

05 (01) ②地盤対策

◆提示資料の要点

現況地盤を対象とした地質調査結果を踏まえて、以下の事象に対する安全性の評価および適切な地盤対策工の選定を行う。

- ① 廃棄物埋立てに伴う地盤の沈下に対する遮水工の安全性を評価する。
- ② 最終処分場整備に係る造成時の盛土工および切土工、および供用後の廃棄物埋立てに対し、隣接する県道 252 号線（尾高淀江線）や一般廃棄物処分場への影響を評価する。

◆設計基準、関連基準等

基準省令	第 2 条第 1 項（第 1 条第 1 項第 3 号）
県指針	4-1-14 地滑り防止工・地盤沈下防止工
全都清要領	2.4 造成設計 2.4.5 地盤改良工法
その他	道路土工 軟弱地盤対策工指針（日本道路協会） 道路土工 切土工・斜面安定工指針（日本道路協会）

◆施設等の概要・ポイント

地盤対策	砕石置換工（第Ⅰ期：10,998 m ³ 、第Ⅱ期：4,723 m ³ ） プレロード盛土工（第Ⅰ期：17,815 m ³ 、第Ⅱ期：43,483 m ³ ）
特記事項	<ul style="list-style-type: none"> ・地質調査の結果、供用後の廃棄物埋め立てに伴う基礎地盤の圧密沈下が懸念されるため、数値解析を用いた処分場周辺地盤の沈下量に対する評価および対策工の設計を行った。 ・対策工法については、周辺環境に配慮して比較選定を行った結果、処分場底面の砕石置換工およびプレロード盛土工を採用した。 ・プレロード盛土工時は沈下計測を行い、得られた実測値から供用後の沈下量について再度予測を行い、必要に応じて盛土高や盛土範囲の見直しを行う。

◆図面類

図面番号	図面名
197	第Ⅰ期／地盤対策工計画平面図（砕石置換工）
198	第Ⅰ期／地盤対策工計画平面図（プレロード盛土工）
199	第Ⅰ期／地盤対策工埋立標準縦断図
200～210	第Ⅰ期／地盤対策工横断図
211	第Ⅰ期／地盤対策工計画平面図（一廃側プレロード盛土工）
212	第Ⅰ期／地盤対策工計画平面図（一廃側プレロード盛土盛り替え）
213～218	第Ⅰ期／既設一廃処分場側押さえ盛土横断図
361	第Ⅱ期／地盤対策工計画平面図（砕石置換工）
362	第Ⅱ期／地盤対策工計画平面図（プレロード盛土工）
363	第Ⅱ期／地盤対策工埋立標準縦断図
364～374	第Ⅱ期／地盤対策工横断図

◆根拠資料

資料名	備考
なし	

1. 地質調査

当該処分場周辺の地層構成や地下水位分布状況を評価するため、ボーリング調査および原位試験、室内土質試験を実施した。

ボーリング調査位置を図 01-1、調査結果に基づき作成された対象施設範囲での地質横断図を図 01-2～図 01-7、令和 4 年度に実施されたボーリング調査結果の柱状図を図 01-8～図 01-12 に示す。

当該施設周辺地盤は火山灰堆積層 (L1c、L1pc、L2s、L2c) および火山礫堆積層(M1、M2)が主体となっており、谷筋には沖積層 (Ac) や盛土層 (B3c、B2c) が分布している。M1 層、M2 層は固結状況の違いにより N 値に大きなばらつきが見られる。

地表面付近に広がる火山灰堆積層や沖積層は N 値が 10 未満と低く、M1 層および M2 層についても N 値にばらつきがあるものの、主に地表面に近い範囲で同じく N 値が 10 未満と低い層が分布していた。

この結果を踏まえた、最終処分場造成に伴う周辺地盤の影響に関する概要は、以下のとおりである。

- ・ 火山灰層や粘性土層のような細粒分含有率の高い層が計画地内に広く分布するため、地盤の圧密沈下が懸念される。
- ・ 「道路土工 軟弱地盤対策工指針」では、N 値 4 以下の粘性土層を地盤の圧密沈下や安定性において問題となる軟弱地盤として定義している。しかし、N 値が 4 を超える層についても、N 値 10 に満たない層では、荷重の作用によって地盤がつぶれるようなイメージで沈下が発生する可能性がある。

以上を踏まえて、N 値 10 未満の層を対象に、不攪乱試料のサンプリング及び室内土質試験を実施した。室内土質試験結果の一覧を表 01-1～表 01-3 に示す。また、室内圧密試験結果より得られる各層の圧密降伏応力 P_c と有効上載圧 σ_v' の関係を図 01-13 に示す。圧密降伏応力 P_c が有効上載圧 σ_v' よりも大きい場合、その地盤は現況で過圧密状態にあると言える。図 01-13 を見ると、道路盛土部や L1c 層、L1pc 層、N 値 10 未満の M2 層は、正規圧密状態か比較的正規圧密に近い過圧密状態であることが分かる。その他の B3c 層や Ac 層、L2 層、N 値 10 未満の M1 層については、平均的には過圧密状態の地盤であると言えるが、試験結果にばらつきが大きく、場所によっては正規圧密に近い結果が出ているものも確認されている。

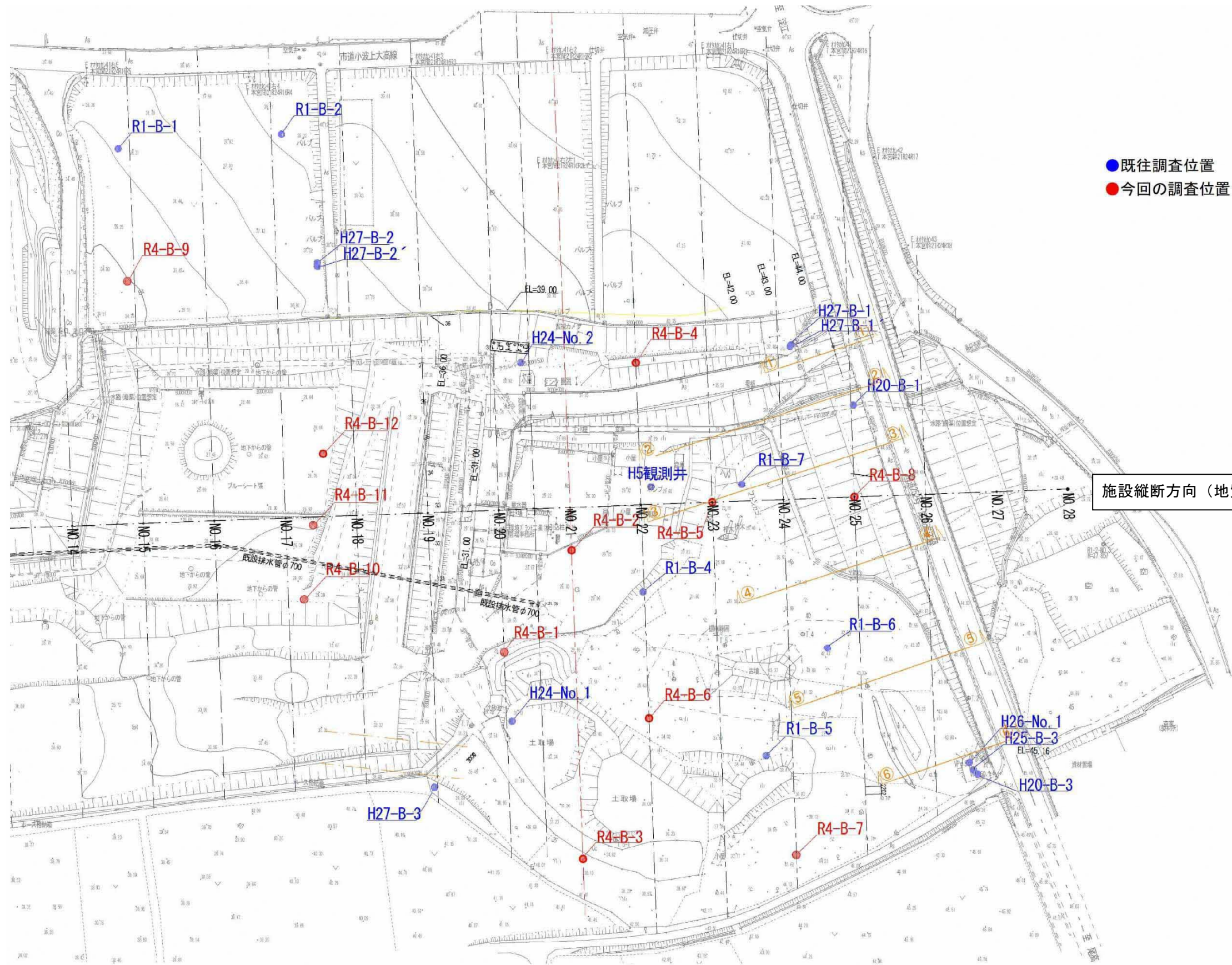


図01-1 ボーリング調査位置図

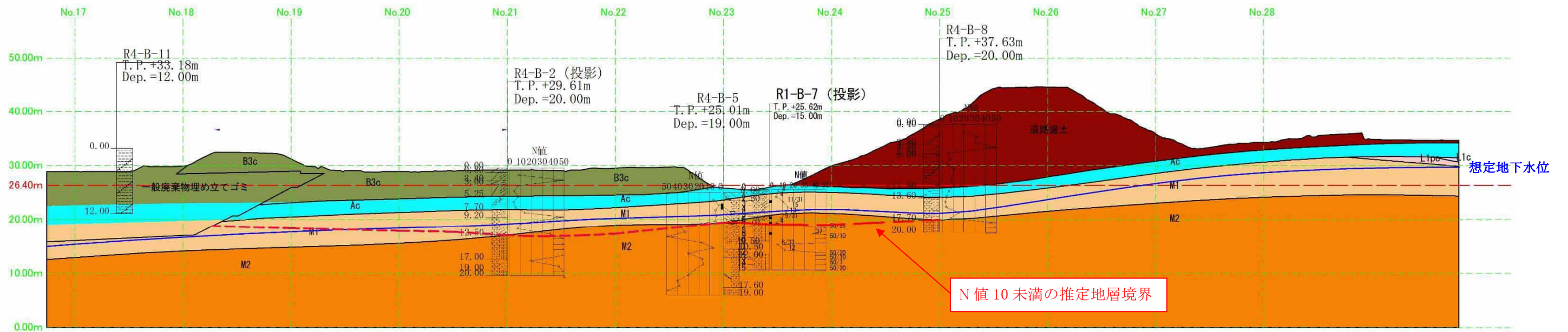


図01-2 地質横断面図 (施設縦断方向)

【113】

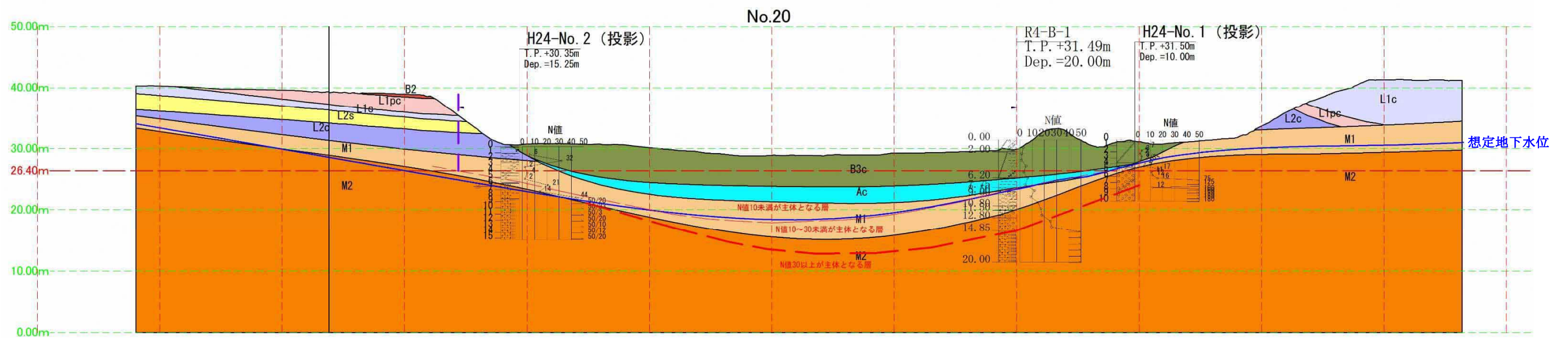


図01-3 地質横断面図 (No.20)

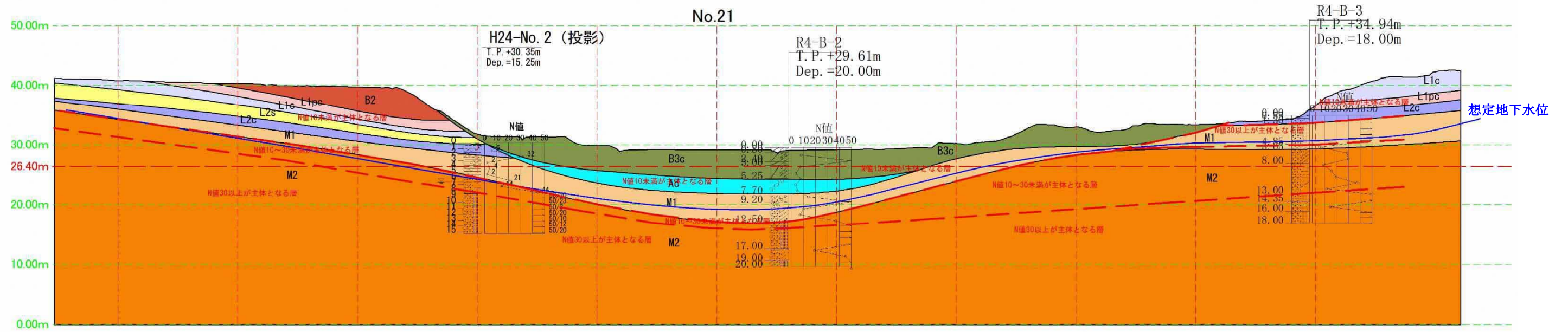


図01-4 地質横断面図 (No.21)

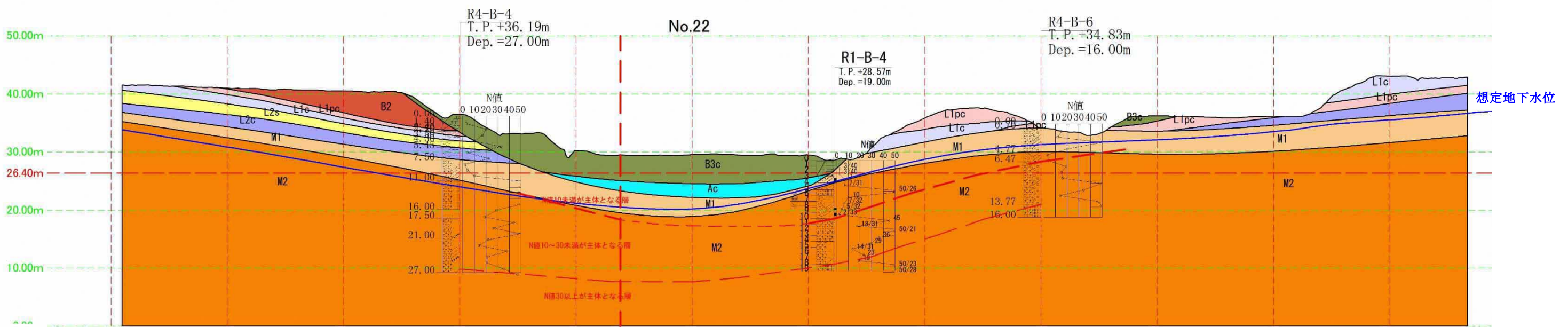


図01-5 地質横断面図 (No.22)

【114】

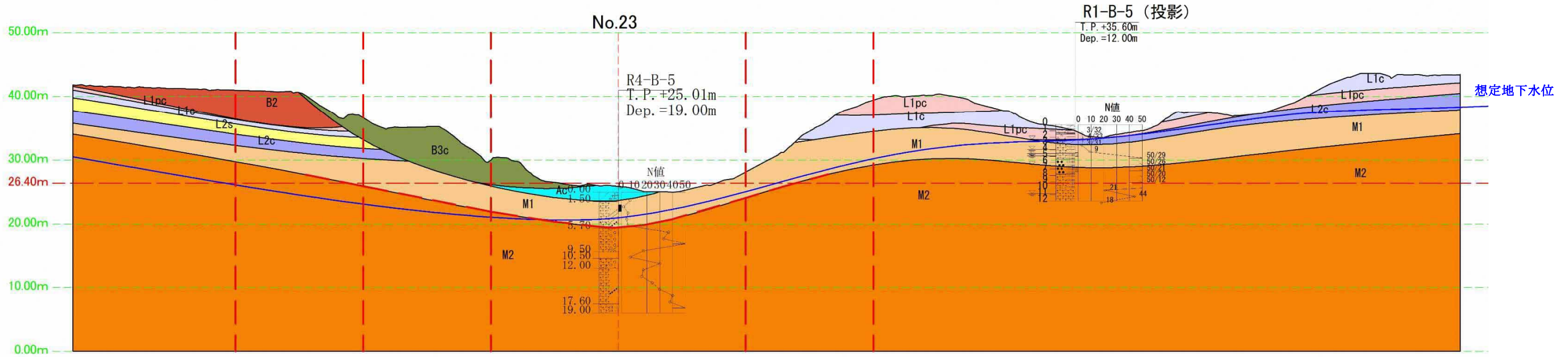


図01-6 地質横断面図 (No.23)

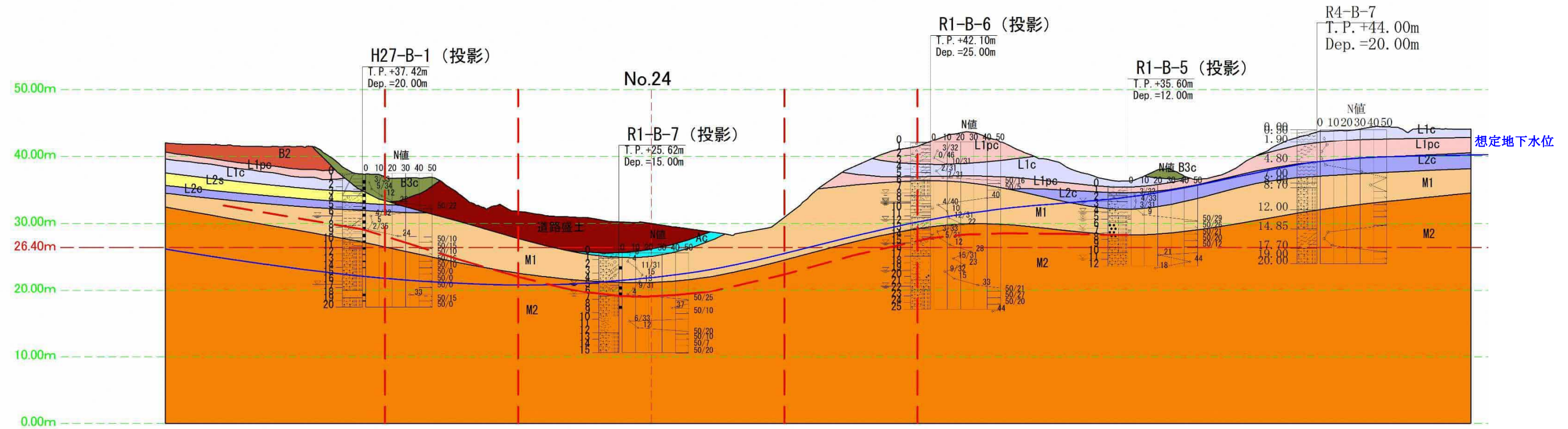


図01-7 地質横断面図 (No.24)

地質調査の結果を踏まえ、最終処分場整備にあたって、以下の事象に対する評価を行う必要がある。

- ① 最終処分場整備に係る造成時の盛土工、切土工および埋立地での廃棄物埋立てに対し、隣接する県道 252 号線（尾高淀江線）や周辺施設への影響を評価する。
- ② 廃棄物埋立てに伴う周辺地盤の沈下に対する遮水シート工の安全性を評価する。

これらの事象に対する評価を行うため、処分場内の造成法面を含めた代表断面を選定し、地盤の変形や安定に対して数値解析に基づく評価を行う。

2. 検討断面の選定

検討断面は、処分場全体の沈下量を評価する断面（断面 1）、隣接する県道 252 号（尾高淀江線）への影響を評価する断面（断面 A～断面 C）を選定し、圧密変形解析を実施する。圧密変形解析には、2 次元弾塑性 FEM 解析を用いる。

表01-5 検討断面の選定

検討断面	選定理由
断面 1	第 I 期計画での造成計画で、切土が少なく埋め立て高が大きい断面 第 II 期計画において圧密沈下が予想される Ac 層、B3c 層、M1 層および M2 層（うち N 値 10 未満）が厚く堆積している。
断面 A	第 I 期計画範囲の県道取り合い部で、地山の切土が多い断面
断面 B	第 I 期計画範囲の県道取り合い部で、地山の切土が少ない断面
断面 C	第 II 期埋め立て区間。県道横断 BOX 付近で埋め立て高が大きい断面



図01-14 検討断面位置

3. 地盤条件

現況での地盤変形解析を行う検討断面の地質横断図および造成計画断面を次ページに示す。

- ・ 原地盤地表面付近に分布する火山灰粘性土層（L1c、L1pc、L2c）は、処分場造成時の法面付近に位置し、廃棄物埋め立てによる荷重増によって大きな圧密変形を及ぼす可能性がある。
- ・ 処分場底面直下に分布する沖積粘性土層（Ac層）および埋土層（B3c層）は、廃棄物荷重が最も作用する範囲に位置しており、当該処分場の切土造成においてもあまり切土されずに残るため、廃棄物埋め立てによる荷重増によって大きな圧密変形を及ぼす可能性がある。
- ・ 風化凝灰岩層（M1層、M2層）は、N値や土質のばらつきが大きく、特にN値10未満の層に関しては圧密変形の影響が大きいことが想定される。
- ・ 以上を踏まえて、圧密沈下が想定されるL1c層、L1pc層、L2c層、Ac層、B3c層、N値10未満のM1層およびM2層に対しては、地盤の圧密挙動を表現できる粘弾塑性モデルを採用する。その他の層については、良好な地盤であり想定される作用荷重に対して弾性変形の範囲に留まることが予想されるため、線形弾性モデルを採用する。

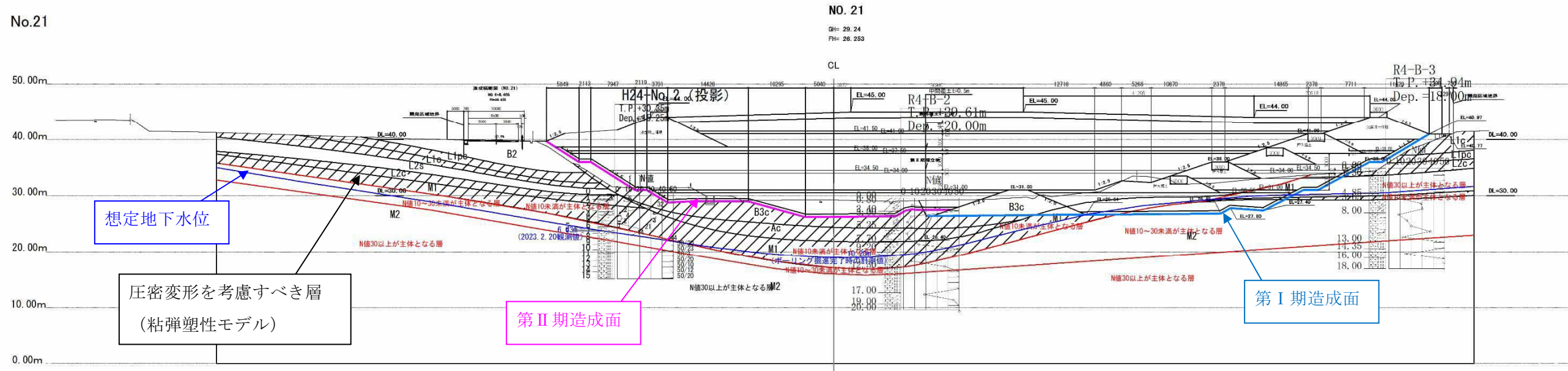


図01-15 検討断面地質横断面図および処分場造成計画図 (断面1)

【120】

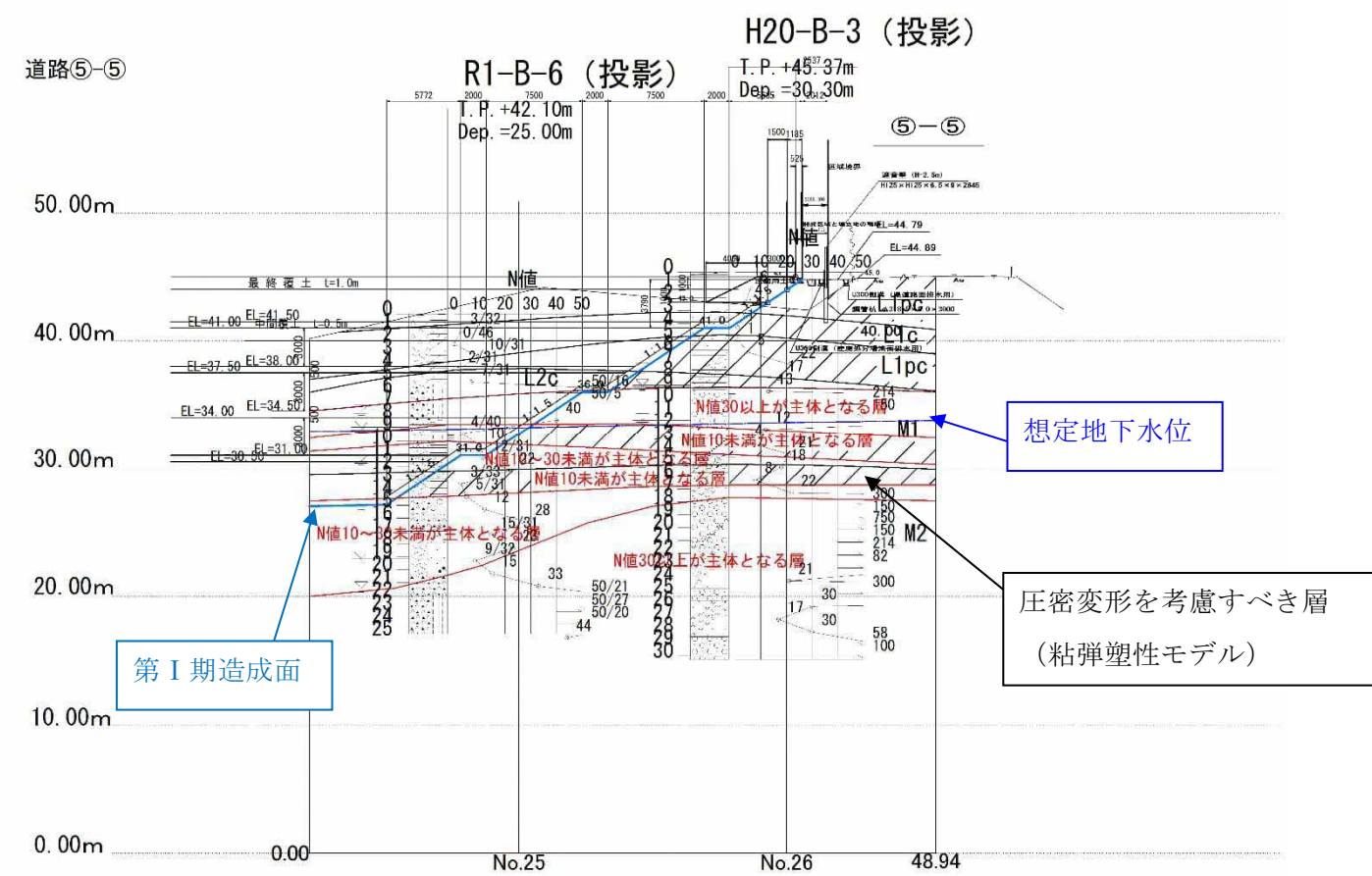


図01-16 検討断面地質横断面図および処分場造成計画図 (断面A)

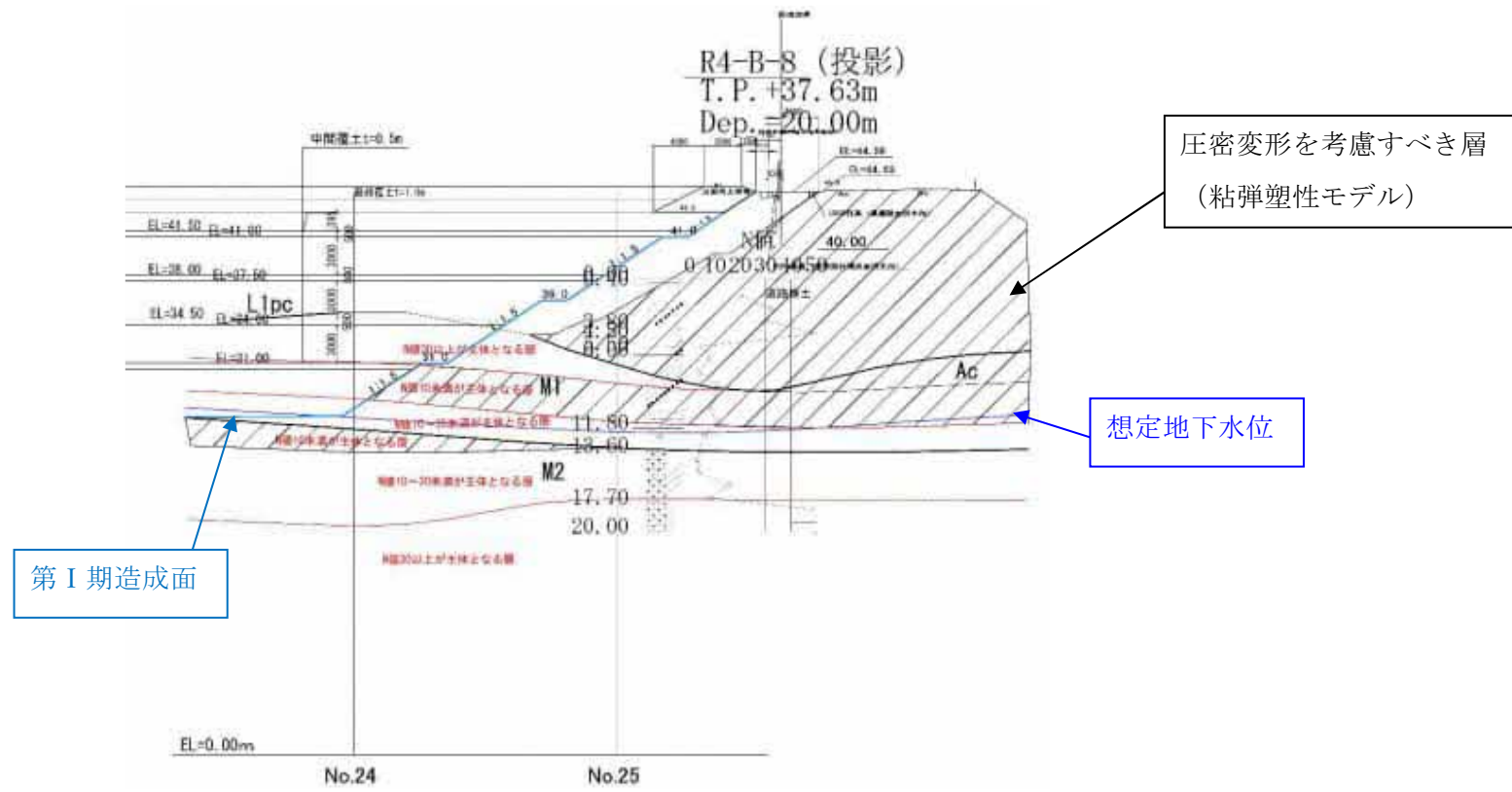


図01-17 検討断面地質横断面図および処分場造成計画図 (断面B、道路④-④)

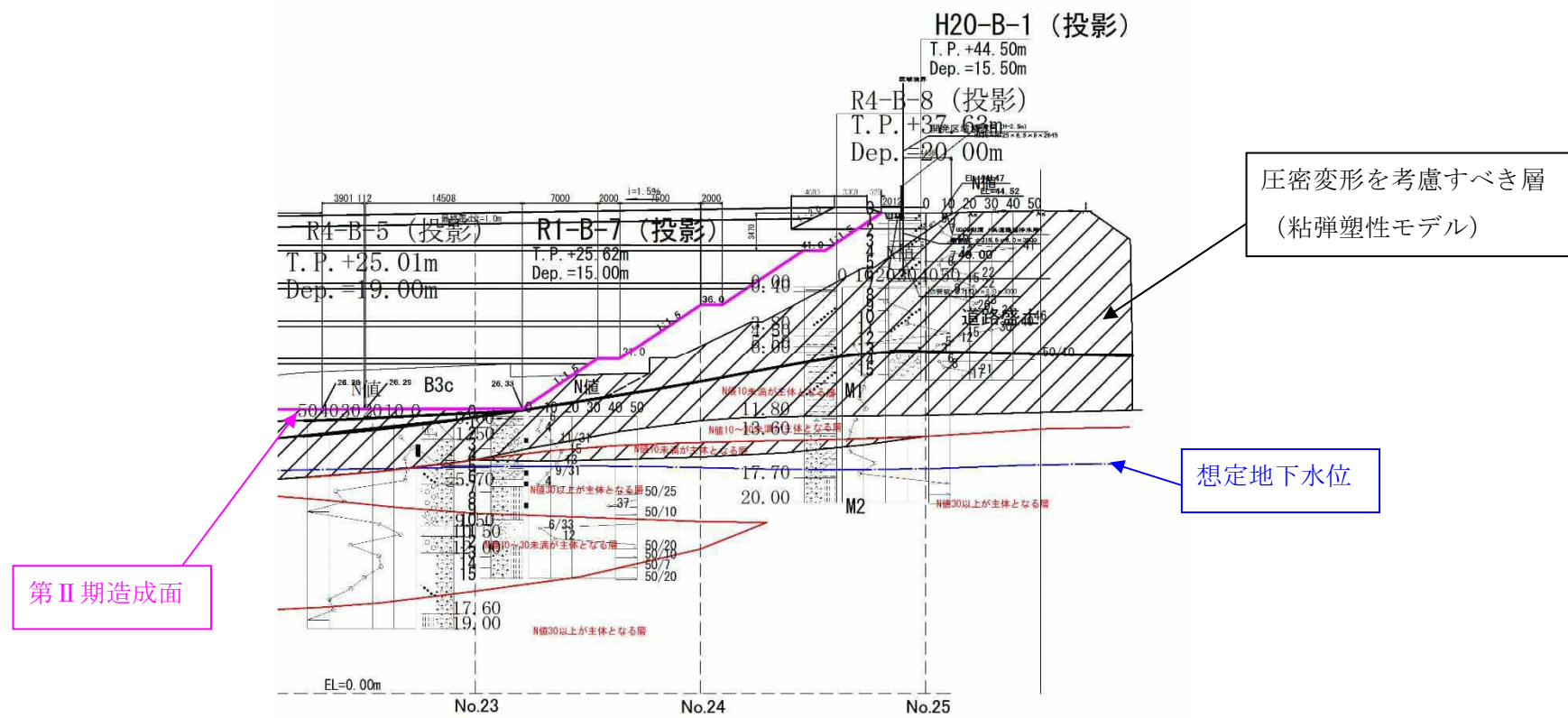


図01-18 検討断面地質横断面図および処分場造成計画図 (断面C、道路②-②)

表01-6 土質定数一覧（2次元弾塑性 FEM 解析、粘弾塑性モデル：関口太田モデル）

				道路盛土	B2	B3c	Ac	L1c	L1pc	L2s	L2c	M1 (N<10)	M1 (10≤N<30)	M1 (30≤N)	M2 (N<10)	M2 (10≤N<30)	M2 (30≤N)		
				弾塑性	弾性	弾塑性	弾塑性	弾塑性	弾塑性	弾性	弾塑性	弾塑性	弾性	弾性	弾塑性	弾性	弾性		
基本物性パラメータ	単位体積重量	γ	kN/m ³	設計値	19	16	17	17	11	12	18	15	17	20	22	14	20	22	
	平均N値	N		標準貫入試験	15.6	2	4.7	5	5.2	3.8	22.5	12.1	7.2	18.2	84.4	6.3	22.7	93.1	
	内部摩擦角	ϕ'	°	(弾性)設計値 (弾塑性) $\sin^{-1}(0.81-0.223*\log(Ip))$ ※NPの場合は土質調査報告書より	31	15	28	29	28	22	27.5	25	37	32.5	35	24	32.5	35	
	初期有効上載圧	σ_{vi}'	kN/m ²	圧密試験位置での平均値	159.9		38.7	76.8	38.4	40.6		85.6	139.7			236.2			
	塑性指数	I_p		試験値（土質調査報告書より）	21.6		35.5	27.5	32.1	89.1		50.6	9			62.9			
	透水係数	k	cm/sec	(弾性)推定値 (弾塑性)圧密試験値	5.57E-07	3.66E-07	1.97E-06	9.13E-06	2.11E-06	1.34E-05	1.00E-04	2.11E-06	2.14E-05	2.14E-05	4.37E-05	1.01E-05	1.01E-05	4.37E-05	
圧密特性	先行圧密荷重	P_c	kN/m ²	圧密試験値（平均値）	159.9		254.8	219.7	48.3	117.5		391.5	395.1			282.7			
	圧縮指数	C_c		圧密試験値（平均値）	0.2		0.4	0.3	0.3	1.9		0.9	0.5			1.5			
	膨張指数	C_s		圧密試験値（平均値）	0.03		0.04	0.03	0.06	0.12		0.11	0.03			0.09			
	圧密降伏時間隙比	e_0		圧密試験値（設定値より算出）	0.84		1.24	1.14	1.23	3.8		1.8	1.27			2.75			
	過圧密比 ¹⁾	OCR		P_c / σ_{vi}'	1.1		6.6	2.9	1.3	2.9		4.6	2.8			1.2			
	ひずみ速度	V_0		推奨値（関口・太田モデル ²⁾ ）	1.00E-06		1.00E-06	1.00E-06	1.00E-06	1.00E-06		1.00E-06	1.00E-06			1.00E-06			
	鉛直方向の透水係数	k_y	cm/sec		5.57E-07		1.97E-06	9.13E-06	2.11E-06	1.34E-05		2.11E-06	2.14E-05			1.01E-05			
	透水係数比			推奨値（関口・太田モデル ²⁾ ）	1		1	1	1	1		1	1			1			
粘弾性パラメータ (関口・太田モデル ²⁾)	ダイレンタンシー係数	D		$\lambda * \Lambda / (M(1+e_0))$	0.035		0.06	0.048	0.04	0.19		0.123	0.061			0.173			
	非可逆係数	Λ		$1 - \kappa / \lambda$	0.889		0.882	0.923	0.769	0.94		0.872	0.955			0.938			
	圧縮指数	λ		$C_c / \ln(10)$	0.09		0.17	0.13	0.13	0.83		0.39	0.22			0.65			
	膨張指数	κ		$C_s / \ln(10)$	0.01		0.02	0.01	0.03	0.05		0.05	0.01			0.04			
	限界状態指数	M		$6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$	1.244		1.113	1.157	1.113	0.856		0.984	1.506			0.941			
	先行圧密静止土圧係数	K_o		$1 - \sin \phi'$	0.48		0.53	0.52	0.53	0.63		0.58	0.4			0.59			
	原位置静止土圧係数	K_i		$k_0 * (OCR)^{0.54(1p/122)}$	0.48		0.71	0.59	0.55	0.96		0.82	0.42			0.62			
	ポアソン比	ν'		$k_0 / (1+k_0)$	0.32		0.35	0.34	0.35	0.39		0.37	0.29			0.37			
線形弾性パラメータ	弾性係数	E	kN/m ²	2800N		5.60E+03					6.30E+04			5.10E+04	2.36E+05		6.36E+04	2.61E+05	
	ポアソン比	ν		一般値		0.33					0.33			0.33	0.33		0.33	0.33	
	ラメ定数	λ	kN/m ²	$E \nu / (1+\nu)(1-2\nu)$		4.09E+03						4.60E+04			3.72E+04	1.72E+05		4.64E+04	1.90E+05
		μ	kN/m ²	$E/2(1+\nu)$		2.11E+03						2.37E+04			1.92E+04	8.88E+04		2.39E+04	9.80E+04
	初期間隙比	e		$w \cdot G_s$		1.12						1.32			1.32	1.32		1.35	1.35
	粘着力	C'	kN/m ²	設計値		40						15			103	238		109	252

1) 道路盛土のOCR算出時の先行圧密荷重 P_c は法面位置での室内試験結果で得られた値に車両上載荷重（10kN/m²）を追加した値を用いた。

2) 出典：Atsushi Iizuka, Hideki Ohta : A Determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, SOIL AND FOUNDATIONS, Vol.27, No.3, 71-87,1987.

4. 解析条件

選定した検討断面を対象に、現況地盤に対する圧密沈下解析を実施した。

(1) 造成盛土、廃棄物、覆土の土質定数

当該処分場における設計条件に従い以下の通りとする。

造成盛土：単位体積重量(γ)19.0kN/m³, 粘着力(C)30kN/m², 内部摩擦角(ϕ)25°

廃棄物：単位体積重量(γ)16.4kN/m³, 粘着力(C)29.4kN/m², 内部摩擦角(ϕ)21°

覆土：単位体積重量(γ)19.0kN/m³, 粘着力(C)30.0kN/m², 内部摩擦角(ϕ)25°

(2) 処分場整備時の造成盛土の施工速度

造成盛土の施工速度は、施工状況によっても差が出てくるため、残留沈下量（供用開始後に発生する沈下量）に対して安全側の評価となる施工速度 **10cm/日**を採用する。

【(出典) 道路土工 軟弱地盤対策工指針 p.54】

iv) 盛土速度

予備検討段階での工期の算定のための盛土速度は、地盤の性質に応じて、**解表3-4**の値を用いることができる。工期の関係からより速い速度で盛り立

解表3-4 盛土の施工速度

地盤条件	盛土速度 (cm/日)
厚い粘性土地盤及び黒泥、または、有機質土が厚く堆積した泥炭地盤	3
普通の粘性土地盤	5
薄い粘性土地盤及び黒泥、または、有機質土をほとんど挟まない薄い泥炭地盤	10

(3) 廃棄物埋め立て速度

第Ⅰ期埋立完了年（9.6年）および第Ⅱ期埋立完了年（26.3年）が計算期間と整合するように、廃棄物埋立速度を以下のように設定した。なお、全埋立完了後の沈下量を確認するため、最終覆土ステップ完了から3年後までの沈下量も併せて確認した。

第Ⅰ期：1.66m/年（0.45cm/日）

第Ⅱ期：1.05m/年（0.29cm/日）

次ページ以降に、各検討断面における解析ステップ図を示す。

5. 照査基準値

(1) 埋立地内

埋立地内においては、供用開始後の周辺地盤の沈下量が、所定の許容値（許容沈下量）以内に収まっていることを照査する。

許容沈下量は、埋立地底面および法面に敷設される遮水シートの許容沈下量の目安値（**10cm**）を採用することとした。この値は、遮水シート自体の伸び量に比べると十分小さいが、周辺構造物との取り合い部に発生する局所的な変形や、処分場底面の排水管の勾配確保などの観点から総合的に判断して安全側の指標として設定されたものと考えられる。

【(出典) 廃棄物最終処分場整備の計画・設計・管理要領 2010 改訂版 p. 266】

④ 許容沈下量と必要な対応

許容沈下量の考え方としては、遮水シートの許容応力度と許容伸びの範囲内に収まるように圧密沈下量を抑えることが必要で、対策としては地盤改良によるのが一般的である。

その他、周辺地盤、周辺構造物との取り合いを考慮した許容沈下量や相対的な沈下量が浸出水集排水施設の勾配を確保できる範囲であることなどを検討しておく必要がある。

これらのことを考え合わせると、経験上からは圧密沈下量を10cm程度に抑えておくことが望ましい。線形修正弾性モデルによる許容局所沈下量の算定例において HDPE シートは、沈下の幅が50cm の場合は沈下量が10cm程度で許容応力度に近い値となるので、これが1つの目安となる。また、EPDM や TPO など、伸びやすく柔軟性を有する遮水シートの許容局所沈下量は20cm を越える(図5.3-9)。

許容沈下量を越えることが想定される場合は、地盤改良や遮水シート材質の変更などが必要となる。

(2) 現況道路盛土

現況道路盛土（県道 252 号線（尾高淀江線））に対する照査は、処分場整備時の造成および廃棄物埋立てに伴う現況道路天端での沈下量（引き込み沈下）が所定の許容値（許容沈下量）以内に収まっていることを照査する。

許容沈下量は、「道路土工-軟弱地盤対策工指針」に示されている目安値において、構造物取り付け部に発生する段差を加味して安全側となる **10cm** を採用することとした。

【(出典) 道路土工 軟弱地盤対策工指針 平成 24 年度版 p. 119】

(1) 沈下に対する照査

常時の作用に対する沈下の照査は、軟弱地盤上の土工構造物の施工時及び供用時に予測される沈下量が、設計で目標とする沈下量を超えないことを照査する。

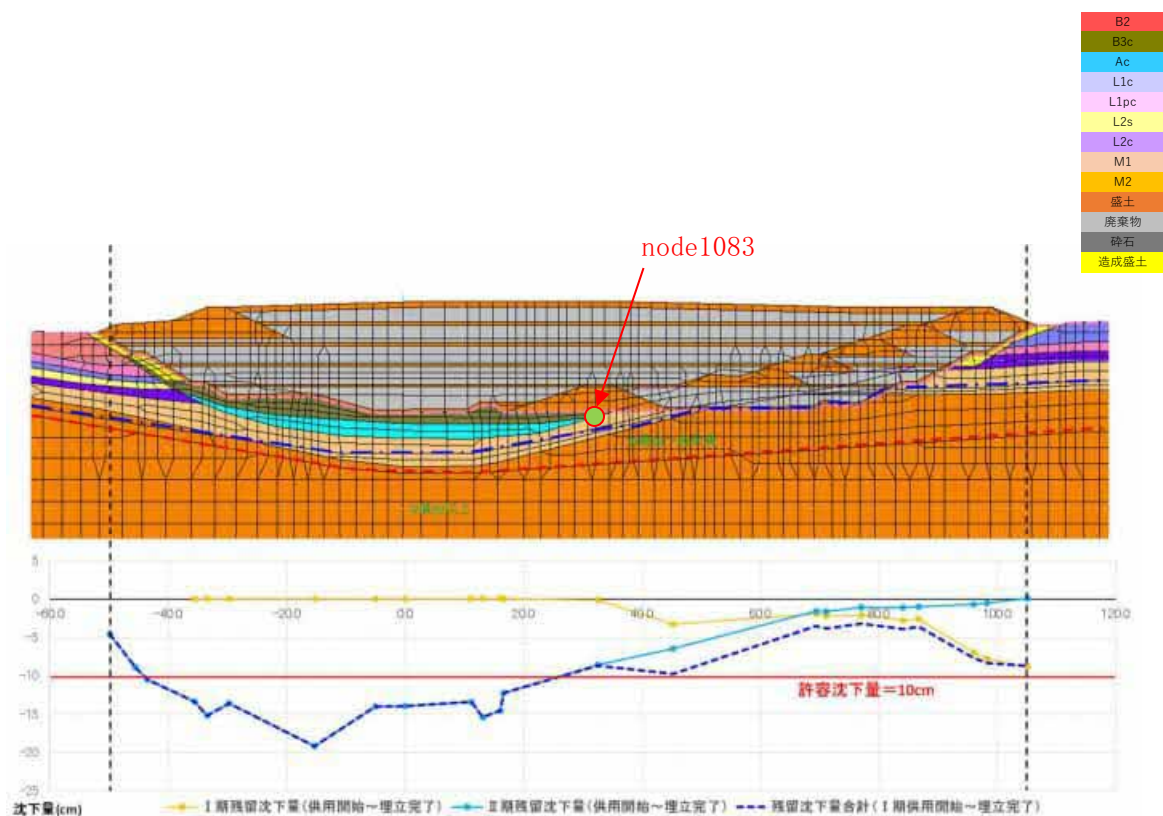
常時の作用に対する沈下の照査に当たっては、舗装完了後あるいは供用開始後の土工構造物の残留沈下量が第一の照査指標となる。

設計で目標とする残留沈下量の許容値は、土工構造物の機能、踏掛版等の構造物取付部の構造、道路付帯施設に及ぼす沈下の影響及び維持管理での対応の難易度等を十分考慮して設定し、対策工を実施するか、あるいは維持管理により対応するかを検討する。設計で目標とする残留沈下量の許容値としては、構造物取付部において、盛土中央部で舗装完了後あるいは供用開始後 3 年間で 10cm ～ 30cm としてきた事例が多い。

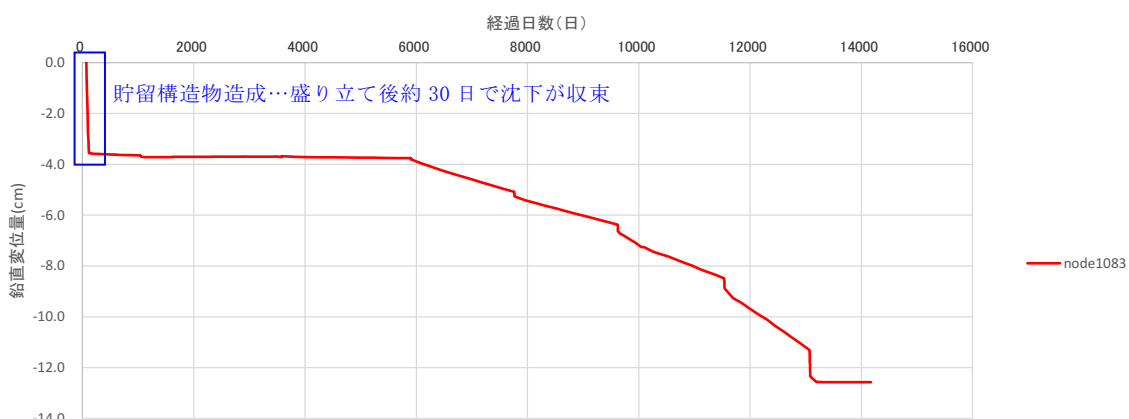
6. 現況地盤解析結果

(1) 断面 1

Ac 層、B3c 層、N 値 10 未満の M1 層が堆積している第 II 期造成区間および第 I 期貯留構造物下部の範囲で、供用開始から埋め立て完了までの残留沈下量が許容沈下量 10cm を超過する結果となった。また、代表地点での沈下量の経時変化を見ると、貯留構造物等造成盛土施工時に発生する沈下量は、盛り立て後約 30 日程度で収束している。



(a) 残留沈下量の分布



(b) 代表点 (node1083) での沈下量の経時変化

図01-19 代表地点における残留沈下量分布 (断面 1)

(2) 断面 A

切土造成により N 値 10 未満の M1 層が露出する切土法面の最下段の小段位置で、供用開始から埋め立て完了までの残留沈下量が許容沈下量 10cm を超過する結果となった。

その一方で、現況道路部においては、廃棄物埋立てに伴う沈下量が道路法肩位置での沈下量は許容沈下量 10cm 以内に収まっている。道路中心部は廃棄物埋立てに伴う沈下はほとんど発生しない。

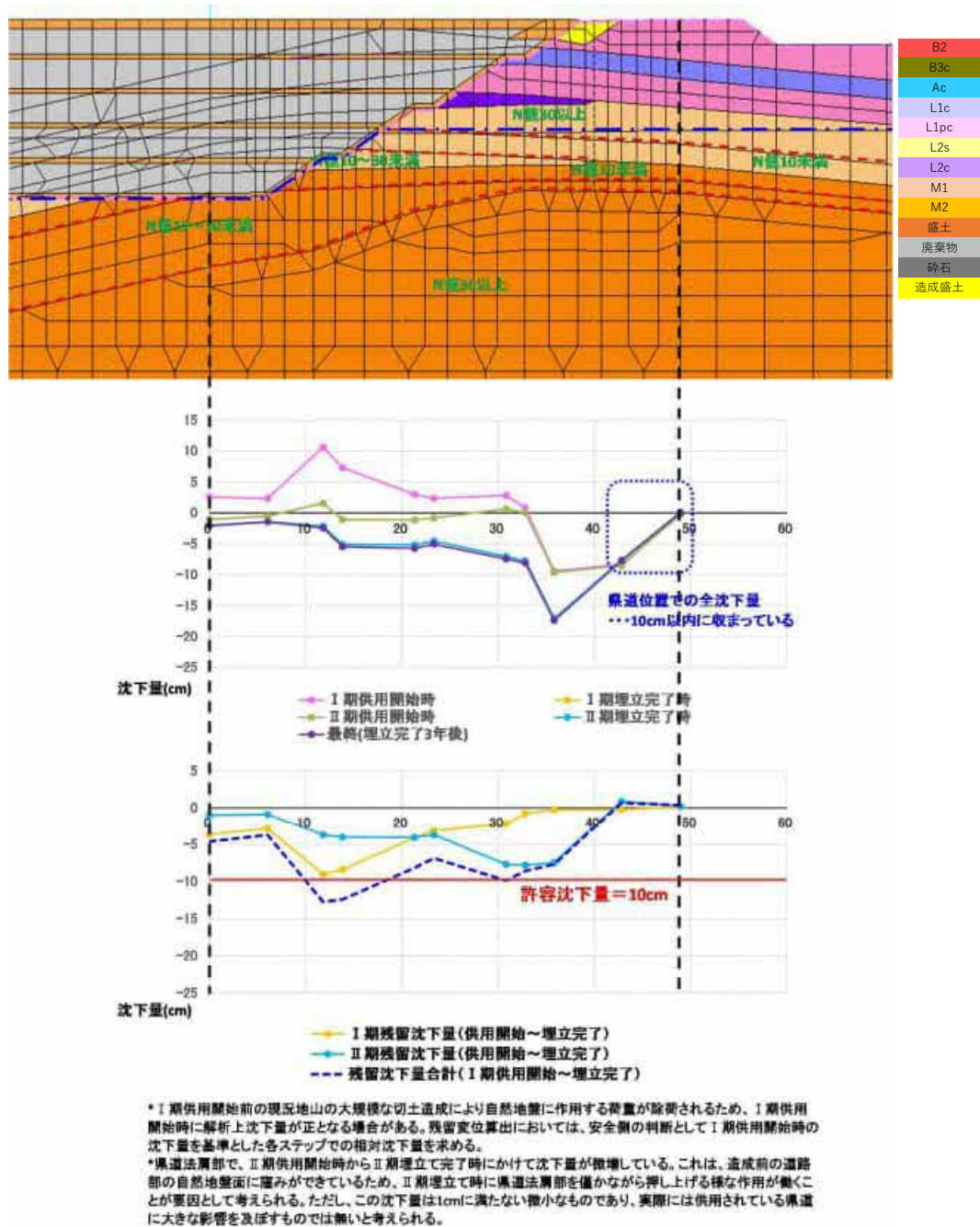


図01-20 代表地点における残留沈下量分布 (断面 A)

(3) 断面 B

切土造成により N 値 10 未満の M1 層および M2 層が露出する切土法面の最下段の小段位置および法尻位置で、供用開始から埋め立て完了までの残留沈下量が許容沈下量 10cm を超過する結果となった。

その一方で、現況道路部においては、廃棄物埋立てに伴う沈下量が道路法肩位置での沈下量は許容沈下量 10cm 以内に収まっている。道路中心部は廃棄物埋立てに伴う沈下はほとんど発生しない。

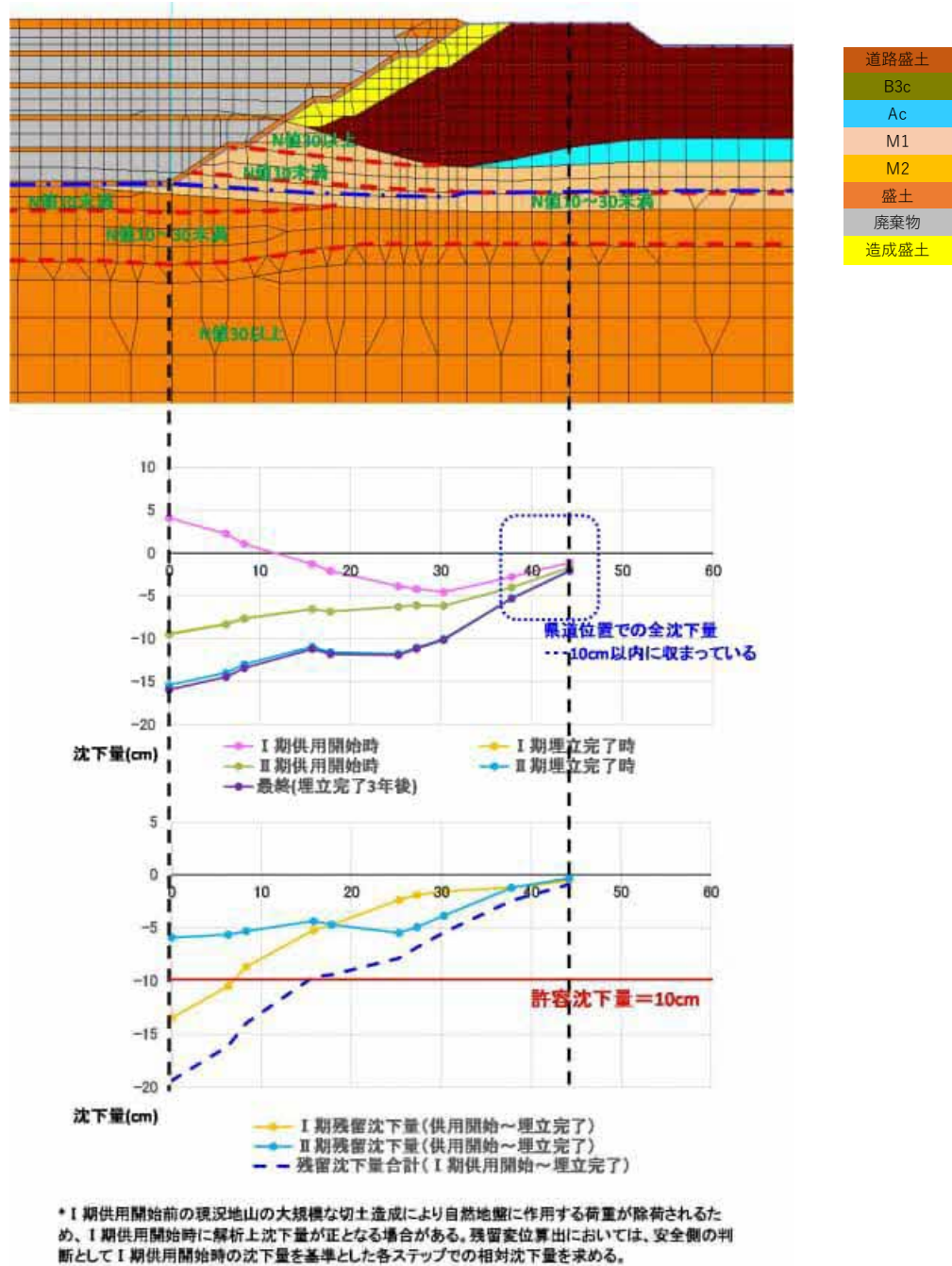


図01-21 代表地点における残留沈下量分布 (断面 B)

(4) 断面 C

B3c 層、Ac 層、N 値 10 未満の M1 層、および現況道路盛土法面位置で、供用開始から埋め立て完了までの残留沈下量が許容沈下量 10cm を超過する結果となった。

その一方で、現況道路部においては、廃棄物埋立てに伴う沈下量が道路法肩位置での沈下量は許容沈下量 10cm 以内に収まっている。道路中心部は廃棄物埋立てに伴う沈下はほとんど発生しない。

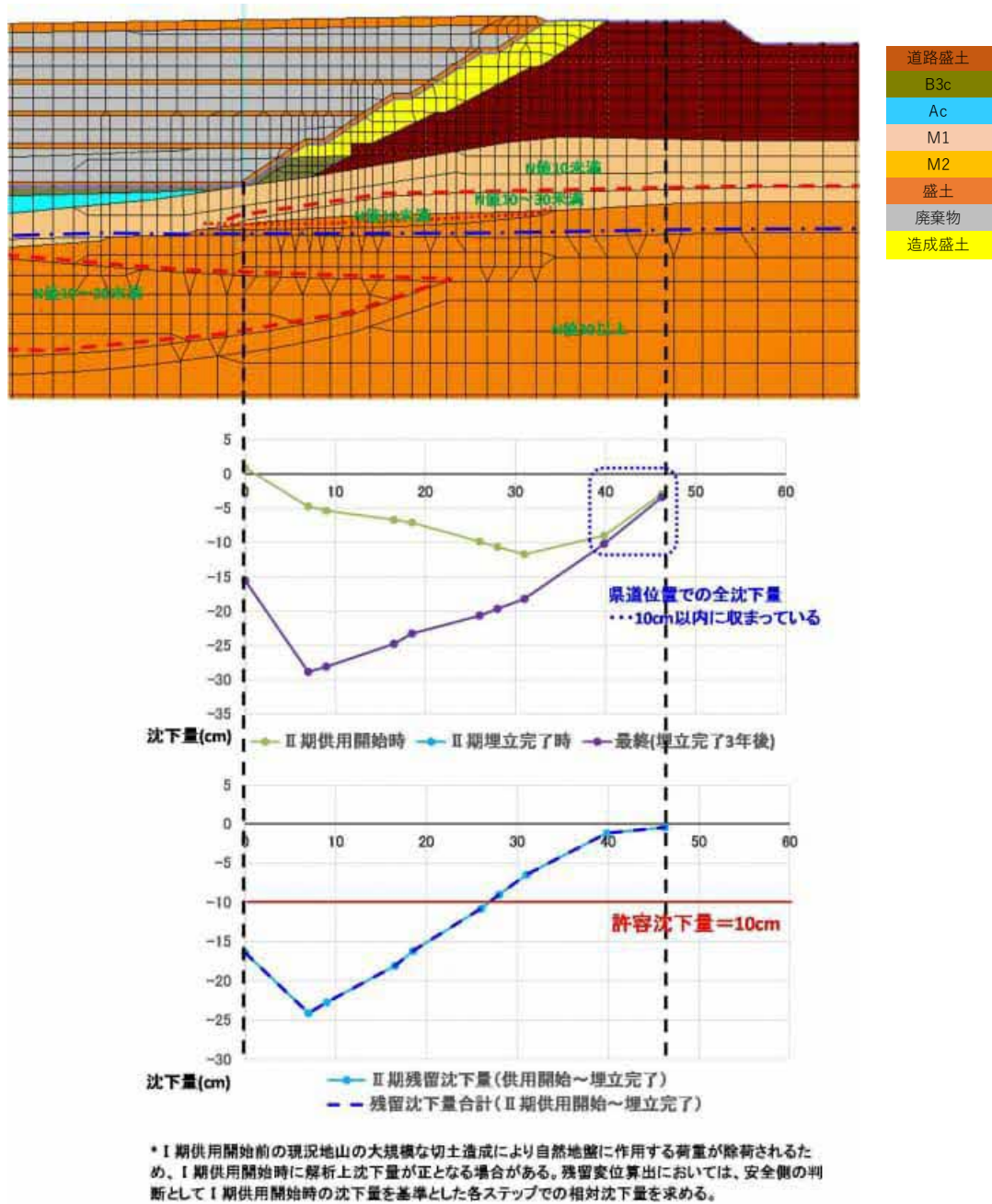


図01-22 代表地点における残留沈下量分布 (断面 C)

7. 対策工法の選定

現況地盤に対する照査の結果、現況道路部（県道 252 号線（尾高淀江線））に対しては、処分場造成時および廃棄物埋立てによる影響は小さいものと判断できる。その一方で、埋立地内においては、敷地底面に分布する B3c 層および Ac 層、法面付近に位置する N 値 10 未満の M1 層および M2 層において、供用開始後の廃棄物埋立てによる沈下量が許容沈下量 10cm を上回る結果となった。

以上を踏まえて、供用後の廃棄物荷重による施設の沈下量が許容沈下量である 10cm 以内に収まる様な対策を検討する。

(1) 一次選定

地盤対策の代表的な工法に対して、当該施設に対する対策工法の効果や施工の現実性を踏まえ、対策工法を複数案選定した。選定の方針としては以下の通りである。

- ・ 処分場直下の基礎地盤に対する圧密沈下対策を目的とする。ただし、現況地盤における解析の結果、当該エリア内で荷重により発生する沈下は、盛り立て後 1 か月以内に沈下の大半が完了する（図 01-19 参照）ため、排水促進により圧密沈下速度を上げるような工法は効果が低いことが想定される。
- ・ 地下水調査結果により、当該エリアの地盤直下の第 1 帯水層は近傍の地表から、第 2、第 3 帯水層は大山山麓から涵養されており、周辺地下水流に影響を与えるような地盤改良工法は不適である。
- ・ 当該エリア近傍に養鶏場や建物があり、騒音・振動による影響を考慮する必要がある。
- ・ 県道法面部分の施工が可能となる工法を選定しなければならない。
- ・ 一般廃棄物処分場側に対しては、一般廃棄物埋立て地盤の圧密沈下特性が不明確であり、埋立て地盤の地盤改良かプレロード盛土により、埋立て地盤の沈下量を実測した上で、供用後の沈下予測を別途行わなければならない。

以上を踏まえて、当該施設に適用可能な工法として以下の 3 案を選定した。

【第 1 案】盛土載荷重工法（プレロード工法）

【第 2 案】掘削置換工法

【第 3 案】静的締固め砂杭工法

表01-18 対策工法の一次選定結果

(【出典】道路土工 軟弱地盤対策工指針 (平成 24 年度版))

原理	代表的な対策工法	効果										備考				
		沈下		安定		変形		液状化					トラフィカビリテイの確保 液状化の発生は許すが 施設の被害を低減する対策			
		圧密後の沈下量の低減	全沈下量の低減	圧密による強度増加	すべり抵抗の増加	すべり滑動力の軽減	応力の遮断	応力の軽減	液状化の発生を防止する対策							
									砂地盤の性質改良		有効応力の増大			過剰間隙水圧の消散	せん断変形の抑制	
密度増大	固結	粒度の改良	飽和土の低下													
圧密・排水	表層排水工法													○		
	サンドマット工法	○													○	
	経路載荷工法				○											
	盛土載荷工法	○			○											排水促進により圧密沈下速度を上げる様な工法は当該現場では効果が期待できない
	パーチカルドレーン工法	○			○											
	プレファブリケートドパーチカルドレーン工法	○			○											周辺地下水流に影響を与える工法は不可
	真空圧密工法	○			○											
締固め	地下水位低下工法	○			○						○	○				施工時振動の大きい工法は不可
	振動締固め工法	サンドコンパクションパイル工法	○	○	○	○			○	○						
		振動棒工法		○		○				○						
		バイプロフローテーション工法		○		○				○						
		パイプロタンパー工法		○		○				○						
		重錘落下締固め工法		○		○				○						
	静的締固め工法	静的締め砂杭工法	○	○	○	○				○	○					
静的圧入締固め工法										○						
固結	表層・中層混合処理工法		○		○				○	○					○	
	深層混合処理工法 (機械攪拌)	深層混合処理工法		○		○				○	○					周辺地下水流に影響を与える工法は不可
		高圧噴射攪拌工法		○		○					○	○				
	石灰パイル工法		○		○					○	○					
	薬液注入工法		○		○						○					本設で使用されることが少ない
凍結工法				○												
掘削置換	掘削置換工法	○			○										地表面から3m程度までであれば適用可	
間隙水圧消散	間隙水圧消散工法											○				
荷重軽減	軽量盛土工法	発泡スチロールブロック工法		○		○			○							
		気泡混合軽量土工法		○		○			○							
		発泡ビーズ混合軽量土工法		○		○				○						廃棄物重量そのものの軽減を図ることは困難なため不可
	カルバート工法		○		○				○							
盛土の補強	盛土補強工法				○								○			
構造物による対策	押え盛土工法				○									○		
	地中連続壁工法												○			
	矢板工法				○				○						構造物直下地盤の対策に用いられる他工法に比べて明らかに経済性に劣る	
補強材の敷設	補強材の敷設工法		○		○				○					○		

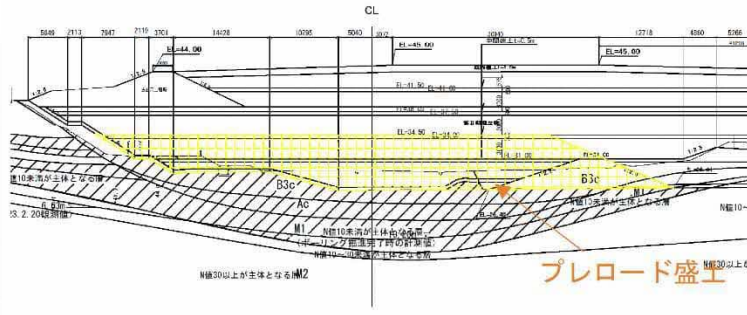
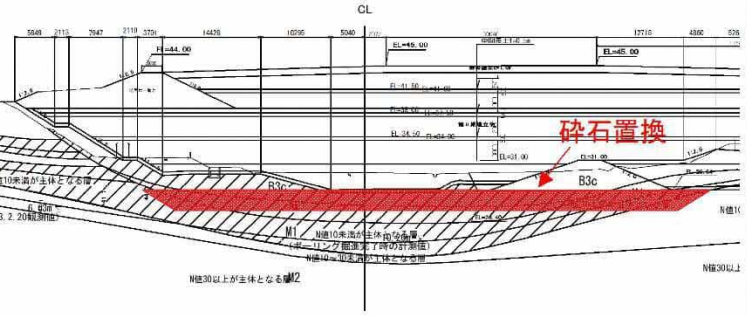
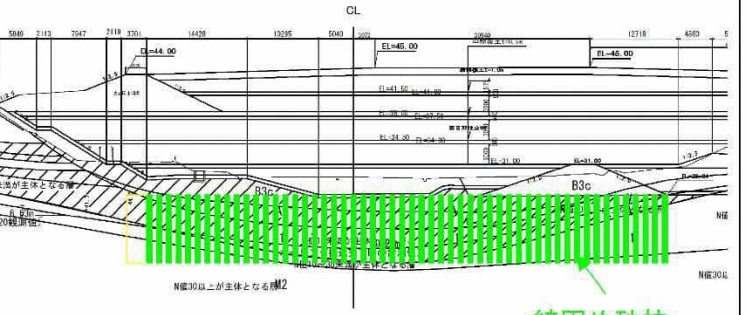
*) 砂地盤について有効
**) 排水機能付きの場合

(2) 二次選定

一次選定で選定された3案に対して、施工性や経済性の観点から最適案の選定を行った。比較検討の結果、**第1案「盛土・荷重工法（プレロード工法）」**および**第2案「掘削置換工法」**の併用案を最適案として選定した。理由としては以下の通りである。

- ・ 第Ⅰ期造成区間に関しては、経済性で優位であり、かつプレロード盛土施工に係る期間を十分に確保できない可能性があるため、掘削（砕石）置換工法により圧密沈下が発生する層を対象に地盤材料の置き換えを行う。
- ・ 第Ⅱ期造成区間に関しては、砕石置換のみでは十分な対策が期待できないため、プレロード盛土工法を併用する。砕石置換工法に比べて経済性ではやや劣るが、第Ⅰ期埋立時に用いる覆土を第Ⅱ期側に仮置きすることでプレロード盛土との併用が可能であり、合理的である。さらに、載荷時の基礎地盤の沈下量を直接計測することが可能であり、供用後の沈下予測をより精度よく実施することができる。
- ・ 第3案の静的締固め砂杭工法は、軟弱地盤を直接改良する工法であり、他案と同様の効果が期待できるが、他案に比べて明らかに高額となる。

表01-19 対策工法の二次選定結果

工法	【第1案】	【第2案】	【第3案】	
	盛土载荷重工法（プレロード工法）	掘削置換工法 砕石置換	静的締固め砂杭工法 SAVE コンポーザー工法（NETIS：CB-160026-A）	
模式図				
工法の概要	<ul style="list-style-type: none"> 基礎地盤上に先行して盛土を造成することで基礎地盤の圧密沈下を促す。 盛土材料は現地発生土もしくは新規購入土が想定される。 圧密沈下量の実測値が得られるため、プレロード後および供用後の沈下予測を立てることができる。 	<ul style="list-style-type: none"> 基礎地盤の対策として、軟弱層の一部または全部を取り除き、良質土で置き換えることによって良好な支持地盤を形成する。 当該現場においては、地下水位が阻害されることを避けるため、透水性の高い砕石等による置換が前提となる。 	<ul style="list-style-type: none"> 地盤中に油圧式回転圧入機によりケーシングを貫入させ、締め固めた砂杭を造成する。従来の締め固め砂杭工法ではパイプロを用いた貫入であるのに対し、SAVE コンポーザー工法は独自の強制昇降機を用いることにより静的な締め固めが可能となった。 当該工法は緩い砂質地盤の液状化対策として多く用いられているが、軟弱な粘性土層に砂杭を圧入することにより、複合地盤として地盤全体の支持力を高めるとともに、圧密地盤に対するドレーン工（圧密促進）としての効果も期待できる。 	
施工性	<ul style="list-style-type: none"> 静的砂杭締め固め工法や深層混合処理工法等の地盤改良に比べて大きな重機が必要ない。 盛土造成後、地盤の圧密沈下が所定の目標値に達するまで放置期間を設ける必要がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 置き換え範囲は地表面から概ね3m程度の範囲までとなる。 置き換え後の現地発生土の処分が必要となる。 	<ul style="list-style-type: none"> 砂杭打設のために三点式の杭打機相当の機材が必要となる。小型施工機を使用する工法（例：SAVE-SP工法）もあるが、工事費は更に高くなる。 	
工法の信頼性	○（実績有）	○（実績有）	○（実績有）	
経済性	直接概算工事費（奥行10mあたり）	単価 6,000（円/m ³ ） 概略土量 5,100m ³	単価 10,000（円/m ³ ） 概略改良範囲 2,400m ³	単価 27,000（円/m ³ ） 概略改良範囲 7,500m ³
		31 百万円	24 百万円	203 百万円
	評価	○ 第2案に比べて経済性ではやや劣るが、第I期埋立時に用いる覆土を第II期側に仮置きすることでプレロード盛土との併用が可能であり、合理的である。 载荷時の基礎地盤の沈下量を直接計測することが可能であり、供用後の沈下予測をより精度よく実施することができる。	○ 最も経済性に優れているが、改良範囲が限定される。軟弱層の掘削除去との組み合わせや、軟弱層が比較的薄い地点に対しては適用可。	× 施工の際に大型の重機が必要となり、他案に比べて経済性で劣る。

8. 対策工法の設計

対策工法として選定されたプレロード工法および砕石置換工法に対して、対策工法の設計を行った。

(1) 対策規模の算定

対策規模については、以下の方針に基づき算定した。

① プレロード盛土の範囲および盛土高

プレロード盛土の範囲および盛土高については、現況解析を実施した検討断面に対して、対策後の条件を反映させた2次元FEM弾塑性解析を実施し、供用後の残留沈下量が10cm以下となる条件を算定した。検討断面は、現況での解析結果より残留沈下量が大きく発生していた断面1および断面Cとした。

② 砕石置換の範囲

砕石置換の範囲は、処分場底面の範囲を対象とし、置き換え深度は処分場底面から3mの範囲とした（道路土工軟弱地盤対策工指針における目安値より）。

【(出典) 道路土工 軟弱地盤対策工指針 平成24年度版 p.326】

1) 全面掘削置換工法

全面掘削置換工法は、盛土敷全幅に渡って軟弱層の対策を必要としない土層まで掘削し、良質土で置換するものであり、軟弱層が3m以下と浅く、かつ盛土を短期間に完成させようとする場合に適する。特に、低盛土では計画盛土荷重のみでは軟弱層の圧密による強度増加が期待できず、路面は地盤の不均質さの影響を受けやすい。また、交通荷重により地盤は不同沈下を生じることが多い。これらの対策として、掘削置換工法を採用することにより路面の変形を防ぎ、長期に渡る安定を確保することができる。

解析結果に基づき算定された対策範囲を図01-23に示す。なお、断面Aおよび断面Bの現況断面に対する結果より、県道側造成法面のうち最下段の小段直下については、断面Cと同様に砕石置換および現況地盤の掘削除去、再盛り立てにより造成する。

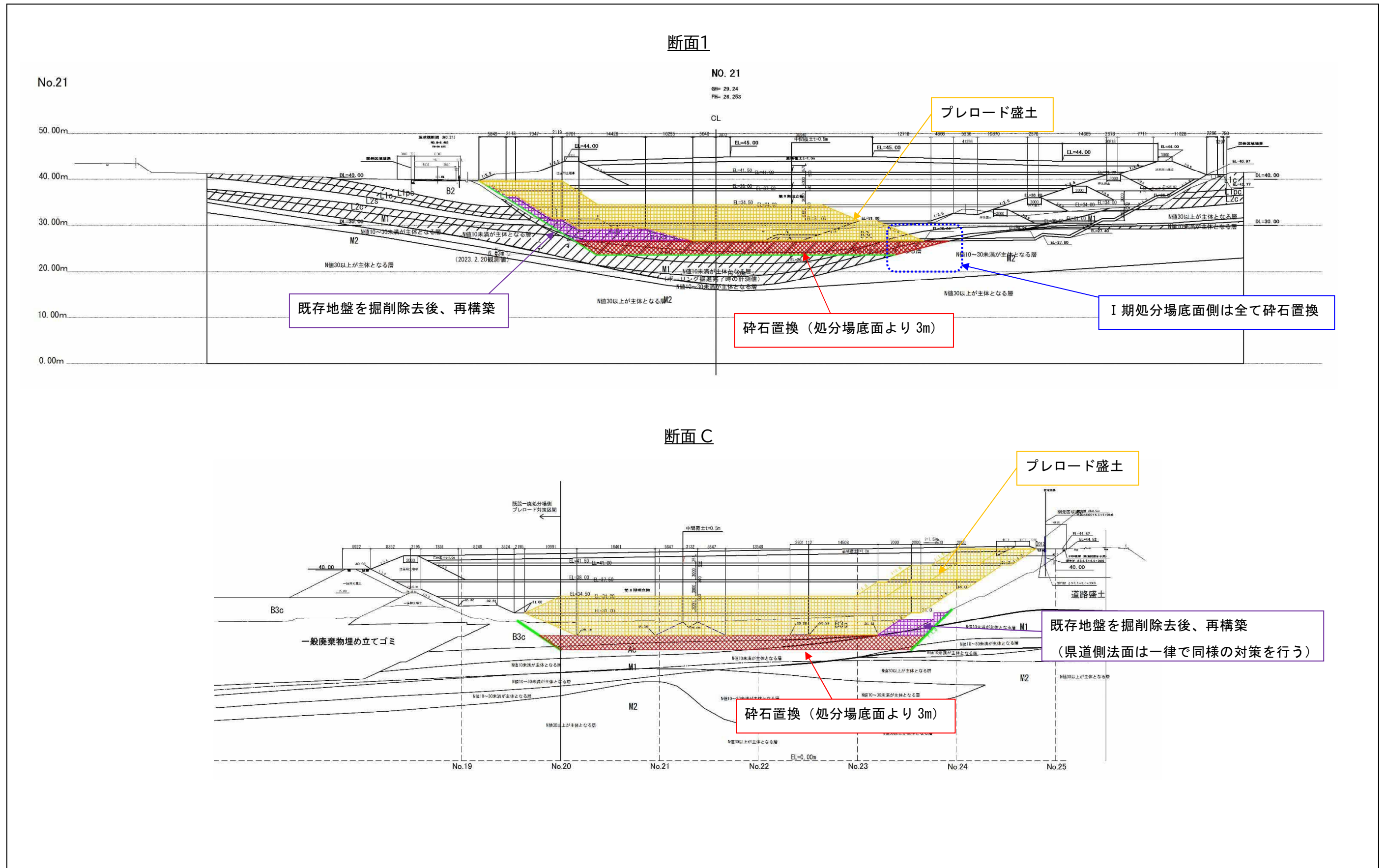


図01-23 地盤対策工標準断面図（プレロード工法、砕石置換工法）

(2) 対策後断面における解析結果

断面1および断面Cに対して、図01-23に示した対策工を反映した解析結果を図01-24～図01-25に示す。

処分場内全ての範囲において、残留沈下量が許容沈下量10cm以内に収まっていることが確認された。

なお、断面Aおよび断面Bについては、碎石置換により沈下の要因となる軟弱層を除去することから、対策後の解析は不要と判断した。

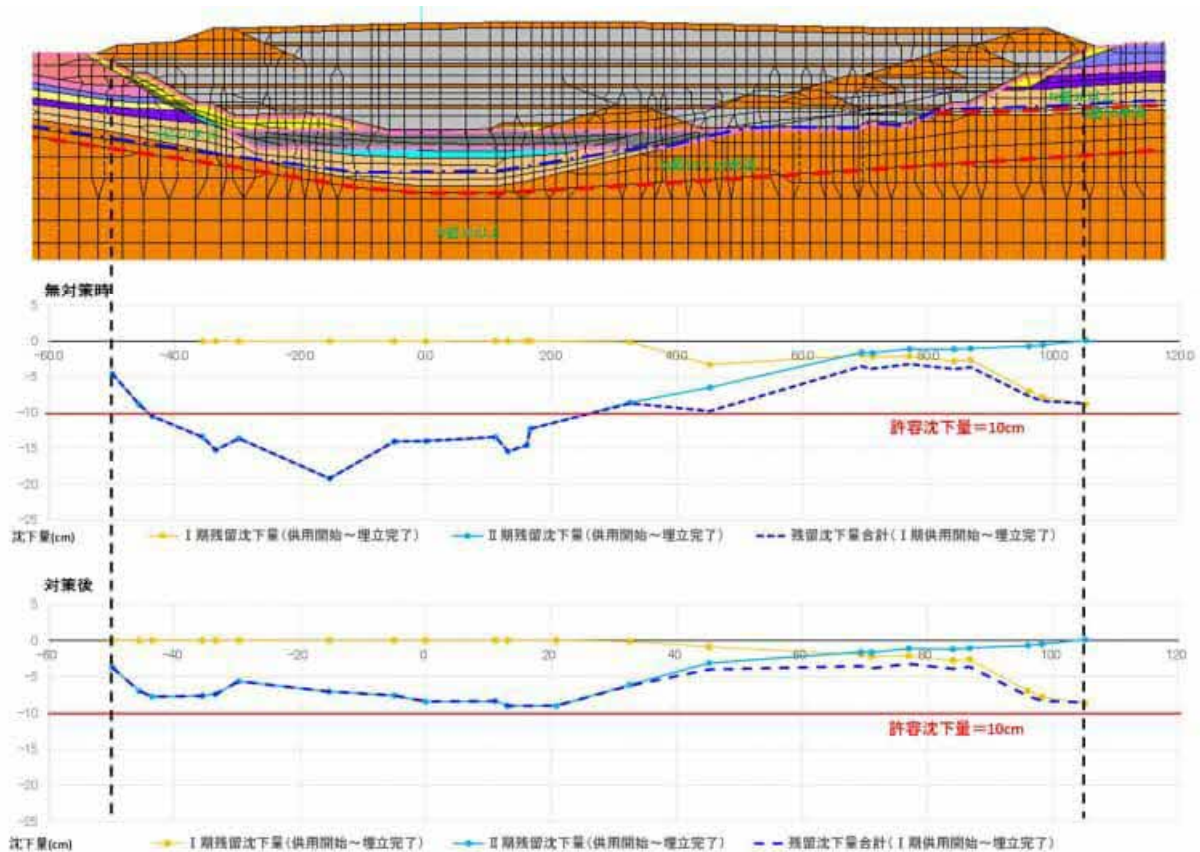


図01-24 代表地点における残留沈下量分布（断面1、地盤対策前後での比較）

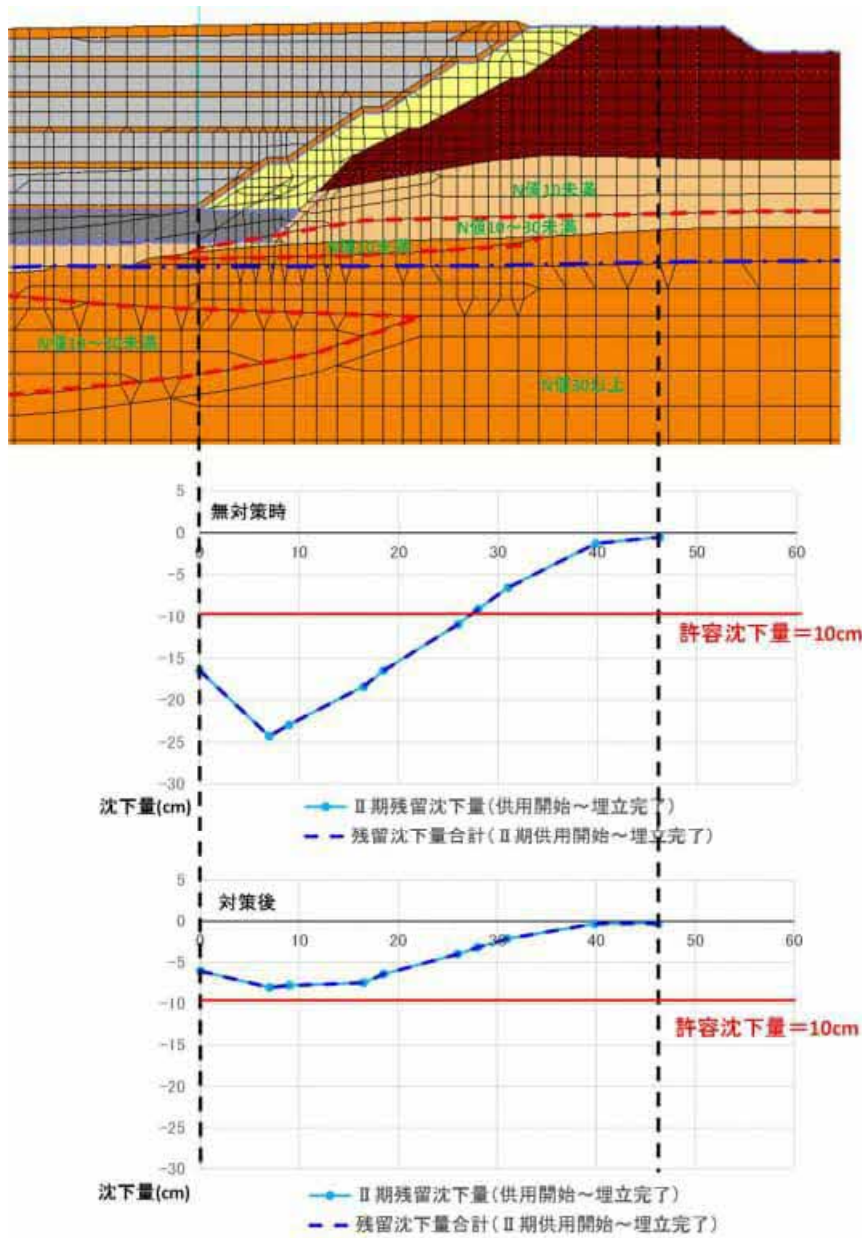


図01-25 代表地点における残留沈下量分布（断面C、地盤対策前後での比較）

9. 既設一般廃棄物処分場との境界部における対策

既設一廃処分場との境界部は、当事業に係る第Ⅱ期埋立区域の遮水工敷設のり面部となり、強固な地盤形成が求められる。また、遮水工敷設に先立ち、当該箇所には、当処分場供用に向けて場内廃棄物搬入道路を設けるため、一廃処分場の上流土堰堤再築堤やのり面用土堰堤等(背面での一廃埋立廃棄物等による埋立処分を含む)を施すことが必要となる。ただし、特にのり面用土堰堤背面での一廃埋立廃棄物等による埋立処分は、今後の一廃処分場の埋立計画によって流動性に富むこととなる。

以上の背景から、既設一廃処分場の埋立地盤を対象としたボーリング調査および室内土質試験を行い、現況での物理特性および力学特性を把握した。さらに、処分場盛土造成や将来の第Ⅱ期埋立てによる载荷に対する安全性について評価し、既設一廃処分場側の地盤対策についてとりまとめる。

(1) 既設一廃処分場埋立地盤の土質調査結果

既設一廃処分場側の埋立地盤を対象としたボーリング位置図を図01-26に示す。

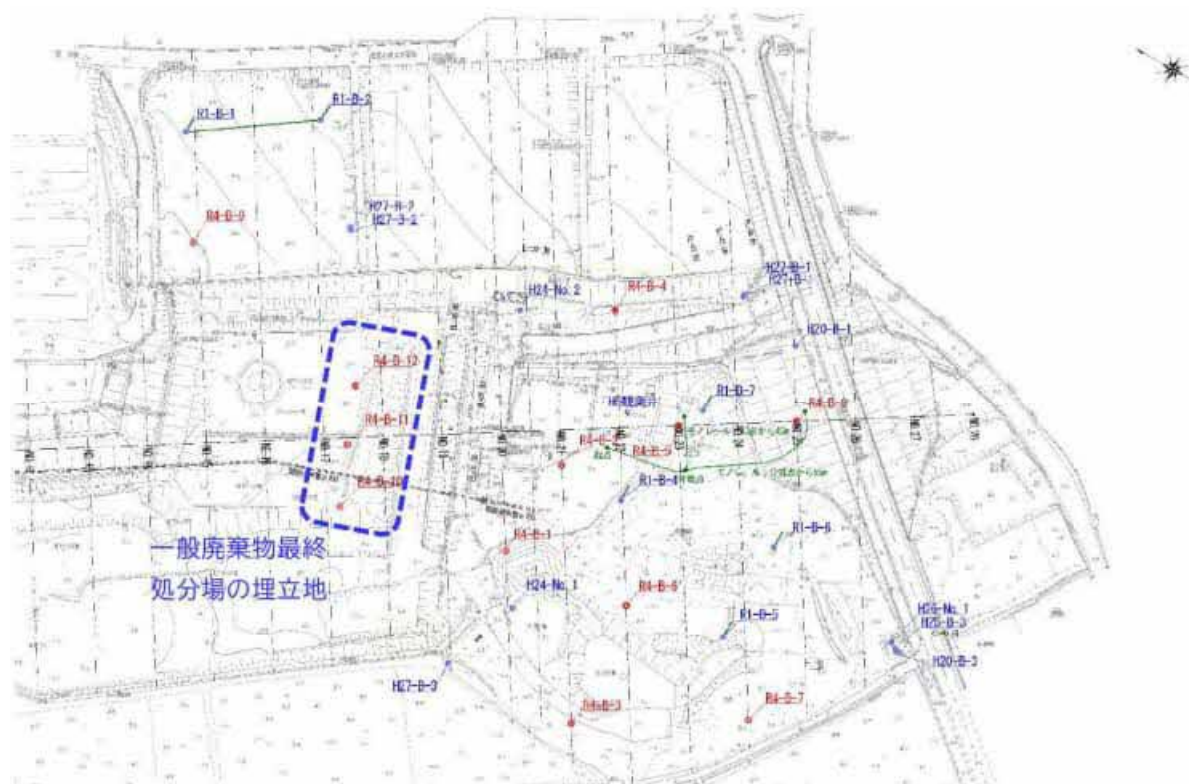


図01-26 ボーリング調査位置図

ボーリングコア写真は図 01-27～図 01-29 に示す。

- ・ 廃棄物の混入状況や混入物の種類に若干のばらつきはあるものの、全体にまんべんなく廃棄物が混入した状況であると言える。
- ・ 混入する廃棄物が大きく量も多いため、不攪乱でのサンプリングは困難と判断し、再構成試料を用いた力学試験を実施する。
- ・ 供試体の作成において目標とする密度は、廃棄物の混入状況が平均的かつコアの欠損も少ない GL-6m～GL-9m でのコアの質量と体積を計測し、求められる湿潤密度を採用した。また、締固め時の含水比は自然含水比とする。
- ・ 供試体径の 1/5 程度より大きな廃棄物については、供試体径の 1/5 以下となるよう細かく裁断し、実際の混入割合と同程度になるように調整した。

室内土質試験結果より得られた各物性値の一覧表を表 01-20 に示す。また、締固め曲線およびせん断強度については、既往の各種廃棄物を対象とした試験結果との比較を行った。比較した結果を図 01-30 および図 01-31 に示す。

- ・ 当該埋立地盤における締固め曲線は、純粋な焼却灰や破碎不燃ごみに比べると、最大乾燥密度は高くピークも明瞭に見られ、比較的締固めやすい材料と言える。比較として、神戸沖埋め立て処分場における廃棄物地盤の試験結果を示しているが、当該エリアの特性はどちらかと言うとこちらに近い。混入する廃棄物の種類が複数に渡ると、廃棄物地盤は締まりやすい傾向が確認できる。また、当該埋立地盤の締固め曲線は自然地盤における砂質粘土ロームに近い傾向を示す。

せん断強度の比較は、既往の文献に倣って有効応力強度による比較を行った。当該埋立地盤におけるせん断強度については、粘着力は埋立一般廃棄物や破碎不燃ごみ、プラ含有廃棄物に近い傾向を示しており、内部摩擦角は埋立一般廃棄物と比較するとやや高めだが、破碎不燃ごみやプラ含有廃棄物とはおおむね近い傾向にある。



コアの質量と体積を計測し、湿潤密度を求める。
 →再構成試料の目標密度とする。

図01-27 既設一廃処分場埋立地盤 コア写真 (R4-B-10)



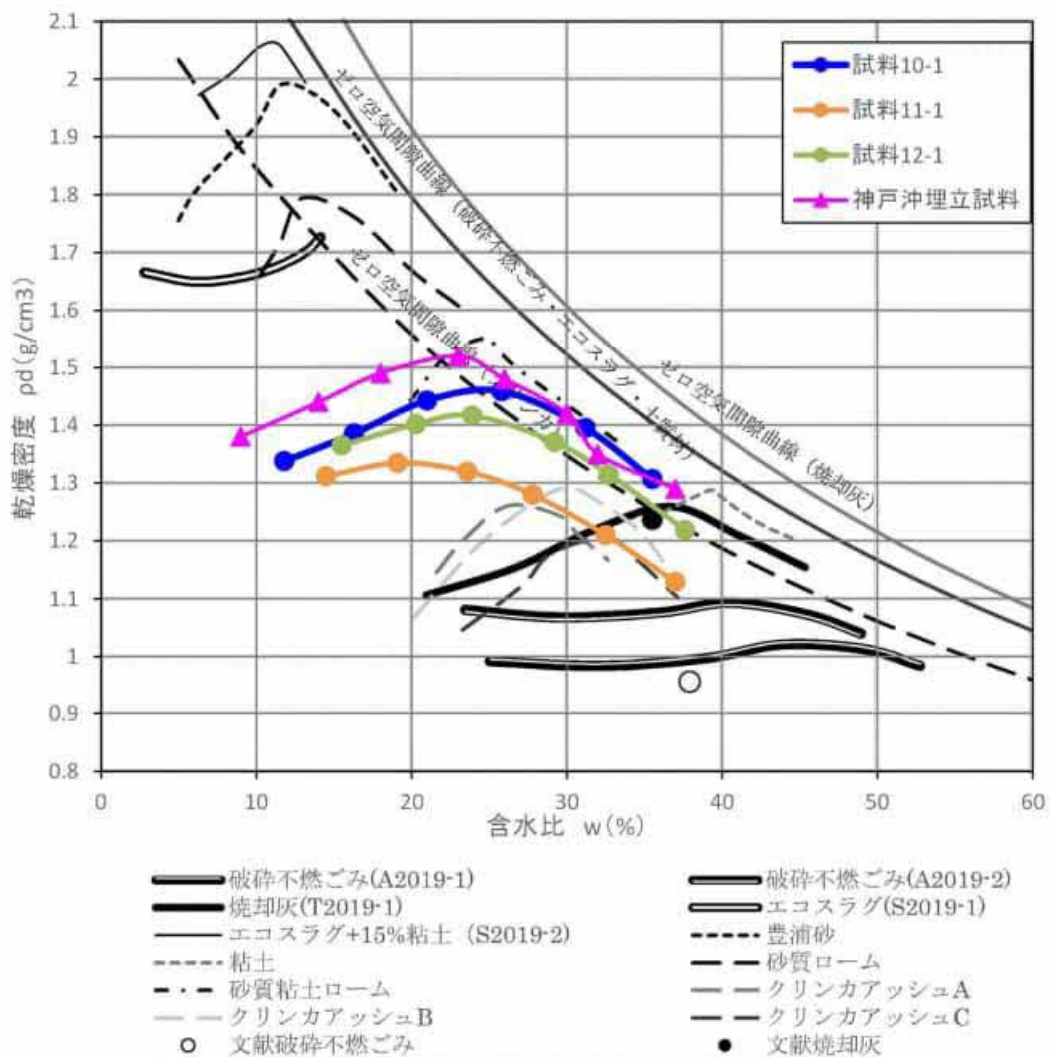
図01-28 既設一廃処分場埋立地盤 コア写真 (R4-B-11)



図01-29 既設一廃処分場埋立地盤 コア写真 (R4-B-12)

表01-20 室内土質試験結果一覧（既設一般廃棄物最終処分場・埋立地盤）

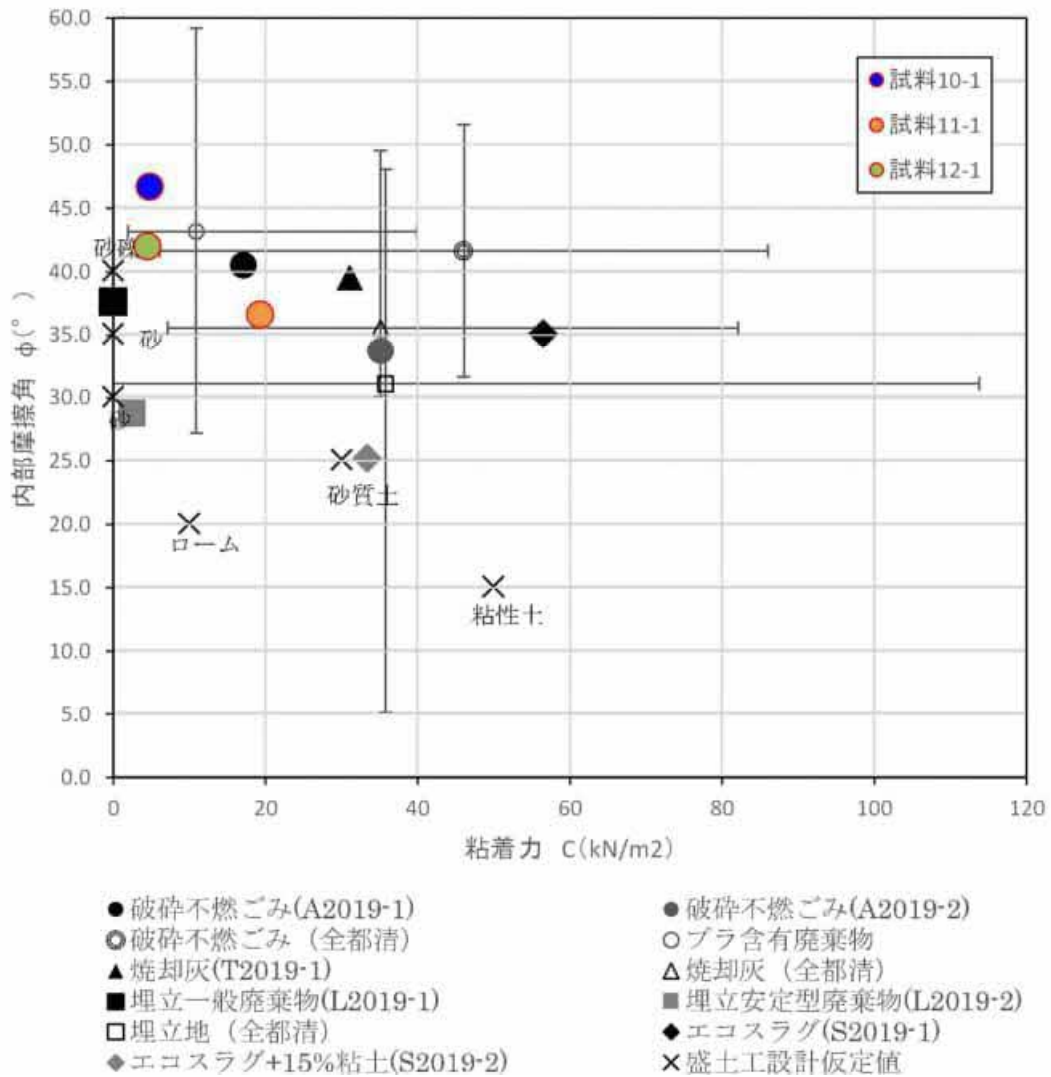
ボーリングNo.		R4-B-10		R4-B-11		R4-B-12			
孔口標高 DL (m)		34.65		33.08		30.38			
試料番号		10-1		11-1		12-1			
採取位置		6.00		6.00		6.00			
	採取区間	GL- m		~		~			
		9.00		9.00		9.00			
対象地層		一般廃棄物処分場埋立地盤		一般廃棄物処分場埋立地盤		一般廃棄物処分場埋立地盤			
一般	湿潤密度 ρ_t	g/cm ³		1.487		1.621		1.590	
	乾燥密度 ρ_d	g/cm ³		1.182		1.223		1.198	
	土粒子の密度 ρ_s	g/cm ³		2.627		2.683		2.662	
	自然含水比 ω_n	%		25.8		32.5		32.7	
	間隙比 e			1.223		1.194		1.222	
	飽和度 S_r	%		55.4		73.0		71.2	
粒度	石分 (75mm 以上)%								
	礫分 (2 ~ 75mm)%			78.1		56.3		65.9	
	砂分 (0.075 ~ 2mm)%			14.7		28.1		20.5	
	細粒分 (0.075mm 未満)%			7.2		15.6		13.6	
	最大粒径	mm		75		53		38	
	均等係数 U_c			82		-		-	
	曲率係数 U'_c			-		-		-	
締め	試験方法			A-c		A-c		A-c	
	最大乾燥密度 ρ_{dmax}	g/cm ³		1.461		1.335		1.417	
	最適含水比 w_{opt}	%		24.7		19.6		23.7	
せん断	試験条件		CU三軸		CU三軸		CU三軸		
	全応力	σ_{cu}	kN/m ²	5.3	42.4	5.2			
		ϕ_{cu}	°	38.0	25.2	28.4			
	有効応力	C'	kN/m ²	4.8	19.3	4.5			
ϕ'		°	46.7	36.6	42.0				



(出典) 埋め立て処分される廃棄物等の室内試験結果報告 / (社) 日本応用地質学会 廃棄物処分・利用における地質環境に関する研究小委員会, 2022.

(出典) 神戸沖埋立処分場における廃棄物の締固め管理のための透水性および支持力の評価 / 荒池ら, 第21回廃棄物資源循環学会研究発表会講演論文集, 2010.

図01-30 廃棄物材料の締固め曲線の比較



(出典) 埋め立て処分される廃棄物等の室内試験結果報告 / (社) 日本応用地質学会 廃棄物処分・利用における地質環境に関する研究小委員会, 2022.

図01-31 廃棄物材料のせん断強度（有効応力強度）の比較

(2) 既設一廃処分場との境界部の地盤形成シナリオと想定される地盤被害

既設一廃処分場の埋立地地盤における造成盛土代表断面（No.4 断面）を用いて、既設一廃処分場との境界部における地盤形成シナリオとして想定されるケースを図 01-32 に示す。埋立地地盤上の造成ステップとして想定されるのは、第Ⅱ期造成までに①盛土～③盛土までが先行して造成され、その後第Ⅱ期埋立が実施されるケースである。この場合、第Ⅱ期埋立土の荷重により、既設一廃処分場側の盛土および埋立土の圧密沈下や、すべり破壊を引き起こすことが懸念される。

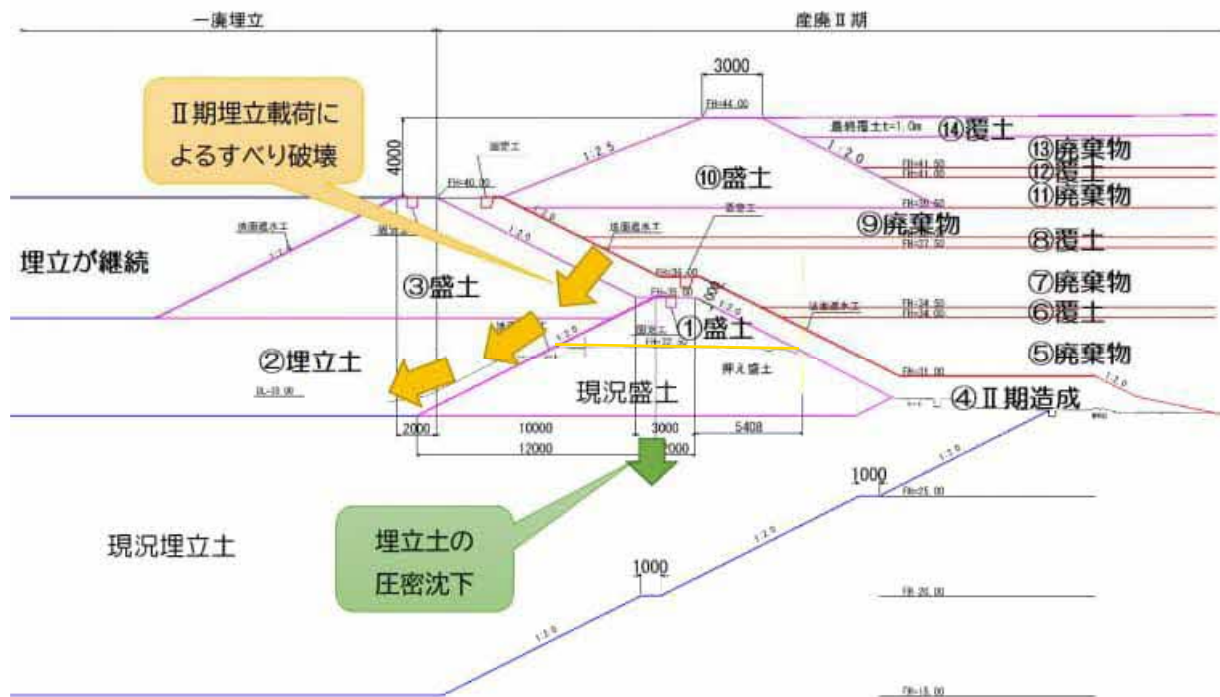


図01-32 既設一般廃棄物最終処分場との境界部の地盤形成シナリオ

(3) 既設一廃処分場との境界部における安全性の評価

1) 埋立地盤の圧密沈下

廃棄物地盤に関しては、堆積している材料や空隙が地点によって大きくばらつくため、室内試験等による事前の圧密沈下特性を把握することが困難である。「プラスチック等が混入した廃棄物地盤の利活用のための地盤評価マニュアル（案）／（公財）産業廃棄物処理事業振興財団、平成 28 年 10 月」によれば、プラスチックが混入した廃棄物地盤では、埋立終了後 1～2 年の間に急激に沈下し、その後は長期間にわたってゆっくりと沈下が進むことから、継続的な沈下計測を行って回帰式等により予測する方法を推奨している。

当該埋立土においても同様に、第Ⅱ期造成前に先行して盛土荷重を埋立地盤上に作用させ、地盤の沈下量を継続的に計測し、沈下が収束するタイミングを把握することが重要である。

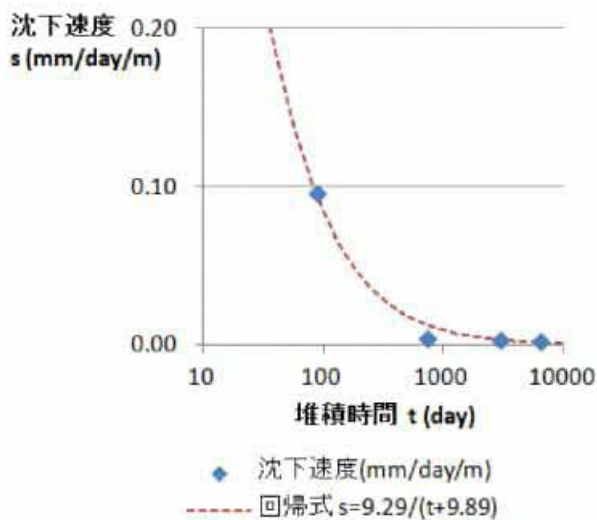


図 8 沈下速度と堆積時間の関係

(出典) プラスチック等が混入した廃棄物地盤の利活用のための地盤評価マニュアル（案）／（公財）産業廃棄物処理事業振興財団，2016.

図01-33 沈下計測結果より得られる沈下速度と回帰式による予測事例

2) 埋立地盤のすべり破壊

廃棄物地盤のせん断強度に関しては、既往の文献により各種廃棄物材料に対する試験結果が得られており、既往の室内土質試験を用いた強度試験が採用されていることから、当該埋立土地盤に対してもせん断強度を求め、円弧すべり法による安定計算を行った。

安定計算結果の一覧を表 01-22 に示す。埋立土のせん断強度は、図 01-31 に倣い有効応力強度を用いている。

- ・ 試料 10-1 および試料 12-1 については、埋立土の粘着力が小さいが内部摩擦角は大きい
ため、常時では造成盛土内から盛土法尻直下の埋立土を通る円弧で最小安全率を示す。
- ・ 地震時は、第Ⅱ期埋立土から既設一廃処分場盛土を通る円弧で最小安全率を示す。
- ・ 第Ⅱ期埋立土を考慮したいずれのケースも、最小安全率は基準となる 1.2 を大きく上
回るため、第Ⅱ期埋立土による載荷荷重に伴い既設一廃処分場側の盛土および埋立土地
盤がすべり破壊を引き起こす可能性は低い。
- ・ 既設一廃処分場側の将来的な埋立てにおいて、現況での埋立地地盤よりも廃プラスチ
ック類の割合が高くなることが予想される。このことを踏まえて、将来の既設一廃処
分場における埋立土（図 01-32 内②）において、せん断強度を廃プラスチック含有廃
棄物相当（図 01-31 および表 01-21 参照、内部摩擦角 $\phi = 27^\circ$ 、粘着力 $C =$
 10kN/m^2 、 $\gamma_t = 12.7\text{kN/m}^3$ ）としたケースに対する安定計算を実施した。その結果、
常時・地震時いずれのケースについても最小安全率は 1.2 を十分に上回る結果が得ら
れた。
- ・ 既設一廃処分場における埋立土（図 01-32 内②）については、熔融スラグ等で置換・
転圧を行う予定であることを(5) 2)にて後述するが、熔融スラグは廃プラスチック含
有廃棄物よりせん断強度が高いため、この場合の最小安全率は更に高くなると言え
る。

以上の結果から、既設一廃処分場の埋立土に対して、すべりに対する安定性確保のため
の地盤対策は不要であると判断できる。

(4) 既設一廃処分場との境界部に対する対策方針

地質調査、文献収集、一連の安定計算の結果、既設一廃処分場埋立地地盤上の盛土造成や第Ⅱ期埋立てによる荷重によって地盤のすべり破壊が発生する可能性は低い。その一方で、盛土や埋立て荷重による埋立地地盤の圧密沈下については室内試験や解析では予測が困難である。

以上を踏まえて、既設一廃処分場の現況埋立地地盤上にプレロード盛土を造成し、圧密による沈下量を実際に計測しながら今後の第Ⅱ期埋立てによる地盤沈下量を予測することが必要である。

既設一廃処分場との境界部における対策シナリオ案を図 01-34 に示す。

- ① 既設一廃処分場との境界部（第Ⅱ期埋立てにより最も荷重が作用する範囲）にプレロード盛土を造成する。造成するプレロード盛土高は、図 01-35 に示す第Ⅱ期埋立て部の荷重から逆算した結果より、13m相当とする。盛土天端で沈下量の計測（1年間）を行い、計測された沈下量から将来的な沈下量の予測を行う。将来的な沈下量の予測については、第Ⅱ期埋立てを想定した圧密沈下解析を実施する。
- ② 既設一廃処分場の埋め立てが進んだ段階で、第Ⅱ期造成側のプレロード盛土を既設一廃処分場側（現況埋立地地盤の厚さが更に大きい区間）に盛り替える。①と同様にプレロード盛土天端で沈下量の計測を行い、計測された沈下量から将来的な沈下量の予測を行う。なお、盛替え時のプレロード盛土位置および形状は、①における沈下量予測結果を踏まえて判断する。
- ③ 第Ⅱ期造成前に盛り立てていたプレロード盛土の除去および整形を行う。

表 01-23 に、各ステップでの安定計算結果を示す。いずれのステップにおいても、最小安全率は 1.2 を十分に上回る結果が得られている。

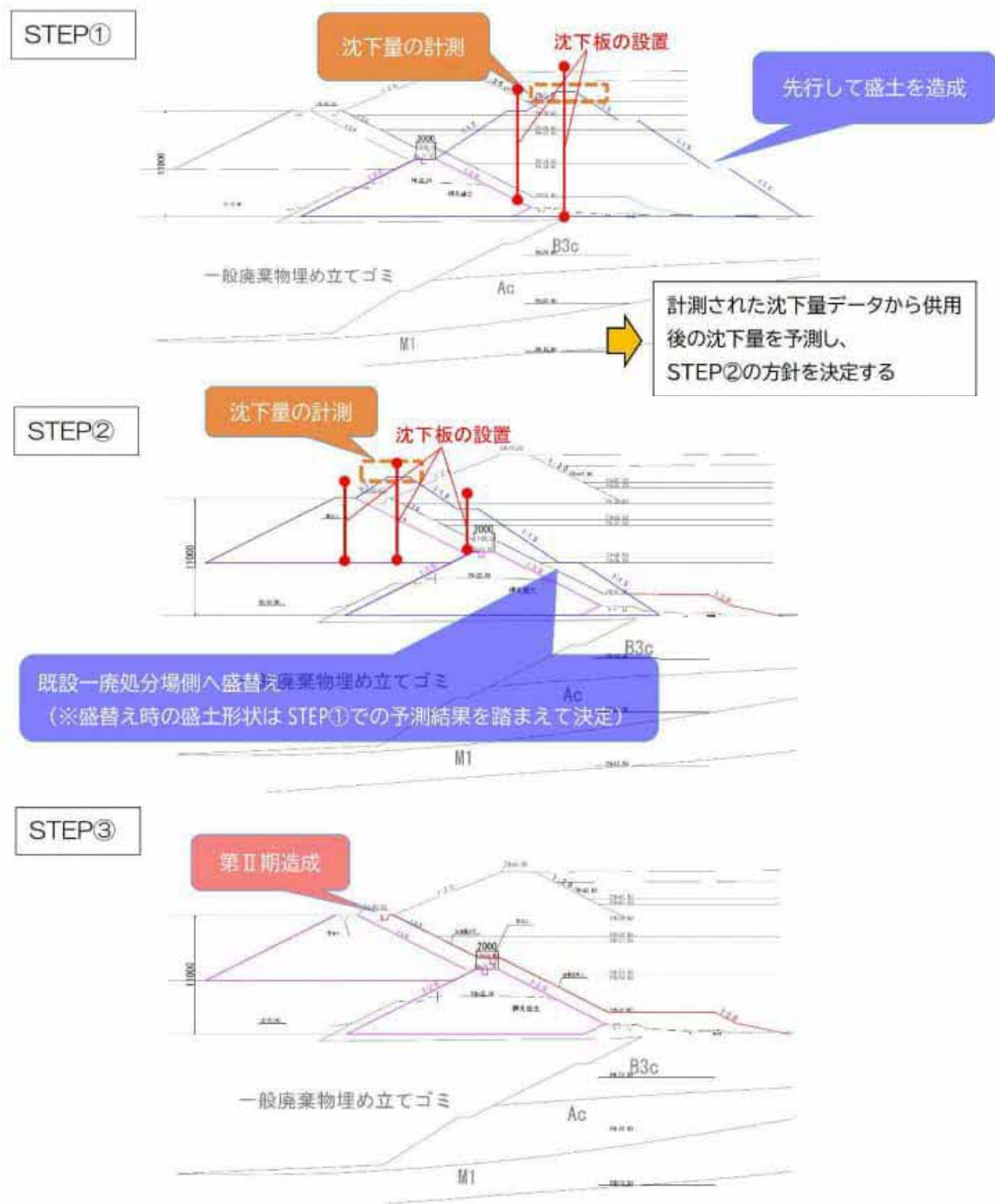
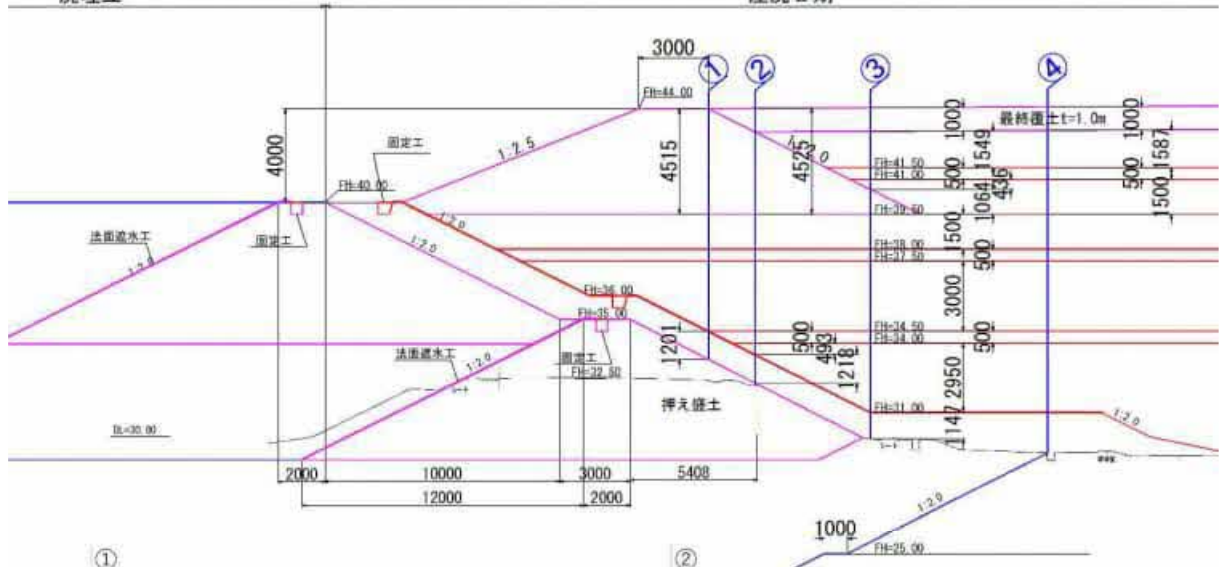


図01-34 既設一廃処分場との境界部に対する地盤対策



①

	層厚(m)	単位体積重量 (kN/m ³)	上載荷重 (kN/m ²)
盛土	4.515	19	85.785
廃棄物	1.5	16.4	24.6
覆土	0.5	19	9.5
廃棄物	3	16.4	49.2
盛土	1.201	19	22.819
合計			191.904
盛土高換算(m)			10.1

→ 10.5

②

	層厚(m)	単位体積重量 (kN/m ³)	上載荷重 (kN/m ²)
盛土	4.525	19	85.975
廃棄物	1.5	16.4	24.6
覆土	0.5	19	9.5
廃棄物	3	16.4	49.2
覆土	0.5	19	9.5
廃棄物	0.493	16.4	8.0852
盛土	1.218	19	23.142
合計			210.0022
盛土高換算(m)			11.1

→ 11.5

③

	層厚(m)	単位体積重量 (kN/m ³)	上載荷重 (kN/m ²)
覆土	1	19	19
廃棄物	1.549	16.4	25.4036
覆土	0.5	19	9.5
廃棄物	0.436	16.4	7.1504
盛土	1.064	19	20.216
廃棄物	1.5	16.4	24.6
覆土	0.5	19	9.5
廃棄物	3	16.4	49.2
覆土	0.5	19	9.5
廃棄物	2.95	16.4	48.38
盛土	1.147	19	21.793
合計			244.243
盛土高換算(m)			12.9

→ 13

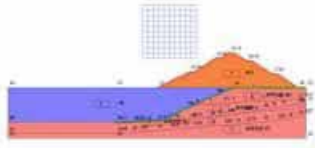
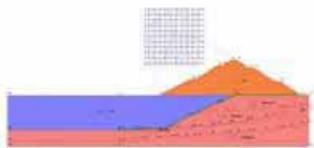
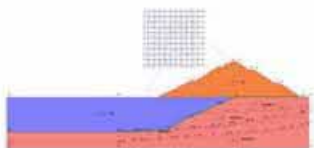
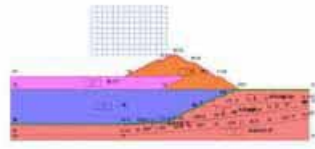
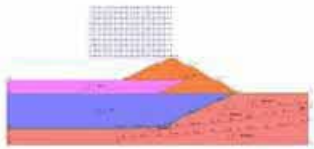
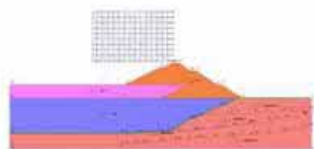
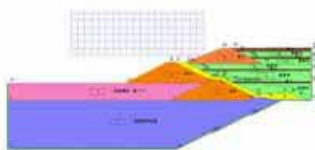
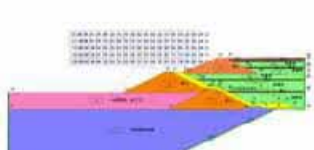
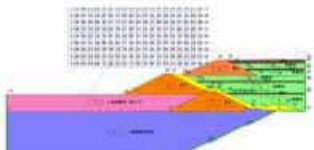
④

	層厚(m)	単位体積重量 (kN/m ³)	上載荷重 (kN/m ²)
覆土	1	19	19
廃棄物	1.587	16.4	26.0268
覆土	0.5	19	9.5
廃棄物	1.5	16.4	24.6
廃棄物	1.5	16.4	24.6
覆土	0.5	19	9.5
廃棄物	3	16.4	49.2
覆土	0.5	19	9.5
廃棄物	2.95	16.4	48.38
盛土	1.147	19	21.793
合計			242.0998
盛土高換算(m)			12.7

→ 13

図01-35 第Ⅱ期埋立てによる上載荷重および換算盛土高

表01-23 すべり安定計算結果まとめ（既設一廃処分場側対策時）

	モデル図	安定計算結果（常時）		安定計算結果（地震時、kh=0.2）	
		最小安全率	最小安全率円盤	最小安全率	最小安全率円盤
STEP① 盛土造成		2.758		1.638	
STEP② 盛り替え		2.469		1.816	
STEP③ R期造成		2.311		1.426	

(5) プレロード盛土による既設一廃処分場えん堤への影響

盛土や埋立て荷重による埋立地地盤の圧密沈下については室内試験や解析では予測が困難であるが、既存の情報から可能な範囲で既設一廃処分場えん堤への影響を検討する。

図 01-34 の step②における既設一廃処分場のえん堤付近の断面模式図は図 01-36 のとおりであり、えん堤A-1、えん堤A-2、えん堤Bは既設一廃処分場のえん堤を示す。

本検討時点において、えん堤はA-1まで築造、一廃廃棄物層は②-1まで埋め立てられている。

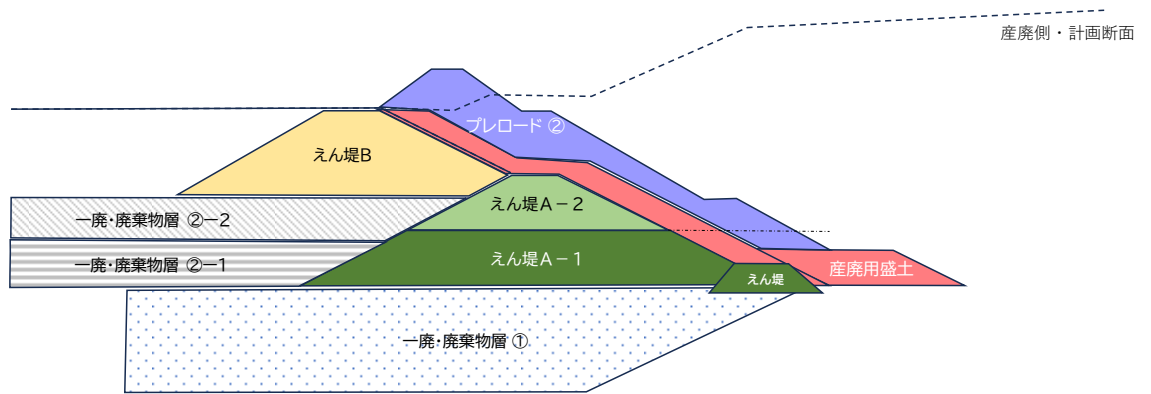


図01-36 一廃廃棄物埋立イメージ

- 1) 図 01-36 中の一廃・廃棄物層①は、平成 9 年前後に埋められた箇所であり、埋立物は熔融スラグ・焼却灰・不燃残さ等で、これまでの時間経過や締固め等によって、強固な地盤を形成していると推定できる。また、実際の沈下の観測結果においても、沈下量は、えん堤設置後約 10 年経過で 1.4 cm 以下と極めて小さいため、将来のこの部分の沈下量も僅かと推定できる。

また、実際の沈下の観測結果においても、沈下量は、えん堤設置後約 10 年経過で 1.4 cm 以下と極めて小さいため、将来のこの部分の沈下量も僅かと推定できる。

- 2) 図 01-36 中の一廃・廃棄物層②-1 は、令和元年前後に埋められた箇所であり、埋立物は不燃物残さ・カレット残さ・廃プラ等で構成されている。この部分は同処分場の既埋立区域から熔融スラグ等の廃棄物を掘り起こし、置換・転圧を行うことにより強固な地盤とする予定である。
- 3) 図 01-36 中の一廃・廃棄物層②-2 は、今後埋立を行う箇所であり当該部分には 2) と同様に既埋立区域から熔融スラグ等の廃棄物を掘り起こし、置換・転圧を行うことにより強固な地盤とする予定である。

以上より、一廃処分場えん堤の基礎地盤は熔融スラグ等により強固な地盤が形成され、沈下量も僅かであることが予想されるが、以下、基礎地盤埋立物を熔融スラグと仮定しプレロード盛土を施工した際の沈下量を推定する。

4) 熔融スラグの材料特性の推定

複数製法条件下における焼却灰熔融スラグの材料特性（圧縮沈下特性）は、既往文献調査によれば、図 01-37 のとおりである。既に埋立処分されている熔融スラグは米子クリーンセンター由来（当該灰熔融施設：電気式のプラズマ式熔融炉）であるため、同図の試料 A に近いものと推察される。

溶融方法	プラズマ式		アーク式		燃料式			自然材料	
試料名	A	B	C	D	E	F	G	豊浦砂	珪砂2号
土粒子密度： $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$	2.87	2.90	2.89	2.75	3.00	2.95	2.90	2.64	2.65
有効粒径： $D_{50}(\text{mm})$	0.95	0.91	0.72	1.37	0.49	1.23	0.82	0.21	2.50
均等係数： U_c	3.52	3.32	3.76	3.18	5.15	2.91	3.46	1.71	2.88
最小密度： $\rho_{d\min}$	1.43	1.38	1.50	1.33	1.40	1.46	1.52	1.34	1.26
最大密度： $\rho_{d\max}$	1.76	1.86	1.88	1.62	1.87	1.79	1.91	1.62	1.45

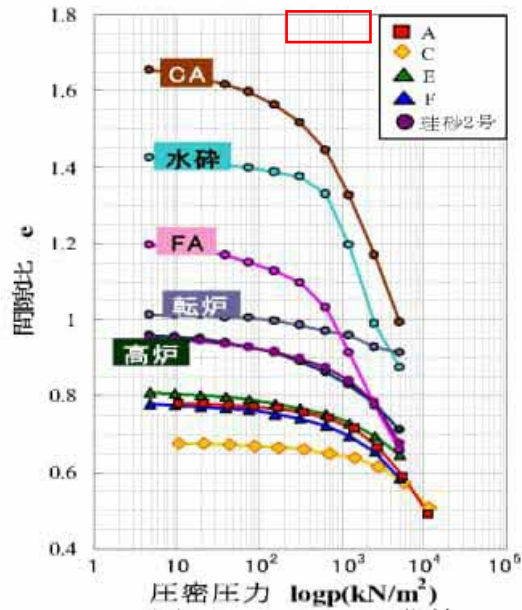


図01-37 焼却灰溶融スラグの圧密沈下特性

「焼却灰溶融スラグの単粒子破碎ならびに圧縮特性について」根里他、第35回土木学会関東支部技術研究発

表会、2007」

5) 一廃・廃棄物層①の沈下量の推定

プレロードの盛土高の最大は 13m であり、その盛土による最大応力増分は下式から算出される。

$$\Delta \sigma_v = H \times \gamma_t = 13 \times 19 = 247 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここで、 $\Delta \sigma_v$ ：プレロード盛土による鉛直応力増分 (kN/m²)

H：プレロード盛土高 (m)

γ_t ：プレロード盛土の単位体積重量 (kN/m³)

算出された最大鉛直応力増分を前述の溶融スラグの圧密沈下曲線に当てはめたものが図 01-38 となる。この図から読み取ると、応力増分 247 kN/m³ によって減少する間隙比 Δe は、およそ $\Delta e = 0.01$ となる。

1 回目のプレロード工における一廃・廃棄物層①の層厚は、プレロード盛土端部位置で約 7.0m であることから、推定沈下量を算出すると $7\text{m} \times 0.01 = 0.07\text{m}$ となる。(※ 図 01-39：実際には、プレロードの最大荷重がこの位置まで作用することはないので、0.07m より

も小さな値となる。)

以上のことから、プレロード工による一廃・廃棄物層①の沈下量は、多く見積もっても7cm程度に収まることが推定される。

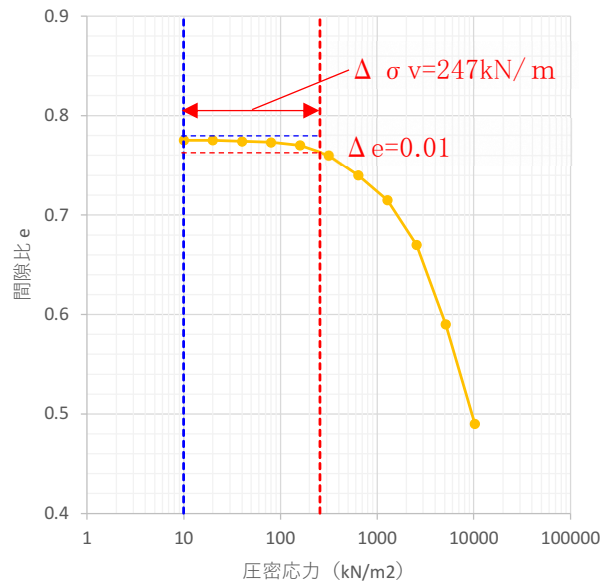


図01-38 盛土の応力増分による溶融スラグの圧密沈下

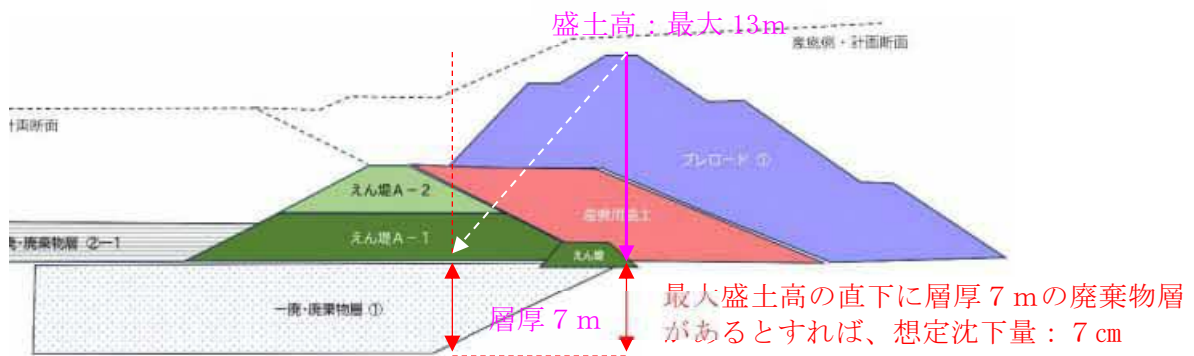


図01-39 1回目プレロード工の盛土イメージ

6) 一廃・廃棄物層②の沈下量の推定

同様の推定方法によって、一廃・廃棄物層②の沈下量を推定する。

盛土の増加分は、一廃・えん堤分の盛土高：6.0m、プレロード2回目の盛土高：2.0mであるので、合計8.0m増加することになる。よって、最大応力増分は、 $\Delta \sigma_v = H \times \gamma_t = 8 \times 19 = 152 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ となる。

図01-38の読み取りにより、応力増分 152 kN/m^2 によって減少する間隙比 Δe は、およそ $\Delta e = 0.005$ となるため、廃棄物層②の層厚5.0mの推定沈下量は、 $5\text{m} \times 0.005 = 0.025\text{m}$ となる。

以上のことから、プレロード工による一廃・廃棄物層②の沈下量は、多く見積もっても2.5cm程度に収まることが推定される。

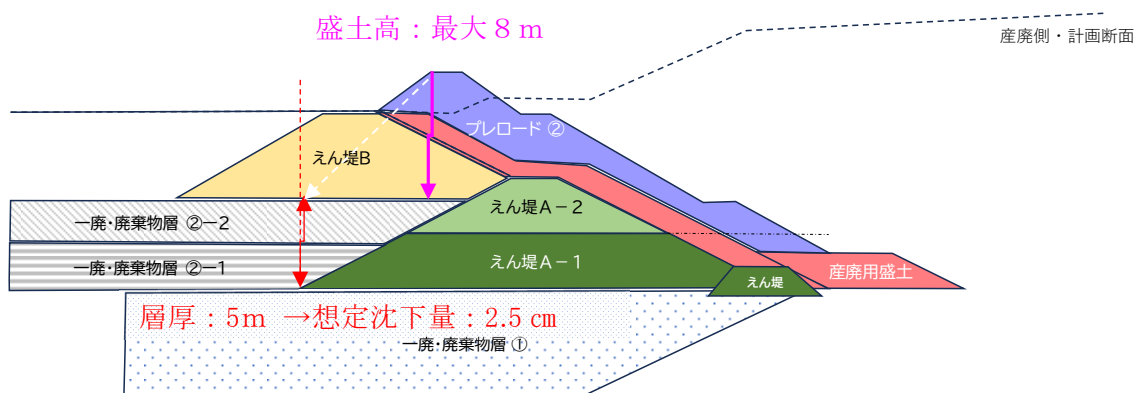


図01-40 2回目プレロード工の盛土イメージ

10. 地盤対策まとめ

一連の地質調査および現況地盤解析の結果、当該施設においては、基礎地盤および一廃処分場埋立て地盤に対する沈下対策を実施する必要がある。

地盤対策の概要と留意点について、以下にまとめる。

【砕石置換工】

- ・ 処分場底面の範囲を対象として、現況地盤を砕石に置換する。
- ・ 置き換え深度は処分場底面から 3mの範囲とする（道路土工軟弱地盤対策工指針における目安値より）。ただし、第Ⅰ期貯留構造物より内側の第Ⅰ期処分場底面については、プレロード盛土を行う期間が確保できない可能性があるため、N値 10 未満の軟弱層に対して全て砕石置換を行う。
- ・ 砕石は、周辺水質に影響を与えない材料を使用することとし、再生砕石は使用しない。

【プレロード盛土工】

- ・ プレロード盛土については、検討断面 1 および検討断面 C に対する対策後の圧密沈下解析の結果より算定された盛土範囲および盛土高で施工する。
- ・ プレロード盛土については、標準断面図に示した範囲を一度に行わず、現場での土量収支に合わせて適宜盛替えを行う。
- ・ プレロード盛土については、盛り立て時および盛り立て後の沈下計測を実施し、計測データから将来的な沈下量を予測した上で安全性を再度確認した後に除去する。
- ・ 既設一廃処分場側に対しては、一般廃棄物埋立て地盤の圧密沈下特性が不明確であるため、プレロード盛土を行うにあたっては、埋立て地盤の沈下量の計測を行い、将来的な供用後の沈下量を予測し、問題の無いことを確認した上で造成を行う。



図01-41 地盤対策範囲（第Ⅰ期）

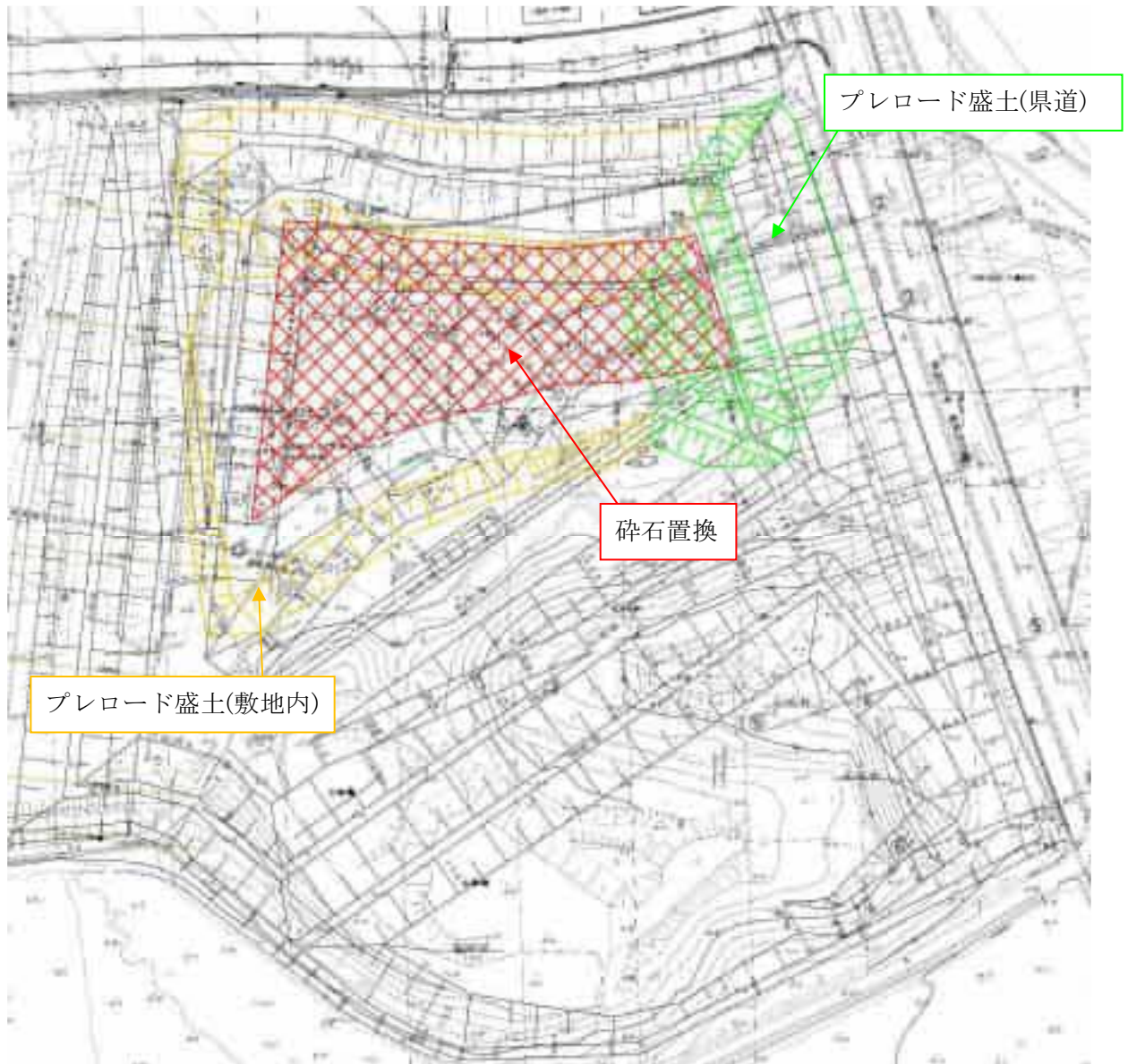


図01-42 地盤対策範囲（第Ⅱ期）

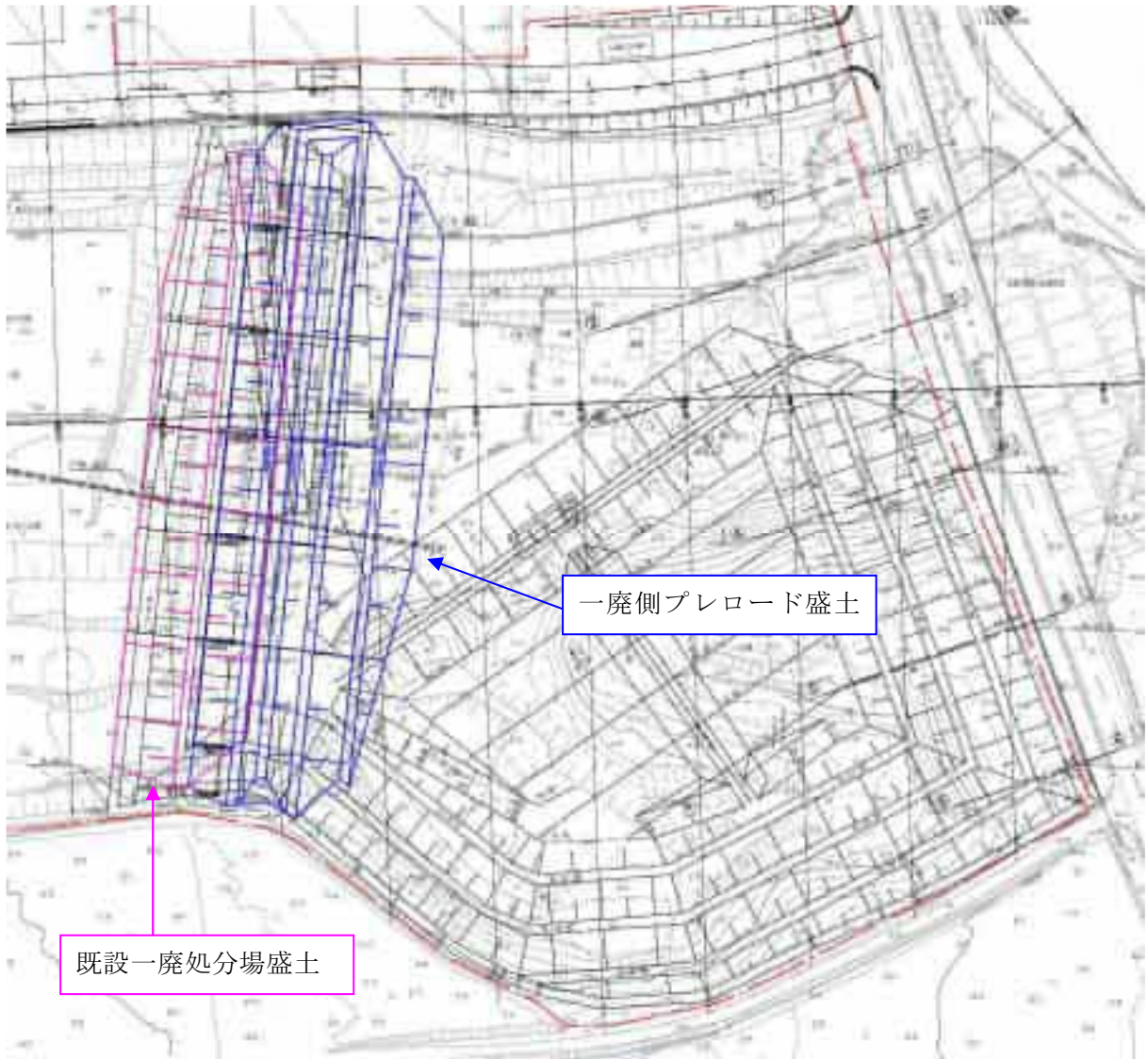


図01-43 地盤対策範囲（一廃側プレロード盛土）



図01-44 地盤対策範囲（一廃側プレロード盛土盛り替え）