⑫__施設の設計（構造）計算書

⑫__施設の設計（構造）計算書

（１）埋立面積求積図

備考（変更の概要、変更の理由など）
・現地実測の結果、埋立面積が変更となった。

埋立面積求積平面図

S=1：1000

Ⅱ期 埋立面積A=12,212㎡

Ⅰ期 埋立面積A=9,878㎡

第Ⅱ期埋立区域

第Ⅰ期埋立区域

図面名	埋立面積求積平面図
縮　尺	1：1000

⑫　施設の設計（構造）計算書

（２）貯留構造物（土堰堤）の安定計算書

備考（変更の概要、変更の理由など）
・H28 事業計画以降に行った地質調査の結果により、土質条件を再設定した。 ・地質調査ボーリングにより、貯留構造物下部に軟弱な地盤が存在することが分かり、地盤対策として置換砕石を実施することとした。 ・これら計算条件の変更に伴い、再度安定計算を行った。 ・「最終処分場の構造・設備指針及び維持管理指針」平成 30 年 7 月（鳥取県生活環境部循環型社会推進課）に基づき、のり面用土えん堤の形状を改良した。

1. 貯留構造物の安定計算について

(1) 設計基準

1) 基準省令と留意事項

「一般廃棄物の最終処分場及び産業廃棄物の最終処分場に係る技術上の基準を定める省令（以下、「基準省令」という。）」及び「同省令の運用に伴う留意事項　平成 10 年 7 月 16 日（以下、「留意事項」という。）」には、擁壁・堰堤等について、以下のように規定されている。

（基準省令）

四　埋め立てる一般廃棄物の流出を防止するための擁壁、えん堤その他の設備であって、次の要件を備えたもの（以下「擁壁等」という。）が設けられていること。

イ　自重、土圧、水圧、波力、地震力等に対して構造耐力上安全であること。

ロ　埋め立てる一般廃棄物、地表水、地下水及び土壌の性状に応じた有効な腐食防止のための措置が講じられていること。

（留意事項）

構造耐力（第 4 号イ）

荷重及び外力として自重、土圧、水圧、地震力を、さらに水面埋立地においては波力を採用して擁壁等の安定計算（静的設計計算をいう。）を行い、安全性を確認すること。

安定計算の対象としては、基礎地盤の支持力、擁壁等構造物の転倒及び滑動等があり十分な安全率を見込んで行うこと。その他の荷重及び外力としては、積載荷重、積雪荷重、風圧力があり、埋立地の状況に応じて採用すること。

2) 適用する基準

「廃棄物最終処分場整備の計画・設計・管理要領 2010 改訂版（以下「全都清要領」という。）」では、盛土えん堤（盛土ダム）形式の貯留構造物の設計は、「土地改良事業計画設計基準　設計「ダム」（以下「土地改良基準」という。）」（農林水産省農村振興局）を設計基準として準拠するとしている。

そのため、本件の貯留構造物の安定計算は、「土地改良基準」を設計基準として準拠し、廃棄物等の貯留構造物であることを考慮して設計を行った。

また、県指針には、貯留構造物の設計について次のとおり記載されている。

【県指針 p. 8 より】

4-1-15　構造物の設計

埋め立てる廃棄物の流出を防止するための擁壁、えん堤その他設備は自重、土圧、水圧、波力、地震力等に対して構造耐力上安全であること。

① 必要に応じて埋め立てる廃棄物の性状、設置箇所の地形、地質・土質、水文および施工条件等、設計に必要な基本事項を調査すること。

② ①の調査結果、埋立容量、施工性等を総合的に検討し貯留構造物の種類・構造形式及び基礎形式を選定すること。

③ 貯留構造物の設計にあたっては、原則として下記の設計基準等に準拠するとともに、廃棄物の最終処分場であることを考慮して行うこと。

ア　重力式コンクリートダム
・「建設省河川砂防技術基準（案）同解説設計編［Ｉ］」(社)日本河川協会（1997. 10)

イ　盛土ダム
・「土地改良事業計画設計基準　設計・ダム」(社)農業土木学会(2003. 4)

ウ　擁　壁
・「道路土工　擁壁工指針」(公社)日本道路協会（2012. 9)

④ 貯留構造物の高さは、外周のり面を貯留施設とする場合には、浸出水が周辺地に流出しないよう貯留構造物の天端標高が埋立地外周地盤高さより低くなるよう計画すること。

⑤ 設計荷重の種類は次のものが考えられるが、構造物の種類及び各設計基準に基づき荷重条件を明確に設定すること。

ア　自重
イ　静水圧
ウ　廃棄物圧
エ　地震時慣性力
オ　間隙水圧

⑥ 設計荷重の組み合わせは、少なくとも次の４ケースについて検討することとし、条件に合わせて適宜、追加削除をするものとする。

	状態	説明等
ケース１	完成直後・空虚時	構造物上流が空虚な状態、設計震度は 100%とする。
ケース２	埋 立 中・洪水時	構造物上流に浸出水が貯水（満水位）されている。 設計震度は 50%とする。
ケース３	埋立終了・洪水時	廃棄物の埋立が終了し、埋立面まで浸出水で満たされている、または貯水可能水位まで貯水されている。 設計震度は 50%とする。
ケース４	埋立終了・地震時	廃棄物の埋立が終了し、跡地利用のための造成計画を考慮する。設計震度は 100%とする。

⑦ 地震時における安定検討
各設計基準に基づき、地震時の検討を行うものとする。

⑧ 基礎地盤の土質調査
基礎地盤について、原則、土質調査により安定計算に必要な土質定数等を決定すること。土質調査を行うことが困難な場合は、各設計基準に基づき適切に土質定数等を決定すること。

(2) 安定計算の種類

設計要領 p.213 の「貯留構造物の安定計算と荷重の組み合わせ」によると、盛土えん堤（盛土ダム）の場合、安定計算の種類は以下の 3 項目とされている。

・基礎地盤の支持力

・堤体および基礎地盤の滑動

・堤体および基礎地盤の浸透水による破壊

貯留構造物の安定計算では、上述の３項目について安全性の確認を行った。

(3) 設定定数

1) 設計水平震度

すべり土塊に作用させる設計水平震度は、「盛土工指針」の p.125 に示すように設計水平震度の標準値に、地域別補正係数(C_Z=0.85)を乗じて算出し、設計水平震度 0.21（0.24×0.85＝0.204≒0.21）と設定した。

なお、地盤種別は、安全性を考慮し、Ⅲ種と設定した。

2) 廃棄物の土質定数

貯留構造物の安定性検討に用いる廃棄物の土質定数は、「全都清要領」(p.207）に代表的な廃棄物の定数が記載されている。

本件の埋立対象廃棄物は、燃え殻・ばいじん・石膏ボード（「ガラスくず、コンクリートくずおよび陶磁器くず」に分類）等、１３種類の産業廃棄物であり、広域的な移動が見込まれるとともに、産業活動の変化によっても性状が異なることが想定される。埋立対象廃棄物の搬入計画割合は、平成 25 年度に実施した搬入希望量に関するアンケート結果によると、「産業廃棄物焼却施設からの燃え殻」や「ばいじん」が全体の約 66%を占める結果となっている。

以上により、廃棄物の単位体積重量は、「全都清要領」(p.207)：埋立廃棄物の土質定数事例・表中の「都市ごみ焼却残渣」の値を参考として、γ＝16.4 kN/㎥（本処分場の埋立対象物は特定なものではなく、一般的な産業廃棄物と考え、全国実績の 1.34～2.01 t/m^3の平均値を用いる。）と設定した。

また、廃棄物の内部摩擦角及び粘着力は、同表中の「都市ごみ焼却残渣」の三軸圧縮試験に基づく値のうち、安全側の近似値（特定な環境・埋立状況に応じて予期せぬ極端なデータが出る可能性があるため、最大値とする。）参考として、ϕ＝21 度（21.0～40.2 度）及び c＝29.4 kN/㎡（0.3～0.9 kg/cm^2）と設定した。

表01-1　廃棄物関連の定数一覧（全都清掃要領 p.207 より）

対象＼項目		単位体積質量〔湿潤密度〕(t/m³)	含水率 (%)	熱しゃく減量 (%)	(真)比重 (—)	締固め		一面せん断		一軸圧縮		三軸圧縮	
						最大乾燥密度 (g/cm³)	最適含水比 (%)	粘着力 (kg/cm²)	せん断抵抗角 (度)	粘着力 (kg/cm²)	一軸圧縮強さ (kg/cm²)	粘着力 (kg/cm²)	せん断抵抗角 (度)
都市ごみ焼却残渣	4.76mm通過	1.34～2.01	11.1～54.4	3.5～9.2	1.78～2.53	1.35	19.8	0.07	32.0～32.5	—	—	0.32～0.72	28.2～32.4
	9.52mm or 19.1mm通過			0.6～37.1	1.86～3.54	0.8～1.67	11.7～59.5	0.33～1.18	21.5～49.2	—	0.17～0.58	0.3～0.9	21.0～40.2
	全量通過			5.9～10.2	2.34～2.63	1.21～1.63	23.0～26.6	0.14～1.54	21.2～54.6	—	—	—	—

上記より、廃棄物の土質定数は以下のとおりである。

○単位体積重量 γ=16.4 kN/m³

○粘着力　C=29.4 kN/m²

○内部摩擦角　ϕ=21°

3) 貯留構造物築堤材料の土質定数

貯留構造物は、重要構造物であり、基本的には良質な砂質土で構築する計画である。

現地からは、地質調査結果により、B3c 層や M1 層が発生すると考えられるが、B3c 層は一般廃棄物処分場造成時の粘性土主体盛土であり、N 値が 2 程度の軟弱な粘性土を主体とし、まれに礫分を含む特徴を有している。

また、M1 層は、凝灰角礫岩･凝灰岩の風化土や火山灰質粘性土が、0.5～3m 程度の層厚で不均質に混在し、固結度の弱い粘性土主体である。

上述のとおり、B3c 層や M1 層の発生土は、貯留構造物の使用材料には適していないことから、現場発生土の利用は行わず、良質な砂質土の購入土とする。

貯留構造物築堤材料の土質定数は、「盛土工指針」に記載されている砂質土の定数により設定する。

○単位体積重量 γ=19 kN/m³

○粘着力　C=30 kN/m²

○内部摩擦角　ϕ=25°

4) 貯留構造物下部の地盤定数

貯留構造物下部の地盤定数は、今回の地質調査結果より設定する。

調査結果から貯留構造物の下部には、B3c、Ac、M1 及び M2 の 4 つの層が分布することが想定される。

また、M1 と M2 層は、地層の固結度にバラつきがあり、N 値に差が見られる。このことから、M1 と M2 層においては、N 値により地層を細分化し、地盤定数を設定する。

地盤定数は、下表に示すとおりである。

表01-2　貯留構造物下部の地盤定数

地層		N 値 回	単位体積重量γ kN/㎥	粘着力c kN/㎡	内部摩擦角Φ °	変形係数 E kN/㎡	透水係数 K cm/sec
B3c		5.3	17	20	15	3600	1.97×10^{-08}
Ac		5	17	28	15	3500	9.13×10^{-08}
M1	10 未満が主体の層	7.2	17	42	29	5000	2.14×10^{-05}
	10～30 が主体の層	21.2	20	103	32.5	14800	2.14×10^{-05}
	30 以上が主体の層	84.4	22	238	35	59000	4.37×10^{-05}
M2	10 未満が主体の層	6.3	14	45	24	4400	1.01×10^{-05}
	10～30 が主体の層	22.7	20	109	32.5	24400	1.01×10^{-05}
	30 以上が主体の層	93.1	22	252	35	65100	4.37×10^{-05}

(4) 貯留構造物安定計算のポイント

1) 基礎地盤の支持力の確認

軟弱地盤のように十分な支持力を有していない基礎地盤上に盛土する場合、盛土が立ち上がるにつれて、盛土下の基礎地盤が沈下し側方に変位して、盛土側方の地盤が隆起することがある。

基礎地盤の沈下量、隆起量及び隆起の及ぶ範囲は、徐々に増大し、盛土荷重が地盤の極限支持力を超えたとき、次図に示すようなすべり面に沿って盛土が崩壊する。

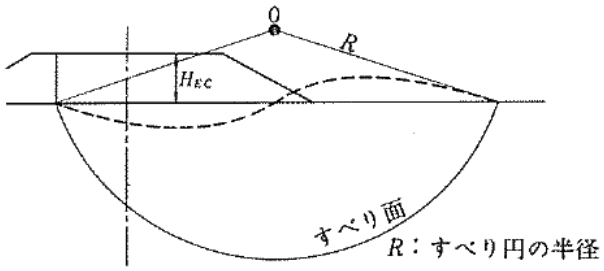


図01-1　盛土のすべりモデル図

上述の現象は、基礎地盤内に円弧すべり面が出現する場合であり、基礎地盤の支持力に対する安定性は円弧すべり計算によって確認する。

2) 堤体および基礎地盤の滑動の確認

貯留構造物本体および基礎地盤の滑動は、円弧すべり計算により安定性を確認する。

貯留構造物本体が滑動によって崩壊する場合、その要因は、のり面勾配･締固め管理基準値･盛土材料･のり面保護･地盤改良･補強材料等によるものが挙げられるが、円弧すべり計算によって、それらの要因が問題ないかを確認する。

基礎地盤の滑動は、先述の「基礎地盤の支持力の確認」と重複するが、円弧すべり計算によって確認する。

3) 堤体および基礎地盤の浸透水による破壊の確認

先述のとおり、貯留構造物本体および基礎地盤は、円弧すべり計算により、安定性を確認しているが、その安定計算では次のケースを想定して計算している。

貯留構造物本体および基礎地盤の浸水による破壊については、「第Ⅰ期供用中（洪水時）」および「埋立終了（洪水時）」を適用し、円弧すべり計算によって確認した。

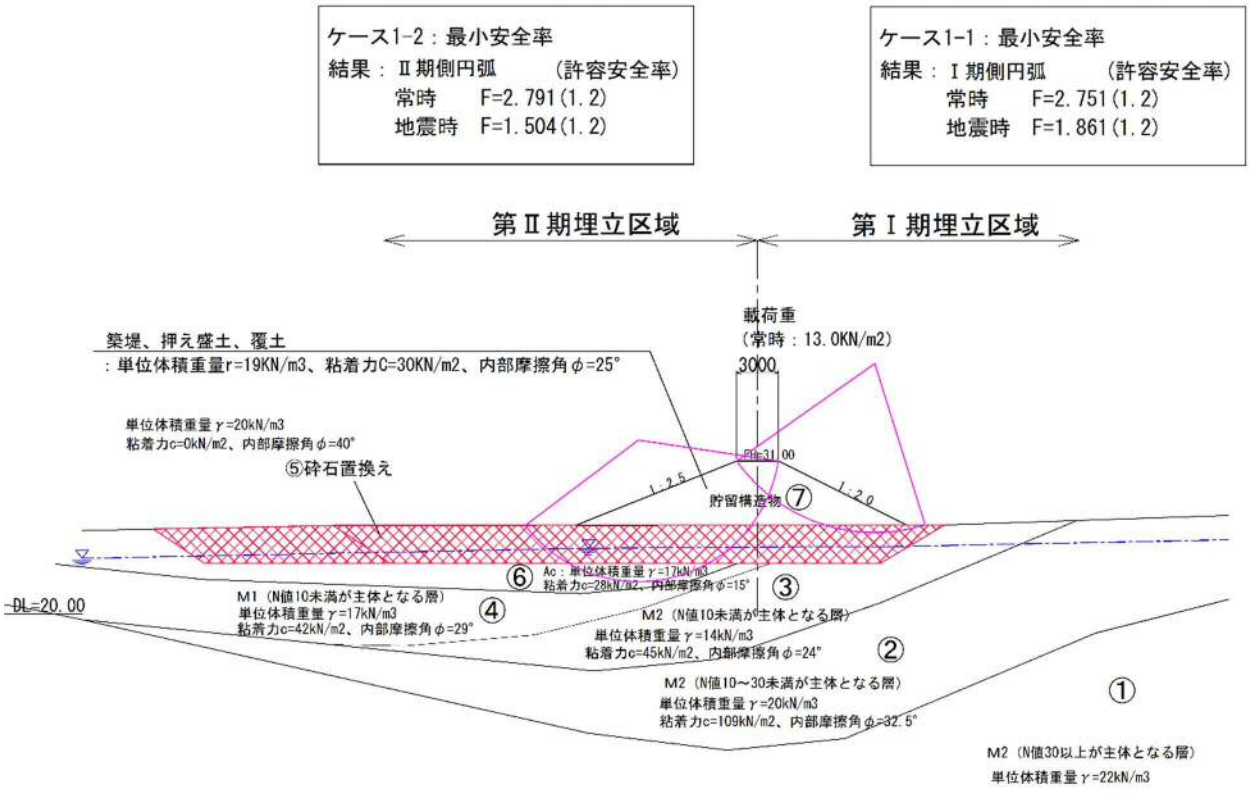
また、円弧すべり計算では、埋立地底部には地盤対策（砕石置換）を反映した検討を行った。

円弧すべり計算結果は、許容安全率 1.2 以上を確保していることを確認した。

○ケース 1：貯留構造物完成直後（未埋立時）

・貯留構造物完成直後であり、廃棄物が埋め立てられていない状態である。

・貯留構造物直上流が空虚な状態が長期間にわたることも想定されるため、設計震度は 100%とする。



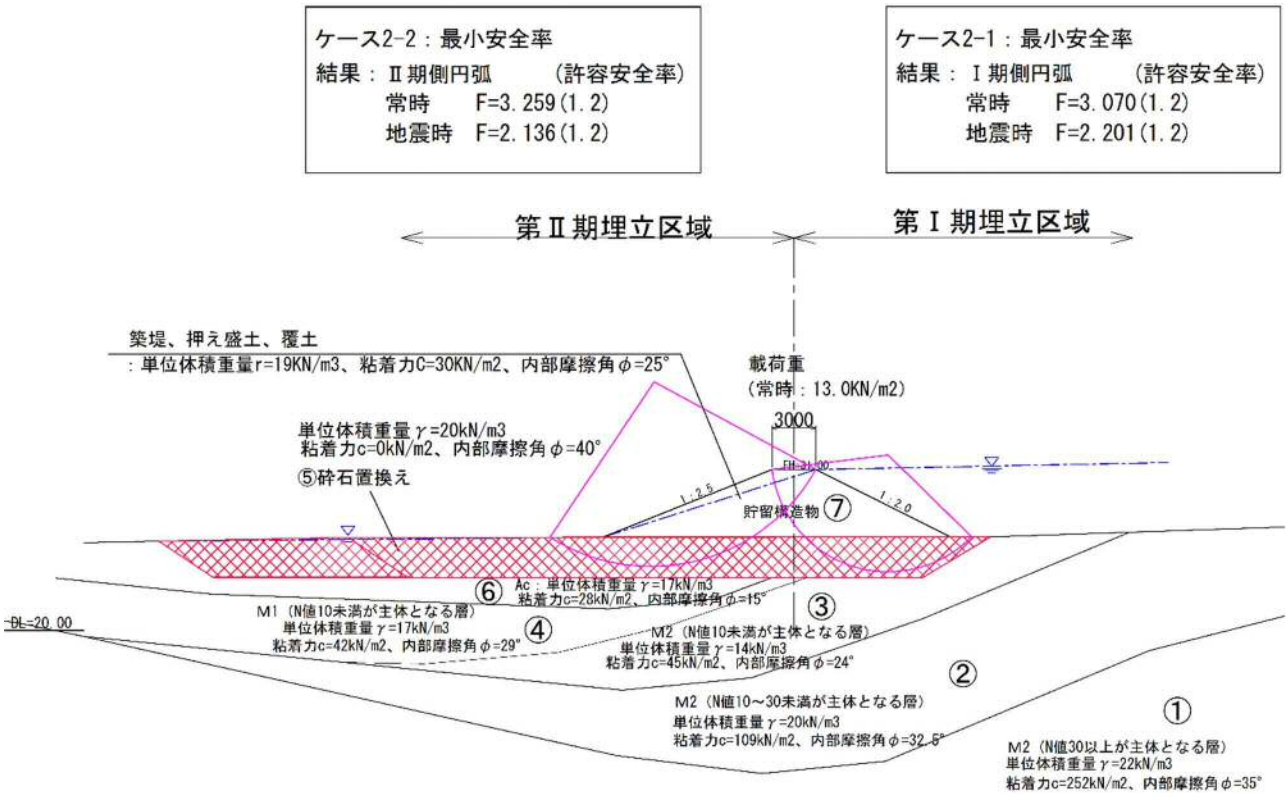
○ケース２：第Ⅰ期供用中（洪水時）

・埋立中であるが貯留構造物天端以上は廃棄物が埋立られておらず、洪水（浸出水）が貯留している。

※実際は、浸出水集排水管があるため、洪水（浸出水）が貯留することはないが、危険側として想定する。

・洪水（浸出水）水位は、物理的に貯留可能な水位（満水位）とする。

・洪水時（内部貯水時）に地震に遭遇する確率は低いものと考えられることから、設計震度は 50%とする。



○ケース３：埋立終了（洪水時）

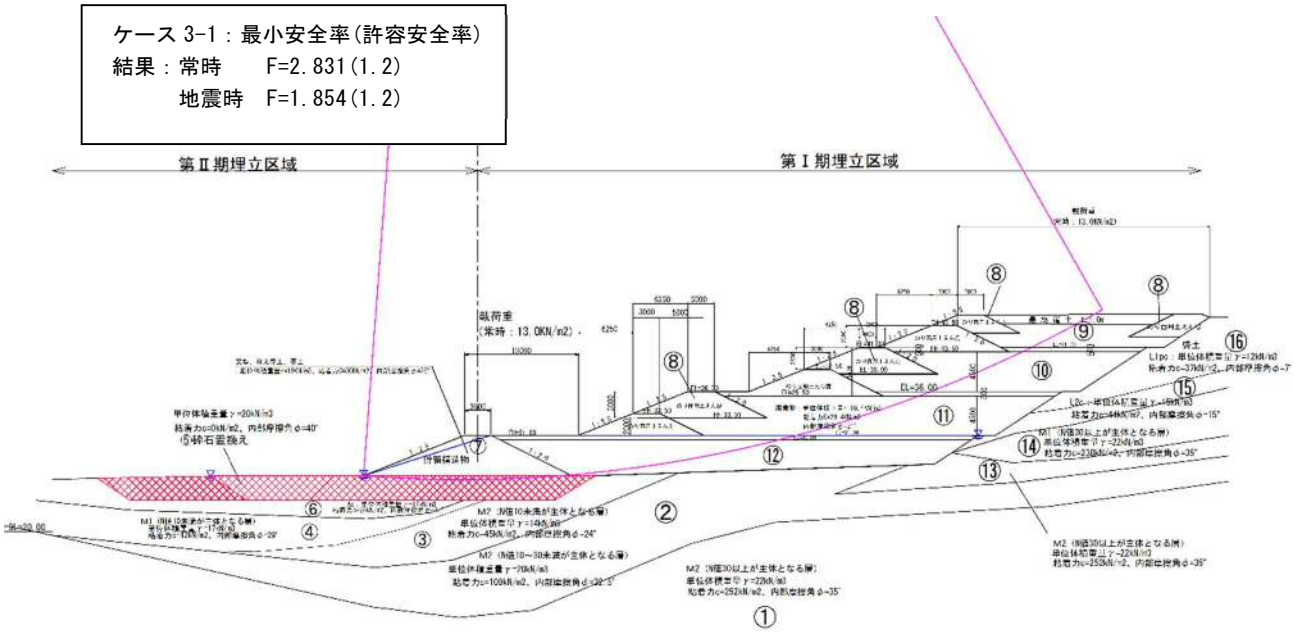
・埋立終了し貯留構造物上部には廃棄物が埋め立てられている。貯留構造物天端まで洪水（浸出水）が満たされている。

※実際は、浸出水集排水管があるため、洪水（浸出水）が貯留することはないが、危険側として想定する。

・洪水（浸出水）水位は、物理的に貯留可能な水位（満水位）とする。

・埋立終了後は、一般に覆土などにより表流水を排除するため、埋立終了後の洪水時に地震に遭遇する確率は低いものと考えられることから、設計震度は 50%とする。

ケース 3-1：最小安全率(許容安全率)
結果：常時　　F=2.831(1.2)
　　地震時　F=1.854(1.2)



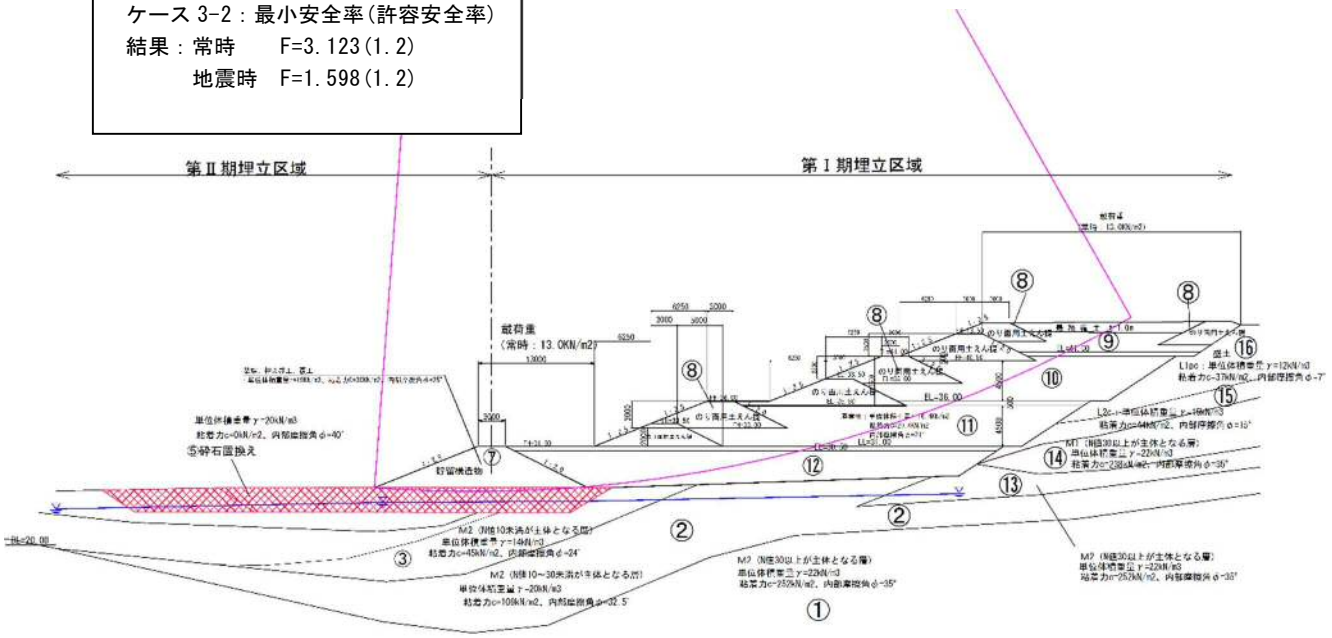
○ケース 3：埋立終了（平常時）

・埋立終了し貯留構造物上部には廃棄物が埋め立てられている。

・洪水（浸出水）水位は、ないものとする。

・埋立終了後、終了状態が長期間に渡ることを考慮し、設計震度は 100%とする。

ケース 3-2：最小安全率(許容安全率)
結果：常時　　F=3.123(1.2)
　　地震時　F=1.598(1.2)



貯留構造物安定計算　検討ケース一覧表

ケース	状　況	貯水状況	常時・地震時	設計震度	円弧位置	安全率	許容安全率
1-1	完成直後	空虚時	常時	—	Ⅰ期側	2.751	1.2
			地震時	100%		1.861	
1-2	完成直後	空虚時	常時	—	Ⅱ期側	2.791	
			地震時	100%		1.504	
2-1	埋立中	洪水時	常時	—	Ⅰ期側	3.070	
			地震時	50%		2.201	
2-2	埋立中	洪水時	常時	—	Ⅱ期側	3.259	
			地震時	50%		2.136	
3-1	第Ⅰ期埋立終了	洪水時	常時	—	Ⅰ期埋立法面	2.831	
			地震時	50%		1.854	
3-2	第Ⅰ期埋立終了	空虚時	常時	—	Ⅰ期埋立法面	3.123	
			地震時	100%		1.598	

⑫__施設の設計（構造）計算書

（３）盛土造成法面の安定計算書

備考（変更の概要、変更の理由など）
・H28 事業計画以降に行った地質調査により得られた土質条件を用いて、改めて安定計算を行った。 ・H28 事業計画では、道路盛土部のみの 1 断面を対象として安定検討を行っていたが、詳細設計では、各方向の造成のり面を対象に安定検討を行った。

盛土造成法面の安定計算書

埋立地内の法面で敷設する表面遮水工の構造は、鳥取県指針などでは下記のように謳われており、埋立地内の法面勾配は原則として 50%未満（1：2.0 緩）としている。

ア　表面遮水工の構造

表面遮水工を設ける場合は、原則としてシート工法によるものとし、次のａからｃまでのいずれかの要件を備えた遮水層とすること。また、埋立地の法面勾配は、遮水工の施工性、滑り、盛土の安定性の観点から50%未満（緩い勾配）を原則とすること。

ただし、地形の制約からやむを得ず基礎地盤の勾配が50%以上となる部分であって、かつ、保有水等の貯水のおそれのない法面部にあっては、モルタル吹付に遮水シートまたはゴムアスファルトを敷設した構造でもよい。（**図－4.3.3**参照）

出典：「最終処分場の構造・設備指針及び維持管理指針　平成 21 年 3 月　鳥取県生活環境部　循環型社会推進課」（以下、鳥取県指針」という。）p.23

（二）法面の遮水層

埋立地の法面勾配は、遮水工の施工性、滑り、盛土の安定性の観点から五〇パーセント未満を原則とすること。

ただし、地形の制約からこれにより難いためやむを得ず五〇パーセント以上とする場合には、命令第一条第一項第五号イ(一)(イ)から(ハ)までに規定する遮水層を設けることが困難なことがあるため、予想される保有水等の水位よりも高い位置にある法面に限り、命令第一条第一項第五号イ(一)ただし書に規定する遮水層を設けることができること。

出典：「一般廃棄物の最終処分場及び産業廃棄物の最終処分場に係る技術上の基準を定める命令の運用に伴う留意事項　平成 10 年7月 16 日衛環 63 号」（以下、「基準省令留意事項」という。）

一方、事業計画地は、隣接する一般廃棄物最終処分場と一般県道尾高淀江線に挟まれた用地であり、敷地境界条件を含め地形の制約が厳しい場所となっている。

今般、このように地形の制約が厳しい当該事業計画地で産業廃棄物管理型最終処分場を整備するにあたり、隣接する一般廃棄物最終処分場側の堰堤以外の埋立地内法面（切土法面、県道法面）の勾配は 1：1.5 として、所定の要件を満たすこととした。

当事業計画では、造成法面の安定計算結果を以て、一つの根拠とする。

遮水工の施工性の観点では、遮水工の割付計画や接合等を考慮すれば、埋立地内の法面勾配を統一することが望ましいと考えられる。また、他事例（オープン型の直近の公共関与による産業廃棄物管理型最終処分場）による、埋立地内の法面勾配の設定は、次表のとおりであり、現地状況に応じて様々であり、必ずしも 1：2.0（50%未満）となっていない。

表　直近の公共関与による産業廃棄物管理型最終処分場の法面勾配

事業名	埋立地内法面勾配	備　考
管理型第 3 期処分場建設工事 （公益財団法人島根県環境管理センター） （H26～H28 の事業）	1：1.0～1：1.5	用地制限があり、埋立容量確保のため、改良土による腹付け盛土（1：1.0）を実施
エコパーク第 3 期最終処分場建設工事 （新潟県環境保全事業団） （H28～H30 の事業）	1：2.0	用地に余裕があるため、切土盛土ともに 1：2.0 で設定している

遮水工の滑りの観点では、遮水工の自重や重機等の応力を考慮し、遮水工の法面に対する滑り検討を行い、必要な安全率を確保すべき固定工を各小段に設ける。また、遮水工の法面に対しては、不陸整正を行うとともに、面状排水材による適切な排水を促す方策を行い、遮水工の滑りに対し、十分な安全性の確保の対策を図るものである。

盛土の安定性の観点では、盛土法面の安定計算を実施し、必要な安全性を確保していることを確認する。

なお、安定計算結果にかかわらず、盛土の安定性を図るため、面状排水材による適切な排水を促す方策や改良盛土による腹付け盛土を行う。

以上のことより、当事業計画では、特に盛土法面（主に県道法面部）にあっては、面状排水材による適切な排水を促す方策や改良盛土による腹付け盛土を行うなど、遮水工を敷設する下地地盤の安定性確保を図るための法面保護策を充実させる措置を図るものとして、埋立地内の法面勾配を 1：1.5 とする。

ちなみに、「ごみ埋立地の設計施工ハンドブック」（ジオメンブレン技術委員会）によれば、他事例アンケート結果は次図のとおりであり、1：2.0（50%）以上の緩やか勾配とされていた事例は全 70 件中 10 件となっていた。

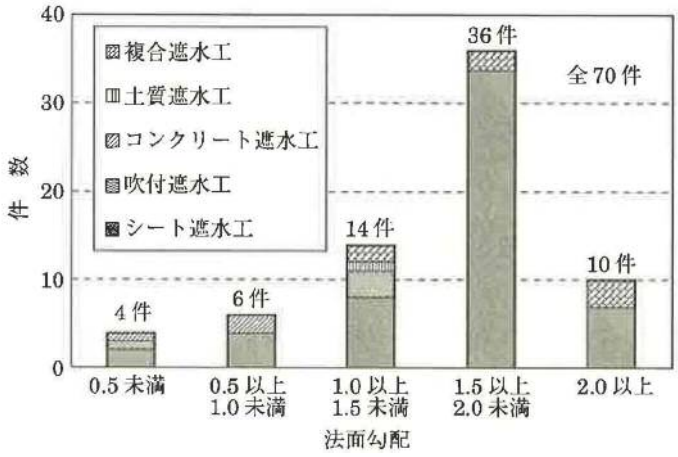


図　他事例で設定された法面勾配

1. 安定検討

ここでは、盛土法面の、すべりに対する安定性検討を実施した結果を示す。

2.　検討条件

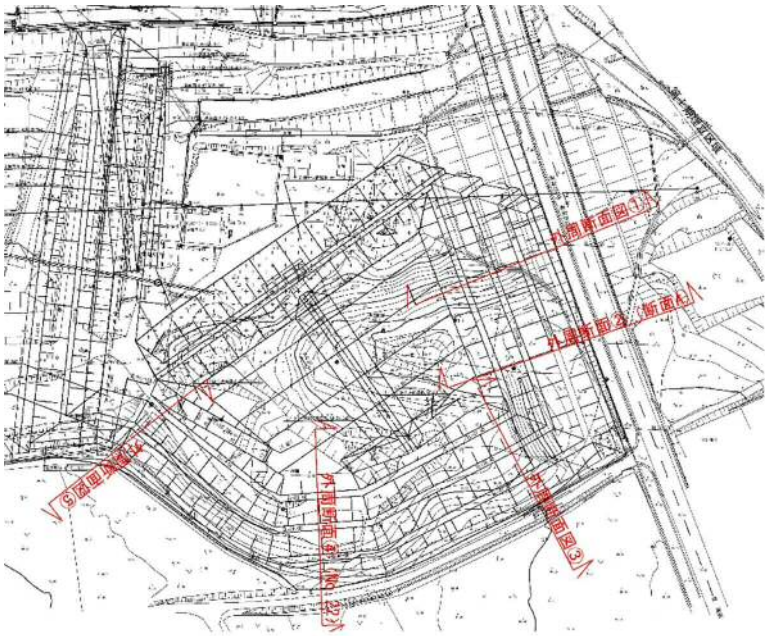
2-1　準拠基準

安定検討の対象は、「既設県道法面を含めた計画道路盛土」等である。そのため、準拠基準は、「道路土工盛土工指針（平成 22 年 4 月）（社）日本道路協会（以下「道路土工盛土工指針」とする。）」とした。

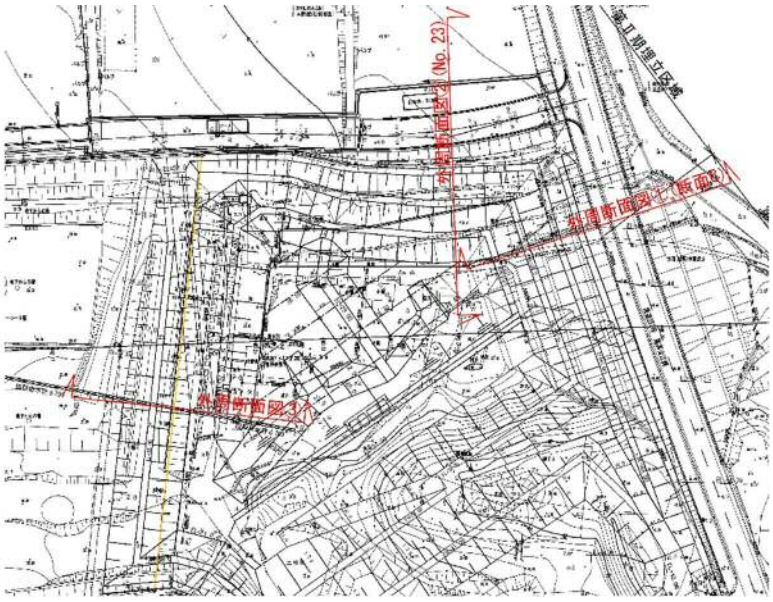
2-2　検討断面の選定

盛土部のすべり安定検討は、以下に示す位置において実施した。（Ⅰ期 5 断面、Ⅱ期 3 断面）

Ⅰ期



Ⅱ期



2-3　要求性能

下記に、「道路土工盛土工指針」の盛土の要求性能に関する記載を示す。

本盛土は、最終処分場と隣接していることから、盛土の重要度を「重要度 1」とした。また、盛土の要求性能は、下**表**に示す重要度 1 の項目を対象として実施した。

「降雨の作用」に関する照査は、表面排水工等の排水施設を設置することを前提とし、「降雨の作用」に関する照査は実施しないこととした。

4－1－3　盛土の要求性能

(1)　盛土の設計に当たっては，使用目的との適合性，構造物の安全性について，安全性，供用性，修復性の観点から，以下の(2)～(4)に従って要求性能を設定することを基本とする。

(2)　盛土の要求性能の水準は，以下を基本とする。

性能１：想定する作用によって盛土としての健全性を損なわない性能

性能２：想定する作用による損傷が限定的なものにとどまり，盛土としての機能の回復がすみやかに行い得る性能

性能３：想定する作用による損傷が盛土として致命的とならない性能

(3)　盛土の重要度の区分は，以下を基本とする。

重要度１：万一損傷すると交通機能に著しい影響を与える場合，あるいは，隣接する施設に重大な影響を与える場合

重要度２：上記以外の場合

(4)　盛土の要求性能は，想定する作用と盛土の重要度に応じて，上記(2)に示す要求性能の水準から適切に選定する。

盛土の要求性能

「道路土工盛土工指針 p. 83-84」より引用

表　盛土の要求性能

解表 4－1－1　盛土の要求性能の例

想定する作用 ＼ 重要度		重要度１	重要度２
常時の作用		性能１	性能１
降雨の作用		性能１	性能１
地震動の作用	レベル１地震動	性能１	性能２
	レベル２地震動	性能２	性能３

2-4　検討手法

(1)　常時の作用に対する盛土の安定性の照査の方法

常時のすべり安定性の検討は、下図に示すように、円形すべり面を仮定した分割法により行った。

ここで、すべり安定性検討は長期間経過後(供用中)を対象として実施した。なお、その際の許容安全率は1.2とした。

$$F_s = \frac{\sum\{c \cdot l + (W - u \cdot b)\cos\alpha \cdot \tan\phi\}}{\sum(W \cdot \sin\alpha)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (解4-1)$$

ここに，F_s：安全率

c　：土の粘着力(kN/㎡)

ϕ　：土のせん断抵抗角（度）

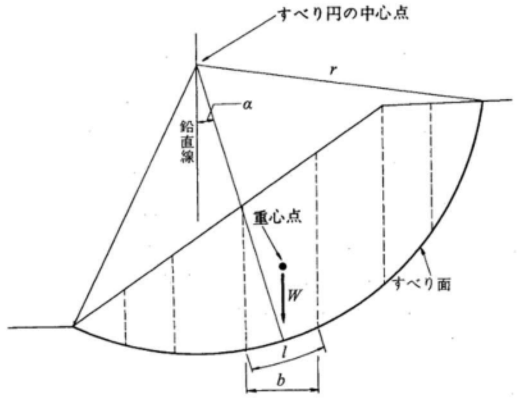
l　：分割片で切られたすべり面の長さ(m)

W：分割片の全重量(kN/m)，載荷重を含む。

u　：間隙水圧(kN/㎡)

b　：分割片の幅（m）

α　：分割片で切られたすべり面の中点とすべり面の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角(度)



解図4−3−5　円弧すべり面を用いた常時のすべりに対する安定計算法

図　円形すべり面を用いたすべりに対する安定計算法(常時の例)

「道路土工盛土工指針 p.110-111」より引用

(2) 地震時の作用に対する盛土の安定性の照査の方法

1) 検討方法

地震時のすべり安定性の検討は、下**図**に示すように、円形すべり面を仮定した分割法により行った。

ここで、地震時の安定性検討は、レベル 1 及びレベル 2 地震動を対象として実施することとし、許容安全率は 1.0 とした。

$$F_s=\frac{\Sigma\{c\cdot l+[(W-u\cdot b)\cos\alpha-k_h\cdot W\cdot\sin\alpha]\tan\phi\}}{\Sigma\left(W\cdot\sin\alpha+\frac{h}{r}\cdot k_h\cdot W\right)} \quad \cdots\cdots\cdots \text{(解 4−2)}$$

ここに，F_s ：安全率

c ：土の粘着力(kN/m²)

ϕ ：土のせん断抵抗角（度）

l ：分割片で切られたすべり面の長さ(m)

W ：分割片の全重量(kN/m)

u ：間隙水圧(kN/m²)

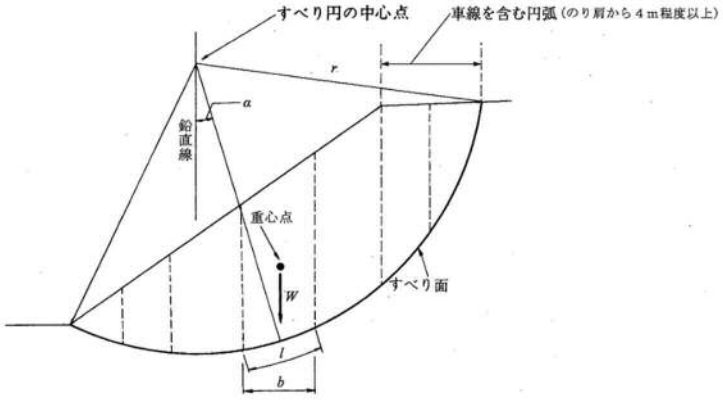
b ：分割片の幅(m)

α ：各分割片で切られたすべり面の中点とすべり円の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角（度）

k_h ：式（解 4−3）で定められる設計水平震度

h ：各分割片の重心とすべり円の中心との鉛直距離（m）

r ：すべり円弧の半径(m)



解図 4−3−10　レベル２地震動に対するすべり面の設定

図　円形すべり面を用いたすべりに対する安定計算法(地震時の例)

「道路土工盛土工指針 p.124-126」より引用

2)　設計水平震度

地震時の検討の際にすべり土塊に作用させる設計水平震度は、下図に示すように設計水平震度の標準値に地域別補正係数(c_z=0.85)を乗じて算出し、レベル 1 地震動は設計水平震度 0.102、レベル 2 地震動は設計水平震度 0.204 と設定した。

設計水平震度 k_h は，次式により算出してよい。ここに，地域別補正係数の値及び耐震設計上の地盤種別の算出方法については，「道路土工要綱　巻末資料　資料－1」によるものとする。

$$k_h = c_z \cdot k_{h0} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (解\ 4-3)$$

ここに，k_h　：設計水平震度（小数点以下２桁に丸める）

k_{h0}　：設計水平震度の標準値で，**解表 4－3－3** による。

c_z　：地域別補正係数

解表 4－3－3　設計水平震度の標準値（k_{h0}）

	地盤種別		
	Ⅰ種	Ⅱ種	Ⅲ種
レベル１地震動	0.08	0.10	0.12
レベル２地震動	0.16	0.20	0.24

設計水平震度の算出に関する記載　「道路土工盛土工指針 p.125」より引用

2-5　地盤定数

盛土のすべり安定性検討に用いる地盤定数は、土質試験により得られた設定値を適用した。計画盛土の地盤定数は、「道路土工盛土工指針」のｐ101 に設計時に用いる土質定数の仮定値が明記されており、その表中の砂質土の値を適用した。土質区分は、地質調査の結果により作成した断面図（別紙参照）を適用した。以下に「道路土工盛土工指針」の抜粋及び「土質定数一覧表」を示す。

表　設計時に用いる土質定数の仮定値（道路土工盛土工指針より抜粋）

種　類		状　態		単位体積重量 (kN/m³)	せん断抵抗角 (度)	粘着力 (kN/m²)	地盤工学会基準[注2)]
盛土	礫および礫まじり砂	締め固めたもの		20	40	0	{G}
	砂	締め固めたもの	粒径幅の広いもの	20	35	0	{S}
			分級されたもの	19	30	0	
	砂質土	締め固めたもの		19	25	30 以下	{S F}
	粘性土	締め固めたもの		18	15	50 以下	{M}, {C}
	関東ローム	締め固めたもの		14	20	10 以下	{V}
自然地盤	礫	密実なものまたは粒径幅の広いもの		20	40	0	{G}
		密実でないものまたは分級されたもの		18	35	0	
	礫まじり砂	密実なもの		21	40	0	{G}
		密実でないもの		19	35	0	
	砂	密実なものまたは粒径幅の広いもの		20	35	0	{S}
		密実でないものまたは分級されたもの		18	30	0	
	砂質土	密実なもの		19	30	30 以下	{S F}
		密実でないもの		17	25	0	
	粘性土	固いもの（指で強く押し多少へこむ）[注1)]		18	25	50 以下	{M}, {C}
		やや軟らかいもの（指の中程度の力で貫入）[注1)]		17	20	30 以下	
		軟らかいもの（指が容易に貫入）[注1)]		16	15	15 以下	
	粘土およびシルト	固いもの（指で強く押し多少へこむ）[注1)]		17	20	50 以下	{M}, {C}
		やや軟らかいもの（指の中程度の力で貫入）[注1)]		16	15	30 以下	
		軟らかいもの（指が容易に貫入）[注1)]		14	10	15 以下	
	関東ローム			14	5(ϕ_u)	30 以下	{V}

注１）；N 値の目安は次のとおりである。
固いもの（N＝８～15），やや軟らかいもの（N＝４～８），軟らかいもの（N＝２～４）
注２）；地盤工学会基準の記号は，およその目安である。

表　土質定数一覧表

地層		N値	単位体積重量γ	粘着力c	内部摩擦角Φ
		回	kN/m3	kN/m2	°
道路盛土		15.6	19	57	26
B2		2.0	16	40	15
B3c		4.7	17	20	15
Ac		5.0	17	28	15
L1c		5.2	11	12	15
L1pc		3.8	12	37	7
L2s		22.5	18	15	27.5
L2c		12.1	15	44	15
M1	10未満が主体の層	7.2	17	42	29
	10～30が主体の層	18.2	20	103	32.5
	30以上が主体の層	84.4	22	238	35
M2	10未満が主体の層	6.3	14	45	24
	10～30が主体の層	22.7	20	109	32.5
	30以上が主体の層	93.1	22	252	35
既設一廃埋立て地盤		－	15.6	4.5	42
置換地盤（砕石層）		－	20	0	40
造成盛土・覆土		－	19	30	25

2-6　地下水位

盛土のすべり安定性検討の際の地下水位は、降水時以外は盛土内に水位が形成されないと考えられる（水位観測結果より）ため、現況チェックでは盛土内に水位がない状態を設定した。

3. 計算ケース

盛土のすべり安定性検討の計算ケースは以下の 3 ケースとした。

①常時

②レベル 1 地震時

③レベル 2 地震時

4. 計算結果

当該計画盛土のすべり安定性検討の計算結果は、別紙資料の「造成法面　安定計算結果」に示す。いずれも許容安全率を満足する結果となった。

なお、当該計画盛土は、通常の砂質土を想定し、粘着力 C：30KN/㎡を適用しているが、当該計画盛土は、改良盛土による腹付けを予定している。

砂質土改良体の一軸圧縮強度は、「地盤改良マニュアル（社団法人セメント協会）」によれば、以下に示すとおり、固化材添加量 50kg/m³で 300KN/㎡程度の強度特性が確保されると考えられる。

そのため、改良盛土による計画盛土の安全率は、さらに向上すると考えられる。

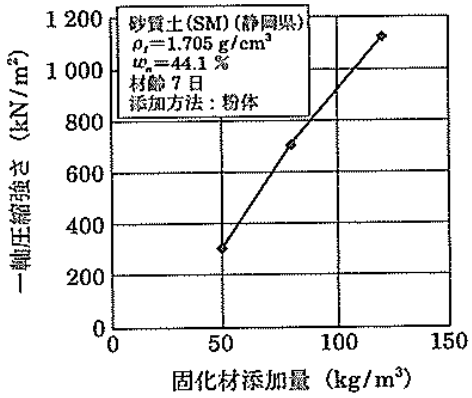


図-2.9　添加量と一軸圧縮強さ（砂質土）

図　改良体の一軸圧縮強度（地盤改良マニュアルより抜粋）

■目的

淀江最終処分場造成後ののり面に対する安定性を照査するため、代表断面に対して円弧すべり法によるのり面の安定計算を行った

■代表断面

代表断面は、第Ⅰ期、第Ⅱ期それぞれに対して、各方向ののり面において安定性が最も厳しくなると想定される断面を選定した。

代表断面の位置図を図 1.1～図 1.2 に示す。

表 1.1　代表断面および選定理由

代表断面		選定理由
第Ⅰ期	外周断面①	現況道路盛土と自然地盤の複合のり面
	外周断面②	自然地盤の切土のり面、のり面高が同一方向で最も高い
	外周断面③	自然地盤の切土のり面、のり面高が同一方向で最も高い
	外周断面④	自然地盤の切土のり面、のり面高が同一方向で最も高い
	外周断面⑤	自然地盤の切土のり面、のり面高が同一方向で最も高い
第Ⅱ期	外周断面①	現況道路盛土のり面のうち、のり面高が最も高い
	外周断面②	自然地盤の切土のり面、のり面高が同一方向で最も高い
	外周断面③	既設一廃処分場側土えん堤のり面、谷筋付近で盛土高が高い

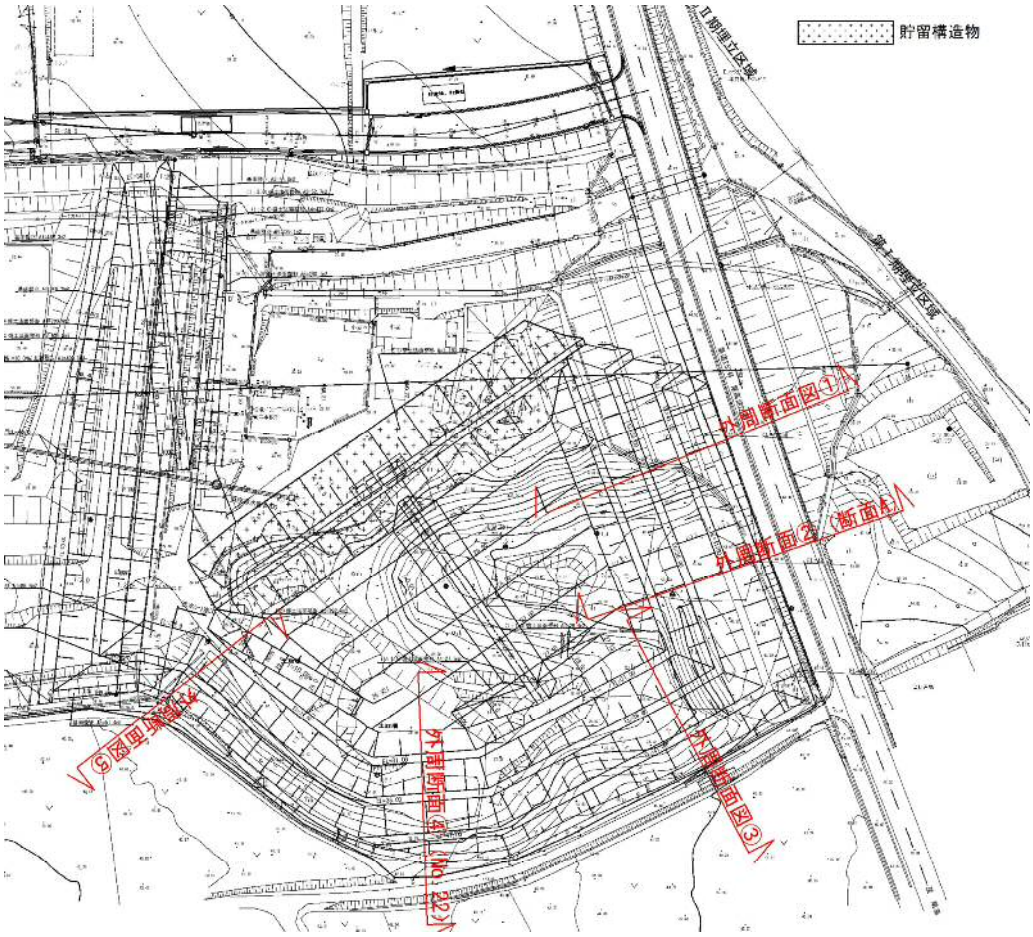


図 1.1　代表断面位置図（第Ⅰ期）

図 1.2　代表断面位置図（第Ⅱ期）

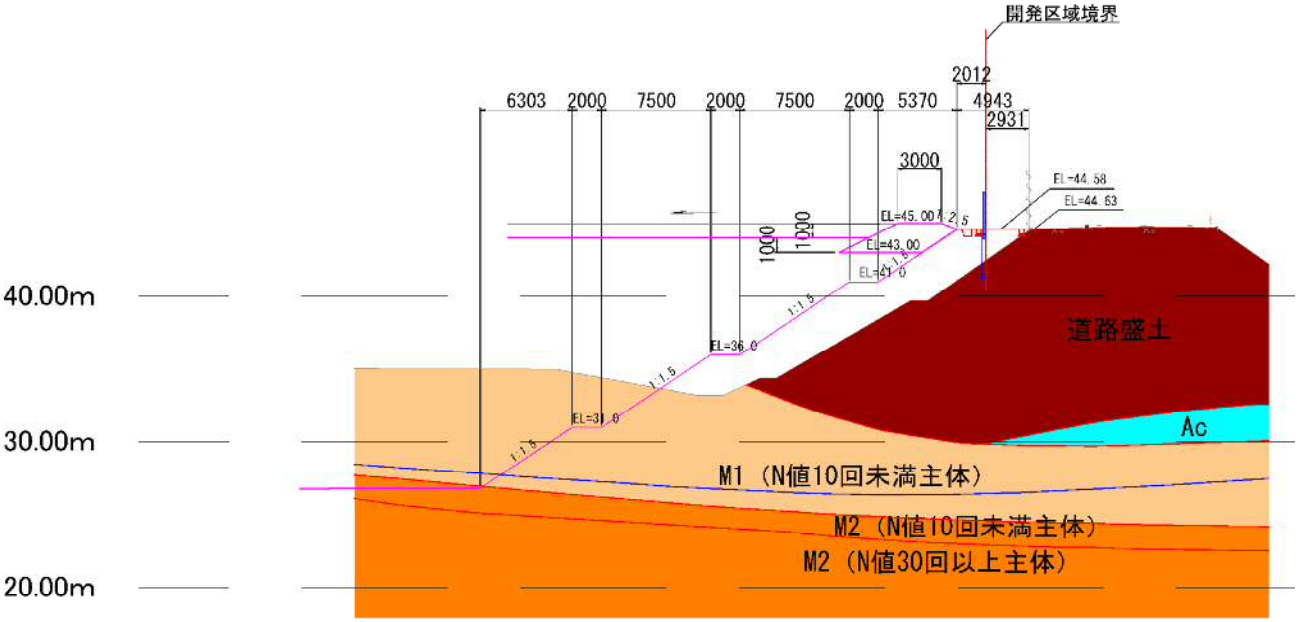


図 1.3(a)　代表断面位置図（第Ⅰ期、外周断面①）

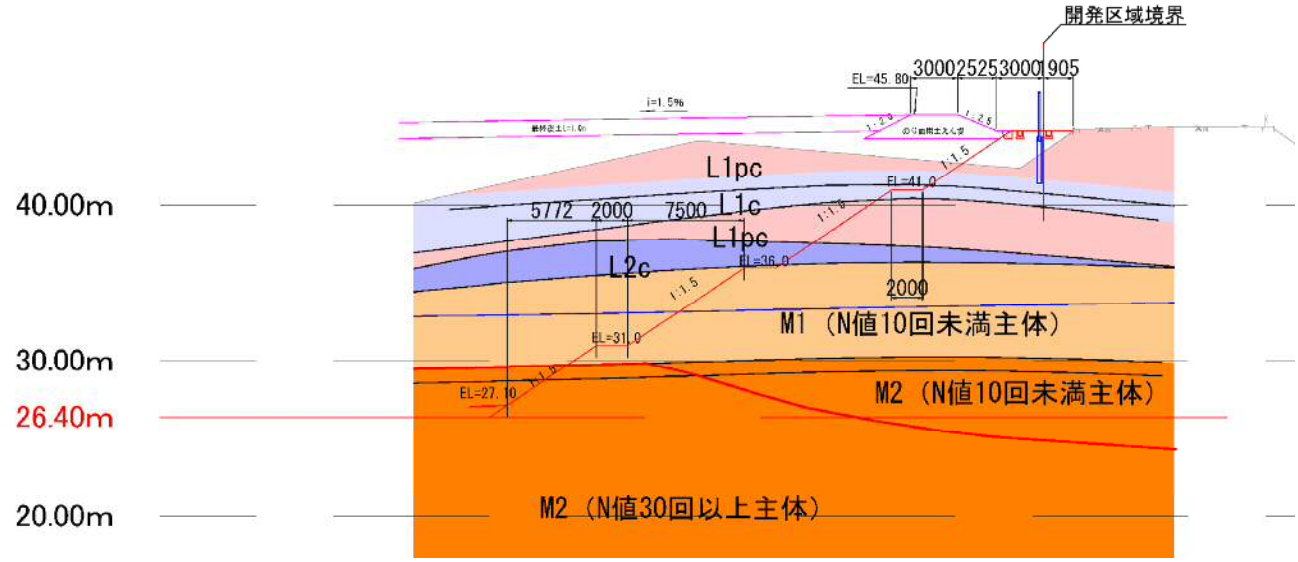


図 1.3(b)　代表断面位置図（第Ⅰ期、外周断面②）

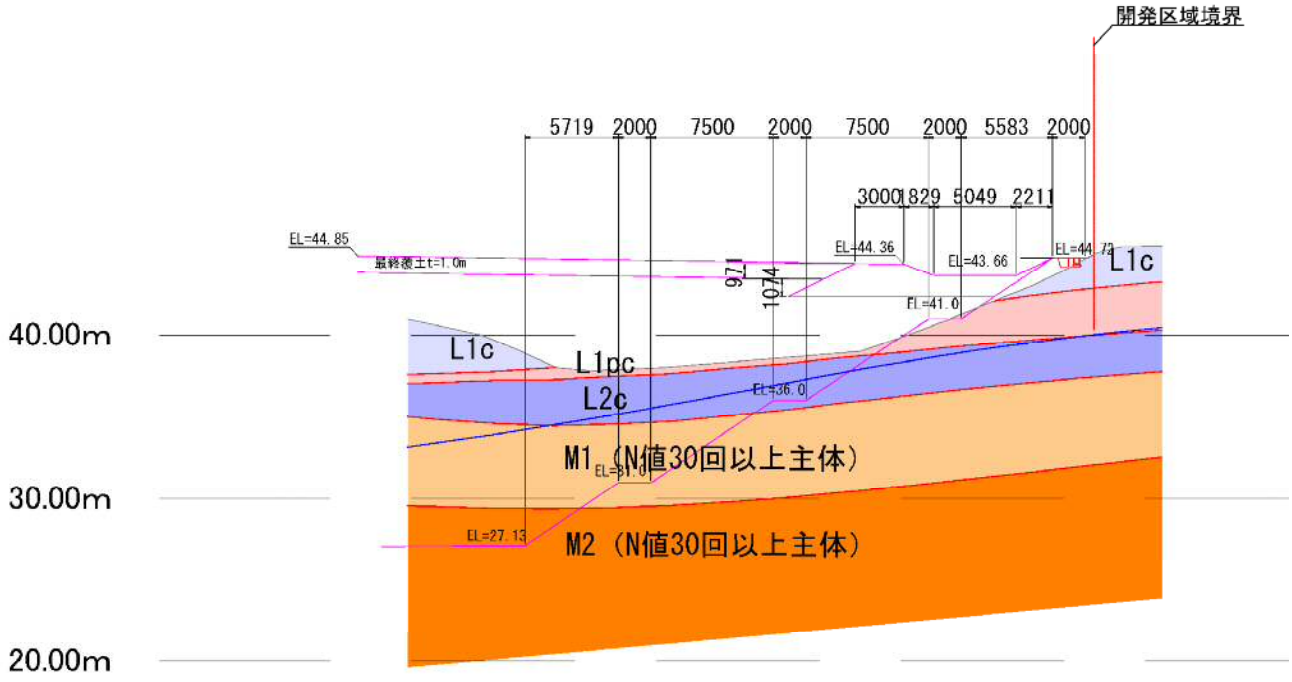


図 1.3(c)　代表断面位置図（第Ⅰ期、外周断面③）

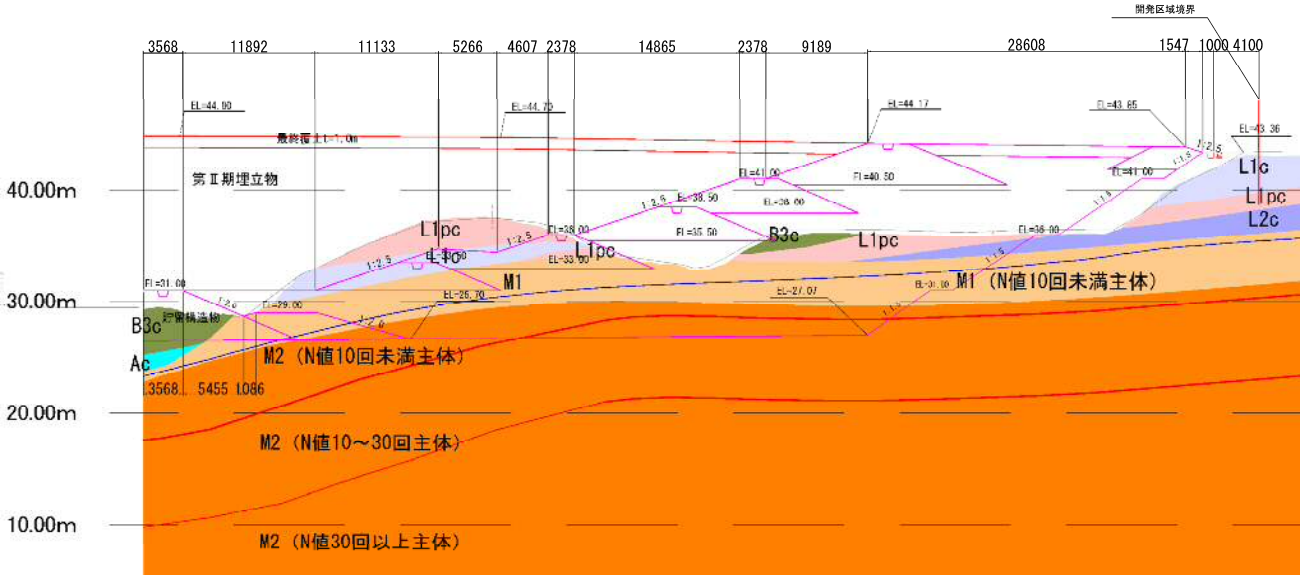


図 1.3(d)　代表断面位置図（第Ⅰ期、外周断面④）

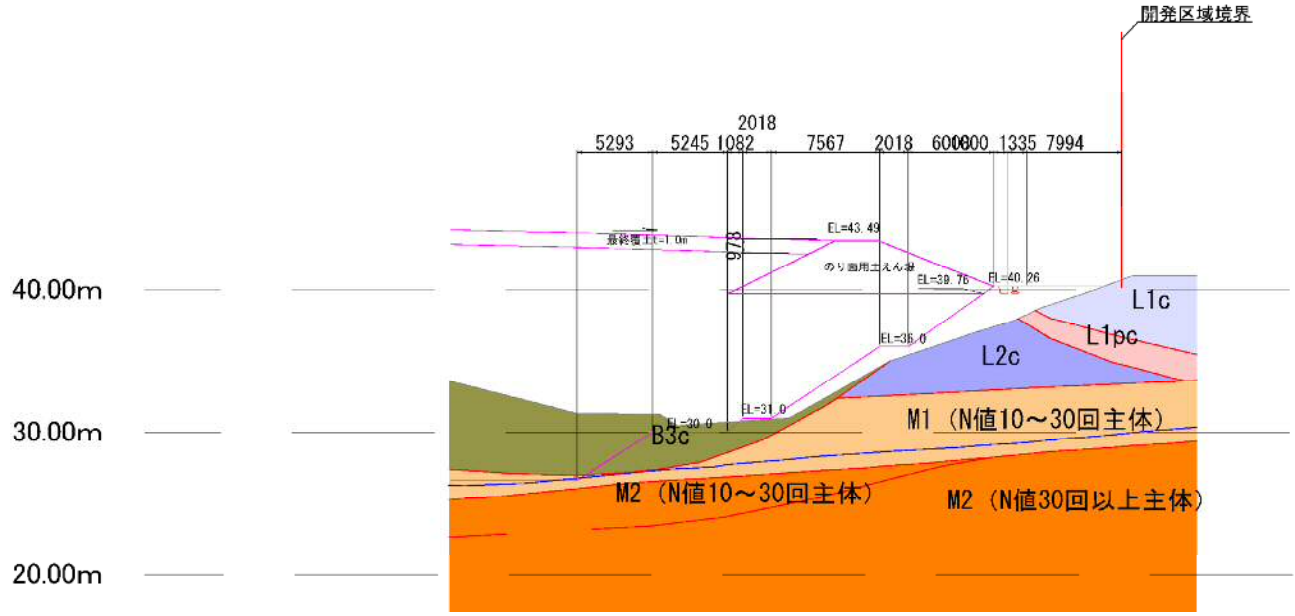


図 1.3(e)　代表断面位置図（第Ⅰ期、外周断面⑤）

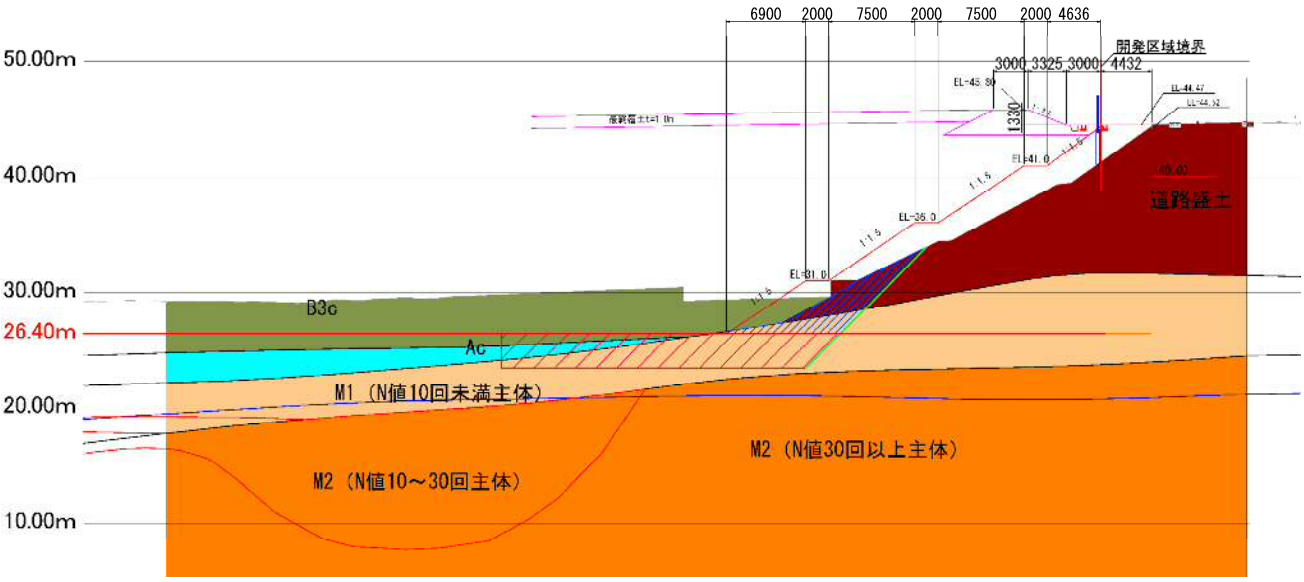


図 1.4(a)　代表断面位置図（第Ⅱ期、外周断面①）

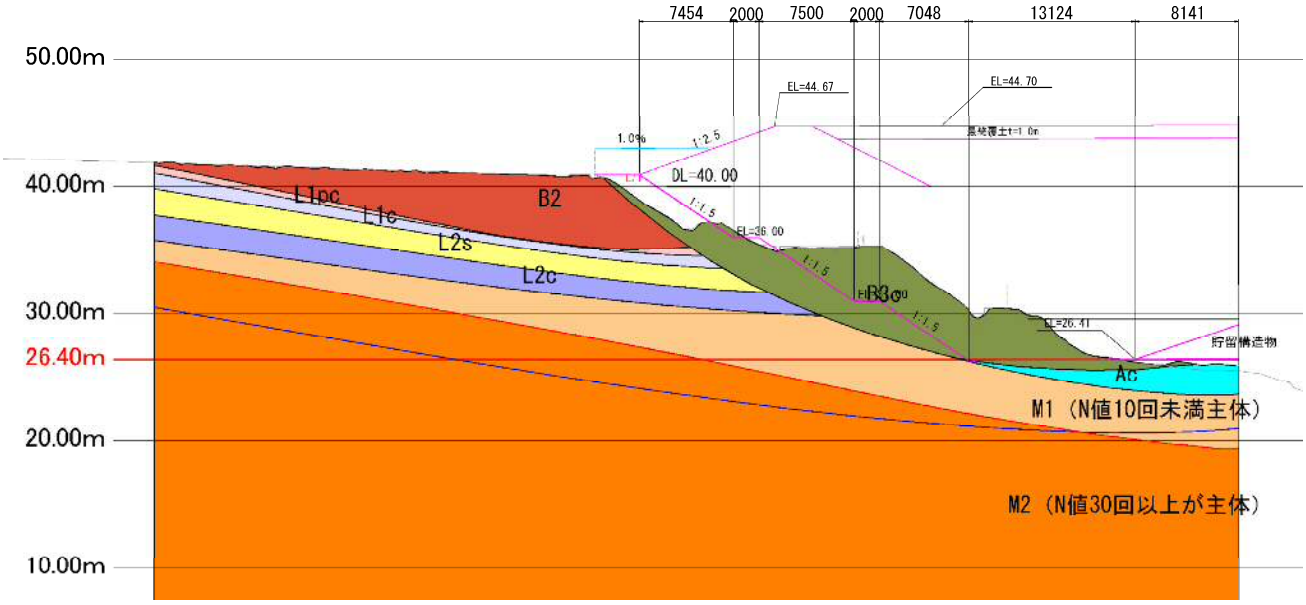


図 1.4(b)　代表断面位置図（第Ⅱ期、外周断面②）

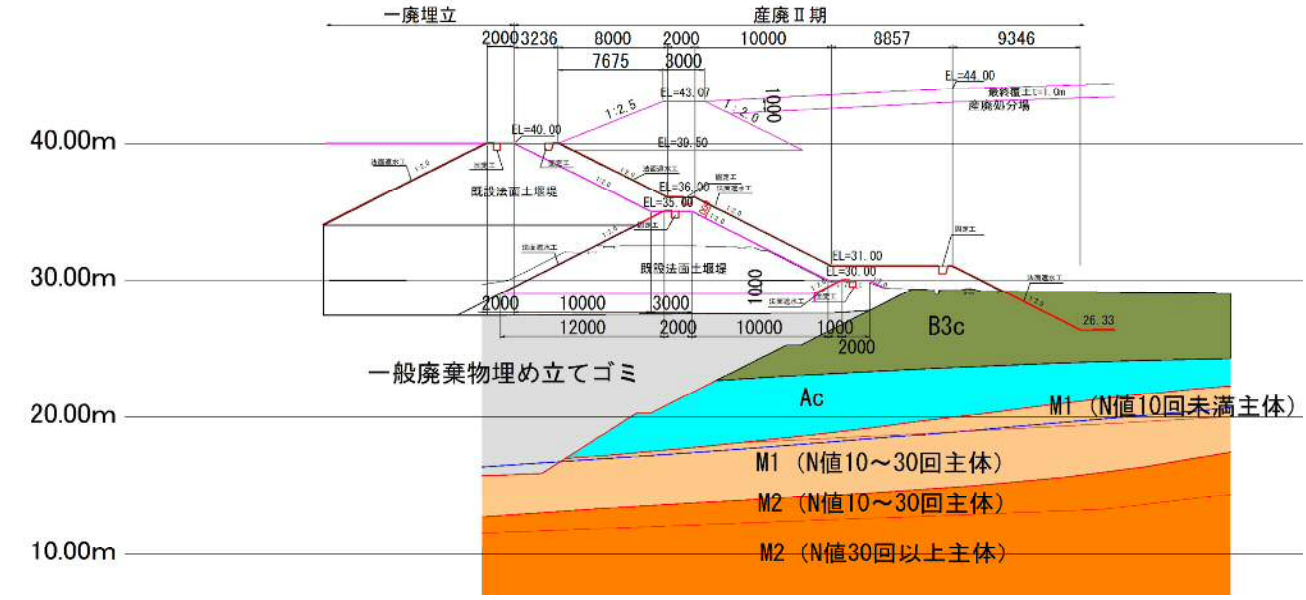


図 1.4(c)　代表断面位置図（第Ⅱ期、外周断面③）

■地盤定数

のり面の安定計算に用いる地盤定数の一覧を表 1.2 に示す。

- 既設一廃埋立て地盤の地盤定数は、当該地盤で採取された攪乱再構成試料を用いた三軸圧縮試験結果より、せん断強度が最も小さい試験結果（表 1.3 参照）を参照した。
- 地盤対策として実施される置換地盤は砕石層相当とし、道路土工指針における締め固めた礫材盛土相当として地盤定数を設定した。

表 1.2　地盤定数（のり面安定計算）

地層		N値	単位体積重量γ	粘着力 c	内部摩擦角Φ
		回	kN/m3	kN/m2	°
道路盛土		15.6	19	57	26
B2		2.0	16	40	15
B3c		4.7	17	20	15
Ac		5.0	17	28	15
L1c		5.2	11	12	15
L1pc		3.8	12	37	7
L2s		22.5	18	15	27.5
L2c		12.1	15	44	15
M1	10未満が主体の層	7.2	17	42	29
	10～30が主体の層	18.2	20	103	32.5
	30以上が主体の層	84.4	22	238	35
M2	10未満が主体の層	6.3	14	45	24
	10～30が主体の層	22.7	20	109	32.5
	30以上が主体の層	93.1	22	252	35
既設一廃埋立て地盤		－	15.6	4.5	42
置換地盤（砕石層）		－	20	0	40
造成盛土・覆土		－	19	30	25

表 1.3　既設一廃埋立て地盤の室内土質試験結果

				R4-B-10	R4-B-11	R4-B-12
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	採取区間		GL- m	6.00 ～ 9.00	6.00 ～ 9.00	6.00 ～ 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		-	-	-
締固め	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 wopt (%)			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	Ccu	kN/m^2	5.3	42.4	5.2
		ϕcu	°	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

図 1.5　既設一廃埋立て地盤ボーリング位置図

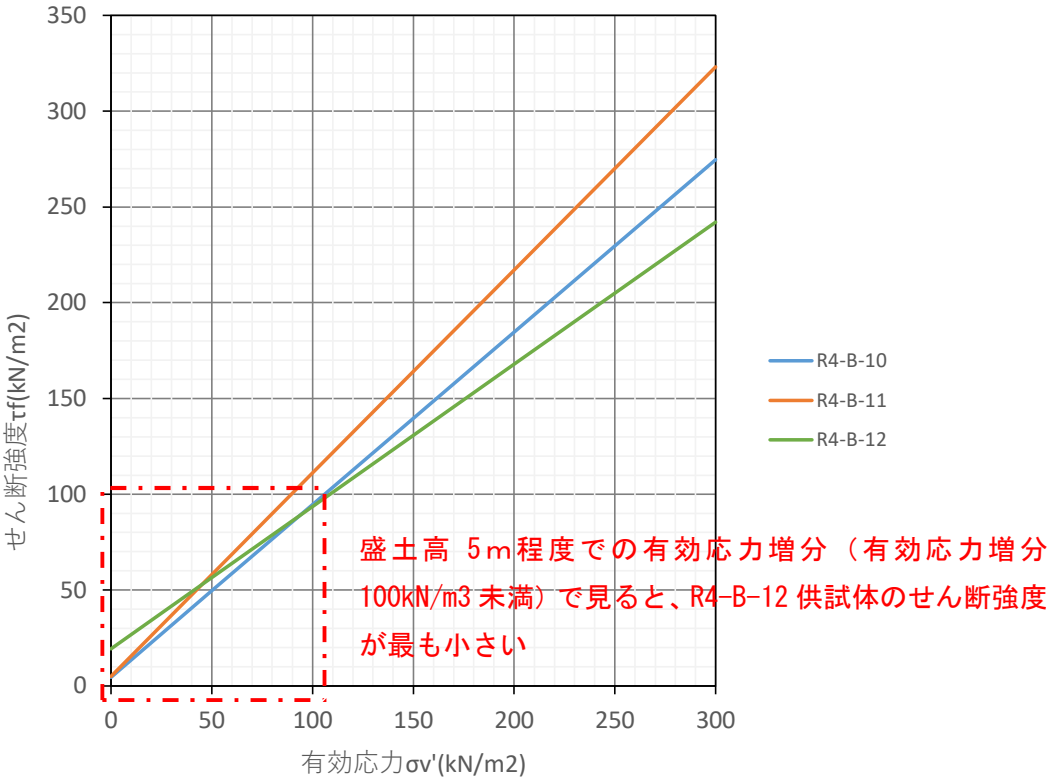


図 1.6　せん断強度の比較（既設一廃埋立て地盤三軸試験結果）

【出典】道路土工　盛土工指針（平成 22 年度版）／日本道路協会　p. 101

解表 4－2－4　設計時に用いる土質定数の仮定値[4)]

種類		状態		単位体積重量 (kN/m³)	せん断抵抗角 (度)	粘着力 (kN/m²)	地盤工学会基準[注2)]
盛土	礫および礫まじり砂	締め固めたもの		20	40	0	{G}
	砂	締め固めたもの	粒径幅の広いもの	20	35	0	{S}
			分級されたもの	19	30	0	
	砂質土	締め固めたもの		19	25	30 以下	{S F}
	粘性土	締め固めたもの		18	15	50 以下	{M}, {C}
	関東ローム	締め固めたもの		14	20	10 以下	{V}
自然地盤	礫	密実なものまたは粒径幅の広いもの		20	40	0	{G}
		密実でないものまたは分級されたもの		18	35	0	
	礫まじり砂	密実なもの		21	40	0	{G}
		密実でないもの		19	35	0	
	砂	密実なものまたは粒径幅の広いもの		20	35	0	{S}
		密実でないものまたは分級されたもの		18	30	0	
	砂質土	密実なもの		19	30	30 以下	{S F}
		密実でないもの		17	25	0	
	粘性土	固いもの（指で強く押し多少へこむ）[注1)]		18	25	50 以下	{M}, {C}
		やや軟らかいもの（指の中程度の力で貫入）[注1)]		17	20	30 以下	
		軟らかいもの（指が容易に貫入）[注1)]		16	15	15 以下	
	粘土およびシルト	固いもの（指で強く押し多少へこむ）[注1)]		17	20	50 以下	{M}, {C}
		やや軟らかいもの（指の中程度の力で貫入）[注1)]		16	15	30 以下	
		軟らかいもの（指が容易に貫入）[注1)]		14	10	15 以下	
	関東ローム			14	5(ϕ_u)	30 以下	{V}

注１）；N 値の目安は次のとおりである。
　　固いもの（N＝８～15），やや軟らかいもの（N＝４～８），軟らかいもの（N＝２～４）
注２）；地盤工学会基準の記号は，およその目安である。

■安定計算結果

各代表断面における円弧すべり計算結果（最小安全率）を表 1.3 に示す。

全ての断面において、道路土工盛土工指針における許容安全率を十分満足する結果となった。

表 1.3　安定計算結果（最小安全率）

代表断面		安定計算結果（最小安全率）		
		常時	レベル 1 地震時 (kh=0.102)[2)]	レベル 2 地震時 (kh=0.204)[3)]
第Ⅰ期	外周断面①	2.180 (OK)	1.787 (OK)	1.489 (OK)
	外周断面②	2.502 (OK)	2.022 (OK)	1.656 (OK)
	外周断面③	3.195 (OK)	2.557 (OK)	2.126 (OK)
	外周断面④	2.334 (OK)	1.887 (OK)	1.568 (OK)
	外周断面⑤	3.067 (OK)	2.458 (OK)	2.022 (OK)
第Ⅱ期	外周断面①	2.230 (OK)	1.815 (OK)	1.506 (OK)
	外周断面②	2.103 (OK)	1.728 (OK)	1.460 (OK)
	外周断面③	2.301 (OK)	1.705 (OK)	1.336 (OK)

1）常時の許容安全率：1.2 以上、地震時の許容安全率：1.0 以上

2）レベル 1 地震時の設計水平震度 kh=0.12(Ⅲ種地盤)×0.85（地域別補正係数，B 地域）

3）レベル 2 地震時の設計水平震度 kh=0.24(Ⅲ種地盤)×0.85（地域別補正係数，B 地域）

【出典】道路土工　盛土工指針（平成 22 年度版）／日本道路協会　p. 125

解表 4－3－3　設計水平震度の標準値（k_{h0}）

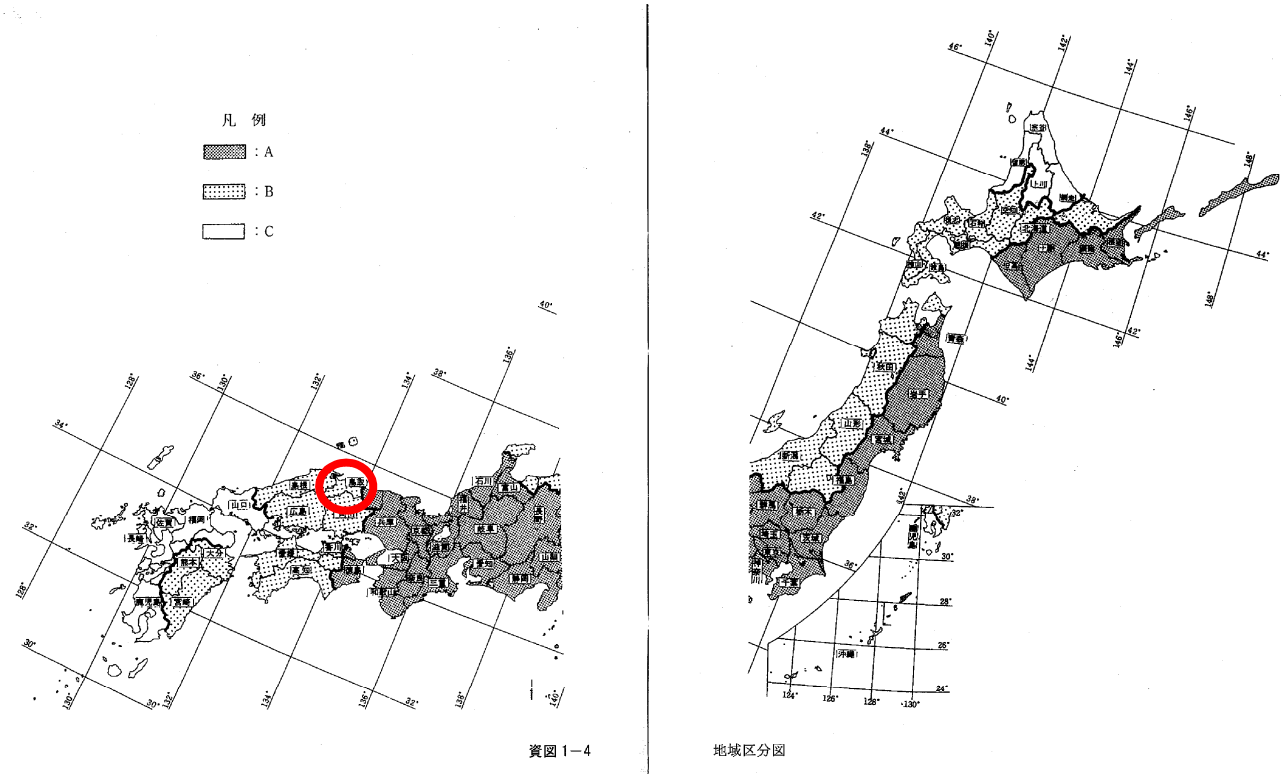
	地盤種別		
	Ⅰ種	Ⅱ種	Ⅲ種
レベル 1 地震動	0. 08	0. 10	0. 12
レベル 2 地震動	0. 16	0. 20	0. 24

設計水平震度標準値

【出典】道路土工要綱（平成 21 年度版）／日本道路協会　pp. 349～351

資表 1－4　地域別補正係数 c_z

地域区分	地域別補正係数 c_z	対 象 地 域
A	1. 0	下記 2 地域以外の地域
B	0. 85	「Z の数値，R_t 及び A_i を算出する方法並びに地盤が著しく軟弱な区域として特定行政庁が指定する基準」（建設省告示）第 1 項（Z の数値）表中（二）に掲げる地域
C	0. 7	「Z の数値，R_t 及び A_i を算出する方法並びに地盤が著しく軟弱な区域として特定行政庁が指定する基準」（建設省告示）第 1 項（Z の数値）表中（三）及び（四）に掲げる地域



資図 1－4　地域区分図

【各断面の安定計算結果】

第Ⅰ期　断面①

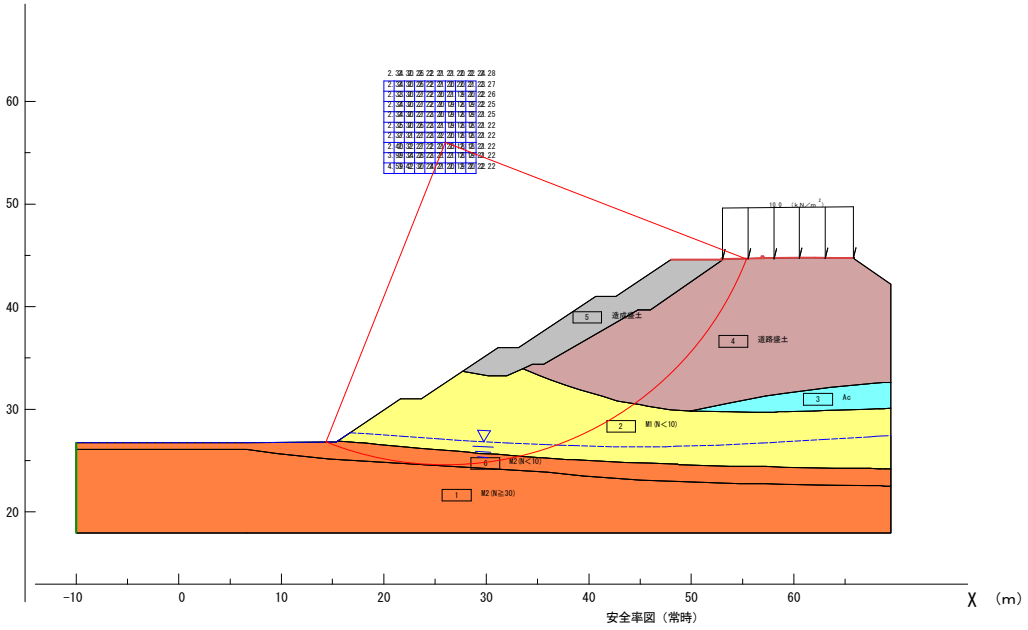
常時

層番号	飽和重量(kN/m³)	湿潤重量(kN/m³)	内部摩擦角(度)	粘着力(kN/m²)	粘着力の一次係数	水平震度	鉛直震度
1	23.00	22.00	35.00	252.00	0.00	0.000	0.000
2	18.00	17.00	29.00	42.00	0.00	0.000	0.000
3	18.00	17.00	15.00	28.00	0.00	0.000	0.000
4	20.00	19.00	26.00	57.00	0.00	0.000	0.000
5	20.00	19.00	25.00	30.00	0.00	0.000	0.000
6	15.00	14.00	24.00	45.00	0.00	0.000	0.000

水の単位体積重量　　=10.00(kN/m³)

縮尺 ： 1/ 500

最小安全率	F S MIN =	2.180		
円弧の中心	X =	26.00	(m)	
	Y =	56.00	(m)	
半径	R =	31.460	(m)	
抵抗モーメント	M R =	155689.3	(ｋＮ・m)	
起動モーメント	M D =	71424.8	(ｋＮ・m)	



安全率図（常時）

第Ⅰ期　断面①

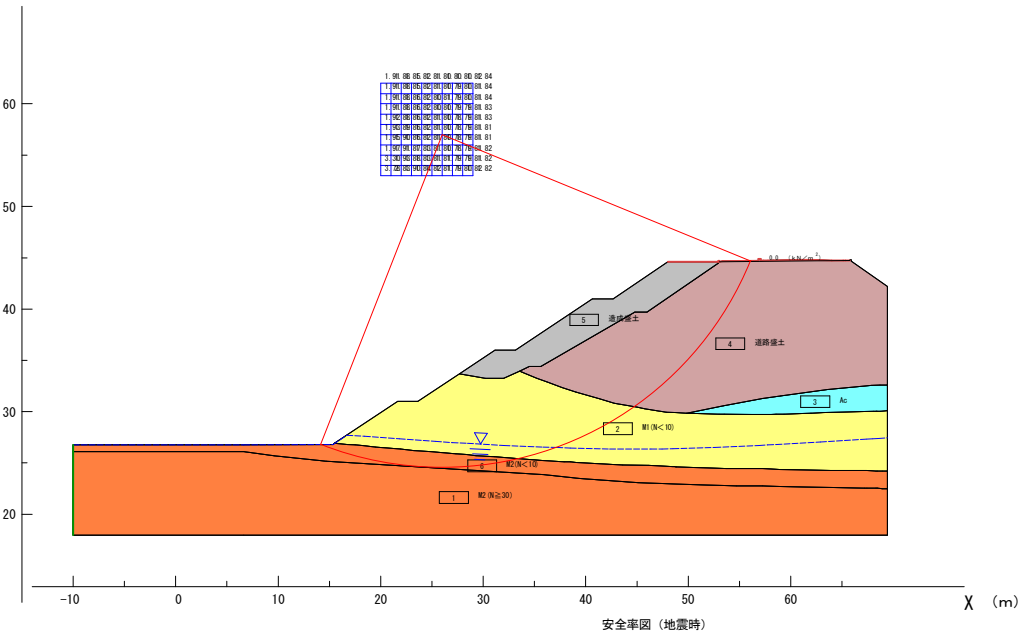
レベル1地震時

層番号	飽和重量(kN/m³)	湿潤重量(kN/m³)	内部摩擦角(度)	粘着力(kN/m²)	粘着力の一次係数	水平震度	鉛直震度
1	23.00	22.00	35.00	252.00	0.00	0.102	0.000
2	18.00	17.00	29.00	42.00	0.00	0.102	0.000
3	18.00	17.00	15.00	28.00	0.00	0.102	0.000
4	20.00	19.00	26.00	57.00	0.00	0.102	0.000
5	20.00	19.00	25.00	30.00	0.00	0.102	0.000
6	15.00	14.00	24.00	45.00	0.00	0.102	0.000

水の単位体積重量　　=10.00(kN/m³)

縮尺 ： 1/ 500

最小安全率	F S MIN =	1.787		
円弧の中心	X =	26.00	(m)	
	Y =	57.00	(m)	
半径	R =	32.460	(m)	
抵抗モーメント	M R =	160241.0	(ｋＮ・m)	
起動モーメント	M D =	89693.1	(ｋＮ・m)	



安全率図（地震時）

第Ⅰ期　断面①

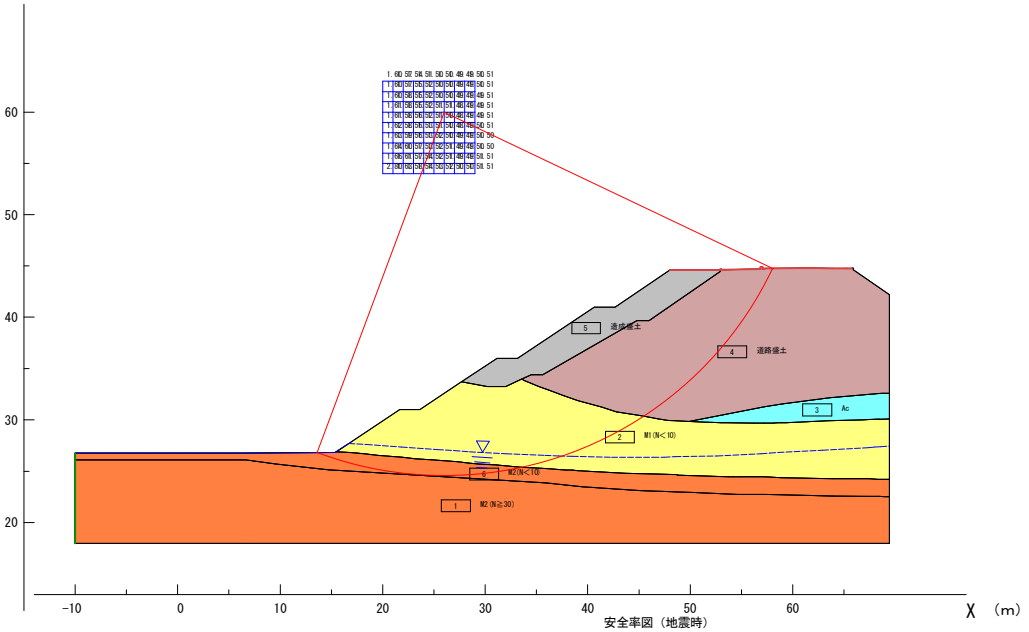
レベル2地震時

層番号	飽和重量(kN/m³)	湿潤重量(kN/m³)	内部摩擦角(度)	粘着力(kN/m²)	粘着力の一次係数	水平震度	鉛直震度
1	23.00	22.00	35.00	252.00	0.00	0.204	0.000
2	18.00	17.00	29.00	42.00	0.00	0.204	0.000
3	18.00	17.00	15.00	28.00	0.00	0.204	0.000
4	20.00	19.00	26.00	57.00	0.00	0.204	0.000
5	20.00	19.00	25.00	30.00	0.00	0.204	0.000
6	15.00	14.00	24.00	45.00	0.00	0.204	0.000

水の単位体積重量　　=10.00(kN/m³)

縮尺 ： 1/ 500

最小安全率	F S MIN =	1.489		
円弧の中心	X =	26.00	(m)	
	Y =	60.00	(m)	
半径	R =	35.460	(m)	
抵抗モーメント	M R =	182184.9	(kN・m)	
起動モーメント	M D =	122360.6	(kN・m)	



安全率図（地震時）

第Ⅰ期　断面②

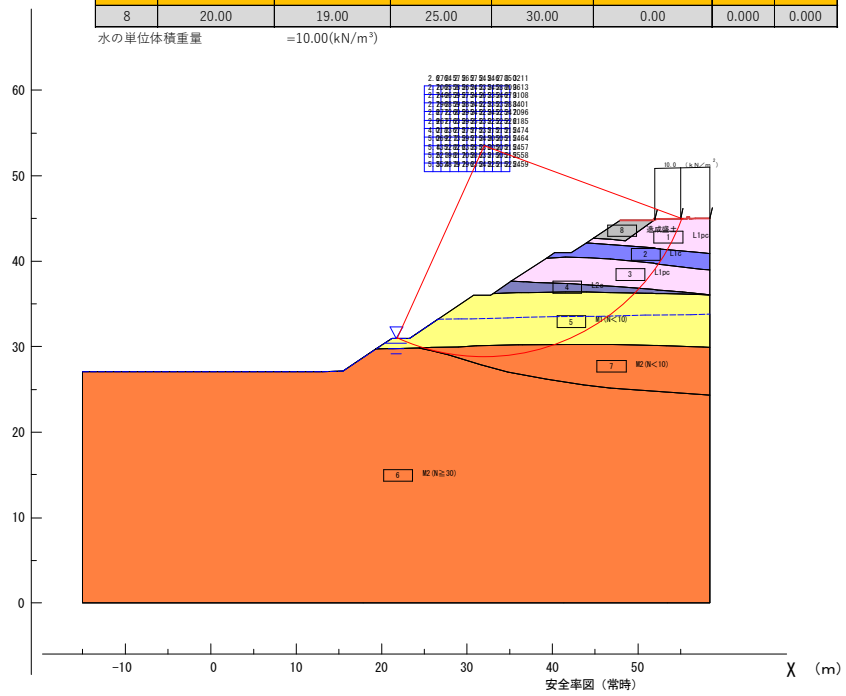
常時

層番号	飽和重量(kN/m³)	湿潤重量(kN/m³)	内部摩擦角(度)	粘着力(kN/m²)	粘着力の一次係数	水平震度	鉛直震度
1	13.00	12.00	7.00	37.00	0.00	0.000	0.000
2	12.00	11.00	15.00	12.00	0.00	0.000	0.000
3	13.00	12.00	7.00	37.00	0.00	0.000	0.000
4	16.00	15.00	15.00	44.00	0.00	0.000	0.000
5	18.00	17.00	29.00	42.00	0.00	0.000	0.000
6	23.00	22.00	35.00	252.00	0.00	0.000	0.000
7	15.00	14.00	24.00	45.00	0.00	0.000	0.000
8	20.00	19.00	25.00	30.00	0.00	0.000	0.000

水の単位体積重量　　=10.00(kN/m³)

縮尺 ： 1/ 600

最小安全率	F S MIN =	2.502		
円弧の中心	X =	32.00	(m)	
	Y =	53.50	(m)	
半径	R =	24.700	(m)	
抵抗モーメント	M R =	70042.4	(kN・m)	
起動モーメント	M D =	27990.5	(kN・m)	



安全率図（常時）

第Ⅰ期　断面②

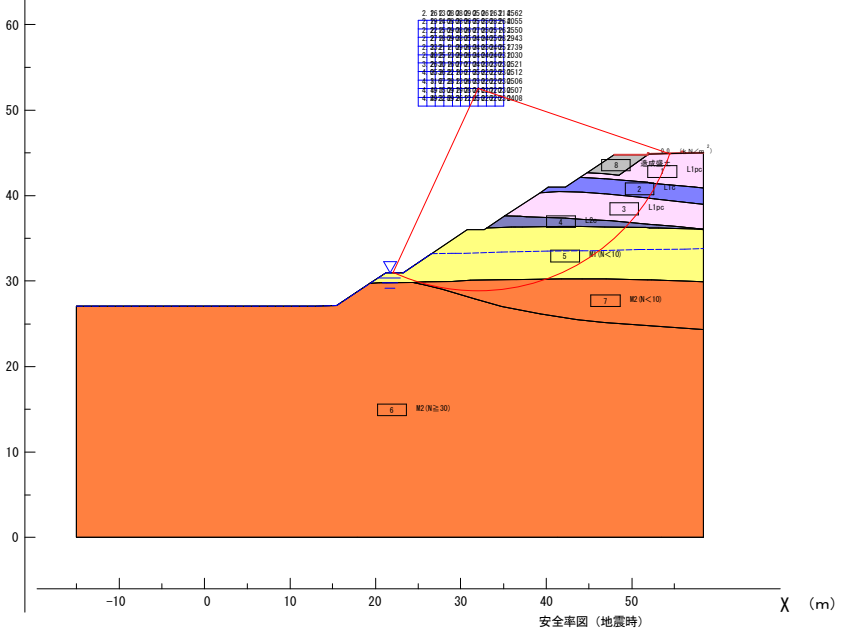
レベル1地震時

層番号	飽和重量(kN/m³)	湿潤重量(kN/m³)	内部摩擦角(度)	粘着力(kN/m²)	粘着力の一次係数	水平震度	鉛直震度
1	13.00	12.00	7.00	37.00	0.00	0.102	0.000
2	12.00	11.00	15.00	12.00	0.00	0.102	0.000
3	13.00	12.00	7.00	37.00	0.00	0.102	0.000
4	16.00	15.00	15.00	44.00	0.00	0.102	0.000
5	18.00	17.00	29.00	42.00	0.00	0.102	0.000
6	23.00	22.00	35.00	252.00	0.00	0.102	0.000
7	15.00	14.00	24.00	45.00	0.00	0.102	0.000
8	20.00	19.00	25.00	30.00	0.00	0.102	0.000

水の単位体積重量　　=10.00(kN/m³)

縮尺 ： 1/ 600

最小安全率	F S MIN =	2.022		
円弧の中心	X =	32.00	(m)	
	Y =	52.50	(m)	
半径	R =	23.700	(m)	
抵抗モーメント	M R =	64276.9	(ｋＮ・m)	
起動モーメント	M D =	31790.0	(ｋＮ・m)	



安全率図（地震時）

第Ⅰ期　断面②

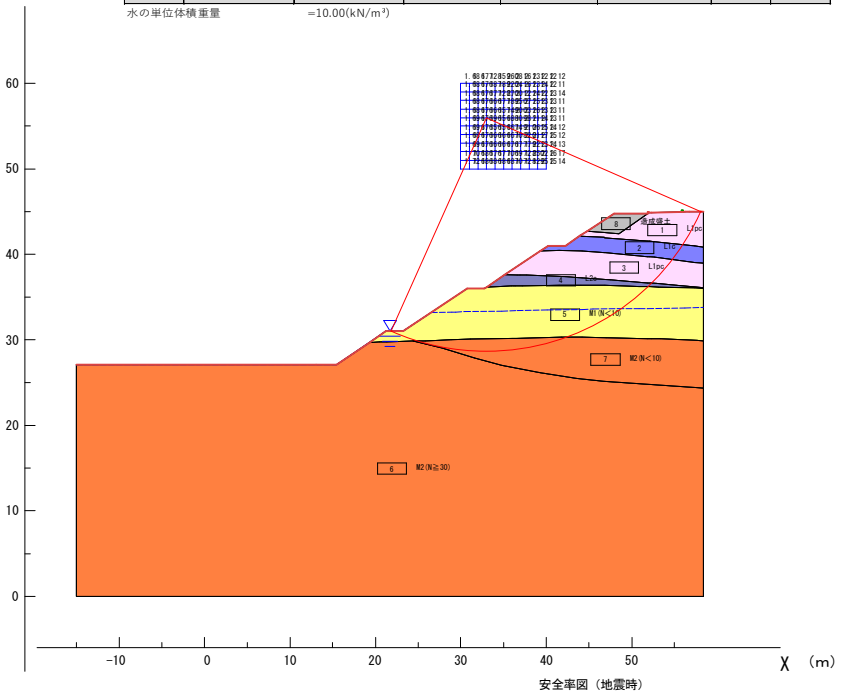
レベル2地震時

層番号	飽和重量(kN/m³)	湿潤重量(kN/m³)	内部摩擦角(度)	粘着力(kN/m²)	粘着力の一次係数	水平震度	鉛直震度
1	13.00	12.00	7.00	37.00	0.00	0.204	0.000
2	12.00	11.00	15.00	12.00	0.00	0.204	0.000
3	13.00	12.00	7.00	37.00	0.00	0.204	0.000
4	16.00	15.00	15.00	44.00	0.00	0.204	0.000
5	18.00	17.00	29.00	42.00	0.00	0.204	0.000
6	23.00	22.00	35.00	252.00	0.00	0.204	0.000
7	15.00	14.00	24.00	45.00	0.00	0.204	0.000
8	20.00	19.00	25.00	30.00	0.00	0.204	0.000

水の単位体積重量　　=10.00(kN/m³)

縮尺 ： 1/ 600

最小安全率	F S MIN =	1.656		
円弧の中心	X =	33.00	(m)	
	Y =	56.00	(m)	
半径	R =	27.400	(m)	
抵抗モーメント	M R =	83233.6	(ｋＮ・m)	
起動モーメント	M D =	50270.6	(ｋＮ・m)	



安全率図（地震時）

第Ⅰ期　断面③

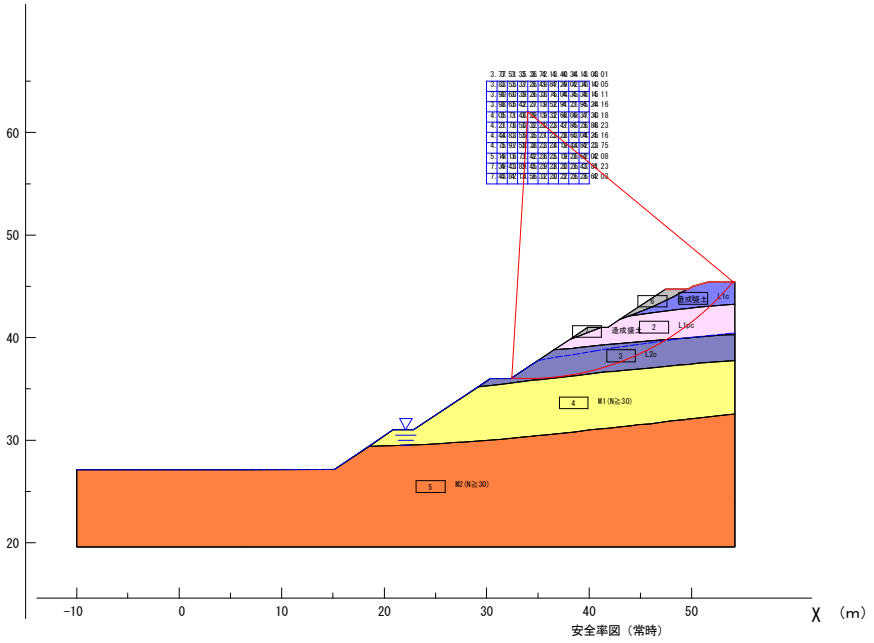
常時

層番号	飽和重量(kN/m³)	湿潤重量(kN/m³)	内部摩擦角(度)	粘着力(kN/m²)	粘着力の一次係数	水平震度	鉛直震度
1	12.00	11.00	15.00	12.00	0.00	0.000	0.000
2	13.00	12.00	7.00	37.00	0.00	0.000	0.000
3	16.00	15.00	15.00	44.00	0.00	0.000	0.000
4	23.00	22.00	35.00	238.00	0.00	0.000	0.000
5	23.00	22.00	35.00	252.00	0.00	0.000	0.000
6	20.00	19.00	25.00	30.00	0.00	0.000	0.000
7	20.00	19.00	25.00	30.00	0.00	0.000	0.000

水の単位体積重量　　=10.00(kN/m³)

縮尺 ： 1/ 500

最小安全率	F S MIN =	3.195		
円弧の中心	X =	34.00	(m)	
	Y =	62.00	(m)	
半径	R =	26.000	(m)	
抵抗モーメント	M R =	28360.3	(kN・m)	
起動モーメント	M D =	8876.8	(kN・m)	



安全率図（常時）

第Ⅰ期　断面③

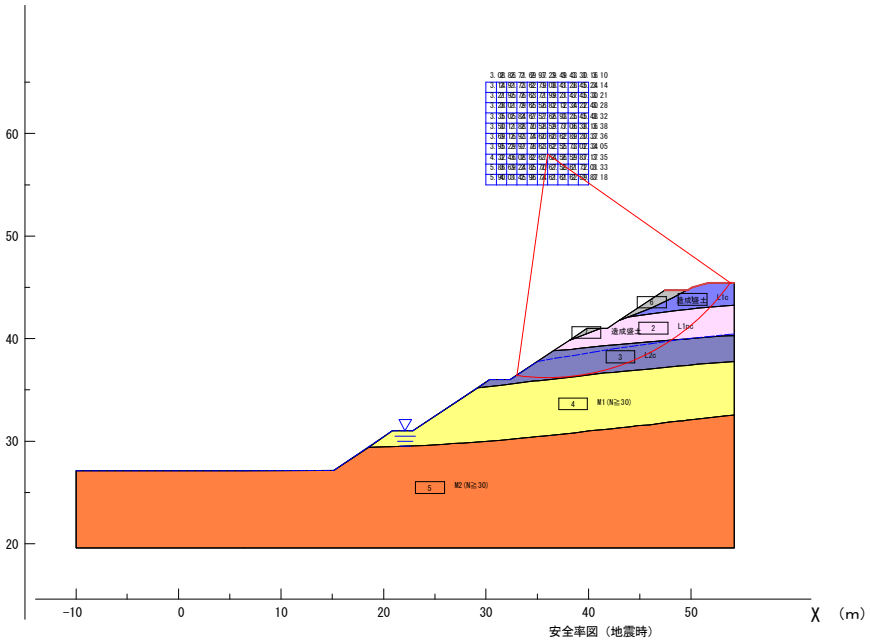
レベル1地震時

層番号	飽和重量(kN/m³)	湿潤重量(kN/m³)	内部摩擦角(度)	粘着力(kN/m²)	粘着力の一次係数	水平震度	鉛直震度
1	12.00	11.00	15.00	12.00	0.00	0.102	0.000
2	13.00	12.00	7.00	37.00	0.00	0.102	0.000
3	16.00	15.00	15.00	44.00	0.00	0.102	0.000
4	23.00	22.00	35.00	238.00	0.00	0.102	0.000
5	23.00	22.00	35.00	252.00	0.00	0.102	0.000
6	20.00	19.00	25.00	30.00	0.00	0.102	0.000
7	20.00	19.00	25.00	30.00	0.00	0.102	0.000

水の単位体積重量　　=10.00(kN/m³)

縮尺 ： 1/ 500

最小安全率	F S MIN =	2.557		
円弧の中心	X =	36.00	(m)	
	Y =	58.00	(m)	
半径	R =	21.800	(m)	
抵抗モーメント	M R =	23402.3	(kN・m)	
起動モーメント	M D =	9151.1	(kN・m)	



安全率図（地震時）

第Ⅰ期　断面③

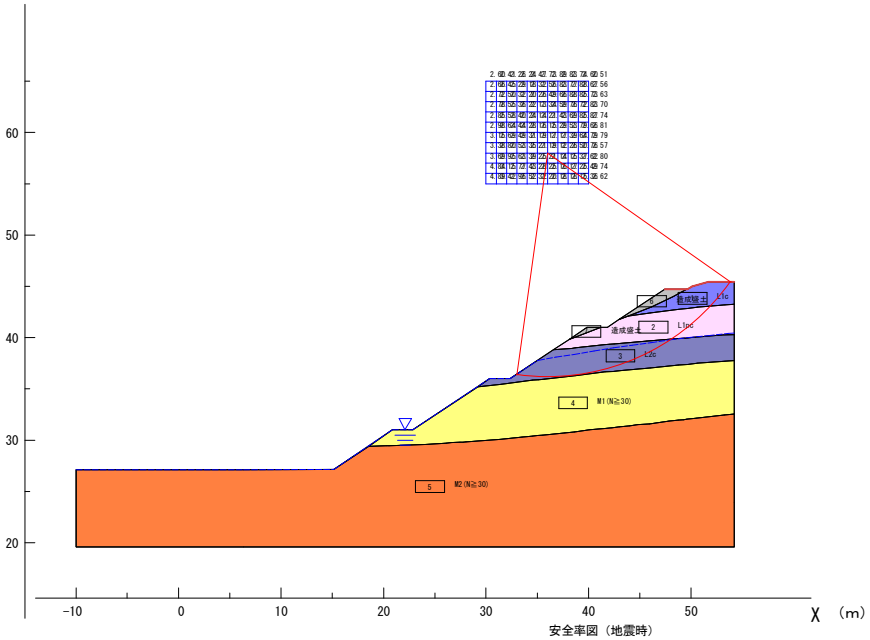
レベル2地震時

層番号	飽和重量(kN/m³)	湿潤重量(kN/m³)	内部摩擦角(度)	粘着力(kN/m²)	粘着力の一次係数	水平震度	鉛直震度
1	12.00	11.00	15.00	12.00	0.00	0.204	0.000
2	13.00	12.00	7.00	37.00	0.00	0.204	0.000
3	16.00	15.00	15.00	44.00	0.00	0.204	0.000
4	23.00	22.00	35.00	238.00	0.00	0.204	0.000
5	23.00	22.00	35.00	252.00	0.00	0.204	0.000
6	20.00	19.00	25.00	30.00	0.00	0.204	0.000
7	20.00	19.00	25.00	30.00	0.00	0.204	0.000

水の単位体積重量　　=10.00(kN/m³)

縮尺　：　1/　500

最小安全率	F S MIN =	2.126		
円弧の中心	X	=	36.00	(m)
	Y	=	58.00	(m)
半径	R	=	21.800	(m)
抵抗モーメント	M R	=	23233.9	(ｋＮ・m)
起動モーメント	M D	=	10928.0	(ｋＮ・m)



安全率図（地震時）

第Ⅰ期　断面④

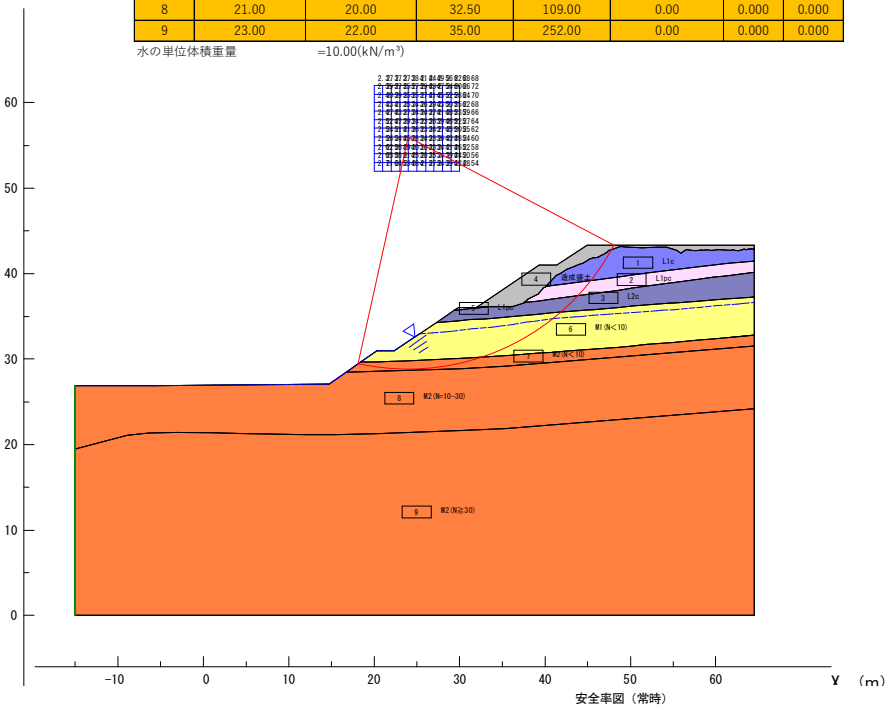
常時

層番号	飽和重量(kN/m³)	湿潤重量(kN/m³)	内部摩擦角(度)	粘着力(kN/m²)	粘着力の一次係数	水平震度	鉛直震度
1	12.00	11.00	15.00	12.00	0.00	0.000	0.000
2	13.00	12.00	7.00	37.00	0.00	0.000	0.000
3	16.00	15.00	15.00	44.00	0.00	0.000	0.000
4	20.00	19.00	25.00	30.00	0.00	0.000	0.000
5	13.00	12.00	7.00	37.00	0.00	0.000	0.000
6	18.00	17.00	29.00	42.00	0.00	0.000	0.000
7	15.00	14.00	24.00	45.00	0.00	0.000	0.000
8	21.00	20.00	32.50	109.00	0.00	0.000	0.000
9	23.00	22.00	35.00	252.00	0.00	0.000	0.000

水の単位体積重量　　=10.00(kN/m³)

縮尺　：　1/　600

最小安全率	F S MIN =	2.334		
円弧の中心	X	=	24.00	(m)
	Y	=	56.00	(m)
半径	R	=	27.200	(m)
抵抗モーメント	M R	=	57587.4	(ｋＮ・m)
起動モーメント	M D	=	24673.2	(ｋＮ・m)



安全率図（常時）

第Ⅰ期　断面④

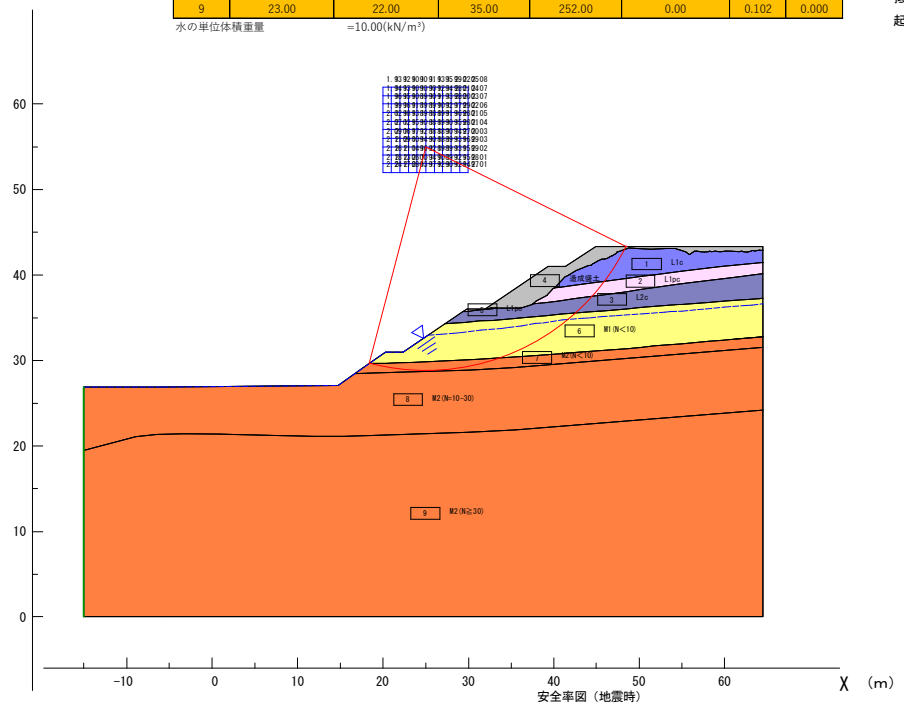
レベル1地震時

層番号	飽和重量(kN/m³)	湿潤重量(kN/m³)	内部摩擦角(度)	粘着力(kN/m²)	粘着力の一次係数	水平震度	鉛直震度
1	12.00	11.00	15.00	12.00	0.00	0.102	0.000
2	13.00	12.00	7.00	37.00	0.00	0.102	0.000
3	16.00	15.00	15.00	44.00	0.00	0.102	0.000
4	20.00	19.00	25.00	30.00	0.00	0.102	0.000
5	13.00	12.00	7.00	37.00	0.00	0.102	0.000
6	18.00	17.00	29.00	42.00	0.00	0.102	0.000
7	15.00	14.00	24.00	45.00	0.00	0.102	0.000
8	21.00	20.00	32.50	109.00	0.00	0.102	0.000
9	23.00	22.00	35.00	252.00	0.00	0.102	0.000

水の単位体積重量　　=10.00(kN/m³)

縮尺　：　1/　600

最小安全率	F S MIN =	1.887		
円弧の中心	X =	25.00	(m)	
	Y =	55.00	(m)	
半径	R =	26.200	(m)	
抵抗モーメント	M R =	55727.9	(ｋＮ・m)	
起動モーメント	M D =	29537.9	(ｋＮ・m)	



安全率図（地震時）

第Ⅰ期　断面④

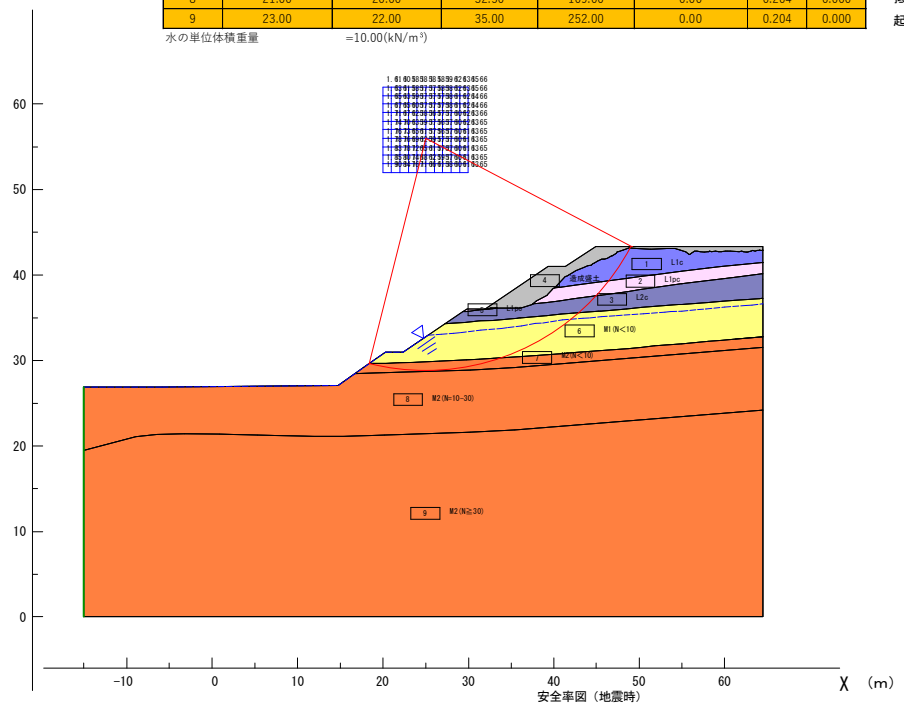
レベル2地震時

層番号	飽和重量(kN/m³)	湿潤重量(kN/m³)	内部摩擦角(度)	粘着力(kN/m²)	粘着力の一次係数	水平震度	鉛直震度
1	12.00	11.00	15.00	12.00	0.00	0.204	0.000
2	13.00	12.00	7.00	37.00	0.00	0.204	0.000
3	16.00	15.00	15.00	44.00	0.00	0.204	0.000
4	20.00	19.00	25.00	30.00	0.00	0.204	0.000
5	13.00	12.00	7.00	37.00	0.00	0.204	0.000
6	18.00	17.00	29.00	42.00	0.00	0.204	0.000
7	15.00	14.00	24.00	45.00	0.00	0.204	0.000
8	21.00	20.00	32.50	109.00	0.00	0.204	0.000
9	23.00	22.00	35.00	252.00	0.00	0.204	0.000

水の単位体積重量　　=10.00(kN/m³)

縮尺　：　1/　600

最小安全率	F S MIN =	1.568		
円弧の中心	X =	25.00	(m)	
	Y =	56.00	(m)	
半径	R =	27.200	(m)	
抵抗モーメント	M R =	58020.5	(ｋＮ・m)	
起動モーメント	M D =	37003.6	(ｋＮ・m)	



安全率図（地震時）

第Ⅰ期　断面⑤

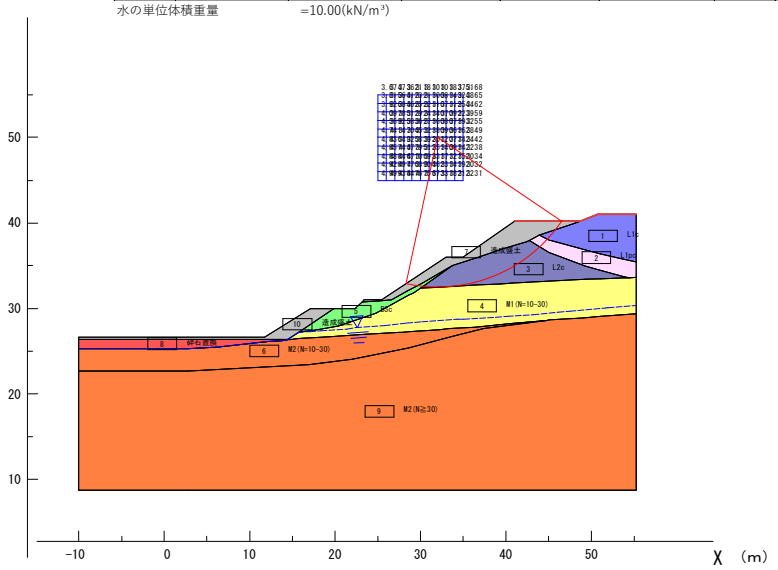
常時

層番号	飽和重量(kN/m³)	湿潤重量(kN/m³)	内部摩擦角(度)	粘着力(kN/m²)	粘着力の一次係数	水平震度	鉛直震度
1	12.00	11.00	15.00	12.00	0.00	0.000	0.000
2	13.00	12.00	7.00	37.00	0.00	0.000	0.000
3	16.00	15.00	15.00	44.00	0.00	0.000	0.000
4	21.00	20.00	32.50	103.00	0.00	0.000	0.000
5	18.00	17.00	15.00	20.00	0.00	0.000	0.000
6	21.00	20.00	32.50	109.00	0.00	0.000	0.000
7	20.00	19.00	25.00	30.00	0.00	0.000	0.000
8	21.00	20.00	40.00	0.00	0.00	0.000	0.000
9	23.00	22.00	35.00	252.00	0.00	0.000	0.000
10	20.00	19.00	25.00	30.00	0.00	0.000	0.000

水の単位体積重量　　=10.00(kN/m³)

縮尺 ： 1/ 600

最小安全率	F S MIN =	3.067		
円弧の中心	X =	32.00	(m)	
	Y =	50.00	(m)	
半径	R =	17.480	(m)	
抵抗モーメント	M R =	18264.0	(ｋＮ・m)	
起動モーメント	M D =	5954.5	(ｋＮ・m)	



安全率図（常時）

第Ⅰ期　断面⑤

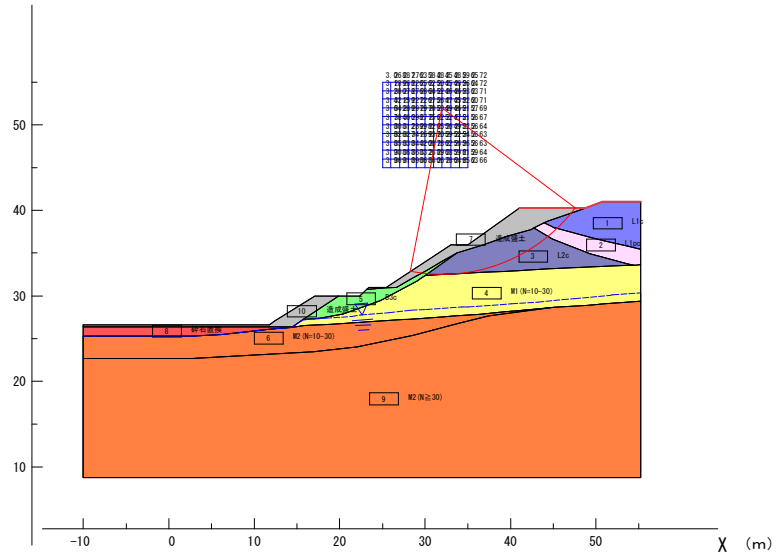
レベル1地震時

層番号	飽和重量(kN/m³)	湿潤重量(kN/m³)	内部摩擦角(度)	粘着力(kN/m²)	粘着力の一次係数	水平震度	鉛直震度
1	12.00	11.00	15.00	12.00	0.00	0.102	0.000
2	13.00	12.00	7.00	37.00	0.00	0.102	0.000
3	16.00	15.00	15.00	44.00	0.00	0.102	0.000
4	21.00	20.00	32.50	103.00	0.00	0.102	0.000
5	18.00	17.00	15.00	20.00	0.00	0.102	0.000
6	21.00	20.00	32.50	109.00	0.00	0.102	0.000
7	20.00	19.00	25.00	30.00	0.00	0.102	0.000
8	21.00	20.00	40.00	0.00	0.00	0.102	0.000
9	23.00	22.00	35.00	252.00	0.00	0.102	0.000
10	20.00	19.00	25.00	30.00	0.00	0.102	0.000

水の単位体積重量　　=10.00(kN/m³)

縮尺 ： 1/ 600

最小安全率	F S MIN =	2.458		
円弧の中心	X =	32.00	(m)	
	Y =	52.00	(m)	
半径	R =	19.480	(m)	
抵抗モーメント	M R =	20846.0	(ｋＮ・m)	
起動モーメント	M D =	8481.9	(ｋＮ・m)	



安全率図（地震時）

第Ⅰ期　断面⑤

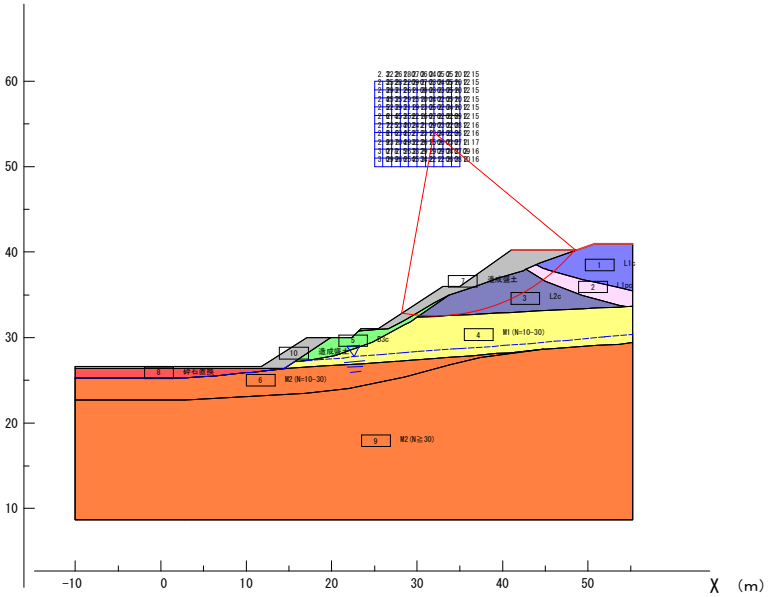
レベル2地震時

層番号	飽和重量(kN/m³)	湿潤重量(kN/m³)	内部摩擦角(度)	粘着力(kN/m²)	粘着力の一次係数	水平震度	鉛直震度
1	12.00	11.00	15.00	12.00	0.00	0.204	0.000
2	13.00	12.00	7.00	37.00	0.00	0.204	0.000
3	16.00	15.00	15.00	44.00	0.00	0.204	0.000
4	21.00	20.00	32.50	103.00	0.00	0.204	0.000
5	18.00	17.00	15.00	20.00	0.00	0.204	0.000
6	21.00	20.00	32.50	109.00	0.00	0.204	0.000
7	20.00	19.00	25.00	30.00	0.00	0.204	0.000
8	21.00	20.00	40.00	0.00	0.00	0.204	0.000
9	23.00	22.00	35.00	252.00	0.00	0.204	0.000
10	20.00	19.00	25.00	30.00	0.00	0.204	0.000

水の単位体積重量　　=10.00(kN/m³)

縮尺 ： 1/ 600

最小安全率	F S MIN =	2.022		
円弧の中心	X =	32.00	(m)	
	Y =	54.00	(m)	
半径	R =	21.480	(m)	
抵抗モーメント	M R =	23457.0	(ｋＮ・m)	
起動モーメント	M D =	11603.5	(ｋＮ・m)	



安全率図（地震時）

第Ⅱ期　断面①

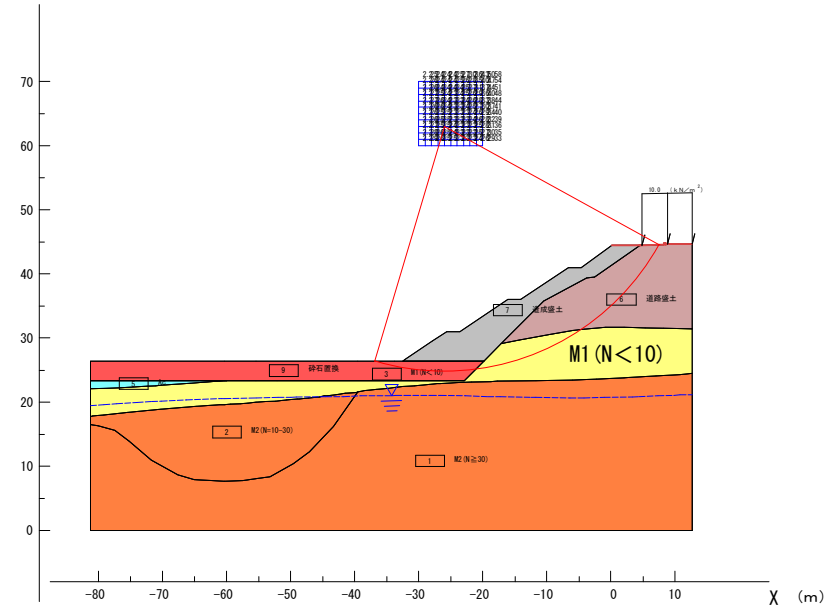
常時

層番号	飽和重量(kN/m³)	湿潤重量(kN/m³)	内部摩擦角(度)	粘着力(kN/m²)	粘着力の一次係数	水平震度	鉛直震度
1	23.00	22.00	35.00	252.00	0.00	0.000	0.000
2	21.00	20.00	32.50	109.00	0.00	0.000	0.000
3	18.00	17.00	29.00	42.00	0.00	0.000	0.000
5	18.00	17.00	15.00	28.00	0.00	0.000	0.000
6	20.00	19.00	26.00	57.00	0.00	0.000	0.000
7	20.00	19.00	25.00	30.00	0.00	0.000	0.000
9	21.00	20.00	40.00	0.00	0.00	0.000	0.000

水の単位体積重量　　=10.00(kN/m³)

縮尺 ： 1/ 800

最小安全率	F S MIN =	2.230		
円弧の中心	X =	−26.00	(m)	
	Y =	63.00	(m)	
半径	R =	38.200	(m)	
抵抗モーメント	M R =	183877.3	(ｋＮ・m)	
起動モーメント	M D =	82456.1	(ｋＮ・m)	



安全率図（常時）

第Ⅱ期　断面①

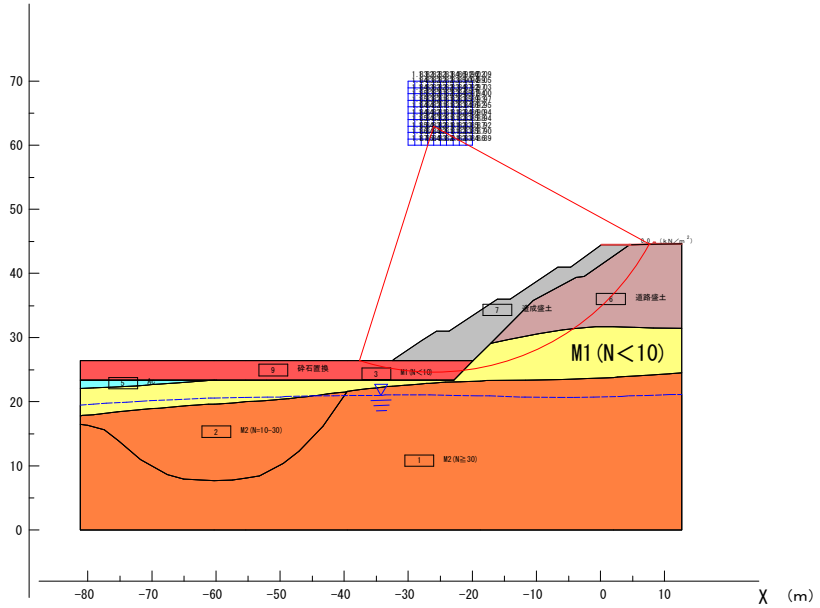
レベル1地震時

層番号	飽和重量(kN/m³)	湿潤重量(kN/m³)	内部摩擦角(度)	粘着力(kN/m²)	粘着力の一次係数	水平震度	鉛直震度
1	23.00	22.00	35.00	252.00	0.00	0.102	0.000
2	21.00	20.00	32.50	109.00	0.00	0.102	0.000
3	18.00	17.00	29.00	42.00	0.00	0.102	0.000
5	18.00	17.00	15.00	28.00	0.00	0.102	0.000
6	20.00	19.00	26.00	57.00	0.00	0.102	0.000
7	20.00	19.00	25.00	30.00	0.00	0.102	0.000
9	21.00	20.00	40.00	0.00	0.00	0.102	0.000

水の単位体積重量　　=10.00(kN/m³)

縮尺　：　1/　800

最小安全率	$F_{S\,MIN}$	=	1.815	
円弧の中心	X	=	-26.00	(m)
	Y	=	63.00	(m)
半径	R	=	38.400	(m)
抵抗モーメント	M_R	=	185011.1	(kN・m)
起動モーメント	M_D	=	101913.1	(kN・m)



安全率図（地震時）

第Ⅱ期　断面①

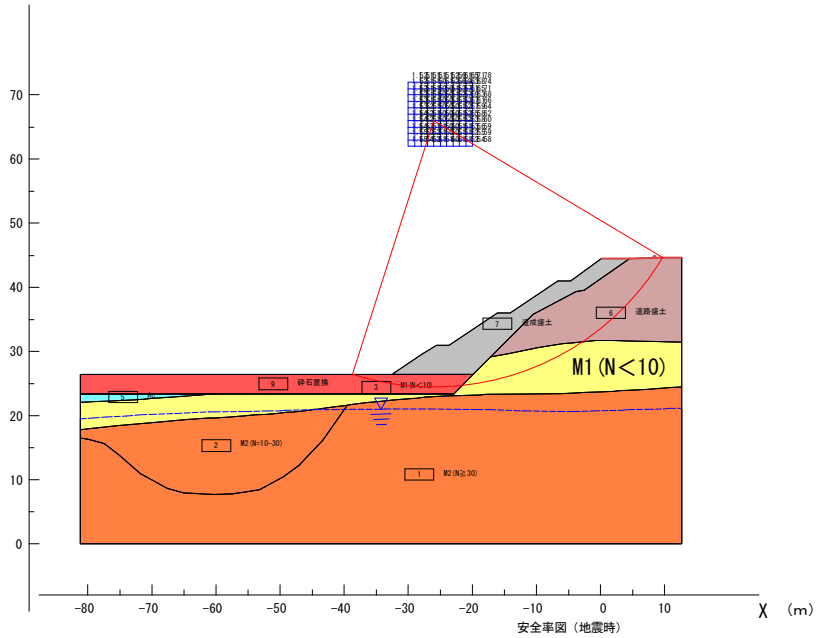
レベル2地震時

層番号	飽和重量(kN/m³)	湿潤重量(kN/m³)	内部摩擦角(度)	粘着力(kN/m²)	粘着力の一次係数	水平震度	鉛直震度
1	23.00	22.00	35.00	252.00	0.00	0.204	0.000
2	21.00	20.00	32.50	109.00	0.00	0.204	0.000
3	18.00	17.00	29.00	42.00	0.00	0.204	0.000
5	18.00	17.00	15.00	28.00	0.00	0.204	0.000
6	20.00	19.00	26.00	57.00	0.00	0.204	0.000
7	20.00	19.00	25.00	30.00	0.00	0.204	0.000
9	21.00	20.00	40.00	0.00	0.00	0.204	0.000

水の単位体積重量　　=10.00(kN/m³)

縮尺　：　1/　800

最小安全率	$F_{S\,MIN}$	=	1.506	
円弧の中心	X	=	-26.00	(m)
	Y	=	66.00	(m)
半径	R	=	41.600	(m)
抵抗モーメント	M_R	=	212624.5	(kN・m)
起動モーメント	M_D	=	141224.2	(kN・m)



安全率図（地震時）

第Ⅱ期　断面②

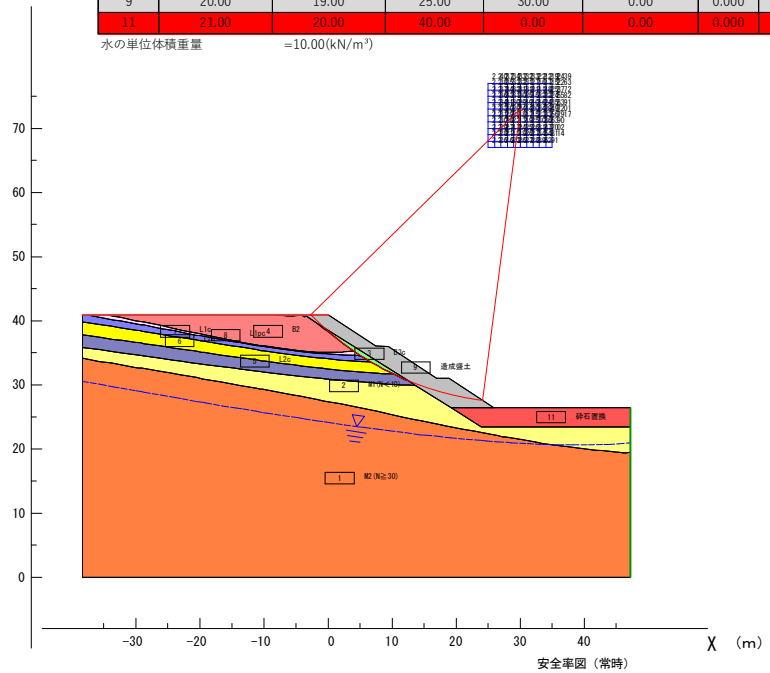
常時

層番号	飽和重量(kN/m³)	湿潤重量(kN/m³)	内部摩擦角(度)	粘着力(kN/m²)	粘着力の一次係数	水平震度	鉛直震度
1	23.00	22.00	35.00	252.00	0.00	0.000	0.000
2	18.00	17.00	29.00	42.00	0.00	0.000	0.000
3	18.00	17.00	15.00	20.00	0.00	0.000	0.000
4	17.00	16.00	15.00	40.00	0.00	0.000	0.000
5	16.00	15.00	15.00	44.00	0.00	0.000	0.000
6	19.00	18.00	27.50	15.00	0.00	0.000	0.000
7	12.00	11.00	15.00	12.00	0.00	0.000	0.000
8	13.00	12.00	7.00	37.00	0.00	0.000	0.000
9	20.00	19.00	25.00	30.00	0.00	0.000	0.000
11	21.00	20.00	40.00	0.00	0.00	0.000	0.000

水の単位体積重量　　=10.00(kN/m³)

縮尺 ： 1/ 800

最小安全率	F S MIN =	2.103		
円弧の中心	X =	30.00	(m)	
	Y =	73.00	(m)	
半径	R =	45.800	(m)	
抵抗モーメント	M R =	52055.8	(ｋＮ・m)	
起動モーメント	M D =	24747.5	(ｋＮ・m)	



安全率図（常時）

第Ⅱ期　断面②

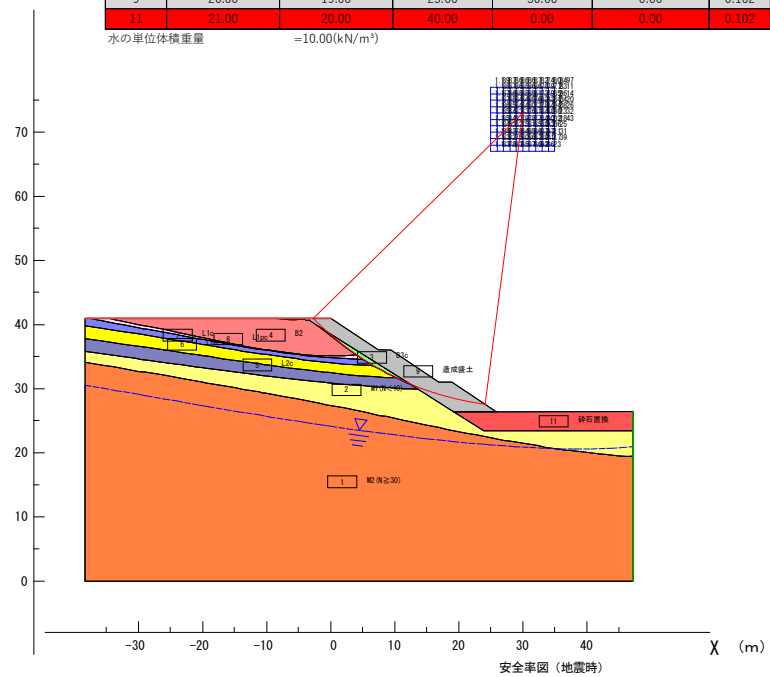
レベル1地震時

層番号	飽和重量(kN/m³)	湿潤重量(kN/m³)	内部摩擦角(度)	粘着力(kN/m²)	粘着力の一次係数	水平震度	鉛直震度
1	23.00	22.00	35.00	252.00	0.00	0.102	0.000
2	18.00	17.00	29.00	42.00	0.00	0.102	0.000
3	18.00	17.00	15.00	20.00	0.00	0.102	0.000
4	17.00	16.00	15.00	40.00	0.00	0.102	0.000
5	16.00	15.00	15.00	44.00	0.00	0.102	0.000
6	19.00	18.00	27.50	15.00	0.00	0.102	0.000
7	12.00	11.00	15.00	12.00	0.00	0.102	0.000
8	13.00	12.00	7.00	37.00	0.00	0.102	0.000
9	20.00	19.00	25.00	30.00	0.00	0.102	0.000
11	21.00	20.00	40.00	0.00	0.00	0.102	0.000

水の単位体積重量　　=10.00(kN/m³)

縮尺 ： 1/ 800

最小安全率	F S MIN =	1.728		
円弧の中心	X =	30.00	(m)	
	Y =	73.00	(m)	
半径	R =	45.800	(m)	
抵抗モーメント	M R =	51240.4	(ｋＮ・m)	
起動モーメント	M D =	29645.9	(ｋＮ・m)	



安全率図（地震時）

第Ⅱ期　断面②

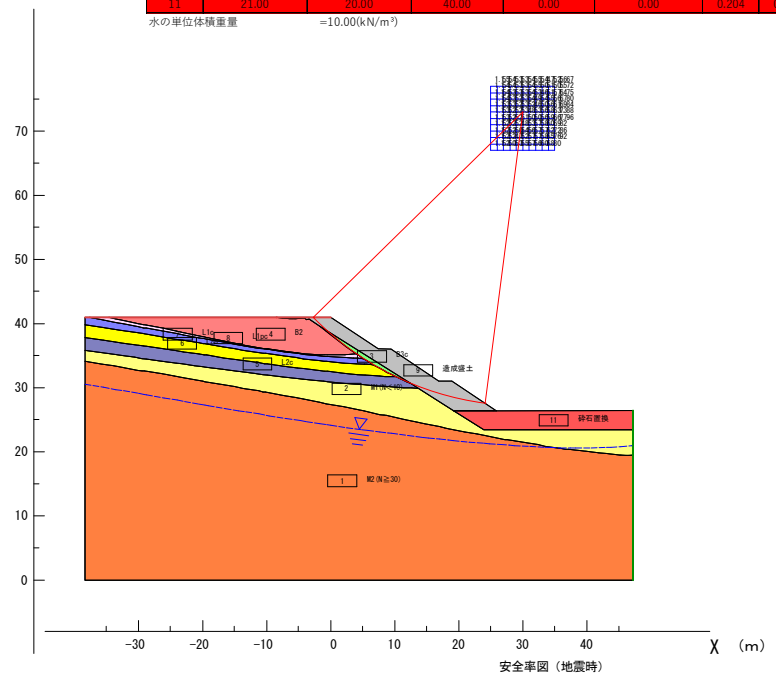
レベル2地震時

層番号	飽和重量(kN/m³)	湿潤重量(kN/m³)	内部摩擦角(度)	粘着力(kN/m²)	粘着力の一次係数	水平震度	鉛直震度
1	23.00	22.00	35.00	252.00	0.00	0.204	0.000
2	18.00	17.00	29.00	42.00	0.00	0.204	0.000
3	18.00	17.00	15.00	20.00	0.00	0.204	0.000
4	17.00	16.00	15.00	40.00	0.00	0.204	0.000
5	16.00	15.00	15.00	44.00	0.00	0.204	0.000
6	19.00	18.00	27.50	15.00	0.00	0.204	0.000
7	12.00	11.00	15.00	12.00	0.00	0.204	0.000
8	13.00	12.00	7.00	37.00	0.00	0.204	0.000
9	20.00	19.00	25.00	30.00	0.00	0.204	0.000
11	21.00	20.00	40.00	0.00	0.00	0.204	0.000

水の単位体積重量　　=10.00(kN/m³)

縮尺　：　1/　800

最小安全率	F S MIN =	1.460		
円弧の中心	X	=	30.00	(m)
	Y	=	73.00	(m)
半径	R	=	45.800	(m)
抵抗モーメント	M R	=	50425.0	(kN・m)
起動モーメント	M D	=	34544.2	(kN・m)



安全率図（地震時）

第Ⅱ期　断面③

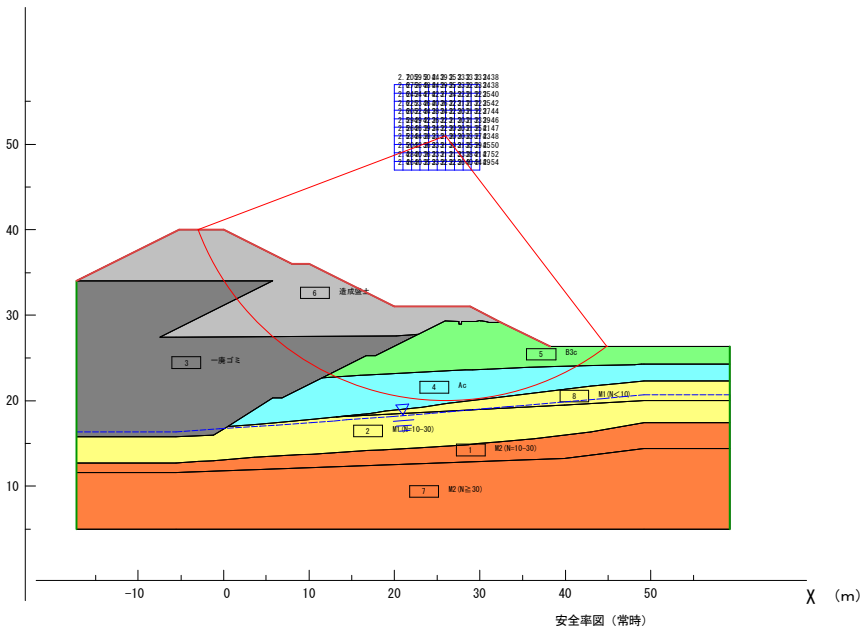
常時

層番号	飽和重量(kN/m³)	湿潤重量(kN/m³)	内部摩擦角(度)	粘着力(kN/m²)	粘着力の一次係数	水平震度	鉛直震度
1	21.00	20.00	32.50	109.00	0.00	0.000	0.000
2	21.00	20.00	32.50	103.00	0.00	0.000	0.000
3	16.60	15.60	42.00	4.50	0.00	0.000	0.000
4	18.00	17.00	15.00	28.00	0.00	0.000	0.000
5	18.00	17.00	15.00	20.00	0.00	0.000	0.000
6	20.00	19.00	25.00	30.00	0.00	0.000	0.000
7	23.00	22.00	35.00	252.00	0.00	0.000	0.000
8	18.00	17.00	29.00	42.00	0.00	0.000	0.000

水の単位体積重量　　=10.00(kN/m³)

縮尺　：　1/　600

最小安全率	F S MIN =	2.301		
円弧の中心	X	=	26.00	(m)
	Y	=	51.00	(m)
半径	R	=	31.040	(m)
抵抗モーメント	M R	=	121533.6	(kN・m)
起動モーメント	M D	=	52813.5	(kN・m)



安全率図（常時）

第Ⅱ期　断面③

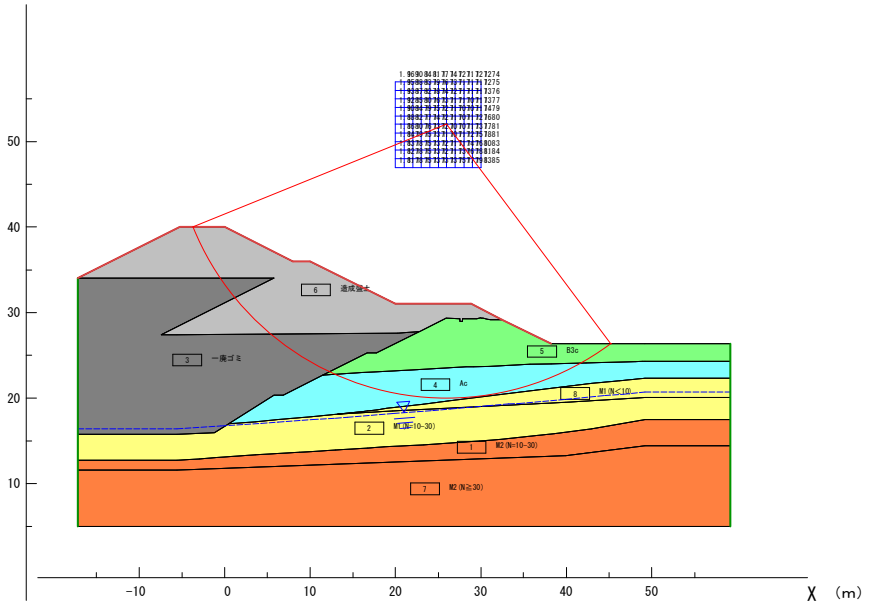
レベル1地震時

層番号	飽和重量(kN/m³)	湿潤重量(kN/m³)	内部摩擦角(度)	粘着力(kN/m²)	粘着力の一次係数	水平震度	鉛直震度
1	21.00	20.00	32.50	109.00	0.00	0.102	0.000
2	21.00	20.00	32.50	103.00	0.00	0.102	0.000
3	16.60	15.60	42.00	4.50	0.00	0.102	0.000
4	18.00	17.00	15.00	28.00	0.00	0.102	0.000
5	18.00	17.00	15.00	20.00	0.00	0.102	0.000
6	20.00	19.00	25.00	30.00	0.00	0.102	0.000
7	23.00	22.00	35.00	252.00	0.00	0.102	0.000
8	18.00	17.00	29.00	42.00	0.00	0.102	0.000

水の単位体積重量　　=10.00(kN/m³)

縮尺 ： 1/ 600

最小安全率	F S MIN =	1.705		
円弧の中心	X =	26.00	(m)	
	Y =	52.00	(m)	
半径	R =	32.040	(m)	
抵抗モーメント	M R =	125304.0	(kN・m)	
起動モーメント	M D =	73479.4	(kN・m)	



安全率図（地震時）

第Ⅱ期　断面③

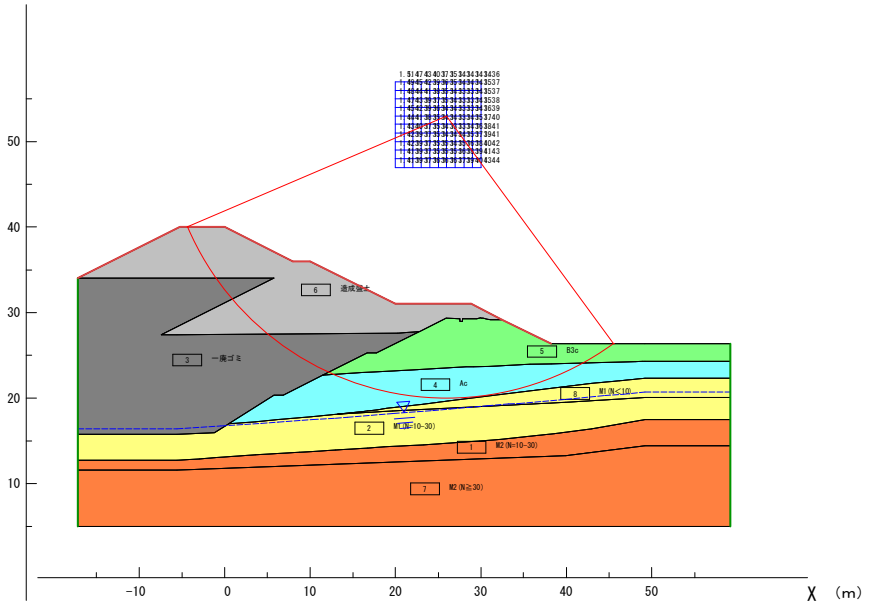
レベル2地震時

層番号	飽和重量(kN/m³)	湿潤重量(kN/m³)	内部摩擦角(度)	粘着力(kN/m²)	粘着力の一次係数	水平震度	鉛直震度
1	21.00	20.00	32.50	109.00	0.00	0.204	0.000
2	21.00	20.00	32.50	103.00	0.00	0.204	0.000
3	16.60	15.60	42.00	4.50	0.00	0.204	0.000
4	18.00	17.00	15.00	28.00	0.00	0.204	0.000
5	18.00	17.00	15.00	20.00	0.00	0.204	0.000
6	20.00	19.00	25.00	30.00	0.00	0.204	0.000
7	23.00	22.00	35.00	252.00	0.00	0.204	0.000
8	18.00	17.00	29.00	42.00	0.00	0.204	0.000

水の単位体積重量　　=10.00(kN/m³)

縮尺 ： 1/ 600

最小安全率	F S MIN =	1.336		
円弧の中心	X =	26.00	(m)	
	Y =	53.00	(m)	
半径	R =	33.040	(m)	
抵抗モーメント	M R =	128772.8	(kN・m)	
起動モーメント	M D =	96361.0	(kN・m)	



安全率図（地震時）

⑫__施設の設計（構造）計算書

（４）遮水工敷設面の安定性評価

備考（変更の概要、変更の理由など）
・H28 事業計画においては、廃棄物や沈下特性、土層やえん堤の沈下の有無などについて他処分場での事例や文献値を参考として仮定や推定を用いて安定性を評価しており、今後これらの調査の実施が望まれることとなっていたため、変更事業計画では実際に地質調査等を実施し、その結果に基づき評価を行った。 ・地質調査等の結果、軟弱地盤の存在が確認されたことから、対策工法の検討を行った。

⑫(4)　遮水工敷設面の安定計算

1　目的

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 ㎥、第Ⅱ期：4,723 ㎥　） プレロード盛土工（第Ⅰ期：17,815 ㎥、第Ⅱ期：43,483 ㎥）
特記事項	・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。 ・プレロード盛土施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。

2　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置試験、室内土質試験を実施した。

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。

地質調査の結果を踏まえて、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。

3　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1　検討断面の選定

検討断面	選定理由	備考
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	法面のすべり安定計算を別途実施
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	

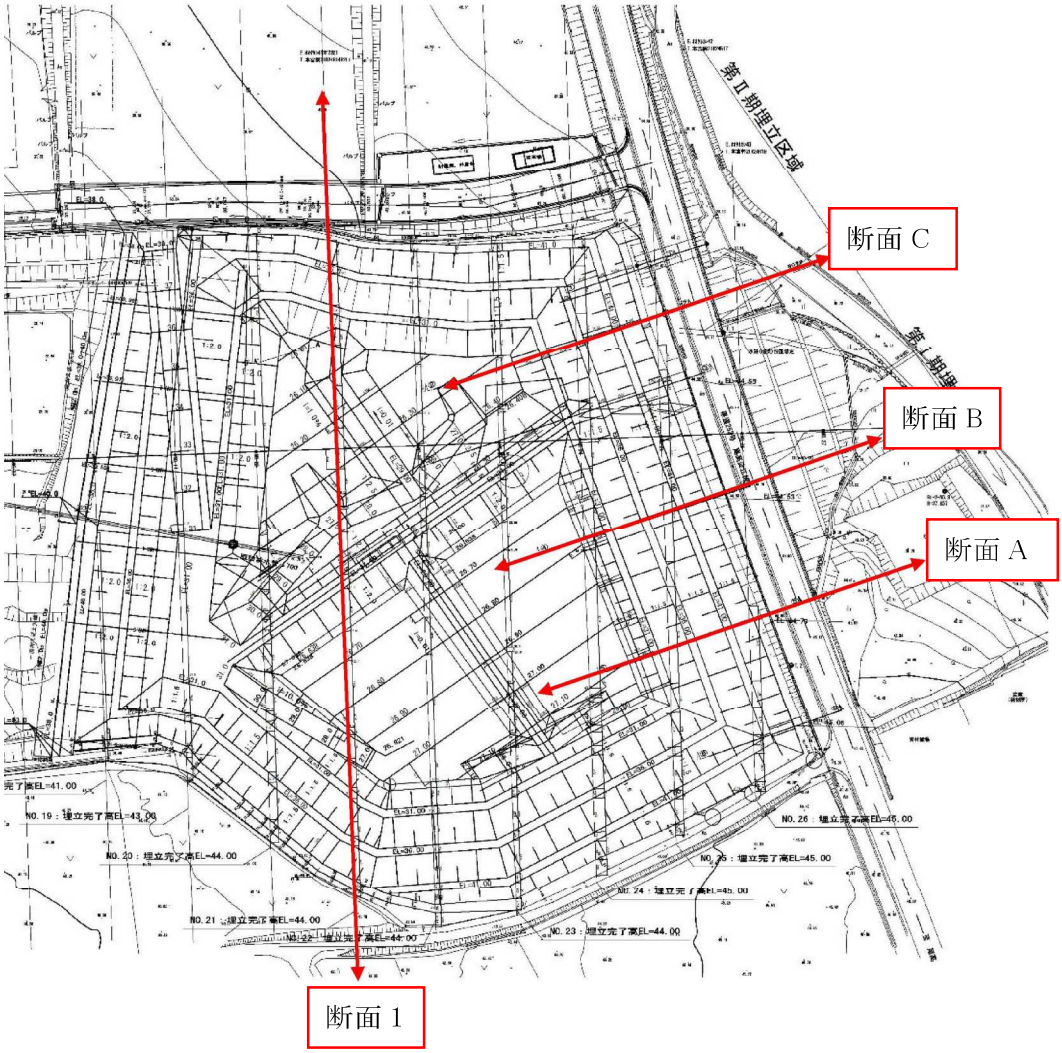


図1　検討断面位置

4　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。

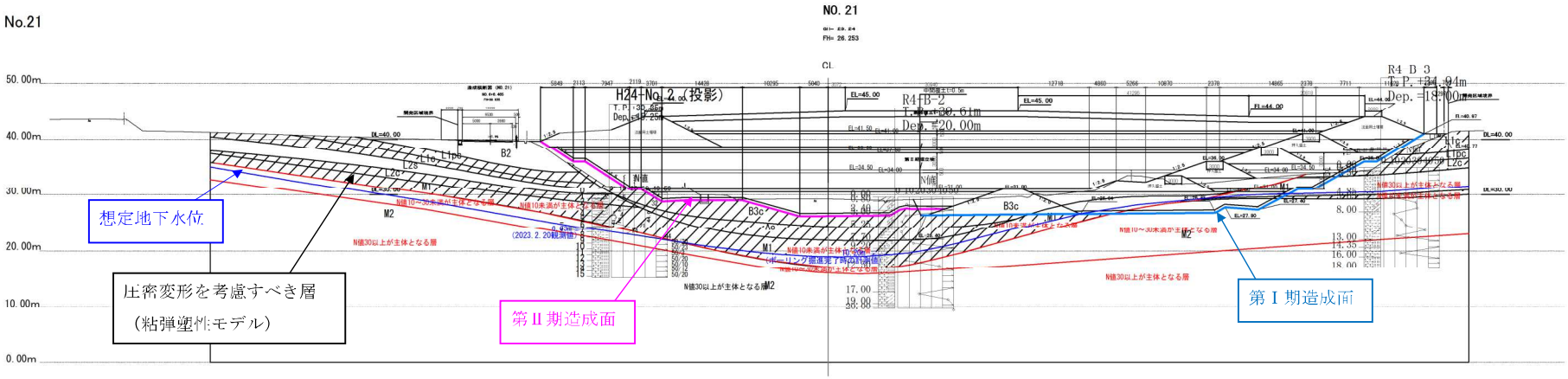


図2　検討断面地質横断図および処分場造成計画図（断面１）

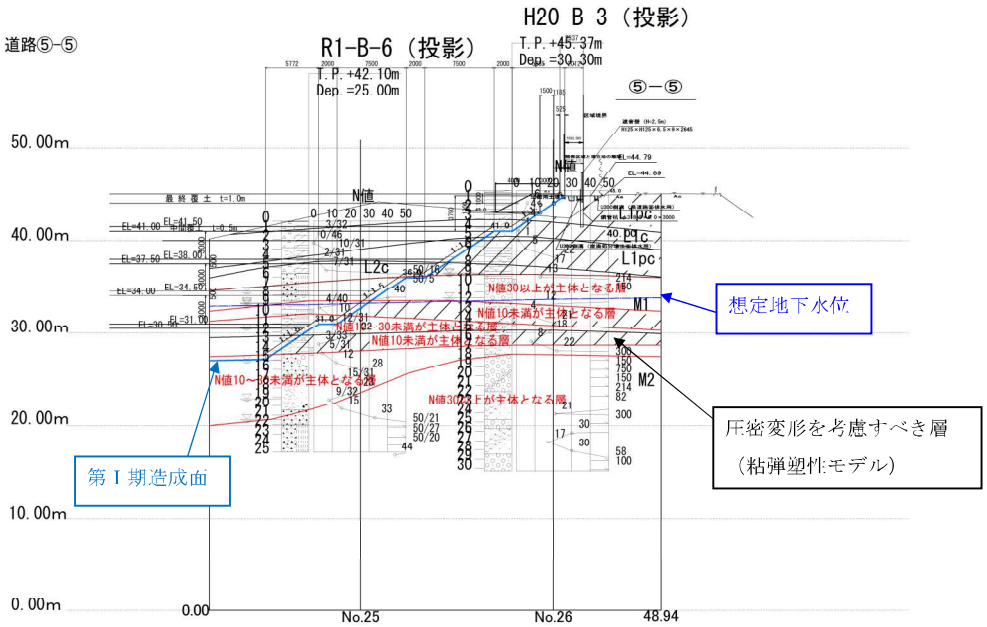


図3　検討断面地質横断図および処分場造成計画図（断面 A）

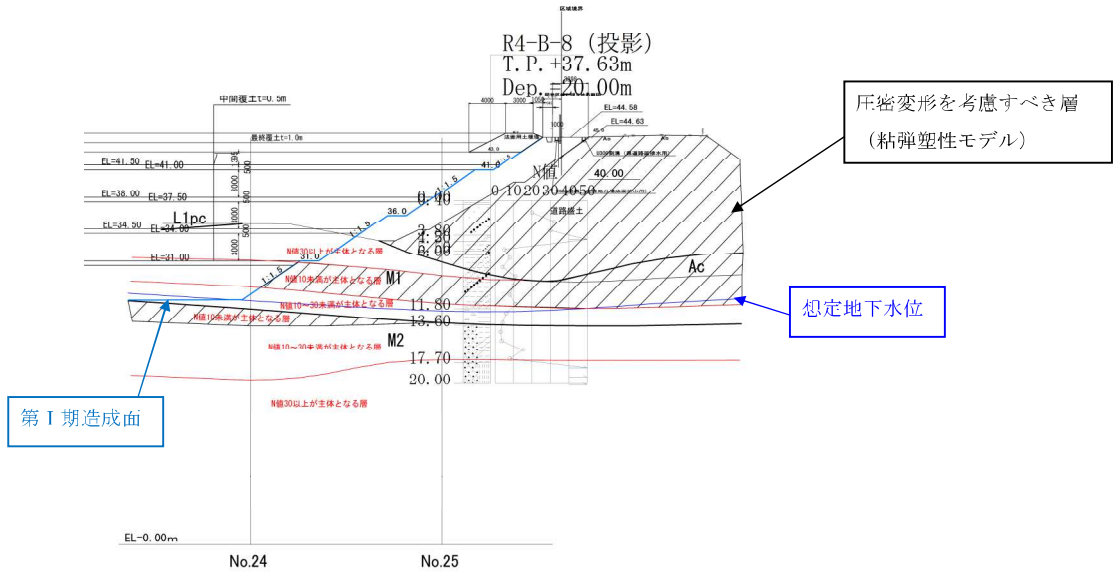


図4　検討断面地質横断図および処分場造成計画図（断面 B、道路④－④）

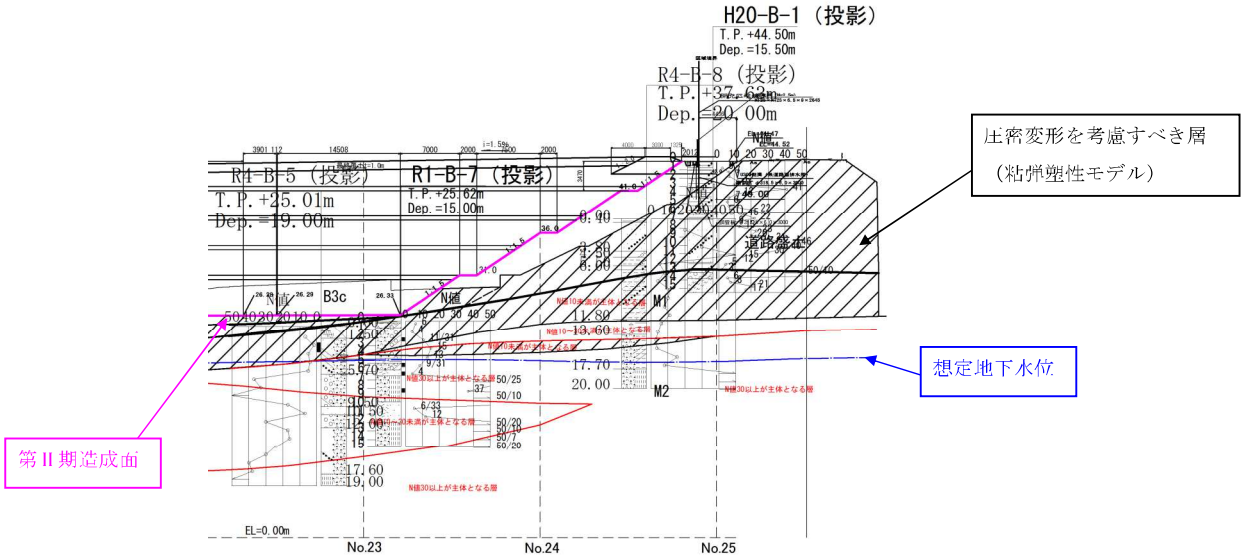


図5　検討断面地質横断図および処分場造成計画図（断面 C、道路②－②）

表2　地盤定数一覧（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/m3	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	$\sigma vi'$	kN/m2	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	Ip		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	Pc	kN/m2	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	Cc		圧密試験値（平均値）	0.2		0.4	0.3	0.3	1.9		0.9	0.5			1.5		
	膨潤指数	Cs		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	e0		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		Pc/$\sigma vi'$	1.1		6.6	2.9	1.3	2.9		4.6	2.8			1.2		
	ひずみ速度	V0		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	ky	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]）	ダイレタンシー係数	D		$\lambda*\Lambda/(M(1+e0))$	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		Cc/ln(10)	0.09		0.17	0.13	0.13	0.83		0.39	0.22			0.65		
	膨潤指数	κ		Cs/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	Ko		$1-\sin\phi'$	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	Ki		$kO*(OCR^{0.54(Ip/122)})$	0.48		0.71	0.59	0.55	0.96		0.82	0.42			0.62		
	ポアソン比	ν'		kO/(1+kO)	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/m2	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/m2	$E\nu/(1+\nu)(1-2\nu)$		4.09E+03					4.60E+04			3.72E+04	1.72E+05		4.64E+04	1.90E+05
		μ	kN/m2	$E/2(1+\nu)$		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・Gs		1.12					1.32			1.32	1.32		1.35	1.35
	粘着力	C'	kN/m2	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Pc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.

5　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する。

（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/m^3, 粘着力(C)30kN/m^2, 内部摩擦角（φ）25°

廃棄物：単位体積重量（γ）16.4kN/m^3, 粘着力(C)29.4kN/m^2, 内部摩擦角（φ）21°

覆土　：単位体積重量（γ）19.0kN/m^3, 粘着力(C)30.0kN/m^2, 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）

6　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 程度に押さ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。

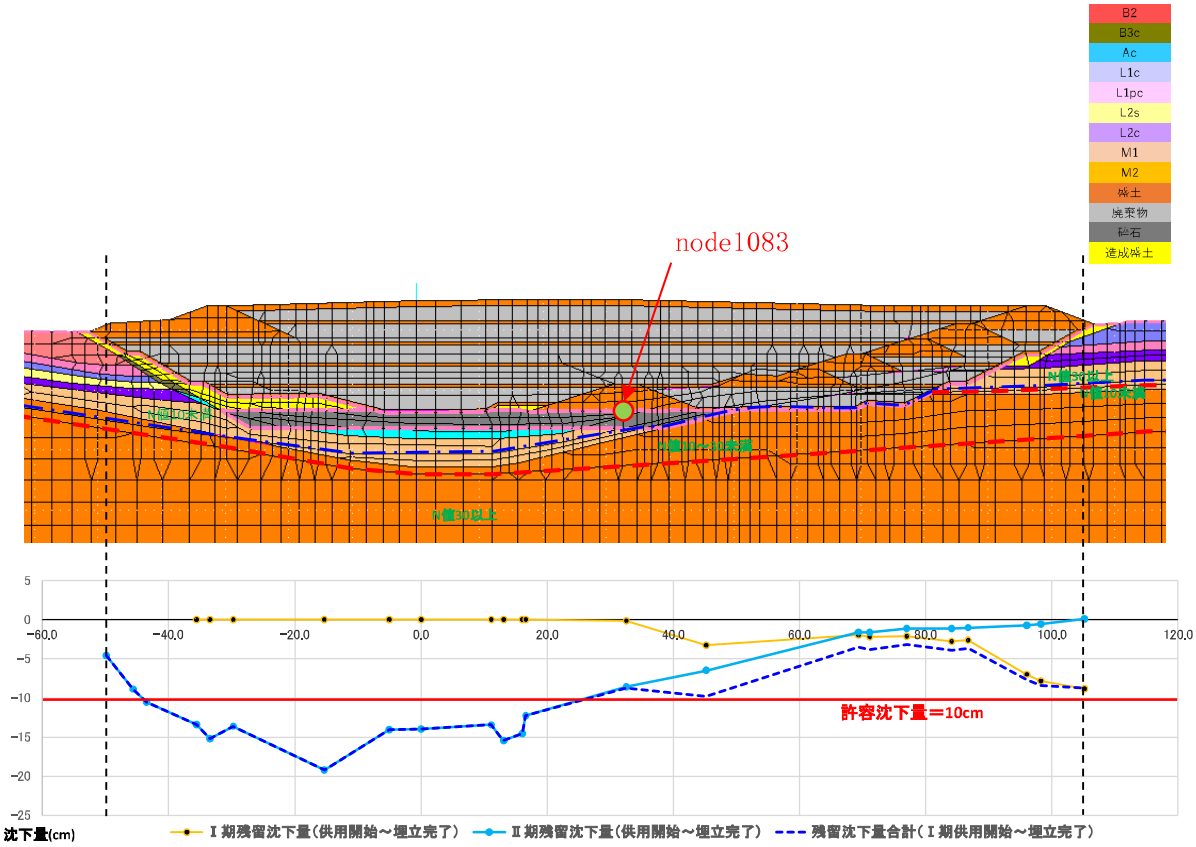
常時の作用に対する沈下の照査に当たっては，舗装完了後あるいは供用開始後の土工構造物の残留沈下量が第一の照査指標となる。

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。

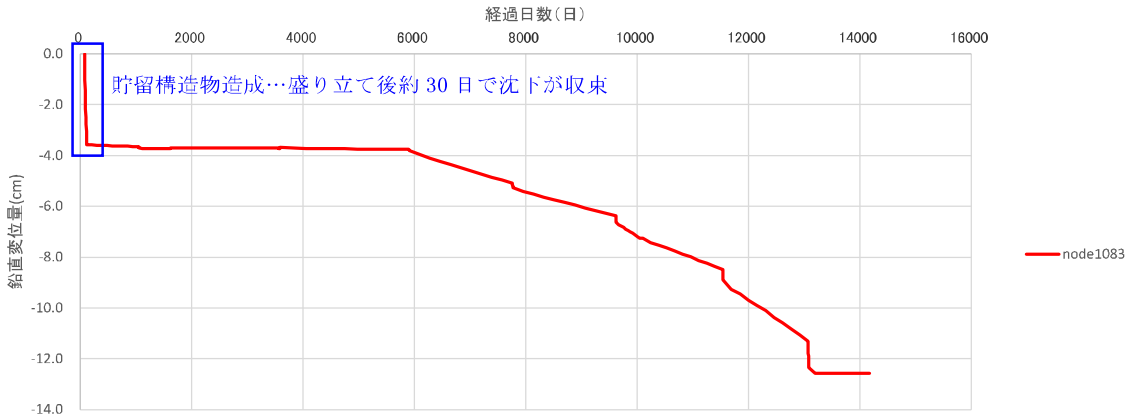
7　現況地盤解析結果

(1) 断面 1

Ac 層、B3c 層、N 値 10 未満の M1 層が堆積しているⅡ期造成区間および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



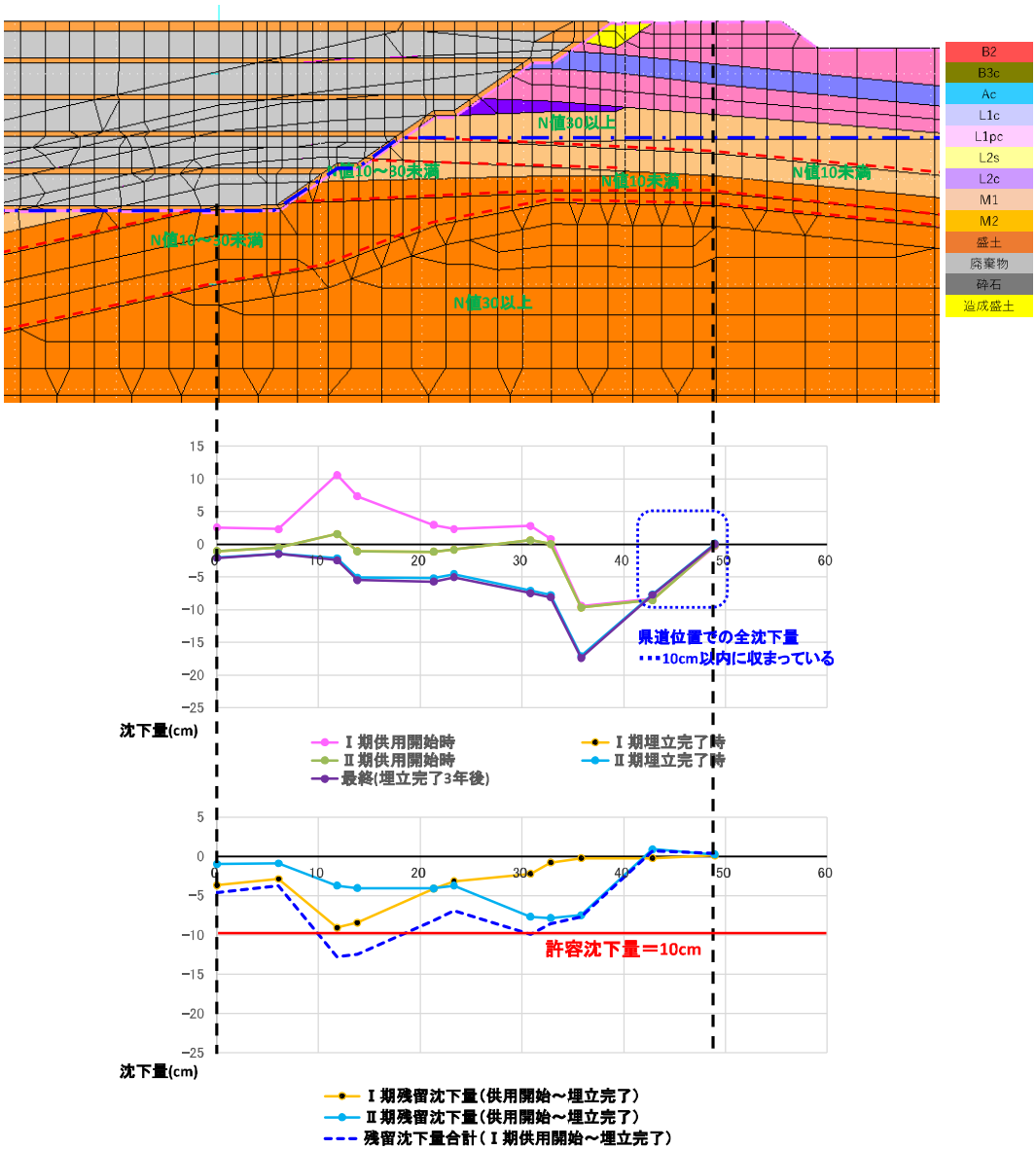
(b)　代表点（node1083）での沈下量の経時変化

図6　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。



*Ⅰ期供用開始前の現況地山の大規模な切土造成により自然地盤に作用する荷重が除荷されるため、Ⅰ期供用開始時に解析上沈下量が正となる場合がある。残留変位算出においては、安全側の判断としてⅠ期供用開始時の沈下量を基準とした各ステップでの相対沈下量を求める。

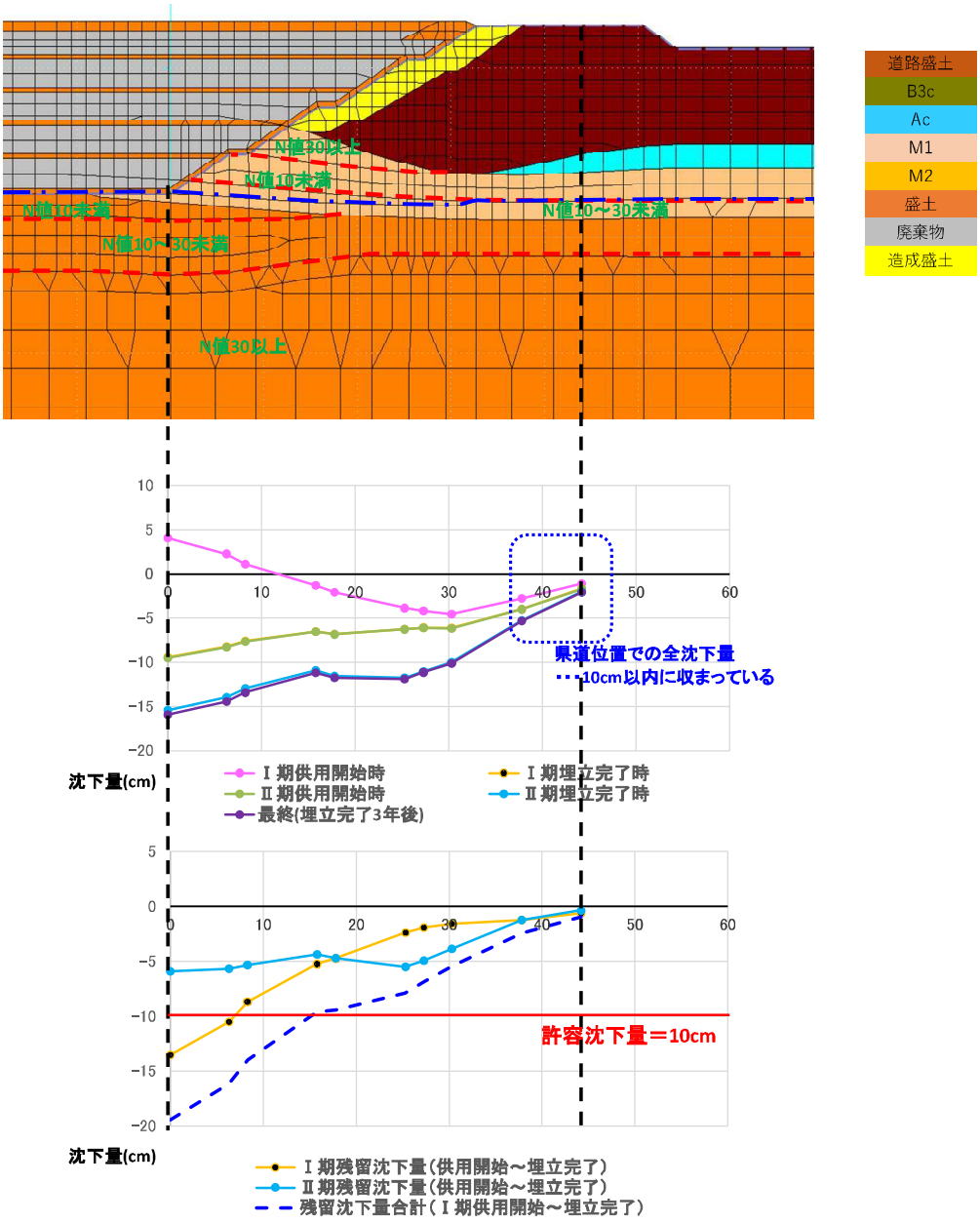
*県道法肩部で、Ⅱ期供用開始時からⅡ期埋立て完了時にかけて沈下量が微増している。これは、造成前の道路部の自然地盤面に窪みができているため、Ⅱ期埋立て時に県道法肩部を僅かながら押し上げる様な作用が働くことが要因として考えられる。ただし、この沈下量は1cmに満たない微小なものであり、実際には供用されている県道に大きな影響を及ぼすものでは無いと考えられる。

図7　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。



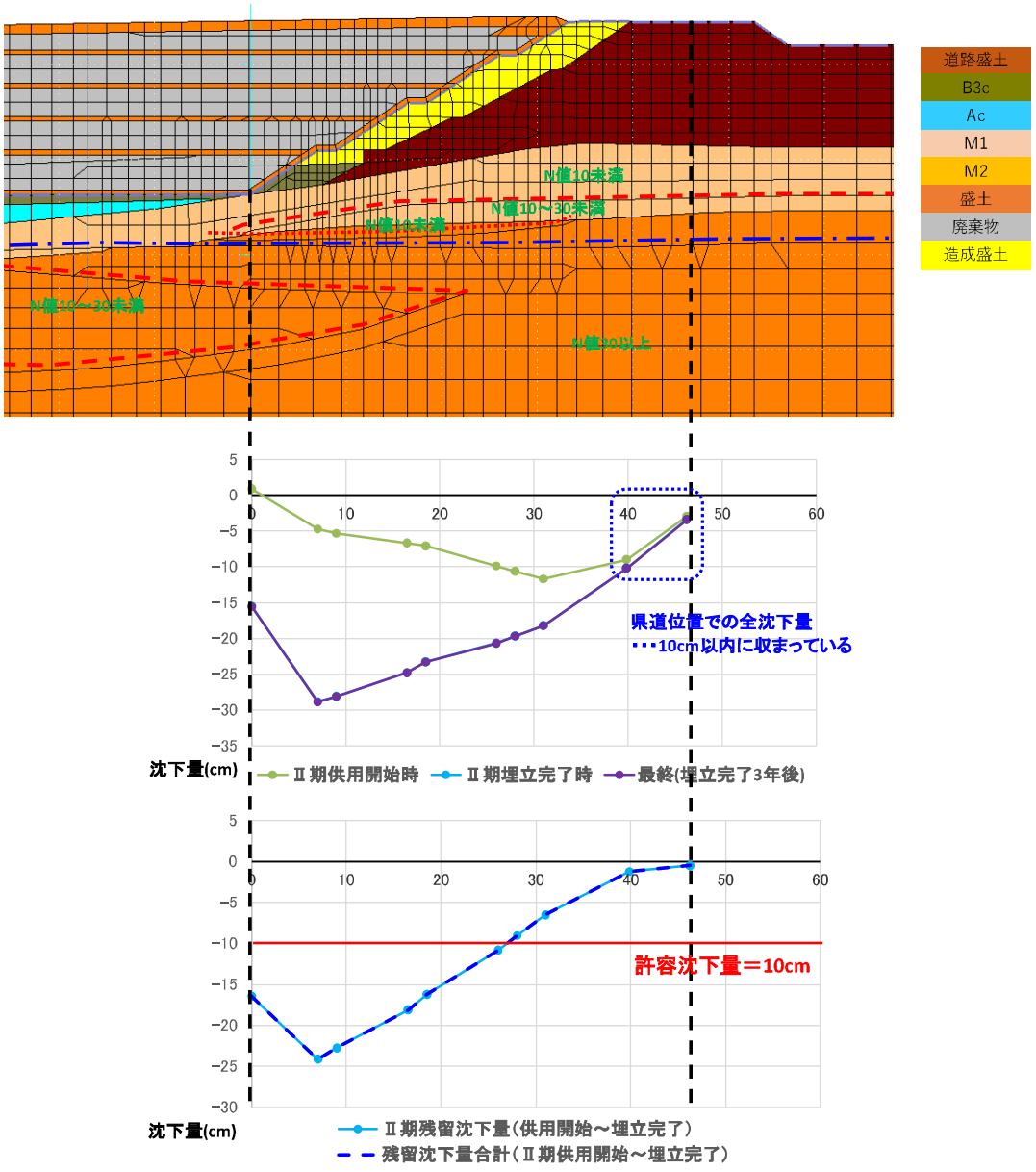
＊Ⅰ期供用開始前の現況地山の大規模な切土造成により自然地盤に作用する荷重が除荷されるため、Ⅰ期供用開始時に解析上沈下量が正となる場合がある。残留変位算出においては、安全側の判断としてⅠ期供用開始時の沈下量を基準とした各ステップでの相対沈下量を求める。

図8　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。



＊Ⅰ期供用開始前の現況地山の大規模な切土造成により自然地盤に作用する荷重が除荷されるため、Ⅰ期供用開始時に解析上沈下量が正となる場合がある。残留変位算出においては、安全側の判断としてⅠ期供用開始時の沈下量を基準とした各ステップでの相対沈下量を求める。

図9　代表地点における残留沈下量分布（断面 C）

8　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、当該エリア内で載荷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 6 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3　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								トラフィカビリティの確保	
			圧密沈下の促進による供用後の沈下量の低減	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	液状化の発生は許すが施設の被害を低減する対策									
										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		○															○	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
	緩速載荷工法				○														
	盛土載荷重工法		○		○														
	バーチカルドレーン工法	サンドドレーン工法	○		○														
		プレファブリケイテッドバ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		○		○														
	地下水位低下工法		○		○								○	○					施工時振動の大きい工法は不可
締固め	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		○*						(○)									
		バイブロフローテーション工法		○*						○									
		バイブロタンパー工法		(○)*						○									
		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	撹拌混合処理工法（機械撹拌）		○		○		○	○		○					○	○		周辺地下水流に影響を与える工法は不可
		高圧噴射撹拌工法		○		○		○	○		○					○	○		
	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															○			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
	矢板工法					○		○							○**		○		
	杭工法			○		○			○								○		
補強材の敷設	補強材の敷設工法					○												○	

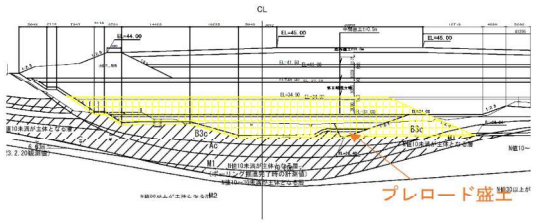
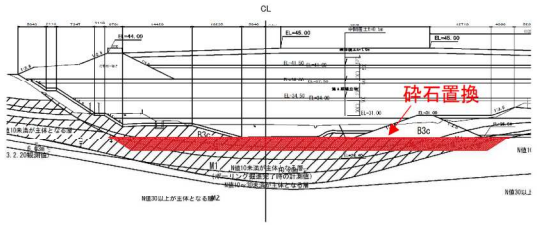
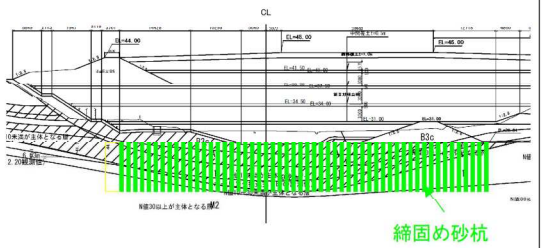
*)砂地盤について有効
**)排水機能付きの場合

(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「盛土載荷重工法（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4　対策工法の二次選定結果

工法	【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 砕石置換		【第３案】 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	・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。		・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。		・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。従来の締固め砂杭工法ではバイブ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	・静的砂杭締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。		・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。		・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。	
経済性 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 当たり）	単価	6,000（円/m3）	単価	10,000（円/m3）	単価	27,000（円/m3）
	概略土量	5,100m3	概略改良範囲	2,400m3	概略改良範囲	7,500m3
	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。 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。		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。	

9　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 10 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。

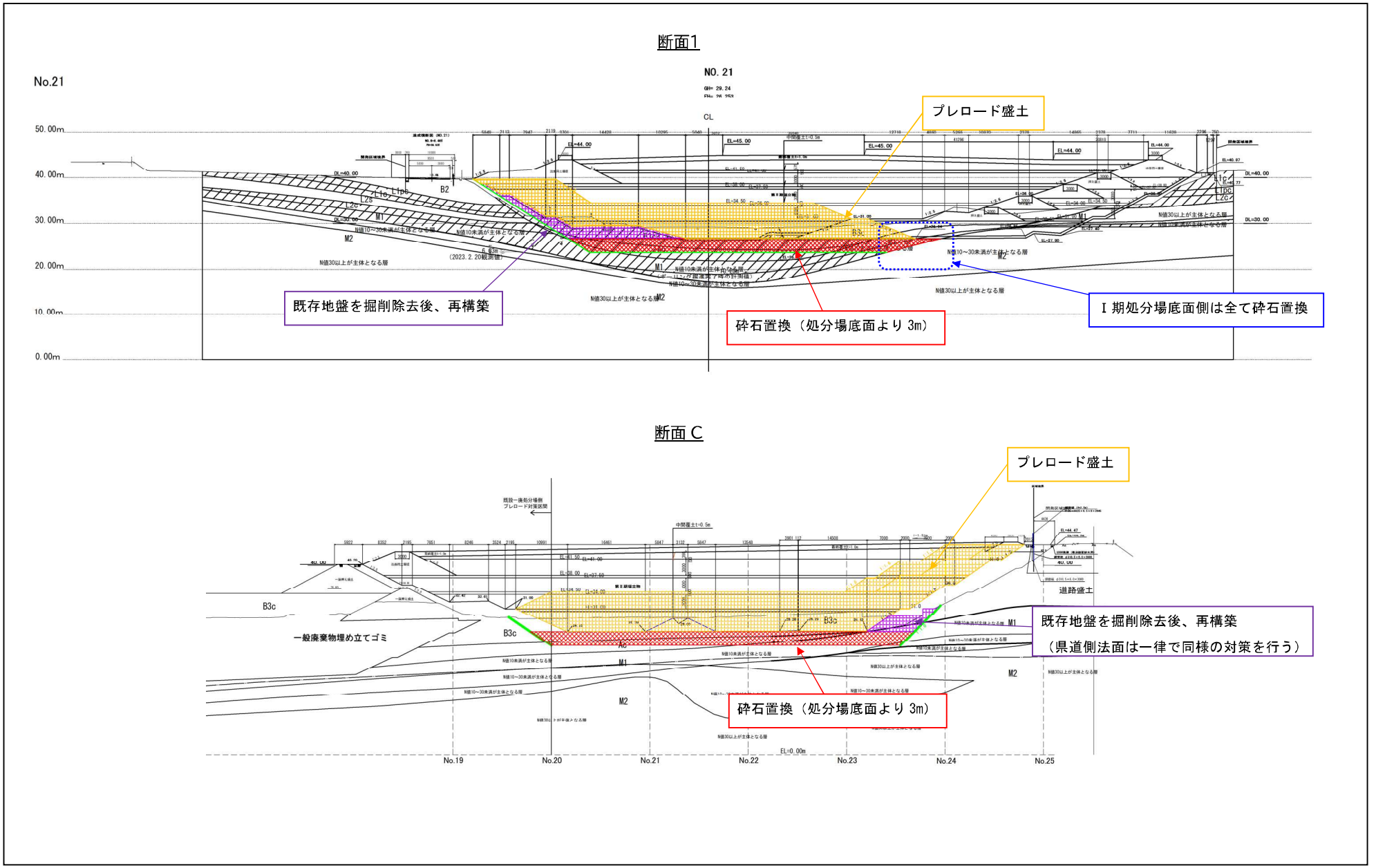


図10　地盤対策工標準断面図（プレロード工法、砕石置換工法）

(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 10 に示した対策工を反映した解析結果を図 11～図 12 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。

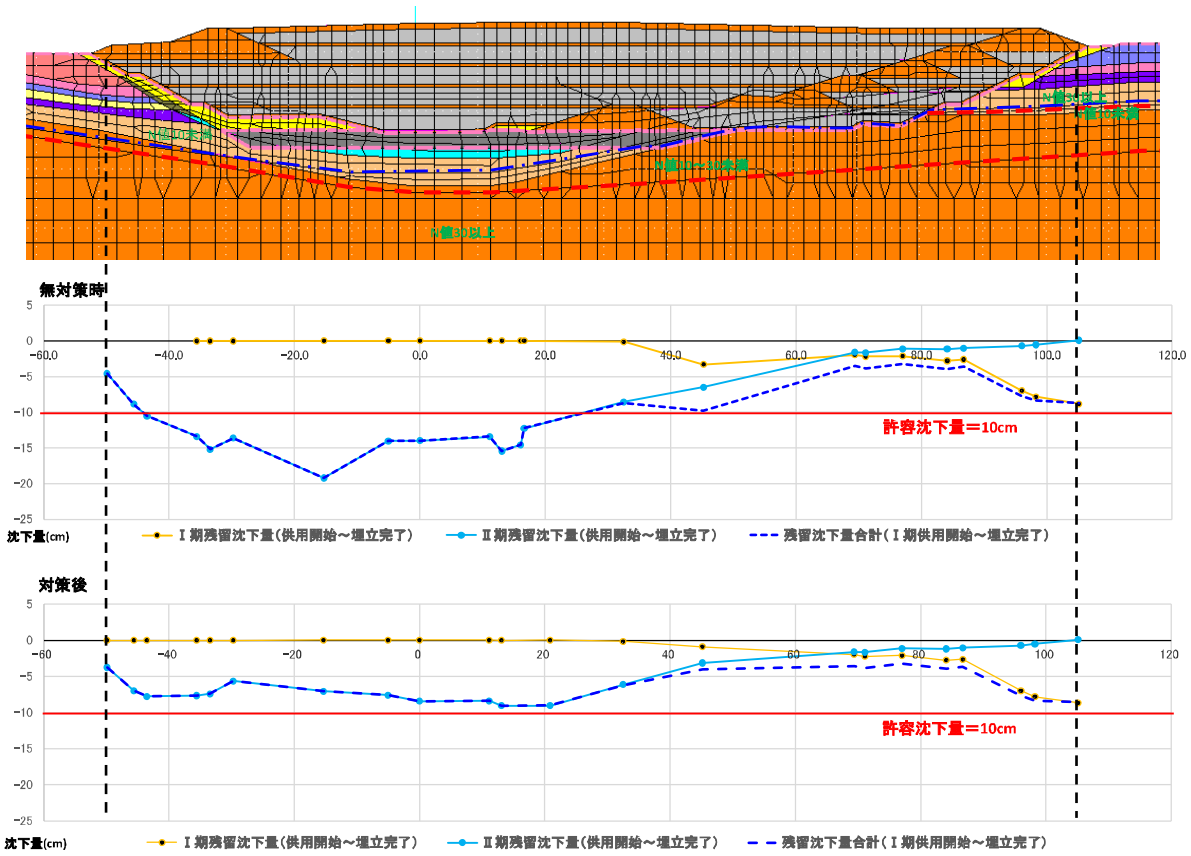


図11　代表地点における残留沈下量分布（断面 1、地盤対策前後での比較）

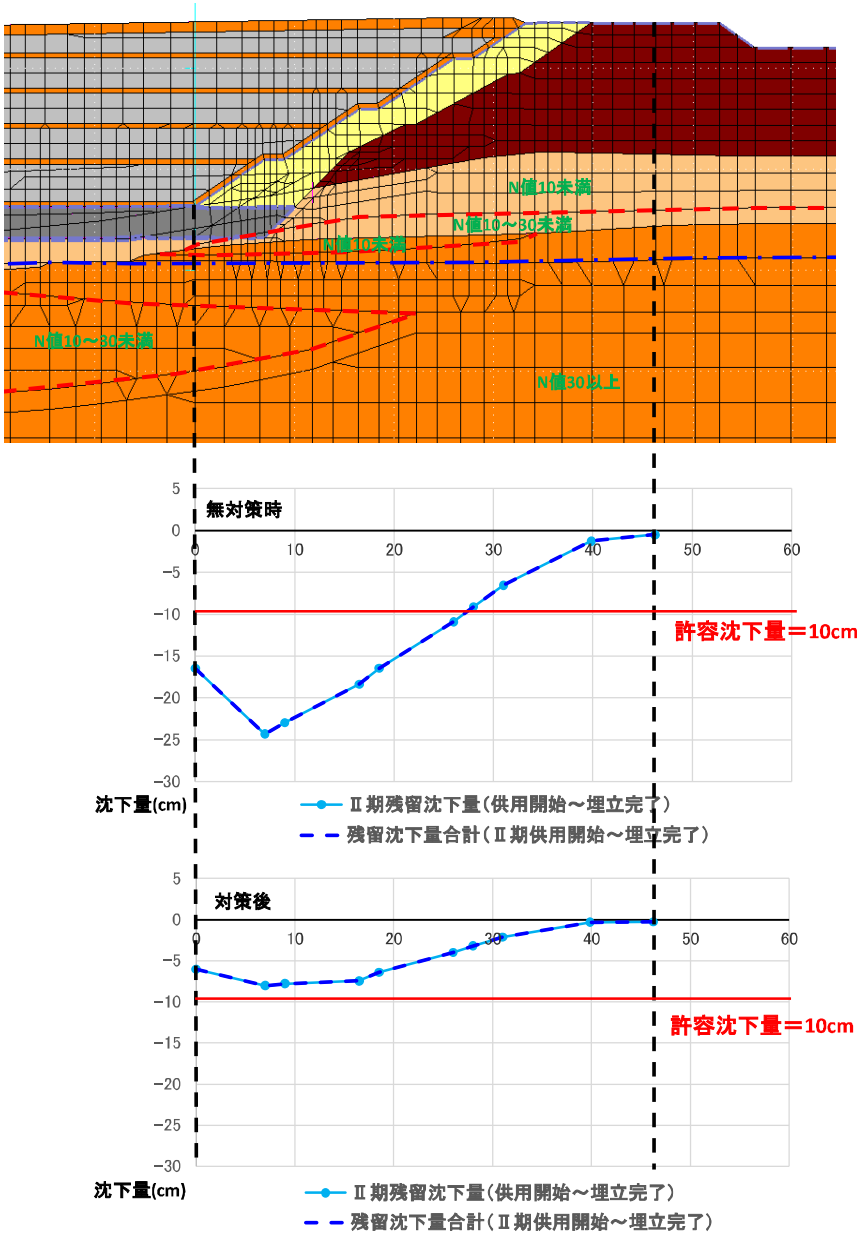


図12　代表地点における残留沈下量分布（断面 C、地盤対策前後での比較）

１０　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期埋立てによる載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 13 に示す。

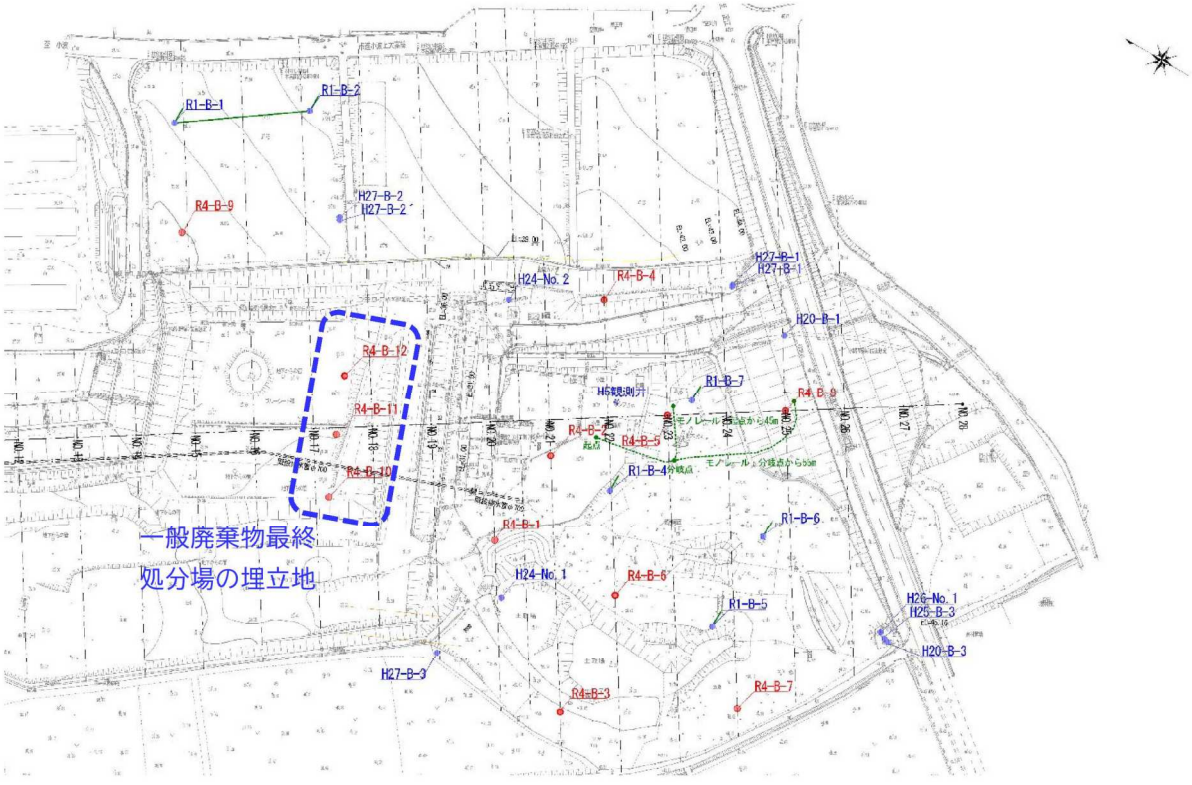


図13　ボーリング調査位置図

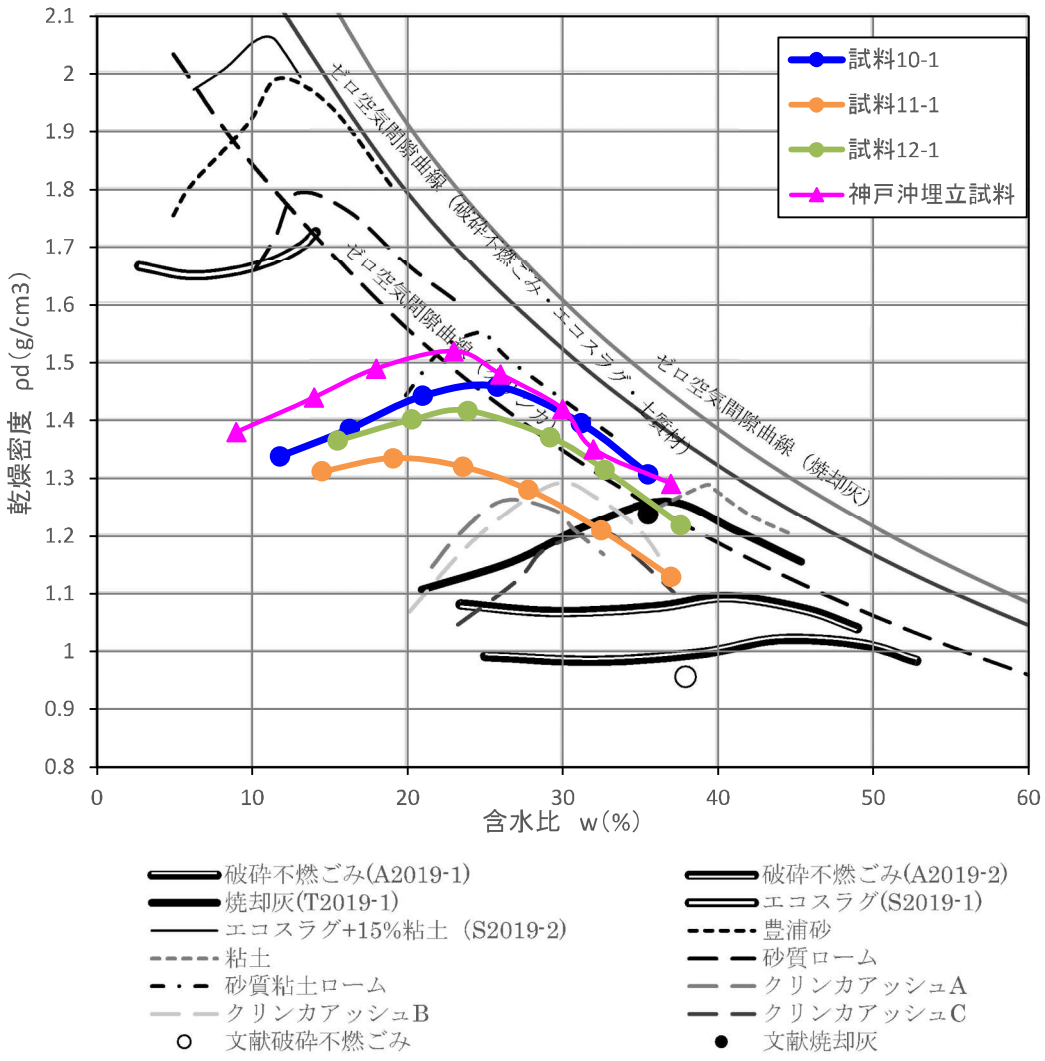
室内土質試験結果より得られた各物性値の一覧表を表 5 に示す。また、締固め曲線およびせん断強度については、既往の各種廃棄物を対象とした試験結果との比較を行った。比較した結果を図 14 および図 15 に示す。

・ 当該埋立地盤における締固め曲線は、純粋な焼却灰や破砕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砕不燃ごみ、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、破砕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。

表5　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）

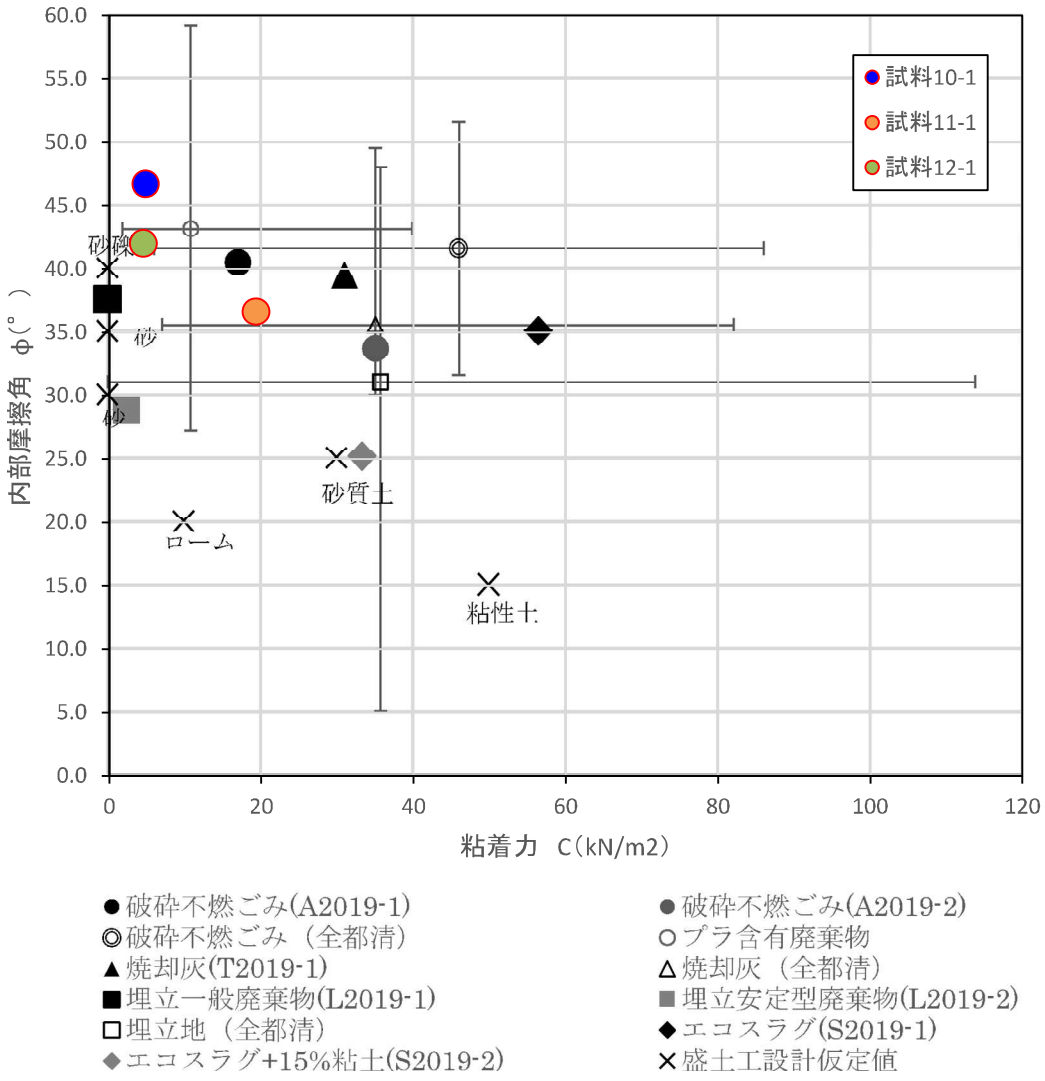
							R4-B-10	R4-B-11	R4-B-12
ボーリングNo.							R4-B-10	R4-B-11	R4-B-12
孔口標高 DL(m)							34.65	33.08	30.38
試料番号							10-1	11-1	12-1
採取位置	採取区間				GL- m		6.00 ～ 9.00	6.00 ～ 9.00	6.00 ～ 9.00
対象地層							一般廃棄物処分場 埋立地盤	一般廃棄物処分場 埋立地盤	一般廃棄物処分場 埋立地盤
一般	湿潤密度			ρ_t	g/cm^3		1.487	1.621	1.590
	乾燥密度			ρ_d	g/cm^3		1.182	1.223	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			-	-	-
締固め	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 wopt(%)						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		Ccu		kN/m^2		5.3	42.4	5.2
			ϕcu		°		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14　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15　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 16 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期埋立土の載荷により、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。

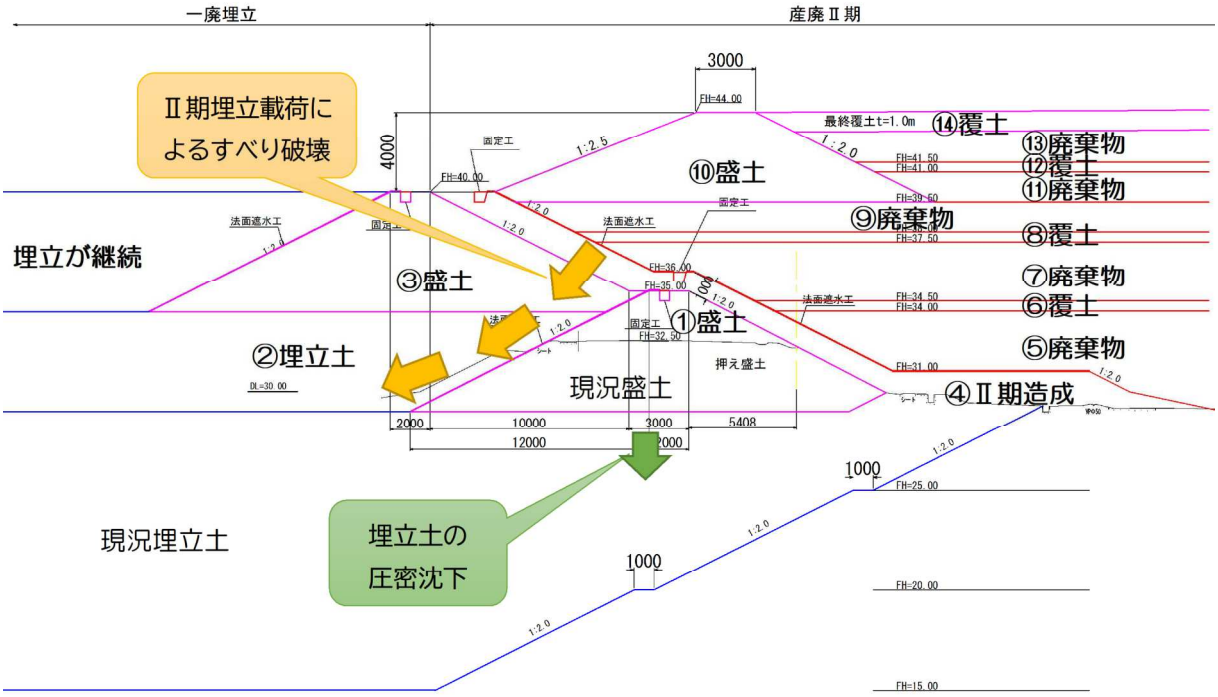


図16　既設一般廃棄物最終処分場との境界部の地盤形成シナリオ

(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。

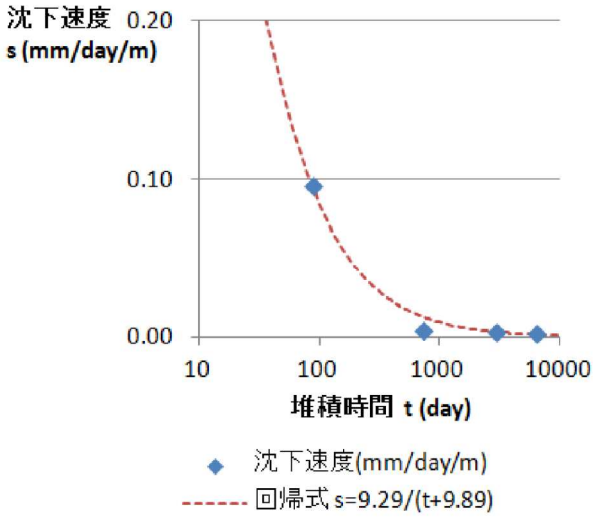


図８　沈下速度と堆積時間の関係

（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17　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 7 に示す。埋立土のせん断強度は、図 15 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 1.0 を大きく上回るため、第Ⅱ期埋立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 16 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 15 および表 6 参照、内部摩擦角 ϕ ＝27°、粘着力 C＝10kN/m2、γ t=12.7kN/m3*）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 1.0 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 16 内②）については、溶融スラグ等で置換・転圧を行う予定であることを(5) 2)にて後述するが、溶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。

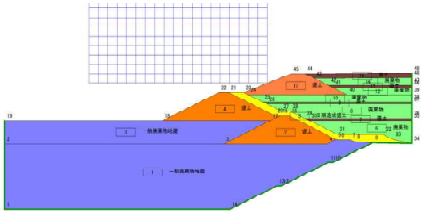
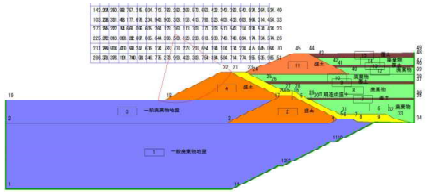
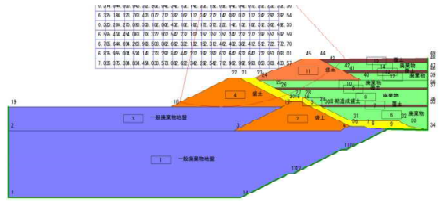
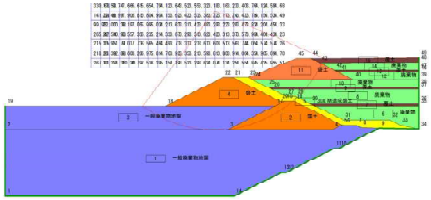
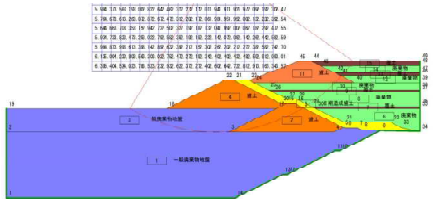
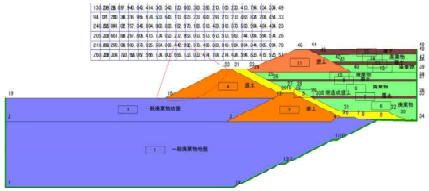
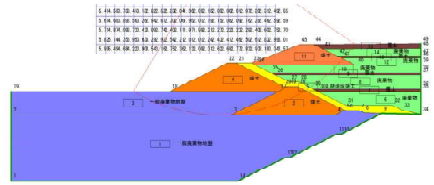
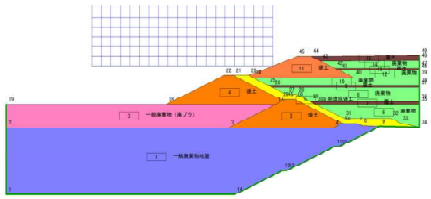
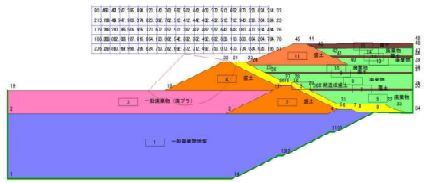
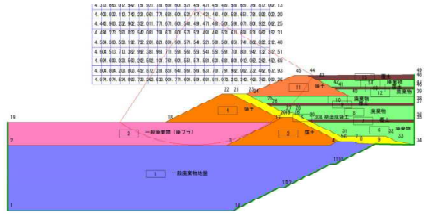
表6　廃プラスチック混入材料の土質試験結果一覧

組成	廃棄物サイズ	区　分	箇所数	堆積時間 年	含水比 %	湿潤密度 g/cm^3	実密度 g/cm^3	空隙率 %	極限支持力 kN/m^2	地盤反力係数 MN/m^3	粘着力 kN/m^2	内部摩擦角 °	停止安息角 °	キャスポル Ia
プラスチック混入	含10cm超	安定型処分場（埋立後1年未満）	4	0.3 (0～0.9)	20 (10～25)	1.3 (1.1～1.5)	2.4 (2.0～2.7)	37 (29～41)	283 (140～340)	8 (5～12)	12 (2～24)	42 (27～59)	40 (36～44)	6.5 (3.7～8.3)
		安定型処分場（埋立後1年以上）	5	8.7 (1.8～15.0)	28 (19～42)	1.5 (1.4～1.6)	2.4 (2.2～2.9)	18 (14～22)	955 (480～2000)	39 (8～111)	15 (5～24)	37 (35～41)	42 (40～44)	9.5 (7.2～15.8)
		不法投棄	4	6.5 (1.5～13.0)	21 (13～31)	1.0 (0.7～1.2)	----	----	----	----	3 (3～4)	49 (46～51)	48 (45～52)	5.0 (3.6～6.3)
		計	13	5.5	23	1.3	2.4	26	619	24	11	42	43	7.2
	概ね10cm以下	管理型処分場	3	0.1 (0.1～0.1)	25 (19～31)	1.3 (1.1～1.5)	2.6 (1.5～4.1)	29 (17～49)	950 (300～1600)	30 (9～51)	40 (40)	50 (50)	37 (34～40)	11.3 (7.8～13.3)
		震災廃棄物（選別残渣）	1	0.2	40	1.1	----	----	----	----	11	47	40	4.5
		計	4	0.2	29	1.2	2.6	29	950	30	26	49	38	9.6
焼却灰等・プラ無	概ね30cm以下	管理型処分場	3	4.5 (0.8～12.0)	27 (22～32)	1.4 (1.2～1.5)	3.2 (2.8～3.6)	39 (38～39)	565 (565)	179 (179)	58 (45～70<)	19 (19)	36 (35～36)	17.9 (14.6～20.0)
		不法投棄	4	7.9 (0.5～12.0)	21 (18～23)	1.7 (1.4～2.0)	----	----	360 (360～)	59 (59)	12 (3～18)	32 (17～45)	38 (35～44)	9.7 (7.8～12.2)
		一般廃棄物処分場	1	40.0	14	1.1	----	----	----	----	----	----	36	6.7
		計	8	10.6	22	1.5	3.2	39	463	119	30	29	37	12.8
合　計			25	6.3	24	1.3	2.5	29	648	41	17	40	40	9.2
海外（Landfill）10cm超のプラ有り			4	3.7 (0.2～7.0)	50 (39～72)	1.1 (1.0～1.2)	1.7 (1.7)	28 (28)	----	----	5 (4～6)	43 (33～43)	41 (36～45)	4.5 (3.7～5.8)

単位体積重量：12.7kN/m3

（出典）プラスチック等が混入した弾性廃棄物地盤の力学及び環境特性に関する研究／（公財）産業廃棄物処理事業振興財団，2016.

表7　すべり安定計算結果まとめ（既設一廃処分場埋立地）

	モデル図	埋立地盤の土質定数				安定計算結果（常時）		安定計算結果（地震時、kh=0.2）	
		参照	γt (kN/m3)	C' (kN/m2)	φ (°)	最小安全率	最小安全率円弧	最小安全率	最小安全率円弧
Ⅱ期埋立考慮		試料10-1	14.6	4.8	46.7	3.11		1.928	
		試料11-1	15.9	19.3	36.6	3.162		1.874	
		試料12-1	15.6	4.5	42	2.954		1.866	
Ⅱ期埋立考慮 一般廃棄物 廃プラ相当		試料12-1	15.6	4.5	42	2.311		1.426	
		廃プラ	12.7	10	27				

(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期埋立てによる載荷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 18 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。造成する盛土高は、図 19 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盛土形状は、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 8 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 1.0 を十分に上回る結果が得られている。

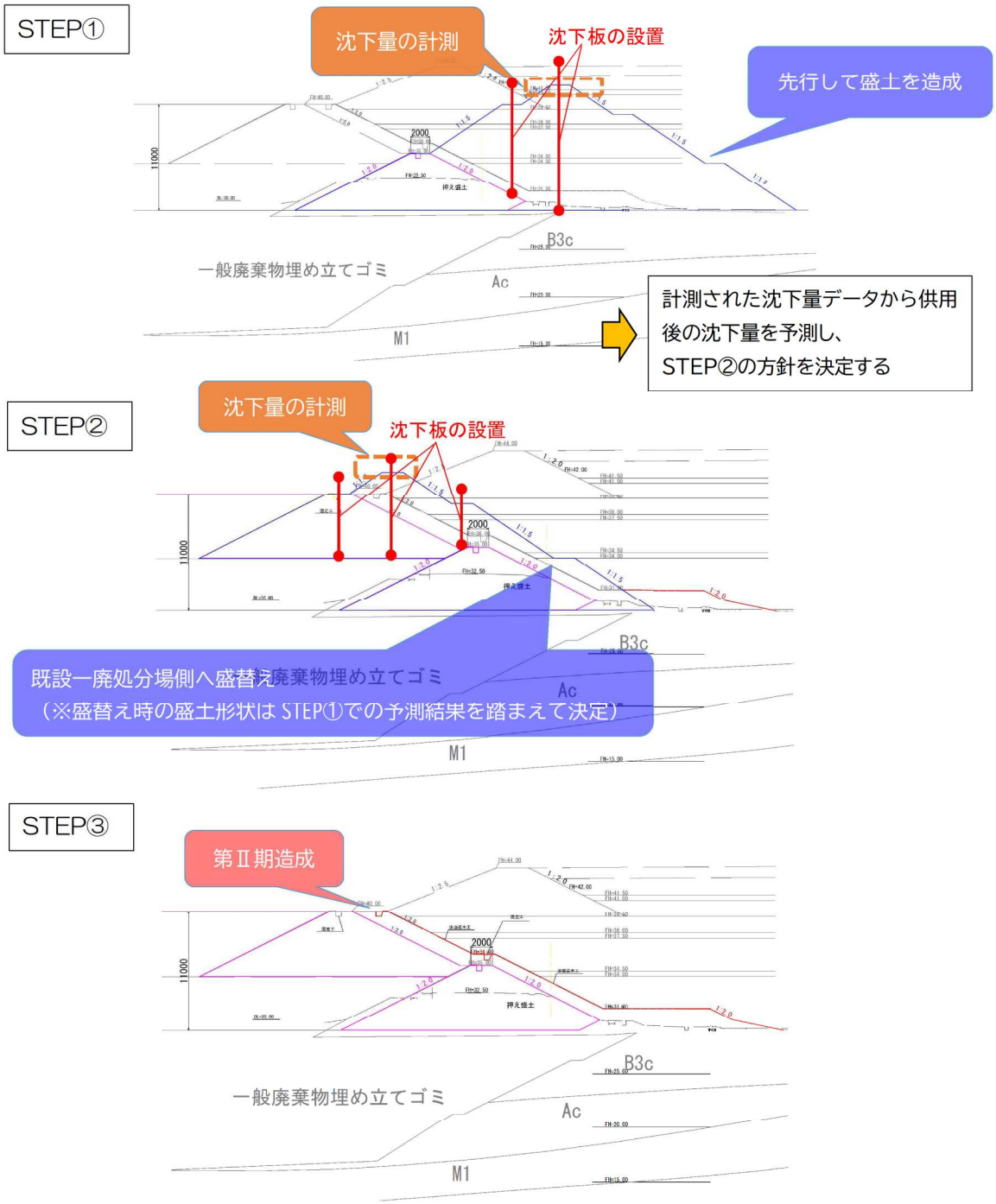
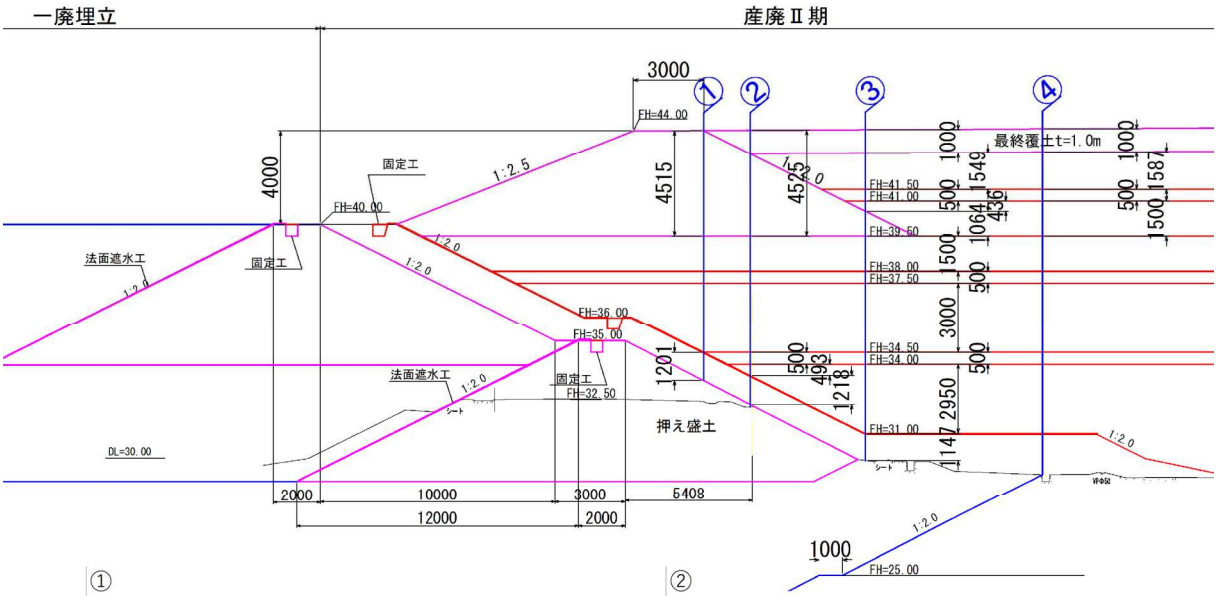


図18　既設一廃処分場との境界部に対する地盤対策



①

	層厚(m)	単位体積重量(kN/m3)	上載荷重(kN/m2)
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/m3)	上載荷重(kN/m2)
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

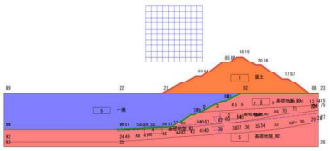
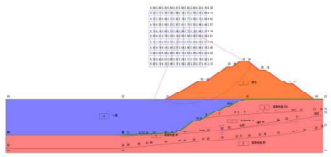
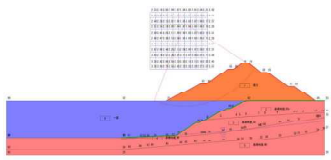
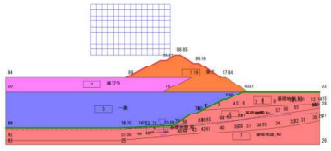
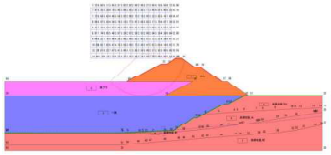
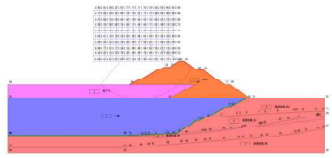
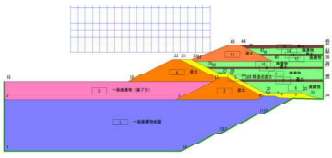
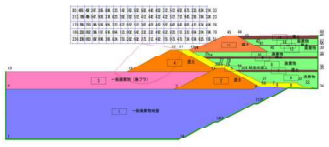
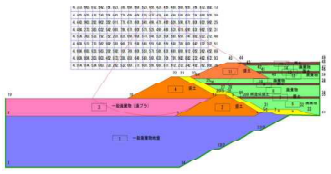
	層厚(m)	単位体積重量(kN/m3)	上載荷重(kN/m2)
覆土	1	19	19
廃棄物	1.549	16.4	25.4036
覆土	0.5	19	9.5
廃棄物	0.436	16.4	7.1504
盛土	1.064	19	20.216
廃棄物	1.5	16.4	24.6
覆土	0.5	19	9.5
廃棄物	3	16.4	49.2
覆土	0.5	19	9.5
廃棄物	2.95	16.4	48.38
盛土	1.147	19	21.793
合計			244.243
盛土高換算(m)			12.9 ➡ **13**

④

	層厚(m)	単位体積重量(kN/m3)	上載荷重(kN/m2)
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19　第Ⅱ期埋立てによる上載荷重および換算盛土高

表8　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	最小安全率円弧	最小安全率	最小安全率円弧
STEP① 盛土造成		2.758		1.838	
STEP② 盛り替え		2.469		1.616	
STEP③ Ⅱ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 18 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 20 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。

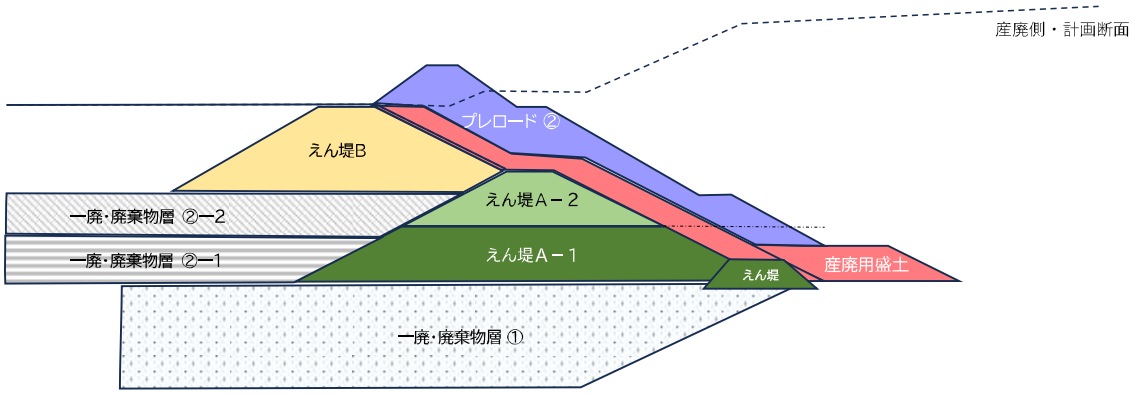


図20

1）図 20 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、埋立物は溶融スラグ・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 ㎝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 ㎝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 20 中の一廃・廃棄物層②ー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溶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 20 中の一廃・廃棄物層②ー 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溶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溶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、基礎地盤埋立物を溶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) 溶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溶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 21 のとおりである。既に埋立処分されている溶融スラグは米子クリーンセンター由来（当該灰溶融施設：電気式のプラズマ式溶融炉）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：ρ_s(g/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}(mm	0.95	0.91	0.72	1.37	0.49	1.23	0.82	0.21	2.50
均等係数：Uc	3.52	3.32	3.76	3.18	5.15	2.91	3.46	1.71	2.88
最小密度：ρ_{dmin}	1.43	1.38	1.50	1.33	1.40	1.46	1.52	1.34	1.26
最大密度：ρ_{dmax}	1.76	1.86	1.88	1.62	1.87	1.79	1.91	1.62	1.45

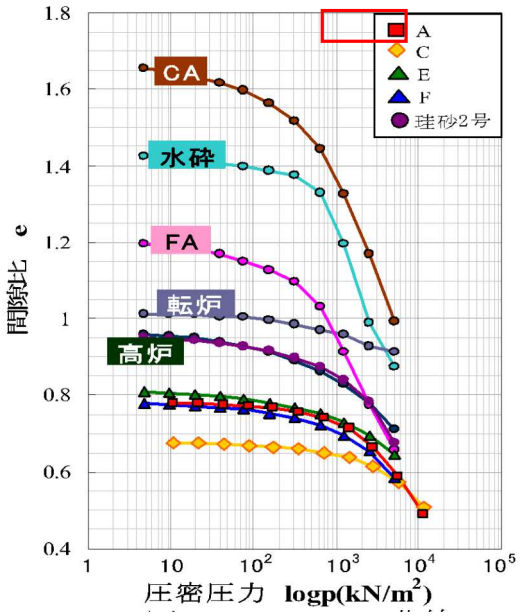


図21　焼却灰溶融スラグの圧密沈下特性

「焼却灰溶融スラグの単粒子破砕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。

$$\Delta \sigma v = H \times \gamma t = 13 \times 19 = 247 \quad (kN/m^2)$$

ここで、$\Delta \sigma v$：プレロード盛土による鉛直応力増分(kN/m^2)

H：プレロード盛土高(m)

γt：プレロード盛土の単位体積重量(kN/m^3)

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22となる。この図から読み取ると、応力増分 247 kN/m^{3}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であることからから、推定沈下量を算出すると 7m×0.01＝0.07mとなる。(※ 図23：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。

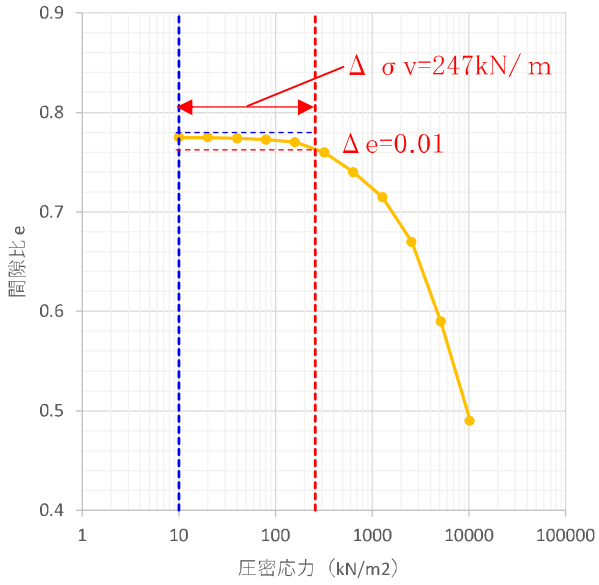


図22　盛土の応力増分による溶融スラグの圧密沈下

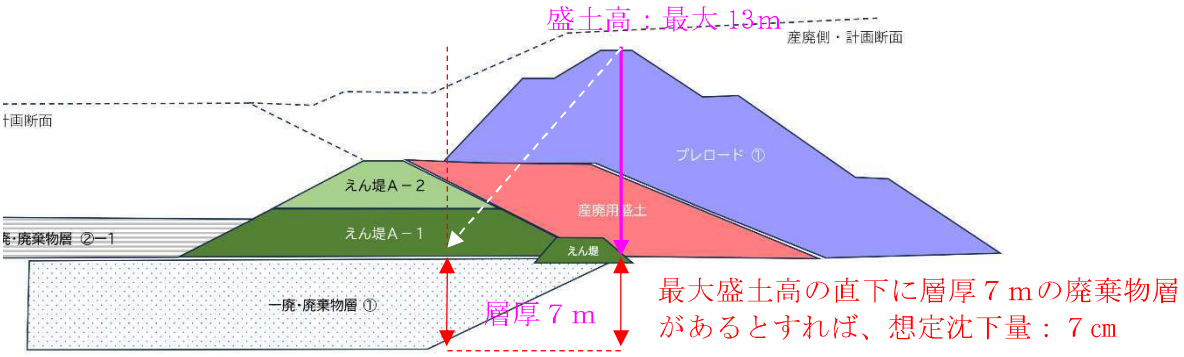


図23　１回目プレロードエの盛土イメージ

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、Δσv＝H×γt＝8×19＝152 (kN/m^2)　となる。

図22の読み取りにより、応力増分152 kN/m^{3}によって減少する間隙比 Δeは、およそ Δe＝0.005 となるため、廃棄物層②の層厚5.0mの推定沈下量は、5m×0.005＝0.025m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2.5c

m程度に収まることが推定される。

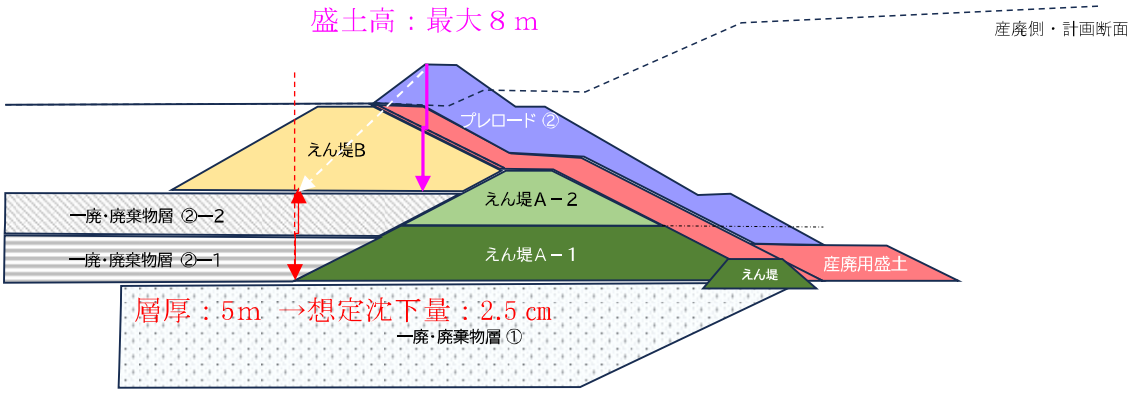


図24　２回目プレロードエの盛土イメージ

１１　遮水工敷設面の安定性評価まとめ

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25　地盤対策範囲（第Ⅰ期）

図26　地盤対策範囲（第Ⅱ期）

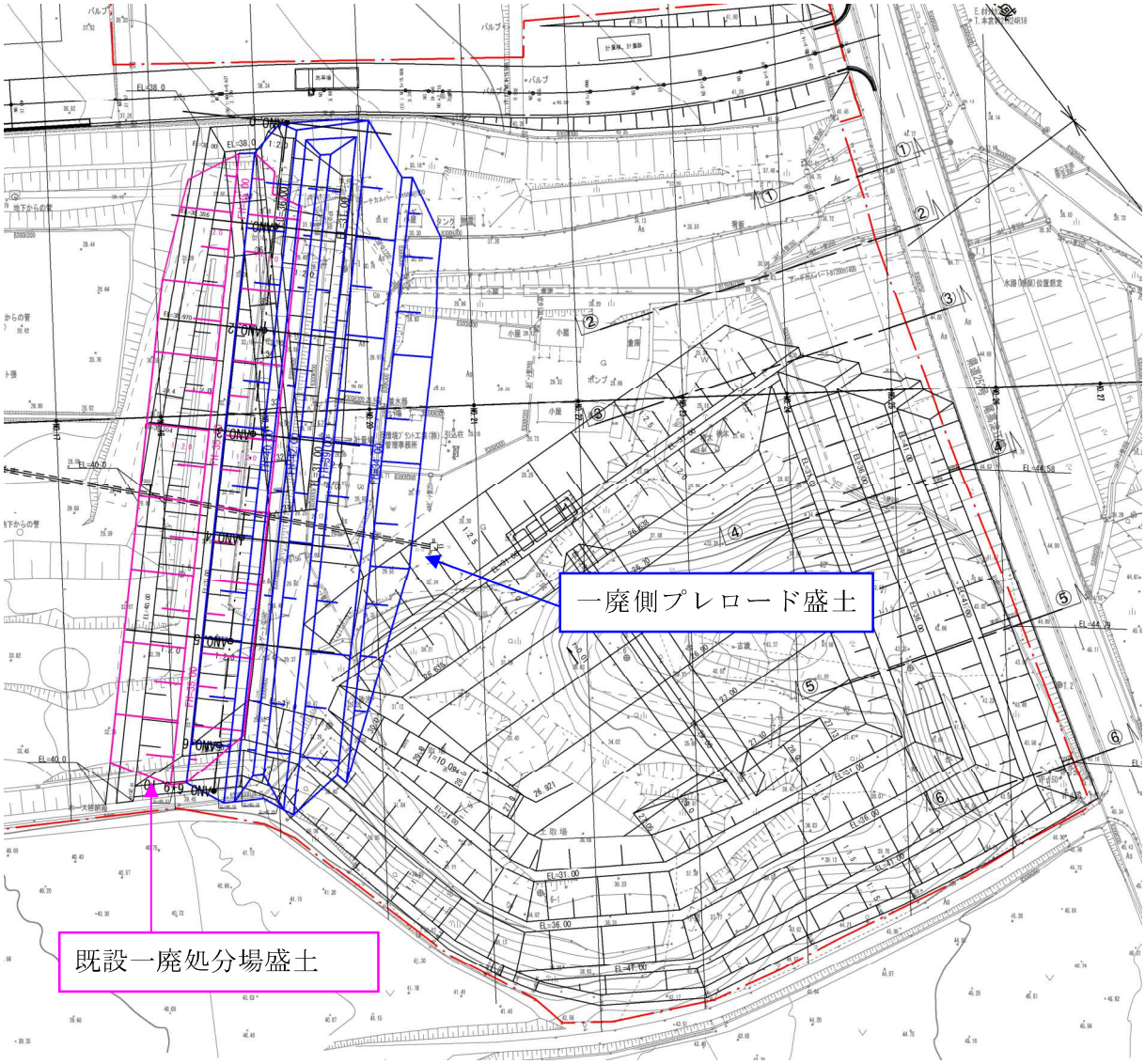


図27　地盤対策範囲（一廃側プレロード盛土）

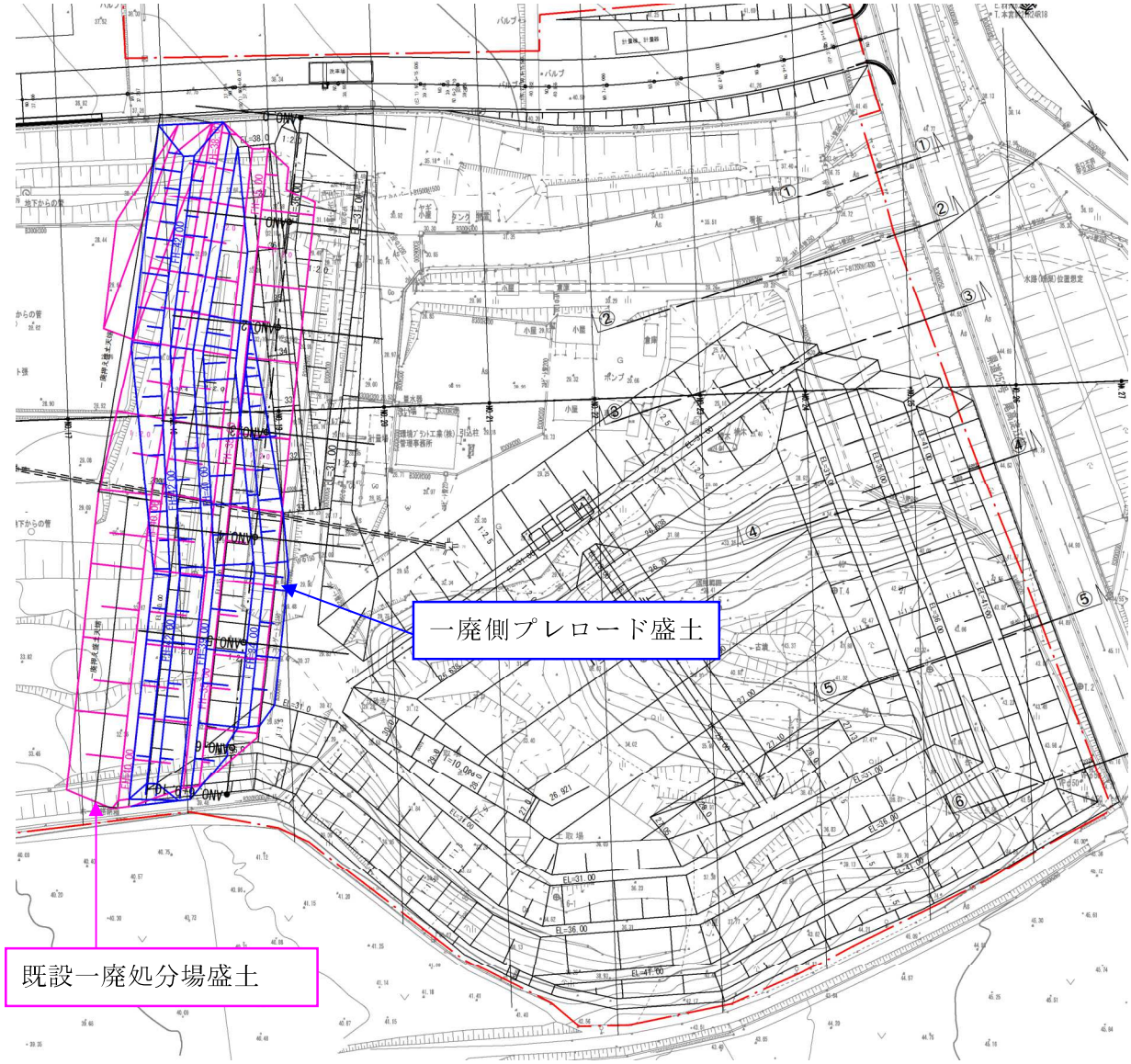


図28　地盤対策範囲（一廃側プレロード盛土盛り替え）