

3. 1. 3 地下水面の応答問題

(1) テストケース

周期的に変動する水面（潮汐運動を行う海域など）に隣接する被圧帯水層の水位応答を求め、理論解と比較する。水面変動に対する被圧帯水層内の地下水面応答の理論解は以下の式で表される。

$$\zeta_i(t, x) = a \cdot \exp(-mx) \cos(\sigma t - mx) + h$$

$$\sigma = 2\pi/T$$

$$m = \sqrt{\sigma S / (2kb)}$$

$$S = \rho_w g \phi b (C_f + C_r)$$

ここで、 a は潮位振幅[m]、 x は海岸部からの距離[m]、 t は時間[s]、 T は周期[s]、 S は貯留係数[-]、 k は透水係数[m/s]、 b は被圧帯水層厚[m]、 ϕ は有効間隙率[-]、 h は平均海水位[m]、 ρ_w は液相密度[kg/m³]、 g は重力加速度[m/s²]、 C_f は液相圧縮率[1/Pa]、 C_r は地層圧縮率 [1/Pa]である。

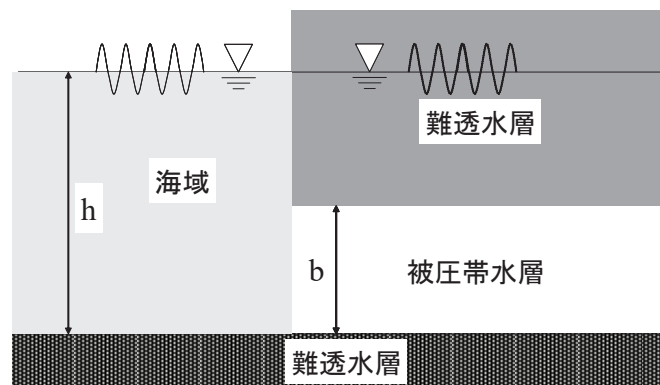


図 15-11 潮位変動に伴う地下水面応答の概念

(2) 解析モデル

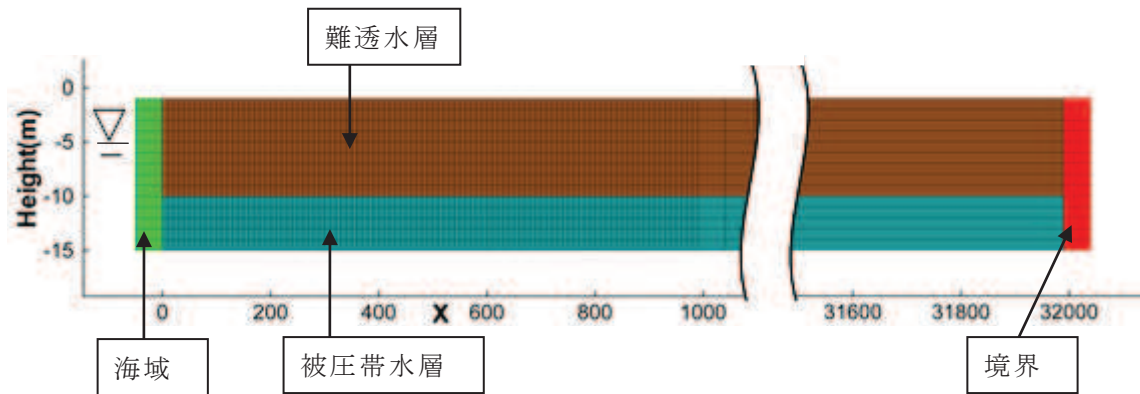


図 15-12 格子モデル図

表 15-11 格子モデルの諸元

	記号	単位	設定値
格子数	NNBLK	[-]	3417
X 方向分割数	NX	[-]	201
Y 方向分割数	NY	[-]	1
Z 方向分割数	NZ	[-]	17

(3) 解析条件

表 15-12 流体物性

	記号	単位	設定値
水相密度	ρ_w	[kg/m ³]	1000
水相圧縮率	C_f	[1/Pa]	4.59×10^{-10}
水相粘性係数	μ	[Pa·s]	1.002×10^{-3}

表 15-13 地層物性

	記号	単位	難透水層	被圧帯水層	境界	海域
密度	ρ	[kg/m ³]	2500	2500	2500	2500
間隙率	ϕ	[-]	0.2	0.2	1.0×10^{30}	1.0×10^{30}
浸透率	K	[m ²]	0	1.0×10^{-12}	9.87×10^{34}	9.87×10^{34}
圧縮率	C_r	[1/Pa]	1.02×10^{-10}	1.02×10^{-10}	1.02×10^{-10}	1.02×10^{-10}

表 15-14 潮位變動条件

	記号	单位	設定値
初期水位	h_0	[m]	-5
潮位振幅	a	[m]	1
周期	T	[s]	86400
被压帯水層厚	b	[m]	5
平均海水位	h	[m]	-5

(4) 結果

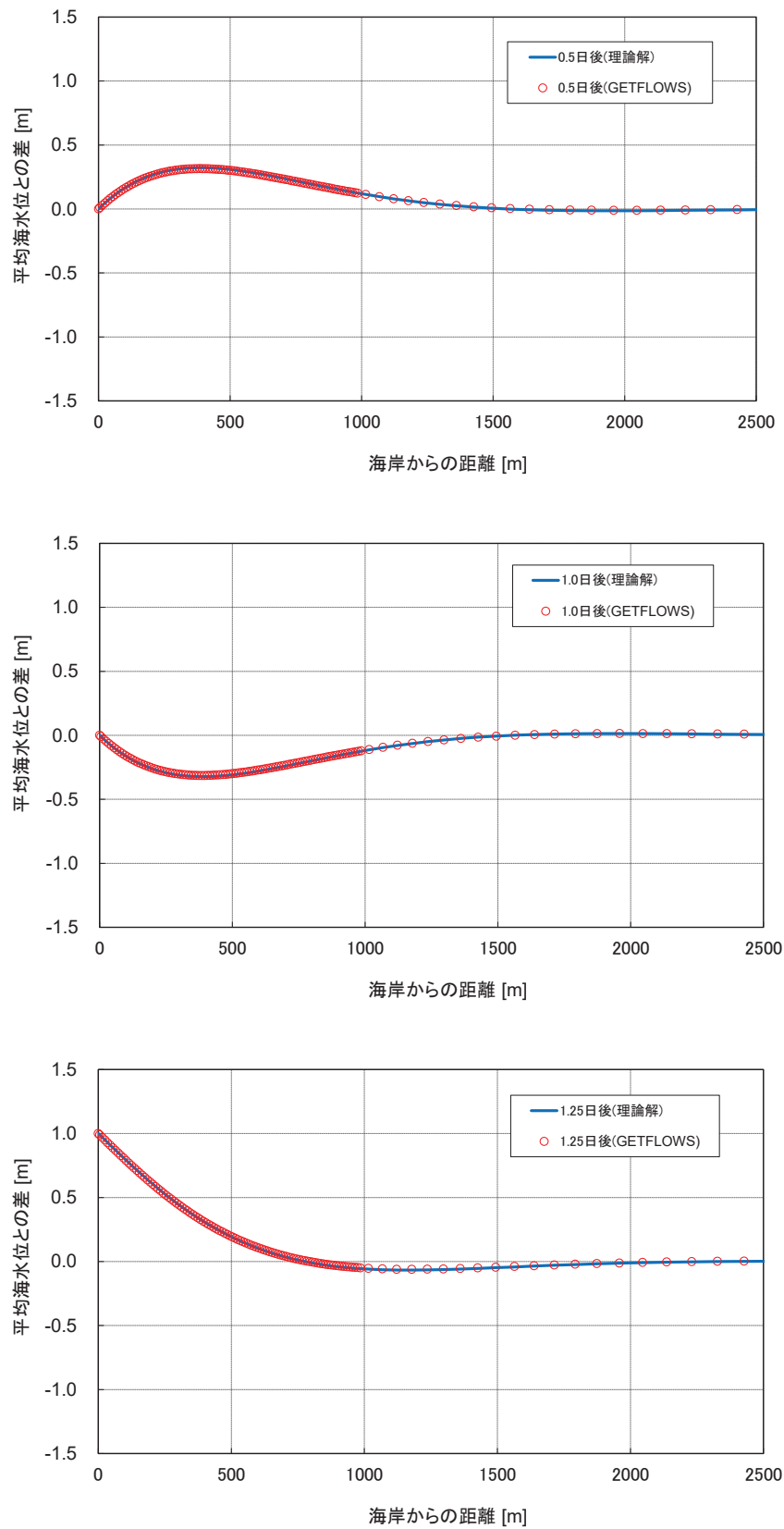


図 15-13 海岸からの距離と水位の関係による解析結果と理論解との比較

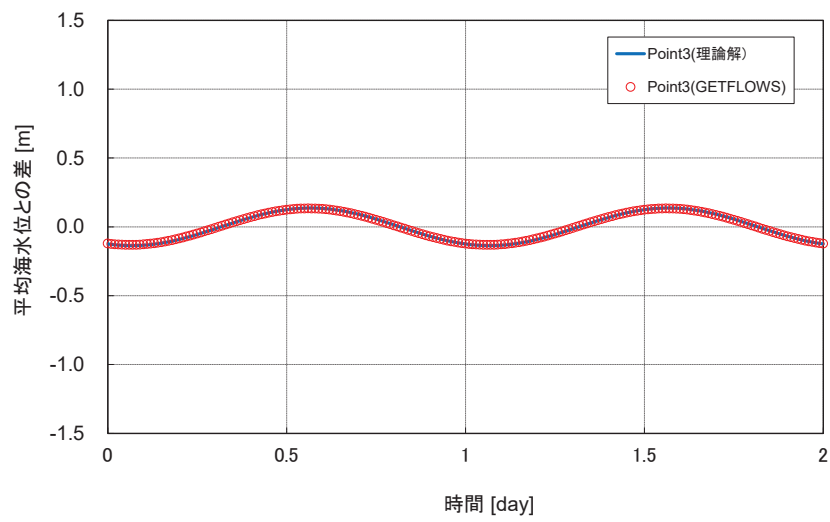
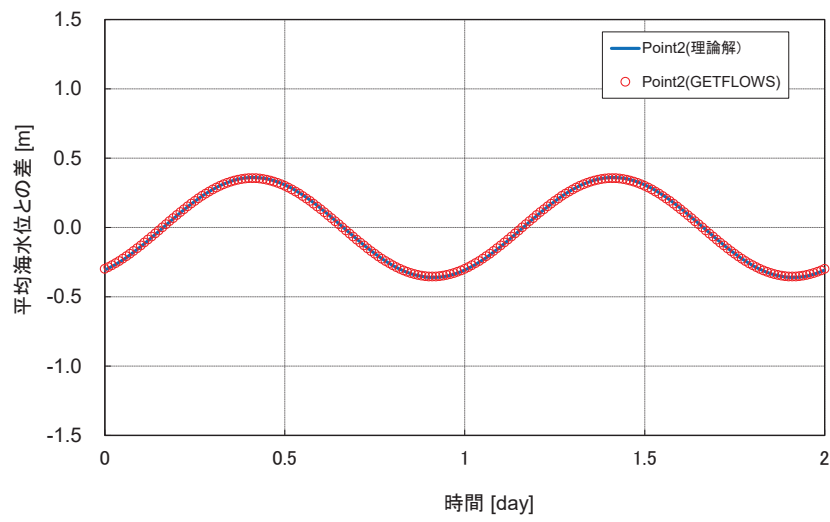
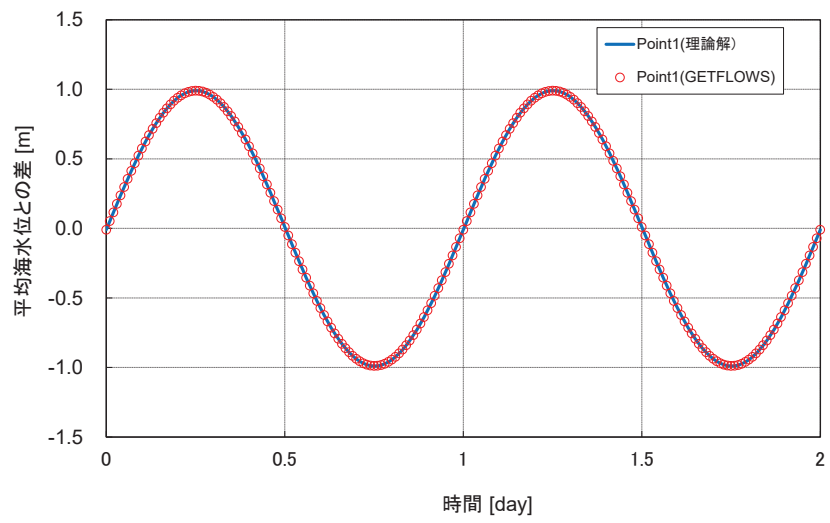


図 15-14 任意地点の水位応答による解析結果と理論解との比較

(5) 誤差評価

誤差評価は RMSE (平均二乗平方根誤差) で行った。データ数を N , 理論解を T_i ($i=1, \dots, N$), GETFLOWS の数値解を A_i ($i=1, \dots, N$) とすると RMSE は次式で表わされる。

$$\text{RMSE} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_i (T_i - A_i)^2}$$

表 15-15 海岸からの距離と水位の関係による誤差

経過日数 [day]	比較区間 [m]	比較点数	RMSE [m]
0.5	0~2500	120	4.582×10^{-4}
1	0~2500		5.162×10^{-4}
1.25	0~2500		3.516×10^{-4}
1.75	0~2500		2.547×10^{-4}

表 15-16 任意地点の水位応答による誤差

地点	比較区間 [day]	比較点数	RMSE [m]
Point 1	0~2	201	1.193×10^{-4}
Point 2	0~2		5.709×10^{-3}
Point 3	0~2		4.378×10^{-3}

3. 2 妥当性確認 (Validation)

本解析コードは、土木、環境、資源、エネルギー、農林水産、災害・防災などの様々な分野における使用実績を有しており、妥当性は十分に確認されている。

3. 3 評価結果

3. 1 及び 3. 2 より、本解析コードを用いることは妥当である。

4. 参考文献

登坂博行著, 2007, 地圏水循環の数理 (東京大学出版会, p.142 pp.218-226)

土木学会, 1999, 水理公式集 (pp.350-351.)

(参考資料 2 1) 液状化強度試験の解析上の再現について

1. 概要

有効応力解析の信頼性を確認するため、解析コード FLIP 上で液状化強度試験の結果を適切に表現できていることを確認する。ここでは、敷地全体に広く分布する盛土の液状化強度試験結果について繰返し軟化を再現できていることを確認する。

2. 解析コード FLIP による要素シミュレーション

対象試験として B-1-2 の供試体 No. 1 (図 2-1) について, 要素シミュレーションを行う。

液状化強度試験と要素シミュレーションを比較した結果を表 2-1 に示す。

液状化強度試験の B-1-2 は繰返し軟化を示している。

要素シミュレーションでは, 液状化強度試験と同様, 繰返し荷重により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。また, 液状化強度試験では平均有効主応力がゼロになることはないが, 液状化強度を試験の下限値に設定している要素シミュレーションでは有効応力がゼロまで低下するもののダイレイタンス特性により有効応力が回復する。

以上のとおり, 解析コード FLIP において繰返し軟化を再現できることを確認した。

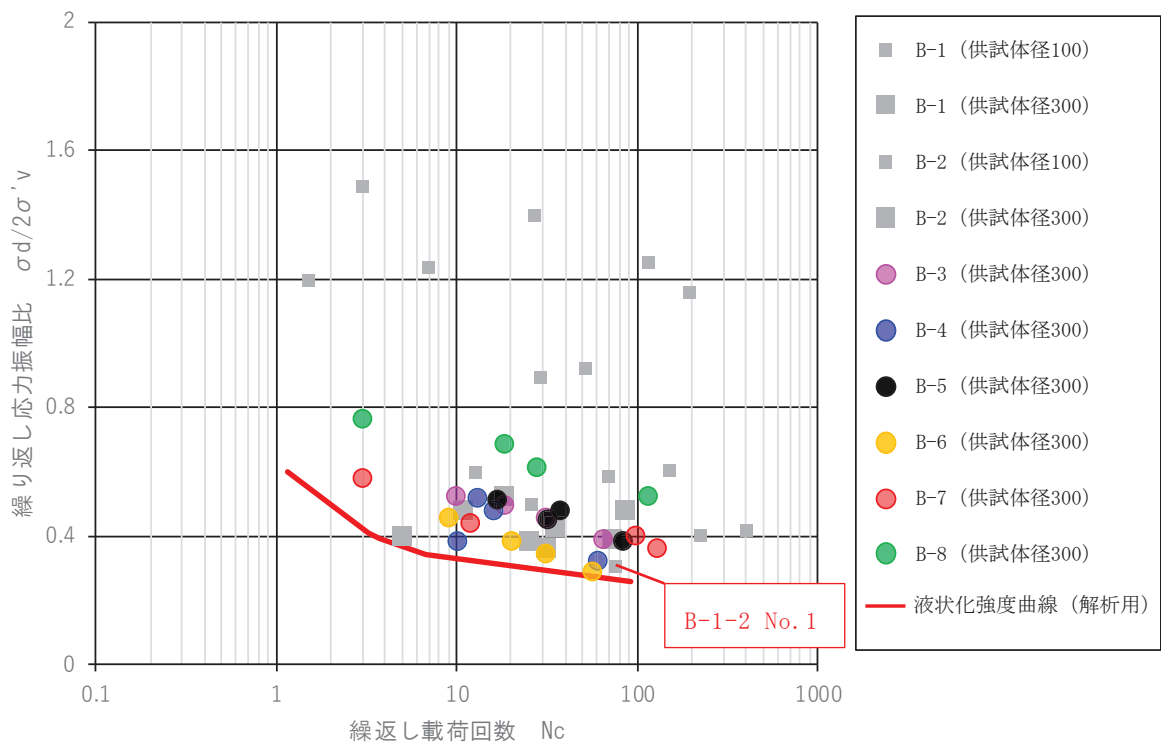


図 2-1 盛土の液状化強度試験結果

表 2-1(1) 液状化強度試験と要素シミュレーションの比較

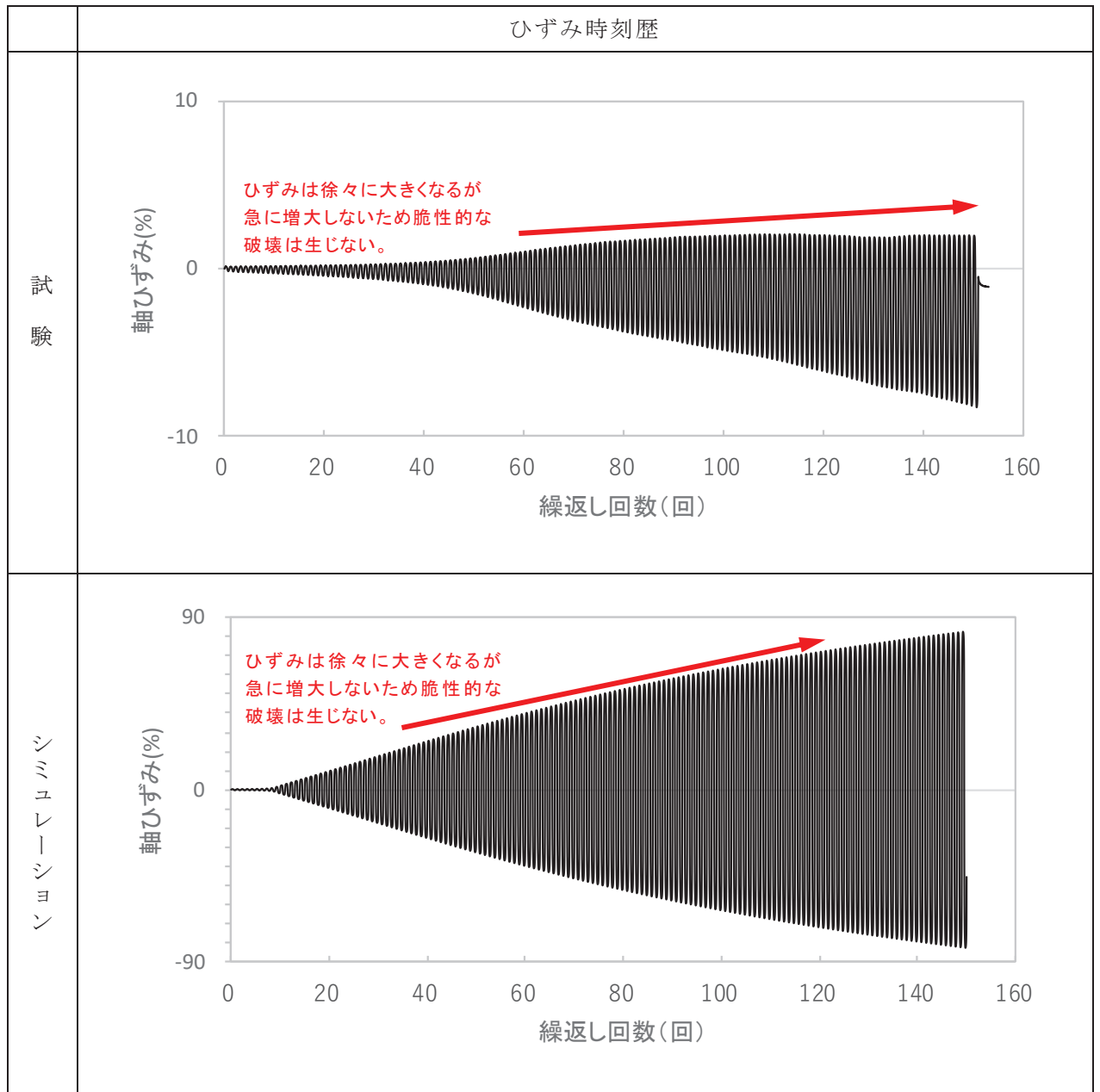


表 2-1(2) 液状化強度試験と要素シミュレーションの比較

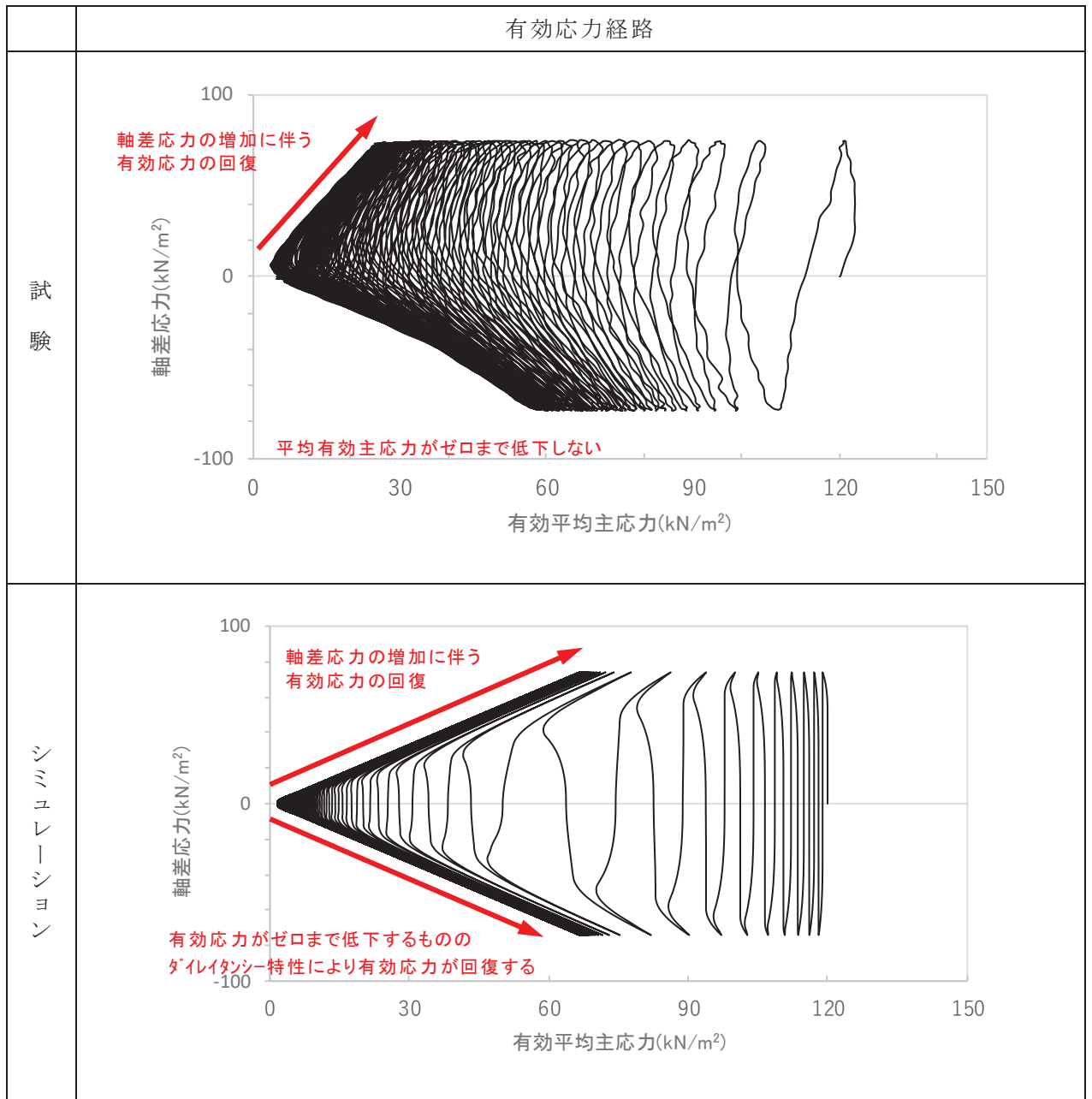
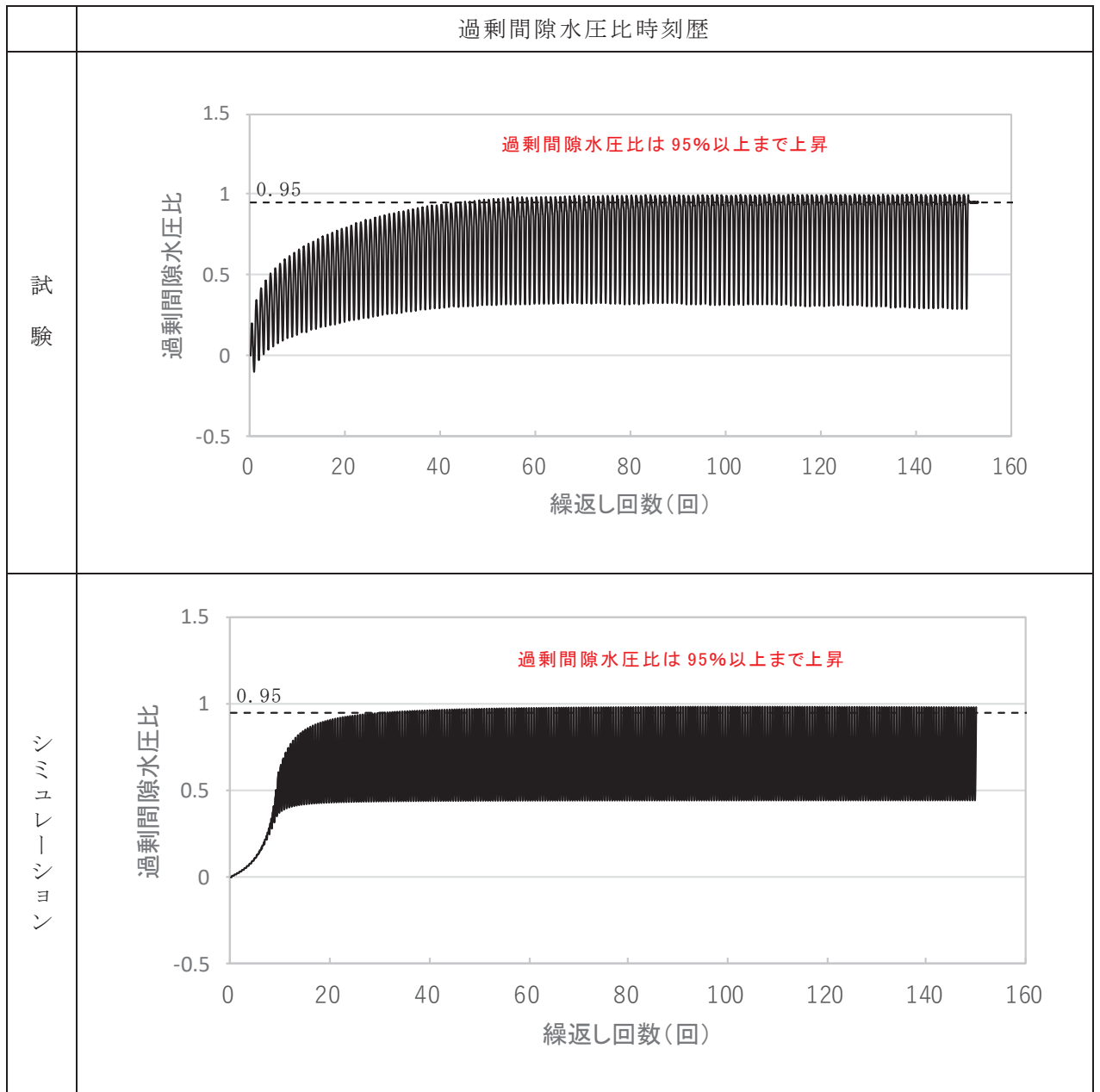


表 2-1(3) 液状化強度試験と要素シミュレーションの比較



3. 有効応力解析による地震応答解析結果

二次元有効応力解析において液状化強度試験の挙動を表現できていることを確認するため、有効応力解析における地震応答解析結果を確認した。

対象断面は、代表断面の中で盛土が比較的広く分布する鋼管式鉛直壁の断面①とした。また、地震動は、継続時間が長く液状化に影響が大きい $S_s - D1$ とした。

断面①のモデルの拡大図と地震応答の抽出点を図 3-1 に示す。なお、抽出点は海側の地下水位以深の盛土の中央位置付近とした。

抽出点におけるひずみの時系列変化及び有効応力経路を図 3-2 に示す。

盛土の基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果を確認した結果、ひずみは徐々に大きくなるが急に増大しないこと、また、平均有効主応力が 0 にならず、軸差応力の増加に伴い有効応力が回復しており、液状化強度試験の挙動を適切に表現できていることを確認した。

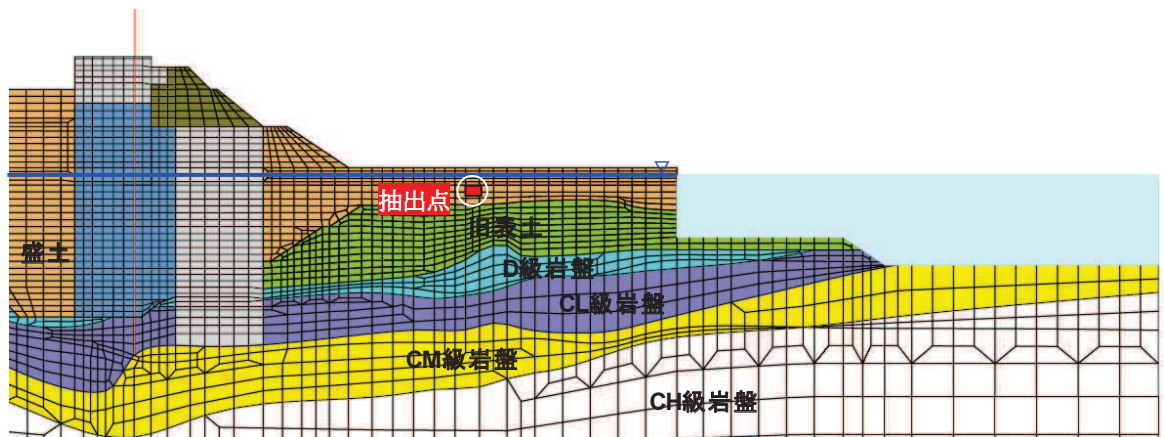


図 3-1 断面①の解析モデル（拡大図）と地震応答の抽出点

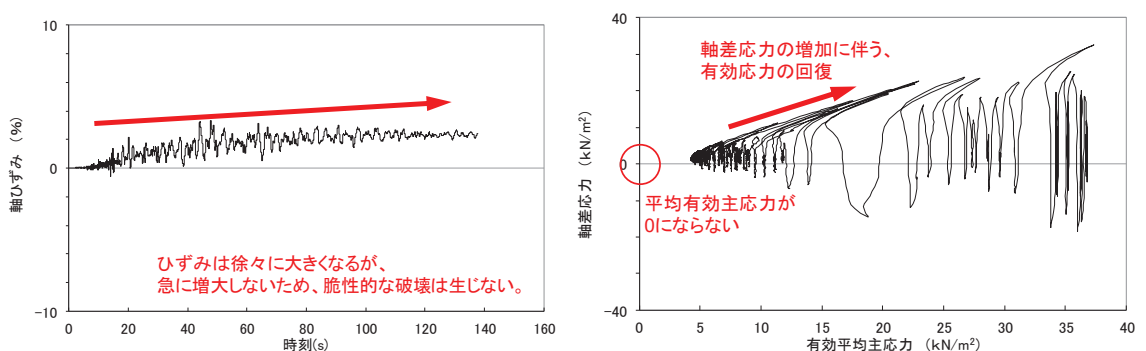


図 3-2 抽出点におけるひずみの時系列変化及び有効応力経路

4. まとめ

2. 及び 3. により，盛土における液状化強度特性の設定は，要素シミュレーションにより繰返し軟化を再現できており，また，二次元有効応力解析においても液状化強度試験の挙動を適切に表現できていることを確認した。

(参考資料 2 2) 建物の地震応答解析に用いる地盤諸定数について

1. 概要

原子炉建屋の地震応答解析に用いる地盤モデル及び物性値の諸定数の設定について説明する。

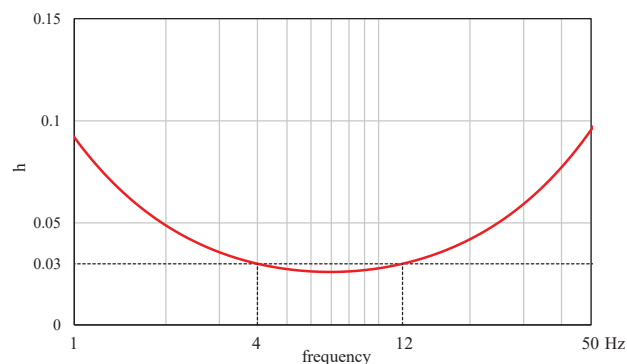
原子炉建屋の地震応答解析に用いる地盤モデルは、原子炉建屋の直下における地盤調査結果及び既往の地震観測記録の分析に基づいて設定する。原子炉建屋の地震応答解析に用いる地盤モデルの地盤物性値を表 1 に示す。表 1 に示す地盤モデルのうち表層地盤 (O.P. +14.8m~O.P. ±0m) には、地盤調査結果に基づき、初期せん断弾性係数 G_0 、 $G/G_0-\gamma$ 曲線及び $h-\gamma$ 曲線の非線形特性を設定した。

表 1 原子炉建屋の地震応答解析に用いる地盤モデルの地盤物性値

	地層レベル O.P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数* ² h(%)
表層地盤	+14.80	18.6	*1	3* ³
	±0.00	23.3	900* ⁴	3
底面地盤	-14.10	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

注記*1：O.P. +14.8m~O.P. ±0m は、上載圧依存を考慮してせん断波速度と相関のある初期せん断弾性係数 G_0 を設定する。また、ひずみ依存による非線形特性を考慮する。地盤の応答解析においては 10 層に分割する。

注記*2：レーリー減衰 (4Hz, 12Hz)



注記*3：ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

注記*4：PS 検層結果と観測記録の分析より設定

2. 原子炉建屋の炉心ボーリングの PS 検層および密度検層結果

原子炉建屋の地震応答解析に用いる地盤モデルは，原子炉建屋の直下における地盤調査結果及び既往の地震観測記録の分析に基づいて設定する。ここでは，地盤調査結果として原子炉建屋の炉心ボーリングの PS 検層及び密度検層を実施した位置を図 1 に，PS 検層結果を図 2 に示す。また，速度層が変化する深さで各検層結果を平均した結果を表 1 に示す。

PS 検層結果では，O.P. -14.1m～O.P. ±0m 付近までの表層地盤のせん断波速度 V_s はおよそ 500～1000m/s に分布しており，平均は 740m/s であった。

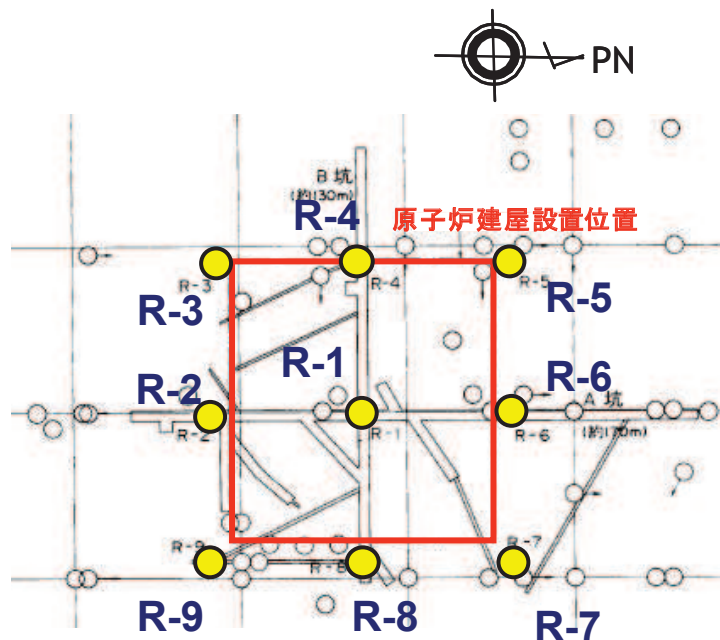


図 1 地盤調査位置

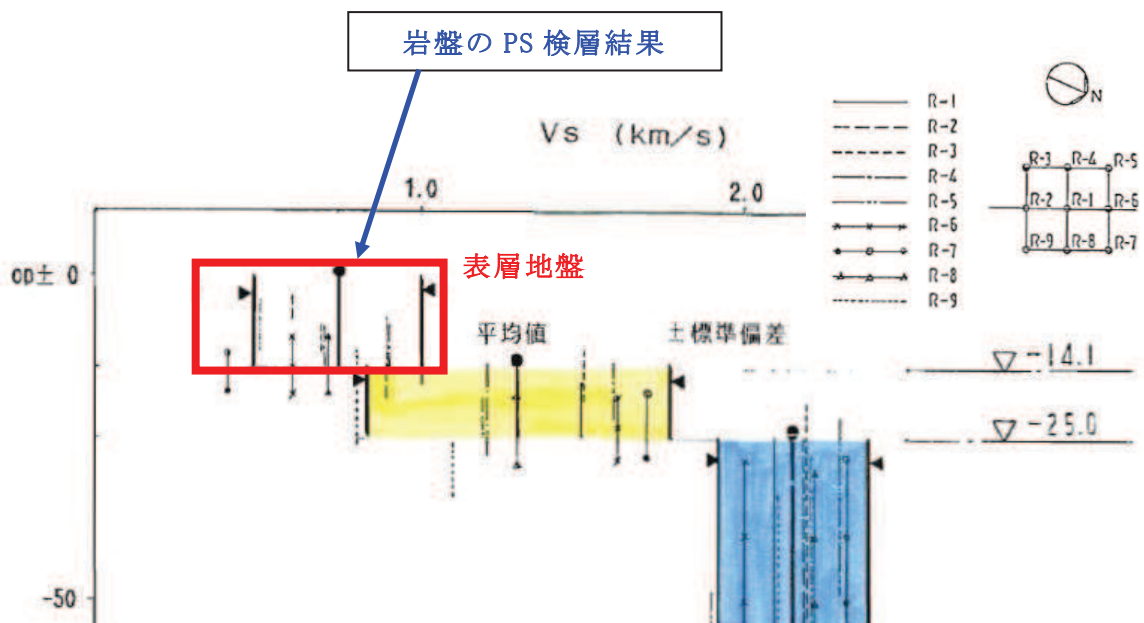


図 2 原子炉建屋位置の PS 検層結果

表 1 PS 検層および密度検層結果

	地層レベル O. P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)
表層地盤	+14.80	23.3	740
底面地盤	-14.10	23.8	1300
	-25.00	24.6	2150
	-80.00	25.0	2440
	-200.0	25.0	2440

(参考資料 2 3) MMR のせん断強度について

1. 概要

MMR のせん断強度については、文献（コンクリート標準示方書（ダムコンクリート編，2013 年制定））及び室内試験に基づいて、圧縮強度の 1/5 として設定したものである。ここでは、設定したせん断強度の妥当性について説明する。

2. 文献による記載と適用性

コンクリート標準示方書（ダムコンクリート編，2013 年制定）には以下の記載がある。

『ダムコンクリートのせん断強度は、ダムコンクリートが等方体と考えられる場合には、設計計算上必要なパラメータとならないが、水平打継目におけるせん断摩擦安全率を検討する場合には、水平打継目のせん断強度が必要となる。水平打継目のせん断強度は打継目処理の方法によって大きく変化するが、丁寧な打継目処理を施した場合、水平打継目のせん断強度はダムコンクリート自身のせん断強度とほぼ等しい値を示す。この値はダムコンクリートの圧縮強度のおよそ 1/5 である。』

ここで、ダムコンクリート編において取り扱うコンクリートは、発生する応力が曲げ主体ではなく、地盤のようにせん断で抵抗する形状のコンクリートである。せん断強度を圧縮強度の 1/5 として設定するコンクリートは、防潮堤の背面補強工及び置換コンクリート、取放水路流路縮小工並びに MMR であり、図 2-1 に示すように同様の形状のコンクリートであり、打継処理の管理をした上で施工することから、この記載を適用することは妥当であると考えられる。

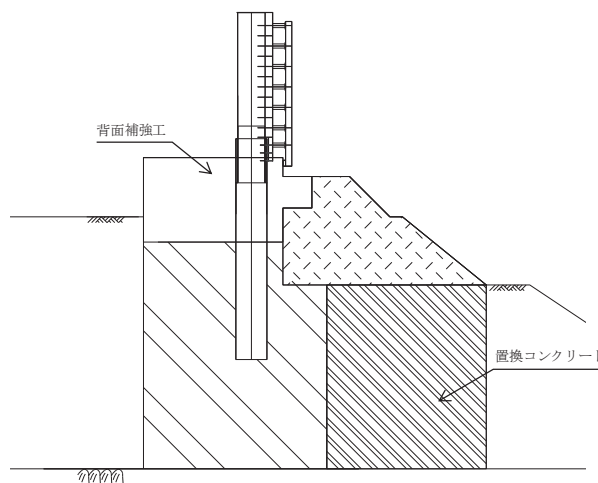


図 2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部 断面図

3. 室内試験

女川原子力発電所の安全対策工事で使用するコンクリート材料を用いて、一軸圧縮強度試験及び一面せん断試験を実施し、圧縮強度とせん断強度の比を確認した。

3.1 コンクリートの配合

試験に使用したコンクリートは、表 3-1 に示す配合を用いた。この配合は、防潮堤の背面補強工において用いているものである。

表 3-1 試験に使用したコンクリートの配合

配合	セメント種類	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				
				水	セメント	細骨材		粗骨材
				W	C	S1	S2	G
30-12-20FB	フライアッシュ セメント B 種	50.0	44.6	160	320	318	478	1030

3.2 供試体の作製

供試体は、100 mm×100 mm×100 mmの立方体とし、打ち込みの翌日に脱型した後、ただちに 20℃標準水槽で水中養生を行った。

試験は、材齢 28 日で実施した。

3.3 一面せん断試験の方法

試験は、図 3-1 に示すように供試体をせん断試験治具とテフロンシートを介して載荷盤にセットして実施した。載荷は 300t 圧縮試験機により行い、供試体破壊時の最大荷重を測定した。試験ケースについては、せん断面の傾きを 15° と 30° とした試験をそれぞれ 6 体ずつの供試体について実施した。

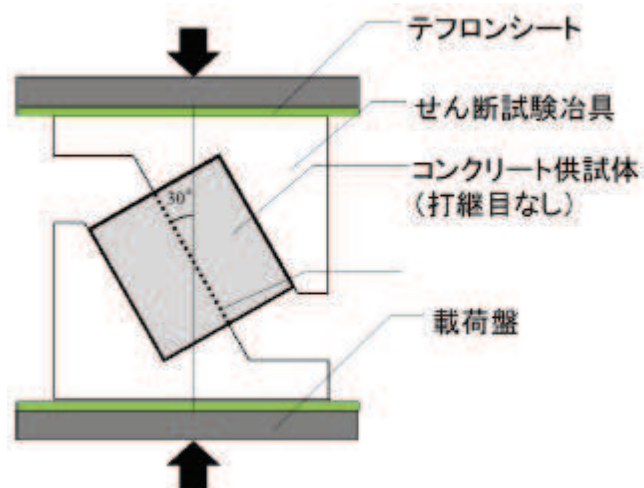


図 3-1 一面せん断試験の概要 (せん断面の傾きを 30° とした場合)

3.4 試験結果

破壊時のせん断面への垂直応力及びせん断応力は次式であらわされる。

$$\sigma = P / A \cdot \sin \theta \times 1000$$

$$\tau = P / A \cdot \cos \theta \times 1000$$

ここに、

P : 破壊時の荷重 (kN)

A : せん断面の面積 (mm²)

θ : せん断面の傾き (°)

この関係式を用いて整理した結果を表 3-2 に示す。

表 3-2 一面せん断試験結果

せん断面 角度 (θ)	供試体 番号	断面積 (A) (mm ²)	破壊時の 荷重 (P) (kN)	垂直応力 (σ) (N/mm ²)	垂直応力 平均値 (N/mm ²)	せん断 応力 (τ) (N/mm ²)	せん断 応力 平均値 (N/mm ²)
15°	1	10017	126	3.22	3.28	12.03	12.26
	2	10107	114	2.92		10.89	
	3	10078	120	3.08		11.50	
	4	10076	138	3.54		13.23	
	5	10014	145	3.75		13.99	
	6	10048	124	3.19		11.92	
30°	7	10071	221	10.97	10.99	19.00	19.04
	8	10059	225	11.18		19.37	
	9	10073	232	11.52		19.95	
	10	10073	209	10.37		17.97	
	11	10047	219	10.90		18.88	
	12	10045	221	11.00		19.05	

3.5 圧縮強度とせん断強度の比

(1) 純せん断強度

本試験結果から、次式に示す Mohr-Coulomb の破壊基準により、垂直応力が 0 のときのせん断強度、すなわち純せん断強度を算出する。

$$\tau = f \cdot \sigma + \tau_0$$

ここに、

f : 摩擦係数

τ_0 : 純せん断強度

この関係式を用いて整理した結果を表 3-3 及び図 3-2 に示す。

表 3-3 せん断応力と垂直応力の関係及び純せん断強度

	摩擦係数 (f)	純せん断強度 (τ_0) (N/mm ²)
平均値による関係	0.88	9.37
最低値による関係 (参考)	0.95	8.12

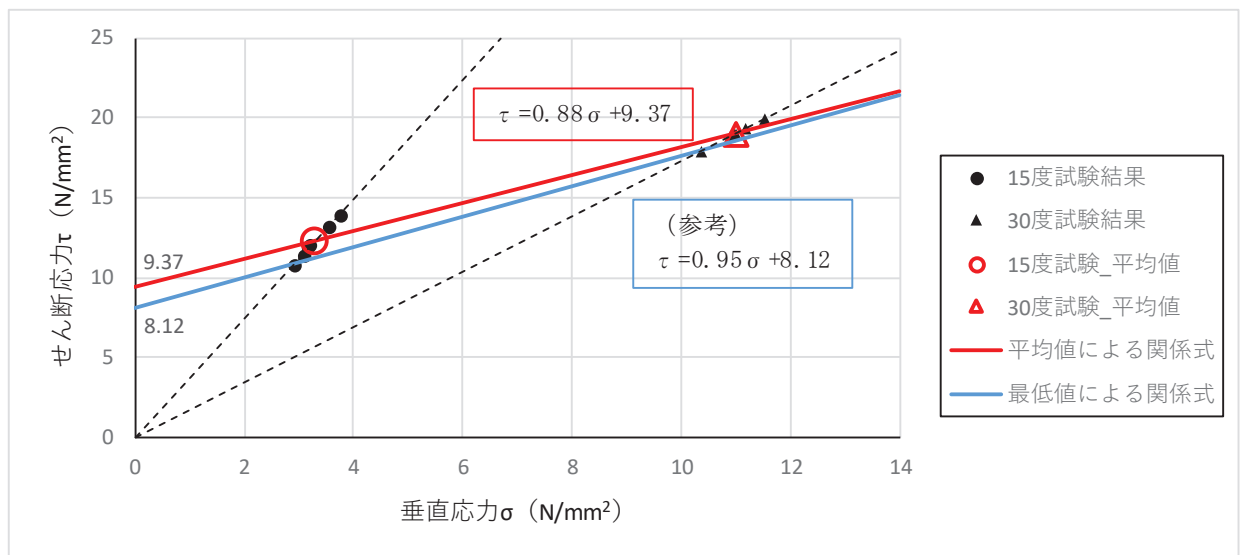


図 3-2 せん断応力と垂直応力の関係

(2) 圧縮強度とせん断強度の比

一面せん断試験に使用したコンクリートと同配合，同材齢（28 日）の試料を用いて，3 供試体で一軸圧縮強度試験を実施した。

一軸圧縮強度試験の結果及び圧縮強度と(1)で求めた純せん断強度の比を表 3-4 に示す。

純せん断強度の圧縮強度との比は 0.265 であり，圧縮強度の 1/5 以上であることを試験により確認できた。

なお，試験値の最低値から求めた場合でも比は 0.230 であり，圧縮強度の 1/5 以上である。

表 3-4 圧縮強度及び圧縮強度と純せん断強度の比

圧縮強度 (σ_{28}) (N/mm ²)		純せん断強度 (τ_0) (N/mm ²)	圧縮強度との比
試験値	平均値		
35.5	35.3	9.37	0.265
34.8			
35.5			
(参考) 最低値から求めた純せん断強度		(8.12)	(0.230)

(3) 文献による圧縮強度とせん断強度の比

(2)までで，コンクリートの圧縮強度とせん断強度の比について設計基準強度 30N/mm² のコンクリートを使用した試験を実施し，せん断強度は圧縮強度の 1/5 以上であることを確認している。

また，ダムおよび他の大型構造物に用いるマスコンクリート（その2）（コンクリートジャーナル，1971）では，表 3-5 に示すとおり，コンクリートのせん断強度と圧縮強度の関係性について，圧縮強度が 123.02kg/cm² (12.06N/mm²) ～ 597.55kg/cm² (58.60N/mm²) の範囲において，試験により求めており，その結果，せん断強度は，コンクリートの圧縮強度の値によらず，コンクリートの圧縮強度のおおむね 0.20～0.23 倍程度であることが示されている。

表 3-5 コンクリートの圧縮強度とせん断強度の関係性

ダム名	材令 (日)	W/C	圧縮強度 (C)	せん断強度 (S)	tan φ	S/C
			kg/cm ²	kg/cm ²		
Grand Coulee	28	0.52	369.08	82.25	0.90	0.223
	28	0.58	318.46	71.71	0.89	0.225
	28	0.64	267.84	58.35	0.92	0.218
	90	0.58	333.93	71.00	0.97	0.212
	112	0.58	345.88	68.89	1.05	0.199
Hungry Horse	365	0.58	597.55	132.16	0.91	0.221
	104	0.55†	158.18	35.15	0.90	0.222
	140	0.55†	213.71	47.80	0.89	0.224
Monticello	622	0.60†	123.02	28.12	0.86	0.229
	28	0.62†	196.84	42.88	0.93	0.218
Shasta	40	0.62†	289.64	66.78	0.85	0.231
	28	0.50	403.52	80.14	1.05	0.199
Shasta	28	0.60	345.88	74.52	0.95	0.215
	90	0.50	383.14	76.63	1.05	0.200
	90	0.50	463.28	95.61	1.01	0.206
	90	0.60	351.50	73.11	1.00	0.208
	245	0.50	430.24	86.47	1.04	0.201

注) * φ15×h30 cm の供試体で骨材最大寸法は 40 mm

† W/C+P

3.6 試験結果の適用性

女川原子力発電所第2号機においては、表 3-6 に示すとおり、設計基準強度が 15.6N/mm²～50N/mm² の範囲のコンクリートに対して、せん断強度を設定することとしているが、3.5 に示したとおり、123.02kg/cm² (12.06N/mm²) ～597.55kg/cm² (58.60N/mm²) の範囲において、コンクリートのせん断強度は圧縮強度のおおむね 0.20～0.23 倍程度であることが確認されている。

以上のことから、女川原子力発電所第2号機における設計基準強度 30N/mm² 以外のコンクリートにおいても、コンクリートのせん断強度を圧縮強度の 1/5 として設定することは妥当であると言える。

表 3-6 構造物と設計基準強度

構造物	設計基準強度 (N/mm ²)
置換コンクリート (防潮堤)	30
背面補強工 (防潮堤)	30
流路縮小工	50
MMR (既設)	15.6
MMR (新設)	21

(参考資料 2 4) 盛土の物性値における礫分の影響について

1. 概要

盛土は岩盤を掘削した岩砕を用いて造成されており、最大粒径 300 mm で調整して施工している。

そのため、各物性値の設定の根拠となる三軸圧縮試験や繰返し三軸試験等の結果に対して、最大粒径 300mm の礫分の影響について整理し、各物性値の設定の妥当性を検討した。

2. 盛土の粒度分布

盛土の粒度分布について、図 2-1 のように区分したエリア別の粒形加積曲線を図 2-2 に示す。

盛土は岩盤を掘削した材料 (300mm 以下の岩砕) を用いていることから、この粒径加積曲線は JGS 「石分を多く含む地盤材料の粒度試験方法」に基づき実施した現場粒度試験によるものである。

この結果から、エリア毎の若干のばらつきは見られるものの、全体的に礫を主体としており、エリアごとの有意な違いは見られていない。

また、礫分も含まれるものの全体としてはなだらかな曲線となっており、均等係数が大きく粒度が良い (締固めがしやすい) 性質であると言える。

盛土の室内試験は 63.5 mm 又は 51 mm 以下の粒度のものを用いており、盛土の粒度の大半を占めている。

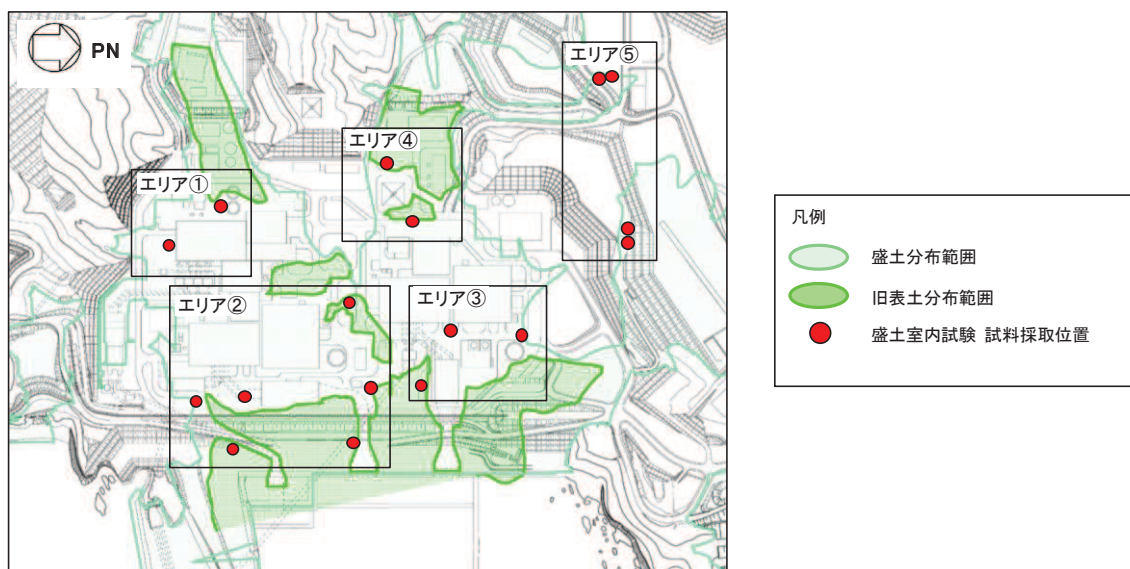


図 2-1 盛土のエリア分類

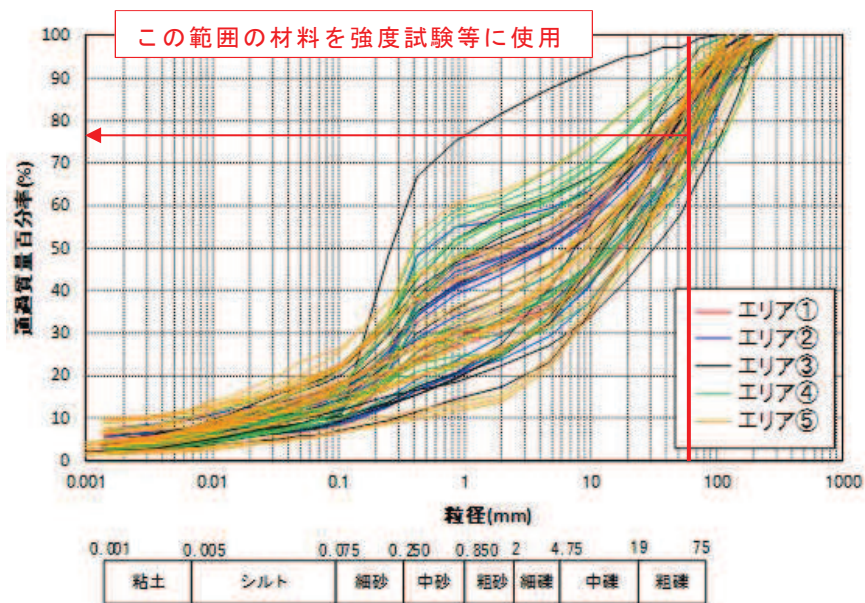


図 2-2 盛土の粒径加積曲線

3. 各物性値設定の根拠

(1) 三軸圧縮試験

【用途】

- 強度特性及び静的変形特性の設定に使用。

【試験方法】

- 大型三軸試験（ ϕ 300 mm）を実施。
- 試料の最大粒径は、供試体の約 1/5 である 63.5 mm としたせん頭粒度で粒度調整した。
- 供試体の密度は、大型三軸試験と同様の最大粒径 63.5mm とした大型突き固め試験で得られた密度から設定した。

【礫分の影響に対する考え】

- 図 2-2 に示すとおり、現場粒度から省いた礫分の比率はそれほど大きくないため、強度及び静的変形特性に与える影響は大きくないと判断した。また、供試体の密度は試験に用いたものと同様の最大粒径 63.5mm とした突き固め試験により設定したものであり、妥当と判断した。

(2) 繰返し三軸試験

【用途】

- 動的変形特性の設定に使用。

【試験方法】

- 大型繰返し三軸試験（ $\phi 300$ mm）を実施。
- 試料の最大粒径は，供試体の約 1/5 である 63.5 mmとしたせん頭粒度で粒度調整した。
- 供試体の密度は，大型三軸試験と同様の最大粒径 63.5mm とした大型突き固め試験で得られた密度から設定した。

【大径岩砕の影響に対する考え】

- 図 2-2 に示すとおり，現場粒度から省いた礫分の比率はそれほど大きくないため，強度及び静的変形特性に与える影響は大きくないと判断した。また，供試体の密度は試験に用いたものと同様の最大粒径 63.5mm とした突き固め試験により設定したものであり，妥当と判断した。

(3) 液状化強度試験（繰返し三軸試験）

【用途】

- 液状化強度特性の設定に使用。

【試験方法】

- 浅部については大型繰返し三軸試験（ $\phi 300$ mm）を実施。深部についてはボーリングコアを使用するため，繰返し三軸試験（ $\phi 100$ mm）を実施。
- 乱さない試料を基本として試験を実施したため，礫分が混入した試験体もあれば，礫分があまり混入していない試験体も存在する。

【礫分の影響に対する考え】

- 礫の影響について，図 3-1 に示すとおり， $\phi 100$ mmの試験結果はばらつきが大きい。一方， $\phi 300$ mmの試験結果はばらつきが小さくなっている。一般に，供試体に礫が多く入った方が液状化強度は大きく測定されるが，供試体が小さい方（ $\phi 100$ mm）に礫が多く入った場合，供試体に礫の占める比率が大きくなりやすく液状化強度に与える影響が大きくなる。一方，供試体が大きい場合（ $\phi 300$ mm）に礫が多めに入ったとしても供試体に礫の占める比率に与える影響は供試体小さい場合（ $\phi 100$ mm）に比べて小さいため，礫の入り方のばらつきによる影響が $\phi 300$ mmの試験では小さいと考えられる。これらを踏まえて試験結果の下限値と同等になるように液状化強度特性を設定していることから，強度特性の設定は妥当と判断した。

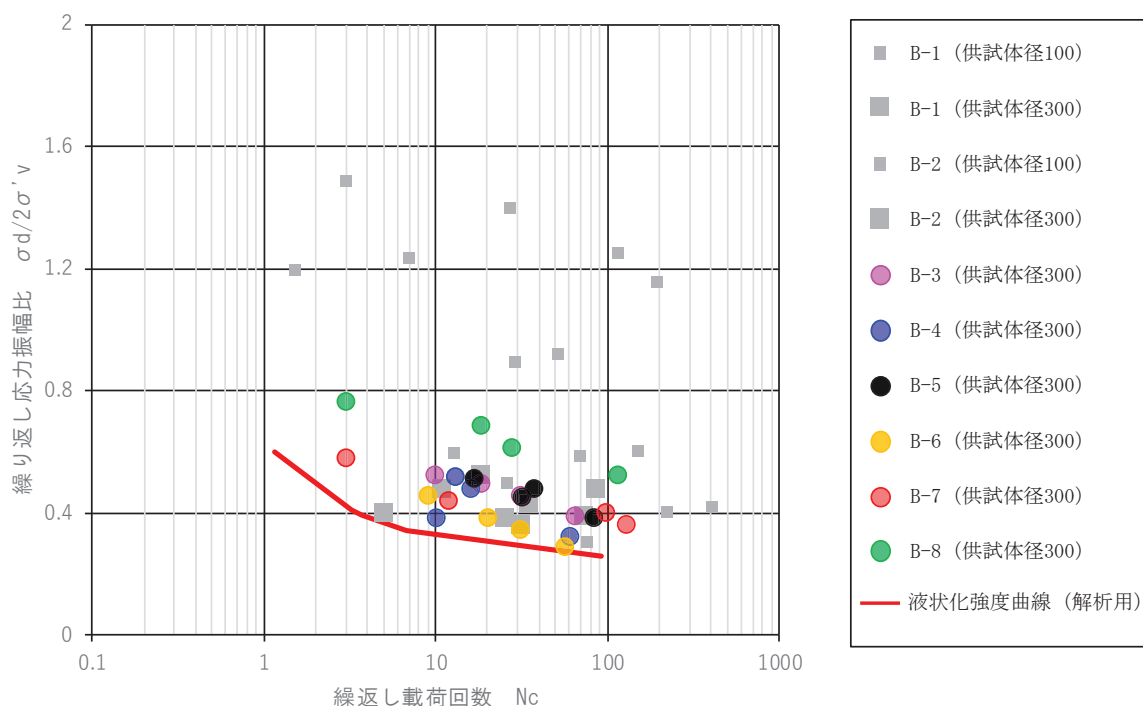


図 3-1 盛土の液状化強度試験結果と解析用液状化強度特性

(4) 透水係数

【設定方法】

- 粒度試験結果における D20（20%粒径）により推定するクレーガーらの方法を適用して設定。

【粒度試験の試験方法】

- 礫分を含む現場粒度。

【礫分の影響に対する考え】

- 現場粒度により算定しており，礫分の影響は考慮済み。
- 原位置透水試験により妥当性を確認（詳細は参考資料 4 に示す）。

(5) 相対密度

【用途】

- Ishihara ほかの方法による地震時の盛土沈下量の算出に使用。

【試験方法】

- JGS1612（水置換法による土の密度試験方法）で測定した盛土の現場密度と JGS0162（礫の最小密度・最大密度試験方法）から求めた盛土の最小・最大密度から相対密度を算出（図 3-2）。
- 現場密度試験における水置換孔の掘削径は $\phi 300$ mm と $\phi 1000$ mm で，100 mm 以上の礫分を含む試験もある。

- 最小密度・最大密度試験は JGS0162 に準拠しており、試料の最大粒径を 53 mm としたせん頭粒度で粒度調整。

【礫分の影響に対する考え】

- 100 mm以上の礫分を含む試験結果と含まない試験結果で相対密度に大きな違いは無く、設定値は妥当と判断。
- 最小密度・最大密度試験において、53 mmを超える礫分については除外しているが、図 3-3 に示すとおり、試験供試体の粒度分布は 53 mmを超える礫分を除外しているため現場粒度に比べてやや左方に移動しているものの、粒度分布の傾きに大きな違いはなく、影響は大きくないと判断した。また、図 3-3 に示す試験供試体の粒度分布の中にもばらつきはあるものの、表 3-1 に示すとおり、最小密度及び最大密度は大きな違いはなく、影響は大きくないと判断した。

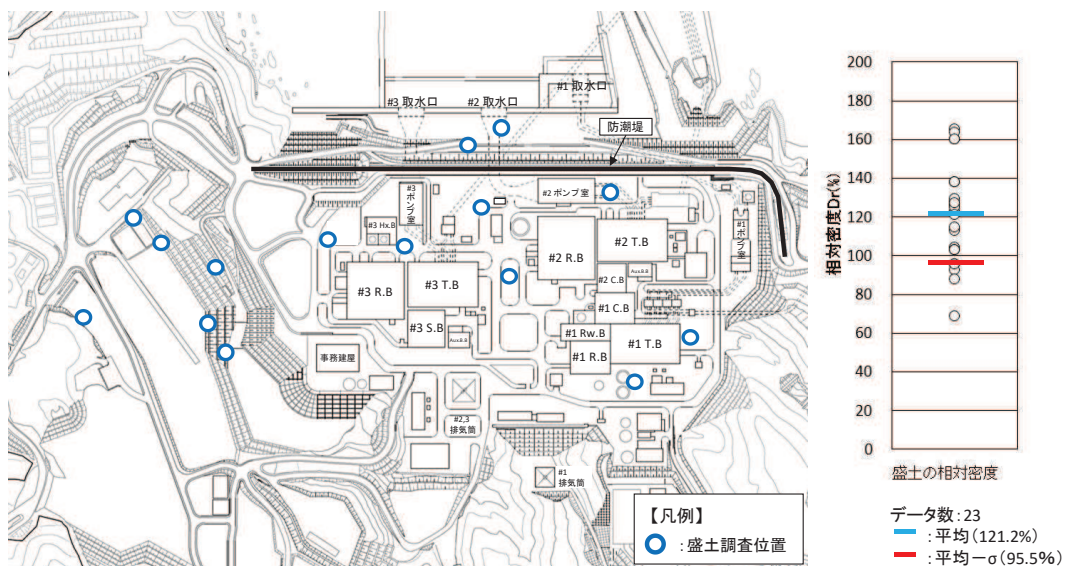


図 3-2 盛土の相対密度調査位置図及び調査結果

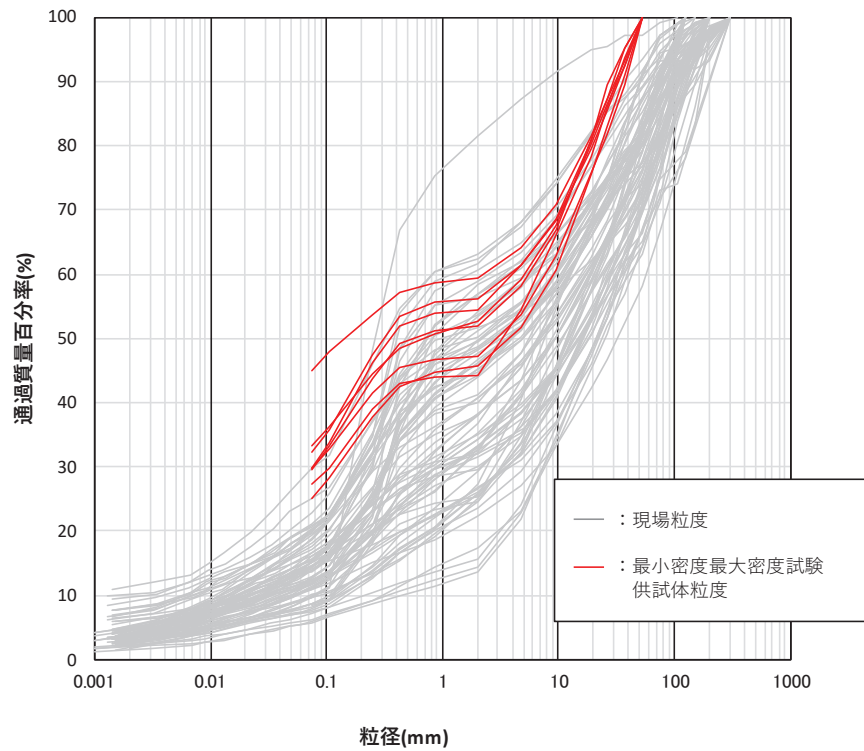


図 3-3 盛土の粒径加積曲線
(現場粒度と試験試料粒度の比較)

表 3-1 最小密度・最大密度試験結果

No.	最小密度 (g/cm^3)	最大密度 (g/cm^3)
1	1.522	1.874
2	1.505	1.867
3	1.516	1.874
4	1.516	1.870
5	1.540	1.912
6	1.518	1.886
7	1.521	1.892
8	1.478	1.872
平均値	1.515	1.881
標準偏差	0.018	0.015
変動係数	0.012	0.008

(6)まとめ

各物性値の設定の根拠となる三軸圧縮試験や繰返し三軸試験の結果に対して、最大粒径 300mm の礫の取り扱いについて表 3-2 のとおり整理した。

最大粒径 300mm の礫の影響については適切に考慮していることから、各物性値の設定は妥当であると考ええる。

表 3-2 最大粒径 300mm の礫の影響

	最大粒径 300mm の礫の影響	備考
三軸圧縮試験	考慮しない	強度及び静的変形特性への影響は大きくない。
繰返し三軸試験	考慮しない	動的変形特性への影響は大きくない。
液状化強度試験	考慮する	φ 300 mm の試験結果はばらつきが小さい。
透水係数	考慮する	原位置透水試験より妥当性を確認。
相対密度	考慮する	試験結果から礫の有無による違いはあまりない。
(参考)粒度分布	考慮する	特性確認のため、最大粒径に合わせる必要あり。

【参考文献】

(1) 砂礫盛土材の締固め特性および変形・強度特性に及ぼす粒度特性の影響

(上本ほか, 地盤工学ジャーナル Vol.6, No.2, 181-190, 2011)

- (概要) 砂れき盛土材等について, 原粒度並びにせん頭粒度, 相似粒度及び礫粒度補正の3通りの方法で粒度調整した試料を用いた三軸圧縮試験を実施し, 締固め特性及びせん断時の変形・強度特性に及ぼす粒度特性の影響を確認したもの。
- 角レキとして用いた試料は表1に示すとおりである。

表1 試料の物理特性 (甲山)

試料	甲山試料(角礫)			
土粒子密度・母岩・形状	$\rho_s = 2.629\text{g/cm}^3$ 形状: 花崗岩・角レキ			
粒度	原粒度(現場)	せん頭	相似	礫補正
最大粒径 D_{max} (mm)	75(300)	19.0	19.0	19.0
平均粒径 D_{50} (mm)	7.2(17.3)	4.1	1.3	9.2
均等係数 U	83.7(75.9)	19.3	75.9	22.4

- 試験条件は表2に示すとおりであり, 最大粒径は供試体直径の約1/5になるようにされている。

表2 試験条件 (甲山試料)

供試体サイズ	$\phi 100\text{mm} \times h 200\text{mm}$	$\phi 300\text{mm} \times h 600\text{mm}$
粒度調整法	せん頭粒度, 相似粒度, 礫粒度補正	原粒度
目標締固め度(%)	85, 90, 95, 100	
有効拘束圧(kPa)	50, 100, 150	50, 100, 200

- 図 1 は実験結果から締固め度と内部摩擦角の関係を示したものである。締固め度が同じ供試体を比較すると、せん頭粒度を試験粒度とした三軸圧縮試験から求まる強度定数が原粒度の結果に近いといえるとしている。また、せん頭粒度試料では、礫の含有割合が相対的に小さくなるため、粒子径効果により原粒度試料の強度定数を若干過少評価しているが粒度調整試料の中では最も原粒度に近い結果を示しているとしている。

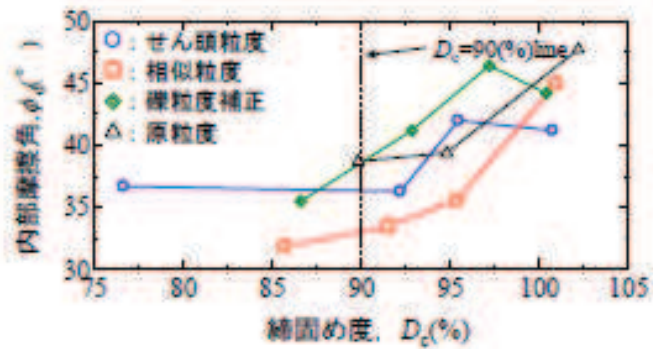
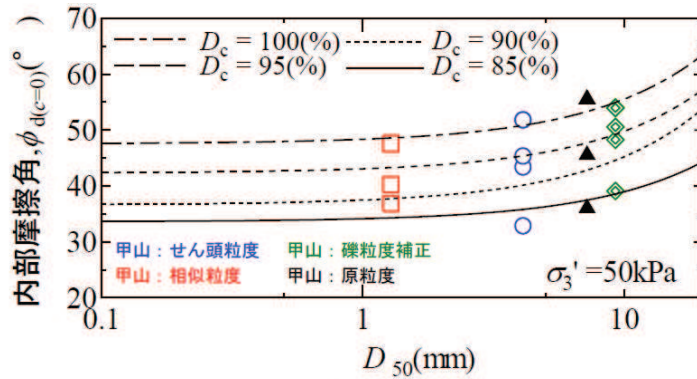
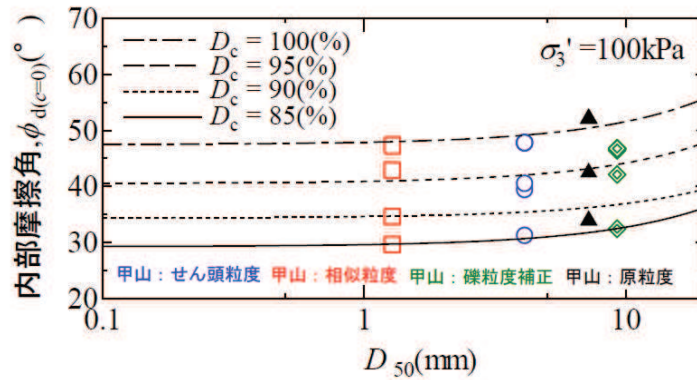


図 1 締固め度と内部摩擦角の関係

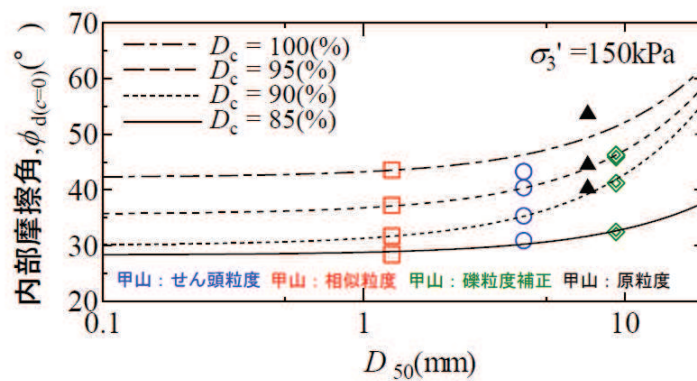
- 図 2 は平均粒径 (D_{50}) と内部摩擦角 ($\phi_{d(c=0)}$) の関係を示したものである。
 $\phi_{d(c=0)} \sim D_{50}$ 関係は締固め度に依存すると同時に、平均粒径が大きくなるにつれ
 $\phi_{d(c=0)}$ が大きくなることが示されている。



a) $\sigma_3' = 50 \text{ (kPa)}$



b) $\sigma_3' = 100 \text{ (kPa)}$



c) $\sigma_3' = 150 \text{ (kPa)}$

図 2 平均粒径 (D_{50}) と内部摩擦角の関係

(2)粗粒材料の現場締固め（土質工学会，1990）

- せん断試験結果を見ると，最大粒径が大きい方が強度，変形特性とも優れるとする報告例がある（図3，4）。ただし，これは供試体を同一締固めエネルギーで作製して比較したものであり，密度はそれぞれの粒度で異なっている。したがって，一概に最大粒径の大きい方がせん断特性が優れるとはいえないが，せん断頭粒度では室内と現場とを締固めエネルギーで対応させるという考え方に立てば，これらの結果は現場に十分適用可能であるとしている。なお，対象としている粗粒材料及び女川の盛土については，砂質土同様その締まり具合により強さが決まり，内部摩擦角が支配的であり粘着力の影響は小さいと考えられる。

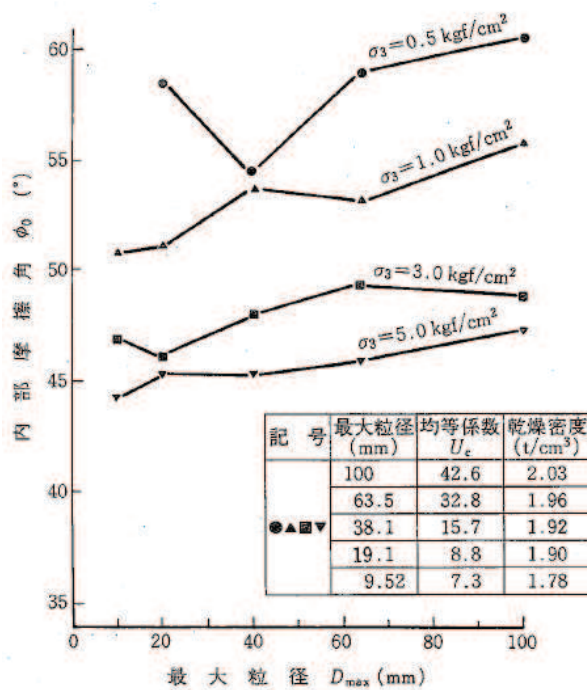


図3 せん断頭粒度による内部摩擦角と最大粒径の関係（高瀬ダムの例）

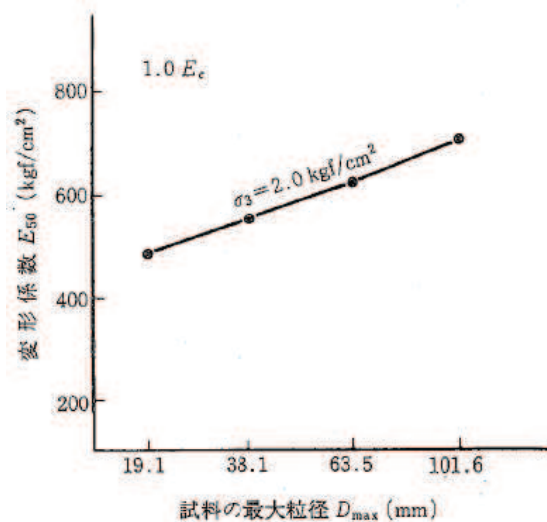


図4 せん断頭粒度による変形係数と最大粒径の関係（天山ダムの例）

(3) 粒度調整の方法について

a. せん頭粒度

室内試験粒度における最大粒径以上の材料を原粒度から取り除いた粒度であり、
図5にその例を示す。

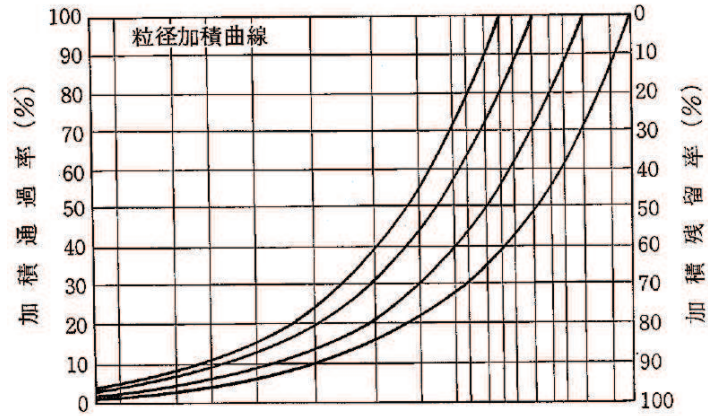


図5 せん頭粒度の例*

注記 * : 粗粒材料の現場締固め (地盤工学会)

b. 相似粒度

実施工の状態を想定して定めた粒度を基本として、これと片対数上 (粒度曲線
図上) で相似形となるように人為的に作成した粒度であり、図6にその例を示す。

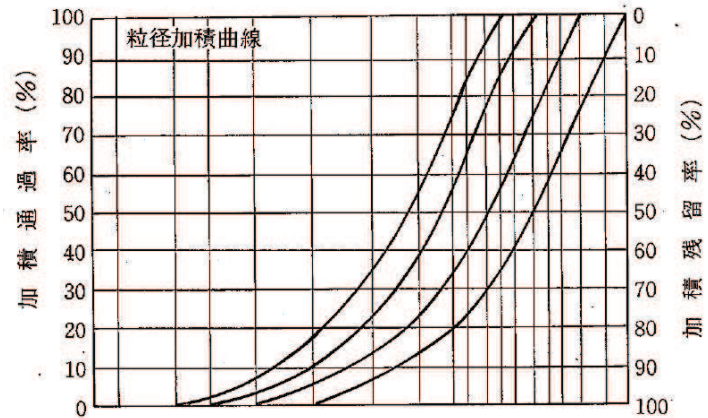


図6 相似粒度の例*

注記 * : 粗粒材料の現場締固め (地盤工学会)

c. 礫粒度補正 (置換粒度)

除去される礫分を室内試験粒度における最大粒径以下の粗粒分で置換する方法。

d. 女川の盛土における粒度調整

女川の盛土においては、粒度調整の容易さ及び除去する礫の比率が図 2-2 に示すようにそれほど大きくないことを踏まえ、せん頭粒度による粒度調整を行っている。

(4) その他

- 岩砕を含む盛土材について、粒度調整を行った試料によって室内試験に基づいて解析用物性値を設定することはフィルダムを始めとする多くの構造物の設計で実績がある。

(参考資料 2 5) 基準地震動 S s に対する液状化強度試験の妥当性確認

1. 概要

敷地で採取された試料を用いて実施した液状化強度試験結果が基準地震動 S s 相当の地盤状態（繰返し回数）の評価に対して適用可能であることを確認するため、累積損傷度理論（吉見（1991））を適用し、不規則波である基準地震動 S s によって発生する地盤のせん断応力と等価な一定せん断応力及びその繰返し回数を求め、試験結果との比較を実施した。

2. 累積損傷度理論による等価繰返し回数の評価方法について

累積損傷度理論に基づく評価フローを図 2-1、累積損傷度理論による等価繰返し回数の評価方法を図 2-2 に示す。

3. 一次元地震応答解析実施位置

基準地震動 S s の一次元地震応答解析を実施する位置については、液状化影響を考慮する施設である防潮堤近傍から選定する。選定に当たっては、拘束圧が大きい O.P.+14m 盤と拘束圧が小さい O.P.+2.5m 盤から盛土の厚さ、旧表土の厚さの大小を考慮して 8 点を選定した。

選定した一次元地震応答解析実施位置を図 3-1 に示す。拘束圧が大きい O.P.+14m 盤では、①-1～①-4 を選定した。①-1～①-4 は防潮堤汀線方向の断面であり、地盤改良及び背面補強工が設置されることから、盛土・旧表土は現存しないものの、防潮堤敷地側の地質状況を模擬するため、防潮堤施工前の地質状況を反映したものである。①-2 は旧表土が最も厚く、①-3, 4 は盛土・旧表土の厚さが平均的であり、①-1 は盛土のみ分布する位置である。

拘束圧が小さい O.P.+2.5m 盤では、②-1～②-4 を選定した。②-2 は旧表土が厚く分布しており、②-1, 3, 4 は盛土・旧表土の厚さが平均的な位置である。

4. 累積損傷度理論による等価繰返し回数算出結果

選定した位置での地盤モデルを用いて一次元地震応答解析を実施し、各位置における等価一定せん断応力と等価繰返し回数を算出した。算出結果を表 4-1～表 4-2 及び図 4-1～図 4-8 に示す。

なお、液状化強度試験は等方応力状態であり、実地盤（異方応力状態）で算出される応答解析と比較するため、静止土圧係数（ K_0 ：一般値 0.5）を用いて、液状化強度試験から得られるせん断応力を補正した。

$$\tau = R \times (1+2K_0) / 3 \times \sigma_v' = R \times 2/3 \times \sigma_v'$$

R：液状化強度比， σ_v' ：有効土被り圧

評価結果より、等価繰返し回数は、すべての位置において液状化強度試験で実施した繰返し回数の範囲内であることから、今回実施した液状化強度試験が基準地震動 S s 相当の地盤状態の評価に対して適用可能であることを確認した。

なお、拘束圧が大きい O.P. +14m 盤の①-1, 3, 4 の特に盛土においては、ほとんどの基準地震動 S_s で地盤に発生するせん断応力比は、液状化強度試験の繰返し回数の上限值である 200 回に対応するせん断応力比以下となっている。

この程度のせん断応力比はほとんど破壊に寄与しないため、非液状化と判断され、等価繰返し回数の評価対象外であるが、液状化試験はこのせん断応力比を上回るレベルで実施できている。

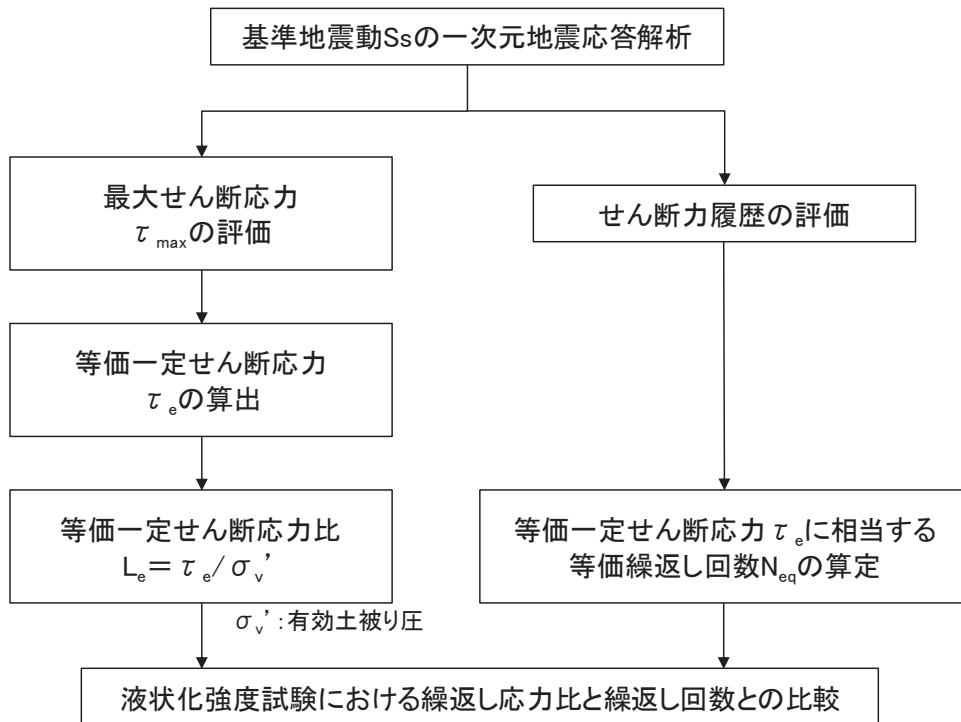


図 2-1 累積損傷度理論に基づく等価繰返し回数の評価フロー

累積損傷度理論に基づく等価繰返し回数の評価方法(吉見(1991) 参考)

- 累積損傷度理論は, 金属の疲労破壊の分野で提案されたものである。
- 繰返し荷重 τ_i が N_i 回作用したことによるのと同等の効果を, 別の応力レベル τ_e によって得るために必要な繰返し回数(等価繰返し回数) N_e は以下のように定義される。

$$N_e = \frac{N_i}{N_{if}} N_{ef}$$

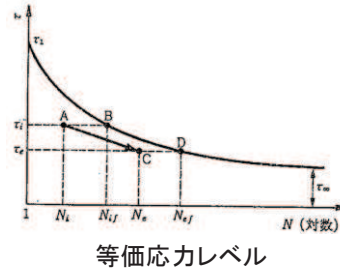
ここに,

N_i : せん断応力 τ_i の繰返し回数

N_{if} : せん断強度 τ_i での繰返し回数

N_e : せん断応力 τ_e の繰返し回数

N_{ef} : τ_e なる等価振幅応力を加えた場合の破壊までの繰返し回数

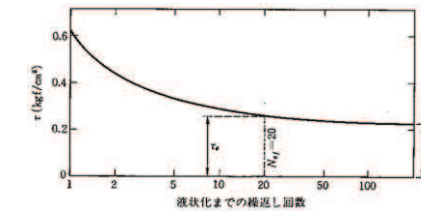
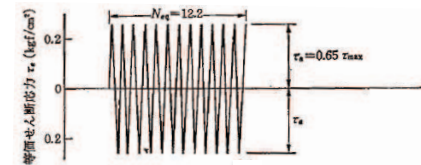
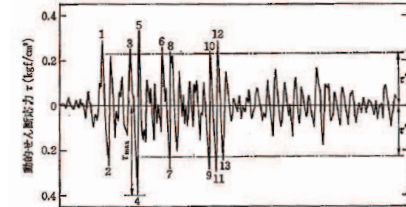


- τ_e は, 不規則波中の最大振幅の65%の値とする。

$$\tau_e = 0.65 \times \tau_{max}$$

- 複数の τ_i を有する不規則波全体を τ_e なる単一応力レベルでの等振幅繰返しせん断波で置き換えるための等価繰返し回数 N_{eq} は, 次式で求められる。

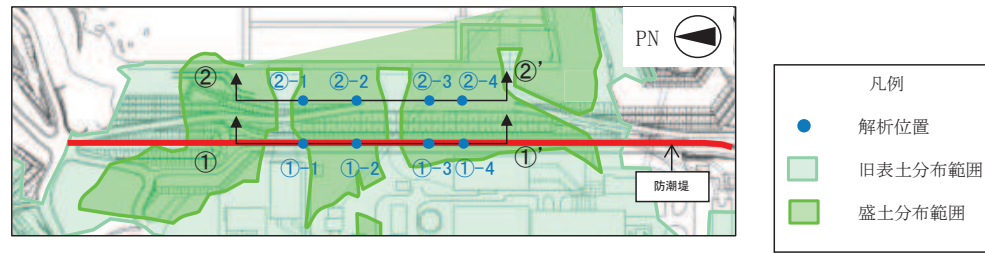
$$N_{eq} = \sum N_e = N_{ef} \sum \frac{N_i}{N_{if}}$$



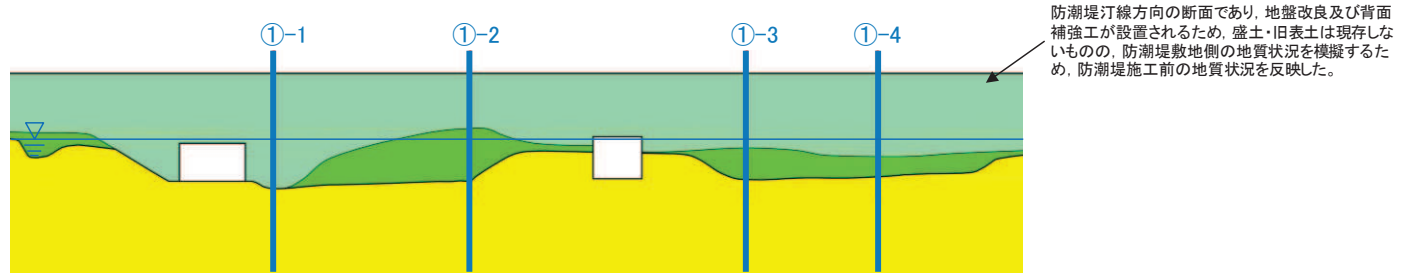
不規則波から等価規則波形を求める方法

- あるレベル未満のせん断応力 τ は, ほとんど破壊に寄与しない。今回の検討では, 液状化強度試験の最大繰返し回数200回(地盤調査の方法と解説(地盤工学会, 2013)に基づく)に相当するせん断応力を閾値として設定し, そのせん断応力以下は対象外とした。

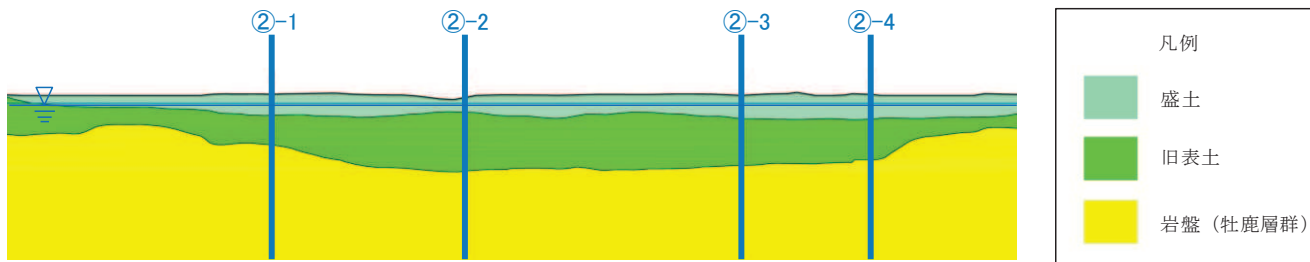
図 2-2 累積損傷度理論に基づく等価繰返し回数の評価方法



一次元地震応答解析実施平面位置



一次元地震応答解析実施位置 (①-①' 断面)



一次元地震応答解析実施位置 (②-②' 断面)

図 3-1 一次元地震応答解析実施位置図

表 4-1 一次元地震応答解析による等価一定せん断応力と等価繰返し回数（旧表土）

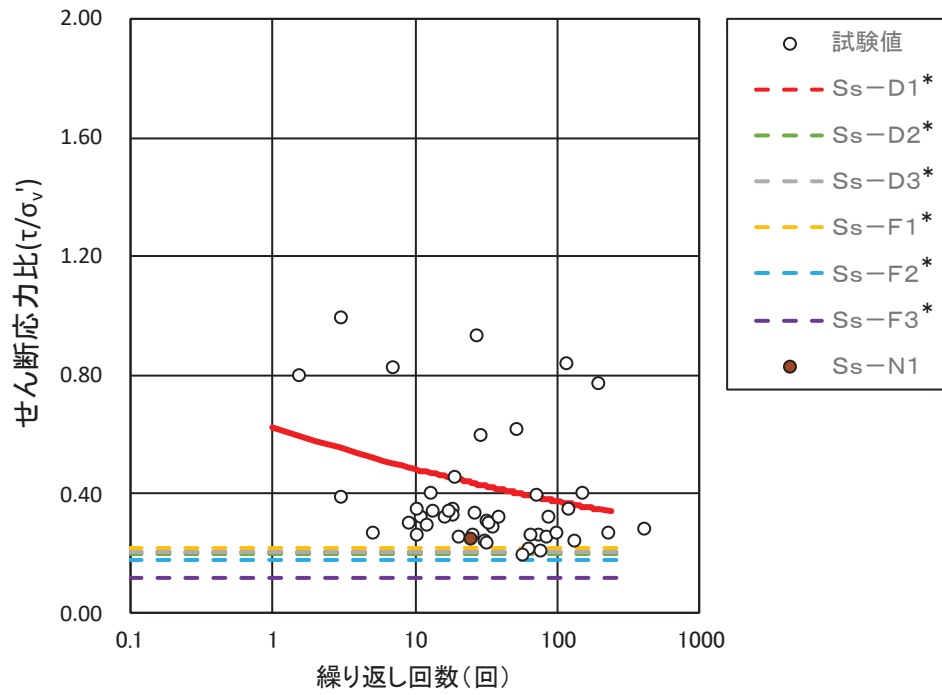
位置	O.P.+14m盤								O.P. +2.5m盤							
	①-1	①-2		①-3		①-4		②-1	②-2		②-3		②-4			
有効土被り圧 (kN/m ²)	—		320.7		352.3		367.1		105.5		132.6		130.2		126.0	
基準地震動 S _s	$\frac{\tau_e}{\sigma'_v}$	N _{eq}	$\frac{\tau_e}{\sigma'_v}$	N _{eq}	$\frac{\tau_e}{\sigma'_v}$	N _{eq}	$\frac{\tau_e}{\sigma'_v}$	N _{eq}	$\frac{\tau_e}{\sigma'_v}$	N _{eq}	$\frac{\tau_e}{\sigma'_v}$	N _{eq}	$\frac{\tau_e}{\sigma'_v}$	N _{eq}	$\frac{\tau_e}{\sigma'_v}$	N _{eq}
S _s -D1	対象層なし		0.24	58.29	0.22	92.46	0.21	80.21	0.54	68.95	0.45	47.86	0.45	66.24	0.46	80.10
S _s -D2			0.24	25.51	0.22	37.45	0.21	48.61	0.51	44.24	0.43	44.73	0.44	39.39	0.44	46.56
S _s -D3			0.21	41.57	0.21	38.80	0.21	40.37	0.50	38.99	0.38	96.97	0.38	83.50	0.39	88.29
S _s -F1			0.22	63.06	0.20	102.49	0.20	82.55	0.51	74.75	0.42	91.13	0.44	75.44	0.45	63.77
S _s -F2			0.21	40.08	0.20	66.19	0.20	61.36	0.52	26.18	0.45	26.33	0.45	25.95	0.46	25.06
S _s -F3			0.13	19.93	0.15	37.23	0.11	— *1	0.44	42.73	0.32	41.15	0.32	44.55	0.33	51.05
S _s -N1			0.26	20.67	0.25	33.11	0.24	33.47	0.55	21.85	0.50	21.24	0.48	20.97	0.49	20.99

注記 * 1: 液状化強度試験の繰返し回数200回に相当するせん断応力比(R_{200})から求められるせん断応力を閾値として設定し、そのせん断応力以下は対象外と評価するが、解析から得られる最大せん断応力(τ_{max})が閾値を下回る場合は、当該地震動はほとんど破壊に寄与しないと判断し、その等価一定せん断応力比(L_e)に相当する等価繰返し回数(N_{eq})を「—」とした。

表 4-2 一次元地震応答解析による等価一定せん断応力と等価繰返し回数（盛土）

位置	O.P.+14m盤								O.P. +2.5m盤							
	①-1		①-2		①-3		①-4		②-1		②-2		②-3		②-4	
有効土 被り圧 (kN/m ²)	332.0		240.0		271.7		282.3		39.4		40.4		49.8		50.1	
基準地震 動S _s	τ_e/σ'_v	N _{eq}	τ_e/σ'_v	N _{eq}	τ_e/σ'_v	N _{eq}	τ_e/σ'_v	N _{eq}	τ_e/σ'_v	N _{eq}	τ_e/σ'_v	N _{eq}	τ_e/σ'_v	N _{eq}	τ_e/σ'_v	N _{eq}
S _s -D1	0.21	—*1	0.25	38.99	0.23	24.23	0.22	—*1	0.61	84.28	0.49	83.08	0.54	73.52	0.56	76.55
S _s -D2	0.20	—*1	0.21	—*1	0.22	—*1	0.22	—*1	0.70	56.33	0.51	73.79	0.56	45.89	0.63	35.20
S _s -D3	0.21	—*1	0.22	—*1	0.20	—*1	0.20	—*1	0.51	126.03	0.47	80.61	0.46	106.60	0.49	84.34
S _s -F1	0.22	—*1	0.22	—*1	0.20	—*1	0.19	—*1	0.51	117.39	0.46	78.80	0.48	110.87	0.47	119.29
S _s -F2	0.18	—*1	0.26	24.23	0.20	—*1	0.18	—*1	0.62	51.24	0.64	27.65	0.70	26.28	0.68	26.95
S _s -F3	0.12	—*1	0.14	—*1	0.13	—*1	0.13	—*1	0.58	50.28	0.60	27.77	0.55	25.79	0.57	26.23
S _s -N1	0.25	24.23	0.33	24.23	0.30	24.23	0.29	22.58	0.61	25.41	0.62	24.51	0.64	24.64	0.62	24.94

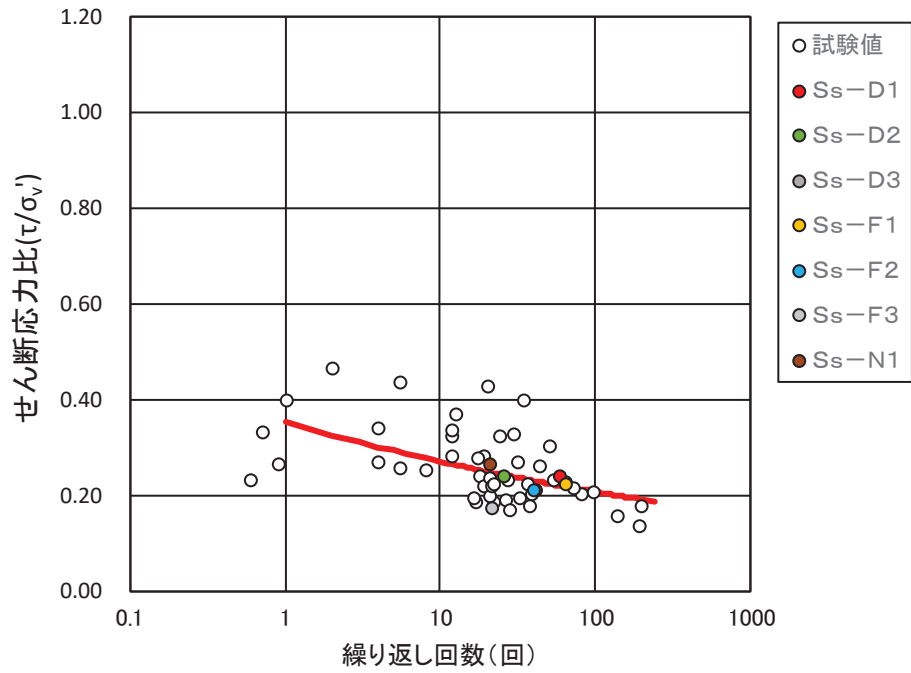
注記*1: 液状化強度試験の繰返し回数200回に相当するせん断応力比(R₂₀₀)から求められるせん断応力を閾値として設定し、そのせん断応力以下は対象外と評価するが、解析から得られる最大せん断応力(τ_{max})が閾値を下回る場合は、当該地震動はほとんど破壊に寄与しないと判断し、その等価一定せん断応力比(L_e)に相当する等価繰返し回数(N_{eq})を「—」とした。



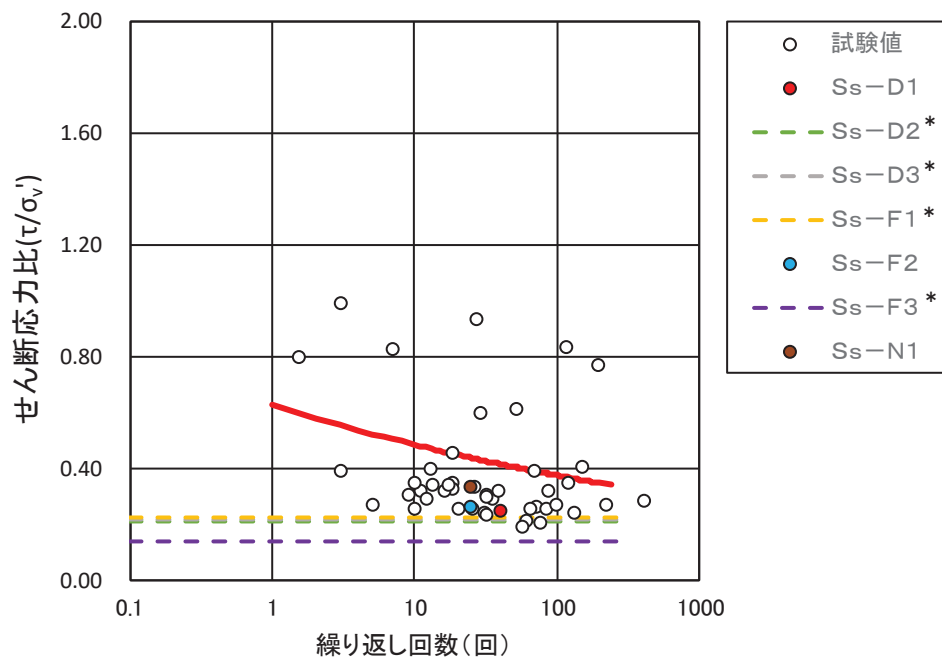
注記* : 解析から得られる最大せん断力 (τ_{max}) が小さく、ほとんど破壊に寄与しないため、等価繰返し回数の評価対象外であるが、参考としてせん断応力比を表示した。

(a) 盛土

図 4-1 累積損傷度理論に基づく評価結果 (①-1)



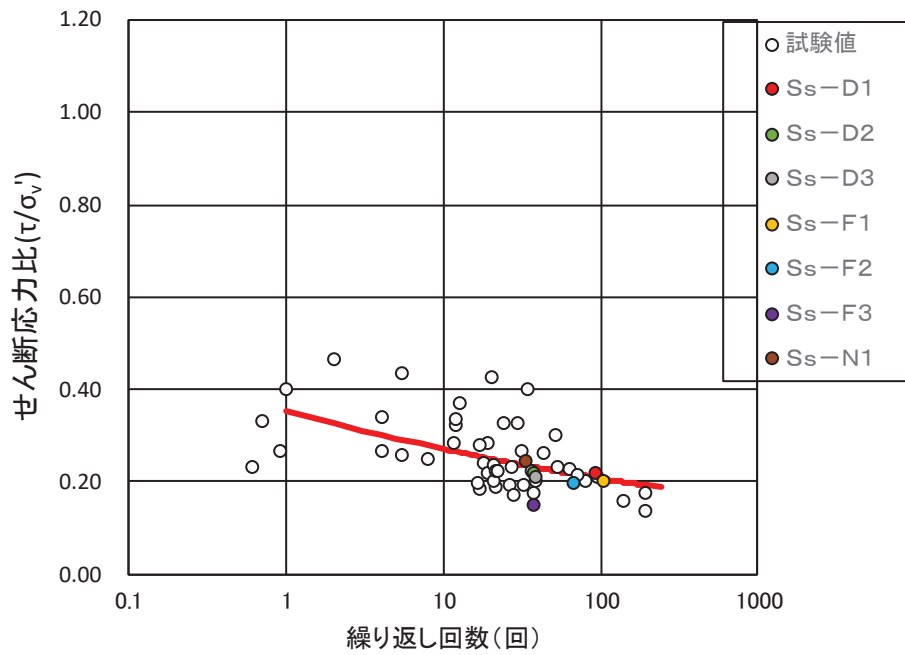
(a) 旧表土



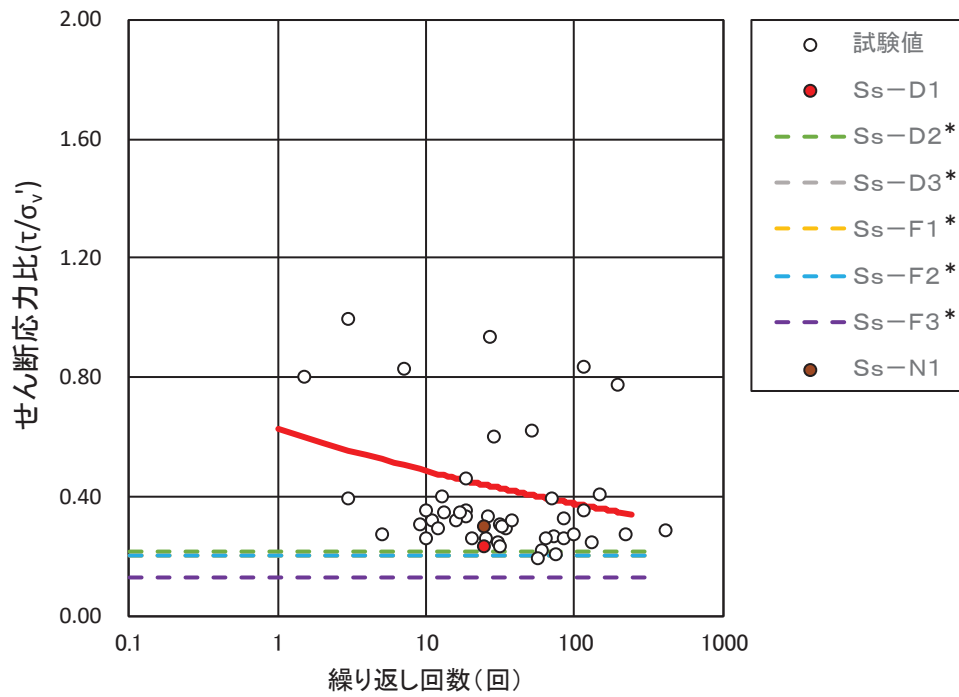
注記* : 解析から得られる最大せん断力 (τ_{max}) が小さく、ほとんど破壊に寄与しないため、等価繰返し回数の評価対象外であるが、参考としてせん断応力比を表示した。

(b) 盛土

図 4-2 累積損傷度理論に基づく評価結果 (①-2)



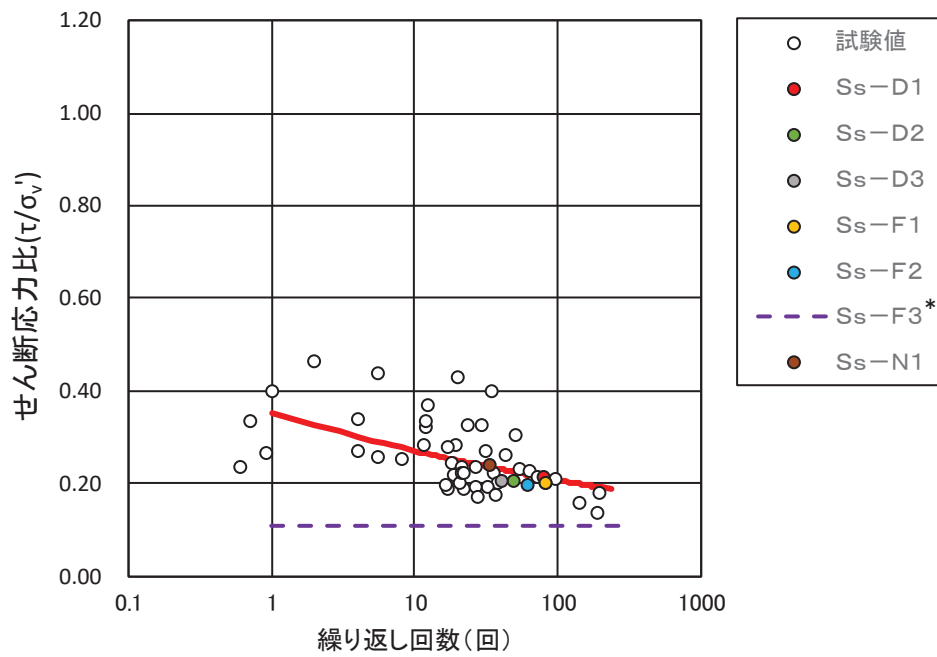
(a) 旧表土



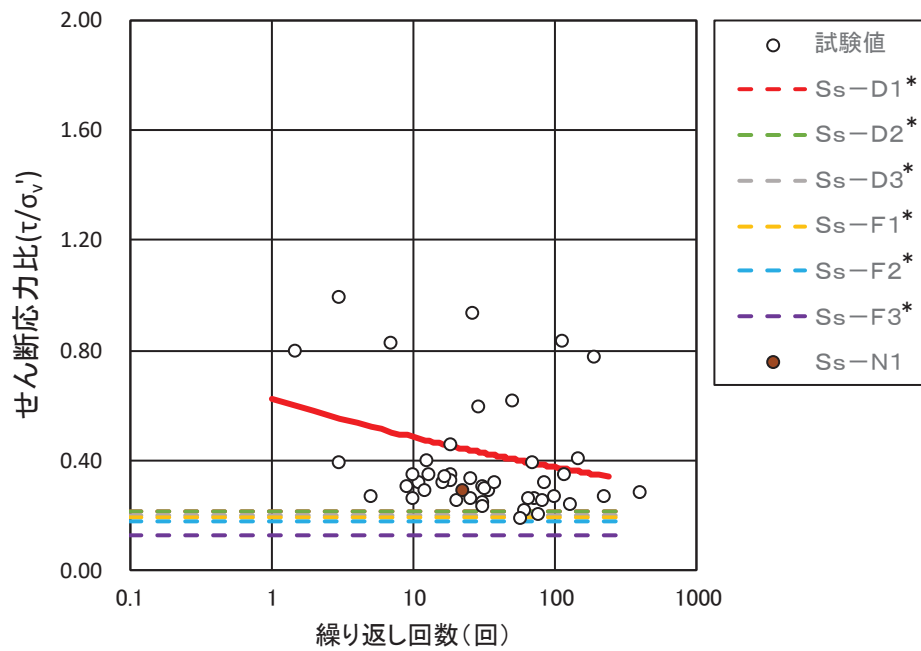
(b) 盛土

注記*：解析から得られる最大せん断力 (τ_{max}) が小さく、ほとんど破壊に寄与しないため、等価繰返し回数の評価対象外であるが、参考としてせん断応力比を表示した。

図 4-3 累積損傷度理論に基づく評価結果 (①-3)



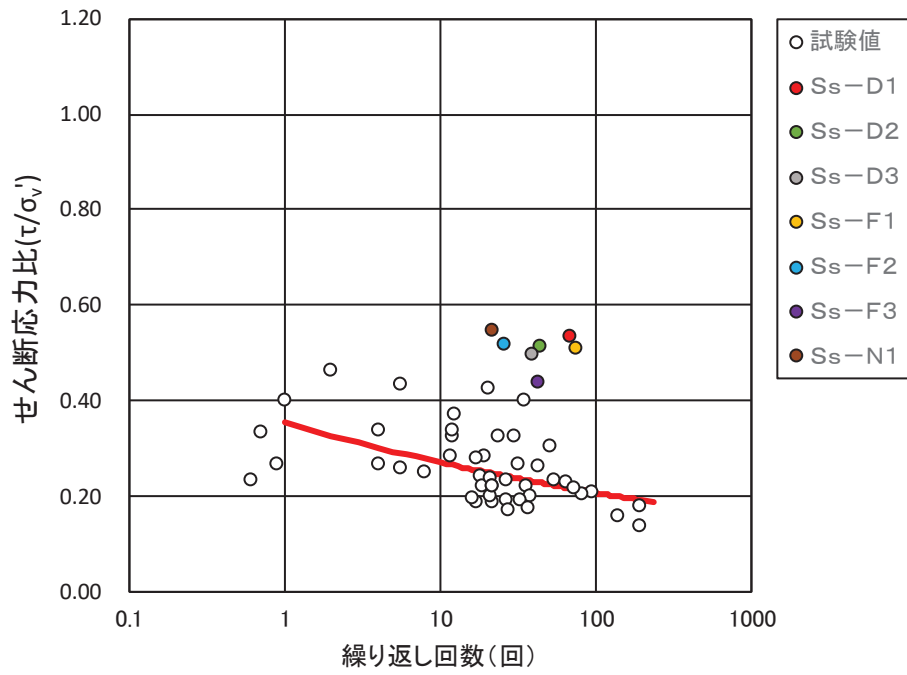
(a) 旧表土



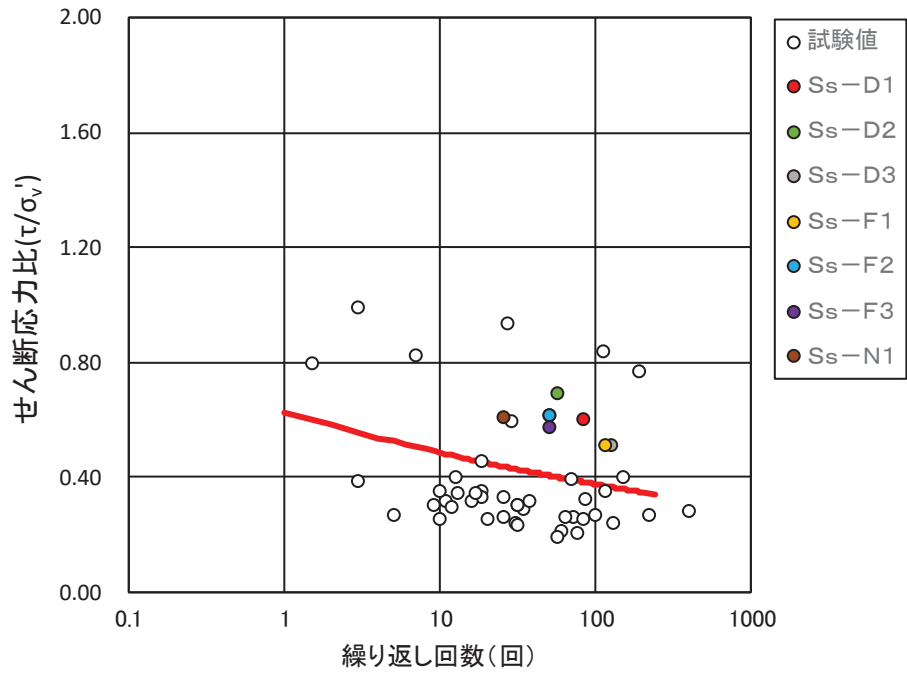
(b) 盛土

注記*：解析から得られる最大せん断力 (τ_{max}) が小さく、ほとんど破壊に寄与しないため、等価繰返し回数の評価対象外であるが、参考としてせん断応力比を表示した。

図 4-4 累積損傷度理論に基づく評価結果 (①-4)

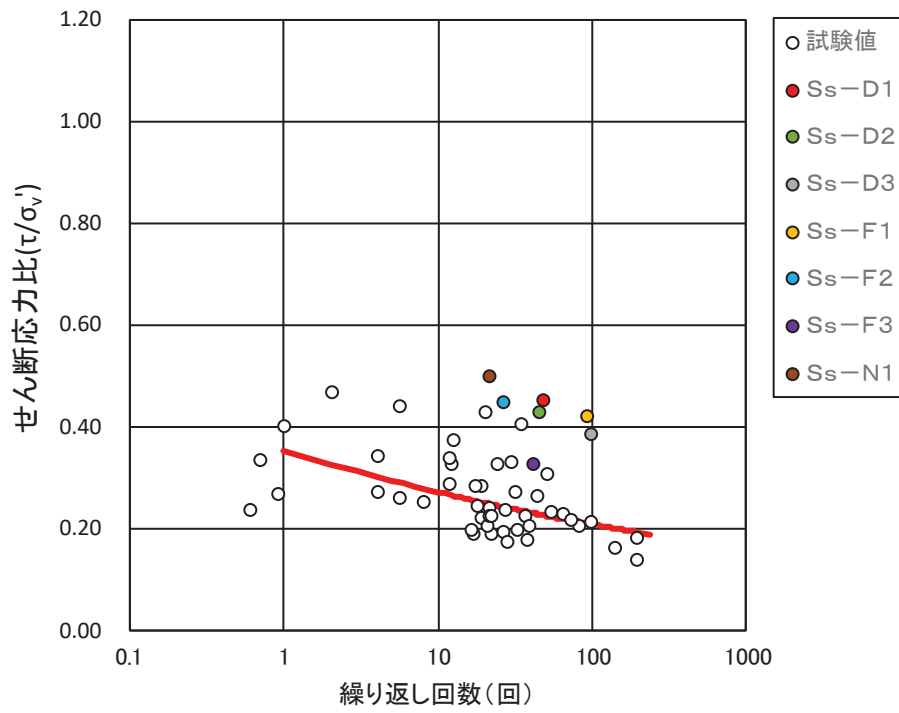


(a) 旧表土

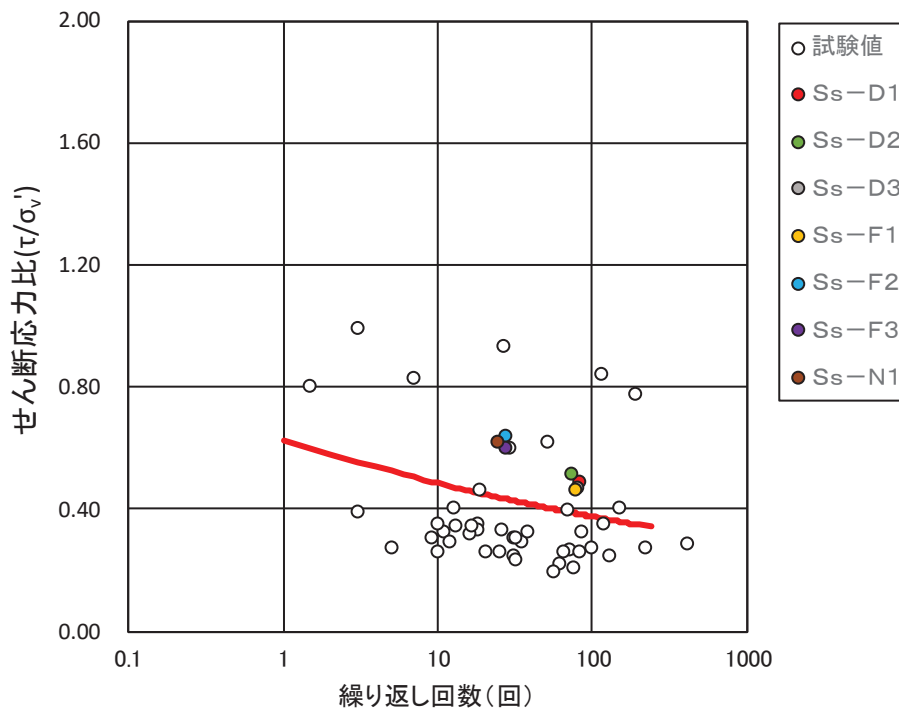


(b) 盛土

図 4-5 累積損傷度理論に基づく評価結果 (②-1)

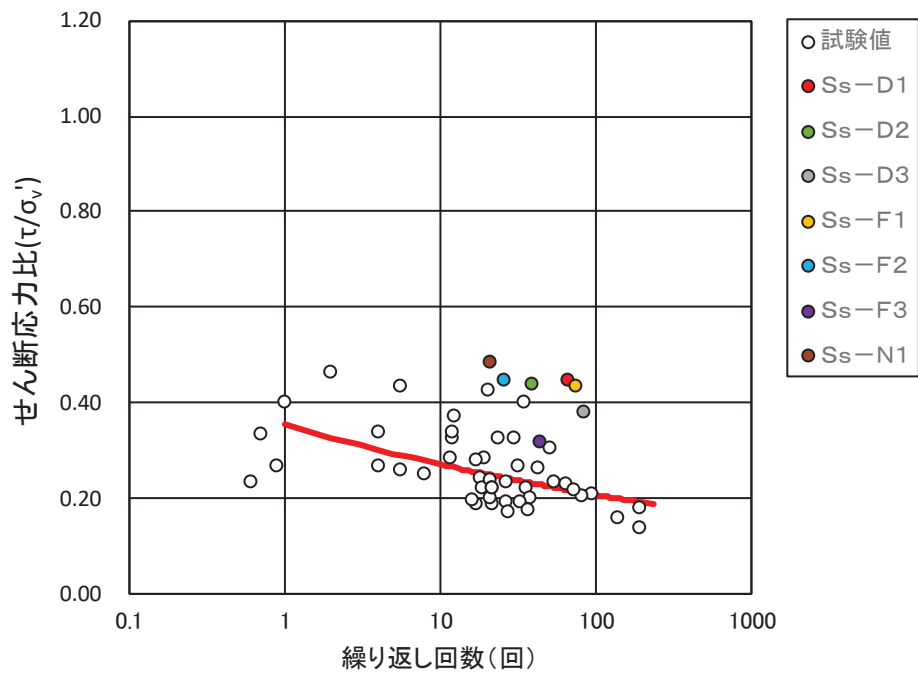


(a) 旧表土

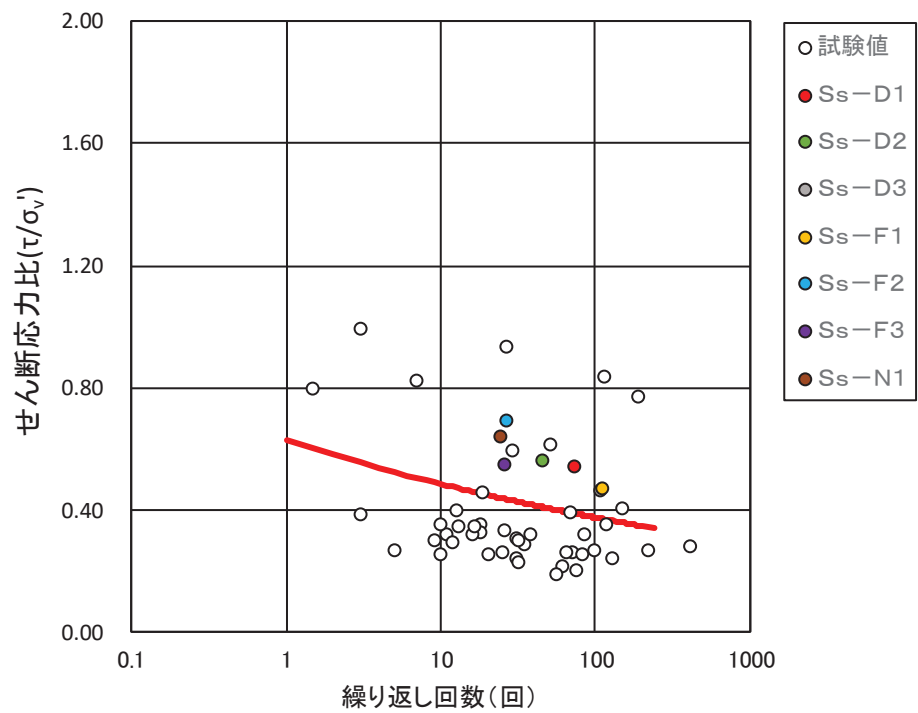


(b) 盛土

図 4-6 累積損傷度理論に基づく評価結果 (②-2)

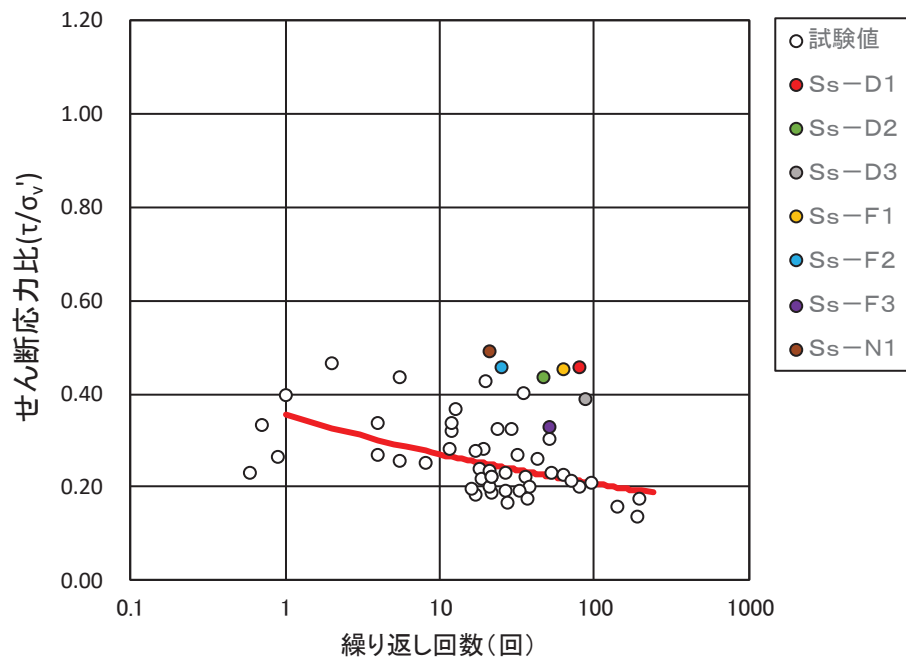


(a) 旧表土

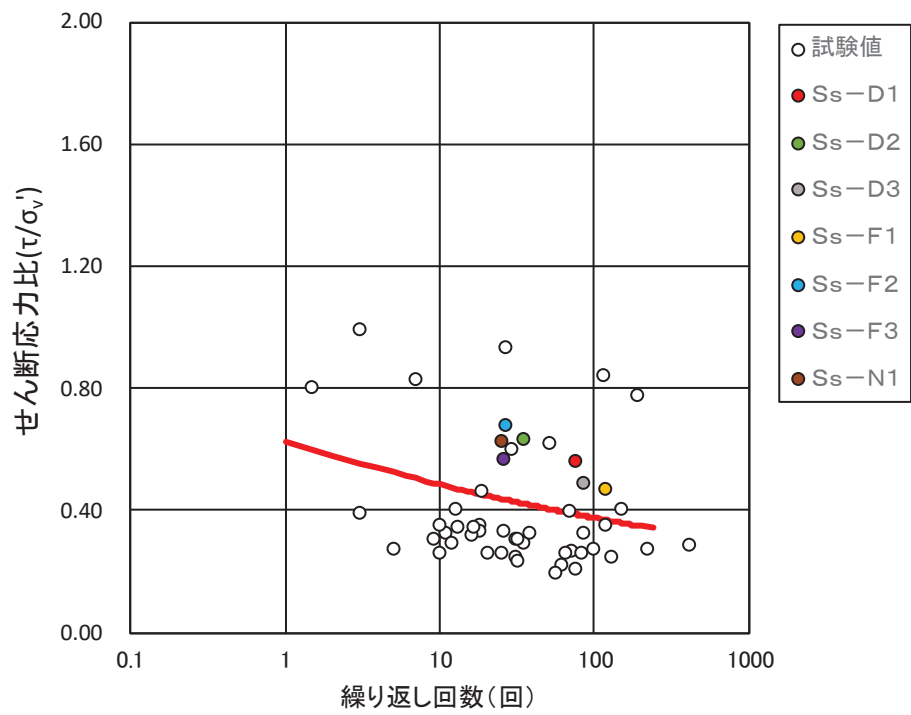


(b) 盛土

図 4-7 累積損傷度理論に基づく評価結果 (②-3)



(a) 旧表土



(b) 盛土

図 4-8 累積損傷度理論に基づく評価結果 (②-4)

(参考資料 2 6) 盛土の骨格設定に関する解析上の取扱いについて

1. 概要

盛土の骨格設定（動的変形特性）について、動的変形試験におけるデータ取得範囲を超えるひずみが解析において確認されるため、動的変形試験を超える範囲については、耐震設計上保守的な設定となるよう、静的強度試験の結果を利用して設定している。

本資料では、その設定の考え方と保守性について説明する。

2. 検討フロー及び説明箇所

盛土の骨格設定（動的変形特性）に関する解析上の取扱いについて、図 2-1 に示すフローに基づき設定の考え方と保守性を説明する。

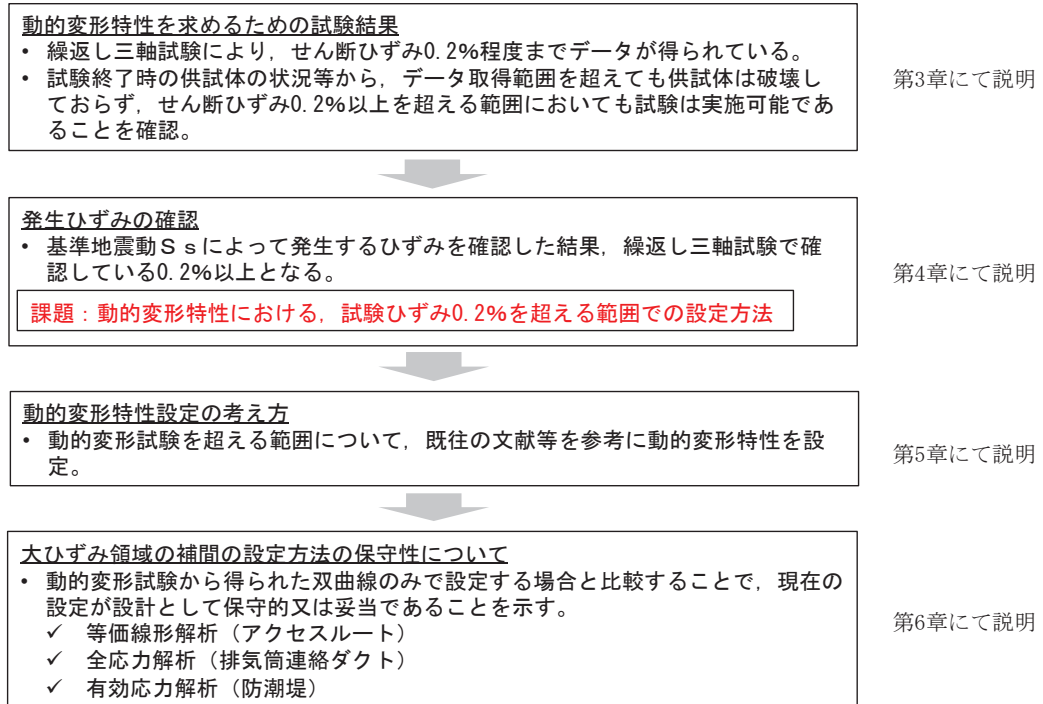


図 2-1 盛土の骨格設定に関する妥当性確認フロー

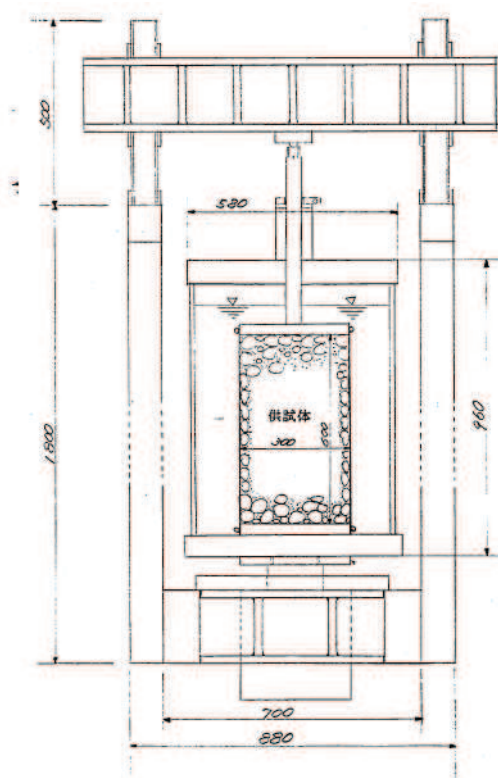
3. 動的変形特性を求めるための試験結果

3.1 動的変形試験の概要

動的変形試験の試験概要を図 3-1 に示す。

試験は地盤工学会基準「地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法」(JGS0542-2000) に準じた方法とし、供試体の寸法は、直径 30cm、高さ 60cm とした。

試験条件として、拘束圧は $1\sim 4\text{kgf/cm}^2$ の 4 拘束圧、ひずみレベルは $10^{-5}\sim 10^{-3}$ とし、正弦波として載荷する。載荷周期は、上記基準で標準としている $0.05\sim 1\text{Hz}$ のうち、盛土供試体の追従性を考慮して 0.1Hz とした。追従性の考慮とデータ取得範囲の制限については 3.4 に示す。



【試験装置】

【試験条件】

項目	条件	
供試体	寸法	直径 30cm
		高さ 60cm
最大粒径	50.8mm	
飽和条件	B係数 0.9以上	
密度	$\rho_t = 2.0(\text{t/m}^3)$ で調整	
試験条件	排水条件	CU (ステップ終了毎に排水)
	拘束圧	1, 2, 3, 4 kgf/cm^2
条件	ひずみレベル	$10^{-5}\sim 10^{-3}$ に入るように10段階に分けて載荷
	波形	正弦波
	周波数	0.1 Hz

【測定方法】

(a) 荷重	ロードセル	歪ゲージ型	500 kgf 1 ton 2 ton
(b) 変位	変位計	磁気抵抗型	100 nm 200 nm
	Gap Sensor	渦電流型	0 - 8 nm
	Gap Sensor	渦電流型	0 - 3 nm
(c) 間隙水圧	圧力変換器	歪ゲージ型	0 - 10 kgf/cm^2
(d) 側圧	圧力変換器	歪ゲージ型	0 - 10 kgf/cm^2
(e) 体積変化	差圧計	歪ゲージ型	0 - 0.1 kgf/cm^2

図 3-1 盛土の動的変形試験の試験概要

3.2 動的変形試験結果

盛土の動的変形試験の結果を図 3-2 に示す。

せん断ひずみ約 2.0×10^{-3} までデータを取得できている。

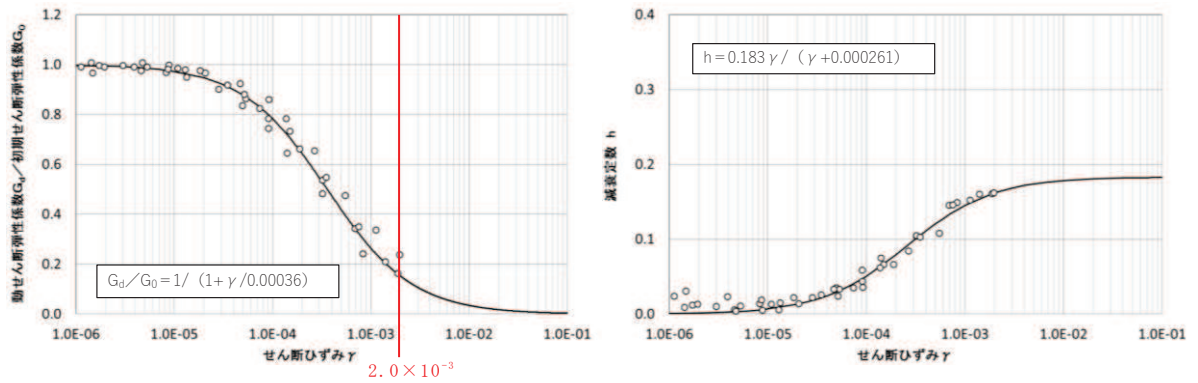


図 3-2 盛土の動的変形試験結果

3.3 データ取得範囲を超える領域での盛土の状況

盛土は礫を含むため、動的変形試験は大型三軸試験を使用した。

動的変形試験はあるひずみ領域における変形特性を取得することを目的としており、それより大きいひずみ領域のデータを取得することは困難である。困難な点については、3.4に後述する。

ここでは、データ取得範囲を超える領域における盛土の状況について整理する。

3.3.1 試験終了時の供試体の状況

動的変形試験終了時の供試体の状況を図 3-3 に示す。供試体は自立しており、破壊までは至っていない。

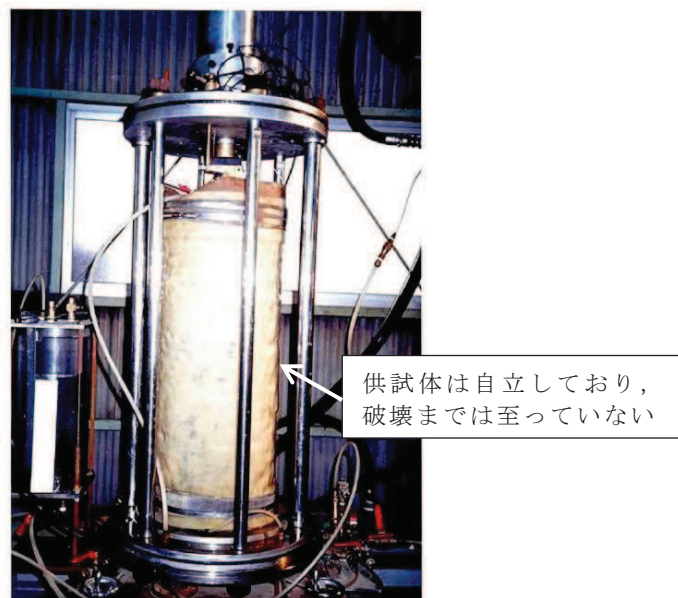


図 3-3 動的変形試験終了後の供試体

3.3.2 応力履歴曲線

動的変形試験について、各拘束圧における最終ステップでの応力履歴曲線を図 3-4 に示す。試験終了時（せん断ひずみ γ : 約 8.0×10^{-4} ~ 約 2.0×10^{-3} ）では非線形的な挙動を示すものの、この程度のひずみレベルでは破壊には至らない。

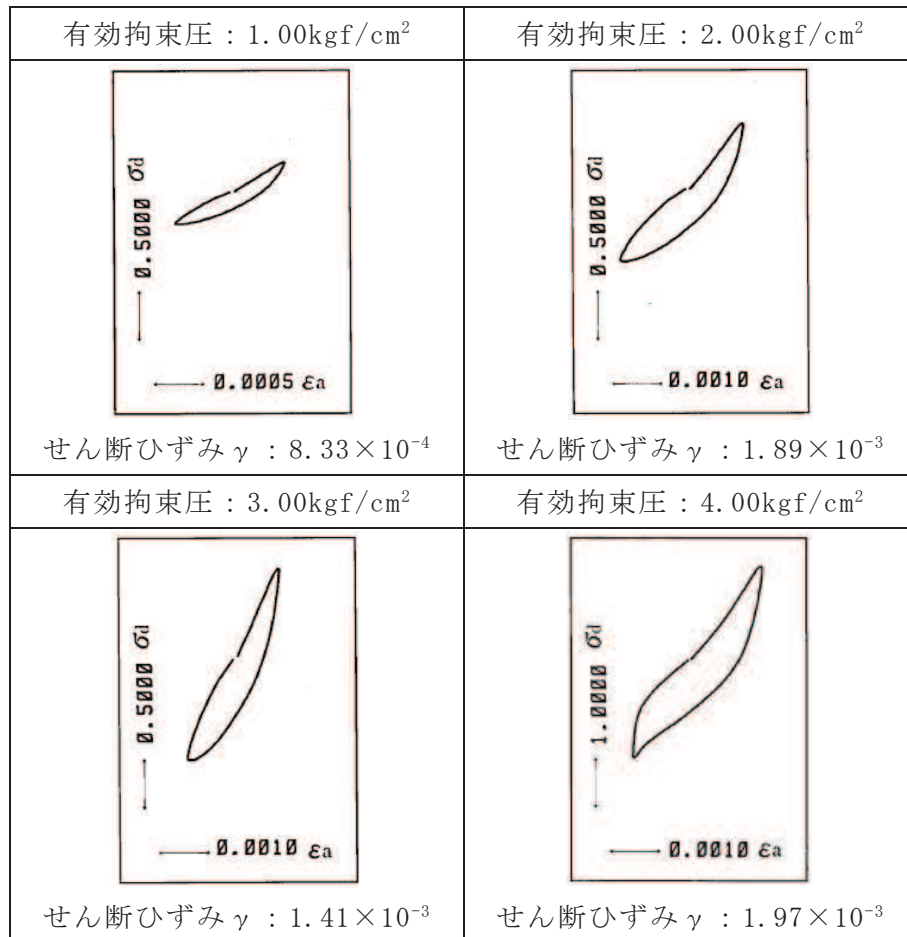


図 3-4 各拘束圧における最終ステップでの応力履歴曲線

3.3.3 液状化強度試験における状況

液状化強度試験は、圧密非排水で行う繰返し三軸試験であり、動的変形試験が0.001%程度以下の片振幅ひずみを与えるように制御及び測定可能な条件を具備する必要があることを除けば、使用する試験装置は基本的に同じである。したがって、同程度のひずみレベルにおける供試体の状況について、液状化強度試験の結果を参考にできる。なお、液状化強度試験において実施可能なひずみレベルでも動的変形試験でデータを取得することは困難になる理由は3.4に後述する。

盛土の液状化強度試験結果の抜粋（B-1-2 試料，供試体 No. 1）を図 3-5 に示す。液状化強度試験においては、両振幅軸ひずみ DA=10%程度まで試験をしているが、ひずみは急増せず、脆性的な破壊は生じていない。また、両振幅軸ひずみ 10%（せん断ひずみ両振幅 15%に相当）のひずみを付与しても、試験後の供試体は自立可能な程度の強度を有していたことを確認した。この DA=10%程度までの結果は、48 個の供試体のうち 34 個で確認している。なお、残り 14 個のうち 11 個は試験範囲内で DA=10%に達しなかったものであり、3 個はせん断破壊したものである（液状化強度試験の詳細は参考資料 14 に示す。）。

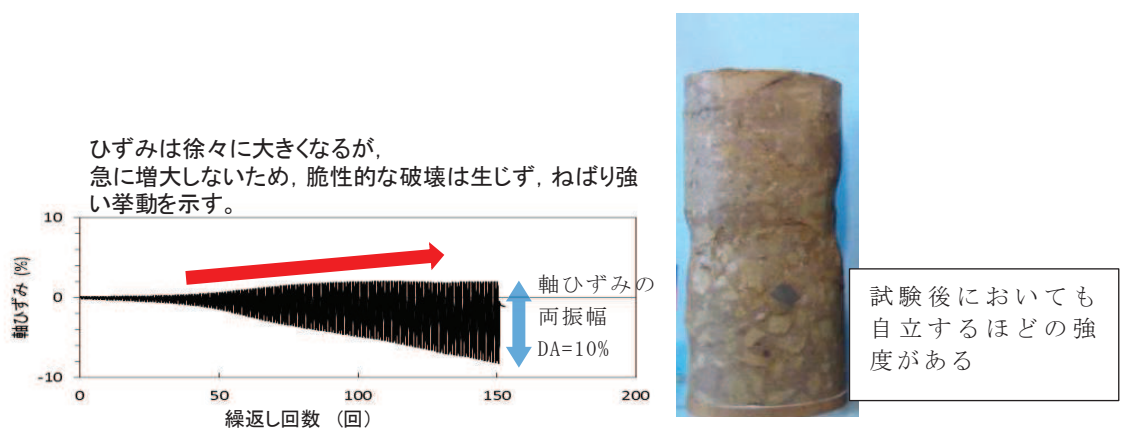


図 3-5 盛土の液状化強度試験結果（B-1-2 試料，供試体 No. 1）

3.4 動的変形試験におけるデータ取得範囲の制限について

動的変形試験では応力ひずみ関係のループが安定した状態でせん断弾性係数を決める必要があるが、液状化強度試験のように軸差応力が大きい場合には繰返し回数の増加に伴ってひずみ量が大きくなるため、大きいひずみレベルでのデータ取得ができない。また、動的変形試験では 0.001% に対応する変位を精度良く測定する必要があるため、液状化強度試験のようにひずみが大きくなると、測定が困難になる。以上から、液状化強度試験において実施可能なひずみレベルでも動的変形試験でデータを取得することは困難になっている。

3.5 まとめ

- 3.1 及び 3.2 に示すとおり、動的変形試験（繰返し三軸試験）によりせん断ひずみ約 2.0×10^{-3} までデータを取得できている。
- 3.3.1 及び 3.3.2 に示すとおり、動的変形試験終了時に盛土の供試体が破壊していないことを確認した。また、3.3.3 に示すとおり、動的変形試験終了時のせん断ひずみレベル（約 2.0×10^{-3} ）を大きく超えても盛土の供試体は壊れないことを確認した。
- したがって、せん断ひずみ約 2.0×10^{-3} を超えた範囲でも、盛土の供試体は試験可能な状態である。

4. 発生ひずみの確認

4.1 解析上発生するひずみの確認

盛土については、3.に示すとおり大ひずみ領域において動的変形試験データの取得ができていない範囲があることから、解析上発生するひずみについて確認する。

適用する解析は、等価線形解析、全応力解析（非線形解析）及び有効応力解析に大別されることから、それぞれの解析から、アクセスルート（等価線形解析）、排気筒連絡ダクト（土砂部）（全応力解析及び有効応力解析）及び防潮堤（有効応力解析）を対象施設として確認する。

なお、排気筒連絡ダクト（土砂部）は施設の周囲に改良地盤や隣接構造物がなく、盛土が広く分布しているため、盛土のひずみの状況を確認するのに適していることから対象施設として選定している。

確認に当たっては、各施設において評価が厳しくなる地震動について最大せん断ひずみを整理する。

各施設における地質断面図及び最大せん断ひずみを図 4-1～図 4-4 に示す。

これらの最大せん断ひずみ分布の図から、防潮堤、アクセスルート及び排気筒連絡ダクトのいずれの施設においても動的変形試験で得られたせん断ひずみレベル（約 0.002）以上のせん断ひずみが発生していることが確認できる。

なお、2011 年東北地方太平洋沖地震の際、発電所構内の斜面については、一部で肌落ちや亀裂が認められる状況もあったが、大規模に斜面がすべるような事象はなかったことを確認しており、詳細を 4.2 に示す。

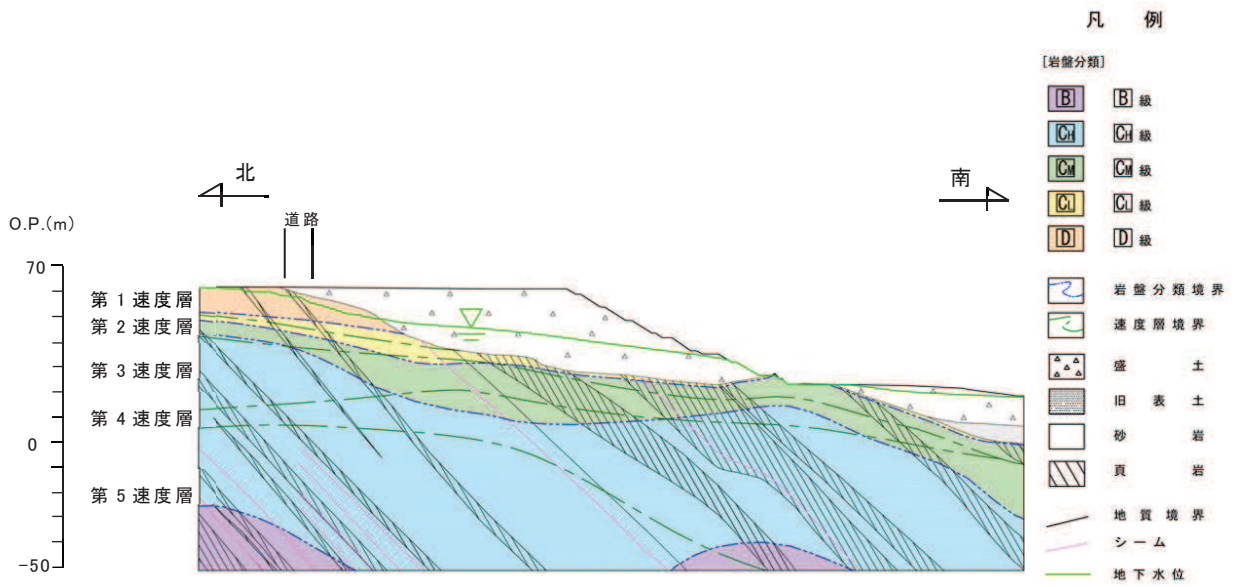


図 4-1(1) アクセスルート (斜面 B) における地質断面図

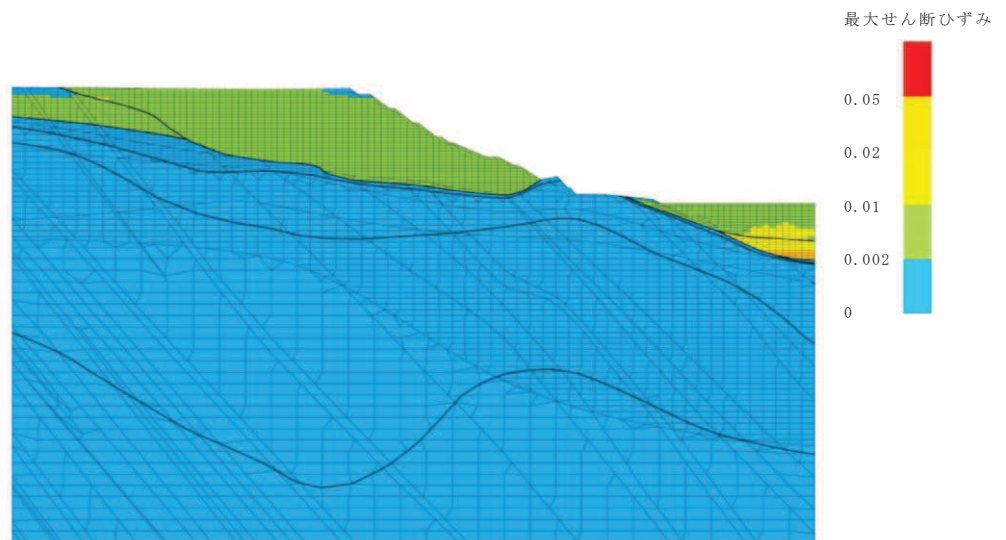


図 4-1(2) アクセスルート (斜面 B) における最大せん断ひずみ分布図
(全応力解析, S s - D 1)

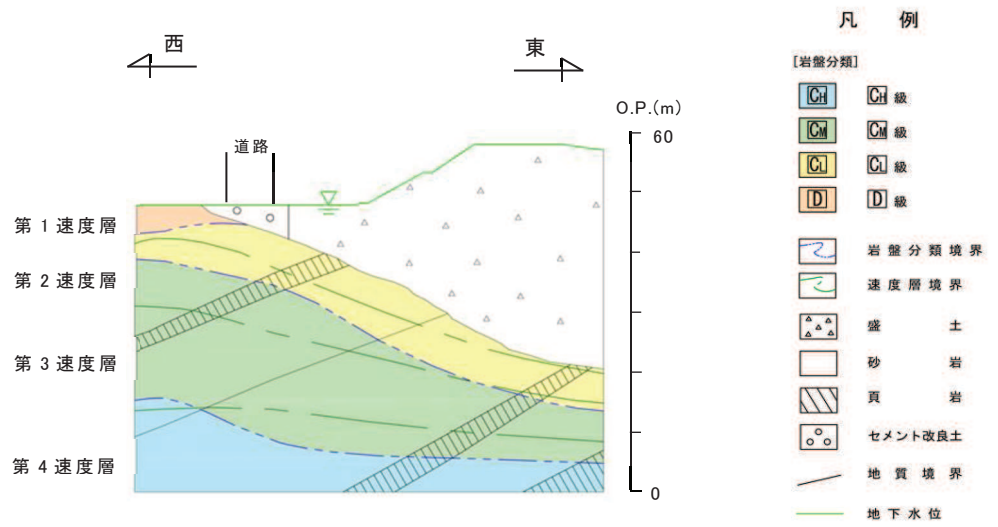


図 4-2(1) アクセスルート (斜面 C) における地質断面図

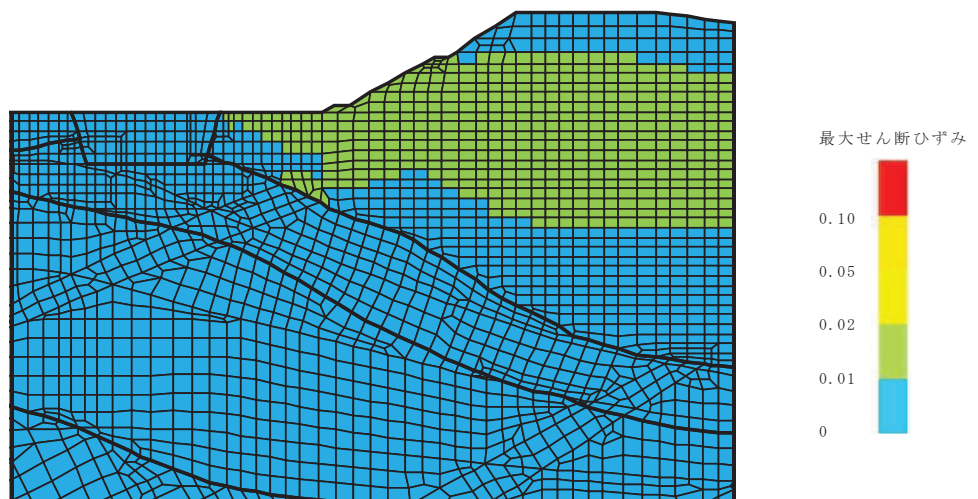
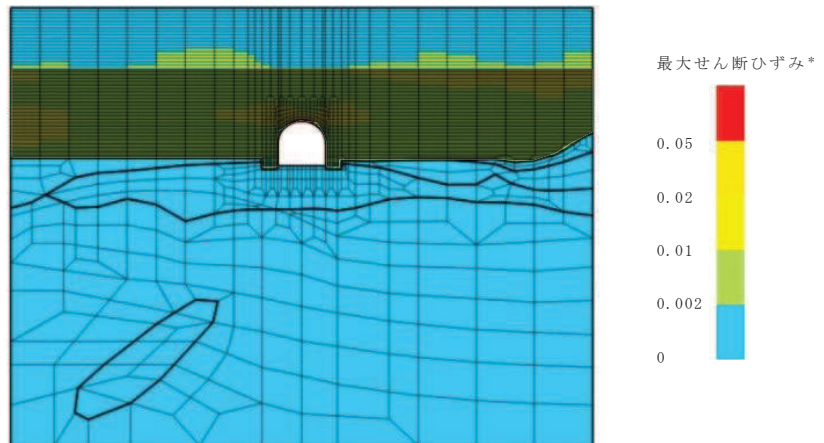


図 4-2(2) アクセスルート (斜面 C) における最大せん断ひずみ分布図
(全応力解析, S s - N 1)



注記* : ■部分は地下水位以深の盛土・旧表土であり，有効応力解析では，液状化特性を液状化パラメータによりフィッティングするため，本検討の対象外としている。

図 4-3(3) 排気筒連絡ダクト土砂部（断面①）における最大せん断ひずみ分布図
（有効応力解析， $S_s - D3$ （-+））

4.2 2011年東北地方太平洋沖地震における女川原子力発電所の斜面被害について

4.2.1 2011年東北地方太平洋沖地震時に観測された最大加速度

女川原子力発電所における地震観測点の位置を図4-5に、観測された最大加速度及びはぎとり解析結果並びに基準地震動の最大加速度を表4-1に示す。



図4-5 女川原子力発電所における地震観測点の位置

表4-1 2011年東北地方太平洋沖地震と基準地震動の最大加速度

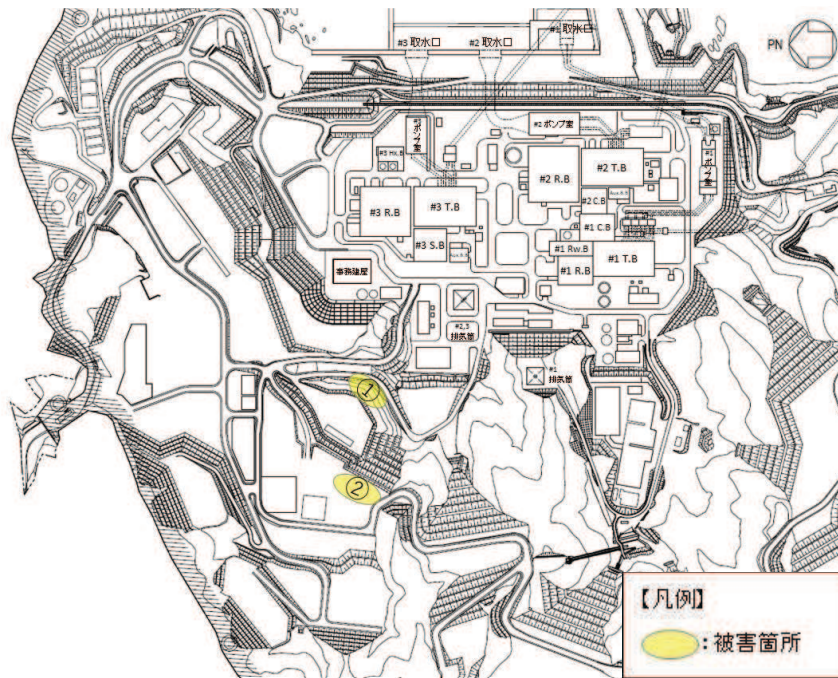
(Gal)

	南北方向	東西方向	鉛直方向
地震観測記録（解放基盤表面相当）	467	421	269
はぎとり解析結果	517	636	312
基準地震動 $S_s - D 1$	640		430
〃 $S_s - D 2$	1000		600
〃 $S_s - D 3$	800		500
〃 $S_s - F 1$	717		393
〃 $S_s - F 2$	722		396
〃 $S_s - F 3$	835		443
〃 $S_s - N 1$	620		320

4.2.2 2011年東北地方太平洋沖地震における斜面の被害

2011年東北地方太平洋沖地震後に斜面被害が確認された位置を図4-6に示す。

2011年東北地方太平洋沖地震後に女川原子力発電所構内の斜面については、一部で肌落ちや亀裂が認められる状況もあったが、大規模な事象はなかった。



平面図



空中写真(国土地理院, 2011年6月11日撮影)に加筆

図4-6 斜面被害が確認された位置

(1)被害箇所①の状況

被害箇所①の状況を表 4-2 に示す。

被害箇所①は発電所建設前からの自然斜面であり高さ約 19m, 法面勾配 1:2.2 の岩盤斜面である。2011 年東北地方太平洋沖地震により, 法面の一部に肌落ちが生じたが, 斜面の崩落は発生しなかった。

表 4-2 被害箇所①の状況

項目		被害箇所①	
斜面位置 斜面諸元	 <p>平面図</p>		 <p>被害状況</p>
	 <p>断面図</p>		<p>凡 例</p> <ul style="list-style-type: none"> C₁ C₁ 級 C₂ C₂ 級 C₃ C₃ 級 D D 級 岩盤分層境界 土質分層境界 土 砂 礫 ひん 地質境界
地盤物性	D 級	単位体積重量 γ (kN/m^3)	20.2
		せん断強度 τ_0 (N/mm^2)	0.10
		内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	24.0

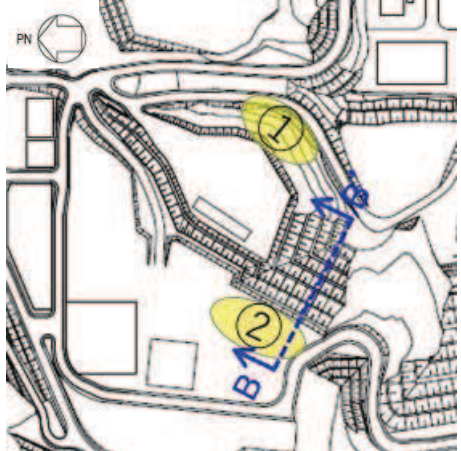

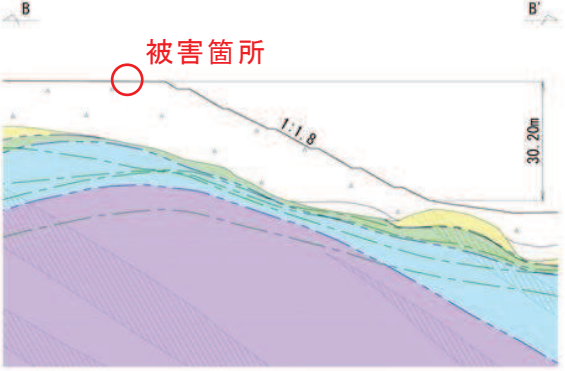
(2) 被害箇所②の状況

被害箇所②の地質断面図を表 4-3 に示す。

被害箇所②は敷地造成により構築された高さ約 30m、法面勾配 1:1.8 の盛土斜面であり、2011 年東北地方太平洋沖地震により法肩部に亀裂が生じたが、斜面の崩落は発生しなかった。

斜面を構成する盛土の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のとおりである。

表 4-3 被害箇所②の状況

項目		被害箇所②	
斜面位置 斜面諸元			
	<p>平面図</p>  <p>断面図</p>		<p>被害状況</p> <p>凡 例</p> <ul style="list-style-type: none"> B 級 C₁ 級 C₂ 級 C₃ 級 D 級 岩盤分類境界 凍害層境界 土 砂 岩 地質境界
地盤 物性	盛土	単位体積重量 γ (kN/m^3)	20.6
		せん断強度 σ_0 (N/mm^2)	0.06
		内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	30.0

5. 動的変形特性設定の考え方

動的変形試験を超える範囲について、動的変形試験のみをもとに動的変形特性を設定すると、6.1 で後述するように保守的な評価にならないおそれがあることから、保守的な評価を行うことを目的として、既往の文献等を参考に動的変形特性を設定する。

5.1 既往文献等による考え方

5.1.1 H-D モデルにおける動的変形特性をせん断強度に漸近させる考え方

Hardin と Drnevich は自分たちの行った粘土から砂までの幅広い材料に対する実験結果を整理する方法として次の式を示した。

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_0} + \frac{\gamma}{\tau_f}} = \frac{G_0 \gamma}{1 + \frac{\gamma}{\tau_f}}$$

この式は双曲線モデルと呼ばれる。ここで、 G_0 は初期せん断弾性係数、 τ_f はせん断強度である。この関係を図示すると、図 5-1 のようになる。すなわち式は初期せん断弾性係数が G_0 でせん断応力が τ_f に漸近するような双曲線である。

この実験式は、実験値との適合性も高いので、実験値の整理方法として多用されており、Hardin-Drnevich モデル、H-D モデルと呼ばれる。*

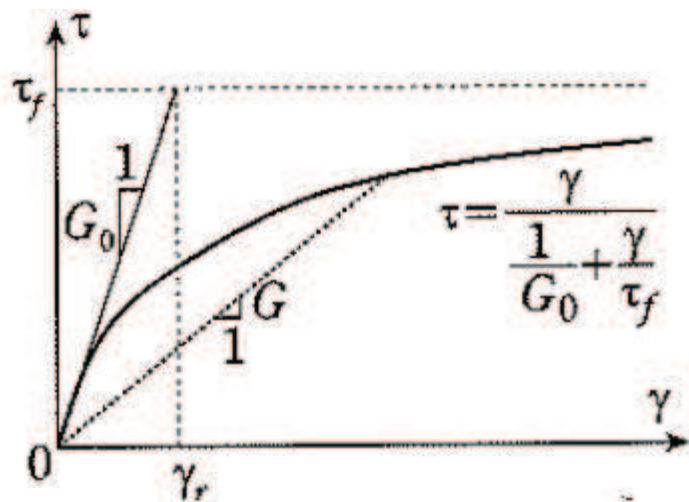


図 5-1 双曲線モデル*

注記 * : 地盤の地震応答解析 (吉田, 鹿島出版会)

5.1.2 修正 GHE モデルにおける設定方法

修正 GHE モデル*¹ は、動的変形試験に基づくせん断骨格及び減衰のひずみ依存特性、静的強度試験に基づくせん断強度を考慮することで、微小ひずみから大ひずみ（せん断強度）に至るまで広いひずみ領域において、実験値にフィッティング可能な GHE モデル*² に、履歴法則として改良した Masing 則を適用した双曲線型の非線形モデルである。

盛土では、大ひずみ領域を含めて実験値にフィッティング可能な GHE モデルを用いる。

注記 * 1 : 西村・室野 : GHE モデルと簡易な履歴則を用いた土の非線形モデルの提案と実験的検証, 第 25 回地震工学研究発表会講演論文集, 1999 年 7 月

* 2 : 龍岡・澁谷 : 地盤材料の広い範囲のひずみでの応力・ひずみ関係式について, 第 26 回土質工学研究発表会, 平成 3 年 7 月

(1) 修正 GHE モデルにおける骨格曲線

骨格曲線には、龍岡・澁谷が提案した GHE モデルを用いる。

$$\frac{\tau}{\tau_f} = \frac{\frac{\gamma}{\gamma_r}}{C_1 + C_2 \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)}, \quad \text{または,} \quad y = \frac{x}{C_1 + C_2 x}$$

ここに,

x : 正規化ひずみ ($= \gamma / \gamma_r$)

γ_r : 基準ひずみ ($= \tau_f / G_{\max}$)

x , y は正規化ひずみ, 正規化せん断応力で, $x = \gamma / \gamma_r$, $y = \tau / \tau_f$ である。 γ_r は規準ひずみで、モール・クーロンの破壊規準によるせん断強度 τ_f を初期せん断係数 G_{\max} で除した値 ($\gamma_r = \tau_f / G_{\max}$) であり、せん断強度に漸近する骨格が設定される。

なお、 $C_1(x)$, $C_2(x)$ は補正係数で、繰り返し載荷試験から得られた $G/G_{\max} \sim \gamma$ 関係にフィッティングするよう決定する。図 5-2 及び図 5-3 に適用例を示す。

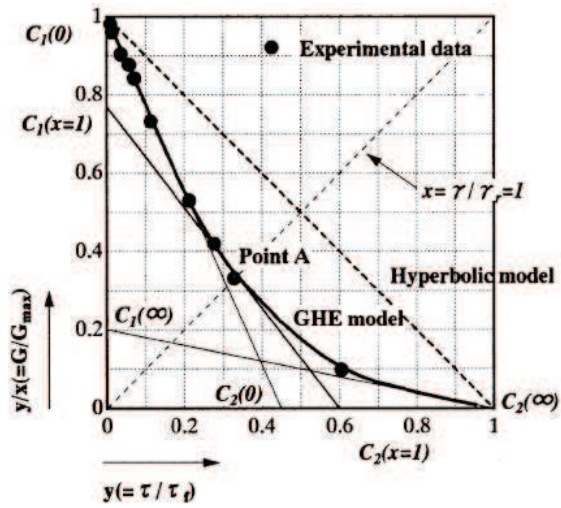


図 5-2 GHE モデルのパラメータ決定例 (y - y/x 関係図)

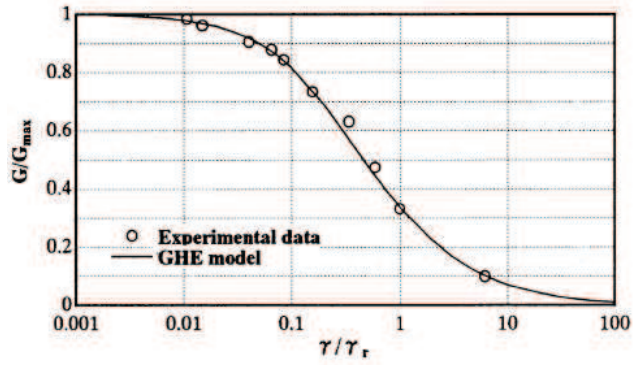
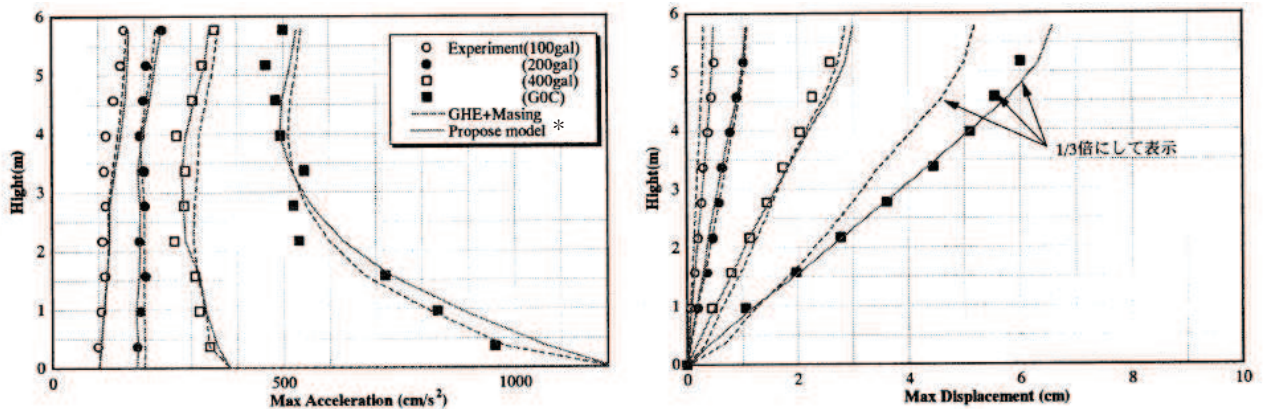


図 5-3 GHE モデルによる $G/G_{\max} \sim \gamma$ のフィッティング例

(2) 振動実験との比較

西村・室野は、大型せん断土槽を用いた振動実験のシミュレーションにより、修正 GHE モデルの検証を行っている。実験には大型振動台(12×12m)を用い、その上に深さ 6m、長さ 12m、幅 3.5m の大型せん断土槽を設置した。入力波は、振幅レベルが 100, 200, 400Gal の振幅漸増型の正弦波、L2 地震を対象とした耐震設計用の GOC 波である。

図 5-4 に実験と解析結果の比較を示す。修正 GHE モデルによる解析は、いずれの入力レベルにおいても、最大加速度、最大変位とも実験値を再現性良くシミュレーションできており、修正 GHE モデルの有効性が確認されている。



注記 * : Propose model : 修正 GHE モデル

図 5-4 振動実験と修正 GHE モデルの比較

5.1.3 液状化影響の考慮

地盤の物性における土の評価上の留意点として、粒子間の結合力が弱い材料で、その特徴として一般に変形が大きく、かつ、水の影響を非常に受けやすい材料であるため、排水条件に留意して評価することが必要であり、飽和した砂や礫地盤では液状化特性の評価が必要となることが多いとされている。また、動的せん断強さに影響を及ぼす因子として繰返し効果があり、飽和した砂や砂礫等は、地震等の繰返し载荷によって軟化が生じ、繰返しとともに変形が増大する。*

このため、地下水位以深の盛土に対しては保守的な液状化強度特性を設定した上で、液状化影響の考慮が必要な場合は有効応力解析を実施することとしている。また、必要に応じて全応力解析と有効応力解析の評価を比較することで、設計上の保守性を担保する。

注記 *：原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG4601-2015）

5.1.4 乾燥砂における強度

既往文献*では、乾燥砂について、砂の強度はひずみ速度が何であれほぼ一定の値をとっている。低拘束圧下での砂の内部摩擦角は、密度のいかんにかかわらず、荷重速度の影響をほとんど受けないと考えてよいとしている。

また、粒子の破碎が起りやすい状態、つまり、密度が大きく拘束圧も高い条件のもとでせん断を実施すれば、砂といえども、その強度が荷重速度の影響を受けるようになることは想像に難くない。相対密度が100%近くになるまで砂は締めてあり、拘束圧を3段階に変えて実験を行ったデータより、拘束圧が増して15kg/cm²にもなると、急速荷重のもとでの強度は20%程度増加しうるということが知れるとしている。

以上より、乾燥砂については荷重速度の影響を受けない、又は高拘束圧下では急速荷重のもとで強度が増加すると言える。

注記 *：石原（土質動力学の基礎，鹿島出版会）

5.1.5 すべり安定解析における強度

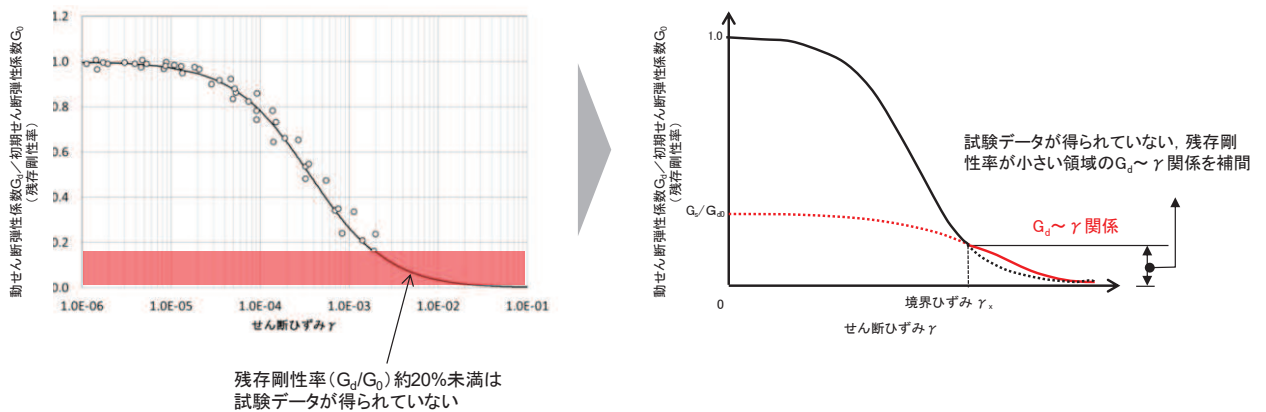
道路土工 切土工・斜面安定工指針（日本道路協会，平成21年度版）では、地すべり地形を示さない道路斜面の安定度評価のための設計定数と土質試験法として、非排水状態での三軸圧縮試験が使用されていることが記載されている。

また、地盤安定解析においては、先行サイトでの実績として静的強度試験により求めた強度が使用されている。

5.2 動的変形特性の設定方法

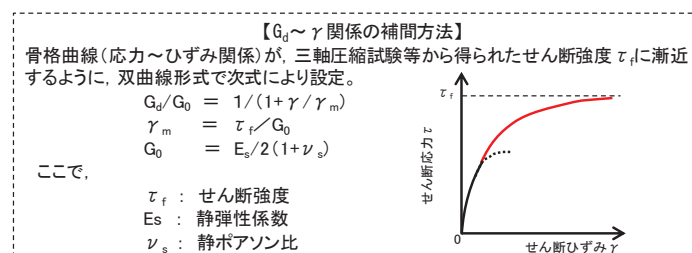
5.1 で示した既往文献等を参考に、繰返し三軸試験の範囲を超える領域については、せん断強度に漸近させる骨格を設定することとし、そのせん断強度については静的強度試験から求めた強度を用いる。

盛土の解析用物性値における $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係は 2.2 において示したとおり、せん断ひずみが 2.0×10^{-3} 程度（残存剛性率が約 20% の領域）まで繰返し三軸試験のデータが得られており（図 5-5(a)）、この範囲においては繰返し三軸試験結果に基づいた $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係を設定する。繰返し三軸試験範囲を超える領域については、三軸圧縮試験等によって得られた応力～ひずみ関係及びせん断強度 τ_f を基に双曲線形式により（図 5-5(c)）、 $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係を設定する（図 5-5(b) の黒実線 + 赤実線）。



(a) 盛土の $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係

(b) 残存剛性率が小さい領域の補間イメージ



(c) $G_d \sim \gamma$ 関係の補間方法

図 5-5 盛土の $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係のうち残存剛性率が小さい領域の補間について
（第 778 回審査会合（令和元年 9 月 27 日）資料 1-7-2 p. 65 抜粋）

5.2.1 等価線形解析及び全応力解析における設定方法

全応力解析においては、5.2 のとおり設定した動的変形特性をそのまま解析上も設定する。

基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価を行うに当たっては、動的解析（周波数応答解析）による線形又は等価線形解析により検討を行うことを基本とし、解析手法については、全応力解析による安定性評価を行うこととされている。*

等価線形解析においては、全応力解析同様に 5.2 のとおり設定し、等価剛性を算定する。

等価線形解析及び全応力解析における動的変形特性設定のイメージを図 5-6 に示す。

注記 *：原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG4601-2015）

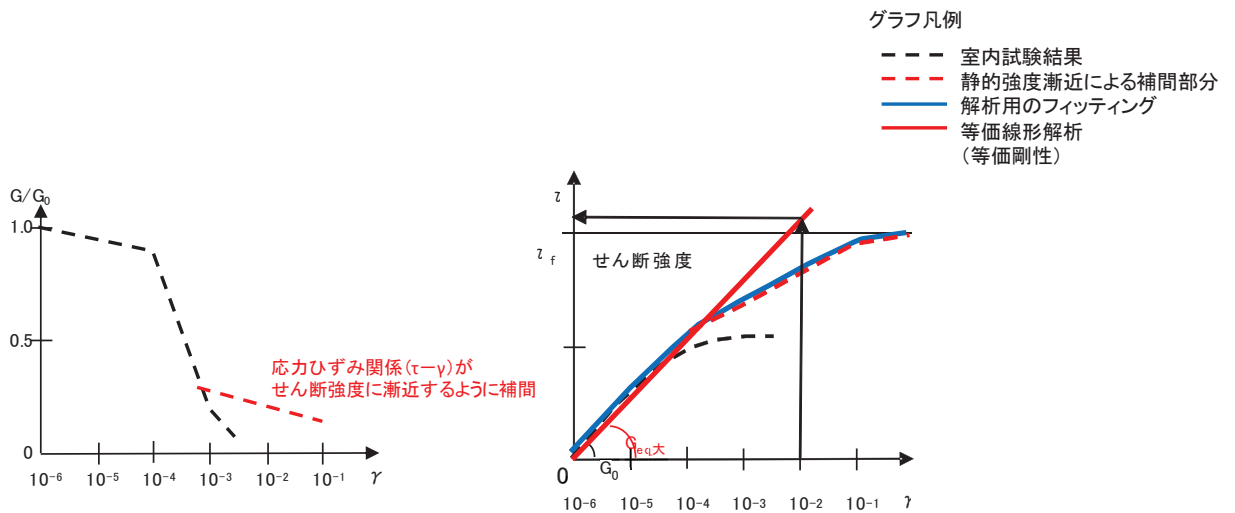
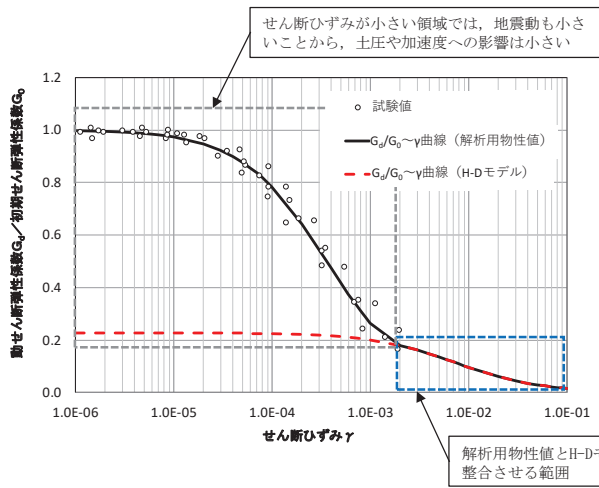


図 5-6 等価線形解析及び全応力解析における動的変形特性

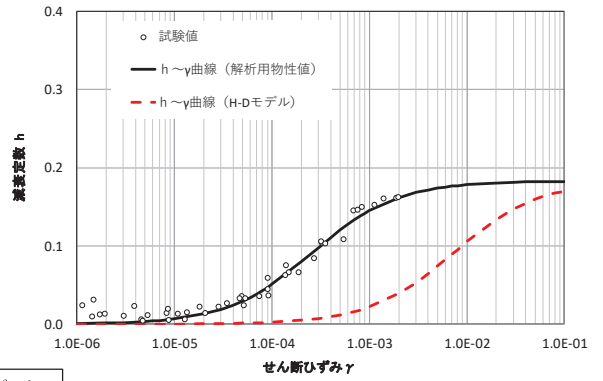
5.2.2 有効応力解析

有効応力解析コード「FLIP」では、地盤の非線形特性について「H-D モデル」が適用される。解析に用いる地盤の非線形特性を図 5-7 に示す。旧表土（地下水位以浅）、セメント改良土、改良地盤及び D 級岩盤については、剛性が十分低下するまで試験ができており、又は発生せん断ひずみレベルまで試験ができており、試験結果を H-D モデルで適切に設定していることから、H-D モデルの設定が妥当であることを確認した。

盛土（地下水位以浅）については、①せん断ひずみが小さい領域（せん断ひずみ 2.0×10^{-3} 程度以下）は繰返し三軸試験結果に基づく双曲線型、②せん断ひずみが大きい領域（せん断ひずみ 2.0×10^{-3} 程度以上）は三軸圧縮試験等の結果に基づく双曲線型にてそれぞれ設定しているが、基準地震動 S_s を用いた地震応答解析では、盛土に $10^{-3} \sim 10^{-2}$ オーダーのせん断ひずみが発生することを踏まえ、発生するせん断ひずみ領域に整合するようなモデル化をする観点から、②に整合するように H-D モデルを設定する。

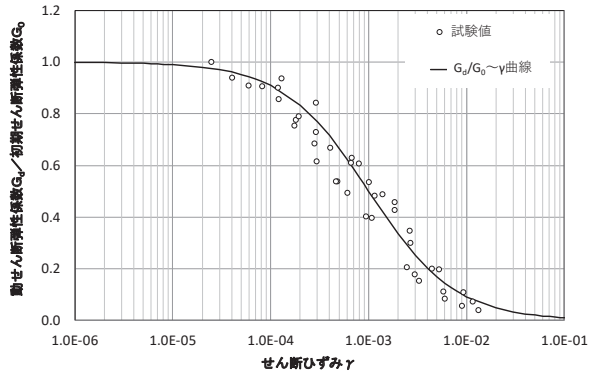


($G_d/G_0 \sim \gamma$ 曲線)

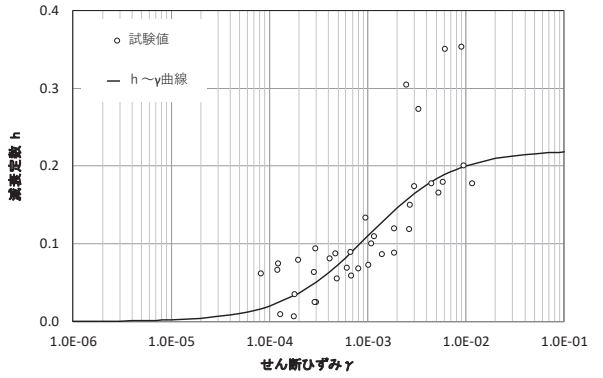


($h \sim \gamma$ 曲線)

(a) 盛土

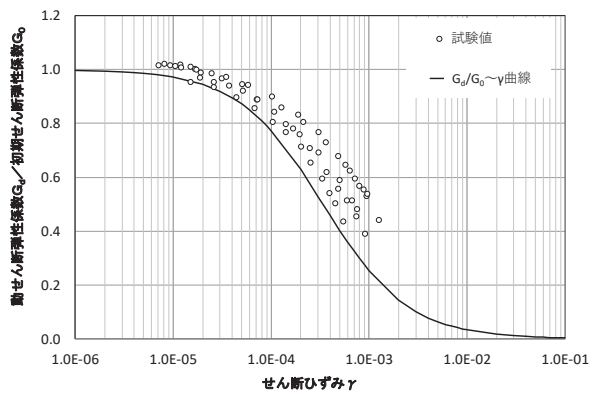


($G_d/G_0 \sim \gamma$ 曲線)

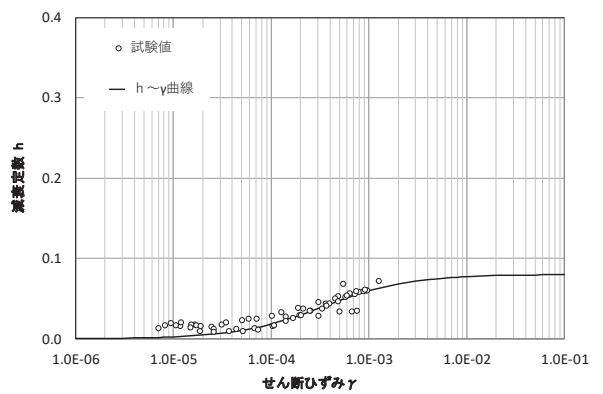


($h \sim \gamma$ 曲線)

(b) 旧表土



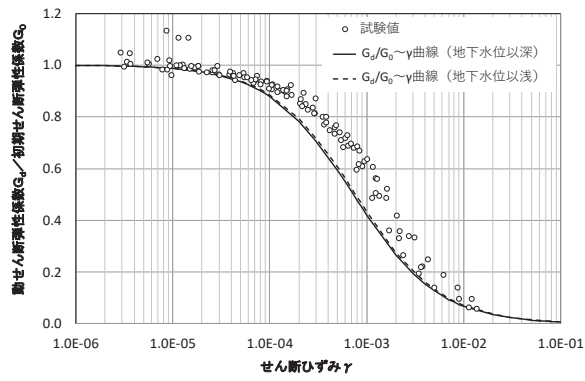
($G_d/G_0 \sim \gamma$ 曲線)



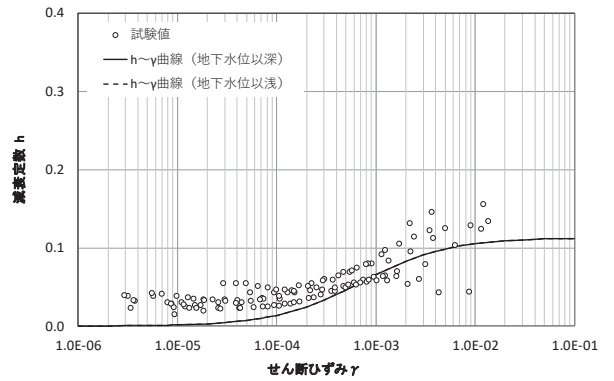
($h \sim \gamma$ 曲線)

(c) セメント改良土

図 5-7(1) H-D モデルに設定する動的変形特性

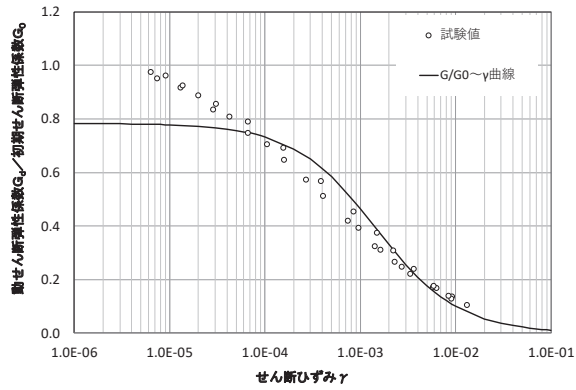


($G_d/G_0 \sim \gamma$ 曲線)

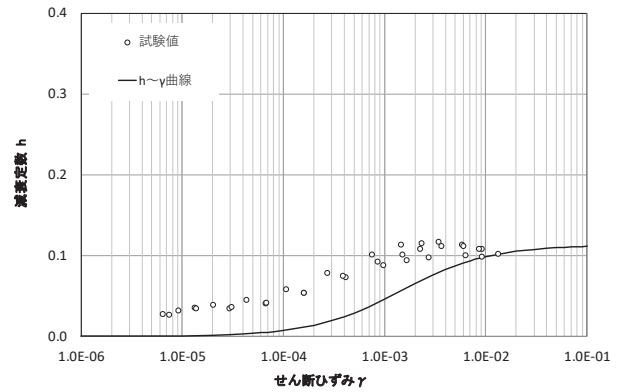


($h \sim \gamma$ 曲線)

(d) 改良地盤



($G_d/G_0 \sim \gamma$ 曲線)



($h \sim \gamma$ 曲線)

(e) D級岩盤

図 5-7(2) H-D モデルに設定する動的変形特性

6. 大ひずみ領域の補間の設定方法の保守性について

各解析において、現在の大ひずみ領域を補間して設定する方法が保守的又は妥当であることを確認するため、動的変形試験から得られた双曲線のみで設定する場合と耐震設計に与える影響を比較する。

6.1 全応力解析において動的変形特性を変化させた場合の影響

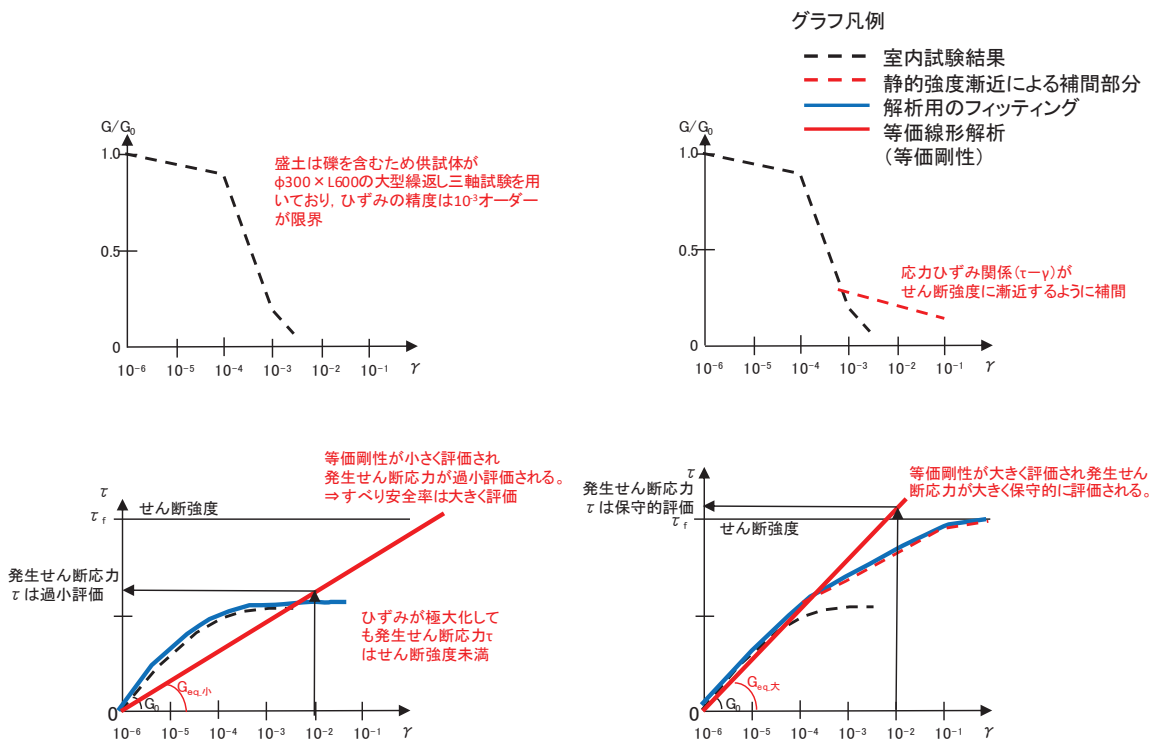
地盤安定解析（等価線形解析）における動的変形特性は、図 6-1 の B)のとおり、せん断強度に漸近するよう補間して設定している。これを図 6-1 の A)のとおり、動的変形試験に基づくせん断応力に変化させると、等価剛性が小さく評価されるため、発生せん断応力が過小評価され、すべり安全率が大きく評価される。

全応力解析のうち逐次非線形解析の場合でも、等価線形解析と同様に、A)動的変形試験に基づくせん断応力の方が B) せん断強度に漸近するよう補間したせん断応力より小さくなる。発生せん断応力が小さいと土圧も小さくなるが、土木構造物に作用する荷重は土圧が支配的であり、耐震設計の照査値が小さく評価される。

以上より、全応力解析においては、B)の方法の方が保守的な評価となる。

A) 動的変形試験に基づくせん断応力の評価

B) せん断強度に漸近するよう補間したせん断応力の評価（解析上の設定）



6.2 地盤安定解析（等価線形解析）において動的変形特性を変化させた場合の確認結果

既に評価済みの地盤安定解析（以下、「基本ケース」という。）において、動的変形試験のみに基づく動的変形特性を用いて再評価（以下、「変化ケース」という。）を実施し、影響を確認した。

対象断面は、添付書類「VI-1-1-6-別添 1 可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート」にて評価している盛土斜面のうち、斜面高さが高い斜面 B とした。斜面 B の地質断面図を図 6-2、解析モデルを図 6-3 に示す。

基本ケースにおけるすべり安全率評価結果を表 6-1 に、すべり安全率が最小となったすべり線を図 6-4 に示す。

変化ケースにおける動的変形特性を図 6-5 に示す。また、最小すべり安全率のケースに対する、変化ケースにおけるすべり安全率を表 6-1 に併せて示す。

静的解析には解析コード「stress-nlap Ver. 2.91」、地震応答解析には解析コード「SuperFLUSH/2D Ver. 6.1」、すべり計算には解析コード「suberi_sf Ver. 2」を使用した。

基本ケースと比較し、変化ケースのすべり安全率が大きく評価されていることから、現在の解析条件（基本ケース）の方が、地盤の安定性を保守的に評価している事を確認した。

なお、アクセスルートのような盛土構造物において、液状化の影響が考えられる場合には、必要に応じて有効応力解析等によりその影響を確認することとする。

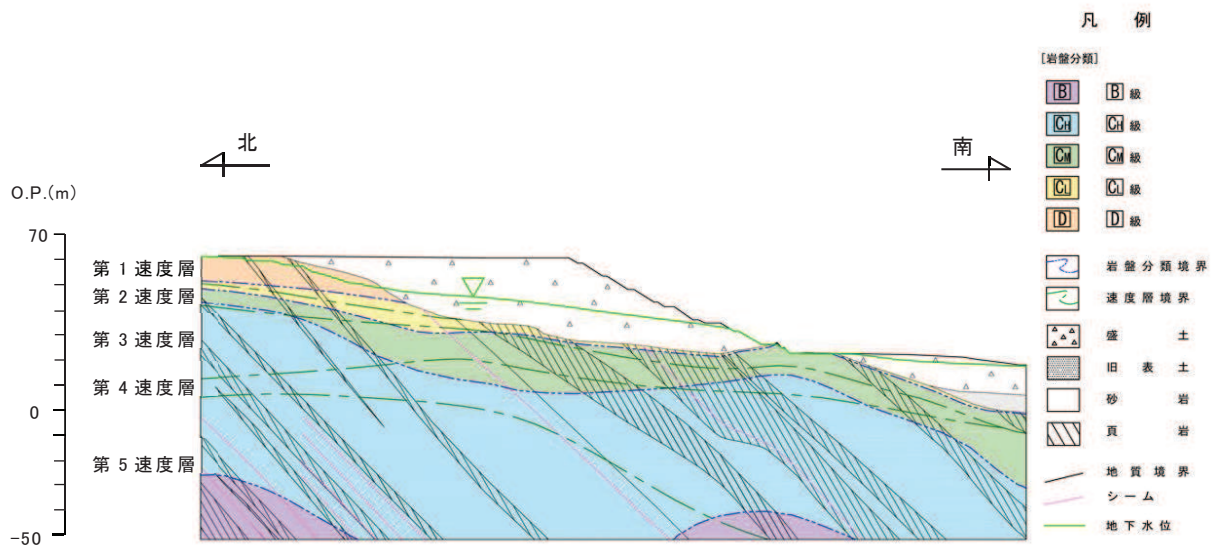


図 6-2 斜面 B の地質断面図

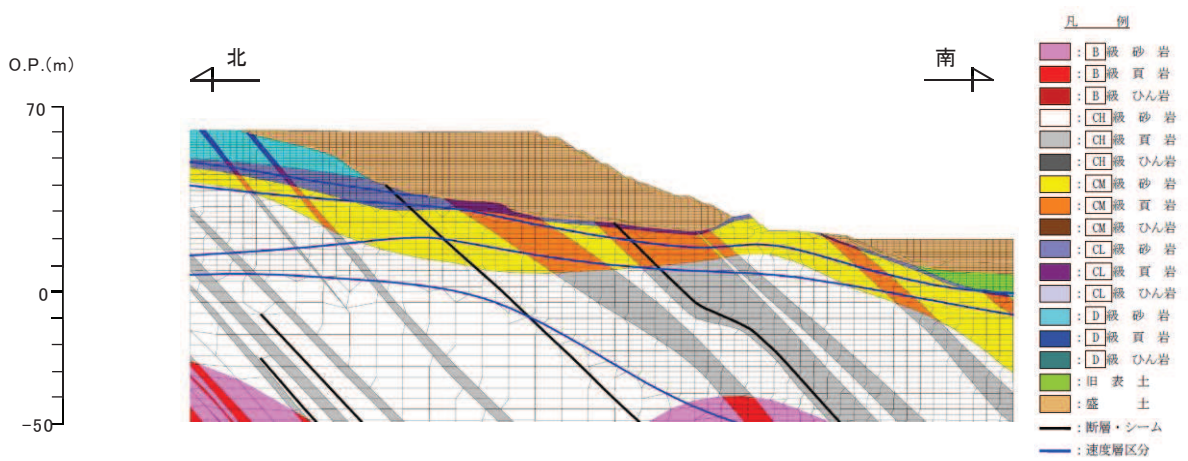


図 6-3 斜面 B の解析モデル

表 6-1 すべり安全率評価結果

基準地震動 S_s	すべり安全率 (基本ケース)	すべり安全率 (変化ケース)
$S_s - D 1$	1.09	1.6
$S_s - D 2$	1.2	
$S_s - D 3$	1.2	
$S_s - F 1$	1.2	
$S_s - F 2$	1.2	
$S_s - F 3$	1.5	
$S_s - N 1$	1.1	

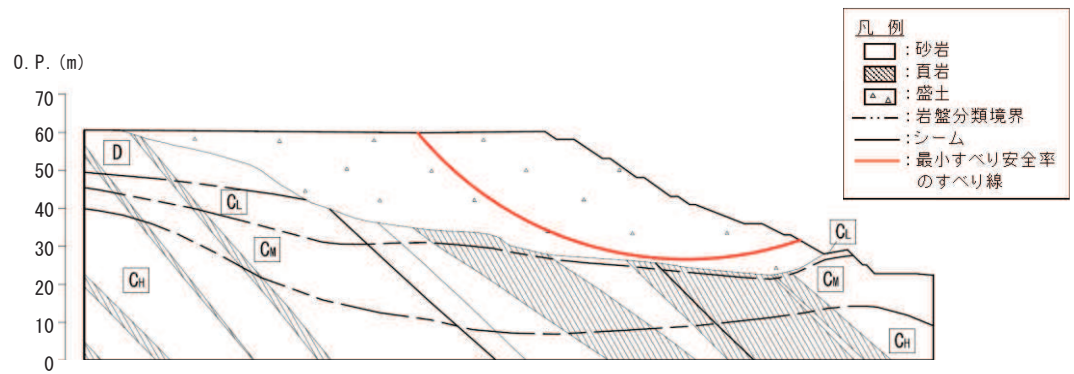


図 6-4 すべり安全率が最小となったすべり線

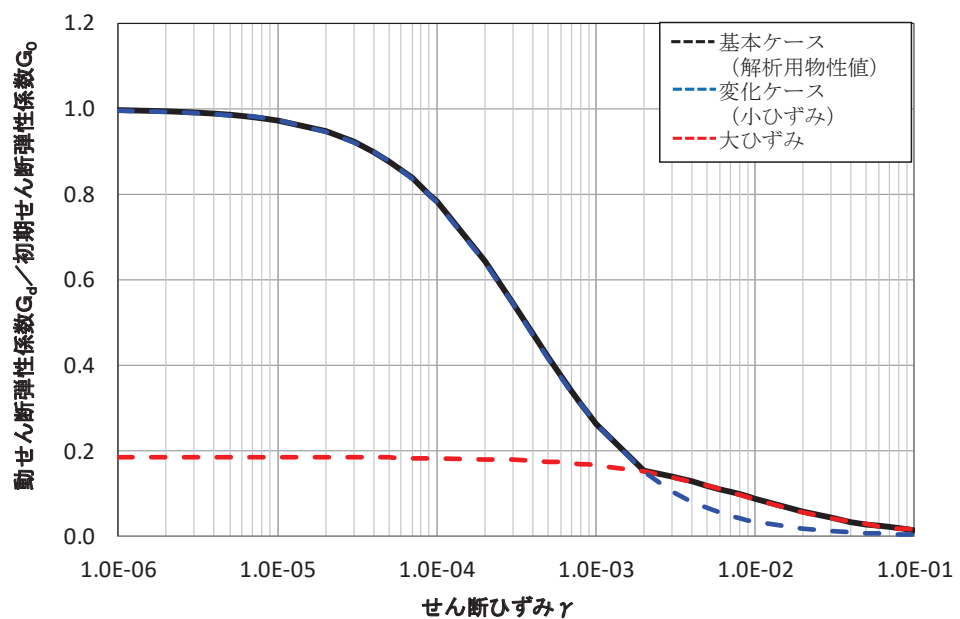


図 6-5 検討に使用した動的変形特性

6.3 全応力解析のうち逐次非線形解析において動的変形特性を変化させた場合の確認結果

既に評価済みの耐震評価（基本ケース）において、動的変形試験のみに基づく動的変形特性を用いて再評価（変化ケース）を実施し、影響を確認した。

対象断面は、施設の周囲に盛土が広く分布する排気筒連絡ダクトの断面①とした。排気筒連絡ダクトの地質断面図を図 6-6、解析モデルを図 6-7、変化ケースにおける動的変形特性を図 6-8 に示す。

影響確認に用いる地震動は断面①の平均物性の検討において照査値が最も厳しいS s - N 1 (++) を選定し、解析コードは「SLAP Ver. 6.64」を使用した。

基本ケース及び変化ケースにおける曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 6-2 及び表 6-3 に、せん断破壊に対する評価結果を表 6-4 に示す。

排気筒連絡ダクトの曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する評価結果は、基本ケースに比べ変化ケースの照査値が小さく評価されており、現在の解析条件（基本ケース）の方が施設の耐震性を保守的に評価していることを確認した。

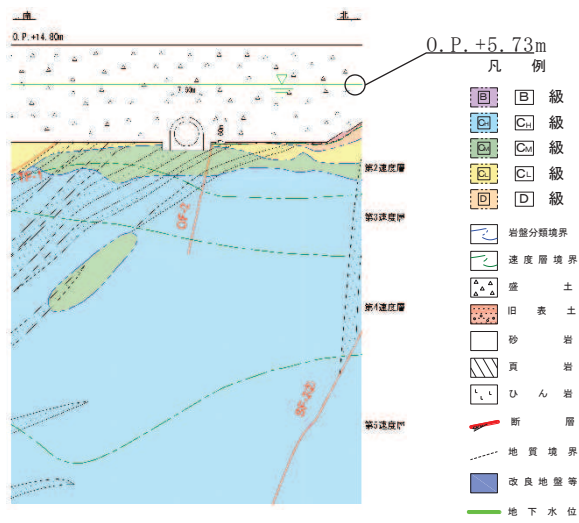


図 6-6 排気筒連絡ダクト（断面①）の地質断面図

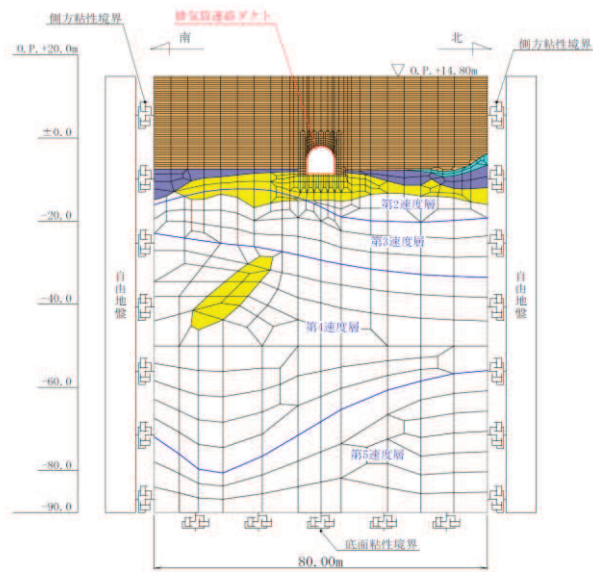


図 6-7 排気筒連絡ダクト（断面①）の解析モデル

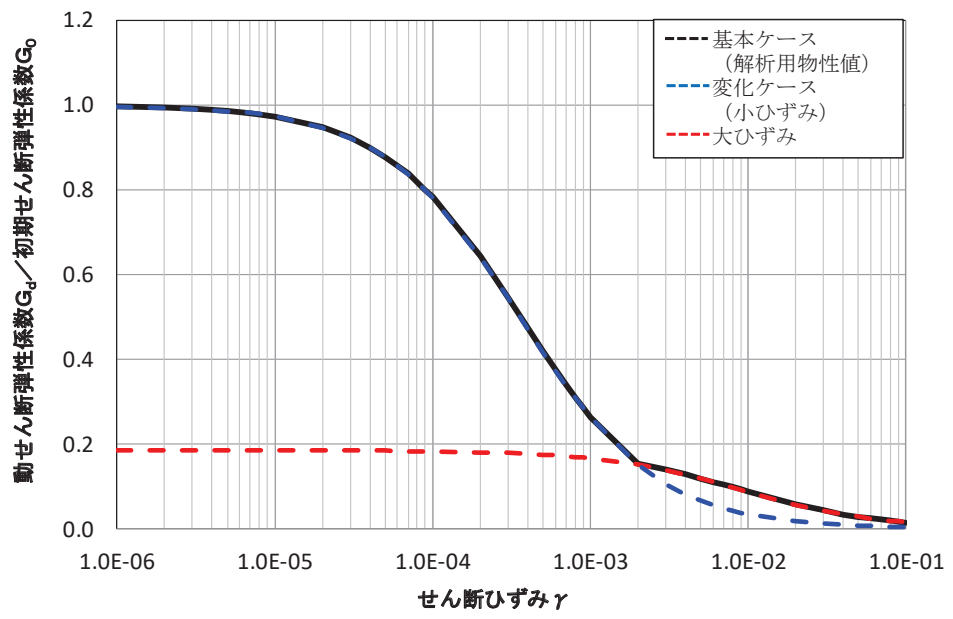


図 6-8 検討に使用した動的変形特性

表 6-2 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）

【S_s-N1（++）】

検討ケース	照査用層間変形角* R _d	限界層間変形角 R _u	照査値 R _d /R _u
基本ケース	1.24×10 ⁻³	1.0×10 ⁻²	0.13
変化ケース	7.62×10 ⁻⁴	1.0×10 ⁻²	0.08

注記*：照査用層間変形角 R_d = 最大層間変形角 R × 構造解析係数 γ_a

表 6-3(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリートの圧縮ひずみ，底版）

（Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認）【S_s-N1（++）】

検討ケース	照査用ひずみ* ε _d	限界ひずみ ε _R	照査値 ε _d /ε _R
基本ケース	782 μ	2000 μ	0.40
変化ケース	616 μ	2000 μ	0.31

注記*：照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-3(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（主筋ひずみ，底版）

（Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認）【S_s-N1（++）】

検討ケース	照査用ひずみ* ε _d	限界ひずみ ε _R	照査値 ε _d /ε _R
基本ケース	979 μ	1725 μ	0.57
変化ケース	747 μ	1725 μ	0.44

注記*：照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-4 せん断破壊に対する評価結果【S_s-N1(++)】

解析 ケース	評価位置*1		照査用 せん断力*2 V _d (kN)	せん断耐力 V _{y d} (kN)	照査値 (部材非線形 解析) V _d /V _{y d}	照査値 (材料非線形 解析) V _d /V _{y d}
基本 ケース	アーチ	1	892	1110	0.81	—
	側壁	2	1867	1074	1.74	0.72
	底版	4	2239	1640	1.37	0.87
変化 ケース	アーチ	1	633	1110	0.58	—
	側壁	2	1597	1103	1.45	*3
	底版	4	1786	1660	1.08	*3

注記*1：評価位置は図 6-9 に示す。

*2：照査用せん断力 V_d = 発生せん断力 V × 構造解析係数 γ_a

*3：基本ケースよりせん断耐力式の照査値が小さいので、材料非線形解析を用いれば照査値 1.0 未満となる見込み。

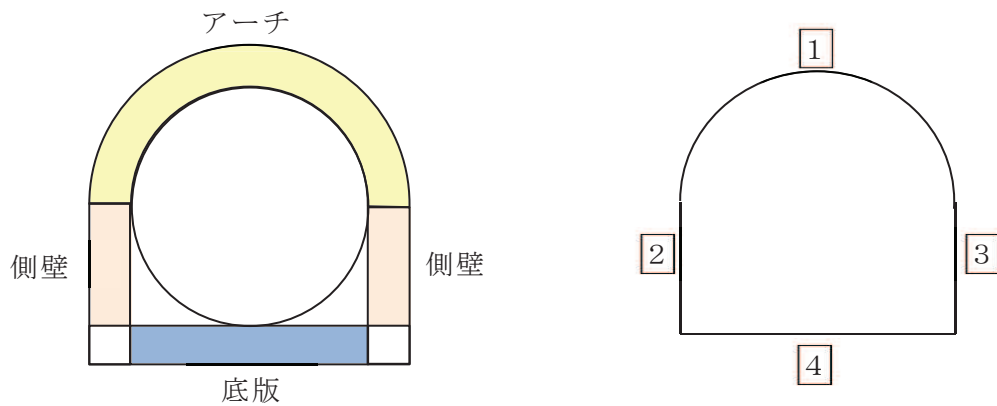


図 6-9 評価位置図

6.4 有効応力解析において地下水位以浅の動的変形特性を変化させた場合の影響

解析コードFLIPにおいては、動的変形特性の設定がH-Dモデルに限定されており、盛土の動的変形特性の設定に当たっては、大ひずみ領域の骨格にフィッティングしている。そのため、小ひずみ領域の設定の影響が設計に及ぼす影響を確認するため、地下水位以浅の盛土の動的変形特性を変化させた場合の影響を防潮堤（鋼管式鉛直壁）の地震時並びに津波及び余震の重畳時において確認した。

対象断面は、代表断面の中で盛土が比較的広く分布する鋼管式鉛直壁の断面①とした。また、地震動は、断面①の平均物性の検討において照査値が最も厳しくなるものを選定し、地震時は基準地震動 $S_s - D2$ （- -），津波及び余震の重畳時は $S_d - D2$ （- +）とした。解析モデルを図6-10に示す。

基本ケースにおける動的変形特性（大ひずみ領域にフィッティング）と、比較するために変化させた動的変形特性（小ひずみ領域にフィッティング）を図6-11に示す。

照査結果を表6-5に、鋼管杭の断面力の比較を表6-6に、背面補強工、置換コンクリート、改良地盤及びセメント改良土の局所安全係数の比較を表6-7に示す。

鋼管杭の断面力照査は動的変形特性を変化させた場合の方（小ひずみ領域にフィッティング）が若干照査値が小さくなっているほかは、照査結果は大きく変化しておらず、有効応力解析において地下水位以浅の盛土の動的変形特性が耐震設計に及ぼす影響は小さいことを確認できた。

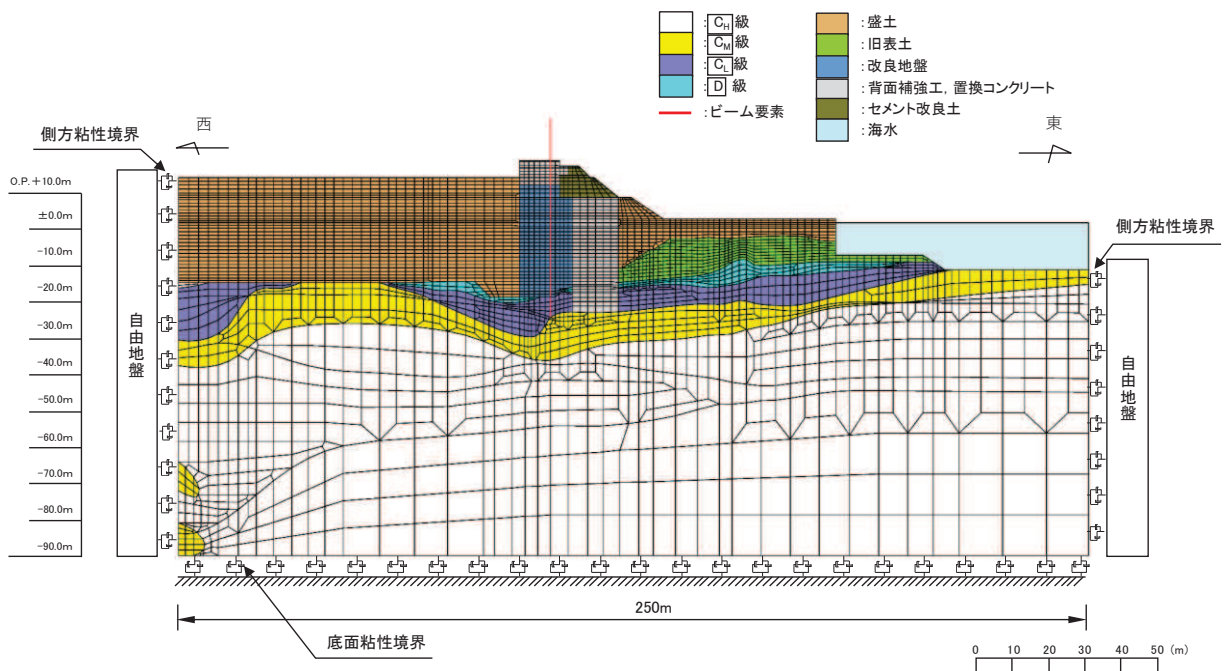


図 6-10 解析モデル（防潮堤（鋼管式鉛直壁），断面①）

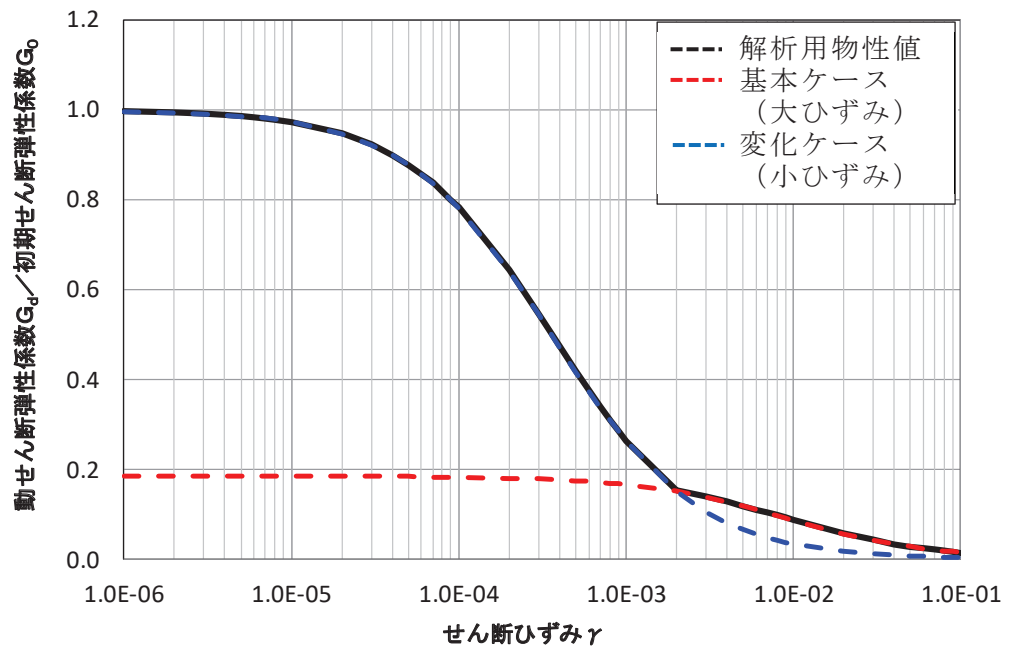


図 6-11 検討に使用した動的変形特性

表 6-5(1) 盛土の動的変形特性を変化させた場合の照査値の変化

事象	地震動 位相	検討 ケース	鋼管杭断面力照査				
			曲げ圧縮照査			せん断照査	
			モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	照査値	せん断力 (kN)	照査値
地震時	S _s -D2 (--)	基本ケース (大ひずみ)	8663	503	0.42	6589	0.24
		変化ケース (小ひずみ)	7802	321	0.37	5913	0.21
津波・ 余震 重畳時	S _d -D2 (-+)	基本ケース (大ひずみ)	44972	1316	0.76	13526	0.48
		変化ケース (小ひずみ)	41355	1309	0.70	12421	0.44

表 6-5(2) 盛土の動的変形特性を変化させた場合の照査値の変化

事象	地震動 位相	検討 ケース	すべり安全率				接地圧照査値		
			背面 補強工	置換 コンクリ ート	改良 地盤	セメント 改良土	鋼管杭	背面 補強工	置換 コンクリ ート
地震時	S _s -D2 (--)	基本ケース (大ひずみ)	24.7	4.9	3.1	3.9	0.15	0.21	0.36
		変化ケース (小ひずみ)	25.2	4.7	2.9	3.6	0.13	0.19	0.37
津波・ 余震 重畳時	S _d -D2 (-+)	基本ケース (大ひずみ)	11.0	15.1	2.6	48.2	0.24	0.25	0.15
		変化ケース (小ひずみ)	11.7	13.6	2.6	52.6	0.24	0.25	0.16

表 6-6 鋼管杭断面力の比較

凡例	
—	: 基本ケース (大ひずみ)
—	: 変化ケース (小ひずみ)

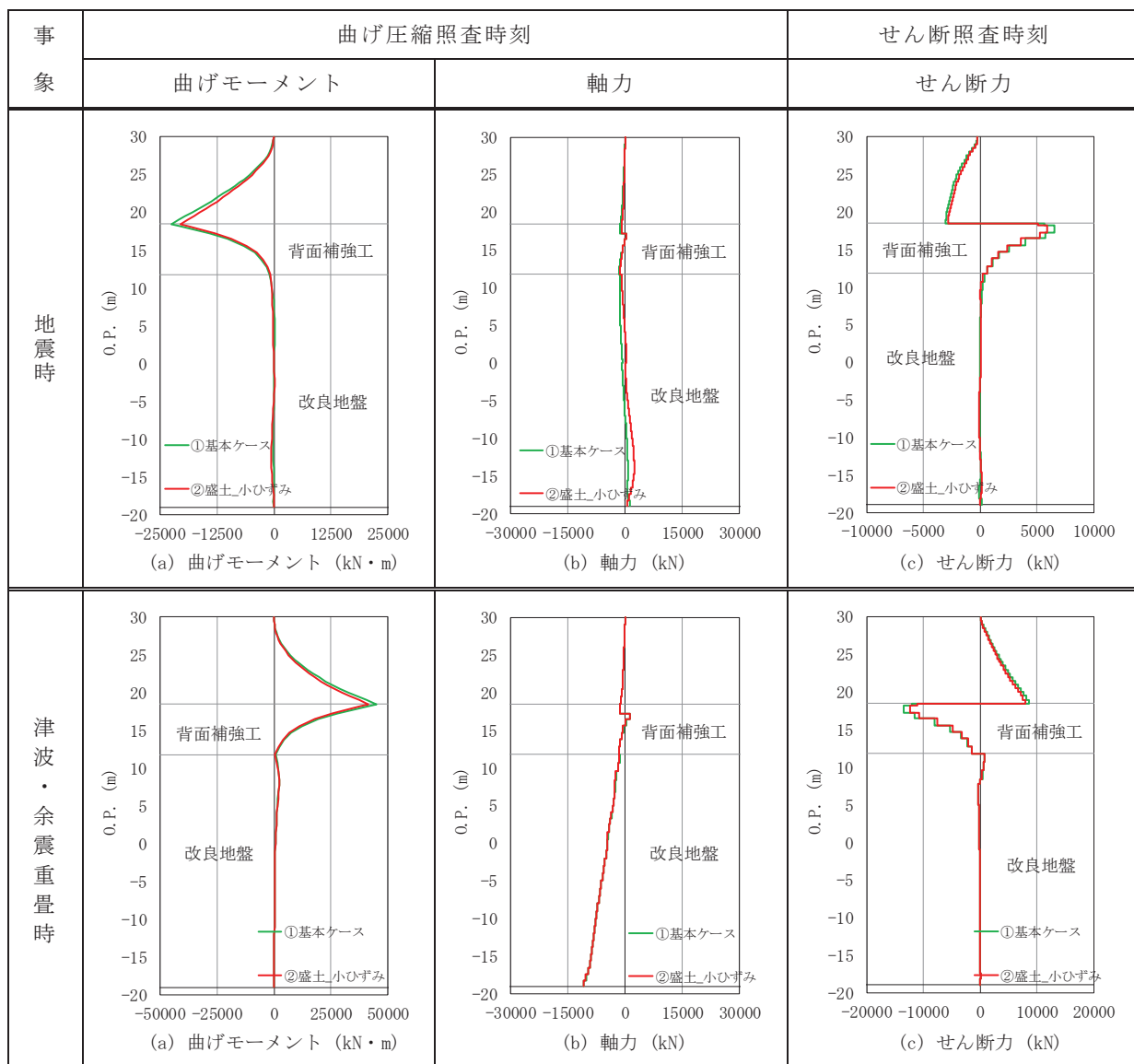
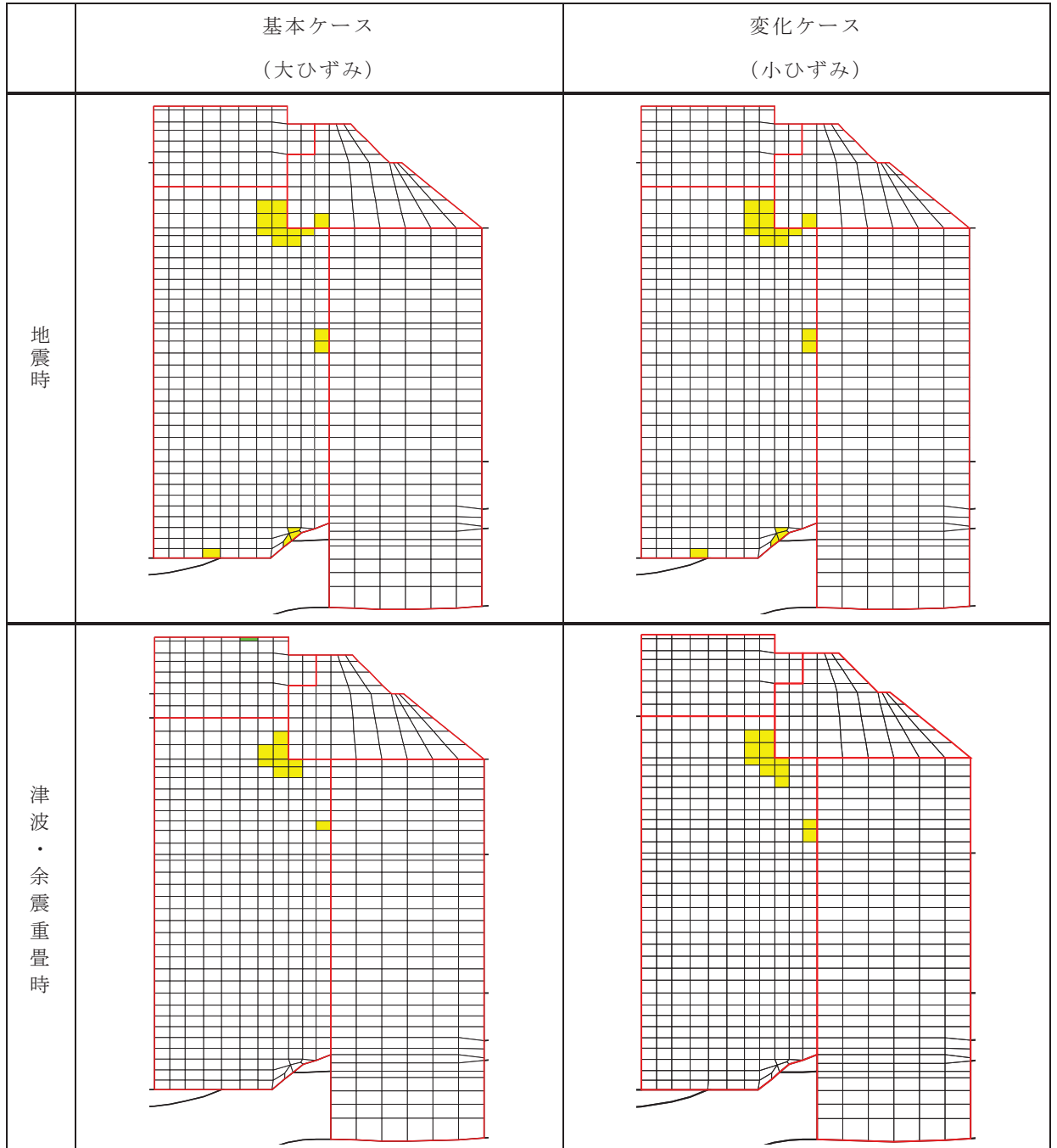
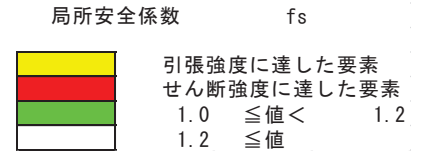


表 6-7 局所安全係数の比較



6.5 まとめ

等価線形解析及び全応力解析においては，現在の大ひずみ領域を補間して設定する方法が動的変形試験から得られた双曲線のみで設定する場合よりも耐震評価上保守的な結果を与えることを確認した。

また，有効応力解析においては，地下水位以浅の盛土の動的変形特性が耐震設計に及ぼす影響は小さいことを確認した。

7. まとめ

- 盛土の動的変形特性を設定するに当たり、盛土が礫を含んでいるため大型繰返し三軸試験により動的変形特性を確認しているが、ひずみデータの取得範囲に制限があり、基準地震動 S_s による解析上の発生ひずみは動的変形試験のデータ取得範囲である約 2.0×10^{-3} を超える箇所がある。ただし、大型繰返し三軸試験終了時の供試体の観察の結果、供試体は破壊に至っていないことを確認している。また、更に大きなひずみレベルの繰返し载荷を行う液状化強度試験においても供試体が破壊に至るケースはわずかである状況を踏まえると、大型繰返し三軸試験によるひずみデータの取得範囲を超えても供試体は破壊に至っておらず载荷が可能な状態であることを確認した。
- 試験ひずみ 2.0×10^{-3} を超える範囲においても供試体は破壊に至らないことから、このひずみ領域に対して保守的な動的変形特性を設定するため、既往文献等を参考にして、静的強度試験に基づくせん断強度に漸近するように骨格を設定した。
- 現状の設定が耐震設計上保守的であることを確認するため、盛土の動的変形特性を動的変形試験のみにフィッティングさせた解析と比較した。地盤安定解析（等価線形解析）及び逐次非線形解析を含む全応力解析において、大ひずみ領域での骨格を静的強度試験に基づき設定することは、耐震設計上、保守的な評価を与える。また、有効応力解析に用いる解析コード F L I P では、静的強度試験に基づく動的変形特性を設定しているが、地下水位以浅の盛土の動的変形特性が耐震設計に及ぼす影響は小さく、現状の設定で耐震設計上問題ないことを確認した。
- 以上から、盛土の骨格設定に関する解析上の取扱いは、耐震設計上妥当である。

(参考資料 2 7) 有効応力解析の妥当性及び液状化強度特性設定の保守性について

1. 概要

女川の設工認における耐震・強度評価で使用している有効応力解析の妥当性及び本編の「4.2.2 有効応力解析に用いる解析用物性値」で設定した地盤の液状化強度特性の保守性を確認するため、第 2 号機取水口近傍の前面護岸とその周辺地盤 (O.P. +3.5m 盤) を対象に、2011 年東北地方太平洋沖地震の地震記録を入力波とした解析コード FLIP による有効応力解析を行い、当該地震後に敷地内で観測された前面護岸の水平変位等と比較する。検討フローを図 1-1 に示す。

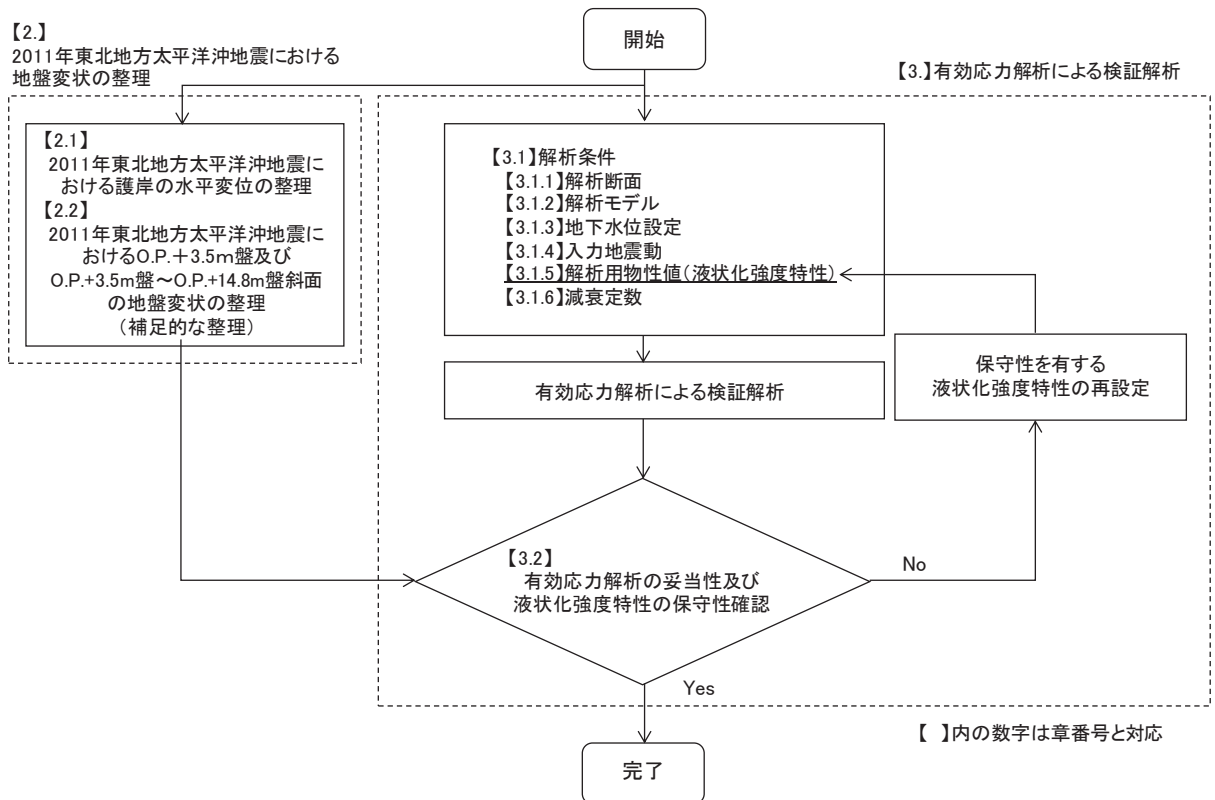


図 1-1 有効応力解析の妥当性及び液状化強度特性設定の保守性検討フロー

2. 2011年東北地方太平洋沖地震における地盤変状

2.1 護岸の水平変位

2011年東北地方太平洋沖地震後に、第2号機取水口近傍の前面護岸（タイロッド式矢板護岸）の残留水平変位を計測している。護岸の水平変位計測位置の平面図を図2-1に、前面護岸の断面図を図2-2に示す。前面護岸は、鋼矢板によるタイロッド式矢板護岸であり、鋼矢板と控え鋼矢板間をタイロッドで連結し、鋼矢板に作用する土圧を、控え鋼矢板及びタイロッドで受け持たせる構造である。

前面護岸の残留水平変位を図2-3に示す。前面護岸の残留水平変位は最大で約17cm（海側）であった。なお、水平変位の計測と併せて外観目視調査を実施しており、損傷が無いことを確認している。

また、前面護岸の残留水平変位は、以下の手順により算出した。

- ・ 測点は測点 No.1～No.6 の6箇所
- ・ 第2号機取水口前面位置を基準として、鋼矢板の上部コンクリートの海側への水平変位量を光波測距儀により計測（鋼矢板上部の水平変位）
- ・ 上部コンクリートから下げ振りをを用いて、深度方向0.5m毎に上部コンクリート前面下端と鋼矢板の水平変位を計測（鋼矢板の相対変位）
- ・ 鋼矢板上部の水平変位と鋼矢板の相対変位を足し合わせることで、前面護岸の残留水平変位とした

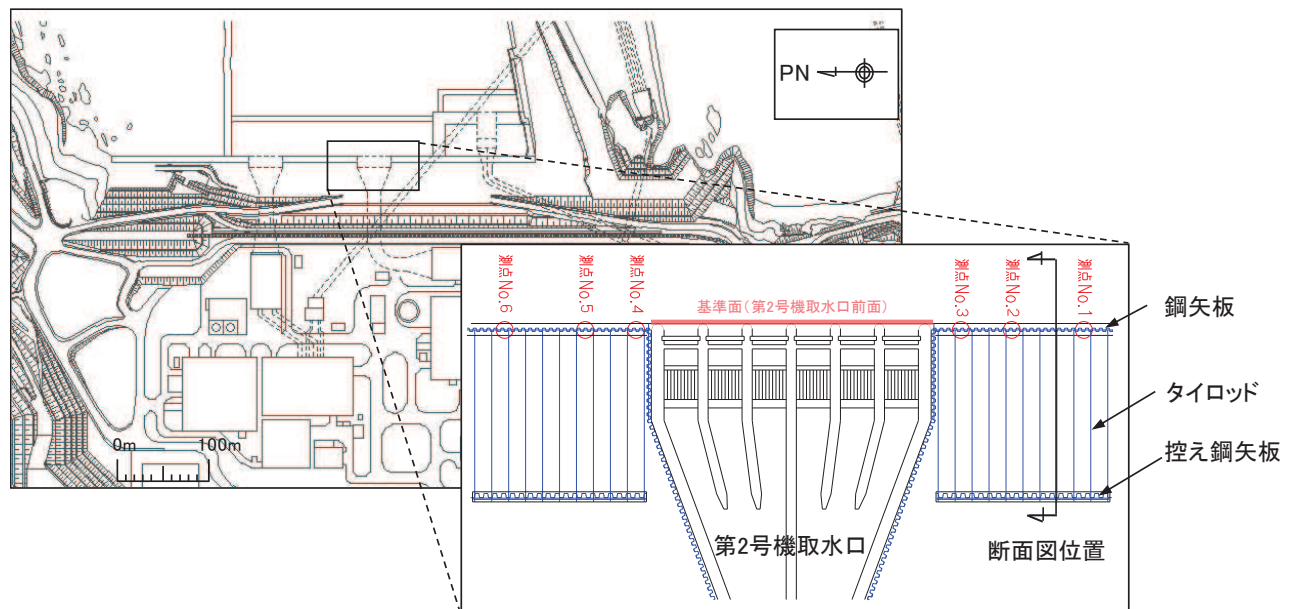


図2-1 前面護岸の水平変位計測位置

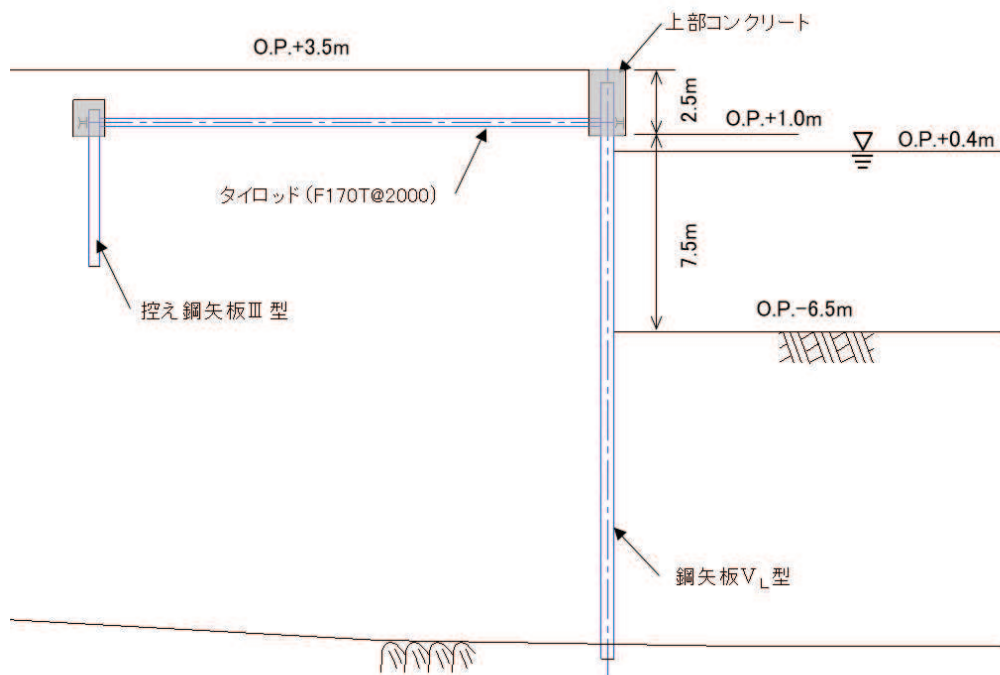


図 2-2 前面護岸断面図

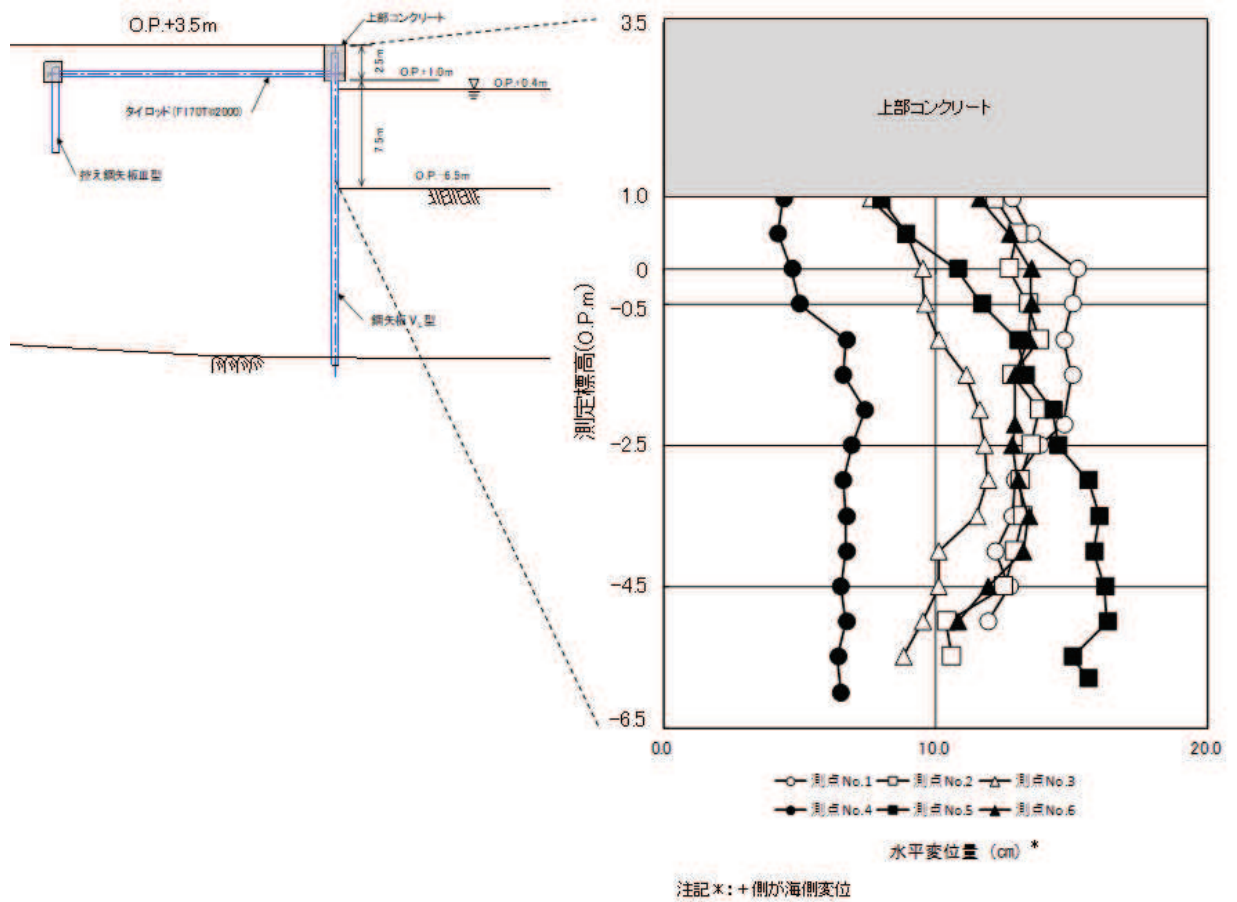


図 2-3 前面護岸の残留水平変位

2.2 0.P.+3.5m盤及び0.P.+3.5m盤～0.P.+14.8m盤斜面における地盤変状

2.2.1 0.P.+3.5m盤の沈下発生状況

0.P.+3.5m盤及び0.P.+3.5m盤～0.P.+14.8m盤斜面における地盤変状については、2.1で示した前面護岸の水平変位のように実測値としては得られていないものの、2011年東北地方太平洋沖地震後に撮影した写真を基に地盤変状の状況を整理した。

2011年東北地方太平洋沖地震における0.P.+3.5m盤（第2号機取水口付近）の沈下発生状況（2011年3月15日撮影）を図2-4に示す。

沈下量は、写真の第2号機取水口とアスファルト舗装の境界部に発生している段差から約20cmと推察される。

0.P.+3.5m盤の沈下要因は、参考資料16に示すとおり、過剰間隙水圧の消散に伴う沈下や、有効応力の減少により地盤の剛性低下が生じていたことによる可能性が高いと考えられる。



図2-4 2011年東北地方太平洋沖地震における沈下発生状況
(2号機取水口付近, 2011年3月15日撮影)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.2.2 0.P.+3.5m 盤～0.P.+14.8m 盤斜面における状況

0.P.+3.5m 盤～0.P.+14.8m 盤斜面における状況を図 2-5 に示す。図 2-5 に示すとおり、当該箇所は 2011 年東北地方太平洋沖地震において、変状は生じていない。

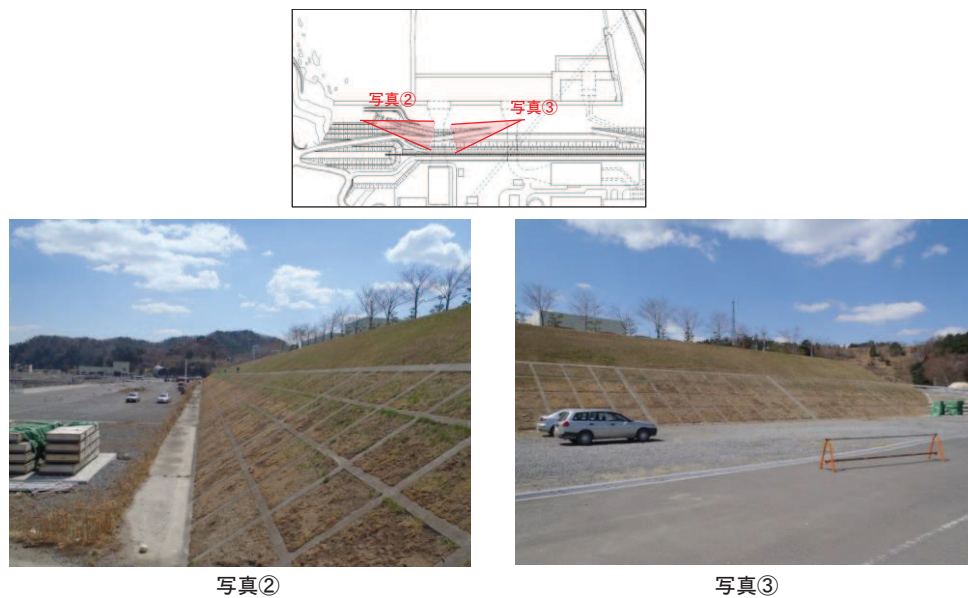


図 2-5 2011 年東北地方太平洋沖地震における地盤状況
(0.P.+3.5m 盤～0.P.+14.8m 盤斜面, 2011 年 4 月 12 日撮影)

3. 有効応力解析による検証解析

3.1 解析条件

3.1.1 解析断面

解析断面は、敷地前面の O.P.+3.5m 盤の中で、水平変位を観測している前面護岸近傍の断面（防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面②と同断面）を選定した。解析断面位置を示した平面図を図 3-1 に示す。

なお、本検討では、2011 年東北地方太平洋沖地震発生時点での地質状況を基にモデル化を行う。

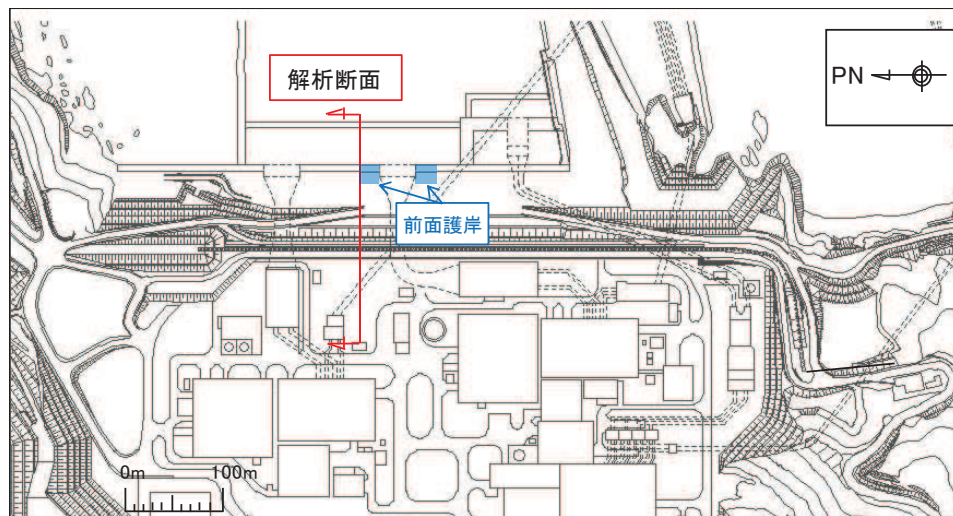


図 3-1 検証解析における解析断面位置

3.1.2 解析モデル

解析モデル図を図3-2に示す。防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面②と同断面であるものの、2011 東北地方太平洋沖地震発生時点での状況を模擬するため、防潮堤設置前の地質状況にてモデル化する。また、本検討においては前面護岸の水平変位に着目する観点から、前面護岸をモデル化する。

前面護岸の鋼矢板及び控え鋼矢板は非線形はり要素であるM-φモデルを用いてモデル化する。非線形特性の設定においては、鋼矢板の非線形性を考慮する。鋼材の非線形性は、「港湾技研資料 No.912 Sept.1998 被災した係留施設の残存耐力の評価手法の開発」に基づき設定する。図3-3に鋼矢板におけるM-φ関係のトリリニアモデルによる骨格曲線を示す。

また、タイロッドは非線形ばね要素でモデル化する。モデル化は引張力のみ受け持つバイリニアモデルとする。図3-4にタイロッドのP-δ関係のイメージ図を示す。

前面護岸の諸元を表3-1～表3-4に示す。

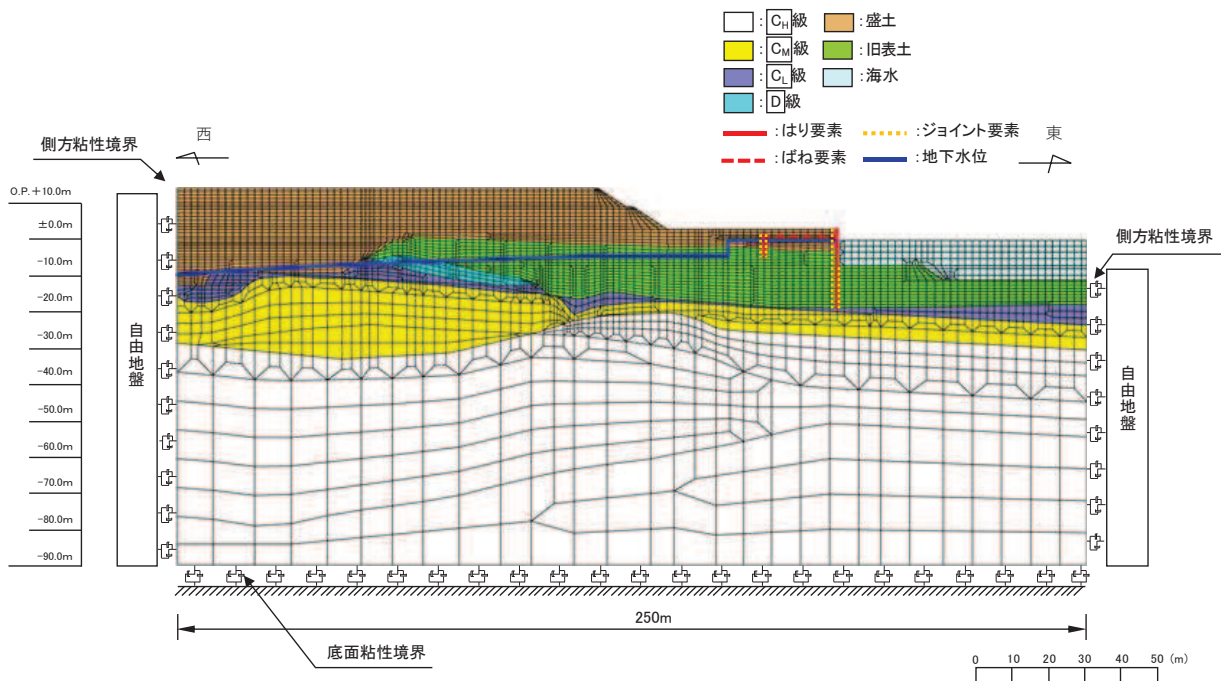


図3-2 検証解析の解析モデル

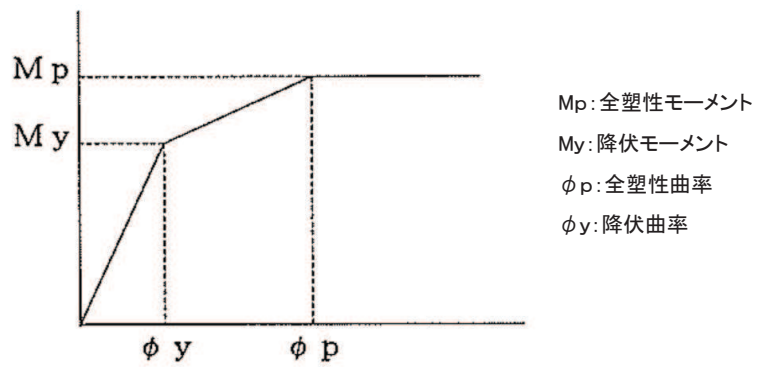


図 3-3 鋼矢板の $M-\phi$ 関係

(「港湾技研資料 No. 912 Sept. 1998 被災した係留施設の残存耐力の評価手法の開発」に一部加筆)

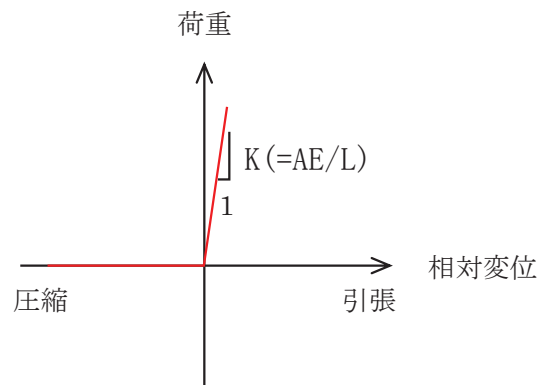


図 3-4 タイロッドのモデル化イメージ図

表 3-1 鋼材の物理定数

部材	弾性係数 E (kN/m ²)	ポアソン比 ν
鋼矢板	2.0 × 10 ⁸	0.3
控え鋼矢板		
タイロッド		

表 3-2 鋼矢板の断面性能

部材	形式	断面積 A (cm ²)	断面係数 Z (cm ³)	断面二次モーメント I (cm ⁴)	単位重量 W (kg/m)
鋼矢板	V _L 型	267.6	3150	63000	210
控え鋼矢板	Ⅲ型	191.0	1340	16800	150

表 3-3 鋼材のM-φ関係

部材	降伏強度 σ _y (N/mm ²)	降伏 モーメント M _y (kN・m)	全塑性 モーメント M _p (kN・m)	降伏曲率 φ _y (1/m)	全塑性曲率 φ _p (1/m)
鋼矢板	295	929.3	1115.1	0.007375	0.04425
控え鋼矢板	295	395.3	446.7	0.0117649	0.0705893

表 3-4 タイロッドの軸剛性

部材	形式	断面積 A (mm ²)	長さ L (m)	軸剛性* K (kN/m)
タイロッド	F170T	485.5	20	2.427 × 10 ³

注記*：タイロッドは 2m 間隔で配置されているため、軸剛性は単位幅(1m)あたりに換算してモデル化する。

3.1.3 地下水位設定

(1) 地下水位設定方針

本検討に用いる地下水位は、2011年東北地方太平洋沖地震当時の地下水位状況をモデル化するため、観測データ及び観測データを使用した暗渠の地下水位公式により地下水位を設定する。

暗渠の地下水位公式を式(1)、Sichardtの提案式を式(2)に示す。また、暗渠の地下水位公式による地下水位分布算定の模式図を図3-5に示す。

$$z = \sqrt{\frac{(H^2 - h^2)}{L}x + h^2} \quad \dots \text{式(1)}$$

$$L = 3000S\sqrt{k} \quad \dots \text{式(2)}$$

ここに、

- | | |
|-----------------------|---------------------------|
| z : 不透水層上端からの水深 (m) | L : 影響距離 (m) |
| x : 暗渠管中心からの距離 (m) | S : 水位低下量 (m) = $H - h$ |
| H : 滞水層水深 (m) | k : 透水係数 (m/s) |
| h : 暗渠内水深 (m) | |

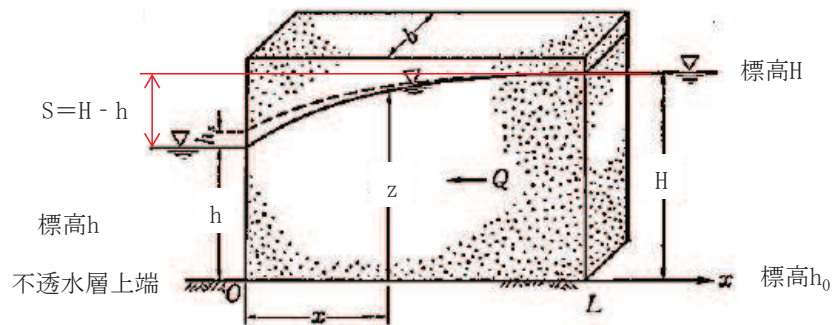


図3-5 暗渠の地下水位公式による地下水位分布算定の模式図

(2) 地下水位設定

地下水位の設定は以下の内容で設定した。

- ・ 海側は、2011年東北地方太平洋沖地震時（2011年3月11日14:46）の観測潮位を基に、O.P. + 0.4mとした。
- ・ また、敷地前面には地中連続壁（ソイルモルタル）が設置されていることから、地中連続壁よりも敷地側は、観測データを用いた暗渠の地下水位公式により設定した。
- ・ 図3-5にて示した暗渠の地下水位公式の模式図のうち、滞水層水深（H）及び影響距離（L）を未知数とし、観測データ等から求める。地下水位及

び潮位の観測地点を図 3-6 に示す。地下水位の観測データは、第 3 号機タービン建屋の地下水位低下設備のドレーン管中心高さ（O.P. -11.938m）及び解析断面付近における観測孔①の観測水位（O.P. -4.000m）を用いる。

- ・ 観測孔①の地下水位は図 3-7 に示す地下水位観測結果を基に、2011 年 9 月 21 日～9 月 22 日の雨水流入が原因である水位上昇を除外した上で設定した。
- ・ なお、不透水層上端 h_0 は第 3 号機タービン建屋の地下水位低下設備のドレーン管底高さである O.P. -12.038m とした。

また、暗渠の地下水位公式による地下水位設定に用いた諸元を表 3-5 に示す。

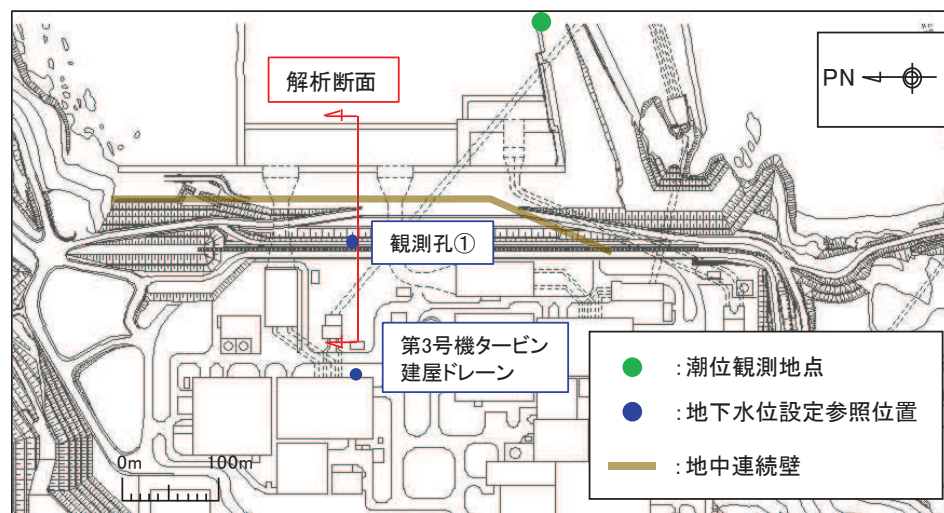


図 3-6 地下水位及び潮位観測地点（平面図）

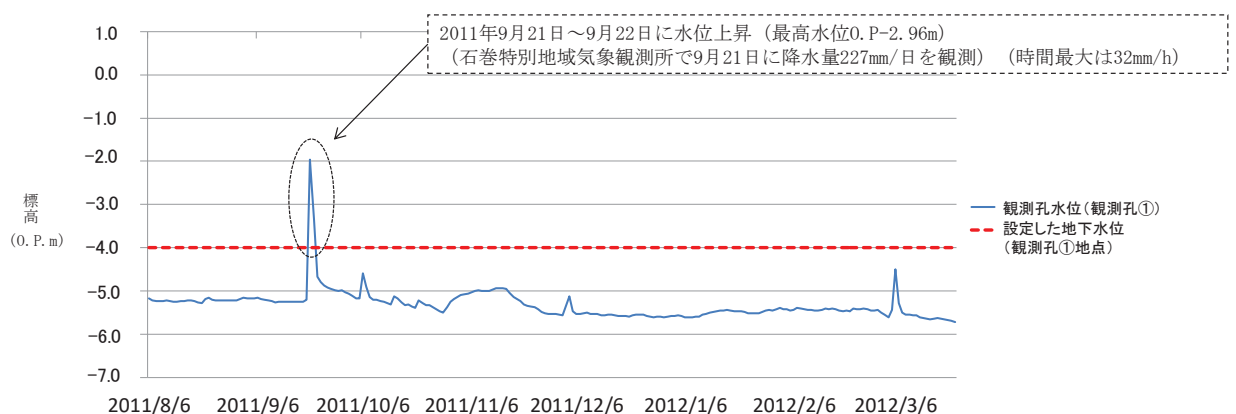


図 3-7 地下水位観測結果（観測孔①）

表 3-5 地下水位設定に用いた諸元

記号	定義	数値	単位	備考
z	不透水層上端からの水深	8.038	m	観測孔①の観測水位－不透水層上端
x	暗渠管中心からの距離	128.0	m	ドレーン－観測孔①の水平距離
h	暗渠内水深	0.1	m	ドレーン管中心－不透水層上端
k	透水係数	3.0×10^{-5}	m/s	盛土・旧表土の透水係数
H	滞水層水深	8.193	m	未知数として算出される値
L	影響距離	132.982	m	未知数として算出される値
S	水位低下量	8.093	m	滞水層水深－暗渠内水深

(3) 設定地下水位

解析断面において設定した地下水位の分布を図 3-8 に示す。

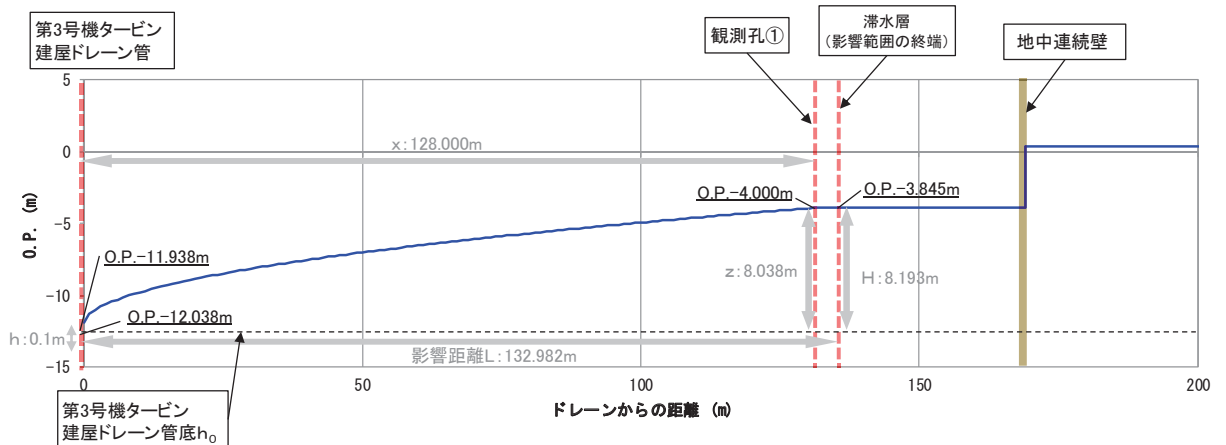
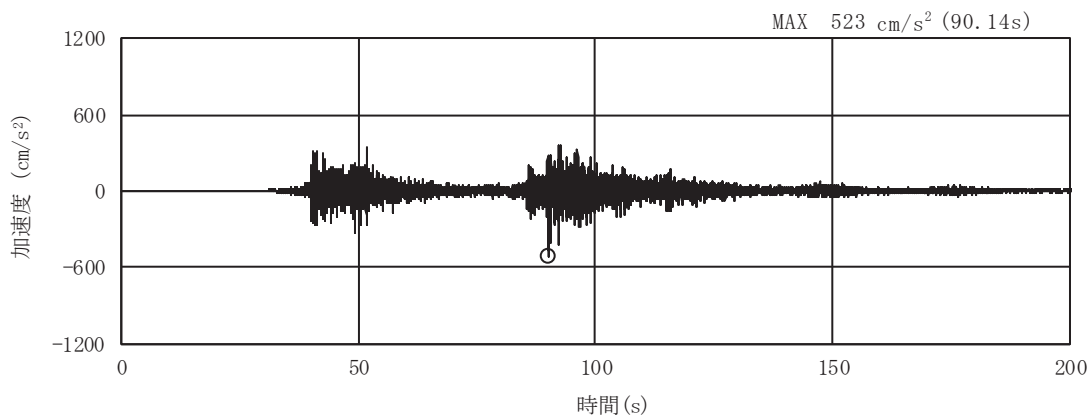


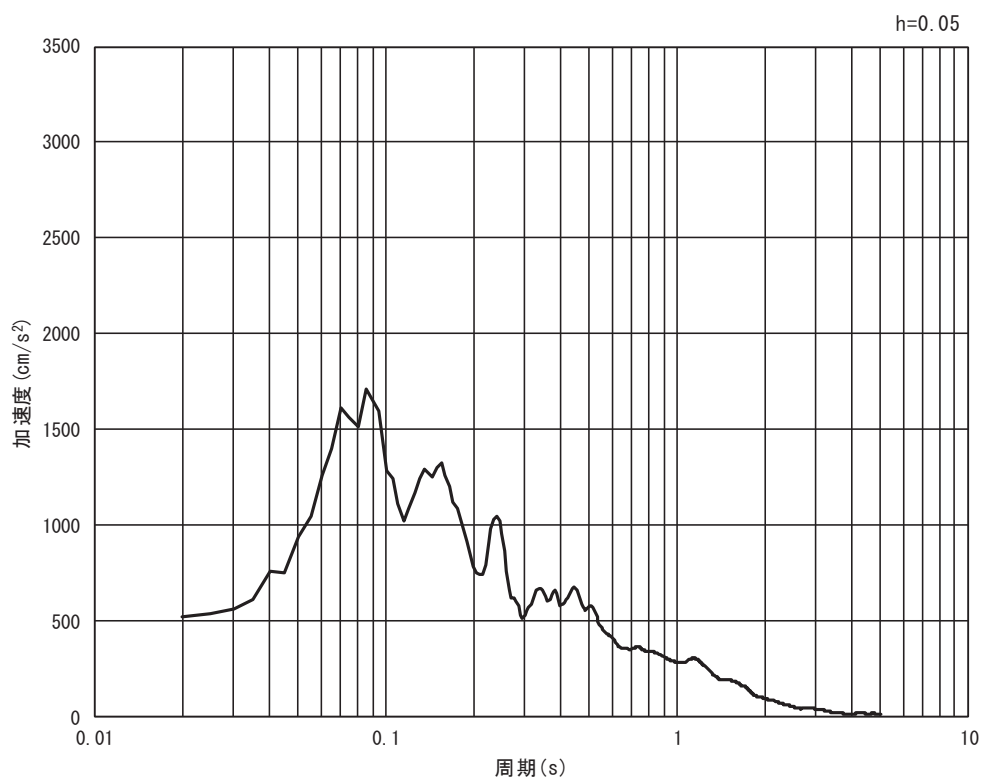
図 3-8 解析断面の地下水位分布図

3.1.4 入力地震動

入力地震動は、2011年東北地方太平洋沖地震において原子炉建屋で観測された地震記録を解析モデル下端（O.P. -90m）に引き戻した地震動を用いる。図3-9に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。

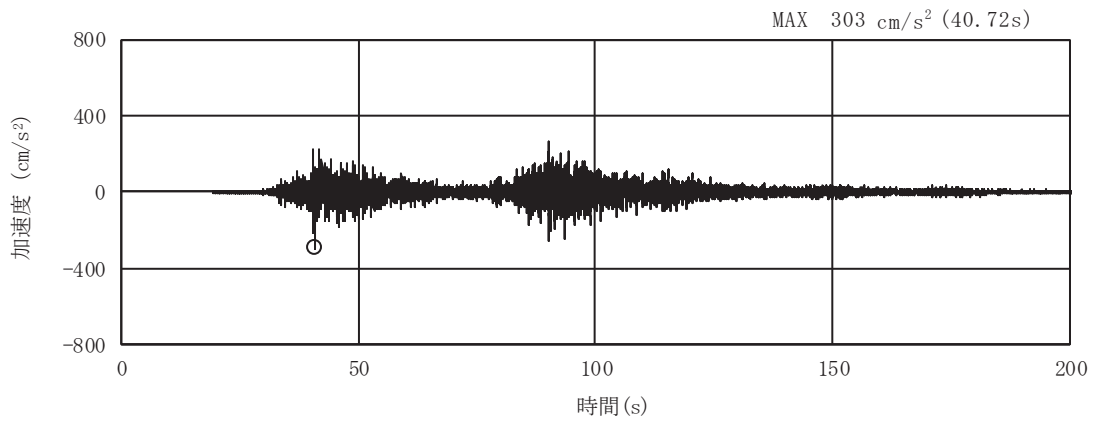


(a) 加速度時刻歴波形

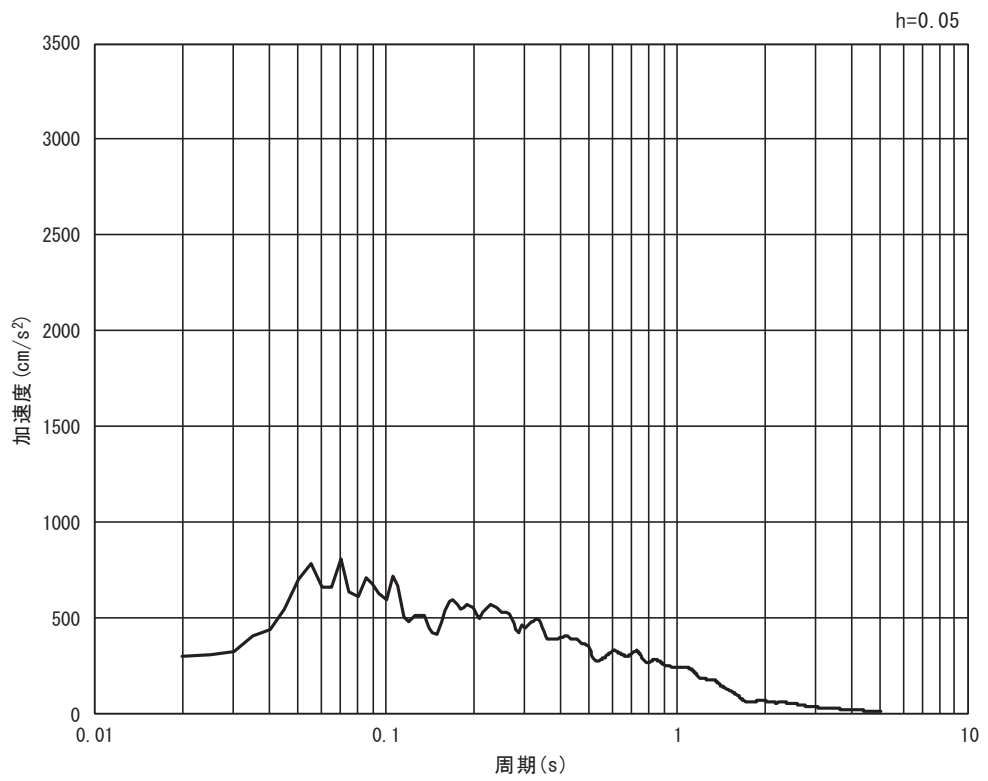


(b) 加速度応答スペクトル

図3-9(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル（東西方向）



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-9(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル（鉛直方向）

3.1.5 解析用物性値（液状化強度特性）の設定

本検討における検証解析では、「有効応力解析の妥当性」又は耐震評価における「液状化強度特性の保守性」に着目する観点から以下のとおり液状化パラメータを設定する。また、液状化強度試験試料採取位置を図 3-10 に示す。

なお、その他の解析用物性値については、本編の「4.2 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値」に示す。

(1) 有効応力解析の妥当性に着目した設定

「有効応力解析の妥当性」の観点においては、液状化強度試験の「回帰曲線（平均値）」に基づいて液状化パラメータを設定する。旧表土は、前面護岸の水平変位を検証する観点から、O.P.+3.5m 盤の液状化強度試験結果（A-1, A-3 の 2 地点）に基づき設定する。盛土は、敷地全体（B-1～B-8 の 8 地点）の液状化試験結果に基づき設定する。

(2) 液状化強度特性の保守性に着目した設定

「液状化強度特性の保守性」の観点においては、液状化強度試験の「下限値」に基づいて液状化パラメータを設定する（女川の耐震評価における設定）。旧表土は、防潮堤近傍の液状化パラメータ設定に用いた液状化強度試験結果（A-1～A-4 の 4 地点）に基づき設定する。なお、旧表土の液状化パラメータは、本編「4.2.2 有効応力解析に用いる解析用物性値」に示すとおり、敷地全体の液状化強度試験（A-1～A-7 の 7 地点）の下限値で設定したものと防潮堤近傍の液状化強度試験（A-1～A-4 の 4 地点）の下限値で設定したものの 2 種類設定しているが、防潮堤の液状化試験結果の下限値で設定した液状化パラメータの方が液状化強度は大きいことから、防潮堤近傍の液状化パラメータで保守性が確認できれば、敷地全体を包絡した評価が実施できる。盛土は、敷地全体（8 地点）の液状化試験結果に基づき設定する。

(3) 設定した液状化強度特性

設定した液状化強度特性及び液状化パラメータを図 3-11～図 3-12 及び表 3-6 に示す。

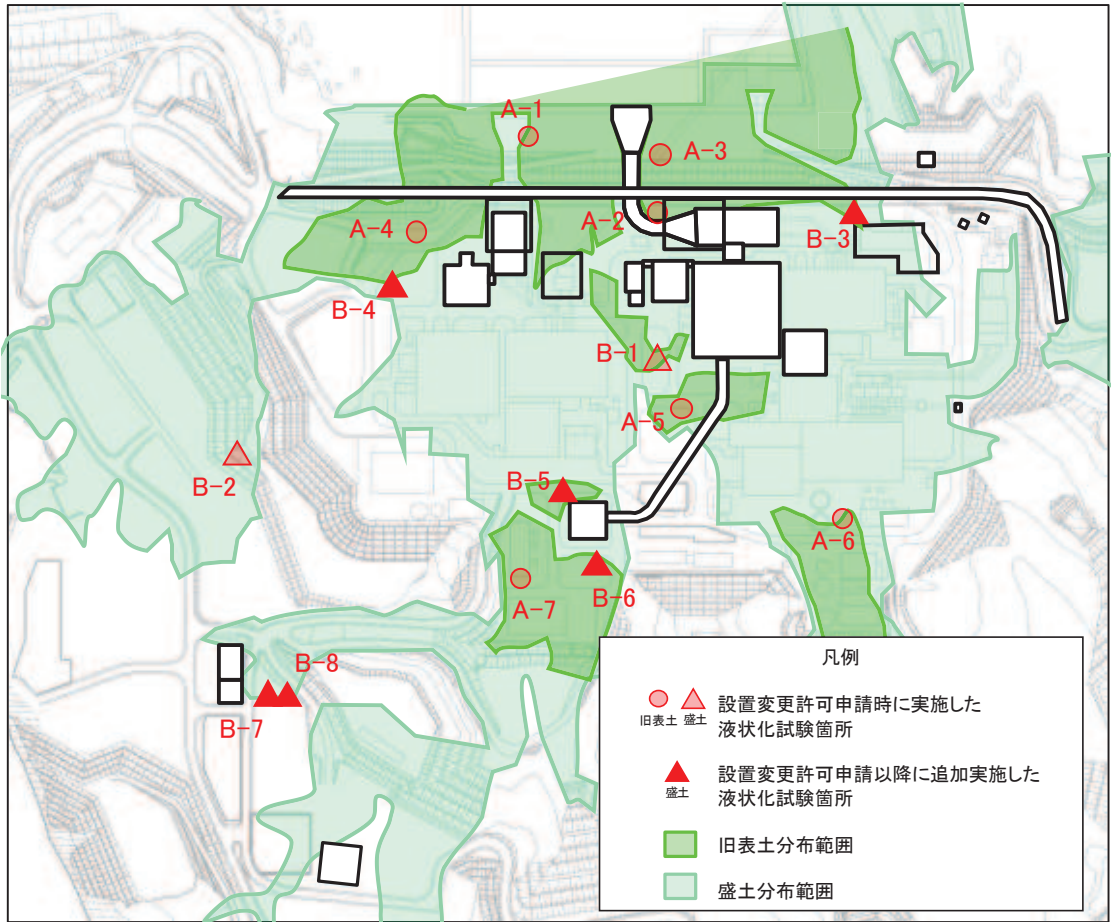
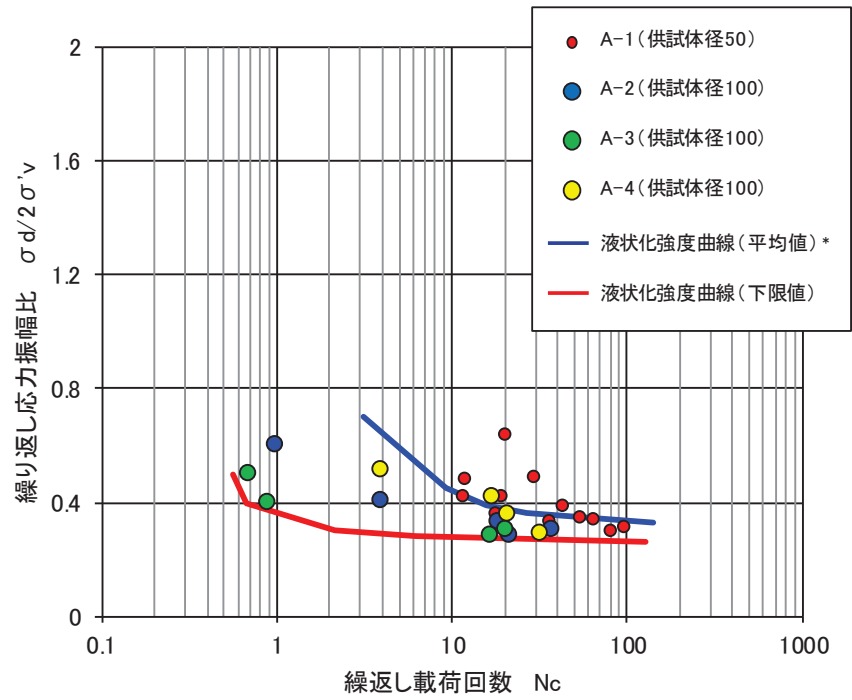


図 3-10 液状化強度試験試料採取位置



注記*：液状化強度特性平均値は A-1 及び A-3 供試体データにより設定

図 3-11 旧表土の液状化強度特性（平均値及び下限値）

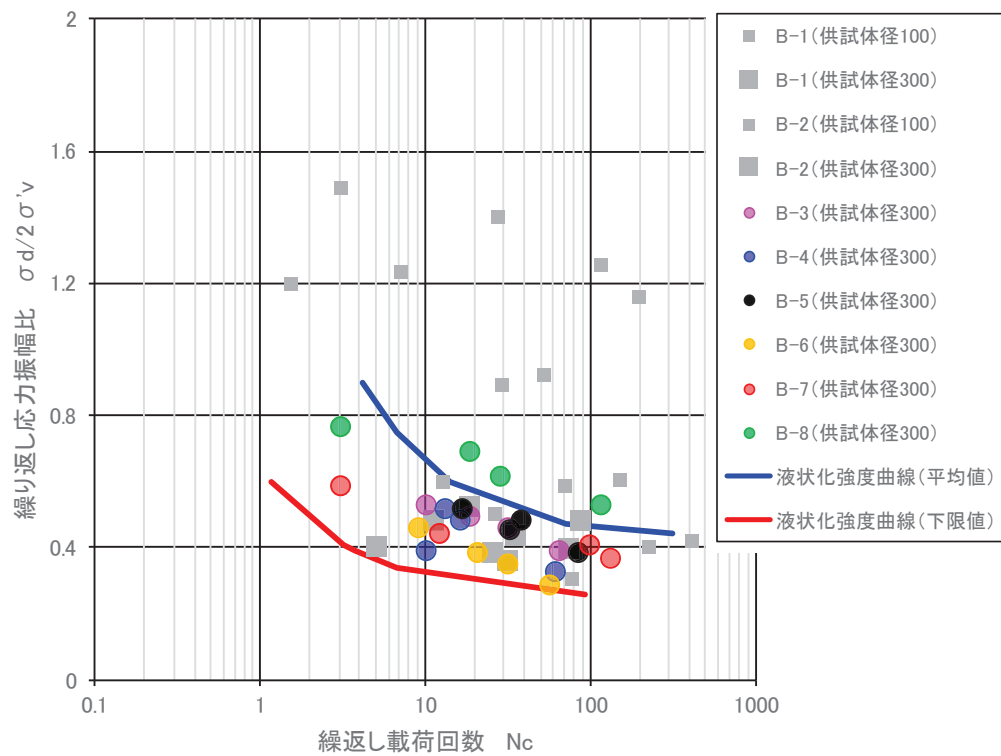


図 3-12 盛土の液状化強度特性（平均値及び下限値）

表 3-6 検証解析に用いる液状化パラメータ

ケース	地盤	ϕ_p ($^{\circ}$)	w_1	p_1	p_2	c_1	S_1
平均値 ケース	旧表土	28	5	3.0	0.6	3.65	0.005
	盛土	28	50	3.5	0.5	6.15	0.005
下限値 ケース	旧表土	28	1.3	1.2	0.8	2.75	0.005
	盛土	28	14	1.0	0.6	2.80	0.005

3.1.6 減衰定数

有効応力解析における構造物及び地盤の減衰定数は、履歴減衰及び粘性減衰で考慮している。

履歴減衰は地盤の非線形性（せん断剛性－せん断ひずみ関係）の程度に応じた値となる。粘性減衰は、時刻歴数値解析において急変時等に対して計算を安定させるために用いられる数値粘性の一種で、解析モデルに減衰を付加するものであり、実現象に影響を与えない程度に小さな減衰として与えることが推奨される。今回採用する Rayleigh 減衰は、実務的によく用いられる粘性減衰であり、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で下式のとおり表される。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

[C] : 減衰係数マトリックス, [M] : 質量マトリックス,

[K] : 剛性マトリックス

α , β : 係数

Rayleigh 減衰は、剛性比例型減衰 ($\alpha=0$, $\beta=0.002$) を考慮する。なお、係数 β の設定については、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に設定している。

3.2 解析結果

3.2.1 検証解析結果（前面護岸水平変位）

検証解析により得られた前面護岸部分の水平変位と前面護岸の残留水平変位を比較し、有効応力解析の妥当性及び液状化強度特性の保守性を確認する。

有効応力解析による前面護岸の残留水平変位（液状化強度特性平均値及び下限値）と前面護岸の残留水平変位の実測値の比較を図3-13に示す。

液状化強度特性平均値の解析においては、前面護岸が海側へ水平変位を生じる実測値の傾向を解析上で表現できており、前面護岸の残留水平変位実測値を全体に上回る水平変位が得られている。

液状化強度特性下限値とした場合の解析においては、前面護岸の残留水平変位実測値を大きく上回る水平変位が得られる。

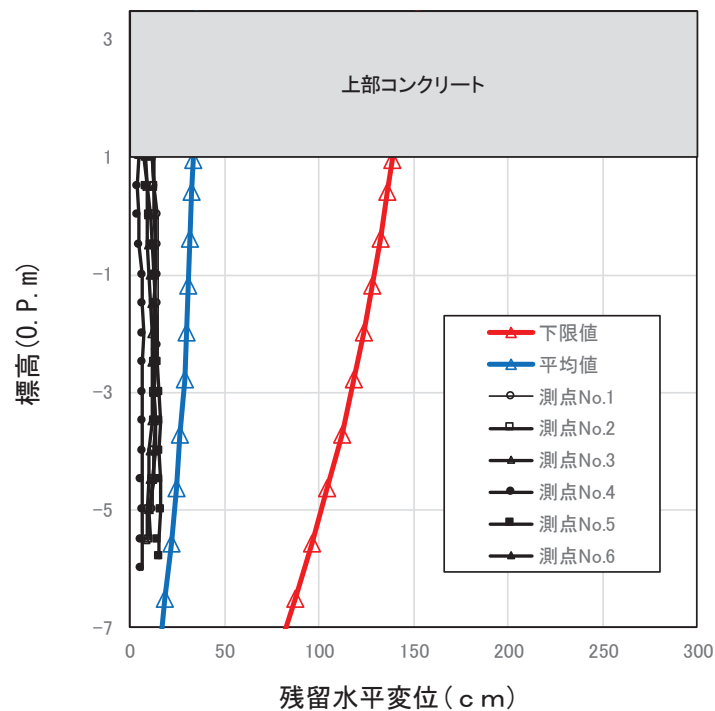


図3-13 有効応力解析による前面護岸の水平変位（東西方向波）

3.2.2 検証解析結果（水平変位分布及び鉛直変位分布）

図 3-14 及び図 3-15 に水平変位分布及び鉛直変位分布を示す。

鉛直変位分布を作成するために参照する沈下量は、有効応力解析による検証解析から得られた残留鉛直変位と、盛土・旧表土の過剰間隙水圧消散による沈下の足し合わせによる総沈下量とする。

過剰間隙水圧消散による沈下は図 3-16 に示すフローのとおり算定することとし、最大せん断ひずみから体積ひずみへの変換は Yoshimine (2006) *に基づく下式により算定する。

注記* : M.Yoshimine, et.al, Flow deformation of liquefied sand under constant shear load and its application to analysis of flow slide of infinite slope, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 26, pp.253-264, 2006

$$\varepsilon_v = 1.5 \exp(-0.025D_r) \gamma_{\max} \quad \text{if}(\gamma_{\max} \leq 8\%)$$

$$\varepsilon_v = 12.0 \exp(-0.025D_r) \quad \text{if}(\gamma_{\max} > 8\%)$$

ここで、相対密度 D_r は、表 3-7 に示す敷地内の試験結果の平均値を用いる。

図 3-15 に示す結果によると、液状化強度特性平均値の場合の O.P.+3.5m 盤における鉛直変位は最大約 20cm 程度であった。

また、液状化強度特性下限値の鉛直変位分布によると、O.P.+14.8m 盤法肩付近で最大約 60cm の鉛直変位が生じている。

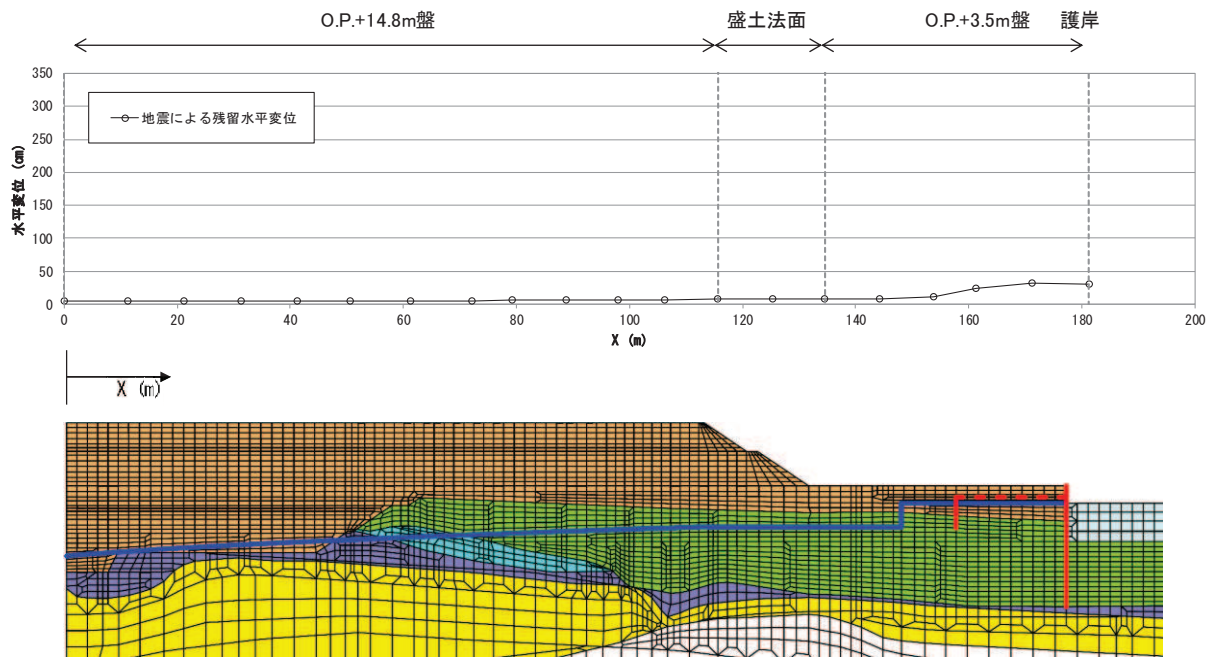


図 3-14(1) 水平変位分布 (液状化強度特性平均値)

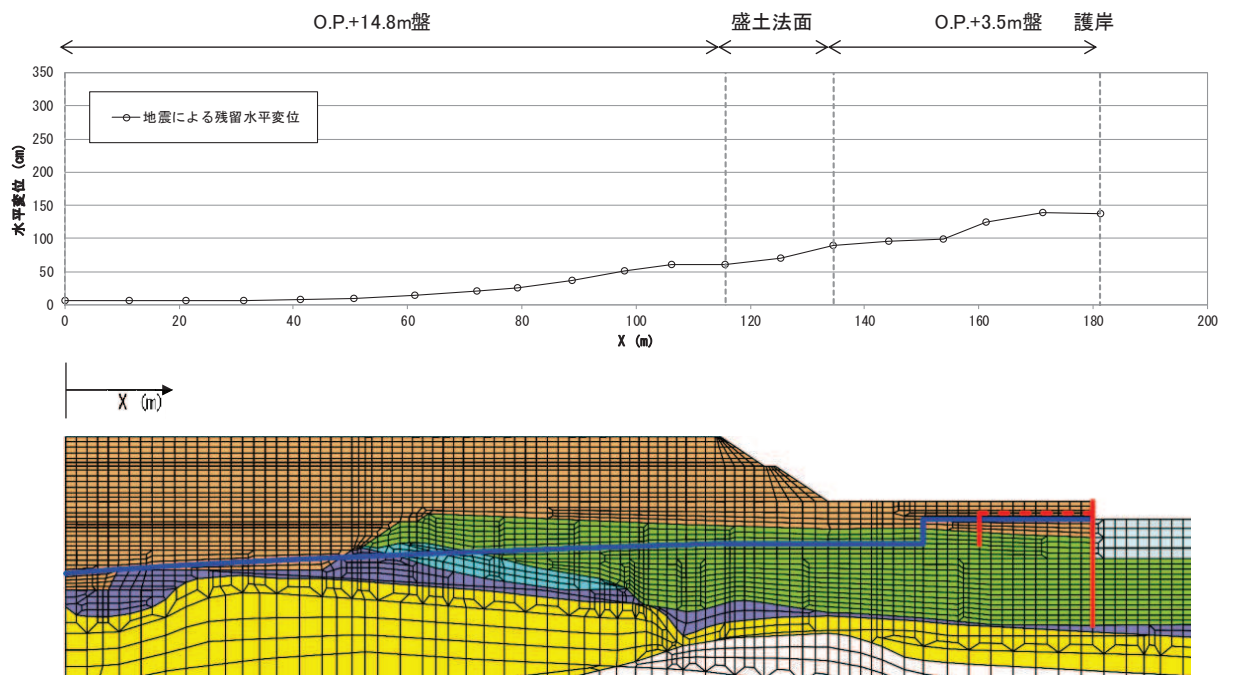


図 3-14(2) 水平変位分布 (液状化強度特性下限値)

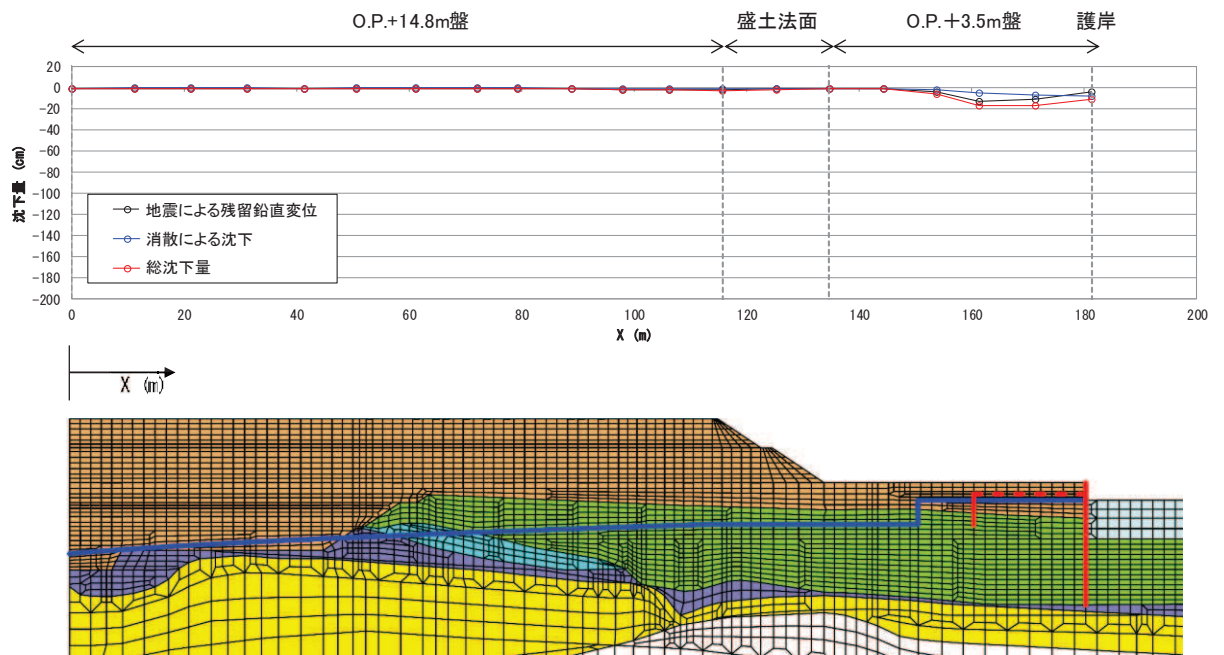


図 3-15(1) 鉛直変位分布 (液状化強度特性平均値)

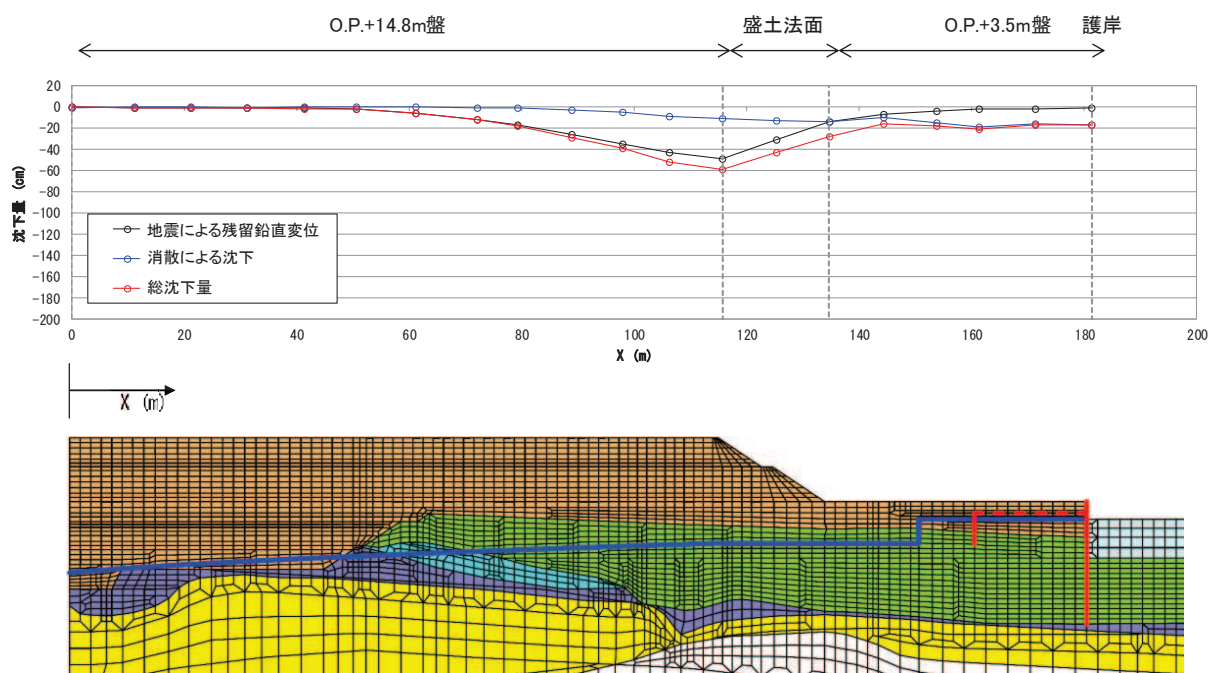


図 3-15(2) 鉛直変位分布 (液状化強度特性下限値)

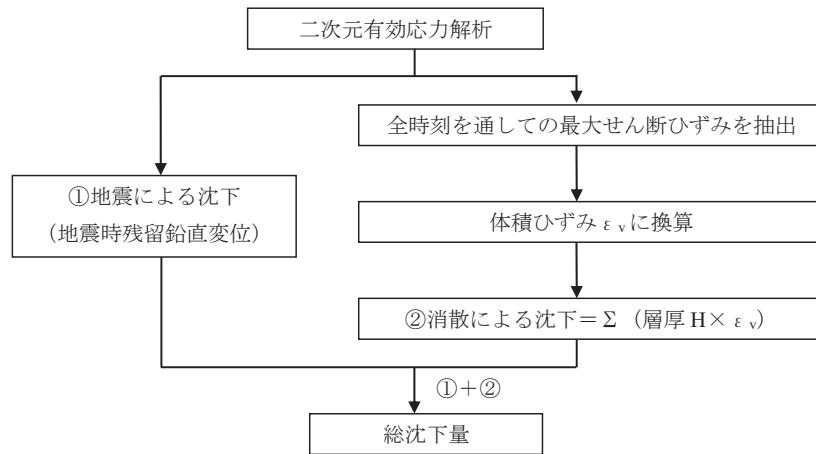


図 3-16 沈下量算定フロー

表 3-7 相対密度

	相対密度 D_r (%)
盛土	120
旧表土	90

3.2.3 検証解析結果（最大過剰間隙水圧比分布及び残留せん断ひずみ分布）

検証解析によって得られた、最大過剰間隙水圧比分布及び残留せん断ひずみ分布を図 3-17 及び図 3-18 に示す。

液状化強度特性平均値の解析において、O.P.+3.5m 盤下方の旧表土の一部が局所的に過剰間隙水圧比 95%以上となるものの、その他は過剰間隙水圧比が 95%を下回り、液状化が生じていない。

一方、液状化強度特性下限値の解析においては、平均値と比較して、特に旧表土において過剰間隙水圧比 95%以上となる範囲が広がっており、また、残留せん断ひずみも大きな値となっている。これは、図 3-14 に示す、水平変位分布の大小関係と整合的である。

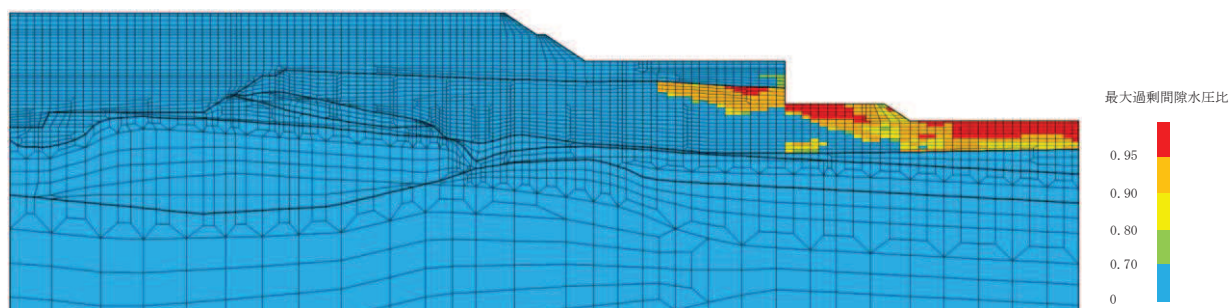


図 3-17(1) 最大過剰間隙水圧比分布（平均値ケース，東西方向波）

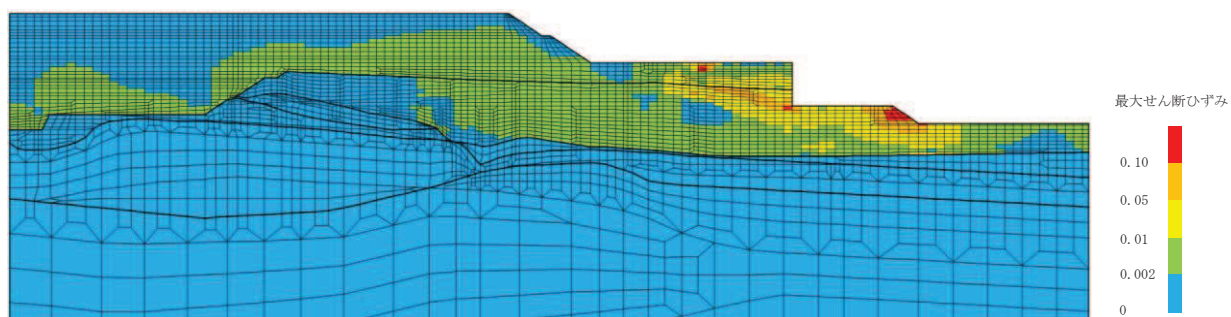


図 3-17(2) 残留せん断ひずみ分布（平均値ケース，東西方向波）

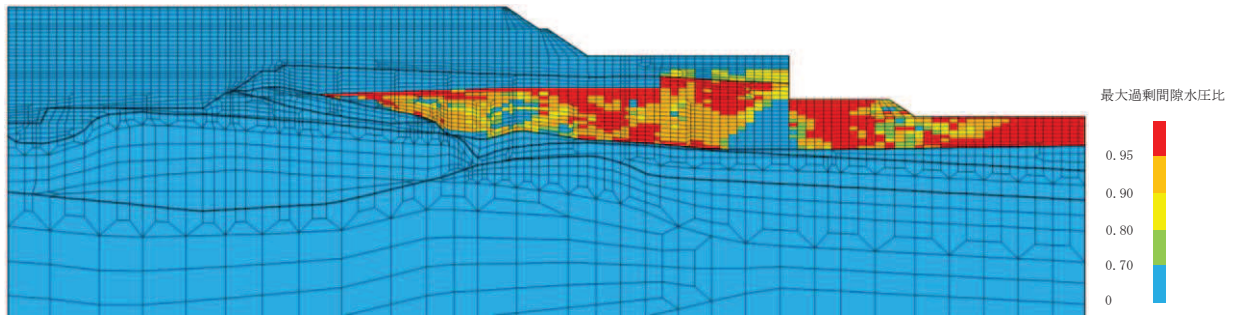


図 3-18(1) 最大過剰間隙水圧比分布 (下限値ケース, 東西方向波)

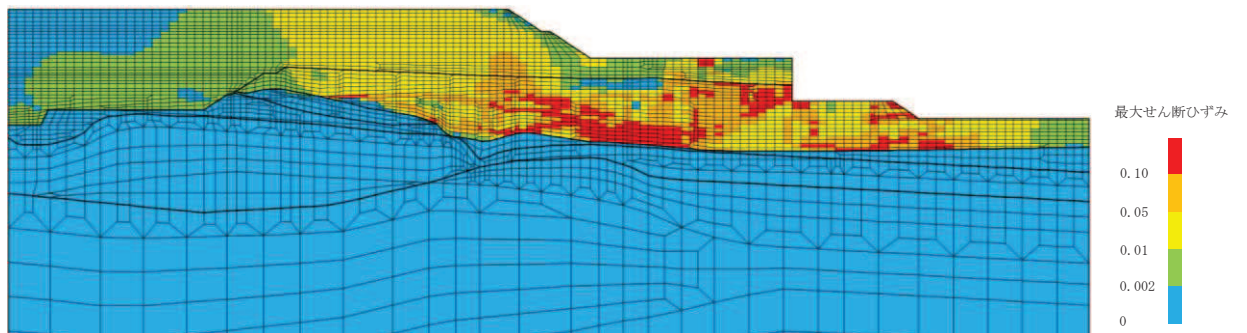


図 3-18(2) 残留せん断ひずみ分布 (下限値ケース, 東西方向波)

4. まとめ

2011 年東北地方太平洋沖地震の地震記録を入力波とした検証解析を行い、当時敷地前面護岸で観測された水平変位と比較することで、有効応力解析の妥当性及び液状化強度特性の保守性について確認した。

検証解析に当たっては、液状化強度特性については、平均値ケースと下限値ケースの 2 ケースを適用した。

前面護岸の残留水平変位と検証解析の比較について、液状化強度特性平均値の解析結果は、前面護岸が海側へ水平変位を生じる実測値の傾向を解析上で表現できていることから、有効応力解析を用いた評価は妥当であると判断できる。

また、液状化強度特性下限値の解析結果は、側方流動の影響を耐震評価上考慮する観点において、前面護岸の残留水平変位実測値を大きく上回る結果が得られていることから、女川の液状化強度特性の設定（液状化強度試験の下限値）は保守的な設定であると判断できる。

加えて、補足的に O.P. +3.5 m 盤（第 2 号機取水口付近）及び O.P. +3.5 m 盤～O.P. +14.8 m 盤斜面における地盤変状と、検証解析における O.P. +3.5 m 盤の鉛直変位分布についても比較した。

液状化強度特性平均値の解析結果は、2.1 にて示した 2011 年東北地方太平洋沖地震における、第 2 号機取水口付近での沈下約 20cm とおおむね整合的である。第 2 号機取水口付近での沈下量は推定であるものの、このことから有効応力解析による評価が妥当であると判断される。

また、液状化強度特性下限値の解析結果は、O.P. +14.8 m 盤法肩付近で最大約 60cm の鉛直変位が生じている。一方、当該箇所は、2011 年東北地方太平洋沖地震において、大きな変状は生じていない。このことから、女川の液状化強度特性の設定（液状化強度試験の下限値）は保守的な設定であると判断される。

以上により、有効応力解析の妥当性及び本編の「4.2.2 有効応力解析に用いる解析用物性値」で設定した地盤の液状化強度特性の保守性を確認した。

(参考資料 28) 可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート他における地質調査結果

1. 概要

添付書類「VI-1-1-6-別添 1 可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート」, 「VI-2-別添 3-2 可搬型重大事故等対処設備の保管エリア等における入力地震動」及び「VI-2-11-2-15 第1号機排気筒の耐震性についての計算書」における評価に用いる地質断面図は図 1-1 に示す地質調査結果を参照して作成している。

本資料では, 地質断面図の作成に参照している地質調査結果の代表位置におけるボーリング柱状図及びコア写真を示す。

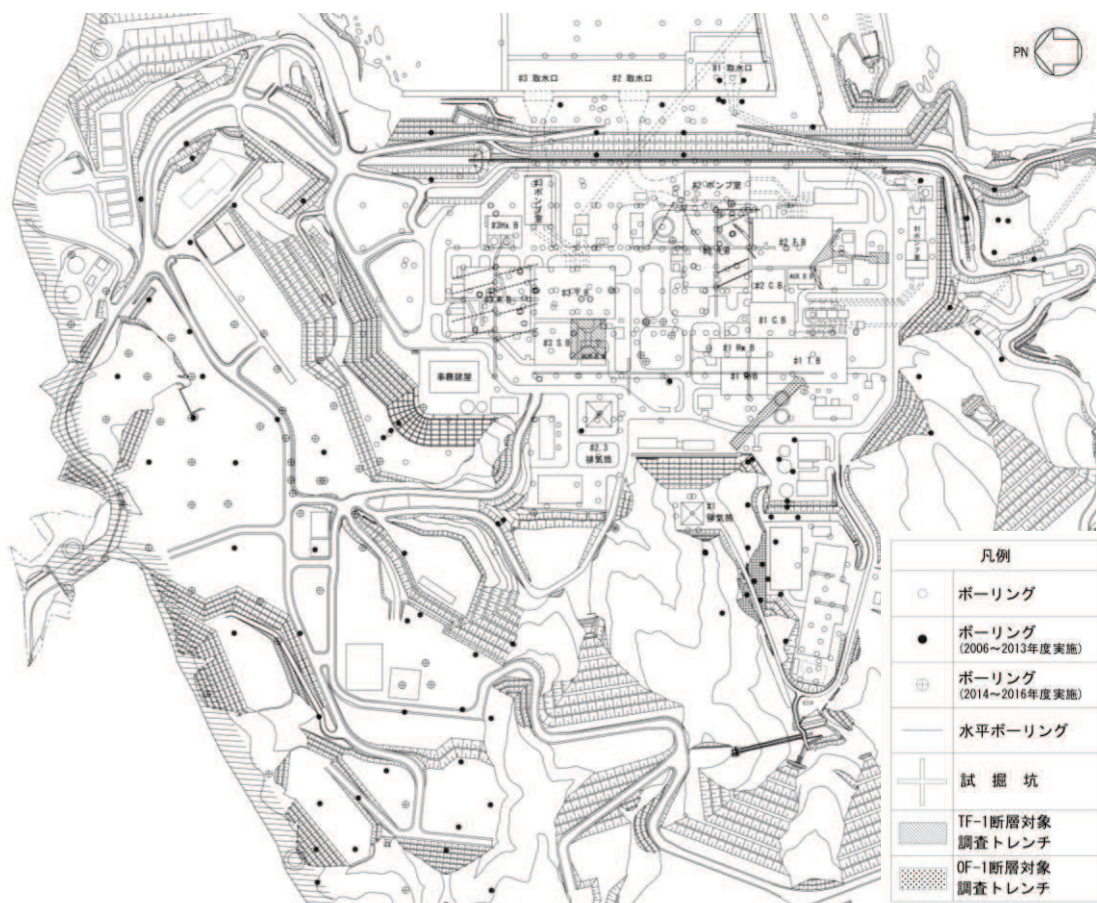


図 1-1 地質調査位置図

2. 地質調査結果

地質断面図作成に参照している地質調査結果の代表位置を図 2-1 に, ボーリング柱状図及びコア写真を図 2-2~図 2-18 に示す。

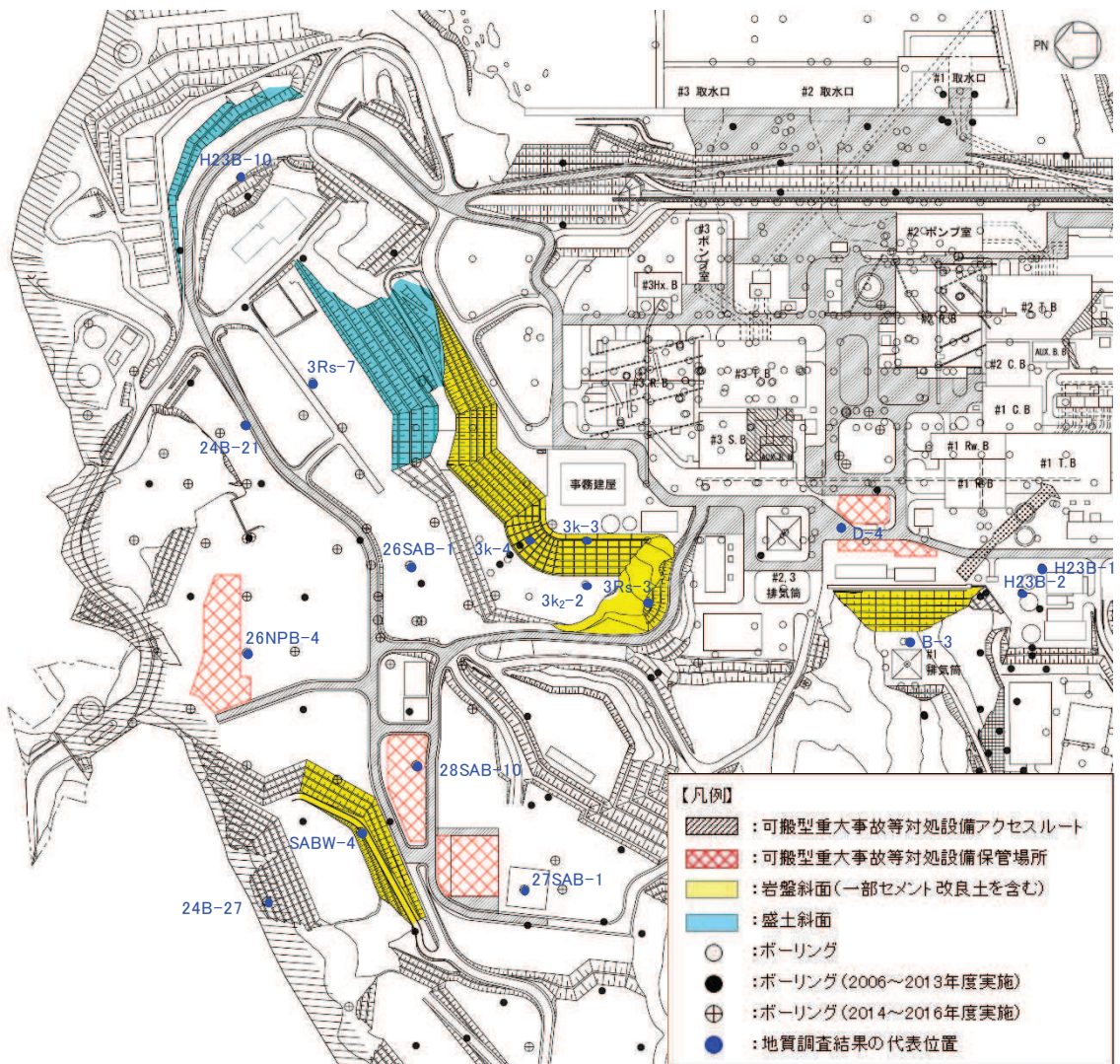


図 2-1 地質調査結果の代表位置

SABW-4 孔 (1/8) 孔口標高: O.P. 74.48m 掘進長: 225.00m

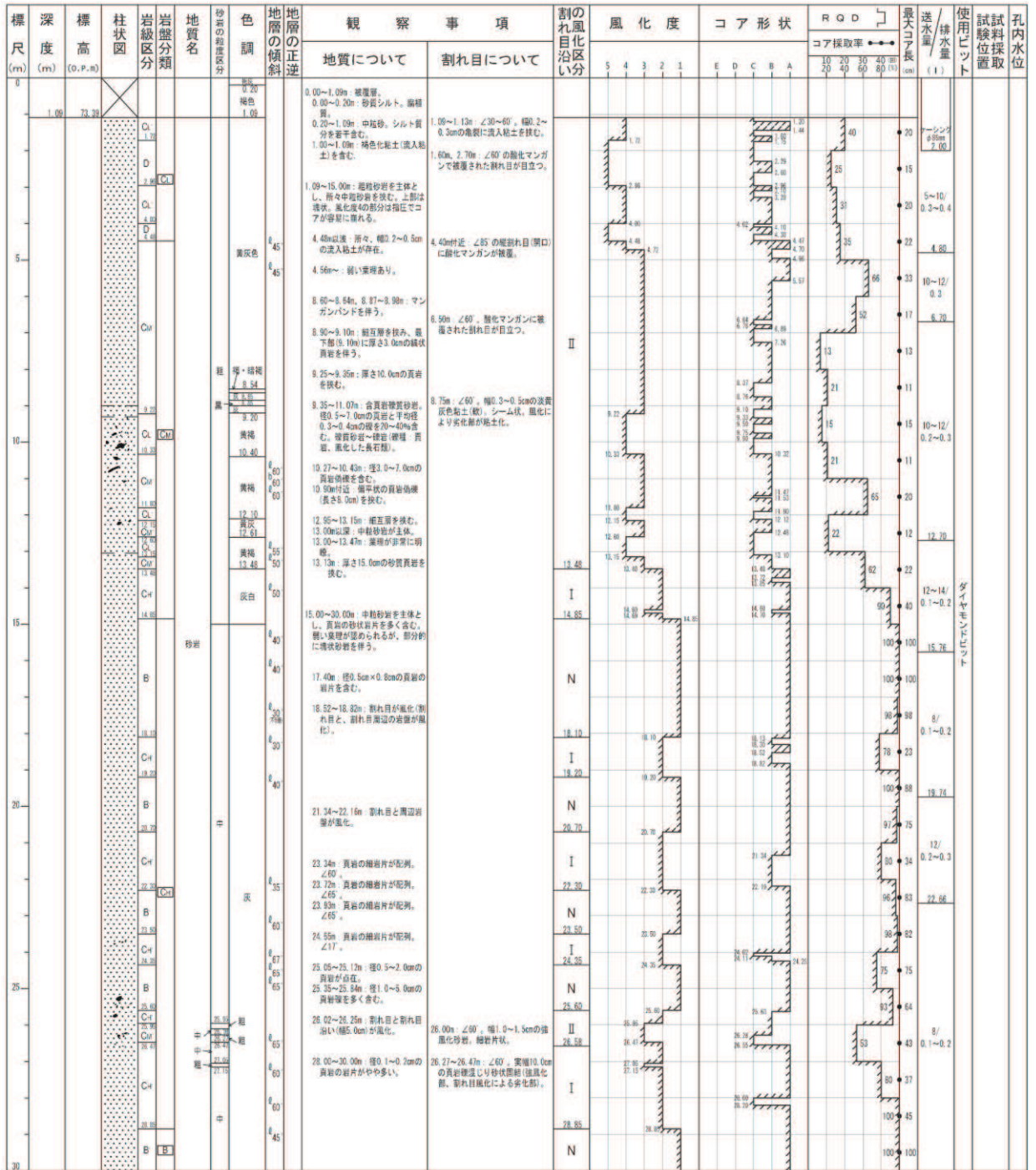


図 2-2 (1) ボーリング柱状図 (SABW-4) (深度 0~30m)



図 2-2(2) ボーリングコア写真 (SABW-4) (深度 0~30m)

SABW-4 孔 (2/8) 孔口標高: O.P. 74.48m 掘進長: 225.00m

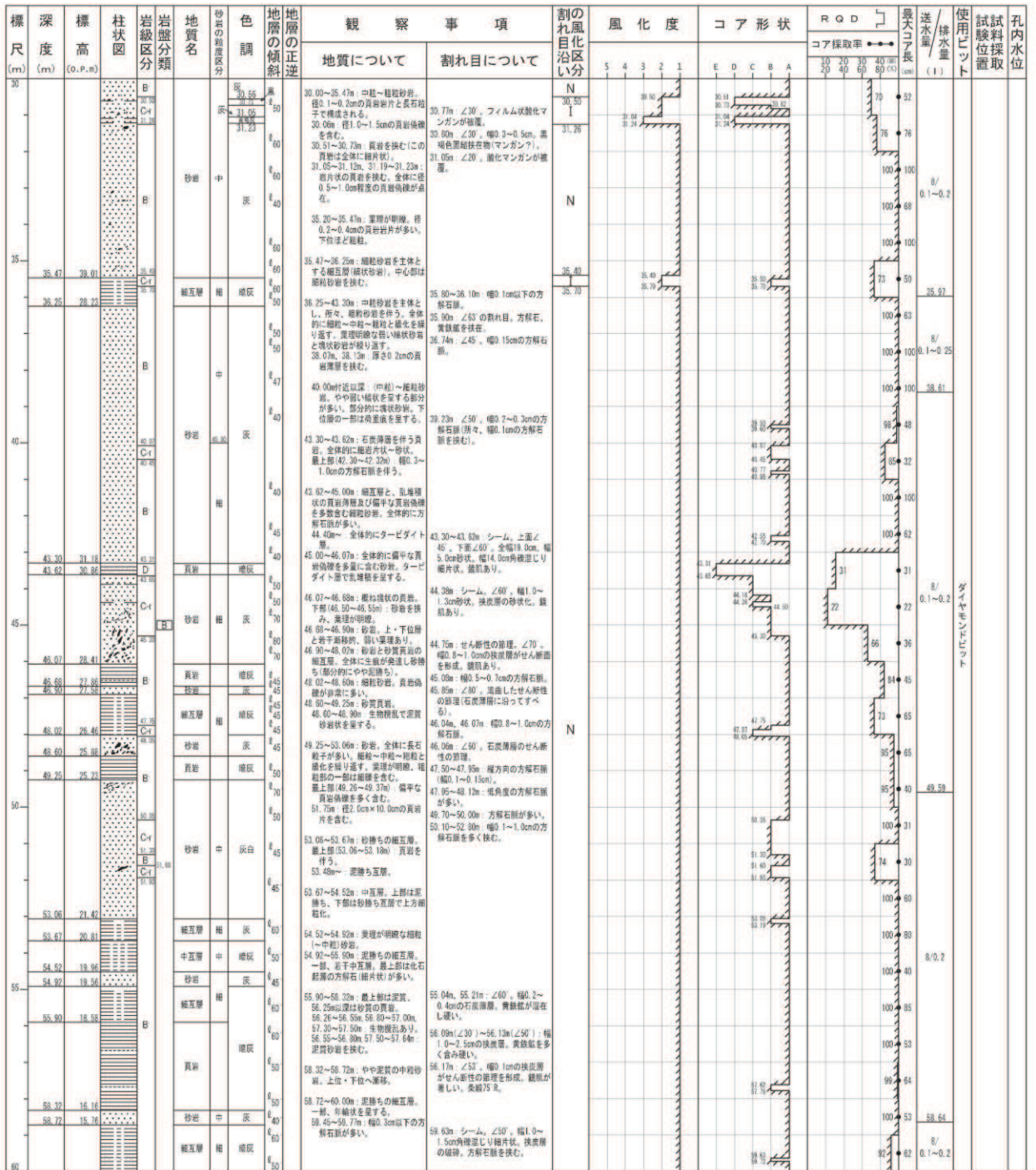


図 2-2(3) ボーリング柱状図 (SABW-4) (深度 30~60m)

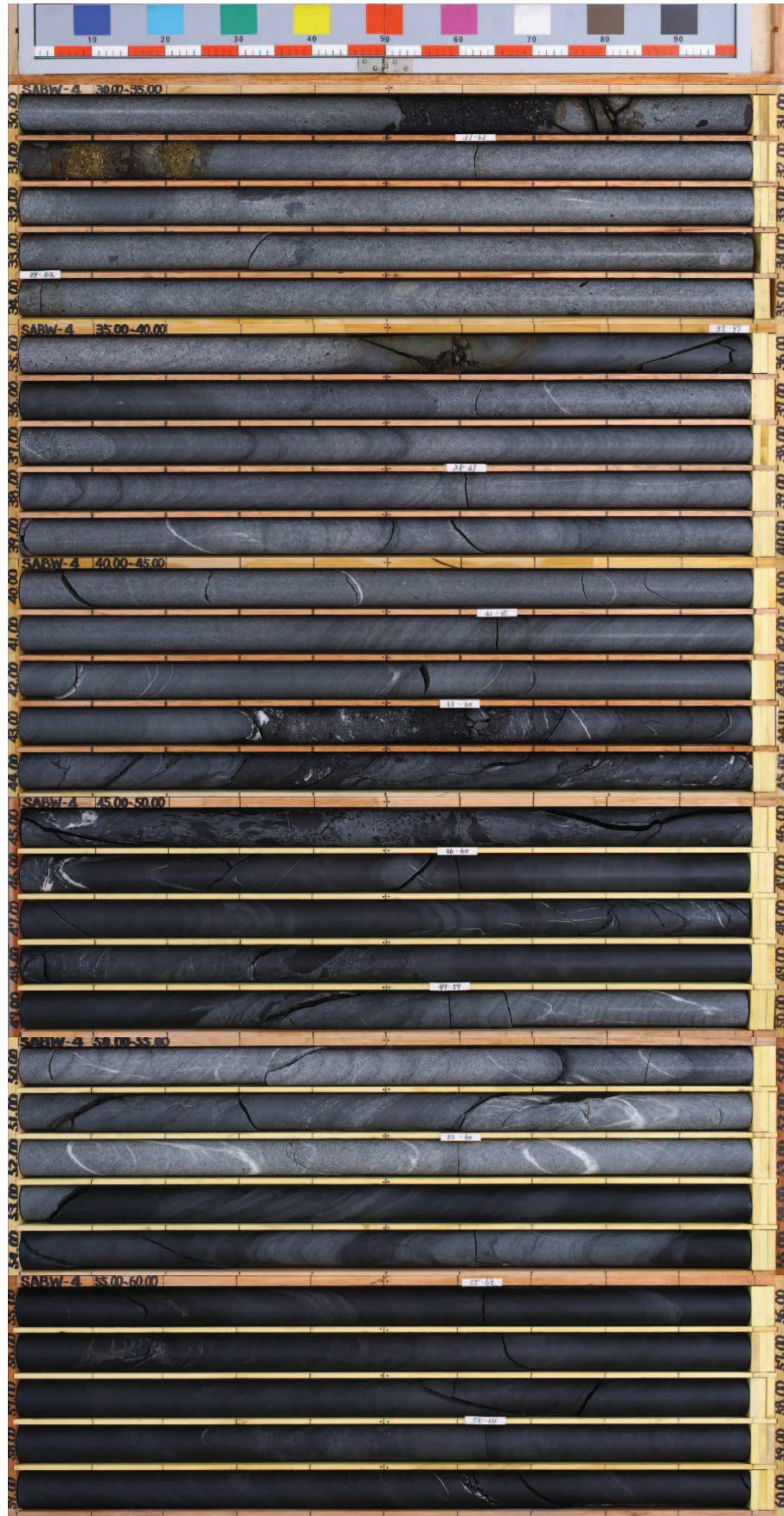


図 2-2(4) ボーリングコア写真 (SABW-4) (深度 30~60m)

SABW-4 孔 (3/8) 孔口標高: 0.P. 74.48m 掘進長: 225.00m

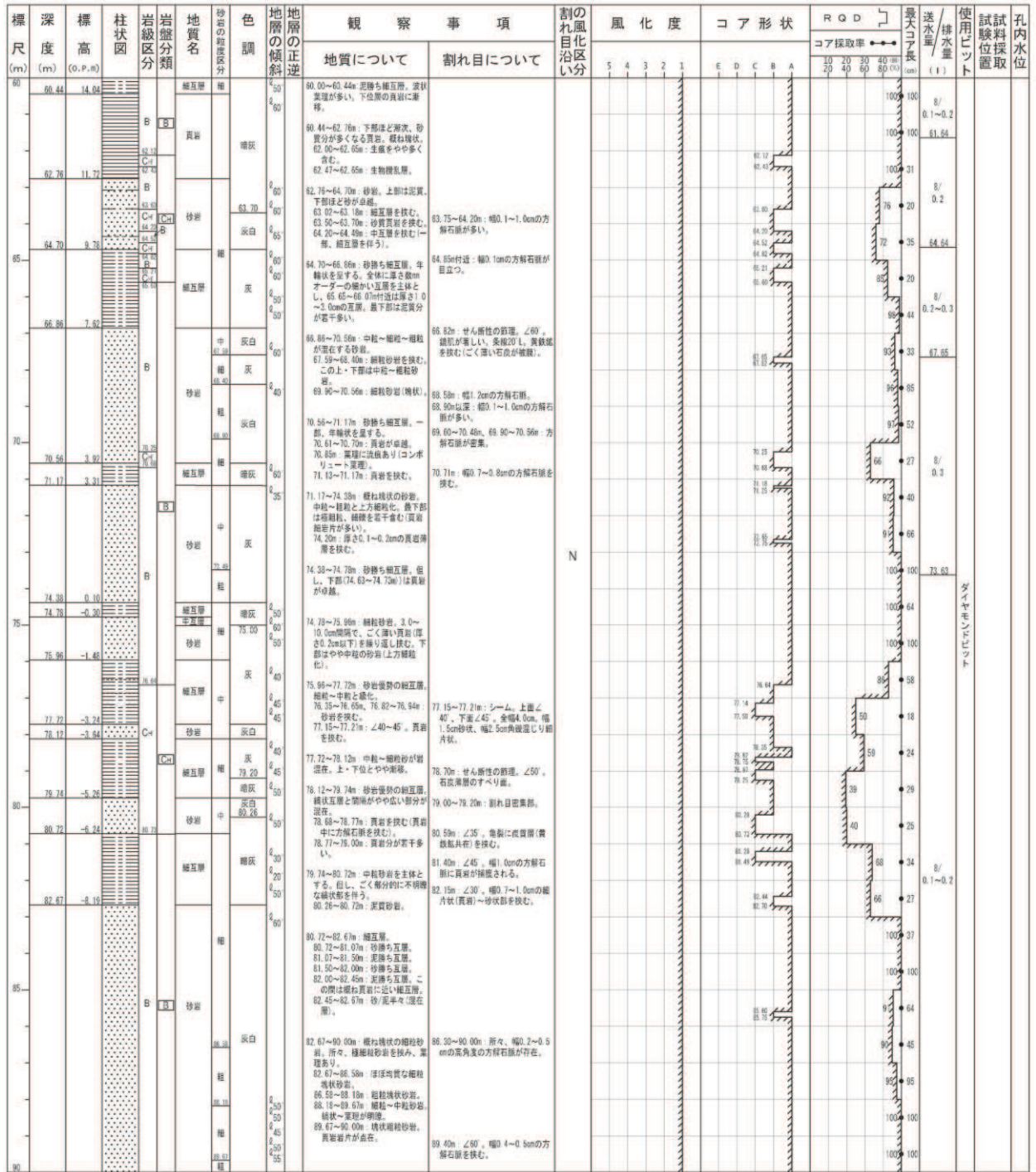


図 2-2(5) ボーリング柱状図 (SABW-4) (深度 60~90m)



図 2-2(6) ボーリングコア写真 (SABW-4) (深度 60~90m)

SABW-4 孔 (4/8) 孔口標高：O.P. 74.48m 掘進長：225.00m

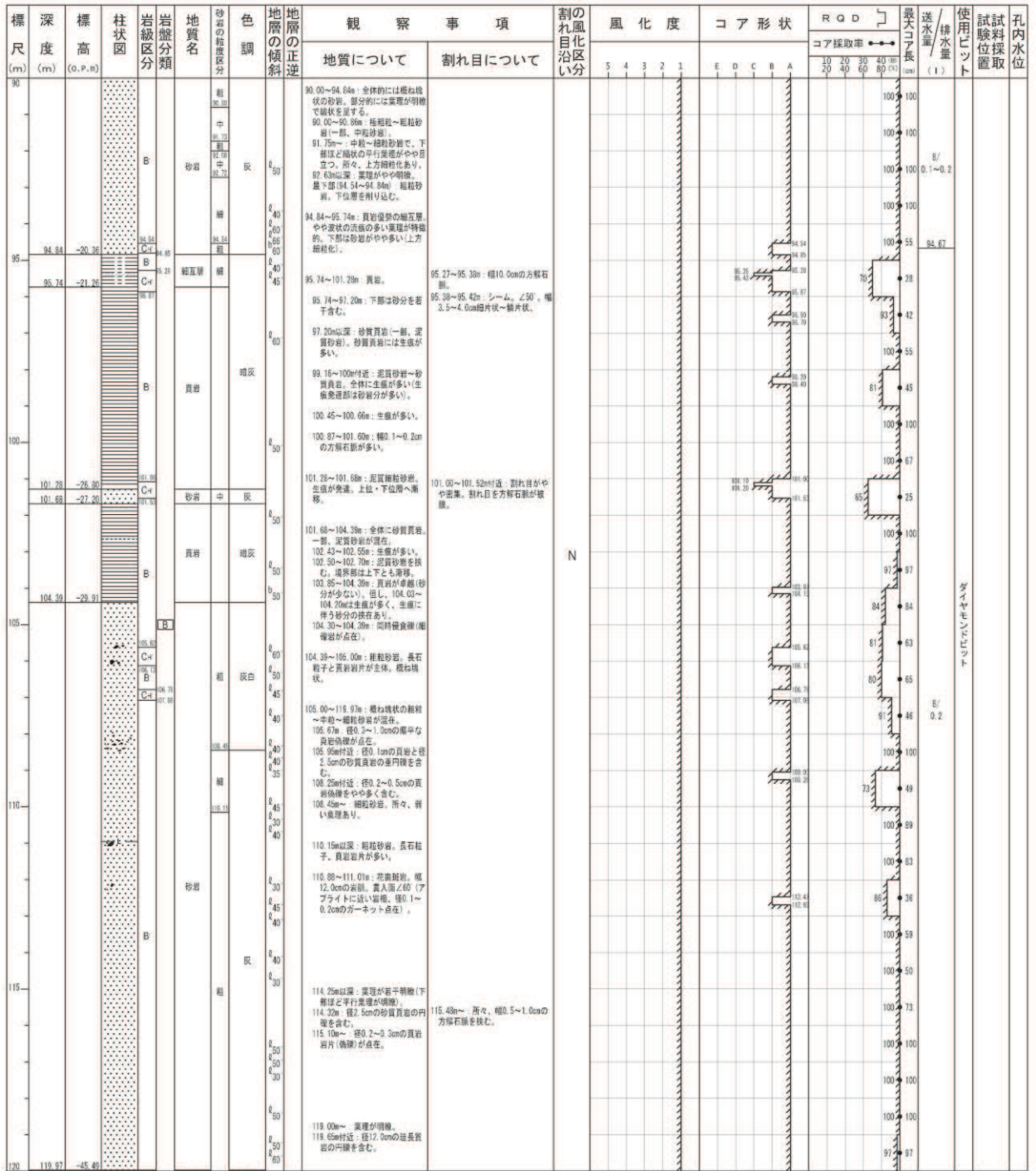


図 2-2(7) ボーリング柱状図 (SABW-4) (深度 90~120m)

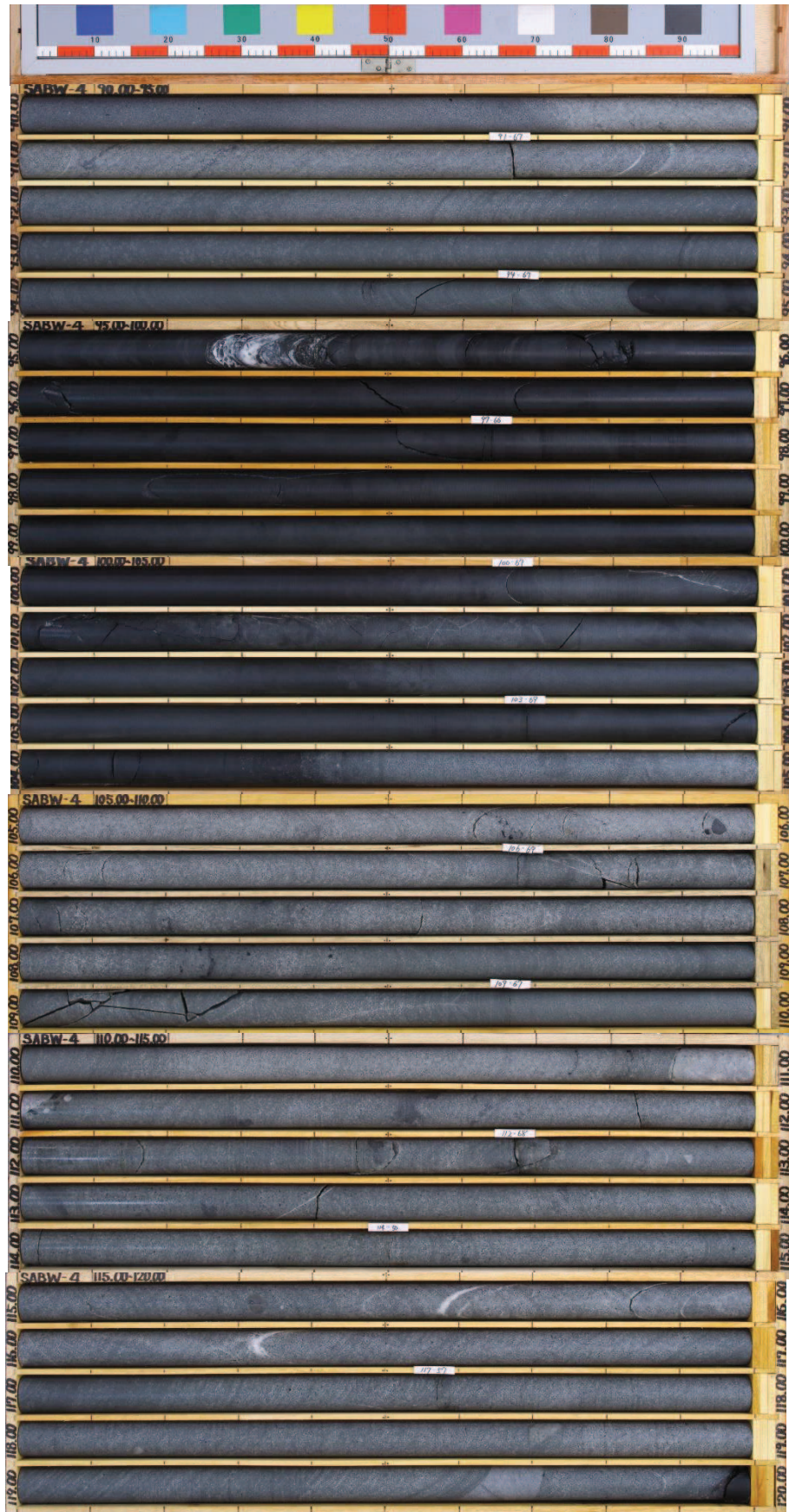


図 2-2(8) ボーリングコア写真 (SABW-4) (深度 90~120m)

SABW-4 孔 (5/8) 孔口標高 : 0. P. 74. 48m 掘進長 : 225. 00m

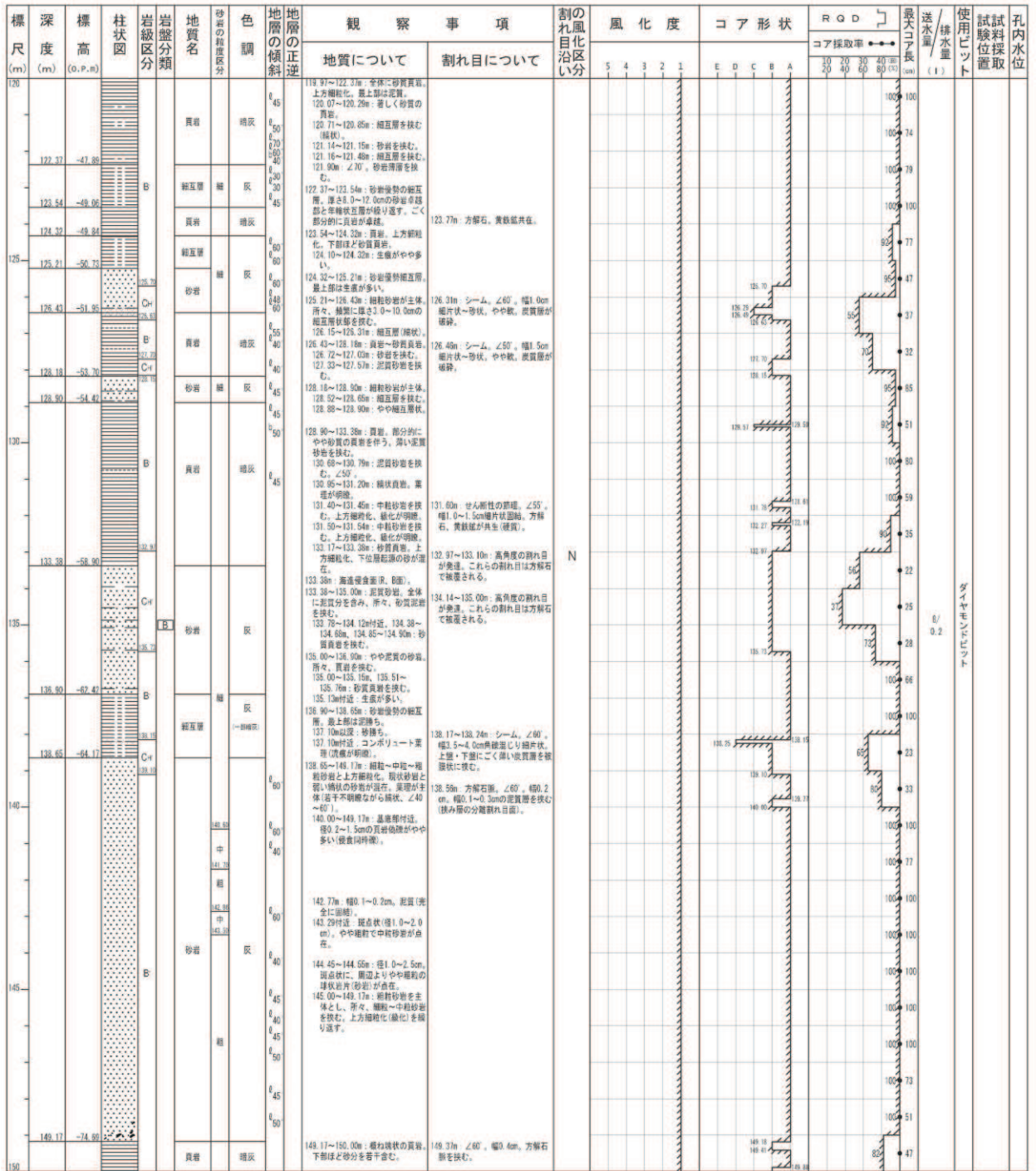


図 2-2(9) ボーリング柱状図 (SABW-4) (深度 120~150m)



図 2-2(10) ボーリングコア写真 (SABW-4) (深度 120~150m)

SABW-4 孔 (6/8) 孔口標高: 0. P. 74. 48m 掘進長: 225. 00m

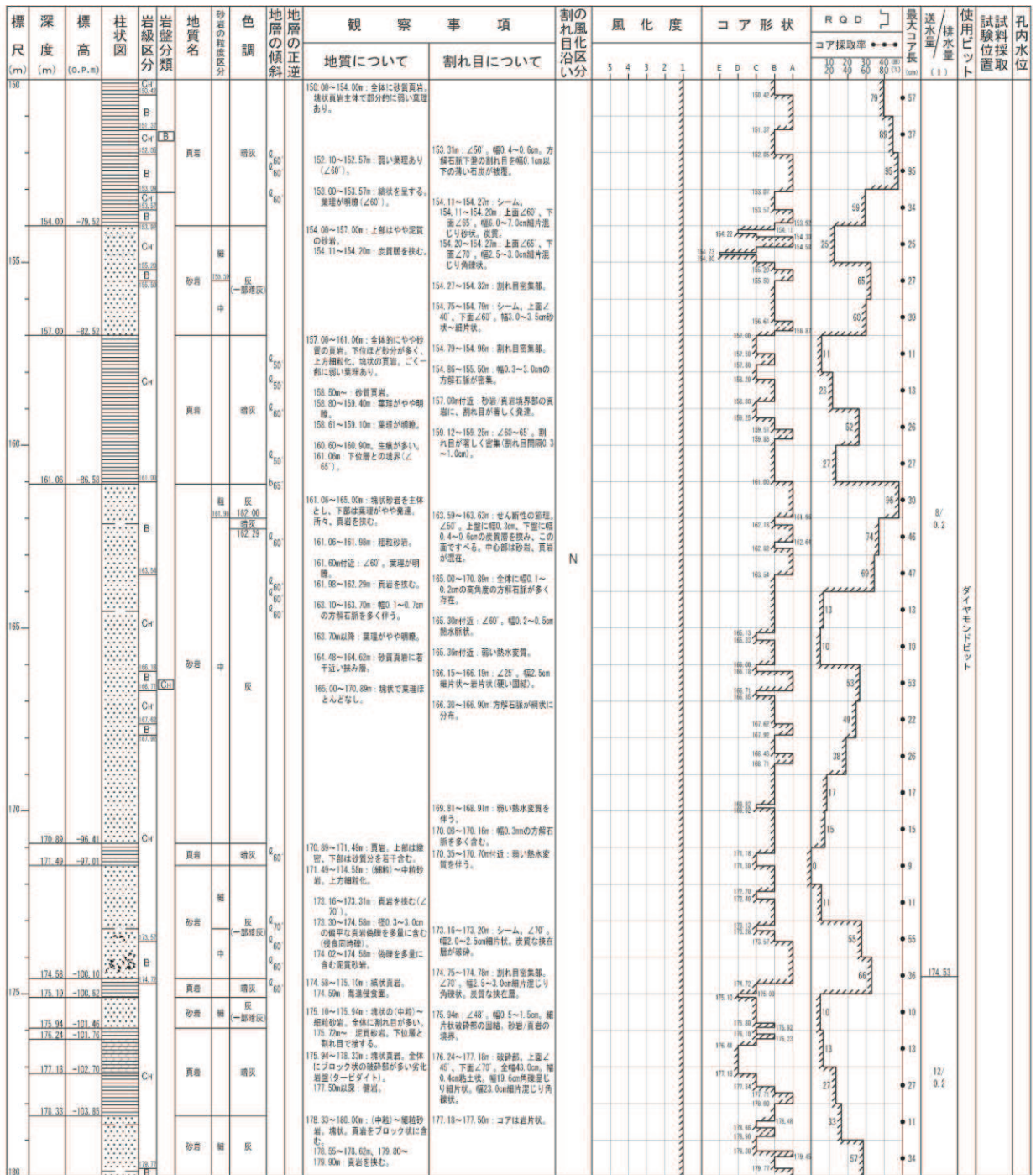


図 2-2(11) ボーリング柱状図 (SABW-4) (深度 150~180m)



図 2-2(12) ボーリングコア写真 (SABW-4) (深度 150~180m)

SABW-4 孔 (7/8) 孔口標高：O.P. 74.48m 掘進長：225.00m

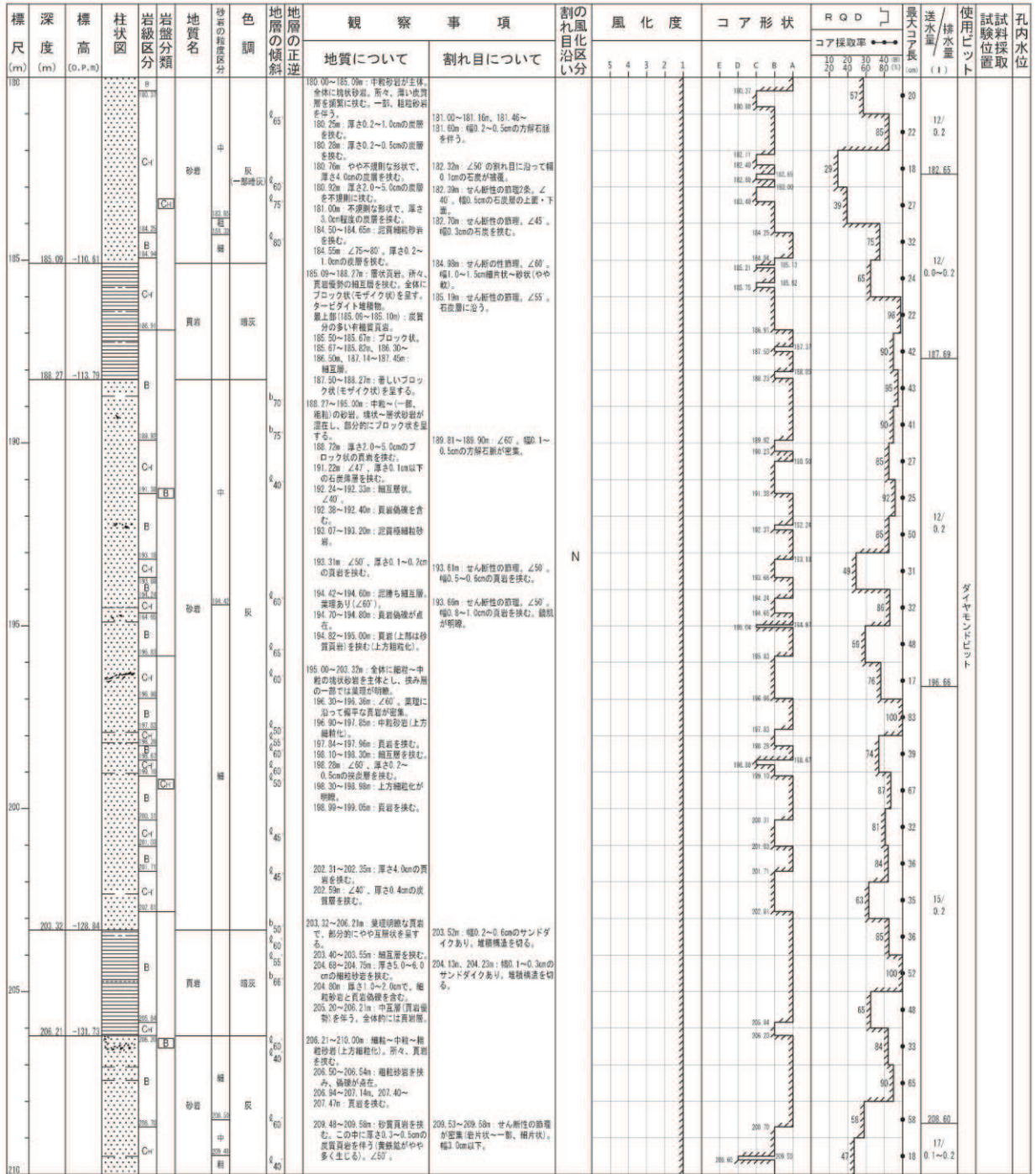


図 2-2 (13) ボーリング柱状図 (SABW-4) (深度 180~210m)

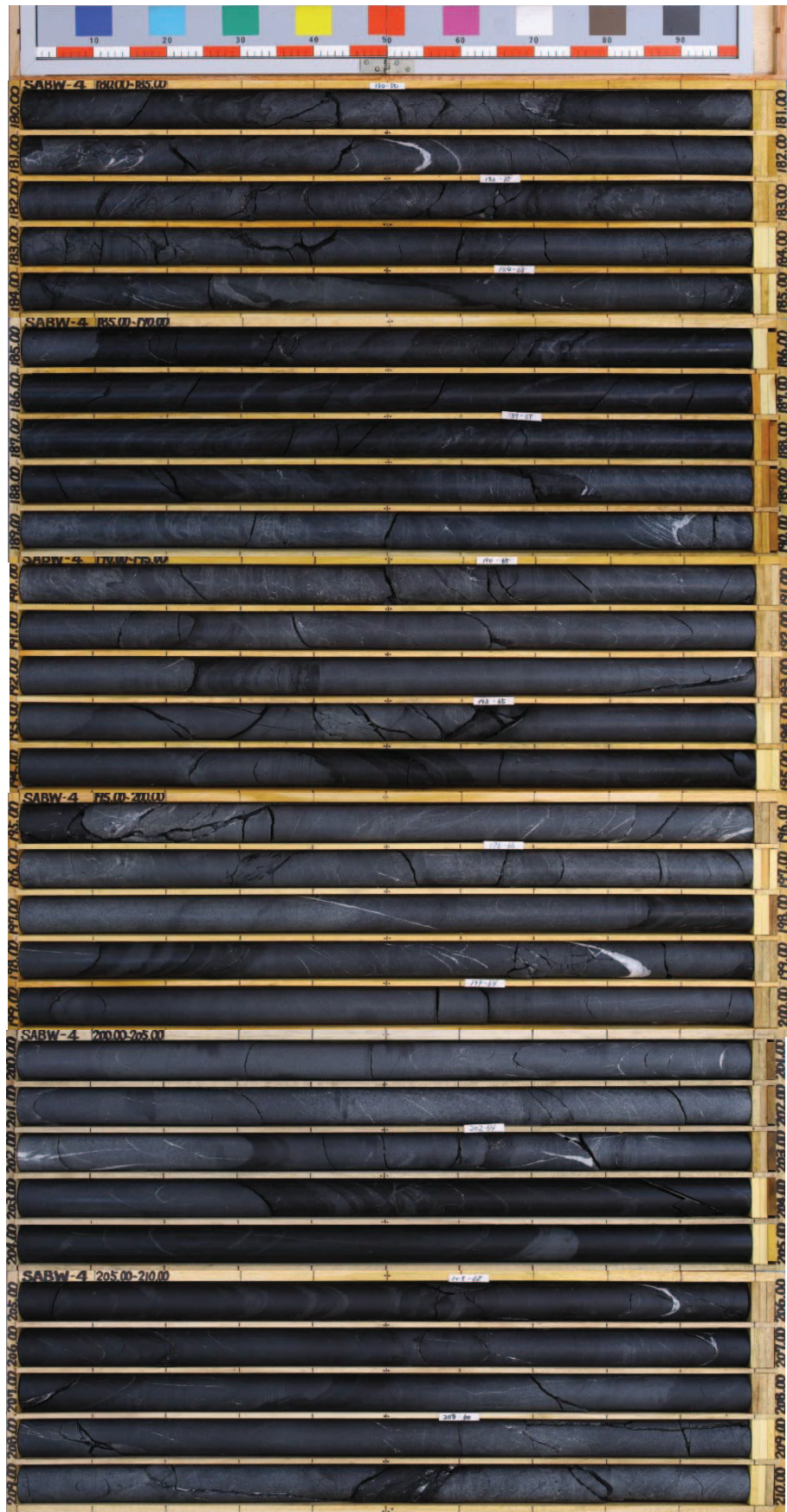
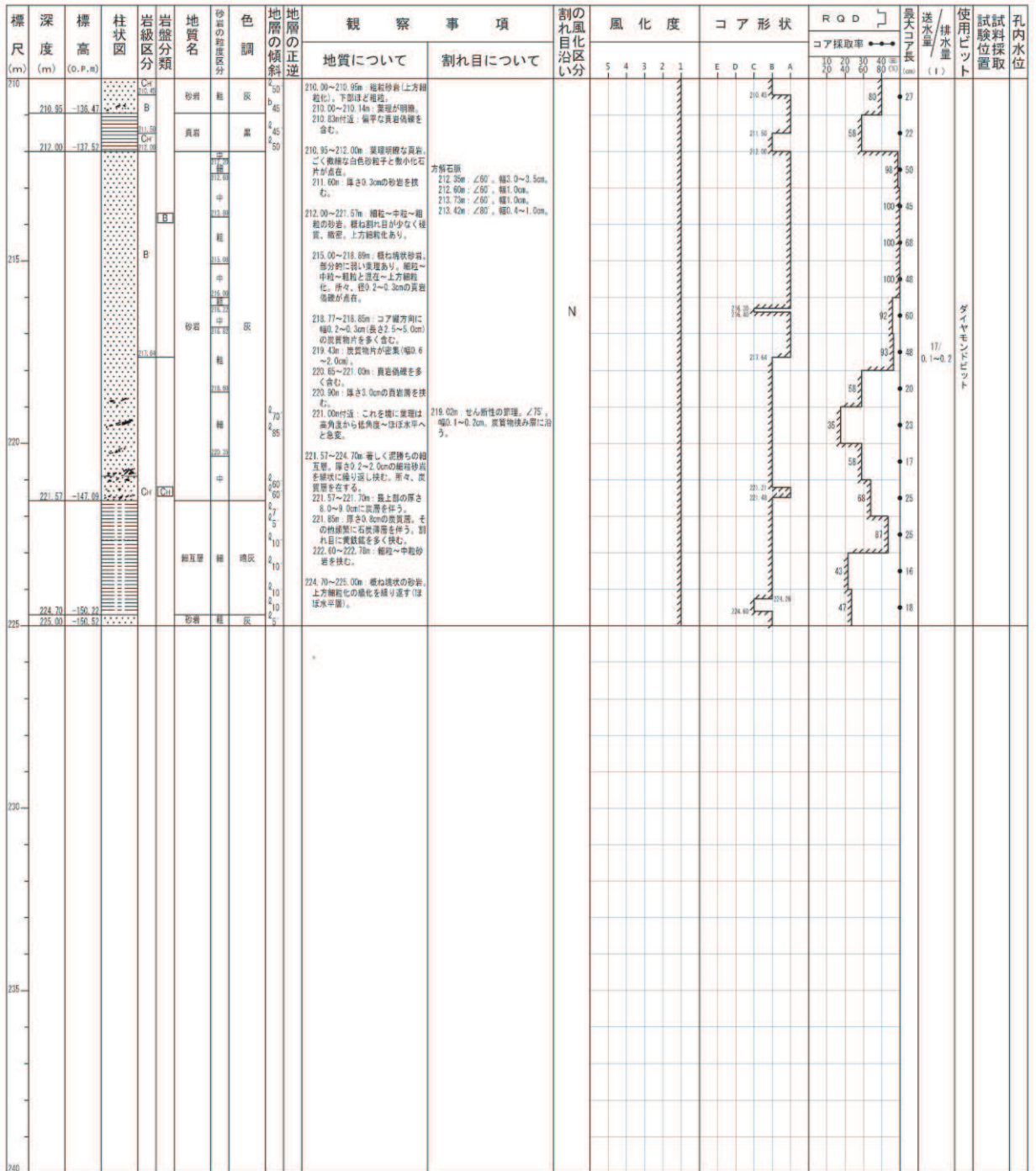


図 2-2(14) ボーリングコア写真 (SABW-4) (深度 180~210m)

SABW-4 孔 (8/8) 孔口標高: 0.P. 74.48m 掘進長: 225.00m



SABW-4 孔

図 2-2(15) ボーリング柱状図 (SABW-4) (深度 210~225m)



図 2-2(16) ボーリングコア写真 (SABW-4) (深度 210~225m)

24B-27 孔 (1/3) 孔口標高：0.P. 116.639m 掘進長：72.00m

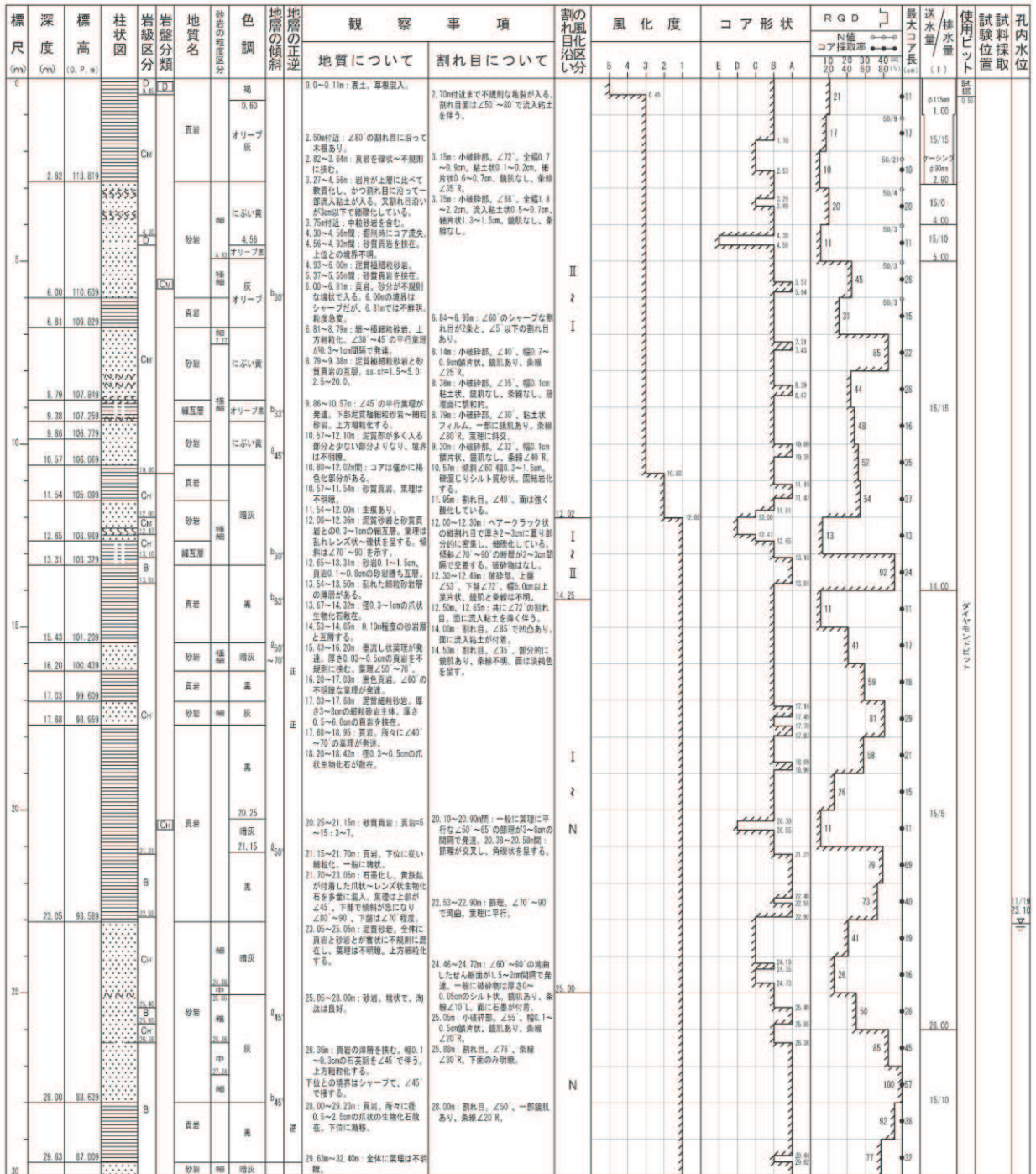


図 2-3(1) ボーリング柱状図 (24B-27) (深度 0~30m)



図 2-3(2) ボーリングコア写真 (24B-27) (深度 0~30m)

24B-27 孔 (2/3) 孔口標高: O.P. 116.639m 掘進長: 72.00m

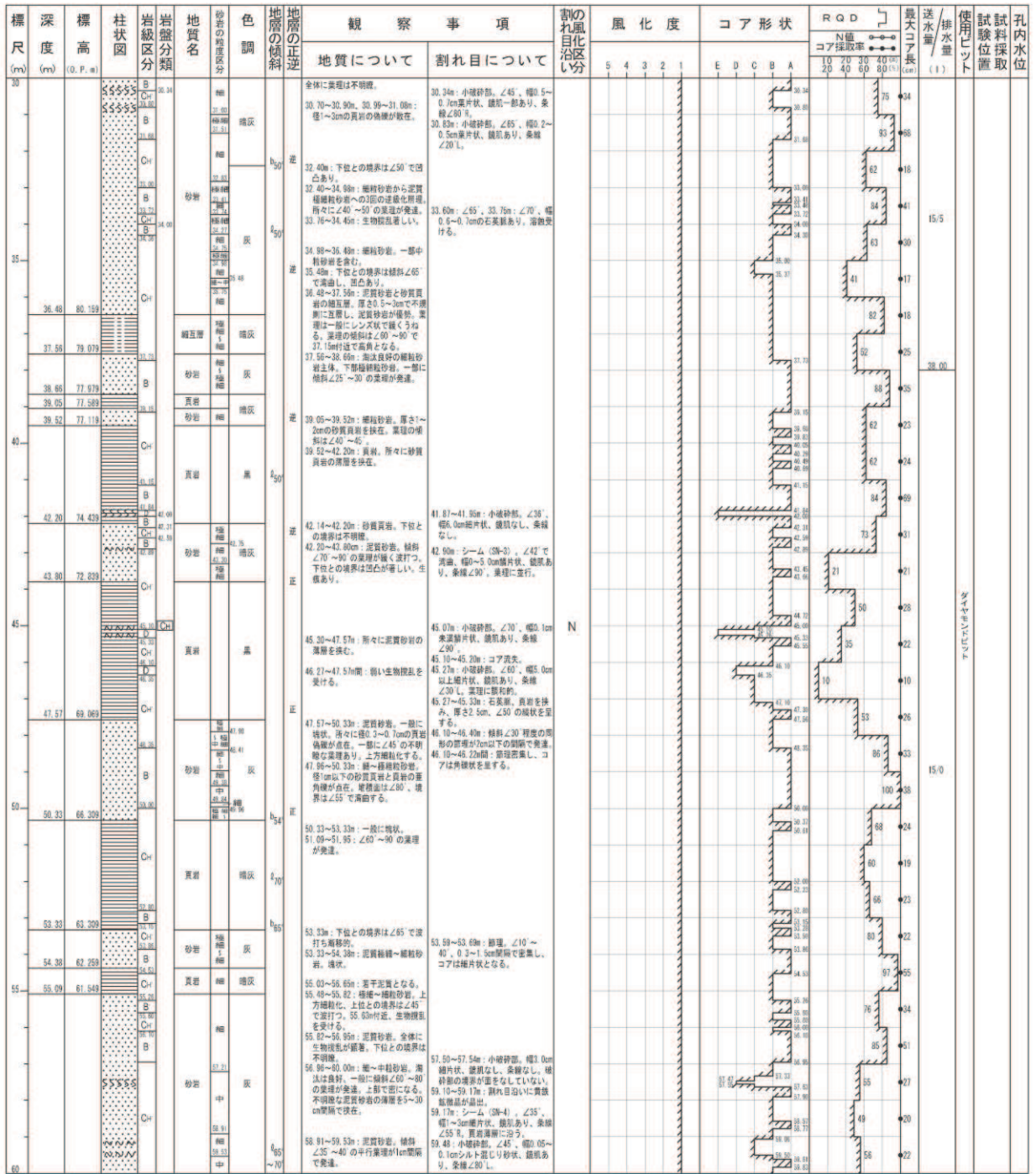


図 2-3(3) ボーリング柱状図 (24B-27) (深度 30~60m)



図 2-3(4) ボーリングコア写真 (24B-27) (深度 30~60m)

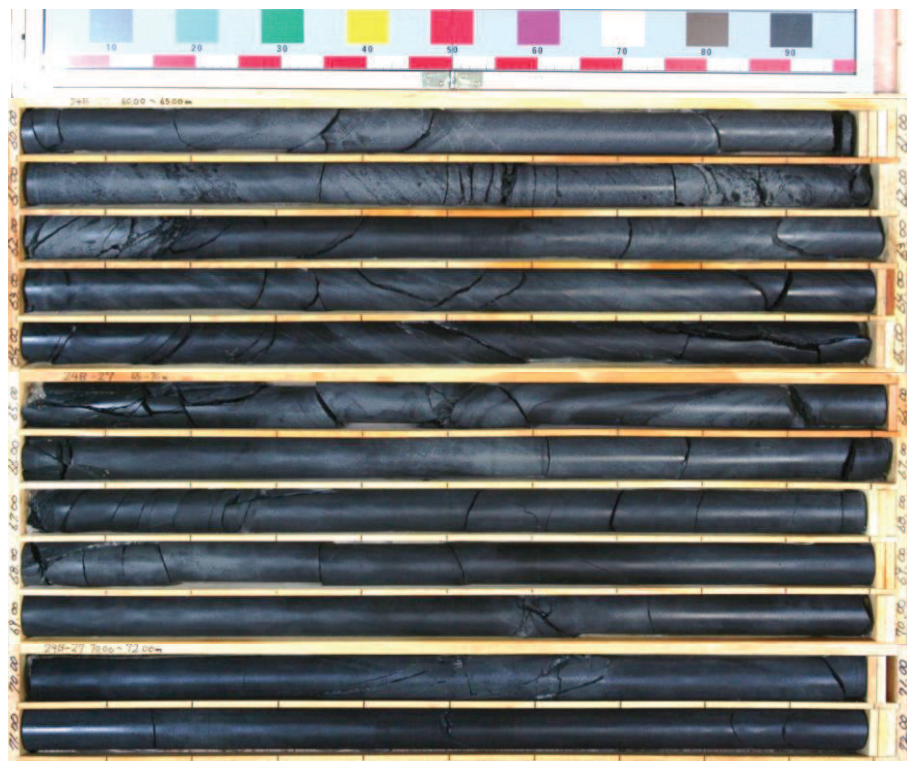


図 2-3(6) ボーリングコア写真 (24B-27) (深度 60~72m)

24B-21 孔 (1/7) 孔口標高: O. P. 59.360m 掘進長: 200.00m

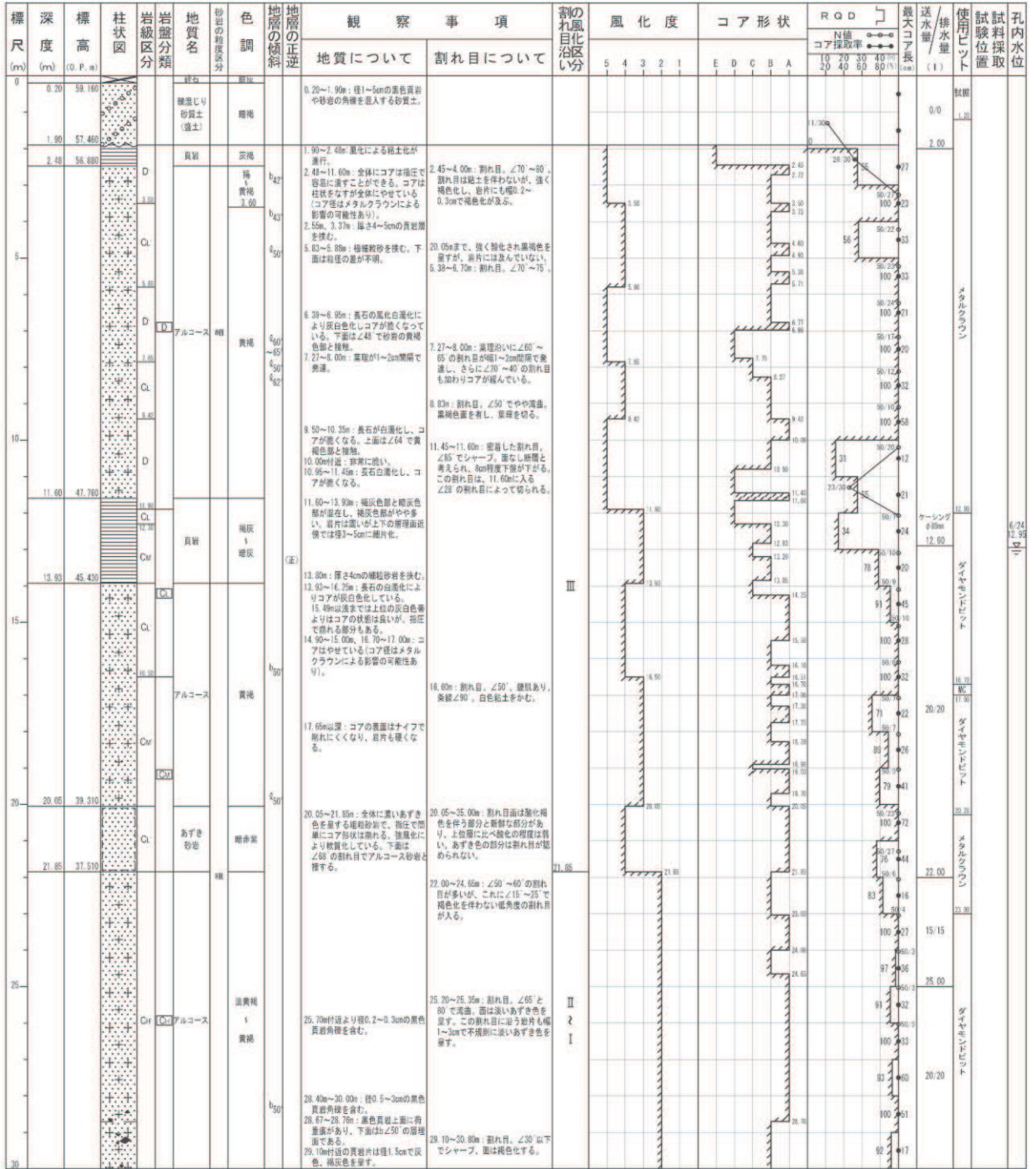


図 2-4(1) ボーリング柱状図 (24B-21) (深度 0~30m)



図 2-4(2) ボーリングコア写真 (24B-21) (深度 0~30m)

(参考) 28-26

24B-21 孔 (2/7) 孔口標高: O. P. 59. 360m 掘進長: 200. 00m

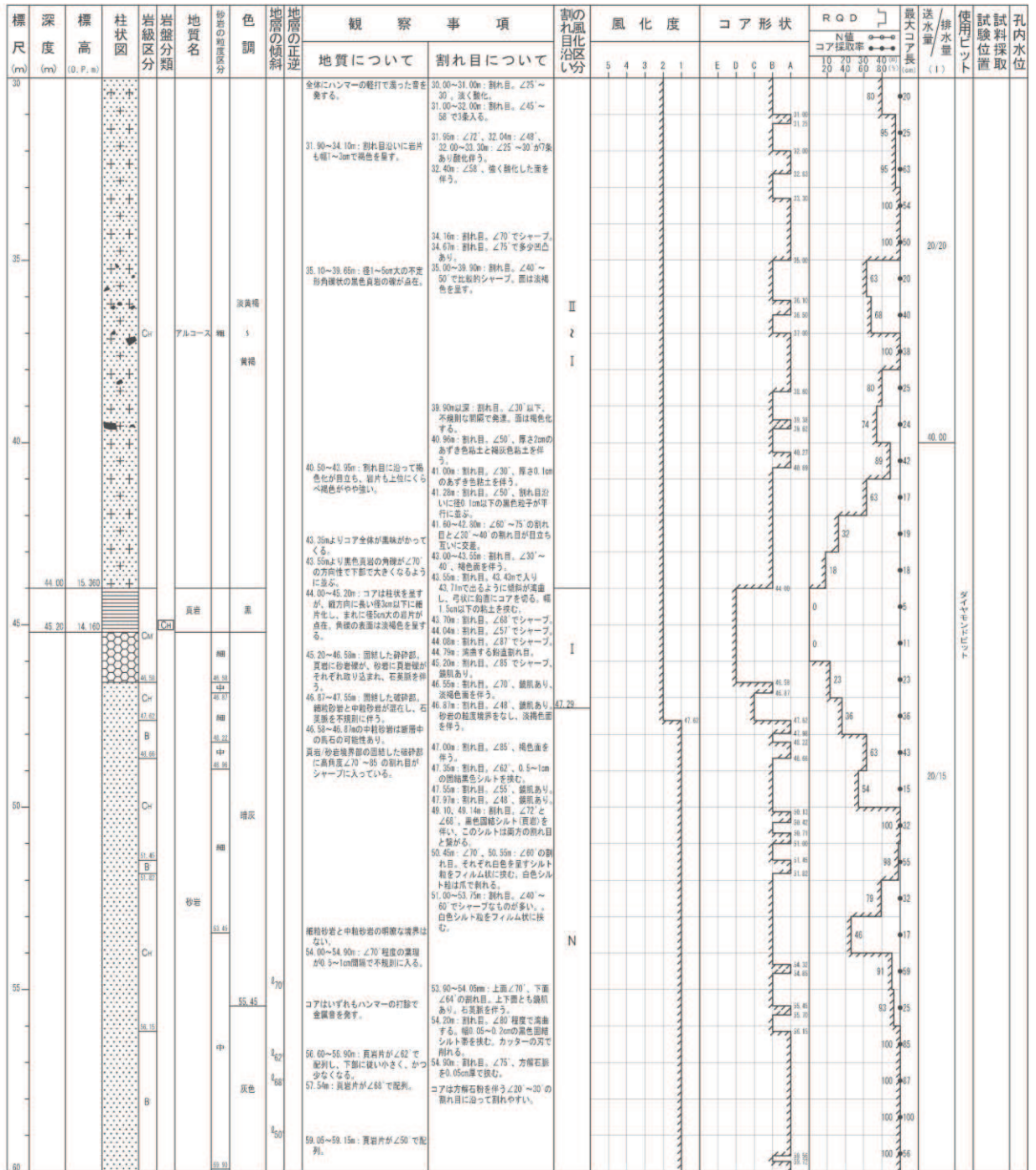


図 2-4(3) ボーリング柱状図 (24B-21) (深度 30~60m)



図 2-4(4) ボーリングコア写真 (24B-21) (深度 30~60m)

(参考) 28-28

24B-21 孔 (3/7) 孔口標高：O.P. 59.360m 掘進長：200.00m

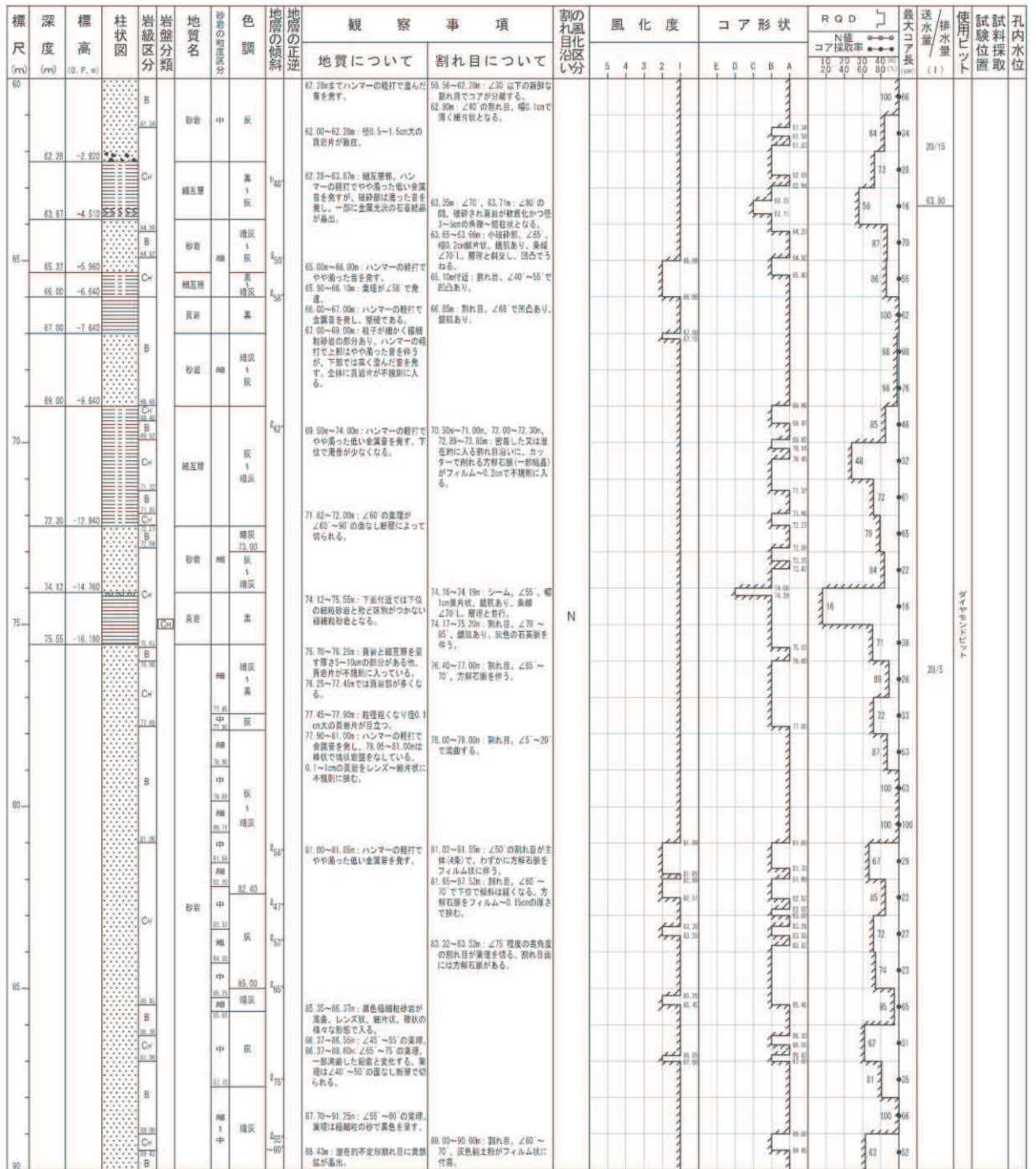


図 2-4(5) ボーリング柱状図 (24B-21) (深度 60~90m)

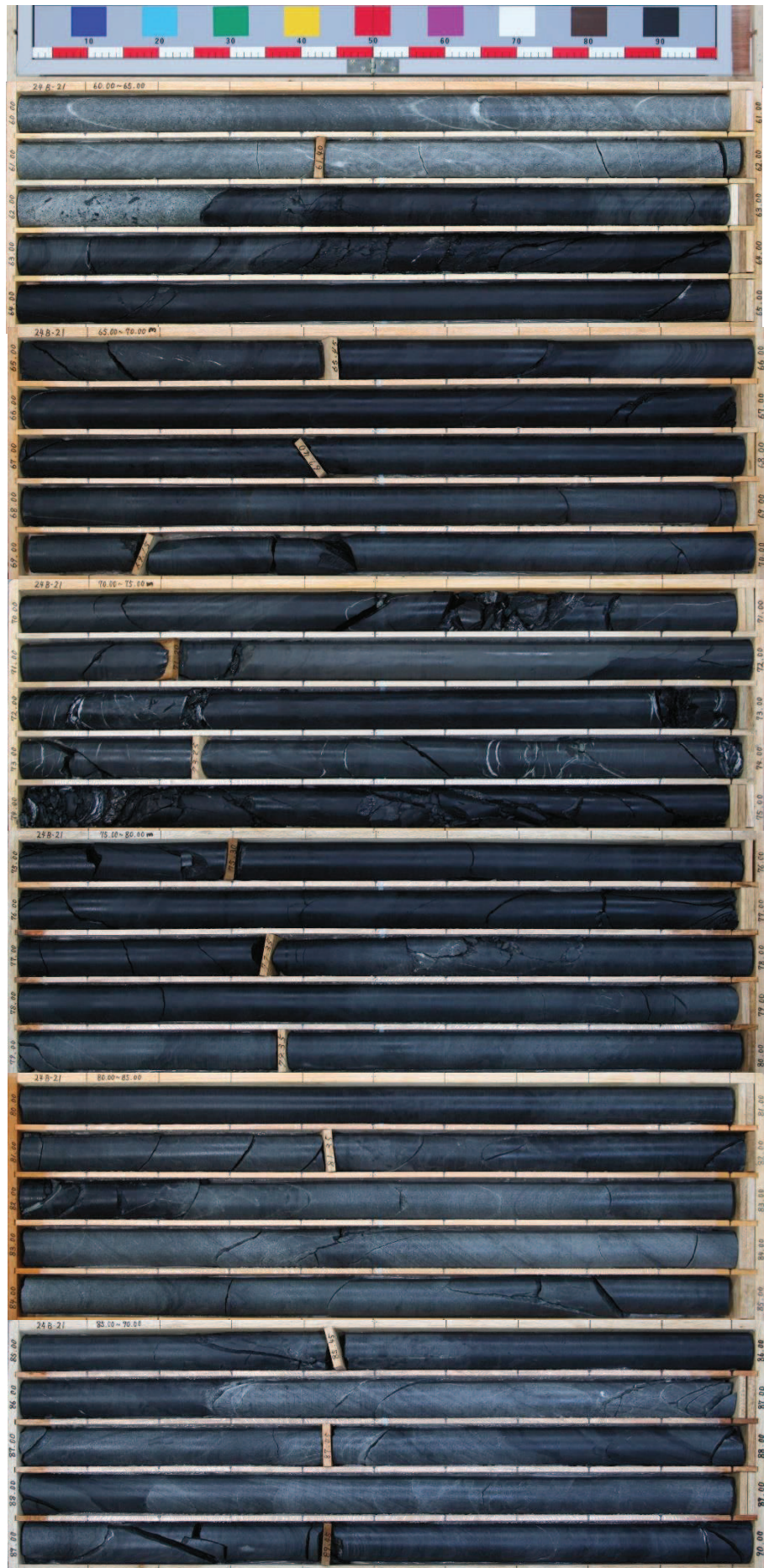


図 2-4(6) ボーリングコア写真 (24B-21) (深度 60~90m)

(参考) 28-30

24B-21 孔 (4/7) 孔口標高：O.P. 59.360m 掘進長：200.00m

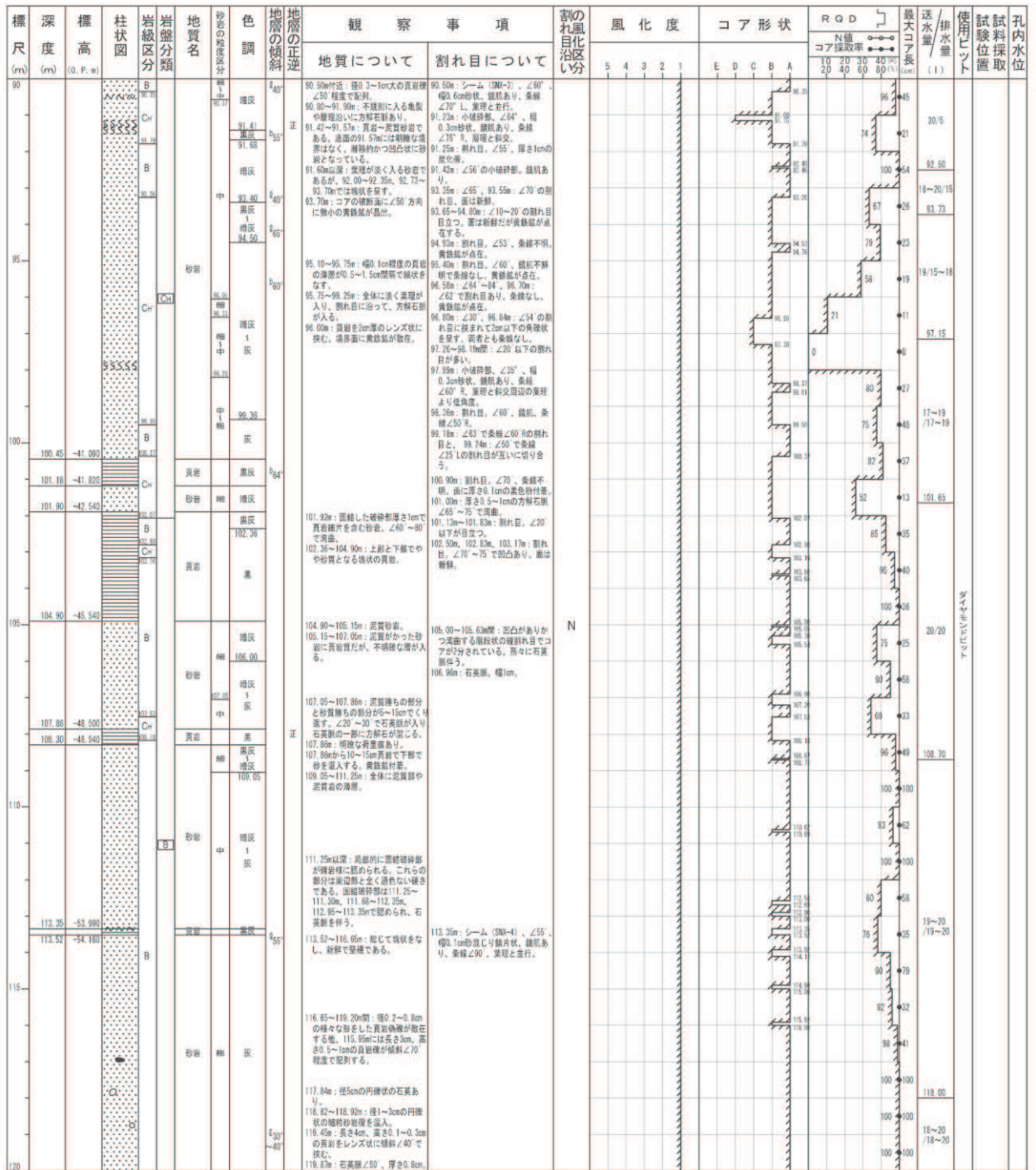


図 2-4(7) ボーリング柱状図 (24B-21) (深度 90~120m)



図 2-4(8) ボーリングコア写真 (24B-21) (深度 90~120m)

(参考) 28-32

24B-21 孔 (5/7) 孔口標高: O.P. 59.360m 掘進長: 200.00m

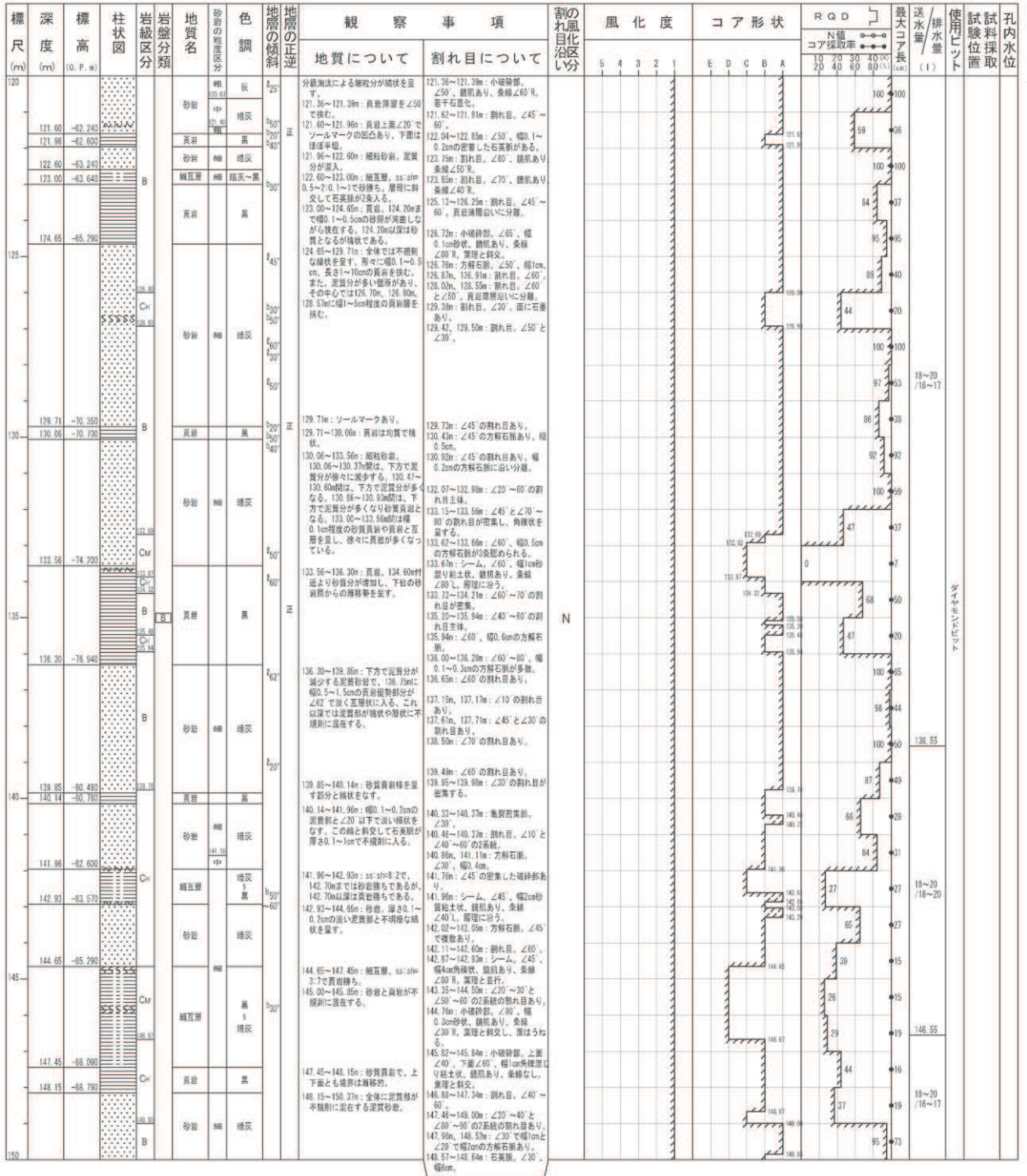


図 2-4(9) ボーリング柱状図 (24B-21) (深度 120~150m)



図 2-4(10) ボーリングコア写真 (24B-21) (深度 120~150m)

(参考) 28-34

24B-21 孔 (6/7) 孔口標高：O.P. 59.360m 掘進長：200.00m

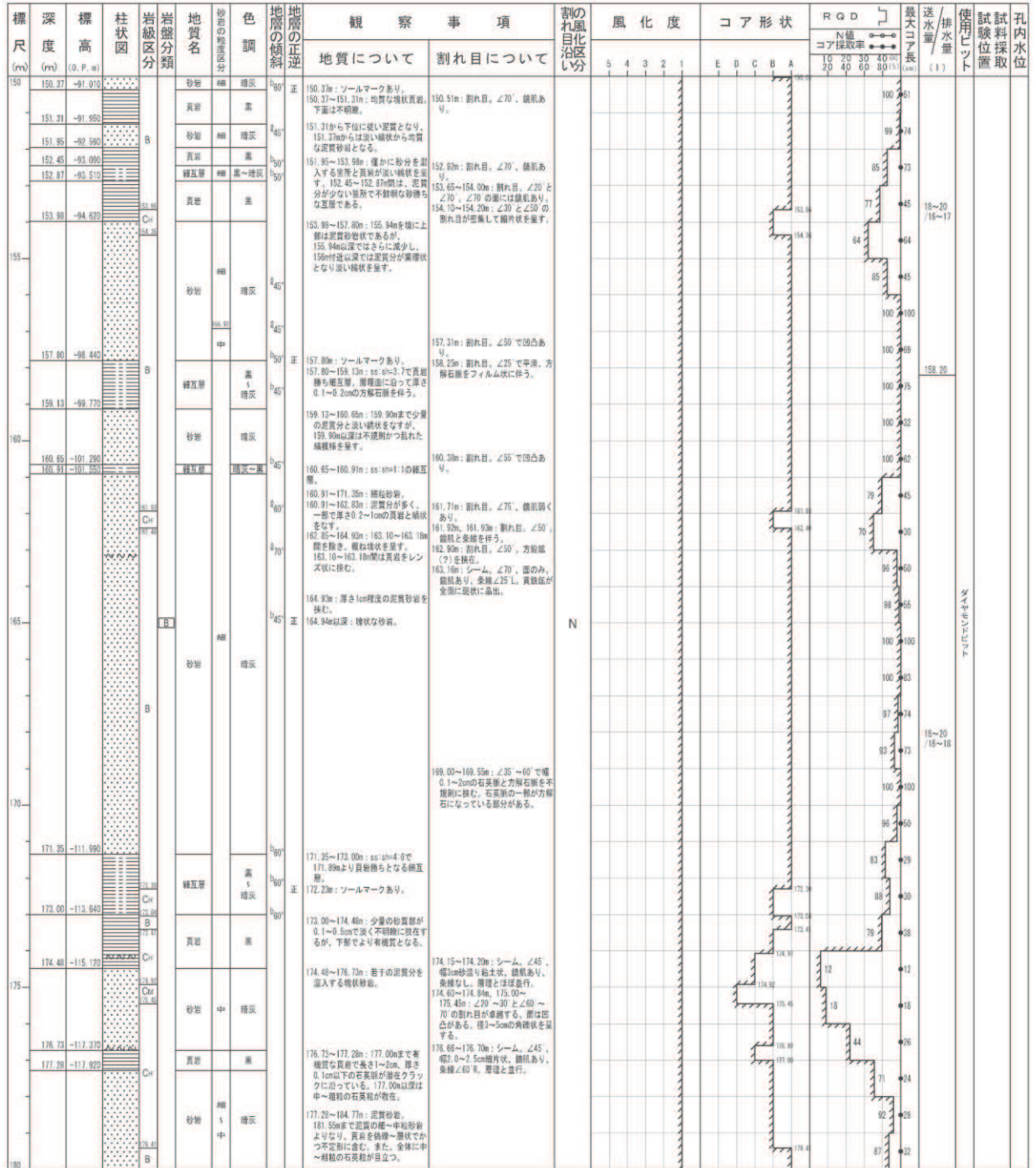


図 2-4(11) ボーリング柱状図 (24B-21) (深度 150~180m)



図 2-4(12) ボーリングコア写真 (24B-21) (深度 150~180m)



図 2-4(14) ボーリングコア写真 (24B-21) (深度 180~200m)

3Rs-7 孔 (1/9) 孔口標高：O.P. 59.823m 掘進長：260.00m

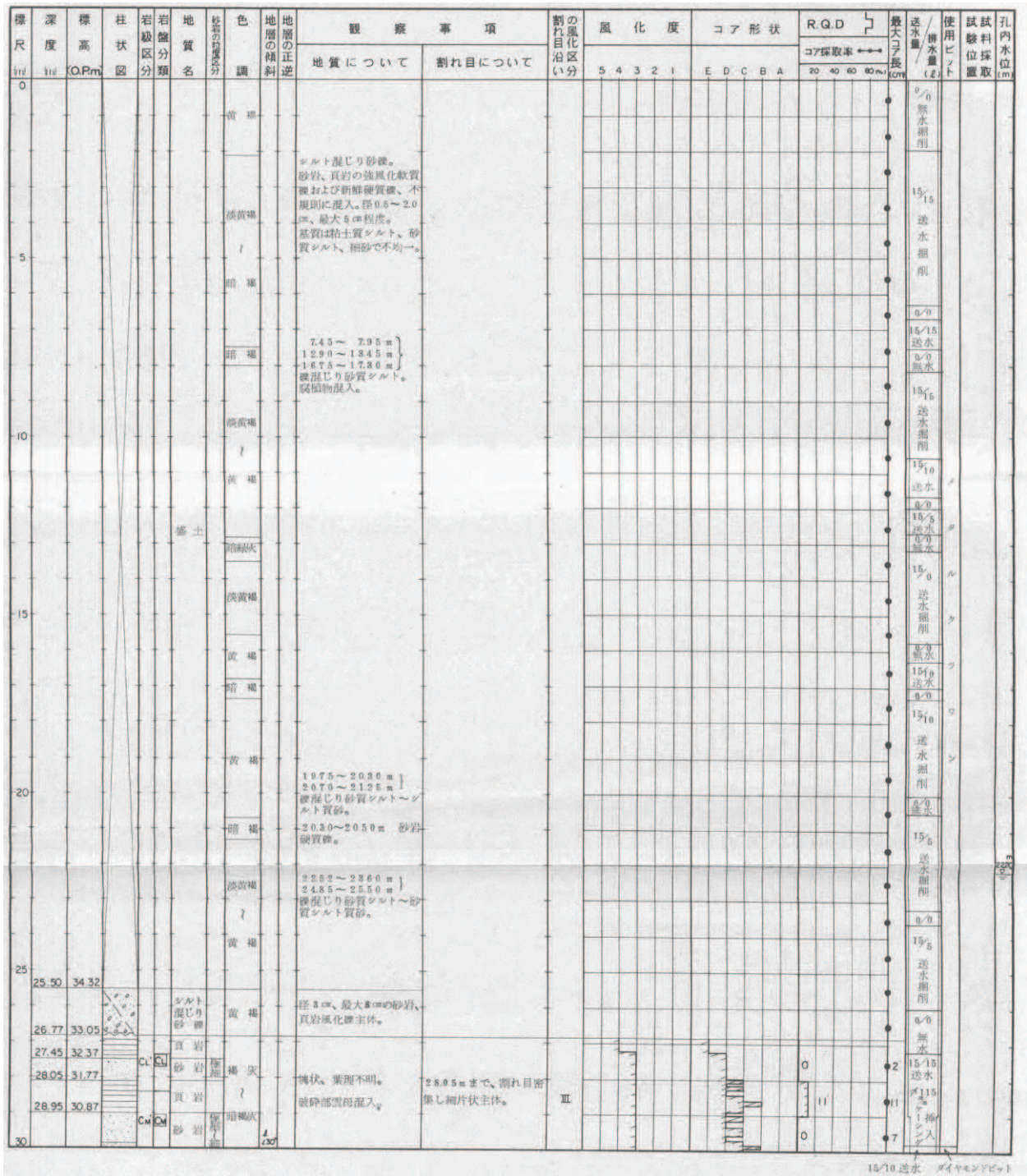


図 2-5(1) ボーリング柱状図 (3Rs-7) (深度 0~30m)



図 2-5(2) ボーリングコア写真 (3Rs-7) (深度 0~30m)

3Rs-7 孔 (2/9) 孔口標高: O.P. 59.823m 掘進長: 260.00m

標尺	深度 m	標高 O.P.m	柱状 区分	岩盤 分類	地質 名	色調	地層の 傾斜	観察事項		割れ目 目録	風化度	コア形状	R.Q.D	送水 量	使用 ピント	試験 位置	孔内 水位	
								地質について	割れ目について									
30					砂岩	黒灰	45°	不規則不明瞭な葉理あり 30.40~30.80m 雲母 多量混入。				49	14					
	31.50	28.32		Cw	真岩	黒灰	30°		81.96m シーム<45°、 幅0.2cm。鱗片脱り結 晶状。鏡肌あり、糸線90°。			40	15					
	32.30	27.52			砂岩	黒灰	25°	砂質頁岩~泥質砂岩。 不規則葉理あり。				25	14					
	33.00	26.82		CL	真岩	黒灰	35°	凝灰岩の灰白色部顕状 に換在。	32.85~33.4m 割れ 目密集部。細片~岩片状 主体。			0	9					
	34.64	25.18		Cw	細岩	黒灰	30°					62	17					
35				CL	細岩	明黄灰	75°	34.90~35.85m 塊状 ややアルコース質。	35.17~35.59m 割れ 目密集部。<50°、<70° 節理交差。岩片状主体。			0	8					
				Cw	細岩	暗黄灰	65°	35.80~35.90m 頁岩。 35.90~37.05m 不規則 葉理あり。	35.70~36.04m 割れ 目密集部。細片状。			11	11					
	37.05	22.77			砂岩	中相	60°					76	40					
				Cw	中相	黒灰	70°	部分的に弱い葉理ある が、ほぼ塊状。 基質少なく、石英主体で 岩片点在。					98	38				
				Cw	細岩	淡黄灰	70°					66	39					
40				CH	中相	淡黄灰	70°					93	45					
	40.55	19.27			中相	淡黄灰	75°	ほぼ塊状。基質少なく、 淘洗良好。石英、長石、 岩片粒子がらなる。	42.14~42.32m <45° <70° <85°節理、<5 1.0cm間隔。			53	18					
	42.70	17.12		CL	砂岩	中相	65°	42.70~43.70m 弱い 葉理あり成層。基質少な く岩片点点在。				92	32					
	43.70	16.12		Cw	中相	淡黄灰	75°		44.00~44.85m 節理 密集部。<60°、<80°、 3~5cm間隔。			12	12					
	44.90	14.92			中相	淡黄灰	75°	44.90~47.45m 部分 的に弱い葉理あるが、ほ ぼ塊状。基質少なく淘洗 良好。石英、長石、岩片 粒子よりなる。	44.80~46.77m <40° <70°節理交差。5~7 cm間隔。			98	34					
45				Cw	中相	淡黄灰	75°		47.45~48.20m アス キ砂付砂。やや赤褐色お びる。			45	17					
				CL	中相	淡黄灰	75°	48.20~53.75m 所々 不明瞭な平行~斜交葉理 あり。	48.79~49.02m 節理 密集部。<60°、<80°節 理連続。岩片状。			47	24					
				Cw	中相	淡黄灰	75°					40	17					
50					砂岩	中相	65°					58	22					
				Cw	中相	淡黄灰	75°					65	27					
					中相	淡黄灰	75°					86	28					
					中相	淡黄灰	75°					77	27					
					細岩	灰	45°	53.75~55.25m 塊状 無葉理。				48	23					
				B'	中相	淡黄灰	75°					95	17					
55				Cw	細岩	灰	55°	55.25~56.70m 不明 瞭な平行~斜交葉理あり。				45	17					
	56.70	3.12			中相	淡黄灰	75°	56.70~57.30m 塊状 基質少ない。アルコース 質。				40	16					
	57.30	2.52		CH	砂岩	黒灰	60°	平行~斜交葉理発達。 57.68m シーム<60° 幅0.1cm。粘土および鱗 片脱り砂状。鏡肌あり、 糸線90°。				22	12					
	57.70	2.12			真岩	黒灰	60°					41	25					
	58.15	1.67			細岩	黒灰	60°	不明瞭な平行葉理あり。 雲母点在。	58.15m シーム<50° 破砕部なし。鏡肌、糸線 あり。地層境界。			41	25					
	59.20	0.62			砂岩	中相	65°					42	39					
60				B'	中相	淡黄灰	75°											

図 2-5(3) ボーリング柱状図 (3Rs-7) (深度 30~60m)



図 2-5(4) ボーリングコア写真 (3Rs-7) (深度 30~60m)

3Rs-7 孔 (3/9) 孔口標高: O.P. 59.823m 掘進長: 260.00m

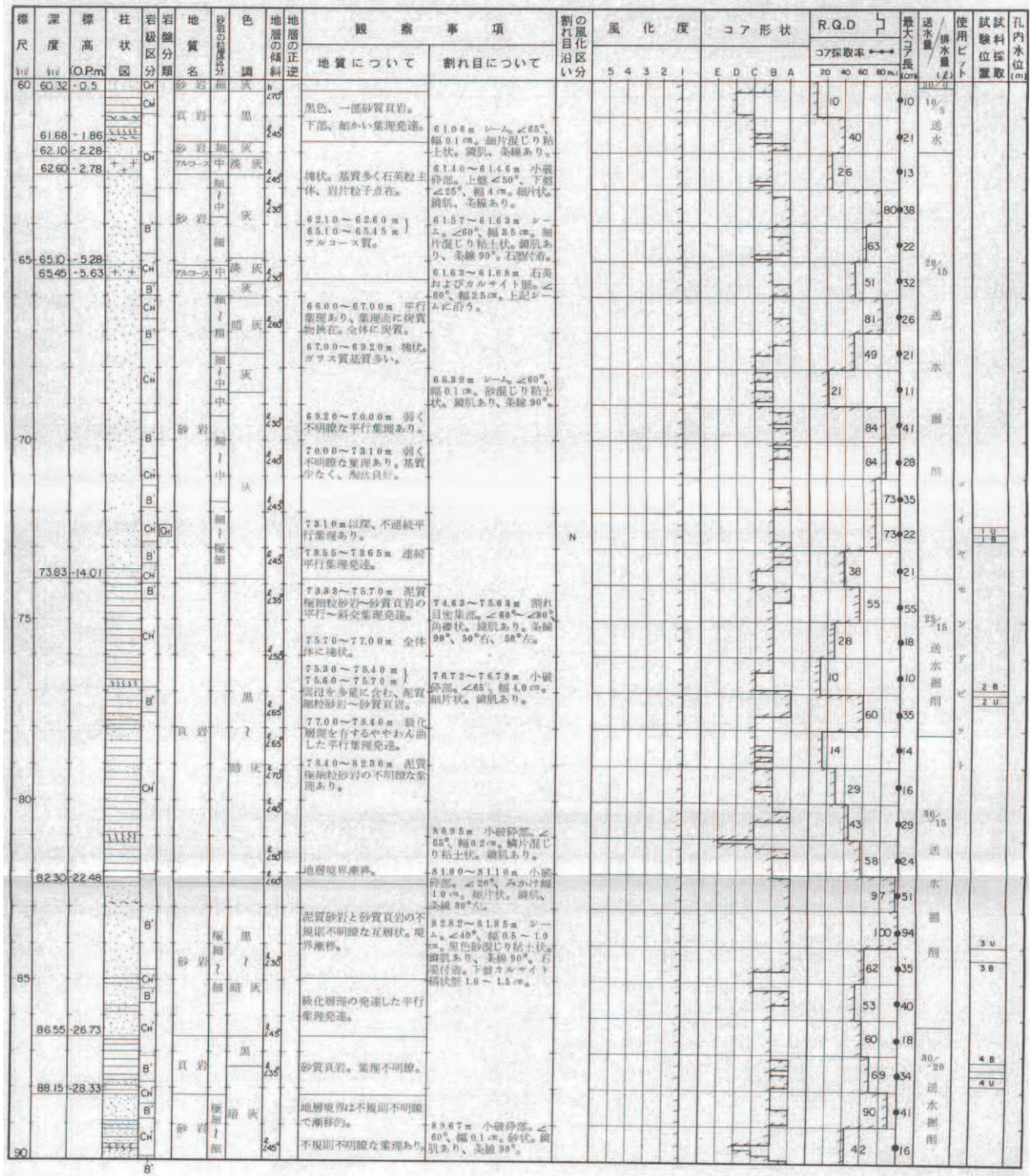


図 2-5 (5) ボーリング柱状図 (3Rs-7) (深度 60~90m)



図 2-5(6) ボーリングコア写真 (3Rs-7) (深度 60~90m)



図 2-5(8) ボーリングコア写真 (3Rs-7) (深度 90~120m)

3Rs-7 孔 (5/9) 孔口標高: O.P. 59.823m 掘進長: 260.00m

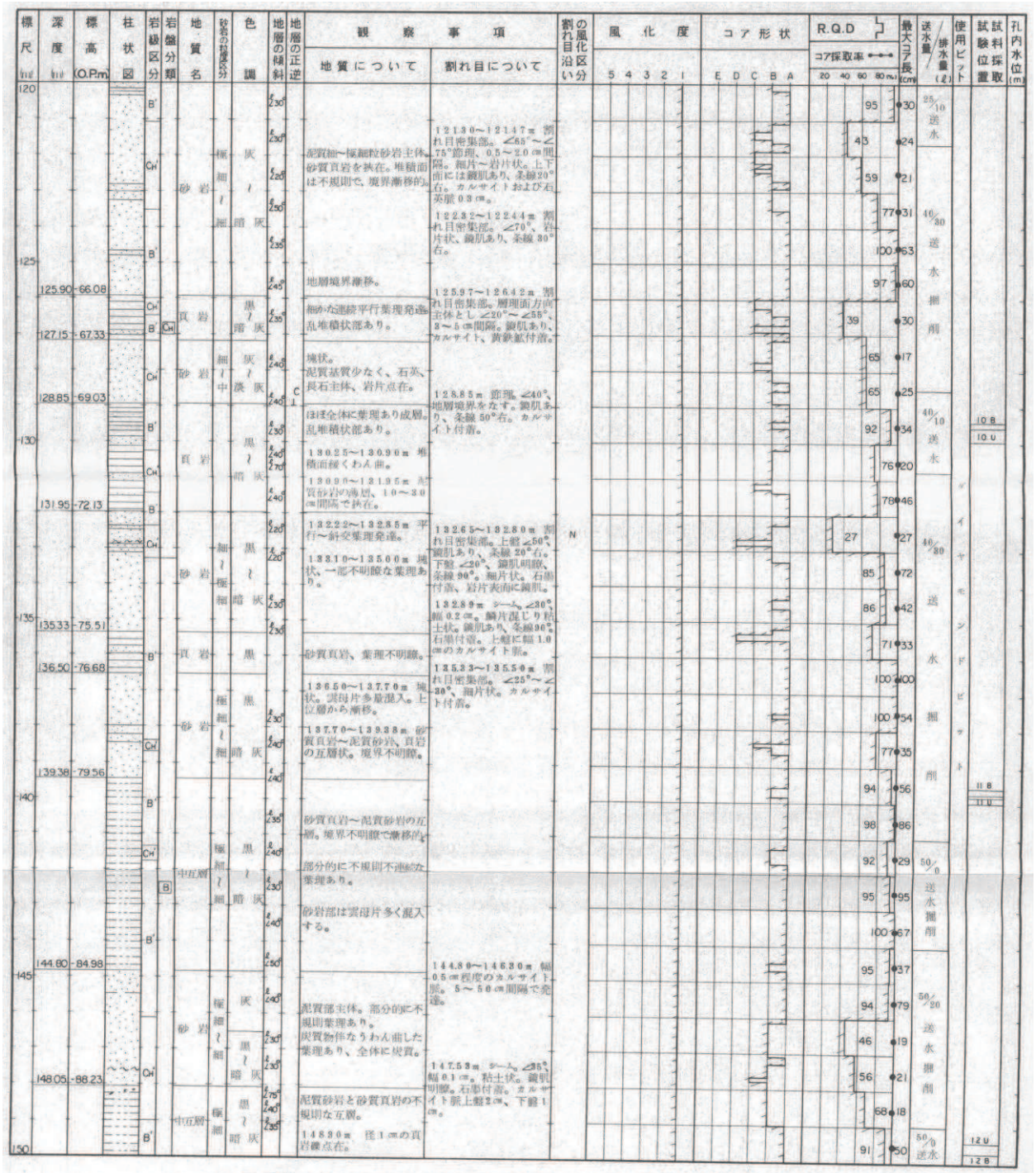


図 2-5(9) ボーリング柱状図 (3Rs-7) (深度 120~150m)