

(参考資料 1) 掘削による設計揚圧力及び設計地下水位への影響確認について

1. 概要

建物・構築物については、揚圧力の低減を目的として地下水位低下設備（新設）に期待しており、安全対策工事に伴う掘削箇所の掘削下端レベルに対してドレーンの設置位置が十分低いこと、また、の屋外重要土木構造物等の設計地下水位は、保守的に地表面に設定していることから、掘削による設計揚圧力へ及び設計地下水位への影響は軽微と考えられるが、当該掘削箇所を考慮した予測解析モデルにより浸透流解析を実施し、影響確認を行う。

安全対策工事に伴う掘削範囲の平面図を図 1-1 に示す。

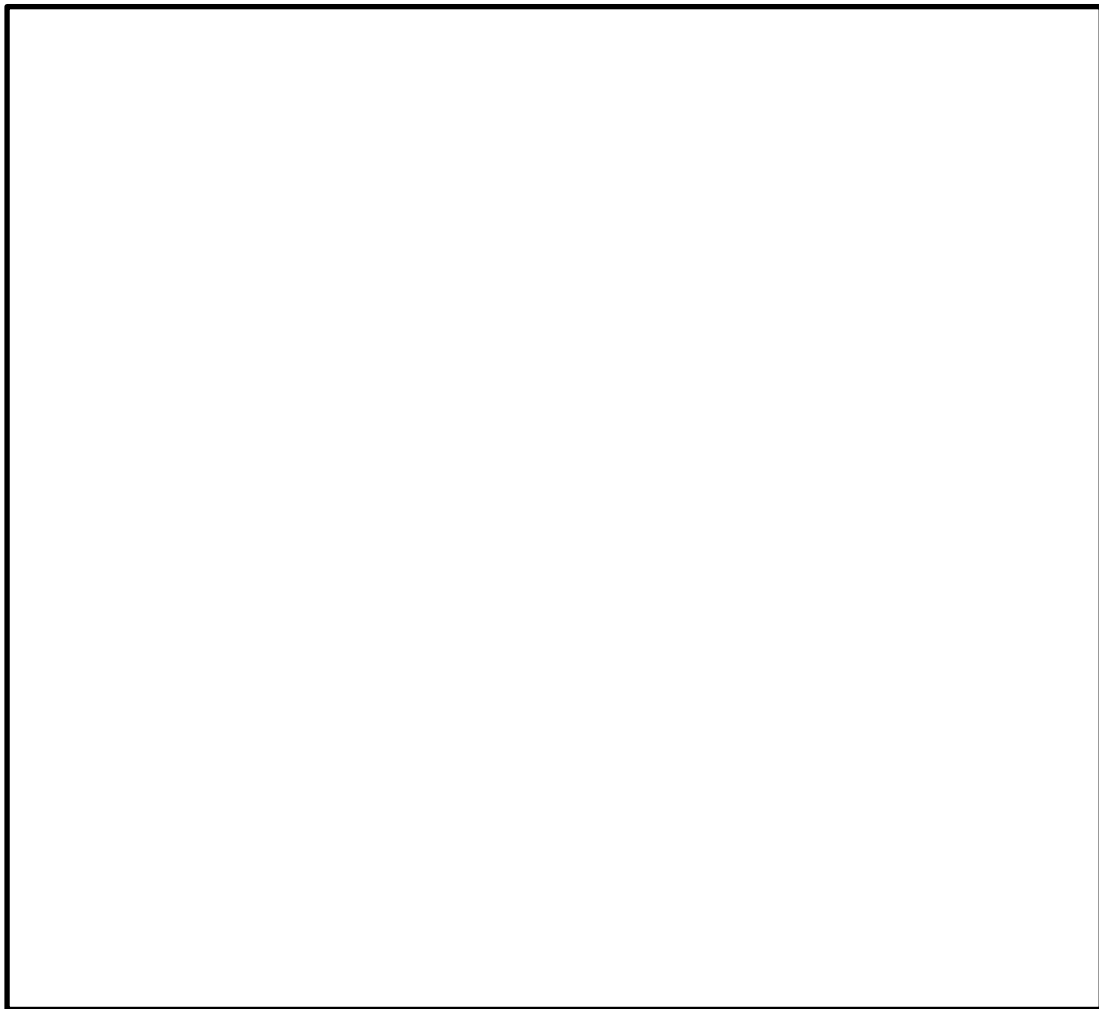


図 1-1 掘削範囲平面図

2. 影響確認

2.1 確認方法

安全対策工事に伴う掘削箇所を考慮した3次元浸透流解析を実施し、その結果が、掘削前の3次元浸透流解析結果を踏まえて設定した設計揚圧力及び設計地下水位を超えないことを確認する。

また、「補足-020-02 可搬型重大事故対処設備保管場所及びアクセスルートに係る補足説明資料」及び「補足-023-17 基礎地盤及び周辺斜面の安定性について」に示す、斜面のすべり安定性評価において設定している地下水位が、掘削箇所を考慮した3次元浸透流解析を踏まえても保守的な設定であることを確認する。

2.2 予測解析モデルからの変更内容

掘削を考慮した予測解析モデルは、本文「表 3.3-4 浸透流解析の目的別の評価モデルと主な解析条件」に示す予測解析の解析条件から、以下の内容を変更する。

(1) 掘削範囲の反映

掘削範囲の反映にあたっては、地形としてモデル化するのではなく、掘削範囲の透水係数を、著しく高い値として $1.7 \times 10^2 \text{cm/s}$ （埋戻土の透水係数の1000倍相当）を設定する。これにより、掘削箇所の地下水位を掘削箇所周辺の地下水位と一様とすることができる。

掘削範囲のモデル化イメージを、図 2-1 に示す。

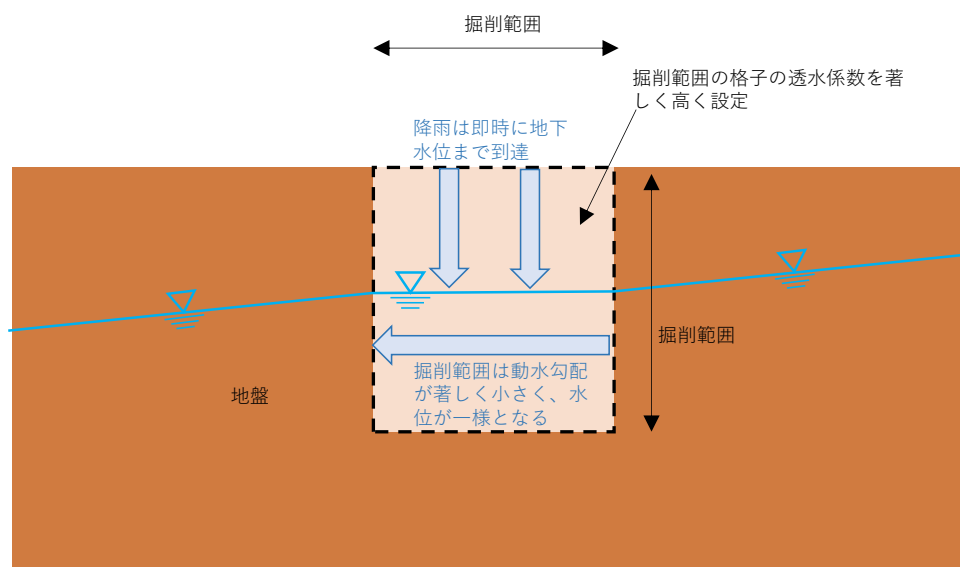


図 2-1 掘削範囲を透水係数でモデル化した場合の地下水イメージ図

(2) 改良地盤等

掘削に対する追加対策として実施する改良地盤及び埋戻コンクリートは、掘削箇所近傍の地下水の流動場に影響を与える可能性があることから、当該範囲を本文「表 3.3-7 透水係数の設定値及び設定根拠」に示す構造物及び改良地盤の透水係数 ($1.0 \times 10^{-5} \text{cm/s}$) を設定する。

(3) 暗渠排水管及び集水管

図 2-2 に改良地盤、埋戻コンクリート、暗渠排水管及び集水管の範囲を示す。

の改良地盤の施工により、地下水の流れが阻害されることから、暗渠排水管①及び暗渠排水管②を設置する。暗渠排水管①は改良地盤に、暗渠排水管②は岩盤に囲まれることから、管路としてモデル化する。

また、埋戻コンクリートの施工により、集水管は岩盤、埋戻コンクリート及び構造物に囲まれることから、管路としてモデル化する。

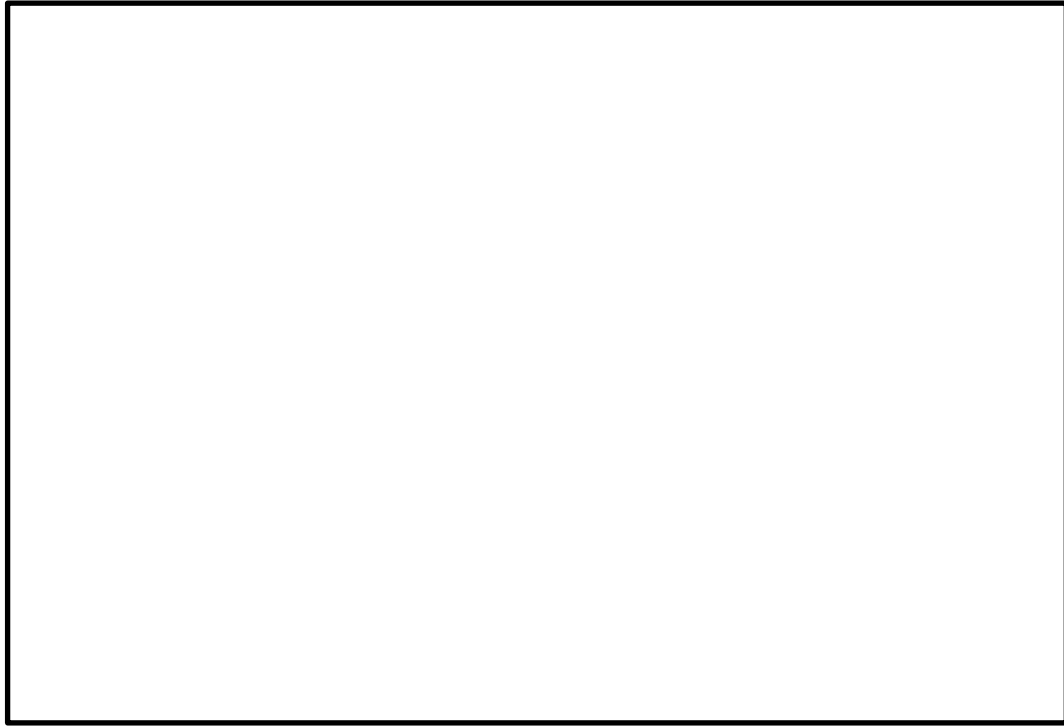


図 2-2 改良地盤，埋戻コンクリート，暗渠排水管及び集水管位置図

掘削箇所を考慮した予測解析モデルの主な変更内容を表 2-1 に示す。

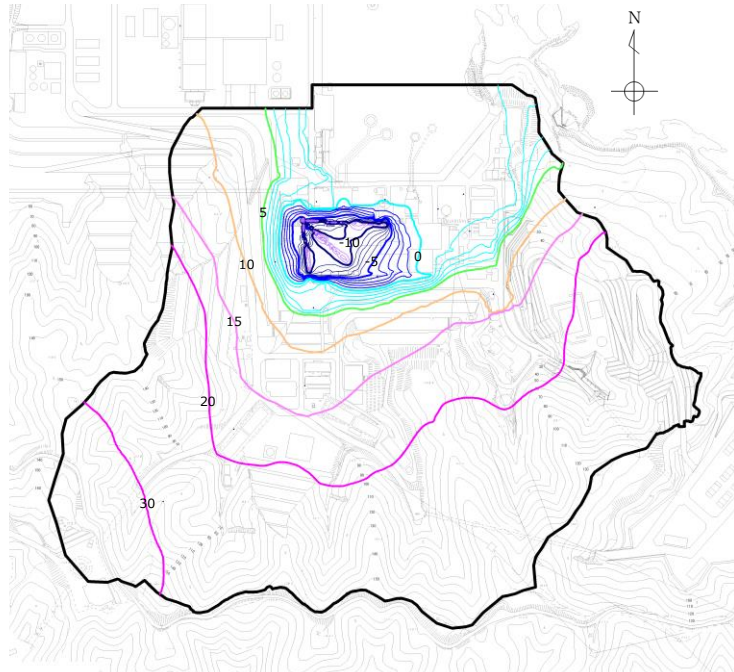
表 2-1 予測解析モデルの主な変更内容

項目	変更条件	モデル化の考え方
掘削範囲	掘削範囲の透水係数を $1.7 \times 10^2 \text{cm/s}$ とする	掘削箇所の地下水位を掘削 箇所周辺の地下水位と同様 とすることができる
改良地盤及び埋戻 コンクリート範囲	施工範囲の透水係数を $1.0 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ とする	掘削前の構造物及び改良地 盤の透水係数と同様とする
掘削箇所近傍の 暗渠排水管 及び集水管	管路としてモデル化	暗渠排水管及び集水管は、 岩盤、埋戻コンクリート、 改良地盤、構造物に囲まれ る

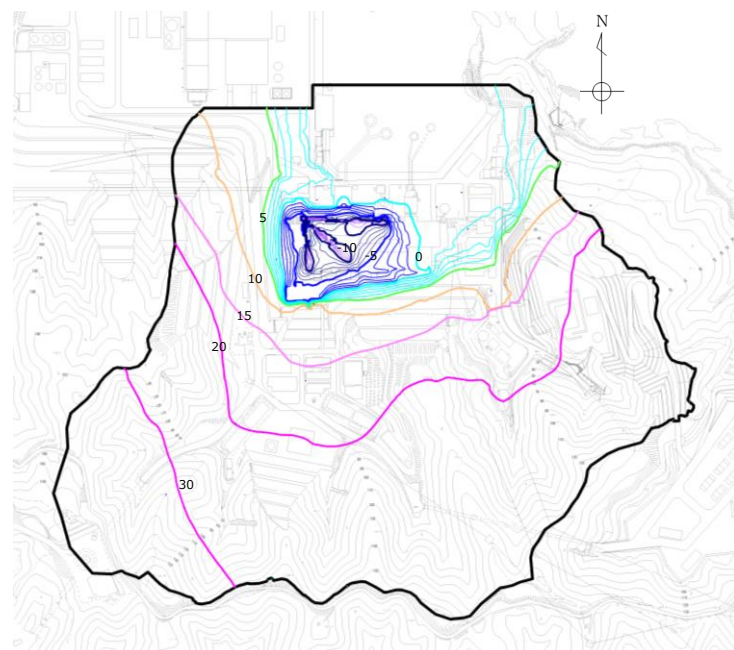
3. 解析結果

3.1 建物・構築物の設計揚圧力の設定に参照する地下水位分布の比較結果

地下水位低下設備の効果が及ぶ範囲（EL 8.5m 盤及び EL 15.0m 盤）に位置する建物・構築物の設計揚圧力の設定において参照する地下水位分布について、掘削前後の地下水分布を、図 3-1 に示す。



(掘削前)

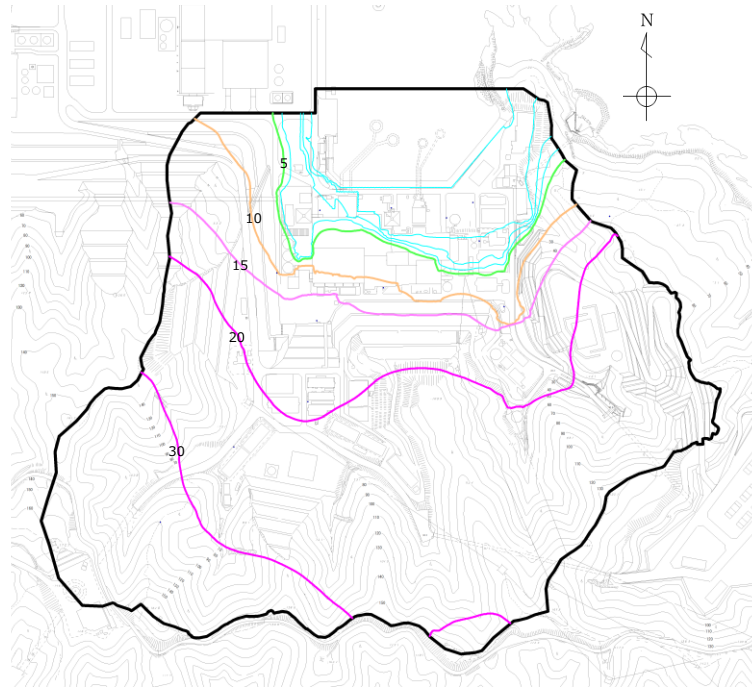


(掘削後)

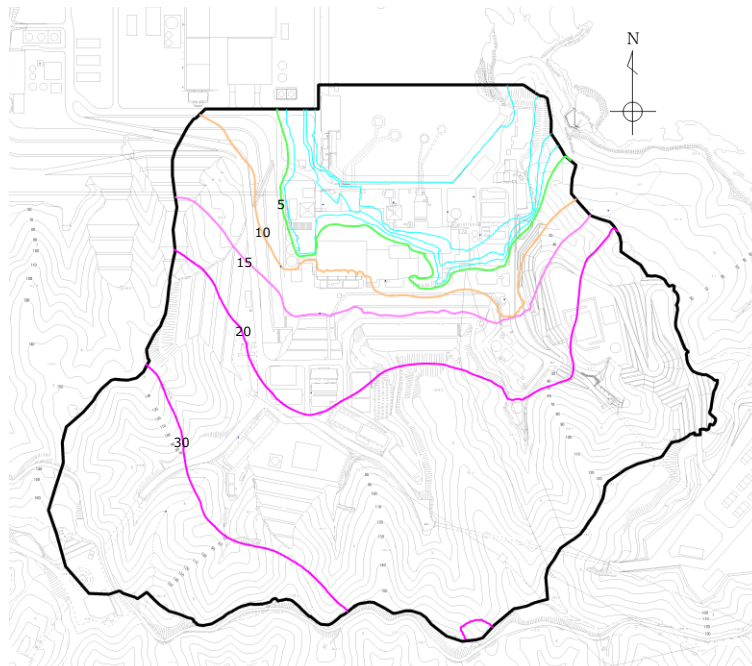
図 3-1 建物・構築物の設計揚圧力の設定において参照する地下水位分布の掘削前後比較

3.2 屋外重要土木構造物等の設計地下水位の設定において参照する地下水位分布の比較結果

屋外重要土木構造物等及び の設計地下水位の設定において参照する地下水位（自然水位）分布について、掘削前後の地下水分布を、図 3-2 に示す。



(掘削前)



(掘削後)

図 3-2 屋外重要土木構造物等の設計地下水位の設定において参照する地下水位分布の掘削前後比較

4. 設計揚圧力及び地下水位の設定への影響

4.1 建物・構築物の耐震評価における設計揚圧力への影響

地下水位低下設備（新設）の効果に期待する建物・構築物について、表 4-1 に、掘削前後の予測解析により得られた揚圧力、地下水位及び耐震評価における設計揚圧力を示す。掘削後の地下水位は、掘削前と比較して同程度であった。

掘削後の予測解析結果は、耐震評価における設計揚圧力以下であり、掘削による設計揚圧力への影響はないことを確認した。

表 4-1 掘削前後の予測解析結果及び設計揚圧力

施設名称 (基礎底面 高さ)	予測解析結果*1		設計 揚圧力*2	設計地下 水位*2*3	備考
	(掘削前) 〔上段：揚圧力〕 〔下段：地下水位〕	(掘削後) 〔上段：揚圧力〕 〔下段：地下水位〕			
原子炉 建物 (EL-4.7m)	0.0t/m ²	0.0t/m ²	0.8t/m ² (7.8kN/m ²)	EL-3.9m	建設時の 工事計画 認可時か らの変更 なし
	EL-9.9m	EL-9.3m			
タービン 建物 (EL 0.0m)	0.0t/m ²	0.0t/m ²	2.0t/m ² (19.6kN/m ²)	EL 2.0m	
	EL-7.0m	EL-7.0m			
廃棄物処理 建物 (EL 0.0m)	0.0t/m ²	0.0t/m ²	2.0t/m ² (19.6kN/m ²)	EL 2.0m	
	EL-5.5m	EL-5.2m			
制御室 建物 (EL 0.1m)	0.0t/m ²	0.0t/m ²	0.0t/m ² (0.0kN/m ²)	EL 0.1m	
	EL-3.9m	EL-3.8m			
排気筒 (EL 2.0m)	0.0t/m ²	0.0t/m ²	0.0t/m ² (0.0kN/m ²)	EL 2.0m	
	EL-1.0m	EL-1.2m			

注記*1：建物底面に作用する平均揚圧力又は平均地下水位

*2：耐震設計上の設計揚圧力及び設計地下水位

*3：基礎底面高さをもとに設計揚圧力から求めた設計地下水位を示す。

なお、基礎底面以深となる場合は基礎底面レベルに設定する。

注：屋外配管ダクト（排気筒）については、排気筒の基礎上に設置されることから、排気筒の設計地下水位（EL 2.0m）を用いる。

4.2 屋外重要土木構築物等の耐震評価における設計地下水位への影響

(1) 屋外重要土木構築物等の耐震評価における設計地下水位への影響

屋外重要土木構築物等について、表 4-2 に、掘削前後の予測解析により得られた解析水位（自然水位）及び設計地下水位に示す。

掘削後の地下水位は掘削前と比較して同程度であった。掘削後の予測解析結果は設計地下水位を下回っており、掘削による設計地下水位への影響はないことを確認した。

表 4-2 屋外重要土木構造物等における掘削前後の予測解析結果及び設計地下水位

施設名称	予測解析による地下水位 (掘削前) (EL m)	予測解析による地下水位 (掘削後) (EL m)	設計地下水位 (EL m)	備考
取水槽	0.58～3.8	0.58～3.8	4.5	
屋外配管ダクト（タービン建物～排気筒）	2.7～3.6	2.7～3.6	4.9	
屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）	2.9～3.8	2.8～4.1	5.2	
B-ディーゼル燃料貯蔵タンク格納槽	3.9～15.0	3.9～14.7	15.0	地表面
屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）	5.8～14.9	3.9～13.3	15.0	地表面
防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	0.58～4.5	0.58～4.4	5.5	
1号機取水槽流路縮小工	0.58～1.6	0.58～1.7	3.0	
第1ベントフィルタ格納槽	9.4～15.0	5.7～15.0	15.0	地表面
低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽	9.4～15.0	5.7～15.0	15.0	地表面
緊急時対策所	22.4～23.8	22.2～23.7	—*1	
緊急時対策所用燃料地下タンク	22.1～22.6	22.0～22.5	—*1	
ガスタービン発電機建物	22.0～24.9	21.9～24.7	—*2	
ガスタービン発電機用軽油タンク基礎	23.6～24.7	23.5～24.5	—*2	
屋外配管ダクト（ガスタービン発電機用軽油タンク～ガスタービン発電機）	22.1～24.2	22.0～24.1	—*2	
サイトバンカ建物（増築部含む）	1.1～1.9	1.0～1.8	—*3	
地下水位低下設備	3.7～8.5	3.8～8.5	8.5	地表面

注記*1：地下水位が施設設置地盤（EL 50.0m 盤）より十分低い。

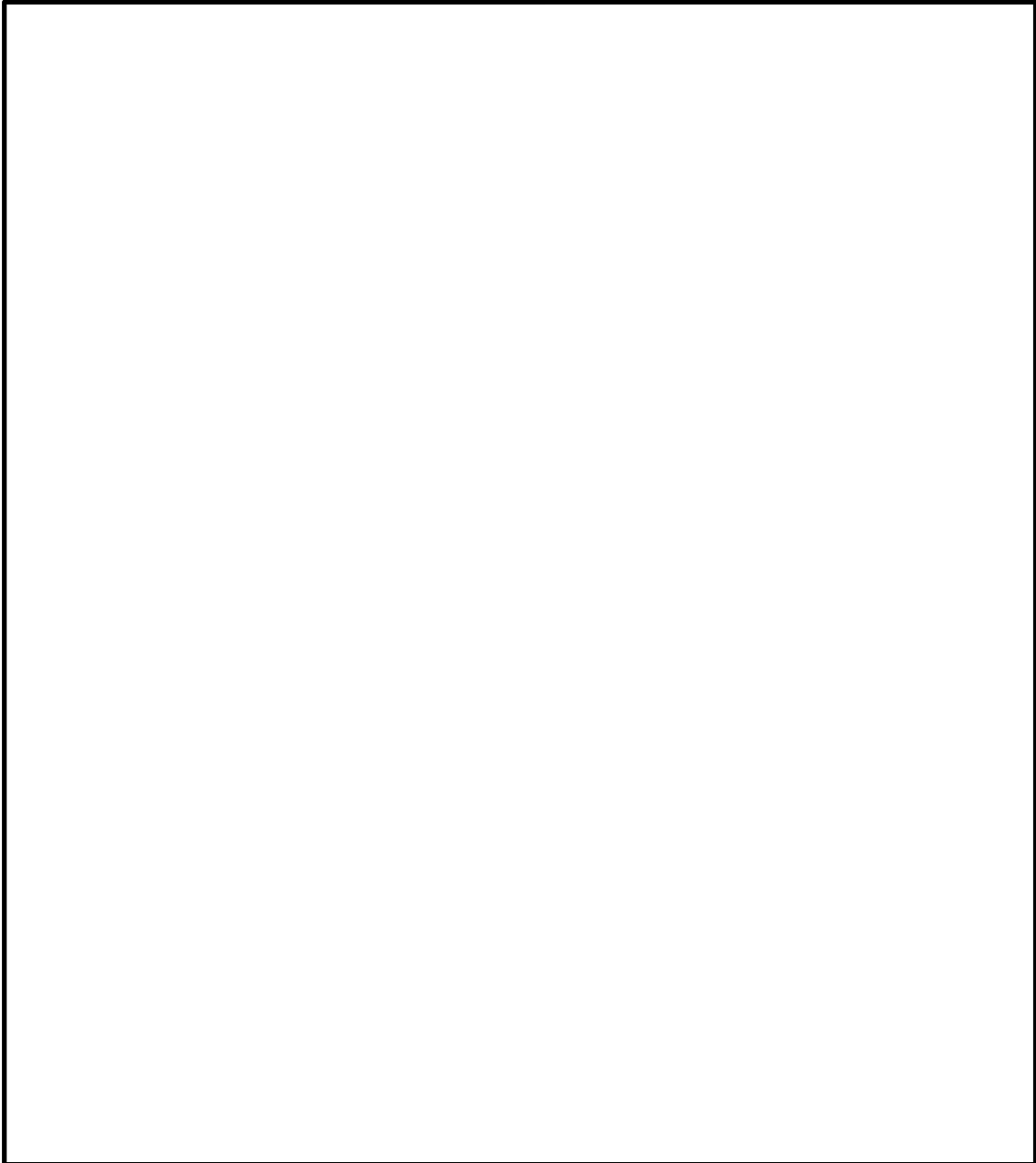
*2：地下水位が施設設置地盤（EL 44.0m 盤）より十分低い。

*3：地下水位が建物基礎底面レベル（EL 7.3m）より十分低い。

- (2) []のすべり安定性評価における設計地下水位への影響
「補足-020-02 可搬型重大事故対処設備保管場所及びアクセスルートに係る補足説明資料」及び「補足-023-17 基礎地盤及び周辺斜面の安定性について」に示す []のすべり安定性評価において設定した地下水位及び3次元浸透流解析による解析水位（自然水位）について、掘削前後の比較を図4-1に示す。

掘削前の検討用地下水位は、2次元浸透流解析と3次元浸透流解析による地下水位を比較し、保守的となる2次元浸透流解析による地下水位を設定している。2次元浸透流解析については、法尻部及び法肩部の地表面に水頭固定境界を設定しており、この範囲に掘削範囲及び改良地盤が位置していることから、掘削前後で2次元浸透流解析の結果は同じとなるため、掘削後の地下水位は掘削前の地下水位を設定している。

掘削後のすべり安定性評価において設定した地下水位は、3次元浸透流解析による地下水位を上回っており、掘削箇所を考慮した3次元浸透流解析を踏まえても保守的な設定であることを確認した。



(掘削後)

図 4-1 2次元浸透流解析による検討用地下水位及び3次元浸透流解析による
解析水位(自然水位)の掘削前後比較

(参考資料 2-1) 浸透流解析に用いる透水係数について

1. 概要

浸透流解析に用いる透水係数等の解析用物性値については、再現解析により検証を行った期間において、解析水位と観測水位が整合的であることを確認し、その妥当性を確認している。

本資料では、透水係数の設定方法について示す。

2. 透水係数の設定

2.1 透水係数の設定方法

2.1.1 岩盤の透水係数

(1) C_H級, C_M級, C_L級岩盤

a. 試験方法

建設時工認では、原子炉建物直下に分布する頁岩・凝灰岩（上層部）及び頁岩・凝灰岩（下層部）の2種類において、図2-1に示す地盤工学会基準の現場透水試験（ルジオン試験）に基づき透水係数を設定していた。

今回、3次元浸透流解析を行うにあたり、解析の精度向上を目的として、図2-2のとおり敷地の岩級に合わせて透水係数を設定する。解析モデル範囲の代表的な岩級区分として、図2-3に2号機原子炉建物南北断面の岩級区分図を示す。モデル化範囲においては、C_H級岩盤が支配的な分布となっている。C_M級岩盤は、原子炉建物南側斜面部のほか、岩相境界に沿って部分的に薄く存在している。C_L級岩盤については原子炉建物南側斜面部の表層を中心に局所的に分布している。C_H級, C_M級岩盤については、建設時工認の現場透水試験（測定区間は原則10m）より透水係数を設定した。また、C_L級岩盤については2号機周辺では分布が限定的であることから、3号敷地造成前の尾根部における現場透水試験より透水係数を求めた。

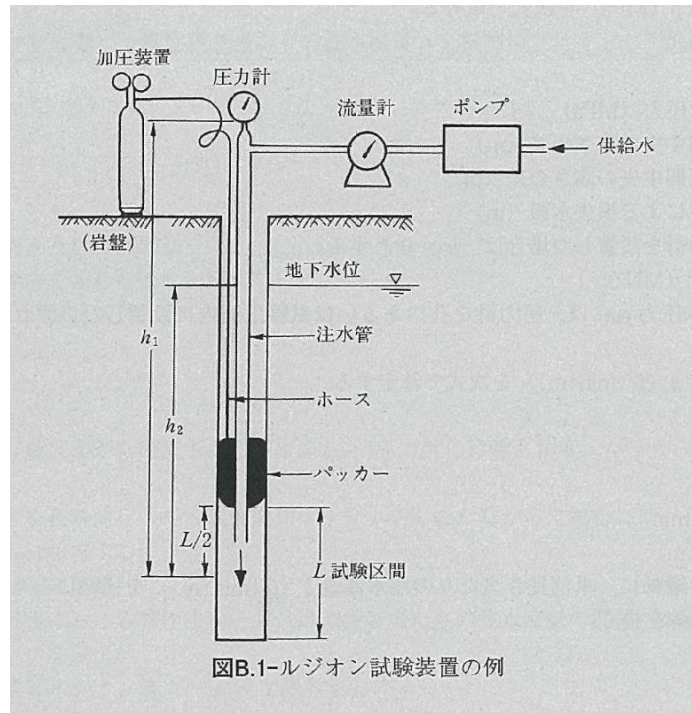


図 2-1 現場透水試験（ルジオン試験）の概要図
 （地盤調査の方法と解説（地盤工学会，2013））

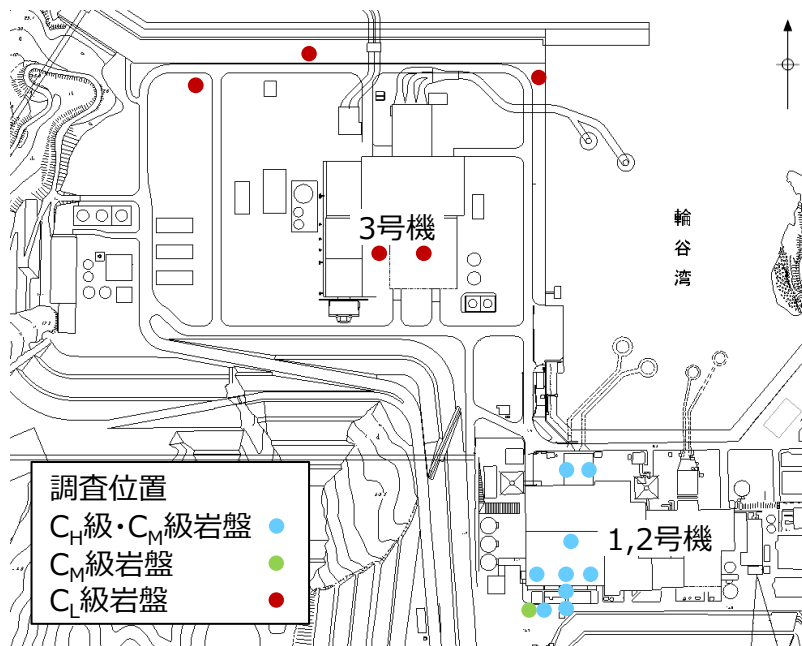


図 2-2 現場透水試験位置（C_H級，C_M級及びC_L級岩盤）

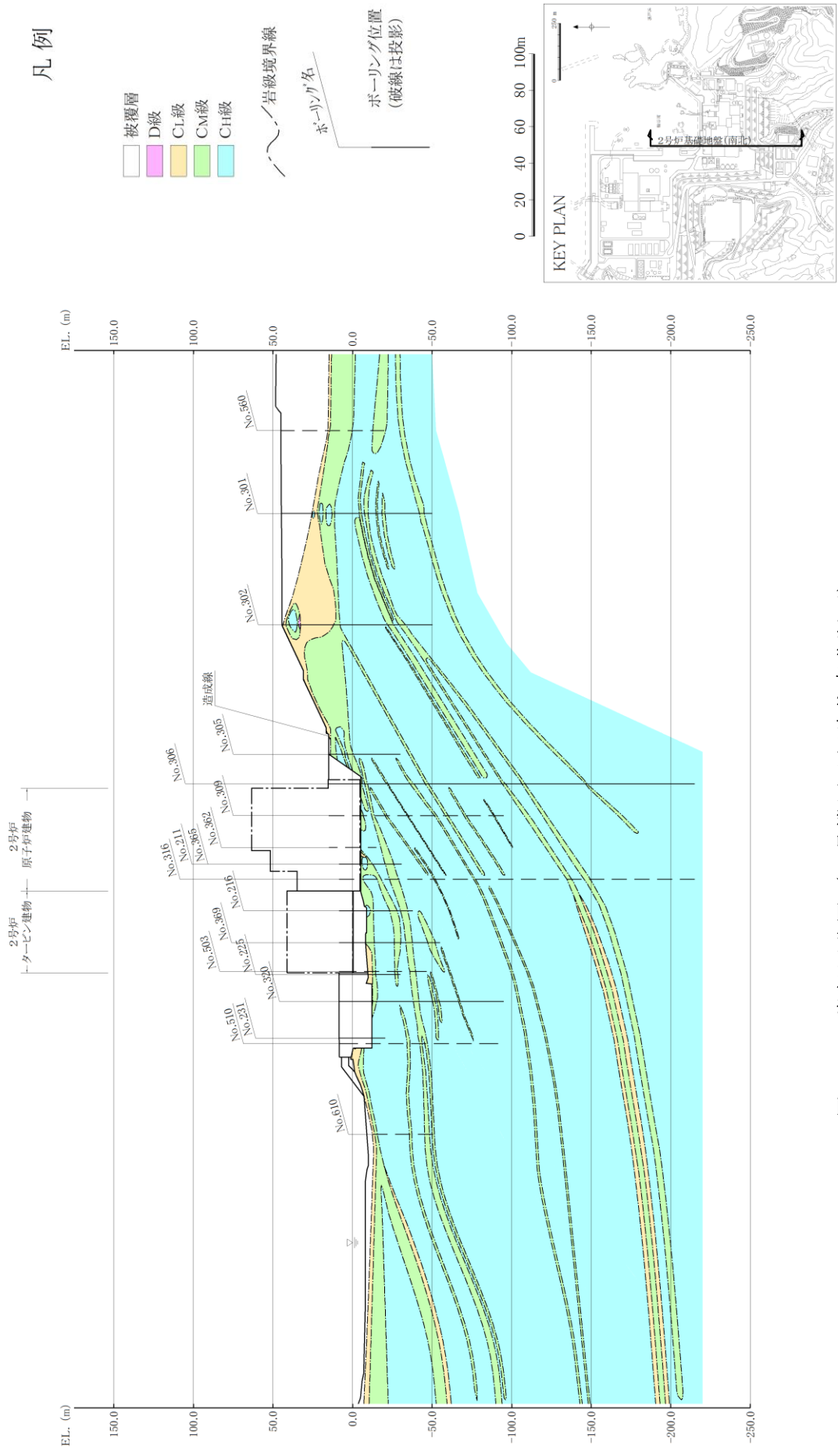


図 2-3 岩級区分図 (2号機原子炉建物南北断面)

b. C_H級岩盤の透水試験結果

C_H級岩盤の透水試験結果を図 2-4 に示す。透水係数は深度方向に対して明瞭な相関は見られず、深度による透水係数の大きな変化は認められないことから、透水試験に基づく C_H級岩盤の透水係数は、表 2-1 に示すとおり平均値 4.5×10^{-5} (cm/s) とする。

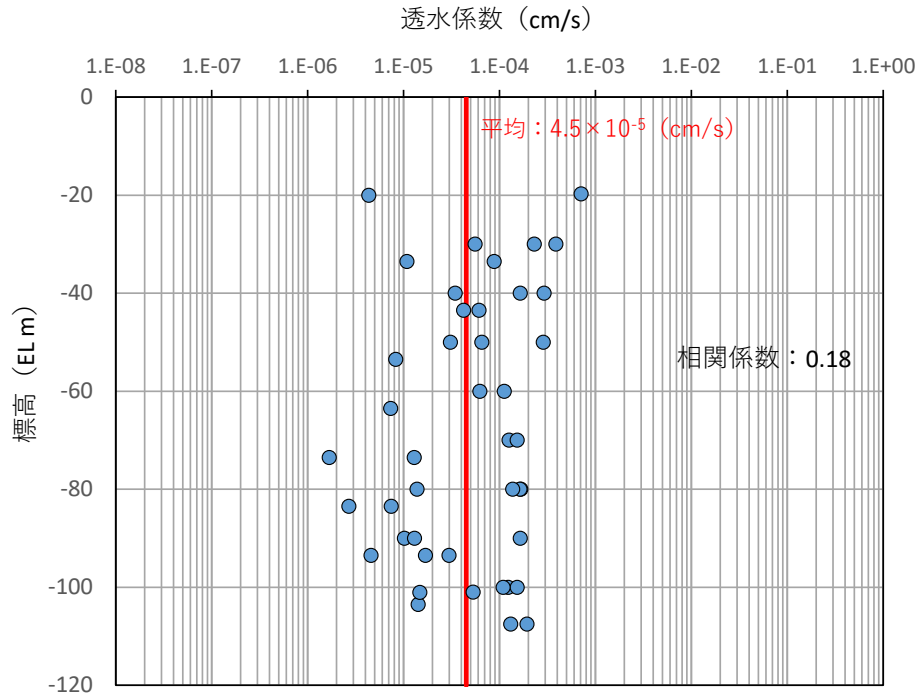


図 2-4 C_H級岩盤の透水試験結果

表 2-1 C_H級岩盤の透水係数

岩級区分	試験数	透水係数 (平均値) (cm/s)
C _H 級	43	4.5×10^{-5}

c. C_M級, C_L級岩盤の透水試験結果

図 2-2 に示すボーリング孔のうち、C_L級岩盤が存在するボーリング孔の代表的な柱状図を補足 1 に示す。当該ボーリング孔を含め、透水試験を実施した全てのボーリング孔において、透水試験区間 (原則 10m) に連続して C_M級岩盤又は C_L級岩盤が存在する区間は極めて限定的であり、岩級が均一な区間で透水試験を実施することが困難であった。そのため、透水試験区間 (原則 10m) において C_M級岩盤又は C_L級岩盤が部分的に存在し残りの区間を C_H級岩盤が占めている区間を抽出し、C_M級岩盤又は C_L級岩盤の存在比率が 30%以上の区間における存在比率と透水係数との相関関係により存

在比率 100%に相当する透水係数を求め、C_M級岩盤又はC_L級岩盤の透水係数として設定した。

試験区間内のC_M級岩盤の存在比率と透水係数の関係を図 2-5 に、C_L級岩盤の存在比率と透水係数の関係を図 2-6 に示す。また、設定した透水係数を表 2-2 に示す。

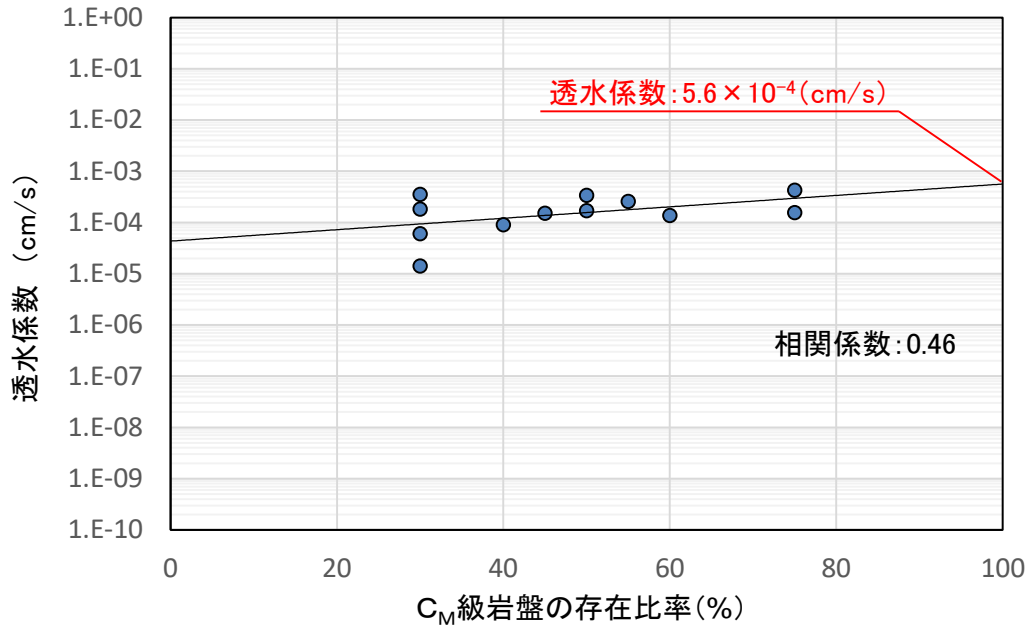


図 2-5 C_M級岩盤の存在比率と透水係数の関係

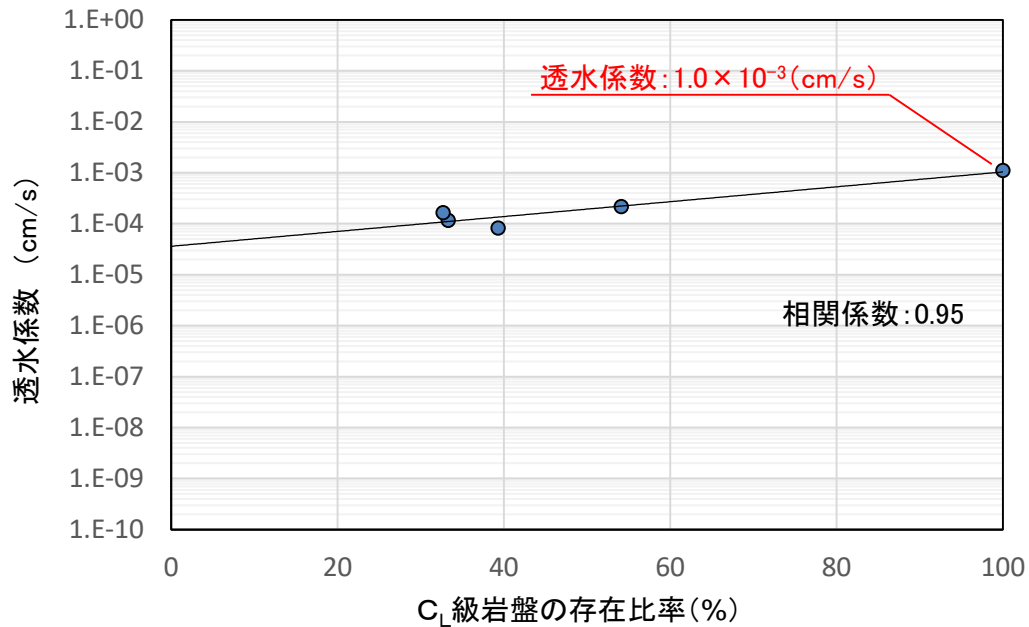


図 2-6 C_L級岩盤の存在比率と透水係数の関係

表 2-2 C_M級, C_L級岩盤の透水係数

岩級区分	試験数	透水係数 (cm/s) (存在比率 100%相当値)
C _M 級	12	5.6×10^{-4}
C _L 級	5	1.0×10^{-3}

(2) D級岩盤

a. 設定方法

D級岩盤は図 2-7 に示すとおり、主として地山の表層に薄く分布している。地盤工学会基準の現場透水試験（ルジオン試験）の試験区間長は通常 5m とされているが、表層は風化が進行しており、試験区間の確保ができないことから、現場透水試験による透水係数の取得が困難であった。よって、クレーガーらの提案する方法*（地盤工学会）により透水係数を求めた。

注記*：粒径加積曲線から求まる 20% 粒径（D₂₀）を用いて透水係数の概略値を推定する方法

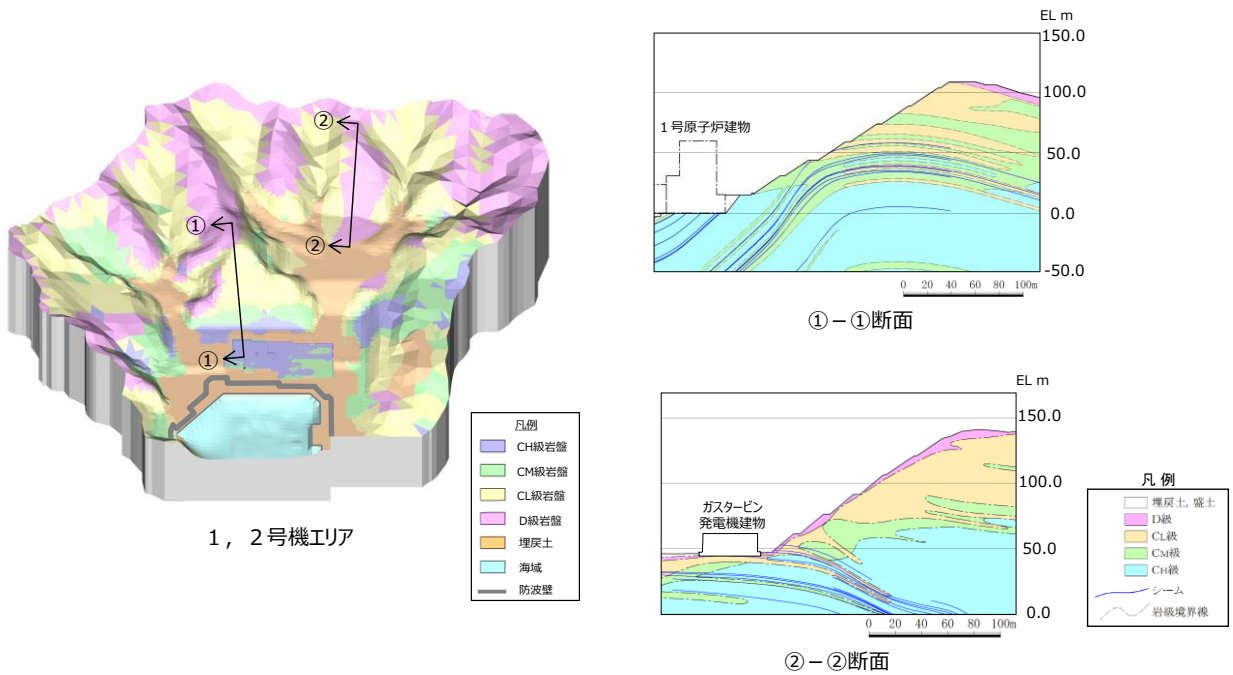


図 2-7 D級岩盤の分布状況

b. D級岩盤の粒度分布及び透水係数について

D級岩盤について、図 2-8 に示す試料採取位置で採取した 12 試料を用いて粒度試験を実施した。粒度試験結果に基づくD級岩盤の粒径加積曲線を図 2-9 に示す。これらの粒度試験結果より求まるD級岩盤の 20%粒径 D_{20} の平均値は、図 2-9 のとおり 0.05mm となり、この値からクレーガーらの方法（土質試験の方法と解説（地盤工学会，2000））により推定した透水係数は、図 2-10 に示すとおり $2.80 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ ($\approx 3 \times 10^{-4} \text{cm/s}$) となる。

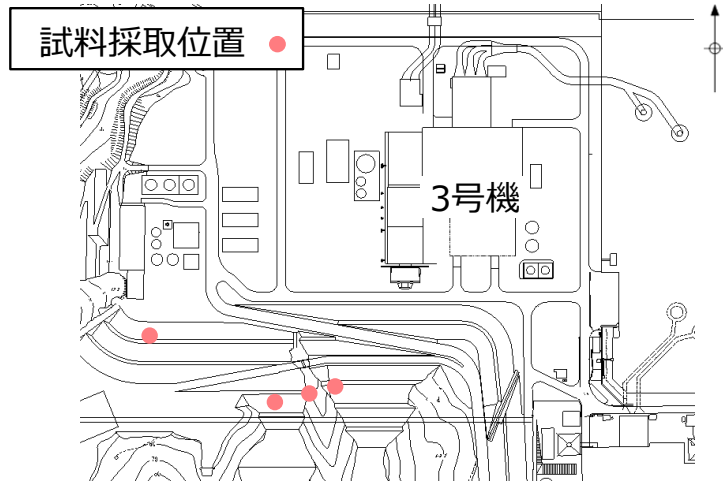


図 2-8 D級岩盤の試料採取位置

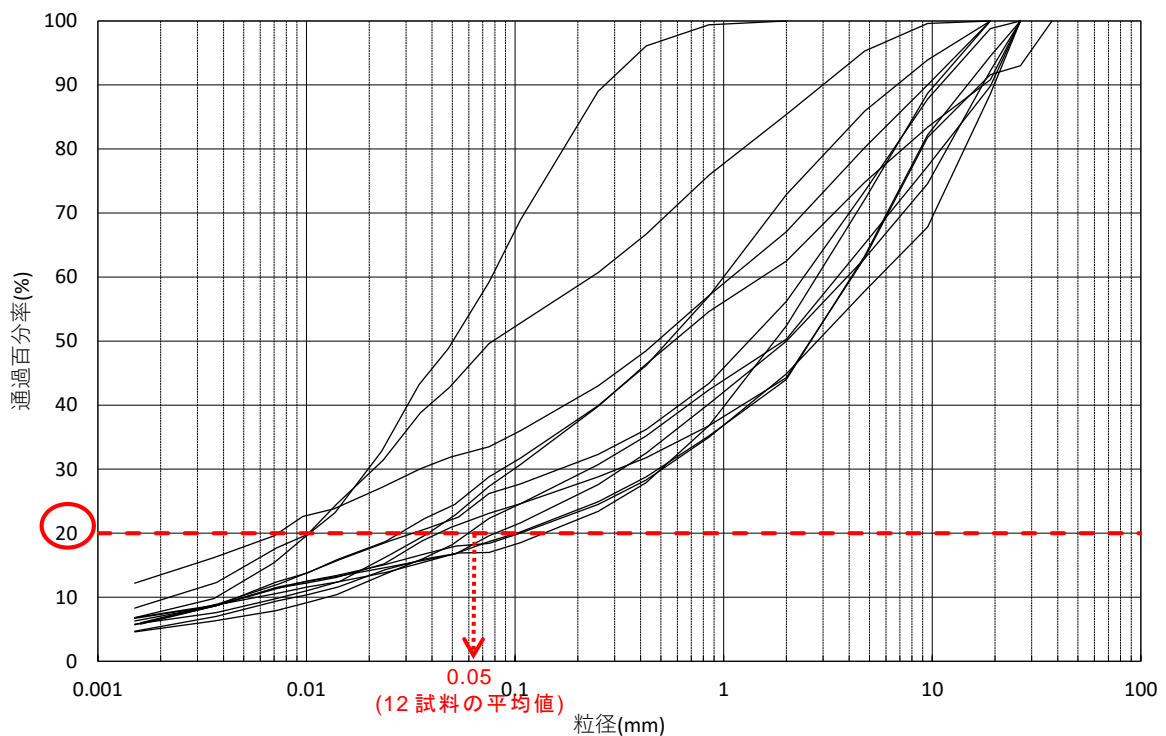


図 2-9 D級岩盤の粒径加積曲線



D_{20} (mm)	k (cm/s)	D_{20} (mm)	k (cm/s)
0.005	3.0×10^{-6}	0.18	6.85×10^{-3}
0.01	1.05×10^{-5}	0.20	8.90×10^{-3}
0.02	4.00×10^{-5}	0.25	1.40×10^{-2}
0.03	8.50×10^{-5}	0.30	2.20×10^{-2}
0.04	1.75×10^{-4}	0.35	3.20×10^{-2}
0.05	2.80×10^{-4}	0.40	4.50×10^{-2}
0.06	4.60×10^{-4}	0.45	5.80×10^{-2}
0.07	6.50×10^{-4}	0.50	7.50×10^{-2}
0.08	9.00×10^{-4}	0.60	1.10×10^{-1}
0.09	1.40×10^{-3}	0.70	1.60×10^{-1}
0.10	1.75×10^{-3}	0.80	2.15×10^{-1}
0.12	2.60×10^{-3}	0.90	2.80×10^{-1}
0.14	3.80×10^{-3}	1.00	3.60×10^{-1}
0.16	5.10×10^{-3}	2.00	1.80

図 2-10 クレーガーらの方法により推定したD級岩盤の透水係数

上記を踏まえたD級岩盤の透水係数の推定値 (3×10^{-4} cm/s) は、表 2-2 に示すC_L級岩盤の透水係数より低くなっており、本結果は、岩級区分の低下に伴い透水係数は高くなる一般的な傾向とは合致していない。また、D級岩盤は表 2-3 に示すとおり、割れ目の発達した岩盤と風化の進行した岩盤に大別されるが、粒度試験 12 試料のうち割れ目が発達した黒色頁岩は 1 試料のみであったため、本試料分析に基づく D_{20} の平均値は低めに設定している可能性がある。

以上を踏まえ、黒色頁岩の特性に着目した透水係数の検討についても実施することとした。

表 2-3 代表的なD級岩盤のコア性状

岩相	コア写真
黒色頁岩	 <p>割れ目の発達により岩級が低下 (No.19E3 G.L.-0.96~-1.80m)</p>
凝灰岩	 <p>風化の進行により岩級が低下 (No.B-3(2006) G.L.-0.30~-2.15m)</p>

c. 黒色頁岩（D級）の粒度分布及び透水係数について

図 2-11 に示す黒色頁岩の粒度加積曲線により求まるD級岩盤の 20% 粒径 D_{20} は、0.10mm となり、図 2-12 に示すクレーガーらの方法により推定した透水係数は $1.75 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ ($\div 2 \times 10^{-3} \text{cm/s}$) となる。

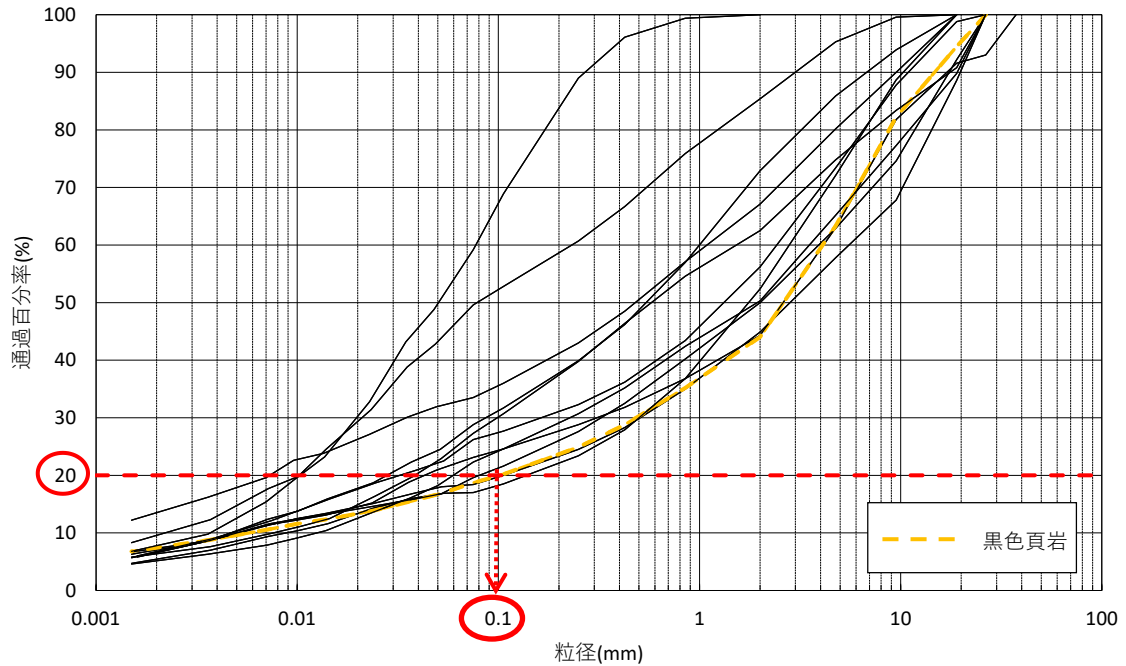


図 2-11 D級岩盤（黒色頁岩）の粒度加積曲線

D_{20} (mm)	k (cm/s)	D_{20} (mm)	k (cm/s)
0.005	3.0×10^{-6}	0.18	6.85×10^{-3}
0.01	1.05×10^{-5}	0.20	8.90×10^{-3}
0.02	4.00×10^{-5}	0.25	1.40×10^{-2}
0.03	8.50×10^{-5}	0.30	2.20×10^{-2}
0.04	1.75×10^{-4}	0.35	3.20×10^{-2}
0.05	2.80×10^{-4}	0.40	4.50×10^{-2}
0.06	4.60×10^{-4}	0.45	5.80×10^{-2}
0.07	6.50×10^{-4}	0.50	7.50×10^{-2}
0.08	9.00×10^{-4}	0.60	1.10×10^{-1}
0.09	1.40×10^{-3}	0.70	1.60×10^{-1}
0.10	1.75×10^{-3}	0.80	2.15×10^{-1}
0.12	2.60×10^{-3}	0.90	2.80×10^{-1}
0.14	3.80×10^{-3}	1.00	3.60×10^{-1}
0.16	5.10×10^{-3}	2.00	1.80

図 2-12 クレーガーらの方法により推定した透水係数（黒色頁岩）

d. D級岩盤の特性を踏まえた透水係数の選定について

b. で推定した透水係数 $3 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ と c. で推定した透水係数 $2 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ の差異が解析結果に与える影響を評価するため、再現解析と同じモデルを用いた浸透流解析（定常解析）による各観測孔位置での地下水位と地下水位低下設備（新設）の揚水量について比較を行った結果を、それぞれ図 2-13 と表 2-4 に示す。地下水位については、図 2-13 に示すとおり大きな差異は認められなかった。一方、揚水量については、表 2-4 に示すとおり、透水係数を高く設定する方が揚水量はわずかに低減する傾向が認められた。揚水量がより少ない方が、地盤内に地下水がより多く滞留し地下水位が保守的に高く算出されると判断し、D級岩盤の透水係数については、割れ目が発達したD級岩盤の影響を考慮した透水係数 $2 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ を採用する。

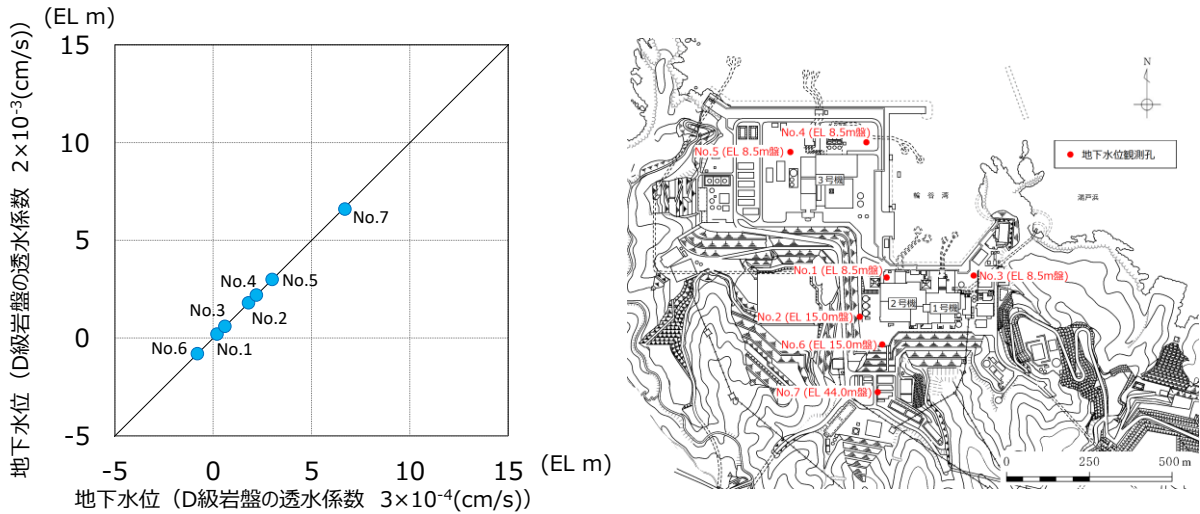


図 2-13 浸透流解析結果（地下水位）

表 2-4 浸透流解析結果（揚水量）

透水係数 (cm/s)	揚水量 (m ³ /日)
3×10^{-4}	858
2×10^{-3}	856

2.1.2 埋戻土及び砂礫層の透水係数

(1) 埋戻土及び砂礫層の透水係数の設定方法

建設時工認の埋戻土の透水係数は、工学的な観点から岩盤の透水係数より 1 オーダー大きな値とすることで地下水位を保守的に評価することに重点を置き、現場透水試験によらず透水係数を設定していた。

今回、埋戻土及び砂礫層については、解析の精度向上を目的として、図 2-14 に示す地盤工学会基準の現場透水試験（回復法）を実施し、直接的に透水係数を求めた。

図 2-15 のとおり、埋戻土は敷地全域に分布しているため、幅広い地点で試験を実施し、砂礫層は局所的に分布している範囲内で試験を実施して透水係数を求めた。



図 2-14 現場透水試験（回復法）の概要図
 （地盤調査の方法と解説（地盤工学会，2013））

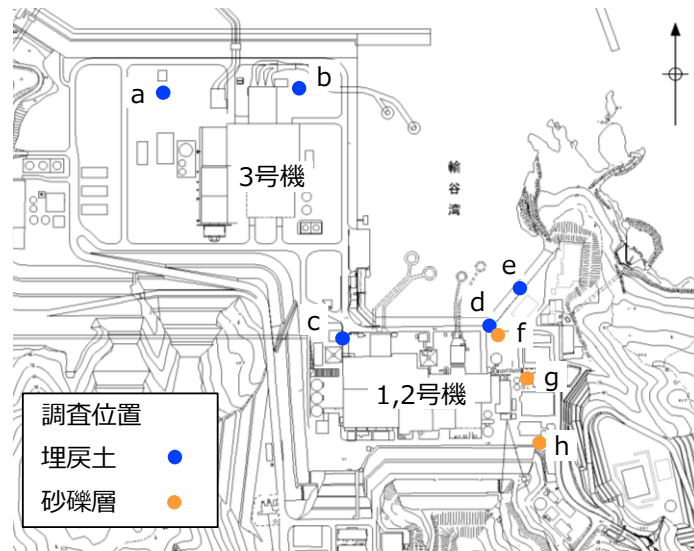


図 2-15 現場透水試験位置（埋戻土及び砂礫層）

今回対象とした埋戻土及び砂礫層について、図 2-16 に埋戻土の粒径加積曲線を、図 2-17 に砂礫層の粒径加積曲線を示す。

埋戻土及び砂礫層の粒度分布はともに若干のばらつきは見られるものの、全体的に礫分の占める割合が多く、特に埋戻土は礫を主体としていることが分かる。

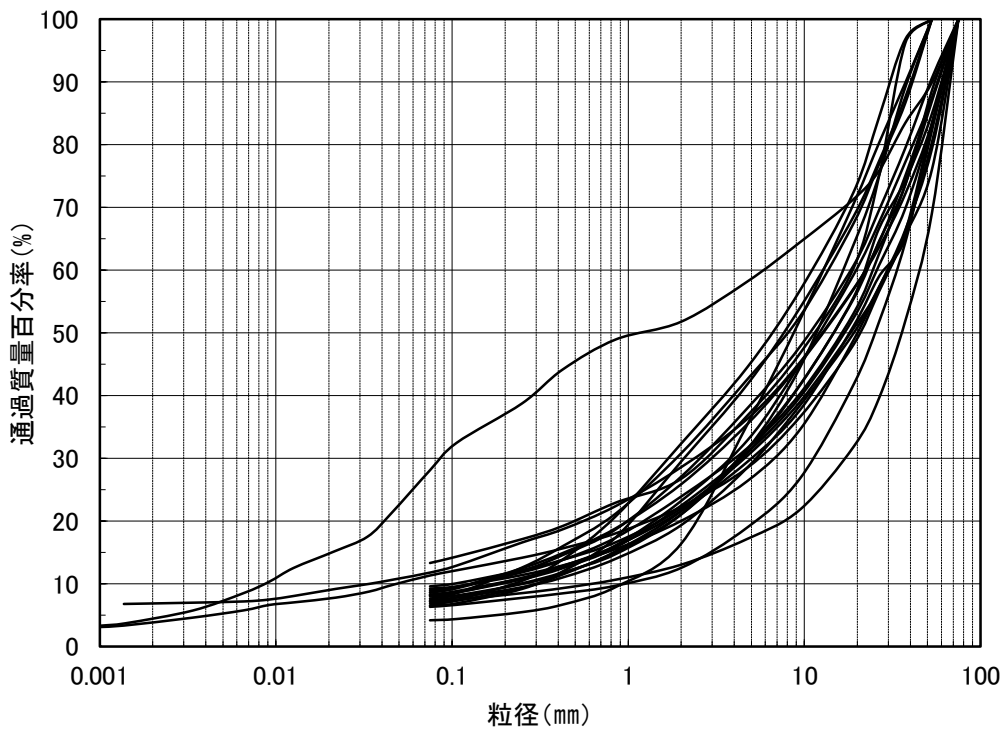


図 2-16 埋戻土の粒径加積曲線

(参考) 2-1-12

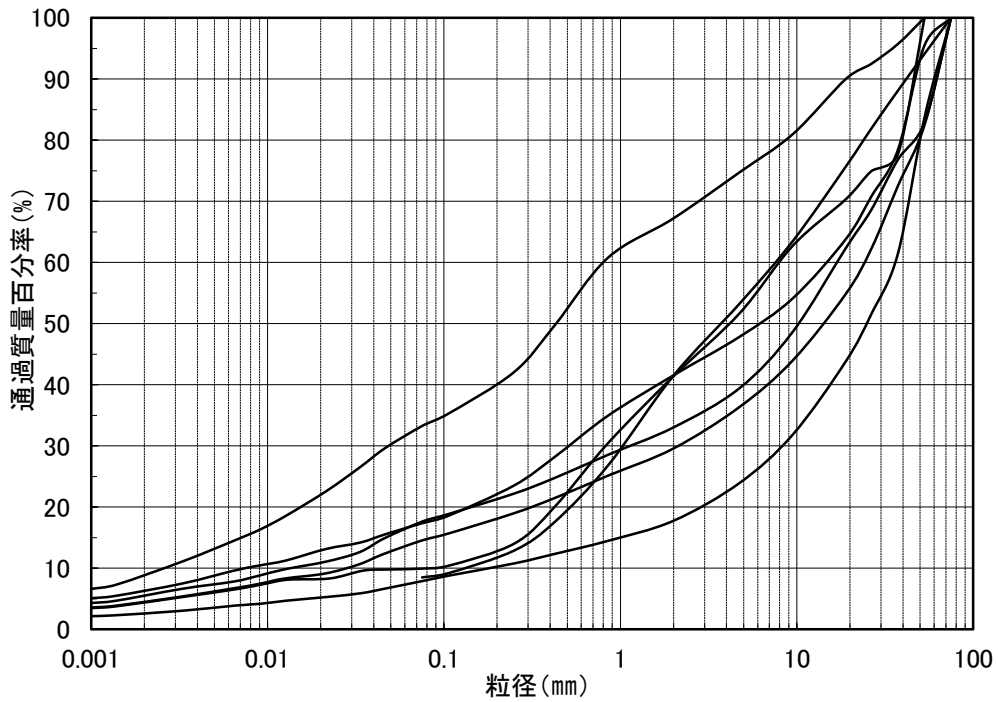


図 2-17 砂礫層の粒径加積曲線

(2) 埋戻土及び砂礫層の透水試験結果

図 2-15 に示す位置で実施した、埋戻土の現場透水試験結果を表 2-5 に、砂礫層の透水試験結果を表 2-6 に示す。埋戻土の透水係数は $1.7 \times 10^{-1} (\text{cm/s})$ 、砂礫層の透水係数は $3.6 \times 10^{-3} (\text{cm/s})$ となる。

表 2-5 埋戻土の透水試験結果

試験位置	試験標高	透水係数 (cm/s)
a	EL-1.0m~EL-1.5m	2.48×10^{-1}
b	EL-3.4m~EL-4.4m	3.59×10^{-1}
c	EL-0.9m~EL-1.4m	8.66×10^{-2}
d	EL-3.0m~EL-3.5m	6.01×10^{-1}
e	EL-2.5m~EL-3.0m	2.89×10^{-2}
平均値*		1.7×10^{-1}

注記*：平均値の算定は対数平均により算出している。

表 2-6 砂礫層の透水試験結果

試験位置	試験標高	透水係数 (cm/s)
f	EL-8.0m~EL-8.5m	5.35×10^{-3}
g	EL-1.5m~EL-2.0m	5.69×10^{-3}
h	EL 8.4m~EL 7.9m	1.52×10^{-3}
平均値*		3.6×10^{-3}

注記* : 平均値の算定は対数平均により算出している。

2.1.3 構造物及び改良地盤の透水係数

(1) 構造物及び改良地盤の透水係数の設定

コンクリート構造物の透水係数は地盤と比較して小さいことから、図 2-18 に示す「管理型廃棄物埋立護岸 設計・施工・管理マニュアル(改訂版)」(H20.8 (財) 港湾空間高度化環境研究センター) に基づき、不透水性地層として透水係数を設定する。また、改良地盤の透水係数についても同様に不透水性材料として設定することとし、構造物及び改良地盤の透水係数は表 2-7 に示すとおり 1.0×10^{-5} (cm/s) となる。

【用語の定義】

本マニュアルにおいて用いられる用語は、以下のように定義される。

(8) 不透水性地層

厚さが 5m 以上であり、かつ、透水係数が 1×10^{-5} cm/s (岩盤にあつては、ルジオン値が 1) 以下である地層又はこれと同等以上の遮水の効力を有する地層。

(23) 不透水性材料

透水係数が 1×10^{-5} cm/s 以下であつて、適切な厚さを持つことで不透水性地層と同等以上の遮水の効力を発揮できる材料。

(「管理型廃棄物埋立護岸 設計・施工・管理マニュアル(改訂版)」((財) 港湾空間高度化環境研究センター) より引用)

図 2-18 不透水性地層及び不透水性材料の透水係数

表 2-7 構造物及び改良地盤の透水係数

区分	透水係数 (cm/s)
構造物, 改良地盤	1.0×10^{-5}

(2) 構造物及び改良地盤の透水係数の影響について

(1) で設定した構造物及び改良地盤の透水係数について、構造物及び改良地盤の透水係数が解析結果に与える影響の確認を行う。構造物及び改良地盤の透水性が十分小さい場合として、 $1.0 \times 10^{-9} \text{ cm/s}$ とした場合の地下水位への影響を確認した。再現解析と同じモデルによる浸透流解析（定常解析）を実施して確認した結果、図 2-19 に示すとおり各観測孔位置での地下水位に大きな差異は認められず、構造物及び改良地盤の透水係数の影響は小さいことを確認した。

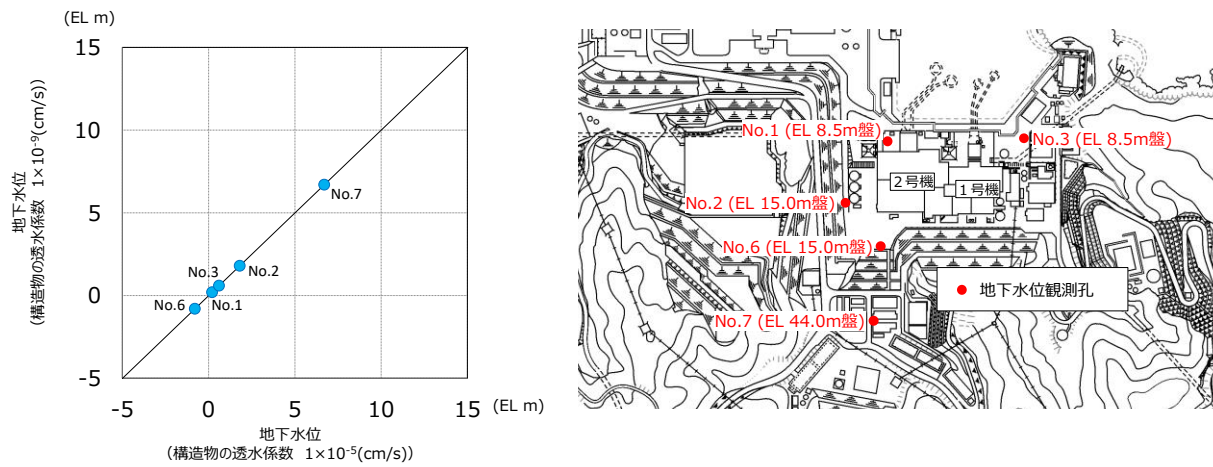


図 2-19 浸透流解析結果（地下水位）

2.2 透水係数の設定値について

上記の試験結果等により求めた透水係数を基に、浸透流解析に用いる透水係数を表 2-8 のとおり設定した。

表 2-8 浸透流解析に用いる透水係数一覧

区分	解析用 透水係数 (cm/s)	設定方法	【参考】 試験結果 (cm/s)
構造物, 改良地盤	1×10^{-5}	『管理型廃棄物埋立護岸 設計・施工・管理マニュアル(改訂版)』*に基づき、不透水性地層又は不透水材料相当として、 1×10^{-5} cm/sを設定した。また、透水係数がさらに小さい場合を想定し、 1×10^{-9} cm/sとした場合においても、解析結果に与える影響が軽微であることを別途確認した。	-
C _H 級	5×10^{-5}	建設時工認の岩盤の透水係数は頁岩・凝灰岩（上層部）及び（下層部）の2種類を設定していたが、今回、3次元浸透流解析を行うに当たり、解析の精度向上を目的として、敷地の岩級に合わせて透水係数を設定した。	4.5×10^{-5}
C _M 級	6×10^{-4}		5.6×10^{-4}
C _L 級	1×10^{-3}		1.0×10^{-3}
D級	2×10^{-3}	クレーガーの方法により、粒度特性を踏まえた以下の2つの考え方により透水係数を推定した。 ①粒度試験12試料のD ₂₀ の平均値から透水係数を推定。 ②粒度試験12試料のうち割れ目が発達した黒色頁岩に着目し、黒色頁岩のD ₂₀ から透水係数を推定。 それぞれの透水係数を与えた3次元浸透流解析の結果、解析水位に大きな差異は確認されないが、揚水量が低めに算出される②の考え方により、D級岩盤の透水係数を設定した。	-
砂礫層	4×10^{-3}	建設時工認では設定されていなかったが、今回、3次元浸透流解析を行うに当たり、解析の精度向上を目的として現場透水試験を実施し、透水係数を設定した。	3.6×10^{-3}
埋戻土	2×10^{-1}	建設時工認の埋戻し土の透水係数は、現場透水試験によらず岩盤の透水係数より1オーダー大きな値とすることで透水係数を設定していた。 今回、3次元浸透流解析を行うに当たり、解析の精度向上を目的として現場透水試験を実施し、透水係数を設定した。	1.7×10^{-1}

注記* : H20.8 (財) 港湾空間高度化環境研究センター

2.3 文献値との比較

文献として、地下水ハンドブック（建設産業調査会）における一般的な地質における透水係数を表 2-9 に示す。

礫～細砂ではおおむね $1.0 \times 10^{-4} \sim 1.0 \times 10^2$ (cm/s) 程度となっており、砂礫層、埋戻土として今回設定した透水係数はこの範囲内であることを確認した。

島根原子力発電所の敷地内には、頁岩（堆積岩）及び凝灰岩（堆積岩）などが分布しており、これらの岩種の透水係数は節理の状況等により $1.0 \times 10^{-8} \sim 1.0 \times 10^1$ (cm/s) と広範囲にわたっている。表 2-8 で設定した透水係数はこの範囲内であるが、3次元浸透流解析における解析用物性値については、図 2-20 で比較している地下水位観測孔における観測水位の平均値と、再現解析（定常解析）により求めた解析水位が整合的であることから、妥当であることを確認している。

表 2-9 地質別の水理条件（地下水ハンドブック（建設産業調査会）より引用）

地 質	間 隙 率		透水係数の範囲(cm/sec) 10^2 10^0 10^{-2} 10^{-4} 10^{-6} 10^{-8}	井戸産出量 高 中 低	帯水層単元の型
	1 次 的 (粒 子)	2 次 的 (破 砕)			
未固結堆積物	%		埋戻土 砂礫層	—	帯水層 帯水層 帯水層 難透水層
礫	30~40				
粗 砂	30~40				
中 ~ 細 砂	30~35				
シルト	40~50	ときとしてまれ (泥のクラック)			
固結堆積物			D C _M C _L C _H	—	帯水層あるいは不透水層 帯水層あるいは難透水層 帯水層あるいは不透水層 不透水層あるいは帯水層
石灰岩・白雲岩	1~50	溶解、節理面			
粗～中粒砂岩	<20	節理、破碎			
細粒砂岩・泥岩	<10	節理、破碎			
頁岩・シルト岩	—	節理、破碎			
火 山 岩			—	—	帯水層あるいは不透水層 不透水層あるいは帯水層 不透水層あるいは帯水層 不透水層あるいは帯水層
玄武岩	—	節理、破碎			
酸性火山岩	—				
結晶質岩 深成岩・変成岩		節理、破碎			

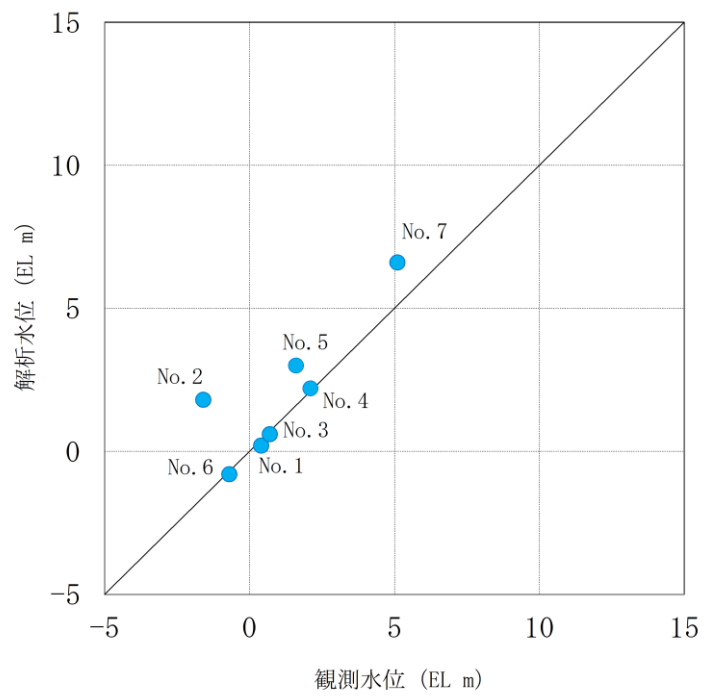


図 2-20 観測水位と解析水位の比較
 (補足説明資料 図 3.3-9 再掲)

(補足1) C_L級岩盤の透水試験実施ボーリング柱状図について

C_M級岩盤，C_L級岩盤は，敷地内において分布が限定的であり，ボーリング孔で実施した透水試験区間（原則 10m）においてC_M級岩盤又はC_L級岩盤が連続して存在する区間はほとんど存在しない。ここでは，C_L級岩盤の透水試験実施箇所のボーリング柱状図として，図1-1に示す位置におけるボーリングコアの柱状図を図1-2(1)～(9)に示す。

当該ボーリングにおいてC_L級岩盤が存在しているのは最大で 7m 程度であり，透水試験の全区間（原則 10m）には連続して存在していない。従って，C_L級岩盤に相当する透水係数を便宜的に決定するにあたり，2.1.1 (1) c. において示したとおり，C_H級岩盤とC_L級岩盤が存在する試験区間におけるC_L級岩盤の存在比率(30%以上)と透水係数の相関関係より，存在比率 100%に相当する透水係数を算出している。

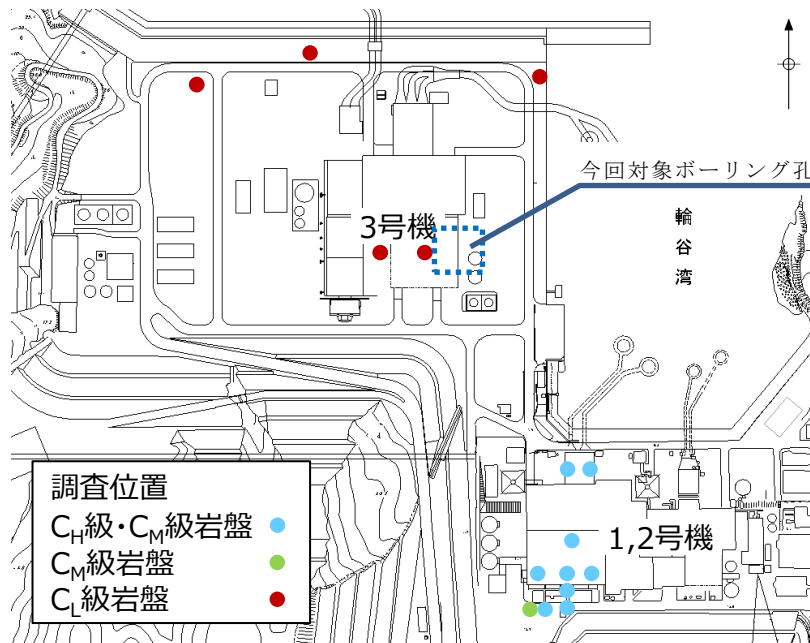


図1-1 今回説明位置

□ . . . C_L級岩盤確認箇所

ボーリング名		No.337 (9-1)		孔口標高		T.P. +43.80 m		掘進長		264.50 m			
標尺 (m)	深度 (m)	標高 T.P. (m)	柱状 図	地質 種別	色調	岩級 区分	コア形状 土短岩柱状 砂片柱状 状状状状	割れ 目状 態	風化 程度	コア 採取 率(%)	最大 コア 長 (cm)	R Q D (%)	記 事
	0.53	43.27	赤褐色シルト	濃褐色						100	0	0	0.00m~0.53m: 植物根を多く含む。
			火山礫凝灰岩	帯赤褐色						100	0	0	
	3.20	40.60		濃褐色						100	0	0	
				帯赤褐色						100	0	0	
	5.29	38.51		凝灰岩	褐	D		γ	5	95	0	0	
				火山礫凝灰岩	濃褐色					100	0	0	
					帯赤褐色					100	0	0	
	7.85	35.95		凝灰岩	褐					100	0	0	
				凝灰岩	雑褐色	C _M				100	20	83	9.00m~13.80m: 風化によりコア褐色化
				凝灰岩	雑褐色	C _M				100	28	73	
	12.62	31.18		凝灰岩	雑褐色	C _L			3	100	28	74	
				凝灰岩	雑褐色	C _M				100	16	61	
	14.12	29.68		凝灰岩	斑赤褐色	C _M				100	27	80	13.80m~23.56m: 風化により岩片状コア主体。 コアは褐色化し、部分的に土砂化している。 割れ目沿いに酸化汚染
				凝灰岩	暗褐色	C _L				100	8	0	
	15.87	27.93		凝灰岩	暗褐色	C _L			2	100	8	0	
				凝灰岩	暗褐色	C _L				100	13	25	
				凝灰岩	暗褐色	C _L				100	16	16	
	18.67	25.13		凝灰岩	暗褐色	C _L				100	19	19	18.67m: 層理面傾斜10°
				凝灰岩	暗褐色	C _L				100	11	11	18.81m: 赤褐色シルト混り礫。厚さ8mm、傾斜10°、条線不明
	20.40	23.40		凝灰岩	暗褐色	C _L				100	18	18	
				凝灰岩	暗褐色	C _M				100	21	38	
	21.32	22.48		凝灰岩	暗褐色	C _M				100	21	38	
				凝灰岩	暗褐色	C _M				100	11	11	
	22.41	21.39		凝灰岩	暗褐色	C _M				100	11	11	
	23.36	20.44		凝灰岩	暗褐色	C _M				100	16	58	
				凝灰岩	暗褐色	C _M				100	34	93	
				凝灰岩	暗褐色	C _M				100	53	90	
				凝灰岩	暗褐色	C _M				100	55	81	23.36m~26.31m: 緑色を呈する火山礫凝灰岩。 礫石が褐色化している。部分的に空洞が見られる。
				凝灰岩	暗褐色	C _M				100	50	89	
				凝灰岩	暗褐色	C _M				100	41	93	
				凝灰岩	暗褐色	C _M				100	40	95	

図 1-2 (1) C_L級岩盤透水試験実施箇所のボーリング柱状図

ボーリング名		No.337 (9-2)		孔口標高		T.P. +43.80 m		掘進長		264.50 m				
標尺 (m)	深度 (m)	標高 T.P. (m)	柱状図	地質種別	色調	岩級区分	コア形状		割れ目状態	風化程度	コア採取率 (%)	最大コア長 (cm)	RQD (%)	記 事
							上部岩盤柱長	砂片状柱状状状状状						
30														
				凝灰岩	暗緑灰	C _M			β	3	100	91	91	
				凝灰岩	暗緑灰	C _M			β	3	100	36	90	
				凝灰岩	暗緑灰	C _M			β	3	100	71	100	
				凝灰岩	暗緑灰	C _M			β	3	100	79	89	
				凝灰岩	暗緑灰	C _M			β	3	100	85	85	
				凝灰岩	暗緑灰	C _M			β	3	100	96	96	
35		36.31	7.49	凝灰岩	暗緑灰	C _M			β	3	100	67	92	
				凝灰岩	暗緑灰	C _M			β	3	100	47	96	36.92m~37.05m: 高角度割れ目発達, 岩片状コア
				凝灰岩	暗緑灰	C _M			β	3	100	55	93	
				凝灰岩	暗緑灰	C _M			β	3	100	66	100	
40		40.38	3.42	凝灰岩	暗緑灰	C _M			β	3	100	36	97	
				凝灰岩	暗緑灰	C _M			β	3	100	25	74	40.38m~43.02m: 割れ目面が酸化汚染により, 褐色を帯びる。
				凝灰岩	暗緑灰	C _M			β	3	100	43	95	
				凝灰岩	暗緑灰	C _M			β	3	100	43	88	
				凝灰岩	暗緑灰	C _M			β	3	100	55	100	43.80m~43.95m: 割れ目発達, 岩片状コア
45		45.62	-1.82	凝灰岩	暗緑灰	C _M			β	3	100	60	90	
				凝灰岩	暗緑灰	C _M			β	3	100	46	86	45.62m: 層理面傾斜30°
				凝灰岩	暗緑灰	C _M			β	3	100	58	93	
				凝灰岩	暗緑灰	C _M			β	3	100	48	79	48.02m~49.35m: 高角度割れ目発達, 一部岩片状~短柱状コア
				凝灰岩	暗緑灰	C _M			β	3	100	60	60	
				凝灰岩	暗緑灰	C _M			β	3	100	79	97	49.64m~51.18m: 基質が酸化汚染により, わずかに褐色を帯びる。
50		51.18	-7.38	凝灰岩	暗緑灰	C _M			β	3	100	41	74	
				凝灰岩	暗緑灰	C _M			β	3	100	52	93	
				凝灰岩	暗緑灰	C _M			β	3	100	13	37	53.16m~53.57m, 56.13m~56.55m: 割れ目発達, 部分的に岩片状~短柱状コア, 割れ目面酸化汚染
				凝灰岩	暗緑灰	C _M			β	3	100	40	89	
				凝灰岩	暗緑灰	C _M			β	3	100	24	83	
				凝灰岩	暗緑灰	C _M			β	3	100	36	60	56.25m: 層理面傾斜20°
				凝灰岩	暗緑灰	C _M			β	3	100	33	68	
				凝灰岩	暗緑灰	C _M			β	3	100	28	54	
				凝灰岩	暗緑灰	C _M			β	3	100	22	55	59.85m~59.87m: 薄青灰色平板状粘土, 厚さ30mm, 傾斜: 上盤10°下盤20°, 条線不明, 酸化鉱物有
60		59.87	-16.07	凝灰岩	暗緑灰	C _M			β	3	100			

図 1-2 (2) C_L級岩盤透水試験実施箇所 の ボーリング柱状図

..... C_L級岩盤確認箇所

ボーリング名		No.337 (9 - 3)		孔口標高		T. P. +43.80 m		掘進長		264.50 m			
標尺 (m)	深度 (m)	標高 T. P. (m)	柱状図	地質種別	色調	岩級区分	コア形状 上知岩性柱長 砂片片柱 柱 状状状状状状	割れ目状態	風化程度	コア採取率 (%)	最大コア長 (cm)	RQD (%)	記 事
60				黑色頁岩	暗灰	CH				100	38	98	61.10m~64.00m: 高角度割れ目発達
	61.32	-17.52		凝灰質頁岩		CM				100	25	69	
	62.06	-18.26		黑色頁岩	黒灰	CH				100	15	41	61.95m~62.06m: 層理面沿いに剥離, 短片状コア
	63.47	-19.67		凝灰質頁岩	暗灰	CM				100	19	58	
	64.18	-20.38		凝灰質頁岩	暗灰	CM				100	19	58	
	64.80	-21.00		黑色頁岩	黒灰	CH				100	27	93	
65				凝灰岩	灰	CH				100	55	98	
	66.80	-23.00		凝灰岩	帯緑灰 斑灰暗灰	CH				100	19	81	66.80m: 層理面傾斜15°
	67.81	-23.81		黑色頁岩	黒灰	CH				100	27	99	
	67.97	-24.17		凝灰質頁岩	暗灰	CM				100	27	99	
	68.67	-24.87		凝灰岩	斑暗灰灰 帯青灰	CH				100	66	100	
				凝灰岩	灰	CH				100	54	83	
70				ドレライト	暗緑灰	CH				100	83	100	69.63m~72.27m: 傾斜10°~40°の条線を伴う割れ目に、厚さ1mm~4mmの 濃緑色物質を挟在する。
	72.51	-28.71		凝灰質頁岩	暗灰	CM				100	26	67	
	73.01	-29.21		凝灰質頁岩	暗灰	CM				100	26	67	72.70m~73.53m: 高角度割れ目発達
	73.70	-29.90		黑色頁岩	黒灰	CH				100	30	87	
	74.94	-31.14		凝灰質頁岩	斑暗灰灰	CH				100	36	90	
75				凝灰岩	灰	CH				100	34	88	
				凝灰岩	帯緑灰白	CH				100	59	89	
	77.28	-33.48		凝灰岩	灰	CH				100	87	98	77.28m: 層理面傾斜15°
				安山岩	緑灰	CH				100	100	100	
				安山岩	緑灰	CH				100	35	100	
				安山岩	緑灰	CH				100	53	99	
				安山岩	緑灰	CH				100	75	100	
				安山岩	緑灰	CH				100	70	90	81.50m~83.73m: 高角度平板状方解石賦発達。厚さ5mm, 傾斜70°~90°。 一部開口割れ目
				安山岩	緑灰	CH				100	72	92	
				安山岩	緑灰	CH				100	100	100	
				安山岩	緑灰	CH				100	54	100	
				安山岩	緑灰	CH				100	76	100	
	87.74	-43.94		凝灰岩	灰白	CH				100	73	100	
				凝灰岩	灰白	CH				100	56	92	
90	89.70	-45.90		凝灰岩	灰	CH				100	39	96	
	90.00	-46.70		黑色頁岩	灰	CH				100	39	96	

図 1-2 (3) C_L級岩盤透水試験実施箇所 の ボーリング柱状図

ボーリング名		No.337 (9-4)		孔口標高		T.P. +43.80 m		掘進長		264.50 m			
標尺 (m)	深度 (m)	標高 T.P. (m)	柱状図	地質種別	色調	岩級区分	コア形状 土質 砂片 柱状 状状状状状	割れ目状態	風化程度	コア採取率 (%)	最大コア長 (cm)	RQD (%)	記事
90	90.00	-46.20		凝灰質頁岩	灰					100	27	72	91.56m~91.57m: 灰色平板状粘土。厚さ12mm, 傾斜15°, 条線不明
	91.21	-47.41		凝灰質頁岩	灰					100	39	84	
	91.52	-47.72		凝灰質頁岩	灰					100	19	48	93.30m~93.80m: 高角度割れ目発達, 一部岩片状コア
	91.91	-48.11		凝灰質頁岩	灰					100	37	75	
	93.51	-49.77		凝灰質頁岩	暗灰	C _H				100	46	92	96.61m: 輝化変質部, 剥離性を有する変質軽石から成る。
	96.24	-52.44		凝灰質頁岩	暗灰	C _H				100	37	76	
	97.08	-53.28		凝灰質頁岩	暗灰	C _H				100	34	65	98.79m~99.20m: 凝灰質頁岩
	97.08	-53.28		凝灰質頁岩	暗灰	C _H				100	51	66	
	98.79	-54.99		凝灰質頁岩	暗灰	C _M				100	55	80	102.82m~105.88m: 高角度割れ目発達
	99.20	-55.40		凝灰質頁岩	暗灰	C _M				100	40	87	
	104.07	-60.27		凝灰質頁岩	暗灰	C _M				100	40	92	102.82m~105.88m: 高角度割れ目発達
	104.41	-60.61		凝灰質頁岩	暗灰	C _M				100	29	83	
	104.41	-60.61		凝灰質頁岩	暗灰	C _M				100	28	83	105.96m: 層理面傾斜15°
	104.41	-60.61		凝灰質頁岩	暗灰	C _M				100	36	91	
	105.04	-61.24		凝灰質頁岩	暗灰	C _H				100	46	84	105.96m: 層理面傾斜15°
	105.45	-61.65		凝灰質頁岩	暗灰	C _H				100	21	68	
	105.88	-62.08		凝灰質頁岩	暗灰	C _H				100	30	84	105.96m: 層理面傾斜15°
	105.88	-62.08		凝灰質頁岩	暗灰	C _H				100	28	83	
	106.81	-63.01		凝灰質頁岩	暗灰	C _H				100	66	86	105.96m: 層理面傾斜15°
	107.16	-63.36		凝灰質頁岩	暗灰	C _H				100	40	72	
	107.81	-64.01		凝灰質頁岩	暗灰	C _H				100	24	91	105.96m: 層理面傾斜15°
	108.14	-64.34		凝灰質頁岩	暗灰	C _H				100	35	99	
	108.14	-64.34		凝灰質頁岩	暗灰	C _H				100	29	73	105.96m: 層理面傾斜15°
	108.14	-64.34		凝灰質頁岩	暗灰	C _H				100	39	97	
	109.17	-65.37		凝灰質頁岩	暗灰	C _H				100	30	100	115.41m: 層理面傾斜20°
	109.96	-66.16		凝灰質頁岩	暗灰	C _H				100	35	75	
	110.47	-66.67		凝灰質頁岩	暗灰	C _M				100	43	80	116.90m~117.81m: 輝化変質部, 黄灰~緑灰色, 樹脂状光沢, 上部は厚さ数mm~12mmで傾斜約60°の割れ目に沿い見られる。 下部は厚さ4cm~10cmで傾斜30°のものが3枚見られる。
	112.40	-68.60		凝灰質頁岩	暗灰	C _M				100	18	38	
	113.40	-69.60		凝灰質頁岩	暗灰	C _H				100	42	87	118.54m~119.55m: 灰白色平板状粘土, 厚さ10mm, 傾斜20°, 条線不明
	113.72	-69.92		凝灰質頁岩	暗灰	C _H				100	17	54	
	115.41	-71.61		凝灰質頁岩	暗灰	C _M				100	35	75	119.58m: 褐色灰色平板状粘土, 厚さ3mm, 傾斜20°, 鏡肌有, 周辺のコアは岩片状
	115.73	-71.93		凝灰質頁岩	暗灰	C _M				100	30	100	
	117.00	-73.20		凝灰質頁岩	暗灰	C _H				100	30	100	119.58m: 褐色灰色平板状粘土, 厚さ3mm, 傾斜20°, 鏡肌有, 周辺のコアは岩片状
	117.67	-73.87		凝灰質頁岩	暗灰	C _M				100	42	87	
	118.60	-74.80		凝灰質頁岩	暗灰	C _H				100	17	54	119.58m: 褐色灰色平板状粘土, 厚さ3mm, 傾斜20°, 鏡肌有, 周辺のコアは岩片状
	119.40	-75.40		凝灰質頁岩	暗灰	C _M				100	17	54	
	119.40	-75.40		凝灰質頁岩	暗灰	C _M				100	17	54	119.58m: 褐色灰色平板状粘土, 厚さ3mm, 傾斜20°, 鏡肌有, 周辺のコアは岩片状
	119.40	-75.40		凝灰質頁岩	暗灰	C _M				100	17	54	
	119.40	-75.40		凝灰質頁岩	暗灰	C _M				100	17	54	119.58m: 褐色灰色平板状粘土, 厚さ3mm, 傾斜20°, 鏡肌有, 周辺のコアは岩片状
	119.40	-75.40		凝灰質頁岩	暗灰	C _M				100	17	54	

図 1-2 (4) C_L級岩盤透水試験実施箇所におけるボーリング柱状図

ボーリング名		No.337 (9-5)		孔口標高		T.P. +43.80 m		掘進長		264.50 m				
標尺 (m)	深度 (m)	標高 T.P. (m)	柱状図	地質種別	色調	岩級区分	コア形状		割れ目状態	風化程度	コア採取率 (%)	最大コア長 (cm)	R Q D (%)	記 事
							土層岩短柱長	砂片片柱状状状状状状						
120	120.63	-76.83		黒色頁岩	黒灰						100	20	68	
	121.17	-77.37		凝灰質頁岩	暗灰	C _H					100	29	94	121.17m: 層理面傾斜15°
	122.25	-78.45		黒色頁岩	黒灰						100	30	68	122.31m: 灰色平板状粘土, 厚さ10mm, 傾斜15°, 条線不明
	123.04	-79.24		凝灰質頁岩	斑暗灰灰	C _M					100	49	78	123.04m: 灰色平板状粘土, 厚さ6mm, 傾斜15°
	124.29	-80.49		黒色頁岩	黒灰	C _H					100	50	89	
	124.72	-80.92		凝灰岩	暗緑灰	C _M					100	27	77	125.83m: 暗灰色平板状粘土, 厚さ3mm, 傾斜15°, 条線不明
125	125.23	-81.43		黒色頁岩	黒灰						100	23	87	
	126.17	-82.37		凝灰質頁岩	斑暗灰黒	C _M					100	53	90	127.93m: 暗緑灰色平板状粘土, 厚さ3mm, 傾斜10°
	127.03	-83.23		凝灰岩	斑青灰	C _H					100	54	91	
	128.05	-84.25		大山凝灰岩	緑灰緑	C _M					100	27	67	
	128.40	-84.60		凝灰質頁岩	斑暗灰黒	C _M					100	27	78	
	129.12	-85.32		凝灰岩	斑青暗灰	C _H					100	23	64	131.60m~132.43m: 高角度割れ目発達, 短柱状~岩片状コア
130				黒色頁岩	黒灰	C _H					100	33	49	
	131.91	-88.11		凝灰質頁岩	斑青灰	C _M					100	25	65	133.89m: 層理面傾斜30°
	132.21	-88.41		黒色頁岩	黒灰	C _H					100	66	98	
	133.51	-89.71		凝灰質頁岩	暗灰	C _M					100	49	91	
	133.89	-90.09		黒色頁岩	黒灰	C _H					100	18	59	137.30m: 方解石の晶洞を伴う。
135	135.80	-92.00		凝灰質頁岩	灰	C _M					100	39	98	
	136.39	-92.59		黒色頁岩	黒灰	C _H					100	35	76	
				黒色頁岩	暗灰						100	26	64	
				黒色頁岩	黒灰						100	23	75	
	141.20	-97.40		凝灰質頁岩	暗灰灰	C _H					100	31	67	
	141.65	-97.85		黒色頁岩	暗灰	C _M					100	34	52	
				黒色頁岩	黒灰	C _M					100	79	94	
	143.45	-99.65		凝灰質頁岩	斑暗灰灰	C _H					100	47	90	
	144.40	-100.60		黒色頁岩	黒灰	C _H					100	27	47	144.89m~145.89m: 割れ目面に鏡肌を伴う。
145				黒色頁岩	黒灰	C _M					100	31	66	
				黒色頁岩	黒灰	C _H					100	100	100	
	149.02	-105.22		凝灰質頁岩	斑暗灰灰	C _M					100	30	73	
150				凝灰質頁岩	斑暗灰灰	C _M					100	13	23	149.26m~149.28m: 熱水変質を受けた帯褐色平板状粘土, 厚さ5mm, 傾斜40°, 条線不明, 膨潤性有

図 1-2 (5) C_L級岩盤透水試験実施箇所におけるボーリング柱状図

ボーリング名		No.337 (9-6)		孔口標高		T.P. +43.80 m		掘進長		264.50 m				
標尺 (m)	深度 (m)	標高 T.P. (m)	柱状図	地質種別	色調	岩級区分	コア形状		割れ目状態	風化程度	コア採取率 (%)	最大コア長 (cm)	RQD (%)	記事
							土層別	柱状						
150														
				凝灰質頁岩	暗灰	CH					100	15	53	
				凝灰質頁岩	暗灰	CM					100	18	56	
				凝灰質頁岩	暗灰	CH					100	23	69	
	152.68	-108.88		凝灰岩	灰	CH					100	19	55	
	153.29	-109.49		凝灰岩	灰	CM					100	27	60	150.17m~156.06m: 高角度割れ目発達、一部岩片状コア
	154.17	-110.37		凝灰岩	灰	CH					100	21	64	
155				凝灰質頁岩	暗灰	CM					100	31	62	
				凝灰質頁岩	暗灰	CH					100	51	83	
				凝灰質頁岩	暗灰	CM					100	27	96	158.81m: 灰色平板状粘土、厚さ5mm、傾斜10°、条線不明、膠質性有
	158.73	-114.93		凝灰岩	灰	CH					100	33	70	
	159.44	-115.64		凝灰岩	灰	CM					100	52	81	
160				黑色頁岩	黒灰	CH					100	47	96	
				黑色頁岩	黒灰	CM					100	60	89	
	163.02	-119.22		凝灰質頁岩	暗灰	CH					100	25	79	163.76m~163.88m: 層理面沿いに剥離、やや脆弱
	163.88	-120.08		凝灰質頁岩	暗灰	CM					100	30	86	
165				凝灰質頁岩	暗灰	CH					100	58	92	
				凝灰質頁岩	暗灰	CM					100	37	92	
	164.97	-121.17		凝灰質頁岩	暗灰	CH					100	35	81	167.44m: 層理面傾斜20°
				凝灰質頁岩	暗灰	CM					100	49	90	
	167.44	-123.64		凝灰質頁岩	暗灰	CH					100	19	62	169.18m: 暗灰色平板状粘土、厚さ4mm、傾斜15°、条線不明、平板状方解石を伴う。
170				黑色頁岩	黒灰	CH					100	51	100	
				黑色頁岩	黒灰	CM					100	74	100	
	172.32	-128.52		凝灰質頁岩	暗灰	CH					100	37	91	
	172.85	-129.05		凝灰質頁岩	暗灰	CM					100	44	100	
				凝灰質頁岩	暗灰	CH					100	24	89	
175				黑色頁岩	黒灰	CH					100	19	90	
				黑色頁岩	黒灰	CM					100	18	71	176.65m~176.68m: 暗灰色平板状粘土、厚さ30mm、傾斜15°、条線不明
				凝灰質頁岩	暗灰	CH					100	33	76	177.27m~178.30m: 高角度割れ目発達
				凝灰質頁岩	暗灰	CM					100	48	87	
180				凝灰質頁岩	暗灰	CH					100	37	91	

図 1-2 (6) C_L級岩盤透水試験実施箇所におけるボーリング柱状図

ボーリング名		No.337 (9-7)		孔口標高		T.P. +43.80 m		掘進長		254.50 m			
標尺 (m)	深度 (m)	標高 T.P. (m)	柱状 図	地質 種別	色調	岩級 区分	コア形状 土知岩凝灰 砂片片柱柱 状状状状状	割れ 目状 態	風化 程度	コア 採取 率 (%)	最大 コア 長 (cm)	R Q D (%)	記 事
180				黒色頁岩	黒灰					100	32	88	181.17m: 暗灰色平板状粘土, 厚さ8mm, 傾斜15°, 索線不明, 硫化鐵物有
				凝灰質頁岩	暗暗灰灰					100	40	90	
	187.43	-186.53								100	33	73	183.70m~183.86m: 短柱状コア
	187.86	-189.05								100	54	84	
										100	50	100	
185				凝灰白灰						100	100	100	
				火山凝灰岩						100	84	100	
										100	91	91	
										100	64	100	
	190.37	-146.57								100	80	100	189.02m~192.77m: 基質に泥分多い。
	191.87	-148.07		凝灰角礫岩	暗暗灰灰					100	48	93	
				火山凝灰岩						100	57	91	
										100	70	100	
	193.75	-149.95								100	53	81	193.68m~193.85m: 割れ目発達, 一部岩片状コア
				凝灰白灰						100	24	81	
195				黒色頁岩	黒灰	CH		α	1	100	53	95	196.18m: 層理面傾斜5°
	196.18	-152.38								100	49	100	
	196.96	-153.16		凝灰質頁岩	暗灰					100	52	97	
	198.00	-154.20		黒色頁岩	黒灰					100	79	92	
	198.44	-154.64		凝灰質頁岩	暗暗暗灰					100	79	92	
				凝灰岩	暗暗暗灰					100	74	100	
	199.95	-156.15								100	74	100	
	201.06	-157.26		火山凝灰岩	凝灰白灰					100	60	100	
	201.52	-157.72		凝灰岩	灰					100	71	100	
										100	76	100	
										100	78	99	
205				火山凝灰岩	凝灰暗灰					100	89	100	
										100	53	100	
										100	76	100	
										100	100	100	
										100	61	100	
210	209.97	-166.17								100	76	100	

図 1-2 (7) C_L級岩盤透水試験実施箇所におけるボーリング柱状図

□ . . . C_L級岩盤確認箇所

ボーリング名		No.337 (9-8)		孔口標高		T.P. +43.80 m		掘進長		264.50 m					
標尺 (m)	深度 (m)	標高 T.P. (m)	柱状図	地質種別	色調	岩級区分	コア形状		割れ目状態	風化程度	コア採取率 (%)	最大コア長 (cm)	RQD (%)	記	事
							上短岩短柱長	砂片片柱状状状状状状							
210				凝灰角礫岩							100	59	100	207.05m~215.32m: 基質に泥分がやや多い。	
	211.44	-167.64		凝灰角礫岩							100	34	100		
	213.19	-169.39		凝灰角礫岩							100	73	100		
				凝灰角礫岩		C _H					100	77	100		
215	215.32	-171.52		凝灰質頁岩	灰						100	33	89	215.32m~215.43m: 層理面沿いに剥離、一部岩片状コア	
	215.78	-171.98		凝灰質頁岩	暗灰						100	52	73		
	216.83	-173.03		凝灰質頁岩	暗灰黒	C _M					100	41	75		
	218.76	-174.96		凝灰質頁岩	暗灰						100	59	80		
	219.25	-175.45		凝灰質頁岩	暗灰						100	78	100		
220	220.38	-176.58		凝灰質頁岩	暗灰	C _H					100	30	100		
	221.08	-177.28		凝灰質頁岩	暗灰						100	56	91		
	221.38	-177.58		凝灰質頁岩	暗灰						100	28	61	222.32m~222.49m: 赤緑褐色で樹脂状光沢を有する変質軽石が見られ、脆弱で割れ易い。	
	222.49	-178.69		凝灰質頁岩	暗灰	C _M					100	38	80		
	223.05	-179.25		凝灰質頁岩	暗灰	C _M					100	19	46	224.60m~224.93m: 割れ目発達、一部岩片状コア	
225				凝灰質頁岩	暗灰	C _H					100	37	92		
	227.42	-183.62		凝灰質頁岩	暗灰	C _M					100	50	93		
	227.84	-184.04		凝灰質頁岩	暗灰	C _M					100	35	94	227.42m: 層理面傾斜30°	
				凝灰質頁岩	暗灰	C _H					100	63	91		
				凝灰質頁岩	暗灰	C _H					100	37	75		
				凝灰質頁岩	暗灰	C _H					100	29	86		
				凝灰質頁岩	暗灰	C _H					100	26	89		
				凝灰質頁岩	暗灰	C _H					100	14	28		
				凝灰質頁岩	暗灰	C _M					100	35	81	232.15m~235.20m: 層理面沿いの割れ目発達、クラッキー	
				凝灰質頁岩	暗灰	C _H					100	24	39		
235				凝灰質頁岩	暗灰	C _L					100	25	61	235.51m~235.54m: 黒灰色くさび状粘土、厚さ2mm。 傾斜：上盤25°下盤10°、層理面に斜交、条線不明	
				凝灰質頁岩	暗灰	C _H					100	38	65		
				凝灰質頁岩	暗灰	C _M					100	37	62		
	237.56	-193.76		凝灰質頁岩	暗灰	C _M					100	19	59		
	238.05	-194.25		凝灰質頁岩	暗灰	C _M					100	19	59		
	238.45	-194.65		凝灰質頁岩	暗灰	C _H					100	19	59		
	238.97	-195.17		凝灰質頁岩	暗灰	C _H					100	19	59		
				凝灰質頁岩	暗灰	C _H					100	21	21	238.92m~243.86m: 所々に層理面沿いの割れ目発達、クラッキー、部分的に岩片状コア	
240				凝灰質頁岩	暗灰	C _L					100	21	21		

図 1-2 (8) C_L級岩盤透水試験実施箇所 のボーリング柱状図

(参考) 2-1-27

□ . . . C_L級岩盤確認箇所

ボーリング名		No.337 (9-9)		孔口標高		T. P. +43.80 m		掘進長		264.50 m			
標尺 (m)	深度 (m)	標高 T. P. (m)	柱状 図	地質 種別	色調	岩級 区分	コア形状 上型岩柱長 砂片岩柱 状状状状状	割れ 目状 態	風化 程度	コア 採取 率 (%)	最大 コア 長 (cm)	R Q D (%)	記 事
						C _L				100	9	0	
	242.57	-198.77		黒色頁岩	斑黒暗灰	C _M				100	28	46	241.29m~241.38m: 暗灰色不規則粘土, 厚さ4mm, 傾斜55°, 層面に斜交, 硫化鉄含有, 方解石を伴う。
						C _L				100	45	56	
				凝灰質頁岩	暗灰	C _H				100	37	61	
	245.27	-201.47				C _L				100	24	73	
	247.50	-203.70		黒色頁岩	黒灰	C _H				100	48	90	246.27m: 層面傾斜25°
	248.73	-204.93		凝灰質頁岩	斑暗灰黒	C _M				100	50	50	
	249.30	-205.50		凝灰質頁岩	暗灰	C _L				100	25	77	
	249.30	-205.50		黒色頁岩	黒灰	C _H				100	34	92	248.75m: 厚さ8mmにわたり鋭肌を伴う層面沿いの割れ目が 密集し, やや脆弱
	250.38	-206.58		凝灰質頁岩	暗灰	C _L				100	48	87	249.48m: 黒灰色平板状粘土, 厚さ6mm, 傾斜15°, 条線不明, 方解石を伴う。
	250.74	-206.94	L L	ドレライト	帯緑灰					100	38	90	
				黒色頁岩	暗灰	C _H		α 1		100	99	99	
										100	54	100	
										100	31	71	
				黒色頁岩	暗灰	C _H				100	40	84	253.00m~254.90m: 高角度割れ目発達 (鋸歯状)
										100	23	68	
										100	34	90	
										100	29	93	255.30m~258.62m: 高角度割れ目発達, クラッキー
	258.50	-214.70		火山凝灰岩	灰					100	44	85	258.50m: 層面傾斜15°
	260.82	-217.02	L L	凝灰岩	灰白					100	54	99	
										100	64	95	261.00m: 安質軽石を含み, 短片状コア
				凝灰岩	帯緑灰白					100	27	70	261.60m: 安質軽石を含む。
					帯緑灰					100	41	84	
	263.90	-220.10	L L	ドレライト	緑灰					100	71	89	262.65m~262.86m: 方解石を伴う不規則な割れ目が密集, 岩片状コア
	264.50	-220.70	L L	ドレライト	緑灰					100	44	88	

図 1-2 (9) C_L級岩盤透水試験実施箇所 の ボーリング柱状図

(参考資料 2-2) 浸透流解析に用いる有効間隙率について

1. 概要

浸透流解析に用いる解析用物性値については、再現解析により検証を行った期間において、解析水位と観測水位が整合的であることを確認し、その妥当性を確認している。

本資料では、浸透流解析における有効間隙率の設定方法について示す。

2. 有効間隙率の設定

2.1 岩盤の有効間隙率

岩盤の有効間隙率は日本工業規格等に基づく比重試験により表 2-1 のように設定した。

表 2-1 岩盤の有効間隙率

岩級区分	有効間隙率 (%)
C _H 級	11.5
C _M 級	15.3
C _L 級	15.0
D級	23.5

2.2 埋戻土及び砂礫層の有効間隙率

埋戻土及び砂礫層の有効間隙率について、文献を基に以下のように設定した。

- ・島根原子力発電所における埋戻土及び砂礫層の透水試験により求めた透水係数はそれぞれ 1.7×10^{-1} (cm/s) 及び 3.6×10^{-3} (cm/s) であり、表 2-2 に示す「管理型廃棄物埋立護岸 設計・施工・管理マニュアル」(財)港湾空間高度化センター港湾・海域環境研究所, H12.11) によると礫質土又は砂質土に該当する。

表 2-2 地盤の種類等による透水係数の設定例

(「管理型廃棄物埋立護岸 設計・施工・管理マニュアル」

((財)港湾空間高度化センター 港湾・海域環境研究所) に加筆)

表一資 7.1 透水係数の設定例 (港湾事業者へのアンケート結果³³⁾により作成)

【単位: cm/s】

護岸本体・遮水工や地盤の種類		透水係数	
		最大値	最小値
護岸本体内	ケーソン函	不透過	
	アスファルトマスチックによる目地部遮水工	不透過	
	捨石	1.0	1.0×10^{-1}
	ケーソン底部の歴青材	不透過	
裏込め等	腹付け土	1.0×10^{-3}	4.0×10^{-8}
	粘性土層(水平・垂直方向を区別しない場合)	1.0×10^{-6}	6.21×10^{-7}
自然地盤	粘性土層(水平方向)	7.185×10^{-7}	
	粘性土層(垂直方向)	5.450×10^{-7}	
	砂質土	1.0×10^{-3}	
	礫質土	1.0×10^{-1}	
	岩盤(泥質片岩)	1.0×10^{-7}	
地盤改良部	砂岩ずり	1.0×10^{-2}	
	事前混合処理土*	1.0×10^{-6}	
	固化処理土(水平方向)	7.185×10^{-7}	
	固化処理土(垂直方向)	7.185×10^{-8}	
	深層混合処理	1.0×10^{-10}	不透過
	サントコンパクション(水平方向)	1.026×10^{-6}	
	サントコンパクション(垂直方向)	6.0×10^{-4}	
	サントドレーン(水平方向)	1.1×10^{-6}	
サントドレーン(垂直方向)	1.3×10^{-5}		
遮水シート	遮水シート	4.66×10^{-9}	不透過

* 砂質土系の事前混合処理土の透水係数は 1×10^{-4} cm/s 程度³³⁾となっている。

- ・「河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）」（（財）国土技術研究センター，H24. 2）では島根原子力発電所における埋戻土及び砂礫層に相当する礫質土及び砂質土について，飽和土の透水係数（飽和透水係数）と不飽和土の透水係数（不飽和透水係数）の比である比透水係数（ k_r ）と，見かけの飽和度（ S ）及び見かけの体積含水率（ θ ）との関係は図 2-1 のように示されている。土中の間隙内に重力に抵抗して土が保持している最小の水分が存在すること，また浸透時に排出されない空気が存在していることを考慮した飽和度及び体積含水率を見かけの飽和度及び見かけの体積含水率としている。

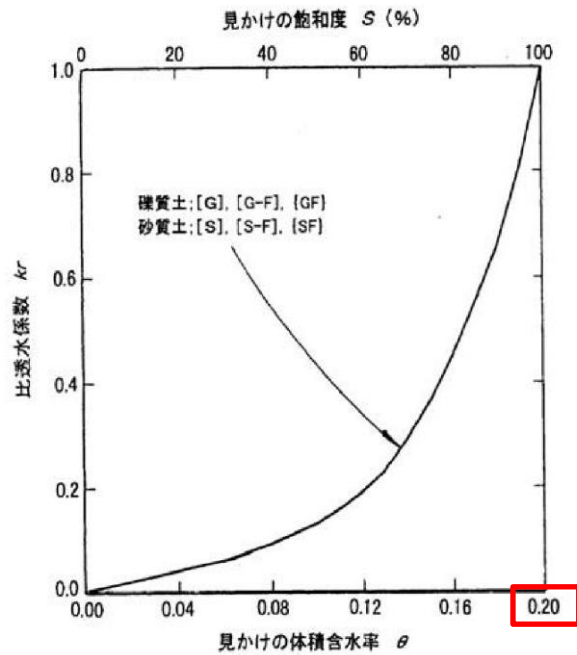


図 2-1 土質材料の体積含水率と比透水係数の関係

（「河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）」（（財）国土技術研究センター）に加筆）

- ・有効間隙率は，土粒子間の間隙のうち，地下水の流動が可能な間隙の割合であり，飽和状態（見かけの飽和度 100%）において，見かけの体積含水率に該当する。従って，表 2-3 に示すとおり，島根原子力発電所における埋戻土及び砂礫層の有効間隙率を 20.0% に設定した。

表 2-3 埋戻土及び砂礫層の有効間隙率

区分	有効間隙率 (%)
埋戻土	20.0
砂礫層	

(参考資料 3) 地下水位低下設備 (既設) について

1. 概要

本資料は、再現解析においてモデル化している 1, 2 号機の地下水位低下設備 (既設) について説明する。なお、地下水位低下設備 (既設) については、設計地下水位の設定 (予測解析) において、その機能を期待しない。

2. 設備の構造等

地下水位低下設備 (既設) は、各建物周囲の岩盤上に設置されたサブドレーン (有孔塩ビ管, $\phi 150\text{mm}$)、集水管 (有孔ヒューム管, $\phi 600\text{mm}$ 及び $\phi 300\text{mm}$) を介してサブドレーンピットに集水し、揚水ポンプ・配管を介して構内排水路へ排水する構造となっている。図 2-1 に地下水位低下設備 (既設) の平面図を、図 2-2 にサブドレーン及び集水管の設置断面図を示す。

サブドレーンピットの水位は、原子炉建物の基礎底面高さ (EL-4.7m) より低い EL-5.9m~EL-7.2m を通常運転状態の水位として運用している。サブドレーンピットの水位が、通常運転状態の水位を超える EL-5.9m 以上に上昇すると、水位センサーが検知して揚水ポンプを起動し、図 2-3 に示すように水位の上昇に合わせて順次起動することにより、EL-7.2m まで水位を低下させる。揚水ポンプは保守点検のルールを定めて運用しており、定期的な巡視・点検を実施し、地震後は速やかに設備点検を実施し状況を確認している。

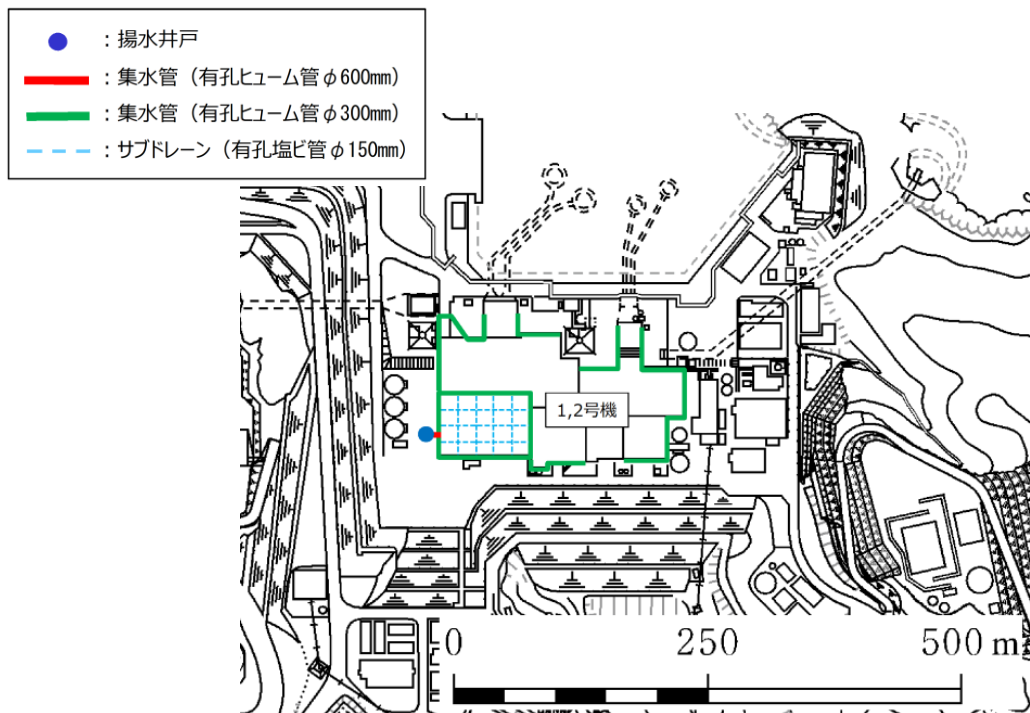


図 2-1 地下水低下設備 (既設) 平面図

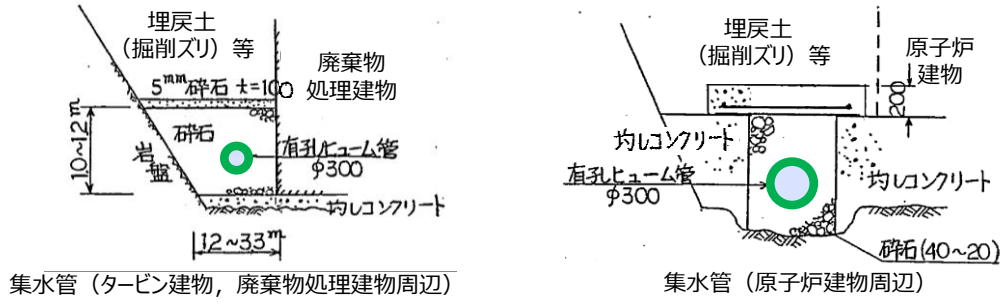
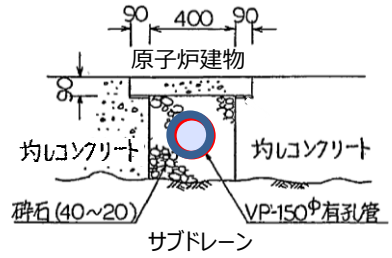


図 2-2 サブドレーン及び集水管の設置断面図

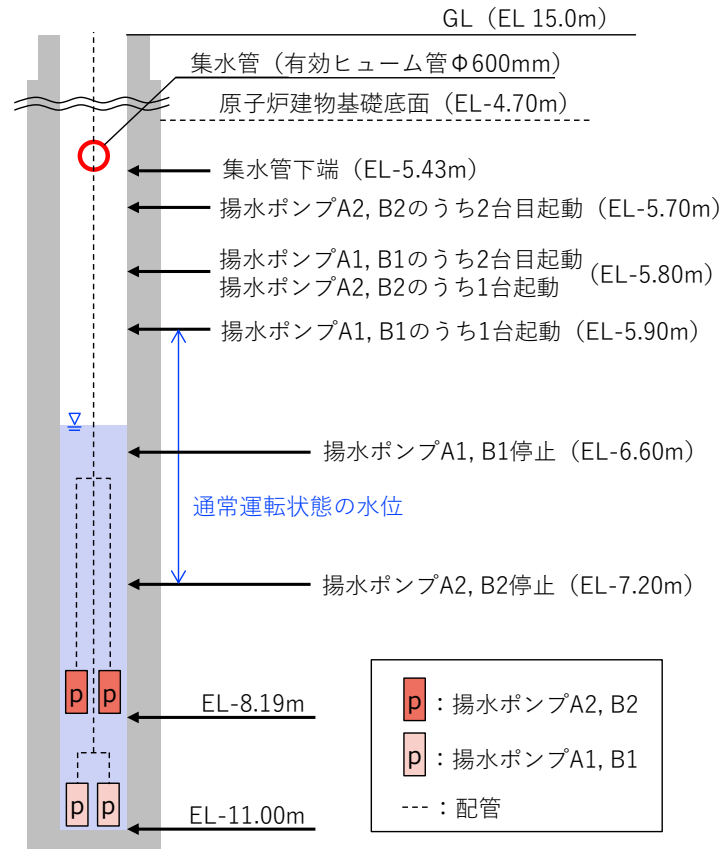
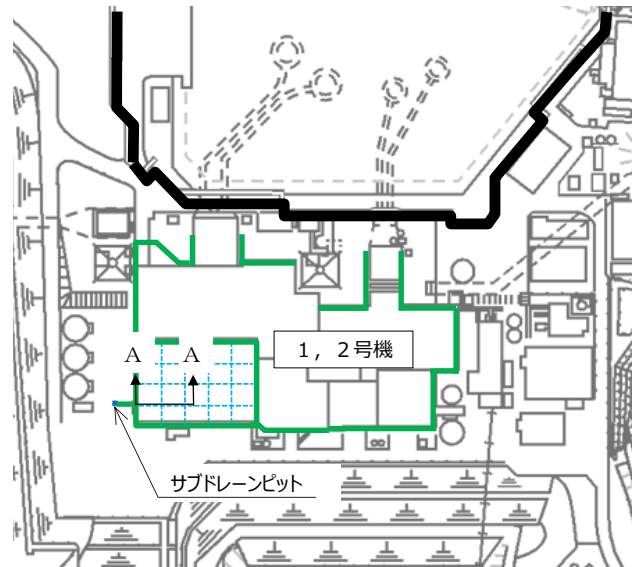


図 2-3 サブドレーンピット揚水ポンプの運転条件

3. サブドレーンピットの地震時の影響について

サブドレーンピット周辺はコンクリートで埋戻しているため、地震時に当該構造物の損壊を想定した場合においても影響を及ぼす隣接構造物はない。

サブドレーンピット周辺の埋戻状況を図 3-1 に示す。



サブドレーンピット位置

屋外配管ダクト
(B-ディーゼル燃料貯蔵タンク格納槽～原子炉建)

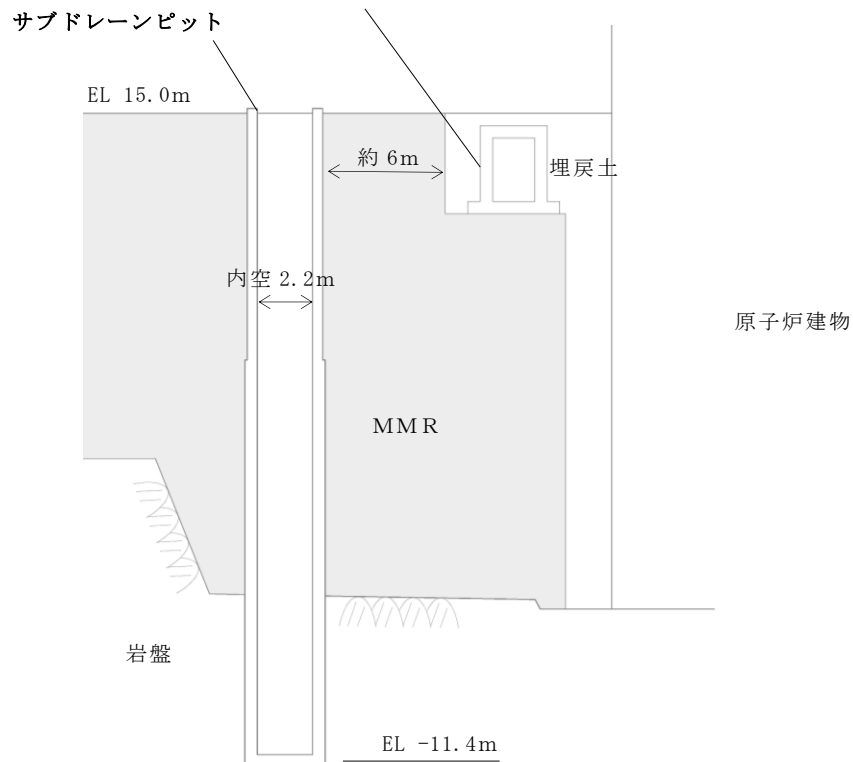


図 3-1 サブドレーンピット断面図 (A-A 断面)

(参考) 3-3

4. 2号機再稼働後の地下水位低下設備（既設）の運用について

設計揚圧力及び設計地下水位の設定にあたっては、地下水位低下設備（既設）には期待しない条件での浸透流解析により地下水位を設定している。図4-1に示すようにドレーン（新設）はドレーン（既設）より十分下方に設置することから、地下水位低下設備（新設）が機能した状態においては、図4-2(1)、(2)に示すように2号機原子炉建物付近の解析水位はドレーン（既設）よりも下方に位置する。従って、地下水位低下設備（新設）の運用開始後においてはドレーン（既設）の有無による地下水位への影響は無い。また、図4-3に揚水ポンプ（既設）による地下水排水量を示す。地下水位低下設備（新設）の掘削開始以降、工事に伴う仮設排水ポンプの稼働により、揚水ポンプ（既設）による地下水排水量は減少し、揚水井戸（新設）の掘削完了後以降の豪雨時（2021年7月12日）においてもサブドレーンピットへの地下水の流入は無い。以上のことから、地下水位低下設備（新設）の運用開始後においては地下水位低下設備（既設）の機能を停止し、サブドレーンピットをコンクリートにより閉塞する。

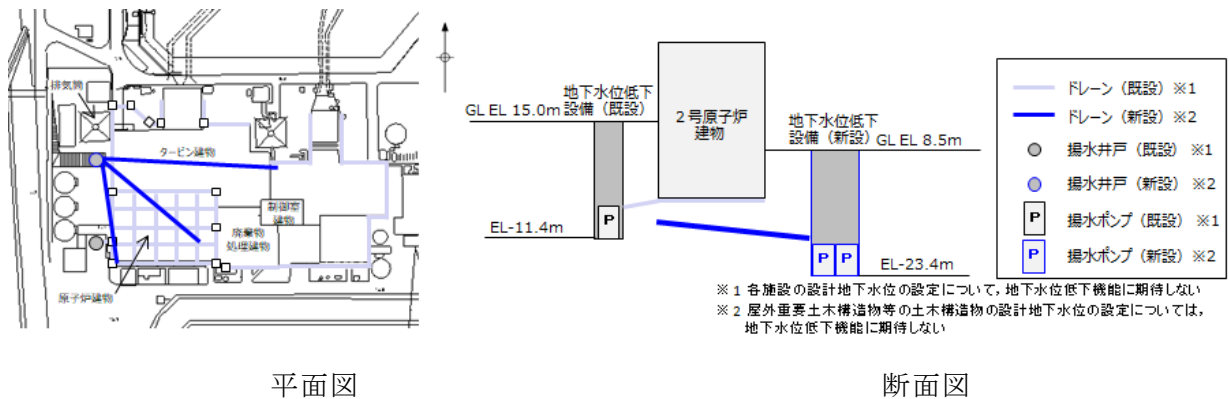


図4-1 地下水位低下設備の概要

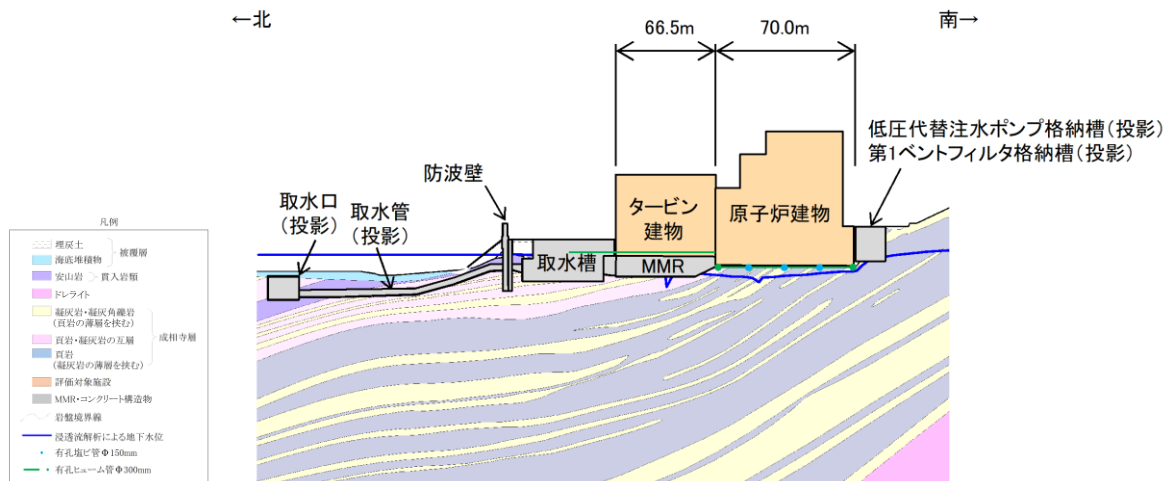


図4-2(1) 原子炉建物及びタービン建物の地下水位分布（南北）

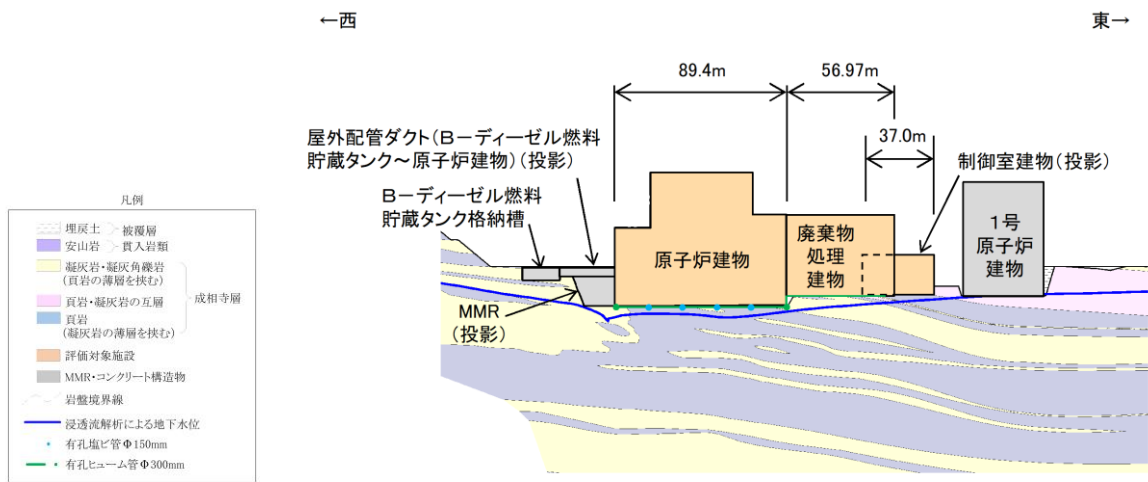
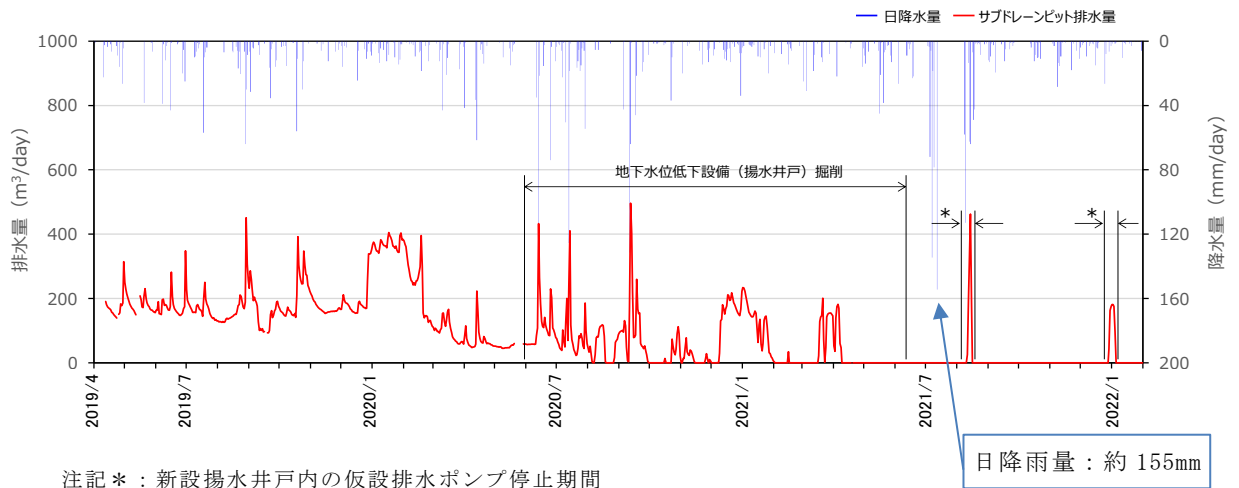


図 4-2(2) 原子炉建物，廃棄物処理建物及び制御室建物の地下水位分布（東西）



注記*：新設揚水井戸内の仮設排水ポンプ停止期間

図 4-3 揚水ポンプ（既設）排水量

(参考資料 4) 非定常解析の降雨に対する感度向上についての取り組み

1. 概要

設計地下水位の設定においては、降雨条件に保守性を持たせた定常解析による予測解析に基づき設定する方針としており、非定常解析については解析モデルの妥当性検証のために補足的に実施する位置付けとして、設置許可段階においては、再現解析（定常解析）に加え、観測降雨を与える再現解析（非定常解析）を実施していた。その結果、降雨時の解析水位の感度が観測水位と比較して小さい傾向が確認された。

上記を踏まえ、本資料では、再現解析（非定常解析）における降雨時の解析水位の感度が小さい要因を分析し、感度向上を目的とした検討内容及び結果について説明する。

ここで、本資料に記載する浸透流解析の一覧を表 1-1 に示す。

表 1-1 浸透流解析一覧

解析種別		実施時期	内容	以降の記載方法
再現解析	定常解析	設置許可時	モデルの妥当性確認のため実施	再現解析①
	非定常解析	設置許可時	再現解析①の参考として実施	再現解析②
		詳細設計時	再現解析②を踏まえ、降雨時の解析水位の感度向上を目的として実施（今回実施）	再現解析③

2. 再現解析（非定常解析）の感度向上のための検討

2.1 降雨に対する感度向上に寄与する要因の分析

再現解析②の解析モデルでは、地表面への降雨は構内排水路を介して海へ排水されることから、舗装範囲については降雨の地下への浸透を考慮していない。実際には、工事中の掘削等の影響により、地表面から降雨が浸透することも想定されることから、地表面からの降雨の浸透が再現解析（非定常解析）の感度向上に寄与する一因として推察される。

2.2 感度向上のための検討内容

(1) 境界条件

再現解析③では、検証期間中に施工中であった安全対策工事に伴う舗装の撤去・掘削等による地表面の状況を踏まえ、降雨の地下への浸透について考慮する。

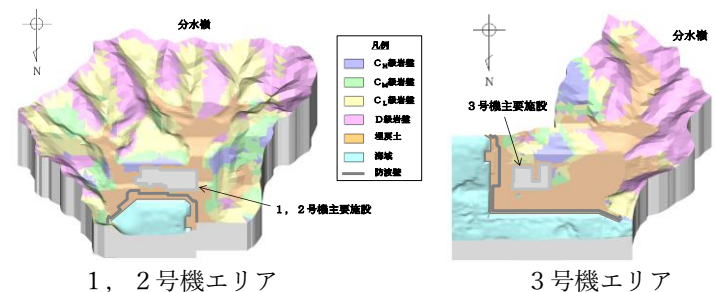
浸透を考慮する舗装範囲は、工事状況が時々刻々と変化することを踏まえ、舗装の全範囲とする。

(2) 検証期間

解析水位と観測水位を比較するための検証期間は、地下水位観測開始以降で、一定期間の観測水位データが **おおむね** 連続的に取得されている 2016 年 4 月～2016 年 11 月とする。なお、本期間以降は、地盤改良等の安全対策工事に起因する水位変動の影響が否定できないことから、解析期間として選定しない。

表 2-1 に、今回実施する再現解析③とこれまで実施した再現解析①及び再現解析②とのモデル概要の比較を示す。

表 2-1 再現解析のモデル概要比較

項目	再現解析① モデル	再現解析② モデル	再現解析③ モデル
目的	モデル化の妥当性を確認 (観測記録の再現性を確保)	モデル化の妥当性を確認するための参考として実施 (再現解析②の感度向上)	
解析コード	Dtransu-3D・EL, バージョン: ver.2af90MP		
解析領域	<p>敷地を取り囲む分水嶺までを解析範囲とする</p>  <p>1, 2号機エリア</p> <p>3号機エリア</p>		
格子数	<ul style="list-style-type: none"> 平面格子数: 1, 2号機エリア: 約 2.1 万 3号機エリア: 約 2.4 万 総格子数: 1, 2号機エリア: 約 121 万 3号機エリア: 約 138 万 格子寸法: 1~40m 程度 (構造物近傍は最小 1m 程度, 山側領域は 40m 程度) 		
解析種別	定常解析	非定常解析	
検証期間	2016年4月~2018年8月	2016年4月~2016年11月	
降雨条件	構内観測所における年平均降水量 1,540mm/年を定常的に与える	構内観測所における検証期間中の降水量を経時的に与える	
モデル (地形)	検証期間に対応した状態		
モデル (地盤)	検証期間に対応した状態		
モデル (構造物)	検証期間に対応した状態		
モデル (ドレーン)	ドレーン (既設) を管路として考慮		
境界条件	実態に則した設定 <ul style="list-style-type: none"> 山側: 閉境界 海側: H.W.L. (EL 0.46m) に水位固定 ドレーン: 管路としてモデル化 	感度向上を目的とした設定 <ul style="list-style-type: none"> 山側: 閉境界 海側: H.W.L. (EL 0.46m) に水位固定 ドレーン: 管路としてモデル化 安全対策工事の実施状況を踏まえて舗装範囲の見直し 	
透水係数	透水試験, 粒度試験*1及び文献値*2		
有効間隙率	物理試験及び文献値*3		

注記*1: 土質試験の方法と解説に基づき設定

*2: 管理型廃棄物埋立護岸 設計・施工・管理マニュアル (改訂版) に基づき設定

*3: 河川堤防の構造検討の手引き (改訂版) に基づき設定

3. 解析結果

再現解析③について、図3-1に示す地下水位観測孔における解析水位を観測値と比較することにより、解析水位の降雨への感度を図3-2(1)～(7)のとおり確認した。また、再現解析②の結果についても併記した。

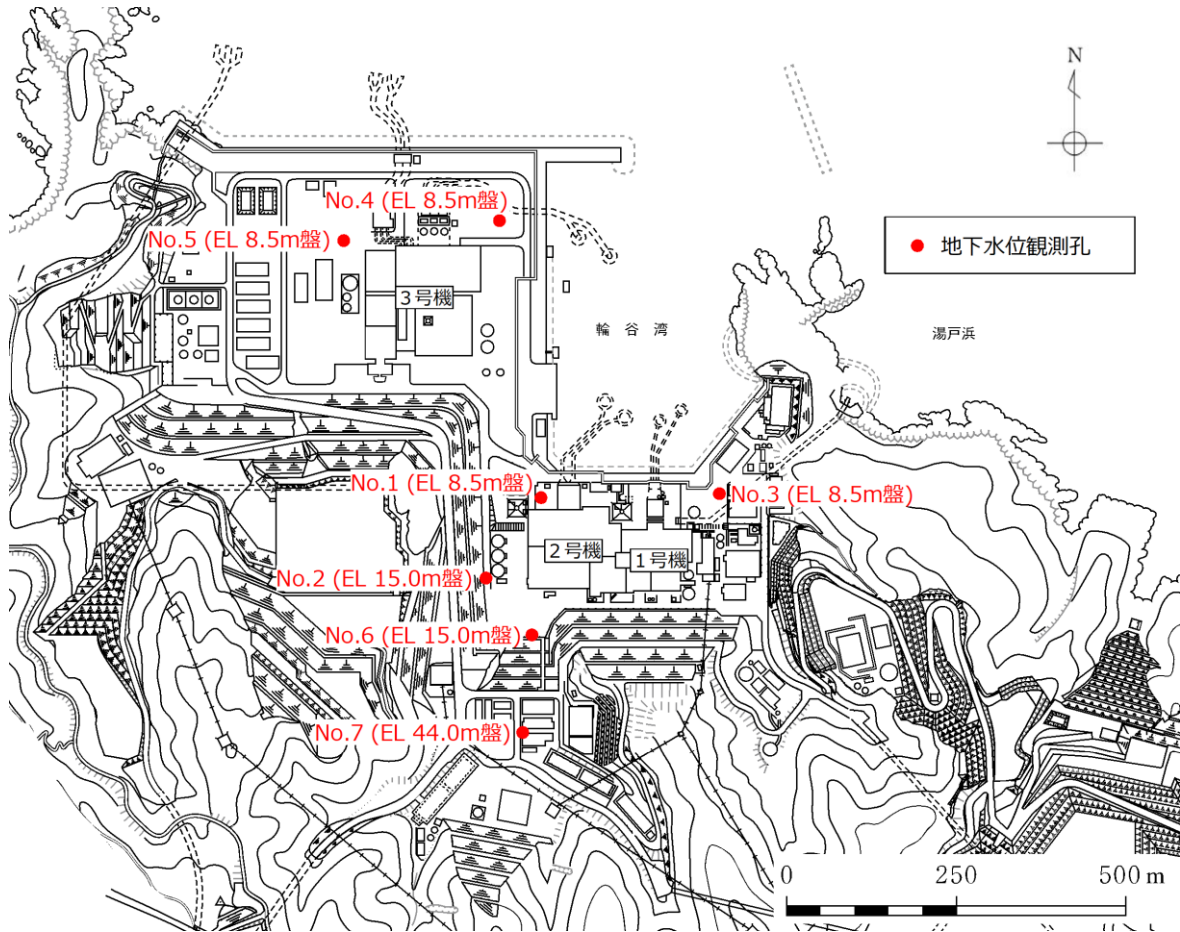


図3-1 地下水位観測孔位置図

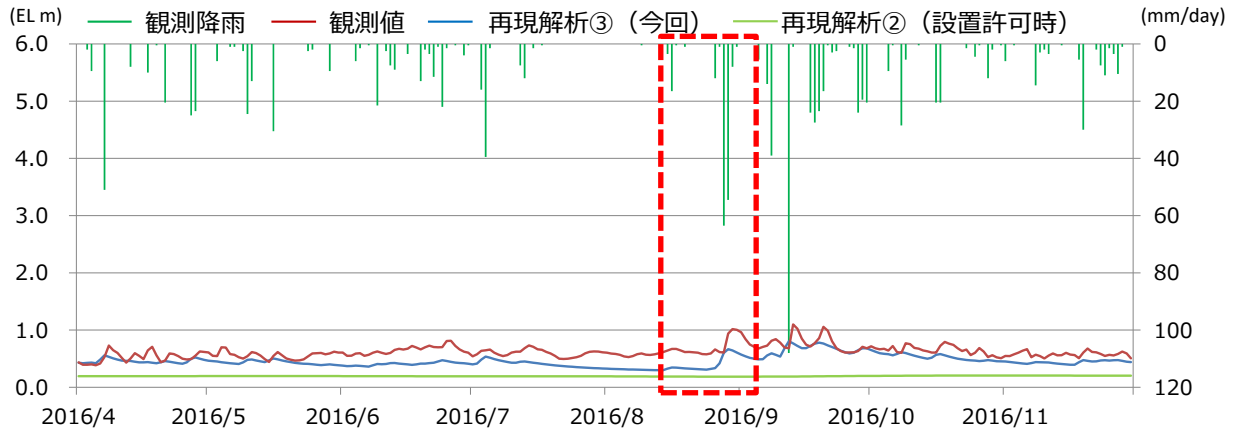


図 3-2(1) 地下水位の経時変化 (No. 1 孔)

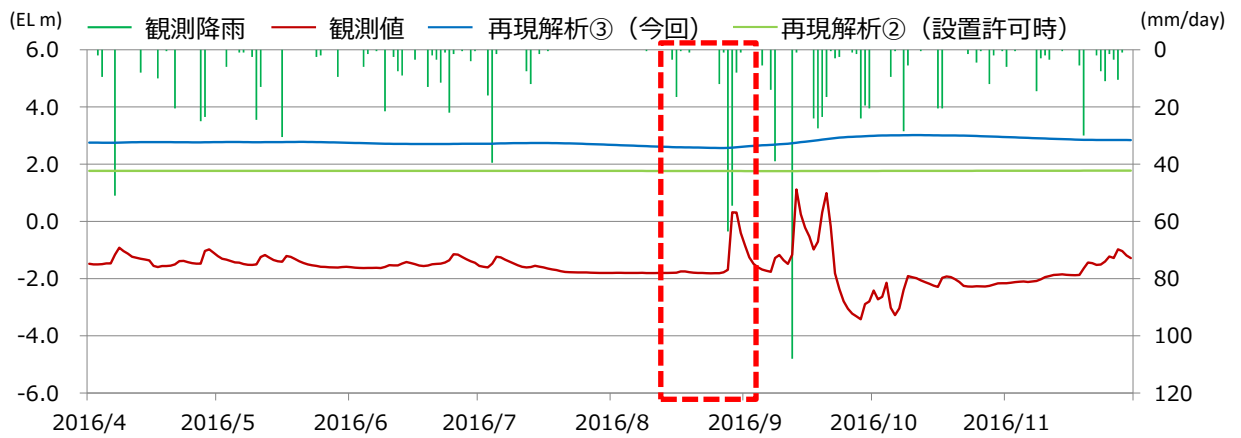


図 3-2(2) 地下水位の経時変化 (No. 2 孔)

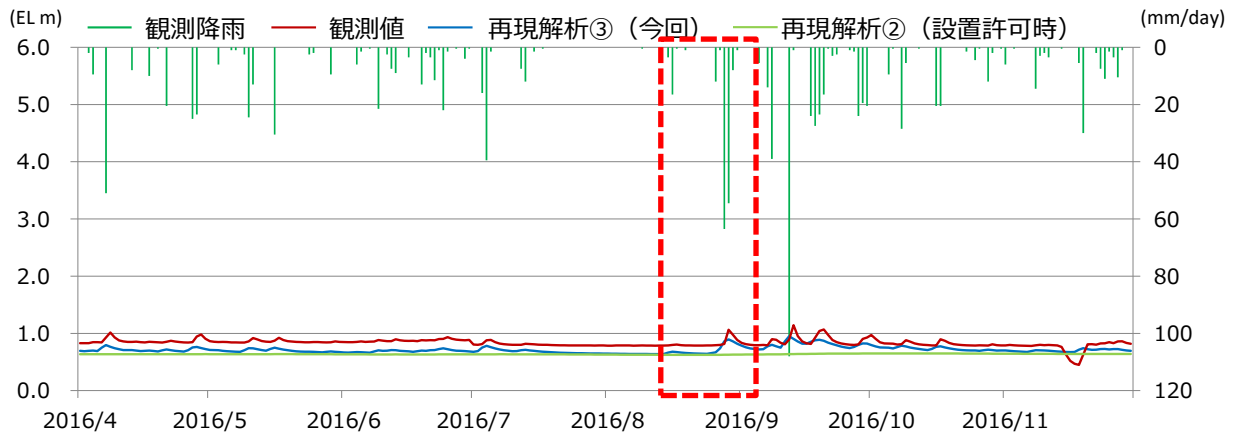


図 3-2(3) 地下水位の経時変化 (No. 3 孔)

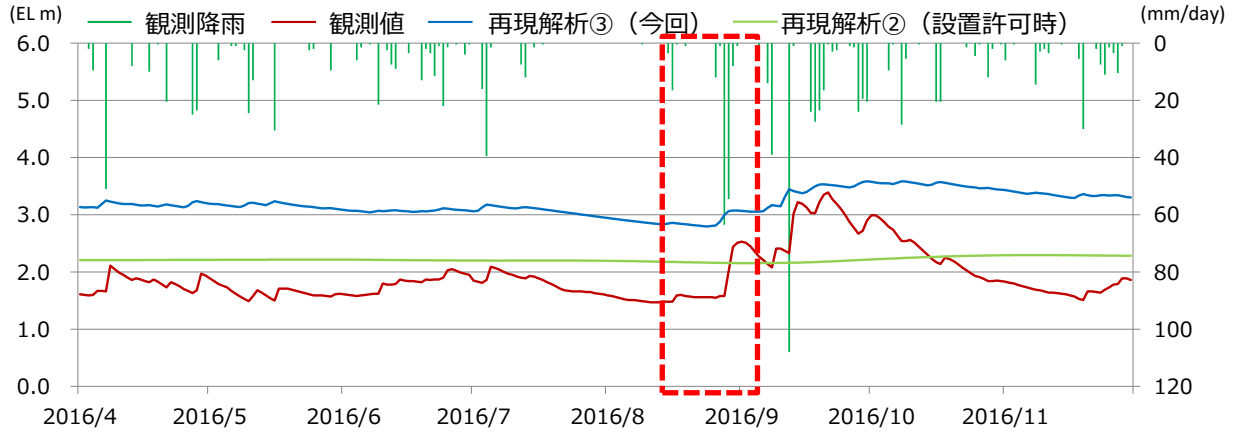


図 3-2(4) 地下水位の経時変化 (No. 4 孔)

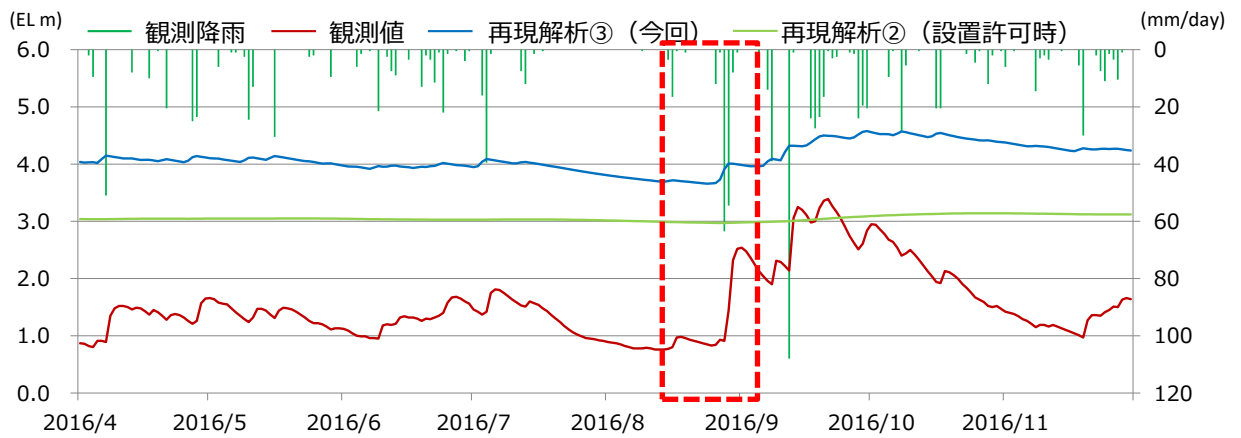


図 3-2(5) 地下水位の経時変化 (No. 5 孔)

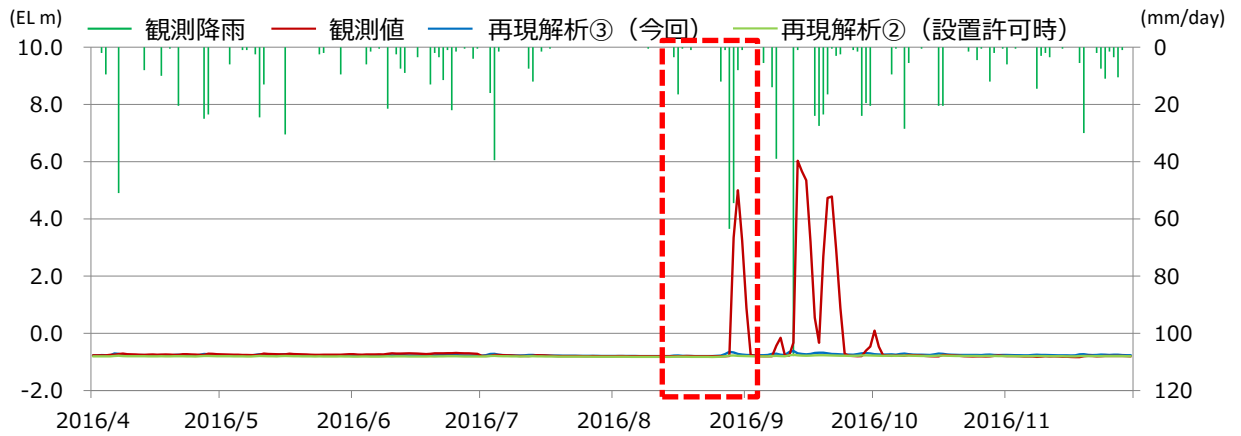


図 3-2(6) 地下水位の経時変化 (No. 6 孔)

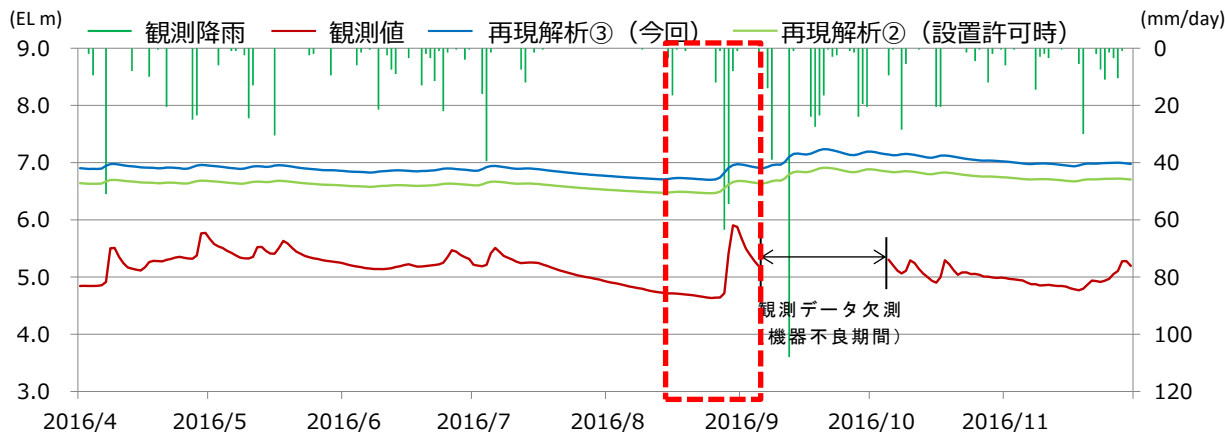


図 3-2(7) 地下水位の経時変化 (No. 7 孔)

再現解析③では、再現解析②と比較して、降雨に対する解析水位の感度が向上していることが確認された。No. 6 孔については、一部の期間において観測水位が降雨に伴い大きく変動しているものの、地下水位低下設備（既設）に近接する観測孔であり地下水位低下効果の影響が大きい範囲にあるため、それ以外の検証期間では、解析水位と観測水位の変動がいずれも小さい傾向にある。一部の期間において観測水位が降雨に伴い大きく変動している要因としては、観測孔周辺での工事状況等の影響により、一時的に雨水が観測孔に流入し易い状況であったことが推察される。

4. 非定常解析の感度向上に関する取り組み結果

今回実施した再現解析③では、設置変更許可時に実施した再現解析②から一部条件を変更し、降雨への感度分析を行った。図 3-2(1)～(7)の赤枠で示す期間（2016年8月14日～9月5日）での降雨時の水位変動を確認するため、表 4-1 に各地下水位観測孔における降雨前の地下水位と降雨期間中の最大地下水位との差を示す。その結果、観測孔によってばらつきは見られるものの、降雨時の地下水位の変動は、再現解析③では再現解析②に比べて大きい値を示していることから、再現解析②に比べて降雨に対する感度が向上していることを確認した。

以上のことから、非定常解析による降雨後の地下水位の変動の再現性には地表からの降雨の浸透による影響が大きいと判断される。その他の要因としては、敷地に広く分布している埋戻土の透水係数の影響が考えられるが、埋戻土の透水係数の不確かさを踏まえた確認を行った結果、感度に与える影響は小さいことを確認している。
(補足 1 参照)

表 4-1 降雨時における地下水位変動の比較

観測孔 No.	降雨時*の水位変動（最大値）		
	再現解析② （設置許可時）	再現解析③ （今回）	観測水位
1	0.00m	0.37m	0.40m
2	0.00m	0.06m	2.12m
3	0.01m	0.25m	0.28m
4	0.03m	0.24m	1.05m
5	-0.02m	0.32m	1.78m
6	0.05m	0.15m	5.80m
7	0.21m	0.27m	1.18m

注記*：2016/8/14～2016/9/5

5. 非定常解析の位置付けについて

再現解析③では、降雨に対する感度向上が確認され、解析モデルが地下水位の時系列的な変動に対しても再現性があることが確認された。

今回の検討により再現解析（非定常解析）の参考としての位置付けは変わらず、設計地下水位の設定においては、降雨条件に保守性を持たせた定常解析による予測解析に基づき設定する方針としており、表 5-1 のとおり、検証期間全体を通して定常解析による予測解析の水位は再現解析③による解析水位及び観測水位を常に上回っていることから、設計地下水位は十分な保守性を有していることを確認している。

表 5-1 地下水位の比較

観測孔 No.	最高水位		
	再現解析③* （今回）	観測水位*	予測解析
1	EL 0.81m	EL 1.10m	EL 3.41m
2	EL 3.02m	EL 1.11m	EL 10.65m
3	EL 0.95m	EL 1.14m	EL 1.51m
4	EL 3.58m	EL 3.39m	EL 5.97m
5	EL 4.58m	EL 3.39m	EL 6.75m
6	EL-0.62m	EL 6.03m	EL 15.00m
7	EL 7.24m	EL 5.90m	EL 19.00m

注記*：検証期間中の最高値

(補足1) 埋戻土の透水係数の不確かさが地下水位変動に与える影響について

再現解析(非定常解析)の感度向上の取り組みとしては、工事状況を踏まえた地表からの雨水の浸透を考慮することにより改善を図っているが、ここでは埋戻土の透水係数の不確かさを踏まえた影響について確認を行う。

1. 埋戻土の透水係数の不確かさによる影響の確認方法

再現解析(非定常解析)における透水係数の不確かさによる降雨に対する感度への影響について、埋戻土の透水係数を大きく変化させた検討ケースにより確認を行う。

確認は表1-1に示す再現解析④により行うこととし、再現解析(非定常解析)において降雨に対して感度の良い結果が得られた No.3 観測孔及び比較的感度の悪い No.2 観測孔について確認する。

埋戻土の透水係数の不確かさを踏まえた再現解析(非定常解析)においては表1-2に示す、試験平均値により求めた解析用の透水係数を大きく増減させた値として、1/10倍及び10倍した透水係数を用いて確認する。

再現解析(非定常解析)の感度向上に向けた取り組みとして実施した再現解析③との解析条件の比較を表1-3に示す。

表1-1 再現解析実施内容

解析ケース名	解析種別	実施時期	内容
再現解析①	定常解析	設置許可時	モデルの妥当性確認のため実施
再現解析②	非定常解析	設置許可時	再現解析①の参考として実施
再現解析③		詳細設計時	再現解析②を踏まえ、降雨時の解析水位の感度向上を目的として実施
再現解析④			再現解析③の検証を踏まえ、埋戻土の透水係数の不確かさの影響を確認することを目的として実施(今回実施)

表 1-2 埋戻土の透水係数の不確かさの検討ケース

検討ケース	透水係数 (cm/s)		
再現解析③	標準値 (試験平均値)		2×10^{-1}
再現解析④	透水係数が高い場合	標準値 $\times 10$ 倍	2×10^0
	透水係数が低い場合	標準値 $\times 1/10$ 倍	2×10^{-2}

表 1-3 再現解析（非定常解析）の解析条件比較

項目	再現解析③ モデル	再現解析④ モデル
目的	モデル化の妥当性を確認するための参考として実施	
	再現解析②の感度向上（舗装範囲見直し）	透水係数の不確かさによる影響確認
解析コード	Dtransu-3D・EL, バージョン：ver.2af90MP	
解析領域	<p>敷地を取り囲む分水嶺までを解析範囲とする</p> <p>凡例 ■ C₁農耕地 ■ C₂農耕地 ■ C₃農耕地 ■ D農耕地 ■ 埋戻土 ■ 築地 ■ 防波堤</p> <p>1, 2号機エリア 3号機エリア</p>	
格子数	<ul style="list-style-type: none"> 平面格子数：1, 2号機エリア：約 2.1 万 3号機エリア：約 2.4 万 総格子数：1, 2号機エリア：約 121 万 3号機エリア：約 138 万 格子寸法：1~40m 程度（構造物近傍は最小 1m 程度，山側領域は 40m 程度） 	
解析種別	非定常解析	
検証期間	2016 年 4 月~2016 年 11 月	
降雨条件	構内観測所における検証期間中の降水量を経時的に与える	
モデル（地形）	検証期間に対応した状態	
モデル（地盤）	検証期間に対応した状態	
モデル（構造物）	検証期間に対応した状態	
モデル（ドレーン）	ドレーン（既設）を管路として考慮	
境界条件	<p>感度向上を目的とした設定</p> <ul style="list-style-type: none"> 山側：閉境界 海側：H.W.L. (EL 0.46m) に水位固定 ドレーン：管路としてモデル化 安全対策工事の実施状況を踏まえて舗装範囲の見直し 	
透水係数	透水試験，粒度試験* ¹ 及び文献値* ² より算定した標準値	標準値を大きく増減させた値 標準値×10 倍，標準値×1/10 倍
有効間隙率	物理試験及び文献値* ³	

注記*1：土質試験の方法と解説に基づき設定

*2：管理型廃棄物埋立護岸 設計・施工・管理マニュアル（改訂版）に基づき設定

*3：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）に基づき設定

2. 埋戻土の透水係数の不確かさを踏まえた影響確認結果

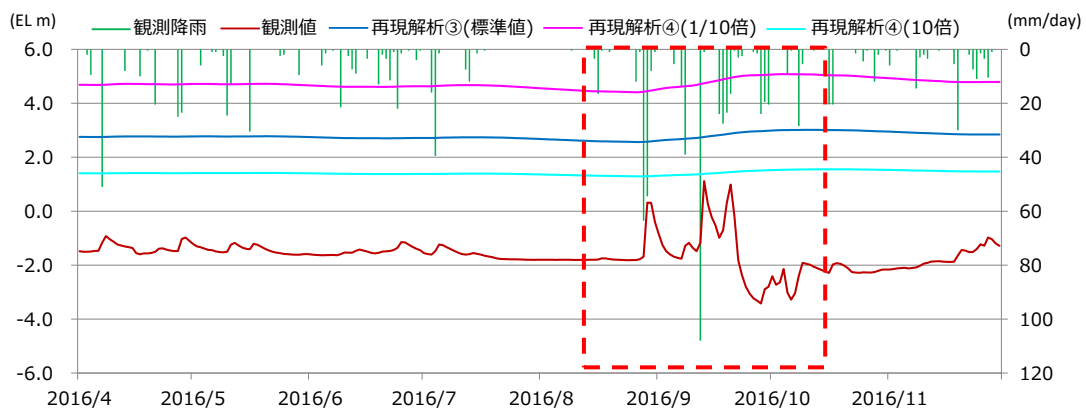
図 2-1 及び図 2-2 に埋戻土の透水係数の不確かさを踏まえた再現解析（非定常解析）結果を示す。

埋戻土の透水係数を 1/10 倍及び 10 倍した場合ともに降雨に対する地下水位の感度向上は確認できない。

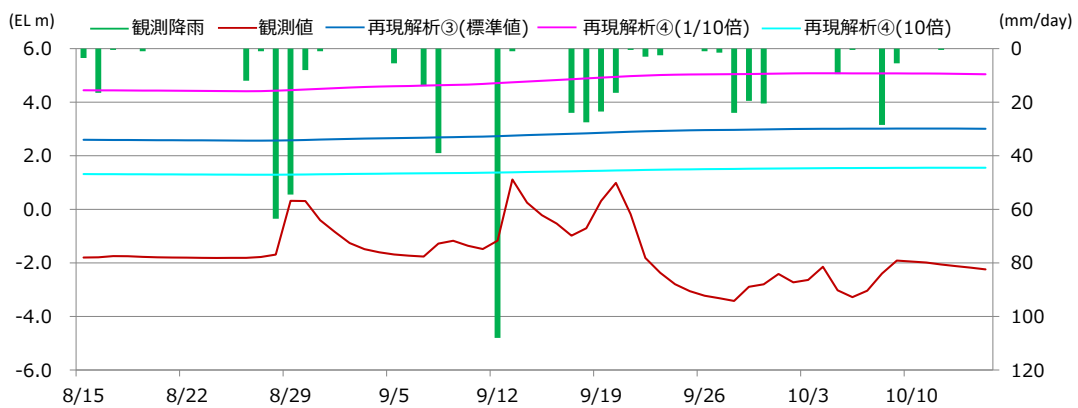
No. 2 観測孔においては、標準値を用いた解析水位に比べ、10 倍した場合の解析水位は観測水位との差が小さくなる傾向にあるが、降雨に対する感度は低下しており、1/10 倍した場合の解析水位は降雨に対する感度はわずかに向上しているものの、解析結果は観測水位との差が大きくなる傾向が確認できた。

No. 3 観測孔については 10 倍した場合の解析水位は降雨に対する感度は標準値を用いた解析水位と同程度であるが、解析水位と観測水位の差が大きくなる傾向が確認され、1/10 倍した場合については降雨に対する地下水位の感度は低下し、さらに解析水位と観測水位との差が大きくなる傾向が確認できた。

以上のことから再現解析（非定常解析）の感度向上に対しては、埋戻土の透水係数の不確かさによる影響は小さく、地表面からの降雨の浸透による影響が大きいことを確認した。

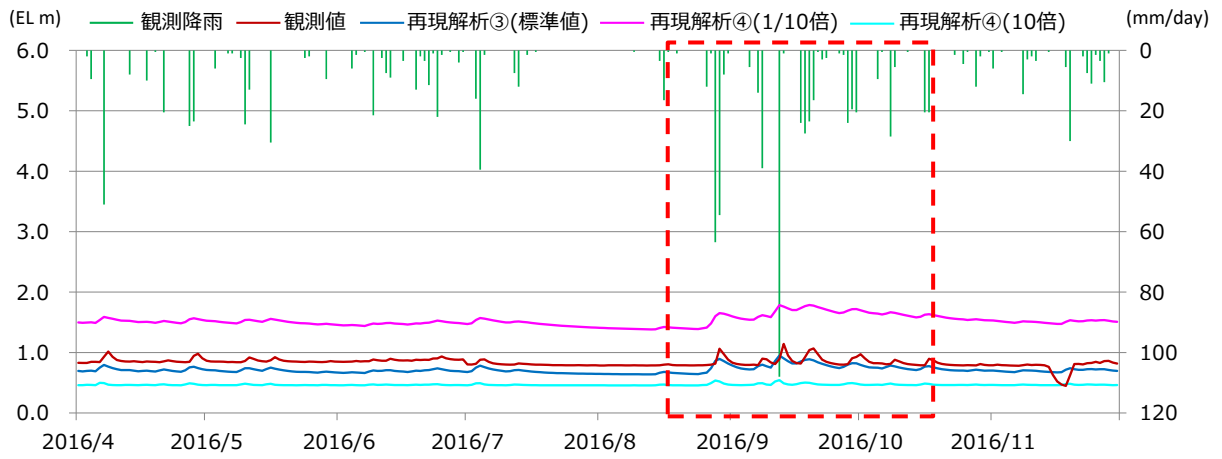


(1) 検証期間 (2016 年 4 月～11 月)

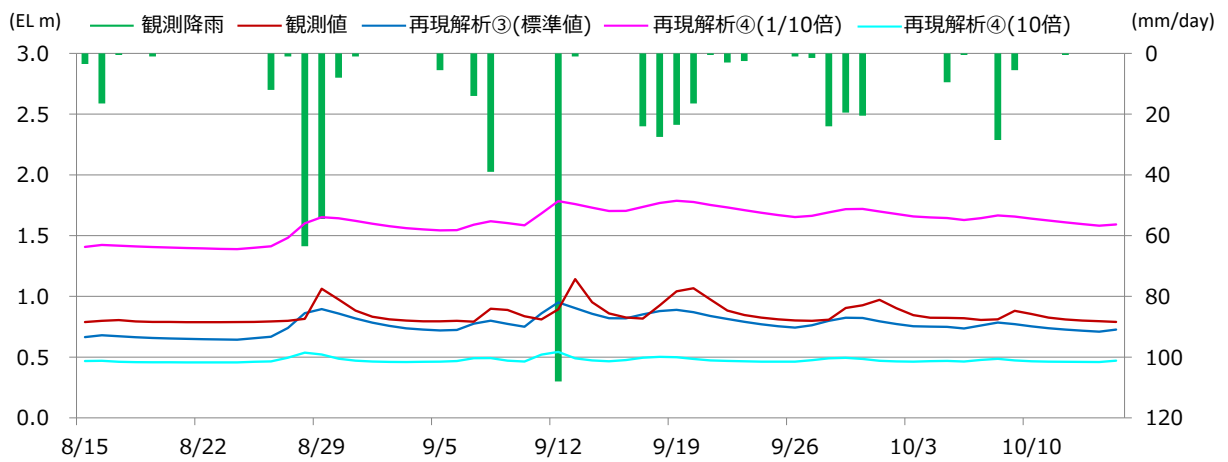


(2) 2016/8/15～10/15 拡大

図 2-1 埋戻土の透水係数の不確かさを踏まえた再現解析
(非定常解析) 結果 (No. 2 孔)



(1) 検証期間 (2016年4月～11月)



(2) 2016/8/15～10/15 拡大

図 2-2 埋戻土の透水係数の不確かさを踏まえた再現解析
(非定常解析) 結果 (No. 3 孔)

(参考資料 5) 地下水位観測記録について

1. 概要

設置変更許可時に示している地下水位観測孔における観測水位について、最新の観測記録を示すとともに、設計地下水位の妥当性について示す。

2. 観測記録

地下水位観測孔の位置図を図 2-1 に、2014 年 11 月から 2022 年 1 月までの観測記録を図 2-2(1)～(7)に示す。

設置変更許可審査以降（2020 年 10 月以降）の 2021 年 7 月 12 日において、観測開始（2014 年 11 月）以降の最大日降水量を記録しており、地下水位観測孔 No. 3 孔及び No. 6 孔において観測水位の過去最高値を記録している。

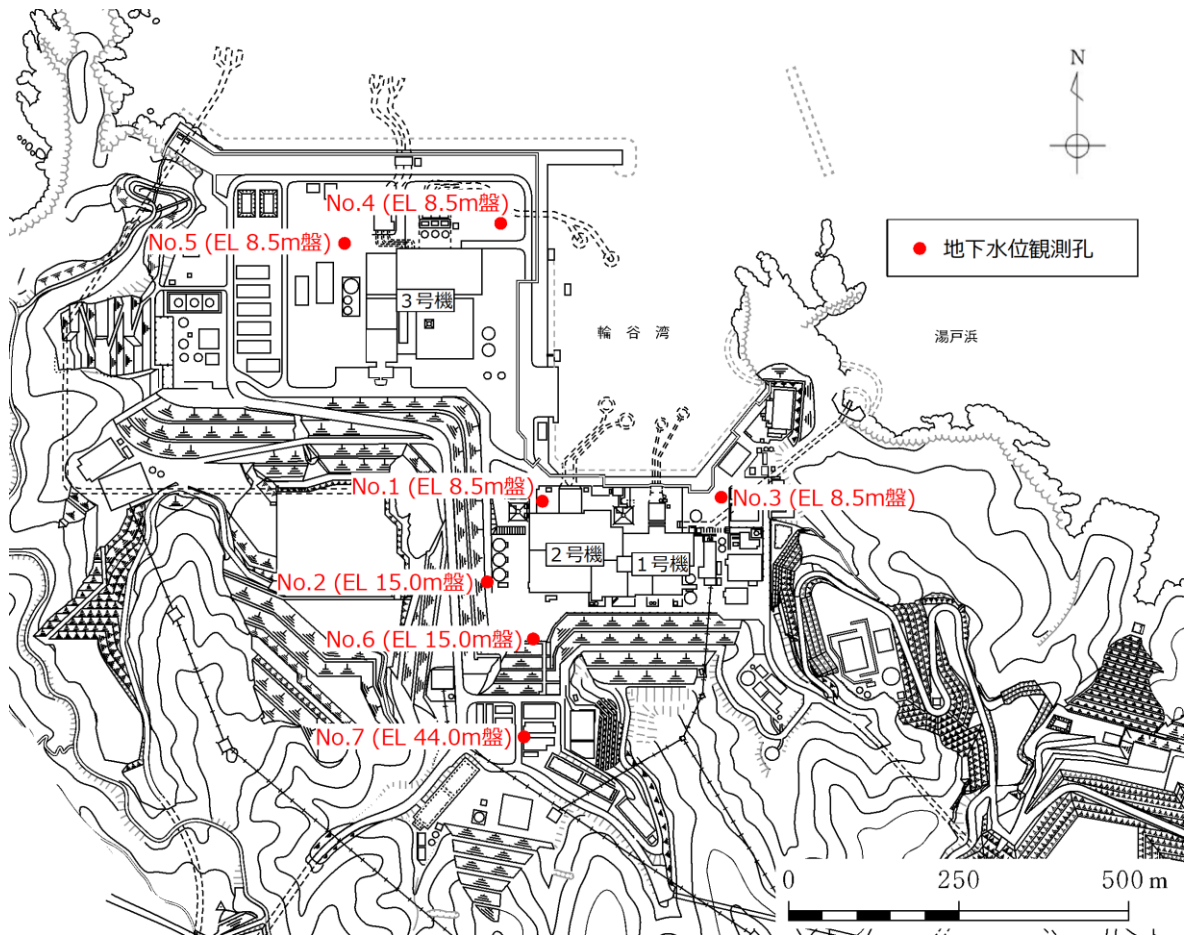


図 2-1 地下水位観測孔位置図

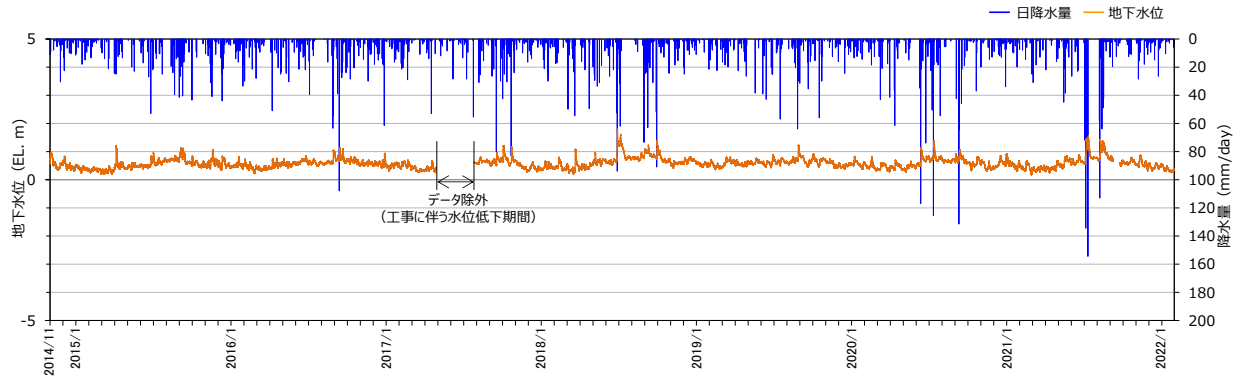


図 2-2(1) 地下水位観測記録 (No. 1 孔)

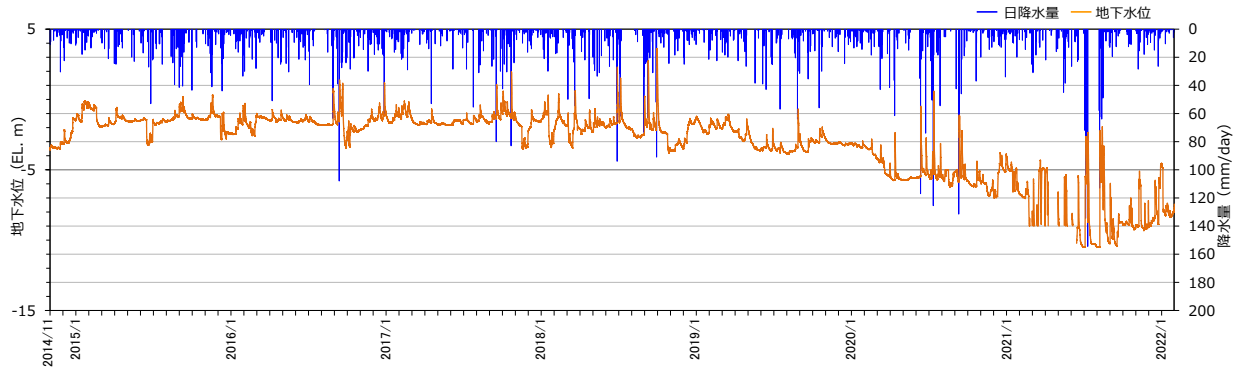


図 2-2(2) 地下水位観測記録 (No. 2 孔)

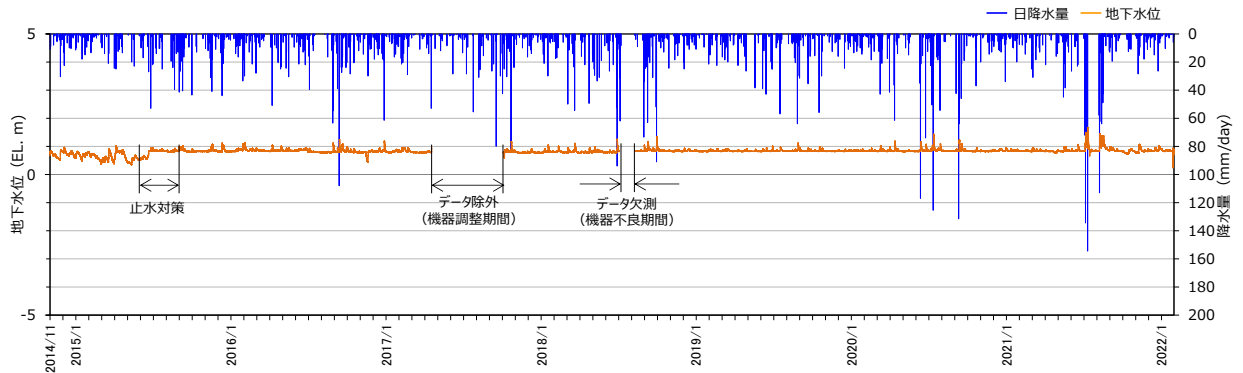


図 2-2(3) 地下水位観測記録 (No. 3 孔)

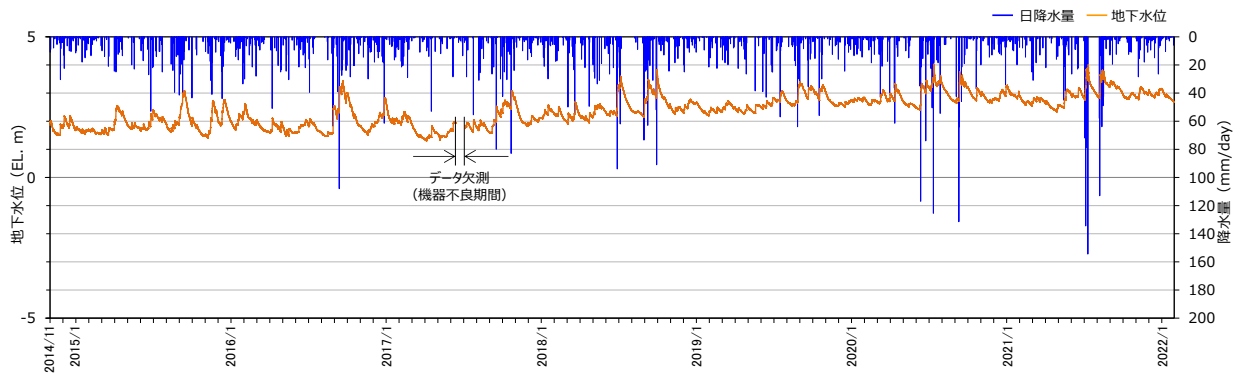


図 2-2(4) 地下水位観測記録 (No. 4 孔)

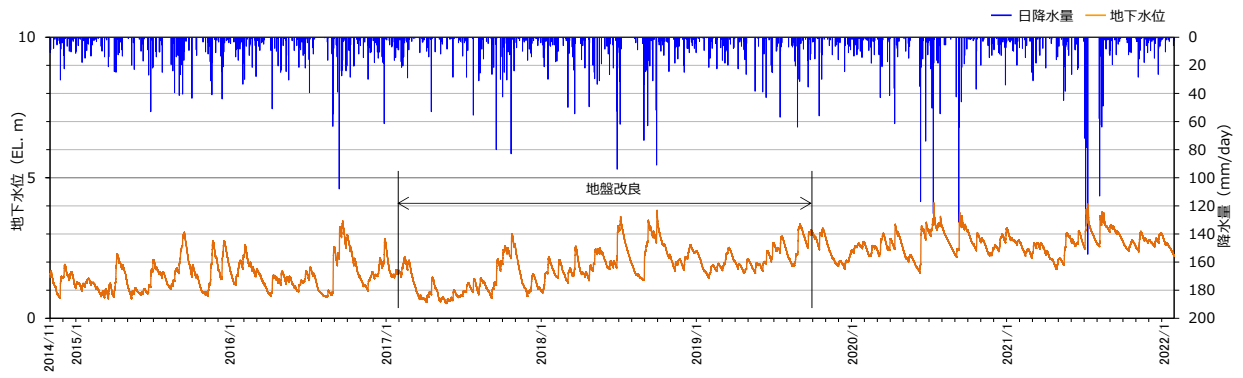


図 2-2(5) 地下水位観測記録 (No. 5 孔)

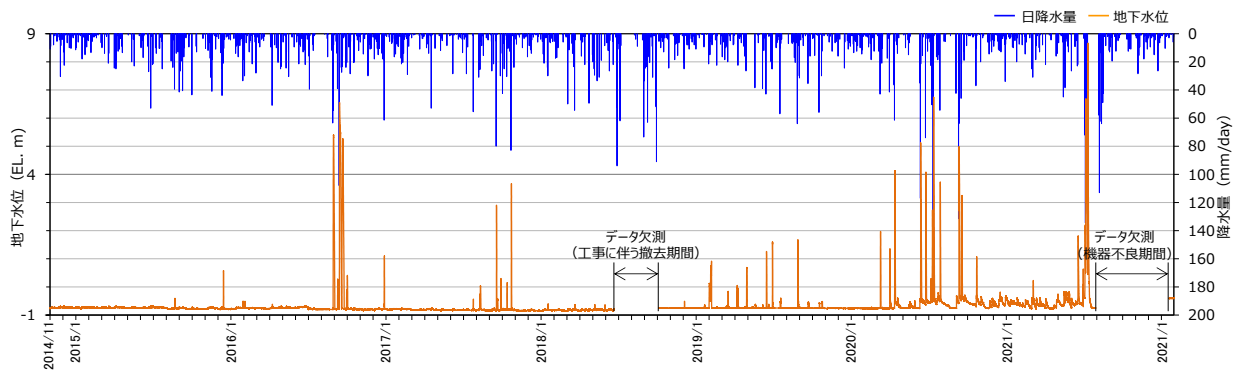


図 2-2(6) 地下水位観測記録 (No. 6 孔)

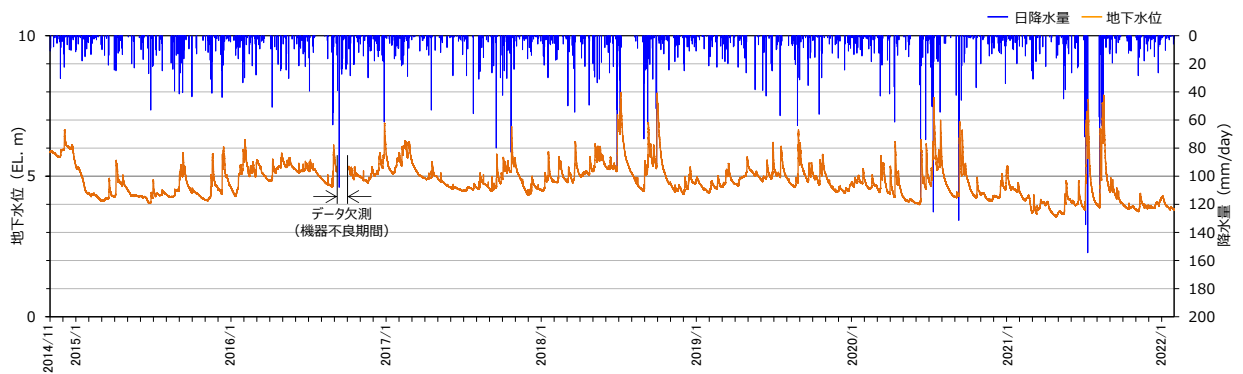


図 2-2(7) 地下水位観測記録 (No. 7 孔)

3. 設計地下水位の妥当性確認について

地下水位観測記録の最大値と予測解析（定常解析）における解析水位（自然水位）との比較を表 3-1 に示す。

No. 3 観測孔においては、観測水位が解析水位（自然水位）を上回っている。このことから、屋外重要土木構造物等の設計地下水位の設定においては、参考資料 8-2 に示すように浸透流解析の結果から構造物の耐震安全性評価で検討する解析モデル範囲内の最高地下水位を抽出し、それに裕度を加えた地下水位を設計地下水位として全解析断面に対して一律に設定することにより、設計地下水位を観測水位よりも高く設定する。

以上のことから、設置許可審査以降の観測記録を踏まえても屋外重要土木構造物等の設計地下水位の設定値が妥当であることを確認した。

表 3-1 観測水位と解析水位（自然水位）の比較

観測孔 No.	①観測水位 (m)	②解析水位 (自然水位) (m)	差 (②-①) (m)
1	1.79	3.41	1.62
2	3.59	10.65	7.06
3	1.67*	1.51	-0.16
4	4.03	5.97	1.94
5	4.12	6.75	2.63
6	8.66*	15.00	6.34
7	7.97	19.00	11.03

注記* : 2020 年 10 月以降に更新した最高地下水位

(参考資料 6) 予測解析における降雨条件について

1. 概要

本資料では、設計地下水位の設定に係る予測解析における、敷地の地下水位に影響を与える降雨条件について、保守的な評価となる条件についての検討結果を示す。

2. 降雨条件の設定について

2.1 発電所周辺の降雨記録による設定値

設計地下水位の設定に係る予測解析に用いる降雨条件の設定にあたり、島根原子力発電所が位置する島根県松江市の気象庁松江地方気象台の過去 78 年間（1941～2018 年）の年間降水量の記録に基づき、年間降水量の平均値を算出し、降雨条件を保守的に設定するため、ばらつきを考慮する。

松江地方気象台における年間降水量の平均値は 1,880mm/年であり、平均値にばらつきを考慮した値（平均値 + 1 σ ）は図 2-1 に示すとおり、2,163mm/年となる。

なお、図 2-1 に示すとおり、松江地方気象台における年間降水量の平均値は、島根原子力発電所において観測された年間降水量の平均値を上回っている。

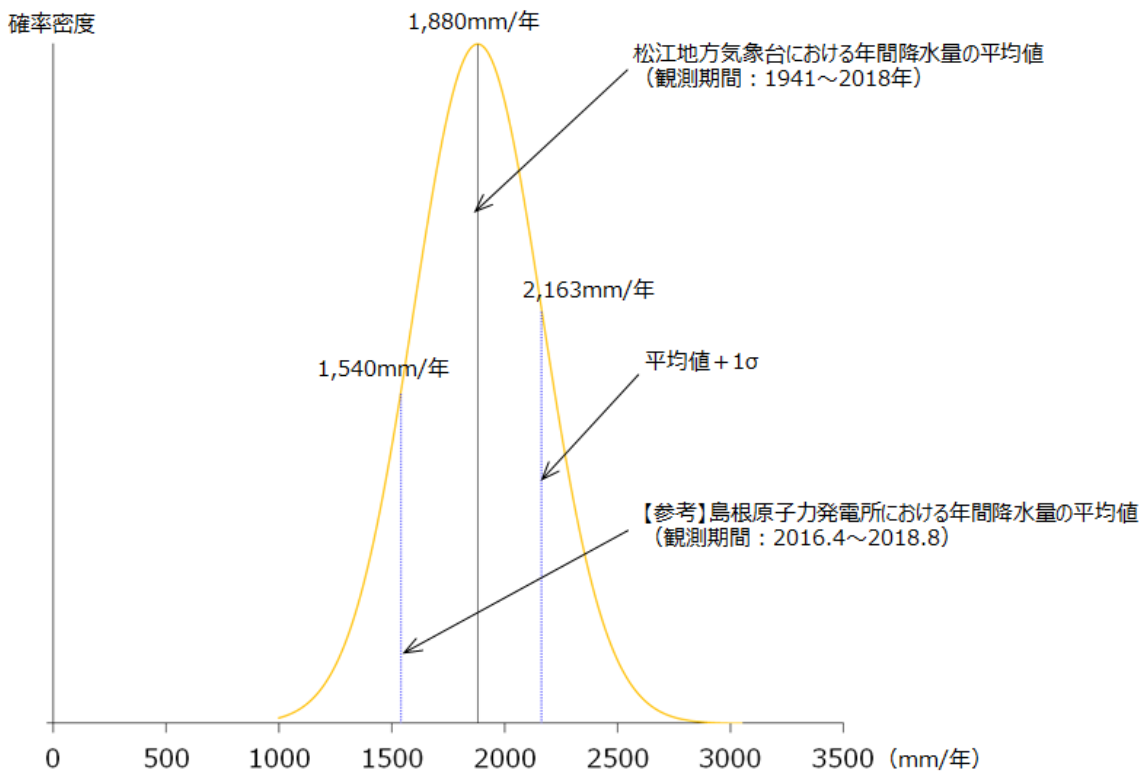


図 2-1 松江市の年間降水量の正規分布

2.2 更なる保守性の確保について

設計地下水位の設定に係る予測解析における降雨条件の設定にあたり、更なる保守性を確保するための取り組みについて示す。

気象庁・環境省による今後の気候変動予測に関する分析*によると、将来の温室効果ガス濃度に応じたシナリオ（RCPシナリオ）により日本周辺の将来（2080年～2100年）の気候変動予測計算を実施している。このうち、図2-2に示す地球温暖化を引き起こす効果を示す指標である放射強制力が今後も上昇を続け、2100年以降に安定化するシナリオを選定する。図2-3に示すように西日本の日本海側では、将来的に（2080～2100年）年間降水量が約130mm/年増加する可能性があることが報告されていることから、降雨条件の保守的な設定にあたっては、この値についても考慮する。

以上を踏まえ、地下水位の設定に係る浸透流解析においては、表2-1に示すとおり降雨条件として2,400mm/年を考慮する。

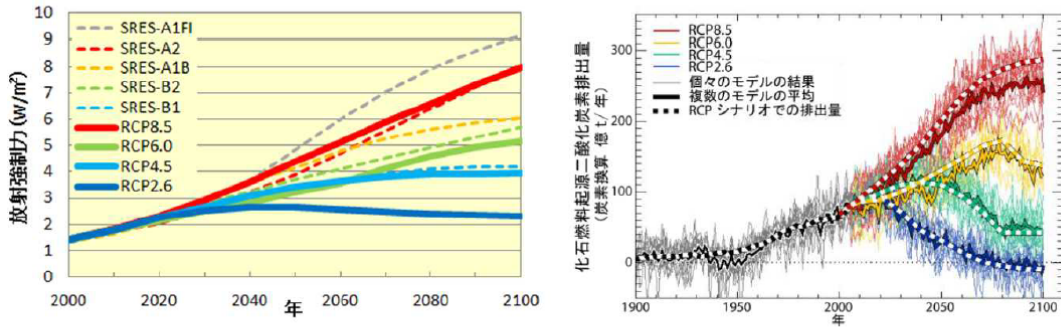
注記*：気象庁・環境省「日本国内における気候変動予測の不確実性を考慮した結果について」

表2-1 浸透流解析に用いる降雨条件

	降水量
	(mm/年)
(参考) 島根原子力発電所における年間降水量	1,540
松江地方気象台における年間降水量の平均値	1,880
標準偏差	283
平均値+1 σ	2,163
将来的な増加量	130
気候変動予測における降水量の増加量を加味した解析用降水量	2,400

【参考資料Ⅳ】RCPシナリオについて

シナリオ略称	シナリオ名称	放射強制力の変化
RCP8.5	高位参照シナリオ	2100年以降も上昇が続く
RCP6.0	高位安定化シナリオ	2100年以降に安定化する
RCP4.5	中位安定化シナリオ	2100年までに安定化する
RCP2.6	低位安定化シナリオ	2100年までにピークを迎えその後減少する



(左) RCPシナリオに基づく放射強制力(RCPシナリオで定める4つの放射強制力の経路を実線で示す。比較のためSRESシナリオに基づいて求めた放射強制力を破線で示す。)
 (右) RCPシナリオに対応する化石燃料からの二酸化炭素排出量(地球システムモデルによる逆算の結果。細線:個々のモデルの結果、太線:複数のモデルの平均)

文部科学省・経済産業省・気象庁・環境省 2013年9月27日報道発表資料をもとに作成

気象庁・環境省「日本国内における気候変動予測の不確実性を考慮した結果について (お知らせ) 別添資料」p.43に一部加筆

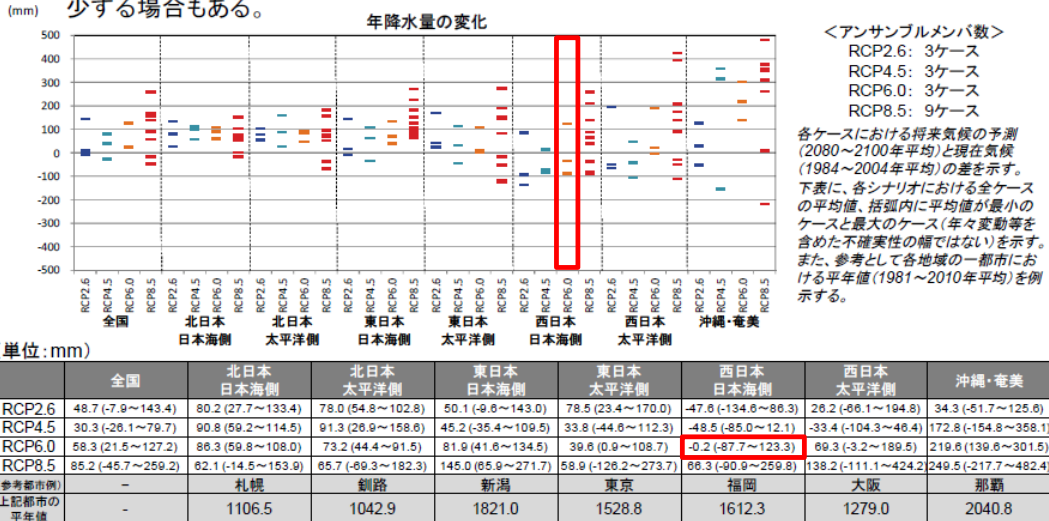
図2-2 RCPシナリオについて

3. 整備されたデータの特徴 ~ 将来気候の予測/降水(年降水量の変化)

●年降水量の変化

※バイアス補正(参考資料参照)後のデータを使用

●年降水量は、シナリオの違いによる傾向は不明瞭であり、ケースによって増加する場合も減少する場合もある。



モデル計算結果の現在気候をベースにした変化量の地域平均と、一地点の観測値である平年値とは、単純に比較できるものではない。また、都市例は代表的な都市をあげているが、地域の気候の代表値ではない。

気象庁・環境省「日本国内における気候変動予測の不確実性を考慮した結果について (お知らせ) 別添資料」p.21に一部加筆

図2-3 年降水量の将来変化予測

(参考資料 7) 地下水位低下設備 (新設) について

1. 概要

本資料は、原子炉建物等の建物・構築物に作用する揚圧力及び液状化の低減を目的として設置する地下水位低下設備 (新設) の全体構成を説明するものである。なお、各設備の設定根拠等については、補足-023-11「地下水位低下設備の設計方針に係る補足説明資料」に示す。

2. 地下水位低下設備 (新設) の構成

地下水位低下設備 (新設) は、発電所の運用面、施工ヤード、構内排水計画等を踏まえタービン建物の西側に設置し、揚水井戸及び多重化した揚水系統 (揚水ポンプ、水位計、配管等) で構成する。制御盤は、原子炉建物内に多重化した 2 系統を設置し、地下水位低下設備 (新設) を操作・監視できる構成とする。電源は系統ごとに異なる非常用電源母線に接続する。また、操作・監視については、中央制御室に設置する制御盤においても実施できる構成とする。

3. ドレーン (新設) の構成

ドレーン (新設) は、原子炉建物等に作用する揚圧力及び液状化の影響を低減する目的で 3 次元浸透流解析により、原子炉建物等の十分な地下水位低下効果が期待できることを確認した平面配置及び深度とする。具体的には、揚水井戸から建物周辺地下岩盤内に直線的に 3 本配置し、地下水を揚水井戸に集水する構造として、ドレーン (既設) より低い EL-18.7m~EL-12.0m の範囲に設置する。浸透流解析においては、ドレーン (新設) は、施工計画高の上限高さでモデル化を行う。

地下水はドレーン (新設) により集水され、揚水井戸内に設置した揚水ポンプ、配管により構内排水路へ排水される。

地下水位低下設備 (新設) の平面図を図 3-1 に、構成概要を表 3-1、図 3-2 に示す。

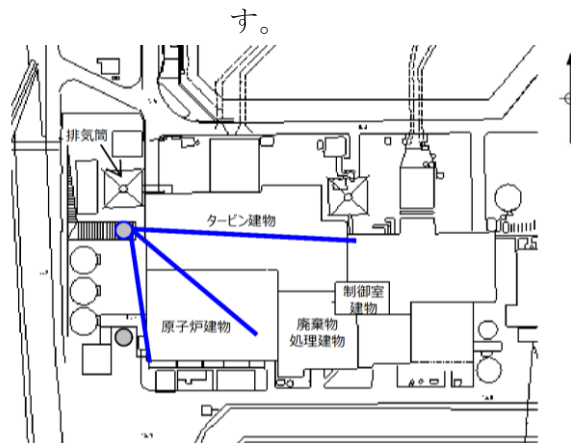


図 3-1 地下水位低下設備 (新設) の平面図

表 3-1 地下水位低下設備（新設）の構成概要

構成	概要
ドレーン	V P 管（φ 200mm），揚水井戸に接続する。
揚水井戸	内径 φ 3.5m の鉄筋コンクリート造，タービン建物西側（EL8.5m）に設置する。
揚水ポンプ （配管を含む）	揚水ポンプ（容量 216 m ³ /h/個，揚程 35m，原動機出力 37kW）を揚水井戸に 2 個/系統×2 系統（計 4 個）設置する。
水位計・制御盤	水位計（計測範囲EL-21.4m～EL-12.0m）は揚水井戸に 1 個/系統×2 系統（計2個）設置する。 制御盤は原子炉建物内に1面/系統×2 系統（計2面）設置し，中央制御室に設置する制御盤（1面）においても操作・監視できる構成とする。
電源	系統ごとに，異なる非常用電源母線に接続する。

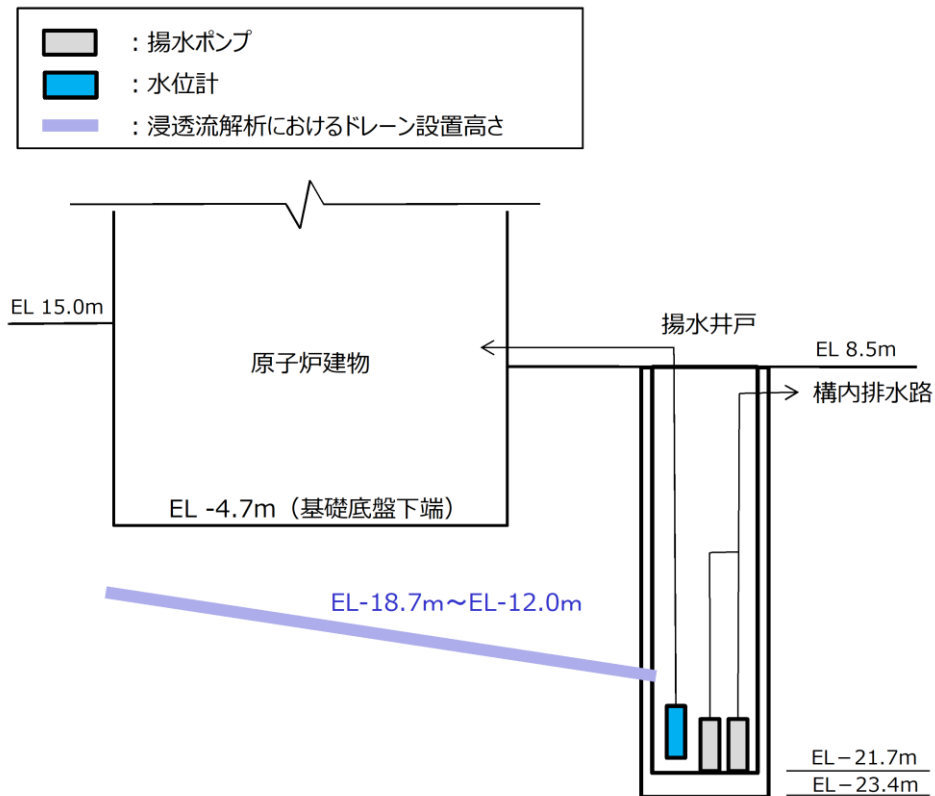


図 3-2 地下水位低下設備（新設）の構成図

(参考資料 8-1) 1号機建物・構築物の地下水位について

1. 概要

本資料は、地下水位低下設備（新設）の効果が及ぶ範囲（EL 8.5m 盤及び EL 15.0m 盤）に位置する 1号機建物・構築物について、地下水位が耐震評価に与える影響について確認するものである。

2. 1号機建物・構築物の地下水位

1号機建物・構築物について、予測解析により得られた地下水位及び揚圧力を表 2-1 に示す。全施設において地下水位が基礎底面高さを下回っていることから、地下水位が 1号機建物・構築物の耐震評価に与える影響はない。

表 2-1 1号機建物・構築物の地下水位

施設名称	基礎底面高さ	予測解析結果* (地下水位)
1号機原子炉建物	EL 0.1m	EL 0.0m
1号機タービン建物	EL-0.3m	EL-1.0m
1号機廃棄物処理建物	EL 5.0m	EL-2.1m
1号機排気筒	EL 0.0m	EL-0.6m

注記*：各建物・構築物位置での平均地下水位

(参考資料 8-2) 土木構造物の設計地下水位の設定方法

1. 概要

屋外重要土木構造物等の設計地下水位は、予測解析（水位評価）モデルを用いた3次元浸透流解析（定常解析）より得られた解析水位を参照し、観測水位の不確かさ等を考慮した余裕代を加えたうえで、解析水位を上側に包絡するよう設定する方針としている。

本資料は、土木構造物の設計地下水位の設定方法について整理したものである。

2. 設計地下水位の設定に用いる裕度の考え方について

再現解析モデルの妥当性確認を目的として実施した、図 2-1 に示す地下水位観測孔における観測水位と再現解析による解析水位の比較結果を図 2-2 に示す。検証を行った期間（2016年4月～2018年8月）において、解析水位は観測水位と整合的であることを確認し、一部の観測孔では観測水位が解析水位を上回っている箇所が存在するが、その差は観測水位に対するばらつき（ 1σ ）の範囲内である。よって、屋外重要土木構造物等の設計地下水位の設定に際しては、観測水位の標準偏差を裕度として解析水位に加えることで、設計地下水位を保守的に高く設定する。設計地下水位に加える裕度としては、表 2-1 に示すとおり、観測水位のばらつき（ 1σ ）の最大値である 0.6m 程度を考慮する方針とする。

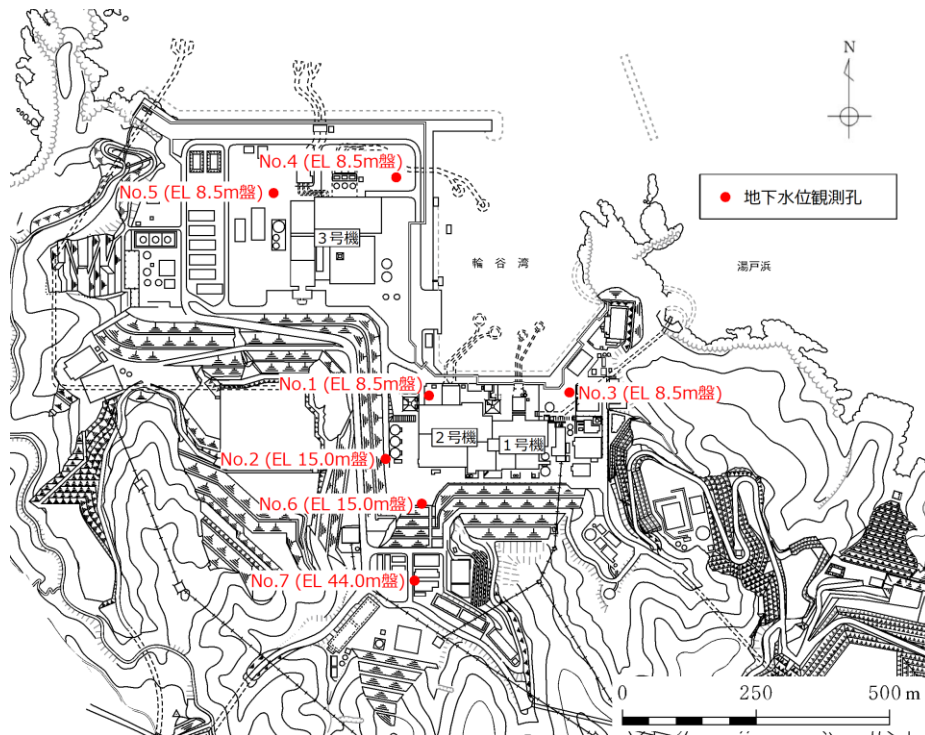


図 2-1 地下水位観測孔位置図（図 3.3-3 の再掲）

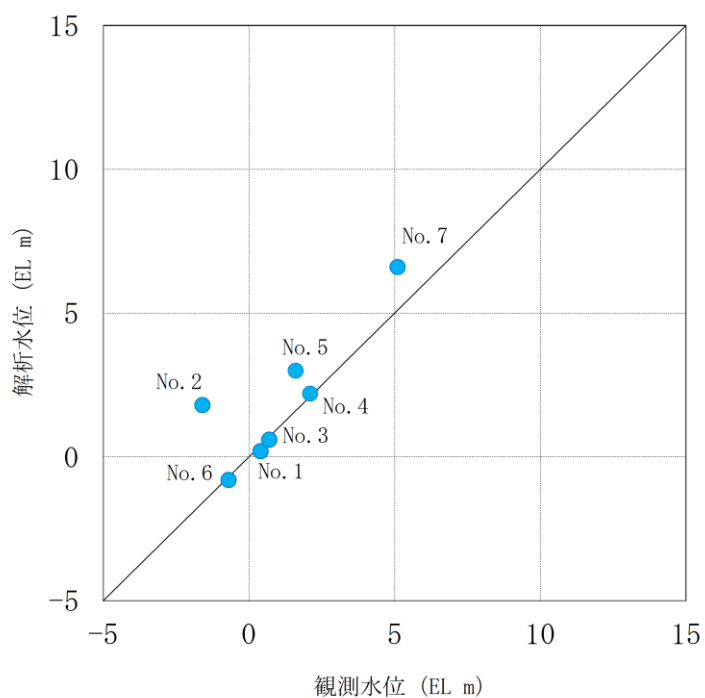


図 2-2 観測水位と解析水位の比較 (図 3.3-9 の再掲)

表 2-1 観測水位と解析水位の比較

観測孔	観測水位 (EL m)		(C) 解析水位 (EL m)
	(A) 平均値	(B) 標準偏差	
No. 1	0.4	0.5	0.2
No. 2	-1.6	0.6	1.8
No. 3	0.7	0.3	0.6
No. 4	2.1	0.4	2.2
No. 5	1.6	0.6	3.0
No. 6	-0.7	0.6	-0.8
No. 7	5.1	0.5	6.6

3. 設計地下水位の設定方法

設計地下水位は、構造物の耐震安全性評価で対象とする解析モデル範囲内で、浸透流解析の結果から最高地下水位を抽出し、それに裕度を加えた地下水位として全解析断面に対して一律に設定する。

設計地下水位の設定方法のイメージを図 3-1 に示す。

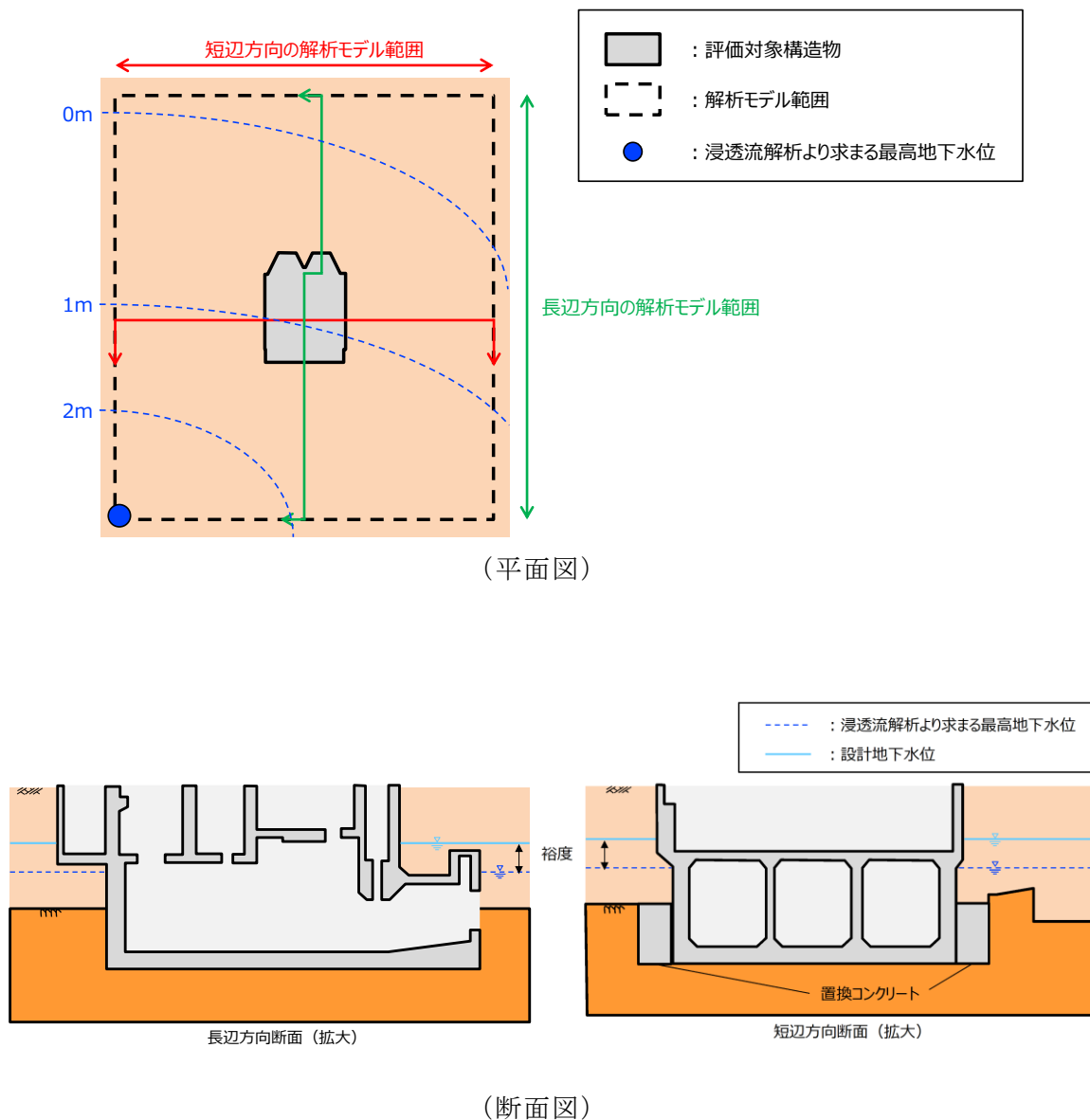


図 3-1 設計地下水位の設定方法のイメージ図

(参考資料 9) 砂礫層の解析用物性値について

1. 島根原子力発電所における砂礫層について

島根原子力発電所において砂礫層は、図 1-1 に示すとおり、1号機東側及び3号機北側の EL 8.5m 以下の敷地の谷部に局所的に分布する。

津波防護施設である防波壁（多重鋼管杭式擁壁）及び防波壁（波返重力擁壁）の周囲に、砂礫層が分布しており、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）及び防波壁（波返重力擁壁）の解析モデルに取り入れる必要があることから、砂礫層に適切な解析用物性値を設定する。

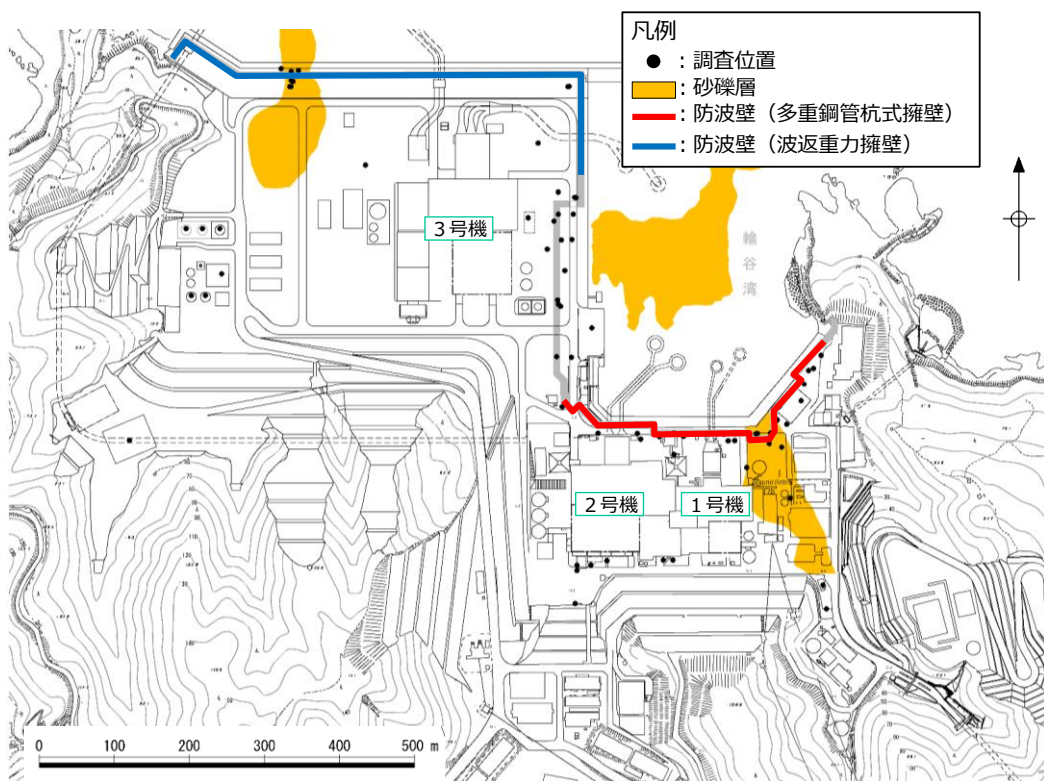


図 1-1 砂礫層の分布状況

2. 砂礫層の解析用物性値の設定

2.1 設定方針

砂礫層の解析用物性値については、原位置試験、室内試験の試験結果及び「液状化による構造物被害予測プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメタの簡易設定法（港湾技研資料 No. 869）」（以下「港湾技研資料」という。）を踏まえて設定する。

2.2 原位置試験及び室内試験

(1) 試験方法

砂礫層の原位置試験及び室内試験は、日本産業規格（JIS）又は地盤工学会（JGS）の試験基準に基づき、表 2-1 の項目について実施する。

表 2-1 砂礫層の試験項目

項目	規格・基準名称	試験規格
飽和密度	土の湿潤密度試験方法	JIS A 1225
間隙率	土粒子の密度試験方法	JIS A 1202
S 波速度	地盤の弾性波速度検層方法	JGS 1122
G/G ₀ ～ γ 関係 h～ γ 関係	土の変形特性を求めるための繰返し 三軸試験方法	JGS 0542

(2) 原位置試験及び試料採取位置

砂礫層の原位置試験及び試料採取位置について、図 2-1 及び表 2-2 に示す。

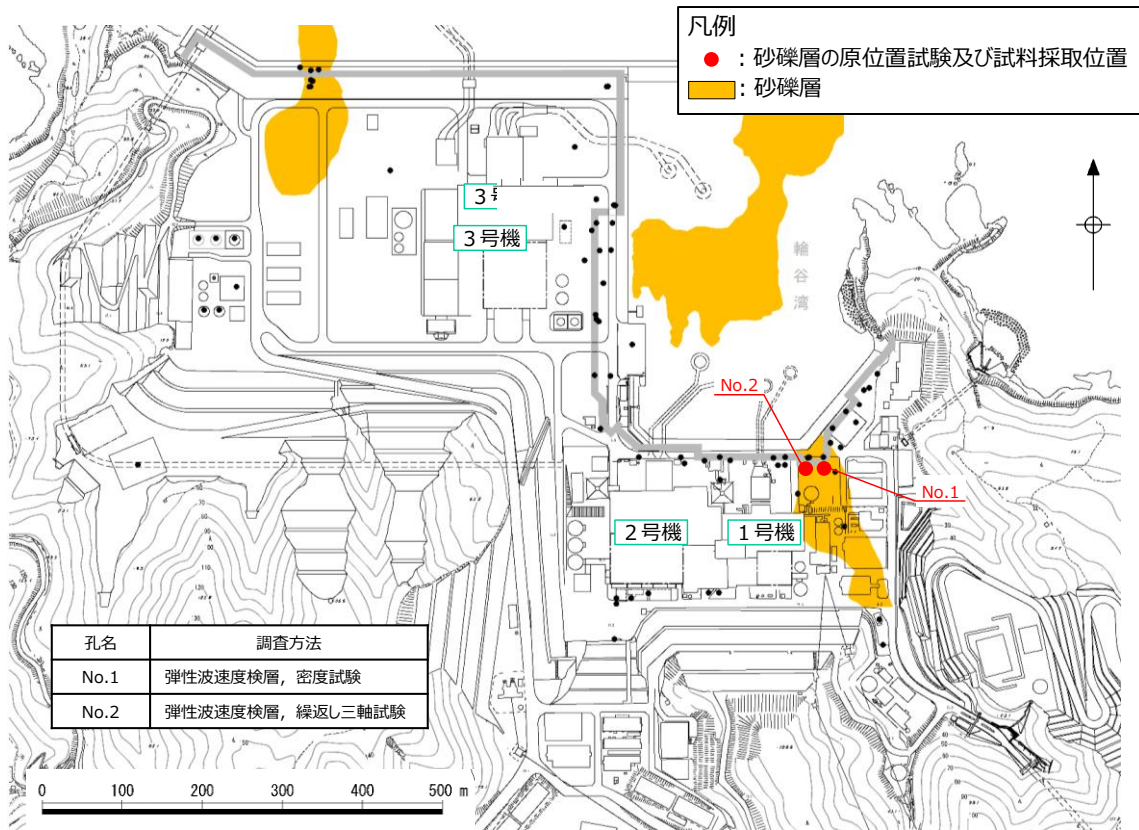


図 2-1 砂礫層の原位置試験及び試料採取位置

表 2-2 砂礫層の原位置試験及び試料採取深度

孔名	原位置試験 (試料採取深度含む)
No. 1	GL-14.5~-18.5m
No. 2	GL-12.5~-18.5m

(3) 試験結果

砂礫層の原位置試験及び室内試験結果について、表 2-3 に示す。また、砂礫層の繰返し三軸試験結果における G/G_0 のひずみ依存特性を図 2-2 に、減衰定数のひずみ依存特性を図 2-3 に、繰返し三軸試験後の供試体写真を図 2-4 に示す。

表 2-3 砂礫層の原位置試験及び室内試験結果

孔名	飽和密度 (g/cm^3)		間隙率		S 波速度 (m/s)		G/G ₀ ~ γ 関係 h ~ γ 関係	
	試料数	孔別平均	試料数	孔別平均	試料数	孔別平均	試料数	孔別平均
No. 1	5	2.05	5	0.39	5	450		
No. 2					8	570	1	図 2-2 図 2-3 参照
平均値		2.05		0.39		524		

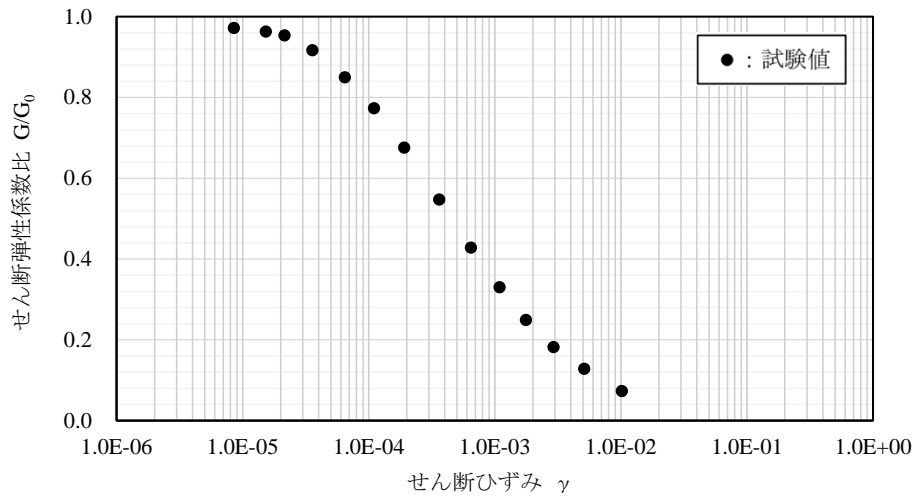


図 2-2 砂礫層における G/G_0 のひずみ依存特性

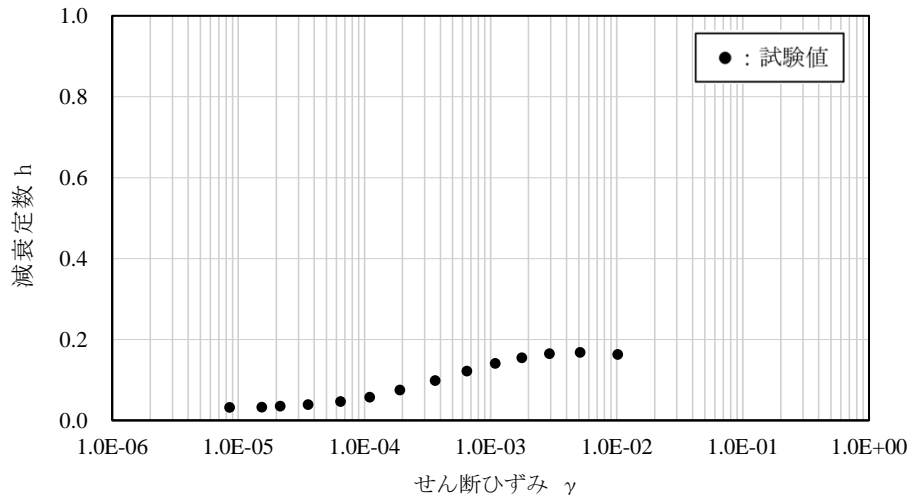


図 2-3 砂礫層における減衰定数のひずみ依存特性

図 2-4 に示す繰返し三軸試験後の供試体写真より，供試体は破壊していないことから試験結果は妥当であると判断した。



図 2-4 砂礫層における繰返し三軸試験後の供試体写真 (No. 2)

2.3 解析用物性値の設定方針

砂礫層の解析用物性値は、原位置試験、室内試験の試験結果及び「港湾技研資料」を踏まえて設定する。

(1) 密度 ρ 及び間隙率 n

砂礫層の密度 ρ 及び間隙率 n は、砂礫層における室内試験の試験結果を踏まえて設定する。

(2) 動せん断弾性係数 G_{ma}

G_{ma} は、密度 ρ 、S波速度 V_s より、(式1)に基づき算定したせん断弾性係数 G_m 及び「港湾技研資料」に基づく(式2)のとおり設定した。

$$G_m = \rho V_s^2 \quad (\text{式1})$$

G_m : せん断弾性係数 (kN/m²)

ρ : 密度 (g/cm³)

V_s : S波速度 (m/s)

$$G_{ma} = G_m \cdot (\sigma_{ma}' / \sigma_m')^{0.5} \quad (\text{式2})$$

G_{ma} : 基準せん断弾性係数 (kN/m²)

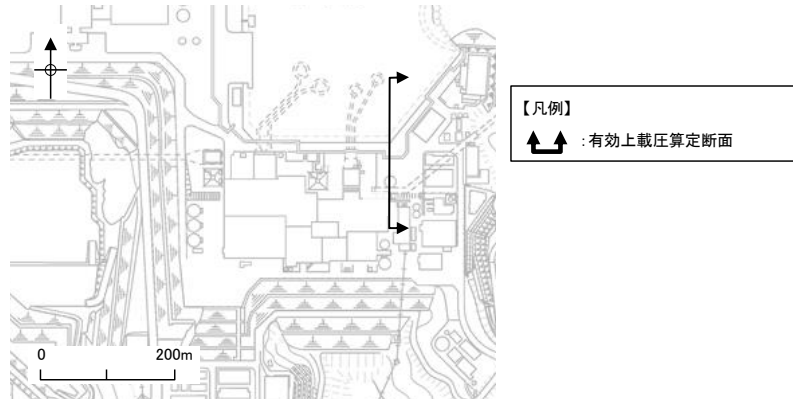
σ_{ma}' : 基準平均有効拘束圧 (kN/m²)

σ_m' : 平均有効拘束圧 (kN/m²)

ここで、 $\sigma_m' = (\sigma_v' + \sigma_h') / 2 = (1 + K_0) \sigma_v' / 2$, $K_0 = 0.5$

σ_v' : 砂礫層の層中心における有効上載圧 (kN/m²)

図2-5に示す防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の砂礫層における $\sigma_v' = 276.61 \text{ kN}$ を採用



(単位 : m)

- 凡 例
- 埋戻土・埋戻土 (粘性土)
 - 砂礫層
 - CⅢ級
 - CⅣ級
 - 改良地盤④
 - 改良地盤⑤
 - MMR・コンクリート構造物
被覆石・捨石・基礎捨石
 - 防波壁
 - 岩級境界線
 - 速度層境界線

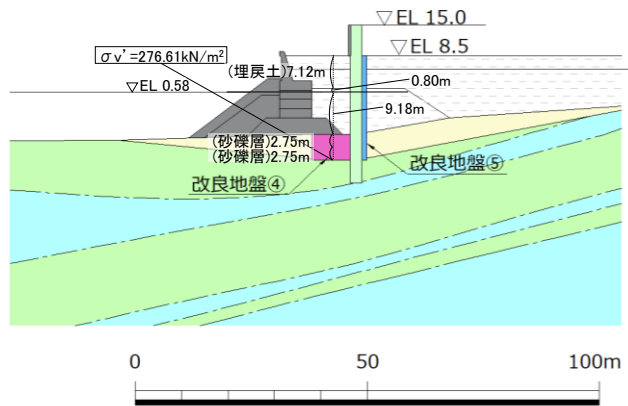


図 2-5 平均有効拘束圧の算定位置 (防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) 砂礫層)

(3) 動的変形特性

砂礫層の動的変形特性は、繰返し三軸試験の試験結果を踏まえて設定する。

有効応力解析では、ひずみ依存特性として、H-D (Hardin-Drnevich) モデルを設定するため、以下の式を用いる。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad (\text{式 3})$$

$$h = h_{max} \left(1 - \frac{G}{G_0}\right) = \frac{h_{max}\gamma/\gamma_r}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad (\text{式 4})$$

$$\gamma_r = \frac{\tau_{ma}}{G_{ma}} = (c' + \sigma'_{ma} \cdot \tan\varphi')/G_{ma} \quad (\text{式 5})$$

G : せん断弾性係数

G_0 : 初期せん断弾性係数

γ : せん断ひずみ

γ_r : 基準平均有効拘束圧時の基準ひずみ

h_{max} : 減衰定数の上限値

τ_{ma} : 基準平均有効拘束圧時のせん断強度

G_{ma} : 基準平均有効拘束圧時のせん断弾性係数

σ'_{ma} : 基準平均有効拘束圧

c' : 粘着力 (有効応力)

φ' : 内部摩擦角 (有効応力)

(4) ポアソン比 ν

砂礫層のポアソン比 ν は、「港湾技研資料」に基づき、(式 6) により算定した。

$$\nu = K_0 / (1 + K_0) \quad (\text{式 6})$$

ν : ポアソン比

K_0 : 静止土圧係数 (=0.5)

(5) 粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ

砂礫層の強度特性である粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ については、「港湾技研資料」に基づき設定する。

2.4 解析用物性値の設定

砂礫層の室内試験における試験結果を踏まえ、解析用物性値を設定する。

(1) 密度 ρ 及び間隙率 n

密度 ρ は、室内試験で確認された平均値 2.05g/cm^3 を採用する。

また、室内試験で確認した間隙率 n は、「港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター，平成 19 年 3 月）」（以下「港湾構造物設計事例集」という。）に基づき、より大きな間隙率 0.45 を採用する。

(2) 動せん断弾性係数 G_{ma}

砂礫層の原位置試験における S 波速度及び設計 S 波速度を表 2-4 に示す。

構造物評価の観点では、せん断弾性係数が低いほど地盤剛性が低くなり、地盤変形に伴う土木構造物の変形が大きくなることで保守的な評価となることが想定されることから、砂礫層の動せん断弾性係数 G_{ma} の算出に用いる S 波速度について、原位置試験で確認した S 波速度（平均値 -1σ ）よりも安全側に設計 S 波速度を設定する。

表 2-4 砂礫層の原位置試験における S 波速度及び設計 S 波速度

	原位置における S 波速度 (m/s)			設計 S 波速度 (m/s)
	平均 $- \sigma$	平均	平均 $+ \sigma$	
砂礫層	463	524	585	400

(3) 動的変形特性

砂礫層における繰返し三軸試験結果を踏まえ、 G/G_0 のひずみ依存特性（図 2-6）及び減衰定数のひずみ依存特性（図 2-7）を設定する。

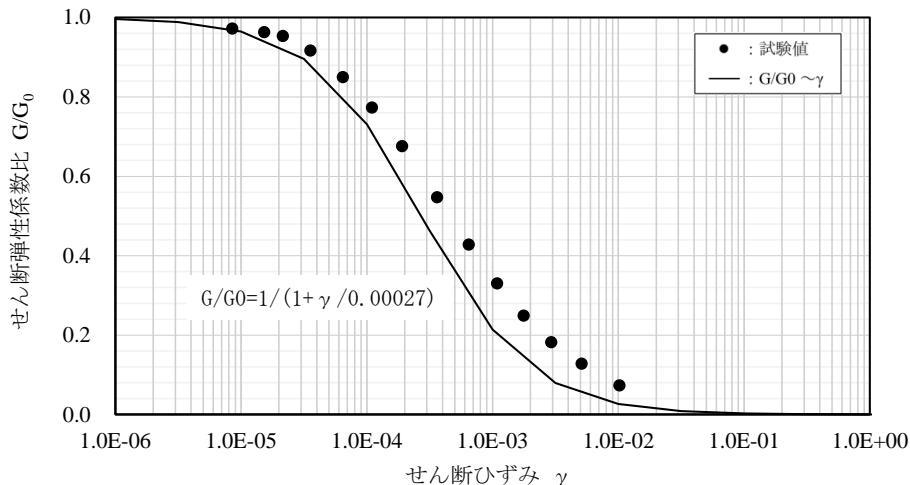


図 2-6 G/G_0 のひずみ依存特性

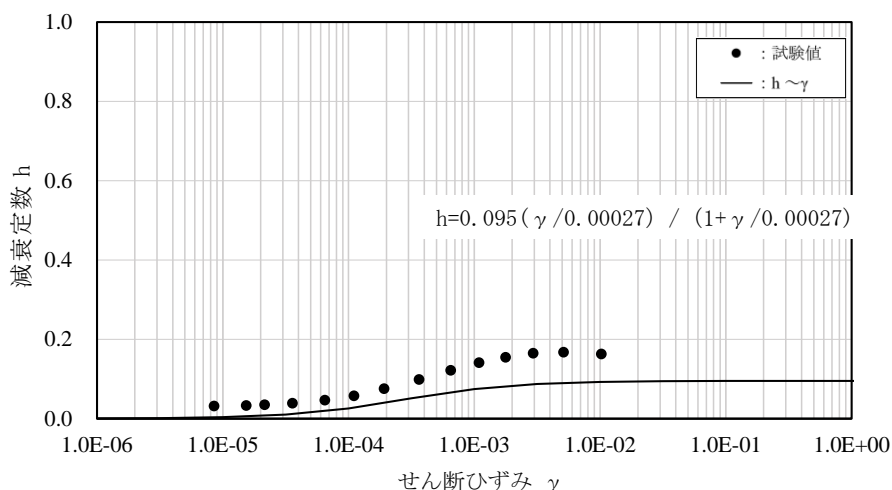


図 2-7 減衰定数のひずみ依存特性

(4) 液状化パラメータ

動せん断弾性係数 G_{ma} 及び減衰定数の上限値 h_{max} の変更に伴い、図 2-8 に示す設置変更許可審査の液状化強度曲線を変えないように液状化パラメータを再設定した。

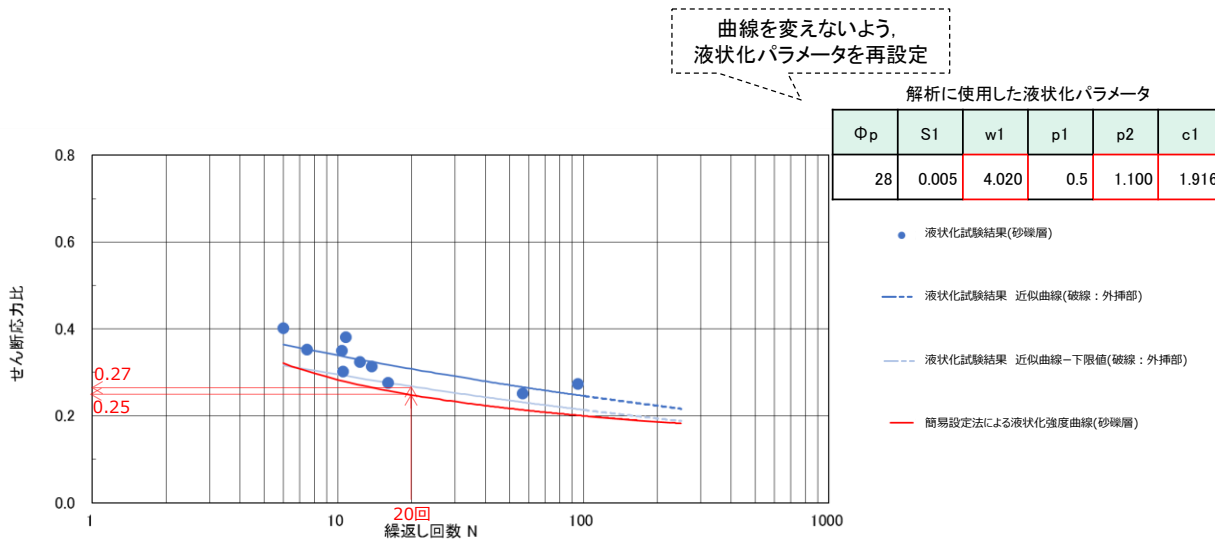


図 2-8 液状化パラメータの再設定

(5) 粘着力及び内部摩擦角

「港湾技研資料」に基づき、粘着力 C をゼロとし、内部摩擦角 φ_f については、図2-5で求めた有効拘束圧 σ'_v を用い、式(7)、式(8)及び式(9)により相対密度 D_r を算定し、図2-9に示す相対密度と内部摩擦角 φ_f の関係から読み取って設定した。

$$(N)_{0.66} = (N - 1.828(\sigma'_v - 0.66)) / (0.399(\sigma'_v - 0.66) + 1) \quad (\text{式7})$$

$(N)_{0.66}$: 有効上載圧 $\sigma'_v = 0.66(\text{kgf/cm}^2)$ の時の N 値

N : 敷地に分布する砂礫層を対象とした標準貫入試験による N 値 ($N = 15$)

σ'_v : 有効上載圧 (kgf/cm^2)

(図2-5に示す防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の有効上載圧 $\sigma'_v = 276.61\text{kN/m}^2 = 2.82\text{kgf/cm}^2$ を採用)

$$N_1 = (N)_{0.66}(0.399(\sigma'_v - 0.66) + 1) + 1.828(\sigma'_v - 0.66) \quad (\text{式8})$$

N_1 : 基準拘束圧 $\sigma'_{ma} = 1(\text{kgf/cm}^2)$ の時の N 値

この時、 $\sigma'_{ma} = (\sigma'_v + \sigma'_h) / 2 = (1 + K_0)\sigma'_v / 2$, $K_0 = 0.5$ より、

$\sigma'_{ma} = 1.333(\text{kgf/cm}^2)$

$$D_r = 21 \times (N_1 / (1.333 + 0.7))^{0.5} \quad (\text{式9})$$

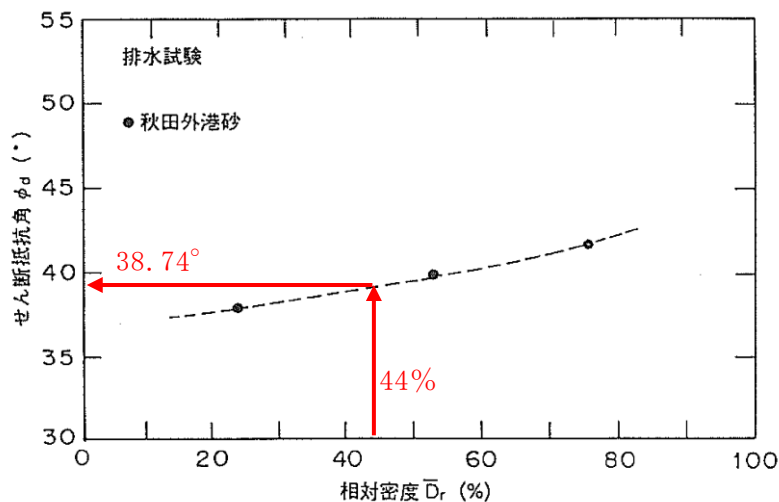


図2-9 相対密度と内部摩擦角 φ_f の関係(「港湾技研資料」, 赤字で加筆)

また、砂礫層は、図 2-10 に示す「道路土工 盛土工指針（平成 22 年度版）（2010 年 4 月，（社）日本道路協会）」（以下「道路土工 盛土工指針」という。）に記載の自然地盤の礫，礫まじり砂に相当すると考えられ，それらの内部摩擦角 ϕ は 35～40° とされており，内部摩擦角の設定は妥当であると判断する。

なお，内部摩擦角 ϕ を 35° 及び 40° とした場合のひずみ依存特性 $G/G_0 \sim \gamma$ は図 2-11 のとおりであり，解析用物性値として設定した 38.74° と大きな差がないため，耐震評価への影響は軽微であると考えられるが，内部摩擦角 ϕ を 35° とした場合の影響検討結果を，補足-027-08「浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料」に示す。

解表 4-2-4 設計時に用いる土質定数の仮定値⁴⁾

種類	状態	単位体積重量 (kN/m ³)	せん断抵抗角 (度)	粘着力 (kN/m ²)	地盤工学会基準 ^(注2)	
盛土	礫および礫まじり砂	締め固めたもの	20	40	0	{G}
	砂	締め固めたもの	20	35	0	{S}
		粒径幅の広いもの の 分級されたもの	19	30	0	
	砂質土	締め固めたもの	19	25	30 以下	{S F}
	粘性土	締め固めたもの	18	15	50 以下	{M}, {C}
関東ローム	締め固めたもの	14	20	10 以下	{V}	
自然 地盤	礫	密実なものまたは粒径幅の広いもの	20	40	0	{G}
		密実でないものまたは分級されたもの	18	35	0	
	礫まじり砂	密実なもの	21	40	0	{G}
		密実でないもの	19	35	0	
	砂	密実なものまたは粒径幅の広いもの	20	35	0	{S}
		密実でないものまたは分級されたもの	18	30	0	
	砂質土	密実なもの	19	30	30 以下	{S F}
		密実でないもの	17	25	0	
	粘性土	固いもの（指で強く押し多少へこむ） ^(注1)	18	25	50 以下	{M}, {C}
		やや軟らかいもの（指の中程度の力で貫入） ^(注1)	17	20	30 以下	
		軟らかいもの（指が容易に貫入） ^(注1)	16	15	15 以下	
	粘土およびシルト	固いもの（指で強く押し多少へこむ） ^(注1)	17	20	50 以下	{M}, {C}
		やや軟らかいもの（指の中程度の力で貫入） ^(注1)	16	15	30 以下	
軟らかいもの（指が容易に貫入） ^(注1)		14	10	15 以下		
関東ローム		14	5(ϕ)	30 以下	{V}	

注 1) ; N 値の目安は次のとおりである。

固いもの (N=8~15), やや軟らかいもの (N=4~8), 軟らかいもの (N=2~4)

注 2) ; 地盤工学会基準の記号は，およその目安である。

図 2-10 「道路土工 盛土工指針」記載の礫，礫まじり砂の内部摩擦角

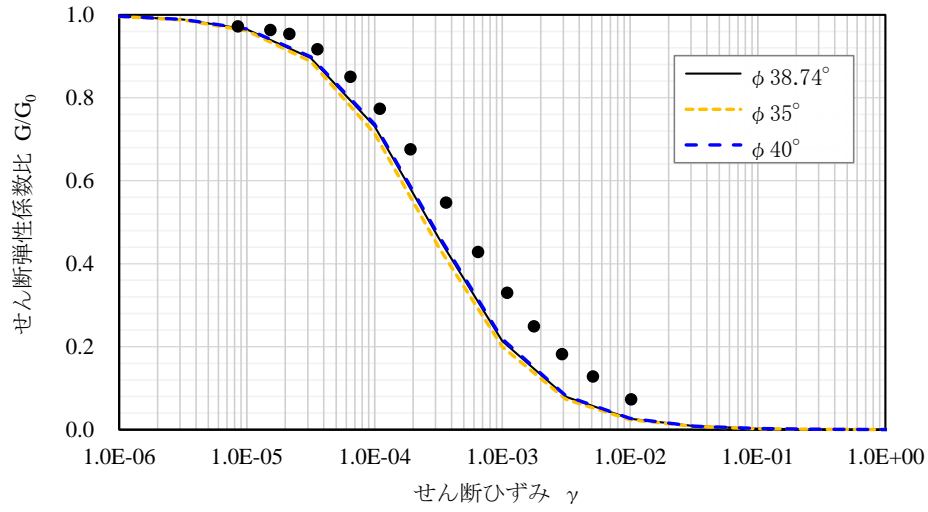


図 2-11 砂礫層における G/G_0 のひずみ依存特性 ($\phi 35^\circ$, 40°)

(6) 砂礫層の解析用物性値

以上を踏まえ、砂礫層における解析用物性値を表 2-5 に、その設定根拠を表 2-6 に示す。

表 2-5 砂礫層における解析用物性値

		砂礫層	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.05	
	間隙率 n	0.45	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	225400	
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.00	
	ポアソン比 ν	0.33	
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.095	
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	0	
	内部摩擦角 ϕ' (°)	38.74	
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28	
	液状化パラメータ	S1	0.005
		w1	4.020
		P1	0.500
		P2	1.100
		C1	1.916

注：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を示す。

動せん断弾性係数、内部摩擦角及び液状化パラメータは代表的な数値を示す。

表 2-6 砂礫層における解析用物性値の設定根拠

		砂礫層	
物理特性	密度 ρ	物理試験	
	間隙率 n	慣用値 ^{*1}	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma}	PS検層によるS波速度、密度に基づき設定	
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}'	慣用値 ^{*1}	
	ポアソン比 ν	慣用値 ^{*1}	
	減衰定数の上限値 h_{max}	動的変形特性に基づき設定	
強度特性	粘着力 c'	慣用値 ^{*1}	
	内部摩擦角 ϕ'	文献 ^{*1} からN値（原位置試験）と有効上載圧により設定	
液状化特性	変相角 ϕ_p	文献 ^{*1,*2} からN値（原位置試験）、有効上載圧及び細粒分含有率（物理試験）により設定	
	液状化パラメータ		S1
			w1
			P1
			P2
	C1		

注記*1：液状化による構造物被害予測プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメータの簡易設定法（港湾技研資料No. 869，平成9年6月）

*2：FLIPの解析における解析精度向上に関する諸検討成果報告書（付録）（第2期FLIP研究会解析精度向上作業部会，2004.6）

(参考資料 10) 埋戻土 (粘性土) の解析用物性値について

1. 島根原子力発電所における埋戻土 (粘性土) について

島根原子力発電所の施設護岸建設時において、図 1-1 に示すとおり、護岸背面の止水性を確保するために埋戻土 (粘性土) を施工している。

津波防護施設である防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) の周囲に、埋戻土 (粘性土) が分布しており、防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) の解析モデルに取り入れる必要があることから、埋戻土 (粘性土) に適切な解析用物性値を設定する。また、「F L I P 研究会 14 年間の検討成果まとめの作成について (F L I P 研究会 14 年間の検討成果まとめ WG)」(以下「F L I P 研究会報告」という。)を踏まえ、強度特性として粘着力 $c'=0$ 、内部摩擦角 $\phi'=30^\circ$ を設定する。

「F L I P 研究会報告」における強度特性 (粘着力 $c'=0$ 、内部摩擦角 $\phi'=30^\circ$) について、島根原子力発電所における埋戻土 (粘性土) の三軸圧縮試験を実施し、妥当性を確認する。

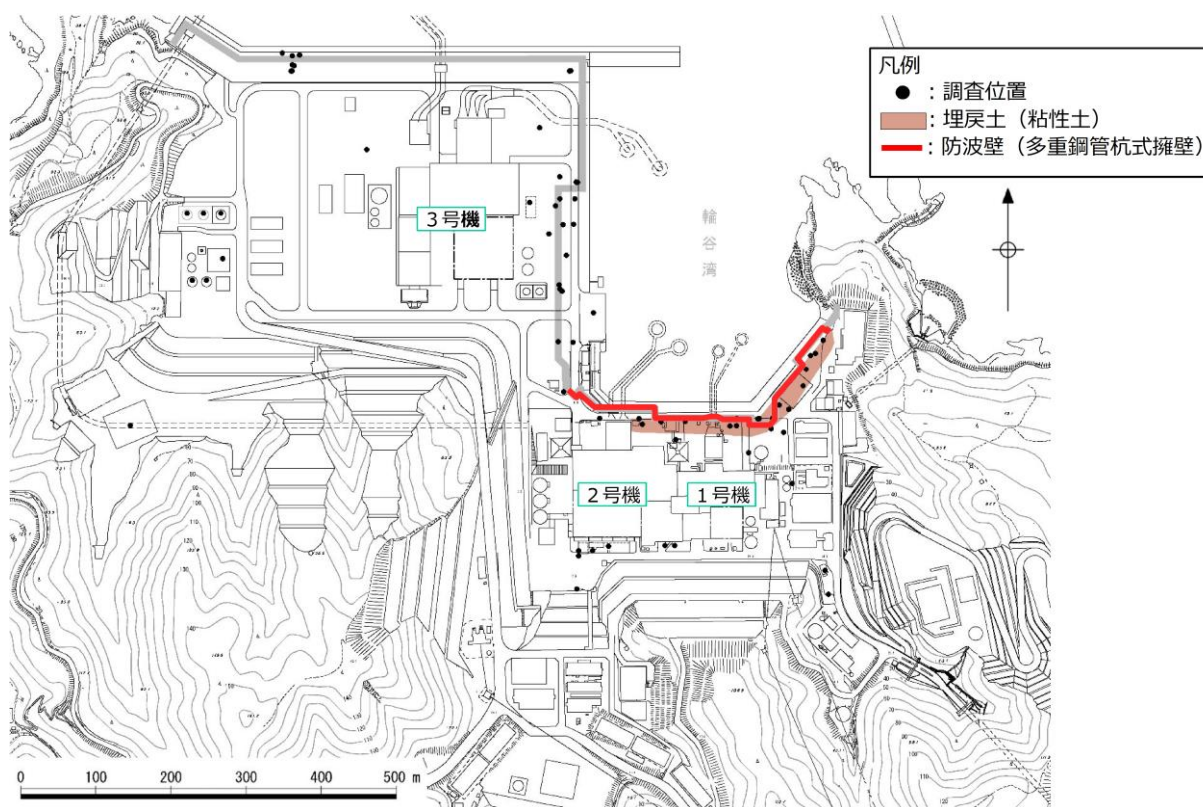


図 1-1 埋戻土 (粘性土) の分布状況

2. 埋戻土（粘性土）の解析用物性値の設定

2.1 設定方針

埋戻土（粘性土）の解析用物性値については、原位置試験，室内試験の試験結果及び「F L I P 研究会報告」を踏まえて設定する。

2.2 原位置試験及び室内試験

(1) 試験方法

埋戻土（粘性土）の原位置試験及び室内試験は、日本産業規格（J I S）又は地盤工学会（J G S）の試験基準に基づき、表 2-1 の項目について実施する。

表 2-1 埋戻土（粘性土）の試験項目

項目	規格・基準名称	試験規格
飽和密度	土の湿潤密度試験方法	JIS A 1225
間隙率	土粒子の密度試験方法	JIS A 1202
S 波速度	地盤の弾性波速度検層方法	JGS 1122
G/G0～ γ 関係 h～ γ 関係	土の変形特性を求めるための繰返し 三軸試験方法	JGS 0542

(2) 原位置試験及び試料採取位置

埋戻土（粘性土）の原位置試験及び試料採取位置について、図 2-1 及び表 2-2 に示す。

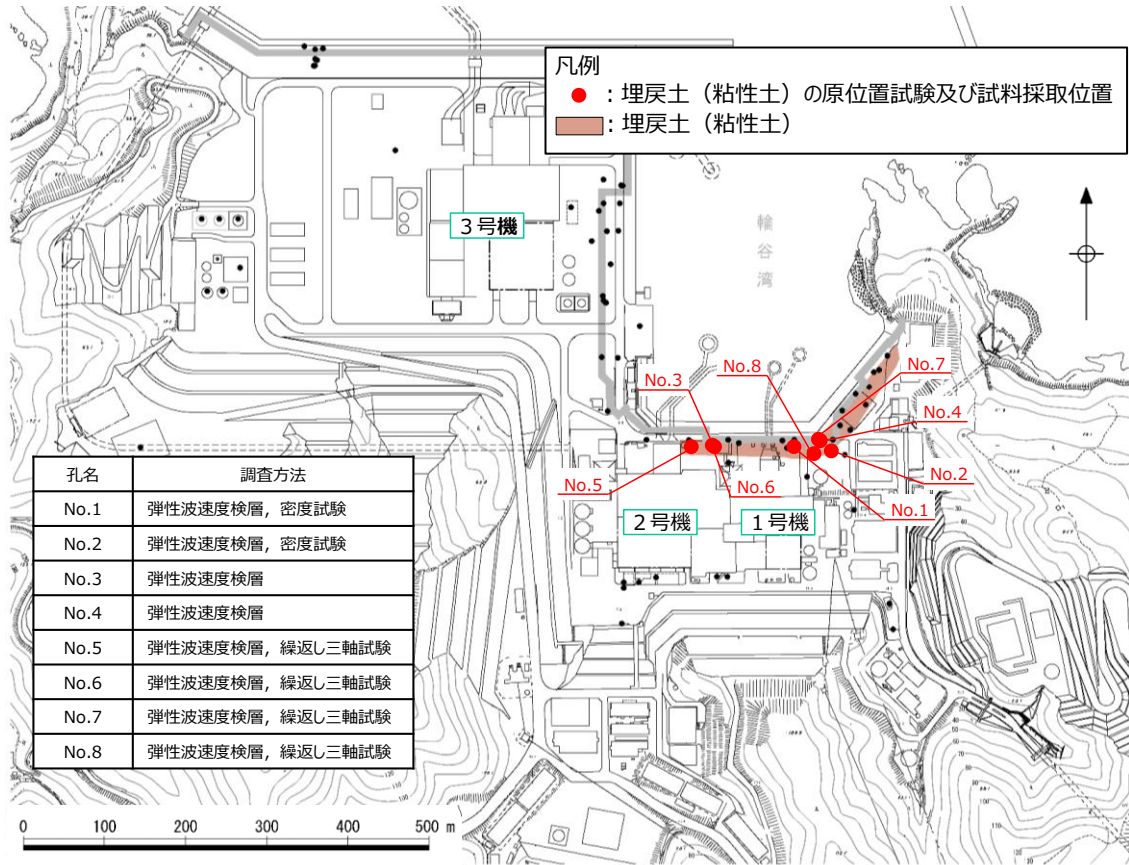


図 2-1 埋戻土（粘性土）の原位置試験及び試料採取位置

表 2-2 埋戻土（粘性土）の原位置試験及び試料採取深度

孔名	原位置試験 (試料採取深度含む)
No. 1	GL-7.5~-15.5m
No. 2	GL-9.5~-13.5m
No. 3	GL-8.5~-10.5m
No. 4	GL-6.5~-10.5m
No. 5	GL-7.5~-12.5m
No. 6	GL-9.5~-12.5m
No. 7	GL-6.5~-11.5m
No. 8	GL-9.5~-11.5m

(3) 試験結果

埋戻土（粘性土）の原位置試験及び室内試験結果について、表 2-3 に示す。
 また、埋戻土（粘性土）の繰返し三軸試験結果における G/G_0 のひずみ依存特性を図 2-2 に、減衰定数のひずみ依存特性を図 2-3 に、繰返し三軸試験後の供試体写真を図 2-4 に示す。

表 2-3 埋戻土（粘性土）の原位置試験及び室内試験結果

孔名	飽和密度 (g/cm^3)		間隙率		S波速度 (m/s)		G/G ₀ ~ γ 関係 h~ γ 関係					
	試料数	孔別平均	試料数	孔別平均	試料数	孔別平均	試料数	孔別平均				
No. 1	8	2.04	8	0.42	9	371	図 2-2 図 2-3 参照					
No. 2	5	2.13	5	0.33	5	530						
No. 3					5	490						
No. 4					5	430						
No. 5					6	510			1			
No. 6					4	490			1			
No. 7					6	413			1			
No. 8					3	430			1			
平均値						2.07		0.39		451		

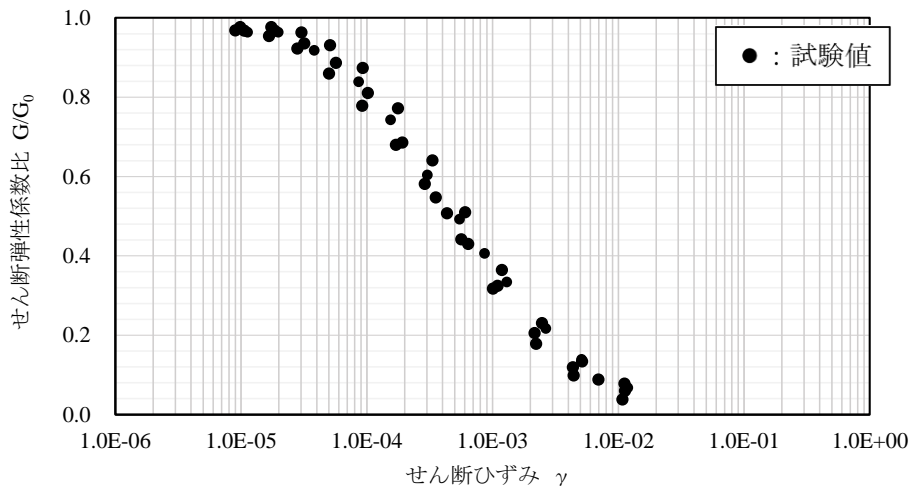


図 2-2 埋戻土（粘性土）における G/G_0 のひずみ依存特性

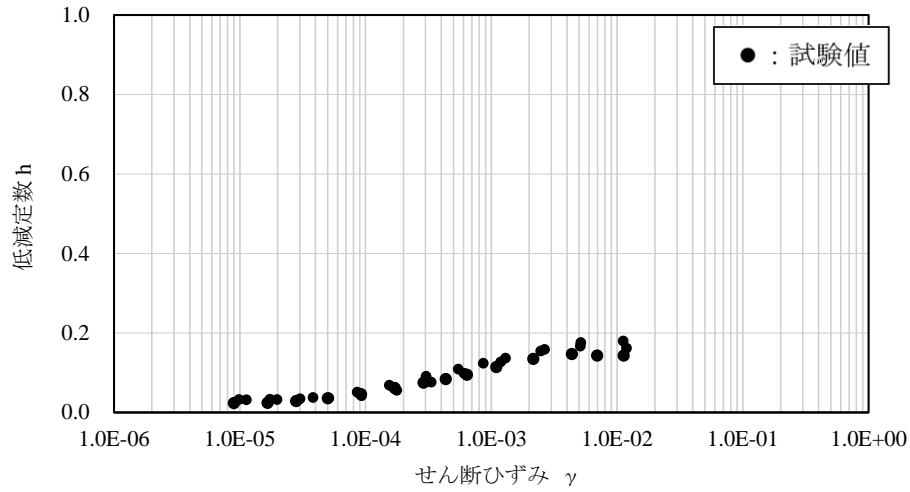


図 2-3 埋戻土（粘性土）における減衰定数のひずみ依存特性

図 2-4 に示す繰返し三軸試験後の供試体写真より，供試体は破壊していないことから試験結果は妥当であると判断した。



(No. 5)



(No. 6)



(No. 7)



(No. 8)

図 2-4 埋戻土（粘性土）における繰返し三軸試験後の供試体写真

2.3 解析用物性値の設定方針

埋戻土（粘性土）の解析用物性値は、原位置試験、室内試験の試験結果及び「FLIP研究会報告」を踏まえて設定する。

(1) 密度 ρ 及び間隙率 n

埋戻土（粘性土）の密度 ρ 及び間隙率 n は、室内試験の試験結果を踏まえて設定する。

(2) 動せん断弾性係数 G_{ma}

G_{ma} は、密度 ρ 、S波速度 V_s より、(式1)に基づき算定したせん断弾性係数 G_m 及び「液状化による構造物被害予測プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメタの簡易設定法（港湾技研資料No.869）」（以下「港湾技研資料」という。）に基づく(式2)のとおり設定した。

$$G_m = \rho V_s^2 \quad (\text{式1})$$

G_m : せん断弾性係数 (kN/m²)

ρ : 密度 (g/cm³)

V_s : S波速度 (m/s)

$$G_{ma} = G_m \cdot (\sigma_{ma}' / \sigma_m')^{0.5} \quad (\text{式2})$$

G_{ma} : 基準せん断弾性係数 (kN/m²)

σ_{ma}' : 基準平均有効拘束圧 (kN/m²)

σ_m' : 平均有効拘束圧 (kN/m²)

ここで、 $\sigma_m' = (\sigma_v' + \sigma_h') / 2 = (1 + K_0) \sigma_v' / 2$, $K_0 = 0.5$

σ_v' : 埋戻土（粘性土）の層中心における有効上載圧 (kN/m²)

図2-5に示す防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の埋戻土（粘性土）層における $\sigma_v' = 202.29 \text{ kN}$ を採用

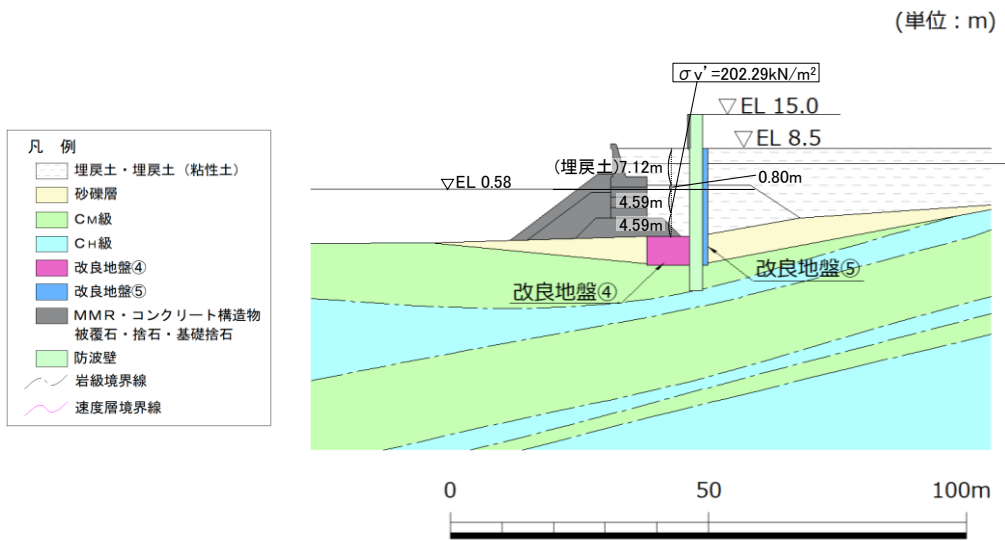
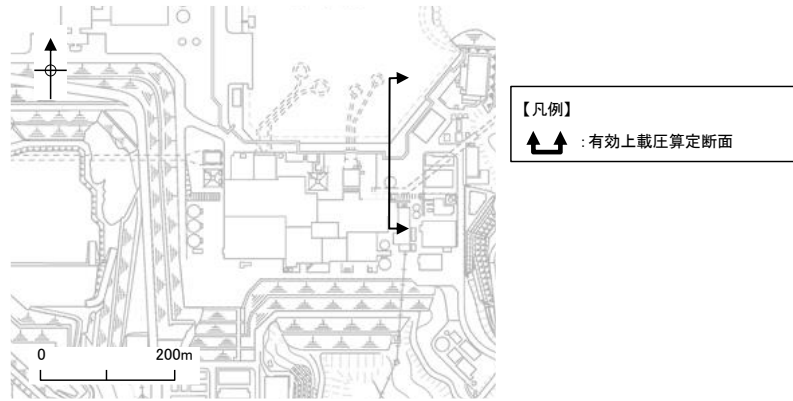


図 2-5 平均有効拘束圧の算定位置 (防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) 埋戻土 (粘性土))

(3) 動的変形特性

埋戻土（粘性土）の動的変形特性は、繰返し三軸試験の試験結果を踏まえて設定する。

有効応力解析では、ひずみ依存特性として、H-D (Hardin-Drnevich) モデルを設定するため、以下の式を用いる。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad (\text{式 3})$$

$$h = h_{max} \left(1 - \frac{G}{G_0}\right) = \frac{h_{max}\gamma/\gamma_r}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad (\text{式 4})$$

$$\gamma_r = \frac{\tau_{ma}}{G_{ma}} = (c' + \sigma'_{ma} \cdot \tan\phi')/G_{ma} \quad (\text{式 5})$$

G : せん断弾性係数

G_0 : 初期せん断弾性係数

γ : せん断ひずみ

γ_r : 基準平均有効拘束圧時の基準ひずみ

h_{max} : 減衰定数の上限値

τ_{ma} : 基準平均有効拘束圧時のせん断強度

G_{ma} : 基準平均有効拘束圧時のせん断弾性係数

σ'_{ma} : 基準平均有効拘束圧

c' : 粘着力（有効応力）

ϕ' : 内部摩擦角（有効応力）

(4) ポアソン比 ν

埋戻土（粘性土）のポアソン比 ν は、「港湾技研資料」に基づき、（式 6）により算定した。

$$\nu = K_0 / (1 + K_0) \quad (\text{式 6})$$

ν : ポアソン比

K_0 : 静止土圧係数 (=0.5)

(5) 粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ

埋戻土（粘性土）の強度特性である粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ については、「F L I P 研究会報告」を踏まえ、強度特性として粘着力 $c'=0$ 、内部摩擦角 $\phi'=30^\circ$ を設定する。

2.4 解析用物性値の設定

埋戻土（粘性土）の室内試験における試験結果を踏まえ、解析用物性値を設定する。

(1) 密度 ρ 及び間隙率 n

密度 ρ は、室内試験で確認された平均値 2.07g/cm^3 を採用する。

また、間隙率 n は、「港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター，平成 19 年 3 月）」（以下「港湾構造物設計事例集」という。）に基づき、室内試験で確認した間隙率より大きな間隙率 0.55 を採用する。

(2) 動せん断弾性係数 G_{ma}

埋戻土（粘性土）の原位置試験における S 波速度及び設計 S 波速度を表 2-4 に示す。

構造物評価の観点では、せん断弾性係数が低いほど地盤剛性が低くなり、地盤変形に伴う土木構造物の変形が大きくなることで保守的な評価となることが想定されることから、埋戻土（粘性土）の動せん断弾性係数 G_{ma} の算出に用いる S 波速度について、原位置試験で確認した S 波速度（平均値 -1σ ）よりも安全側に設計 S 波速度を設定する。

表 2-4 埋戻土（粘性土）の原位置試験における S 波速度及び設計 S 波速度

	原位置における S 波速度 (m/s)			設計 S 波速度 (m/s)
	平均 $- \sigma$	平均	平均 $+ \sigma$	
埋戻土（粘性土）	391	451	511	300

(3) 動的変形特性

埋戻土（粘性土）における繰返し三軸試験結果を踏まえ、 G/G_0 のひずみ依存特性（図2-6）及び減衰定数のひずみ依存特性（図2-7）を設定する。

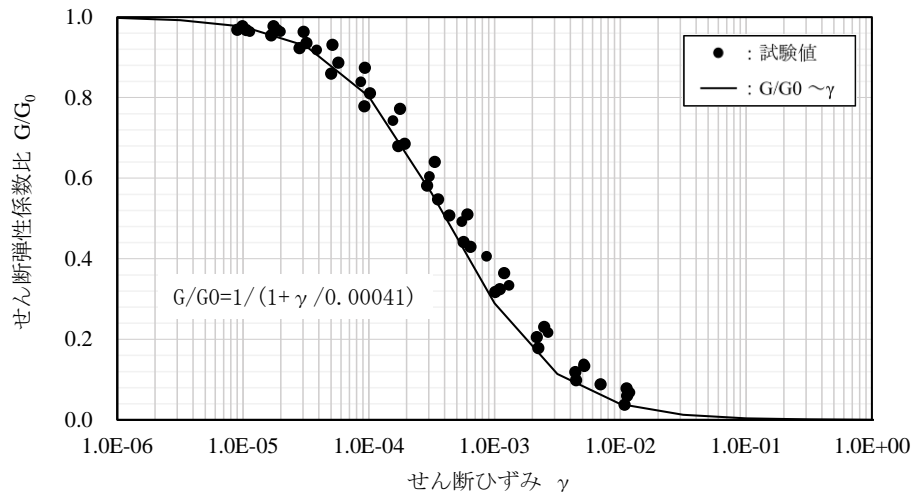


図2-6 G/G_0 のひずみ依存特性

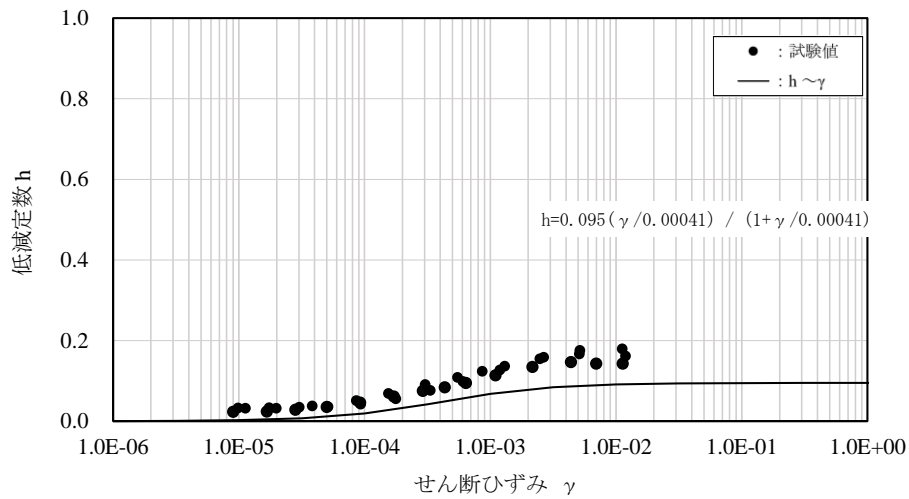


図2-7 減衰定数のひずみ依存特性

(4) 埋戻土（粘性土）の解析用物性値

以上を踏まえ、埋戻土（粘性土）における解析用物性値を表 2-5 に、その設定根拠を表 2-6 に示す。

表 2-5 埋戻土（粘性土）における解析用物性値

		埋戻土（粘性土）
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.07 【2.03】
	間隙率 n	0.55
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	186300
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	151.7
	ポアソン比 ν	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.095
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	0
	内部摩擦角 ϕ' (°)	30.00

注記*：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を示す。

動せん断弾性係数及び基準平均有効拘束圧は代表的な数値を示す。

表 2-6 埋戻土（粘性土）における解析用物性値の設定根拠

		埋戻土（粘性土）
物理特性	密度 ρ	物理試験
	間隙率 n	慣用値*
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma}	PS検層によるS波速度、密度に基づき設定
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}'	G_{ma} に対応する値
	ポアソン比 ν	慣用値*
	減衰定数の上限値 h_{max}	動的変形特性に基づき設定
強度特性	粘着力 c'	慣用値*
	内部摩擦角 ϕ'	慣用値*

注記*：港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター，平成19年3月）

3. 埋戻土(粘性土)の強度特性の妥当性について

3.1 妥当性の確認方針

「F L I P 研究会報告」等の文献を整理し、埋戻土(粘性土)に設定する強度特性の妥当性を確認したうえで、島根原子力発電所における埋戻土(粘性土)の三軸圧縮試験結果より妥当性を確認する。

3.2 文献調査

「地盤調査・土質試験結果の解釈と適用例」(地盤工学会)では、排水条件の異なる先行圧密応力を受けた粘土の強度の関係について説明しており、排水条件の異なった3種の直接せん断試験を行った結果の模式図を図3-1に示す。非圧密非排水試験(UU)では、応力 σ によらず、せん断強度 $\tau_f=c_u$ となる一方、圧密非排水試験(CU)及び圧密排水試験(CD)では応力 σ に応じてせん断強度 τ_f が大きくなること示されている。

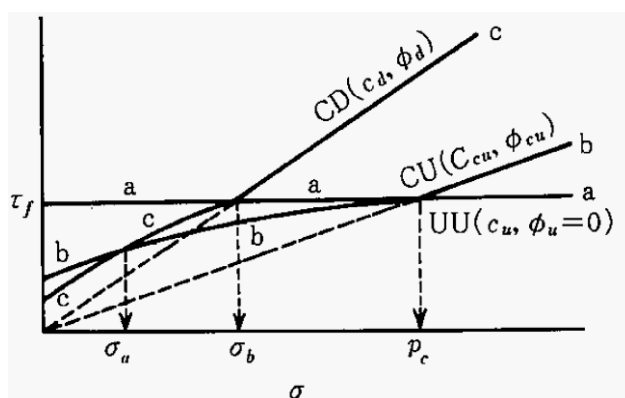


図3-1 先行圧密応力を受けた粘土における排水条件と強度の関係
(地盤工学会「地盤調査・土質試験結果の解釈と適用例」より抜粋)

飽和した粘性土について、非圧密非排水試験(UU)を実施した場合、軸圧縮前に非排水状態で拘束圧を変動させる。土が飽和している場合、拘束圧の変動は間隙水圧の変化となり、供試体に働く有効拘束圧は変わらない。よって、複数の供試体に複数の拘束圧をかけて試験を実施しても、同じ拘束圧で試験を実施することになり、図3-2のようにピーク強度は変わらないため、飽和した粘性土の非圧密非排水試験(UU)では、せん断強度は粘着力 c のみで表現され、内部摩擦角 $\phi=0^\circ$ となる。

一方、圧密非排水試験(CU)を実施した場合、軸圧縮前に供試体を圧密するため、供試体内の間隙が減少し、緻密化が進む。よって、圧密応力が大きいほど緻密化し、軸圧縮した際のピーク強度が大きくなるため、内部摩擦角 ϕ が発生する。

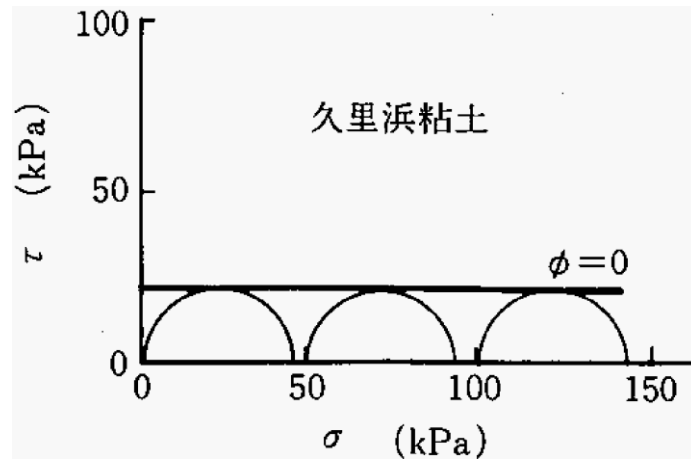


図 3-2 粘土における非圧密非排水試験 (UU) 結果
 (地盤工学会「地盤調査・土質試験結果の解釈と適用例」より抜粋)

有効応力解析を実施する場合は、圧密非排水試験 (\overline{CU}) により有効応力に関するパラメータを取得するため、粘土のせん断強度は粘着力 c' 、内部摩擦角 ϕ' により表現される。

また、正規圧密粘土については、一般的に粘着力 c' は 0 とされていることから、有効応力解析における正規圧密粘土は内部摩擦角 ϕ' のみとなる。

「F L I P 研究会報告」に引用される「三軸試験による自然粘性土地盤の強度設定法に関する研究（土田，1990）」では，関西国際空港における埋立地点における海底地盤に対する土質調査を実施しており，沖積粘土における軸差応力の最大時における有効応力に関するモールの応力円の頂点をプロットした結果を，図 3-3 に示す。正規圧密時として粘着力 c' を 0 とした場合の沖積粘土では内部摩擦角 ϕ' は 30° を上回る結果が得られている。また，図 3-4 では，正規圧密時の内部摩擦角 ϕ' は塑性指数 I_p との関連は見られないことを確認している。

以上を踏まえ，「F L I P 研究会報告」では，粘性土は $c'=0$ ， $\phi'=30^\circ$ と設定している。

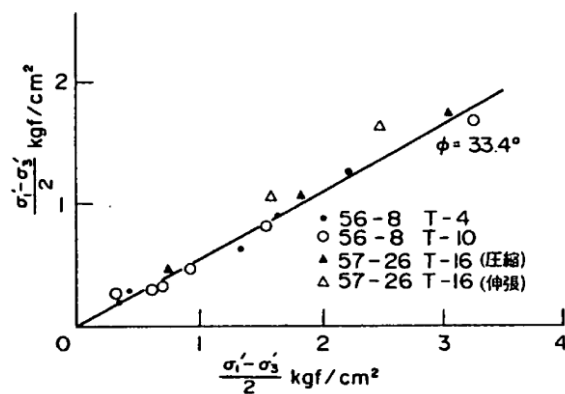


図 3-3(1) 軸差応力最大時の $(\sigma_1' - \sigma_3') / 2$ と $(\sigma_1' + \sigma_3') / 2$ の関係
(沖積粘土)

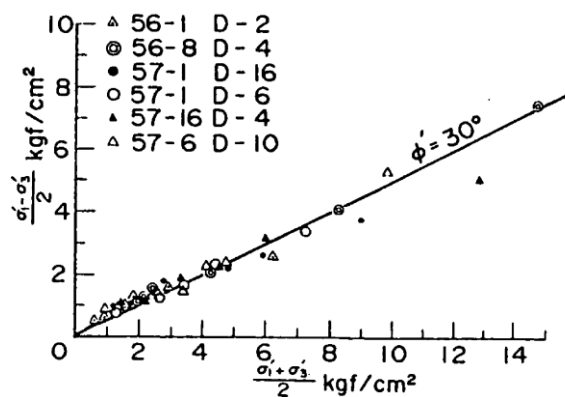


図 3-3(2) 軸差応力最大時の $(\sigma_1' - \sigma_3') / 2$ と $(\sigma_1' + \sigma_3') / 2$ の関係
(沖積粘土，深度 15~60m)

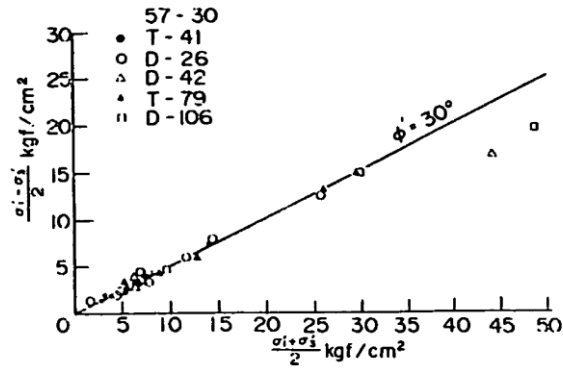


図 3-3(3) 軸差応力最大時の $(\sigma_1' - \sigma_3') / 2$ と $(\sigma_1' + \sigma_3') / 2$ の関係
(沖積粘土, 深度 60~200m)

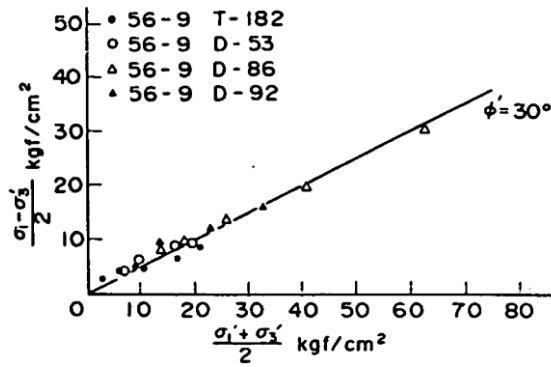


図 3-3(4) 軸差応力最大時の $(\sigma_1' - \sigma_3') / 2$ と $(\sigma_1' + \sigma_3') / 2$ の関係
(沖積粘土, 深度 200~330m)

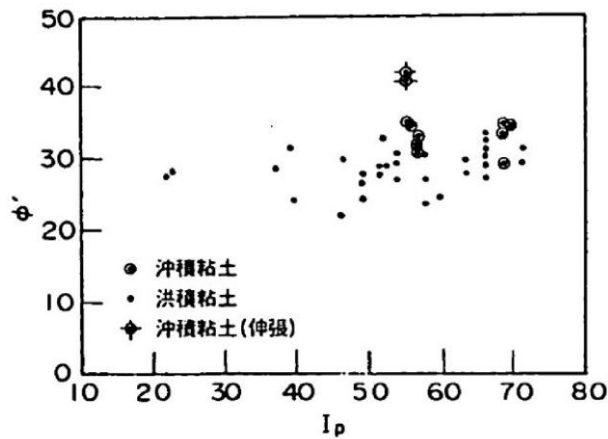


図 3-4 正規圧密時の内部摩擦角と塑性指数の関係

3.3 島根原子力発電所における埋戻土(粘性土)の室内試験結果

島根原子力発電所における埋戻土(粘性土)の液性限界・塑性限界試験結果を表3-1に示す。表3-1より,埋戻土(粘性土)の液性限界は48.5%,塑性指数は $I_p=27.3$ となり,図3-5に示す塑性図により,埋戻土(粘性土)は「粘土」に分類される。

表 3-1 埋戻土(粘性土)の液性限界・塑性限界試験結果

	液性限界 w_L (%)	塑性限界 w_p (%)	塑性指数 I_p
埋戻土(粘性土) (平均値, 試験数: 22)	48.5	21.2	27.3

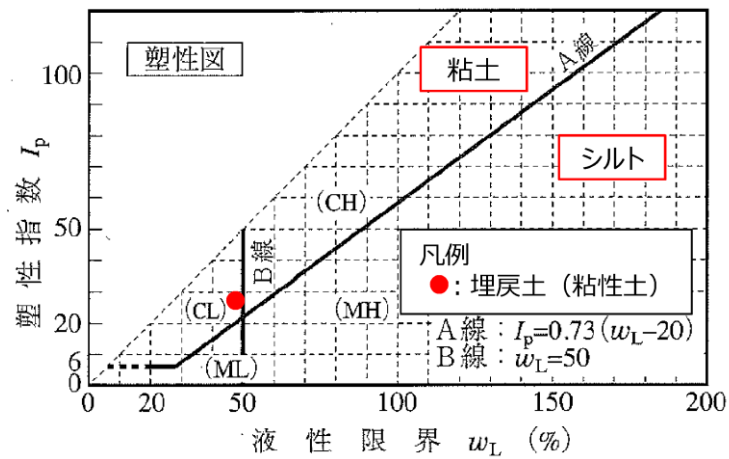


図 3-5 塑性図による埋戻土(粘性土)の分類
(地盤工学会「土質試験 基本と手引き」に一部加筆)

島根原子力発電所の埋戻土（粘性土）から採取した不攪乱試料により三軸圧縮試験を実施した。埋戻土（粘性土）の試料採取位置を図3-6に、三軸圧縮試験の結果を表3-2及び図3-7に示す。埋戻土（粘性土）の粘着力 c' は0~58kN/m²となり、内部摩擦角 ϕ' はすべての供試体において30°を上回った。

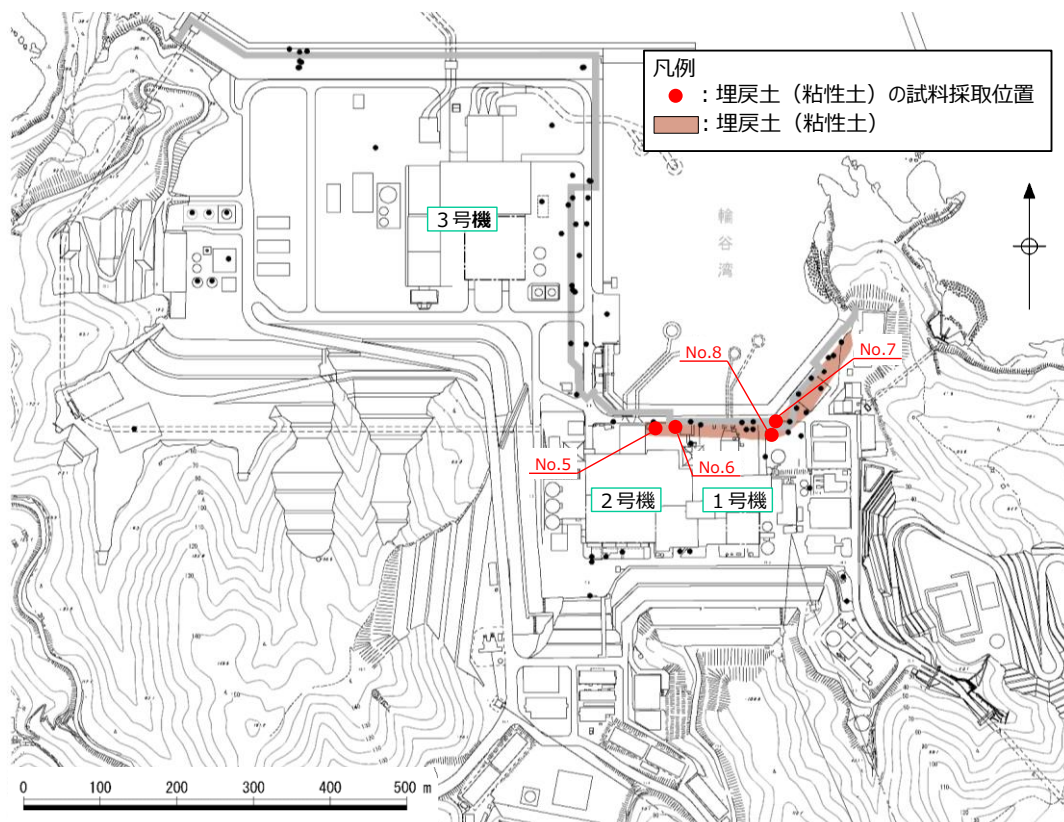


図3-6 埋戻土（粘性土）の粘性土試料採取位置

表3-2 埋戻土（粘性土）の強度特性

地点	粘着力 c' (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ' (°)
No. 5	58	34.9
No. 6	12	36.5
No. 7	0	38.9
No. 8	17	31.0
平均	21.7	35.3

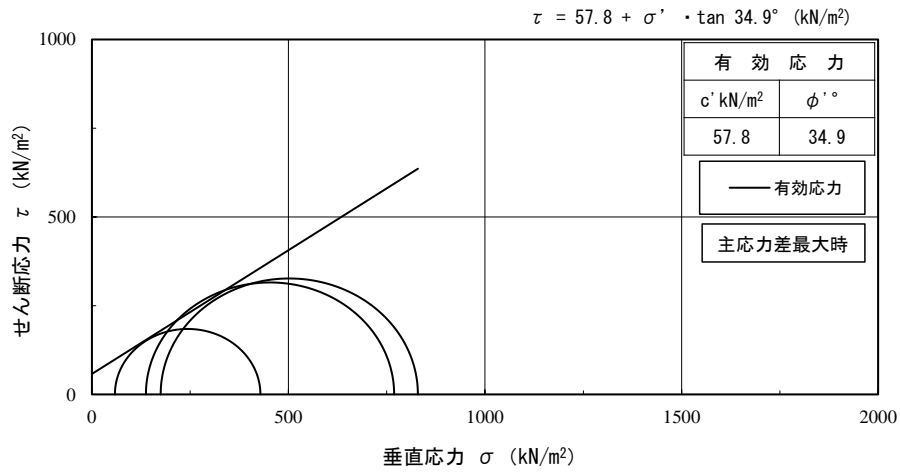


図 3-7(1) 埋戻土（粘性土）における三軸圧縮試験結果（No. 5）

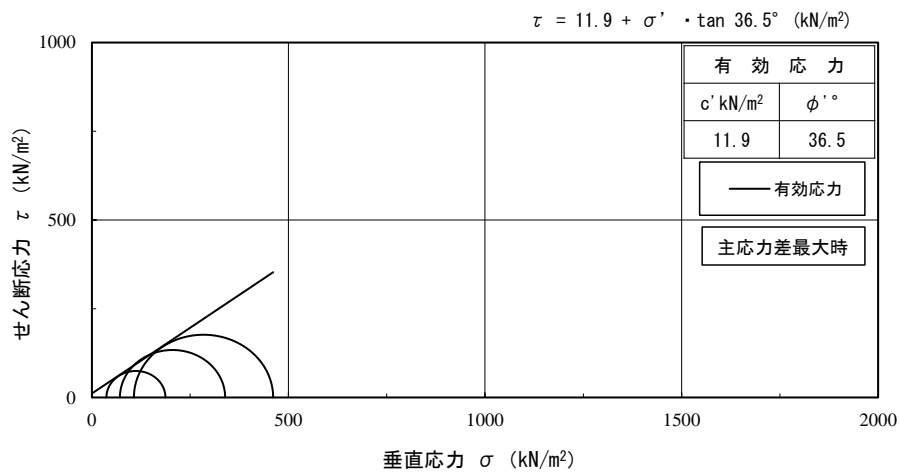


図 3-7(2) 埋戻土（粘性土）における三軸圧縮試験結果（No. 6）

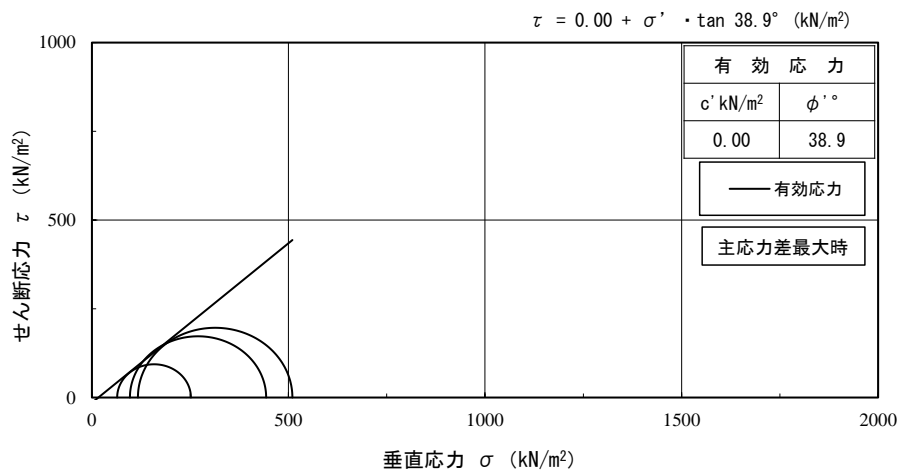


図 3-7(3) 埋戻土（粘性土）における三軸圧縮試験結果（No. 7）

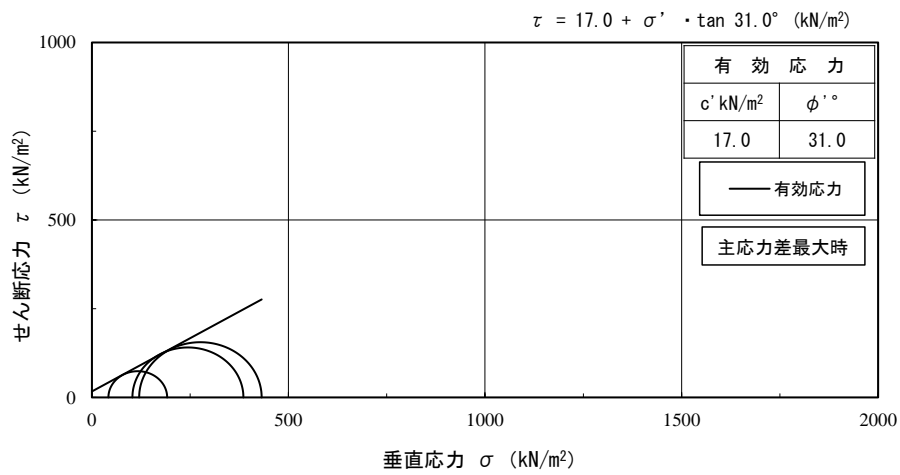


図 3-7(4) 埋戻土（粘性土）における三軸圧縮試験結果（No. 8）

3.4 妥当性確認結果

表 3-2 に示す三軸圧縮試験結果の値は、「FLIP 研究会報告」により設定した粘着力 $c'=0\text{kN/m}^2$ 、内部摩擦角 $\phi'=30^\circ$ をいずれも上回っており、島根原子力発電所の埋戻土（粘性土）において設定している強度特性は妥当と判断する。

(参考資料 11) 基礎捨石及び被覆石の解析用物性値について

1. 島根原子力発電所における基礎捨石及び被覆石について

島根原子力発電所の護岸において、基礎捨石（200～250mm，30kg/個以上）及び被覆石（700～800mm，1.5t/個）を使用している。

津波防護施設である防波壁（多重鋼管杭式擁壁），防波壁（逆T擁壁）及び防波壁（波返重力擁壁）の周囲に，基礎捨石及び被覆石が分布しており，防波壁の解析モデルに取り入れる必要があることから，適切な解析用物性値を設定する。

島根原子力発電所において使用している基礎捨石及び被覆石は，「港湾の施設の技術上の基準・同解説（国土交通省港湾局，2007年版）」（以下「港湾基準」という。）及び「港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター，平成19年3月）」（以下「港湾構造物設計事例集」という。）に記載される解析用物性値を設定することから，その適用性を判断する。

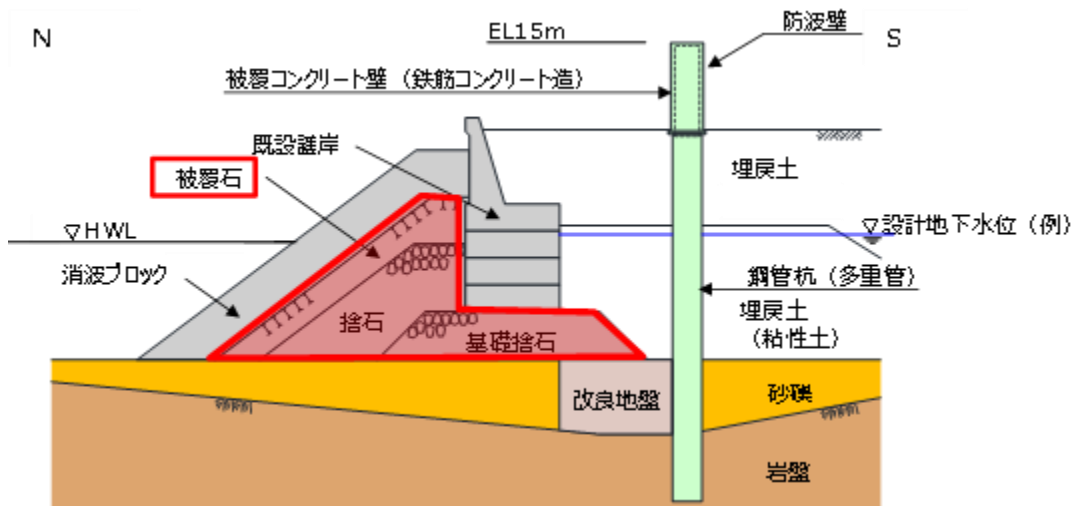


図 1-1 防波壁周囲の基礎捨石及び被覆石の分布例

2. 基礎捨石及び被覆石の解析用物性値の設定

2.1 設定方針

基礎捨石及び被覆石の解析用物性値については、現地の基礎捨石及び被覆石は粒径が大きく、室内試験が非常に困難であることから、一般的に、標準的なパラメータを用いて解析が実施されている。

基礎捨石及び被覆石の強度特性は、「港湾基準」では粘着力 $c=20\text{kN/m}^2$ 、せん断抵抗角 $\phi=35^\circ$ が標準の値とされており、表 2-1 に示す「港湾構造物設計事例集」に記載される解析用物性値が一般に使用されている。

したがって、島根原子力発電所の基礎捨石及び被覆石について、「港湾構造物設計事例集」で記載される解析用物性値の適用性を確認し採用する。

表 2-1 「港湾構造物設計事例集」における捨石の解析用物性値
 (「港湾構造物設計事例集」より引用・一部加筆)

区分	材料番号	材料	土質記号	現地試験結果	土質特性及び力学特性										FLIP解析設定				土質特性及び力学特性				液状化特性																				
					N ₆₀	N ₆₀ (kN/m ²)	N ₆₀ (kN/m ²)	N ₆₀ (kN/m ²)	N ₆₀ (kN/m ²)	N ₆₀ (kN/m ²)	N ₆₀ (kN/m ²)	N ₆₀ (kN/m ²)	N ₆₀ (kN/m ²)	N ₆₀ (kN/m ²)	N ₆₀ (kN/m ²)	N ₆₀ (kN/m ²)	N ₆₀ (kN/m ²)	N ₆₀ (kN/m ²)	N ₆₀ (kN/m ²)	N ₆₀ (kN/m ²)	N ₆₀ (kN/m ²)	N ₆₀ (kN/m ²)																					
海側	12	沖積粘性土	Ac_L12	-	-	-	-	-14.6	-26.0	11.4	-20.30	34.2	25.7	56	190	15,000	0.5	30,100	0.5	0.33	16.0	6.0	0.55	2.2E+06	0.20	44	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-				
	11	沖積粘性土	De_L11	-	-	-	-	-26.0	-30.0	4.0	-28.00	82.4	61.8	169	336	49,600	0.5	128,300	0.5	0.33	17.0	7.0	0.55	2.2E+06	0.20	146	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
		基礎層	Dg1	-	-	-	-	-30.0	-	-	-	-	-	300	1600	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
埋土部 (ケーソン)	53	上層コンクリート	-	-	-	-	-	3.3	1.5	1.8	2.40	20.3	15.2	-	-	-	-	-	-	-	22.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
	52	ケーソン (水中)	-	-	-	-	-	1.5	0.6	0.9	1.05	56.1	37.6	-	-	-	-	-	-	-	21.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
	51	ケーソン (水中)	-	-	-	-	-	0.6	-15.0	15.6	-7.20	145.4	109.1	-	-	-	-	-	-	-	21.0	11.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
	23	捨石	material	-	-	-	-	-15.0	-19.0	4.0	-17.00	251.2	188.4	300	595	180,000	0.5	468,400	0.5	0.33	30.0	10.0	0.45	2.2E+04	0.24	20	35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
	22	SPT(6005改良) 沖積粘性土	Strp.80%	-	-	-	-	-19.0	-26.0	7.0	-22.50	303.4	227.6	293	582	168,400	0.5	438,200	0.5	0.33	19.2	9.2	0.47	2.2E+06	0.23	-	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	21	沖積粘性土	De_L21	-	-	-	-	-26.0	-30.0	4.0	-28.00	349.5	282.2	169	336	49,600	0.5	128,300	0.5	0.33	17.0	7.0	0.55	2.2E+06	0.20	146	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
埋土部		基礎層	Dg1	-	-	-	-	-30.0	-	-	-	-	300	1600	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
	34	表層土 (空中)	As_L34	9	14	8	11.4	50	3.5	0.6	2.9	2.05	26.1	19.6	98.0	201	398	73,800	0.5	192,500	0.5	0.33	18.0	-	0.24	-	39	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
	33	表層土 (水中)	As_L33	9	14	8	11.4	50	0.6	-10.0	10.6	-4.70	105.2	78.9	96.0	190	378	73,800	0.5	192,500	0.5	0.33	20.0	10.0	0.45	2.2E+06	0.24	-	39	28	0.005	6.0	0.5	0.94	2.8	-	-	-	-	-	-	-	-
	32	沖積粘性土	Ac_L32	-	-	-	-	-	-10.0	-26.0	16.0	-18.00	206.2	154.7	127	252	26,200	0.5	68,300	0.5	0.33	16.0	6.0	0.55	2.2E+06	0.20	(77)	30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	31	沖積粘性土	De_L31	-	-	-	-	-	-26.0	-30.0	4.0	-28.00	268.2	201.2	169	336	49,600	0.5	128,300	0.5	0.33	17.0	7.0	0.55	2.2E+06	0.20	146	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
表込石		基礎層	Dg1	-	-	-	-	-30.0	-	-	-	-	300	1600	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
	41	表込石 (水中)	urpave_41	-	-	-	-	1.5	0.6	-	-	-	-	96.0	300	596	180,000	0.5	468,400	0.5	0.33	20.0	10.0	0.45	2.2E+04	0.24	20	35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
	43	表込石 (空中)	urpave_43	-	-	-	-	0.6	-19.0	-	-	-	-	96.0	300	596	180,000	0.5	468,400	0.5	0.33	18.0	-	0.45	-	0.24	20	35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

2.2 解析用物性値について

島根原子力発電所における基礎捨石及び被覆石の解析用物性値を表 2-2 に示す。

表 2-2 基礎捨石及び被覆石の解析用物性値

		基礎捨石及び被覆石
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.04 【1.84】
	間隙率 n	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	180000
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.00
	ポアソン比 ν	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.24
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	20
	内部摩擦角 ϕ' (°)	35.00

注：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を示す。

3. 基礎捨石及び被覆石の解析用物性値の妥当性について

3.1 妥当性の確認方針

「港湾基準」に記載されている内容について、その引用文献の目的、結果を整理するとともに、地震時の動的挙動への適用性についても文献の内容を検討する。また、先行炉における基礎捨石等の解析用物性値を確認し、基礎捨石及び被覆石の解析用物性値の妥当性を確認する。

3.2 「港湾構造物設計事例集」に記載される解析用物性値の妥当性

「港湾構造物設計事例集」に記載される解析用物性値のうち主要な物性値について、島根原子力発電所の基礎捨石及び被覆石に適用することの妥当性を確認する。

(1) 強度特性

「港湾基準」では、図3-1に示すとおり基礎捨石及び被覆石の強度特性として、粘着力 $c=20\text{kN/m}^2$ 、せん断抵抗角 $\phi=35^\circ$ が記載されている。

(6) マウンド材及び基礎地盤の強度定数

① マウンド材

偏心傾斜した作用を受ける支持力の模型実験及び現地実験の結果によれば、三軸圧縮試験から求められた強度定数を用いてビショップ法による円弧滑り解析を行えば精度の高い結果が得られることが明らかになっている⁵⁾。また、砕石の大型三軸圧縮試験から、粒径の大きい粒状体の強度定数は均等係数の等しい相似粒度の材料から求められる値にほぼ等しいことが確認されている⁶⁾。したがって、捨石の強度定数を正確に推定するには相似粒度の試料を用いた三軸圧縮試験を実施することが望ましいが、強度試験を行わない場合には、一般に用いられている通常の捨石に対する標準的な強度定数として粘着力 $c_D=20\text{kN/m}^2$ 、せん断抵抗角 $\phi_D=35^\circ$ の値が用いられている。実際の捨石においては現地での捨石の密度に対応して強度に相違が生じることが予想されるが、現地での捨石の状態を把握することは非常に困難であるので、標準的な強度定数の値が設定されている。

標準値は砕石の大型三軸圧縮試験の結果からやや安全側に求めた値であり、既存防波堤及び係留施設の解析結果からも妥当な値である。なお、強度定数として粘着力 $c_D=20\text{kN/m}^2$ としているが、これは砕石のせん断抵抗角 ϕ_D の拘束圧による変化を考慮するための見掛けの粘着力である。図-2.2.7 は各種の砕石に関する三軸試験結果をまとめたものであるが⁵⁾、拘束圧が大きくなるとともに粒子破碎によって ϕ_D は減少する。図中に実線で示された値は見掛けの粘着力 $c_D=20\text{kN/m}^2$ 、 $\phi_D=35^\circ$ とした値であるが、見掛けの粘着力を考慮することによって ϕ_D の拘束圧依存性が反映されている。母岩の一軸圧縮強さと強度定数の関連を調べた結果によると、これらの標準値が適用できるのは母岩の一軸圧縮強さが 30MN/m^2 以上の石材である。母岩の強度が 30MN/m^2 以下である弱い石材をマウンドの一部として用いる場合、強度定数はほぼ $c_D=20\text{kN/m}^2$ 、 $\phi_D=30^\circ$ となる⁷⁾。

図3-1 「港湾基準」における捨石の強度特性の設定方法

(「港湾基準」より引用・一部加筆)

「港湾基準」の引用文献である「港湾技術研究所報告 捨石マウンドの支持力の新しい計算法（1987.6）」（以下「文献①」という。）では、捨石マウンド上に重力式構造物が設けられる場合における捨石の力学的特性の検討を目的とした実験が行われている。

ここで、「文献①」では、直轄港湾工事に用いられる基礎捨石に対して質量～粒径換算を行い、それらと同程度の強度・比重を有する「碎石 ($D_{max}=25\text{mm}\sim 200\text{mm}$: 砂岩と花崗岩の2種類)」を対象に、試験条件として均等係数 U_c 、拘束圧及び締固め程度を変化させた供試体を準備し、直径 60cm・高さ 120cm の供試体では中型三軸圧縮試験、直径 120cm・高さ 240cm の供試体では大型三軸圧縮試験をそれぞれ実施して捨石の力学特性を検討している。「文献①」の三軸圧縮実験ケース及び実験結果を図 3-2 に示す。

上述の試験結果より、「捨石の強度定数は粘着力 $c=2\text{tf}/\text{m}^2$ 、せん断抵抗角 $\phi=35^\circ$ を標準とする」とされている。

表-5 実験ケース

岩種	試験級	D_{max} (mm)	料試名	U_c	拘束圧 σ_3 (kgf/cm ²)		
					粗 篩	中 篩	密 篩
花 崗 岩	中 型	25.4	A 1	1.2	2, 4		
			A 2	2.8	2, 4		
			A 3	5.0	2, 4		
	大 型	63.5	B 1	1.2	2, 4	1	1, 2, 4
			B 2	2.8		1, 2, 4	1, 2, 4
			B 3	5.0	1, 2, 4		1, 2, 4
			B 4	8.0	1, 2, 4	1, 2, 4	1, 2, 4
			B 5	15.0	1, 2, 4	1, 2, 4	1, 2, 4
	大 型	100	C 1	1.2	2		
			C 2	2.8	2		
		150	D 1	1.2	2, 4, 8	1, 2, 4, 8	
			D 2	2.8	2		
			D 3	5.0	2		
		200	E 1	1.2	2		4
			E 0	2.0			4
E 2			2.8		4	1, 2, 4	
E 3	5.0	2					
	中 型	25.4	F 1	1.3	2, 4, 8	0.5, 1, 2, 4, 8, 14	2, 4, 8
			G 1	1.3		2, 4, 8	
大型	150	H 1	1.2		2, 4, 8		

文献①の三軸圧縮実験ケース

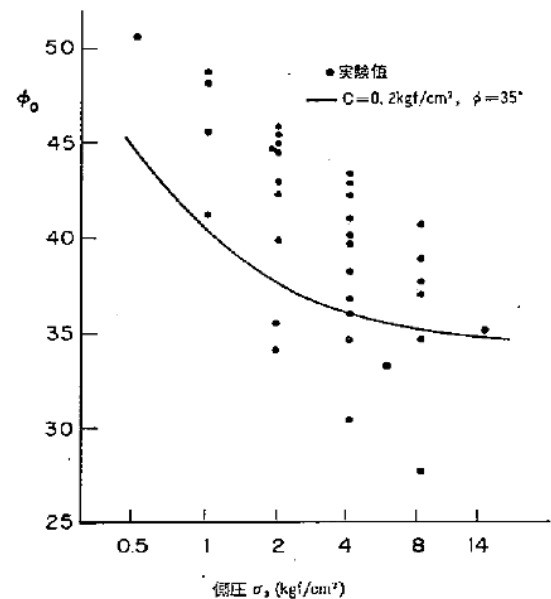


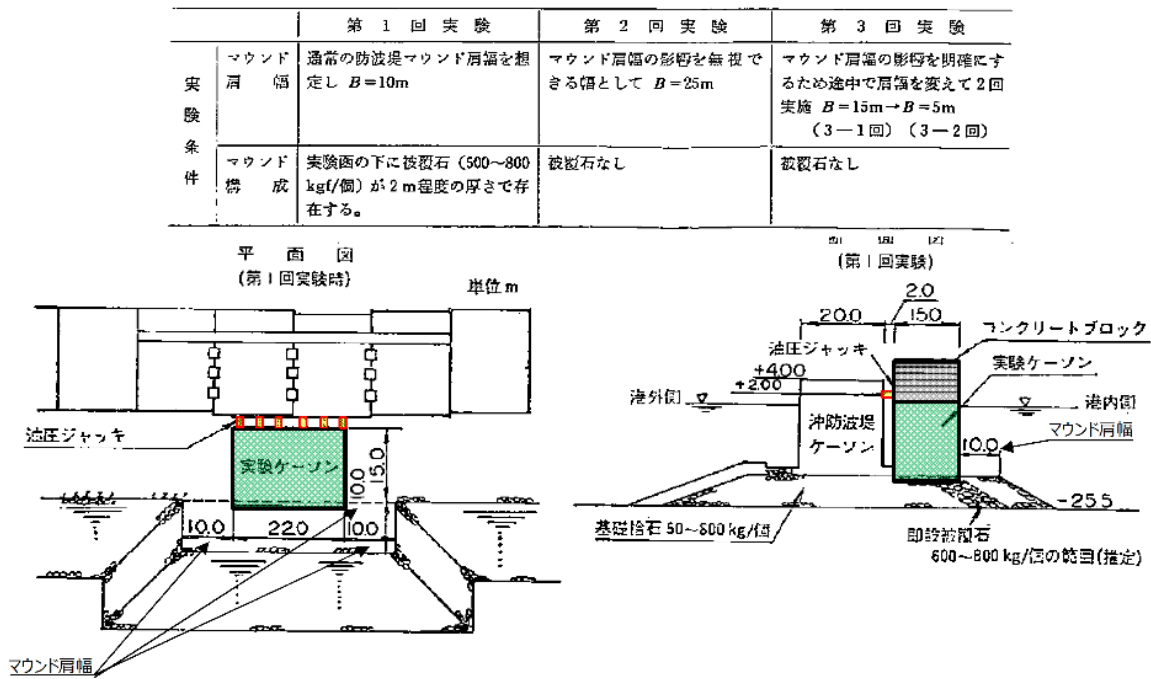
図-4B 見掛けの粘着力を考慮した場合の ϕ_0 と σ_3 の関係
文献①の三軸圧縮実験結果

図 3-2 「文献①」の三軸圧縮実験ケース及び実験結果
（「文献①」より引用）

「文献①」は、捨石マウンドにおける支持力の新しい計算方法の提案を目的に、捨石マウンド上の重力式構造物の安定性（静的）に関して現地実験（小名浜港：基礎捨石 50kg～800kg/個，被覆石 600kg～800kg/個（推定））が行われている。

現地実験は、マウンド肩幅を 10m から 25m, 15m, 5m に変更した 4 ケースで行われており、実験ケーソン（幅 22m×奥行 15m）に油圧ジャッキで水平力を与えてマウンド及び基礎地盤に偏心傾斜荷重を加えることで、実験ケーソンの回転角や水平変位が計測されている。

現地実験から得られた最大水平力を用いた円形すべり計算結果によると、「捨石の三軸試験による強度定数 $c=2tf/m^2$ ， $\phi=35^\circ$ を用いたビンジョップ法の結果が実験結果と良く一致する」とされている。小名浜港の現地試験の概要図を図 3-3 に示す。



小名浜港現地試験概要図
 (文献①「港湾技術研究所報告 捨石マウンドの支持力の新しい計算法 (1987.6)」より引用)

図 3-3 小名浜港現地試験概要図

「港湾技研資料 マウンド用石材の大型三軸試験による強度特性 (1991.3)」(以下「文献②」という。)では、「品質が悪ると考えられてきた石材の強度特性を明らかにする」ことを目的として、「文献①」で用いた比較的良質な花崗岩等よりも性質が劣る石灰岩及び軟質な砂岩等について、一軸圧縮強度に着目した分類で大型三軸圧縮試験(供試体寸法:直径30cm,高さ60cm)が行われている。また、一軸圧縮強度との相関関係を得るため、幅広い範囲の一軸圧縮強度を持つ特殊モルタルも使用している。

大型三軸圧縮試験の結果、「母岩の一軸圧縮強度が 300kgf/cm^2 以上であれば、「文献①」で報告された捨石の標準値である $c=2\text{tf/m}^2$, $\phi=35^\circ$ をほぼ満足する」とされている。

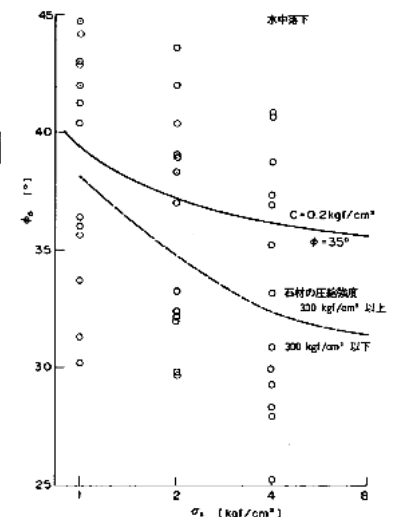
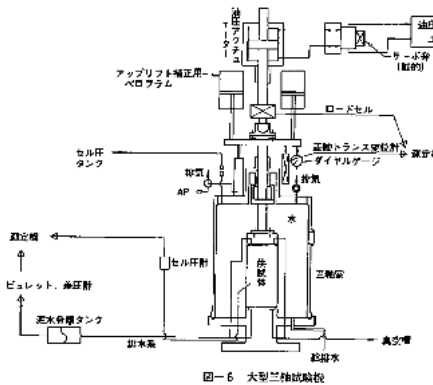
「文献②」の三軸圧縮実験ケース及び実験結果を図3-4に示す。

表-3 砕石母岩の材料特性

岩種	試料名	表乾比重 D_s	飽和比重 D_b	吸水率 $Q(\%)$	一軸圧縮強度 $\sigma_c(\text{kgf/cm}^2)$
石灰岩	石灰岩I	2.696	2.689	0.284	700以上
	石灰岩II	2.617	2.588	1.129	600
	石灰岩III	2.698	2.679	0.717	700以上
花崗岩	花崗岩I	2.653	2.632	1.59	800以上
	花崗岩II	2.593	2.567	1.03	1,130
砂岩	砂岩I	2.338	2.117	10.5	155
	砂岩II	2.363	2.173	8.75	99
	砂岩III	2.367	2.160	9.56	180

表-4 特殊モルタル試料の材料特性

岩種	試料名	表乾比重 D_s	飽和比重 D_b	吸水率 $Q(\%)$	一軸圧縮強度 $\sigma_c(\text{kgf/cm}^2)$
特殊モルタル	モルタル40	1.710	1.160	47.38	43.2
	モルタル70	1.721	1.225	40.58	70.5
	モルタル100	1.810	1.336	35.46	106
	モルタル300	2.226	2.013	10.63	320
	モルタル700	2.372	2.205	7.52	665



文献②の三軸圧縮実験ケース

大型三軸圧縮試験機

文献②の三軸圧縮実験結果

図表は文献②「港湾技研資料 マウンド用石材の大型三軸試験による強度特性 (1991.3)」より引用

図3-4 「文献②」の三軸圧縮実験ケース及び実験結果

工藤ら(1985)*¹は、既往のケーソン式防波堤基礎捨石の粒度とほぼ相似な、均等係数 $U_c=2.3$ の3種類(15mm, 25mm, 30mm)の相似粒度の試料を用いて三軸圧縮試験を実施し、図3-5に示すように、内部摩擦角 ϕ はゆる詰めでも密詰めでも $35^\circ \sim 36^\circ$ 、粘着力 c はゆる詰めでも 0.2kgf/cm^2 (約 20kN/m^2)～密詰めでも 0.6kgf/cm^2 (約 60kN/m^2)との結果を得ている。

捨石の標準的なモデル化案である内部摩擦角 $\phi=35^\circ$ 、粘着力 $c=20\text{kN/m}^2$ は図3-5において間隙比 $e_i=0.9$ 程度のかかなり空隙の多い状態を想定したせん断強度となっており、保守的な設定となっていることが分かる。なお、島根原子力発電所の基礎捨石及び被覆石について、輪谷湾内の1, 2号機エリアは昭和45年(1970年)12月竣工、3号機エリアは平成22年(2010年)3月竣工と年月を経ており、ある程度締まった密な状態であると考えられることから、この強度特性は保守的な設定と判断する。

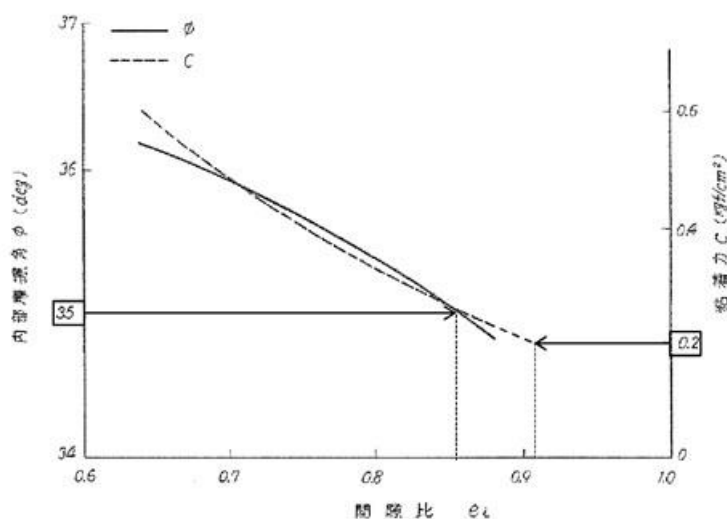


図3-5 間隙比 e_i に対する粘着力 c と内部摩擦角 ϕ の推定図表
(工藤ら(1985)*¹より引用・加筆)

(2) 動せん断弾性係数

「埋立地の液状化対策ハンドブック（改訂版）（財団法人沿岸開発技術研究センター，平成9年）」には，「混成防波堤における地震観測結果から得られた算定式により水深-10m 程度の大型岸壁における捨石のせん断波速度として $V_s=300\text{m/s}$ を用いる。」との記載があり，算定式については，上部ら(1983)*²に記載されている表 3-1 を指していると考えられる。表 3-1 は沢田ら(1977)*³による国内の複数のロックフィルダムにおける弾性波測定結果から得られた速度分布モデルであり，ロック材における深さ 0~10m の S 波速度 V_s の平均値が約 300m/s となり，5m 以深は深いほど V_s は増加する（図 3-6）。

島根原子力発電所における基礎捨石の分布範囲は，おおむね深さ 15m の範囲内に分布することから，せん断波速度は $V_s=300\text{m/s}$ を上回るが，「港湾構造物設計事例集」に記載の $V_s=300\text{m/s}$ を採用することは保守的な設定と判断する。

表 3-1 ロックフィルダムの一般的物性値を与える速度分布モデル
（上部ら(1983)*²より抜粋・一部加筆）

物性値の種類	現場のゾーン 材料の 状態 深さ (m)	ロック		コア	
		不飽和	飽和	S波速度の大きい材料 の分布	S波速度の小さい材料 の分布
S波速度	0-5	$V_s = 245$		$V_s = 210$	
	5-30	$V_s = 250Z^{0.20}$	$V_s = 250Z^{0.20}$	$V_s = 180Z^{0.35}$	$V_s = 140Z^{0.34}$
	30-	$V_s = 200Z^{0.315}$			
ポアソン比	全体	$\nu = 0.375 - 0.006Z^{0.58}$	$\nu = 0.49 - 0.01Z^{0.95}$	$\nu = 0.45 - 0.006Z^{0.60}$	

V_s : S波速度 (m/s)
 ν : ポアソン比
 Z : 深さ (m)

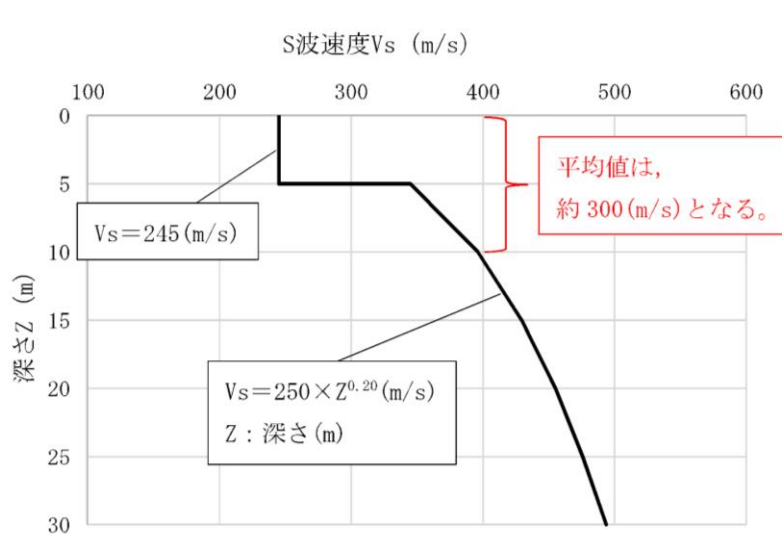


図 3-6 ロック材の S 波速度について
（表 3-1 におけるロック材の S 波速度をグラフ化）

- 注記*1：工藤康二，西好一，田中幸久，国生剛治：護岸基礎捨石マウンドの沈下予測（その1）捨石マウンド材料の物理特性ならびに静的力学特性，電力中央研究所報告，研究報告 384030，1985年
- *2：上部達生，土田肇，倉田栄一，国生剛治：大型混成式防波堤の強震記録に基づく水-構造物連成系の地震応答解析，港湾技術研究所報告，第22巻，第2号，1983年，pp289-326
- *3：沢田義博，高橋忠，桜井彰雄，矢島浩：ロックフィルダムの物性値分布特性および堤体の動的特性-弾性波動に基づく考察-，電力中央研究所報告，研究報告 377008，1977年

3.3 地震時の検討における基礎捨石及び被覆石の物性に関する文献調査

島根原子力発電所での適用性を目的として，地震時（動的）の検討で用いられる基礎捨石及び被覆石の解析用物性値について，文献調査を行った。

捨石の動的挙動に関して検討している文献「捨石のモデル化に関する検討報告書（FLIP研究会 企画委員会捨石作業部会，平成13年5月）」（以下「文献③」という。）によると，「港湾構造物設計事例集」に示される捨石の解析用物性値が用いられた事例検証が行われている。

事例検証は1995年兵庫県南部地震における六甲アイランドRF3岸壁及び神戸港第7防波堤の被災事例と，1993年釧路沖地震における釧路港北埠頭の被災事例を対象に行われており，簡易モデルによる検討やパラメトリックスタディーを踏まえ，表2-1に示すパラメータを捨石の標準的なパラメータとして提案している。

「文献③」では、1995年兵庫県南部地震における神戸港六甲アイランドRF-3岸壁の被災断面を検討対象としている。六甲アイランドRF3岸壁の検討用地震動及び検討対象断面を図3-7に、検討結果を表3-2に示す。検討結果において、表2-1に示すパラメータを捨石の解析用物性値として設定したCASE4では観測値の変位を再現できている。

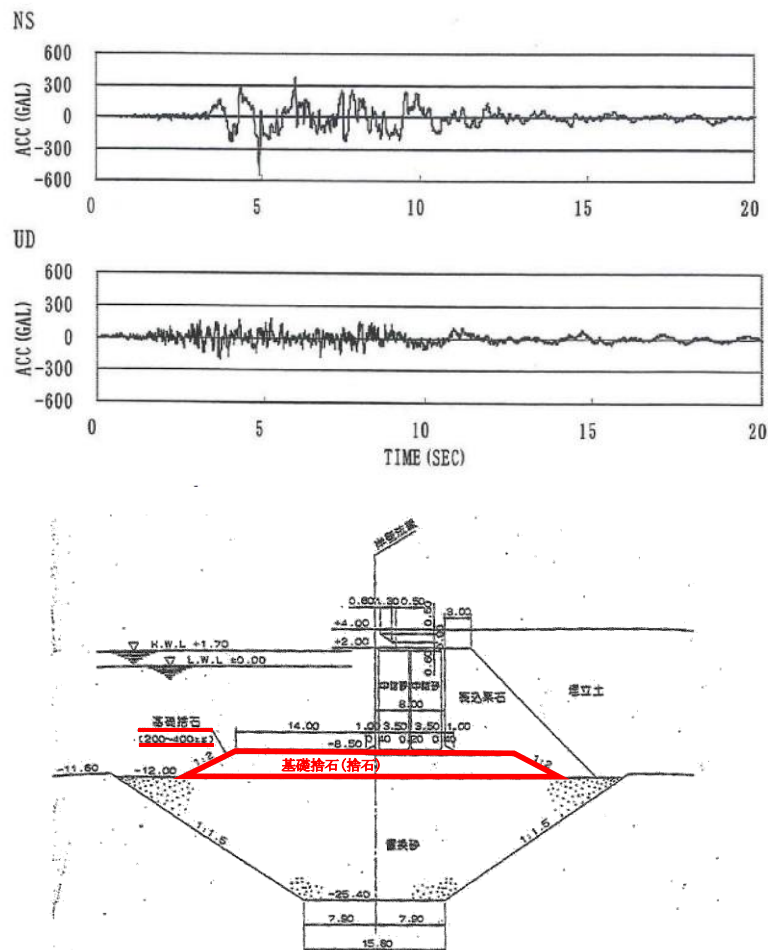


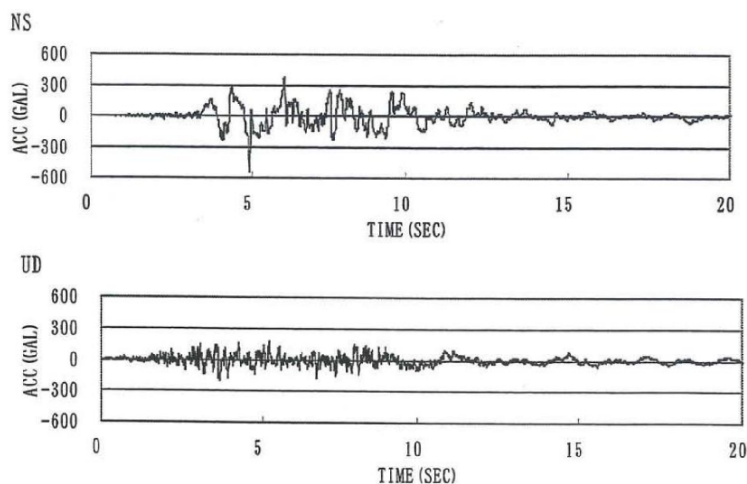
図3-7 六甲アイランドRF3岸壁の検討用地震動及び検討対象断面
(「文献③」より引用・一部加筆)

表3-2 六甲アイランドRF3岸壁の検討結果
(捨石は主に200kg~400kg/個程度)

検討ケース*	せん断強度特性		残留変位量			備考
	C(kN/m ²)	Φ (°)	水平 (m)	鉛直 (m)	傾斜 (°)	
CASE3	0	40	6.10	2.11	10.6	従来方法
CASE4	20	35	4.33	2.00	4.69	提案方法
観測値			4.1~4.6	1.7~2.0	4.1~5.1	

注記* : 結果は捨石強度特性のみが異なるCASE3(従来方法)とCASE4(提案方法)のみ抜粋している

「文献③」では、常時土圧の作用を受けない構造物として、1995年兵庫県南部地震における神戸港第七防波堤の被災断面を検討対象としている。神戸港第七防波堤の検討用地震動及び検討対象断面を図3-8に、検討結果を表3-3に示す。検討結果において、表2-1に示すパラメータを捨石の解析用物性値として設定したCASE4では観測値の変位を再現できている。



検討用地震動_ポートアイランド鉛直アレー地震観測網のGL-32mに設置の加速度計による1995兵庫県南部地震の際の観測記録

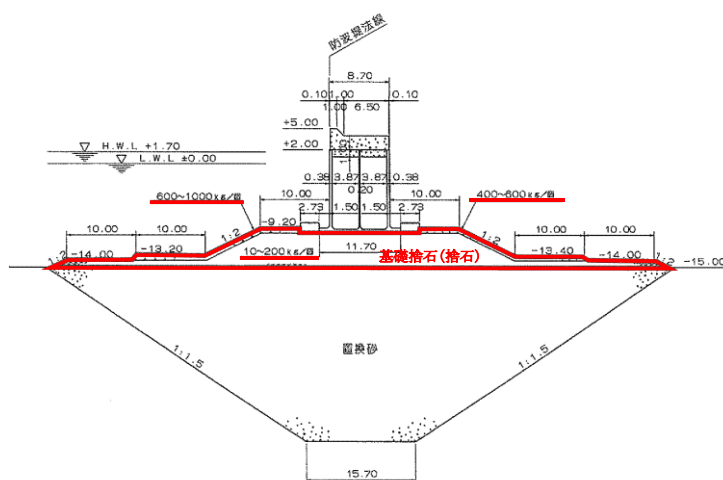


図3-8 神戸港第七防波堤の検討用地震動及び検討対象断面
 (「文献③」より引用・一部加筆)

表 3-3 神戸港第七防波堤の検討結果

(捨石は主に 10~200kg/個程度)

検討ケース*	せん断強度特性		残留変位量		備考
	C(kN/m ²)	Φ (°)	水平 (m)	鉛直 (m)	
CASE2	0	40	0.04	4.39	従来方法
CASE4	20	35	0.00	2.26	提案方法
観測値			-	1.4~2.6	

注記* : 結果は捨石強度特性のみが異なる CASE2 (従来方法) と CASE4 (提案方法) のみ抜粋している。

「文献③」では、1993年釧路沖地震における釧路港北埠頭岸壁の被災断面を検討対象としている。釧路港北埠頭岸壁の検討用地震動及び検討対象断面を図3-9に、検討結果を表3-4に示す。検討結果において、表2-1に示すパラメータを捨石の解析用物性値として設定したCASE3では観測値の変位を再現できている。

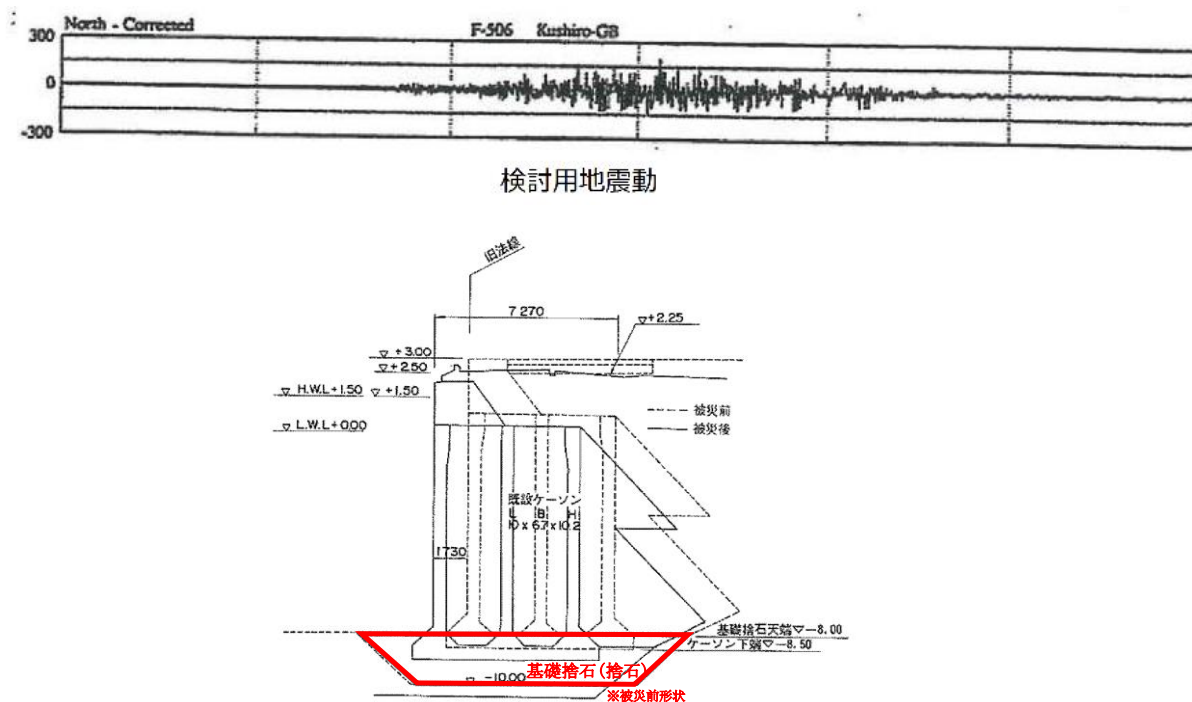


図3-9 釧路港北埠頭岸壁の検討用地震動及び検討対象断面
 (「文献③」より引用・一部加筆)

表3-4 釧路港北埠頭岸壁の検討結果

検討ケース*	せん断強度特性		残留変位量		備考
	C(kN/m ²)	Φ (°)	水平 (m)	鉛直 (m)	
CASE1	0	40	0.89	0.21	従来方法
CASE3	20	35	1.28	0.22	提案方法
観測値			0.8~1.6	0.2~0.5	

注記*：結果は捨石強度特性の設定の違いに着目し、CASE1（従来方法）とCASE3（提案方法）のみ抜粋している。

「文献③」で検討した事例は、いずれも重力式岸壁あるいはケーソン式防波堤であることから、鋼管杭を使用した構造物を対象とした被災事例の再現解析における捨石の解析用物性値の設定状況についても確認した。

「二次元有効応力解析による直杭式横棧橋の被災事例の再現解析(2009)」(以下「文献④」という。)では、1995年兵庫県南部地震による神戸港T棧橋の被災事例を対象とした再現解析が行われた際、「港湾構造物設計事例集」に示される捨石の解析用物性値が設定されている。解析断面図を図3-10に、解析用物性値を表3-5に示す。「文献④」において、鋼管杭の座屈位置という被災事例を再現できたとされている。

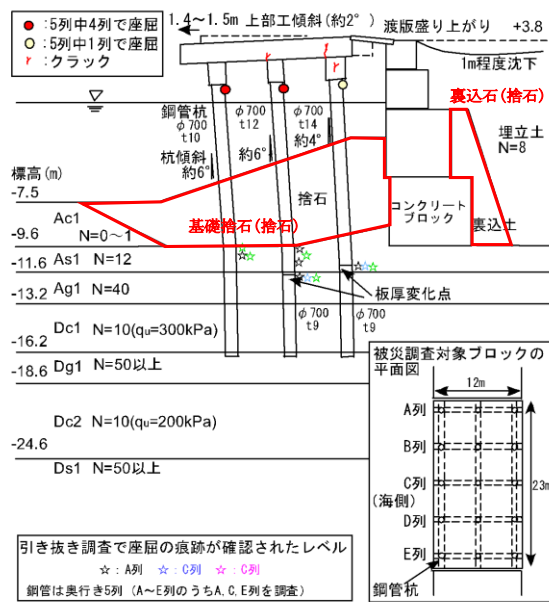


図3-10 断面図(神戸港T棧橋)
 (「文献④」より引用・一部加筆)

表3-5 FLIPにおける解析用物性値(神戸港T棧橋)
 (「文献④」より引用・一部加筆)

土層名	湿潤密度	間隙率	変形特性					
			初期せん断剛性	基準化拘束圧	拘束圧依存係数	内部摩擦角	粘着力	履歴減衰上限値
			G_{ma} (kPa)	$\sigma_{ma'}$ (kPa)	m	ϕ_f (°)	c (kPa)	h_{max}
As1	1.8	0.45	111900	98.0	0.5	40.7	0	0.24
Ag1	2.0	0.45	226500	98.0	0.5	44.4	0	0.24
Dc1	1.9	0.44	51000	43.4	0.0	0.0	150	0.20
埋立土	1.8	0.45	65840	98.0	0.5	38.9	0	0.24
捨石	2.0	0.45	180000	98.0	0.5	35.0	20	0.24
裏込土	2.0	0.45	180000	98.0	0.5	35.0	20	0.24
Ac1	1.5	0.67	3750	5.0	0.5	25.0	0	0.20
Dc2	1.7	0.55	34000	86.4	0.0	0.0	100	0.20
Dg1	2.0	0.45	228200	98.0	0.5	44.5	0	0.24

「2011 年東北地方太平洋沖地震において地震動により被災した小名浜港 5 号埠頭耐震強化岸壁(-12m)の再現解析(2014)」(以下「文献⑤」という。)では、2011 年東北地方太平洋沖地震による小名浜港 5 号埠頭耐震強化岸壁の被災を対象とした再現解析が行われた際、「港湾構造物設計事例集」に示される捨石の解析用物性値が設定されている。なお、当該岸壁の基礎捨石は 30~200 kg/個とされている。解析断面図を図 3-11 に、解析用物性値を表 3-6 に示す。「文献⑤」において、岸壁背後の沈下等の被災結果に調和的な変形を再現可能であるとされている。

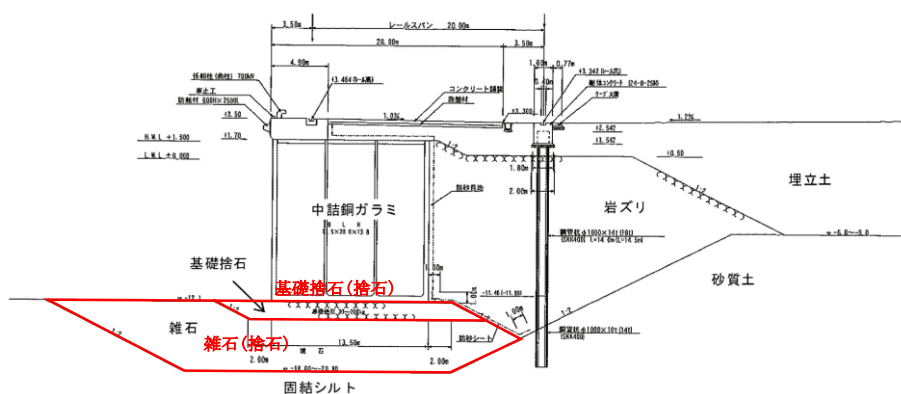


図 3-11 断面図 (小名浜港 5 号埠頭耐震強化岸壁)
(「文献⑤」より引用・一部加筆)

表 3-6 FLIP における解析用物性値
(小名浜港 5 号埠頭耐震強化岸壁)
(「文献⑤」より引用・一部加筆)

地層名	N65	ρ_t (t/m^3)	ρ_{sca} (t/m^3)	σ'_{na} (kN/m^2)	G_{ma} (kN/m^2)	ν	K_{ma} (kN/m^2)	C (kN/m^2)	ϕ ($^\circ$)	n	h_{max}
埋立土	8.3	1.8	2.0	98	75400	0.33	196600	-	39	0.45	0.24
岩ズリ	10.4	1.8	2.0	98	86600	0.33	225800	-	39	0.45	0.24
砂質土	22.2	-	2.0	98	140600	0.33	366700	-	41	0.45	0.24
固結シルト (風化部)	-	-	1.8	171.88	10200	0.33	26600	30	-	0.55	0.20
基礎捨石	-	-	2.0	98	180000	0.33	469400	20	35	0.45	0.24
雑石	-	-	2.0	98	180000	0.33	469400	20	35	0.45	0.24

「相馬港 2 号埠頭-12m 岸壁を対象とした事例解析(2012 年度)」(以下「文献⑥」という。)では、2011 年東北地方太平洋沖地震による相馬港 2 号埠頭-12m 岸壁の被災を対象とした再現解析が行われた際、「港湾構造物設計事例集」に記載の値におおむね近い捨石の解析用物性値が設定されている。断面図を図 3-12 に、解析用物性値を表 3-7 に示す。「文献⑥」において、被災状況や背後地盤の沈下や段差について再現できたとされている。

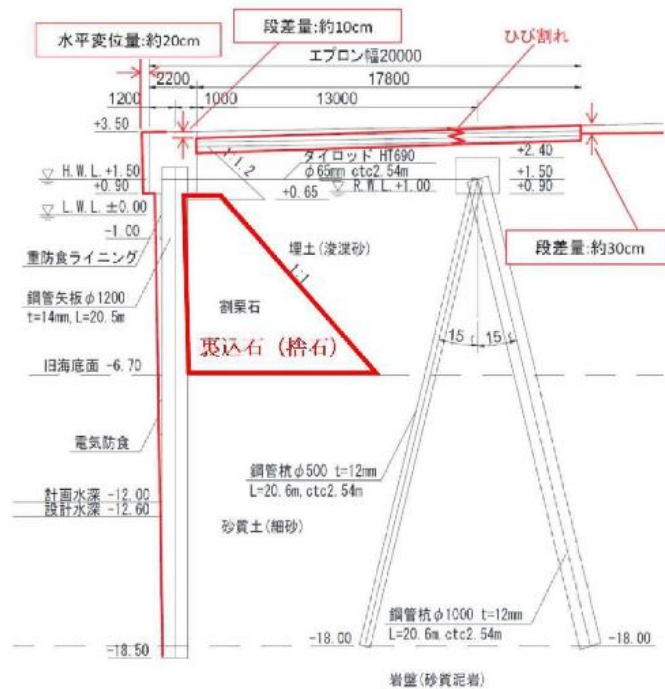


図 3-12 断面図 (相馬港 2 号埠頭-12m 岸壁)

(「文献⑥」より引用・一部加筆)

表 3-7 FLIP における解析用物性値 (相馬港 2 号埠頭-12m 岸壁)

(「文献⑥」より引用・一部加筆)

記号	土質	ρ (t/m^3)	σ_{ma} (kN/m^2)	V_s (m/s)	G_{ma} (kN/m^2)	m_G	K_{ma} (kN/m^2)	m_K	c (kN/m^2)	ϕ_f	h_{max}	n	E (kN/m^2)
B	埋土 (浚渫砂)	1.80	98	162	75246	0.5	196230	0.5	0.0	39.38	0.24	0.45	
		2.00											
As	砂質土 (細砂)	2.00	98	269	125095	0.5	326228	0.5	0.0	41.33	0.24	0.45	
R	岩盤 (砂質泥岩)	1.73											1392000
	裏込石	2.00	98		101300	0.5	264000	0.5	20.00	35.00	0.24	0.45	

捨石の動的挙動について、重力式岸壁、ケーソン式防波堤及び鋼管杭を使用した構造物を対象とした被災事例の事例検証が行われており、「港湾構造物設計事例集」に示される捨石の解析用物性値を設定した場合、解析結果はそれぞれの観測値と適合性が良いとされている。

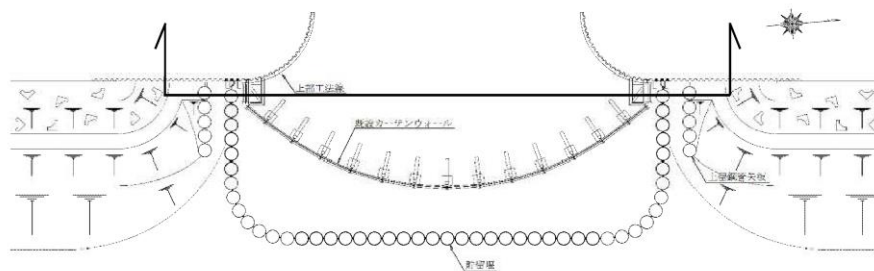
以上より、「港湾構造物設計事例集」に示される捨石の解析用物性値は妥当であると判断した。

3.4 先行炉における基礎捨石等の解析用物性値

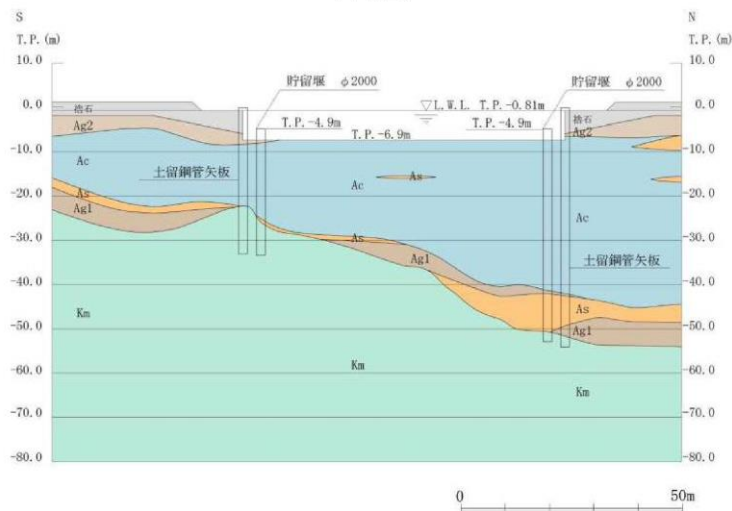
島根原子力発電所における基礎捨石及び被覆石の解析用物性値の妥当性を判断するため、先行炉における基礎捨石等の解析用物性値を確認する。なお、先行炉の情報に係る記載内容については、審査資料等をもとに独自に解釈したものである。

(1) 東海第二発電所

東海第二発電所において、図 3-13 に示すとおり、津波防護施設である貯留堰の外側に位置する土留鋼管矢板の背面に捨石が分布していることから、解析断面にモデル化している。



(平面図)



(断面図)

図 3-13 東海第二発電所 貯留堰の周辺地盤における捨石の施工状況

東海第二発電所の捨石は主に 100kg～500kg／個程度の質量を有するとしており，基礎捨石の解析用物性値については，現地の捨石での試験が非常に困難であることから，表 3-8 に示すとおり，「港湾構造物設計事例集」に記載される値を用いている。

表 3-8 東海第二発電所 捨石の解析用物性値

パラメータ				捨石
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ²	2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	0.82
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.33
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	98
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	180000
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.24
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.02
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	35

(2) 高浜発電所

高浜発電所において、津波防護施設である放水口側防潮堤周辺の改良地盤の前面において基礎捨石及び被覆石が分布していることから、解析断面にモデル化している。

高浜発電所における基礎捨石等の解析用物性値については、FLIP 研究会が推奨する手法*、「港湾基準」及び「埋立地の液状化ハンドブック（改訂版）（沿岸開発技術研究センター，平成 9 年）」等から、表 3-9 に示す解析用物性値を設定している。

注記*：例えば、液状化解析プログラム FLIP による動的解析の実務

FLIP 研究会の 14 年間の研究成果 平成 23 年 8 月 3 日

第四期 FLIP 研究会 14 年間のまとめ WG 沿岸技術研究センター

表 3-9 高浜発電所 基礎捨石等の解析用物性値

飽和密度 ρ (g/cm^3)	間隙率 n	動せん断弾性係数 G_{sa} (kN/m^2)	体積弾性係数 K_{sa} (kN/m^3)	ポアソン比 ν	基準拘束圧 σ_{sa} (kN/m^2)	粘着力 c (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ_r ($^\circ$)	最大減衰比 h_{max}
2.04	0.45	1.80×10^5	4.69×10^5	0.33	98	20	35	0.24

3.5 基礎捨石及び被覆石の解析用物性値の妥当性

島根原子力発電所の基礎捨石及び被覆石と文献に記載された捨石の諸元の比較を表 3-10 に示す。島根原子力発電所の基礎捨石は、文献に記載された捨石の諸元の範囲内であることから、「港湾構造物設計事例集」で示される解析用物性値を島根原子力発電所の基礎捨石に適用することは妥当と判断する。被覆石については、文献に記載された捨石の諸元の範囲を超えているが、礫径の大きい被覆石は比較的礫径の小さい捨石より粘着力、せん断抵抗角共に大きいと考えられ、「港湾構造物設計事例集」で示される捨石の解析用物性値を被覆石に適用することにより保守的な評価になるため妥当と判断する。

また、島根原子力発電所の基礎捨石及び被覆石の解析用物性値は、先行炉である東海第二発電所及び高浜発電所の基礎捨石等の解析用物性値と同じである。したがって、島根原子力発電所の基礎捨石及び被覆石の解析用物性値は妥当と判断した。

表 3-10 島根原子力発電所の基礎捨石及び被覆石と
文献に記載された捨石の諸元の比較

	島根原子力発電所	文献に記載された値
一軸圧縮強さ	30N/mm ² 以上	30MN/m ²
D _{max}	200～250mm (基礎捨石) 700～800mm (被覆石)	25～200mm
質量	30kg以上/個程度 (基礎捨石) 1.5t/個 (被覆石)	<ul style="list-style-type: none"> ・ 六甲アイランドRF3岸壁 200～400kg/個程度 ・ 神戸港第七防波堤 10～200kg/個程度 ・ 小名浜港 5 号埠頭耐震強化岸壁 30～200kg/個程度

(補足1) 島根原子力発電所の岩石試験

島根原子力発電所の石材(基礎捨石及び被覆石)は主に発電所敷地内の凝灰岩を使用しており、これについて実施した岩石試験の概要を示す。

ボーリングコアから採取した試料を用いて一軸圧縮試験を実施した結果、 $30\text{N}/\text{mm}^2$ を上回る結果となった。一軸圧縮試験概要を図1-1、岩石試料採取位置図を図1-2に示す。

供試体サイズ		直径：50mm 高さ：100mm
最大能力		980kN(100t)
原子炉建物 基礎地盤	試料採取ホ-リング	306,308,309,310,316
	試験個数	18個
	一軸圧縮強度	$82.57\text{N}/\text{mm}^2$
原子炉建物 西側切取斜面	試料採取ホ-リング	324,319,328,329
	試験個数	10個
	一軸圧縮強度	$122.98\text{N}/\text{mm}^2$

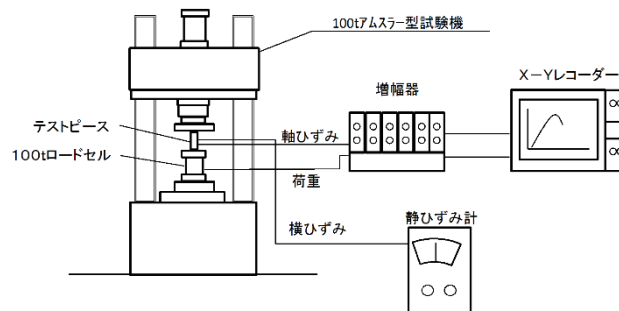


図1-1 一軸圧縮試験概要

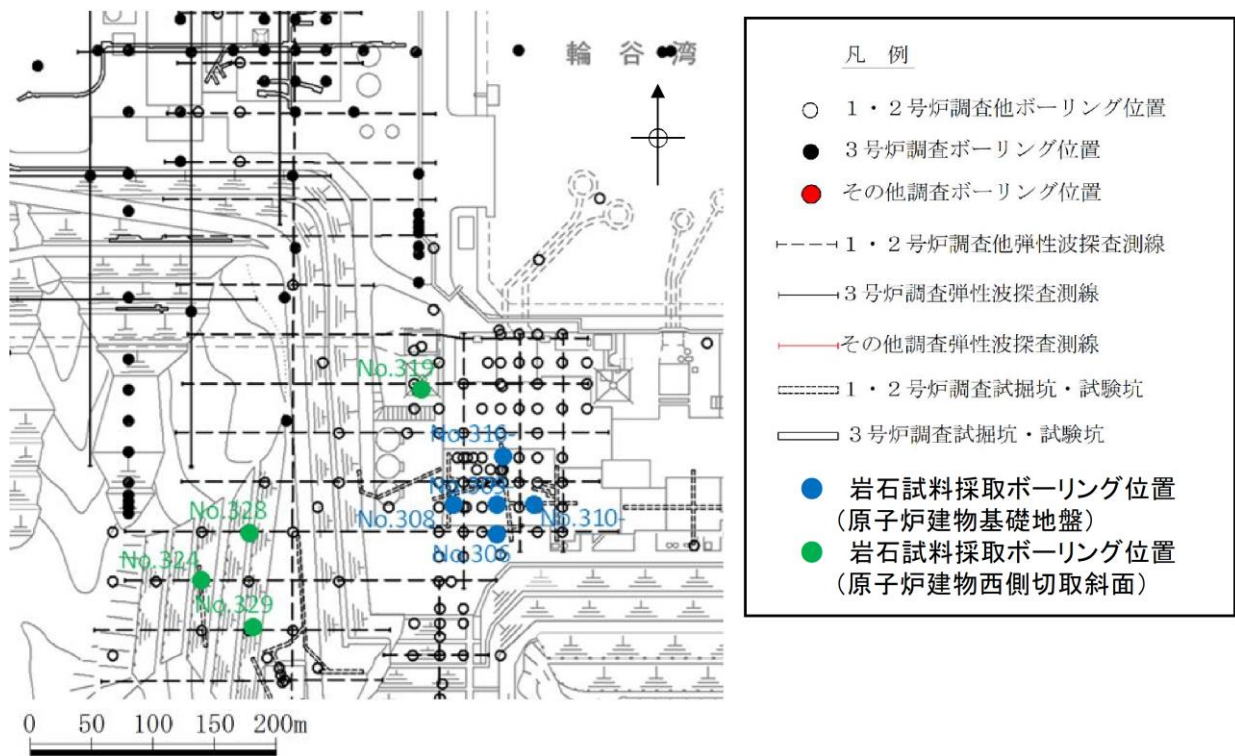


図 1-2 岩石試料採取位置図

(補足2) 島根原子力発電所の押し崩し試験

独立行政法人土木研究所では、ロックフィルダムの主要築堤材料として使用されるロック材料のせん断強度の評価について、原位置における表層すべり試験(切り崩し試験及び押し崩し試験)を実施し、原粒度条件下でのロック材料のせん断強度の評価を論文「拘束圧依存性を考慮したロック材料の強度評価(山口ほか)」で示している。

ロック材料を100t級大型ブルドーザで静かに谷に押し崩す「押し崩し試験」を実施して、安息角を計測しているが、「得られた平均38.5°の結果は、大型三軸圧縮(CD)試験により求められた内部摩擦角41.0°とほぼ同等の値である」とされている。

島根原子力発電所にて、押し崩し試験を模擬した安息角の現地試験を実施した。現地試験には基礎捨石と同様の石材(凝灰岩主体: $D_{max}=200\sim 250\text{mm}$ 程度)を用いて、40tダンプにて平坦な場所でダンプアップすることで試料塊を作り、ダンプが逃げる方向以外の3辺を測線として試料塊の角度計測を行った。

試験は3回行い、合計9測線から得られた平均値は38.5°であり、「文献①」のせん断抵抗角 $\phi=35^\circ$ と同等な結果となった。

試験の概要を図2-1に、試験結果を表2-1に示す。



図2-1 試験の概要

表2-1 安息角試験 試験値一覧表

試験	測線	角度	平均角度
1回目	①	35.2	38.5
	②	36.8	
	③	46.3	
2回目	①	29.8	
	②	37.8	
	③	35.3	
3回目	①	44.4	
	②	36.3	
	③	44.8	

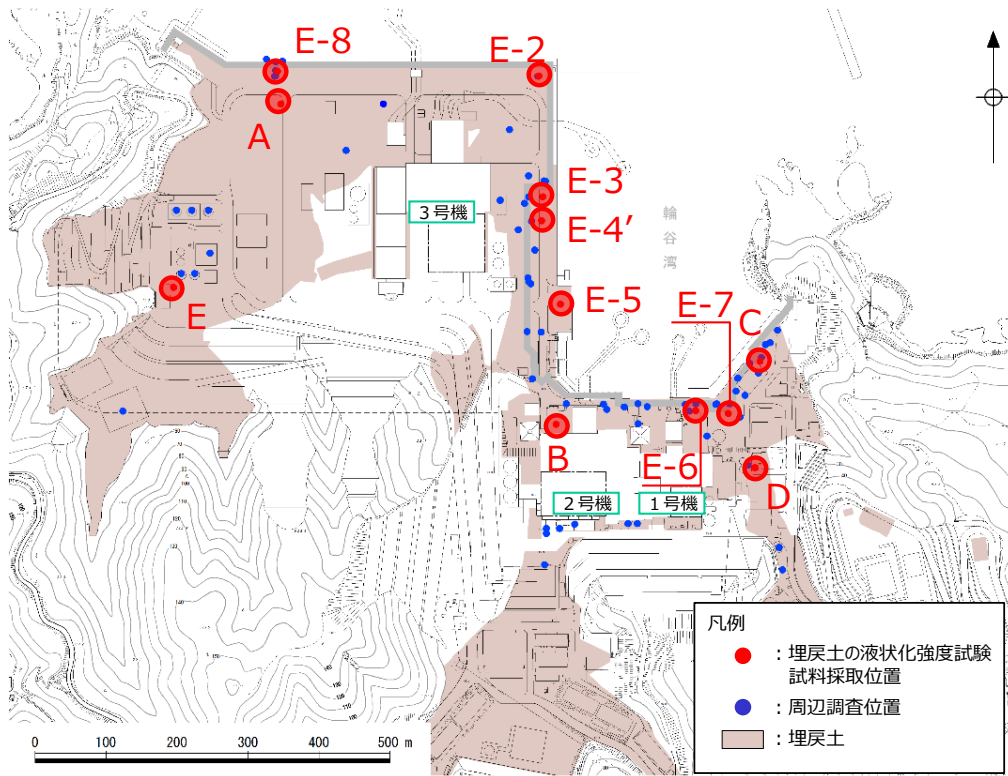
(参考資料 12) 液状化強度試験の詳細について

1. 液状化強度試験試料

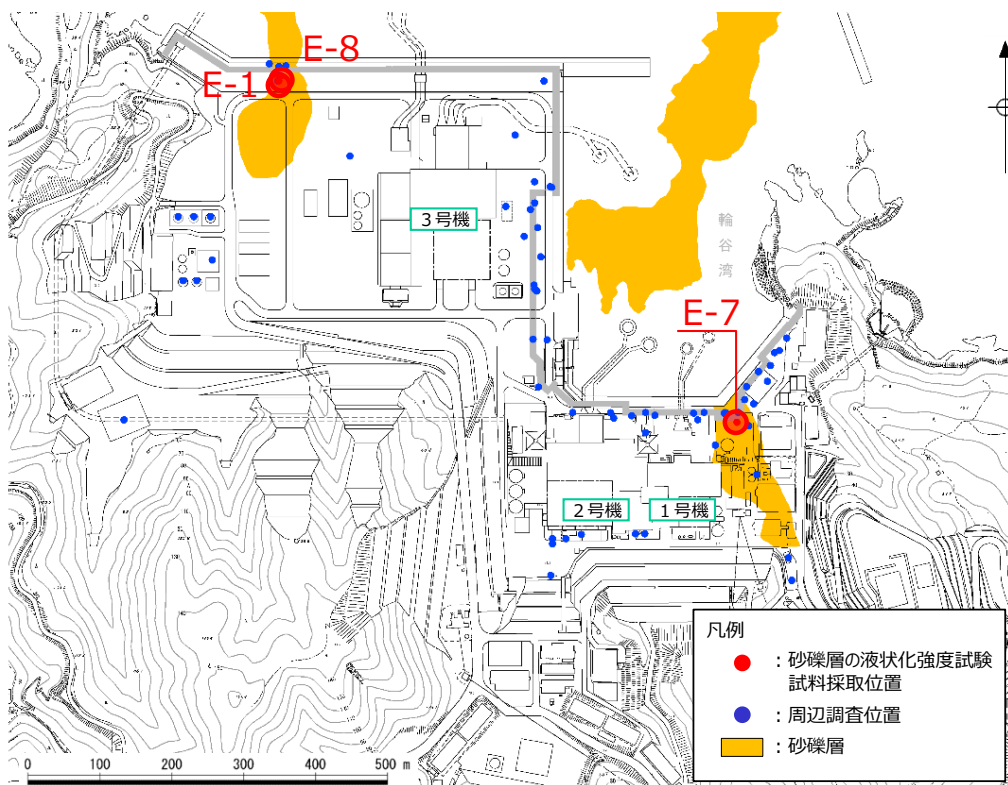
敷地内の被覆層として埋戻土及び砂礫層が分布する範囲において採取した試料を用いた液状化強度試験を実施している。液状化強度試験試料の採取位置を図 1-1, 液状化強度試験試料の採取方法を表 1-1 に示す。

E-1～E-8 地点は、ロータリー式三重管サンプラーによる液状化強度試験試料として採取したものである。粒径加積曲線のグラフには「港湾の施設の技術上の基準・同解説（国土交通省港湾局，2007 年版）」及び「道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）」による液状化判定指標についても記載する。E-1～E-8 地点における，N 値，細粒分含有率，粒径加積曲線，ボーリング柱状図及びコア写真を図 1-2～図 1-27 に示す。なお，E-1, E-2, E-6, E-7 地点は，ごく近傍の既往ボーリングの調査結果より，液状化検討対象層を確認し，液状化強度試験試料を採取しているため，既往のボーリング調査におけるボーリング柱状図及びコア写真を参考として示す。

A～E 地点においては表層試料採取による液状化強度試験試料を採取しているため「2. 液状化試験結果」において試験結果のみ示す。



(埋戻土)



(砂礫層)

図 1-1 液状化強度試験試料の採取位置

表 1-1 液状化強度試験試料の採取方法一覧

試料採取位置	採取方法	既往ボーリング調査結果利用	ボーリング柱状図, コア写真の地点名
E-1	ロータリー式 三重管サンプラー	○	P1*
E-2		○	P2*
E-3		—	E-3 (調査孔)
E-4'		—	E-4' (調査孔)
E-5		—	E-5 (調査孔)
E-6		○	P7*
E-7		○	P11*
E-8		—	E-8 (調査孔)
A	表層試料採取	—	—
B		—	—
C		—	—
D		—	—
E		—	—

注記* : 参考として既往ボーリング調査におけるボーリング柱状図及びコア写真を示す。

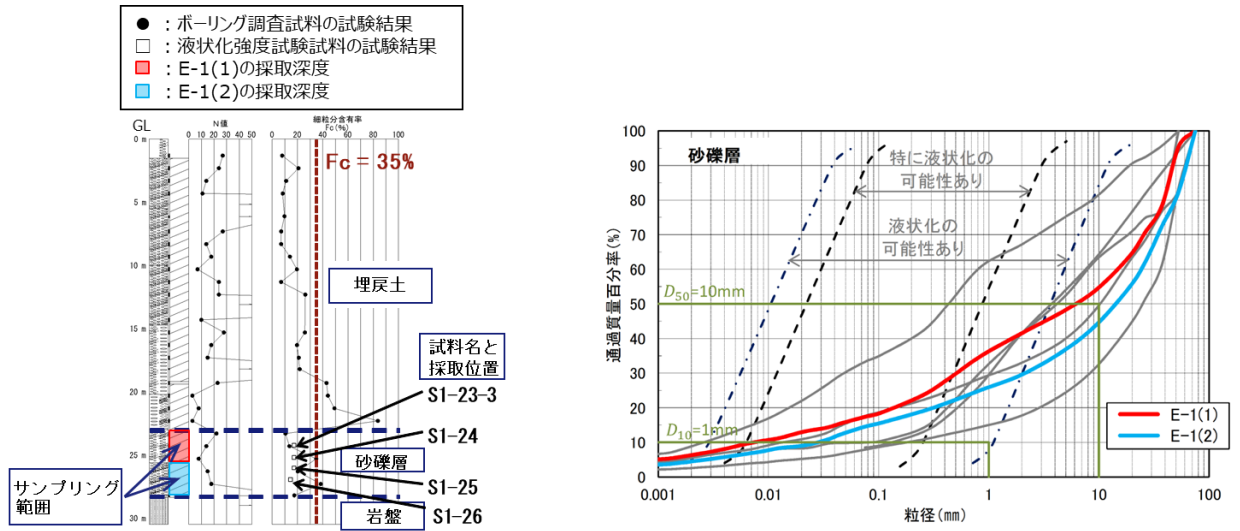


図 1-2 N値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-1)

ボーリング名	P1	孔口標高	6.26m	総掘進長	30.50m
--------	----	------	-------	------	--------

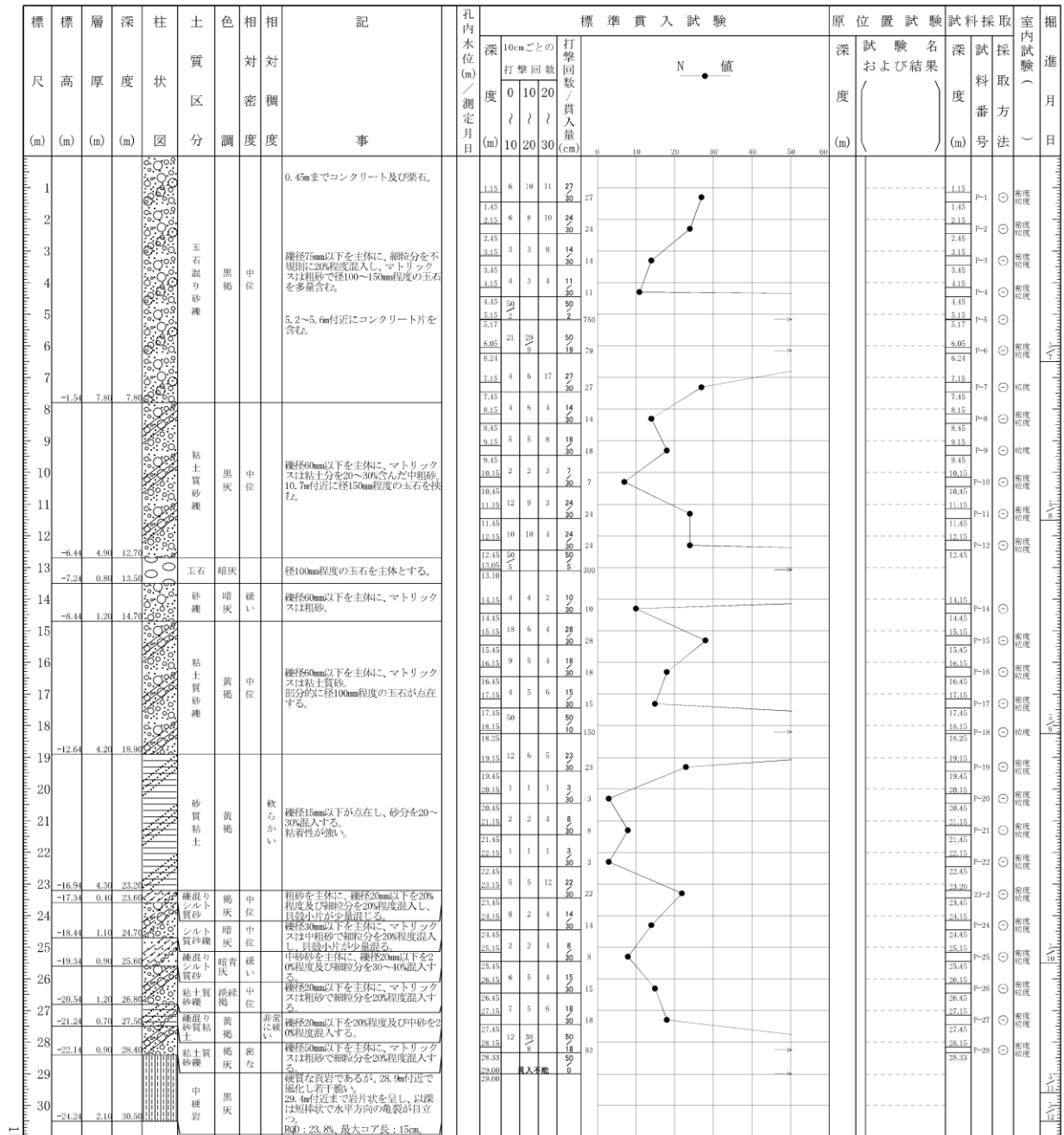
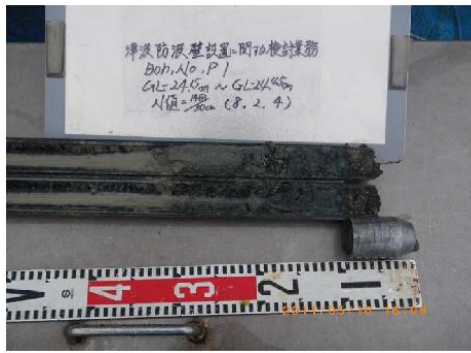


図 1-3 ボーリング柱状図 (P1: E-1 地点の参考)

【砂礫層】



標準貫
試験

GL.24.15m
~24.45m

N=14回/30cm



標準貫
試験

GL.25.15m
~25.45m

N=8回/30cm



標準貫
試験

GL.26.15m
~26.45m

N=15回/30cm



標準貫
試験

GL.27.15m
~27.45m

N=18回/30cm

【岩盤】



図 1-4 ボーリングコア写真 (P1 : E-1 地点の参考)

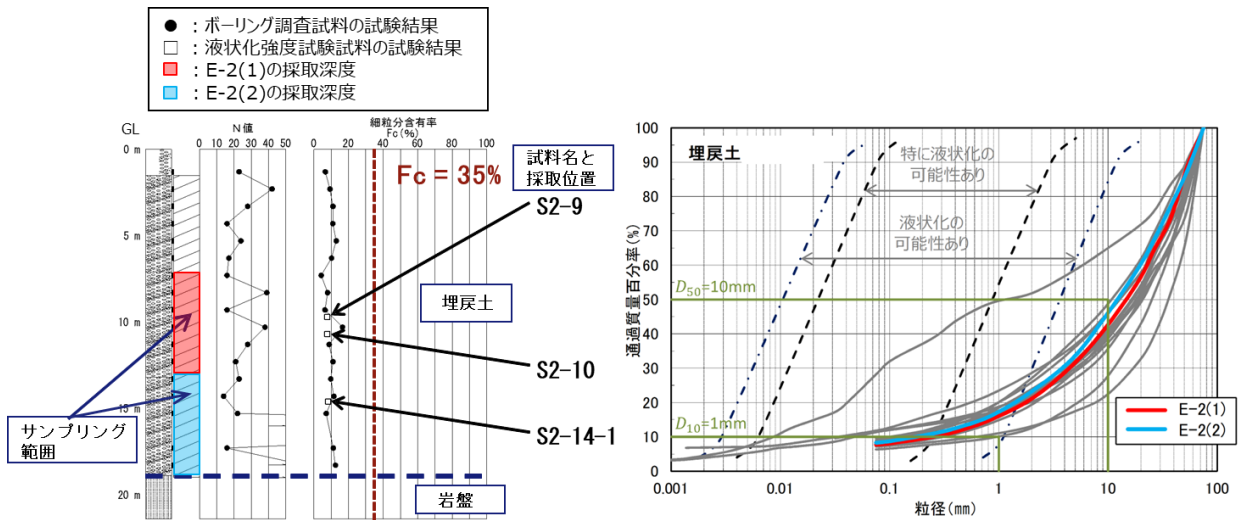


図 1-5 N値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-2)

ボーリング名	P2	孔口標高	6.26m	総掘進長	21.40m
--------	----	------	-------	------	--------

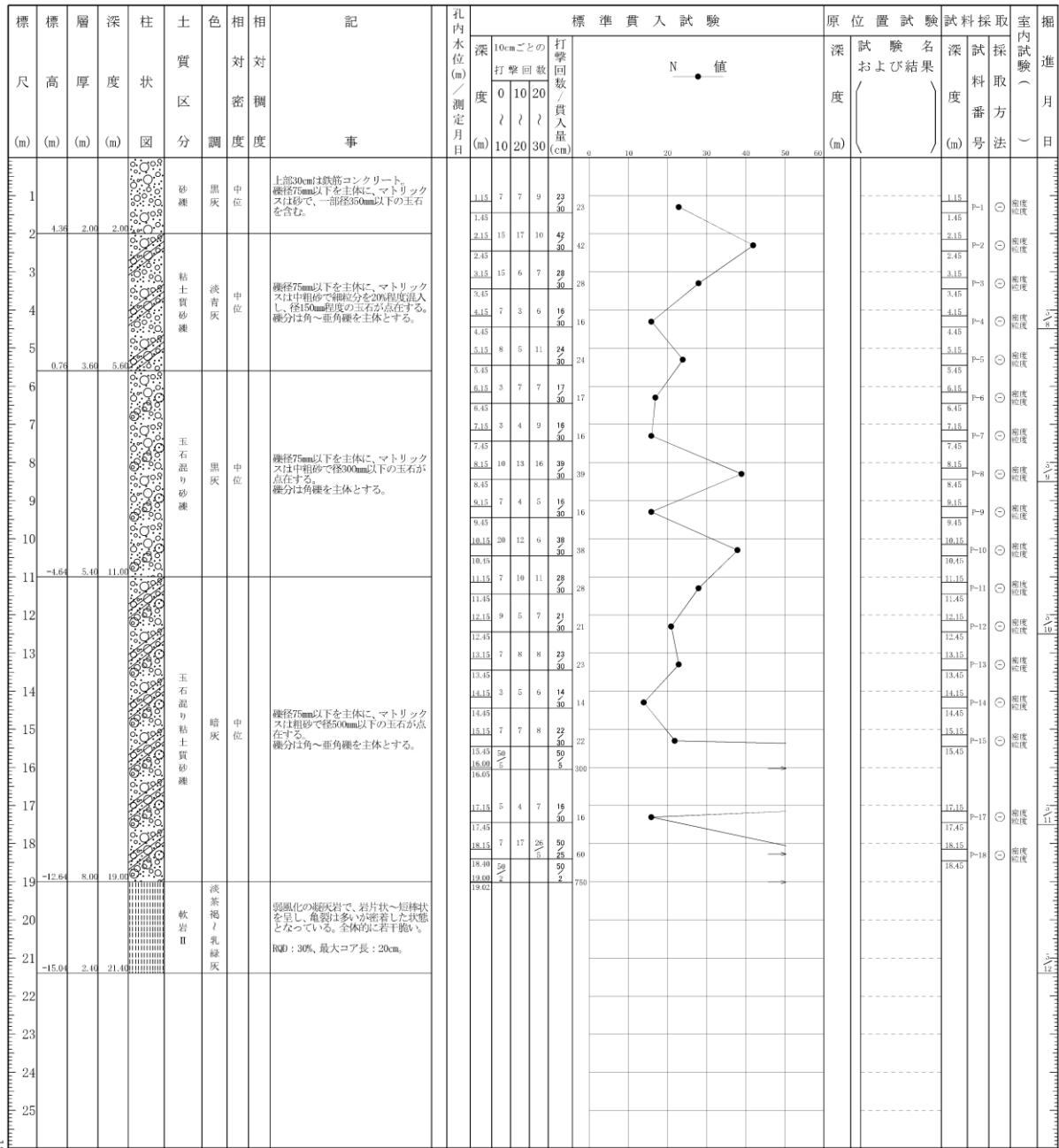


図 1-6 ボーリング柱状図 (P2 : E-2 地点の参考)

【埋戻土】



標準貫入
試験試料

GL.9.15m
~9.45m
N=16回/30cm



標準貫入
試験試料

GL.11.15m
~11.45m
N=28回/30cm



標準貫入
試験試料

GL.15.15m
~15.45m
N=22回/30cm

【岩盤】



図 1-7 ボーリングコア写真 (P2 : E-2 地点の参考)

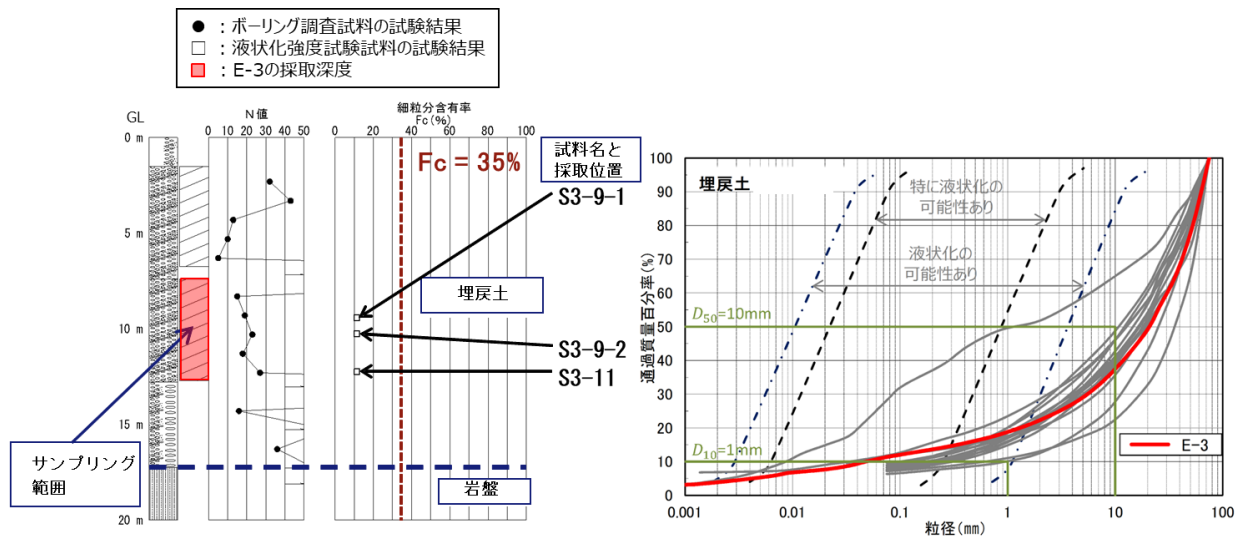


図 1-8 N値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-3)

ボーリング名	E-3 (調査孔)	孔口標高	8.475m	総掘進長	20.00m
--------	-----------	------	--------	------	--------

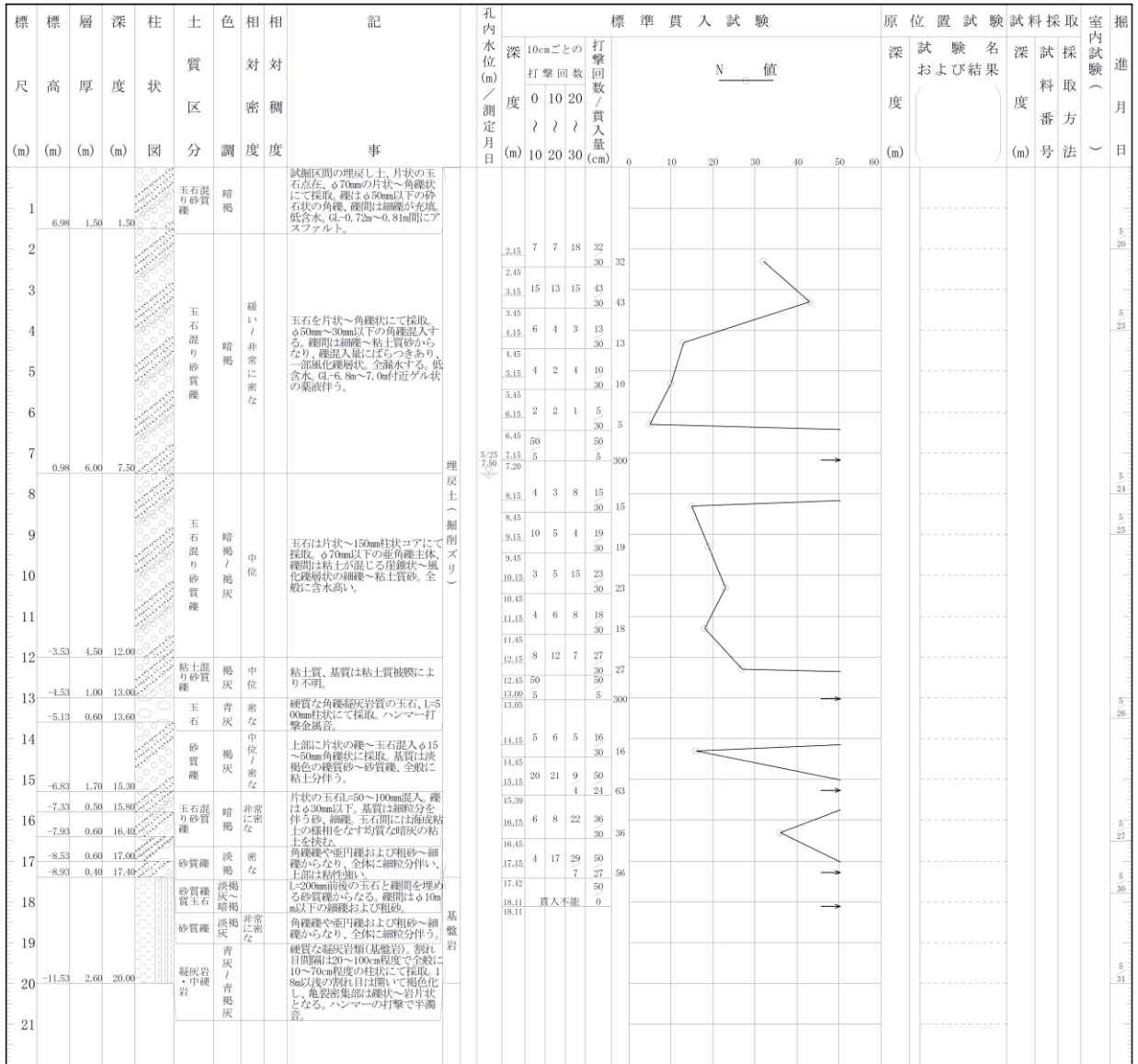


図 1-9 ボーリング柱状図 (E-3)

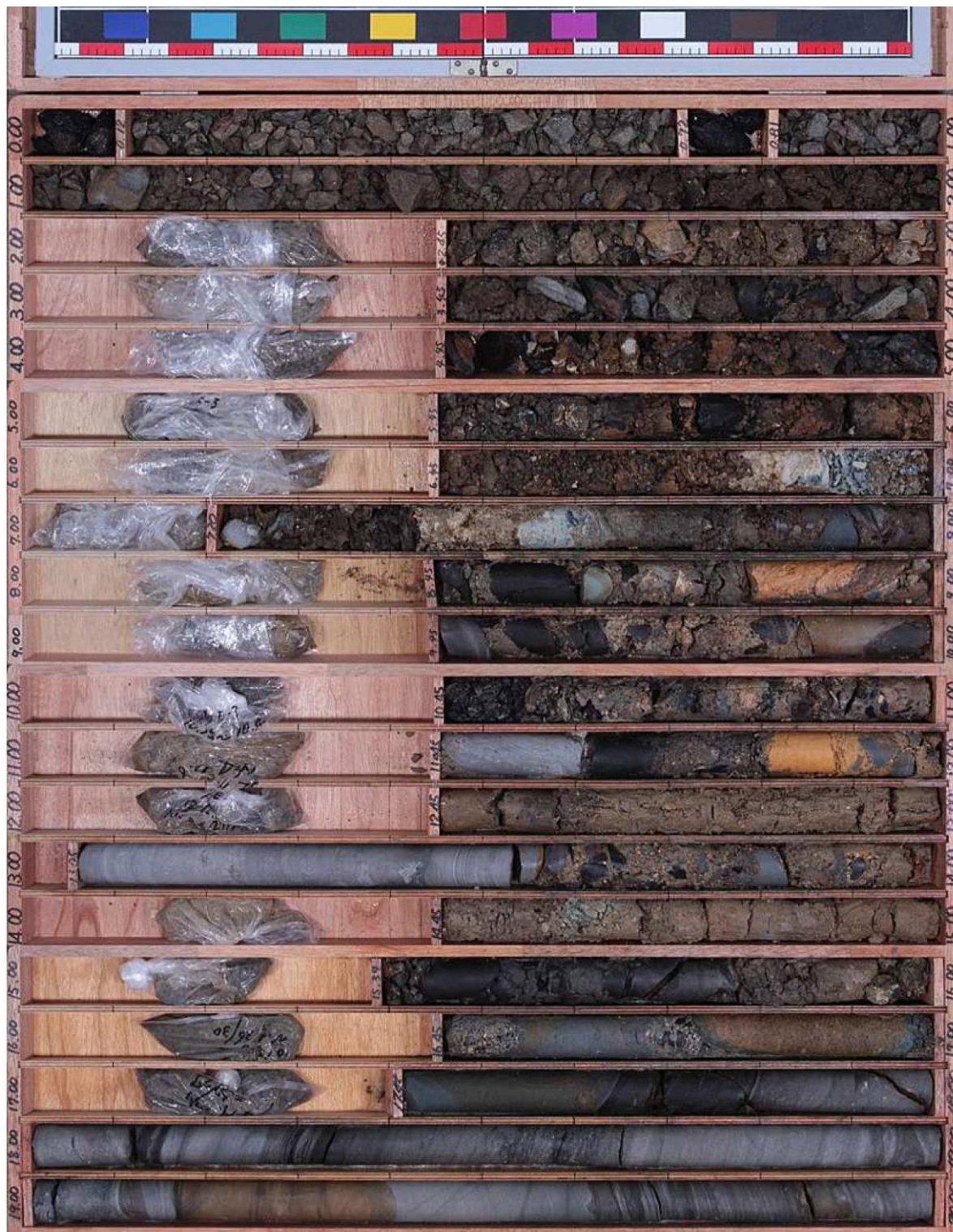


図1-10 ボーリングコア写真 (E-3)

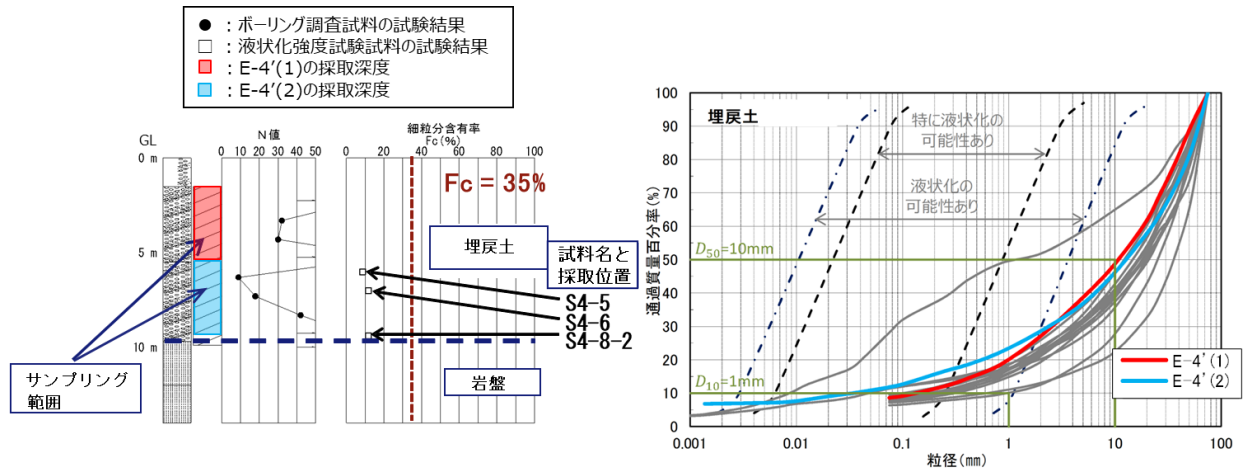


図 1-11 N値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-4')

ボーリング名	E-4 (調査孔)	孔口標高	8.522m	総掘進長	14.00m
--------	-----------	------	--------	------	--------

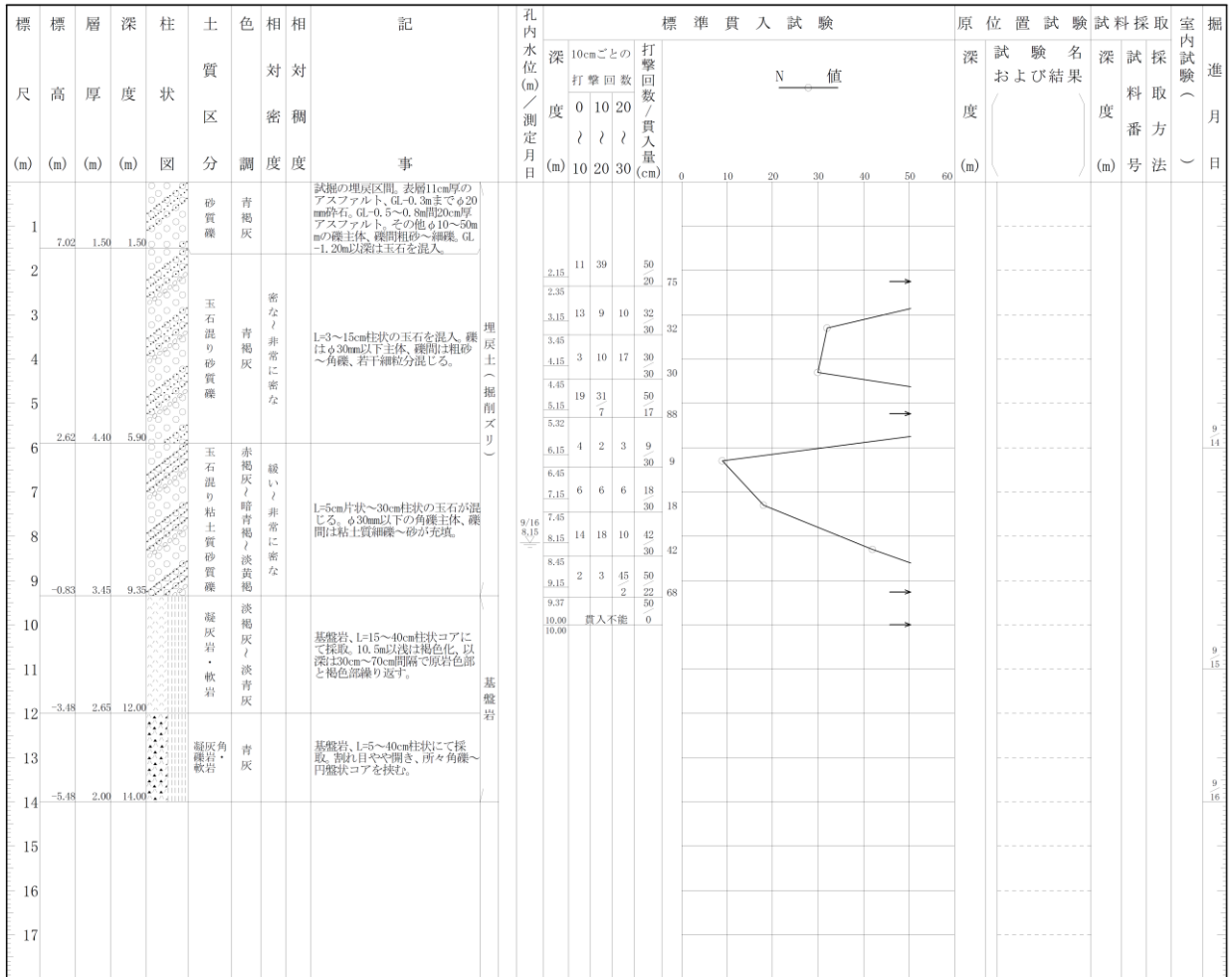


図 1-12 ボーリング柱状図 (E-4)

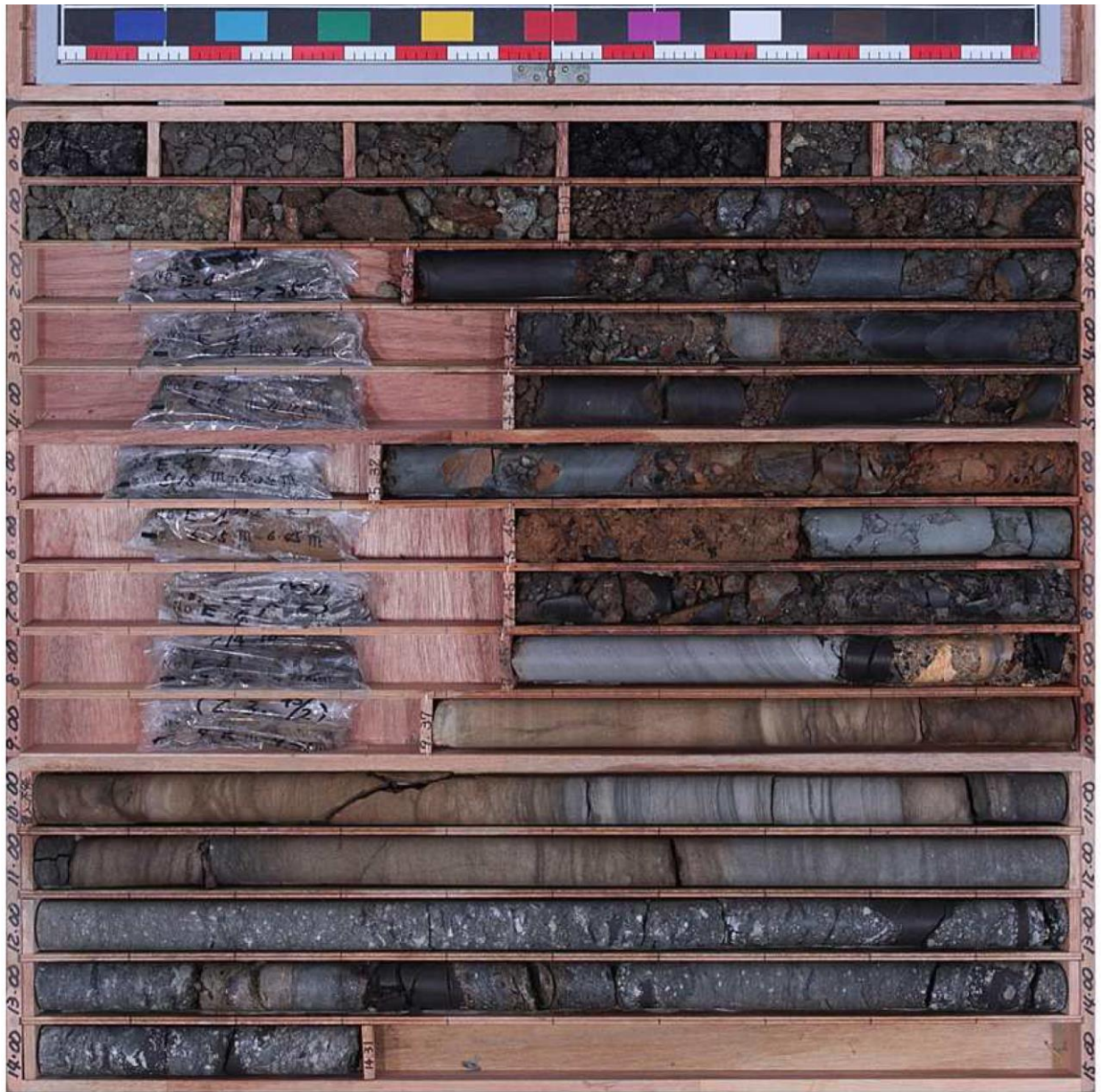


図1-13 ボーリングコア写真 (E-4)

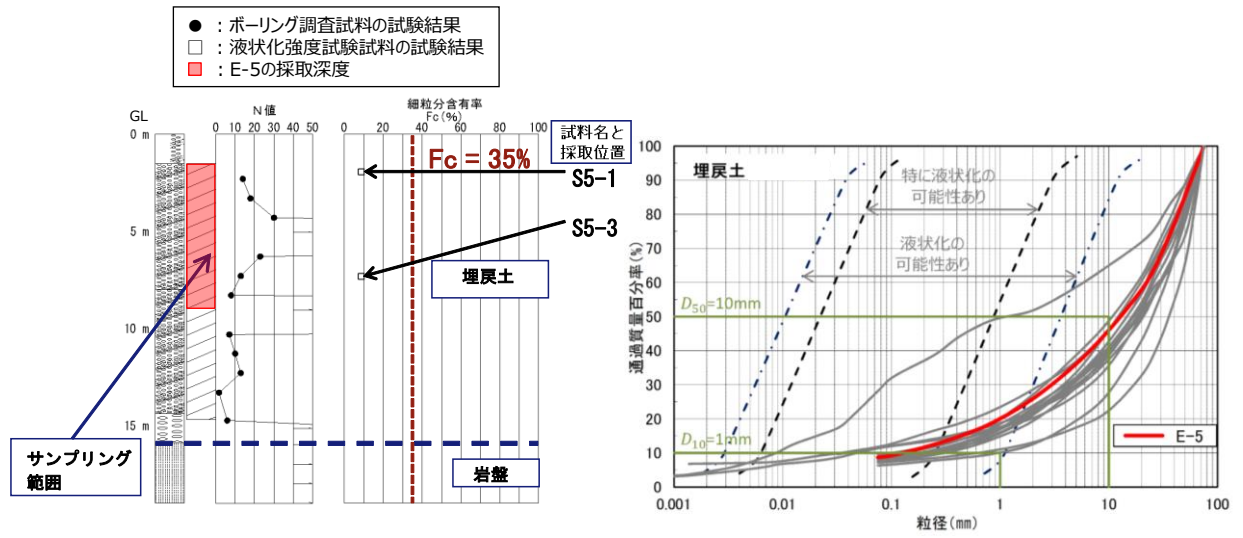


図 1-14 N値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-5)

ボーリング名	E-5 (調査孔)	孔口標高	6.191m	総掘進長	19.00m
--------	-----------	------	--------	------	--------

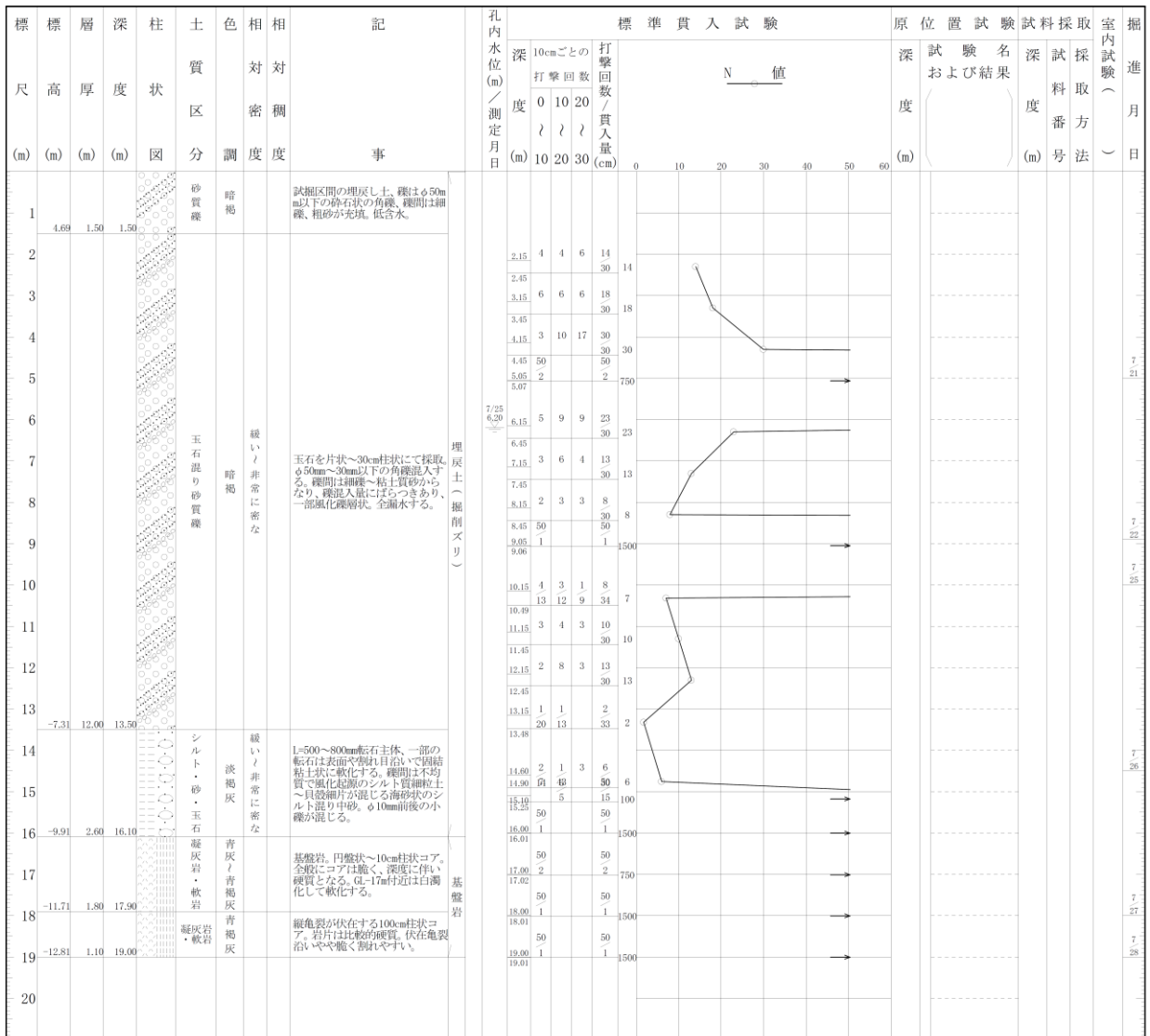


図 1-15 ボーリング柱状図 (E-5)



図1-16 ボーリングコア写真 (E-5)

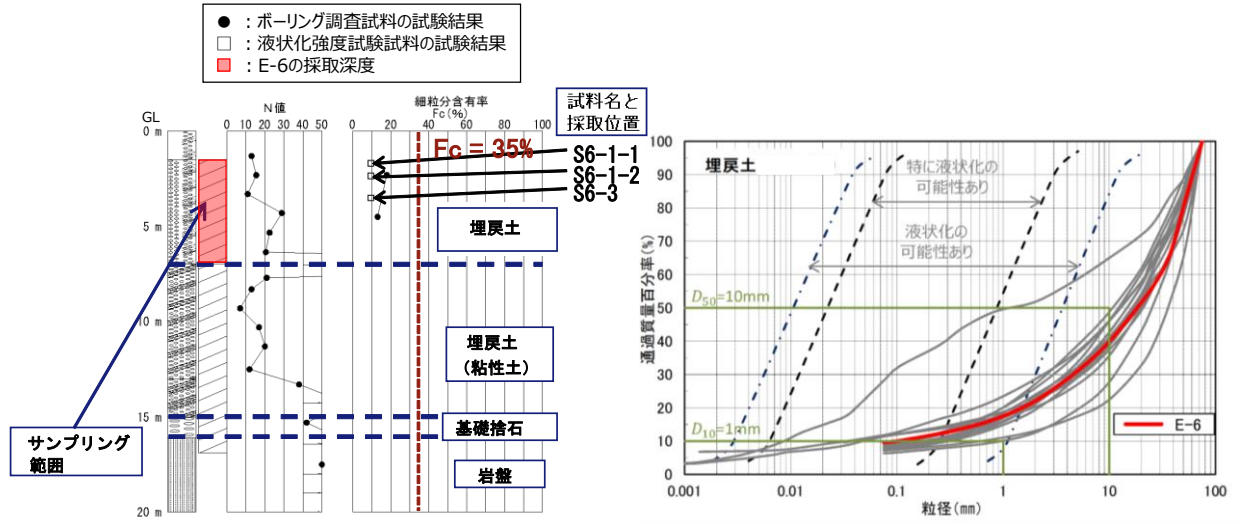


図 1-17 N値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-6)

ボーリング名	P7	孔口標高	8.394m	総掘進長	20.00m
--------	----	------	--------	------	--------

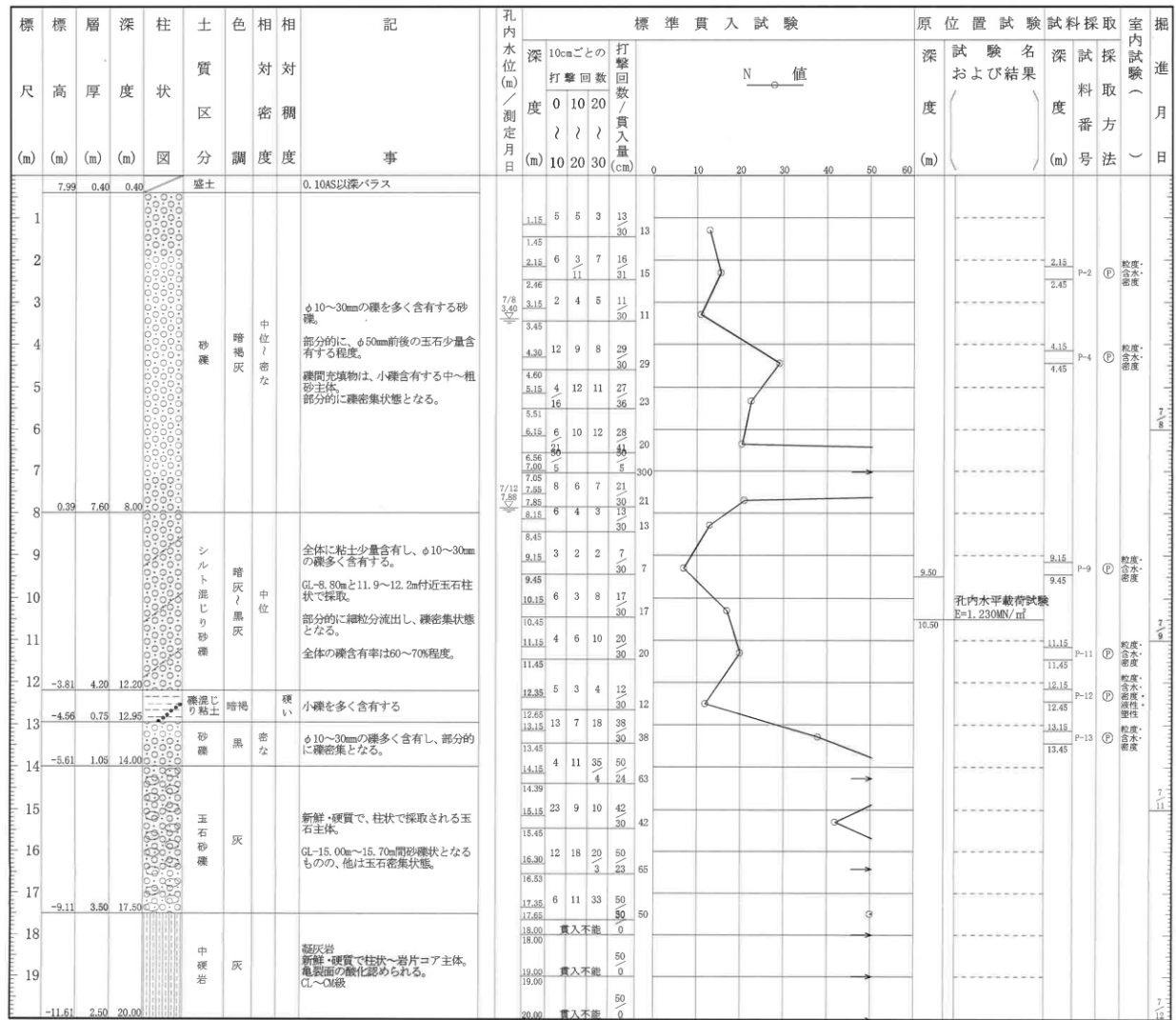


図1-18 ボーリング柱状図 (P7 : E-6 地点の参考)



図 1-19 ボーリングコア写真 (P7 : E-6 地点の参考)

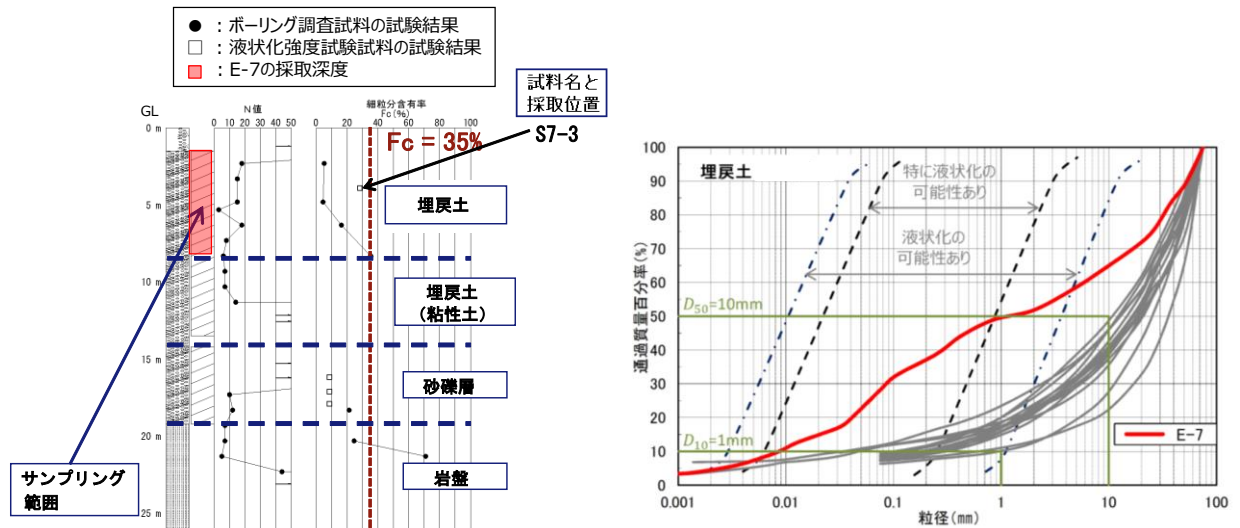


図 1-20 N値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-7) (埋戻土)

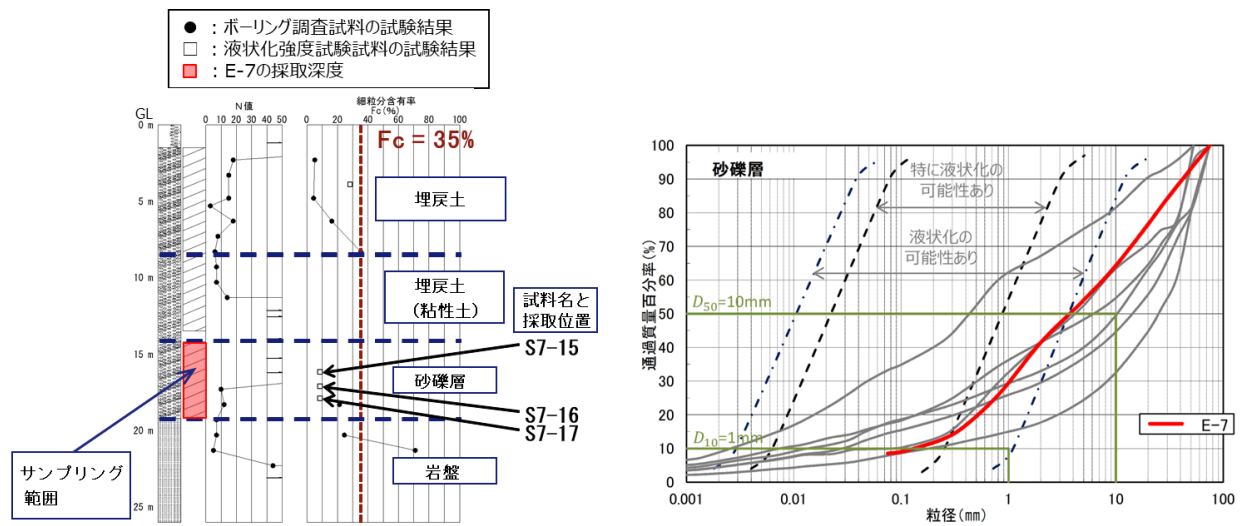


図 1-21 N値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-7) (砂礫層)

ボーリング名	P11	孔口標高	8.380m	総掘進長	26.00m
--------	-----	------	--------	------	--------

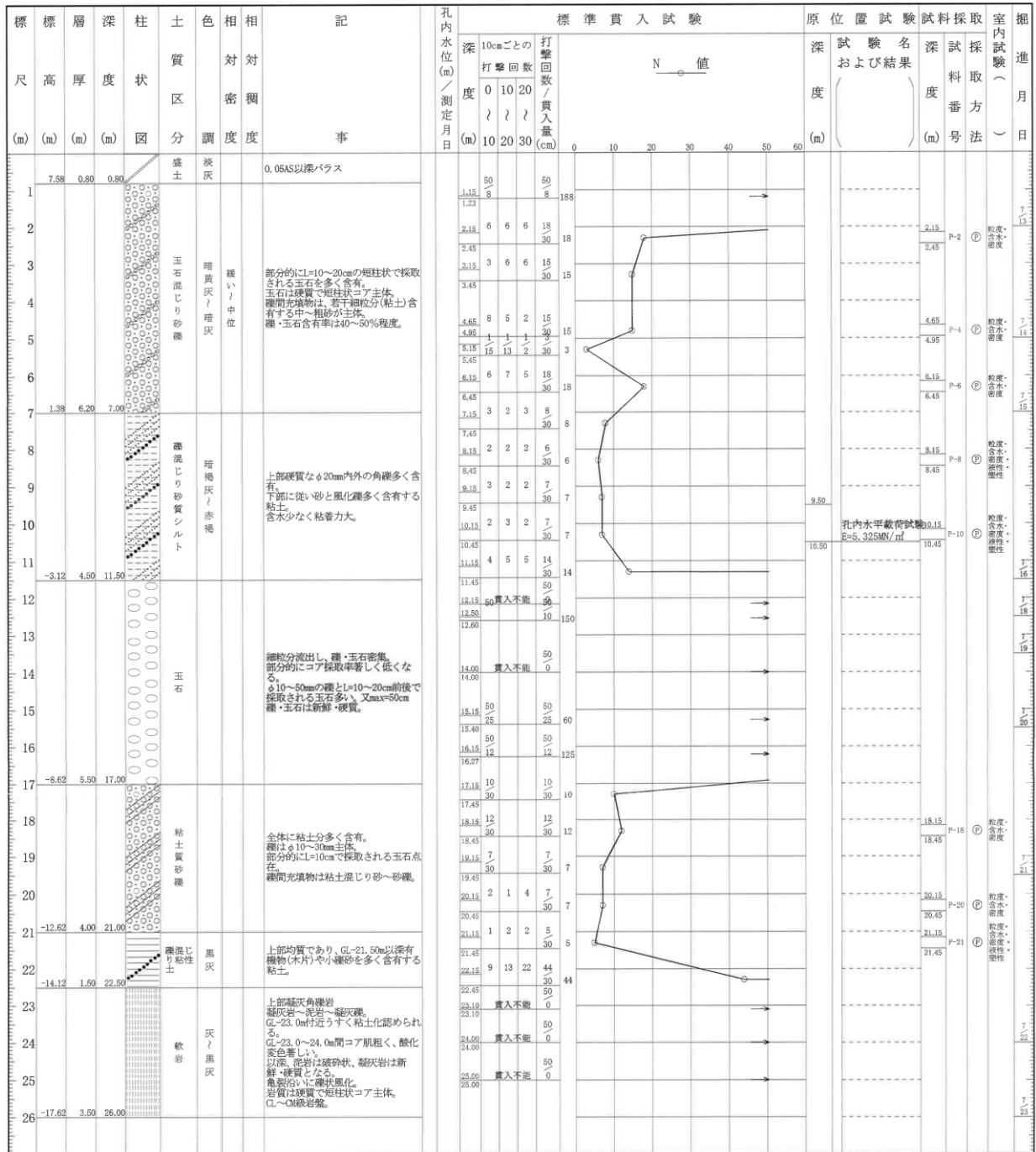


図 1-22 ボーリング柱状図 (P11 : E-7 地点の参考)



図 1-23 ボーリングコア写真 (P11 : E-7 地点の参考)

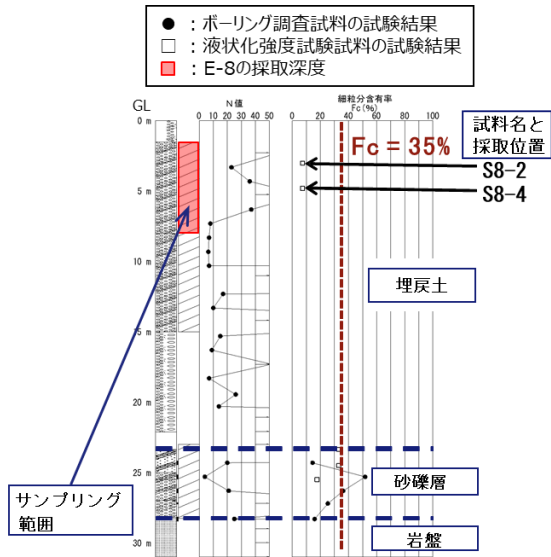


図 1-24 N値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-8) (埋戻土)

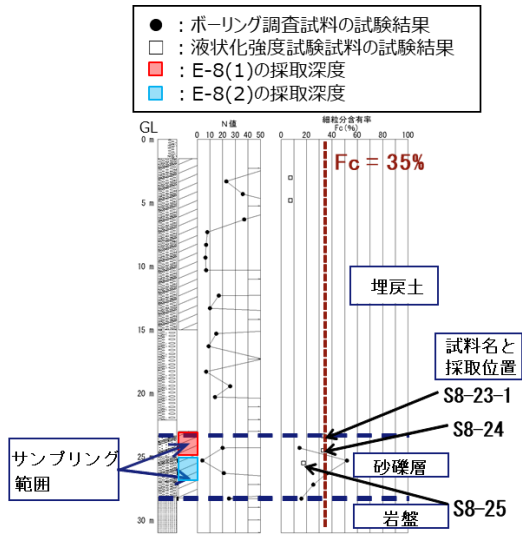
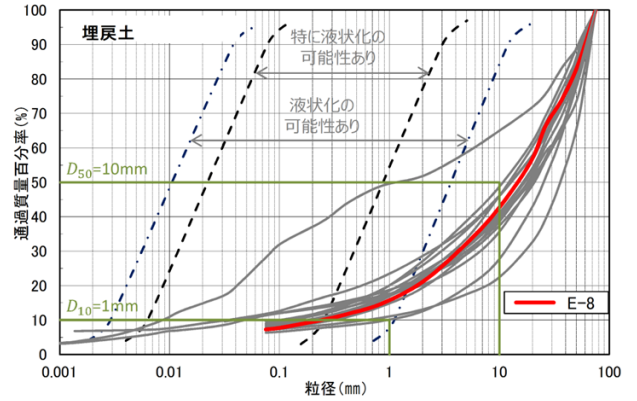


図 1-25 N値・細粒分含有率及び粒径加積曲線 (E-8) (砂礫層)

ボーリング名	E-8 (調査孔)	孔口標高	6.320m	総掘進長	31.00m
--------	-----------	------	--------	------	--------

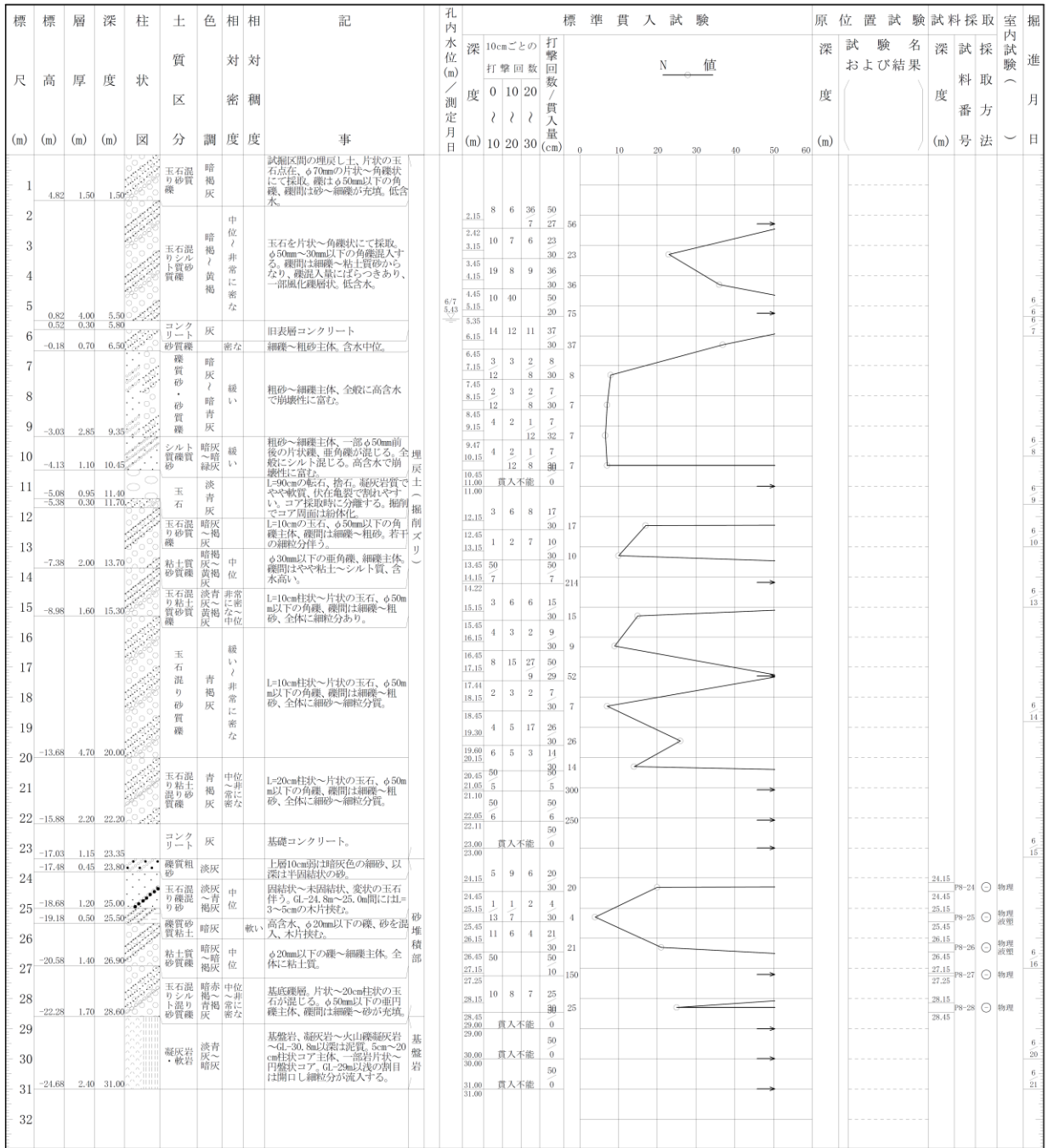


図 1-26 ボーリング柱状図 (E-8)



図1-27 ボーリングコア写真 (E-8)

2. 液状化強度試験結果

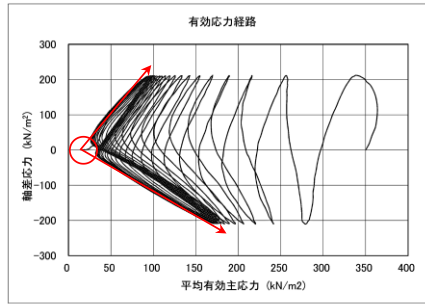
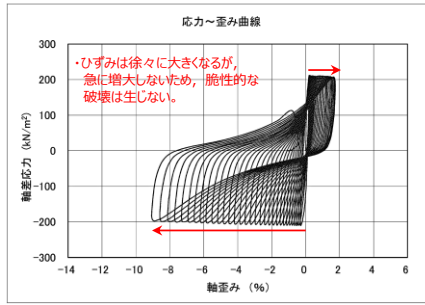
繰返し非排水三軸試験による液状化強度試験結果を表 2-1～表 2-15, 図 2-1～図 2-46 に示す。島根原子力発電所における埋戻土及び砂礫層は, 繰返し軟化 (サイクリックモビリティ含む) 又は非液状化となった。

表 2-1 液状化強度試験結果 (E-1)

試料番号		S1-23-3	S1-24	S1-25	S1-26		
深度 (m)		23.93~24.55	24.85~25.55	25.55~26.50	26.50~27.40		
土質材料		砂礫層					
供試体 No.		1	2	1	1		
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$		2.690	2.685	2.724	2.730		
圧密応力 $\sigma'_c(\text{kN}/\text{m}^2)$		350	350	350	350		
繰返し応力振幅比 $\alpha/2\sigma'_0$		0.301	0.273	0.381	0.281		
繰返し回数	軸 ひ ず み 振 幅	DA = 1%	4.5	44.7	1.5	15.1	3.0
		DA = 2%	9.5	66.7	4.5	22.7	5.0
		DA = 5%	18.6	95.0	10.8	33.6	8.5
		DA = 10%	30.6	122.8	19.5	44.7	-
	過剰間隙水圧比 95% N_{u95}	16.0	64.0	9.0	29.0	4.0	

■ : 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□ : DA=5%の値を繰返し回数Nとする



・繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液状化になることはない。

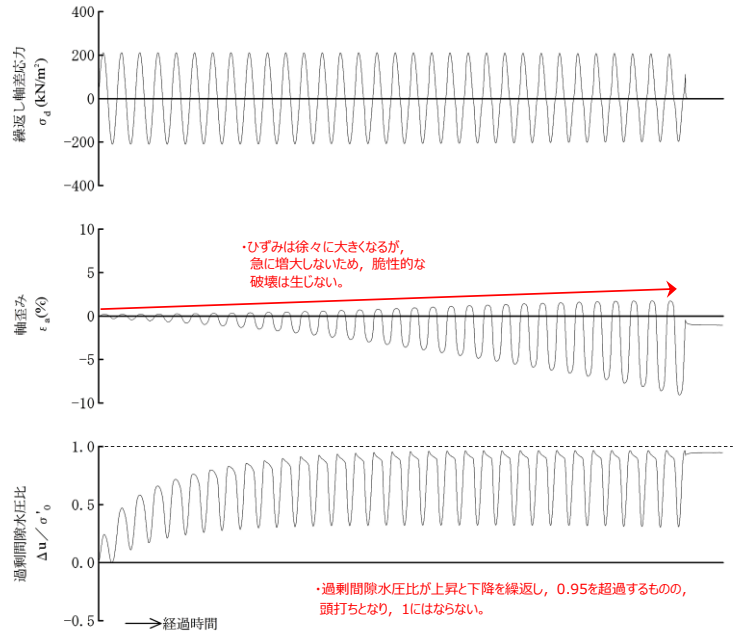


図 2-1 液状化強度試験結果 (E-1 : S1-23-3-1)

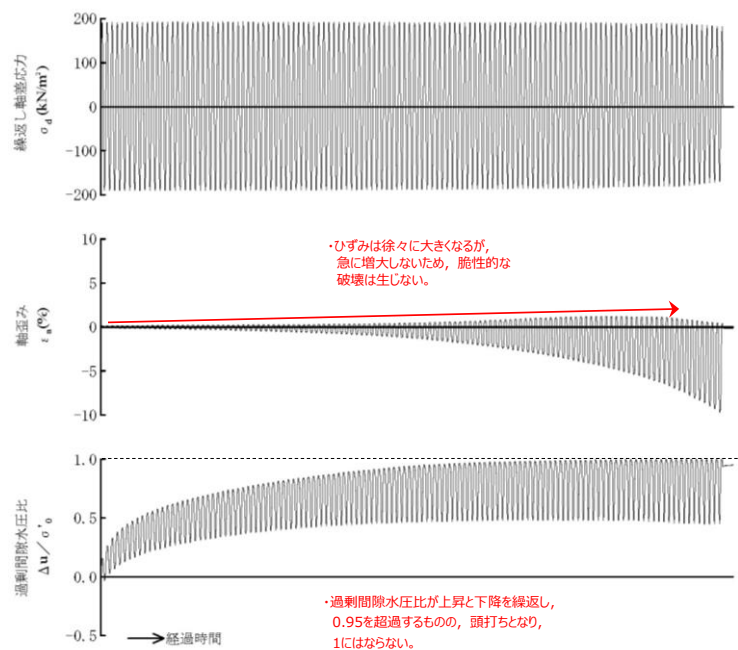
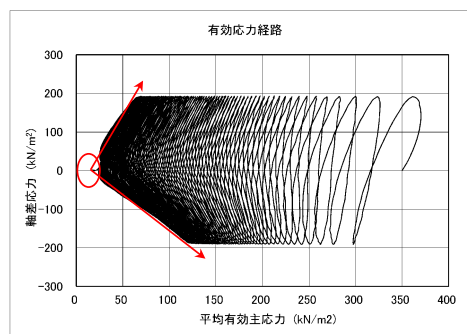
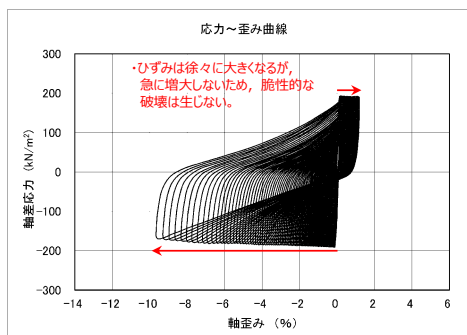
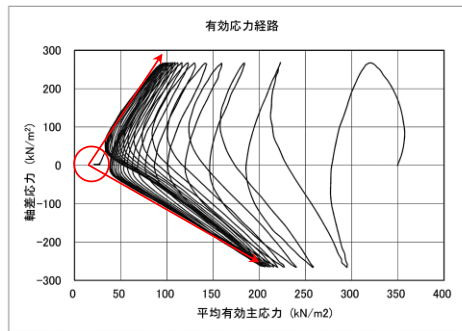
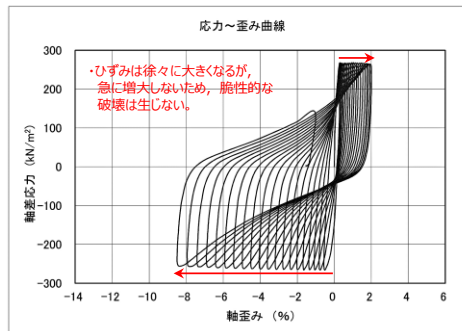


図 2-2 液状化強度試験結果 (E-1 : S1-23-3-2)



・繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液状化になることはない。

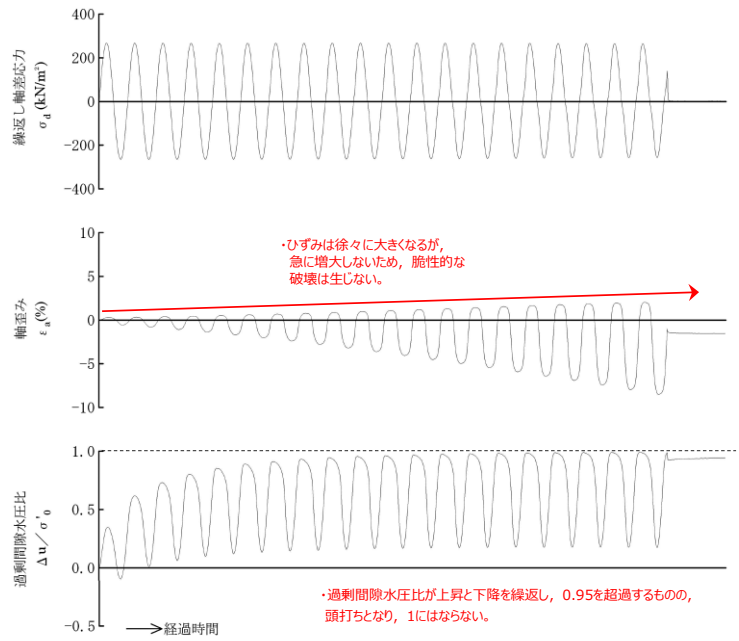
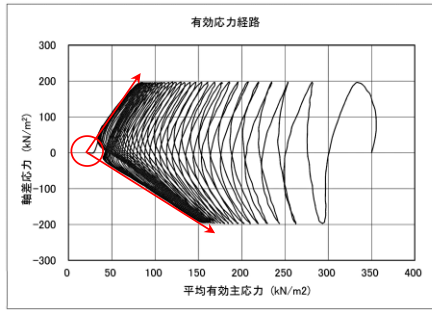
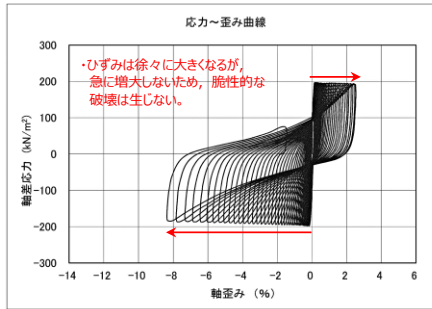


図 2-3 液状化強度試験結果 (E-1 : S1-24)



・繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液状化になることはない。

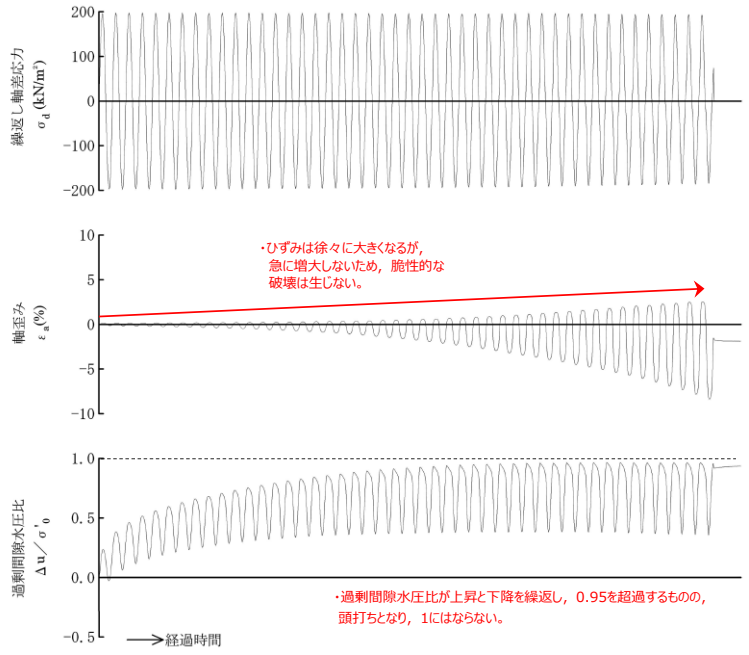
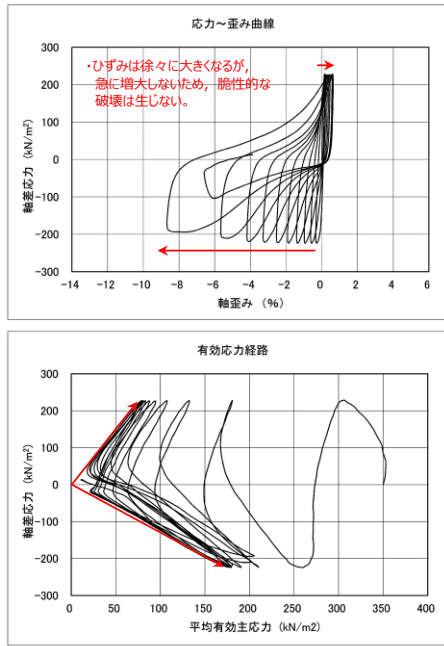
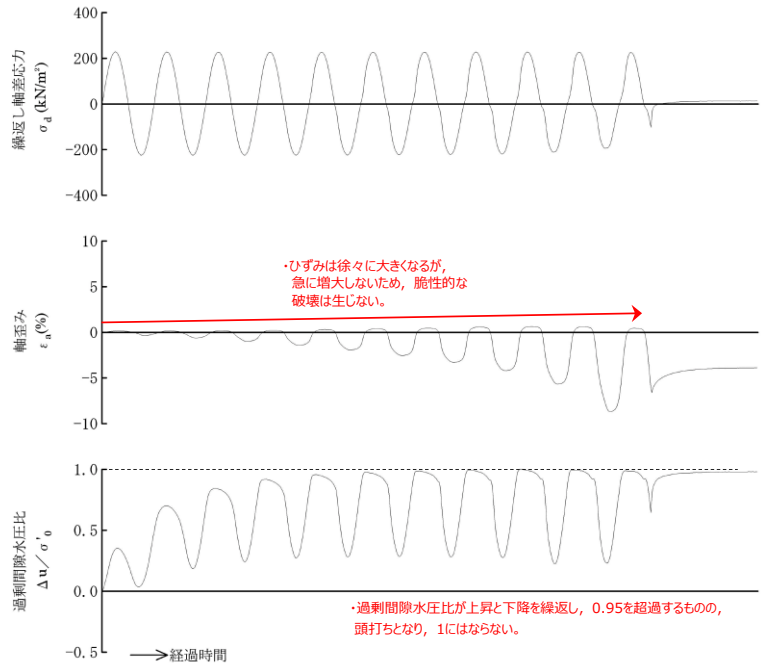


図 2-4 液状化強度試験結果 (E-1 : S1-25)



・有効応力がほぼゼロまで低下するが、ダイレイタンシー特性により有効応力が回復する。



・過剰間隙水圧比が上昇と下降を繰り返す、0.95を超過するもの、頭打ちとなり、1にはならない。

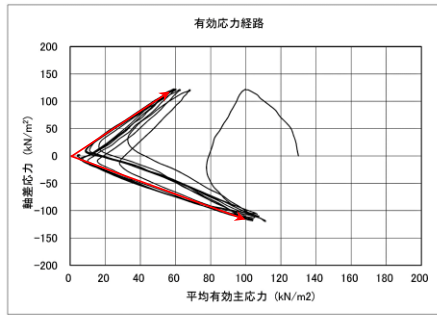
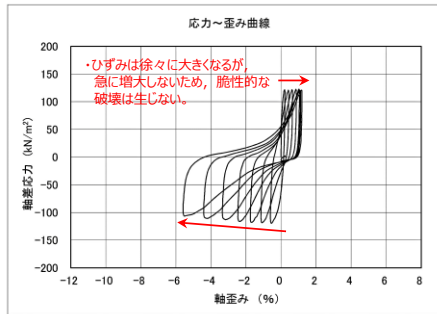
図 2-5 液状化強度試験結果 (E-1 : S1-26)

表 2-2 液状化強度試験結果 (E-2)

試料番号		S2-9	S2-10	S2-14-1	
深度 (m)		9.20~10.20	10.20~11.20	14.12~15.12	
土質材料		埋戻土			
供試体 No.		1	1	1	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.714	2.716	2.723	
圧密応力 σ'_c (kN/m ²)		130	130	130	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$		0.463	0.522	0.551	
繰返し回数	軸 ひ ず み 両 振 幅	DA = 1%	1.5	2.5	0.6
		DA = 2%	2.5	9.5	1.5
		DA = 5%	6.0	37.6	5.0
		DA = 10%	-	92.9	7.0
	過剰間隙水圧比 95% N_{u95}		3.0	7.0	3.0

■ : 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□ : DA=5%の値を繰返し回数Nとする



・有効応力がほぼゼロまで低下するが、ダイレイタンシー特性により有効応力が回復する。

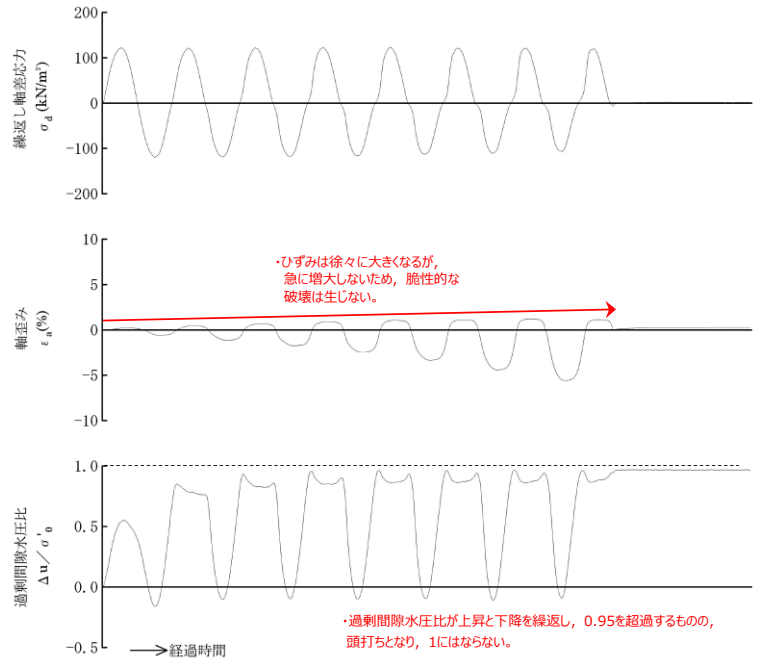


図 2-6 液状化強度試験結果 (E-2 : S2-9)

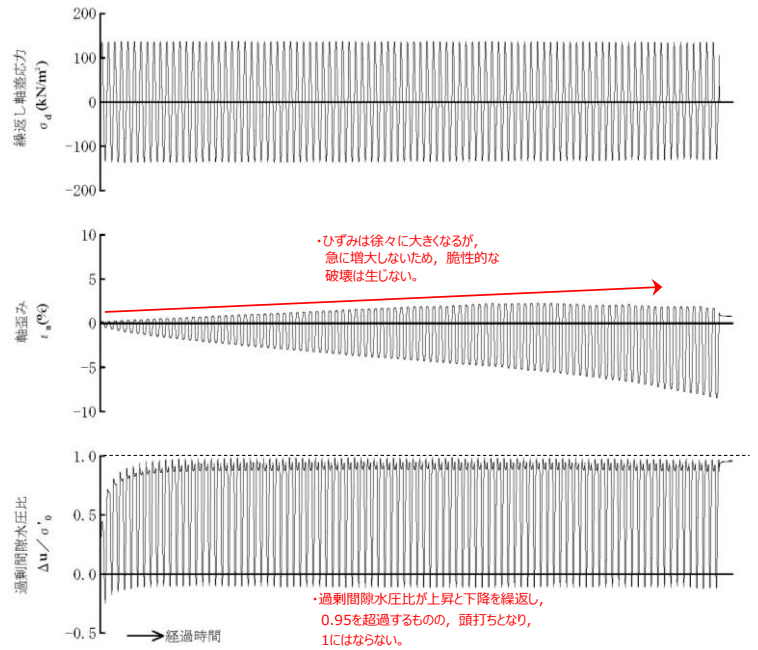
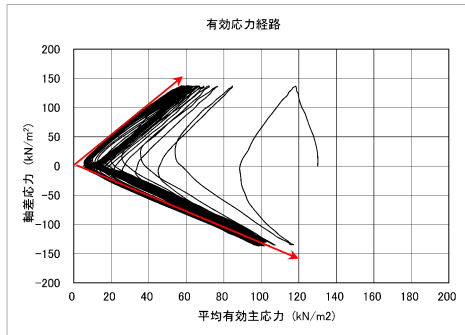
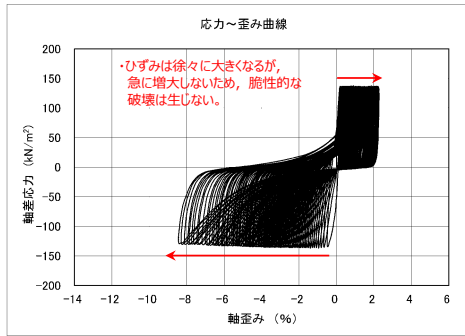


図 2-7 液状化強度試験結果 (E-2 : S2-10)

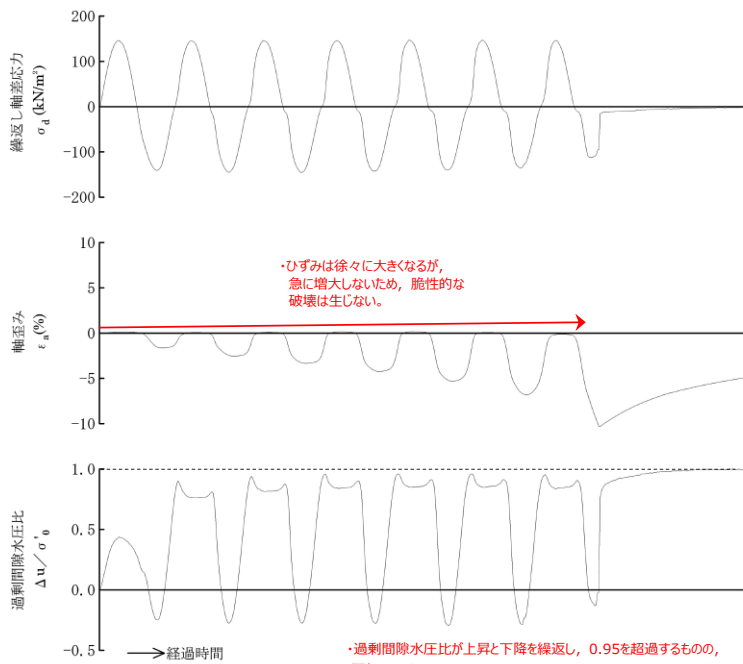
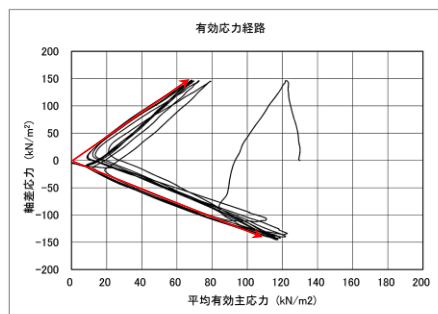
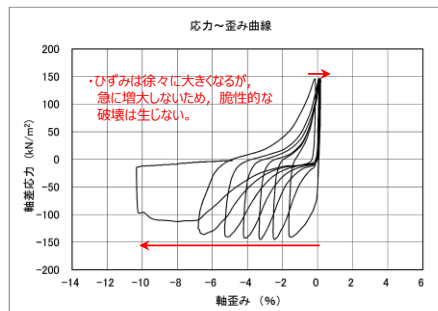


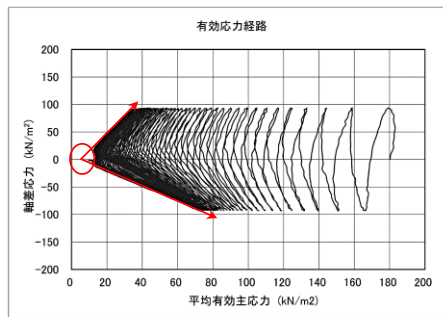
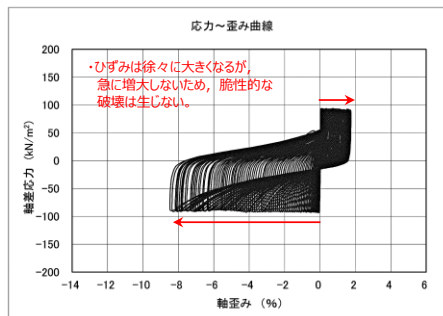
図 2-8 液状化強度試験結果 (E-2 : S2-14-1)

表 2-3 液状化強度試験結果 (E-3)

試料番号		S3-9-1	S3-9-2	S3-11	
深度 (m)		9.10~9.75	9.85~10.65	11.80~12.70	
土質材料		埋戻土			
供試体 No.		1	1	1	
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$		2.641	2.619	2.685	
圧密応力 $\sigma'_c(\text{kN}/\text{m}^2)$		180	180	180	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$		0.258	0.323	0.357	
繰返し回数	軸ひずみ 両振幅	DA = 1%	20.9	4.5	3.5
		DA = 2%	28.9	7.5	5.5
		DA = 5%	49.8	14.1	10.0
		DA = 10%	97.9	26.9	-
	過剰間隙水圧比 95% N_{u95}		40.0	12.0	9.0

■ : 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□ : DA=5%の値を繰返し回数Nとする



・繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液状化になることはない。

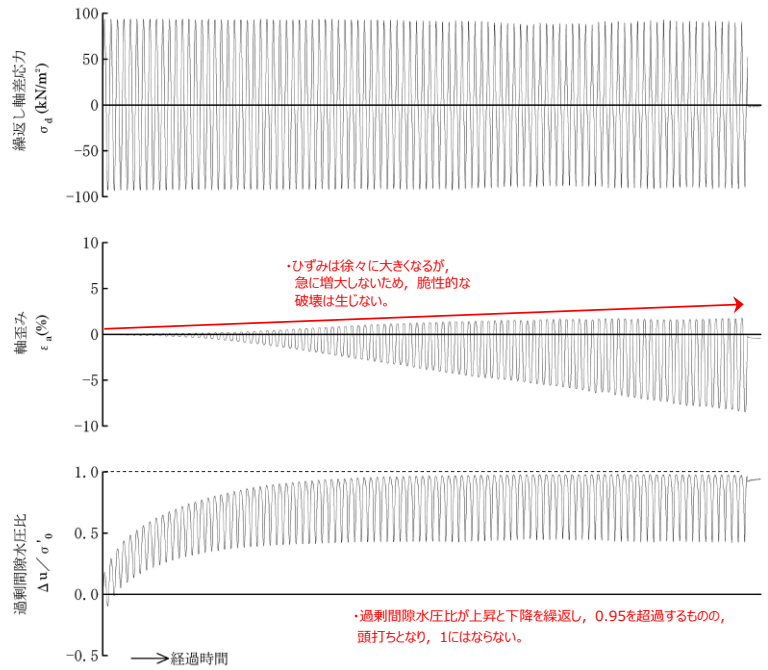
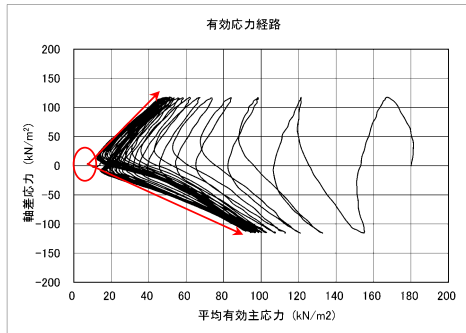
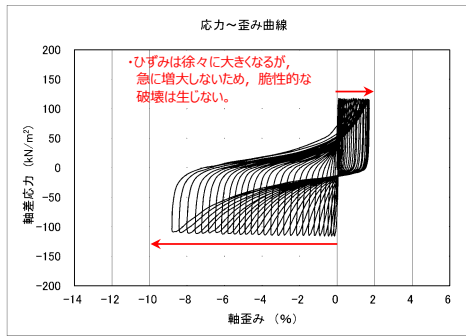


図 2-9 液状化強度試験結果 (E-3 : S3-9-1)



・繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液状化になることはない。また、せん断応力（軸差応力）作用時に有効応力は回復し、粘り強い挙動を示す。

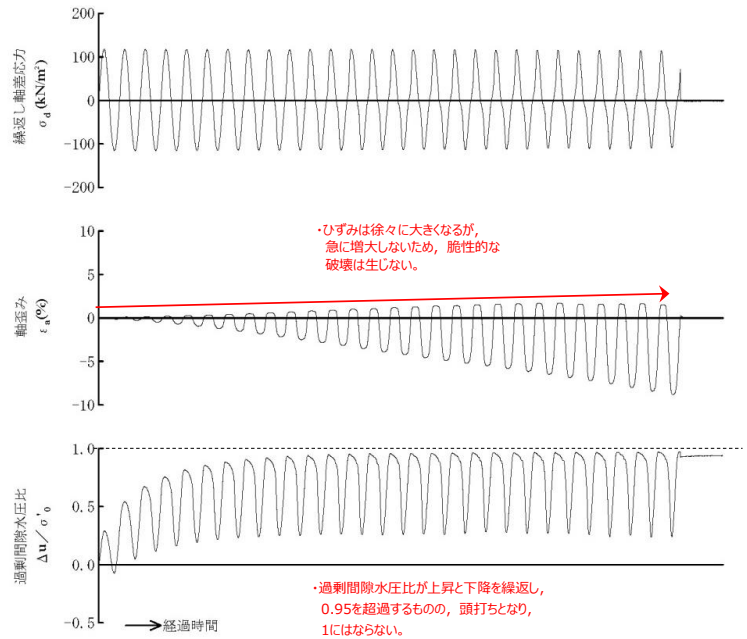
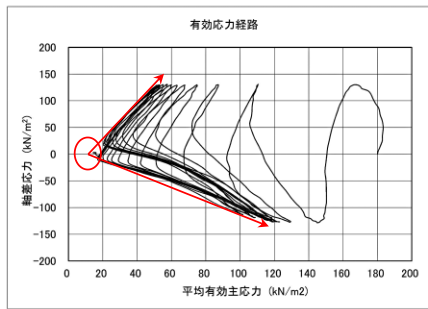
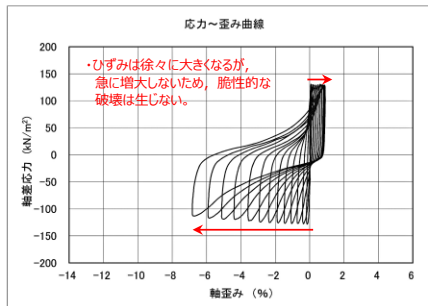


図 2-10 液状化強度試験結果 (E-3 : S3-9-2)



・繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液状化になることはない。

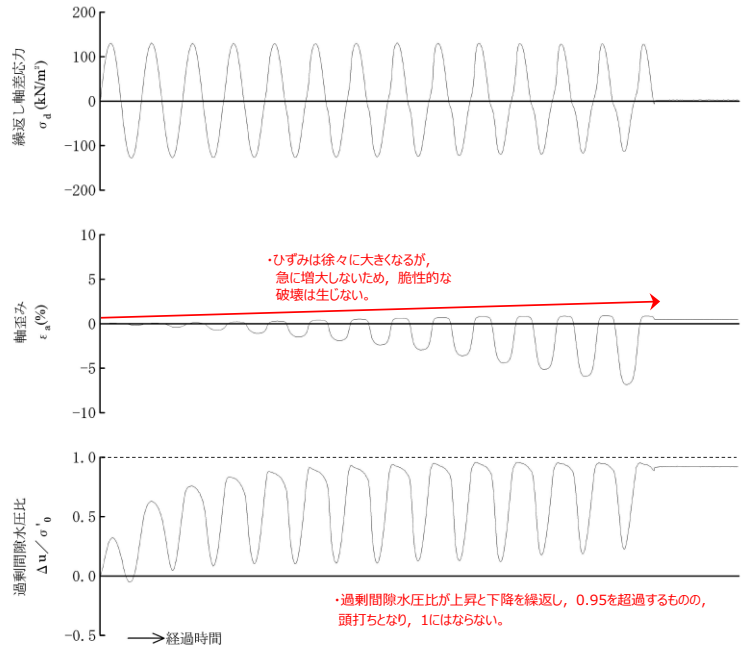


図 2-11 液状化強度試験結果 (E-3 : S3-11)

表 2-4 液状化強度試験結果 (E-4)

試料番号		S4-5		S4-6	S4-8-2	
深度 (m)		5.50~6.50		6.50~7.50	8.90~9.90	
土質材料		埋戻土				
供試体 No.		1	2	1	1	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.746		2.733	2.648	
圧密応力 σ'_c (kN/m ²)		90		90	90	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$		0.336	0.435	0.560	0.636	
繰返し回数	軸ひずみ 両振幅	DA = 1%	9.5	10.6	4.0	0.5
		DA = 2%	14.9	21.2	13.6	0.9
		DA = 5%	27.7	45.9	38.7	2.5
		DA = 10%	49.8	90.4	94.7	5.5
	過剰間隙水圧比 95% N_{u95}		20.0	52.0	—	—

■ : 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□ : DA=5%の値を繰返し回数Nとする

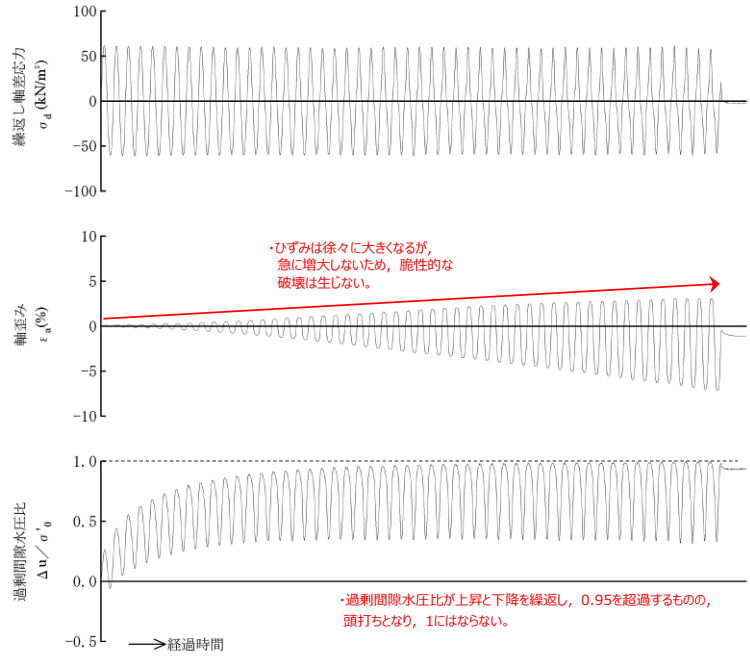
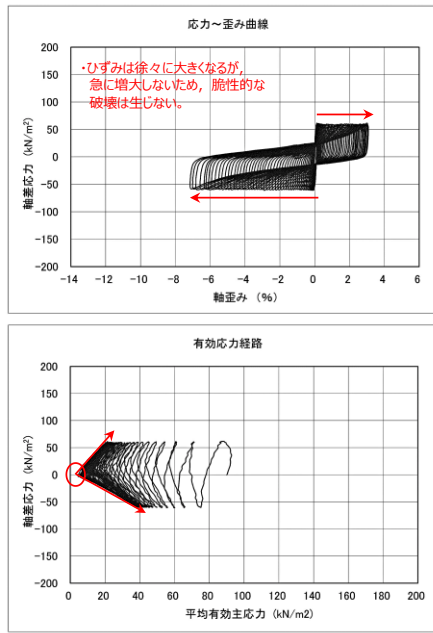
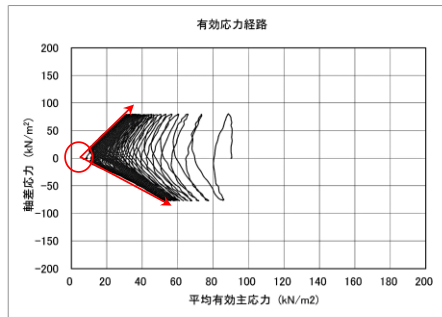
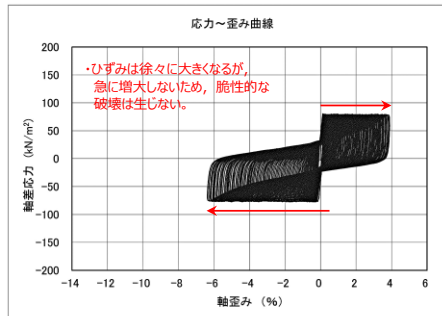
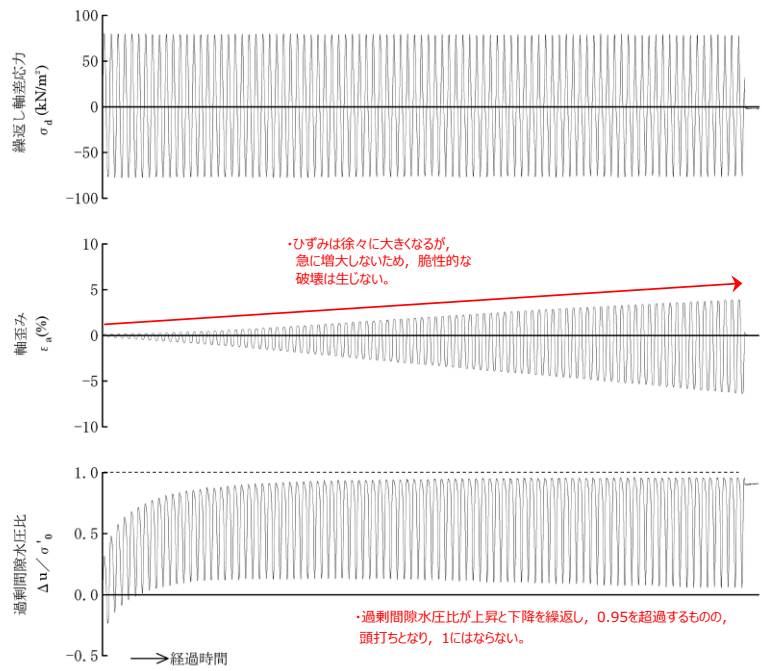


図 2-12 液状化強度試験結果 (E-4' : S4-5-1)



・繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液状化になることはない。



・ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じない。

・過剰間隙水圧比が上昇と下降を繰返し、0.95を超過するもの、頭打ちとなり、1にはならない。

図 2-13 液状化強度試験結果 (E-4' : S4-5-2)

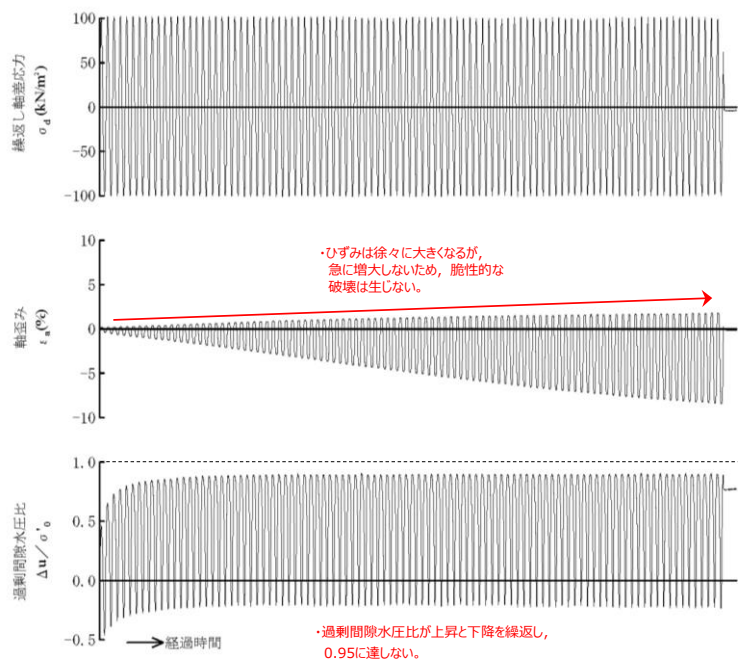
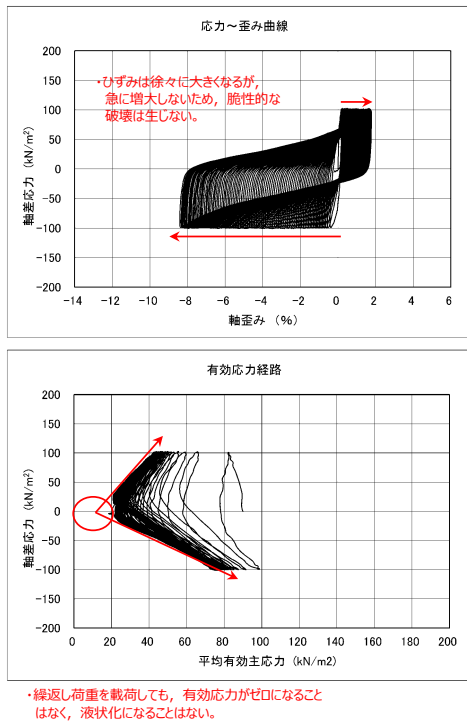
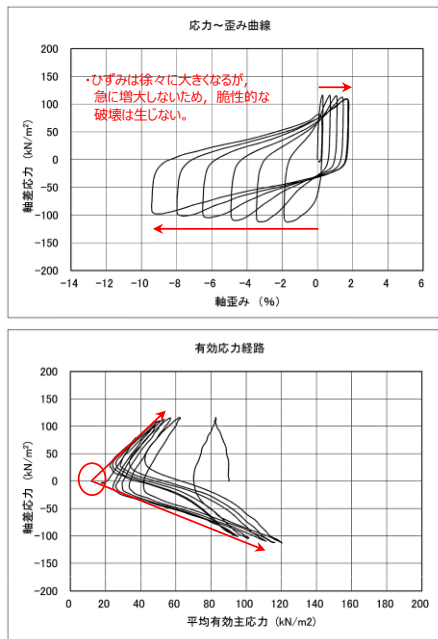
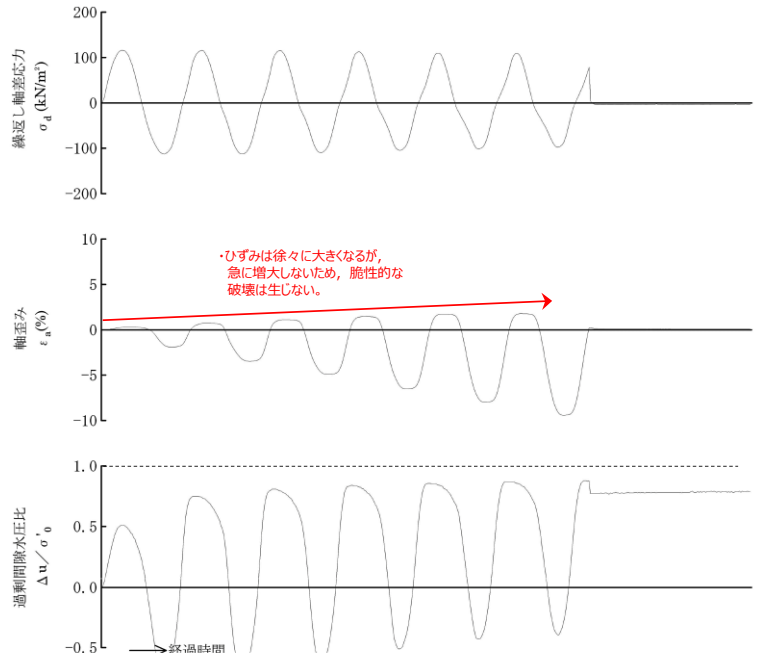


図 2-14 液状化強度試験結果 (E-4' : S4-6)



・繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液状化になることはない。



・過剰間隙水圧比が上昇と下降を繰返し、0.95に達しない。

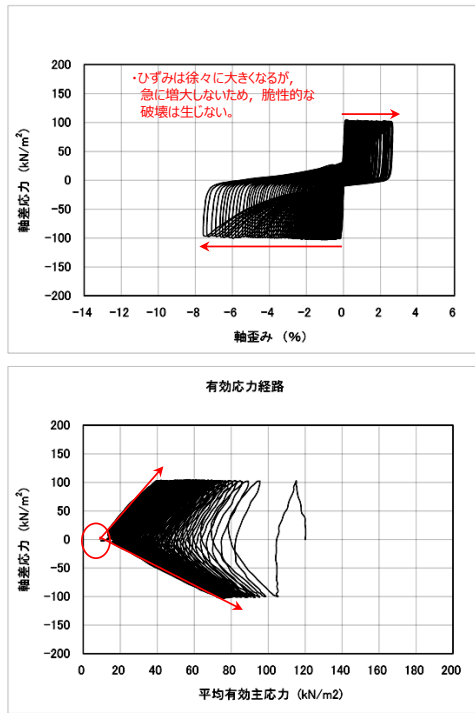
図 2-15 液状化強度試験結果 (E-4 : S4-8-2)

表 2-5 液状化強度試験結果 (E-5)

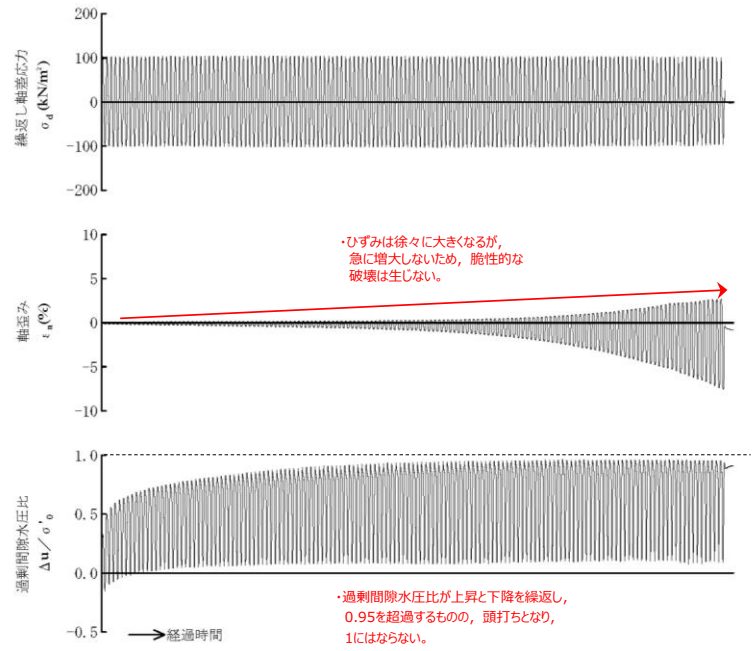
試料番号		S5-1	S5-3	
深度 (m)		1.50~2.35	3.35~3.98	
土質材料		埋戻土		
供試体 No.		1	1	
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$		2.687	2.705	
圧密応力 $\sigma'_c(\text{kN}/\text{m}^2)$		120	120	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$		0.426	0.647	
繰返し回数	軸 ひ ず み 両 振 幅	DA = 1%	66.9	15.8
		DA = 2%	94.6	29.2
		DA = 5%	121.6	62.2
		DA = 10%	145.0	115.0
	過剰間隙水圧比 95% N_{u95}		91.0	41.0

■ : 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□ : DA=5%の値を繰返し回数Nとする



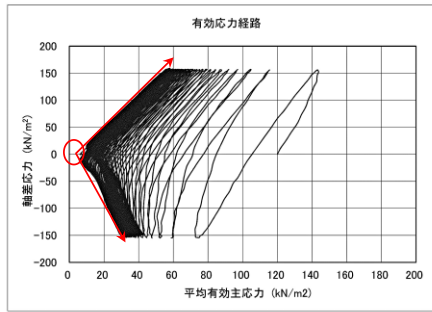
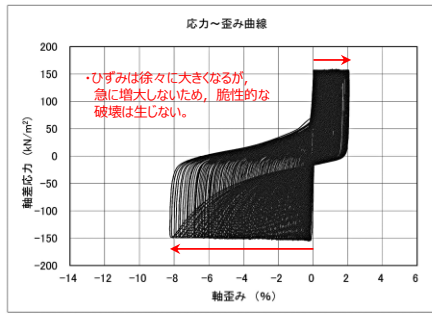
・繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液化化になることはない。また、せん断応力（軸差応力）作用時に有効応力は回復し、粘り強い挙動を示す。



・ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じない。

・過剰間隙水圧比が上昇と下降を繰返し、0.95を超過するもの、頭打ちとなり、1にはならない。

図 2-16 液状化強度試験結果 (E-5 : S5-1)



・繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液状化になることはない。また、せん断応力（軸差応力）作用時に有効応力は回復し、粘り強い挙動を示す。

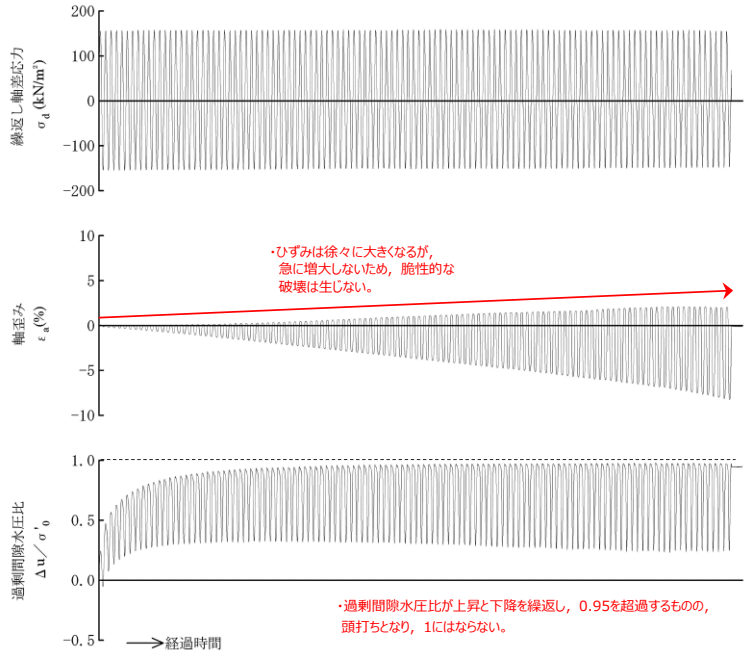


図 2-17 液状化強度試験結果 (E-5 : S5-3)

表 2-6 液状化強度試験結果 (E-6)

試料番号		S6-1-1	S6-1-2	S6-3	
深度 (m)		1.50~1.86	1.86~2.86	3.00~4.00	
土質材料		埋戻土			
供試体 No.		1	1	1	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.663	2.685	2.695	
圧密応力 σ'_c (kN/m ²)		70	70	70	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$		0.276	0.461	0.345	
繰返し回数	軸 ひずみ 両 振幅	DA = 1%	30.6	8.0	10.0
		DA = 2%	41.9	17.8	16.9
		DA = 5%	69.9	34.7	35.6
		DA = 10%	118.7	47.9	54.0
	過剰間隙水圧比 95% N_{u95}		43.0	30.0	17.0

■ : 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□ : DA=5%の値を繰返し回数Nとする

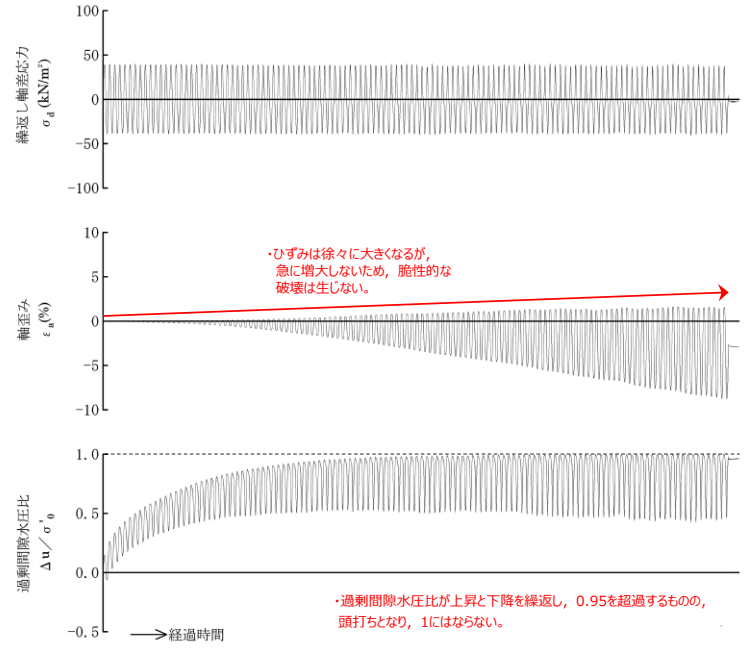
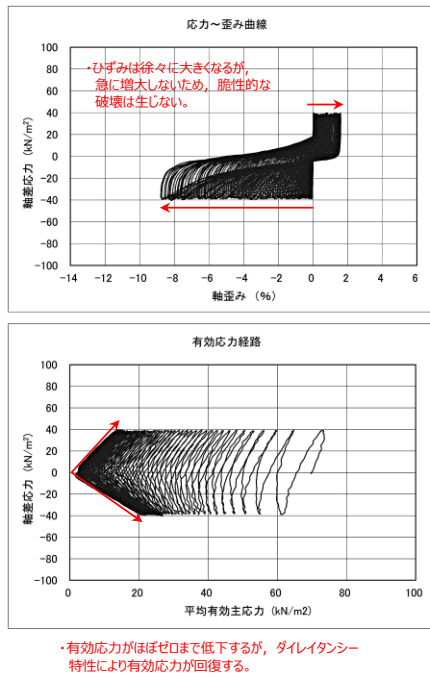


図 2-18 液状化強度試験結果 (E-6 : S6-1-1)

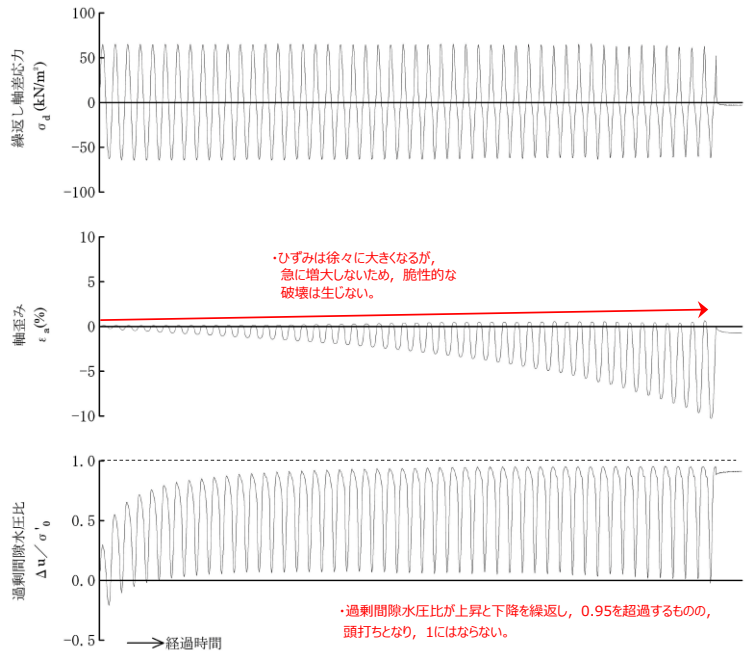
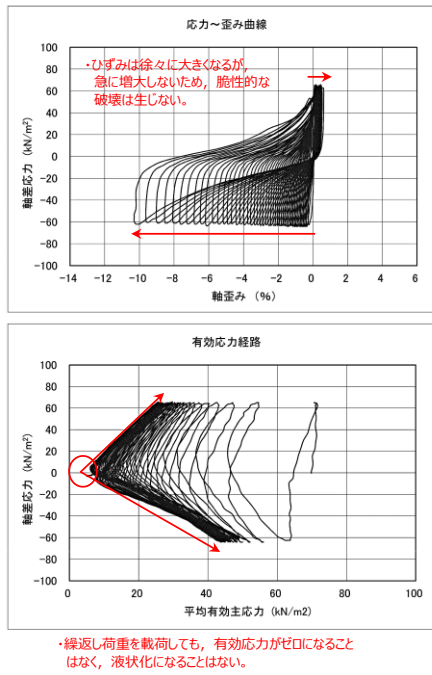


図 2-19 液状化強度試験結果 (E-6 : S6-1-2)

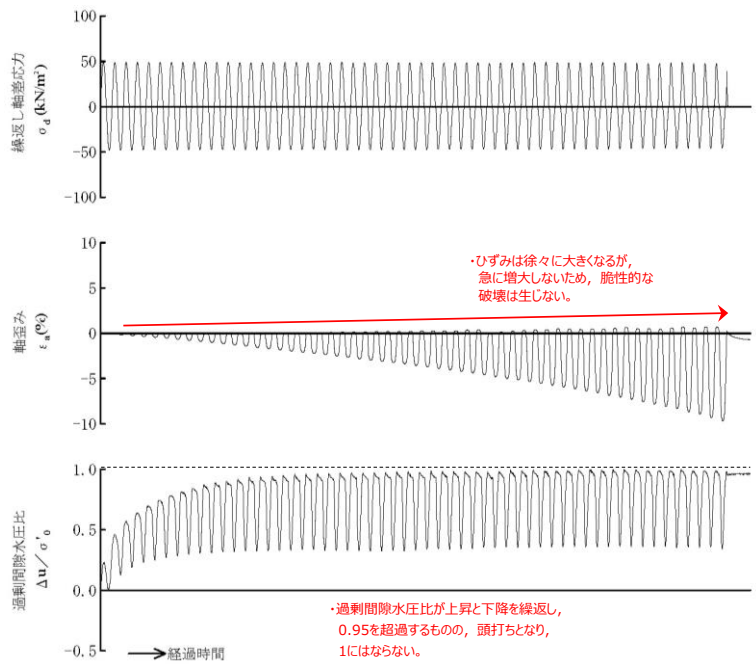
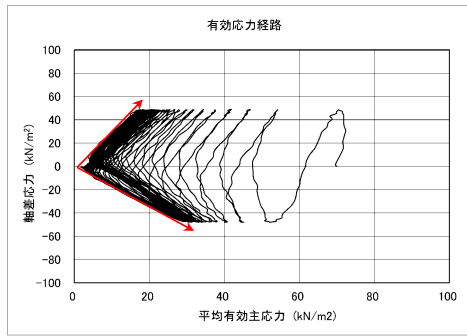
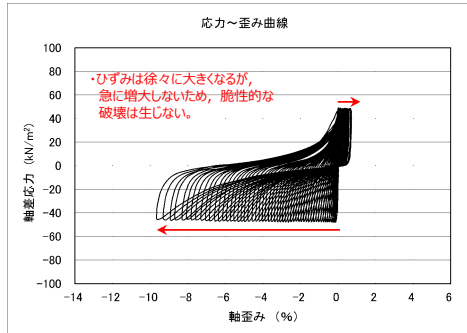


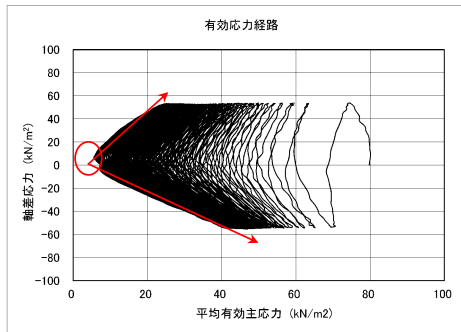
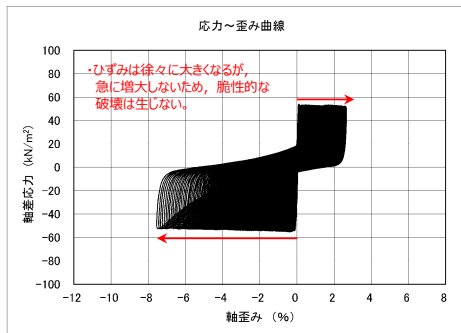
図 2-20 液状化強度試験結果 (E-6 : S6-3)

表 2-7 液状化強度試験結果 (E-7) (埋戻土)

試料番号		S7-3			
深度 (m)		3.40~4.40	3.40~4.40	3.40~4.40	
土質材料		埋戻土			
供試体 No.		1	3	4	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.701	2.701	2.701	
圧密応力 σ'_c (kN/m ²)		80	80	80	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$		0.336	0.457	0.366	
繰返し回数	軸 ひ ず み 両 振 幅	DA = 1%	96.6	0.8	9.0
		DA = 2%	167.7	2.5	21.3
		DA = 5%	252.8	10.9	52.9
		DA = 10%	324.6	24.8	99.3
	過剰間隙水圧比 95% N_{U95}		127.0	14.0	38.0

■: 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□: DA=5%の値を繰返し回数Nとする



繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液状化になることはない。また、せん断応力（軸差応力）作用時に有効応力は回復し、粘り強い挙動を示す。

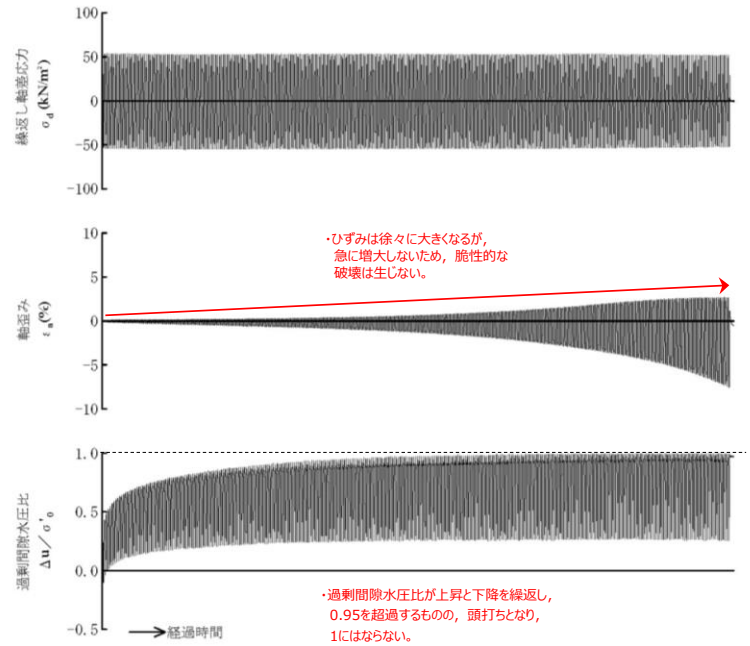
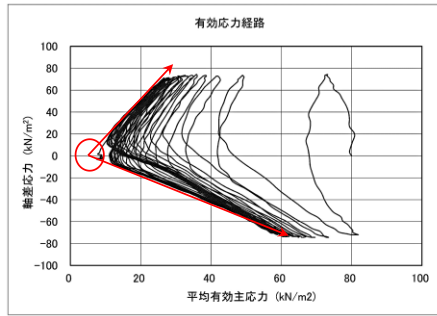
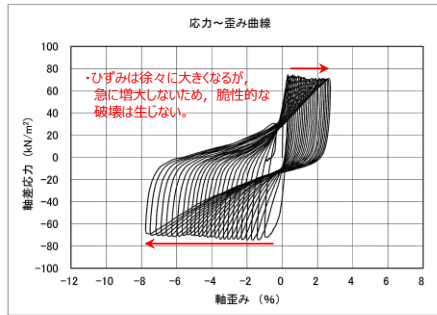


図 2-21 液状化強度試験結果 (E-7 : S7-3-1) (埋戻土)



・繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液状化になることはない。

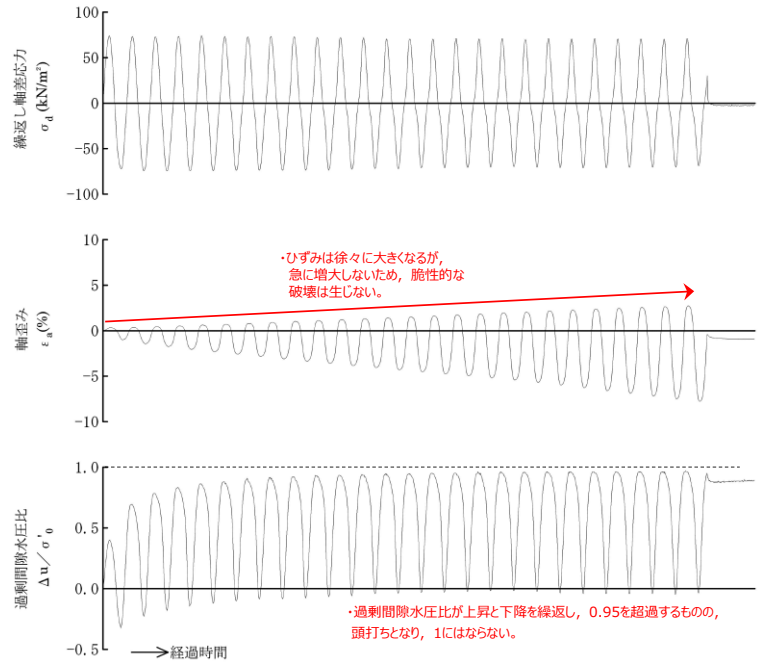
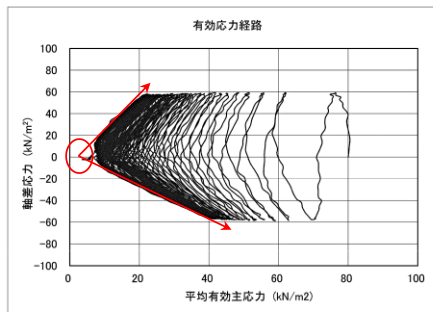
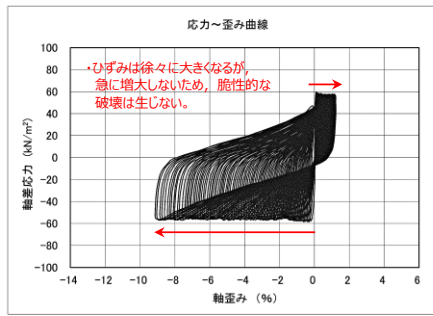


図 2-22 液状化強度試験結果 (E-7 : S7-3-3) (埋戻土)



・繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液状化になることはない。

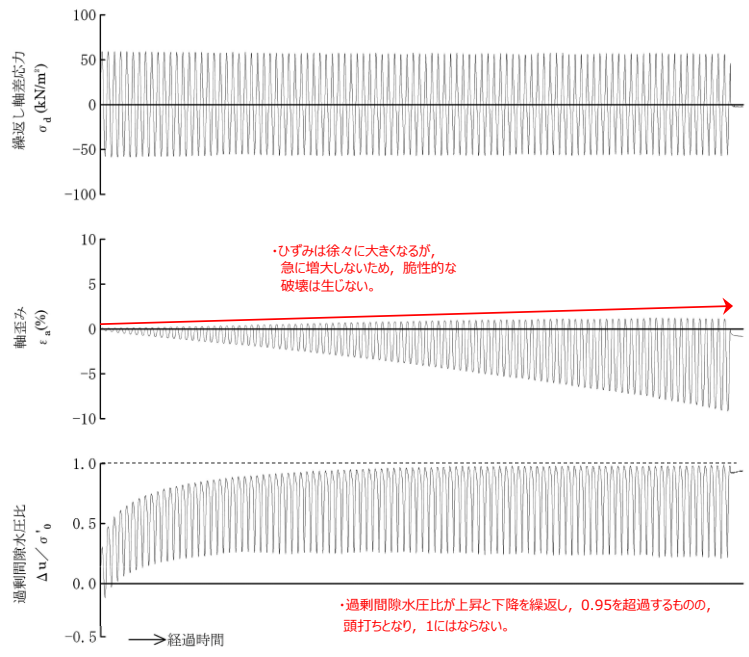


図 2-23 液状化強度試験結果 (E-7 : S7-3-4) (埋戻土)

表 2-8 液状化強度試験結果 (E-7) (砂礫層)

試料番号		S7-15	S7-16		S7-17	
深度 (m)		15.70~16.60	16.00~16.80		17.60~18.60	
土質材料		砂礫層				
供試体 No.		1	1	2	1	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.702	2.707		2.709	
圧密応力 σ'_o (kN/m ²)		260	260		260	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_o$		0.401	0.300	0.350	0.324	
繰返し回数	軸ひずみ 両振幅	DA = 1%	0.7	21.0	3.5	5.5
		DA = 2%	2.0	28.7	6.0	8.0
		DA = 5%	6.0	39.6	10.4	12.3
		DA = 10%	11.8	48.6	14.4	16.4
	過剰間隙水圧比 95% N_{u95}	6.0	27.0	9.0	9.0	

■ : 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□ : DA=5%の値を繰返し回数Nとする

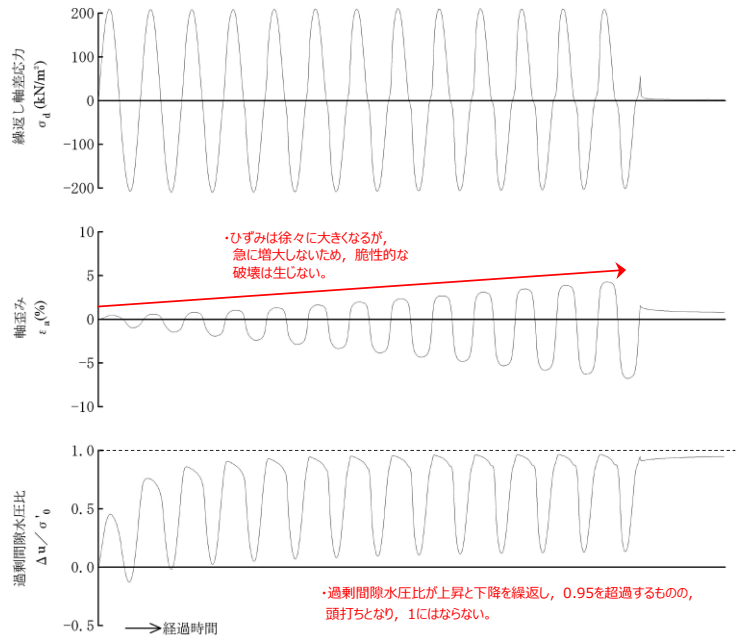
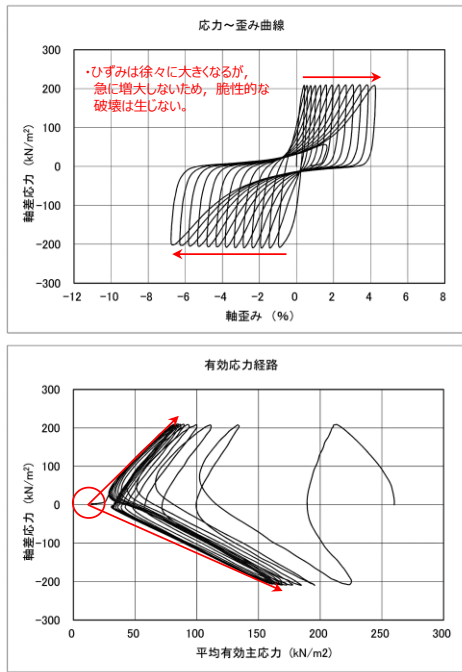
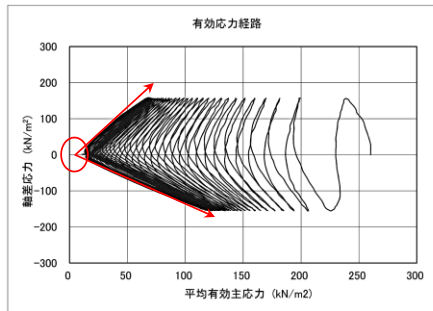
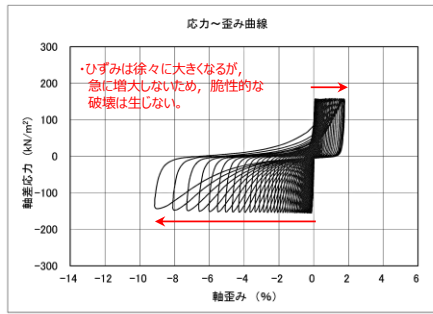


図 2-24 液状化強度試験結果 (E-7 : S7-15) (砂礫層)



・繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液状化になることはない。

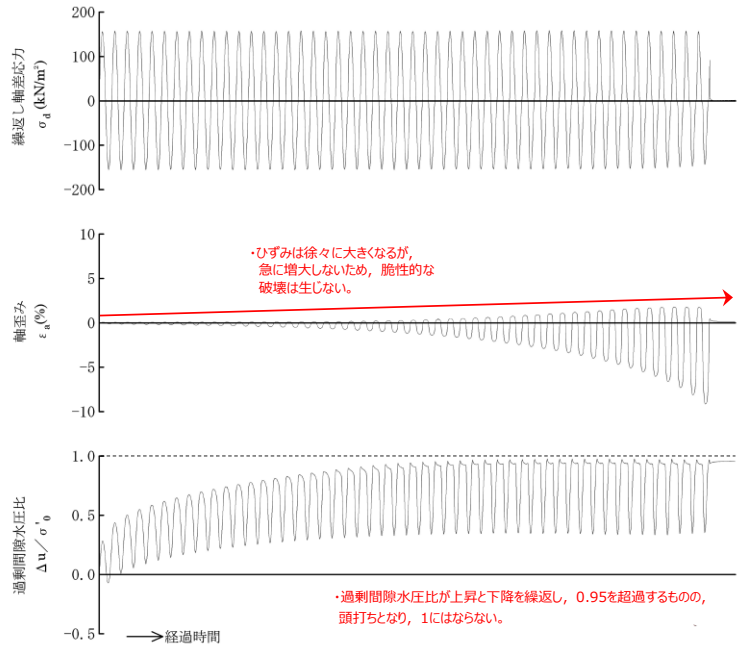


図 2-25 液状化強度試験結果 (E-7 : S7-16-1) (砂礫層)

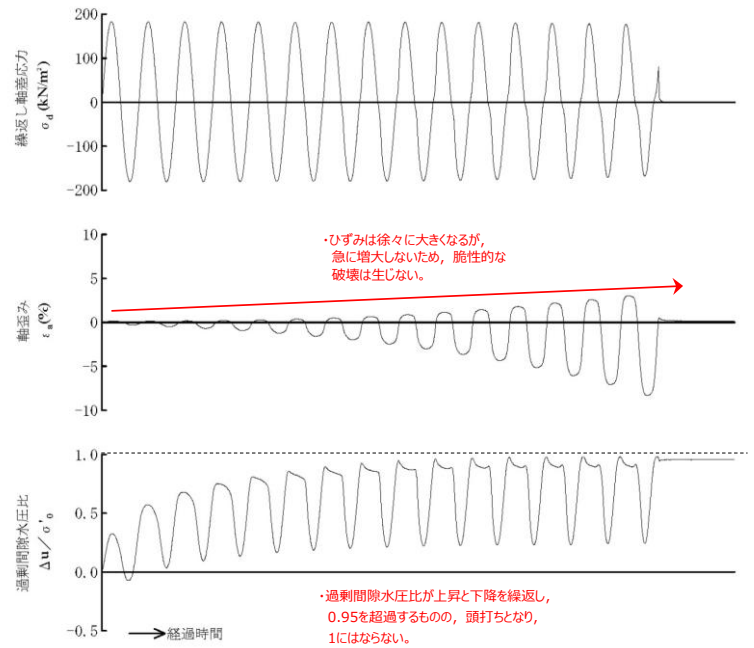
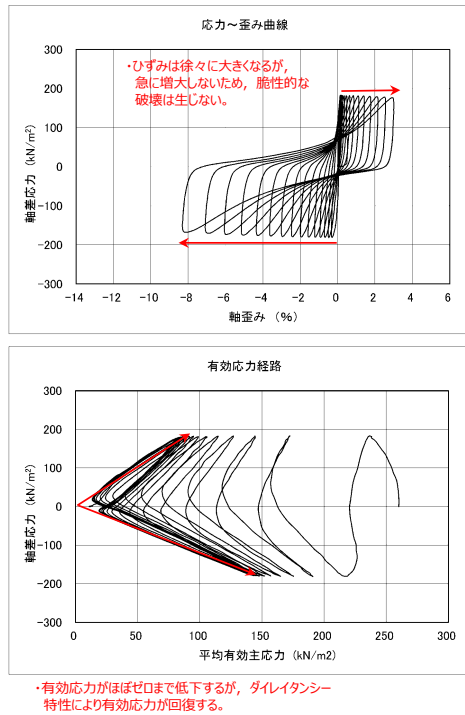


図 2-26 液状化強度試験結果 (E-7 : S7-16-2) (砂礫層)

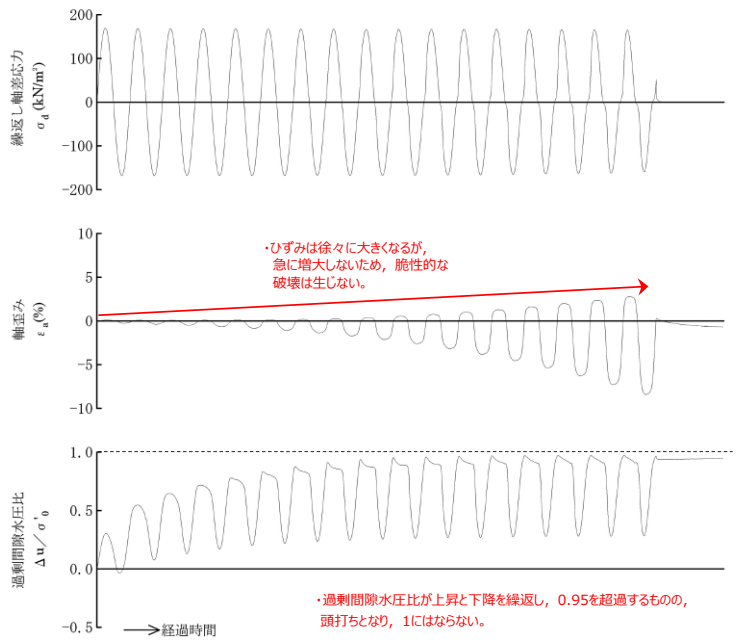
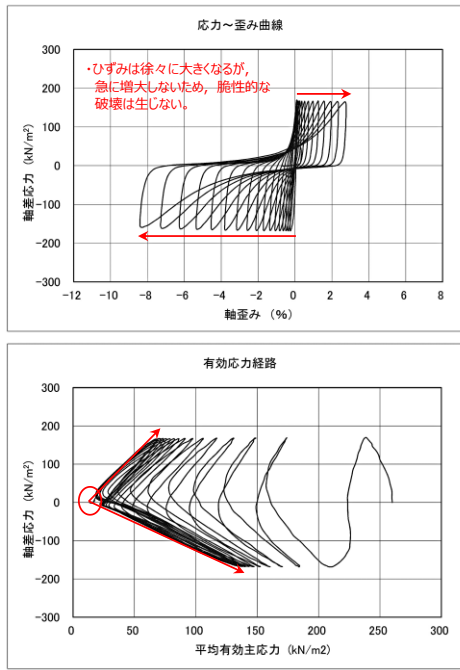


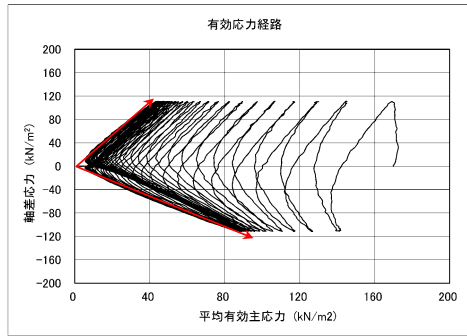
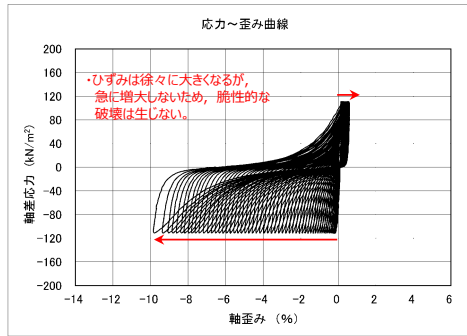
図 2-27 液状化強度試験結果 (E-7 : S7-17) (砂礫層)

表 2-9 液状化強度試験結果 (E-8) (埋戻土)

試料番号		S8-2	S8-4		
深度 (m)		2.50~3.50	4.50~5.00		
土質材料		埋戻土			
供試体 No.		2	3	4	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.672	2.670		
圧密応力 σ'_o (kN/m ²)		170	170		
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_o$		0.327	0.351	0.403	
繰返し回数	軸ひずみ	DA = 1%	9.5	5.5	2.0
		DA = 2%	16.8	10.9	5.5
		DA = 5%	31.6	23.6	22.8
		DA = 10%	55.8	34.8	66.8
	過剰間隙水圧比 95% N_{u95}		19.0	6.0	3.0

■ : 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□ : DA=5%の値を繰返し回数Nとする



有効応力がほぼゼロまで低下するが、ダレイテンション特性により有効応力が回復する。

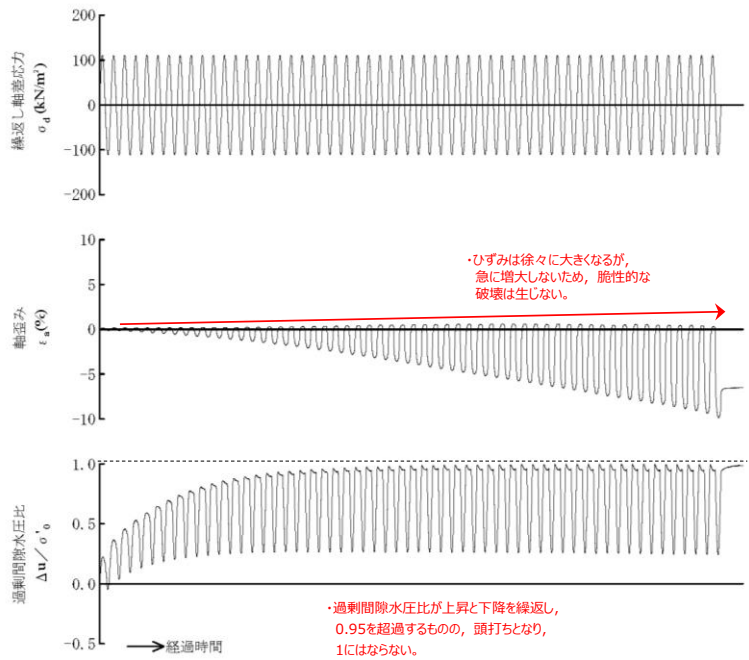
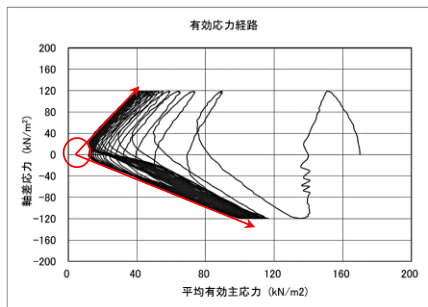
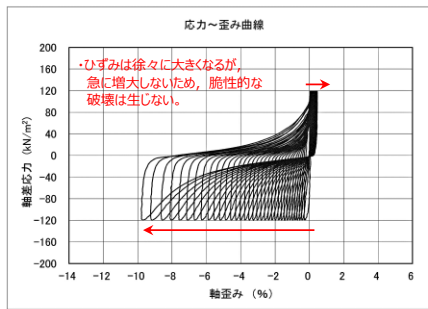


図 2-28 液状化強度試験結果 (E-8 : S8-2) (埋戻土)



・繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液状化になることはない。

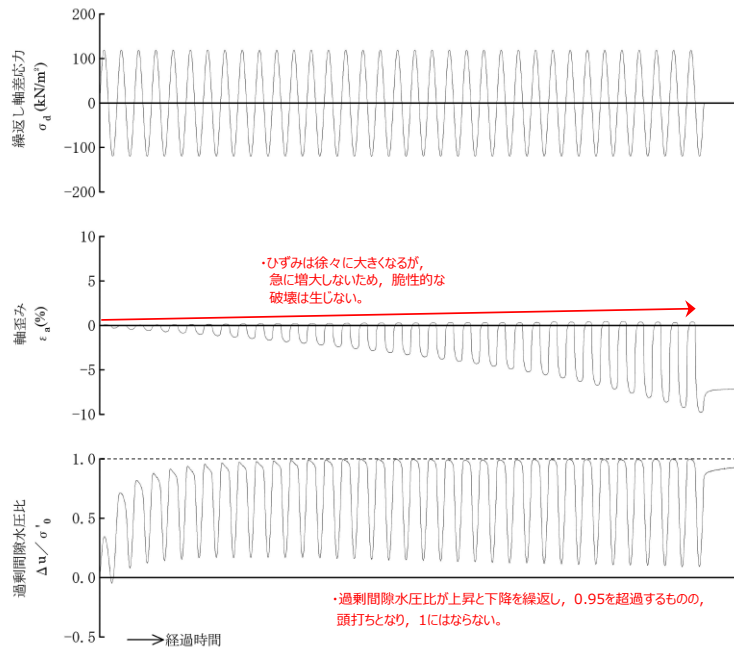
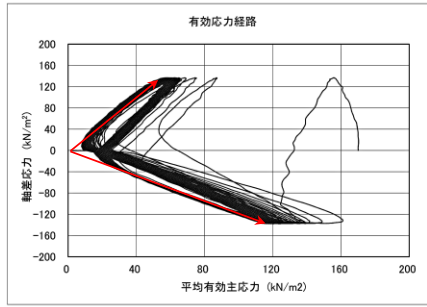
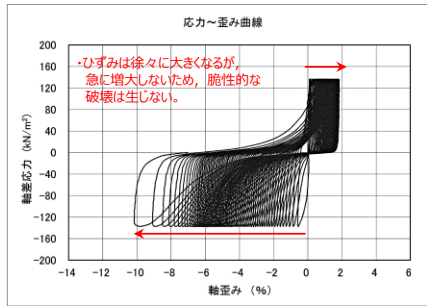


図 2-29 液状化強度試験結果 (E-8 : S8-4-3) (埋戻土)



・有効応力がほぼゼロまで低下するが、ダイレイタンシー特性により有効応力が回復する。

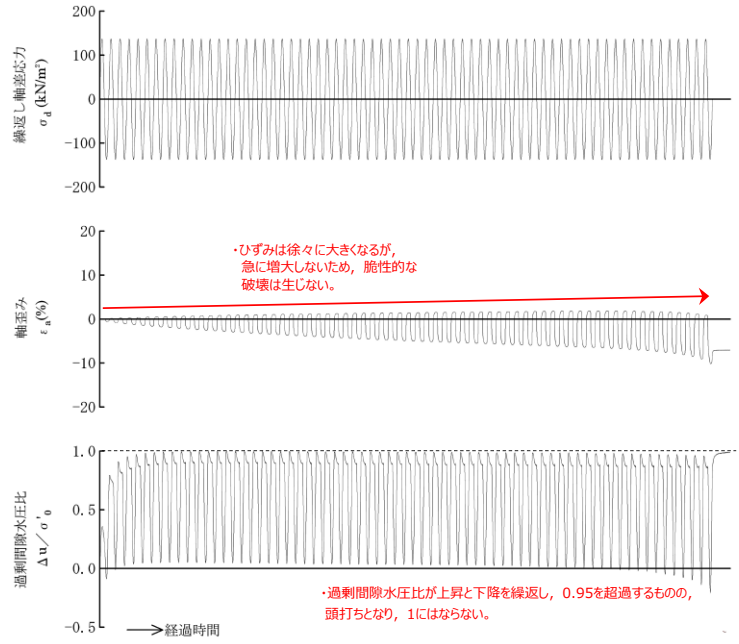


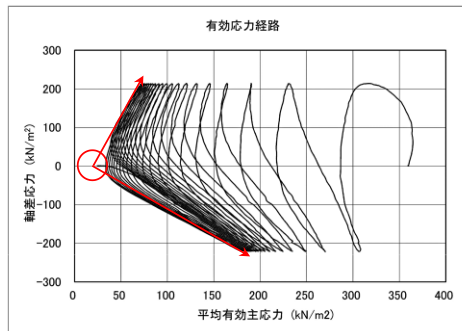
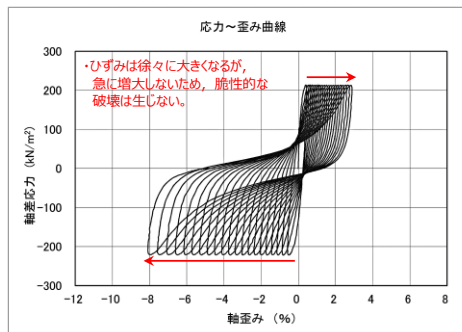
図 2-30 液状化強度試験結果 (E-8 : S8-4-4) (埋戻土)

表 2-10 液状化強度試験結果 (E-8) (砂礫層)

試料番号		S8-23-1	S8-24		S8-25			
深度 (m)		23.00~23.70	24.00~25.00		25.00~26.00			
土質材料		砂礫層						
供試体 No.		1	1	2	1	2	3	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.700	2.647		2.706			
圧密応力 σ'_o (kN/m ²)		360	360		360			
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_o$		0.302	0.314	0.276	0.301	0.352	0.251	
繰返し回数	軸ひずみ 両振幅	DA = 1%	1.0	2.5	3.0	5.5	0.8	24.7
		DA = 2%	3.5	5.5	7.5	10.0	3.0	38.0
		DA = 5%	10.5	13.7	16.0	17.5	7.5	56.7
		DA = 10%	19.7	21.7	24.5	25.6	13.6	67.9
	過剰間隙水圧比 95% N_{95}	12.0	5.0	11.0	9.0	5.0	34.0	

■ : 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□ : DA=5%の値を繰返し回数Nとする



・繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液状化になることはない。

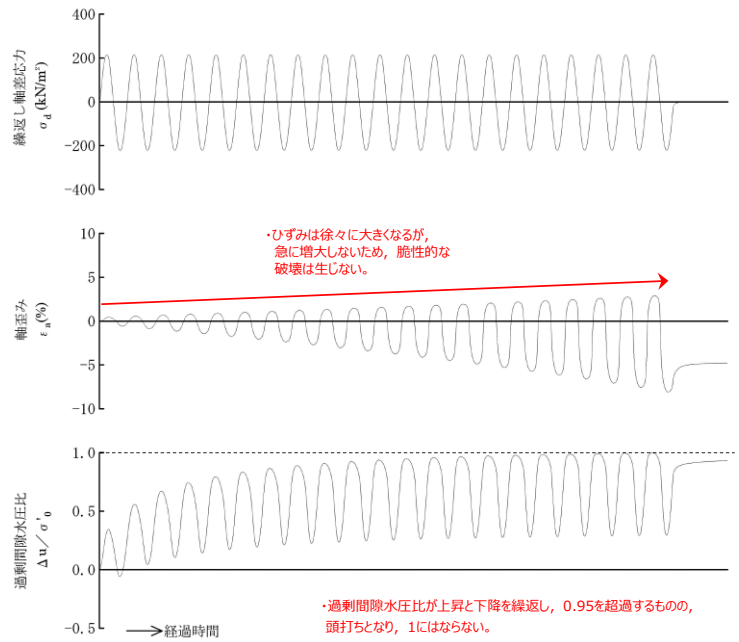


図 2-31 液状化強度試験結果 (E-8 : S8-23-1) (砂礫層)

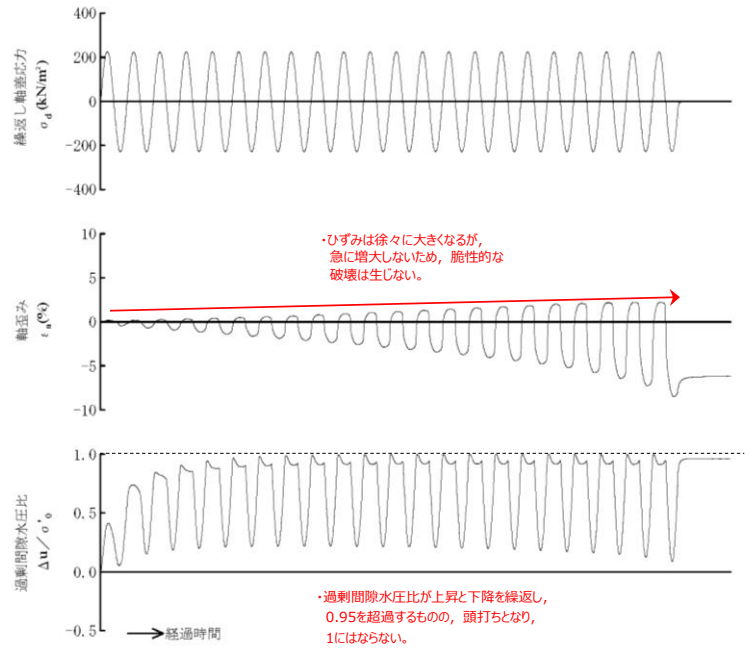
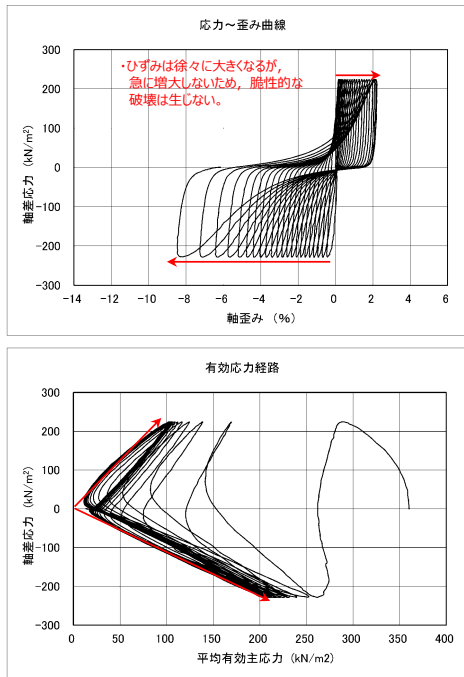
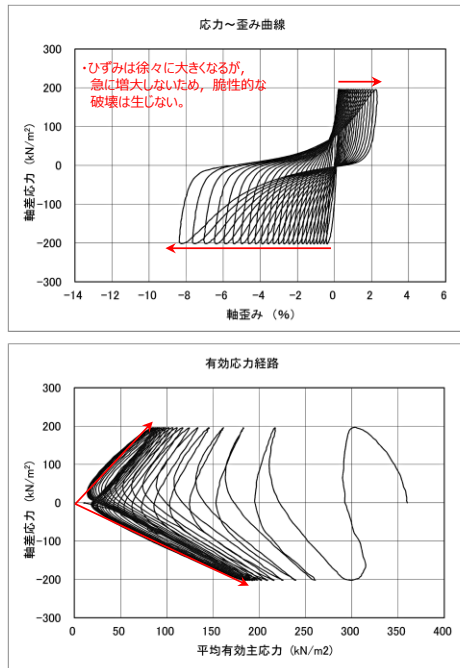
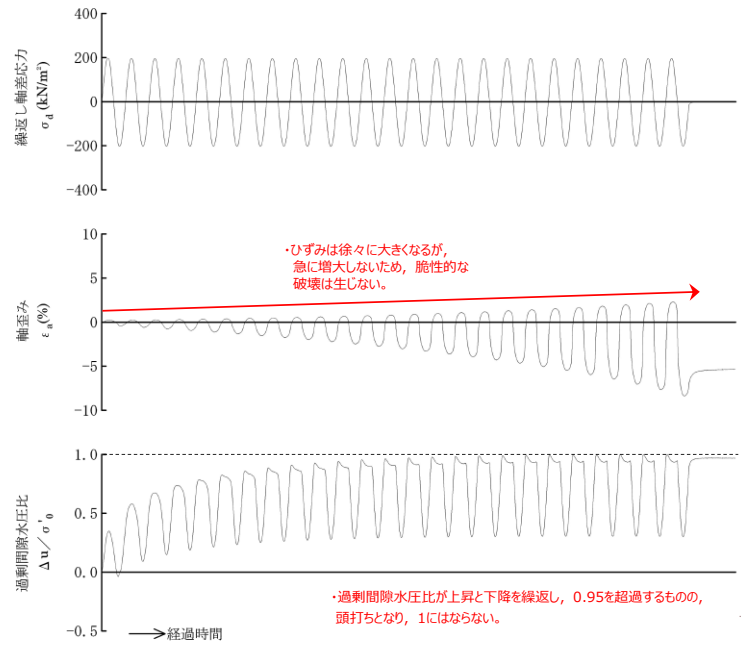


図 2-32 液状化強度試験結果 (E-8 : S8-24-1) (砂礫層)



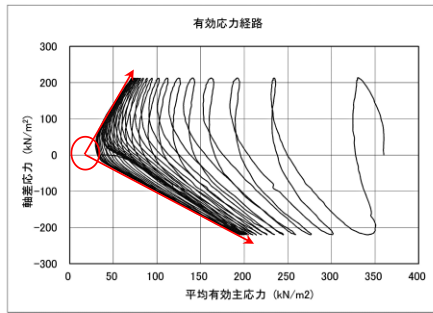
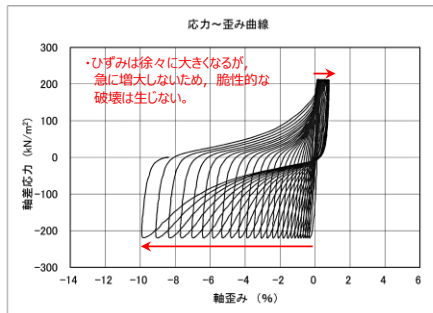
・有効応力がほぼゼロまで低下するが、タレイタンシー特性により有効応力が回復する。



・ひずみは徐々に大きくなるが、急に増大しないため、脆性的な破壊は生じない。

・過剰間隙水圧比が上昇と下降を繰返し、0.95を超過するもの、頭打ちとなり、1にはならない。

図 2-33 液状化強度試験結果 (E-8 : S8-24-2) (砂礫層)



・繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液状化になることはない。

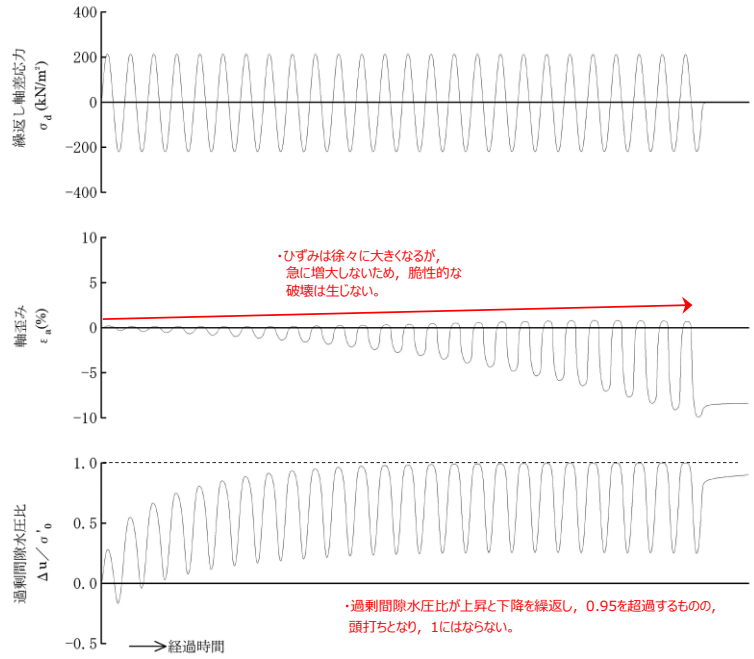
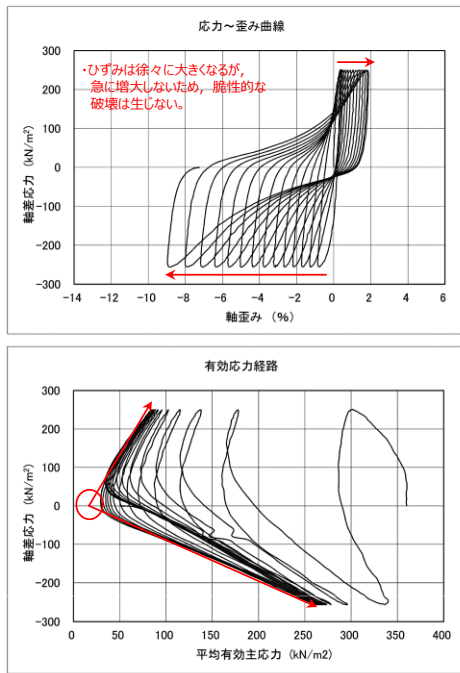


図 2-34 液状化強度試験結果 (E-8 : S8-25-1) (砂礫層)



・繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることはなく、液状化になることはない。

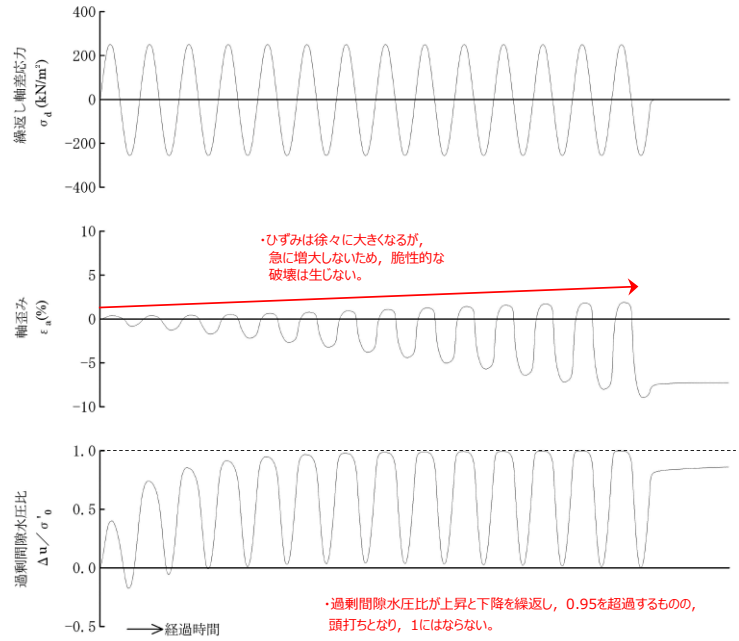


図 2-35 液状化強度試験結果 (E-8 : S8-25-2) (砂礫層)

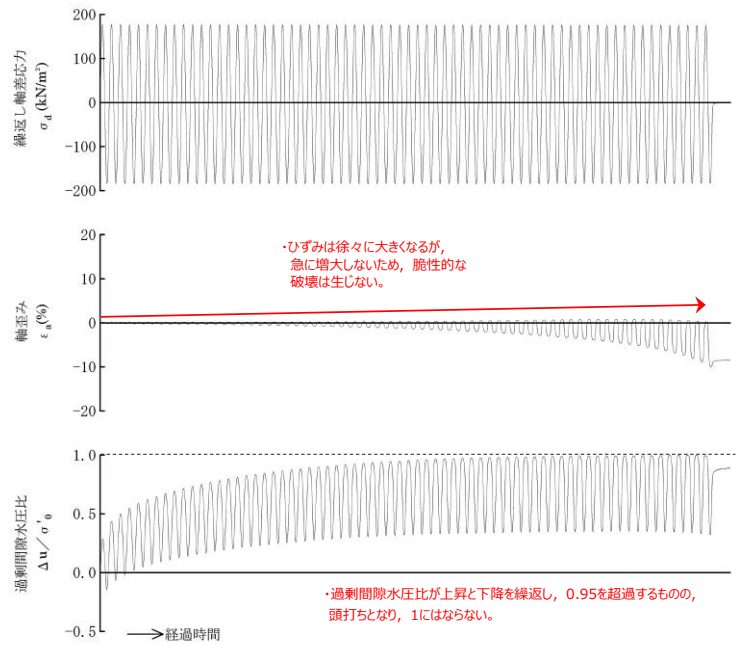
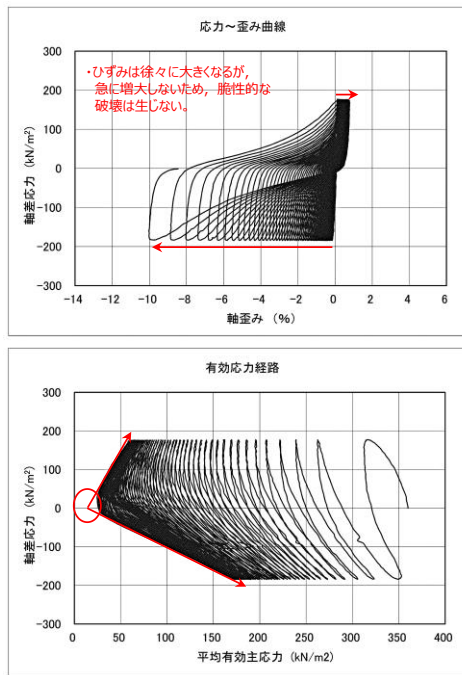


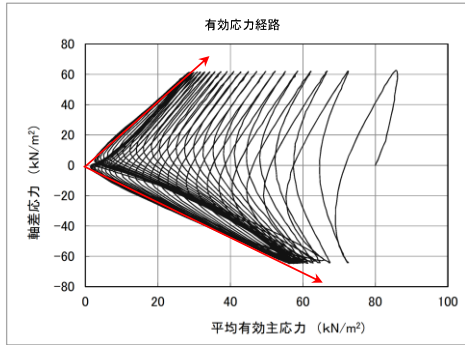
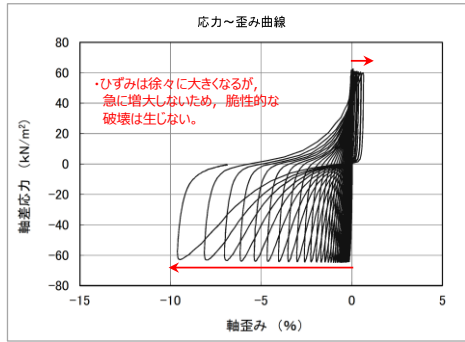
図 2-36 液状化強度試験結果 (E-8 : S8-25-3) (砂礫層)

表 2-11 液状化強度試験結果 (A 地点)

試料番号		A		
深度 (m)		0.30~0.70	0.30~0.70	
土質材料		埋戻土		
供試体 No.		1	2	
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$		2.647	2.647	
圧密応力 $\sigma'_c(\text{kN/m}^2)$		80	80	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$		0.395	0.498	
繰返し回数	軸ひずみ 両振幅	DA = 1%	14.9	7.0
		DA = 2%	20.5	10.0
		DA = 5%	26.2	13.0
		DA = 10%	31.0	16.0
	過剰間隙水圧比 95% N_{u95}		22.0	-

■ : 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□ : DA=5%の値を繰返し回数Nとする



・有効応力がほぼゼロまで低下するが、タイルインシ特性により有効応力が回復する。

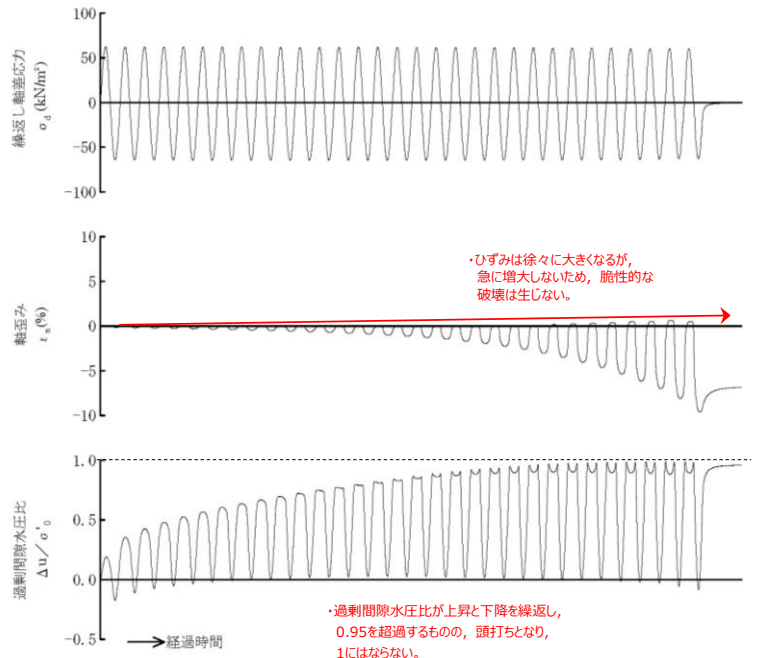


図 2-37 液状化強度試験結果 (A-1)

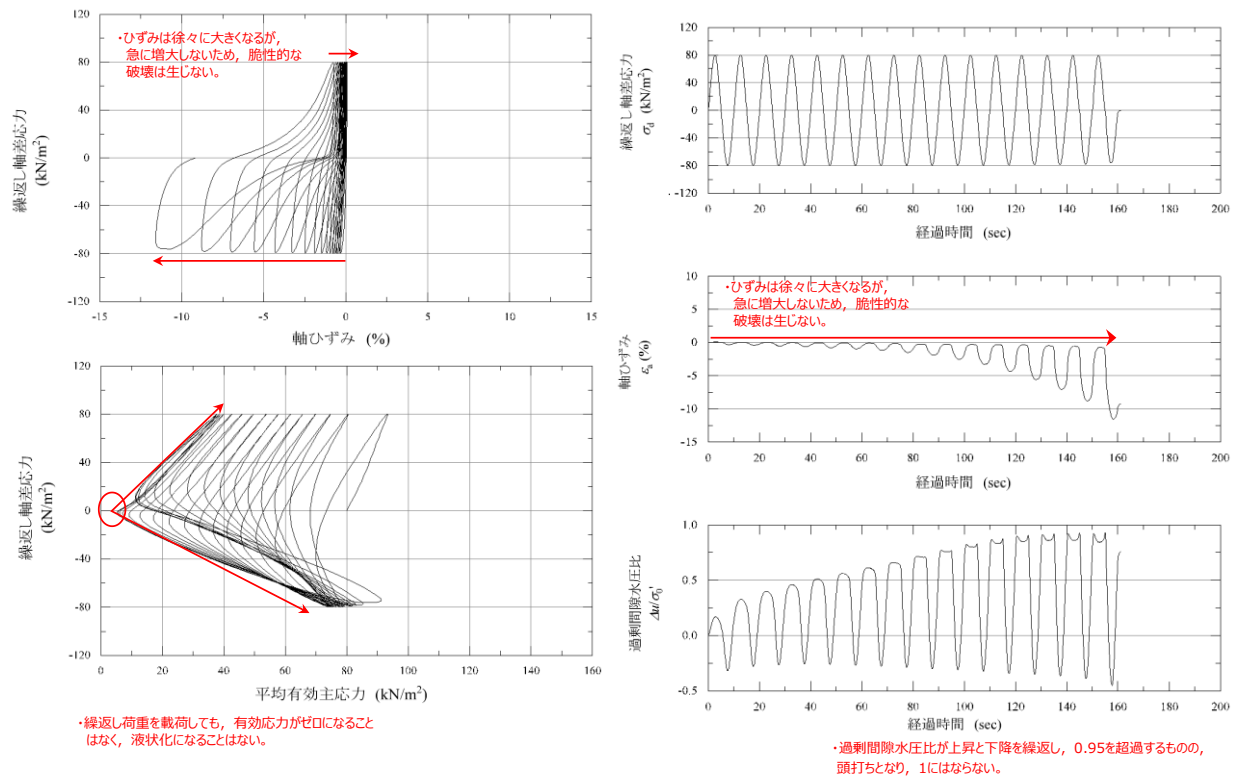


図 2-38 液状化強度試験結果 (A-2)

表 2-12 液状化強度試験結果 (B 地点)

試料番号		B		
深度 (m)		0.30~0.90	0.30~0.90	
土質材料		埋戻土		
供試体 No.		1	2	
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$		2.684	2.684	
圧密応力 $\sigma'_c(\text{kN}/\text{m}^2)$		80	80	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$		0.388	0.452	
繰返し回数	軸 ひ ず み	DA = 1%	18.9	12.0
		DA = 2%	24.7	15.0
		DA = 5%	29.8	17.0
		DA = 10%	33.6	19.0
	過剰間隙水圧比 95% N_{u95}		29.0	-

■ : 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□ : DA=5%の値を繰返し回数Nとする

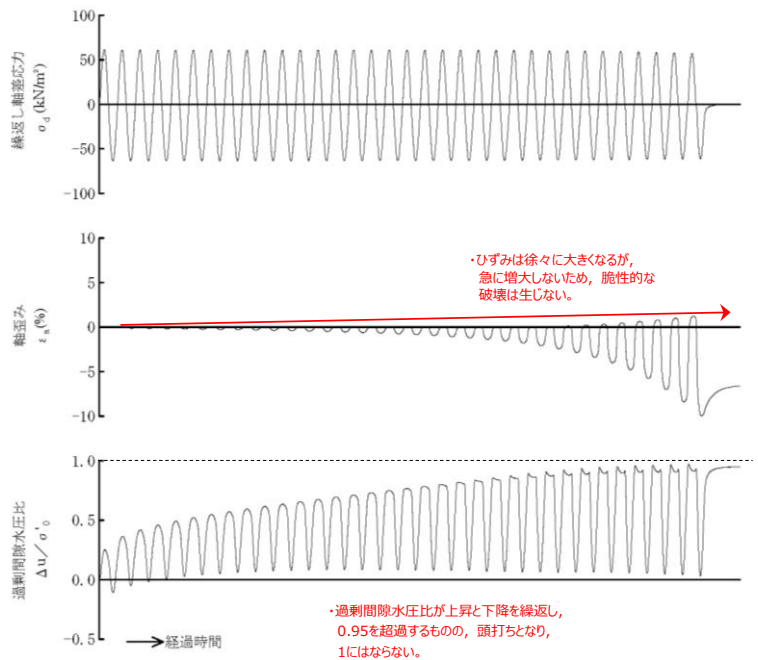
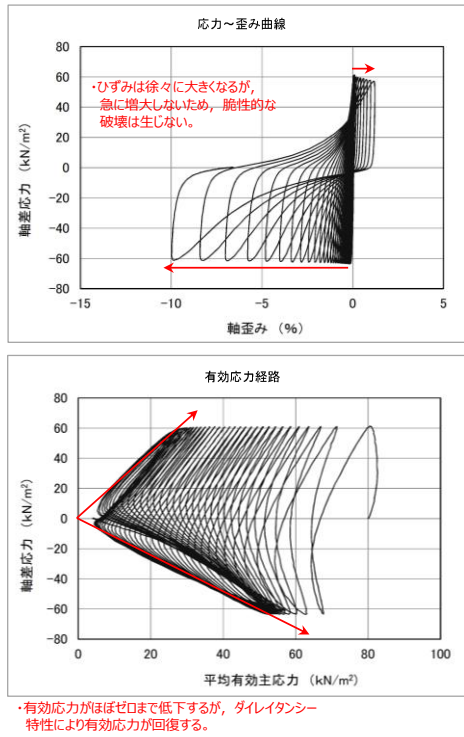


図 2-39 液状化強度試験結果 (B-1)

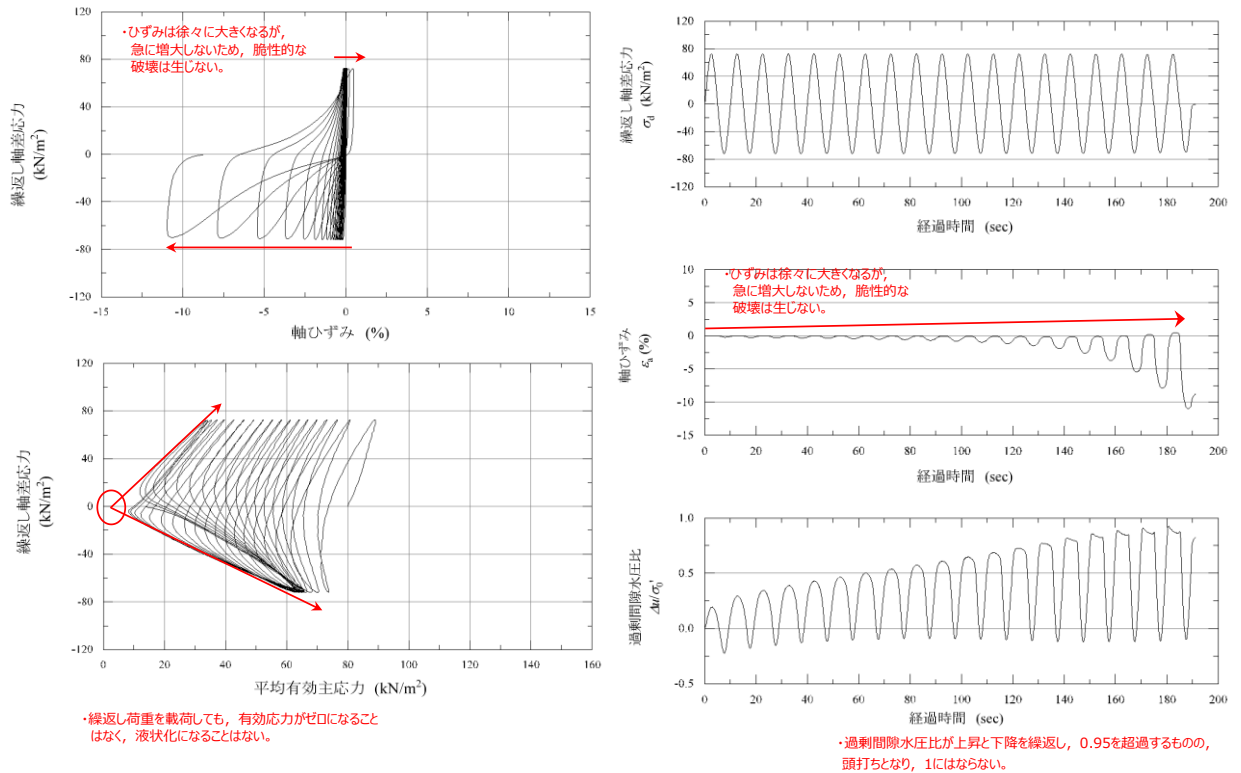


図 2-40 液状化強度試験結果 (B-2)

表 2-13 液状化強度試験結果 (C 地点)

試料番号		C				
深度 (m)		0.30~0.90	0.30~0.90	0.30~0.90	0.30~0.90	
土質材料		埋戻土				
供試体 No.		1	2	3	4	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.659	2.659	2.659	2.659	
圧密応力 σ'_c (kN/m ²)		120	80	80	80	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$		0.350	0.391	0.514	0.655	
繰返し回数	軸 ひ ず み 幅	DA = 1%	28.0	24.0	6.5	1.5
		DA = 2%	36.0	33.0	11.0	4.5
		DA = 5%	42.0	40.0	17.0	8.0
		DA = 10%	47.0	46.0	21.0	10.0
	過剰間隙水圧比 95% N_{u95}		43.0	39.0	18.0	9.5

■ : 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□ : DA=5%の値を繰返し回数Nとする

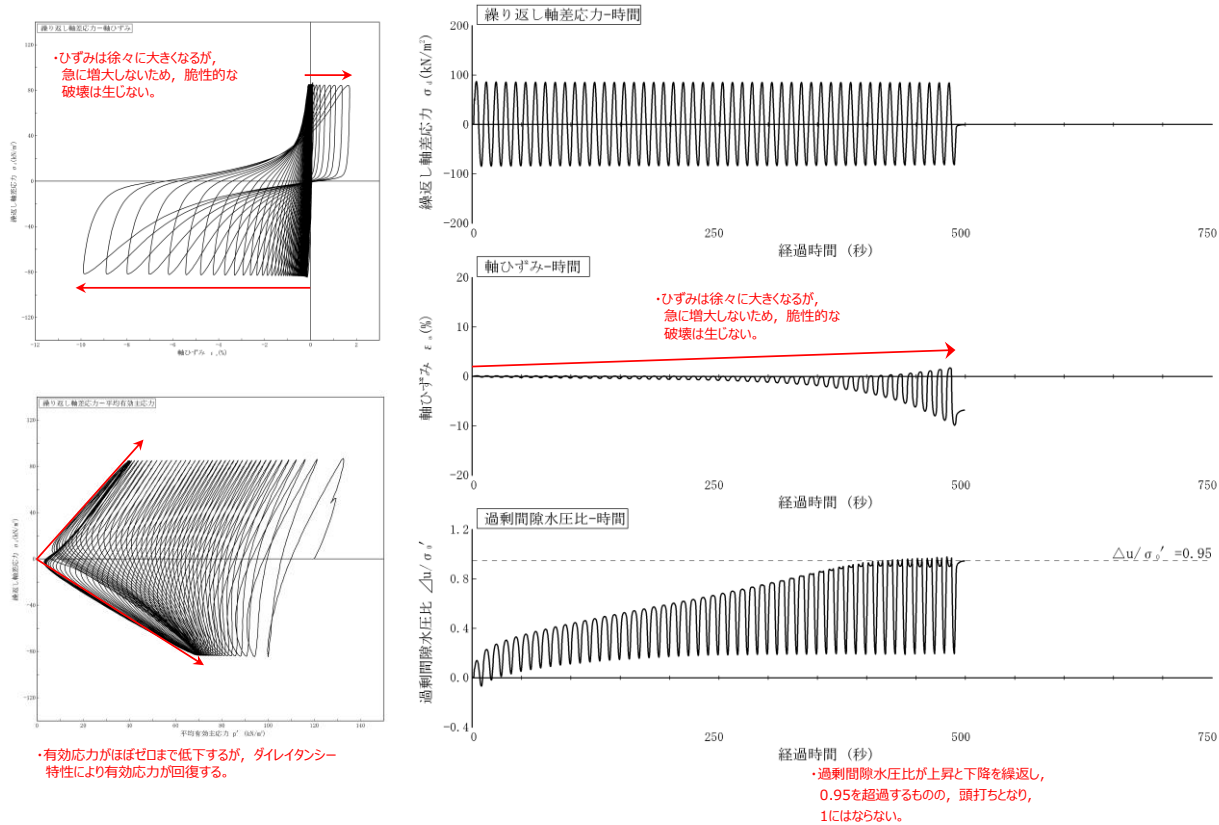


図 2-41 液状化強度試験結果 (C-1)

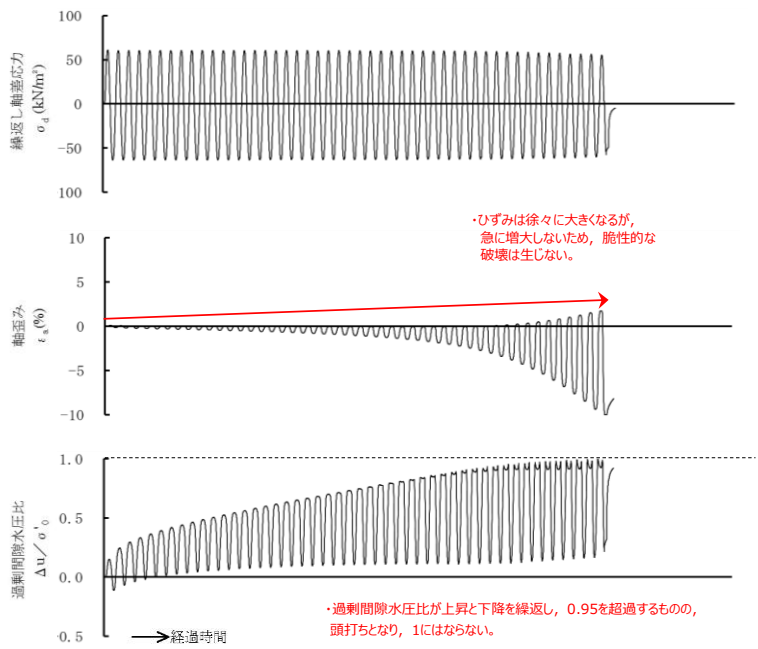
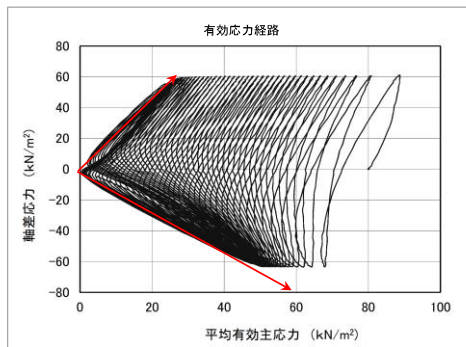
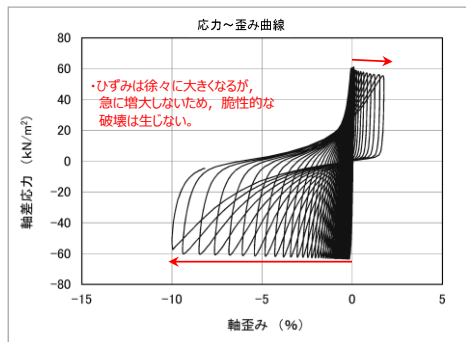


図 2-42 液状化強度試験結果 (C-2)

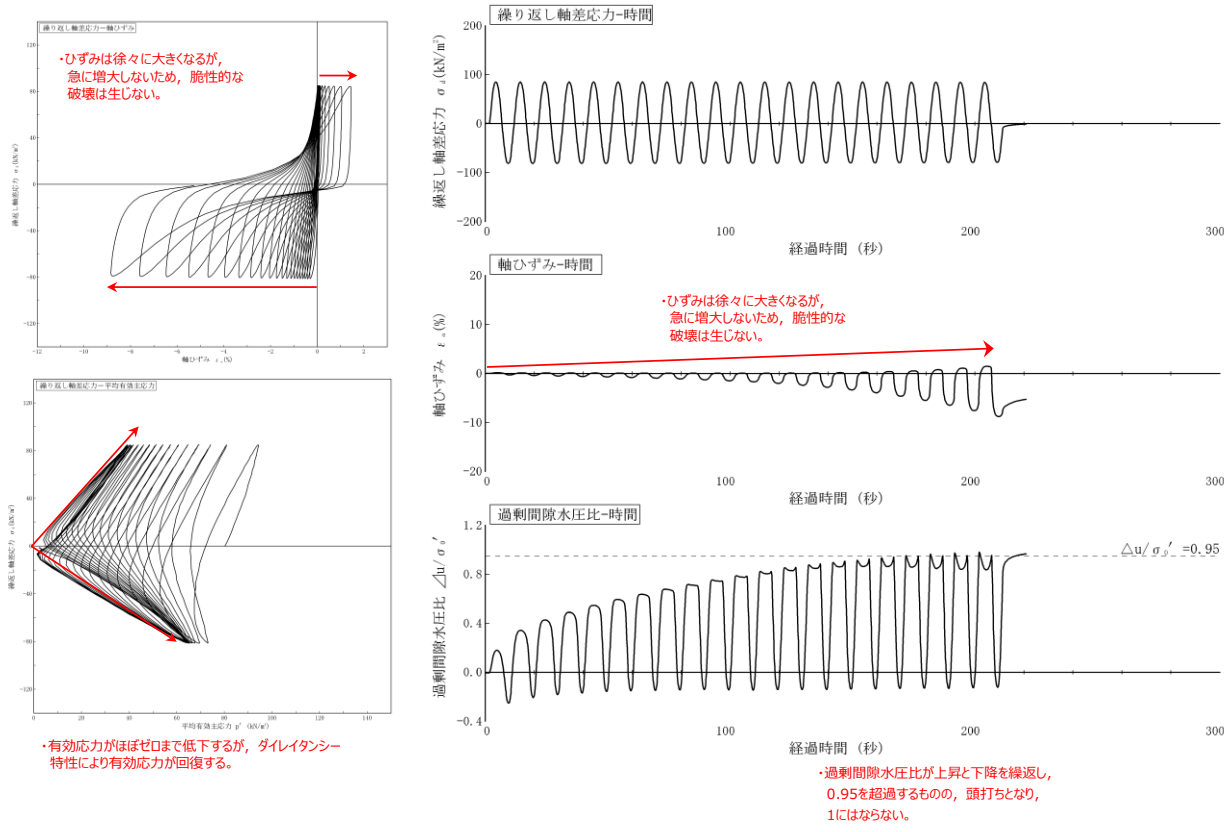


図 2-43 液状化強度試験結果 (C-3)

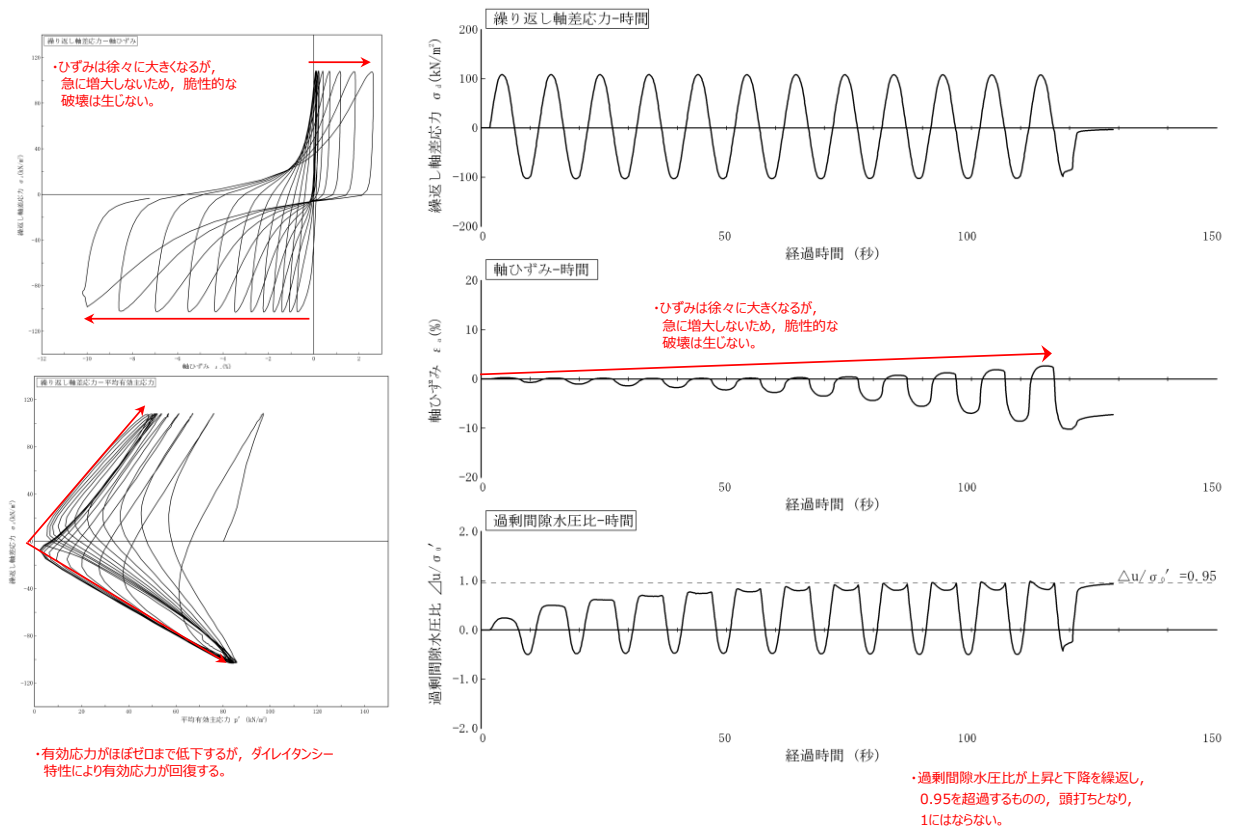


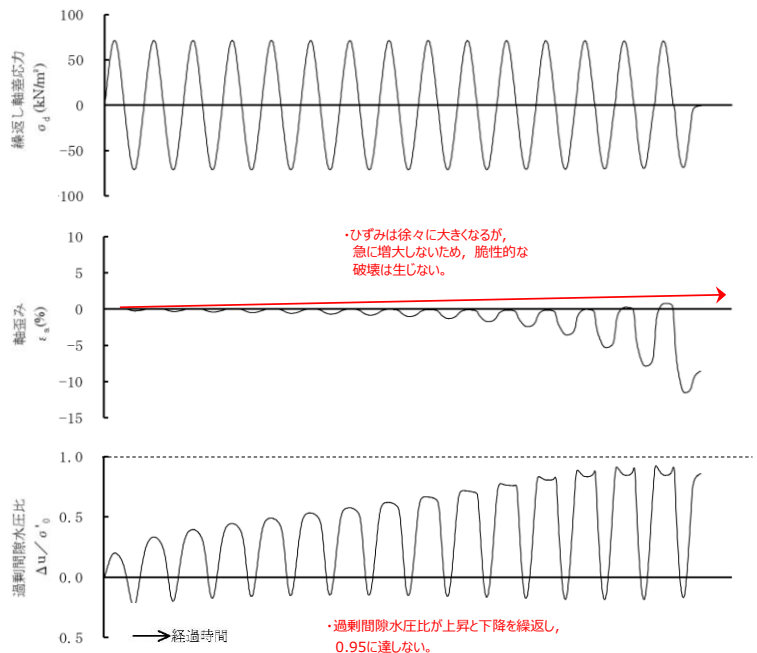
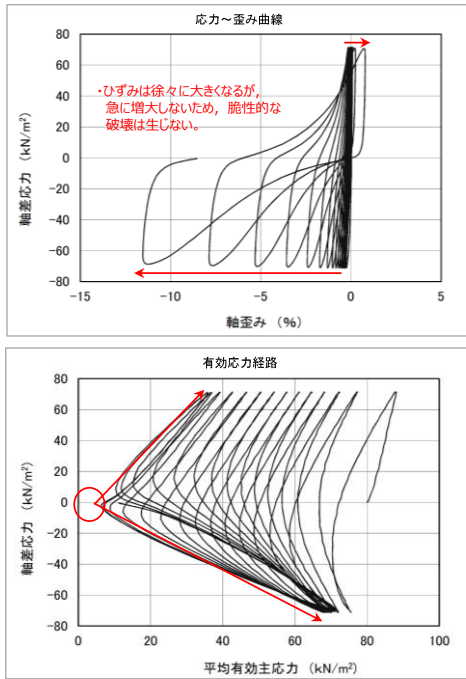
図 2-44 液状化強度試験結果 (C-4)

表 2-14 液状化強度試験結果 (D 地点)

試料番号		D	
深度 (m)		0.30~0.50	
土質材料		埋戻土	
供試体 No.		1	
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$		2.653	
圧密応力 $\sigma'_c(\text{kN}/\text{m}^2)$		80	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$		0.446	
繰返し回数	軸 ひ ず み 振 幅	DA = 1%	8.5
		DA = 2%	11.0
		DA = 5%	13.0
		DA = 10%	15.0
	過剰間隙水圧比 95% N_{u95}		-

■ : 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□ : DA=5%の値を繰返し回数Nとする



・繰返し荷重を載荷しても、有効応力がゼロになることなく、液状化になることはない。

図 2-45 液状化強度試験結果 (D-1)

表 2-15 液状化強度試験結果 (E 地点)

試料番号		E	
深度 (m)		0.30~0.70	
土質材料		埋戻土	
供試体 No.		1	
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$		2.678	
圧密応力 $\sigma'_o(\text{kN}/\text{m}^2)$		80	
繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_o$		0.317	
繰返し回数	軸 ひ ず み	DA = 1%	84.0
		DA = 2%	94.0
		DA = 5%	104.0
		DA = 10%	114.0
	過剰間隙水圧比 95% N_{u95}		100.0

■ : 最大間隙水圧比が1.0に近づく (0.95を超えるもの)

□ : DA=5%の値を繰返し回数Nとする

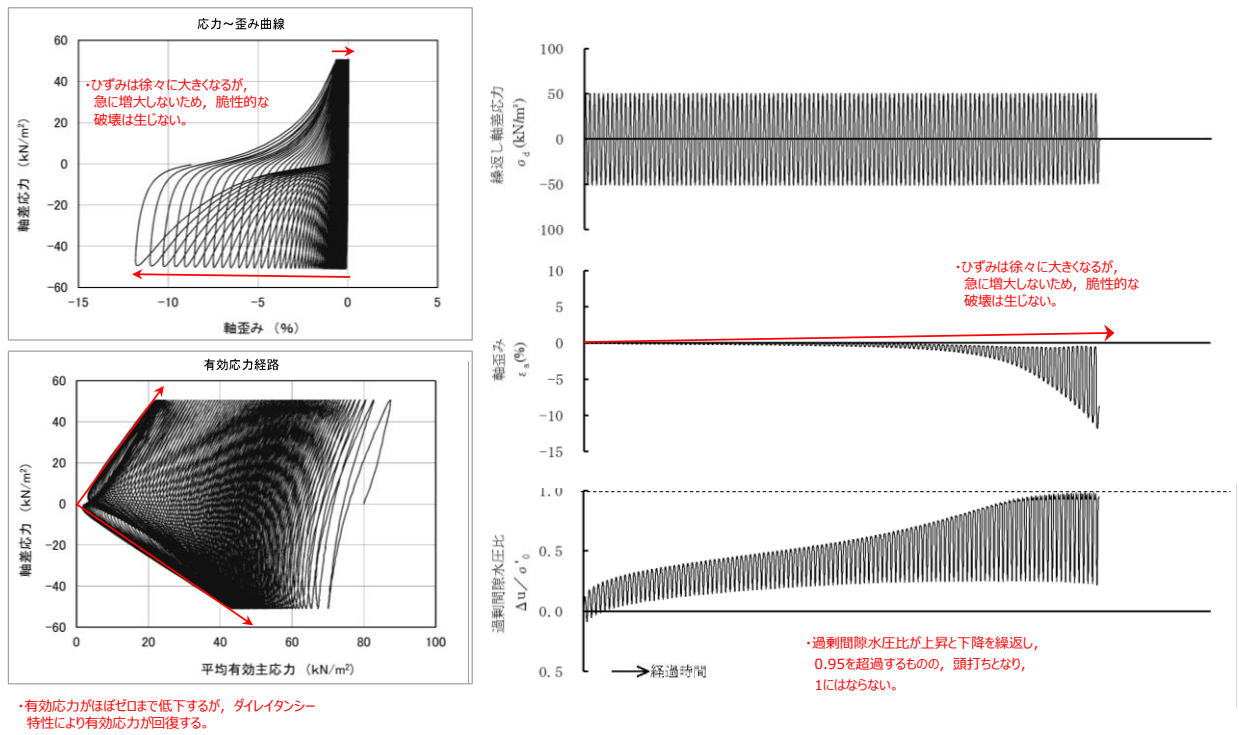


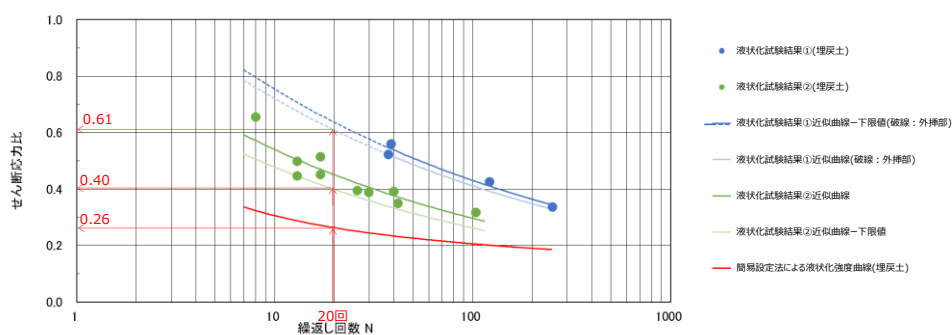
図 2-46 液状化強度試験結果 (E-1)

3. 簡易設定法で比較した液状化強度特性における要素シミュレーション結果

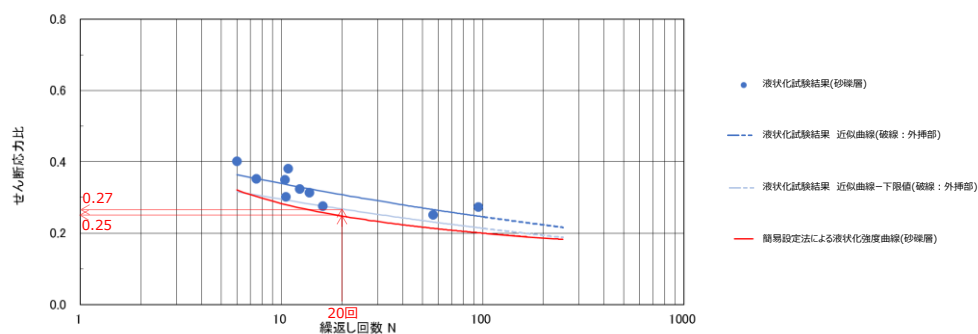
島根原子力発電所における埋戻土及び砂礫層について、液状化強度試験結果より繰返し軟化（サイクリックモビリティ含む）又は非液状化であることを確認した。

設計基準対象施設、常設重大事故等対処施設及び波及的影響の設計対象とする下位クラス施設において、液状化強度試験結果で得られた液状化強度特性よりも保守的な簡易設定法により設定された液状化強度特性（図 3-1）を用いて耐震安全性評価を実施する。

簡易設定法により設定された液状化強度特性により、液状化強度試験を模擬する要素シミュレーションを実施した結果を図 3-2 に示す。要素シミュレーション結果として、過剰間隙水圧比が上昇し、平均有効拘束圧が 0 に達していることから、簡易設定法による液状化強度特性を設定した埋戻土及び砂礫層は液状化することを確認した。

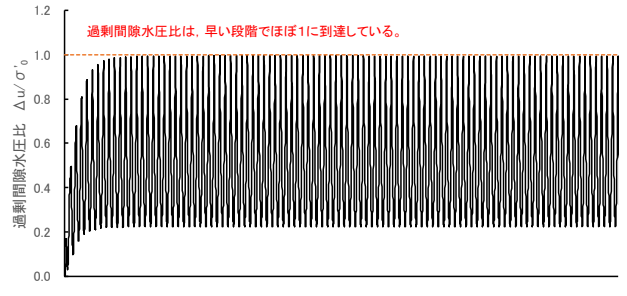
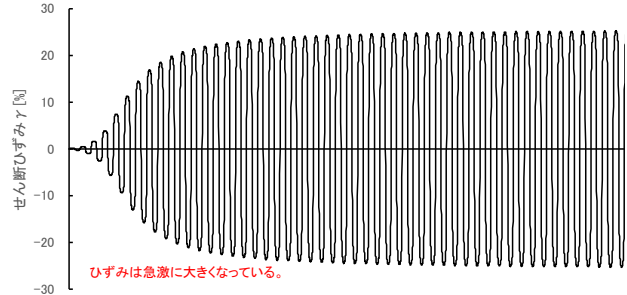
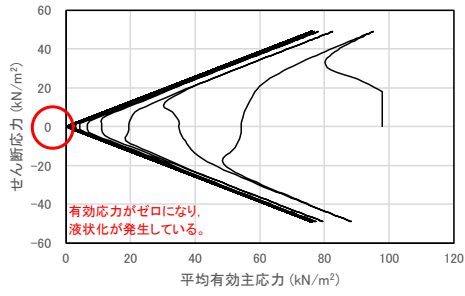
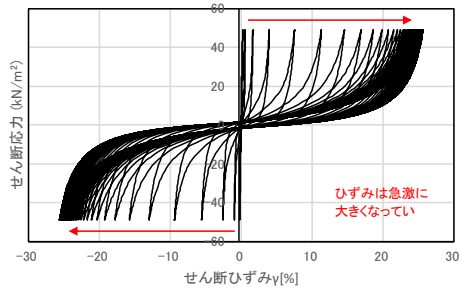


(埋戻土)

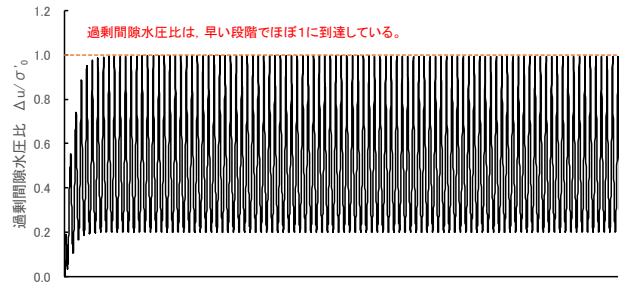
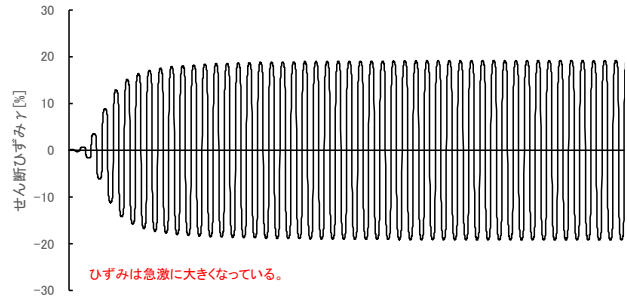
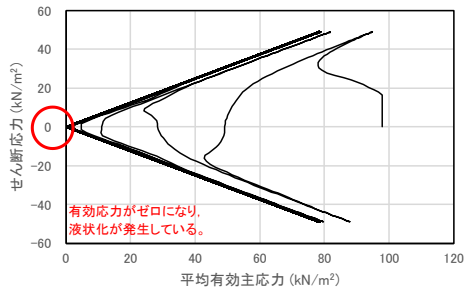
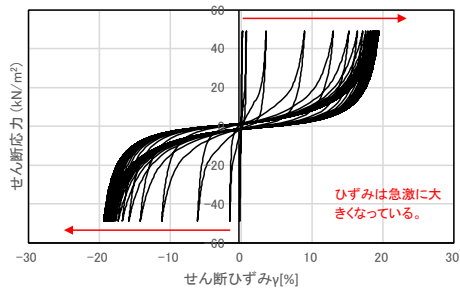


(砂礫層)

図 3-1 簡易設定法及び液状化強度試験結果による液状化強度曲線の比較



(埋戻土)



(砂礫層)

図 3-2 要素シミュレーション結果