

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』および『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、基本物性のバラツキ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」などを用いる。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) および Iai et.al(1995)において、液状化およ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あたっては、今回ご説明した液状化強度特性の妥当性およ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など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 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、基本物性のバラツキ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 9.1.1 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あ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およ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 9.1.1 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 ^{※1}	—	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 3m	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 8m	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

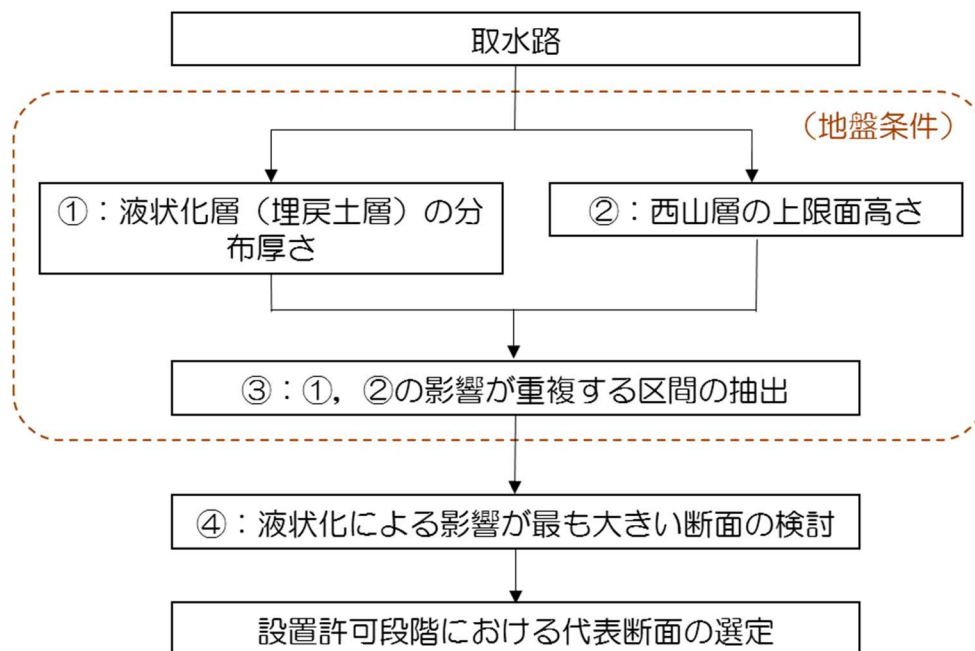
「取水路・スクリーン室」について液状化による設備への影響の見通しとして、液状化現象の影響が最も大きいと考えられる断面を選定し、構造物の評価を実施する。第 9.2.1 図に取水路における代表断面の選定フローを示す。

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 9.2.2 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 9.2.3 図に示す。

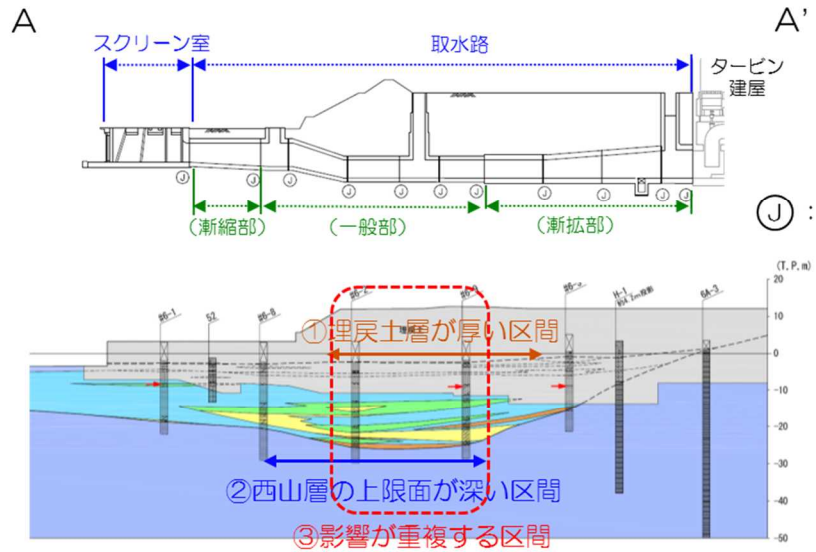
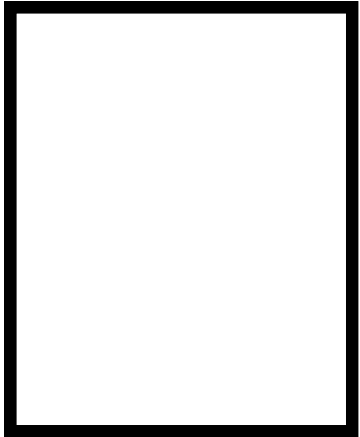
以上のことから、代表断面として、7号炉取水路（一般部）を選定し、2次元有効応力解析（FLIP）による評価を実施する。



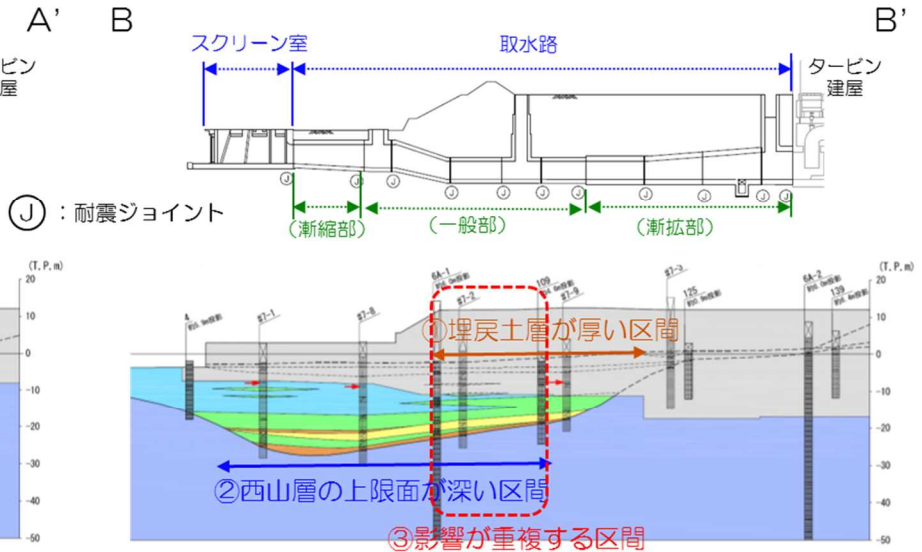
第 9.2.1 図 取水路における代表断面の選定フロー

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 A2部層	■
粘性土	■
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	■
古安田層 A2部層中の 灰白色細粒方丈質火山灰	→
西山層	■

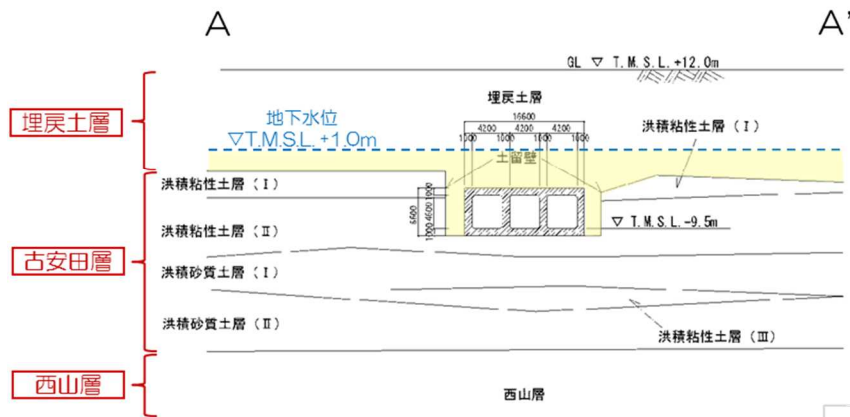
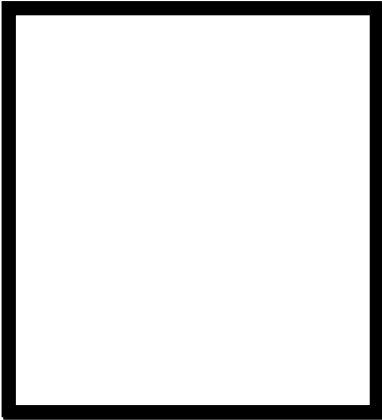


6号炉取水路縦断図 (A-A' 断面)

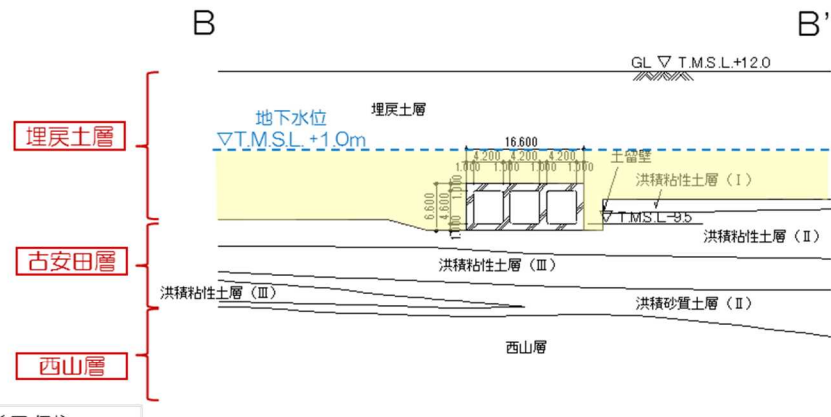


7号炉取水路縦断図 (B-B' 断面)

第 9.2.2 図 取水路における代表断面



6号炉取水路（一般部）断面図（A-A' 断面）



7号炉取水路（一般部）断面図（B-B' 断面）

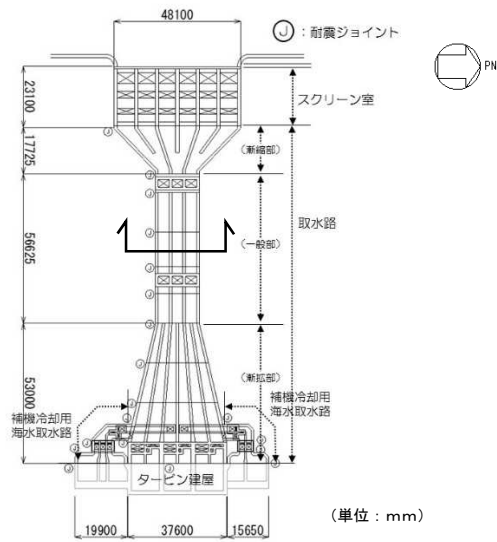
(凡例)
 液状化層

第 9.2.3 図 取水路における代表断面

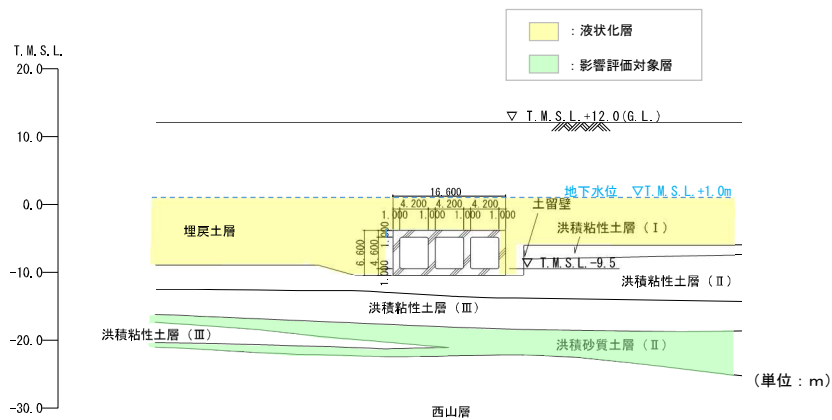
9.2.2 評価方針

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9.2.4図に、一般部の断面図を第9.2.5図に示す。

取水路の耐震評価では、設計基準対象施設として第9.2.1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9.2.6図に示す。



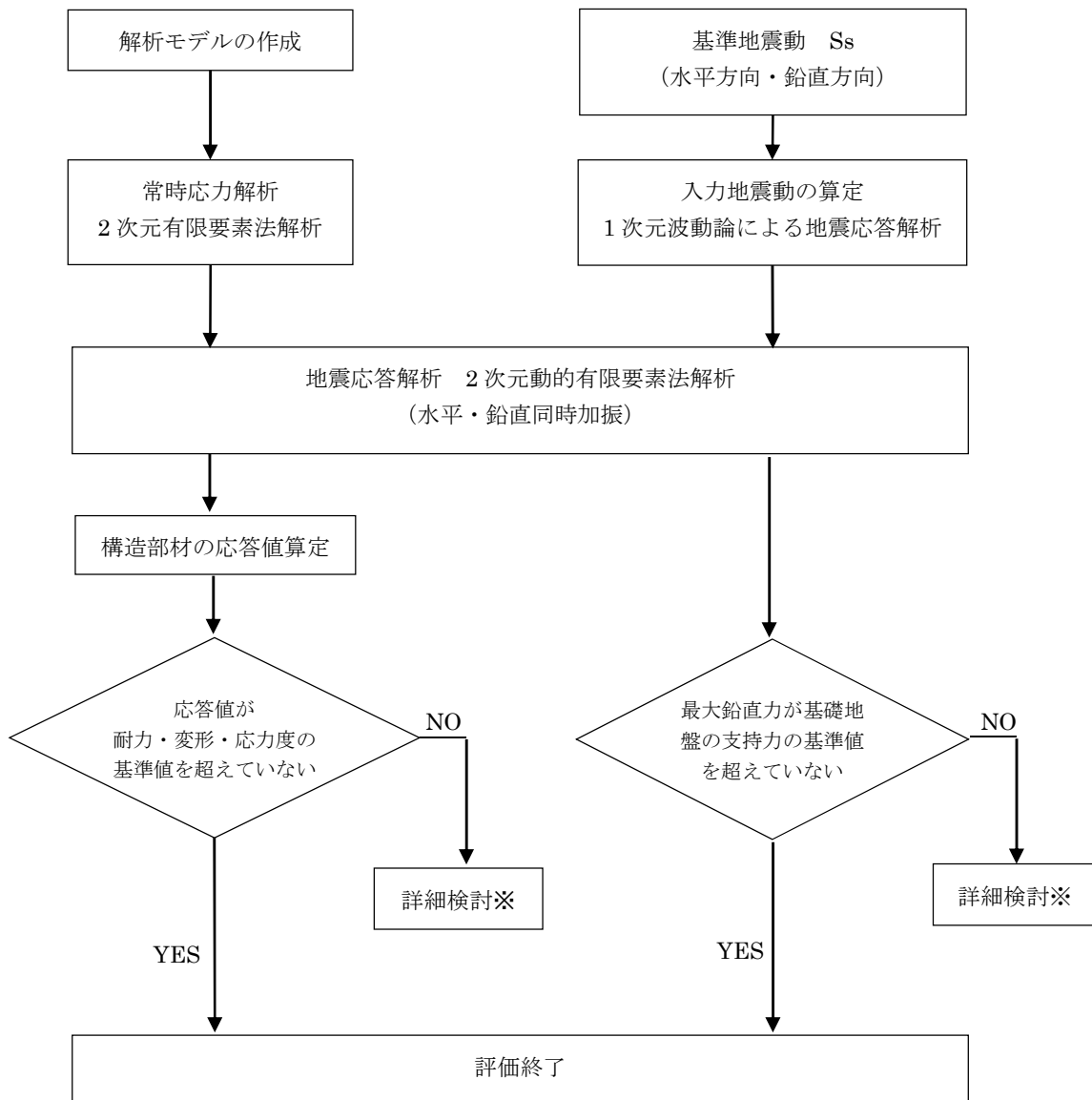
第9.2.4図 7号炉取水路平面図



第9.2.5図 7号炉取水路（一般部）断面図

第 9.2.1 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 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 9.2.6 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、以下の通り設定する。

(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 9.2.2 表に示す。

第 9.2.2 表 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + K_{Ss}$

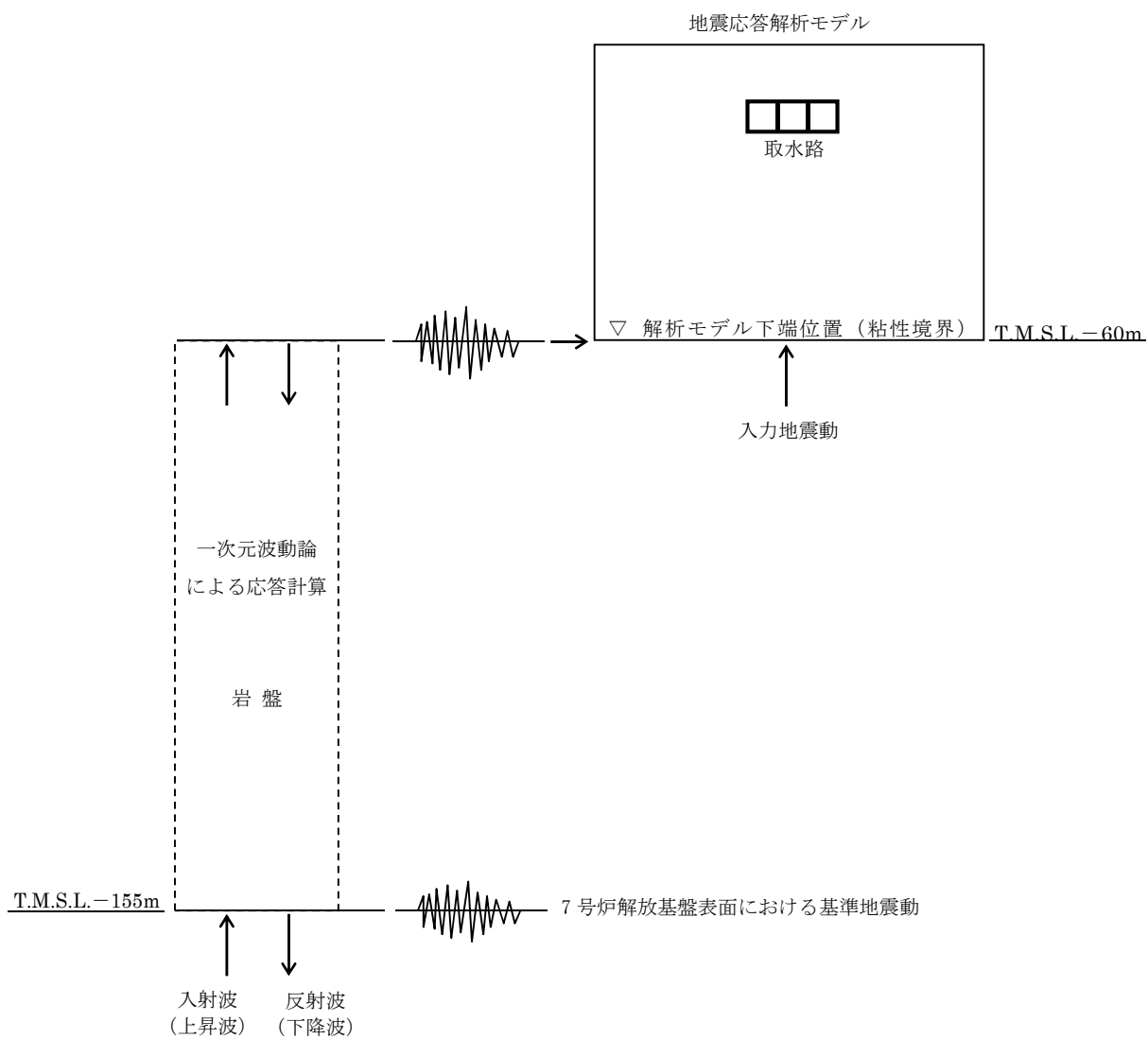
ここで, G : 固定荷重

K_{Ss} : 地震荷重

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 9.2.7 図に示す。



第 9.2.7 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 9.2.8 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

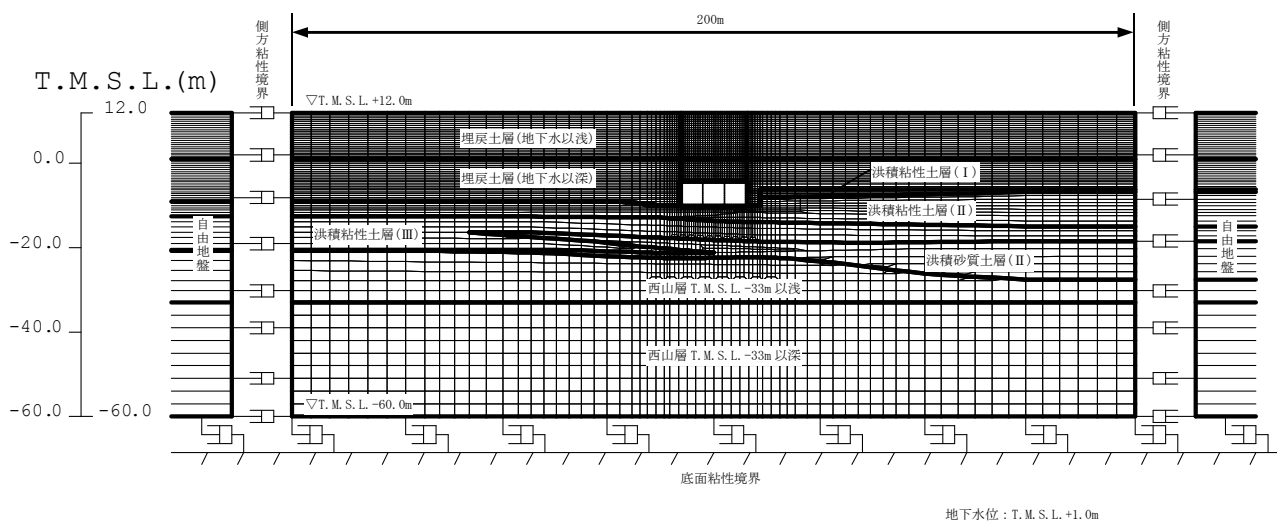
地盤は、地質区分に基づき、平面ひずみ要素でモデル化する。

(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 9.2.8 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 9.2.3 表に、材料の物性値を第 9.2.4 表に示す。

第 9.2.3 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 9.2.4 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

(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 9.2.5 表に示す。

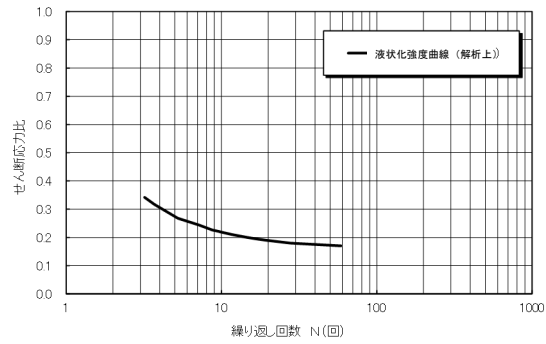
試験結果から設定した解析上の液状化強度曲線を第 9.2.9 図に、液状化パラメータを第 9.2.6 表に示す。なお、液状化特性が保守的（液状化しやすい）に評価されるように、液状化パラメータを設定する（試験結果より繰返し回数が少ない状態で同程度のひずみが発生するように設定することから、液状化が発生しやすい設定となっている）。

第 9.2.5 表 試験結果
(埋戻土層)

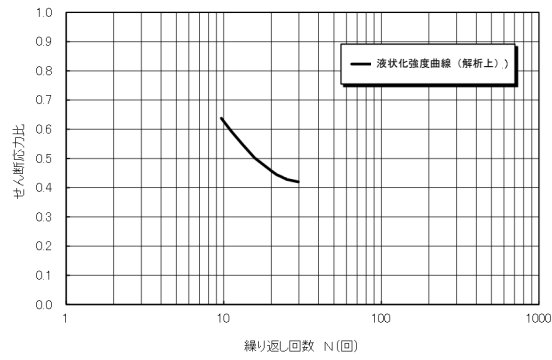
	必要とする物性値			物性値
	名称	記号	単位	
物理的性質	単位体積重量	ρ	t/m ³	2.00
	間隙率	n	—	0.41
力学的性質	液状化強度曲線 (液状化パラメータ)	—	—	第 9.2.9 図 参照
	せん断弾性係数	G_{ma}	kN/m ²	5.11E+04
	内部摩擦角	ϕ	°	41.1
	粘着力	C	kN/m ²	0.0
	履歴減衰上限値	h_{max}	—	0.271

(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 9.2.9 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 9.2.9 図 液状化強度曲線

第 9.2.6 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 9.2.7 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 9.2.7 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_{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 $m_{c,ms}$	0.667	0.667	0.000	0.000	0.000	0.500	0.000	0.000	
	ポアソン比 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	
液状 化特 性	変相角 ϕ_p ($^\circ$)	—	28.0	—	—	—	28.0	—	—	
	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。静止摩擦角 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 9.2.8 表）に基づき、第 9.2.9 表に示すとおり設定する。

第 9.2.8 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 9.2.9 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) 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

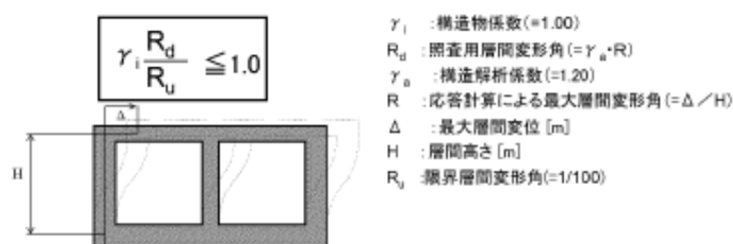
曲げに対する照査は第 9.2.10 図に示す通り、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル，土木学会原子力土木委員会，2005 年 6 月」（以下，「土木学会マニュアル」とする）に基づき，照査用層間変形角が限界層間変形角を下回ることを確認する。

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 9.2.10 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(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

α/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 $\gamma_{ms}(1.0)$ 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)

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

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

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

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

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

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

γ_{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 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、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

耐震安全性評価にあたっては、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。

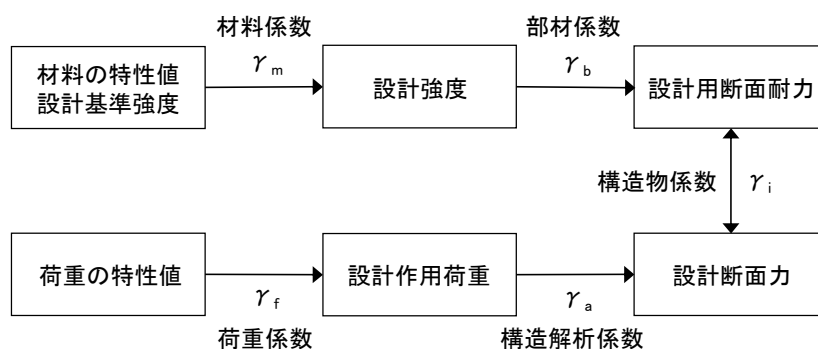
安全係数は、材料係数、部材係数、荷重係数、構造解析係数及び構造物係数の5種に分けられる。それぞれの安全係数の考え方を第9.2.11図に示す。

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9.2.10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9.2.10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(σ)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9.2.11図 安全係数の考え方

第 9.2.10 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	γ_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	γ_b	1.00	適用規格に基づき、限界層間変形角の設定にあ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	γ_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	γ_f	1.00	適用規格より設定
構造解析係数	γ_a	1.20	適用規格より設定

第 9.2.10 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	γ_{mc}	1.30	適用規格より設定
	鉄筋	γ_{ms}	1.00	適用規格より設定
部材係数	コンクリート	γ_{bc}	1.30	適用規格より設定
	鉄筋	γ_{bs}	1.10	適用規格より設定
構造物係数		γ_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		γ_f	1.00	適用規格より設定
構造解析係数		γ_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/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

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 9.2.11 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 9.2.11 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

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 9.2.12 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 9.2.12 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

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 9.2.13 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 9.2.13 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) ※1	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

※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。

各指針の概要を補足第 1-1 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。

$$F_s = (W_s + W_B + 2Q_s + 2Q_B) / (U_s + U_D)$$

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

補足第 1-1 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*	$\frac{W_S + W_B + Q_S + Q_B}{U_S + U_D}$	$\frac{W_S + W_B + 2Q_S + 2Q_B}{U_S + U_D}$	$\frac{W_S + W_B + 2Q_S + 2Q_B}{U_S + U_D}$	$\frac{W_B + Q_1}{V_0 \cdot \gamma_s}$
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

※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・摩擦抵抗を、片側「Q」とするか「Q/2」とするかを表記上の相違であり、算定内容は同一。

非液化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 ϕ 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及び水道施設耐震工法指針・解説に示される以下の式を用いて評価を実施する。

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

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

c : 粘着力

ϕ : せん断抵抗角

K_0 : 静止土圧定数

σ'_v : 有効上載圧

H' : 上載土の厚さ

H : 構造物の高さ

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など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補足第1-2表に示す。

補足第1-2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 [※]
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.

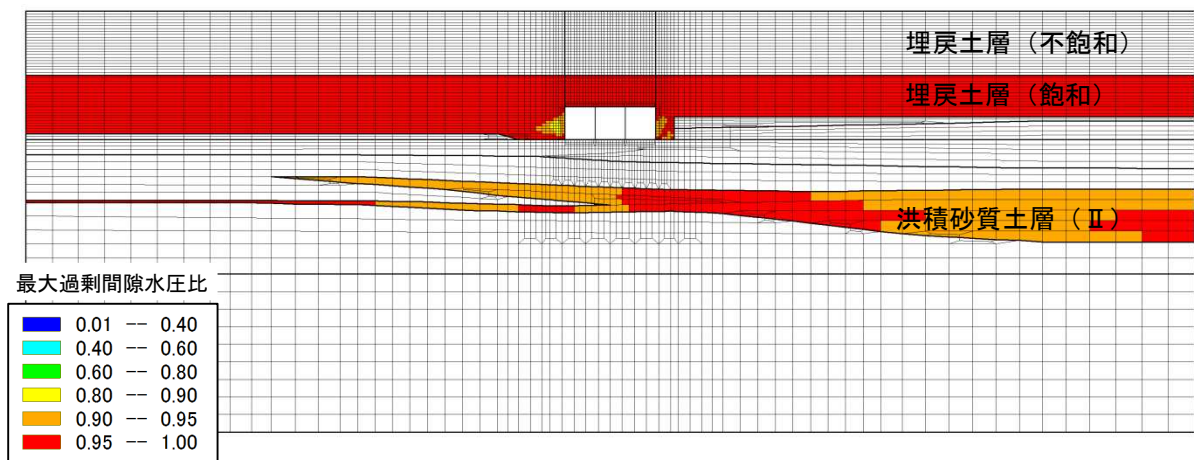
洪積砂質土層の液状化の有無について

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 の解析結果を補足第 2-1 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。



補足第 2-1 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 S_s 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 S_s-3 の解析結果を補足第 3-1 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、評価対象ブロック単体の絶対変位量であるが、耐震ジョイントの健全性評価にあたっては、隣接ブロックとの相対変位量により評価を実施する。

補足第 3-1 表 7号炉取水路（一般部）の変位量（ S_s-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)
S_s-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)
S_s-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、検討項目を補足第 4-1 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。

補足第 4-1 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

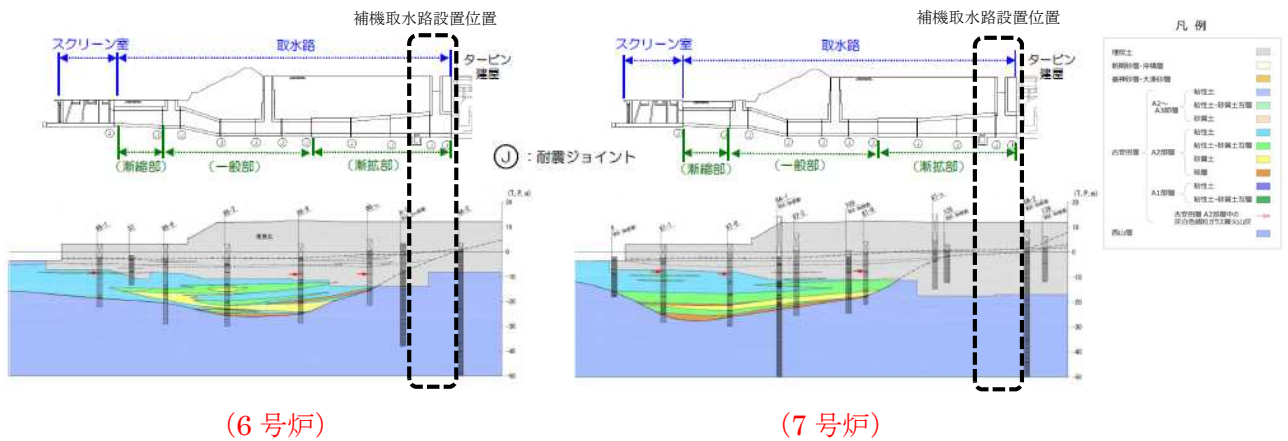
なお、取水路ブロック間の相対変位に伴い取水路に勾配が生じる可能性については、以下の理由から、補足第 4-1 表の検討項目を確認することにより、取水機能に影響がないことを確認できる見通しである。

原子炉補機冷却用の海水は、海水貯留堰の設置高さ T.M.S.L.-3.5m に対して、原子炉補機冷却海水ポンプの取水可能水位は 6 号炉 T.M.S.L.-5.24m、7 号炉 T.M.S.L.-4.92m であり、常に取水可能としている。(補足第 4-1 図)

なお、補機冷却用海水取水路は、西山層もしくはMMR (マンメイドロック) に設置していることから、相対変位量は小さい見通しである。(補足第 4-2 図)



補足第 4-1 図 取水路の概要 (6 号炉の例)



補足第 4-2 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

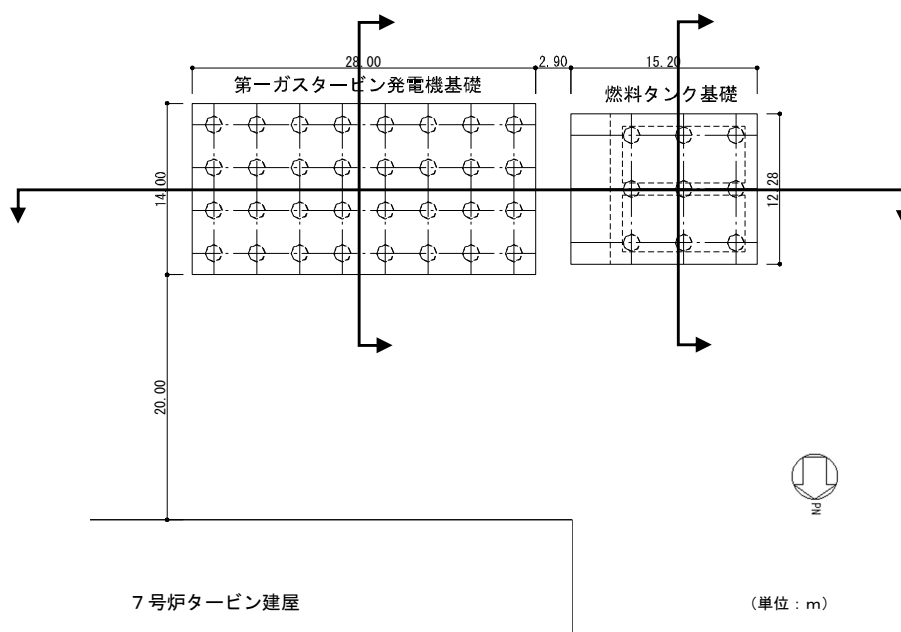
常設代替交流電源設備基礎について液状化による設備への影響の見通しとして、液状化現象の影響が最も大きいと考えられる断面を選定し、構造物の評価を実施する。

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平面図を第 9.3.1 図に、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 9.3.2 図に示す。

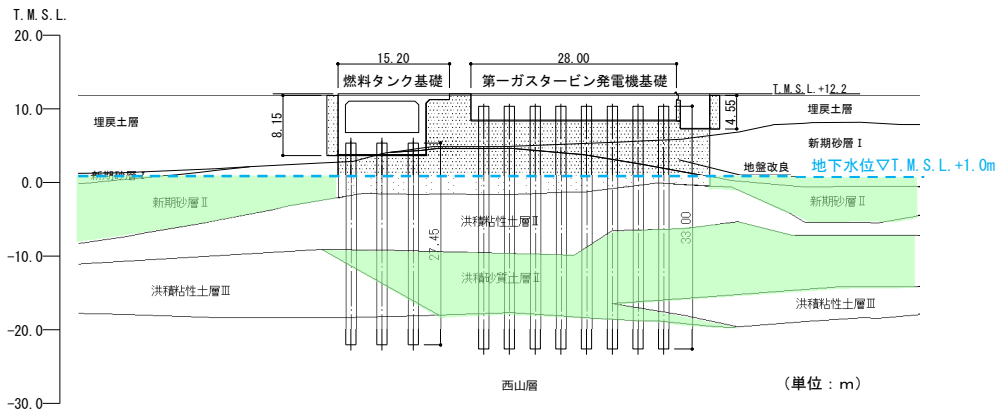
常設代替交流電源設備基礎は基礎構造物であり、各断面で地盤条件に大きな差異は無いことから、近接構造物に着目し、代表断面を選定する。

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。

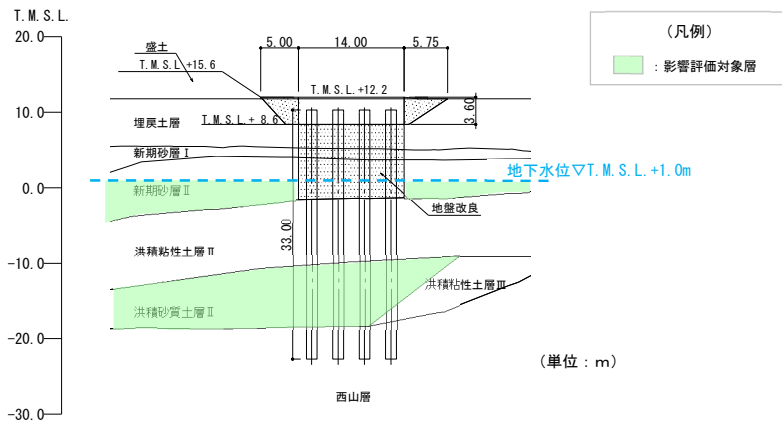
以上のことから、代表断面として、第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎 NS 断面を選定し、2次元有効応力解析（FLIP）による評価を実施する。評価は、基準地震動 Ss に対して第一ガスタービン発電機用燃料タンク基礎に要求される機能の維持を確認するために、地震応答解析（有効応力解析）に基づき実施する。



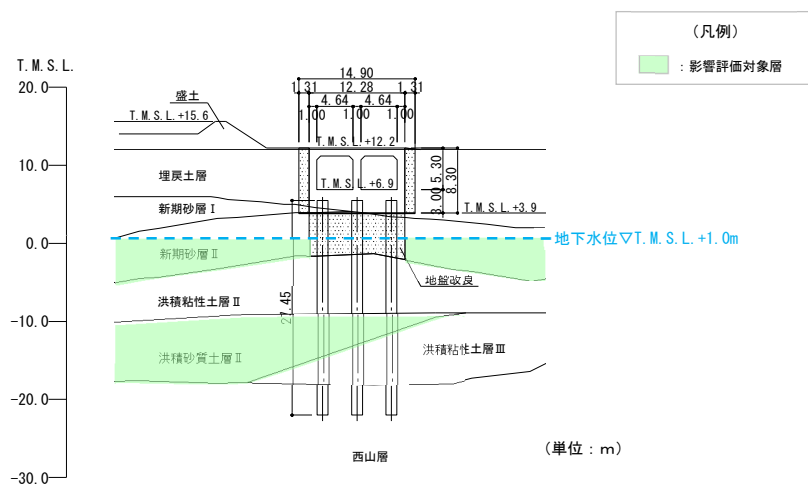
第 9.3.1 図 常設代替交流電源設備基礎 平面図



(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 9.3.2 図 常設代替交流電源設備基礎断面図

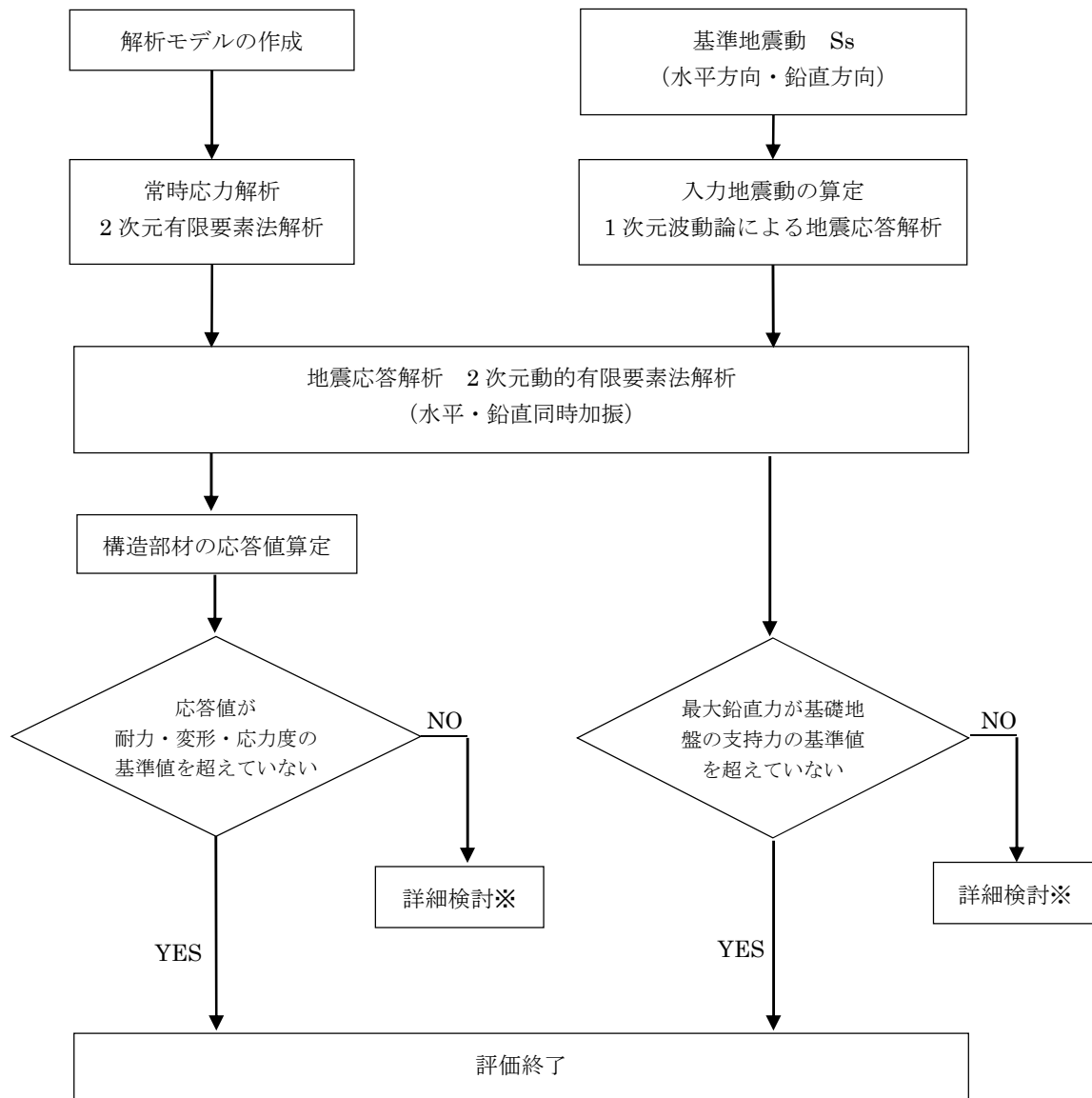
9.3.2 評価方針

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 9.3.1 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 9.3.3 図に示す。

第 9.3.1 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 9.3.3 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、以下の通り設定する。

(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 9.3.2 表に示す。

第 9.3.2 表 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + K_{Ss}$

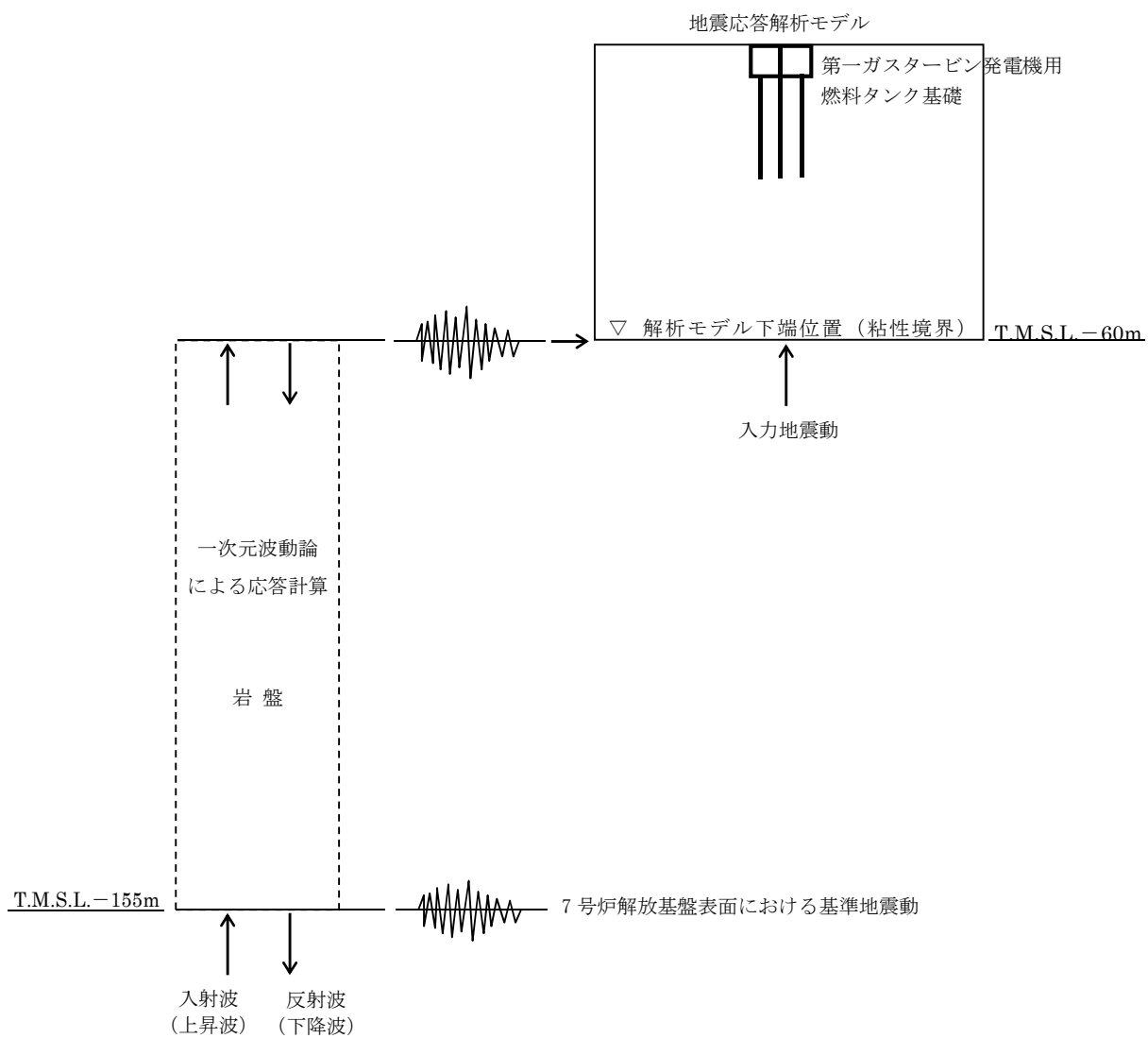
ここで, G : 固定荷重

K_{Ss} : 地震荷重

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 9.3.4 図に示す。



第 9.3.4 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 9.3.5 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

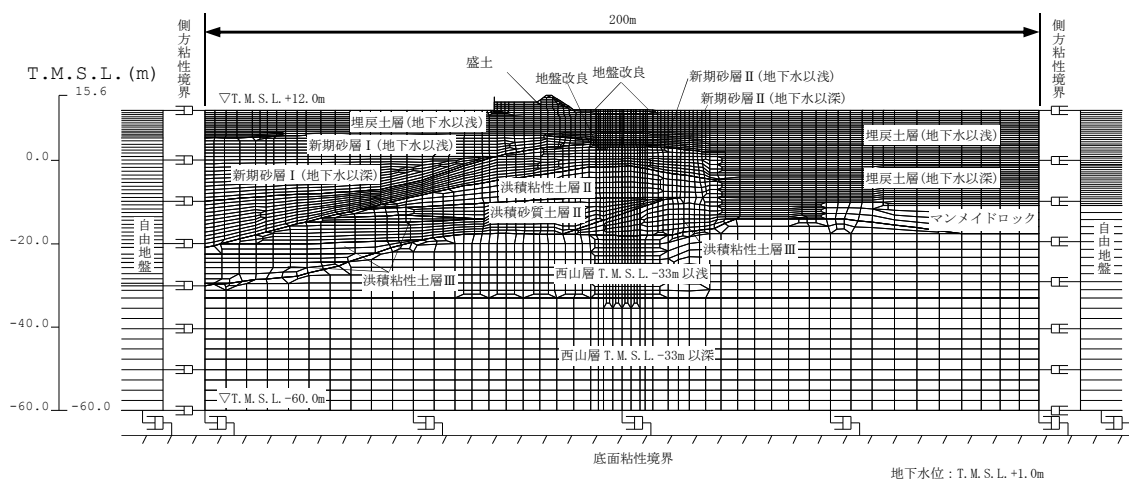
地盤は、地質区分に基づき、平面ひずみ要素でモデル化する。

(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 9.3.5 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 9.3.3 表に、材料の物性値を第 9.3.4 表に示す。

第 9.3.3 表 使用材料

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

第 9.3.4 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}	28 ^{※2}	0.2 ^{※2}
鉄筋		200 ^{※2}	0.3 ^{※2}
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 9.3.5 表に示す。

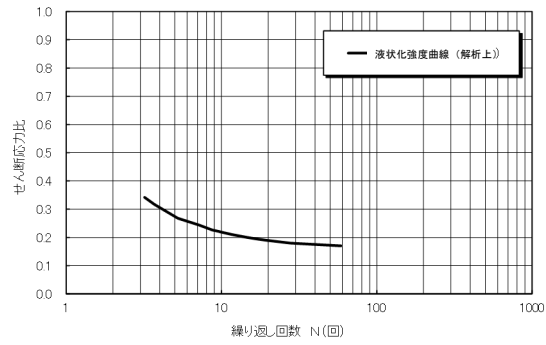
試験結果から設定した解析上の液状化強度曲線を第 9.3.6 図に、液状化パラメータを第 9.3.6 表に示す。なお、液状化特性が保守的（液状化しやすい）に評価されるように、液状化パラメータを設定する（試験結果より繰返し回数が少ない状態で同程度のひずみが発生するように設定することから、液状化が発生しやすい設定となっている）。

第 9.3.5 表 試験結果
(埋戻土層)

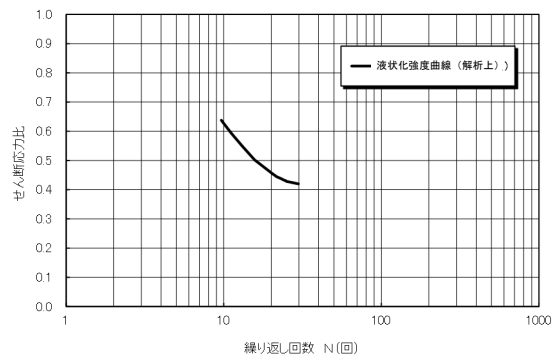
	必要とする物性値			物性値
	名称	記号	単位	
物理的性質	単位体積重量	ρ	t/m^3	2.00
	間隙率	n	—	0.41
力学的性質	液状化強度曲線 (液状化パラメータ)	—	—	第 9.3.6 図 参照
	せん断弾性係数	G_{ma}	kN/m^2	5.11E+04
	内部摩擦角	ϕ	$^{\circ}$	41.1
	粘着力	C	kN/m^2	0.0
	履歴減衰上限値	h_{max}	—	0.271

(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	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 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	ϕ	$^{\circ}$	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 9.3.6 図 液状化強度曲線

第 9.3.6 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 9.3.7 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 9.3.7 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	マンメイドロック	地盤改良	盛土
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	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 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	1.91E+06	6.43E+05	1.82E+06
体積弾性係数	K_{max} (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	4.98E+06	1.68E+06	4.75E+06
標準化拘束圧	σ_{ms} (kN/m ²)	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_{vm}, n_{vm}	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 ²)	10.8	0.0	0.0	191.0	218.0	45.0	Cu=1370-5.04Z	Cu=1370-5.04Z	1840.0	2530.0	1300.0
内部摩擦角	ϕ (°)	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	発相角	ϕ_b (°)	—	28.0	—	—	—	28.0	—	—	—	—
	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_1	—	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 τ_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, ϕ 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, 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9.3.8表）」に基づき、第9.3.9表に示すとおり設定する。

第 9.3.8 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	$\left. \begin{matrix} \tan \phi_b = 0.6 \\ \phi_b = \phi \end{matrix} \right\} \text{の小さい方}$	$c_B = 0$
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 (°) c : 支持地盤の粘着力 (kN/m²)

第 9.3.9 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 (°)
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)

γ : 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 (m²)

q_d ：杭先端における単位面積当たりの極限支持力度 (kN/m²)

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/m²)

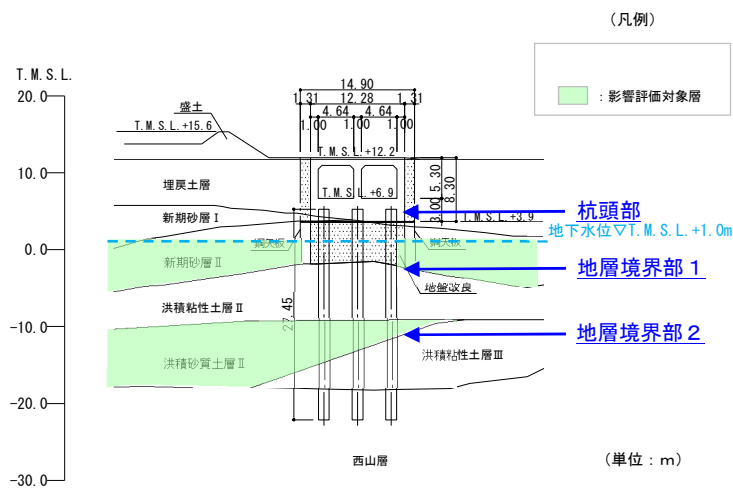
9.3.5 評価結果

9.3.5.1 鋼管杭に対する照査結果

鋼管杭の照査位置は、第 9.3.7 図に示すとおり、杭頭部、地層境界部 1（地盤改良と洪積粘性土層 II との境界）ならびに地層境界部 2（洪積砂質土層 II と洪積粘性土層 III との境界）を選定する。

鋼管杭の曲げに対する照査結果を第 9.3.10 表に示す。鋼管杭の照査用応答値は、いずれも許容限界値（終局曲率）以下である。

せん断に対する照査結果を第 9.3.11 表に示す。鋼管杭の照査用応答値は、いずれも許容限界値（終局せん断強度）以下である。



第 9.3.7 図 鋼管杭の照査位置図

第 9.3.10 表 鋼管杭の曲げに対する照査結果

基準地震動	評価位置 ^{※1}	照査用曲率 ^{※2} ϕ (1/m)	終局曲率 ϕu (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	5.265E-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 9.3.11 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 ^{※1}	照査用せん断力 ^{※2} 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	3580	9420	0.38
	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	594	9420	0.06
Ss-3	杭頭部	599	9420	0.06
	地層境界部 1	3344	9420	0.36
	地層境界部 2	2528	9420	0.27
Ss-4	杭頭部	411	9420	0.04
	地層境界部 1	2083	9420	0.22
	地層境界部 2	347	9420	0.04
Ss-5	杭頭部	423	9420	0.04
	地層境界部 1	2091	9420	0.22
	地層境界部 2	371	9420	0.04
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	361	9420	0.04
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	329	9420	0.03
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 9.3.12 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 9.3.13 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 9.3.12 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 γ_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 9.3.13(1)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 τ_d (N/mm ²) ^{※1}	短期許容せん断応力 τ_a (N/mm ²)	照査値 τ_d / τ_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 τ_d = 発生せん断応力 × 構造解析係数 γ_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 9.3.13(2)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 τ_d (N/mm ²) ^{※1}	短期許容せん断応力 τ_a (N/mm ²)	照査値 τ_d / τ_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 9.3.14 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 9.3.14 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 ^{※1} V (kN)	極限支持力 Q _u (kN)	照査値 V/Q _u
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。

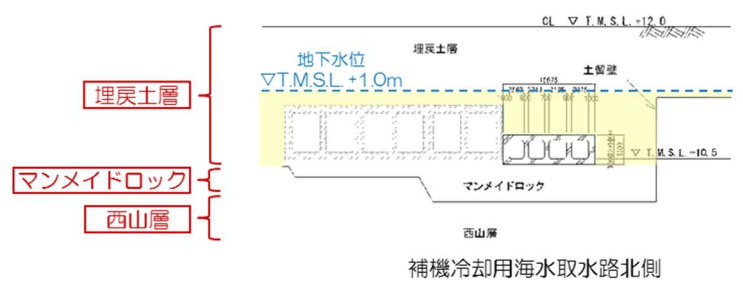
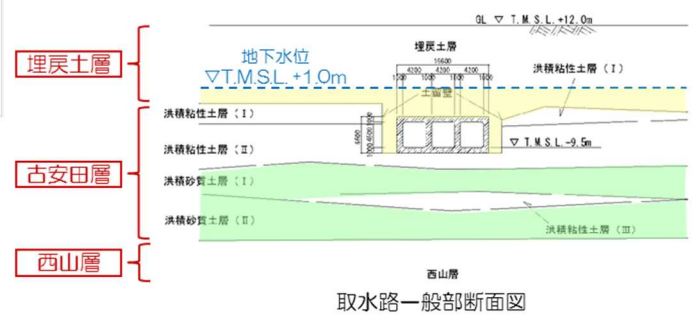
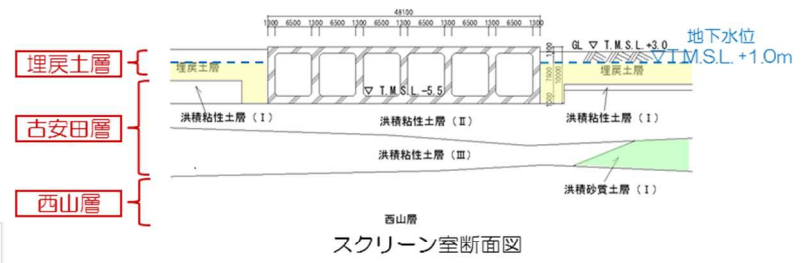
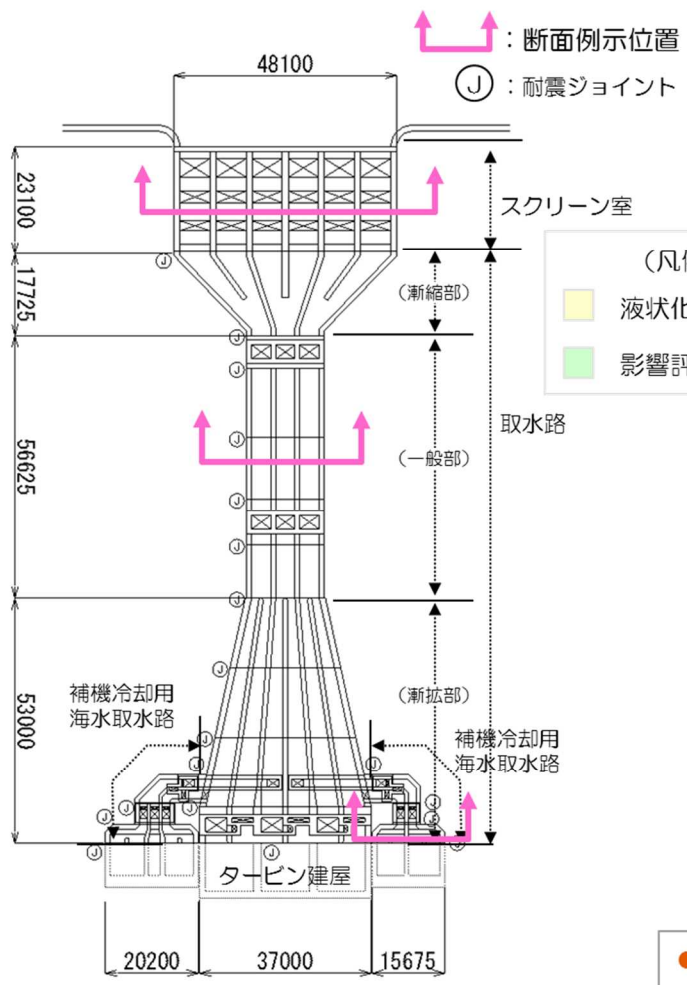
10. 参考文献

- ・(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

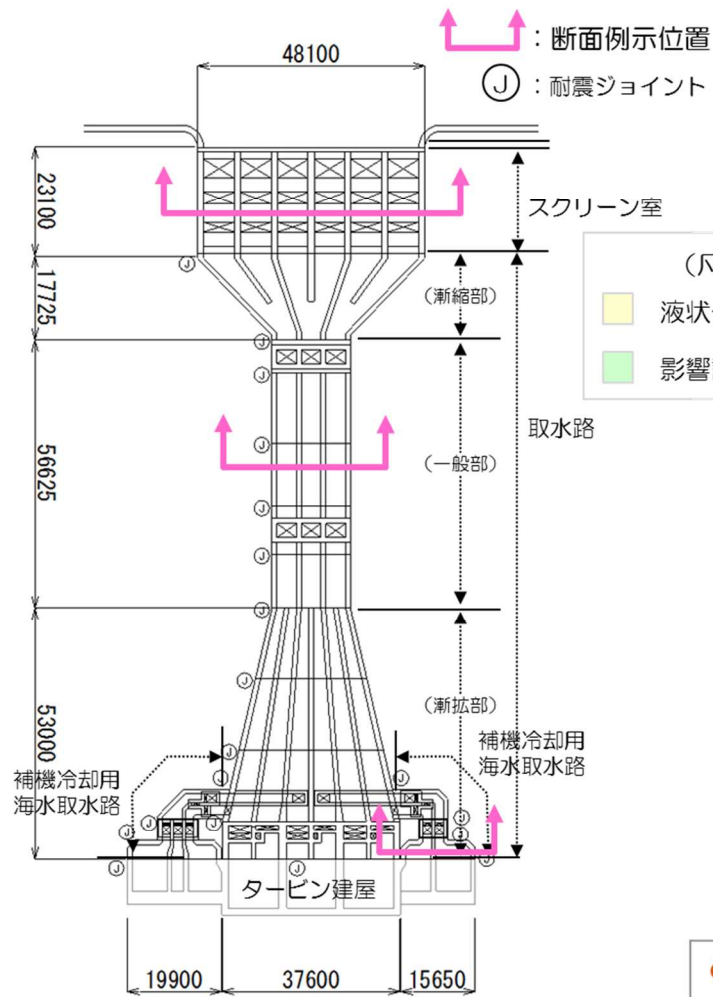
11.1 評価対象構造物の断面図

液状化評価の対象となる構造物の断面図を参考第 11.1.1～9 図に示す。

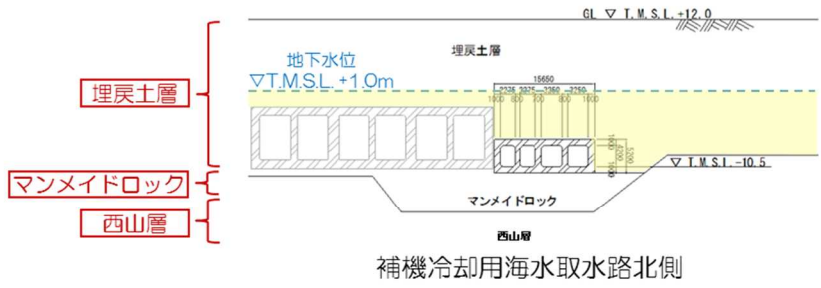
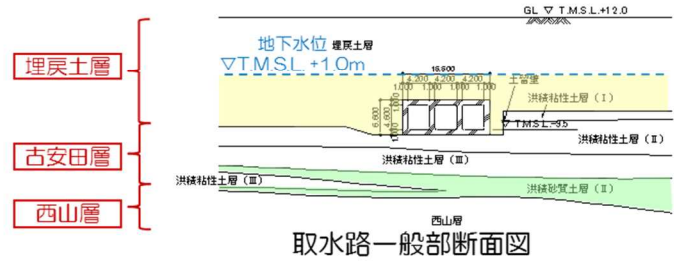
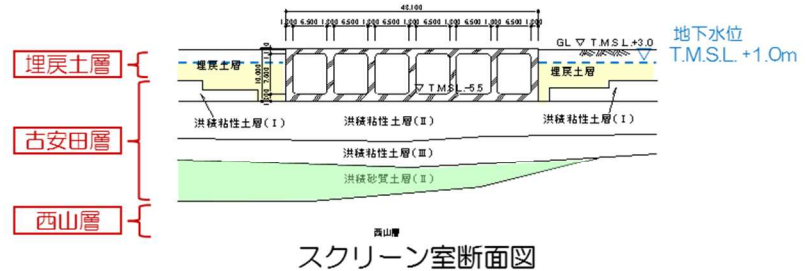


● 6号炉取水路の周辺には、地下水位以下に液状化層（埋戻土層）および影響評価対象層（洪積砂質土層）が存在する。

参考第 11.1.1 図 6号炉取水路断面図

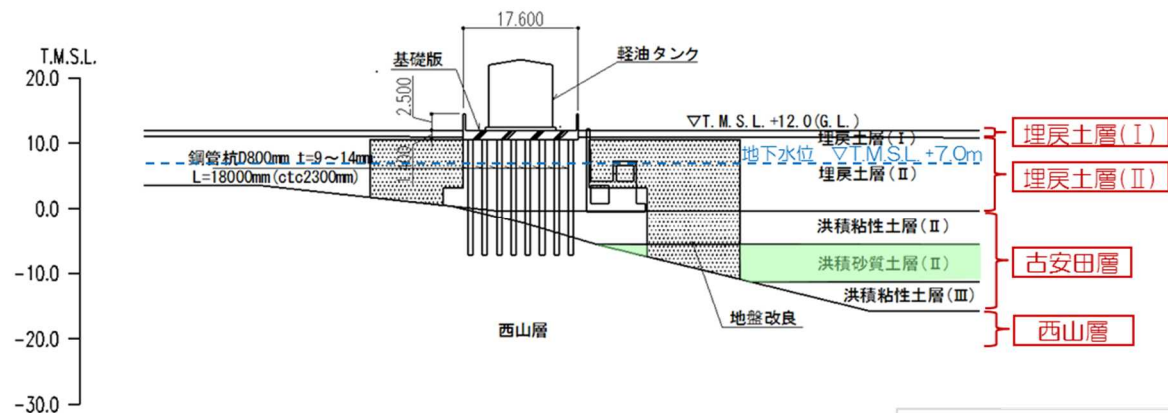
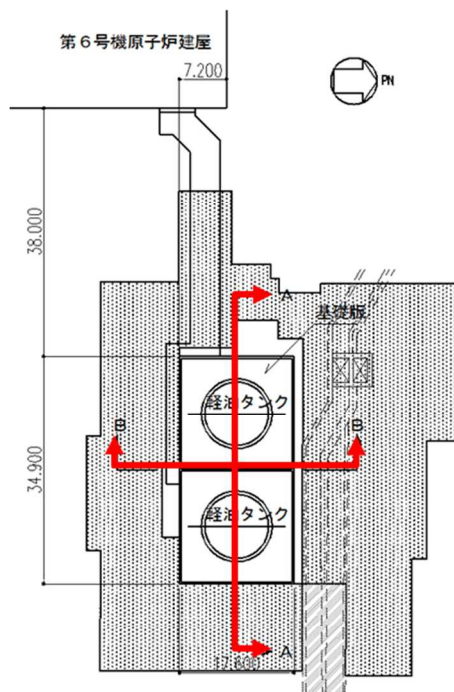


(凡例)
 液状化層
 影響評価対象層



● 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。

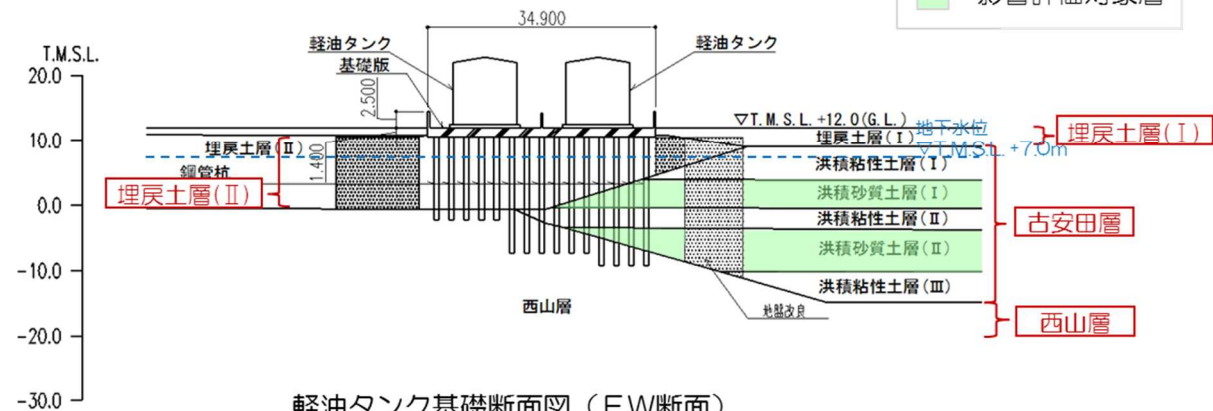
参考第 11.1.2 図 7号炉取水路断面図



軽油タンク基礎断面図 (NS断面)

(凡例)

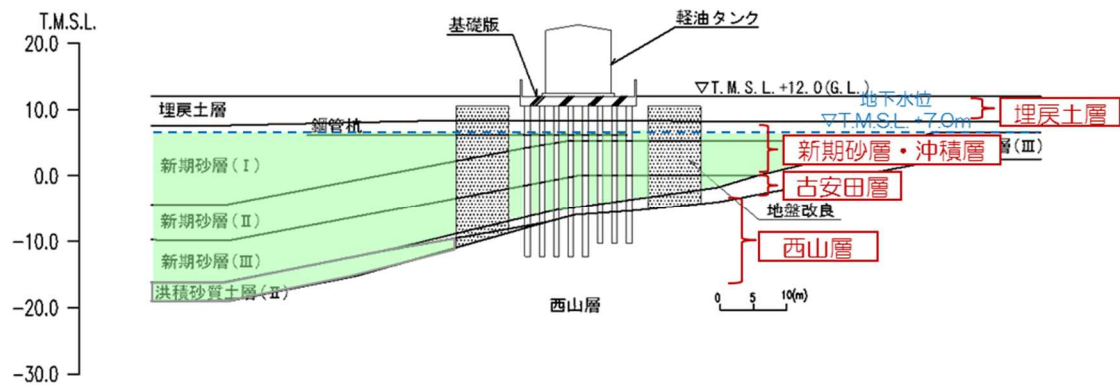
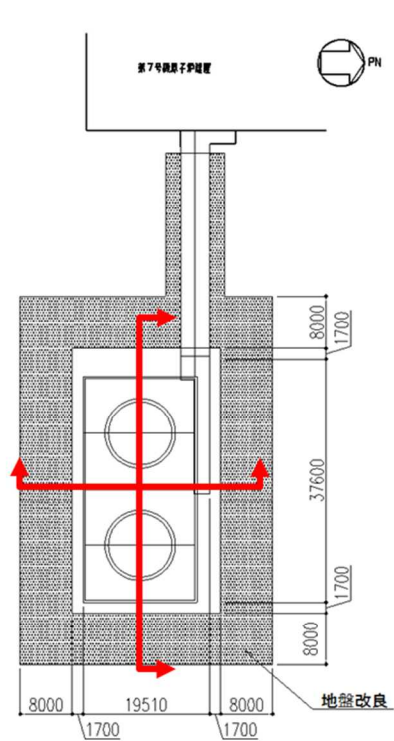
■ 影響評価対象層



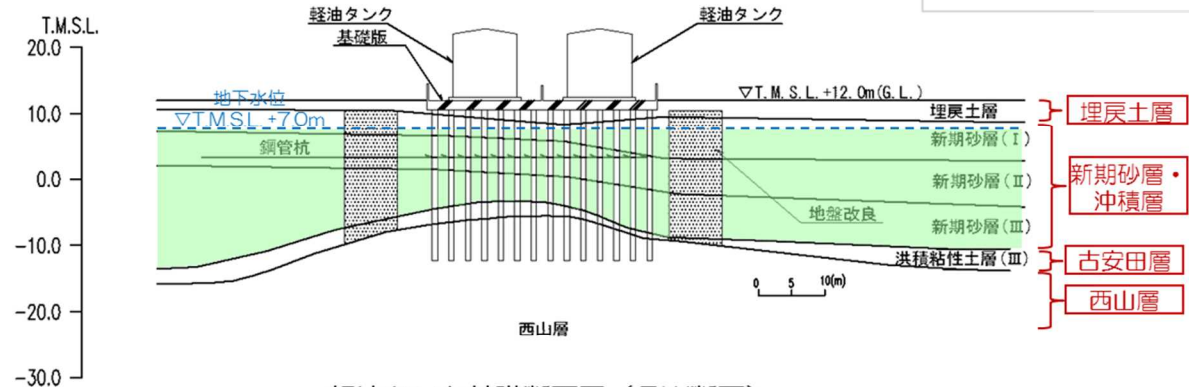
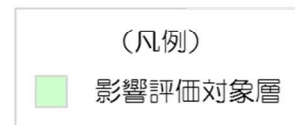
軽油タンク基礎断面図 (EW断面)

- 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。

参考第 11.1.3 図 6号炉軽油タンク基礎



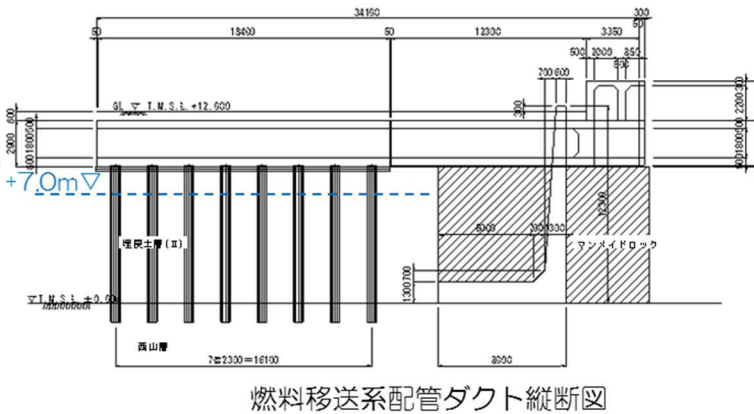
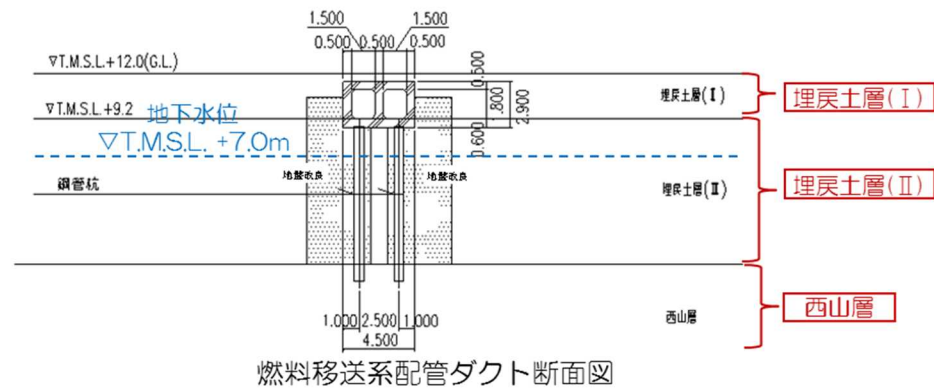
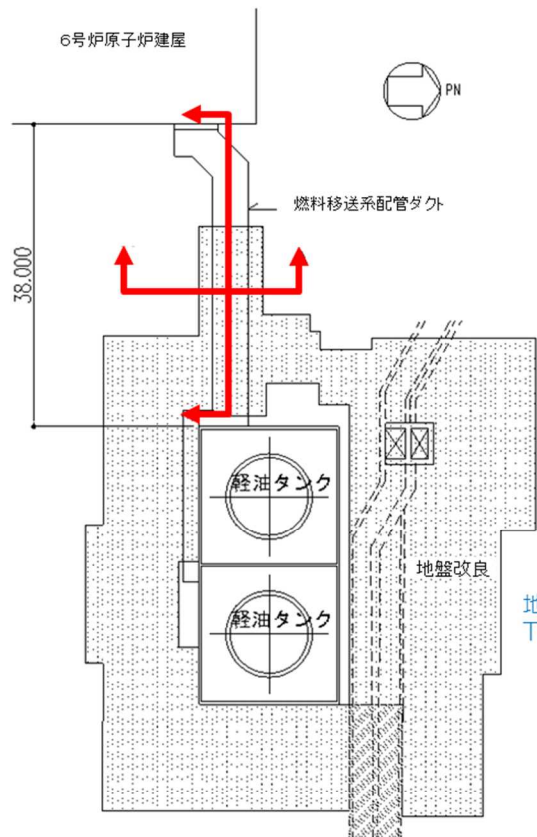
軽油タンク基礎断面図 (NS断面)



軽油タンク基礎断面図 (EW断面)

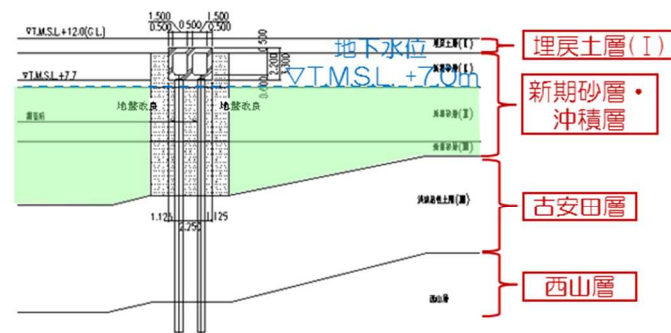
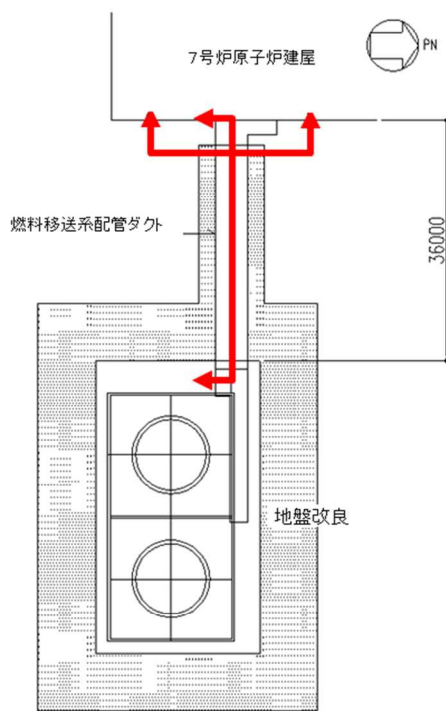
- 7号炉軽油タンク基礎の周辺には、地下水位以下に影響評価対象層（新期砂層・沖積層，洪積砂質土層）が存在する。

参考第 11.1.4 図 7号炉軽油タンク基礎

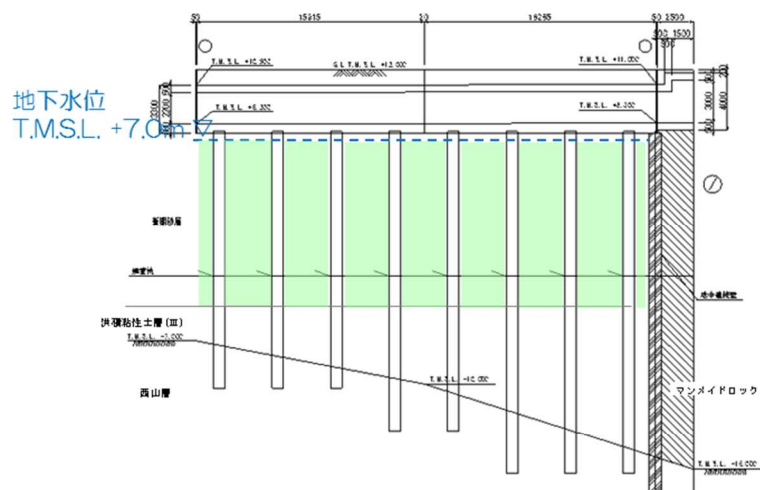


- 6号炉燃料移送系配管ダクトの周辺には、地下水位以下に液状化層および影響評価対象層は存在しない。
※埋戻土層(II)は、建設時に掘削した西山層（泥岩）を埋め戻したものである。


参考第 11.1.5 図 6号炉燃料移送系配管ダクト断面図



燃料移送系配管ダクト断面図



燃料移送系配管ダクト縦断面図

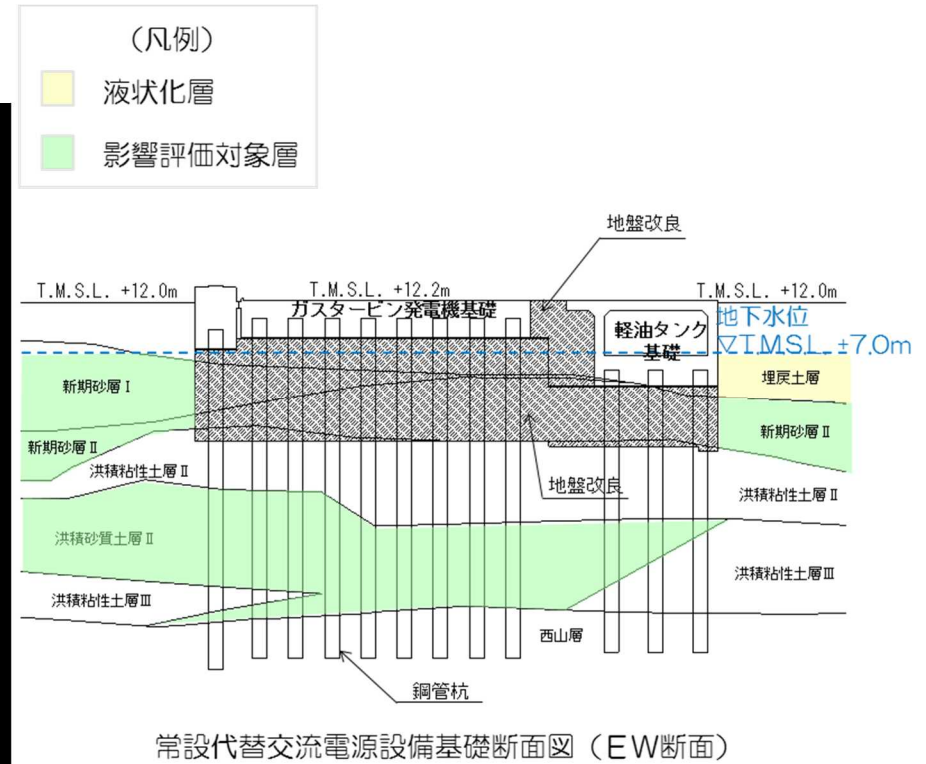
(凡例)
 影響評価対象層

- 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。

参考第 11.1.6 図 7号炉燃料移送系配管ダクト断面図

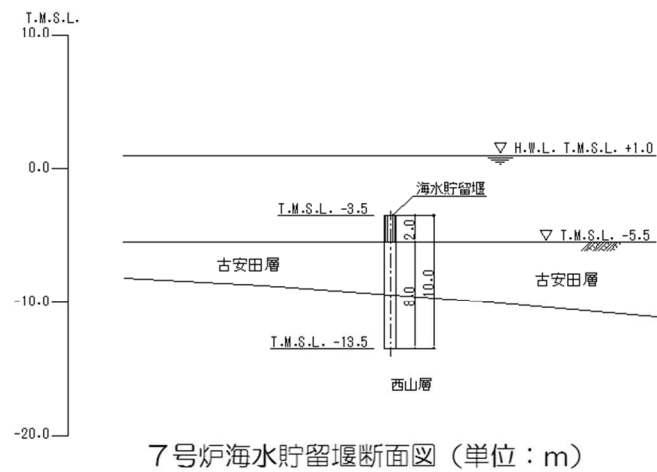
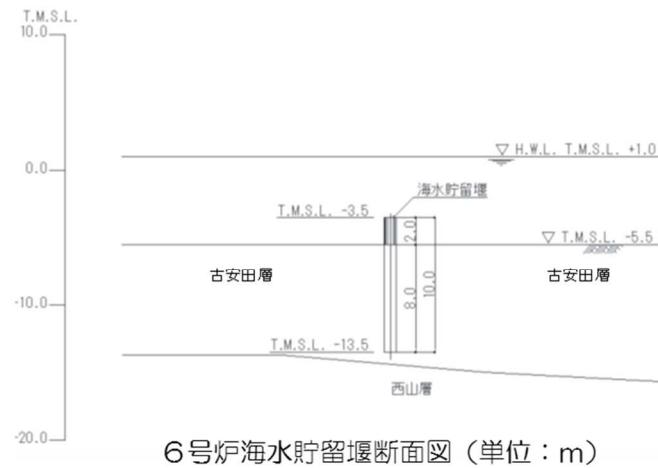
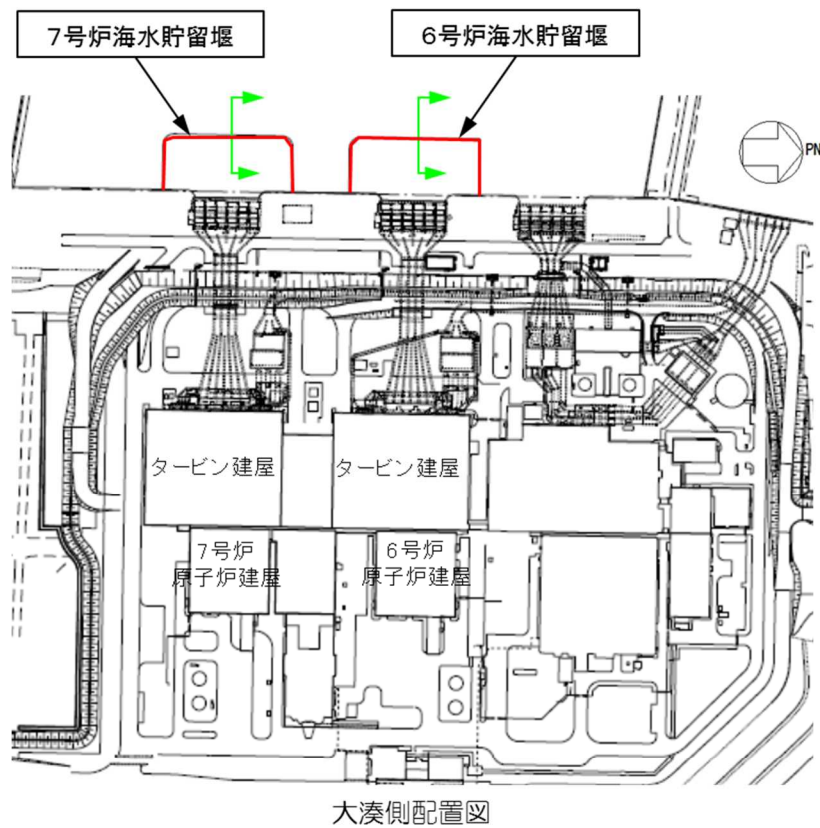


大湊側配置図



- 常設代替交流電源設備基礎の周辺には、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。

参考第 11.1.7 図 常設代替交流電源設備基礎断面図



● 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。

参考第 11.1.8 図 海水貯留堰

11.2 荒浜側の古安田層中の砂層に関する補足

新期砂層・沖積層は、敷地のほぼ全域にわたって下位層を覆って分布している。下位層上限面に刻まれた谷を埋めるように堆積したため、場所により層厚が大きく変化している。本層は、主に未固結の淘汰の良い細粒～中粒砂からなる。現在の海浜、砂丘を形成しており、下位層を不整合に覆う。新期砂層・沖積層は、荒浜側防潮堤付近で確認されており、比較的淘汰が良く、固結の程度が低い。第 11.2.1 表に敷地の地質層序表を、第 11.2.1 図に敷地の地質図を、第 11.2.2 図に新期砂層・沖積層の露頭状況を示す。

1号海水機器建屋南側法面では、古安田層中に砂質土が確認されている。この砂質土には最上部に腐植質シルトを狭在する箇所があり、上位の新期砂層・沖積層と不整合で境している。ここでは新期砂層・沖積層と古安田層の不整合が、T.M.S.L.-2m付近に確認されている。古安田層中の砂層には、葉理が認められ、新期砂層・沖積層に比べシルト質で固結の程度が高い。第 11.2.3 図に古安田層中の砂層の露頭状況を示す。

以上より、荒浜側にみられる新期砂層・沖積層を古安田層中の砂層の層位関係を直接確認しており、これらの対比は可能である。

一方、新期砂層・沖積層および古安田層中の砂層の N 値の差異について検討を実施した。検討にあたっては、N 値に影響のある物性として、細粒分含有率 (F_c)、相対密度 (D_r) および初期せん断弾性係数 (G_0) を抽出し、N 値への影響について比較した。

亀井ほか (2002) では、東京低地における沖積砂質土を対象に、細粒分と N 値の関係を整理しており、これによると、細粒分が減少するほど N 値が大きくなる傾向が認められる。第 11.2.4 図に A-3 地点における N 値と細粒分含有率の関係を示すが、A-3 地点における調査結果でも亀井ほか (2002) と同様の傾向が認められる。第 11.2.5 図に各層における粒径加積曲線の結果を示す。新期砂層・沖積層には細粒分がほとんど含まれておらず、細粒分含有率は洪積砂層より小さいことから、粒度組成の違いが N 値に影響していると考えられる。

第 11.2.6 図に N 値と相対密度の関係を示す。吉見 (1994) では、相対密度と N 値の関係を整理しており、相対密度が増加するほど N 値が大きくなる傾向が認められる。新期砂層・沖積層の相対密度は洪積砂層と比較してやや大きい傾向にあり、相対密度の違いが N 値の違いに影響している可能性があると考えられる。

第 11.2.7 図に N 値と初期せん断弾性係数の関係を示す。新期砂層・沖積層の初期せん断弾性係数は洪積砂層と比較してやや大きい傾向にあり、初期せん断弾性係数の違いが N 値の違いに影響している可能性があると考えられる。

第 11.2.1 表に各物性の N 値への影響について、整理して示す。N 値に影響のある物性として、細粒分含有率、相対密度、初期せん断弾性係数を抽出し、検討した結果、新期砂層・沖積層と洪積砂層の各物性の関係は、N 値の関係と整合しており、特に細粒分含有率の違いが N 値の違いに影響していると考えられる。

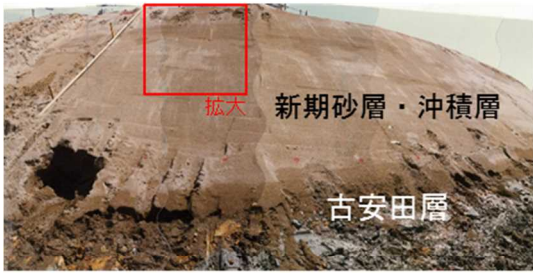
また、第 11.2.8 図に新期砂層・沖積層のコア写真の一例を示すが、新期砂層・沖積層

のボーリングコアは形状を維持して採取できているため、現世の砂丘砂と比較して続成作用が進んでいると考えられる。

第 11.2.1 表 敷地の地質層序表

時代	地層名	主な層相・岩質	テフラ・放射年代		
第四紀	完新世	新期砂層・沖積層	上部は灰白色の細～中粒砂 下部は茶褐色の細～中粒砂，腐植物を含む	腐植 (6, 150±170年)	
		後期	番神砂層		灰白色～赤褐色の中～粗粒砂
	更新世	後期	大湊砂層	褐色～黄褐色の中～粗粒砂， シルトの薄層を含む	NG(約13万年前)
			中期	古安田層 A ₁ 部層	最上部は砂 粘土～シルト，砂を多く挟む
		A ₂ 部層		粘土～シルト 織状粘土，有機物，砂を伴う，貝化石を含む	Ata-Th(約24万年前)
		A ₃ 部層		粘土～シルト 砂，厚い砂礫，有機物を挟む	
		A ₄ 部層		粘土～シルト 砂，砂礫を挟む	Kkt(約33-34万年前)
		前期	灰爪層	凝灰質泥岩，凝灰質砂岩，凝灰岩	Iz(約1.5Ma)
			西山層	N ₁ 部層	砂質泥岩 砂岩，凝灰岩，ノジュールを挟む 貝化石を含む
	N ₂ 部層			シルト質泥岩 織状泥岩，凝灰岩，ノジュールを多く挟む	
	N ₃ 部層	シルト質～粘土質泥岩 砂岩，凝灰岩，ノジュールを挟む 珪質海綿化石を含む		Nt-17(340±20万年) Nt-7(350±20万年)	
	新第三紀	鮮新世	後期	推谷層	砂岩，砂岩・泥岩互層，細礫岩等を挟む
			前期	寺泊層	黒色泥岩，砂岩・泥岩互層
中新世		後期			
		中期			

~~~~~ 不整合



2号造成北側法面

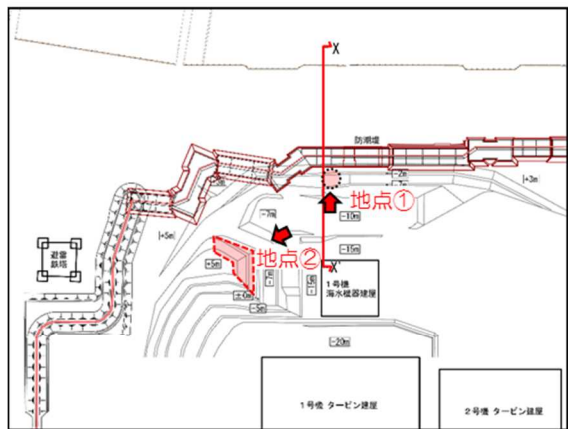


2号造成北側法面  
(新期砂層・沖積層拡大)

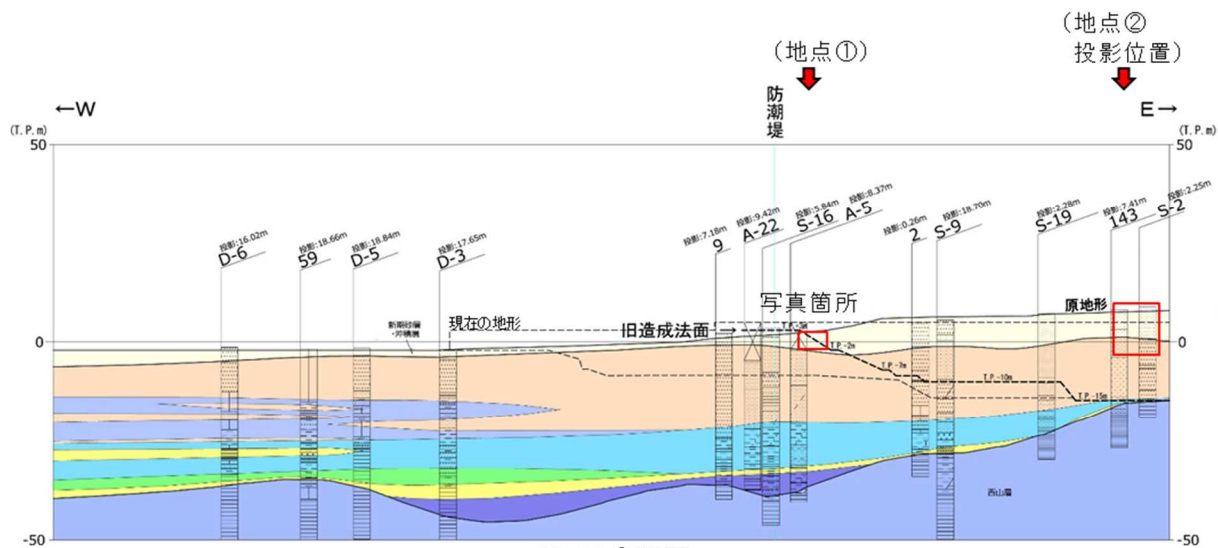


第 11.2.1 図 敷地の地質図





位置図



X-X'断面

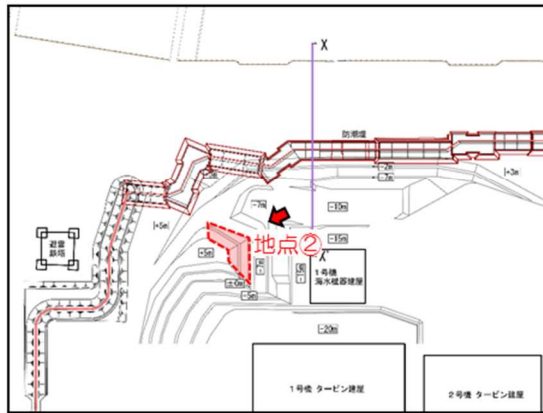


1号海水機器建屋西側法面 T.M.S.L.+3m~-2m  
新期砂層・沖積層 (地点①)

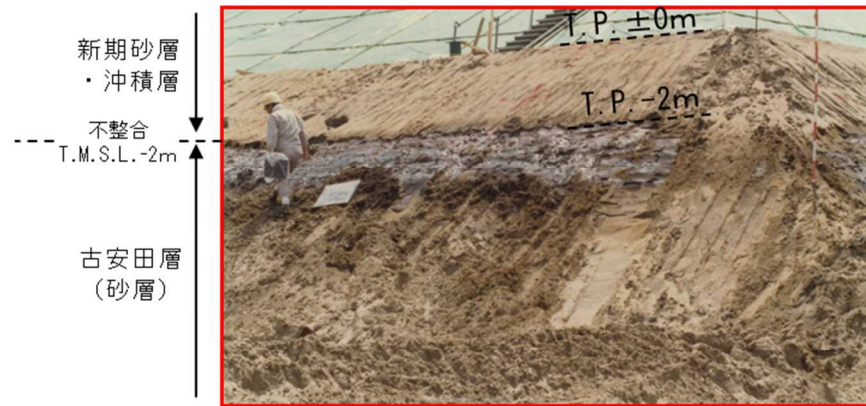
地質凡例

|                                   |                   |
|-----------------------------------|-------------------|
| 埋戻土                               |                   |
| 新期砂層・沖積層                          |                   |
| 番神砂層・大湊砂層                         |                   |
| A <sub>2</sub> ~A <sub>3</sub> 部層 | 粘性土               |
|                                   | 粘性土・砂質土互層         |
|                                   | 砂質土               |
| 古安田層                              | A <sub>2</sub> 部層 |
|                                   | 粘性土               |
|                                   | 粘性土・砂質土互層         |
| A <sub>1</sub> 部層                 | 粘性土               |
|                                   | 粘性土・砂質土互層         |
|                                   | 砂質土               |
| 西山層                               |                   |

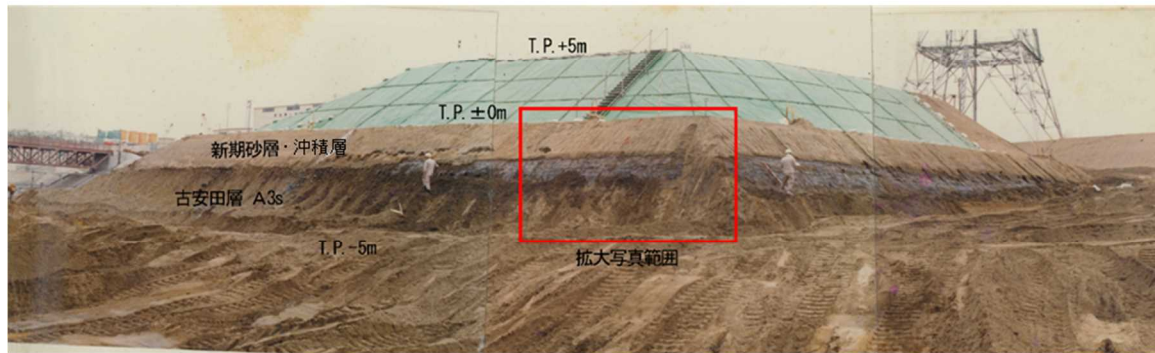
第 11.2.2 図 新期砂層・沖積層の露頭状況



位置図



新期砂層・沖積層と古安田層 (砂層) 地層境界

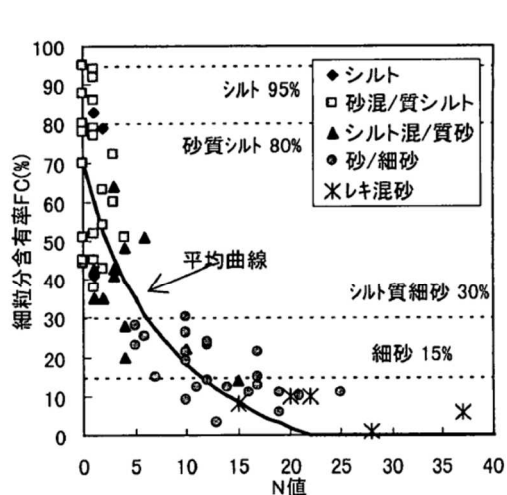


1号海水機器建屋南側法面 T.M.S.L. ±0~-5m全景 (地点②)



1号海水機器建屋南側法面 T.M.S.L. -5m~-7m  
古安田層中の砂層 (地点②)

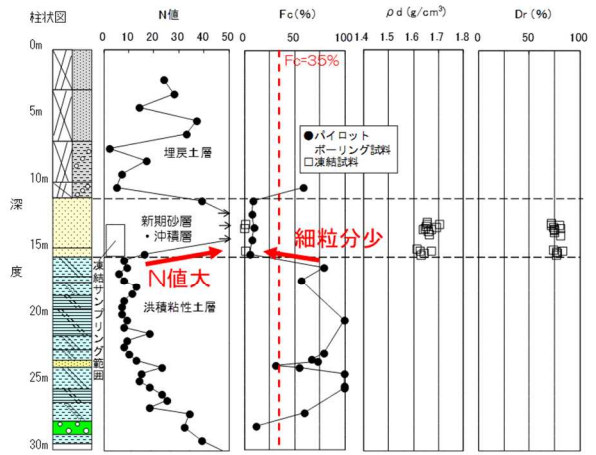
第 11.2.3 図 古安田層中の砂層の露頭状況



沖積層のN値と細粒分の関係 (亀井ほか, 2002\*)

※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

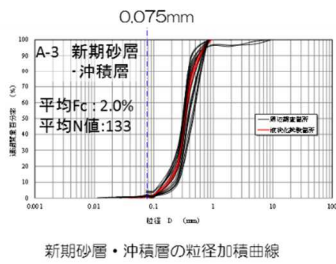


A-3地点における調査結果

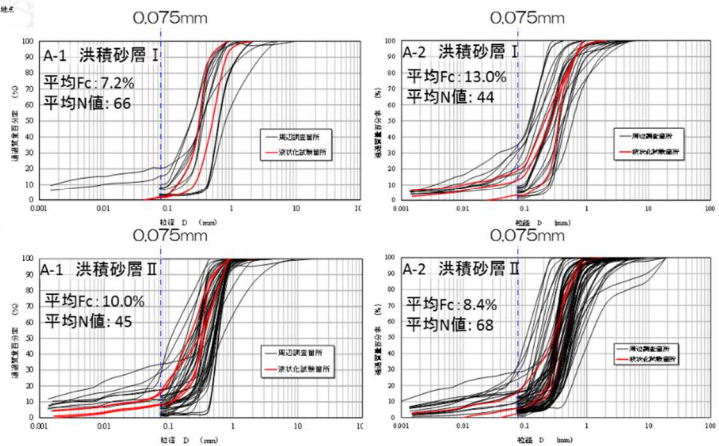
第 11.2.4 図 N値と細粒分含有率の関係 (A-3 地点)



荒浜側 試料採取地点位置図 (A-1, 2, 3)

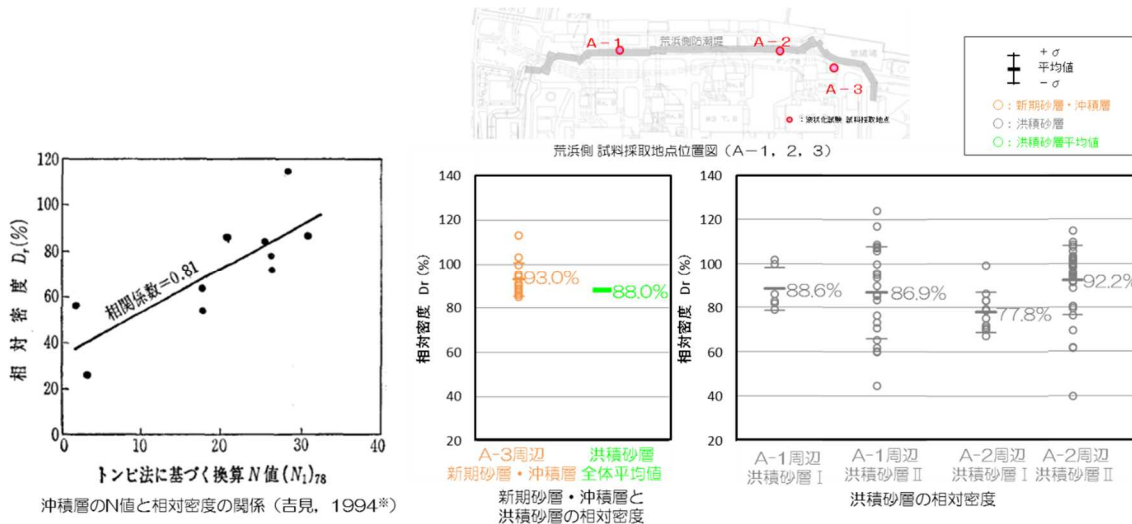


新期砂層・沖積層の粒径加積曲線



洪積砂層の粒径加積曲線

第 11.2.5 図 各層における粒径加積曲線



第 11.2.6 図 N 値と相対密度の関係

■ 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編では、せん断弾性速度 ( $V_s$ ) を下式によって  $N$  値から推定してもよいとしている。 ( $G_0 = \rho V_s^2$ )

砂質土の場合

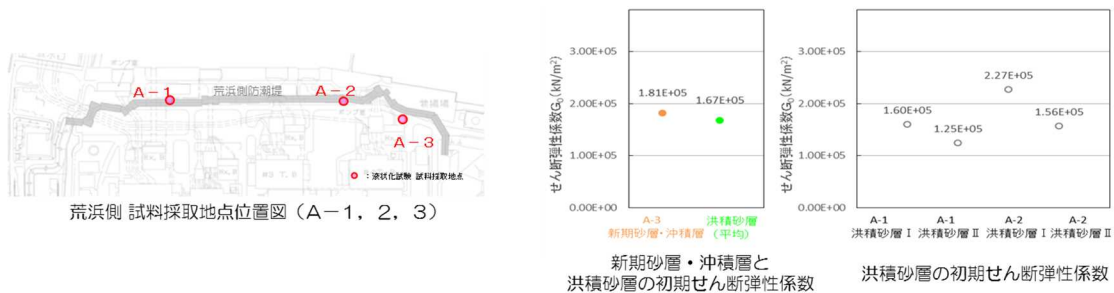
$$V_{si} = 80N_i^{1/3} \quad (1 \leq N_i \leq 50)$$

ここに、 $V_{si}$ :  $i$  番目の地層の平均せん断弾性速度  
 $N_i$ : 標準貫入試験による  $i$  番目の地層の平均  $N$  値

■ Imai et al. (1982) <sup>\*</sup>によると、 $N$  値とせん断弾性係数との間には、下式のような関係にあるとしている。

$$G_m = 144N^{0.88}$$

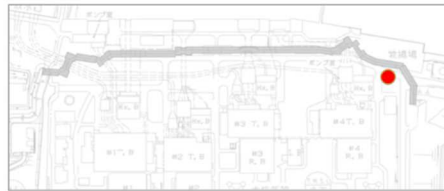
ここに、 $G_m$ : せん断弾性係数



第 11.2.7 図 N 値と初期せん断弾性係数の関係

第 11. 2. 1 表 各物性のN値への影響

| 物性                                                                 | N値との関係                                                                                                                                                                                                                                                                                             | 検討結果（物性の比較） | N値への影響 |
|--------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------|--------|
| 細粒分含有率 (F <sub>0</sub> )                                           | <p>細粒分が減少するほどN値が大きくなる傾向が認められる。</p> <p>沖積層のN値と細粒分の関係</p>                                                                                                                                                                                                                                            |             | ○      |
| 相対密度 (D <sub>r</sub> )                                             | <p>相対密度が増加するほどN値が大きくなる傾向が認められる。</p> <p>N値と相対密度の関係</p>                                                                                                                                                                                                                                              |             | △      |
| 初期せん断弾性係数 (G <sub>0</sub> )<br>(G <sub>0</sub> =ρVs <sup>2</sup> ) | <p>せん断弾性速度 (V<sub>s</sub>) を右式によってN値から推定してもよいとしている。<br/> <math>V_{si} = 80N_i^{1/3}</math> (1 ≤ N<sub>i</sub> ≤ 50)<br/> V<sub>si</sub>: i 番目の地層の平均せん断弾性速度<br/> N<sub>i</sub>: 標準貫入試験による i 番目の地層の平均N値</p> <p>N値とせん断弾性係数との間には、右式のような関係にあるとしている。</p> $G_m = 144N^{0.88}$<br>G <sub>m</sub> : せん断弾性係数 |             | △      |



F5-16孔ボーリング位置図

- 防潮堤付近で行ったボーリングによると、新期砂層・沖積層のボーリングコアは形状を維持して採取できているため、現世の砂丘砂と比較して続成作用が進んでいると考えられる。

第 11. 2. 8 図 新期砂層・沖積層のコア写真 (F5-16 孔)

### 11.3 液状化に関連する基本物性に関する補足

液状化に関連する基本物性に関して、第 11.3.1 図にN値（標準貫入試験）について、第 11.3.2 図に細粒分含有率 (Fc) について、第 11.3.3 図に乾燥密度及び間隙比について、第 11.3.4 図に相対密度 (Dr) について、第 11.3.5 図に粒径加積曲線について示す。

## N値とは

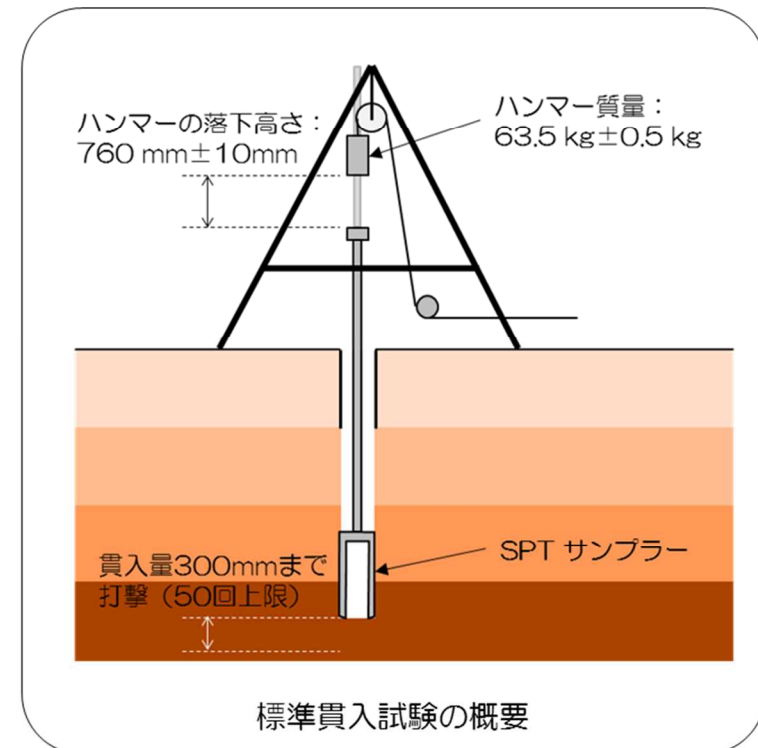
- N値は、原位置で行う標準貫入試験により求まる値であり、地盤の硬さ・強度や締まりの程度の評価に用いられる。N値が高い方が地盤が硬く・密であり、小さい方が地盤が軟らかく・疎である。
- N値は、地盤上または地盤中に構築する構造物の設計等において、地盤の強度（内部摩擦角 $\phi$ 、粘着力 $c$ 、支持力度、液状化強度など）や地盤の剛性（S波速度、弾性係数など）を推定するために一般的に用いられている。

## 試験方法

- 標準貫入試験は、「標準貫入試験方法」(JIS A 1219:2001)に基づいて実施する。
- 試験は、質量 $63.5\text{ kg}\pm 0.5\text{ kg}$ のハンマーを $760\text{ mm}\pm 10\text{ mm}$ の高さから落下させて、SPT サンプラーを打ち込む。50回を打撃回数の限度として、300mm貫入するに必要な打撃回数（N値）を求める。
- また、打撃回数50回において、貫入量が300mm未満のものについては、以下の換算によりN値を評価した。

$$N \text{ 値} = \frac{300\text{mm}}{\text{打撃回数50回における打込み深度(mm)}} \times 50$$

（例）打撃回数50回において打込み深度が200mmの場合のN値は75となる。



第 11.3.1 図 N値（標準貫入試験）について

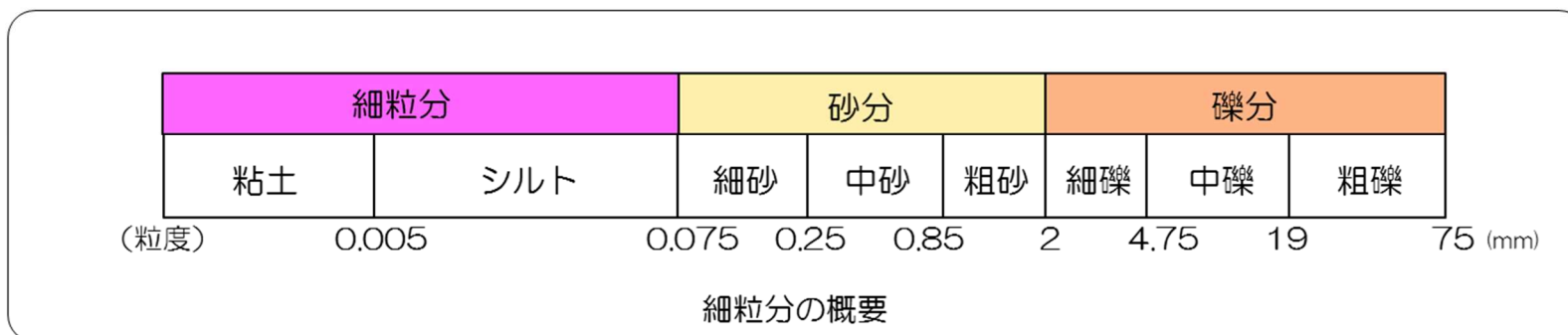
### 細粒分含有率 (Fc) とは

- 細粒分含有率 (Fc) は、地盤を構成する土粒子の全質量に対する細粒分 (粒径0.075mm未満) の質量割合であり、土質材料を分類する際の指標として用いられ、液状化判定の対象層選定の指標としても用いられる。
- 細粒分含有率 (Fc) は、土質材料の分類以外にも、液状化強度の推定など地盤の工学的性質に及ぼす細粒分の影響を検討する際のパラメータとしてよく用いられている。また、盛土材の適否を検討する際にも細粒分含有率が用いられる。

### 試験方法

- 細粒分含有率試験は、「土の細粒分含有率試験方法」(JIS A 1223:2000)に基づいて実施する。
- 試料の乾燥質量 ( $m_s$ ) を測定する。次に、ふるい目開き0.075mmに残った試料の乾燥質量 ( $m_{0s}$ ) を測定し、細粒分含有率 (Fc) を評価する。

$$F_c = \frac{m_s - m_{0s}}{m_s} \times 100$$



第 11.3.2 図 細粒分含有率 (Fc) について



### 乾燥密度、間隙比とは

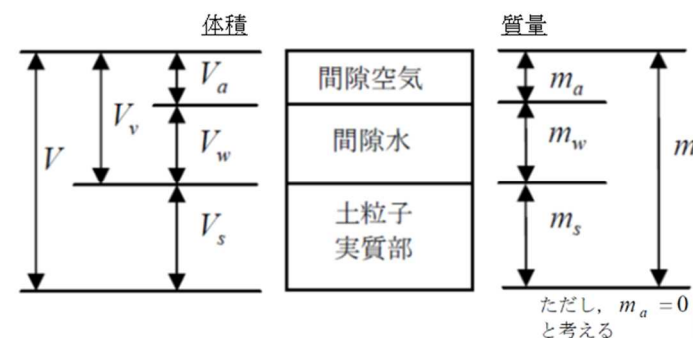
- 乾燥密度、間隙比は、土の湿潤密度、含水比試験及び土粒子の密度試験から求まる湿潤密度、含水比及び土粒子の密度から算出され、土の締め具合を表す基本的な土の物性値である。なお、間隙比は相対密度の算出にも用いられる。

### 試験方法

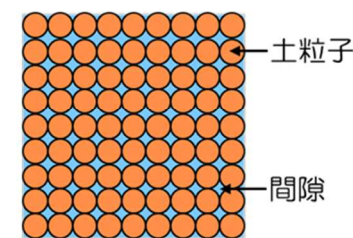
- 湿潤密度は「土の湿潤密度試験方法」(JIS A 1225:2009)に、含水比は「土の含水比試験方法」(JIS A 1203:2009)に、土粒子の密度は「土粒子の密度試験方法」(JIS A 1202:2009)に基づいて実施する。
- 「土の湿潤密度試験方法」においては、乱さない供試体の質量と体積を室内で直接測定して求める。「土の含水比試験方法」においては、試料の乾燥前後の質量を測定して求める。「土粒子の密度試験方法」においては、土粒子の質量と体積を測定して求める。
- 乾燥密度( $\rho_d$ )及び間隙比( $e$ )は、下式により算出する。

$$\rho_d = (\rho_t / (1 + w/100)) = m_s / V$$

$$e = (\rho_s / \rho_d) - 1 = V_v / V_s$$



|              |                                  |
|--------------|----------------------------------|
| 土の湿潤密度       | $\rho_t = m / V$                 |
| 土の乾燥密度       | $\rho_d = m_s / V$               |
| 土粒子の (質量) 密度 | $\rho_s = m_s / V_s$             |
| 含水比(%)       | $w = \frac{m_w}{m_s} \times 100$ |
| 間隙比          | $e = \frac{V_v}{V_s}$            |



地盤内の土粒子と間隙のイメージ

第 11.3.3 図 乾燥密度及び間隙比について

### 相対密度とは

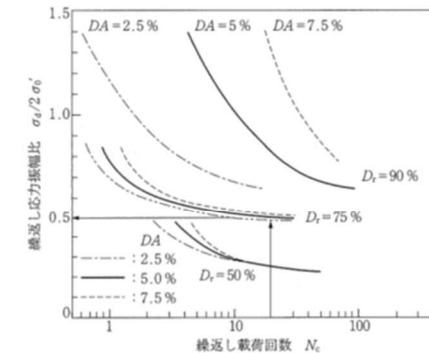
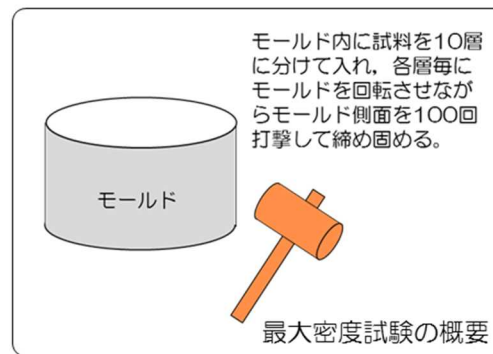
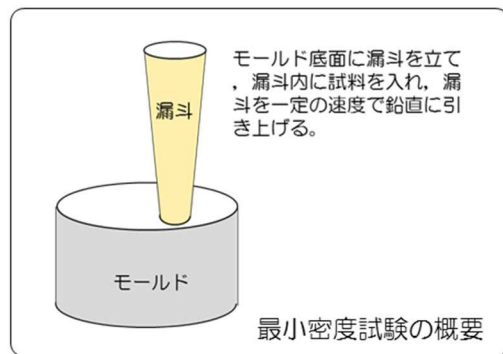
- 相対密度は、下式で定義される地盤の締まりを表す指標である。相対的に、相対密度が大きい方が地盤は密で、小さい方が疎である。
- 砂の相対密度は、力学特性を表すパラメータとして利用されている。なお、相対密度はそれぞれの密度の誤差が相対密度に大きな誤差となって反映されるという特徴を持っており、特に細粒分を多く含む場合には誤差が大きくなる特性がある。

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

$e$  : 試料の間隙比 (間隙の体積 ÷ 土粒子の体積)  
 $e_{\max}$  : 最小密度試験による試料の間隙比  
 $e_{\min}$  : 最大密度試験による試料の間隙比

### 試験方法

- 最大、最小密度の試験は、「砂の最小密度・最大密度試験方法」(JIS A 1224:2000)に基づいて実施する。
- 「砂の最小密度・最大密度試験方法」においては、「2mmふるいを通し、75 $\mu$ mふるいに95%以上残留する砂」を基本としており、採取した試料のうち粒径2mm以上の礫を除去して試験を実施した。
- 地盤工学会(2000)によれば、「更新世中期や前期に堆積した砂のように極めて密な砂の場合、相対密度は100%を越えることが普通である。」とされている。



液状化強度曲線の形状と土の特性の関係 (地盤材料試験の方法と解説 (社) 地盤工学会, 2009)

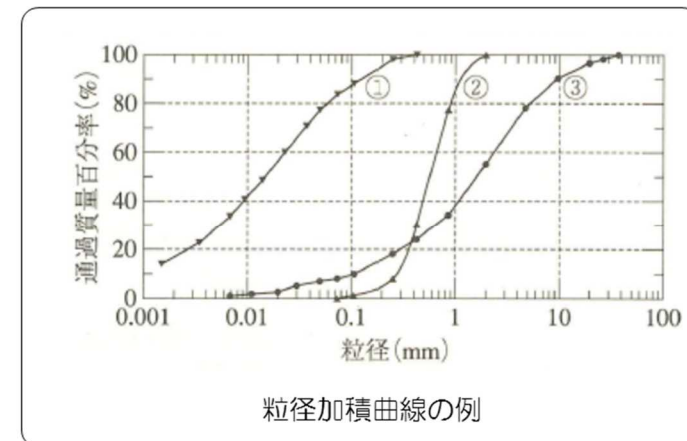
第 11.3.4 図 相対密度 ( $D_r$ ) について

### 粒径加積曲線とは

- 土を構成する土粒子の粒度の分布状態を粒度といい，土粒子の分布状態を粒径とその粒径より小さい粒子の質量百分率の関係を示した曲線を粒径加積曲線という。
- 粒径加積曲線は，土の締固め特性や透水性及び液状化強度などの力学的性質の推定，建設材料としての適性の判定や掘削工・基礎工などの施工法の決定などに利用されている。

### 試験方法

- 土の粒度試験は，「土の粒度試験方法」(JIS A 1204:2009)に基づいて実施する。
- 「土の粒度試験方法」においては，粒径2mm以上の土粒子はふるい分析を，2mm未満の土粒子は沈降分析を行った後に古い分析を行う。



第 11.3.5 図 粒径加積曲線について

#### 11.4 液状化関連の文献整理

液状化に関連した文献を整理して，第 11.4.1 図に中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験方法について，第 11.4.2 図にサイクリックモビリティについて，第 11.4.3 図に有効応力解析について示す。

表 3-3 室内液状化試験装置の種類と特徴

| 項目<br>種類                                      | 応力状態        | モ ー ル 円 | 応力経路<br>(全応力)<br>1→2→3→4 | 拘束状態                                               | ひずみ状態            | 繰返し荷重              |
|-----------------------------------------------|-------------|---------|--------------------------|----------------------------------------------------|------------------|--------------------|
| 原地盤                                           |             |         |                          | 異方応力状態<br>( $K_0$ 圧密)<br>(初期せん断応力が加わることもある)        | 平面ひずみ<br>単純せん断変形 | 多方向ランダム波           |
| 繰返し三軸<br>(別名 振動三軸)<br>動的三軸                    |             |         |                          | 等方応力状態                                             | 軸対称変形            | 一方向正弦波             |
| 繰返しねじりせん断<br>(別名 動的ねじりせん断)<br>(リングねじりせん断も同種類) |             |         |                          | 等方または異方<br>応力状態<br>( $K_0$ 圧密可)<br>(初期せん断応力も加えられる) | 平面ひずみ<br>単純せん断変形 | 一方向<br>正弦波またはランダム波 |
| 繰返し<br>単純<br>せん断                              | NGI 型       |         |                          | 異方応力状態<br>(準 $K_0$ 圧密;<br>$K_0$ 未知)<br>(初期せん断応力も可) | 平面ひずみ<br>単純せん断変形 | 多方向<br>正弦波またはランダム波 |
|                                               | Cambridge 型 |         |                          | 異方応力状態<br>( $K_0$ 圧密)<br>(初期せん断応力も可)               | 平面ひずみ<br>単純せん断変形 | 一方向<br>正弦波またはランダム波 |

(a) 安田 (1991)

第 11.4.1 図 中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験方法について

繰返しねじりせん断装置（動的ねじりせん断装置）

- 繰返しねじりせん断試験では中空円筒や中実円柱の供試体を用い、これにねじりせん断力を加える。
- 円筒や円柱では半径方向にせん断ひずみの値が異なってくるため、その影響をなるべく少なくするため、中空円筒の供試体の方がよく用いられる。
- 供試体には図3-8 (a) に示したように初期の拘束圧や初期せん断力を加えておいた後、繰返しせん断力を加える。
- 地盤内での応力状態に合わせて異方応力（軸圧と側圧が異なる）にしたり、斜面内や構造物下の地盤の状態を再現するために初期せん断力を加えたり、さらに、側圧でも外圧と内圧とを違って三主応力が異なるようにすることができる。

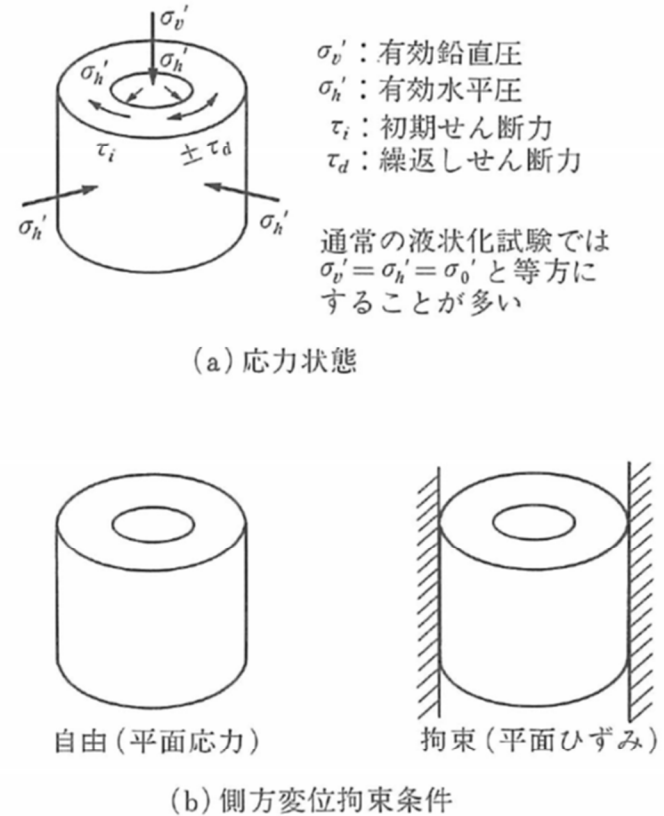
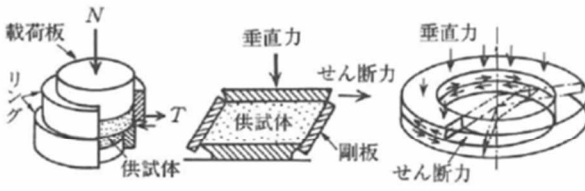
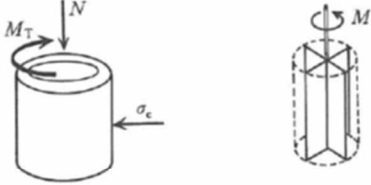
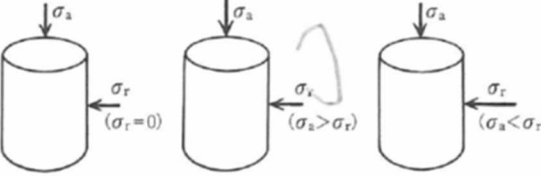
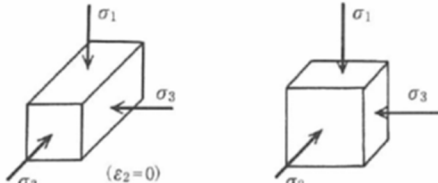


図 3-8 繰返しねじりせん断試験における応力，側方変位拘束条件

(b) 安田 (1991)

第 11.4.1 図 中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験方法について

表-7.1.1 せん断試験の種類

|          | 種類                                                                                                                                               | 試験の原理                                                                                 | 応力の載荷方法                                                |
|----------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|
| せん断応力載荷型 | 側方変位拘束型<br>土の一面せん断試験 (第4章)<br>単純せん断試験 (第8章)<br>リングせん断試験 (第8章)<br>岩盤不連続面の一面せん断試験 (第12章)                                                           |     | 特定のせん断または供試体の境界面に垂直力とせん断力を直接載荷 (主応力方向変化)               |
|          | 側方変位非拘束型<br>ねじりせん断試験 (第5章)<br>繰返しねじりせん断試験 (第7章)<br>室内ペーンせん断試験 (第8章)                                                                              |    |                                                        |
| 主応力載荷型   | 軸対称型<br>土の一軸圧縮試験 (第2章)<br>三軸圧縮試験 (第3章)<br>三軸伸張試験 (第3章)<br>繰返し三軸試験 (第6, 7章)<br>岩石の一軸圧縮試験 (第9章)<br>岩 (岩石) の三軸圧縮試験 (第10章)<br>圧裂による岩石の引張り強さ試験 (第11章) |     | 供試体の境界面に主応力を載荷し、結果として生じるせん断断面上の垂直応力・せん断応力を算定 (主応力方向固定) |
|          | 三主応力型<br>平面ひずみ試験 (第8章)<br>三主応力制御試験 (第8章)                                                                                                         |  |                                                        |

(b) 地盤工学会 (2009)

第 11.4.1 図 中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験方法について

## 第5章 ねじりせん断試験

- ▶ねじりせん断試験は，中空円筒供試体の上または下端にトルクを加えて円周方向にねじることによって供試体全体にせん断変形を与える試験であり，直接型せん断試験の一種である。
- ▶他の直接型せん断試験と比較すると，供試体の側方応力条件が明確であることと供試体の水平・鉛直面に共役なせん断応力を確実に作用させることができるという利点を有する。したがって，供試体に作用する主応力の大きさと方向が容易に求められる。
- ▶三軸試験に代表される間接型せん断試験と比較して以下のような利点を有する。
  - ①主応力方向が連続的に回転するような応力状態も再現することができる。
  - ②軸方向に対して直角方向にせん断できる。
  - ③比較的広範囲な応力経路またはひずみ経路を供試体に与えられる。
- ▶ねじりせん断試験では，制御できる応力の自由度が大きいことから，さまざまな応力状態のもとでの土の基本的な挙動を明らかにすることができる。

(d) 地盤工学会 (2009)

第 11.4.1 図 中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験方法について



- ▶ 現在液状化強度を求めるために最も普通に行われている振動三軸試験では、図2.1 (b)に示すように側圧を一定に保ったまま軸力を変動させせん断応力を変動させるものであり、せん断応力の変動とともに有効拘束圧も変化する。
- ▶ より原位置に近い応力状態を再現できる試験機に中空ねじり試験機がある。この試験では図2.1 (c)に示すように軸力、側圧を一定に保ったまません断応力を加えるので、試料の半径方向の応力変動が無視できるとすればほぼ実地盤に対応している。
- ▶ 三軸試験では圧縮側と引っ張り側で挙動が異なり、応力経路は上下では対象ではないし、ひずみの発生量も異なる。これに対してねじり試験では応力-ひずみ関係、応力経路ともほぼ対称な形をしている。

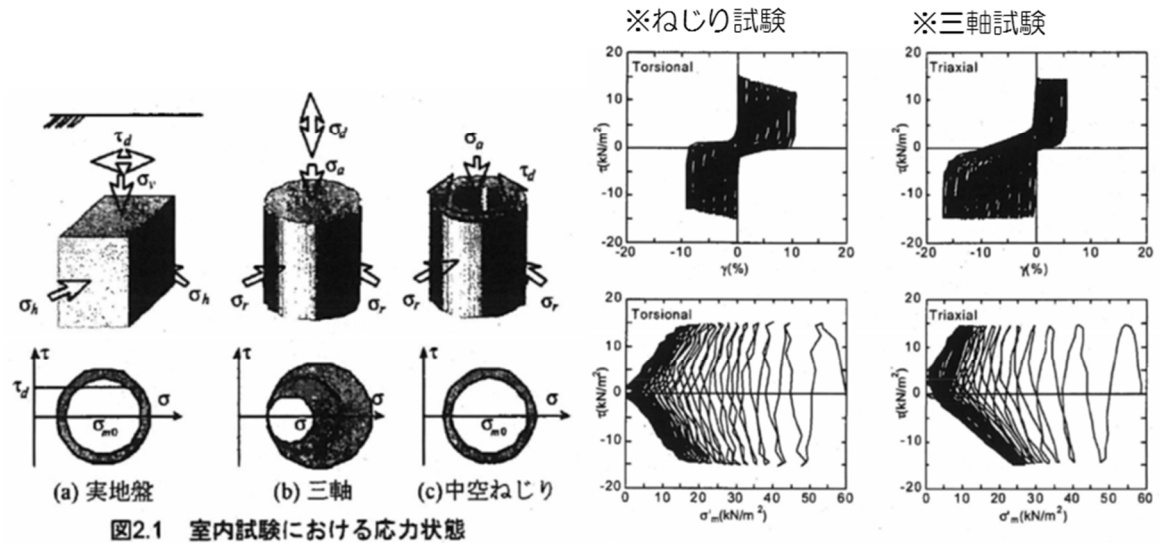


図2.1 室内試験における応力状態

図3.3 三軸試験と中空ねじり試験の代表的な応力-ひずみ関係と応力経路

(e) 澤田ほか (2003)

第 11.4.1 図 中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験方法について

## サイクリックモビリティ

cyclic mobility

砂などの繰返し载荷において、有効拘束圧 (effective confining pressure) がゼロに近づいてから、载荷時にせん断剛性 (shear modulus) の回復、除荷時に有効応力\*の減少を繰り返していくが、ひずみ\*は有限の大きさにとどまる現象をサイクリックモビリティといい、液状化\*とは区別して用いられることがある。地震のような繰返しせん断応力を受ける場合には、有効拘束圧がゼロかそれに近いところで大きなひずみが生じる。一方ではひずみが大きくなると、再び剛性が回復してくるので、いわゆる液状化状態ではなくなる。有効拘束圧がゼロの付近でどの程度大きなひずみが発生するかは、主に砂の密度と繰返し载荷でのせん断応力の大きさや繰返し回数 (number of cycles) に依存しており、密度が小さいほど、また、液状化以後に繰返しせん断応力が大きく、繰返し回数が多いほど大きなひずみが発生する。逆に、密度の大きい砂では、一時的に有効拘束圧がゼロまたはその近くになっても、引き続き载荷に対して大きいひずみが発生しない。

(a) 地盤工学会 (2006)

第 11.4.2 図 サイクリックモビリティについて

## 液状化（密な砂の場合）

- ▶ やや密な砂では、図-1に示すように一時的に $\sigma'$ がゼロになっても、図-1中のA→Bのように引き続きせん断応力を供試体に加えても、供試体のひずみが無限に大きくなるわけではない。
- ▶ 密な砂では、せん断応力が働いていない時に、一時的に有効拘束圧がゼロになってもせん断応力が加わり、せん断ひずみが生ずると体積が膨張しようとするダイレイタンスーの現象が生じる。
- ▶ 非排水状態にある飽和砂のように等体積状態であれば、体積膨張しようとするれば、負の過剰間隙水圧が発生することになり、有効拘束圧が増加することになる。図-1の場合でもA→Bのプロセスで過剰間隙水圧が大幅に減少している。したがって、有効拘束圧の増加に伴うせん断抵抗力の増加が生ずることになる。この傾向は密な砂ほど大きくなる。
- ▶ 非排水状態での繰返し荷重に対する飽和砂の強度は密になるほど、特に間隙水圧の上昇そのもので定義するのは適切ではなく、発生したひずみの大きさで、定義する方がよりよいということになる。

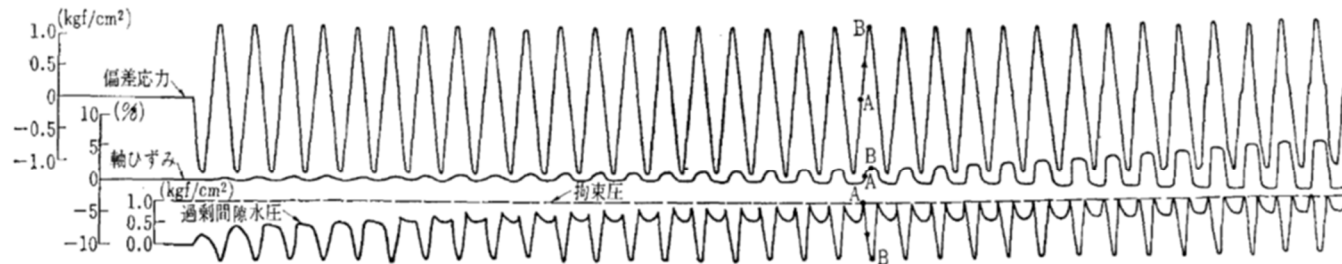


図-1 不飽和状態 ( $w=8\%$ ) でタンピングして作製した Monterey No. 0 砂の振動三軸試験結果 ( $D_r=79\%$ , 背圧  $1\text{ kgf/cm}^2$ , 初期圧密応力  $\sigma_c'=1\text{ kgf/cm}^2$ , 偏差応力比  $\sigma_{dp}/2\sigma_c'=0.55$ , 供試体寸法: 高さ  $153\text{ mm}$ , 直径  $61\text{ mm}$ , 空圧式繰返し荷重 ( $1\text{ Hz}$ ))。

(b) 龍岡 (1980)

第 11.4.2 図 サイクリックモビリティについて

## 液状化（密な砂の場合）

- ▶ サイクリックモビリティとは、「密な砂地盤が繰り返しせん断を受け、過剰間隙水圧の増加に伴って、せん断ひずみ振幅が徐々に増大する現象である。」としている（図-1）。
- ▶ 地盤の液状化は、ゆるい砂地盤が繰り返しせん断を受け、せん断振幅が急増し、地盤全体が泥水状態となり、噴砂や噴水を伴うことが多いので、現象的にサイクリックモビリティとは異なる。
- ▶ 密な砂では、ゆるい砂でみられるようなひずみの急増は見られず、変形が限定される傾向が著しい。この点で、サイクリックモビリティ現象を示す密な砂地盤は、構造設計における ductility（ねばり）の効果と同等の工学的特性を有するものと評価される。

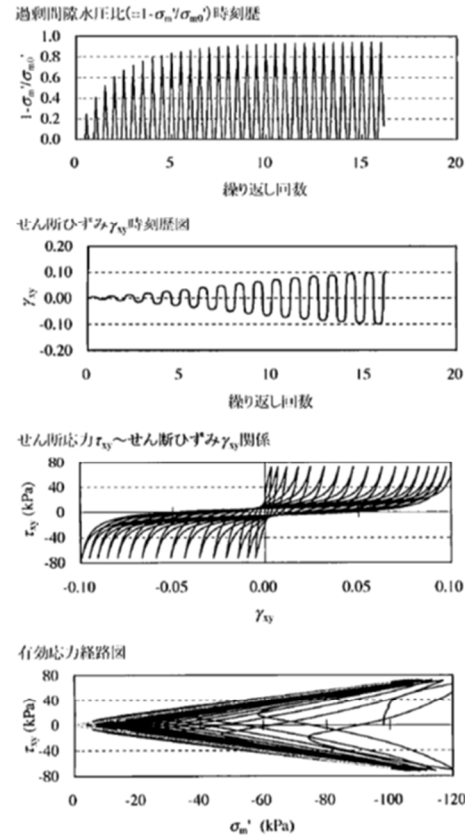


図-1 密な砂の非排水繰返しせん断挙動の例<sup>1)</sup>

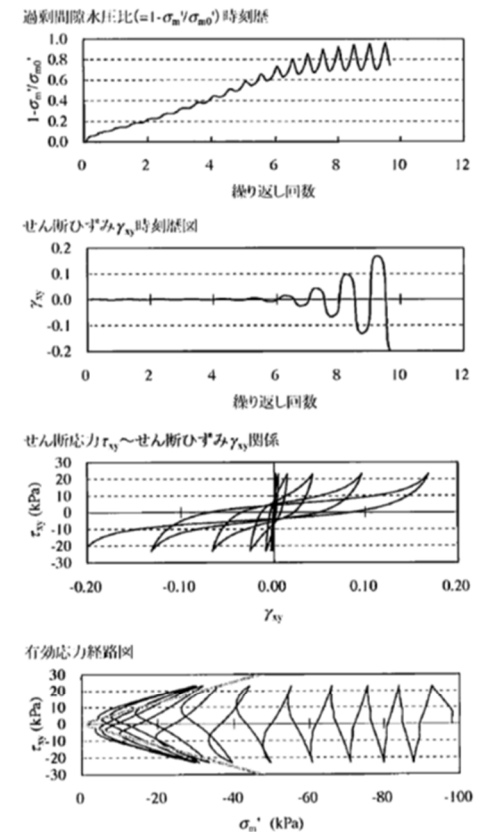


図-2 ゆるい砂の非排水繰返しせん断挙動の例<sup>1)</sup>

(c) 井合 (2008)

第 11.4.2 図 サイクリックモビリティについて

## 間隙水圧上昇を伴う繰返しせん断変形（サイクリックモビリティ）

- ▶ ゆるい砂の液状化と異なる点は、密な砂では、せん断ひずみがある限度を超えると、せん断によって堆積が膨張しようとする傾向（正のダイラタンス）が現れるので、非排水条件のもとでは、せん断ひずみが大きくなると間隙水圧が減少し、したがって有効応力が回復することである。
- ▶ その結果、間隙水圧比が100%に達した後の過剰間隙水圧は、図-2.11に示すような変動を示す。
- ▶ すなわち、有効応力がゼロになるのは、せん断応力がゼロになる瞬間だけであり、せん断応力が作用している間は有効応力が存在するので、間隙水圧比が100%に達した後でも、繰返しせん断に対して相当な剛性を保持する。
- ▶ 密な砂では、緩い砂でみられるような破局的なクイックサンドは起こらず、有限なひずみ振幅をもつせん断変形が繰り返されるにすぎない。

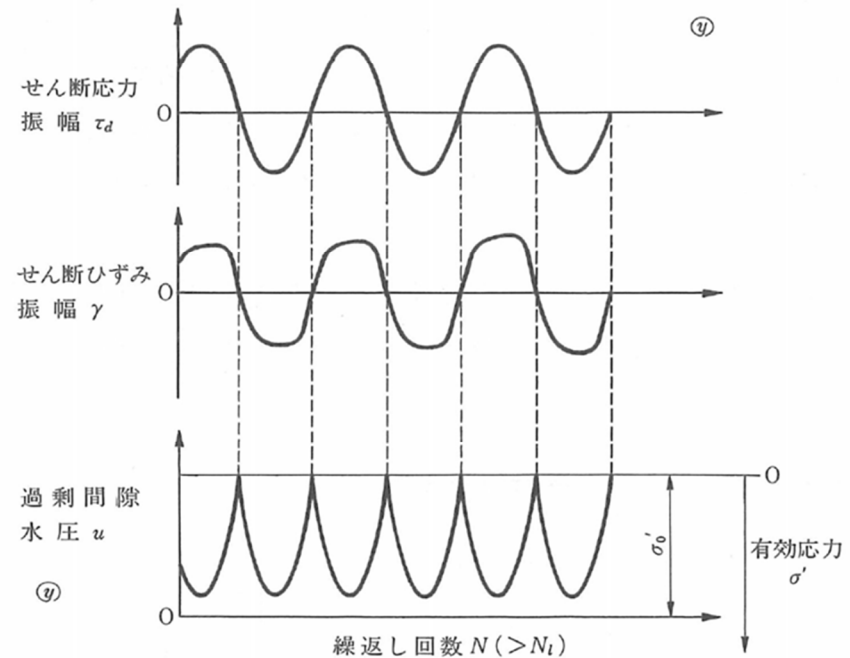


図-2.11 密な飽和砂の繰返し単純せん断試験において、間隙水圧比が100%に達した後のせん断ひずみと過剰間隙水圧の変化(模式図)

(d) 吉見 (1991)

第 11.4.2 図 サイクリックモビリティについて

## サイクリックモビリティ

- ▶ ゆる詰めと密詰めでの応力経路と応力～ひずみ関係を示すと図4-5となる。ゆる詰めの場合は応力経路が原点に近づいてゆき有効拘束圧が0になった後、せん断力が加わると、大きなひずみが発生する。
- ▶ 密詰めの場合には大ひずみは生じない。  
一時的に有効拘束圧が0になっても、その後  
にせん断力を加えると負の過剰間隙水  
圧が発生して有効拘束圧が増加（回復）  
し、有限の小さなひずみ振幅しか発生し  
ない。  
この現象を“サイクリックモビ  
リティ”と呼んで液状化と区別するこ  
ともある。

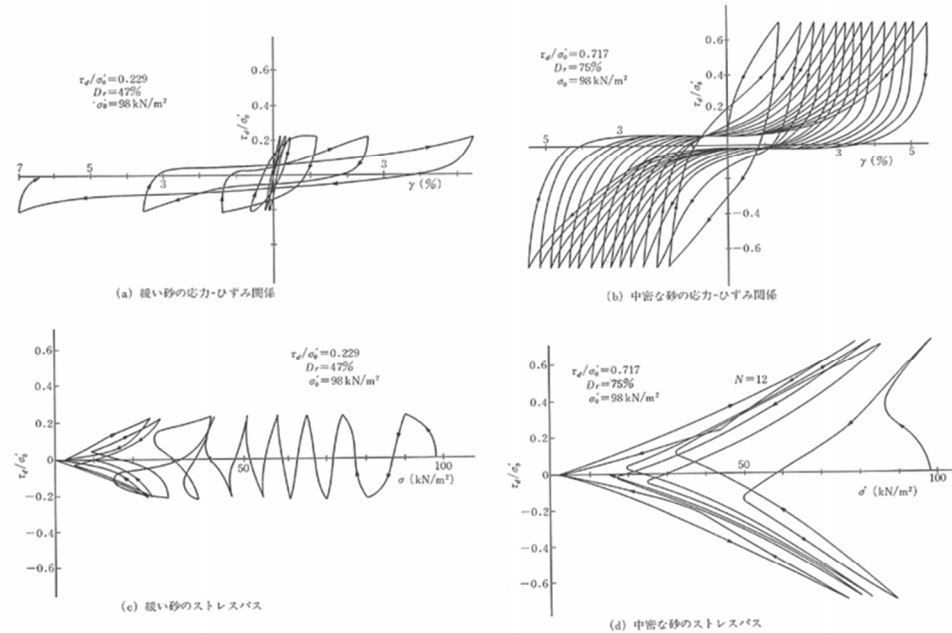


図 4-5 ゆる詰めと密な試料の応力経路および応力～ひずみ関係の比較（繰返しねじりせん断試験、富士川砂）<sup>2)</sup>

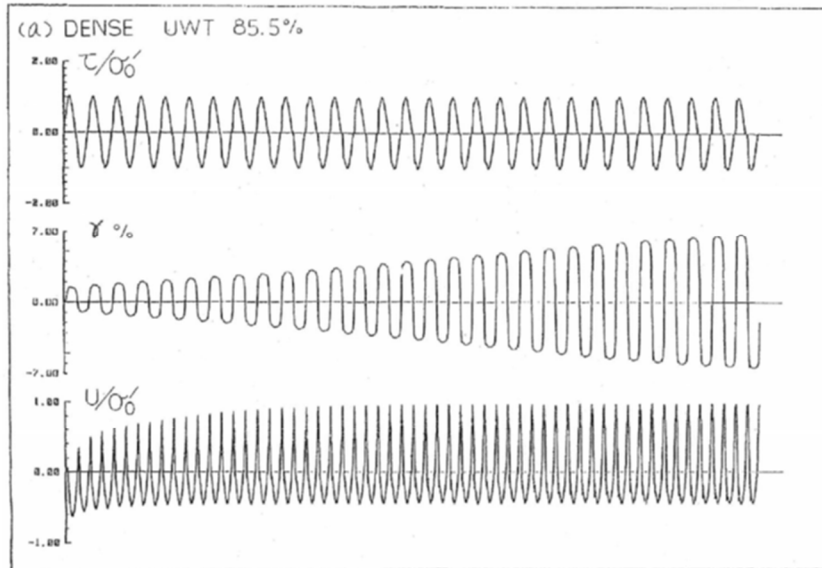
(e) 安田 (1991)

第 11.4.2 図 サイクリックモビリティについて

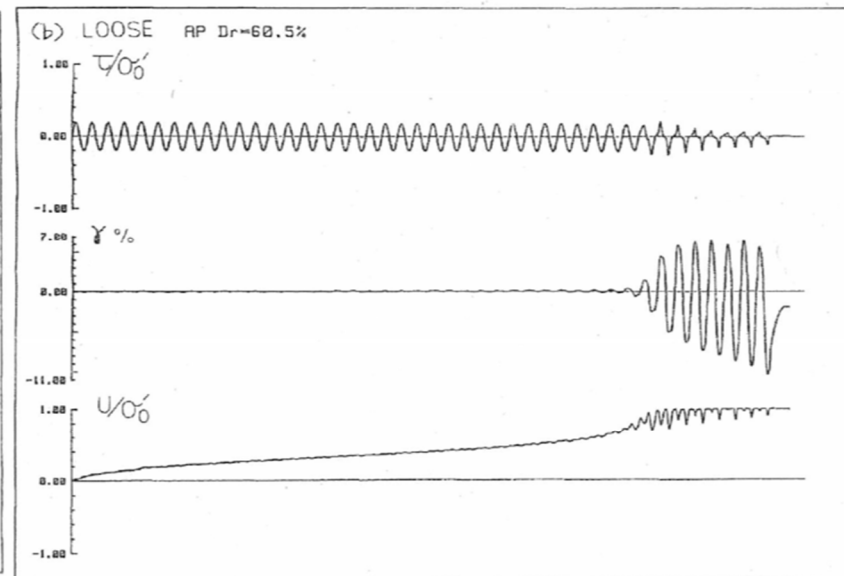
### 液状化（密な砂の特徴）

- ▶ ゆるい砂では応力径路がいわゆる「変相線」を越えた時点から除荷される時に砂が言わば泥水液体状となり、流動性を帯びてひずみが無限に生じる。
- ▶ 密な砂では応力径路が「変相角」を越えてからも液体状にならずせん断応力の除荷載荷に応じて破壊線に平行に応力径路が移動し有効応力がくり返し回復するようないわゆる“Cyclic Mobility”現象を示す。

※密な砂



※ゆるい砂



(f) 国生ほか (1983)

第 11.4.2 図 サイクリックモビリティについて

### 液状化（密な砂の特徴）

あるひずみ振幅の範囲内ではせん断抵抗が非常に低下し、一見、ゆるい砂と同様な挙動を示すが、その範囲を越えると有効応力が回復してくるために急激にせん断抵抗が増すことになる。载荷のくり返し数が増すに従って、このひずみ範囲は徐々に増大するが、ゆるい砂のようにひずみが急激にのびることは決してない。

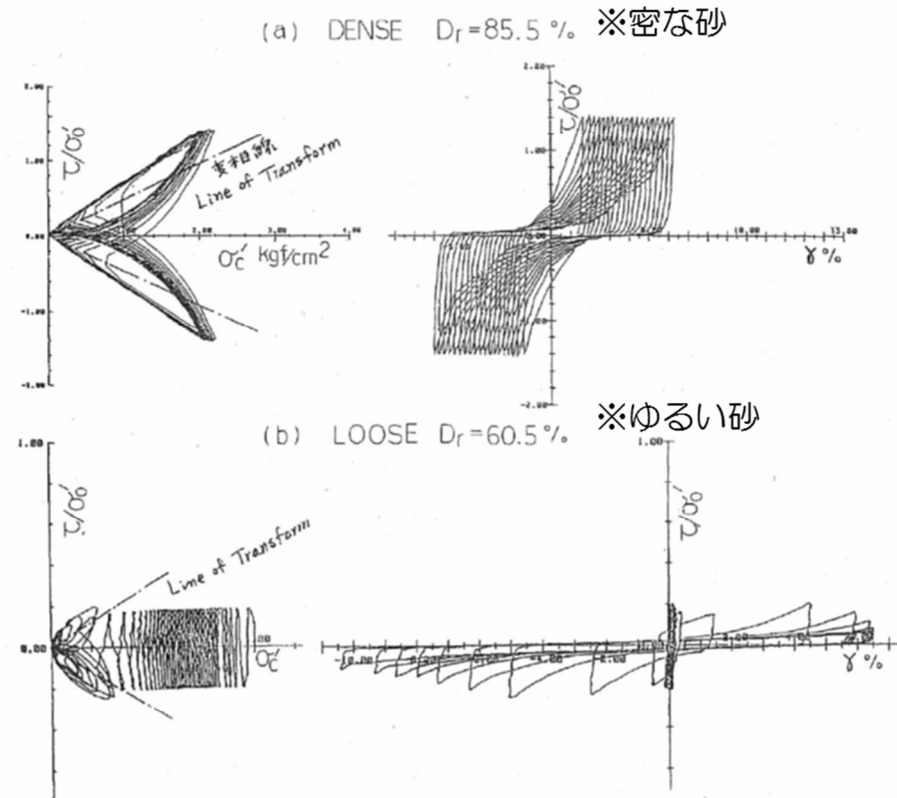


図3-2 密な砂(a)とゆるい砂(b)の中空ねじりせん断試験による有効応力経路（左側）と応力・ひずみ関係  
Effective Stress Path and Stress - Strain Curve for Dense Sand (a) and Loose Sand (b)

(g) 国生ほか (1983)

第 11.4.2 図 サイクリックモビリティについて



第5章 係留施設

1 総説

【省令】(通則)

第二十五条 係留施設は、船舶の安全かつ円滑な利用を図るものとして、地象、気象、海象その他の自然状況及び船舶の航行その他の当該施設周辺の水域の利用状況に照らし、適切な場所に設置するものとする。

【省令】(係留施設に関し必要な事項)

第三十四条 この章に規定する国土交通大臣が定める要件その他の係留施設の要求性能に関し必要な事項は、告示で定める。

【告示】(係留施設)

第四十七条 係留施設の要求性能に関し省令第三十四条の告示で定める事項は、次条から第七十三条までに定めるとおりとする。

1. 1 総論

- (1) 係留施設には、岸壁、棧橋、物揚場、浮桟橋、船揚場、係船浮標、係船杭、ドルフィン、デタッチドピア及びエアークッション艇発着施設等がある。岸壁、棧橋及び物揚場のうち、地震対策の観点から特に重要な施設でその耐震性能を強化する必要がある施設を耐震強化施設といい、地震動の作用後に当該施設に求められる機能に応じて、耐震強化施設(特定(緊急物資輸送対応))、耐震強化施設(特定(幹線貨物輸送対応))、耐震強化施設(標準(緊急物資輸送対応))に分類される。
- (2) 係留施設の構造形式は、自然条件、利用条件、施工条件及び経済性等を考慮して決定する。係留施設の構造形式は、重力式係船岸、矢板式係船岸、自立矢板式係船岸、二重矢板式係船岸、棚式係船岸、根入れを有するセル式係船岸、置きセル式係船岸、直杭式横桟橋、斜め組杭式横桟橋、ジャケット式桟橋等に分類される。
- (3) 係留施設のレベル1地震動及びレベル2地震動に対する標準的な性能照査順序の例を図-1.1.1及び図-1.1.2に示す。なお、詳細については、構造形式ごとの記述を参照することができる。

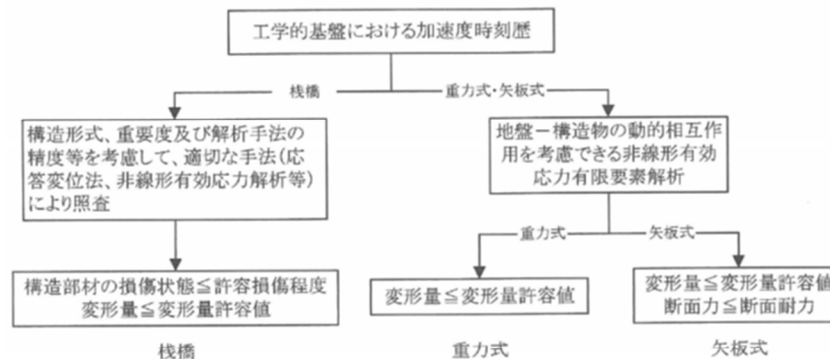


図-1.1.2 レベル2地震動に対する性能照査順序の例

(a) 日本港湾協会 (2007)

第 11.4.3 図 有効応力解析について

## 第5章 係留施設

### 1 総説

#### 【省令】(通則)

第二十五条 係留施設は、船舶の安全かつ円滑な利用を図るものとして、地象、気象、海象その他の自然状況及び船舶の航行その他の当該施設周辺の水域の利用状況に照らし、適切な場所に設置するものとする。

#### 【省令】(係留施設に関し必要な事項)

第三十四条 この章に規定する国土交通大臣が定める要件その他の係留施設の要求性能に関し必要な事項は、告示で定める。

#### 【告示】(係留施設)

第四十七条 係留施設の要求性能に関し省令第三十四条の告示で定める事項は、次条から第七十三条までに定めるとおりとする。

### 1.1 総論

- (1) 係留施設には、岸壁、棧橋、物揚場、浮棧橋、船揚場、係船浮標、係船杭、ドルフィン、デタッチドピア及びエアークッション艇発着施設等がある。岸壁、棧橋及び物揚場のうち、地震対策の観点から特に重要な施設でその耐震性能を強化する必要がある施設を耐震強化施設といい、地震動の作用後に当該施設に求められる機能に応じて、耐震強化施設(特定(緊急物資輸送対応))、耐震強化施設(特定(幹線貨物輸送対応))、耐震強化施設(標準(緊急物資輸送対応))に分類される。
- (2) 係留施設の構造形式は、自然条件、利用条件、施工条件及び経済性等を考慮して決定する。係留施設の構造形式は、重力式係船岸、矢板式係船岸、自立矢板式係船岸、二重矢板式係船岸、柵式係船岸、根入れを有するセル式係船岸、置きセル式係船岸、直杭式横棧橋、斜め組杭式横棧橋、ジャケット式棧橋等に分類される。
- (3) 係留施設のレベル1地震動及びレベル2地震動に対する標準的な性能照査順序の例を図-1.1.1及び図-1.1.2に示す。なお、詳細については、構造形式ごとの記述を参照することができる。

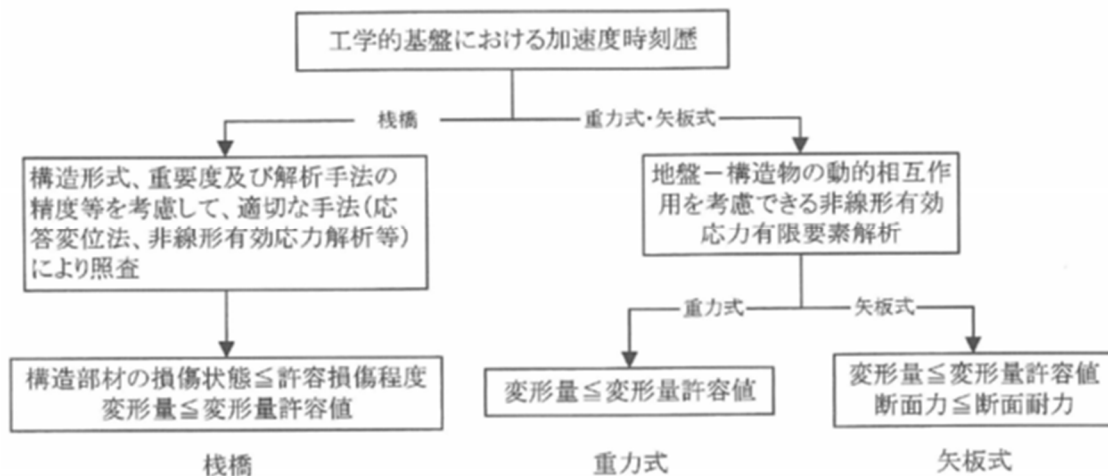


図-1.1.2 レベル2地震動に対する性能照査順序の例

(a) 日本港湾協会 (2007)

第 11.4.3 図 有効応力解析について

(9) 地震動に対する性能照査（詳細法）

- ① 重力式岸壁のレベル2地震動に対する耐震性能照査は、適切な地震応答解析あるいは実験により具体的に施設の変形量等を算定して行う。なお、レベル2地震動に関する偶発状態における変形量の標準的な限界値については、本編第5章1.4耐震強化施設のレベル2地震動に対する変形量の限界値の標準的な考え方を参照して、適切に設定することができる。

施設の変形等に対する性能照査手法は、大別すると、地震応答解析による方法と、振動台等による振動実験による方法の二種類がある。

(a) 地震応答解析による方法

地震応答解析は表-2.2.3のように分類できる。以下に、この分類にしたがって、各種の地震応答解析法を説明する。地震応答解析手法によっては、変形等の照査を行う目的には適さないものもあるため、下記の説明を踏まえて、目的に応じた解析手法を選択する必要がある。

表-2.2.3 地震応答解析の分類

|                    |                               |
|--------------------|-------------------------------|
| 解析法<br>(飽和地盤の取り扱い) | 有効応力解析法、全応力解析法<br>(固層及び液層、固層) |
| 計算対象領域(次元)         | 一次元、二次元、三次元                   |
| 一般的な計算モデル          | 重複反射モデル、質点モデル、有限要素モデル         |
| 材料特性               | 線形、等価線形、非線型                   |
| 計算領域               | 時間領域解析法、周波数領域解析法              |

1) 有効応力解析法と全応力解析法

液状化の予測・判定という観点や、土の変形挙動の予測という観点から見ると、地震応答解析は有効応力解析法に基づくものと全応力解析法に基づくものに分けることができる。特に、地震動作用時の港湾の施設の変形予測に際しては、地盤内の過剰間隙水圧の発生に伴う有効応

力の減少（その極端な状態が液状化である）を考慮する必要がある場合が多い。これは、有効応力の減少など土の応力状態の変化に伴い、土の応力-ひずみ関係や減衰特性などが変化し、地盤の変形特性や応答特性が変化するためである。有効応力解析法は地盤に発生する過剰間隙水圧を計算により直接求めることができる方法であるが、全応力解析法では過剰間隙水圧の変化が計算されない。このため、例えば地盤の地震応答の計算において、ある程度以上の過剰間隙水圧（条件にもよるが、過剰間隙水圧比で概ね0.5以上）が発生する場合には、全応力解析法による計算結果は実際の地震応答とかなり異なる可能性が大きい。

単なる地震応答計算であれば、簡便な全応力解析法を実務で用いることも多いが、液状化の発生が懸念されるような港湾の施設の変形照査においては、有効応力解析法を用いることが基本である。

(b) 日本港湾協会（2007）

第 11.4.3 図 有効応力解析について

### 7.3 地盤応答解析

#### 7.3.1 一般

地点依存の動的解析により、表層地盤の挙動を算定する際は、建設地点の土の動力学特性や地層構成などに基づき、動的解析により求めるものとする。ただし、詳細な検討を必要としない場合等は、簡易解析法により算定してもよい。

#### 7.3.3 動的解析による方法

##### 7.3.3.1 一般

動的解析による方法により表層地盤の挙動を算定する場合は、土の動力学特性および地盤を適切にモデル化した時刻歴非線形動的解析法によるのがよい。

##### 7.3.3.4 地盤の液状化の可能性のある場合

液状化の可能性のある地盤では、過剰間隙水圧の上昇に伴う有効応力の低下を考慮した有効応力解析による動的解析法を用いて表層地盤の挙動を評価するのがよい。

#### 【解説】

液状化の可能性のある地盤における地盤の動的解析手法は、基本的には有効応力法による時刻歴動的解析法を用いるのがよい。有効応力法では、地盤を土と水とに分けて考える。有効応力法に用いられる基礎

方程式は、土に関する釣合式、水に関する釣合式、および水の流入・流出と土骨格の体積変化の関係などを考慮している。

液状化は、過剰間隙水圧の上昇に伴い地盤の有効応力が減少し、地盤の剛性や強度が極端に低下する現象である。しかし、密度の大きい地盤では過剰間隙水圧が上昇して一時的に有効応力が減少してもサイクリックモビリティにより、地盤の剛性や強度が回復する。このように液状化は複雑な現象であり、これを表現するため、様々な地盤構成則が提案されている。それらには大きく分けて以下のタイプがある。

- 1) ひずみを弾性成分と塑性成分に分け、降伏、塑性化および硬化に関する三つの関数により、応力-ひずみ関係とダイレイタンスー関係を一体化して考慮する。
- 2) ひずみを弾性・塑性成分に分けず、せん断応力とせん断ひずみの関係を一つの数式で表現し、ダイレイタンスー特性は別途モデル化する<sup>例として1),2)</sup>。そのため、2)の方法は1)の方法に比べて理論的な厳密さに欠ける点があるが、必要なパラメータの設定方法が比較的容易であるなどの利点があり、適切に用いれば実務上十分な精度を有している。

上述したように、有効応力解析は地盤を土と水とに分けて考えるので、原理的には最も精度が高い解析法であるが、解析に用いられるパラメータの数が多く、その設定には精緻な地盤諸数値を必要とする。そのため、原位置でサンプリングした乱れの少ない試料を用いた詳細な室内土質試験を実施してパラメータを設定しなければ、解析手法と解析条件の精度のバランスに差が生じることもある。したがって、有効応力解析を実施して地盤の挙動を評価する際には、各パラメータが解析結果に与える感度を十分に勘案する必要がある。

#### 参考文献

- 1) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 2, pp. 1-15, 1992.
- 2) 福武毅芳・松岡元：任意方向繰返し単純せん断における応力・ひずみ関係，土木学会論文集，No. 463/III-22号，pp. 75-84, 1993.

(c) 鉄道総合技術研究所 (2012)  
第 11.4.3 図 有効応力解析について

Iai et.al(1992)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、有効応力解析プログラムFLIPを用いた解析を実施した。その結果、FLIPによる解析結果は、室内試験結果と良い対応を示したと報告している。

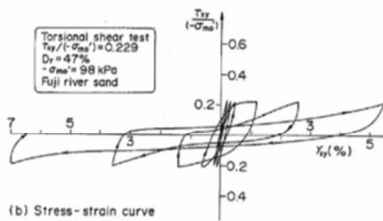
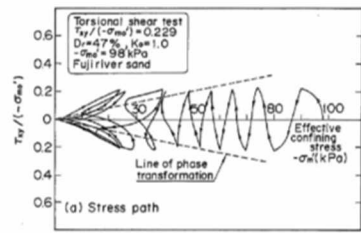


Fig. 1. Stress path and stress-strain curve for loose sand obtained from the cyclic torsion shear test (after Ishihara, 1985)

実験結果

ゆるい砂 (相対密度Dr=47%)

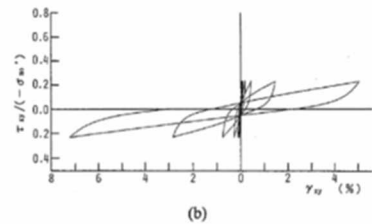
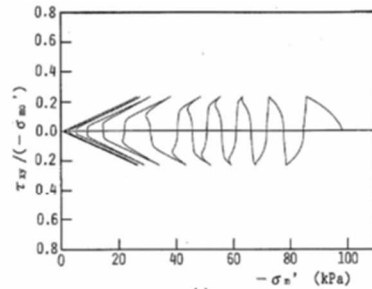


Fig. 9. Computed results of loose sand to be compared with the laboratory results in Fig. 1. (a) Stress path, (b) Stress strain curve

解析結果

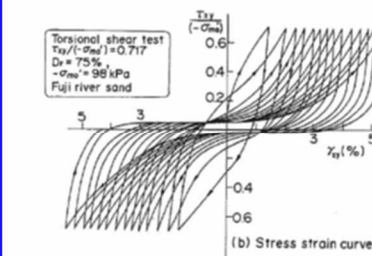
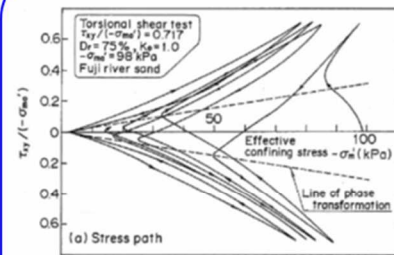


Fig. 2. Stress path and stress-strain curve for dense sand obtained from the cyclic torsion shear test (after Ishihara, 1985)

実験結果

密な砂 (相対密度Dr=75%)

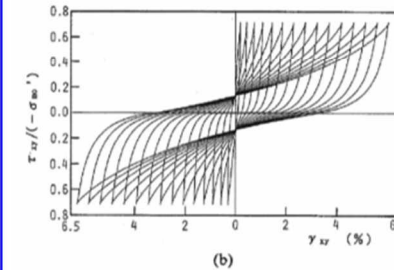
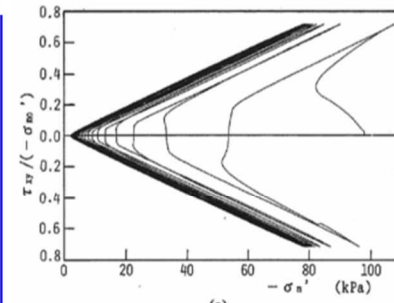


Fig. 10. Computed results of dense sand to be compared with the laboratory results in Fig. 2. (a) Stress path, (b) Stress strain curve

解析結果

(d)Iai et.al(1992)

第 11.4.3 図 有効応力解析について

Iai et.al(1995)は、有効応力解析プログラムFLIPを用いて、1993年釧路沖地震のシミュレーション解析を実施した。本検討では、密な地盤に対して液状化パラメータを設定している。FLIPによる地表面加速度は、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。

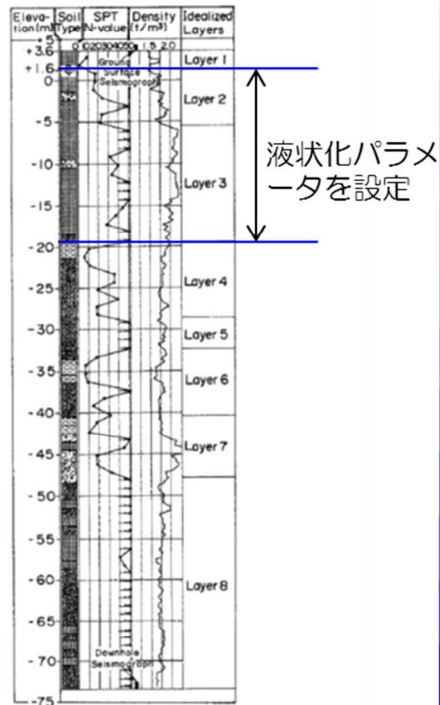


Fig. 21. Idealized soil layers for response analysis  
解析モデル

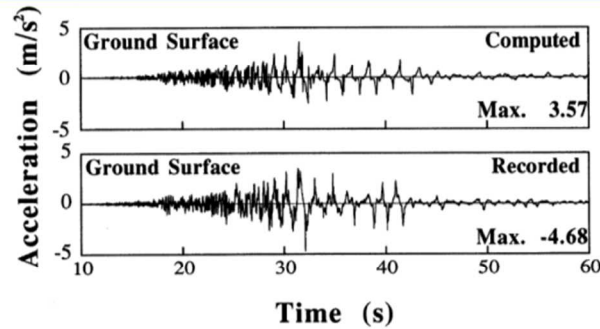


Fig. 24. Recorded and computed accelerations at the ground surface

地表面加速度の比較（上段：解析値，下段：観測値）

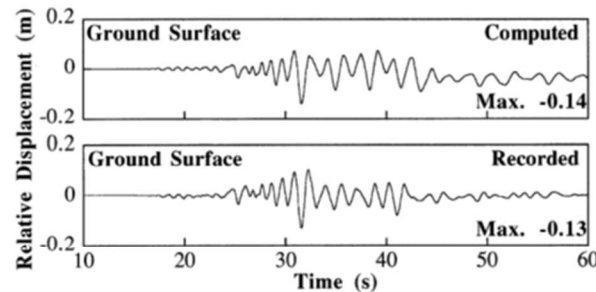


Fig. 25. Recorded and computed displacements at the ground surface relative to the base at a depth of 77 meters

地表面変位の比較（上段：解析値，下段：観測値）

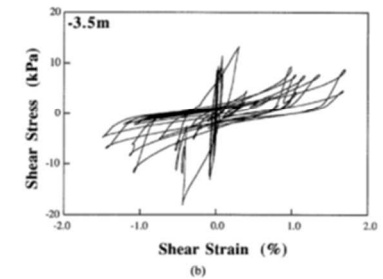
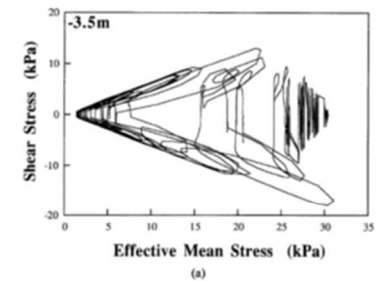


Fig. 26. Computed stress path and stress-strain relation at a depth of 3.5 meters in Layer 2; (a) stress paths and (b) stress strain relation

解析値の一例

（上段：有効応力経路，下段：せん断応力-せん断ひずみ関係）

(e)Iai et.al(1992)

第 11.4.3 図 有効応力解析について

## 11.5 新潟県中越沖地震の地盤変状

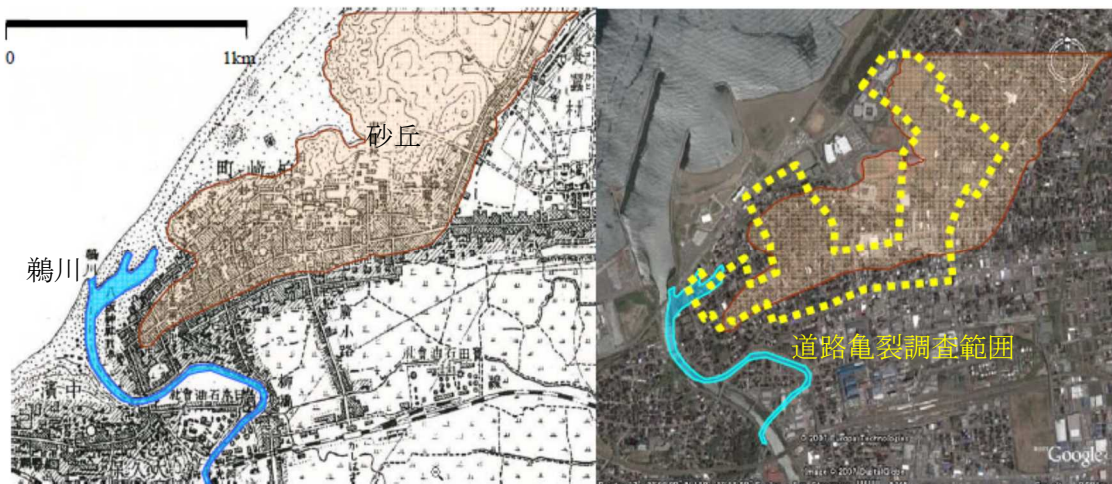
### (1) 敷地周辺の被災状況

2007年7月16日に発生した新潟県中越沖地震の被災状況について、土木学会は調査団を派遣し、報告書「2007年新潟県中越沖地震の被害とその特徴」をまとめている。以下にその概要を示す。

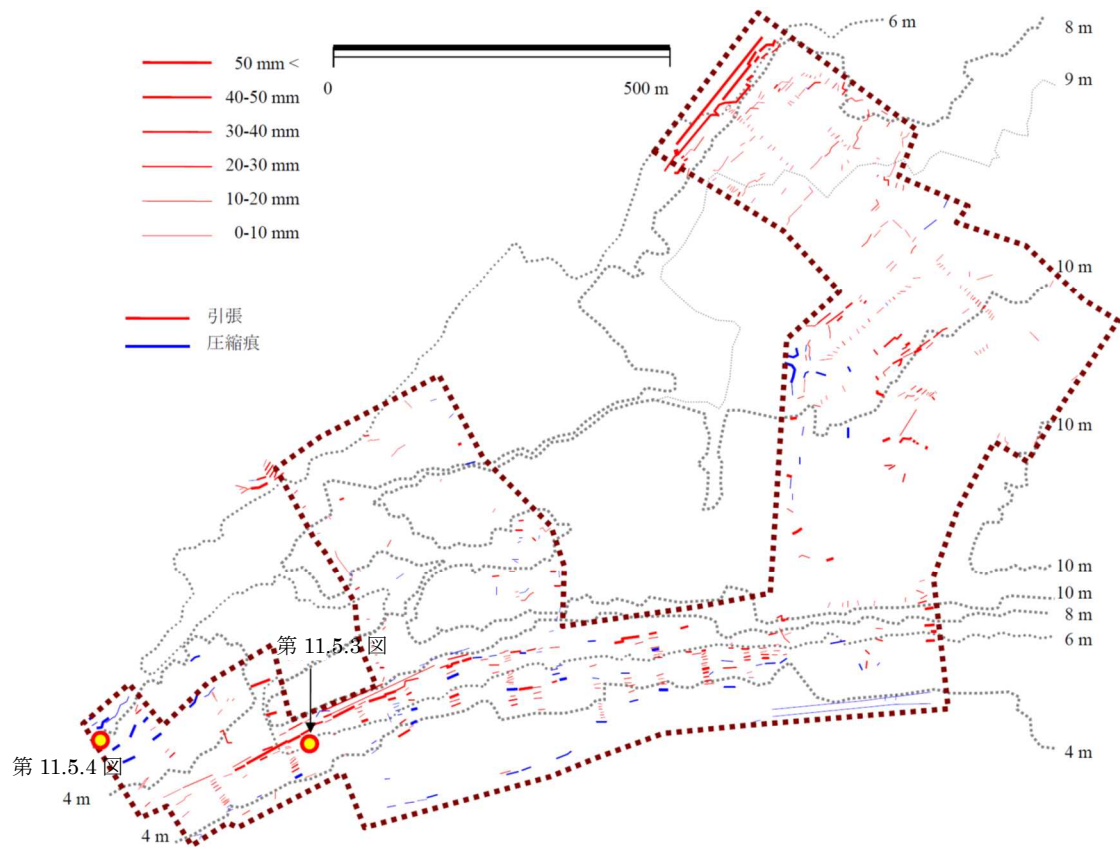
第11.5.1図は、2007年の柏崎とその周辺の衛星写真と1912年（明治45年）当時の地形図とを比較したものである。1912年の地形図には日本海側に連続する砂丘が示されている。当該部分において道路亀裂調査を実施（第11.5.2~4図）しており、一般に道路の亀裂の密度は道路幅や舗装厚さの影響を受け必ずしも下位の地盤の変状を直接表すものではないが、亀裂の大きさや密度が大きい部分で地盤変状が顕著であることが推測できるとし、これらの亀裂は砂丘斜面が低い部分に向かってわずかながら移動したことを示す痕跡と捉えられると考察している。

第11.5.5図は柏崎市の北東部の鯖石川下流の1912年と2007年の状況を比較したものである。かつての鯖石川は下流部に向かって次第にその周期を長くするような蛇行が発達しており、この旧河道に沿って地盤変状と被害（例えば、旧三日月湖跡の道路被害（第11.5.6図）など）が目立っているとしている。

第11.5.8図は、柏崎市と刈羽村を中心に、液状化によって宅地の被害が集中した地区を示したものである。鯖石川氾濫原と旧河道及び荒浜新砂丘後背地で液状化が著しかった。この地域は1964年の新潟地震でも液状化の被害を蒙り、2004年新潟県中越地震によっても深刻な被害を受けた家屋が多かったとしている。



第11.5.1図 1912年頃の柏崎（左）と2007年の柏崎（右）  
（土木学会（2010）に一部加筆）



第 11.5.2 図 柏崎市街地の舗装道路に現れた亀裂  
(土木学会 (2010) に一部加筆)

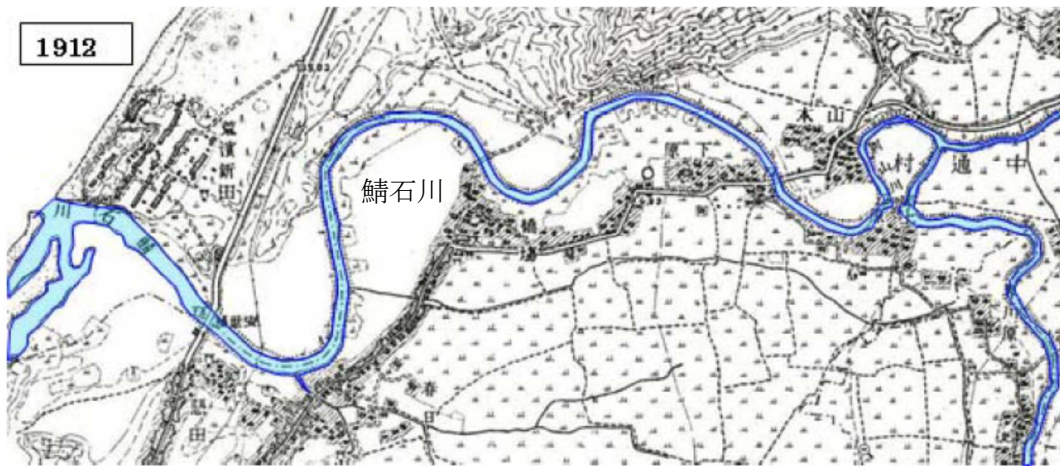


第 11.5.3 図 砂丘肩部分に現れた亀裂開口  
(土木学会 (2010) に一部修正)



第 11.5.4 図 砂丘麓部分の圧縮痕  
(土木学会 (2010) に一部修正)





第 11.5.5 図 鯖石川下流部分の 1912 年（上）と 2007（下）の状況  
（土木学会（2010）に一部加筆）



第 11.5.6 図 旧日月湖跡の道路被害  
（土木学会（2010））



第 11.5.7 図 河道沿いの道路被害  
（土木学会（2010））

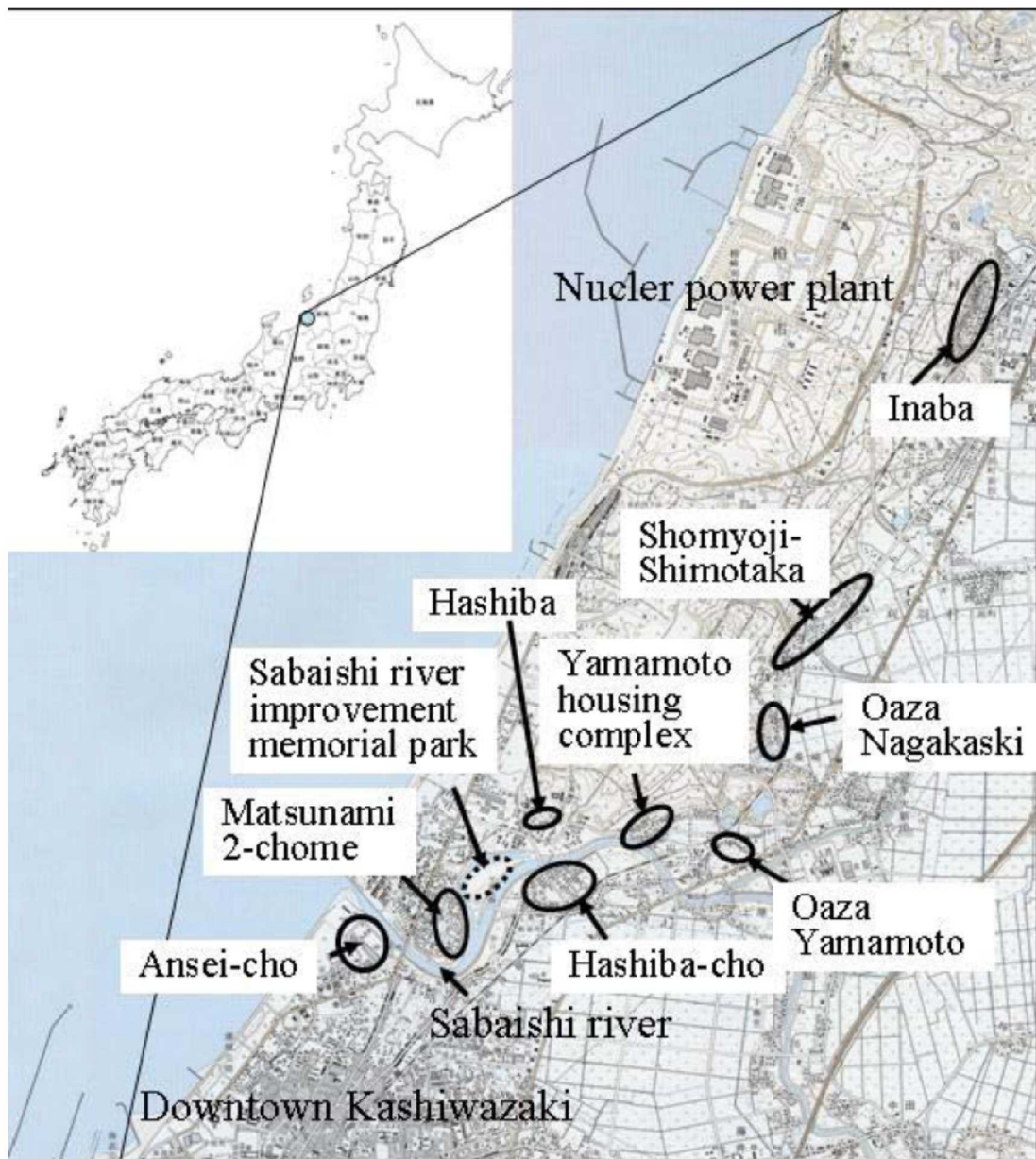


図 11.5.8 図 液状化被害が集中した主な住宅地域  
(土木学会 (2010))

## (2) 敷地内の地盤変状

2007年7月16日に発生した新潟県中越沖地震における敷地内の地盤変状について、地震前後に撮影された航空写真測量データに基づき作成した図のうち、第11.5.9図および第11.5.10図に地盤鉛直変動、第11.5.11図および第11.5.12図に亀裂・噴砂位置を示す。亀裂および噴砂が発生している状況を拡大した航空写真の一例を、第11.5.13図に示す。

### a) 地盤鉛直変動

荒浜側における特徴的な地盤変状としては、1号炉海水機器建屋近傍で最大で約1.6mの沈下が確認されている。海側エリアにおいては、3m盤と5m盤の段差位置におけるブロック積み擁壁の損傷によって顕著な沈下が確認されている。

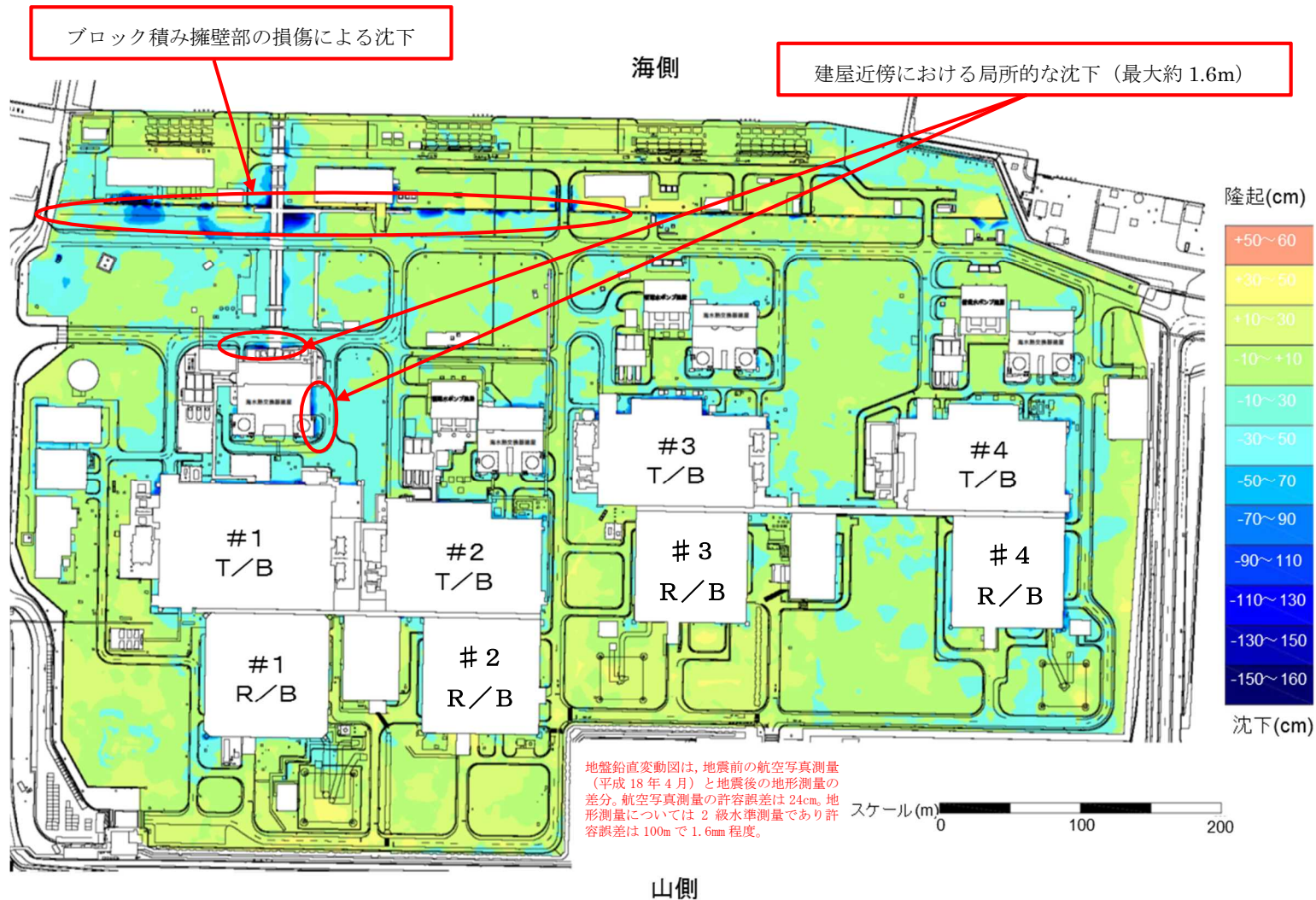
大湊側における特徴的な地盤変状としては、5号炉海水熱交換機器建屋近傍で最大約1.0mの沈下が確認されている。6号および7号炉の原子炉建屋およびタービン建屋周囲の地下部分は連続地中壁で囲まれており、荒浜側のような埋戻土が無いため、これらの建屋周辺地盤では顕著な沈下はなかった。海側エリアにおいては、荒浜側ほどの顕著な沈下はなかった。

建屋近傍や段差箇所などの局所的な沈下を除けば、沈下量は荒浜側、大湊側ともに最大で0.3～0.5m程度であった。

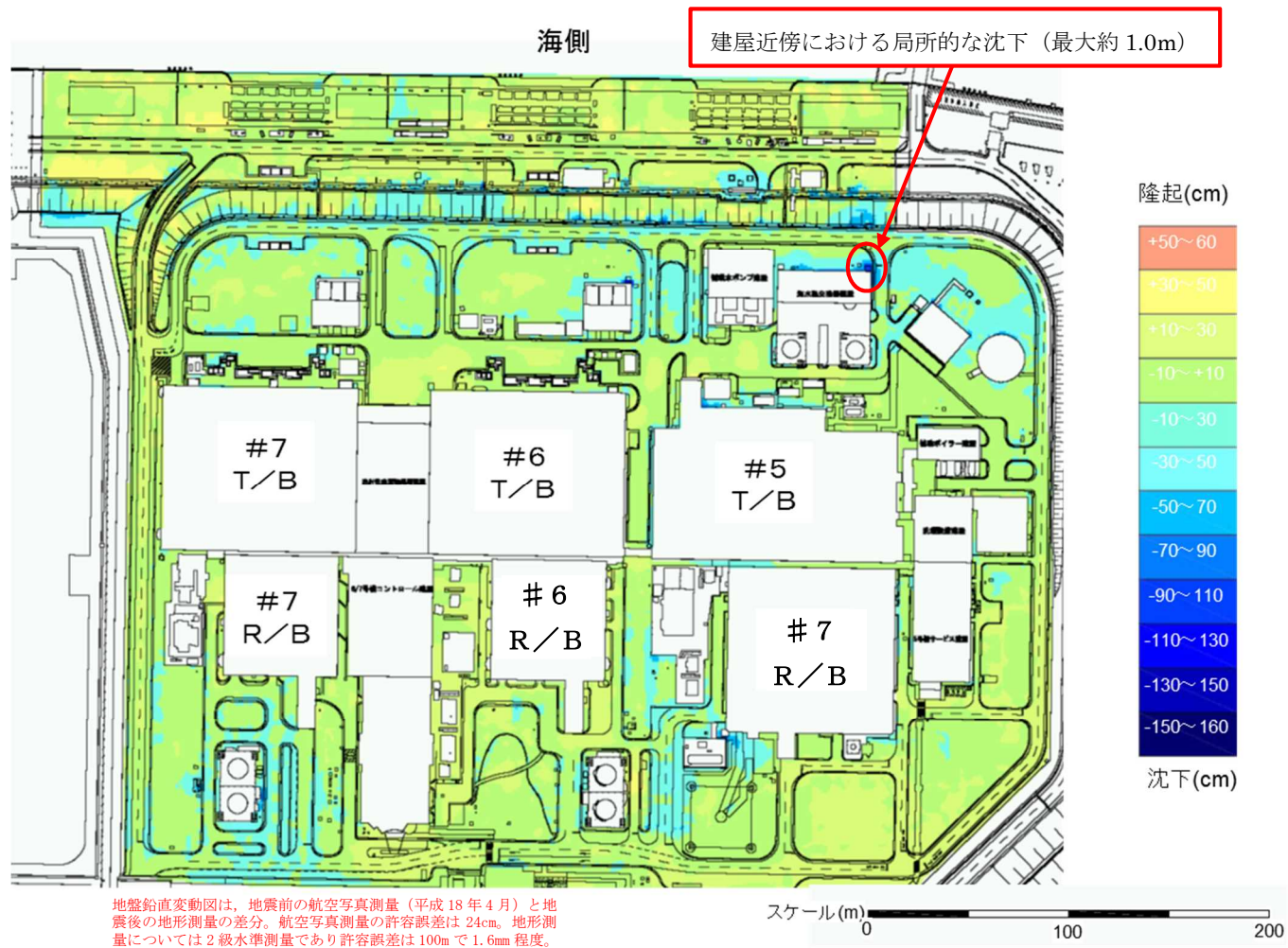
### b) 亀裂・噴砂

噴砂は荒浜側では海側エリアに多くが確認されており、大湊側では敷地山側の駐車場付近に確認されている。海側エリアでは護岸のはらみ出しが確認されており、地下水位以下にある飽和した埋戻土層の液状化に起因するものと考えられる。

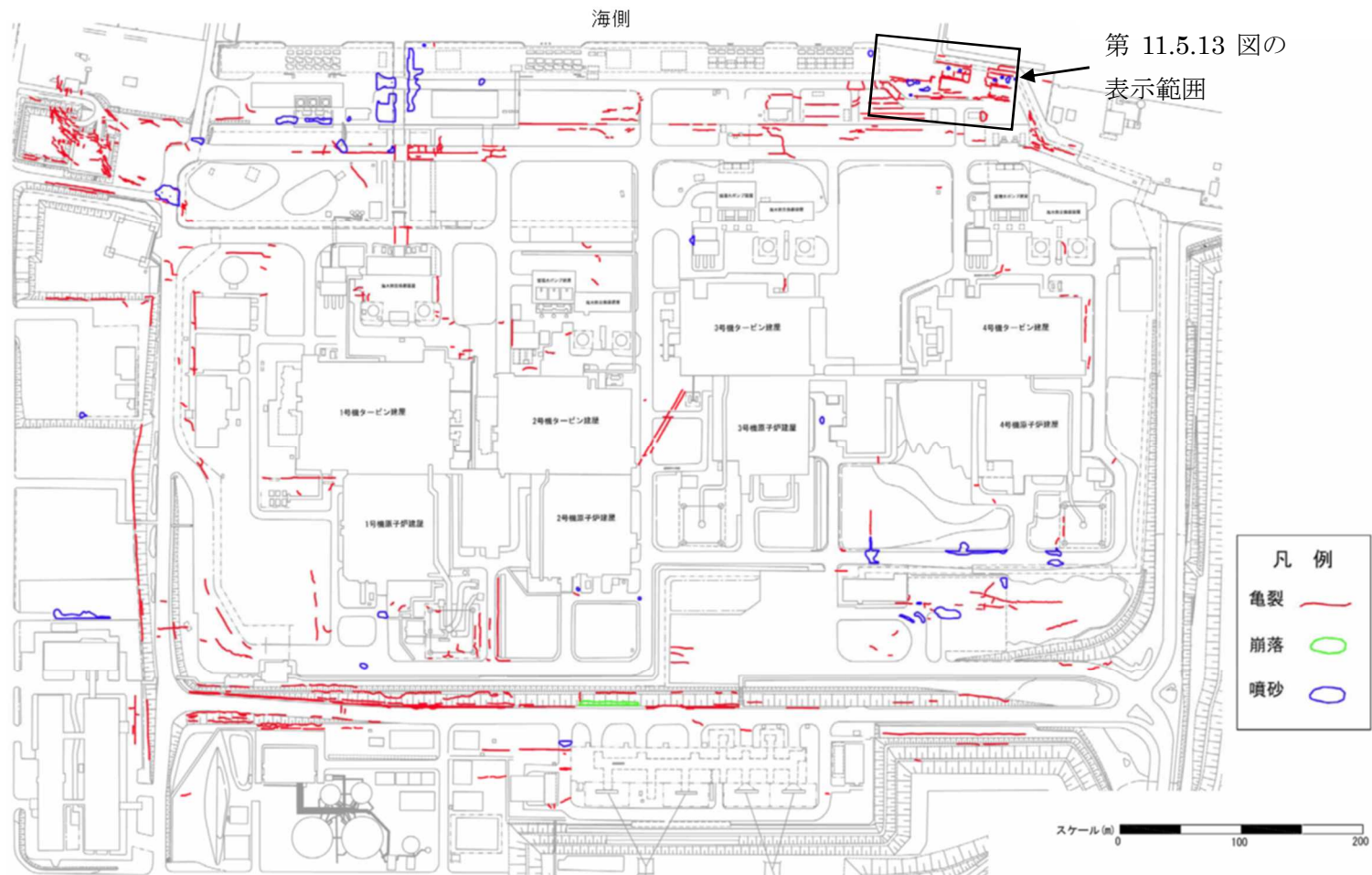
地表面に発生した亀裂の多くは直線状であり、地中埋設物の存在による埋戻土の相対沈下や法面の変状の影響であると考えられる。



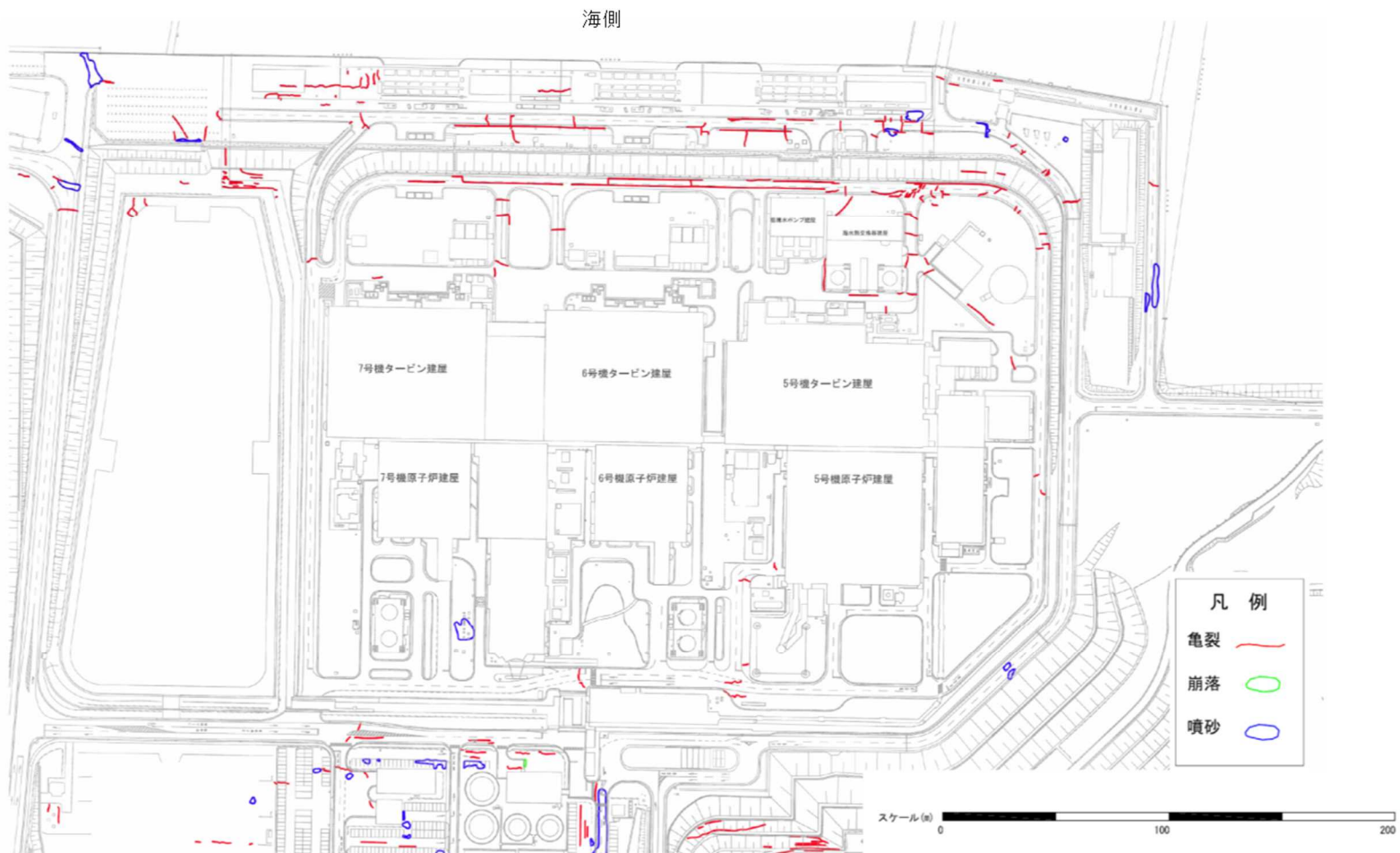
第 11.5.9 図 新潟県中越沖地震における敷地内の地盤鉛直変動 (a) 荒浜側  
 (耐震・構造設計小委員会 地震・津波, 地質・地盤合同 WG (第 4 回) (2008) に一部加筆)



第 11.5.10 図 新潟県中越沖地震における敷地内の地盤鉛直変動図 (b)大湊側  
 (耐震・構造設計小委員会 地震・津波, 地質・地盤合同 WG (第 4 回) (2008) に一部加筆)



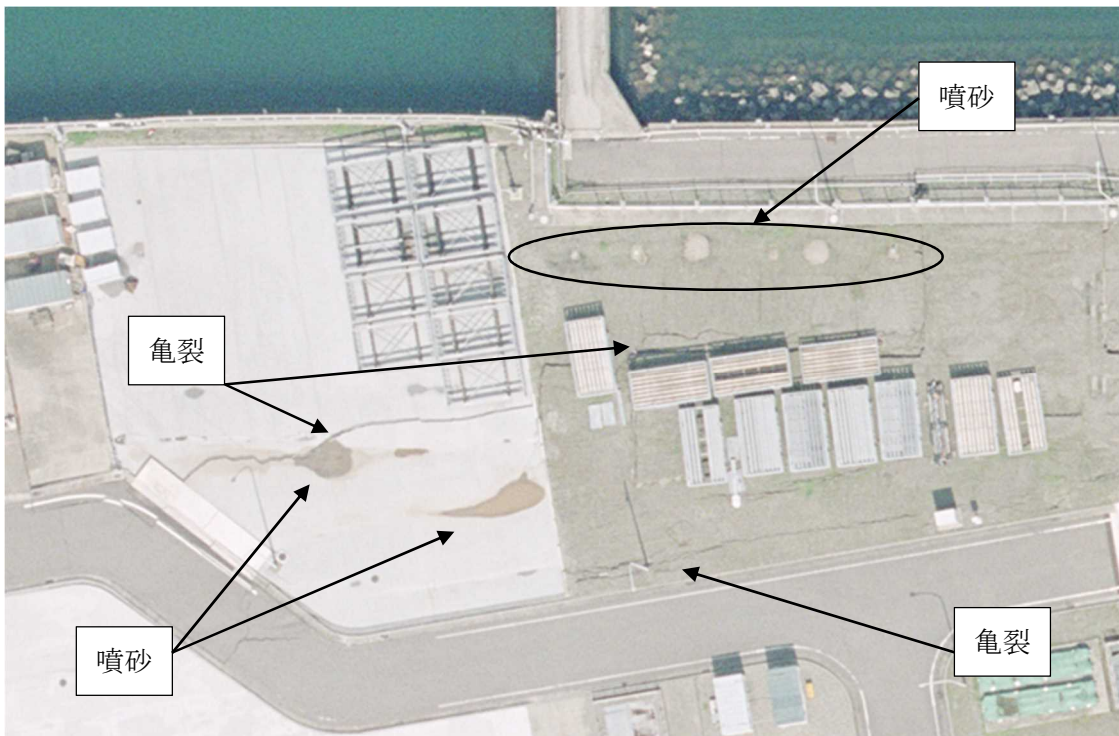
第 11.5.11 図 新潟県中越沖地震における敷地内の亀裂・噴砂位置 (a)荒浜側  
 (耐震・構造設計小委員会 地震・津波, 地質・地盤合同 WG (第 3 回) (2007))



第 11.5.12 図 新潟県中越沖地震における敷地内の亀裂・噴砂位置 (b)大湊側  
 (耐震・構造設計小委員会 地震・津波, 地質・地盤合同 WG (第 3 回) (2007))



(a) 新潟県中越地震前（平成 18 年撮影）



(b) 新潟県中越地震後（平成 19 年撮影）

第 11.5.13 図 新潟県中越沖地震における敷地内の亀裂および噴砂の状況  
 (耐震・構造設計小委員会 地震・津波, 地質・地盤合同 WG (第 3 回) (2007))



(3) 参考文献

- 1) 小長井ほか：2007年新潟県中越沖地震の被害とその特徴，2010 土木学会地震被害調査小委員会，2006年～2010年に発生した国内外の地震被害報告書，2010
- 2) 東京電力（株）：新潟県中越沖地震に対する柏崎刈羽原子力発電所の耐震安全性の検討状況について，経済産業省総合資源エネルギー調査会 原子力安全・保安部会耐震・構造設計小委員会 地震・津波，地質・地盤合同WG，第3回会合配布資料（合同 W3-1），pp7-9，2007.12.25
- 3) 東京電力（株）：新潟県中越沖地震に対する柏崎刈羽原子力発電所の耐震安全性の検討状況について，経済産業省総合資源エネルギー調査会 原子力安全・保安部会耐震・構造設計小委員会 地震・津波，地質・地盤合同WG，第4回会合配布資料（合同 W4-1-1），pp10-11，2008.2.15