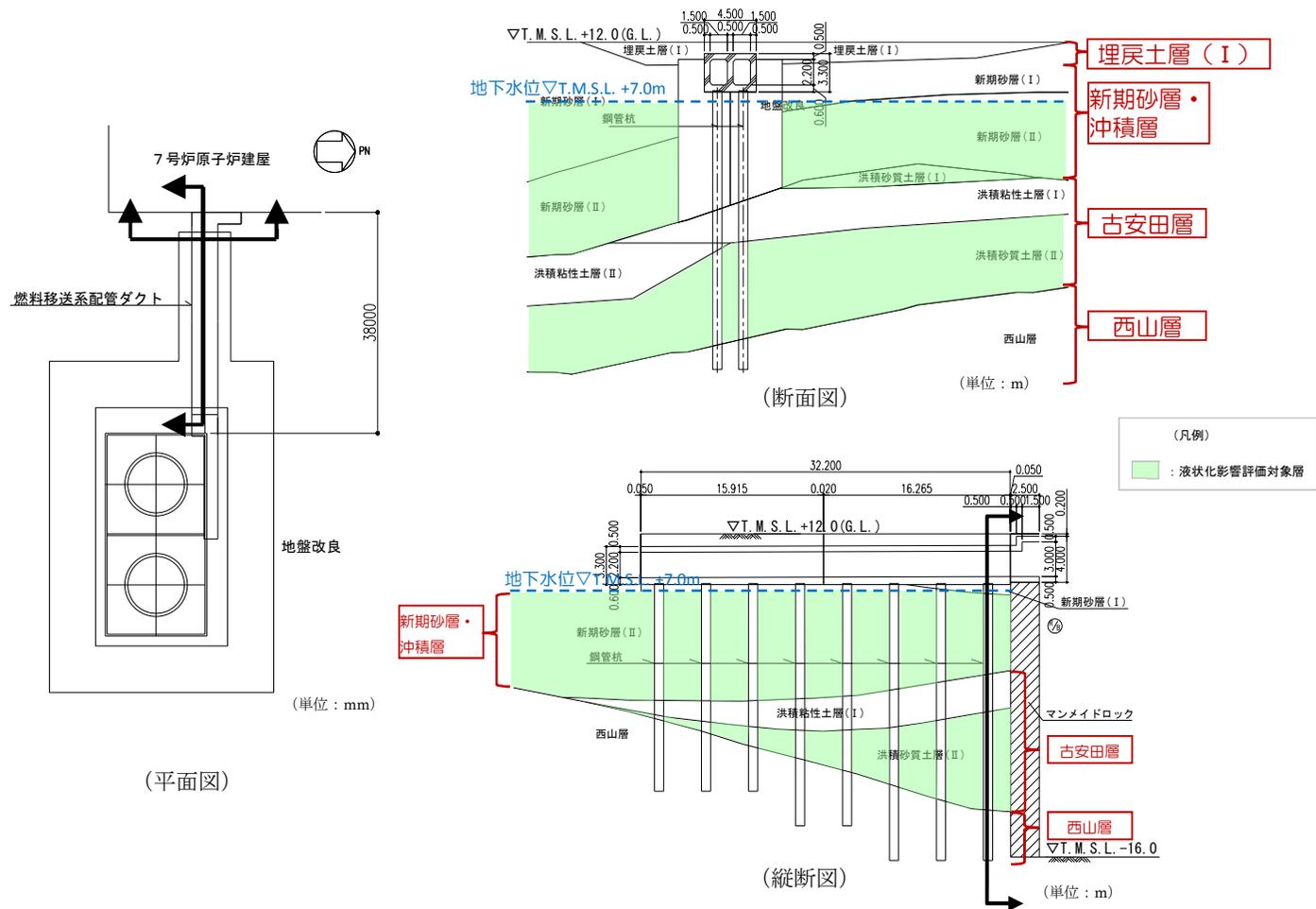
軽油タンク基礎断面図 (EW断面)

● 7号炉軽油タンク基礎の周辺には、地下水位以下に影響評価対象層（新期砂層・沖積層，洪積砂質土層）が存在する。

第 11-11-4 図 7号炉軽油タンク基礎



第 11-11-5 図 6号炉燃料移送系配管ダクト断面図

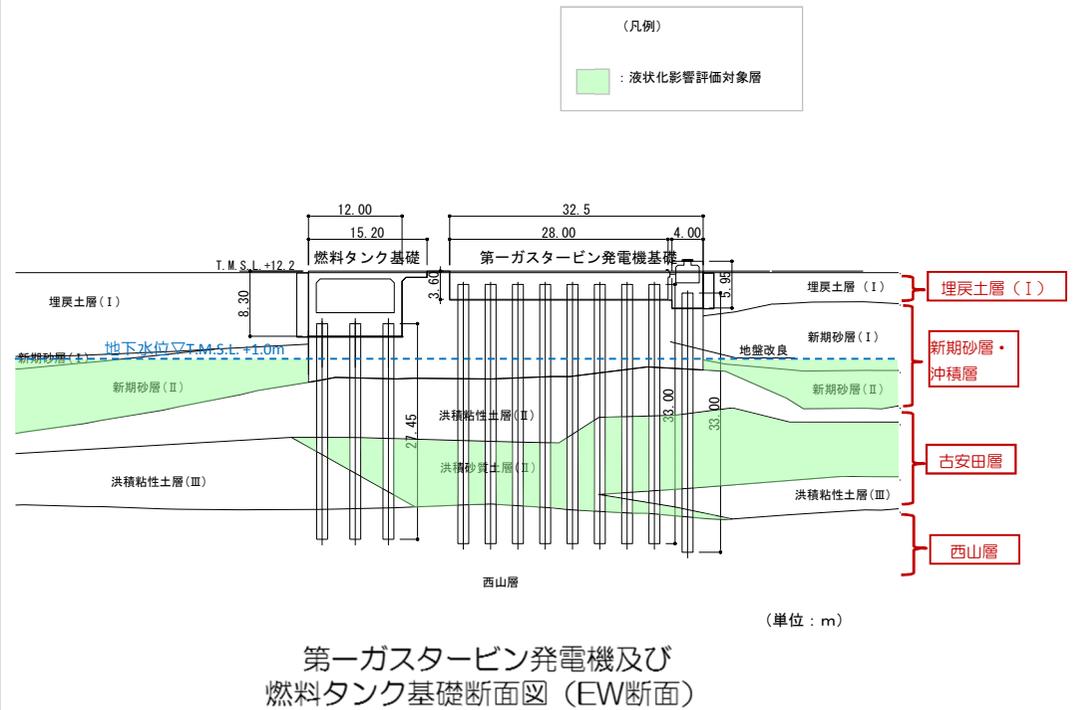


● 7号炉燃料移送系配管ダクトの周辺には、地下水位以下に影響評価対象層（新期砂層・沖積層）が存在する。

第 11-11-6 図 7号炉燃料移送系配管ダクト断面図

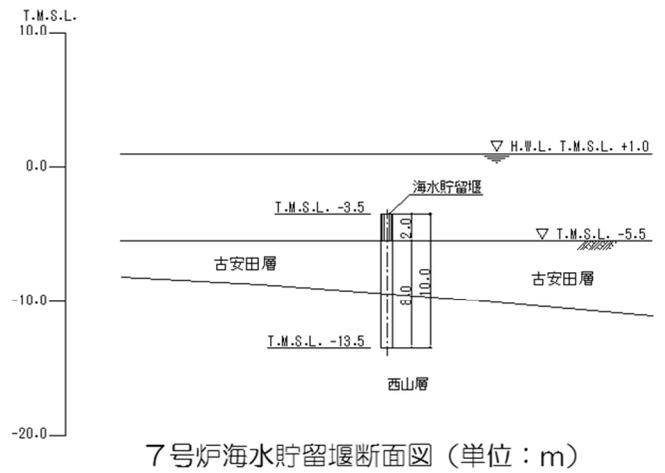
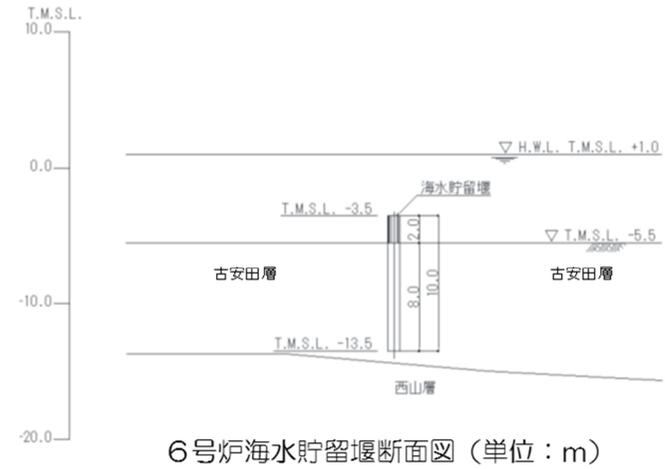
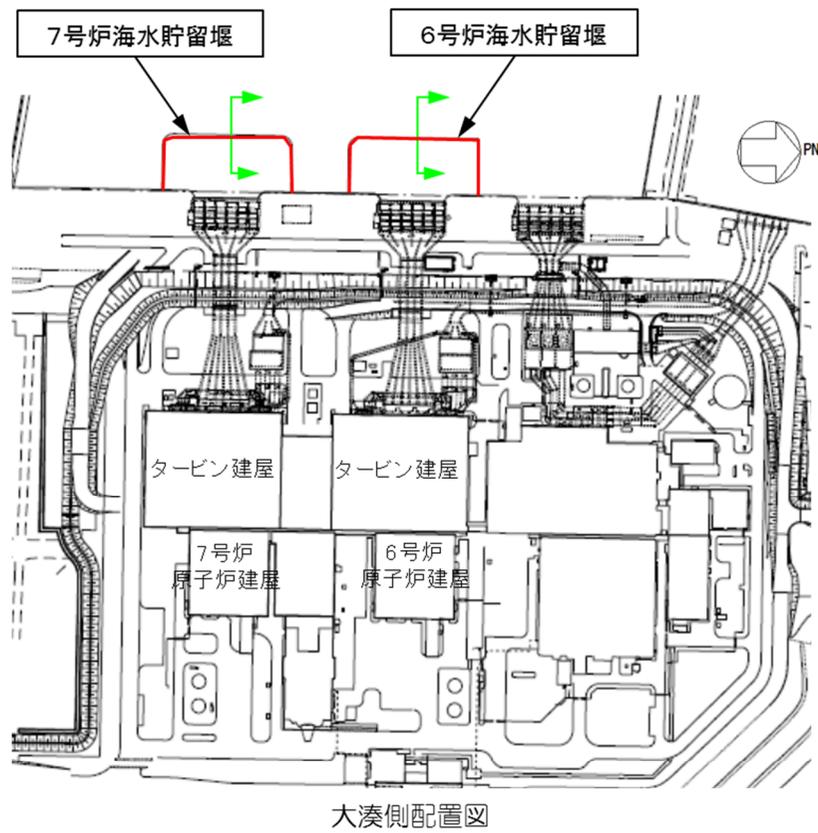


大湊側配置図



- 第一ガスタービン発電機及び燃料タンク基礎の周辺には、地下水位以下に液状化層（埋戻土層）および影響評価対象層（新期砂層・沖積層，洪積砂質土層）が存在する。

第 11-11-7 図 第一ガスタービン発電機及び燃料タンク基礎断面図



● 海水貯留堰の周辺には、液状化層および影響評価対象層は存在しない。

第 11-11-8 図 海水貯留堰