

### (3) 当該地の花崗岩中の節理系

最終処分場の埋立予定地には、花崗岩類が分布する。その北西約 1.5km には断層が分布し、牧ヶ洞断層と呼ばれる活断層と評価されている。この花崗岩類は節理が発達しているが、牧ヶ洞断層（N45°E 走向）の方向にほぼ平行な節理が断層近傍では多くみられるが、埋立予定地では、牧ヶ洞断層の方向とは異なり、N20°E 走向の節理が卓越する（次頁、図 5.2.3-2）。したがって、牧ヶ洞断層の影響は、埋立予定地には及んでいないと考えられる。

一方、花崗岩類は、ボーリング調査でも N 値は、表 5.2.3-2 に示すような値であり、岩級が良くなるほど N 値が高くなる。この N 値による地盤定数への換算では、CL 級の花崗岩類でも内部摩擦角  $\phi$  は 50°以上、粘着力  $c$  も 100kN/m<sup>2</sup> 程度以上を示す十分硬質な岩である。

また、pNo.5-171 図 5.2.3-3 に示されるように、現場のシュミットハンマー試験の結果でも、花崗岩類の一軸圧縮強度は、CL 級でも数 MN/m<sup>2</sup> 以上を示し、軟岩～硬岩にあたる。その中でも CH 級の花崗岩類は、25MN/m<sup>2</sup> 以上を示すものだけであり、硬岩に分類される。

このように、当該地に分布する花崗岩類は、極めて強い力学特性を示し、埋立地の貯留構造物を設置する上で、十分な力学特性を有していると考えられる。一方で、活断層である牧ヶ洞断層が 1.5km 程度のところに存在し、発生確率は「30 年でほぼ 0～5%」であり、極めて低いものの、仮に断層活動により地震が発生した場合には、レベル 2 地震動が発生する可能性がある。

したがって、当該地においては、通常時は力学的に十分安定な構造物を設置することが可能な基礎岩盤であるが、極めて稀に発生すると考えられる牧ヶ洞断層による地震の揺れに対しての耐震性について検討しておく必要がある。

表 5.2.3-2 当該地の N 値

花崗岩類の 岩級区分	N 値 (H30 ボーリング調査)		N 値換算の地盤定数※	
	範囲	平均	内部摩擦角 $\phi$ (°)	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )
CH	500～1500 以上	1131	50 以上	151.5
CH～CM	300～750	555	50 以上	120.0
CM	188～750	404	50 以上	108.2
CM～CL	214～500	324	50 以上	100.6
CL	150～375	275	50 以上	95.4

※) 「地盤工学会：地盤調査の方法と解説, p.310」の粘着力  $c = 15.2N^{0.327}$ 、及び内部摩擦角  $\phi = 25.3\log N + 29.3$  を用いて換算した平均値の値

## 2) 牧ヶ洞断層による設計水平震度

牧ヶ洞断層は、地震調査研究推進本部の主要活断層帯として分類され、その評価ではマグニチュード 7.2 程度の地震が発生するとされている。ここでは、この評価に従い牧ヶ洞断層について検討した。

牧ヶ洞断層のみが動くことを想定する。

設定した地震動は、以下の通り。

- ・断層の長さ 27km：牧ヶ洞断層の長さ 27km より、松田式による気象庁マグニチュード 7.2 の地震に相当
- ・断層の上端の深さ 0km：断層が地表に露出すると設定
- ・断層傾斜 90°：横ずれ断層として設定
- ・断層から当該地までの最短距離 1.5km：牧ヶ洞断層から埋立地全体の最短距離を設定（貯留構造物の安全性は、埋立廃棄物も含めた埋立地全体で考える。）

### 想定する地震

想定地震名	牧ヶ洞断層による地震
想定マグニチュード	7.2
想定断層の長さ	27 km

#### ◆距離減衰式(基準基盤上の最大速度 PGV600)

$$PGV600 = 58.823 \text{ cm/sec}$$

#### ◆地表の最大速度 PGVs

藤本・翠川(2006)の手法による ARV

$$PGVs = 46.413 \text{ cm/sec}$$

#### ◆計測震度 I

藤本・翠川(2006)の手法による ARV

$$I = 5.55 \Rightarrow \text{震度: } 6\text{弱}$$

#### ◆最大加速度 A

藤本・翠川(2006)の手法による ARV

$$A = 409 \text{ Gal}$$

#### ◆設計水平震度 Kh

藤本・翠川(2006)の手法による ARV

$$Kh = \boxed{0.25}$$

この結果が示すように、藤本・翠川の手法により求められる本最終処分場埋立地の設計水平震度 Kh は 0.25 となる。この設計水平震度は、「最終処分場整備要領」に示す強震帯地域（岐阜県は強震帯地域に分類）の通常の岩盤基礎 0.18 あるいは土質基礎 0.20 よりも大きな

設計水平震度である。「廃棄物最終処分場整備要領」表 3.4-5, p.212 では、但し書として「これらの値は目安の値であり、当該地域の地震履歴、地質状況、堤体の動力学的特性を考慮してこれらの値以上をとることとする」と述べられているように、大きな値となってもかまわない。

しかし、他のマニュアルや指針などに示される設計水平震度との整合性も工学的に考慮する必要がある。最終処分場の埋立地は、盛土工に類似する。また、鉱業上の工作物としては集積場に類似する構造となる。これらの関連の指針やマニュアル等で示される設計水平震度とその時に要求される安全率は、以下の通りである。

- 「道路土工－盛土工指針（平成 22 年度版）」：Ⅲ種地盤でレベル 2 地震動の時  $K_h = 0.24$ 、要求安全率 1.0 以上、安全率計算式は修正フェレニウス法
- 「宅地防災マニュアルの解説」：地盤に関わらず大規模地震動（レベル 2 地震動）の時  $K_h = 0.25$ 、要求安全率 1.0 以上、安全率計算式は簡便式（スウェーデン式）
- 「鉱業上使用する工作物等の技術基準を定める省令の技術指針」：表土集積場で強震帯地域の場合  $K_h = 0.15$ 、要求安全率 1.2 以上、安全率計算式は簡便式（スウェーデン式）
- 「廃棄物最終処分場の計画・設計・管理要領(2010 改訂版)」：盛土ダム形式の貯留構造物の強震帯地域の岩盤基礎の時  $K_h = 0.18$ 、要求安全率 1.2 以上、安全率計算式はスライス法

以上のことから、藤本・翠川(2006)の手法により求められた設計水平震度  $K_h = 0.25$  は、工学的に非現実的な大きすぎる値ではない。したがって、ここでは、設計水平震度 0.25 を用いることとする。なお、野田他(1975)<sup>4</sup>は、設計水平震度の最大値は 0.25 であることを示している。また、「宅地防災マニュアルの解説」でも阪神淡路大震災の宅地被害の設計水平震度を 0.25～0.27 としながらも宅地盛土の設計時の大規模地震動に対しての設計水平震度は 0.25 を採用している。したがって、設計水平震度  $K_h$  は 0.25 が最大と考えるのが一般的である（特に、廃棄物埋立地は宅地盛土と構造的に類似する）。庄川断層帯の地震動において計算上設計水平震度が 0.25 を越える可能性はあるが、以上のことから、既に最大値であるのでここでは求めないこととした。

なお、安定解析において、道路土工の安定計算式や最終処分場整備要領の計算式で計算された安全率よりも宅地防災マニュアルの計算式の方が、同じ斜面構造でも安全率が小さく求められる。したがって、本評価では、より安全側をとり、宅地防災マニュアルの計算式を用いることとする。

<本評価に用いる安定解析と設計震度>

- 安全率計算式：宅地防災マニュアルの計算式である簡便式（スウェーデン式）

<sup>4</sup> 野田節男・上部達生・千葉忠樹(1975)：重力式岸壁の震度と地震加速度，港湾技術研究所報告，第 14 巻，第 4 号，pp.67-111.

- 設計水平震度： $K_h=0.25$
- 要求安全率：1.2 以上（設計水平震度の作用時）

### 3) 設定した設計水平震度と安全率

関係する基準書に伴う設計水平震度と安全率を以下に整理し、適正な基準を設定する。また、前述したように、牧ヶ洞断層が起震した場合の設計水平震度は 0.25 である。

表 5.2.4-2 設計水平震度及び最小安全率の設定根拠表

所 管	基準書	設 計 水 平 震 度	安全率	
			常 時	地震時
国土交通省	道路土工指針	レベル2地震動、地盤種別I種 (大規模地震動対応、基盤は岩盤) $k_h = C_z \times k_{h0} = 1.0 \times 0.16 = 0.16$	1.2	1.0
	宅地防災マニュアル	$k_h = C_z \times k_{h0} = 1.0 \times 0.25 = 0.25$	1.5	1.0
岐阜県	林地開発許可審査基準	<強震帯及び中震帯地域> 通常の岩盤：0.12 風化・破碎の著しい岩盤、第三紀以降 の未固結岩盤：0.15	1.5	1.2
林野庁	治山技術基準*			
岐阜県	構造指針	廃棄物埋立地内の盛土部（常時・地震 時の区別の記載なし）： 設計水平震度の規程なし	1.25	1.25
		コンクリート擁壁そのものの安定性： 設計水平震度の規程なし	1.5	1.2
自主	牧ヶ洞断層などの周辺 活断層の影響	0.25	—	—
採用値	—	0.25	1.5	1.25

※) 治山技術基準 総則・山地治山編 第2編山地治山事業 第4章渓間工の設計 第3節治山ダム 及び 第5章山腹工の設計 第3節山腹基礎工

したがって、安定性検討に用いる基本条件は、以下のとおりとする。

表 5.2.4-3 埋立地の安定解析用に設定する解析検討ケース

検討ケース	設計水平震度 $K_h$	安全率	
		常 時	地震時
ケース1（埋立中・大規模地震時）： —	0.25(100%)	1.5	1.25
ケース2（埋立中・洪水時）：満水位	0.12(50%)		
ケース3（埋立終了・洪水時）：満水位	0.12(50%)		
ケース4（埋立終了・大規模地震時）： —	0.25(100%)		

備考) 常時は、設計水平震度  $K_h$  を 0 とした時、地震時は表中の設計水平震度を与えた時

## (2) 設定物性値

力学的安定性を検討するためには、“貯留構造物”、“基礎地盤の花崗岩類”、“埋立廃棄物層”の力学的な物性値（地盤定数）を設定する必要がある。

### 1) 貯留構造物

埋立地の最下流に設けられる貯留構造物としては、基本的に健全な地山まで掘削をし、その上に、水路となるコンクリート部を設置し、その背面に貯留構造物として盛土えん堤を構築し、コンクリートと盛土えん堤の間を埋戻し土で盛土する。

水路が設置されるコンクリート部については、コンクリートの内部摩擦角は通常  $40^\circ$  程度以上、粘着力は  $0.5\text{N/mm}^2=500\text{kN/m}^2$  程度以上となる<sup>5</sup>。したがって、ここでは、単位体積重量： $24\text{kN/m}^3$ 、内部摩擦角： $40^\circ$ 、粘着力： $500\text{kN/m}^2$ とする。

貯留構造物である盛土えん堤は、pNo.5-221 表 5.2.6-1 にも示したように「道路土工—盛土工指針」における「盛土 礫まじり砂」と仮定して、単位体積重量： $20\text{kN/m}^3$ 、内部摩擦角： $40^\circ$ 、粘着力： $0\text{kN/m}^2$ とする。これは、5.2.6 項でも述べているが、花崗岩の風化したマサ土と切土により破碎した岩を盛土材として用いるので、「礫まじり砂」とした。

### 2) 基礎地盤（花崗岩類）

当該地で対象となる地盤は CL～CH 級花崗岩類と崖錐等である。このうち、崖錐等は、最終処分場を設置するにあたり除去するので CL 級以上の花崗岩類を基礎地盤とする。

室内試験では、花崗岩類の岩級による違いはほとんどない。一方、現場の弾性波速度は、深度数  $m$  から  $2000\text{m/sec}$  以上を示し、次頁、表 5.2.4-4 に見られるように、一般的な花崗岩の岩級区分でも CL 級以上の花崗岩しか分布しない。このことは、ボーリング調査結果ともほぼ一致し、一般的な花崗岩の岩級区分と弾性波速度の関係は、当該地でも適用できる。

一方、N 値から換算できる花崗岩類の内部摩擦角は、全ての岩級で  $50^\circ$  以上の極めて大きい値となり、一般的な花崗岩の値からはかけ離れる。したがって、現場の弾性波速度が、当該地でも適用できることから、当該地の花崗岩類の内部摩擦角  $\phi$  及び粘着力  $C$  を次頁、表 5.2.4-4 に従い設定する。

また、単位体積重量は、室内岩石試験の結果より、CL～CH 級の花崗岩類全てを、 $26.0\text{kN/m}^3$ と設定する。

---

<sup>5</sup> 例えば、「林螢奎・前田孝一 村上雅也(1998)：三軸圧縮試験を利用した若材齢コンクリートの力学的性質に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20，No.2，pp.577-582.」など参照。

表 5.2.4-4 一般的な花崗岩の岩級区分と各種物性値との関係

等級	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	せん断定数		変形 (弾性係数)		岩盤状況	弾性波速度 V <sub>p</sub> (km/SEC)		変形係数 (kg/cm <sup>2</sup> )		圧縮強度 q <sub>u</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	適要	
		$\phi$ (°)	C (t/m <sup>2</sup> )	常時E <sub>0</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	地震時E <sub>0d</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )		陸上部	海底部	E <sub>1d</sub> T	E <sub>PL</sub>			
D	D <sub>L</sub>	1.8	30.0	10	1,200	2,400	マサ状に風化しているが岩の組織は認められる。ほとんどの割れ目は消滅している。ハンマーの先で崩すことができる。	0.3	1.2	~ 800	~ 2,500 ( 5,000)	—	マサ状 風化
	D <sub>H</sub>	2.0	32.5	25	2,500	5,000		1.2	2.4				
C <sub>L</sub>	2.2	35.0	40	5,000	10,000	割れ目は2~10cm間隔で発達し開口しマサ化、粘土化している。岩塊内部まで風化され軟質、硬質で割れ目が密集する部分もある。	1.5 ↓ 2.5	2.0 ↓ 4.7	3,000	5,000 (10,000)	140	軟岩	
C <sub>M</sub>	2.4	37.5	60	10,000	20,000	割れ目は10~30cm間隔で発達し粘土シームを挟むことがある。岩塊内部はおおむね新鮮だが青色鉱物の周囲は褐色をおびる。ハンマー音は半濁音。	2.5 ↓ 3.0	2.5 ↓ 5.5	10,000	10,000 (15,000)	420		
C <sub>H</sub>	2.5	40.0	90	20,000	40,000	割れ目は15~50cm間隔で発達し割れ目沿いは若干風化変質、おおむね新鮮で堅硬な岩盤。ハンマー音は金属音。	4.0	3.8 ↓ 5.8	30,000	20,000 (25,000)	730		硬岩
B	2.6	42.5	150	40,000	60,000	割れ目は50cm以上の間隔で発達しごくまれに割れ目沿に微弱な風化をうけている。全般に未風化で新鮮。ハンマー音は金属音。	5.4	4.0 ↓ 6.0	80,000	40,000 (40,000)	1000		

山県守・栗野純孝(1984) : 岩盤分類の事例—橋梁基礎 (風化花崗岩), 応用地質, 特別号, pp.91-102

### 3) 埋立廃棄物

埋立廃棄物は、「添付書類 5 No.7：排ガス及び排水の量、処理方法を明らかにする書類及び図面」pNo.7-3 表 7.1-2 に示されるように、破砕不燃ごみが 6 割以上の実績であり、今後これが主体となると考えられる。この他に焼却灰も埋立てることも考えられるが、応用地質学会委員会報告（大野ら(2019)）の結果では、表 5.2.4-5 に示されるように、破砕不燃ごみの方が焼却灰よりも粘着力が低く、液状化強度比も低い（内部摩擦角は破砕不燃ごみも焼却灰もほぼ同じ 40° 前後）。また、後述する動的解析に必要な液状化強度比を求めた事例は「廃棄物最終処分場整備の計画・設計管理要領」など既往の文献では示されていない。さらに、これまで示されていた廃棄物の物性は、当該地に埋立処分予定の破砕不燃ごみについての物性値がほとんどなかった。破砕不燃ごみの粘着力や液状化強度比が焼却灰よりも低いことから力学的安定性においては安全側の検討となるため、ここでは、大野ら(2019)の結果の内、破砕不燃ごみの値を用いる。

なお、同様に「添付資料 5 No.7」で想定している汚泥などの粘性土系のごみを埋立てる場合には、ここで取り扱う砂質土系のごみとは物性が大きく異なることが想定される。浸出水の原水としては、より水質の悪い方を想定しているので、水処理機能に問題はないものの、力学的な安定性については汚泥等の埋立には課題が残る。したがって、将来的に、汚泥などの粘性土系のごみを埋立てるようなことが生じた場合には、その埋立前に、安定性と集排水を十分に検討（力学の静的解析と動的解析、浸透流解析による検討）し、埋立の可否、埋立方法、保有水等集排水設備の配置、などを再度分析・評価する必要がある。

表 5.2.4-5 産業廃棄物の力学的特性（JSEG の報告である大野ら(2019)より）

	破砕不燃ごみ	焼却灰（主灰）
土粒子の密度 $\rho_s$ g/cm <sup>3</sup>	2.771	3.143
地盤材料の分類名	礫まじり 細粒分質砂	礫まじり 細粒分質砂
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ g/cm <sup>3</sup>	1.025	1.258
最適含水比 $\omega_{opt}$ %	46.2	36.3
以下の試験結果の調整含水比 %	37.5	30.0
湿潤密度 $\rho_t$ g/cm <sup>3</sup>	1.363	1.470
透水係数 $K \times 10^{-7}$ m/sec	1.08	0.588
粘着力 $C'$ kN/m <sup>2</sup>	17.1	31.1
内部摩擦角 $\phi'$ °	40.41	39.47
液状化強度比 RL20	0.580	0.678

#### 4) 設定物性値のまとめ

埋立廃棄物については、埋立中と埋立終了後とは、一般に地盤定数の取り扱いが異なる。通常、埋立中については、透水係数が低い場合には CUB 試験の主応力差最大の全応力で求めた地盤定数を用いるが、透水係数が高い場合には CUB 試験の主応力比最大の有効応力で求めた地盤定数を用いる。一方、埋立終了後は、長期的な安定性が問題となるので、CUB 試験の主応力差最大の有効応力で求められる地盤定数を用いる。

当該地の埋立廃棄物の透水係数は、十分に締め固めた状態で約  $1 \times 10^{-7} \text{m/sec}$  と低い (pNo.5-191 表 5.2.5-1 参照) ので、埋立中については、CUB 試験の主応力差最大の全応力で求めた地盤定数 ( $C_{cu}$ ,  $\phi_{cu}$ ) を用いる。

以上のことから、解析に用いる物性値を表 5.2.4-6 のように設定する。

なお、当該地は豪雪地帯であり、冬季に埋立作業を実施するなどの場合、埋立地の一部を除雪することとなる。そうした場合でも、通常の除雪 (平坦部を除雪し、斜面部に積雪が残る場合) では、斜面の安定性は安全側 (安全率が高くなる) に作用するので、特に改めて分析・評価する必要はない (詳細は後述の「(4) 積雪の影響について」pNo.5-186 以降を参照)。

表 5.2.4-6 土層区分毎の安定性に係る物性値

土層区分		単位体積重量 kN/m <sup>3</sup>	粘着力 kN/m <sup>2</sup>	内部摩擦角 °	備考
コンクリート (水路部)		24.0	500.0	40.0	通常のコンクリート程度と仮定
盛土えん堤部		20.0	0.0	40.0	盛土工指針「盛土 礫混り砂」
埋立廃棄物 (覆土 10%未満)	埋立中	13.5	50.0	18.0	大野ら(2019)の破碎不燃ごみ
	埋立終了後	13.5	17.0	40.0	
基礎地盤 (花崗岩類)	DL 級	20.0	100.0	30.0	
	DH 級	20.0	250.0	32.5	
	CL 級	26.0	400.0	35.0	
	CM 級	26.0	600.0	37.5	
	CH 級	26.0kN/m <sup>3</sup>	900.0	40.0	

備考) 単位体積重量は、室内岩石試験の結果より、CL~CH 級の花崗岩類全てを、26.0kN/m<sup>3</sup> と設定する。

#### 参考文献

大野博之・登坂博行・山内一志・宮原哲也・大山隆弘・磯部有作・陳友晴・打木弘一(2019): 最終処分場における埋立廃棄物等の力学的特性, 令和元年度日本応用地質学会研究発表会論文集



## 2) 解析結果

「[第二次改訂版]宅地防災マニュアルの解説」に示される簡便式（有効応力法）による解析結果（地震作用時のみ）を次頁以降、図 5.2.4-3～図 5.2.4-6 に示す。また、表 5.2.4-7 にすべてのケースの安定解析の結果一覧表を示す。

表に示されるように、全てのケースの常時では安全率 1.5 を超え、地震時で安全率は 1.25 を超えており、十分に要求安全率を満たしている。したがって、前述の通り適切な保有水等集排水設備及び耐圧排水材を設置していれば、豪雨により満水状態となった時でも安全率は 1.78 と十分に要求安全率を満たし、安全な最終処分場埋立地であると判断できる。また、大規模地震の時の安全率は 1.73 と要求安全率を満たしているため、この時も安全な最終処分場であると判断できる。

以上のことから、当該処分場は豪雨や大規模地震にも十分耐えうる構造耐力上安全な貯留機能を有していると判断できる。

表 5.2.4-7 安定解析の結果一覧表

ケース	最終処分場の状態	設計震度	最小安全率	要求安全率	安全性	備考
1	埋立中/えん堤背面湛水水位 0.5m	0.00	7.15	1.50	◎	えん堤部
		0.25	5.02	1.25	◎	えん堤部
2	埋立中/えん堤背面湛水水位 5.0m	0.00	7.15	1.50	◎	えん堤部
		0.12	5.98	1.25	◎	えん堤部
3	埋立終了/廃棄物層内満水	0.00	2.90	1.50	◎	埋立地全体
		0.12	1.78	1.25	◎	埋立地全体
4	埋立終了/廃棄物層内低水位	0.00	3.71	1.50	◎	埋立地全体
		0.25	1.73	1.25	◎	埋立地全体