



静岡県浜松市（ミダック）
地盤沈下調査および工学的検討業務

報告書

平成 29 年 9 月

(株)環境地質

(株)熊谷組

目次

1. 業務の概要.....	1
1. 1. 業務目的	1
1. 2. 業務内容	1
2. 業務内容	4
2. 1. 資料調査	4
2. 2. 深部も含めた地盤変形特性調査.....	5
2. 2. 1. 総論.....	5
2. 2. 2. 平板載荷試験.....	7
2. 2. 3. 孔内水平載荷試験	13
2. 2. 4. 物理探査.....	19
2. 2. 5. 地表踏査.....	22
2. 2. 6. 室内試験.....	23
2. 3. 変位解析	27
2. 3. 1. 総論.....	27
2. 3. 2. 解析内容.....	28
2. 4. 総合検討・評価.....	28
3. 調査結果	29
3. 1. 資料調査	29
3. 1. 1. 物理探査.....	29
3. 1. 2. 集排水設備について.....	35
3. 1. 3. その他の資料調査結果	37
3. 2. 深部も含めた地盤変形特性調査.....	38
3. 2. 1. 平板載荷試験結果	38
3. 2. 2. 孔内水平載荷試験結果	41
3. 2. 3. 物理探査結果.....	48
3. 2. 4. 地表踏査結果.....	53
3. 2. 5. 室内試験結果.....	56
3. 3. 変位解析	57
3. 3. 1. これまでの設計	57
3. 3. 2. 解析手法とモデル	58
3. 3. 3. 設定物性値	61
3. 3. 4. 解析結果.....	67
4. 総合検討・評価	71

4. 1. 信頼できる基礎地盤について	71
4. 1. 1. 既往の調査結果	71
4. 1. 2. 今回の調査結果を含む変形特性	74
4. 1. 3. 信頼できる基礎地盤としての評価	76
4. 2. 緑色岩中の地下水流れについて	77
4. 2. 1. 既往の調査結果	77
4. 2. 2. 物理探査結果の考察	81
4. 2. 3. 地下水流れの評価	93
4. 3. 埋立廃棄物による底面構造物への影響	99
4. 3. 1. 遮水工	99
4. 3. 2. 浸出水集排水設備及び地下水集排水設備	103
5. まとめ	106
巻末資料	I
巻末資料－1 資料収集結果	II
巻末資料－2 平板載荷試験	III
巻末資料－3 ボーリング調査	IV
巻末資料－4 孔内水平載荷試験	V
巻末資料－5 物理探査（弾性波探査）	VI
巻末資料－6 地表踏査結果	VII
巻末資料－7 室内岩石試験	VIII
巻末資料－8 変位解析	IX
巻末資料－9 比抵抗電気探査再解析	X

1. 業務の概要

1. 1. 業務目的

本業務は、静岡県浜松市内に設置予定の奥山の杜クリーンセンター最終処分場・破碎処理施設の計画地における岩盤の変位の程度を把握・評価し、工学的に許容できない変位量である場合の対応策まで含めた検討・評価を行うものである。また、本調査結果と合わせて既往のデータを考慮し、地下水流れについて検討・評価するものである。

1. 2. 業務内容

当該地は静岡県浜松市北区引佐奥山 1397 番 195 外に位置する。
業務地位置図を図 1-2-1 に示す。

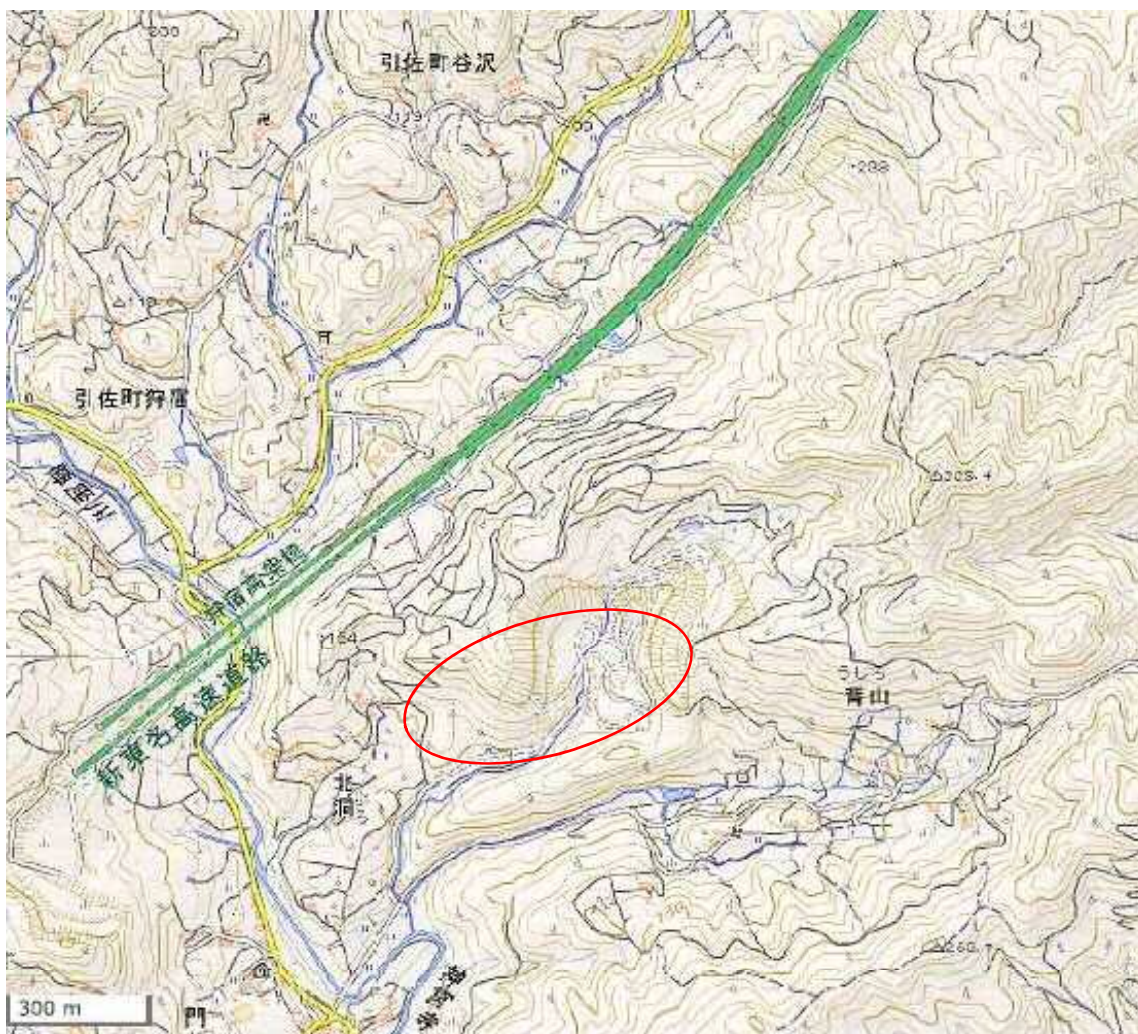


図 1-2-1 業務地位置図（国土地理院データより引用）

<http://portal.cyberjapan.jp/site/mapuse4/>

本業務内容は以下のとおり。また、調査位置図を図 1-2-2 に示す。

- | | | |
|--------------------------|---------------|------|
| ① 資料調査 | | 一式 |
| ② 深部も含めた地盤変形特性調査 | | 一式 |
| (ア) 平板載荷試験 | 2 箇所 計 2 個 | |
| (イ) 孔内水平載荷試験 | 2 本×3 深度=6 箇所 | |
| (ウ) 物理探査 (弾性波探査) | 3 測線 | |
| (エ) 地表踏査 (シュミットハンマー試験含む) | 東側斜面 | |
| ③ 室内岩石試験 | | 一式 |
| (ア) 一軸圧縮強度試験 (ひずみ測定) | 3 供試体 | |
| (イ) 超音波速度試験 | 3 供試体 | |
| (ウ) 密度・吸水及び有効間隙率試験 | 3 供試体 | |
| ④ 変位量解析 | | 1 断面 |
| ⑤ 総合検討・評価 | | 一式 |

2. 業務内容

2. 1. 資料調査

当該地の背景、最終処分場の基準省令や計画・設計・管理要領に沿う形で、現状の知見を収集整理し、地盤沈下による遮水工等の破損がないようにするための方策を検討するための資料とする。

収集資料は次の通り。

- ① 基準省令（「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（昭和五十二年三月十四日総理府・厚生省令第一号）」）
- ② 最終処分場の計画・設計・管理要領（全国都市清掃会議(2010)：廃棄物最終処分場整備の計画・設計・管理要領－2010改訂版，689p.）
- ③ 地盤沈下関連の事例等
- ④ 関連学協会（応用地質学会誌、地盤工学会誌、廃棄物資源循環学会誌等）の論文等
- ⑤ 各種試験に関する基準・指針等
- ⑥ 既往の調査報告書
- ⑦ その他の既往資料・文献

2. 2. 深部も含めた地盤変形特性調査

2. 2. 1. 総論

最終処分場の下地（基礎地盤）強度の確認は、“コーン貫入試験、平板載荷試験、CBR 試験などにより行うことが望ましい”と「最終処分場の計画・設計・管理要領」に謳われているが、このうち、平板載荷試験は地盤表面の下地強度や変形特性を求めるものである。また、コーン貫入試験は沖積・洪積層で構成される比較的柔らかい地盤に適用される試験であり、CBR 試験は道路・港湾の分野で土質地盤の地盤反力係数を求めるための試験である。

当該地は、緑色岩類で構成される比較的硬い岩盤である。この場合、コーン貫入試験は不適切である。また、CBR 試験も土質地盤の地盤反力係数を求めるものなので不適切である。

一方、当該地においては、比抵抗電気探査結果による低比抵抗帯が水を多く含み地盤沈下を引き起こすのではないかと指摘がなされている。すなわち、深度数十mの比較的深い部分の地盤沈下が懸念されている。したがって、平板載荷試験で求められる地表部の変形特性把握だけでは、この懸念を払しょくしきれないと思われる。

平板載荷試験では、地表地盤の変形特性が求められるが、それに加えて、この懸念を払しょくするためには、深度 30m ぐらいまでの地盤の変形特性を捉える必要がある。こうした深度方向の変形特性を把握する試験法として、孔内水平載荷試験がある。

なお、孔内水平載荷試験は、岩盤を対象とした場合には、長大橋梁、原子力発電所、ダムなど大型構造物の基礎岩盤の変形特性を調べる目的で広く利用されている。

そこで、平板載荷試験と共に、深度方向の変形特性を求める試験である孔内水平載荷試験、さらに、それらを断面的に展開するための物理探査を実施する。

これらの調査の流れを、図 2-2-1-1 に示す。

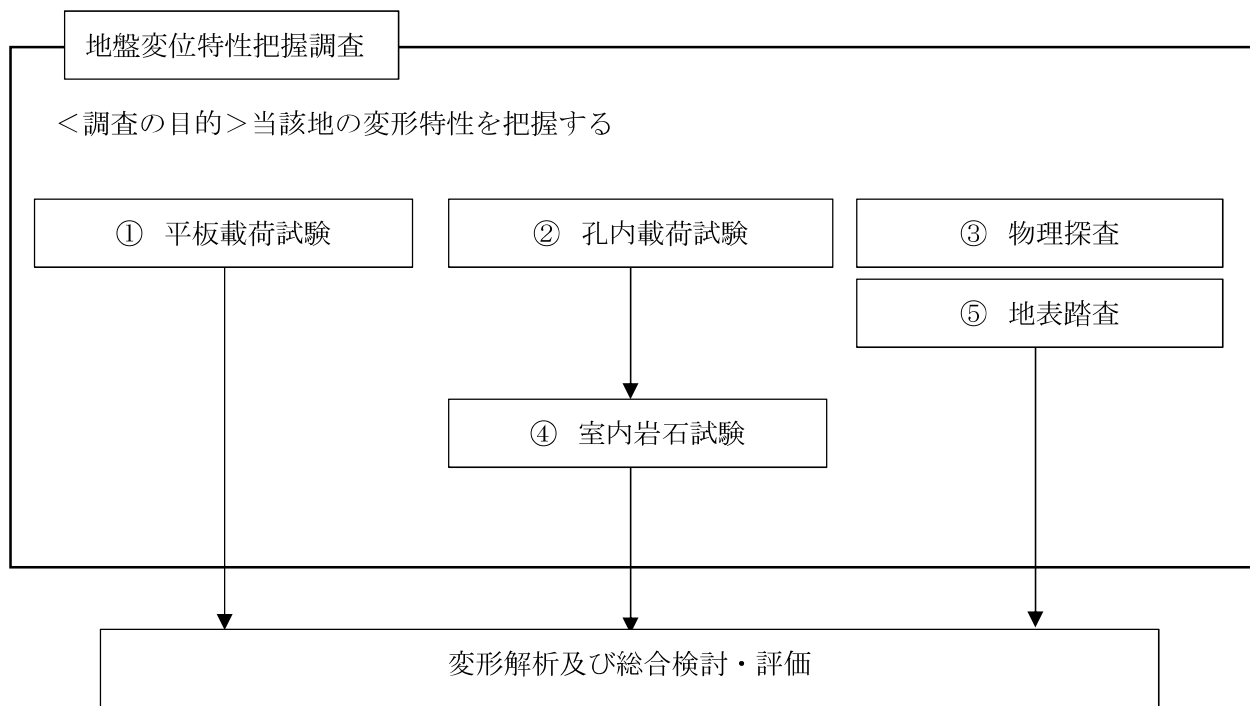


図 2-2-1-1 地盤変形特性把握調査と、変形解析及び総合検討・評価の概要

2. 2. 2. 平板載荷試験

(1) 試験概要

平板載荷試験は、地盤工学会基準 JGS1521-2012 に示される方法で、極限支持力や変形係数を求める試験方法である。当該地では、屋外で試験を行うので、写真 2-2-2-1 のような試験装置を設置して行う。

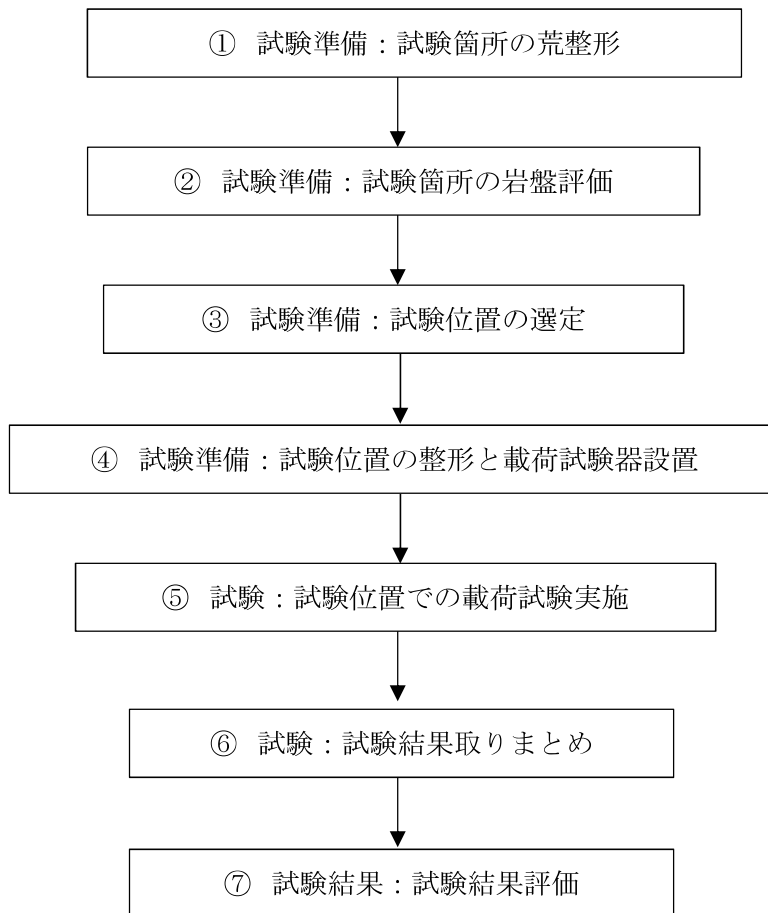
この試験により、地盤反力係数、極限支持力、変形係数等を求め、載荷に伴う支持特性、変位特性を把握する。

なお、実施個所は、埋立物の最大荷重の掛かる付近の 2 箇所とする。

本試験は、図 2-2-2-1 に示すような流れで実施する。



写真 2-2-2-1 屋外型の平板載荷試験の状況例（赤枠内が試験装置）



備考) 上記⑦において試験結果が不備である場合は、再度試験を実施する場合があります

図 2-2-2-1 平板荷重試験概略フロー図

(2) 試験方法

試験は、基本的には地盤工学会基準（JGS1521-2012）の「平板載荷試験方法」に準拠して実施する。

1) 試験の準備

① 測定位置の選定の基本的考え方

「土木学会：原位置岩盤の変形およびせん断試験の指針（以降、「変形試験指針」と呼ぶ）」にあるように“測定位置は、構造物や全体の地質を考慮しながら適切に選定しなければならない”とされているので、構造物が直接載ってくる場所や大きな応力が発生する場所で行うことを基本とする。

したがって、埋立廃棄物の最大荷重の掛かる A 区域内の 2 か所で行う（図 2-2-2-2）。

なお、測定位置の詳細は、現場の岩盤表面の荒整形後、観察を行った後に選定した。

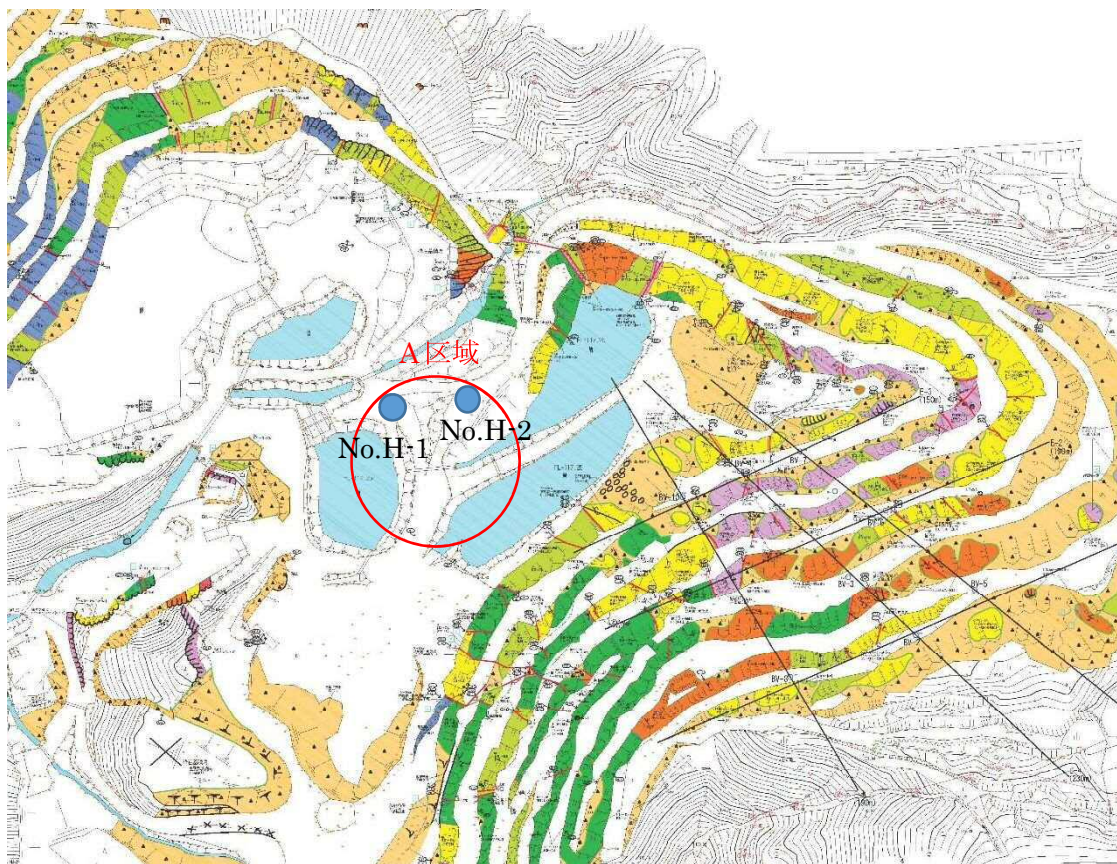


図 2-2-2-2 平板載荷試験箇所
1 区域計 2 個の試験を実施した

② 測定位置の岩盤表面の整形の基本的考え方

「変形試験指針」にあるように、測定位置の岩盤表面は、“岩盤表面の発破、その他でゆ

るんだ部分や損傷を受けた岩石は取り除き、表面は甚だしい凹凸がないよう平らに仕上げる” 必要があり、“加圧する岩盤表面は平らに仕上げたのち、セメントペーストでフェーシングを行う” 必要がある。

したがって、試験の実施にあたっては、少なくとも深度 30cm は手掘りをして加圧面を成型した。フェーシングは、岩盤表面の凹凸を埋めるよう実施するが、その最大厚さはなるべく 5cm 以下になるように仕上げた。

2) 試験方法

① 載荷法の基本的考え方

平板載荷試験は、「変形試験指針」にあるように、“最大荷重の大きさは、一般的には岩盤中に生じる設計応力の1～2倍を標準とし、この荷重での繰り返し荷重を3～5回行う”ことが必要である。

本試験では、埋立後における廃棄物の荷重による変形を問題としているので、その荷重から最大荷重を設定する。

最大埋立廃棄物の厚さは67m程度である。そこで、比較的密度の高い廃棄物の湿潤重量 18kN/m^3 とすると、地盤面に作用する荷重は、 $67\text{m} \times 18\text{kN/m}^3 = 1206\text{kN/m}^2$ である。

載荷板の直径は、岩盤の場合、原子力発電所施設では $\phi 60\text{cm}$ のものが用いられているが、それ以外の構造物では過半数が $\phi 30\text{cm}$ のものが使用されている。当該地は、最終処分場であるので、 $\phi 30\text{cm}$ の載荷板を利用する。

以上のことから、最大荷重の載荷応力として 1400kN/m^2 ($\phi 30\text{cm}$ の載荷板で10tf程度)を設定する。

本試験は、地盤の変形特性を求めるので、図2-2-2-3に示すように、単調繰返し載荷、最大荷重の繰返し載荷、持続荷重の載荷を組み合わせる(地盤工学会基準(JGS1521-2012)より)。

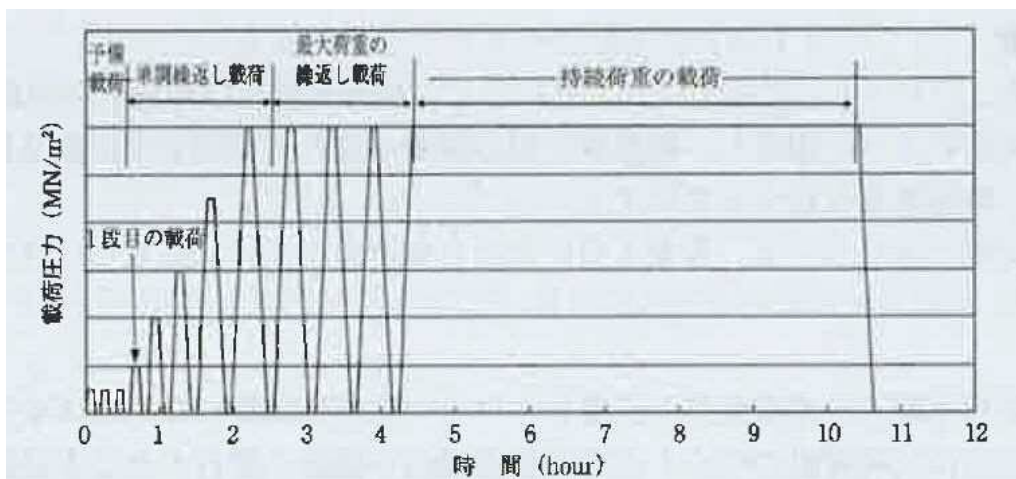


図 2-2-2-3 本試験において採用する載荷パターン (地盤工学会青本より)

なお、単調繰返し荷重をする前に最大荷重の1/5以下の荷重(図2-2-2-3では1/12)で予備載荷を1～3回実施する。予備載荷の意味は、岩盤と載荷面の馴染みを良くすること、各計器の作動状況及び点検を兼ねて実施することにある。こうした予備載荷は、軟岩など最大荷重が小さい岩盤に対しては、予備荷重が極めて小さくなり、岩盤面の仕上げも容易なので不必要となる場合もあるが、当該地は緑色岩の硬岩なので、予備載荷は実施する必要がある。さらに、予備載荷は、単調繰返し載荷の1段階目載荷よりも小さな荷重を設定しなければな

らない。

また、持続荷重の荷重時間は「変形試験指針」に従い6時間以上とする。ただし、変位がほとんど見られない場合には荷重時間を短縮する。

なお、単調荷重の繰返し荷重では、5段階に分けて実施する。

以上のように実施するのは、平板荷重試験は、岩盤の弾性変形としての特性と共に塑性変形としての特性を把握していく試験であり、弾性変形部分の変形係数を求めるだけのものではないためである。

② 各区域の試験方法

当該地で最大埋立厚 60m 以上となるのは A 区域であり、この区域にはベントナイト系の遮水工が設置され、地下水及び保有水等集排水管も設置される。したがって、この A 区域は適切な変位量（塑性変形も含めた変位）を示しておく必要のある重要な箇所となるので、A 区域において、平板荷重試験を実施し、最大荷重荷重 1400kN/m^2 とする。なお、図 2-2-2 に示すように A 区域の中で 2 個実施した。

2. 2. 3. 孔内水平載荷試験

(1) 試験概要

図 2-2-3-1 のような孔内水平載荷試験を行う。ボーリング孔において孔壁面を一様な圧力で載荷することによって、地盤の変形係数、降伏圧力及び極限圧力等を求める試験である。

なお、本試験の流れを図 2-2-3-2 に示す。

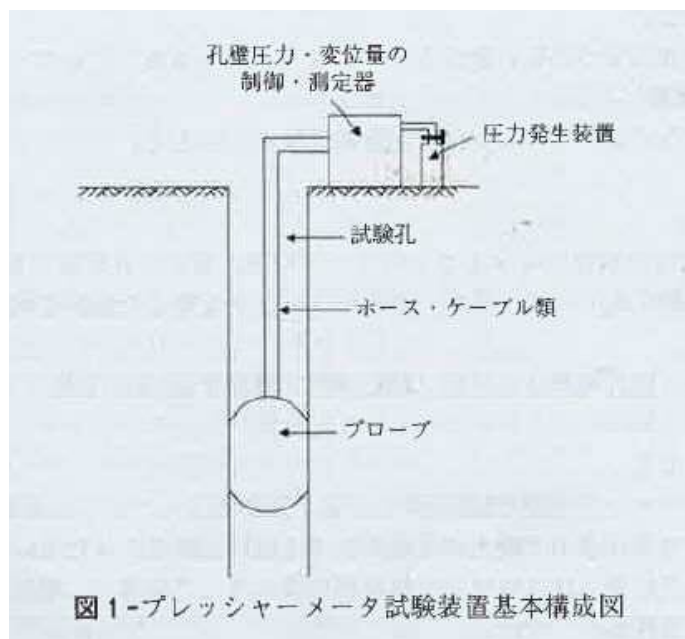
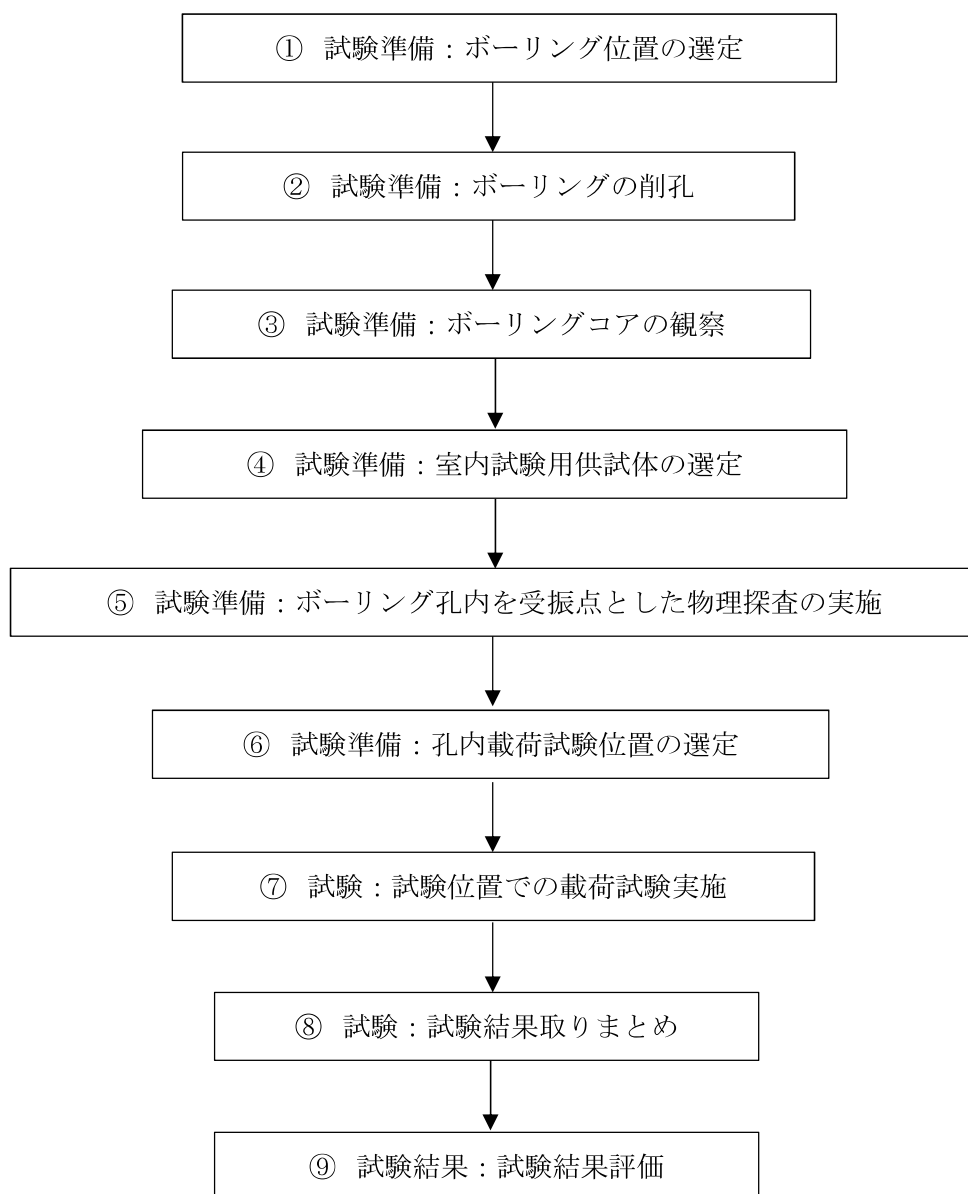


図 2-2-3-1 孔内水平載荷試験の概念図（地盤工学会より）



備考) 上記⑨において試験結果が不備である場合は、再度試験を実施する場合があります

図 2-2-3-2 孔内水平載荷試験概略フロー図

(2) 試験方法と留意点

1) 試験の準備

① ボーリング孔の削孔

孔内水平載荷試験を実施する孔を、ロータリーボーリングにより新たに削孔する。削孔は、 $\phi 66\text{mm}$ のボーリングをオールコアで実施する。オールコアで採取したボーリングコアは、後に実施する室内試験用の供試体に供する。

掘削に当たっては、掘削循環水の色、掘進速度、給圧等によって知らされる地層の変化に十分注意して、地質状況に合った適切なビット、コアチューブを選択する事により、掘進能率の向上をはかるとともに、室内試験用の良好なコアを確保するため、N 値 50 以上の確認後、それ以深ではオールコアで採取する。

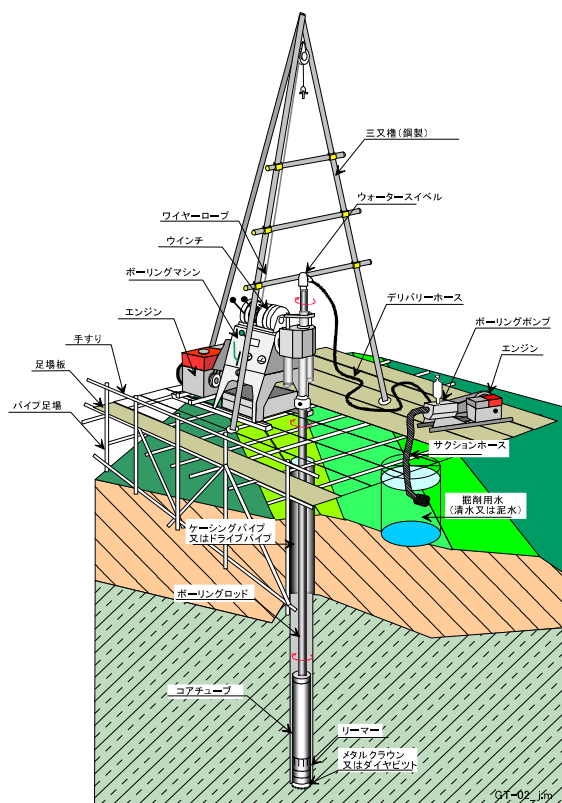


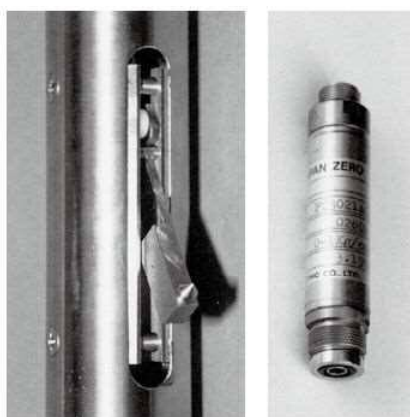
図 2-2-3-3 ボーリング調査概念図

② 孔内水平載荷試験機器

孔内水平載荷試験は、削孔したボーリング孔内で、図 2-2-3-4 に示すような計測器を用いて計測を行う（試験器は、地盤工学会青本に示される機器を用いる）。

<特長>

- ソンデの最大径が $\phi 62\text{mm}$ ですので、 $\phi 66\text{mm}$ のボーリング孔径から使用できます。
- ゴムチューブ方式ですので取り扱いが簡単です。
- 構成がシンプルで、現場での取り扱いが容易です。
- 変位は、ソルデに内蔵されたキャリパー方式（2方向）のセンサーで検出します。



■ キャリパーアーム方式
直径方向に開いた2本のアームでゴムの内半径の変位（孔径の変位）を検出します。

■ 半導体圧力センサー
圧力は、ソルデ内の半導体圧力センサーで検出します。最大載荷圧力は 20MPa です。

<ご注意>

- ※ エラストメーターHQ ソルデへは、専用ポンプを用いて、水圧により加圧してください。
- ※ 危険なのでコンプレッサー等による空気圧、あるいはポンプの高圧ガスは絶対に使用しないでください。
- ※ 1MPa 以上の空気圧、あるいは高圧ガスを使用すると「高圧ガス保安法」が適用され、規制の対象となります。

■ ソルデ構造図

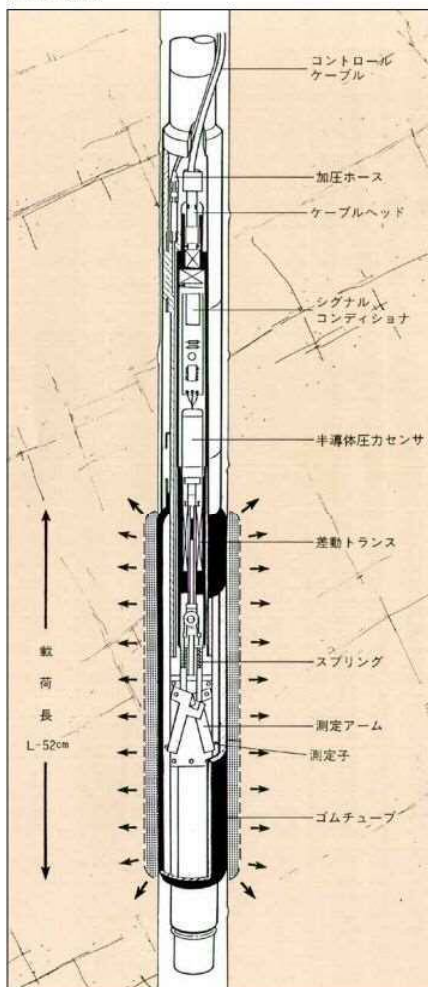


図 2-2-3-4 孔内水平載荷試験機器の例（OYO エラストメーターパンフレットより）

③ キャリブレーションの実施

地盤工学会基準「指標値型プレッシャーメータ試験（JGS1531-2012）」に従い、キャリブレーションを実施する。

2) 試験方法

① 試験位置

試験位置は、図 2-2-3-5 に示す E-4 断面付近に、2 本のボーリングを掘削し、3 深度で孔内水平載荷試験を実施する。

孔内載荷試験孔の位置は、埋立廃棄物の荷重が大きい平坦部 (No.1 孔) と法面部 (No.2 孔) で実施する。掘進長は、それぞれ比抵抗断面 (図 2-2-3-5) を参考として、平坦部は深度 31m、法面部は深度 51m とする。

計測深度は、コア観察の結果から、以下の通りとした。

- ・ No.1 孔 (掘削深度 31m) : 深度 14.5m, 20.0m, 29.4m
- ・ No.2 孔 (掘削深度 51m) : 深度 10.5m, 25.1m, 47.0m

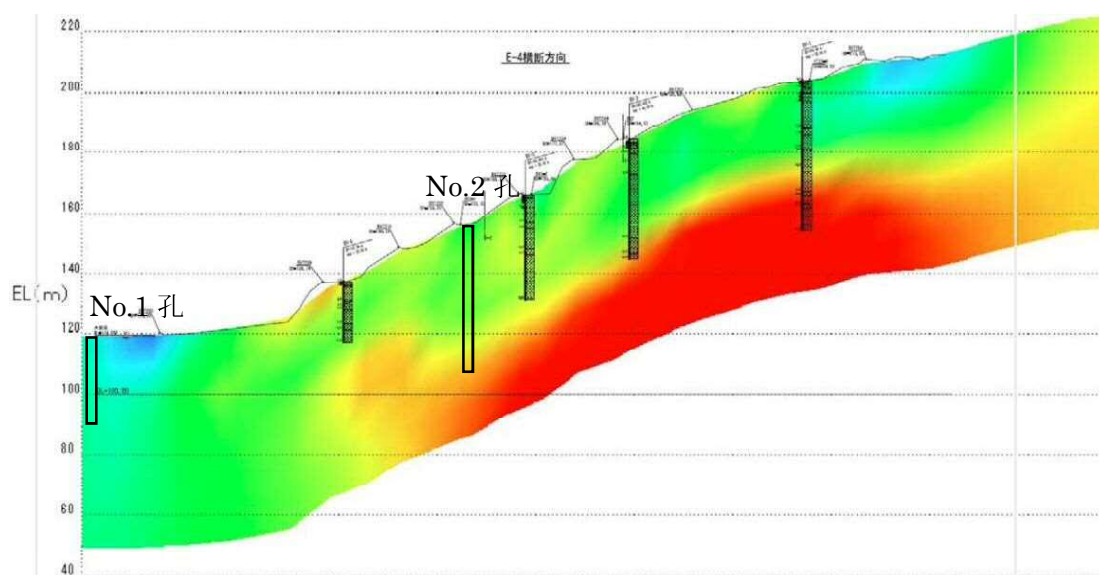


図 2-2-3-5 孔内水平載荷試験位置

黒線枠でボーリング孔を削孔し、孔内水平載荷試験を実施する。

② 荷法

地盤工学会基準に示されるように、“荷圧の最大値は、試験の目的や地盤の状況に応じて設定するが、安全上の配慮から試験装置の能力を超えた荷を行ってはならない”とされており、“軟岩の場合には荷応力の最大値を 10MPa とすることが多い。一方、硬岩の場合には 20MPa 程度を荷圧の最大値とする場合が多い。”

当該地では、「地震動等影響評価調査および工学的対策検討業務報告書」において、岩盤分類が行われ、CM 級で 10MPa 程度の強度を示し、CH 級で 25MPa 以上の強度となっている。初生地すべりの範囲では、CM～CL 級以下の岩盤（緑色岩）が分布しており、10MPa 程度の強度である。

したがって、荷応力の最大値は、孔内水平荷試験の実施個所では、20MPa と設定する。

荷パターンとしては、地盤工学会基準に示す段階的な繰返し荷を実施する。なお、荷にあたっては、以下の点に留意する。

- ① 段階的に加圧する際の孔壁圧力保持時間は 1 分間とする。また、測定間隔は、加圧後 15 秒、30 秒、1 分とする。
- ② 孔壁圧力増分は、“最大加圧力の 1/10 以下とする”こととなっているので、1MPa とする。
- ③ 除荷の大きさは、除荷直前の孔壁圧力の 1/2 以下とする。

注) 数値は、厳密な値ではなく、計測を迅速に実施することが肝要である。

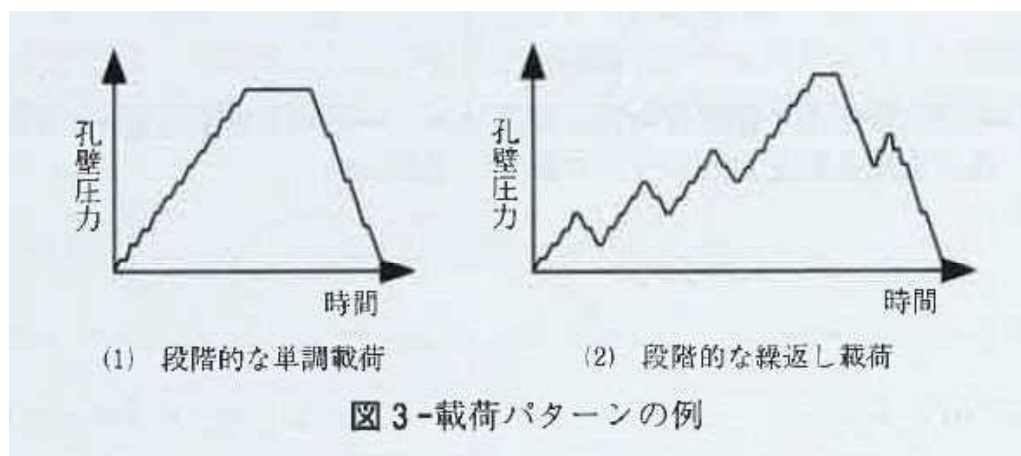


図 2-2-3-6 孔内水平荷試験での荷パターン

2. 2. 4. 物理探査

当該地では、比抵抗電気探査が実施されているが、これから得られた比抵抗値は、あくまでも電気の通りやすさを示したものに過ぎない。地盤の変位は、物性値としては、弾性係数（変形係数）などを把握することで評価できる。こうした物性を把握するためには、弾性波速度の分布を把握するための弾性波探査が適切である。

弾性波探査の測定では、直線状の測線を設定し、一定間隔に測点を設け、それぞれの測点に受振器を設置する。その後、同一測線上の複数の地点に起振点を設け、各起振点で励起された弾性波（P波）を各々の受振器で受振し、弾性波が起振点から受振点まで到達するに要する時間（伝播時間）を測定するものである。

これらの弾性波速度（P波）は、既往の比抵抗値との比較を行うことも目的とする。

以上のことより、以下のような探査を考える（図 1-2-2 参照）。

- ① 弾性波探査 3 測線（比抵抗電気探査の測線 E-2&E-4（それぞれ V-2&V-3 測線と呼ぶ）、底盤部に新測線（V-1 測線と呼ぶ））

以下に、その測定方法の概要を述べる。

（1）屈折法弾性波探査の測定

＜測線設定＞

図1-2-2に示す測線上に、水平距離で一定間隔に受振点を設定する。なお、測点の位置（標高含む）の測量を行い、後の解析作業に供する。

＜受振器設置＞

測点に受振器を埋設し、テークアウトケーブルおよび中継線によって測定器に接続する。なお、孔内水平載荷試験のために削孔したボーリング孔にも受振器を設置し、探査深度を確保する。

＜起振＞

弾性波の起振には、事前に火薬申請を行い、ダイナマイトを使用する。これは、当該地においては、探査深度をなるべく深くとるためである。

＜測定＞

人工的な起振によって発生した弾性波（P波）は、地表を直接あるいは地下を屈折して伝

播し、一定間隔に設置した各受振器にも到達する。受振器に到達した弾性波は、ここで電気的な信号に変換され、各ケーブルを経て測定器の増幅器に入力される。増幅器では、微弱な電気的信号が適度に増幅、調整されて記録器に入力される。測定器では、受振器の動きをモニターすることができ、ノイズの状況を判断して、ノイズの微小な時を見計らって起振を行い、起振点毎の波形記録を得る。

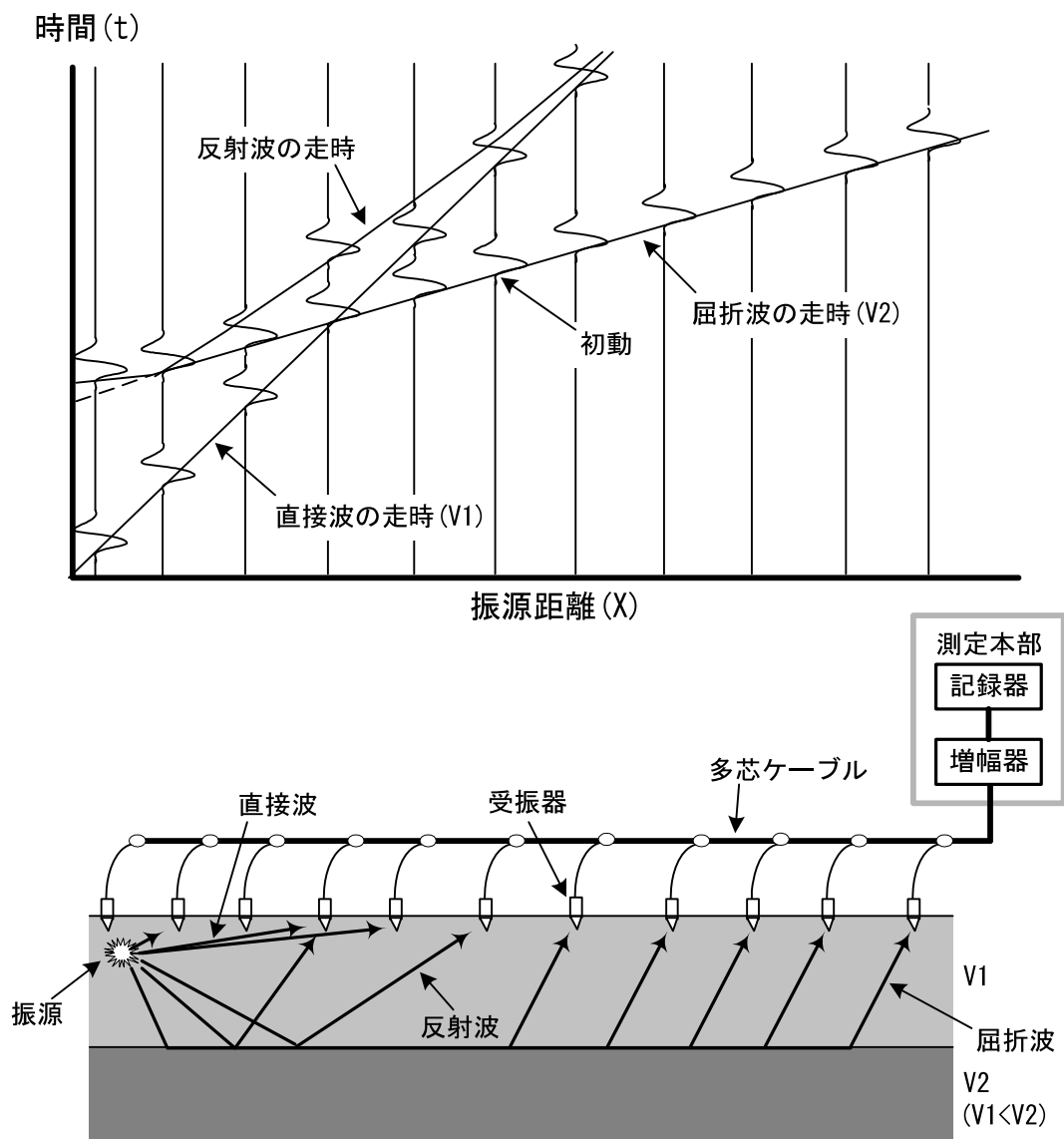


図2-2-4-1 屈折法弾性波探査の探査原理概念図

<解析>

得られた結果を解析することで、図 2-2-4-2 のような P 波速度分布図を作成する。

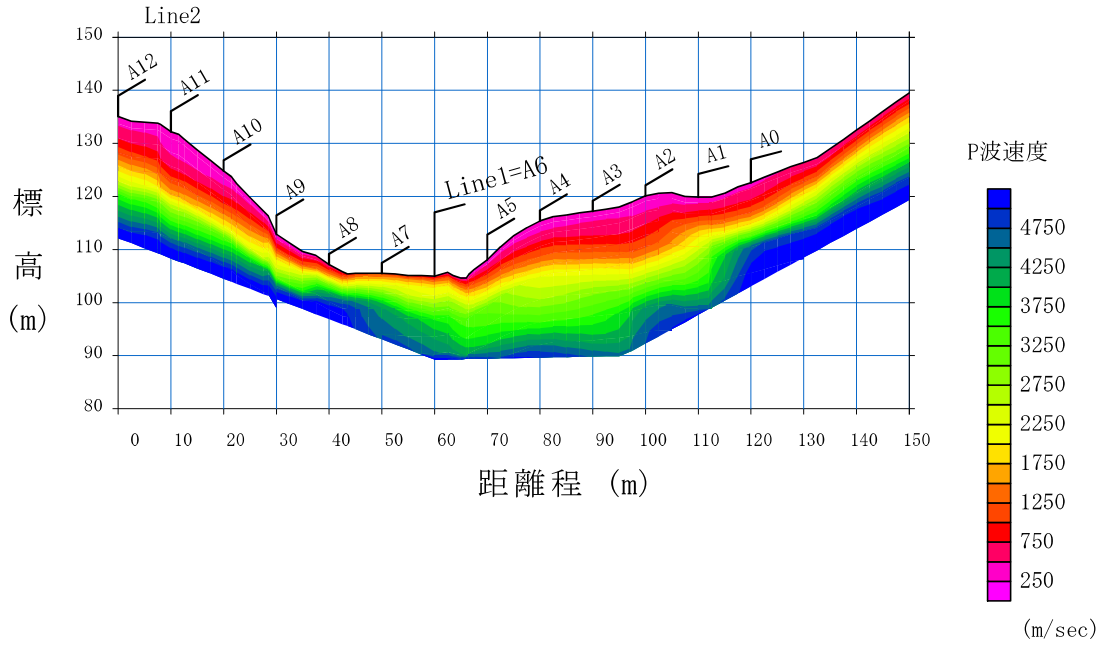
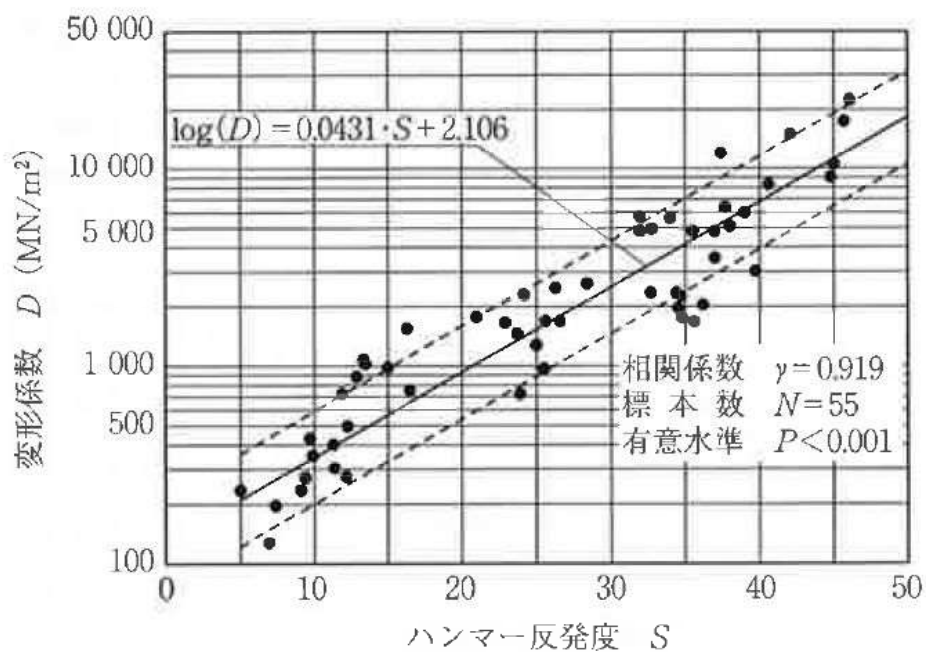


図 2-2-4-2 屈折法探査結果の P 波速度分布図の例

2. 2. 5. 地表踏査

初生地すべり域及びその周辺において、シュミット式ハンマー試験（JGS3411-2012）を実施する地表踏査を行う。これにより、試験実施箇所以外の変形係数を把握する。

なお、シュミットハンマー試験の反発度 R と変形係数 D との関係は図 2-2-5-1 のようなものが知られている。



（「地盤工学会青本」より）

図 2-2-5-1 シュミット式ハンマー（上）とハンマー反発度と変形係数の関係（下）

2. 2. 6. 室内試験

孔内載荷試験実施孔において採取したコアを利用して、室内試験として、以下のものを実施する。なお、試験用の供試体は主に斜面部のボーリングコアを中心に3供試体とする。

(1) 一軸圧縮試験

一軸圧縮試験では、一軸圧縮強度及び弾性係数（変形係数）を求める。

供試体は、ボーリングコアより採取する。ボーリングコアをφ50mm、高さ100mmの円柱供試体に成形し、試験を実施する。試験により図2-2-6-1のような応力-歪み曲線を求め、強度破壊点における一軸圧縮強度、及び破壊点までの直線部の応力-歪み関係より弾性係数（変形係数）を求める。

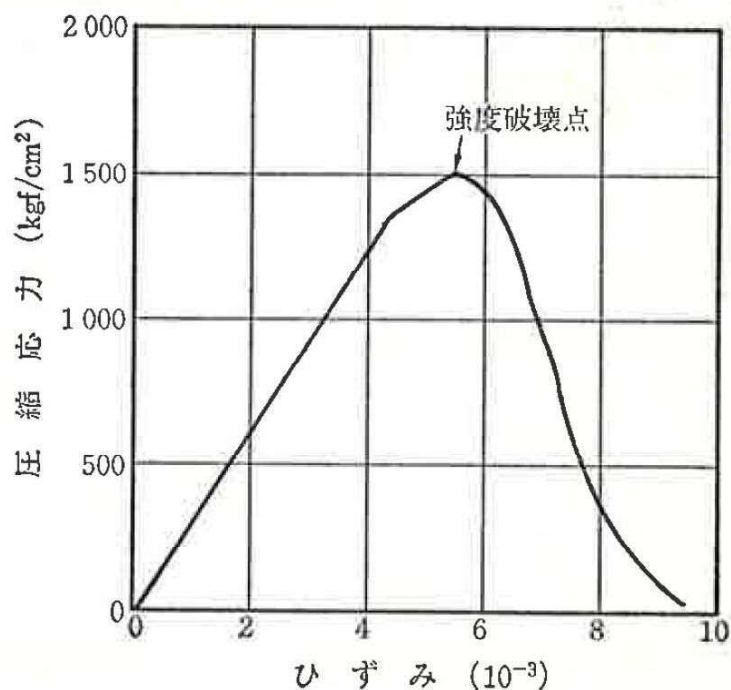


図2-2-6-1 一軸圧縮試験における応力-歪み曲線
（「土質工学会編(1989)：岩の調査と試験」より）

(2) 超音波速度試験

岩石の動的な性質に関する情報として、弾性波速度は最も重要な量であり、P波速度及びS波速度を求める。また、これらの速度より、動ポアソン比、動弾性係数を求める。

供試体は、ボーリングコアを用い、高さは直径の1～2.5倍のものを用いる。測定時の含水状態は、自然状態を原則とする。

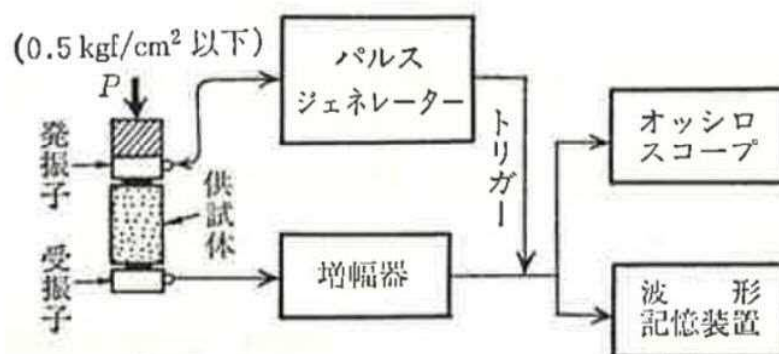


図 2-2-6-2 透過式超音波速度測定システムの例
(「土質工学会編(1989)：岩の調査と試験」より)

(3) 密度・吸水及び有効間隙率試験

岩石の密度、吸水率及び有効間隙率を求める試験を行う。

岩石の密度とは、岩石の単位体積当たりの質量のことであり、吸水率は、岩石の空隙に水がどの程度浸透するのかわを示すもので、岩の基本的な物性の一つである。空隙率は、岩石の中に存在する空隙が岩石全体の体積に対して占める割合のことであり、外気と通じている空隙だけを考慮したものを、有効空隙率と呼ぶ。

吸水率と一軸圧縮強度、有効空隙率と一軸圧縮強度には、**図 2-2-6-3** や **図 2-2-6-4** のような関係が知られている。

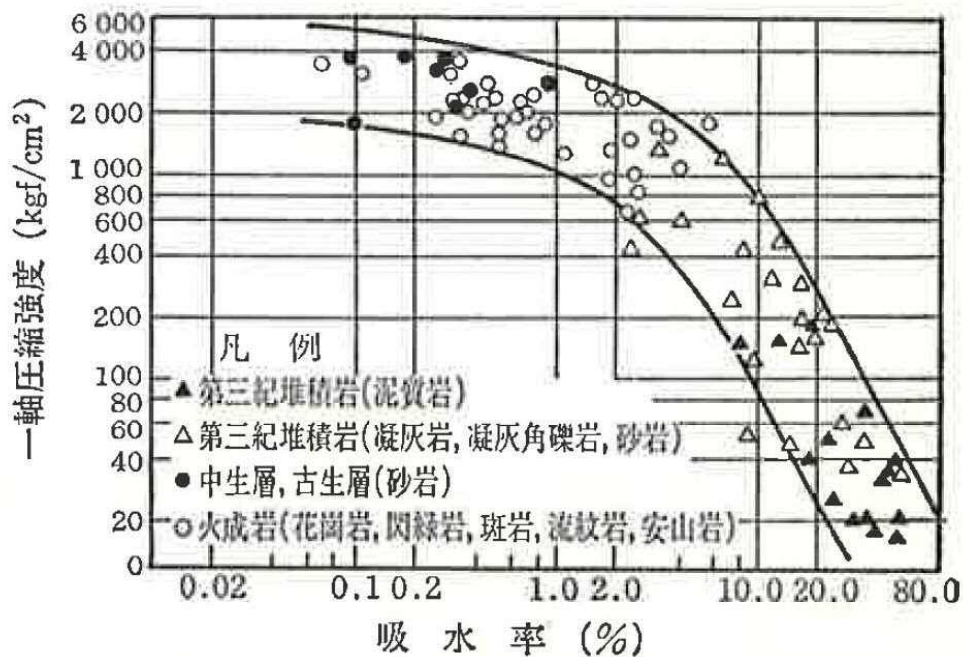


図 2-2-6-3 吸水率と一軸圧縮強度の関係 (「土質工学会編(1989): 岩の調査と試験」より)

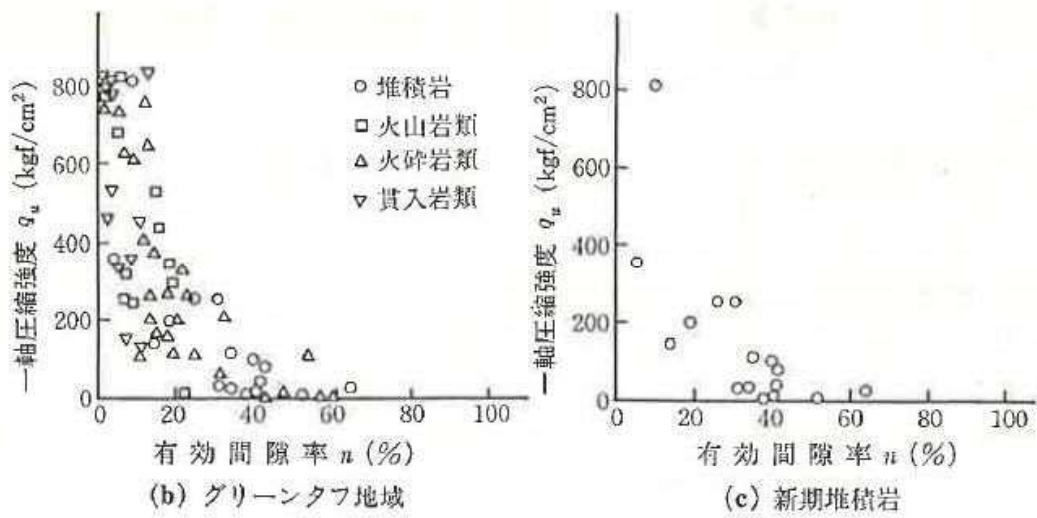
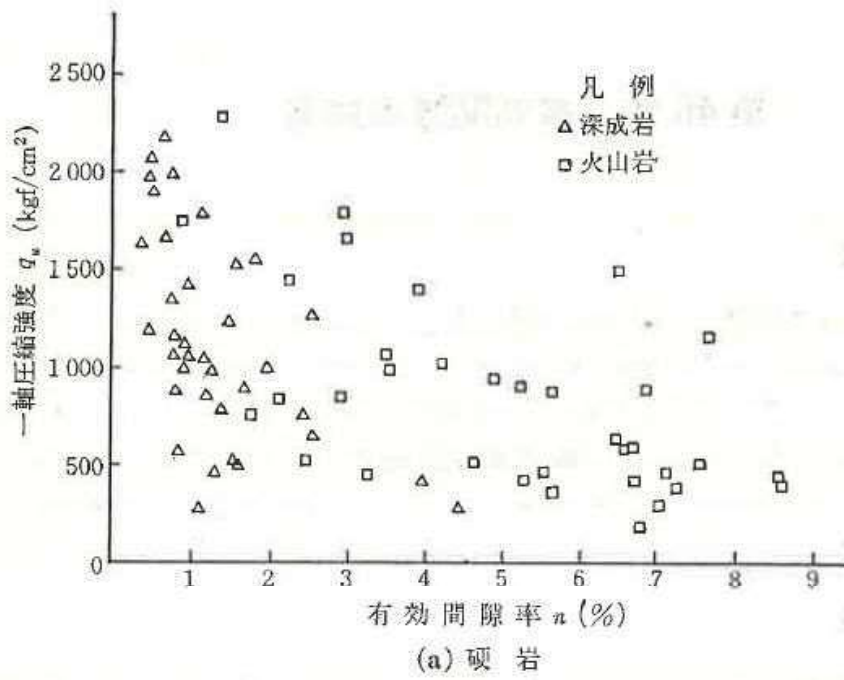


図 2-2-6-4 有効間隙率と一軸圧縮強度の関係
 (「土質工学会編(1989)：岩の調査と試験」より)

2. 3. 変位解析

2. 3. 1. 総論

変位解析は、廃棄物が埋立てられた時の遮水工（ベントナイト系遮水工や吹付工）等及び基礎地盤の変形状況を予測・評価するために実施する。変形解析のモデル例を図 2-3-1-1 に示す。

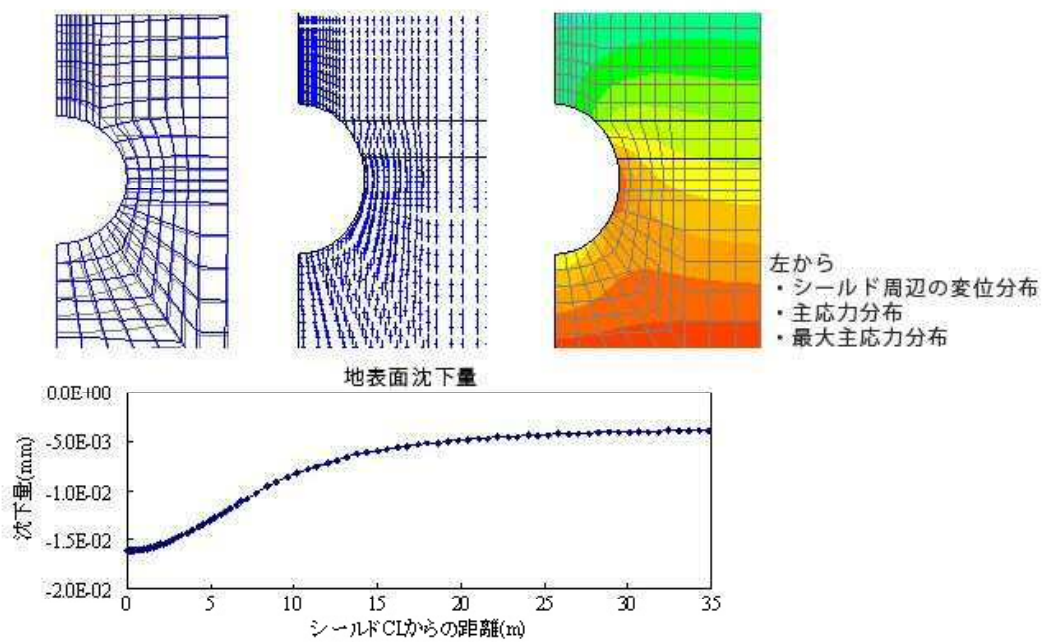


図 2-3-1-1 解析モデルの例

2. 3. 2. 解析内容

解析は、埋立が行われていない状態から、最終的な埋立完了時までの埋立廃棄物層をモデル化して以下の段階について実施する。

- ① 第3期埋立終了時
- ② 第4期埋立終了時

以上の段階で、遮水工の安全性等について検討・評価する。

2. 4. 総合検討・評価

以上の調査結果、解析結果を基に、当該地における埋立廃棄物の影響による力学的変形特性を検討し、遮水工及び地盤を評価し、必要に応じて対応策を提示する。

当該地では、次の検討・評価を行い、総合検討・評価に供する。

- ① 既存の比抵抗電気探査結果の再評価
- ② 弾性波速度と比抵抗値との比較検討及び評価
- ③ 数値解析結果による変位量と対応策（場合によっては）の検討及び評価

3. 調査結果

3. 1. 資料調査

3. 1. 1. 物理探査

(1) 物理探査の適用性

近年、地すべり調査等において、物理探査が数多く行われている。例えば、温泉余土の存在が、地すべりの誘因となるような大規模地すべりの場合、温泉余土の中のモンモリロナイトは、土壌・岩石の電気比抵抗を著しく低下させるため、電気・電磁気探査にとって良好なターゲットとなる¹ことがある。

また、物理探査学会(1998)²では、弾性波速度 (P 波) や比抵抗の分布と地すべりが調和的であることが示されている (図 3-1-1-1)。

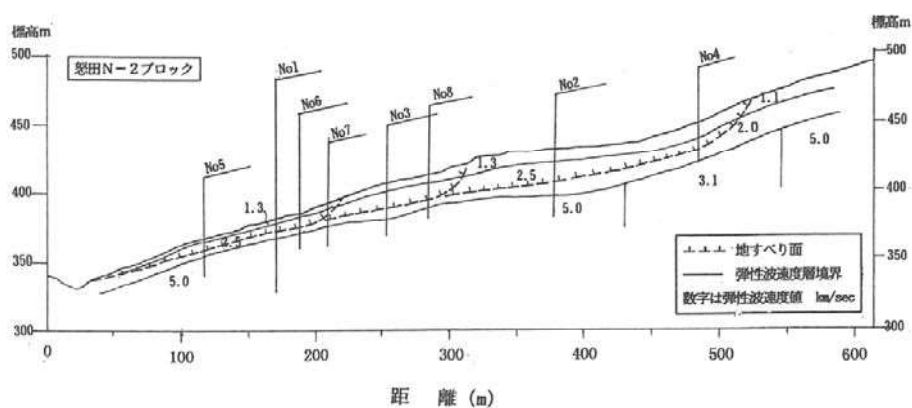


図6.24 高知県怒田地すべり弾性波速度層断面図 (太田原ほか, 1990)

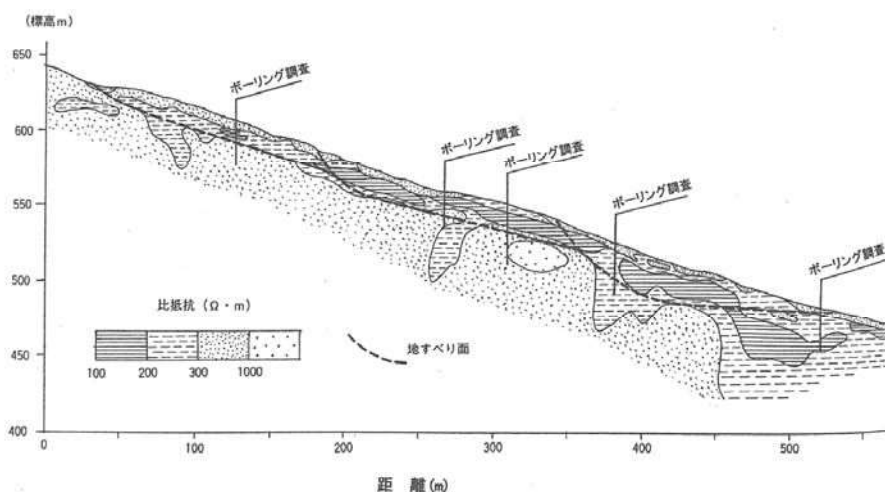


図6.25 御荷鉾帯地すべりの比抵抗断面図 (建設省河川局砂防部・建設省土木研究所, 1993)

図 3-1-1-1 地すべりを適切に捉えた物理探査の好例 (物理探査学会(1998)より)

¹ 地盤工学会(2001)：地盤工学・実務シリーズ 14—地盤工学への物理探査技術の適用と事例, 丸善, pp.100-103.

² 物理探査学会(1998)：物理探査ハンドブック—ケーススタディ編

しかし、八野他(2010)³に示されるように、すべり面の位置は弾性波探査結果に一致しているが、比抵抗電気探査結果では明瞭でない場合もあることが示されている(図 3-1-1-2)。これと同様に、比抵抗電気探査では地すべり移動層の想定が部分的に困難であった例は、上野(2002)⁴も示している(図 3-1-1-3)。

さらには、後藤他(2016)⁵は、「地すべり面は低比抵抗層として認められることが報告されているが、地すべり面が低比抵抗な表層と高比抵抗な基盤の境目に発達することも報告されており、地すべり面と比抵抗構造の関係は複雑である」ことを述べている。

また、こうした調査の他に、物理探査学会(2016)⁶では、比抵抗法電気探査による地下水調査は、「平野部では帯水層となる礫層、あるいは旧河道を明らかにする。また、山岳部では、断層破碎帯に伴う裂隙水の調査」に適用されていることが示されており、廃棄物処分場での調査では「処分場の埋立廃棄物層の調査」には用いられていることが示されている。こうした事例として、シラス台地の堆積層中の涵養を捉えたものがあり(図 3-1-1-4)、堆積層内の地下水流れを捉えることは可能である。しかし、岩盤中の地下水などについては、温泉調査での事例が述べられているにすぎず(温度が高いほど低比抵抗になる現象を利用)、直接岩盤中の含水を捉えるような探査事例は示されていない。

一方、弾性波探査でも、図 3-1-1-5 に示すように、探査深度が十分ではなく、すべり面が適切に捉えられなかったような事例もある。

このように、比抵抗電気探査でも弾性波探査でも、単独の物理探査では、適切な検討・評価ができない場合がある。

³ 八野祐二・山本勇・三木茂(2010)：地すべり・斜面調査における物理探査の適用，地質と調査，2010年第3号，pp.10-18.

⁴ 上野将司(2002)：地すべり調査における物理探査の適用性，物理探査，第55巻，第6号，pp.505-512.

⁵ 後藤忠徳・寺嶋智巳・山崎智寛・服部克巳(2016)：徳島県三好市地すべり斜面における比抵抗トモグラフィ，物理探査学会第134回学術講演会論文集，pp.192-194.

⁶ 物理探査学会(2016)：物理探査ハンドブック増補改訂版第二分冊，pp.367-696.

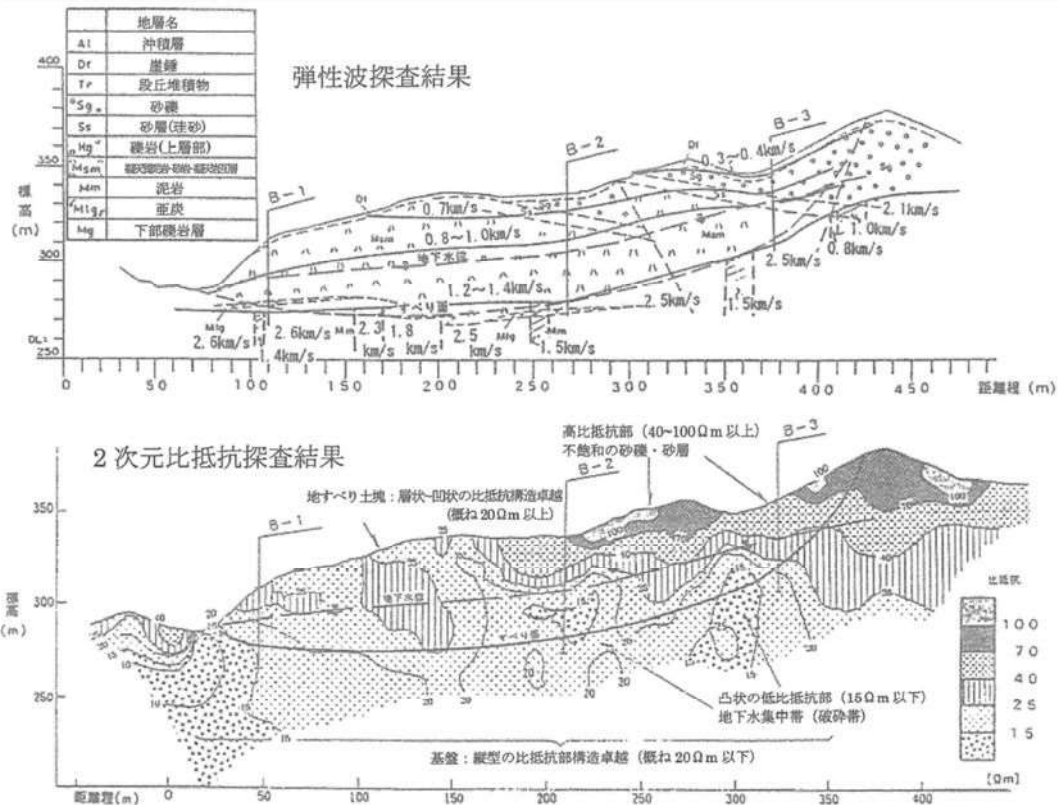


図3 風化岩すべりでの事例 (弾性波探査, 2次元比抵抗探査)

図3-1-1-2 比抵抗電気探査結果が不明瞭な事例 (八野他より)

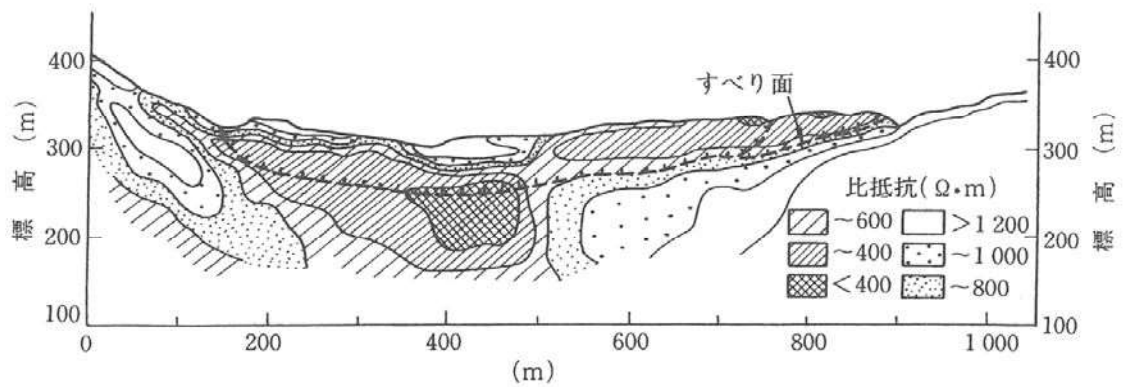


図4 電気探査では地すべり移動層の想定が部分的に困難な事例 (地すべり横断面)

図3-1-1-3 比抵抗電気探査では地すべり移動層の推定が部分的に困難であった事例 (上野より)

(2) 複数の物理探査を行う利点

比抵抗には多くの物性が関与するので、岩石の比抵抗から地下の物性を一概に推定することは難しい。土木研究所⁷は「地盤の比抵抗は、岩石や土の組成、破砕帯及び亀裂に伴う間隙率、飽和度、地下水の比抵抗、風化及び変質に伴う粘土鉱物含有量などによって変化する。したがって電気探査を行うことによって地すべり土塊の特性を明らかにできる場合もある」と述べている。これは、わかる場合も、わからない場合もあることを示しており、電気探査の限界を示したものである。このことは、前述した通りである。

さらに、高倉⁸は「岩石の比抵抗をアーチーの式で説明することには限界があり、多くの場合、過剰導電性を考慮した並列回路モデルで説明する方が現実的である。比抵抗には多くの物性が関与するので、岩石の比抵抗から地下の物性を一概に推定することは難しい。また、物性値は岩石固有のものではなく、温度や圧力など岩石周辺の環境によって変わる。」ことを述べている。

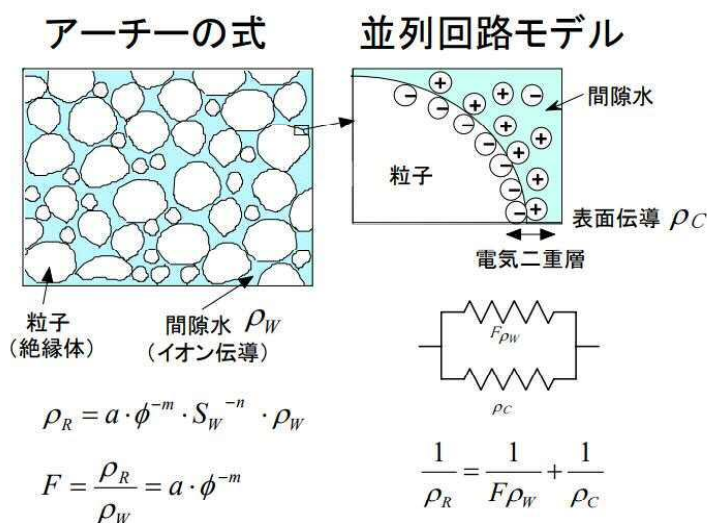


図 3-1-1-6 アーチーの式と並列回路モデル：岩石では並列回路モデルの方が適していることが多い

例えば、関根ら(1996)⁹は、海水の塩分の影響を受ける地域を除いて、通常考えられる岩盤の間隙水の比抵抗値の範囲では、間隙水の比抵抗と岩石の比抵抗が比例するというアーチーの法則は成立しないことを示している。

⁷ 独立行政法人土木研究所土砂管理研究グループ地すべりチーム(2007)：地すべり防止技術指針及び同解説（提案），土木研究所資料，第 4077 号，ISSN 0386-5878.

⁸ 高倉伸一(2004)：高密度電気・電磁探査法による比抵抗構造の調査と解釈に関する研究，博士論文，京都大学工学部

⁹ 関根一郎・西牧均・石垣和明・原敏昭・斎藤章(1996)：岩石の比抵抗値とその力学的性質との関係，土木学会論文集，No.541/III-35，pp.75-86.

このように、岩石の比抵抗にアーチーの式を用いることには限界があり、飽和度 S_w が増加することにより岩石の比抵抗 ρ_R が増加するとは限らず、岩盤中の場合、地下水の流れや地下水面を比抵抗からだけで推定することには限界がある。

また、屈折法弾性波探査による P 波速度も、図 3-1-1-7 に示されるように、同一の地質でも飽和度によって変化する場合があります¹⁰、P 波速度の結果からだけでも調査目的に沿った対象物を適切に捉えることは難しい場合がある。

したがって、岩盤の変形性や地下水流れ等は、単一の物理探査手法だけでなく、他の物理探査手法やボーリング調査などの結果を総合的に検討・評価し、地質工学的な判断をしなければならぬ。

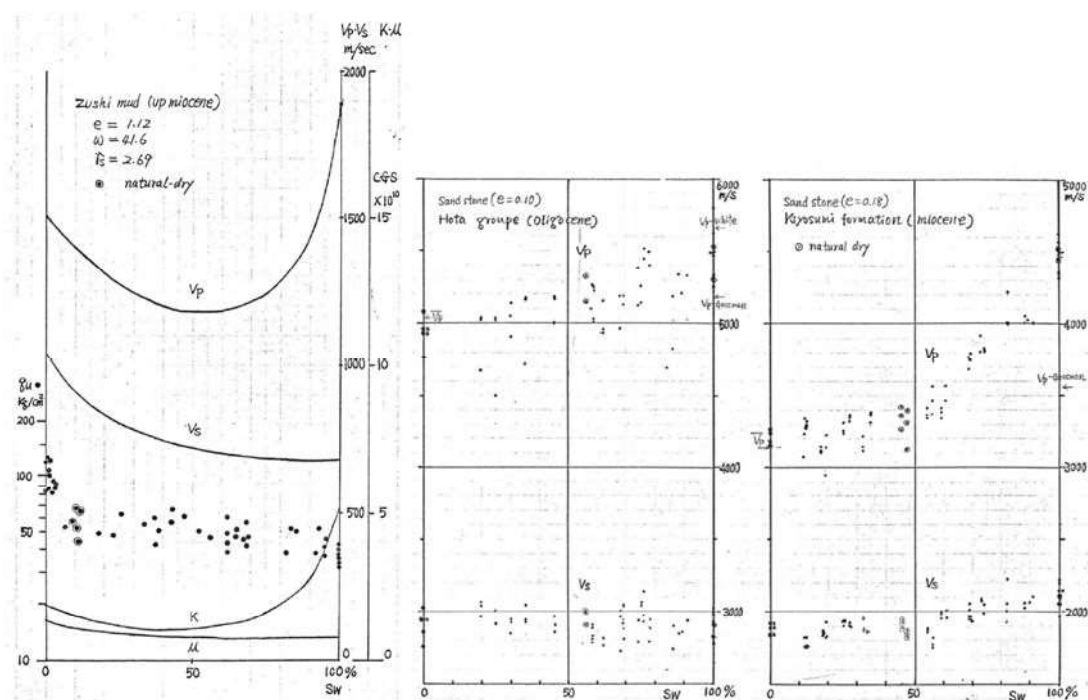


図 3-1-1-7 弾性波速度 (P 波, S 波) と飽和度との関係の事例 (小島より)

¹⁰ 小島圭二(1971)：新生代堆積物の物理的性質について—東京湾口の地質を中心として，東京大学博士論文

3. 1. 2. 集排水設備について

最終処分場の埋立地底面に設けられる浸出水集排水設備や地下水集排水設備は、埋立により上載荷重が大きくなる。当該地の概略設計では、図 3-1-2-1 のような浸出水集排水設備を敷設する。

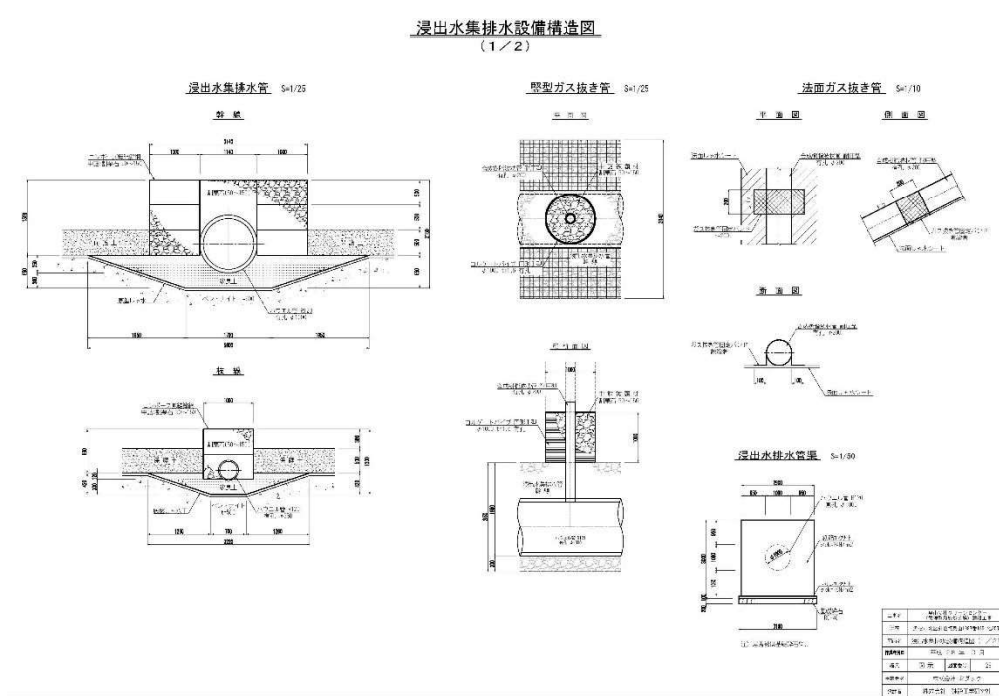


図 3-1-2-1 浸出水集排水設備の構造図 (概略設計より)

ここで、集排水管としては高耐圧ポリエチレン管(ハウエル管)を用いる。この諸物性は、表 3-1-2-1 の通りである。

このハウエル管については、4章で詳述する。

表 3-1-2-1 高耐圧ポリエチレン管の諸物性

特性	項 目	単 位	特 性 値	試 験 方 法
物 理 特 性	密 度	g / cm ³	0.95~0.97	JIS K 6760
	引 張 強 さ	kN / m ²	26,500~32,300	JIS K 7113
		(kgf / cm ²)	{270~330}	
	曲 げ 強 さ	kN / m ²	26,500~32,300	JIS K 7203
		(kgf / cm ²)	{270~330}	
	引 張 弾 性 率	kN / m ²	1,274,000~1,666,000	JIS K 7113
		(kgf / cm ²)	{13,000~17,000}	
	曲 げ 弾 性 率	kN / m ²	1,274,000~1,666,000	JIS K 7203
(kgf / cm ²)		{13,000~17,000}		
ポ ア ソ ン 比	—	0.3~0.48		
衝 撃 強 さ	kg · cm / cm	10~20	ASTM D256	
硬 度	ショア	D60~70	JIS K 7215	
熱 特 性	熱 伝 導 率	×10 ⁻⁴ cal · cm / sec · cm ² · °C	11~12.5	ASTM C177
	線 膨 張 率	×10 ⁻⁶ /°C	11~13	ASTM D696
	比 熱	kcal / kg · °C	0.55	JIS K 7123
	軟 化 温 度	°C	122~128	ASTM D1525
	脆 化 温 度	°C	<-76	ASTM D746

(ハウエル管 (高耐圧ポリエチレン管) 設計仕様書) より

3. 1. 3. その他の資料調査結果

物理探査や集排水設備に係る資料以外に、以下のような関連の資料を収集整理した。
なお、これらの結果は、随時、「4章：総合検討・評価」等で述べる。

- ① 軟弱地盤について
- ② 遮水工について

3. 2. 深部も含めた地盤変形特性調査

3. 2. 1. 平板載荷試験結果

平板載荷試験の各地点の結果を図 3-2-1-1&図 3-2-1-2 に、まとめたものを表 3-2-1-1 に示す。また、各試験面の状況と載荷試験の結果の詳細を巻末に示す。なお、平板載荷試験において、最大載荷重 1.4MN/m^2 では降伏しなかった。

表 3-2-1-1 平板載荷試験結果

試験面番号	降伏応力 (MN/m^2)	地盤反力係数 (MN/m^2)	変形係数 (MN/m^2)	弾性係数 (MN/m^2)	備考
No.H-1 (CM~CL)	1.4 以上	6062.86	1371.39	4571.07	持続荷重載荷時において変位量はほぼ一定
No.H-2 (CM)	1.4 以上	9431.11	2133.27	10665.83	持続荷重載荷時においてわずかながら変位量の減少傾向がみられる

注) ポアソン比は 0.2 で計算¹¹

¹¹ 「地盤工学会(2013)：地盤調査の方法と解説—二分冊の 2，丸善，pp.697-735」では、“一般には、硬岩の場合は $\nu=0.2$ 、軟岩の場合は $\nu=0.3$ が用いられる”と述べており、当該地は硬岩であるので、ポアソン比 ν を 0.2 とした。

試験地盤の観察結果	岩盤	地下水の状況	無し		
単位面積当たりの荷重変化量 Δp	kN/m^2	848.8	地盤反力係数 $k_v = \Delta p / \Delta S$	MN/m^2	6062.9
Δp に対応する沈下量 ΔS	mm	0.14	極限支持力	kN/m^2	1414.6

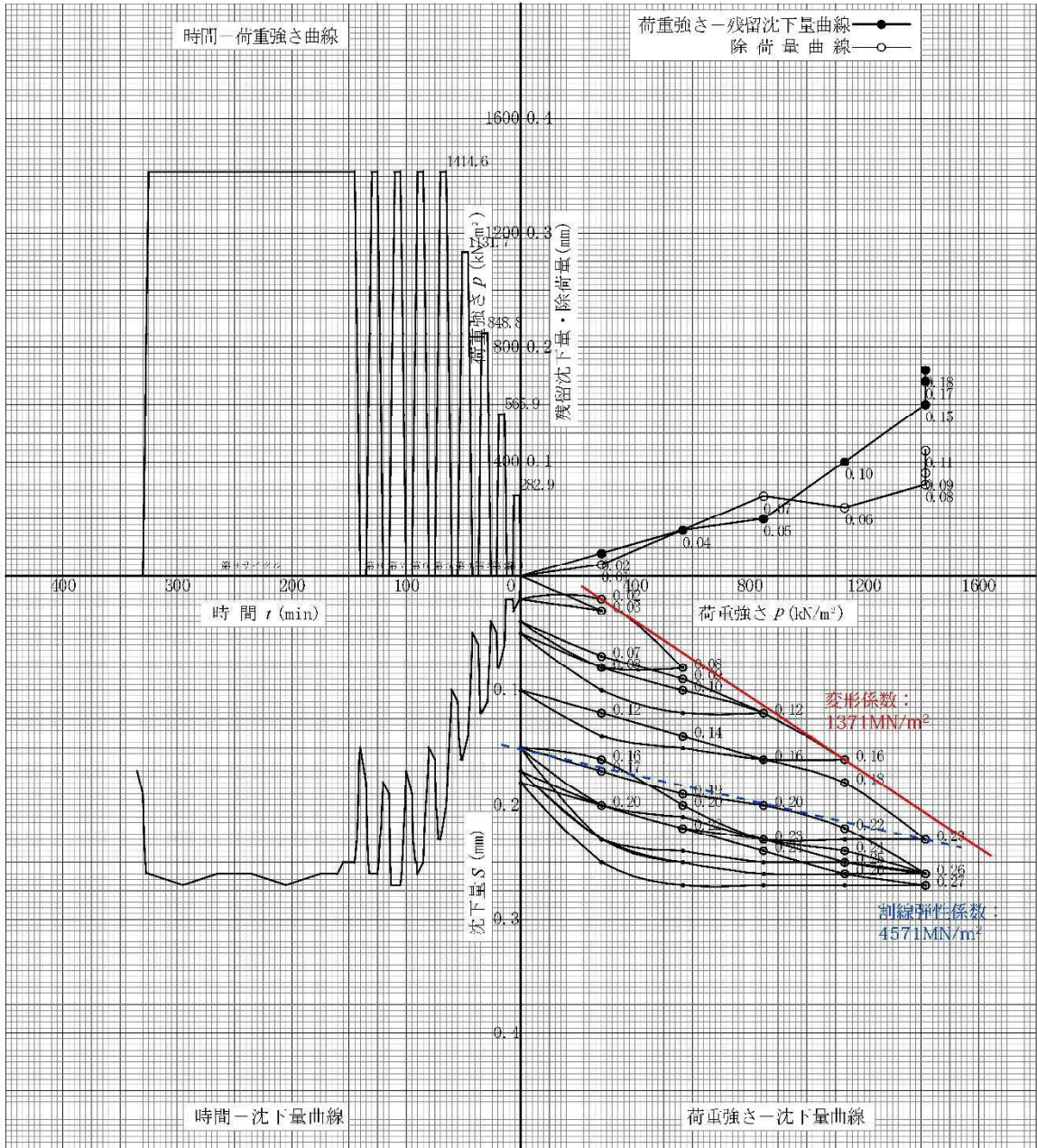


図 3-2-1-1 平板載荷試験結果 (地点 No.H-1)

試験地盤の観察結果	岩盤	地下水の状況	無し		
単位面積当たりの荷重変化量 Δp	kN/m^2	848.8	地盤反力係数 $k_p = \Delta p / \Delta S$	MN/m^3	9431.1
Δp に対応する沈下量 ΔS	mm	0.09	極限支持力	kN/m^2	1414.6

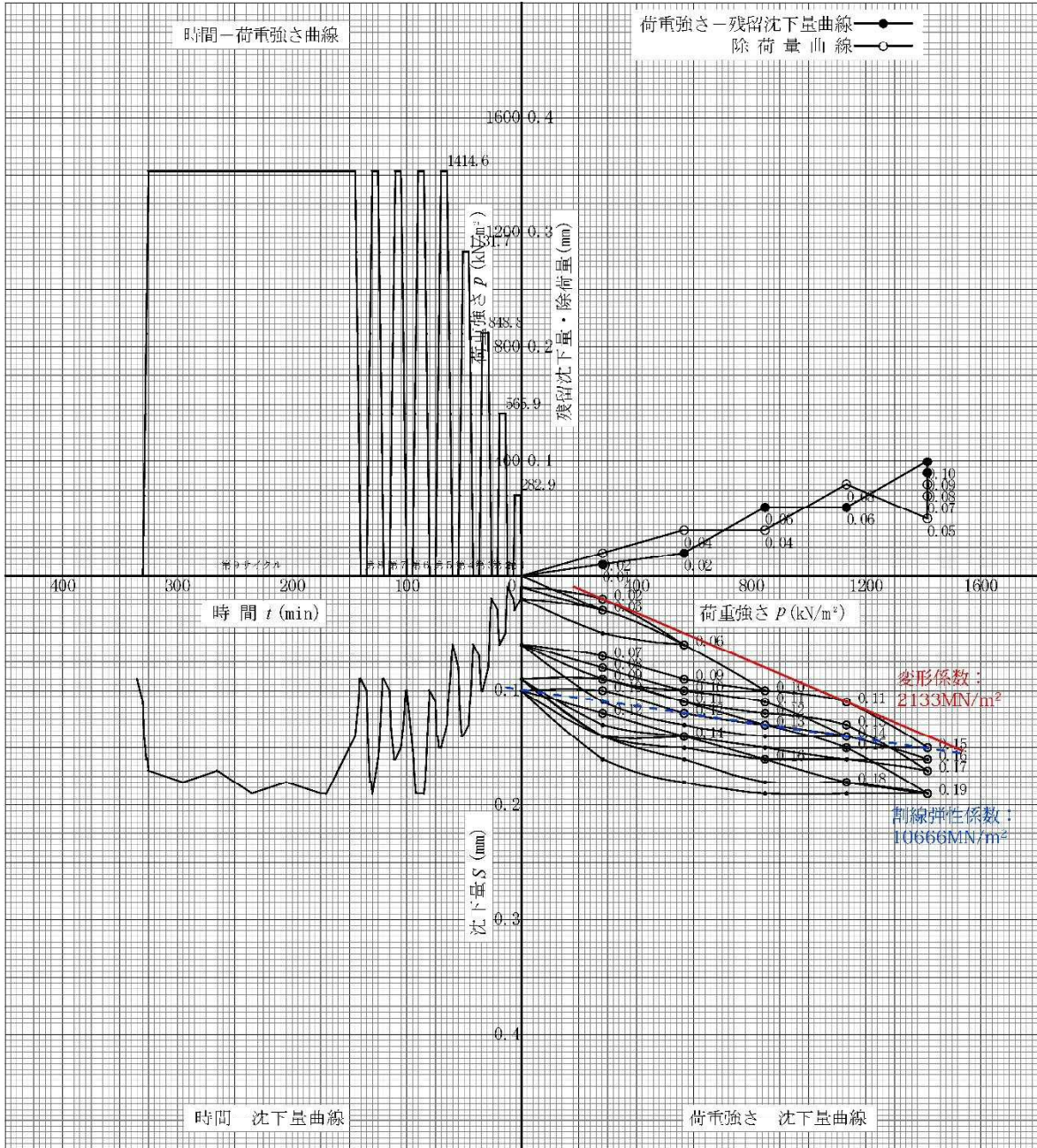


図 3-2-1-2 平板載荷試験結果 (地点 No.H-2)

3. 2. 2. 孔内水平載荷試験結果

孔内水平載荷試験のそれぞれの結果を図 3-2-2-1～図 3-2-2-6 に、まとめた結果を表 3-2-2-1 に示す。なお、No.1 孔 29.4m 地点の弾性係数は、変位が 0cm となり計算できないので記載していない。また、No.2 孔 47.0m 地点は、3MN/m²程度で塑性領域に入り、この塑性領域では加工硬化するので、その時の変形係数を 470 MN/m²程度と求めることができる。しかし、埋立廃棄物は最大 67m で 1.4 MN/m²程度しか掛からないので弾性領域の変形係数である 1240 MN/m²を No.2 孔 47.0m の変形係数とするのが妥当である。

表 3-2-2-1 孔内水平載荷試験結果

試験孔&深度	降伏応力 (MN/m ²)	地盤反力係数 (MN/m ²)	変形係数 (MN/m ²)	弾性係数 (MN/m ²)	コア区分
No.1 14.5m	18.60	286100	11440	22000	CH
No.1 20.0m	17.99	560500	22450	219900	CH
No.1 29.4m	17.90	619400	24720	—	CH
No.2 10.5m	10.22	44630	1820	2080	CH～CM
No.2 25.1m	11.01	253200	10360	7413	CH
No.2 47.0m	3.03 (12.14)	30340 (11320)	1240 (470)	2130 (9043)	CM～CL

注) ポアソン比は 0.2 で計算¹²。()内は、硬化塑性領域での値。

¹² 「地盤工学会(2013)：地盤調査の方法と解説—二分冊の 2，丸善，pp.663-696」では、“ポアソン比は地盤に応じて適切に定める”と述べており、当該地は硬岩であるので、平板載荷試験と同様に、ポアソン比 ν を 0.2 とした。

孔内水平載荷試験

調査件名	(仮)静岡県浜松市(ミズック)地盤沈下調査および工学的検討業務			試験装置	エラストメータ
測定番号	No. 1 - 14.5m	深度	GL -14.50 m	試験時の状況	
測定月日	平成29年 7月14日	時間	13:39		
使用コム筒	BX	孔径	66 mm		
地質名	緑色岩 (CH級)				

	初期応力 P_o (kN/m ²)	降伏応力 P_y (kN/m ²)	地盤係数 K_m (kN/m ³)	係数EまたはD (kN/m ²)	K値を求めた 中間半径 r_m (cm)
変形係数D	1,337.6	18,598.7	286,100,000	11,440,000	3.33

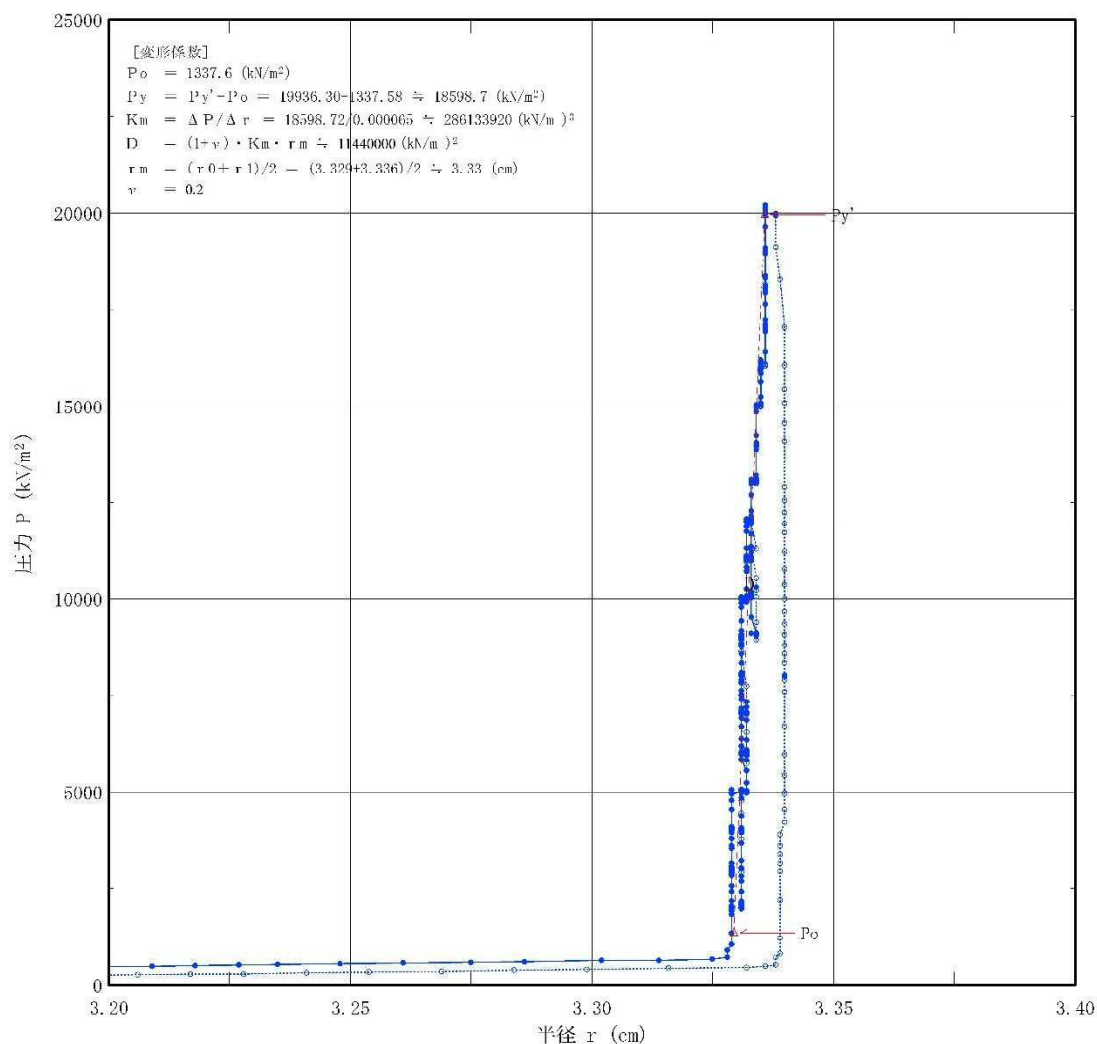


図 3-2-2-1 孔内水平載荷試験結果 (No.1 孔、深度 14.5m)

孔内水平載荷試験

調査件名	(仮)静岡県浜松市(ミダック)地盤沈下調査および工学的検討業務			試験装置	コラストメータ
測定番号	No. 1 - 20.0m	深度	GL -20.00 m	試験時の状況	
測定月日	平成29年 7月14日	時間	12:55		
使用ゴム筒	BX	孔径	66 mm		
地質名	緑色岩 (CH級)				

	初期応力 P_o (kN/m ²)	降伏応力 P_y (kN/m ²)	地盤係数 K_m (kN/m ³)	係数EまたはD (kN/m ²)	K値を求めた 中間半径 r_m (cm)
変形係数D	2,002.4	17,991.5	560,499,968	22,450,000	3.33

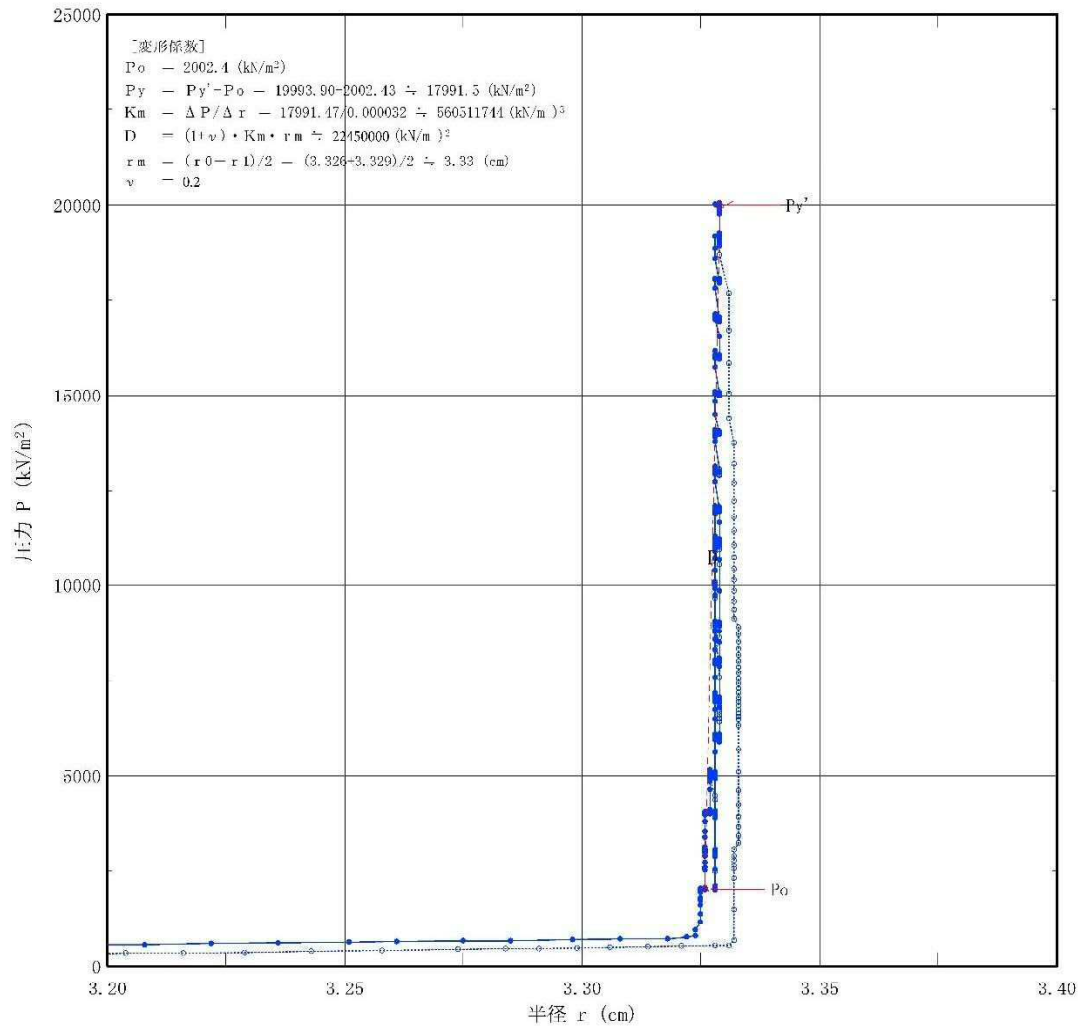


図 3-2-2-2 孔内水平載荷試験結果 (No.1 孔、深度 20.0m)

孔内水平載荷試験

調査件名	(仮)静岡県浜松市(ミダック)地盤沈下調査および工学的検討業務			試験装置	エラストメータ
測定番号	No. 1 - 29.4m	深度	GL -29.40 m	試験時の状況	
測定月日	平成29年 7月14日	時間	12:07		
使用ゴム筒	BX	孔径	66 mm		
地質名	緑色岩 (CII級)				

	初期応力 P_o (kN/m ²)	降伏応力 P_y (kN/m ²)	地盤係数 K_m (kN/m ³)	係数DまたはD (kN/m ²)	K値を求めた 中間半径 r_m (cm)
変形係数D	2,002.4	17,900.5	619,400,000	24,720,000	3.34

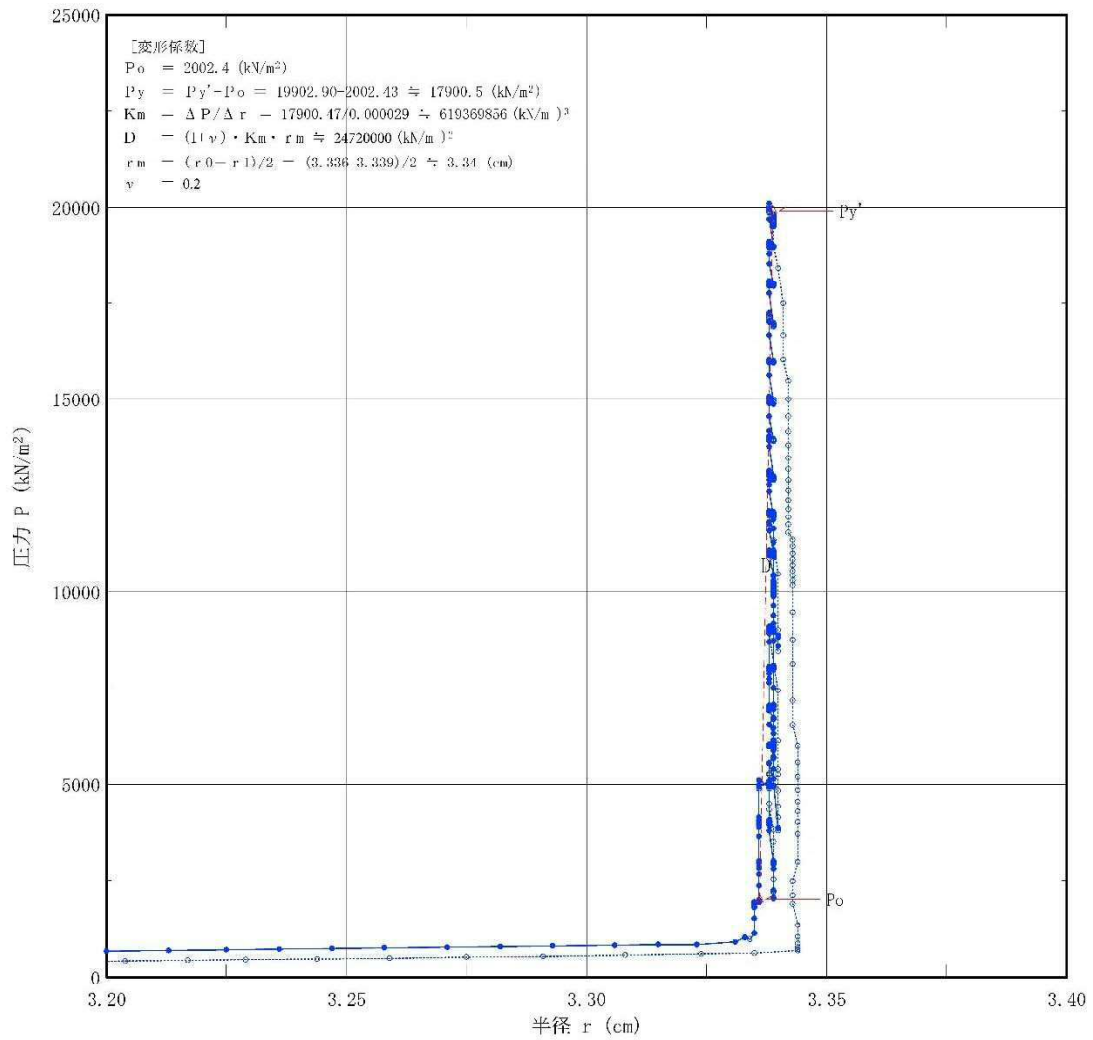


図 3-2-2-3 孔内水平載荷試験結果 (No.1 孔、深度 29.4m)

孔内水平載荷試験

調査件名	(仮)静岡県浜松市(ミダック)地盤注下調査および工学的検討業務			試験装置	エラストメータ
測定番号	No.2 - 10.5m	深度	GL -10.50 m	試験時の状況	
測定月日	平成29年 7月26日	時間	09:28		
使用ボム筒	BX	孔径	66 mm		
地質名	緑色岩 (CM~CH級)				

	初期応力 P_0 (kN/m ²)	降伏応力 P_y (kN/m ²)	地盤係数 K_m (kN/m ³)	係数EまたはD (kN/m ²)	K値を求めた 中間半径 r_m (cm)
変形係数D	1,699.0	10,224.5	44,630,000	1,820,000	3.40

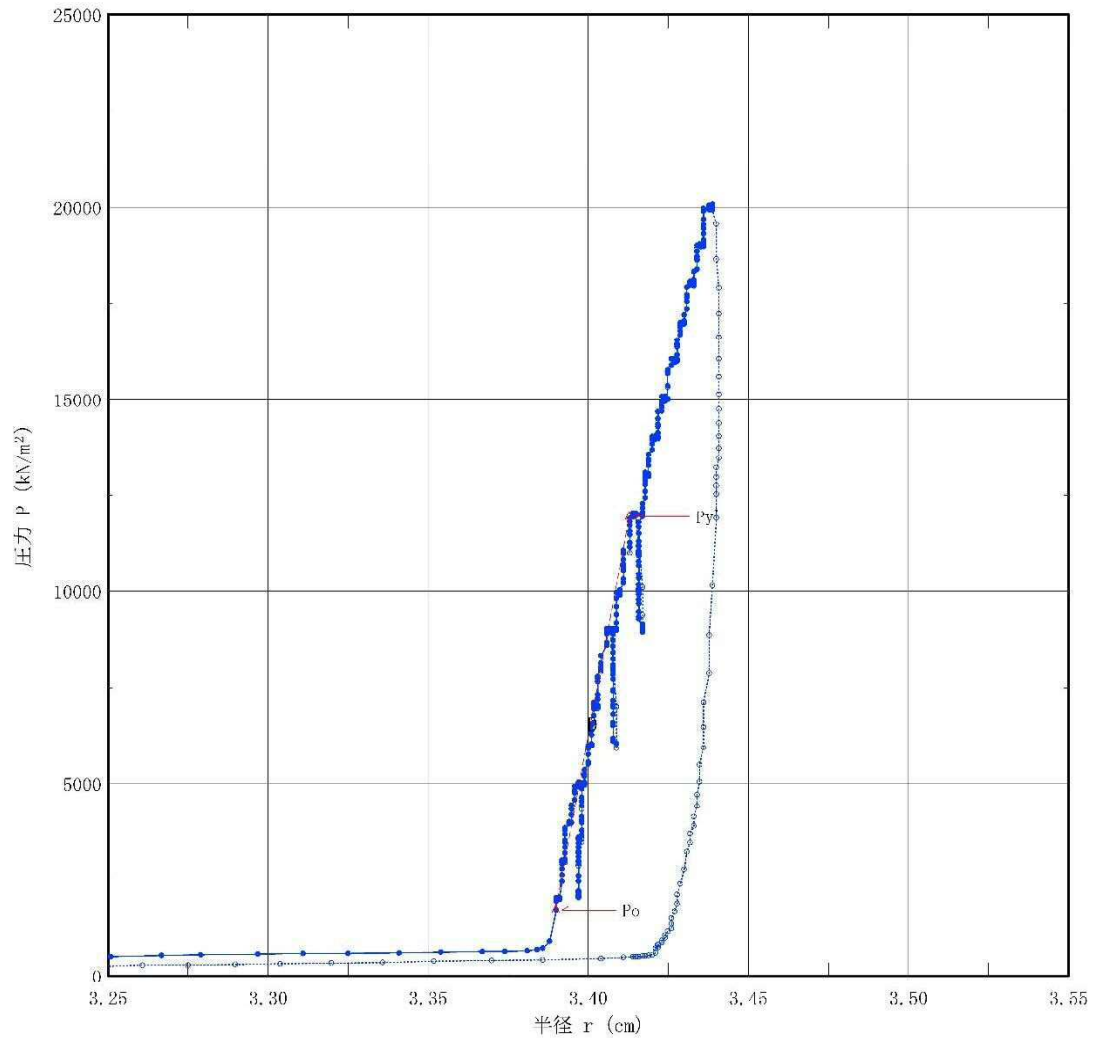


図 3-2-2-4 孔内水平載荷試験結果 (No.2 孔、深度 10.5m)

孔内水平載荷試験

調査件名	(仮)静岡県浜松市(ミダック)地盤沈下調査および工学的検討業務			試験装置	エラストメータ
測定番号	No. 2 - 25.1m	深 度	GL. -25.10 m	試験時の 状況	
測定月日	平成29年 7月17日	時 間	12:31		
使用ゴム筒	BX	孔 径	66 mm		
地 質 名	緑色岩 (CH級)				

	初期応力 P_o (kN/m ²)	降伏応力 P_y (kN/m ²)	地盤係数 K_m (kN/m ³)	係数EまたはD (kN/m ²)	K値を求めた 中間半径 r_m (cm)
変形係数D	4,035.2	11,013.3	253,200,000	10,360,000	3.37

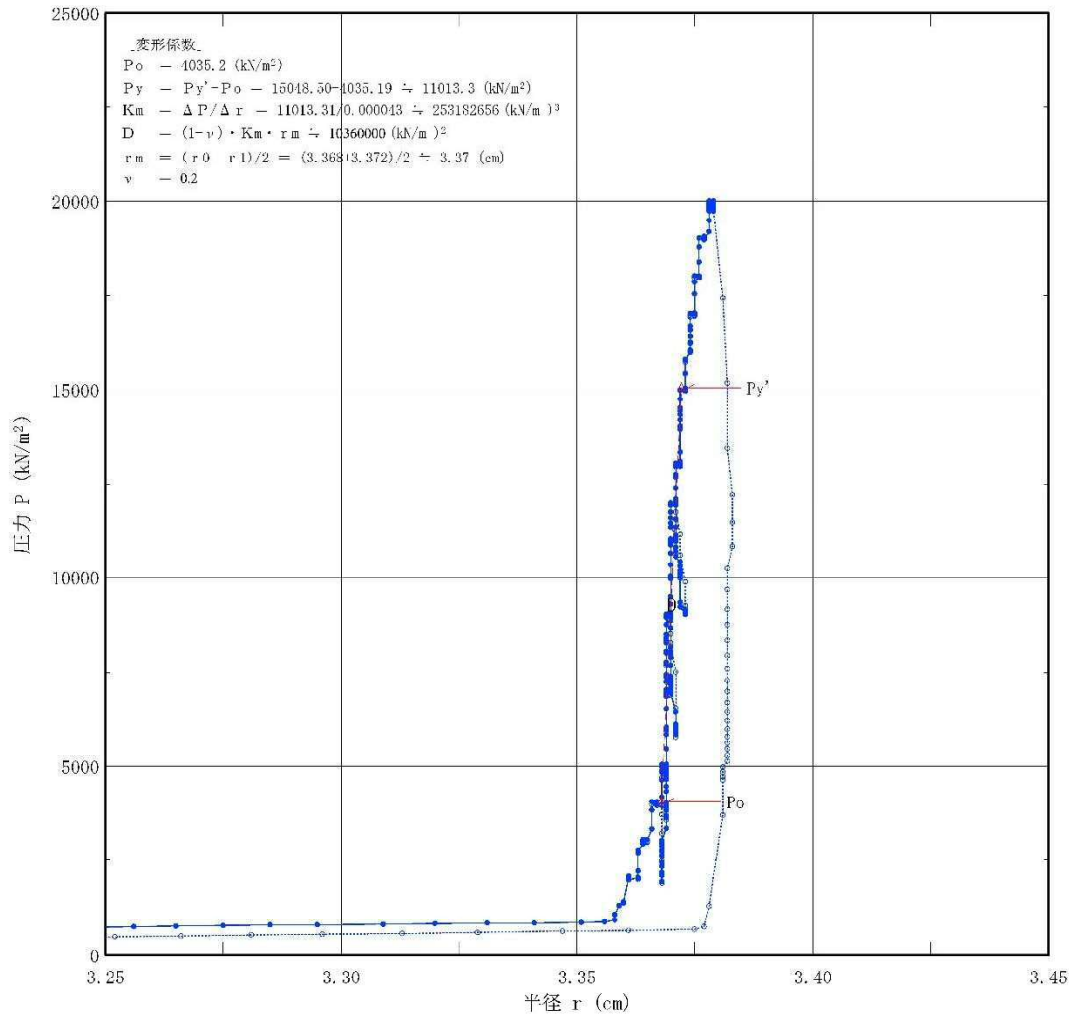


図 3-2-2-5 孔内水平載荷試験結果 (No.2 孔、深度 25.1m)

孔内水平載荷試験

調査件名	(仮)静岡県浜松市(ミダック)地盤沈下調査および工学的検討業務			試験装置	エラストメータ
測定番号	No. 2 - 47.0m	深 度	GL -47.00 m	試験時の 状況	
測定月日	平成29年 7月17日	時 間	11:45		
使用ゴム筒	BX	孔 径	66 mm		
地 質 名	緑色岩 (Cl.~Cm級)				

	初期応力 P_o (kN/m ²)	降伏応力 P_y (kN/m ²)	地盤係数 K_m (kN/m ³)	係数EまたはD (kN/m ²)	K値を求めた 中間半径 r_m (cm)
変形係数D	1,972.1	3,034.0	30,460,000	1,240,000	3.40

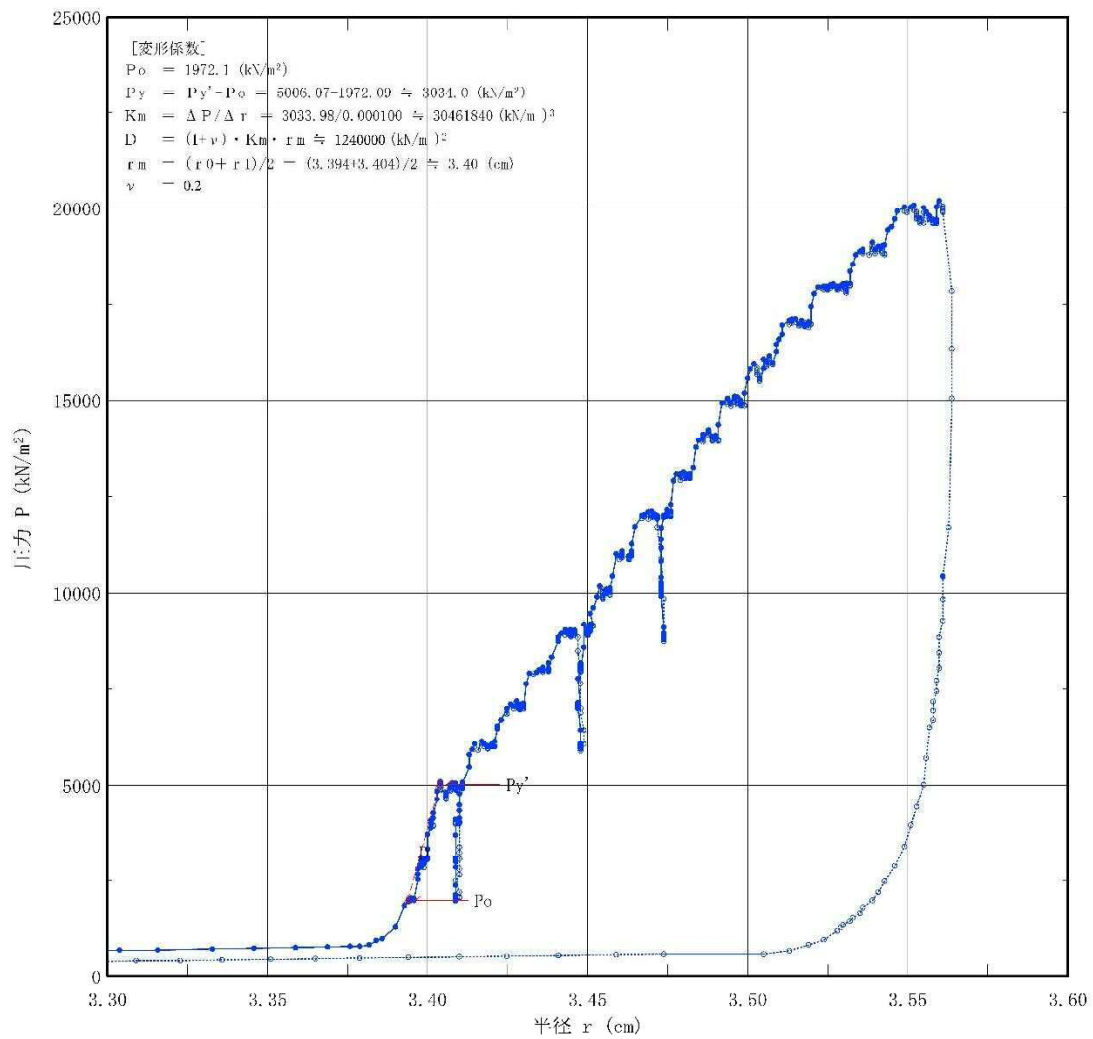


図 3-2-2-6 孔内水平載荷試験結果 (No.2 孔、深度 47.0m)

3. 2. 3. 物理探査結果

弾性波探査結果を、図 3-2-3-1～図 3-2-3-3 に示す。

多層モデルと 4 層モデルでは、見掛け上異なるイメージとなっている。多層モデルは、弾性波探査の結果の初動を数学的に解析したものである。これによれば、No.2 孔の周辺は、速度が周辺よりはやや遅い結果となるが、P 波速度の値としては、4.0km/sec 程度と極めて速い。

表 3-2-3-1 には、切土やダムの岩盤分類における弾性波速度（P 波速度）を示した。この分類に示されるように、P 波速度は、概ね 3.0km/sec 以上あれば、CH 級以上の硬質な岩盤であることが分かる。また、蛇紋岩の場合でも、弾性波速度は 2km/sec 前後で分類 1 の自立性の高い蛇紋岩となる。

当該地では、全体としては、4.5km/sec 以上の極めて P 波速度の速い硬質な緑色岩が広く分布し、P 波速度は No.2 孔周辺でも 4.0km/sec 程度と高く、一般的には硬質な岩盤である。また、当該地の岩盤分類から考えても、2.5km/sec 以上は CH 級以上の硬質な岩盤となる。したがって、部分的に亀裂が多く周辺よりも低い速度となっている No.2 孔も一般的には硬質な岩である。

以上のことから、工学的には、4 層モデルで、当該地の岩盤を評価するのが妥当である。

4 層モデルで考えると、各断面とも、表層の薄い部分に 1.0km/sec 程度の P 波速度の極めて遅い部分が存在するが、深度数 m 以上では、P 波速度が 2.5km/sec 以上の CH 級の緑色岩となっている。

表 3-2-3-1 各種の岩盤分類と弾性波速度 (P 波速度)

(a)花崗岩の切土における分類

岩盤分類	弾性波速度(km/sec)		コア採取率RQD(%)		露頭観察による割れ目の状況	ボーリングコアの状況
	土壌硬度指数 mm	シュミットハンマー反発度	シュミットハンマー反発度	シュミットハンマー反発度		
A	3.0~4.0	40~60	40~60	40~60	密着, 間隔 20~50cm	棒状
B	2.0~3.0	20~40	20~40	20~40	一部開口 5~15cm	棒状
C _H	1.0~2.0	10~20	10~20	10~20	開口部に一部粘土	棒角状
C _M	0.5~1.0	5~10	5~10	5~10	開口部に粘土 5cm	細片状
C _L	0.2~0.5	2~5	2~5	2~5	土砂状, 割れ目, 周辺粘土化	砂状
D _H	0.1~0.2	1~2	1~2	1~2	粘土化進行のためグラクなし	砂状
D _L	0.05~0.1	0.5~1	0.5~1	0.5~1	黄褐色マサ化	砂状
土質分類	土-2	土-1	土-2	土-1	マサ土	砂状採取困難

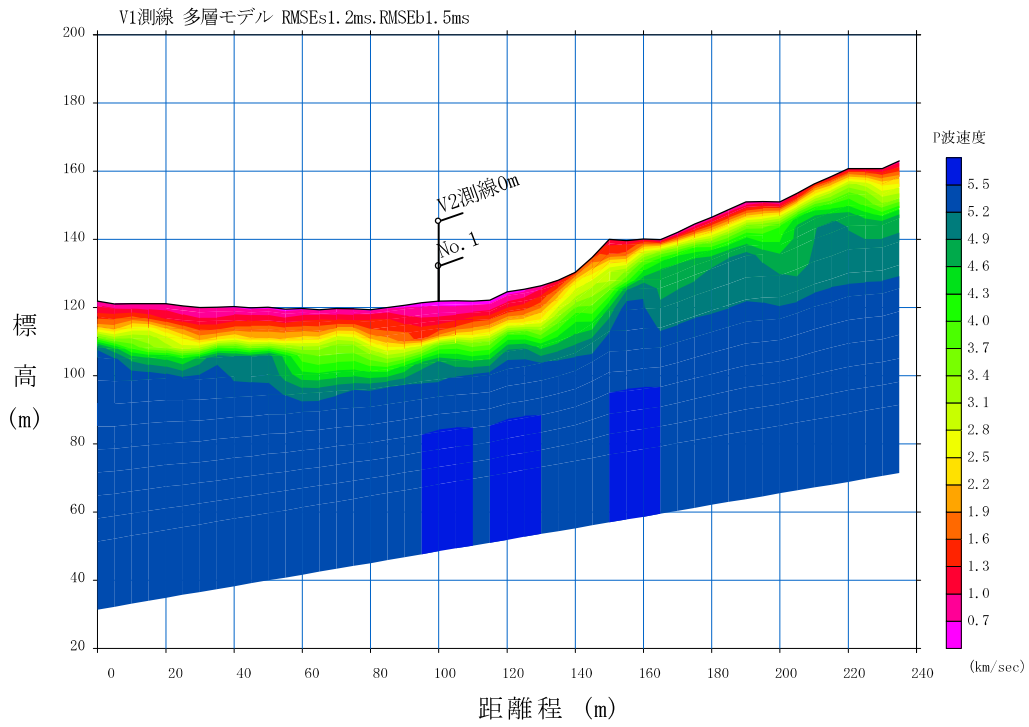
(b)蛇紋岩の切土における分類

調査分類	地山試験			ボーリング及び孔内試験					室内試験結果			
	土硬	壤度	弾性波	RQD	速度層	密度層	電気層	横方向 R 値	単位体積重量	P 波速度	一軸圧縮強さ	吸水量増加率
1	39 36	2400 1600	82 43	82 43	2900 1000	2.55 2.50	350 120	-	2.83 2.81	6400 3700	-	0.18 0
2	38 33	1300 400	29	29	2900 1600	2.45	100以下	269	2.74 2.58	6300 2700	1400 170	0.4 0
3	33 27	1400 800	0	0	-	2.35	100以下	95	2.65 2.53	5500 3000	320 80	2.6 0
4	28 21	300	0	0	4700 1600	2.80 2.20	100以下	98 26	2.89 2.86	2000 1000	-	31.5 2.7

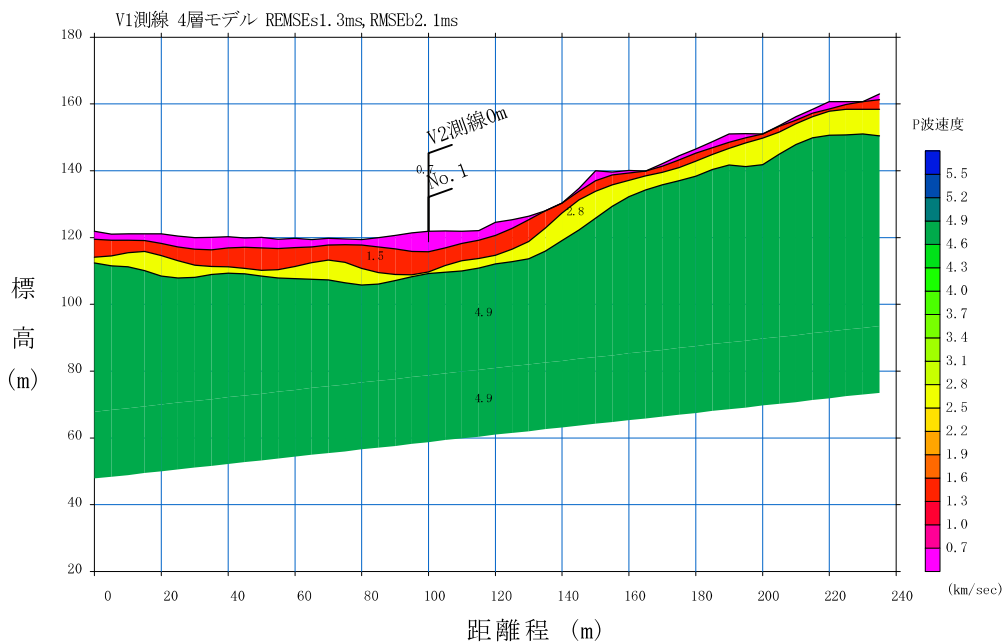
注1) 区分5, 6のデータは, ほとんどなかったのを除いた。

(c)ダムにおける菊池の岩盤分類と弾性波速度

岩盤等級	岩盤の変形係数 (kg/cm ²)	岩盤の静弾性係数 (kg/cm ²)	岩盤の粘着力 (kg/cm ²)	岩盤の内部摩擦角 (°)	岩盤の弾性波速度 (km/sec)	ロックテストハンマー反発度	孔内載荷試験による		引き抜き試験によるせん断強度 (kg/cm ²)
							変形係数 (kg/cm ²)	接線弾性係数 (kg/cm ²)	
A~B	50,000以上	80,000以上	40以上	55~65	3.7以上	36以上	50,000以上	100,000以上	20以上
C _H	50,000~20,000	80,000~40,000	40~20	40~55	3.7~3	36~27	60,000~15,000	150,000~60,000	
C _M	20,000~5,000	40,000~15,000	20~10	30~45	3~1.5	27~15	20,000~3,000	60,000~10,000	20~10
C _L	5,000以下	15,000以下	10以下	15~38	1.5以下	15以下	6,000以下	15,000以下	10~5
D									5以下

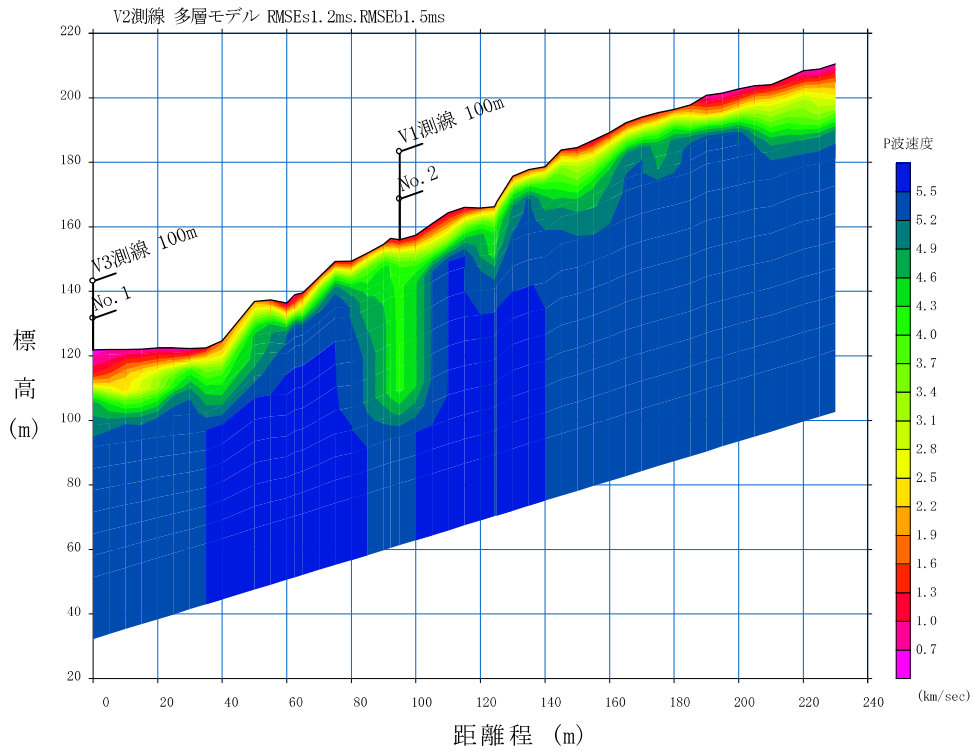


(a) 多層モデルの場合

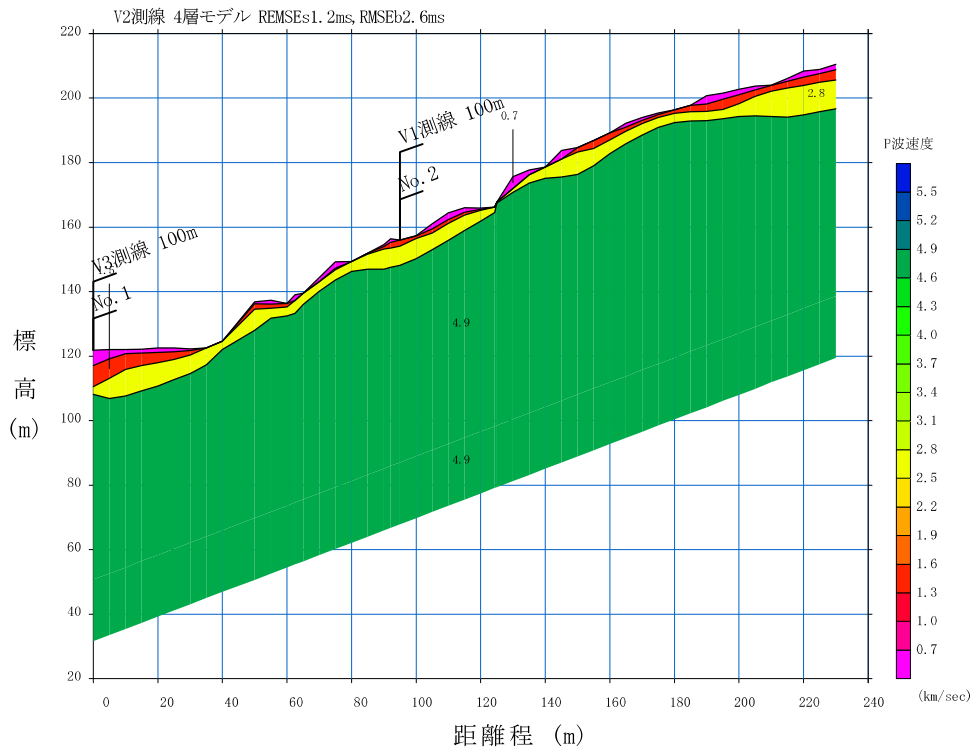


(b) 4層モデルの場合

図 3-2-3-1 弾性波探査による P 波速度分布 (V-1 断面)

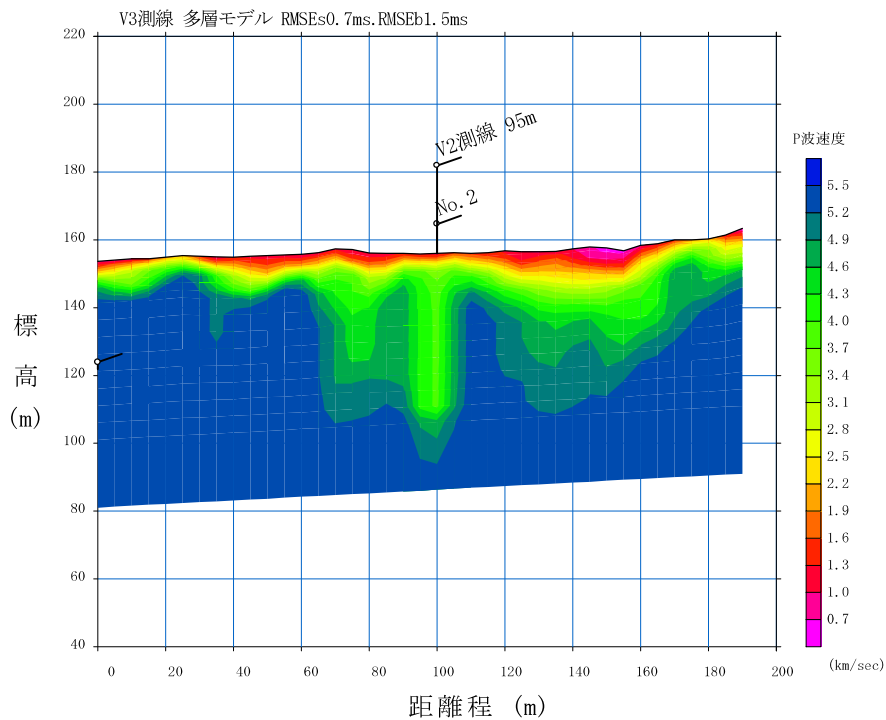


(a) 多層モデルの場合

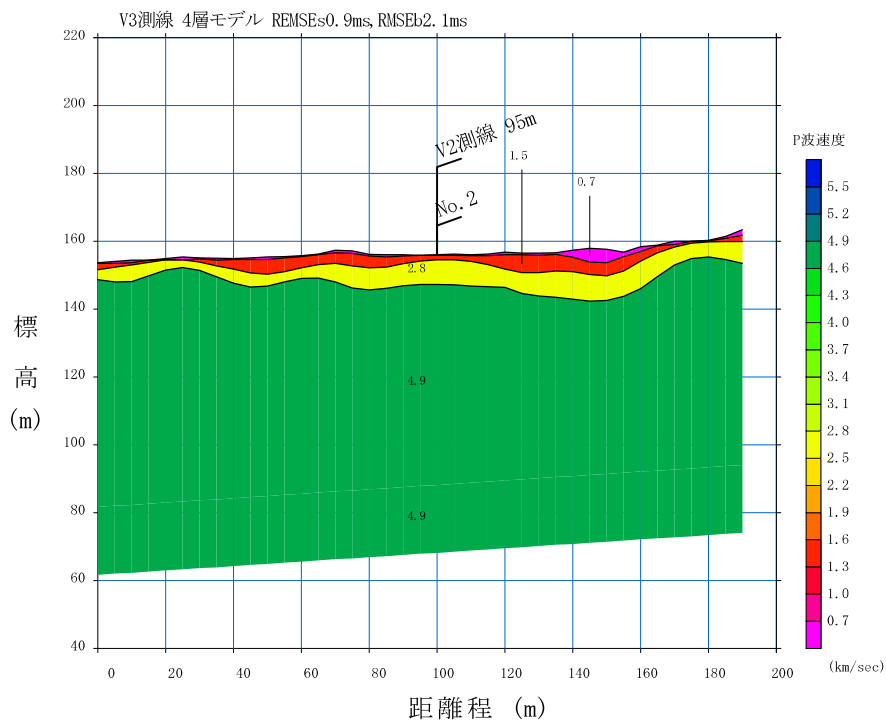


(b) 4層モデルの場合

図 3-2-3-2 弾性波探査による P 波速度分布 (V-2 断面)



(a) 多層モデルの場合



(b) 4層モデルの場合

図 3-2-3-3 弾性波探査による P 波速度分布 (V-3 断面)

3. 2. 4. 地表踏査結果

当該地斜面の岩盤分類の結果を図 3-2-4-1 に示す。また、岩盤分類ごとにシュミットハンマー試験を実施し、その試験結果を巻末に示す。

このシュミットハンマー試験からは、概略の変形係数を求めることができる。そこで、図 3-2-4-1 に示すシュミットハンマー試験箇所 (sp-○) における反発度から換算した変形係数の結果を岩級毎に区分して整理したものを図 3-2-4-2 に示す。この図に示されるように、シュミットハンマー試験による変形係数は、概ね岩級が良くなるにしたがって増加する傾向がみられる。また、平板載荷試験結果や孔内水平載荷試験結果は、このシュミットハンマー試験結果の範囲にほぼ収まることもわかる。

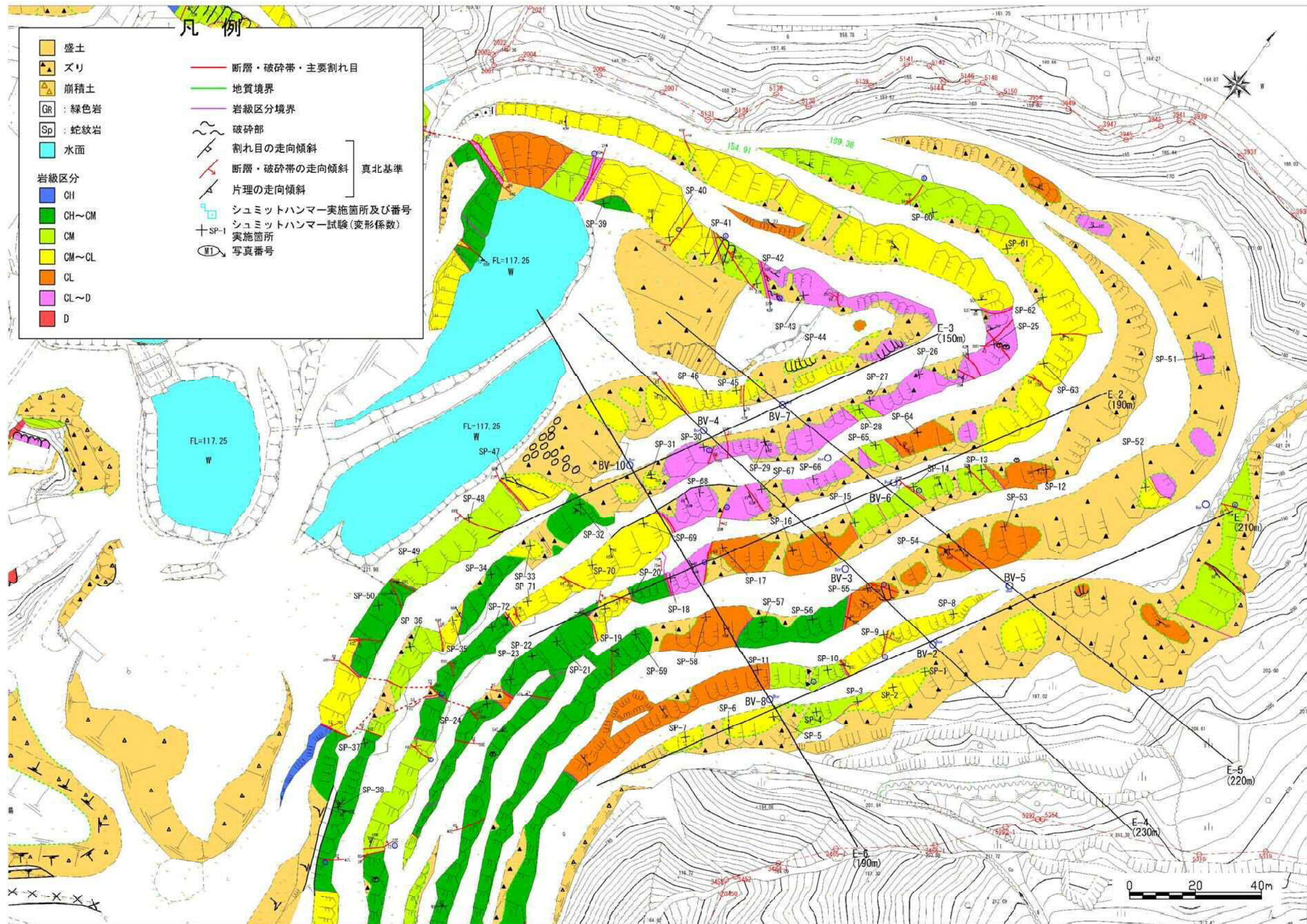


図 3-2-4-1 当該地斜面の岩級区分図 (平成 29 年 8 月版)

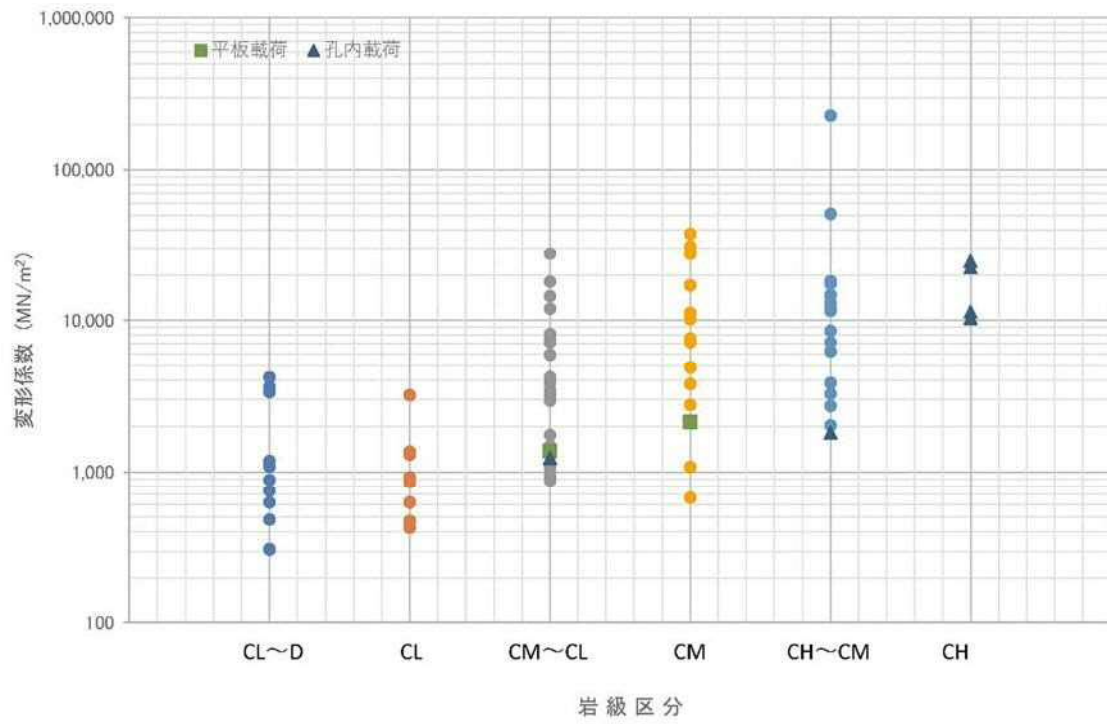


図 3-2-4-2 シュミットハンマー試験による岩級区分毎の変形係数

3. 2. 5. 室内試験結果

本調査の室内試験結果を表 3-2-5-1 に示す。コアの岩級区分としては、CH～CM 級以上の岩石を用いているが、一軸圧縮強度 20.8～96.4MN/m²、変形係数 6780～28500MN/m²の硬岩である。また、有効間隙率は 0.60～1.68%と極めて小さい。

表 3-2-5-1 岩石室内試験結果 (No.29-2 孔 3 供試体)

採取年月日		整理年月日		平成29年8月16日	
試料番号	No.	2-10	2-24	2-42	
採取深度	(m)	10.00～10.30	24.62～24.85	42.55～42.78	
岩石名称		緑色岩	緑色岩	緑色岩	
観察					
供試体の状態	含水状態				
	方向性				
自然密度	ρ (g/cm ³)	2.897	2.867	3.039	
湿潤密度	ρ_s (g/cm ³)	2.899	2.871	3.041	
乾燥密度	ρ_d (g/cm ³)	2.891	2.854	3.035	
自然含水比	W_n (%)	0.2	0.4	0.1	
吸水率	W_a (%)	0.27	0.59	0.20	
有効間隙率	n (%)	0.79	1.68	0.60	
超音波速度	P 波 (km/s)	3.97	4.44	4.57	
	S 波 (km/s)	2.56	2.48	2.66	
	動的弾性係数 E_d (MN/m ²)	6.27E+04	1.26E+05	1.30E+05	
	動的ポアソン比 V_d	0.144	0.275	0.243	
一軸試験	一軸圧縮強度 q_u (MN/m ²)	20.8	96.4	37.7	
	変形係数 E (MN/m ²)	17000	28500	6780	
	静的ポアソン比 μ_s				
引張試験	圧裂引張強さ σ_t (kN/m ²)				
三軸試験	試験方法				
	粘着力 C (kN/m ²)				
	内部摩擦角 ϕ (度)				

3. 3. 変位解析

3. 3. 1. これまでの設計

これまでの概略設計では、以下の設備が敷設される。

- ① 底盤遮水工: 上部から、保護土 50cm、短繊維不織布 1cm、HDPE 遮水シート 0.15cm、短繊維不織布 1cm、ベントナイト混合土 50cm、基盤 ⇒ 「最終処分場の計画・設計・管理要領」に従ったもの
- ② 法面遮水工: 上部から、アスファルト含浸シート 0.4cm、モルタル吹付 10cm、基盤 ⇒ 要領では、勾配が急な法面では吹付を用いることが述べられている。
- ③ 浸出水集排水設備: 上部から、割栗石(管直上からの厚さ) 70cm、ハウエル管(R120, ϕ 100cm)、改良土 30cm、短繊維不織布 1cm、HDPE 遮水シート 0.15cm、短繊維不織布 1cm、ベントナイト混合土 50cm、基盤 ⇒ 「最終処分場の計画・設計・管理要領」に従ったもの
- ④ 地下水集排水設備: 上部から、短繊維不織布 1cm、単粒碎石 4号 70cm、合成樹脂波状管(ϕ 30cm)、砂基礎 20cm、基盤 ⇒ 「最終処分場の計画・設計・管理要領」に従ったもの

すなわち、上記構造は、基本的に図 3-3-1-1 のような断面構造を示す。この構造の上に、廃棄物が埋め立てられる。

a. しゃ水シート+粘性土

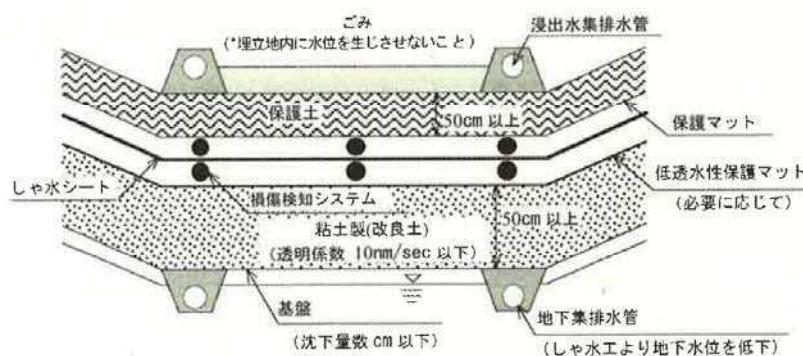


図 3-3-1-1 遮水工、集排水設備の基本的構造の例

「花嶋正孝・古市徹(2004): 改訂版日本の最終処分場, 環境産業新聞社」より

3. 3. 2. 解析手法とモデル

(1) 解析手法

数値解析（有限要素法；FEM）に用いられる代表的な土要素モデル（構成式）は以下に示す3つのモデルであるが、今回は、線形弾性モデルを適用する。

- (i) 線形弾性モデル
 - ・荷重としての廃棄物盛土
 - ・遮水工等（底面遮水工、法面遮水工）
 - ・基礎地盤(風化緑色岩、緑色岩)
- (ii) 弾塑性モデル
- (iii) 弾粘塑性モデル

線形弾性モデル（図 3-3-2-1）における平面ひずみ状態での応力-ひずみ関係式は、以下のよう記述される。

$$\varepsilon_x = 1/E [(1 - \nu^2) \sigma_x - \nu \cdot (1 + \nu) \sigma_y]$$

$$\varepsilon_y = 1/E [(1 - \nu^2) \sigma_y - \nu \cdot (1 + \nu) \sigma_x]$$

$$\gamma_{xy} = \tau_{xy}/G$$

一般化されたフックの法則を一般式で表わすと、

$$\{\sigma\} = [D^e] \{\varepsilon\} \quad [D^e]: \text{剛性マトリックス}$$
$$\begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} = E/(1+\nu)(1-2\nu) \begin{pmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & (1-2\nu)/2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix}$$
$$\sigma_z = \nu \cdot (\sigma_x + \sigma_y)$$

となり、モデルの入力設定値は以下に示す3つのパラメータとなる。

E：土要素の弾性係数（変形係数）(tf/m²)

ν ：ポアソン比 ($\nu = \varepsilon_x / \varepsilon_y = K_0 / (1+K_0)$)

γ' ：土要素の単位体積重量 (tf/m³)

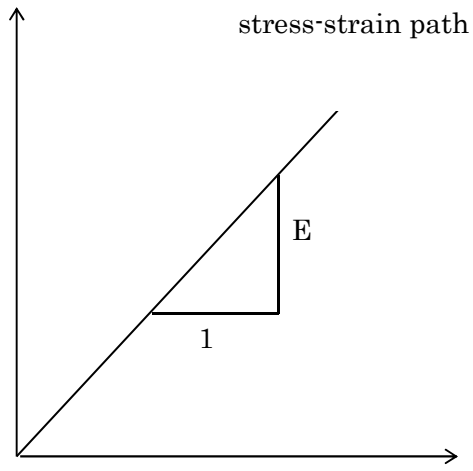
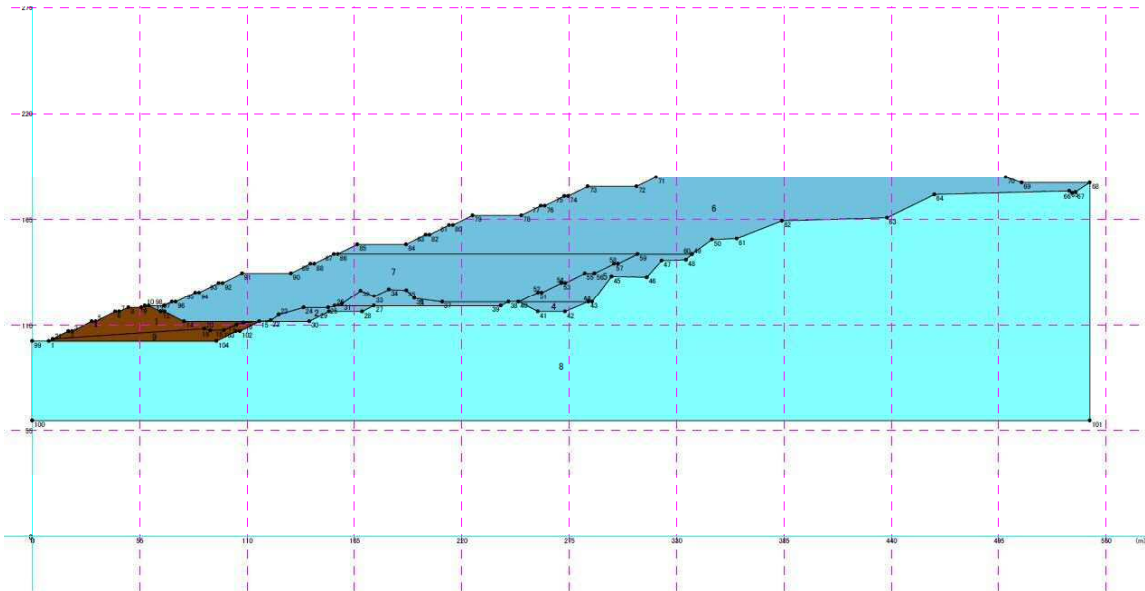


図 3-3-2-1 線形弾性体モデル

(2) 解析モデル

解析断面は、図 3-3-2-2 のようなものを考える。



1, 9 : えん堤。2, 3 : 第2期時緑色岩、第3期以降廃棄物。4, 5 : 第2期埋立廃棄物。6 : 第4期埋立廃棄物。7 : 第3期埋立廃棄物。8 : 基盤（緑色岩）

図3-3-2-2 縦断方向のモデル断面図

第1期は別の箇所で埋立が行われ、当該地は、第2期以降の埋立となる。

第2期埋立においては、規模も小さく問題にならないので、以下のケースを考える。

- ① 第3期埋立終了時
- ② 第4期埋立終了時
- ③ その他の埋立経緯を考慮する（上記①や②で底面設備が破損する場合）

3. 3. 3. 設定物性値

物性値としては、各層の「単位体積重量、ポアソン比、変形係数」が必要である。ここでは、各層の物性値を設定する。

(1) 底面遮水工の物性値

底面遮水工は、ベントナイト混合土だけをモデル化し、遮水シートは別途手計算で検討する。設定物性値は、以下の考え方から、表 3-3-3-1 のように設定した。

- ① 遮水工の変形係数・ポアソン比等：「日本原子力研究開発機構（2005）：TRU 廃棄物処分技術検討書－第 2 次 TRU 廃棄物処分研究開発取りまとめ－，根拠資料集，3-13 人工バリア特性変化と緩衝材の膨潤圧による影響，平成 17 年 9 月」を参考

表 3-3-3-1 底面遮水工の物性値

	密度 γ (kN/m ³)	ポアソン比 (－)	変形係数 (MN/m ²)
底面遮水工	18.0	0.42	39

(2) 法面遮水工の物性値

法面遮水工は、吹付工だけをモデル化する。吹付工は、「土木学会(2005)：吹付けコンクリート指針（案）〔のり面編〕」にもあるように、使用する骨材等によりモルタル・コンクリート吹付の物性は変化する。このため、現場ごとに試験練りが必要であることが謳われている。

一方、モルタル・コンクリート吹付の圧縮強度は、「土木学会(2005)：吹付けコンクリート指針（案）〔のり面編〕，p171」に示されるように、“ばらつきは小さく、高品質化されており、設計基準強度は 24N/mm² とすることが可能である”ことが示されている。この場合の配合は、セメント量 420kg/m³、W/C=60%、高性能 AE 減水剤 0.7%、アラミド繊維 1kg/m³ である。

また、「同指針，p.158」には、設計基準強度 24N/mm² の場合の設計例が示されており、これによると、物性値は以下の通りである。

圧縮強度の特性値（呼び強度＝設計基準強度）：24N/mm²＝24MN/m²

設計圧縮強度：18.46N/mm²＝18.46MN/m²

ヤング係数（変形係数）：25kN/mm²=25000MN/m²

なお、同指針では、密度は吹付の設計時には考慮されないため記載がない。

モルタル・コンクリートの密度は、通常 2.0～2.5 t/m³と言われており、アスファルトコンクリートの場合には、下記のようなものがある。これによると、密度は 2.0～2.45t/m³(19.6～24.0kN/m³) である。したがって、密度は 2.0 t/m³ と設定する。

表 3-3-3-2 アスファルトコンクリート等の基準密度（松阪興産㈱）：アスファルト合材一覧表，平成 27 年 4 月版

平成27年4月現在									
製品分類	製品名称	使用用途	略称	佐奈工場		伊勢合材センター		松阪合材センター	
				基準密度	AS量	基準密度	AS量	基準密度	AS量
一般混合物	瀝青安定処理40		上層路盤用	V-01	-	-	-	-	-
	粗粒度アスコン20	N=50	基層用(軽交通)	V-02	-	-	-	-	-
		N=75	基層用(重交通)	V-02A	-	-	-	-	-
	密粒度アスコン20	N=50	表層用(軽交通)	V-04	-	-	-	-	-
		N=75	表層用(重交通)	V-04A	-	-	-	-	-
	密粒度アスコン13	N=50	表層用(一般生活道路用)	V-06	-	-	-	2.398	5.5
	細粒度アスコン13	N=50	アスカープ・補修用	V-08	-	-	-	-	-
	密粒度ギャップアスコン13		耐摩耗・すべり止め	V-09	-	-	-	-	-
	開粒度アスコン13	N=50	透水性舗装用	V-10	2.174	4.1	-	-	2.142 4.5
	再生混合物	再生瀝青安定処理		上層路盤用	R-01	2.328	4.1	2.329	4.1
再生粗粒度アスコン20		N=50	基層用(軽交通)	R-02	2.440	4.6	2.446	4.8	2.416 4.8
		N=75	基層用(重交通)	R-02A	2.446	4.5	2.450	4.7	2.420 4.7
再生密粒度アスコン20		N=50	表層用(軽交通)	R-04	2.428	5.0	2.429	5.2	2.402 5.2
		N=75	表層用(重交通)	R-04A	2.431	4.9	2.435	5.1	2.404 5.1
再生密粒度アスコン13		N=50	表層用(一般生活道路用)	R-06	2.400	5.6	2.411	5.6	2.379 5.6
再生細粒度アスコン13		N=50	アスカープ・補修用	R-08	-	-	-	-	-
特殊混合物		ポーラスアスコン20		排水性舗装用	V-21	-	-	-	-
	ポーラスアスコン13	N=50	排水性舗装用	V-225	2.033	4.9	-	-	2.030 4.9
特殊混合物 (受注生産)	密粒度アスコン20 改質Ⅰ型		耐摩耗・すべり止め		-	-	-	-	-
	密粒度ギャップアスコン13 改質Ⅰ型		耐摩耗・すべり止め		-	-	-	-	-
	粗粒度アスコン20 改質Ⅱ型	N=75	耐流動性	V-03A5	2.442	4.7	-	-	2.438 4.7
				V-03A5a	2.447	4.7	-	-	2.439 4.7
	密粒度アスコン20 改質Ⅱ型	N=75	耐流動性	V-05A5	2.435	5.1	-	-	2.419 5.1
				V-05A5a	2.439	5.1	-	-	2.422 5.1
	粗粒度アスコン20 付着性改善改質		橋面舗装用		-	-	-	-	-
	密粒度アスコン13 付着性改善改質		橋面舗装用		-	-	-	-	-
密粒度アスコン13 ベンガラ		景観舗装用		-	-	-	-	-	
自然色舗装		景観舗装用		-	-	-	-	-	

※1 略称は、「アスファルト混合物事前審査要領」で定められた記号です。
 ※2 基準密度およびAS量が記載してある製品は、各工場での事前認定混合物です。
 ※3 佐奈工場の事前認定制度は、年1回(9月)の頻度で更新しております。
 ※4 伊勢合材センターの事前認定制度は、年1回(3月)の頻度で更新しております。
 ※5 松阪合材センターの事前認定制度は、年1回(6月)の頻度で更新しております。
 ※6 佐奈工場事前認定混合物V-03A5a、V-05A5aは施工性改善のため、低温域でも施工を可能にしたバインダーを使用しており、従来の改質Ⅱ型と同様にご使用いただけます。

以上のことから、表 3-3-3-3 のように設定する。

表 3-3-3-3 法面遮水工の物性値

	密度 γ (kN/m ³)	圧縮強度 (kN/m ²)	ポアソン比 (-)	変形係数 (MN/m ²)
法面遮水工	19.6	18,460	0.20	25,000

(3) 廃棄物の物性値

過去の廃棄物層では、N 値=4~30 (平均 13.45 : 産業廃棄物)、N 値=3~27 (平均 8.0 : 一般廃棄物) である。当該地は、産業廃棄物の埋立てであるので、N 値=13.45 を用いることとする。

砂質地盤における N 値と変形係数 E (kN/m²) との関係としては、「地盤工学会編 (2013) : 地盤調査の方法と解説, 二分冊の 1, p309」に E=2800N の関係が示されている。したがって、この式に N 値=13.45 を代入する。

表 3-3-3-4 廃棄物層の物性値

	密度 γ (kN/m ³)	ポアソン比 (-)	変形係数 (MN/m ²)
廃棄物層	18.0	0.3	37.66

備考) 密度(湿潤単位体積重量)は 17~19 kN/m³ と設定されることが多いので、その中央値とした。当該処分場の概略設計では 14.0 kN/m³ で検討しているが、これは比較的乾燥している場合である。

(4) 緑色岩 (基盤) の物性値

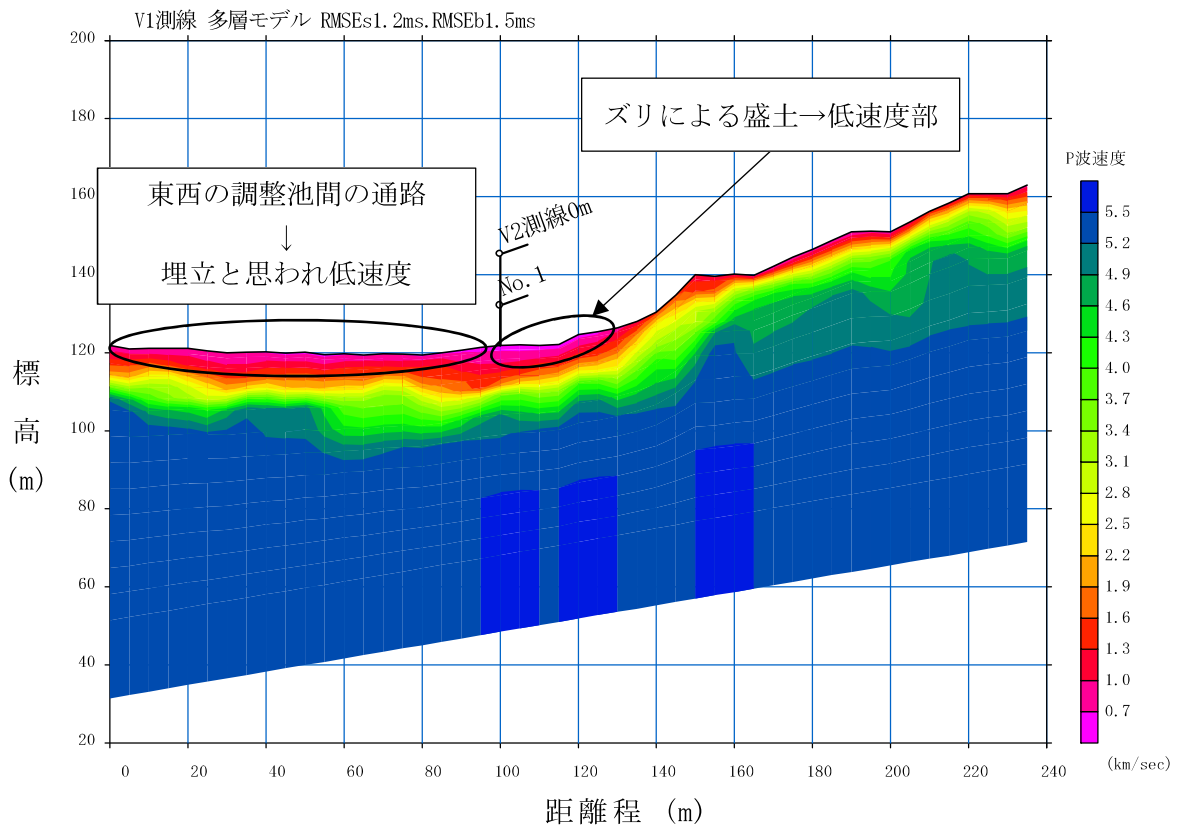
各種の当該地の調査データより、表 3-3-3-5 のように設定する。

なお、地山は、全体が CM 級であると仮定することとした。

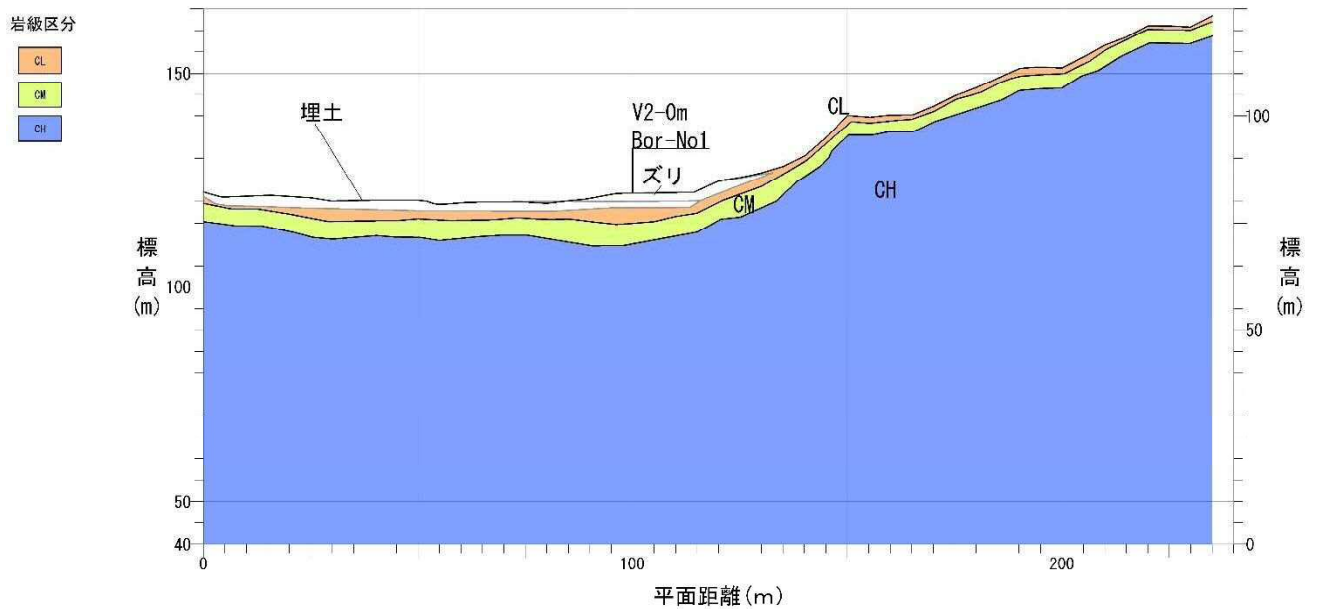
図 3-3-3-1 に示すように、弾性波探査結果からは、深い所でも深度 5m 以深では P 波速度は 2500m/sec 以上となり、ボーリング調査からも CH 級の岩石が多く分布する。また、図 3-3-3-2 に示すように、既存調査からも厚さ数mの沖積層の下には CM 級の緑色岩が現れ、数m程度で CH 級の緑色岩が分布する。通常の施工では、表層の沖積層、D 級や CL 級の岩盤は掘削し、CM 級以上の岩盤に遮水工や集排水設備を敷設する。したがって、CM 級の数 m 下は CH 級の極めて硬い岩盤となる。しかし、ここでは、安全側を取って、CM 級の岩盤 (原位置試験の平均 1440 MN/m²) が全体を占めると仮定して解析することとした。

表 3-3-3-5 緑色岩（基盤）の物性値

		密度 γ (kN/m ³)	ポアソン比 (-)	変形係数 (MN/m ²)
緑色岩	CH 級	28.0	0.20	2140~24720
	CM 級	28.0	0.20	1240~2140 (原位置試験平均 : 1440)
	CL 級	28.0	0.20	~1240

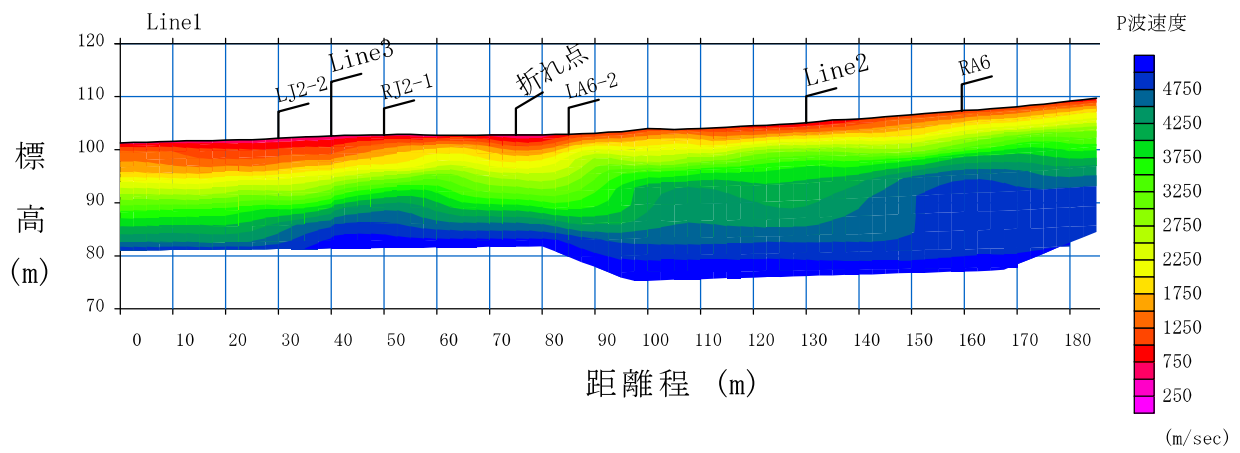


(a)弾性波探査結果による P 波速度分布

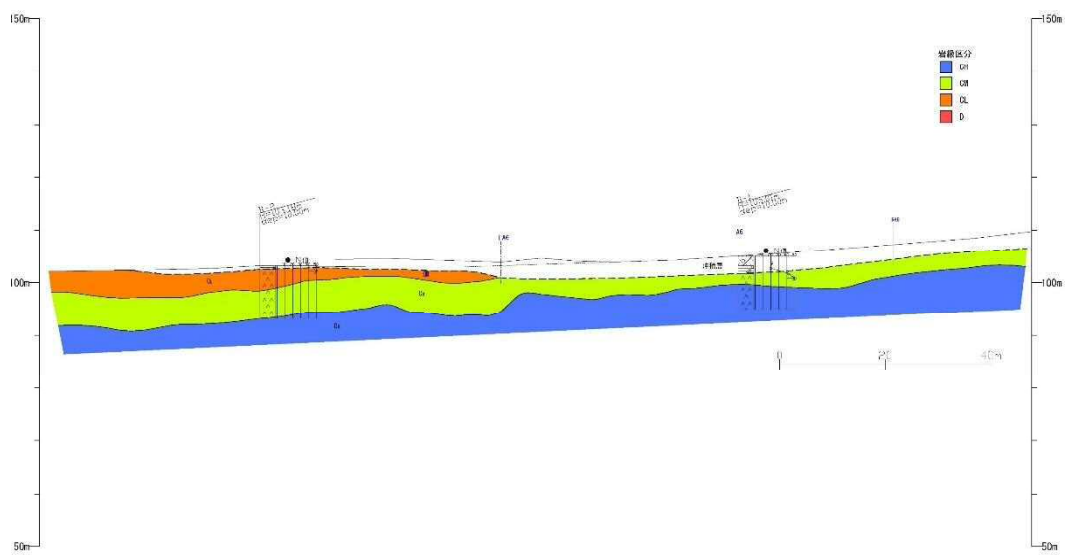


(b)岩級区分

図 3-3-3-1 弾性波探査結果 (V-1 断面) と岩級区分



(a) 弾性波探査結果による P 波速度分布

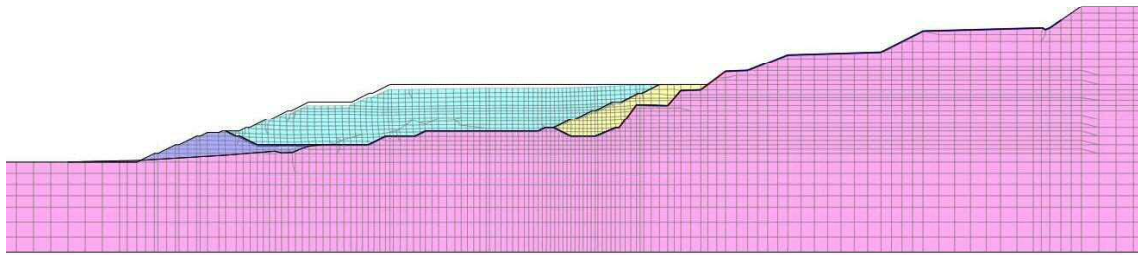


(b) 岩級区分

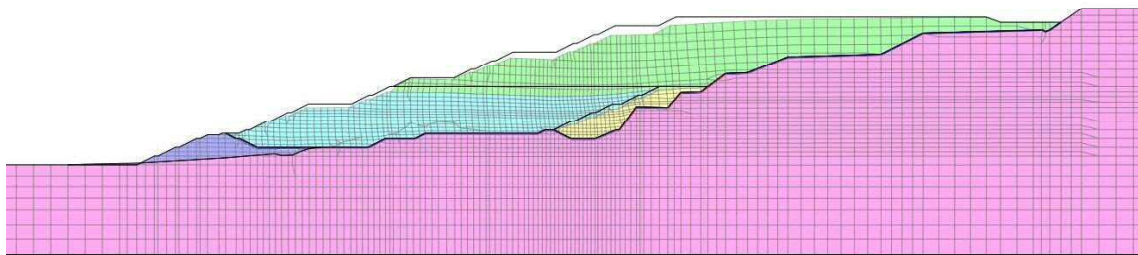
図 3-3-3-2 えん堤設置部付近の弾性波探査結果と岩級区分

3. 3. 4. 解析結果

基盤が CM 級で占められている比較的大変形の場合の結果を図 3-3-4-1～図 3-3-4-4 に示す。なお、弾性体として考えているので、即時変形を示したものである。また、軸ひずみやせん断ひずみを含めた解析結果を巻末に示す。

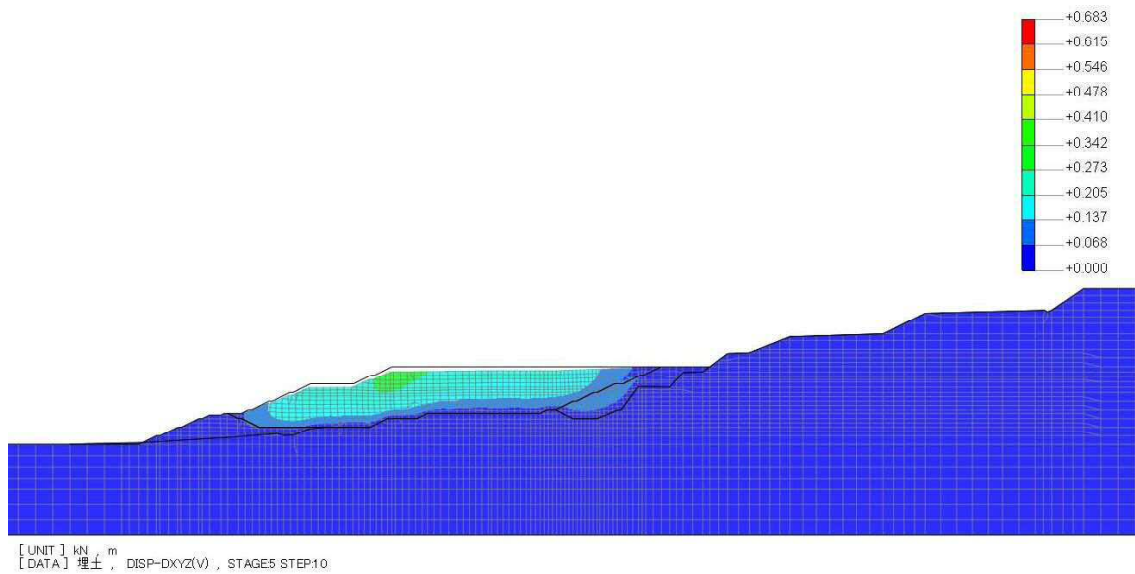


(a) 第 3 期埋立終了時

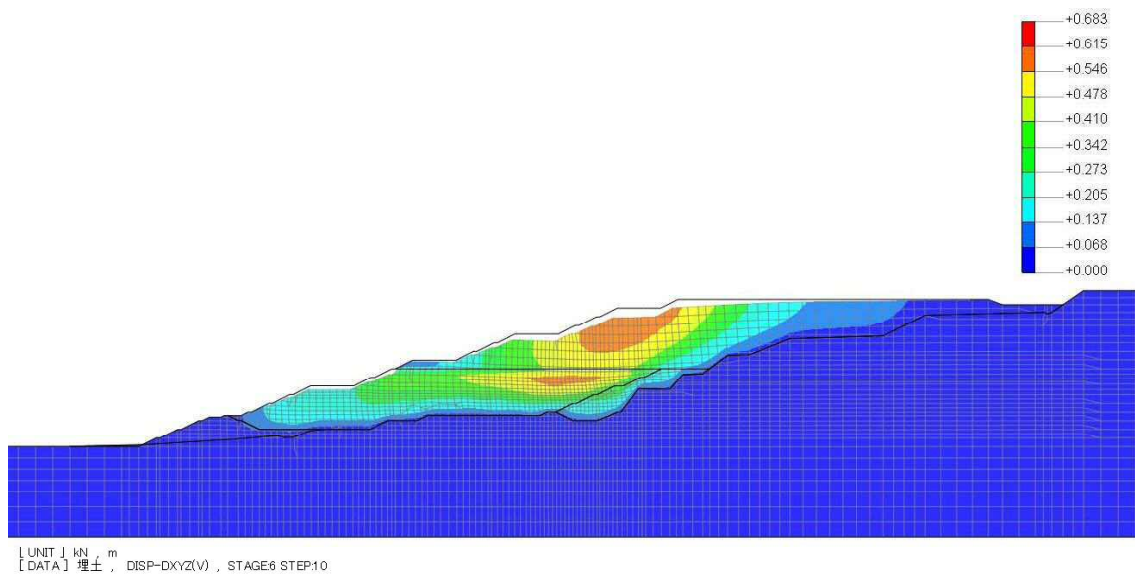


(b) 第 4 期埋立終了時

図 3-3-4-1 変位図 (変位量は 10 倍表示)

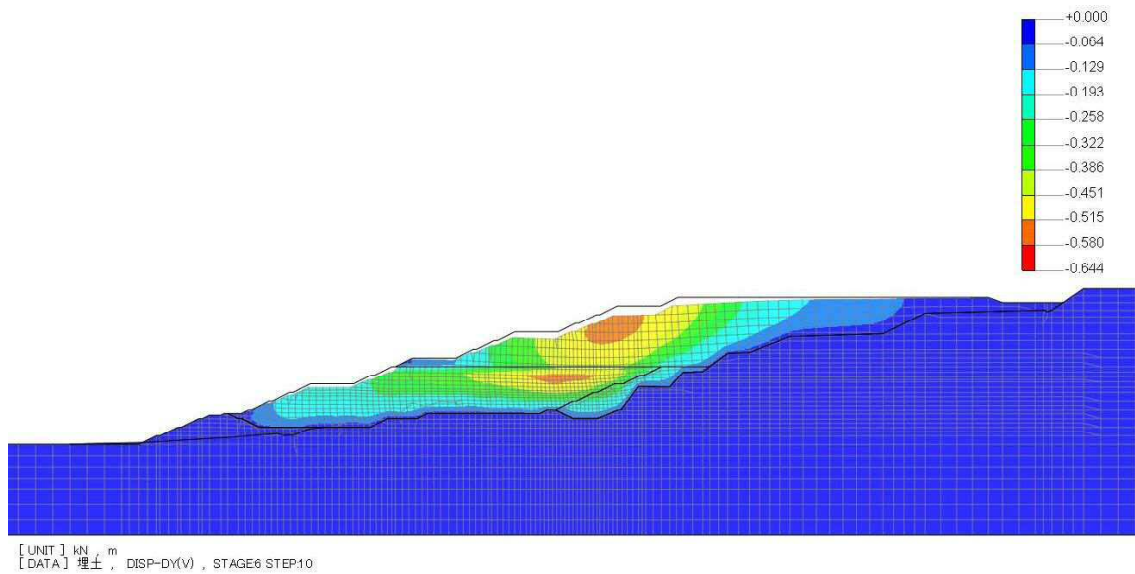


(a) 第3期埋立終了時

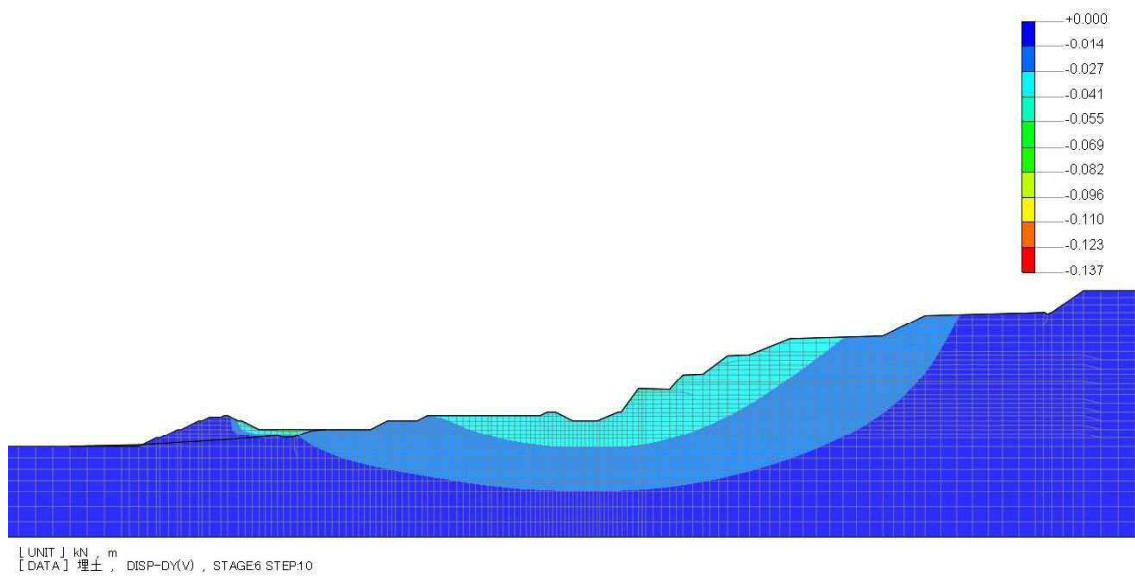


(b) 第4期埋立終了時

図 3-3-4-2 全体の変位量分布図（水平と鉛直の合成。単位：m）

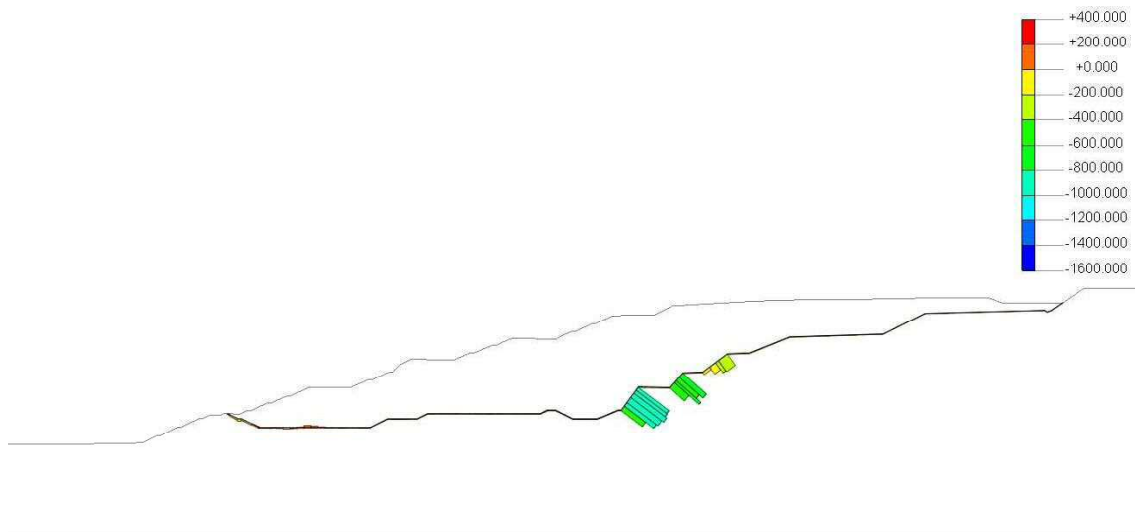


(a) 全体の沈下量分布



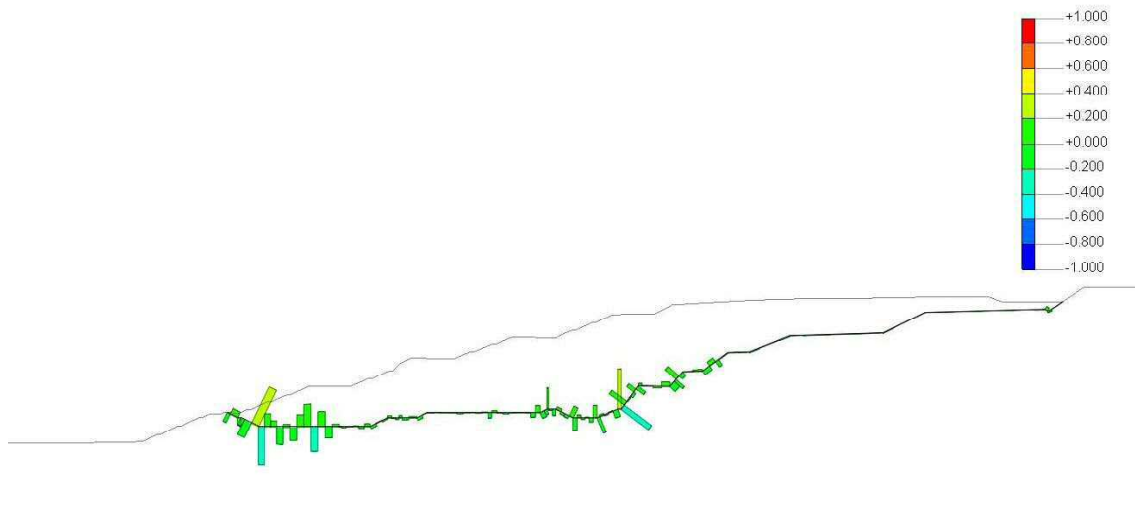
(b) 廃棄物層を除いて表示した沈下量分布

図 3-3-4-3 第 4 期埋立終了時の沈下量分布図 (鉛直方向の変位。単位 : m)



[UNIT] kN , m
 [DATA] 埋土 , Bar Force-Axial Force , STAGE6 STEP10

(a) 軸力 (- : 圧縮、+ : 引張。単位 : kN)



[UNIT] kN , m
 [DATA] 埋土 , Bar Force-PL1 Shear Force , STAGE6 STEP10

(b) せん断力 (単位 : kN)

図 3-3-4-4 第 4 期埋立終了時の遮水工に働く軸力とせん断力

4. 総合検討・評価

ここでは、本調査結果および既往調査結果を基に、信頼できる基礎地盤について、地下水流れについて、底面構造物について、検討・評価する。

4. 1. 信頼できる基礎地盤について

ここでは、不等沈下が生じるような軟弱地盤であるのか否か（信頼できる基礎地盤であるか否か）について検討・評価する。

4. 1. 1. 既往の調査結果

「地すべり測量調査・解析及びその防止対策工設計のうちの準備基礎調査・詳細調査・データ解析業務ほか調査業務報告書，平成 25 年 11 月」や「株式会社ミダック三嶽鉱山採石場跡地管理型最終処分場設置事業に係る生活環境影響調査（地質水理構造、ボーリング調査）報告書，平成 22 年 5 月」では、ボーリング調査は行われているが、N 値などの力学的な性質を示すデータは計測されていない。

一方、「静岡県浜松市（ミダック）最終処分場えん堤等における地質調査業務報告書，平成 27 年 10 月」や「静岡県浜松市（ミダック）最終処分場の建築物における調査業務報告書，平成 27 年 10 月」では、N 値などの力学物性が求められている。これらの結果により、表 4-1-1-1 及び表 4-1-1-2 のような値が示されている。

これらの結果から、当該地に分布する緑色岩は、N 値が 50 以上を示すことが分かる。また、室内試験結果より、硬岩領域に相当する岩盤であることが示されている（図 4-1-1-1）。

表 4-1-1-1 えん堤建設予定地付近の力学物性

(「静岡県浜松市(ミダック)最終処分場えん堤等における地質調査業務報告書」より)

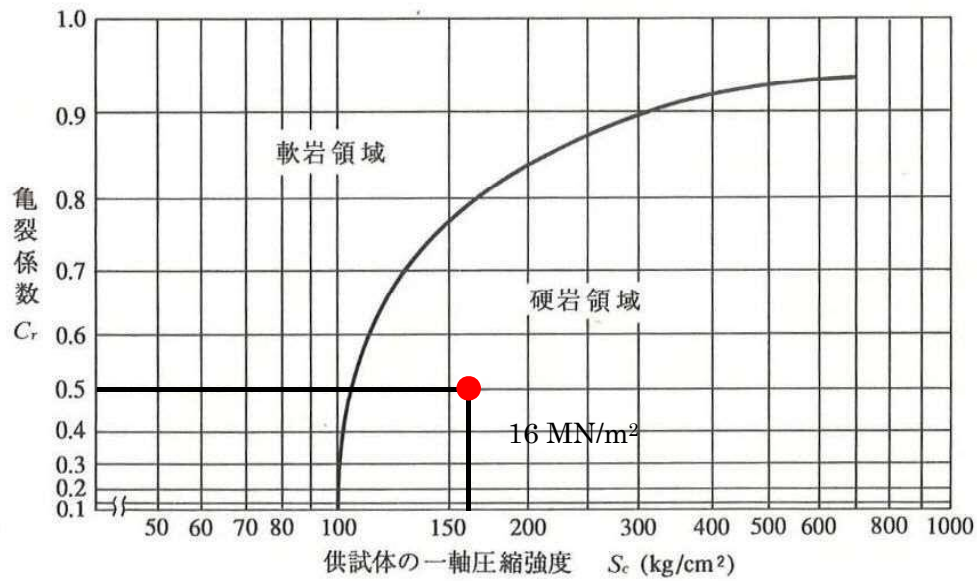
		弾性波速度 V _{fp} (m/sec)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 φ (°)	変形係数 E _s (MN/m ²)
礫層(古期崖錐)		~1000 平均: -	75~400 平均 200	24~37 平均: 30	14.0~86.8 平均: 39.2
沖積層		基本的に掘削除去となるので設定せず			
緑色岩	CH 級	2500~	1960~3920	40~55	1960~4900
	CM 級	1500~2500	980~1960	30~45	490~1960
	CL 級	750~1500	~980	15~38	~490
	D 級	~750	~980	15~38	~490

注) 変形係数は、菊池他(1984)の結果を基に設定している。

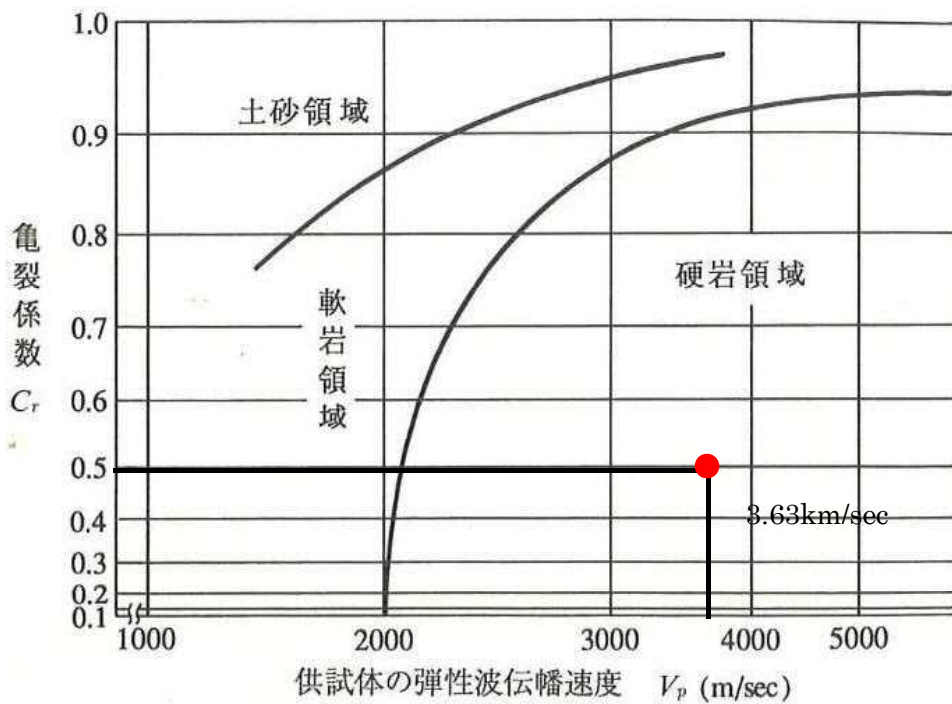
表 4-1-1-2 建築物建設予定地付近の力学物性

(「静岡県浜松市(ミダック)最終処分場の建築物における調査業務報告書」より)

		被覆層(層厚) (N<50)	N ≥ 50		N 値の範囲	平均 N 値
			深度 (m)	岩種		
建築物	BRP-1	沖積層(3.85m) 平均 N 値: 8.7	3.85~	緑色岩	55~360	507
	BRP-2	沖積層(4.15m) 平均 N 値: 18.0	4.15~	緑色岩	180~1800	665
	BRP-3	盛土(3.90m) + 沖積層(2.25m) + 強風化緑色岩 (1.85m) 平均 N 値: 19.0	8.00~	緑色岩	50~450	227
	BRP-4	沖積層(3.90m) 平均 N 値: 21.3	3.90~	緑色岩	60~257	121



(a) 亀裂係数と供試体の一軸圧縮強度による区分



(b) 亀裂係数と弾性波伝播速度による区分

図 4-1-1-1 既往報告の亀裂係数・一軸圧縮強度・弾性波速度からみた硬岩・軟岩分類

4. 1. 2. 今回の調査結果を含む変形特性

今回の調査結果をまとめると、表 4-1-2-1 に示す通りである。既往の調査報告書（表 4-1-1-1）では、変形係数を提示しているものの、実際の岩盤スケールでの計測は行われておらず、室内一軸圧縮試験の変形係数（3760～7390MN/m²）のみであり、亀裂性の緑色岩の実岩盤スケールとしては捉えにくい値である。このため、既存の他地域のデータを基にして変形係数を設定している。

しかし、本調査により、亀裂性の緑色岩の変形係数を直接現場スケールで計測した。また、室内岩石試験も追加した。したがって、既往の分類の変形係数を試験結果に変更すると、表 4-1-2-2 に示す通りとなる。

表 4-1-2-1 載荷試験結果一覧表

試験面番号	降伏応力 (MN/m ²)	地盤反力係数 (MN/m ²)	変形係数 (MN/m ²)	弾性係数 (MN/m ²)	岩級区分
No.H-1	1.4 以上	6062.86	1371.39	4571.07	CM～CL
No.H-2	1.4 以上	9431.11	2133.27	10665.83	CM

注) ポアソン比は 0.2 で計算

試験孔&深度	降伏応力 (MN/m ²)	地盤反力係数 (MN/m ²)	変形係数 (MN/m ²)	弾性係数 (MN/m ²)	コア区分
No.1 14.5m	18.60	286100	11440	22000	CH
No.1 20.0m	17.99	560500	22450	219900	CH
No.1 29.4m	17.90	619400	24720	—	CH
No.2 10.5m	10.22	44630	1820	2080	CH～CM
No.2 25.1m	11.01	253200	10360	7413	CH
No.2 47.0m	3.03	30340	1240	2130	CM～CL

注) ポアソン比は 0.2 で計算

室内試験試料番号	2-10	2-24	2-42
採取深度m	No.29-2 孔 10.00～10.30	No.29-2 孔 24.62～24.85	No.29-2 孔 42.55～42.78
コアの岩級区分	CH～CM	CH	CH
一軸圧縮強さ q_u MN/m ²	20.8	96.4	37.7
変形係数 E_{50} MN/m ²	17000	28500	6780

表 4-1-2-2 岩級毎の物性値の範囲

		弾性波速度 V_{fp} (m/sec)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	変形係数 E_s (MN/m ²)
礫層 (古期崖 錐)		~1000 平均: -	75~400 平均 200	24~37 平均: 30	14.0~86.8 平均: 39.2
沖積層		基本的に掘削除去となるので設定せず			
緑 色 岩	CH 級	2500~	1960~3920	40~55	1820~24720
	CM 級	1500~2500	980~1960	30~45	1240~1820
	CL 級	750~1500	~980	15~38	~1240
	D 級	~750	~980	15~38	~1240

「宅地防災マニュアル」に示されるように、一般に軟弱地盤とは、N 値 3 以下の粘性土、N 値 5 以下の砂質土を指す。これらは、変形係数に換算すると、変形係数 E_s (kN/m²) は、道路橋示方書の式が $E_s=2800N$ であるので、変形係数 8.4 MN/m² 以下の粘性土、変形係数 14 MN/m² 以下の砂質土が軟弱地盤となる。当該地の変形係数は、CM 級の緑色岩でも 1240MN/m² 以上であり、一般的な軟弱地盤には相当しない。

4. 1. 3. 信頼できる基礎地盤としての評価

前述したように、当該地は、一般的な軟弱地盤には相当しない。

通常、軟弱地盤とは前述したように、N 値 $<4\sim6$ 程度の範囲の地盤を指すが、貯水用のフィルダムにおいては、信頼できる基礎地盤を N 値 ≥ 20 の範囲と考え、それ未満の地盤は処置すべきであるというシビアな態度が打ち出されている¹³。ダムにおいては、軟弱地盤による不同沈下や、斜面すべりが、重大な災害を下流に及ぼすという特徴から、特別に N 値 <20 と設定しているものである¹²。

既往のデータ（「静岡県浜松市（ミダック）最終処分場の建築物における調査業務報告書」より）では、強風化緑色岩でも N 値 27～29 であり、弱風化や新鮮な緑色岩では最低でも 50 以上の値を示している。

N 値 20 の場合の変形係数 E_s (kN/m^2) は、変形係数が最も大きくなる相関式である道路橋示方書の式が $E_s=2800N$ であるので、 56 MN/m^2 となる。室内試験や現場の载荷試験などから得られた変形係数は、CM 級の緑色岩で最低でも 1240 MN/m^2 であるので、 $N=20$ の換算値 56 MN/m^2 をはるかに超えている。

また、図 4-1-1-1(b)で、軟弱地盤となるのは、土砂領域に入るものであるが、当該地の緑色岩（CM 級以上）は硬岩領域に相当する。しかし、D 級の緑色岩、古期崖錐、沖積層（埋土、盛土含む）では比較的軟質なものもある。例えば、既往報告書によれば、古期崖錐の平均 N 値は 14、BRP-1 孔の沖積層の平均 N 値は 8.7 であり、それらは、遮水工の下地地盤や貯留構造物の基礎地盤として場合によっては、除去すべきである。これらの比較的軟質なものは深度数 m 程度までであり、掘削除去可能である。

以上のことから、**当該地の緑色岩は、軟弱地盤に相当しないばかりでなく、貯水用のフィルダムを建設するシビアな場合においても、表層数 m を除去することによって信頼できる基礎地盤となり得ると評価できる。**

¹³ 高瀬国雄(1966)：フィルダム新時代に思う，土と基礎，Vol.14，No.5，pp.1-2.

高瀬国雄(1965)：「フィルダム設計基準」改訂の要点（その2），農業土木学会誌，第33巻，第3号，pp.103-107.

4. 2. 緑色岩中の地下水流れについて

ここでは、当該地における緑色岩中の帯水層の存在、及びその地下水流れにより周辺環境を汚染する可能性について、検討・評価する。

4. 2. 1. 既往の調査結果

「株式会社ミダック三嶽鉱山採石場跡地管理型最終処分場設置事業に係る生活環境影響調査（地質水理構造、ボーリング調査）、平成 22 年 5 月（平成 22 年調査報告書）」では、当該地のルジオン試験や簡易的な回復型の透水試験を行っている。この結果は、図 4-2-1-1 に示されるように、換算ルジオン値 Lu' は、2.5～32.0（近似値 $3.25 \times 10^{-7} \sim 4.16 \times 10^{-6} \text{m/sec}$ ）であり、回復時の透水係数は $10^{-8} \sim 10^{-6} \text{m/sec}$ である。このことは、部分的に「最終処分場の構造基準」の定める 100nm/sec (10^{-7}m/sec) 以下の不透水性地層があるものの、不透水性地層でない部分も見られることを示している。

また、同平成 22 年調査報告書では、孔内水位も計測している。その結果は、深度 3m～6m 程度までの埋土層（あるいは盛土層）が帯水層となり、それ以深では難透水層となっていることを示している（測定例を図 4-2-1-2 に示す）。

「地すべり測量調査・解析及びその防止対策工設計のうちの準備基礎調査・詳細調査・データ解析業務ほか調査業務、平成 25 年 11 月（地すべり調査報告書）」でも地下水位の計測を行っている。その結果を図 4-2-1-3 に示す。この図には、各孔の強風化を含む部分の分布深度を各孔の色で記載している。

この図にみられるように、各孔の地下水位は、強風化部を含む部分の中で、降雨に呼応して変化している。このことは、平成 22 年報告書と併せて考えると、強風化部や埋土（盛土）部に地下水が見られ、深度数 m～十数 m より深い部分は難透水層（ 10^{-7}m/sec オーダー以下）となっていると考えられる。

さらには、地すべり調査報告書では、地すべり移動層中の地下水流動を把握する目的で地下水検層も行われているが、BV-5 孔の深度 1.5～2.5m の浅い部分以外は、潜在以下であり、地下水流動を示していないことを報告している（表 4-2-1-1）。

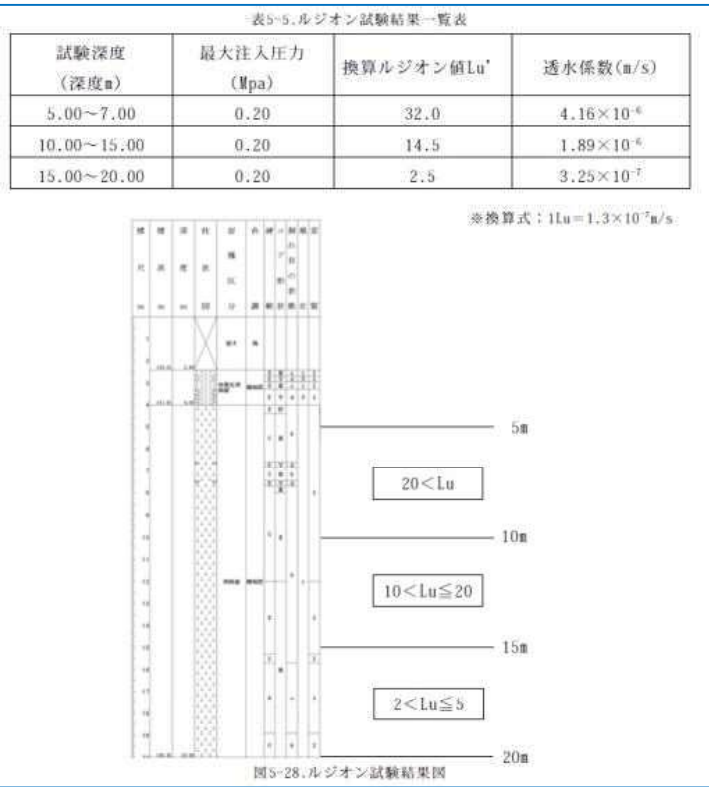


図 4-2-1-1 ルジオン試験位置とその結果 (「株式会社ミダック三嶽鉱山採石場跡地管理型最終処分場設置事業に係る生活環境影響調査 (地質水理構造、ボーリング調査), 平成 22 年 5 月」より)

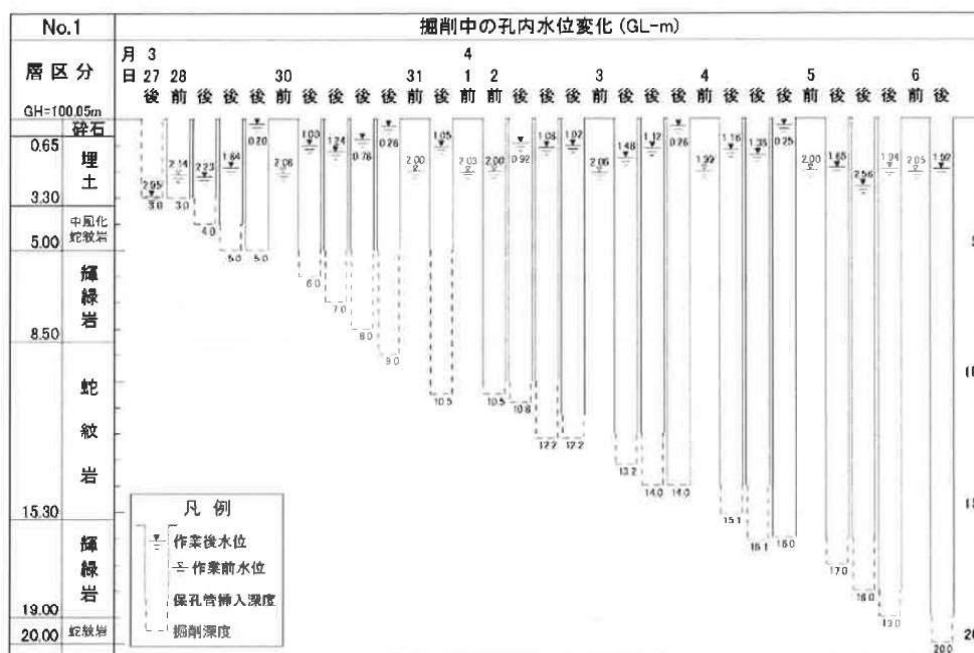


図5-11. ボーリングNo.1掘削中の孔内水位変動図

図 4-2-1-2 孔内水位の計測例（「株式会社ミダック三嶽鉱山採石場跡地管理型最終処分場設置事業に係る生活環境影響調査（地質水理構造、ボーリング調査）、平成 22 年 5 月」より）

表 4-2-1-1 地下水検層結果（「地すべり測量調査・解析及びその防止対策工設計のうちの準備基礎調査・詳細調査・データ解析業務ほか調査業務、平成 25 年 11 月」より）

表-5.7.2 地下水検層結果一覧表

孔番号	検層時の地下水位 (GL-m)	深度 (GL-m)	流動面の判定	判定部の地質
BV-1	2.06	2.25~50.00	潜在以下	粘土質砂礫、強風化蛇紋岩、風化蛇紋岩、蛇紋岩
BV-3	6.90	7.00~34.50	潜在以下	強風化蛇紋岩、風化蛇紋岩、蛇紋岩
BV-5	1.35	1.50~2.50	潜在	強風化蛇紋岩、風化蛇紋岩
		2.50~39.00	潜在以下	強風化蛇紋岩、風化蛇紋岩、蛇紋岩
BV-6	4.68	5.00~35.00	潜在以下	強風化蛇紋岩、風化蛇紋岩
BV-7	1.76	2.00~20.00	潜在以下	強風化蛇紋岩、風化蛇紋岩
BV-8	8.30	8.50~39.50	潜在以下	強風化蛇紋岩、風化蛇紋岩
BV-9	10.03	10.25~34.75	潜在以下	風化蛇紋岩、蛇紋岩
BV-10	4.31	4.50~19.00	潜在以下	強風化蛇紋岩、風化蛇紋岩

※BV-2、BV-4は孔内傾斜計観測孔のため、測定できない。

4. 2. 2. 物理探査結果の考察

(1) 考察のための前提

今回の調査では、弾性波探査断面として、V-3 測線の探査を行っている。この測線は、比抵抗電気探査の断面でいえば、測線は完全には一致しないが、E-2 断面がこの V-3 測線に近い断面である。そこで、E-2 断面について比抵抗分布図の再解析を行った。その結果を、図 4-2-2-1 に弾性波探査結果と共に示す。

一般に、表 4-2-2-1 に示すように、地下水の比抵抗は $20\sim 80\ \Omega\text{m}$ である（当該地の湧水は $20\ \Omega\text{m}$ 程度）。また、一般的な緑色岩（輝緑岩）は、 $20\sim 20000\ \Omega\text{m}$ と幅がある。

したがって、計測された比抵抗値は、新鮮な緑色岩として決して小さすぎるわけではない。また、図 4-2-2-2 より、比較的新鮮な輝緑岩の P 波速度は $4.5\sim 6.5\text{km/sec}$ の値を示すので、当該地においても、P 波速度から、深度 $5\sim 10\text{m}$ 程度以深は、新鮮な緑色岩であると推察される。

一方、この図 4-2-2-1 に示されるように、地すべり調査報告書の比抵抗分布図は、測線外のデータの表示がなされている。また、P 波速度が速くても、低比抵抗になっている部分が存在する。すなわち、弾性波探査の結果と比抵抗電気探査の結果が、単純には相関性を持たないことが伺える。

以降の議論は、こうした点を踏まえて、地下水流れについて検討評価する。

表 4-2-2-1 一般的な比抵抗値と当該地の岩 (赤枠：輝緑岩＝緑色岩)

(「土質工学会編：土と基礎の物理探査」より)

表 5.2 主要鉱物・岩石・土の比抵抗

元素鉱物	比抵抗 (Ω・m)	はんれい岩	10 ³ ~4×10 ⁴
石ほく(黒鉛) C	8×10 ⁻⁴ ~6×10 ⁻²	玄武岩	10 ³ ~10 ⁴
硫黄 S	1~10 ³	輝緑岩	2×10 ³ ~2×10 ⁴
硫化鉱物		堆積岩類	
方鉛鉱 PbS	3×10 ⁻⁴ ~0.2	火山岩屑	10 ³ ~3×10 ³
せん硬鉛鉱 ZnS	1.5×10 ⁻⁴ ~1.5×10 ⁴	ローム	10 ³ ~10 ³
磁硫鉄鉱 FeS	5×10 ⁻⁴ ~0.05	礫岩	10~10 ⁴
はん銅鉱 Cu ₂ FeS ₄	5×10 ⁻⁴ ~0.5	砂岩	3×10 ³ ~10 ³
黄銅鉱 CuFeS ₂	1.5×10 ⁻⁴ ~0.35	泥岩	1~10 ³
黄鉄鉱 FeS ₂	5×10 ⁻⁴ ~10 ³	頁岩	1~10
鹽石鉱物		砂利	10 ³ ~10 ³
岩塩 NaCl	10 ⁴ ~10 ⁴	砂	1~10 ³
酸化鉱物		粘土	0.8~10 ²
水 H ₂ O	10~10 ³	表土	2×10 ³ ~10 ³
石英 SiO ₂	>10 ³	石灰岩	6×10 ³ ~5×10 ³
赤鉄鉱 Fe ₂ O ₃	5×10 ³ ~10 ⁴	(大理石)	10 ³ ~10 ⁶
磁鉄鉱 FeO・Fe ₂ O ₃	5×10 ⁻³ ~5×10	その他	
褐鉄鉱 Fe ₃ O ₄ ・nH ₂ O	10 ³ ~10 ³	石炭	0.6~10 ⁴
炭酸塩鉱物		無煙炭	10 ⁻² ~1
方解石 CaCO ₃	>10 ³	硬石こう	10 ³ ~10 ³
火成岩類		石油	10 ³ ~10 ¹⁶
花崗岩	3×10 ³ ~10 ⁴	地表水	10 ³ ~3×10 ³
石英はん岩	10 ³ ~2×10 ³	地下水	2×10 ³ ~8×10
せん緑岩	10 ³ ~5×10 ⁴	海水	0.3
安山岩	10 ³ ~10 ⁴		

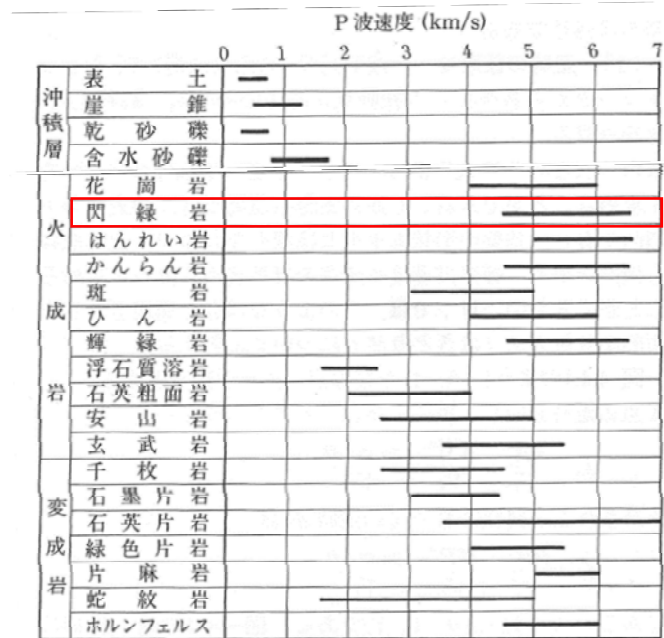


図 4-2-2-2 原位置弾性波探査伝播速度

(「地盤工学会(2013)：地盤調査の方法と解説」より)

(2) 計測・解析上の誤差

物理探査においては、計測上の誤差なども生じる。ここでは、この点について検討する。

E-4断面の比抵抗分布を図4-2-2-3に示す。この図(a)は見掛け比抵抗であるが、測線25m程度の付近で、比較的小さい見掛け比抵抗(124Ωm程度)と比較的大きい見掛け比抵抗(300Ωm程度)の斜めの境界が現れている。こうした斜めの筋(境界)は、現場計測において、電気抵抗を測定するのが比較的難しかったことを意味する場合が多い。

そうした状況の中で計測した結果により、インバージョン解析を実施したものが、図4-2-2-3(b)である。この結果は、インバージョン解析の平均残差(計測値との誤差)を2.7%まで抑えた分布図である。

その後、この例のE-4断面だけでなく、他の残りの断面の結果と点電極点36点も含め、3次元空間上に比抵抗分布を展開し、3次元の地形補正を行い、断面として切り出したものが、図4-2-2-3(c)である。この解析ソフトは、省力型3次元電気探査システム(JUVITA-3D)を用いたものである。解析の平均残差は約14%と極めて大きい。

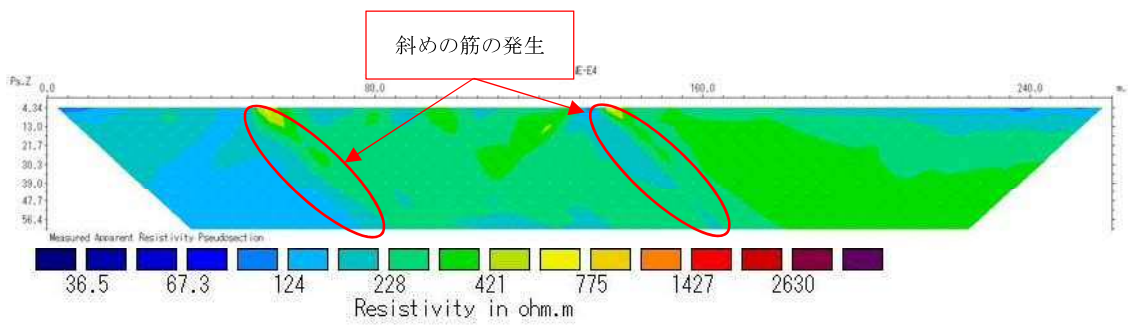
また、この図(c)は、実際の測線長よりも長い。測線内には、電極を5m間隔で密にとるが、測線外は遠電極だけとなり、測定の精度は落ちるので、測線外の解析結果の精度も落ちる。したがって、測線外の端の方では同一の比抵抗値が広く分布することが多くなる。

さらに、この平均残差が約14%というのは、2次元断面だけで比抵抗のインバージョン解析を行った場合、図4-2-2-3(d)のような結果を示す比抵抗分布となる。しかし、この時の残差分布を断面に表すと、図4-2-2-3(e)のように、深部において、-10~-30%の残差(誤差)があると共に、右側(上端)では+20%の残差があることとなり、結果の精度は悪い。

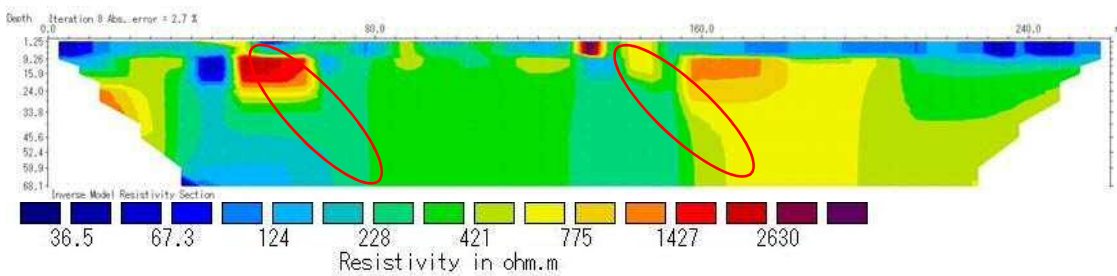
一方、通常、比抵抗のインバージョン解析では、地形補正をするとき、傾斜が60°以上のものは、比抵抗インバージョン解析の誤差が大きくなりすぎ適切な比抵抗値を計算することができない(解析ソフトによっては、計算しない)。このため、3次元に展開するときに、地形の傾斜を緩くして解析ができるようにしているが、その形状の解析誤差も大きくなる。

また、「株式会社ミダック三嶽鉱山採石場跡地管理型最終処分場設置事業に係る生活環境影響調査(地質水理構造、ボーリング調査)報告書、平成22年5月、株式会社ジーベック」による比抵抗電気探査の結果として、図4-2-2-4が示されている。この断面の赤楕円部分は、平成25年の地すべり調査報告書のE-4断面の左端部分と同じ個所である。平成25年の地すべり調査結果は200Ωm程度の比較的低い比抵抗部分となっているが、平成22年の調査結果は、700Ωm程度の高比抵抗の部分が存在する。そして、深部は高比抵抗な新鮮な緑色岩であるとしている。すなわち、省力型3次元電気探査の解析結果と平成22年の解析結果では比抵抗分布の傾向に大きな違いが生じている。このことは、省力型3次元電気探査の解析の平均残差が十数%と大きいことによることが原因の一つとして挙げられる。

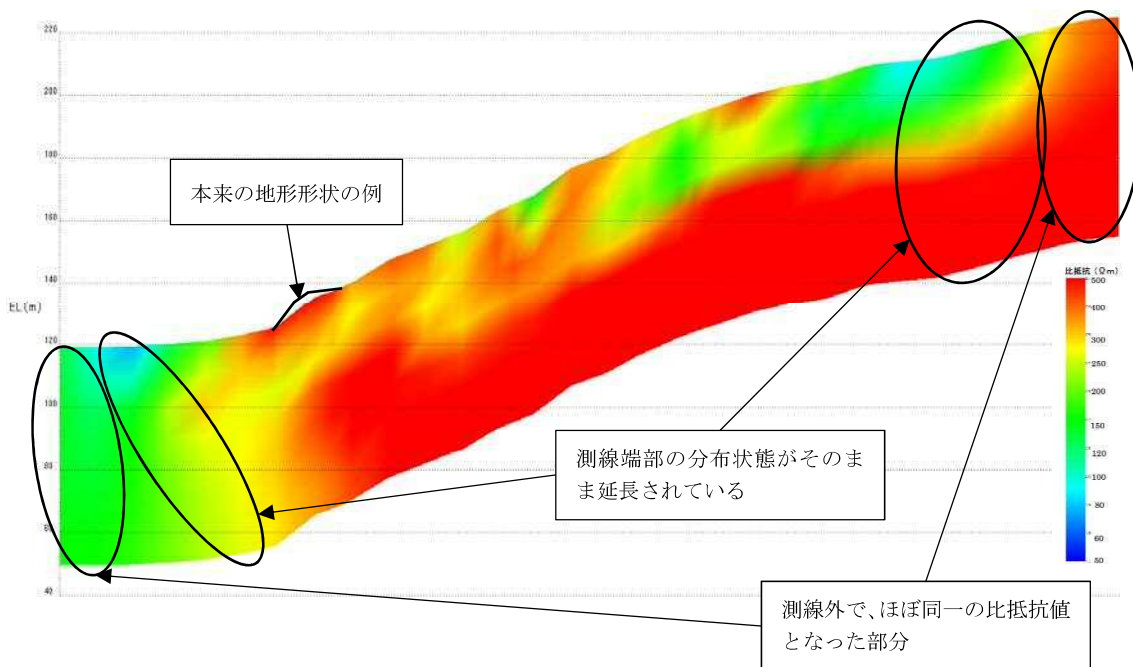
以上示すように、当該地のような場合には、計測上及び解析上で誤差が大きく生じ、この比抵抗電気探査の結果だけから、地下水状況や地質状況を議論することは難しい。



(a) 地形補正を行う前の見掛け比抵抗の分布

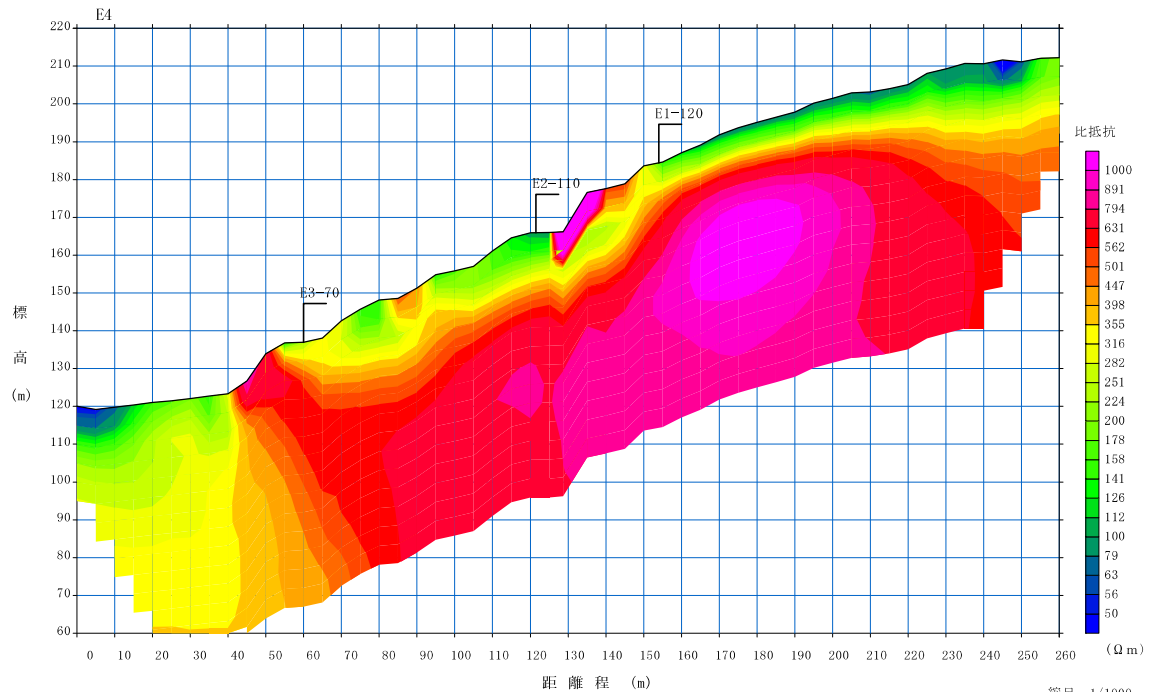


(b) 地形補正を行う前のインバージョン解析を行った比抵抗分布（平均残差：約3%）

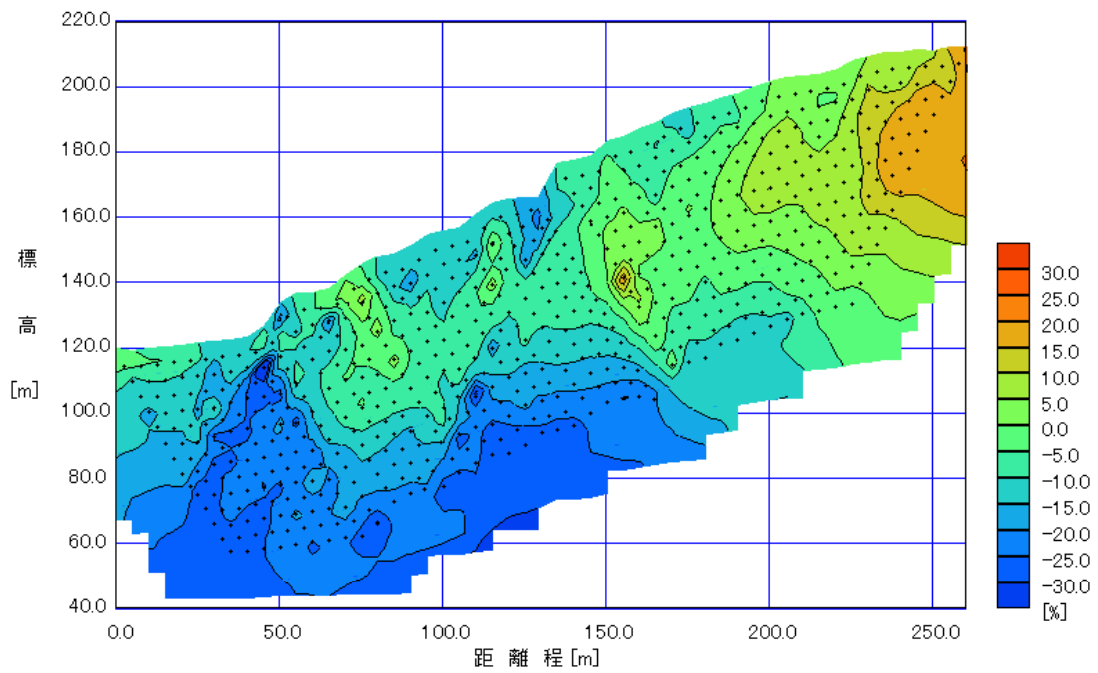


(c) 省力型3次元電気探査解析後の比抵抗分布（平均残差約14%）

図4-2-2-3 測定時の見掛け比抵抗分布とその後のインバージョン解析・地形補正による比抵抗分布（E-4断面）



(d) 平均残差十数%程度で地形補正も行ったインバージョン解析結果



(e) 上記(d)の残差分布図

図4-2-2-3 測定時の見掛け比抵抗分布とその後のインバージョン解析・地形補正による比抵抗分布 (E-4断面)

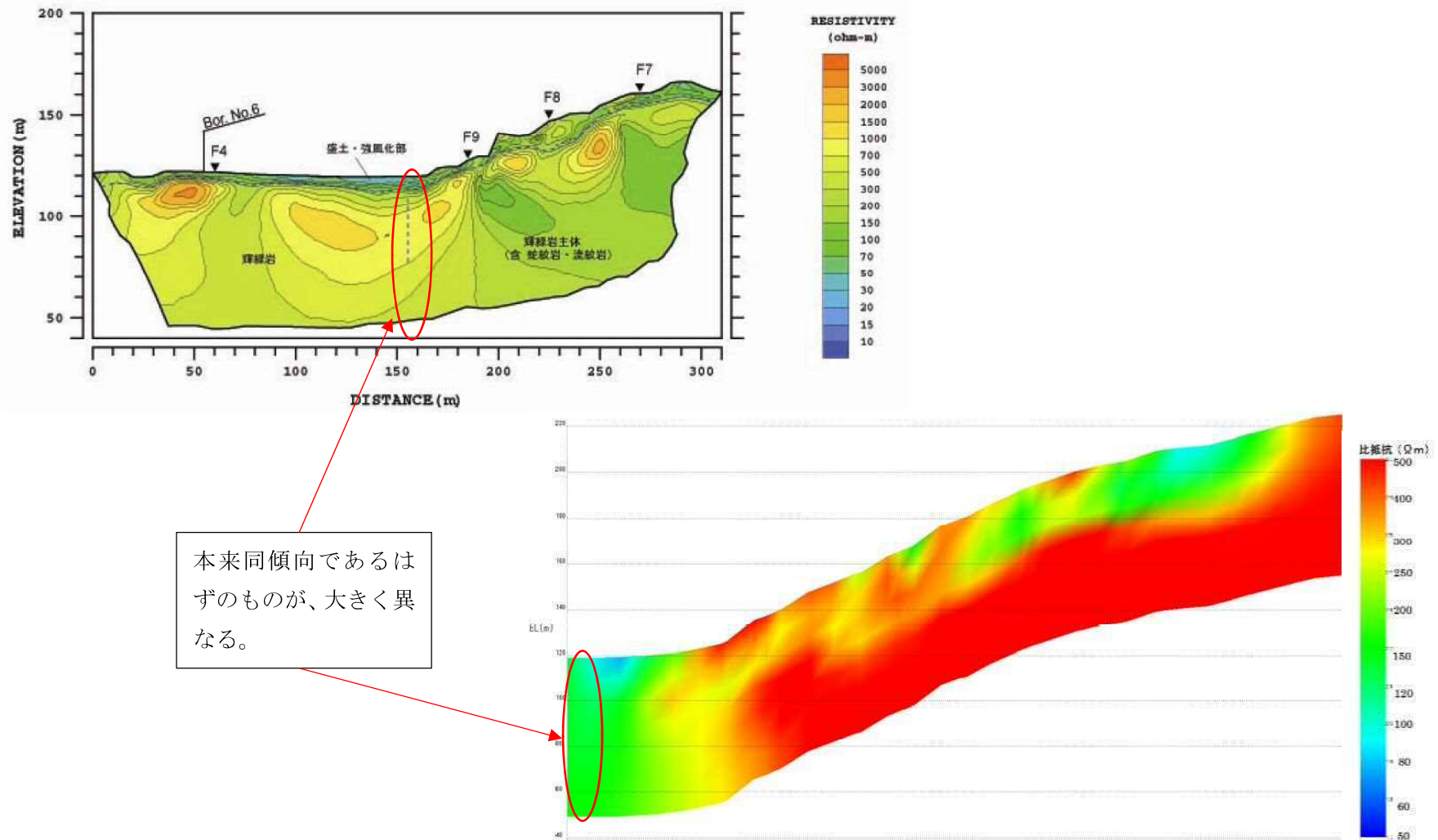


図 4-2-2-4 平成 22 年の調査結果(左上)と平成 25 年の調査結果(右下)との相違

(3) 比抵抗値そのものの限界

一般に、P波速度 V_p と比抵抗 ρ との間には、以下のような相関性があることが示されている。

$$\rho \propto V_p^n \quad (\log \rho \propto n \times \log V_p) \quad \text{あるいは} \quad \log \rho \propto n \times V_p$$

その例を図 4-2-2-5 に示す。このことは、 V_p と ρ がそれぞれ、間隙率 ϕ と飽和度 S_r との関数になることから示される。すなわち、

Wyllie の式が成り立つ場合（時間平均速度式が成り立つ場合）：

$$\frac{1}{V_p} = \frac{(1-\phi)}{V_m} + \frac{\phi \cdot S_r}{V_f} + \frac{\phi \cdot (1-S_r)}{V_a} \quad (1)$$

ここで、 V_p ：岩盤の弾性波速度、 V_m ：供試体の弾性波速度、 V_f ：間隙水の弾性波速度、 V_a ：間隙空気の弾性波速度、 ϕ ：間隙率、 S_r ：飽和度である。

また、楠見他¹⁴などの提案する式が成り立つ場合（アーチーの法則が成り立つ場合）：

$$\rho = m \cdot S_r^{-B} \cdot \phi^{-n} \quad (2)$$

ここで、 ρ ：比抵抗値、 m 、 n 、 B ：地質の違いによる係数である。

これらの式には、間隙率 ϕ と飽和度 S_r が含まれ、その関係から P 波速度 V_p と比抵抗 ρ の間に相関性が生まれる。換言すれば、時間平均速度式とアーチーの法則が成り立つ条件の下で、P 波速度 V_p と比抵抗 ρ の相関性が生まれる。

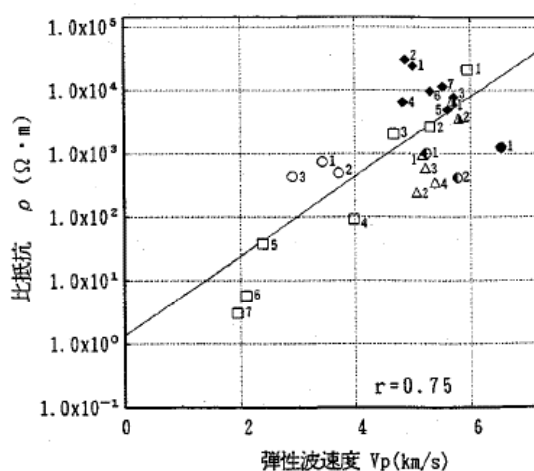


図 4-2-2-5 弾性波速度と比抵抗との相関性の例（関根他(1996)より）

このように地質の違いなどによって相関式そのものは異なる式になるが、P 波速度 V_p と

¹⁴ 楠見晴重・高橋康隆・中村真(2006)：比抵抗・弾性波速度の変換解析によるトンネル建設時の岩盤評価法，土木学会論文集 F, Vol.62, No.4, pp.603-608.

比抵抗 ρ との間には、**条件が揃えば相関がある**ことが示されている。

しかし、小島他(2011)¹⁵が示すように、実測した P 波速度 V_p と比抵抗 ρ との相関性はそう単純には成立しにくい。例えば、図 4-2-2-6 に示すように、単純な相関式には当てはまらないことが多く、黄鉄鉱 (Py) を含む変質硬化部では、硬質であるため弾性波速度は大きくなるが黄鉄鉱を含むので電気は流れやすく比抵抗値は小さくなる。このように、比抵抗が小さい部分でも軟質になるとは限らず、高含水である部分とも限らない。

また、関根他(1996)や松井他(1996)¹⁶は、海水の塩分の影響を受ける地域を除いて、通常考えられる岩盤の間隙水の比抵抗値の範囲では、間隙水の比抵抗と岩石の比抵抗が比例するというアーチーの法則は成立しないことを示している。また、亀裂性の岩石では、間隙率の比抵抗が $25 \Omega \text{ m}$ 以上になると間隙水の比抵抗と岩石の比抵抗は比例せず、岩石の比抵抗の変化が小さくなることも示している。

こうしたことから、“海水を含む砂岩や未固結の砂などの堆積層で成立するアーチーの法則も、**淡水を含む岩石ではアーチーの法則が成立しない場合があります、比抵抗値の大小から含水状態を推察できるとは限らない**”。すなわち、低比抵抗部は必ずしも高含水であるとは限らない、ということであり、そのため、比抵抗分布からだけで、地下水流れなどの水文地質状況などの議論はできない。

¹⁵ 小島圭二・大野博之・大塚康範(2011)：第 1 章応用地質学の基本論理とその展開，一般社団法人日本応用地質学会編：原典からみる応用地質学—その論理と実用—，古今書院，pp.3-27.

¹⁶ 松井保・朴三奎(1996)：比抵抗と弾性波速度による山岳トンネル地山の定量的評価手法とその適用性，土木学会論文集，No.547/III-36，pp.117-125.

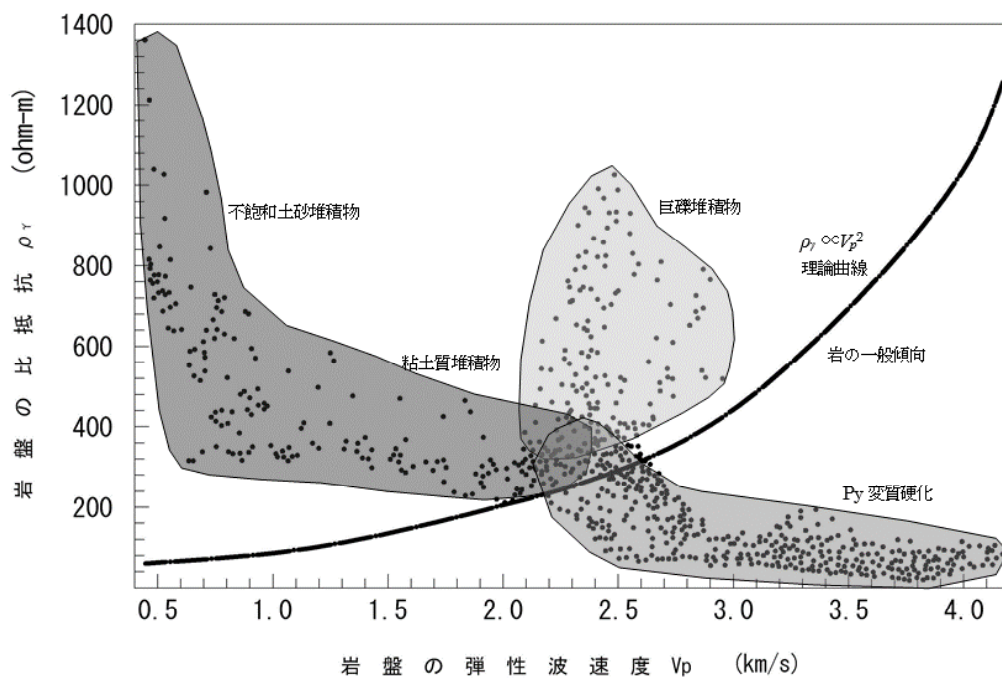


図 4-2-2-6 計測された地盤・岩盤の弾性波速度と比抵抗の関係（小島他(2011)より）

(4) P波速度と比抵抗との関係からの検討

ここでは、V-2断面やV-3断面について、P波速度と比抵抗の関係について検討する。

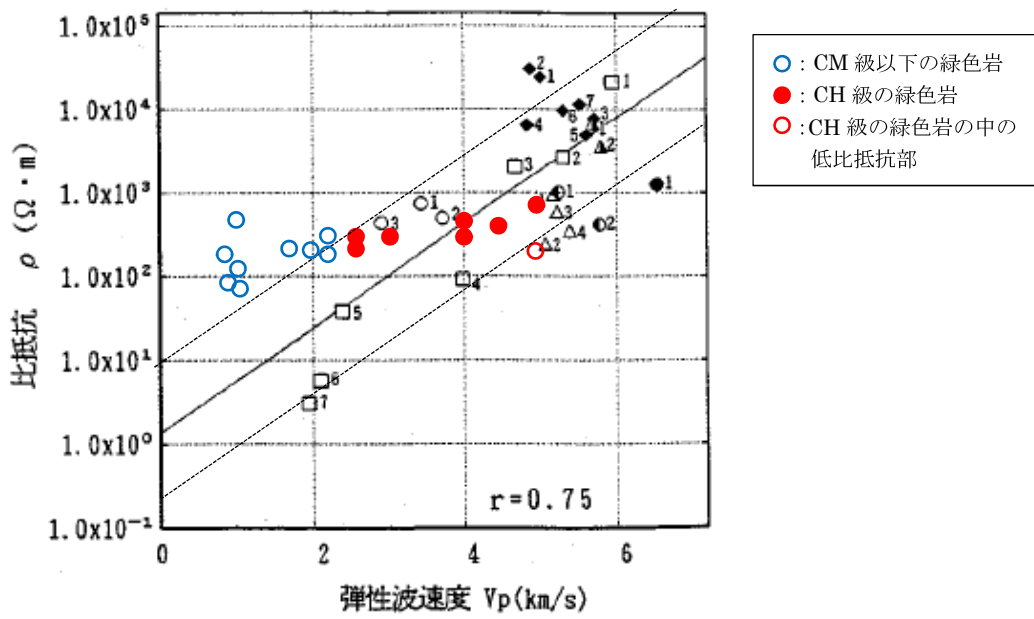
仮に、比抵抗とP波速度とが関他(1996)の関係が成り立つと考えると(アーチーの法則とウィリーの時間平均速度式が成り立つことを意味し、ここでは、[関他(1996)の関係]と呼ぶ)、図4-2-2-7のような比抵抗とP波速度の関係となる。ここで特徴的なのは、CH級の緑色岩では関他(1996)の関係に近い傾向がみられるが、当該地でCM級以下と評価される部分は、関他(1996)の関係から外れる傾向にある点である。

また、図4-2-2-1の赤枠で囲った部分は、P波速度が4.7km/sec以上で比較的新鮮な緑色岩を表しているが、比抵抗分布では低比抵抗となっている部分である。この部分は、図4-2-2-7の白抜き赤丸となり、この場合も関他(1996)の関係からやや外れる傾向にある。すなわち、アーチーの法則が成り立っていない可能性が極めて高い。

このことは、最新の物理探査学会の「公益社団法人物理探査学会(2016):物理探査ハンドブック増補改訂版、第7章 電気探査」においても、“アーチーの式は、有効間隙率が大きい堆積岩¹⁷を対象に求められた実験式であることから、その適用には限界がある”ことが述べられていることから伺える。すなわち、当該地の緑色岩の有効間隙率は、わずか2%程度未満しかないので、この物理探査ハンドブックの指摘するアーチーの式の成り立たない岩石に相当する。

これらのことから、アーチーの法則が成り立つという前提で地下水流れを議論することはできず、比抵抗分布、P波速度分布の他に、各種の調査データを考慮して総合的に判断していく必要がある。

¹⁷ 「G. E. Archie (1942): The Electrical Resistivity Log as an Aid in Determining Some Reservoir Characteristics, Trans. A.I.M.E., Vol. 146, pp.54-62.」によれば、有効間隙率10%~数十%の砂岩で実験を行っている。



b) 比抵抗と弾性波速度との関係

図 4-2-2-7 当該地の概ねの弾性波速度 (P 波) と比抵抗との関係

4. 2. 3. 地下水流れの評価

以上のことを踏まえ、ここでは、地下水流れについて評価する。

図 4-2-3-1 に示すように、E-4～E-6 断面において、E-5 断面の最上部（BV-5 孔の浅部）以外は、潜在的流動層もないことが地下水検層の結果から示されている。また、図 4-2-1-3 にも示したように、地下水位の変化は、深度 10m 程度までの間での変化であり、図 4-2-3-1 に示した想定すべり面よりも浅い深度で変化している。

また、前述したように、アーチーの法則は成り立たず、当該地での比抵抗は必ずしも含水状態を表しているわけではなく、地下水流れを比抵抗分布から想定することは難しい。

平成 25 年の地すべり調査報告書では、図 4-2-3-2 のような地下水流れが想定されている。これを基に詳細に検討する。

地下水流れ α は、E-2 断面の A 地点から E-3 断面の B 地点に向かう流れである。しかし、A 地点は、比抵抗電気探査の測線外で誤差が大きい。また、省力型 3 次元電気探査の解析残差が十数%以上と大きい。こうした計測・解析誤差が大きいことを考えると、この部分は、自由地下水面を形成するような地下水流れがあるとは考えにくい。

また、E-2 断面の A 地点から深部に向かって比抵抗が増加しているが、CH 級の低比抵抗部は、前述したようにアーチーの法則が成り立たないので、「低比抵抗＝帯水層」という関係は成り立たず、図に示したような深い地下水流れ（深層地下水の水ミチ）はない。むしろこの部分は、図 4-2-3-3(a) に示すように、計測データの 2 次元断面のインバージョン解析を行うと深部に比抵抗異常と共に偽像が生じている。農業工学研究所¹⁸は、比抵抗電気探査での 2 次元断面解析に生じる底部の偽像を、省力型 3 次元電気探査解析を行うことで低減できるが、残ってしまうことも示している。すなわち、深部の 150 Ω m 程度の比抵抗となる部分は、信頼できる値ではない。したがって、弾性波探査結果なども考慮すると、底部への地下水流れは考えにくく、低比抵抗の部分が、地下水の貯留域になっているわけではない。

一方、地下水流れ β は、ズリや旧耕作地であることから低比抵抗となっており、ある程度は測線内なので、地下水流れ α に比べれば誤差は小さい。また、地下水検層によってごく浅い部分（深度 2.5m 以浅）で潜在的流動層と判断されており、すべり面よりも浅くあり、この中で比較的ゆっくりとした地下水流れがあることが考えられる。ただし、アーチーの法則が成り立っていないこともあり、低比抵抗部は、部分的にしか存在していない。

さらに、図 4-2-3-4 に示すように、「地すべり調査報告書」で“ボトルネック状の脚部”

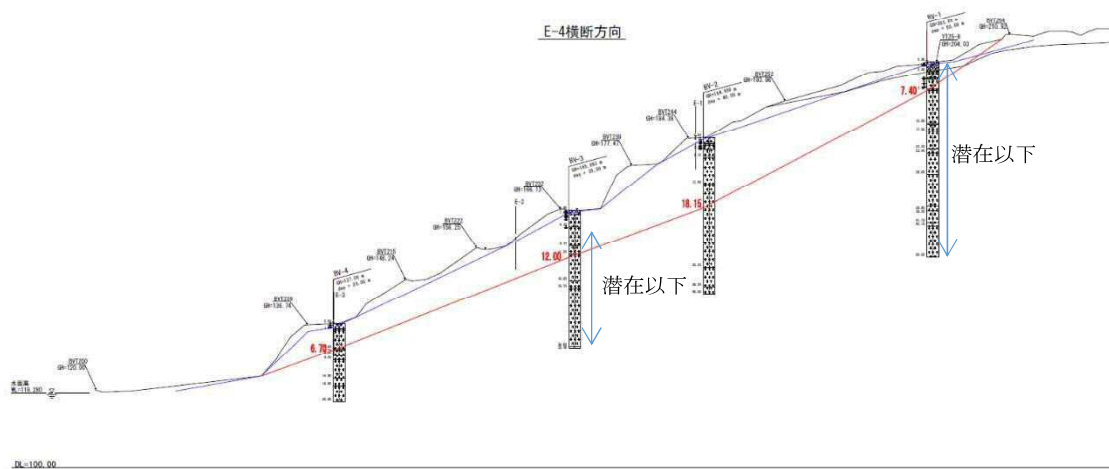
¹⁸ 中里裕巨・井上敬資・竹内睦雄・杉本芳博(2009)：省力型 3 次元電気探査法，地盤工学会誌，Vol.57，No.9，pp.34-35

あるいは、<http://www.naro.affrc.go.jp/project/results/files/nkk04-28.pdf> 参照

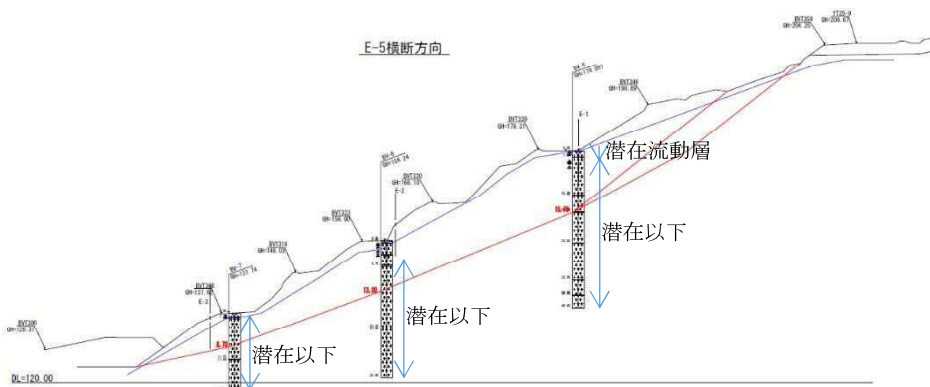
なお、最近、農工研は省力型 3 次元電気探査ではなく、高速型 3 次元電気探査を使用し、2 次元断面の計測ではなく、3 次元の平面で計測を行う方法を取っていると聞いている。

と表現された部分は、現地で実際に湧水の確認された箇所であるが、初生地すべりブロック内の浅い地下水流れからの端部への湧水であり、初生地すべりの対策を行うので、特に問題とはならない。

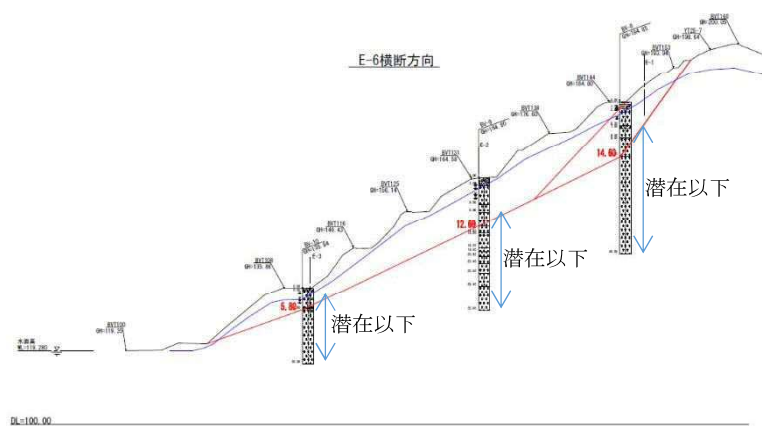
以上のことから、地下水の流れは初生地すべりブロック内の浅い部分でのみ生じていると評価でき、それ以深は難透水であり、帯水層等は存在しないと考えられる。



(a) E-4 断面の場合

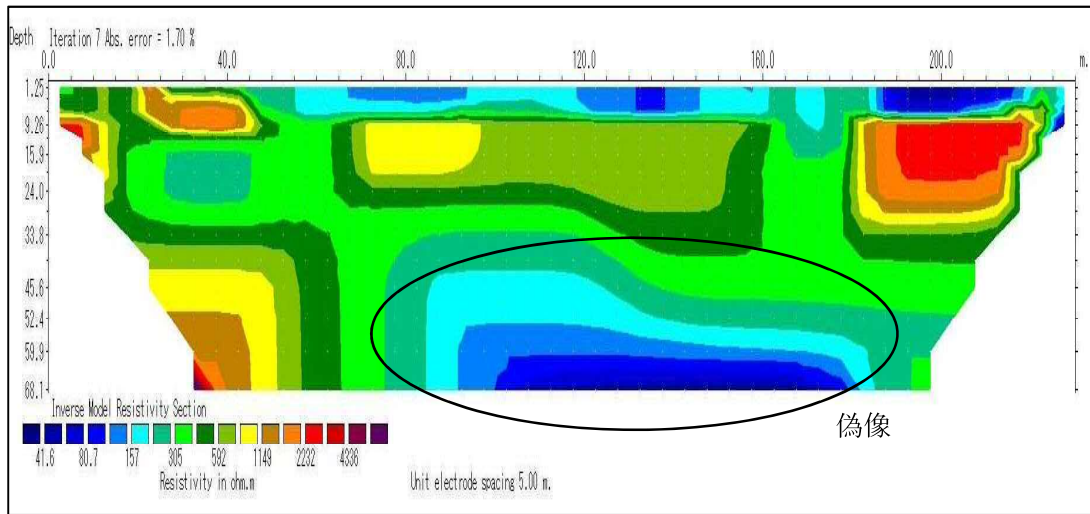


(b) E-5 断面の場合

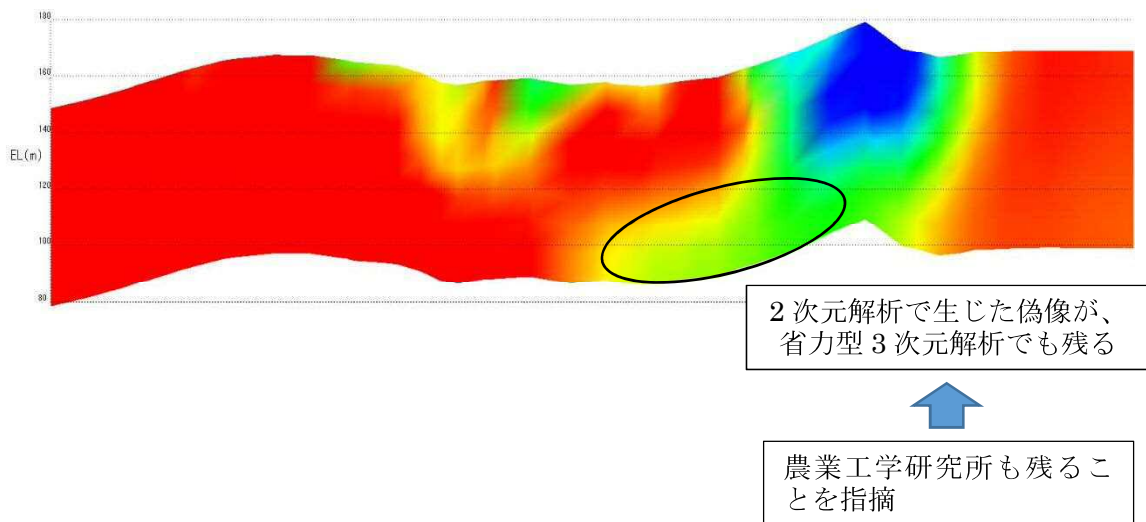


(c) E-6 断面の場合

図 4-2-3-1 想定すべり面と地すべりの流動層（地下水検層）との関係

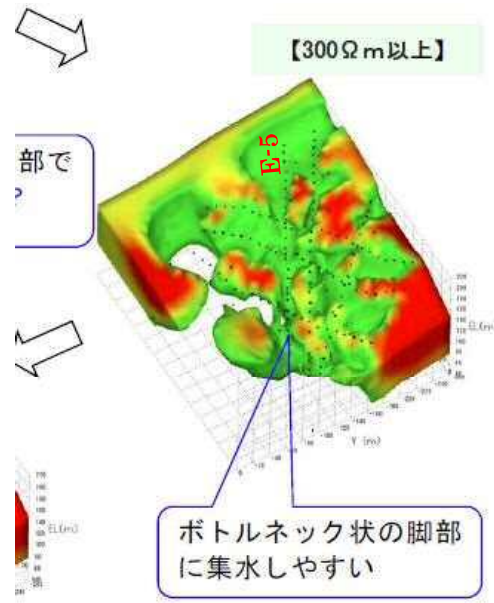


(a) 平均残差 1.7%まで収束させた場合の 2 次元断面の比抵抗インバージョン解析結果

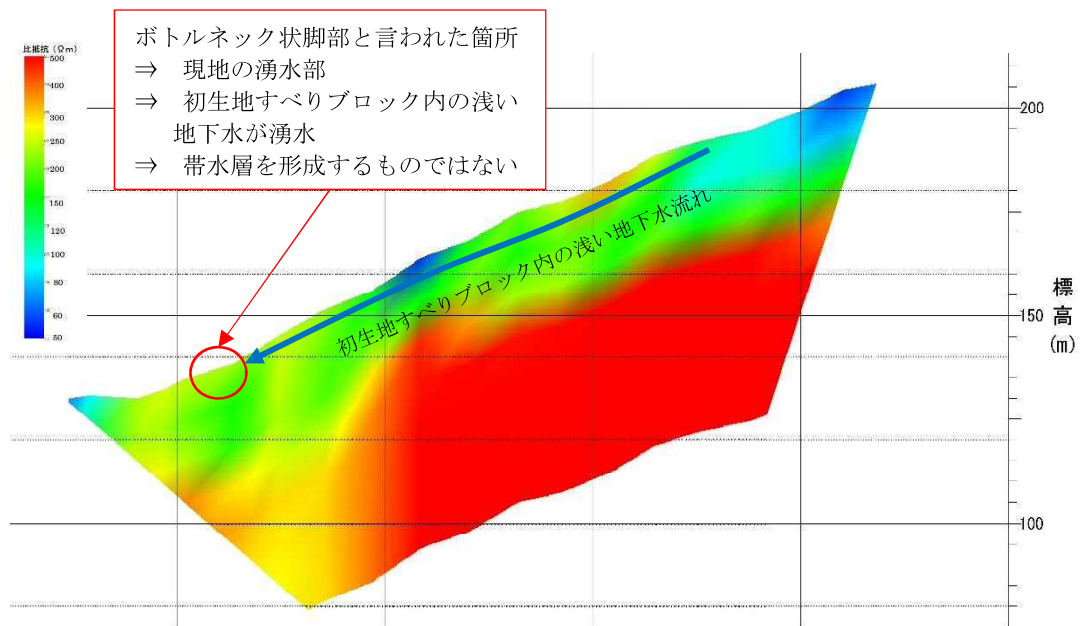


(b) 省力型 3 次元電気探査解析による結果

図 4-2-3-3 底部に残像が生じる省力型 3 次元電気探査解析の結果



(a) 地すべり調査報告書のボトルネック状の脚部



(b) 信頼範囲のみ表示した比抵抗分布 (E-5 断面)

図 4-2-3-4 初生地すべり内の表層部の地下水流れと湧水

4. 3. 埋立廃棄物による底面構造物への影響

ここでは、当該地で埋立廃棄物による荷重で不等沈下が生じ、それに伴い遮水工等が破損し、周辺環境に支障をきたすことについての検討・評価を行う。

4. 3. 1. 遮水工

底部地盤の全体沈下によって遮水工が損壊することが問題となる。ここでは、変形解析の結果を基に考察する。

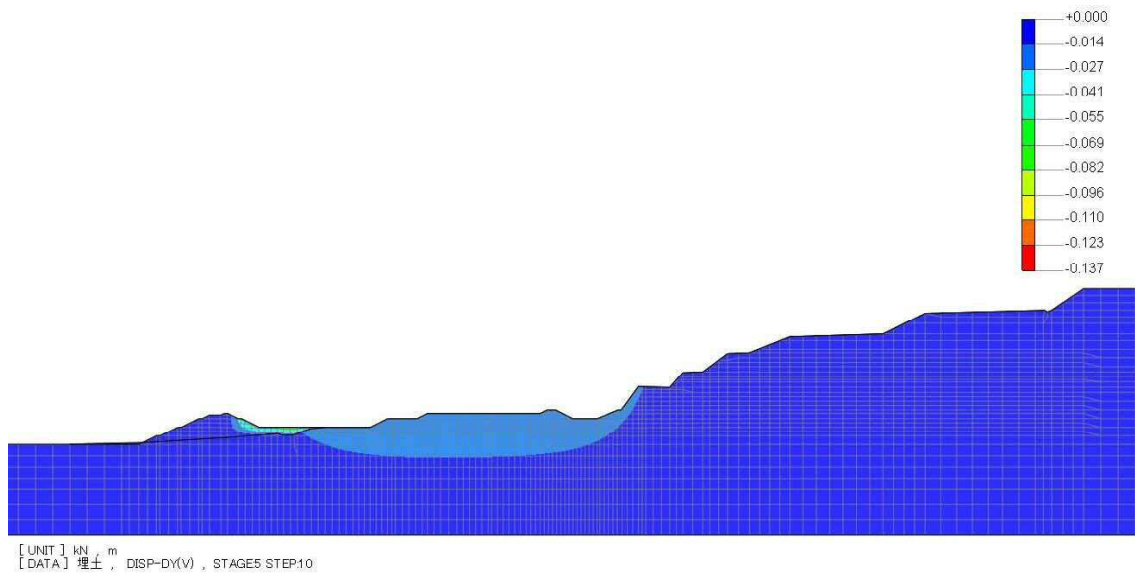
(1) 底面遮水工

図 4-3-1-1 に示されるように、埋立地内において、第 4 期埋立終了時の最大沈下量は 4.1cm 程度である。第 3 期は、それよりも埋立量が少ないので、最大沈下量 2.7cm 程度となる。

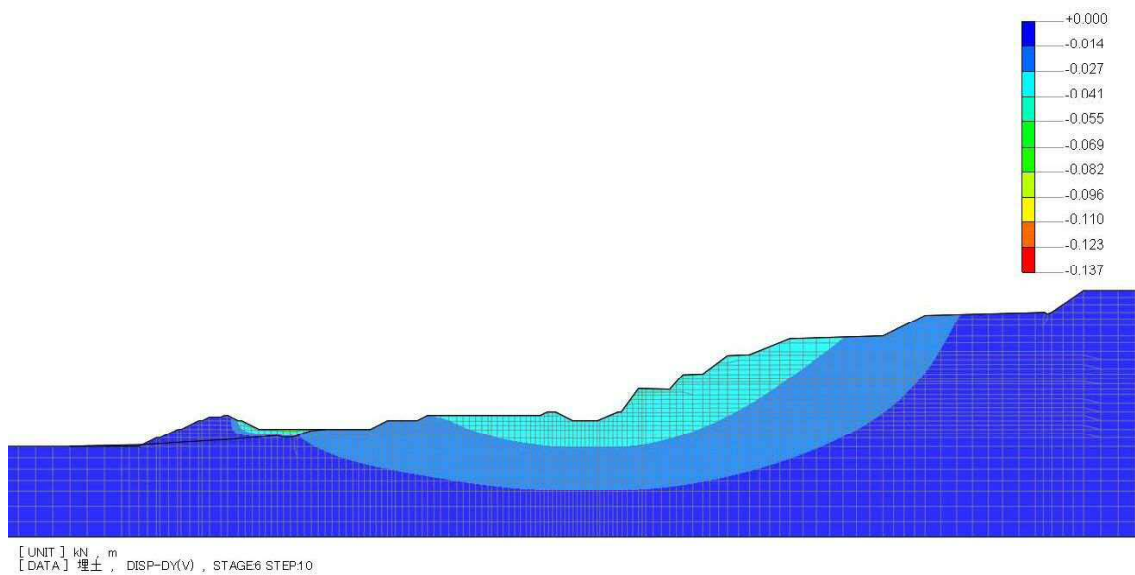
「最終処分場の計画・設計・管理要領, p.266」では、“経験上からは圧密沈下量を 10cm 程度に抑えておくことが望ましい”と述べられている。しかし、“EPDM や TPO など、伸びやすく柔軟性を有する遮水シートの許容局所沈下量は 20cm を超える”とし、使う材質によっては 10cm を超えても 20cm 程度までは許容範囲となる。

したがって、当該地の沈下量の大きい部分は、最大でも 4.1cm 程度の沈下量なので、通常の遮水シートで十分に対応できる沈下量であると判断できる。

以上のことから、**底面遮水工としては、概略設計に示される遮水シート及びベントナイト混合土を使用することで沈下に対して十分に安全なものとなる。**



(a) 第3期埋立終了時の沈下量



(b) 第4期埋立終了時の沈下量

図 4-3-1-1 第3期・第4期埋立終了時の沈下量 (単位 : m、- : 沈下方向)

(2) 法面遮水工

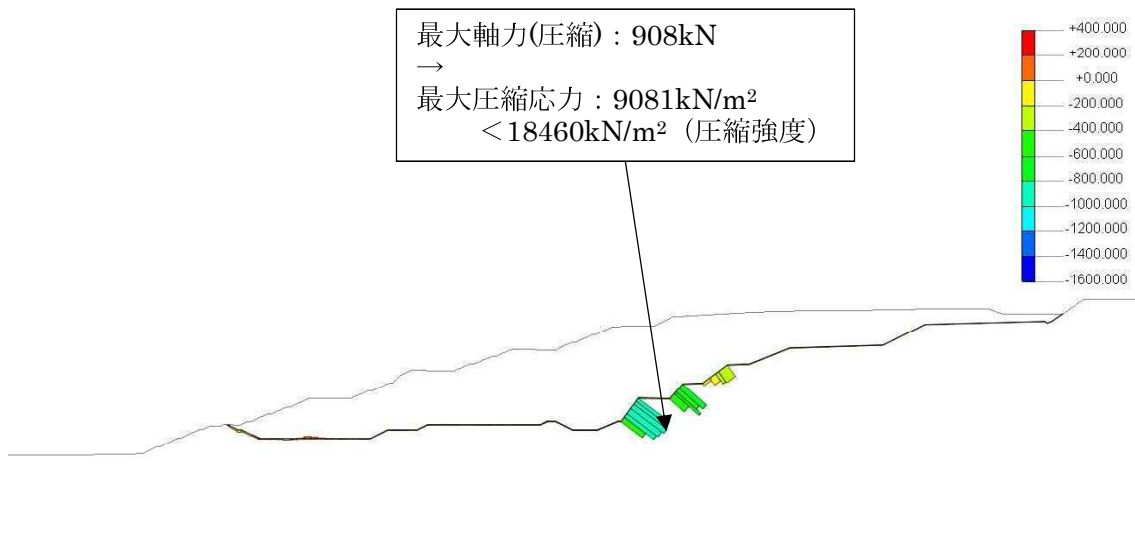
法面部に敷設される遮水工でも、変位に伴う遮水工の破損が問題となる。

「最終処分場の計画・設計・管理要領, p.266」では、前述したように“経験上からは圧密沈下量を 10cm 程度に抑えておくことが望ましい”としているが、これは遮水シートが敷設される場合を想定しており、法面遮水工の場合には、吹付工を実施する。したがって、この考え方は適用できない。

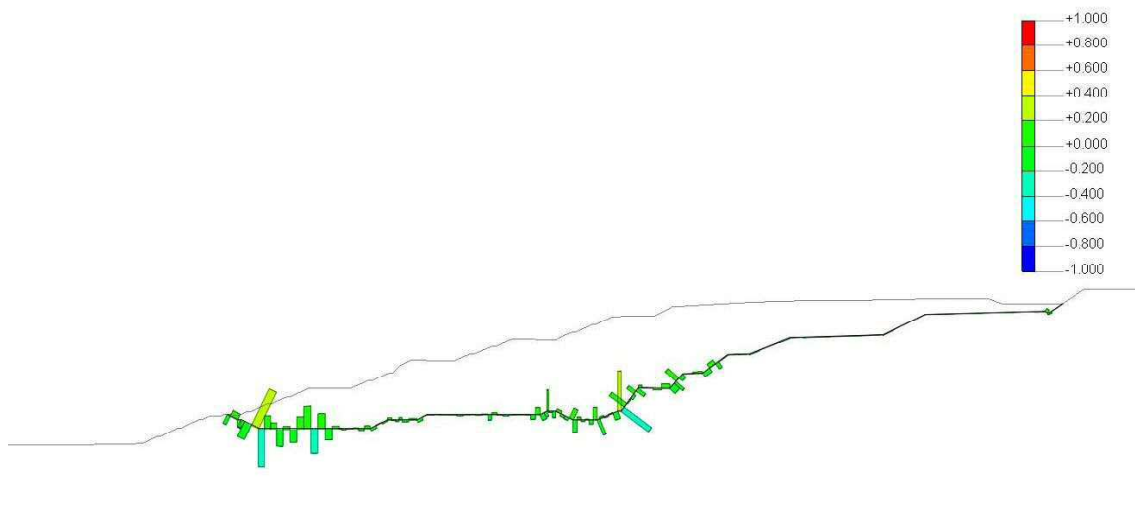
法面遮水工は、モルタル吹付+アスファルト含浸シートが敷設される計画であり、これが破損することで遮水性能が失われる。すなわち、モルタル・コンクリートの破損がないようであれば問題はない。

図 4-3-1-2 に示すように、第 4 期埋立終了時の最大軸力（圧縮）は、最下段の法面に作用することが分かるが、この最大軸力（圧縮）は 908kN であり、圧縮応力に換算すると 9081kN/m² となる。モルタル・コンクリートの圧縮強度は、前述の「3. 3. 3. 設定物性値」項でも示したように、18460 kN/m² である。したがって、発生応力は圧縮強度の 1/2 未満（設計基準強度の 3/8 程度）に収まっており、破損することはないものと判断できる。なお、せん断力は、軸力の 1/100 程度以下であるので問題はない。

以上のことから、法面遮水工としてモルタル・コンクリートを用いる場合、**設計基準強度 24MN/m² 以上のモルタル・コンクリートを法面遮水工として利用することで当該埋立計画高の廃棄物埋立てにも十分に安全であると判断できる。**



(a) 軸力分布 (単位 : kN、- : 圧縮、+ : 引張)



(b) せん断力分布 (単位 : kN)

図 4-3-1-2 第 4 期埋立終了時の軸力・せん断力分布

4. 3. 2. 浸出水集排水設備及び地下水集排水設備

集排水設備には、ハウエル管と呼ばれる高耐圧ポリエチレン管を用いることとなっている。

「高耐圧ポリエチレン管協会：埋設された管材に作用する荷重と管の強度」で、荷重に関する考え方として、以下のことが示されている。

地中埋設されたたわみ性管（樹脂管等荷重により変形が生じる管材）に作用する荷重の考え方には、現状大きく分けて、

① 盛土荷重がそのまま全て管に作用する：直土圧

② 盛土内で働くアーチ作用等により荷重は軽減される：マーストンスパングラ式

の2つの考え方がある。

低盛土の場合主に①を、高盛土の場合に主に②が用いられることが多い。

たわみ性の管材に加わった荷重は管を両サイドに広がった楕円になるような変形を生じさせ、その際に管が管側の土砂（裏込め材）を圧縮しその反力で鉛直方向の変形を軽減させると考えるのが一般的である。つまり、剛性（変形しない）管は自らが持つ強度で上載荷重を受け止めるが、たわみ性（変形する）管は管と周辺の土の作用により上載荷重を受け止めるという考え方である。よって、たわみ性の管は管そのものが保持する強度以上のものを許容し、土被りで80m、90mといった実績を持つものである。

例えば、実施事例として、関・八木¹⁹は、新東名高速道路の90mの高盛土の盛土内部の排水に高耐圧ポリエチレン管を用いたものを示している。この新東名の高盛土は現在供用されており、特に問題は生じていない（写真4-3-2-1）。

したがって、当該地でのハウエル管の利用に支障はないものと判断される。

ただし、最終処分場の維持管理段階で、この高耐圧ポリエチレン管が、適切に機能しているか否かを定期的に点検し、支障が生じている場合には、集排水能力を向上させるような措置（過去の事例では写真4-3-2-2のような集水井工の設置など）を講じることが肝要である。

ちなみに、東日本大震災後にハウエル管の点検が、写真4-3-2-3のように行われ、問題がないことが確認され、ハウエル管のような高耐圧ポリエチレン管を推進すべきことが述べ

¹⁹ 関武吉・八木正晴(2012)：加瀬沢地区大規模土工の設計・施工－盛土高約90m－，基礎工，2012年7月，pp.50-52.

られている²⁰。このように、高耐圧ポリエチレン管を用いることに問題はないが、「最終処分場の計画・設計・管理要領」にも謳われているように、災害後など適切な時期に点検を行い、集排水能力の維持管理を適切に行うことが、より安全な処分場として求められる。



(a) ハウエル管理設の全景



(b) ハウエル管：良好に排水されている

写真 4-3-2-1 加瀬沢地区盛土（高さ 90m）のハウエル管排水部の状況（平成 29 年撮影）

²⁰ 渡邊若臣(2011)：調査レポート－震災後の高耐圧ポリエチレン管の状況調査－日本のライフラインはもっと強くなれる－，月刊下水道，Vol.34，No.12，pp.54-57.



写真 4-3-2-2 埋立終了後の廃棄物層内の集排水能力を向上させるために設けられた集水井の例

写真-2 路線番号 No.15 + 12.753



写真-4 路線番号 No.126 + 11.3



写真-3 路線番号 No.131 + 13.23



写真-5 路線番号 No.210 + 8.94



写真 4-3-2-3 東日本大震災後のハウエル管の点検状況（渡邊(2011)より）
問題はないという結果が報告されている

5. まとめ

本業務は、静岡県浜松市内に設置予定の奥山の杜クリーンセンター最終処分場・破碎処理施設の計画地における岩盤の変位の程度を把握・評価し、工学的に許容できない変位量である場合の対応策まで含めた検討・評価を行うものである。また、本調査結果と合わせて既往のデータを考慮し、地下水流れについて検討・評価するものである。

その結果、以下のことが示された。

- 1) 当該地は、一般的な軟弱地盤（N 値 $<4\sim6$ 程度以下）には相当しない。また、貯水用のフィルダムを建設するシビアな場合においても、表層数 m を除去することによって信頼できる基礎地盤となり得ると評価できる。
- 2) アーチーの法則は成り立たず、当該地での比抵抗は必ずしも含水状態を表しているわけではなく、地下水流れを比抵抗分布から想定することはできない。既往の地下水検層によってごく浅い部分（深度 $2.5m$ 以浅）で潜在的流動層と判断されており、すべり面よりも以浅で比較的ゆっくりとした地下水流れがあることが考えられる。しかし、アーチーの法則が成り立たないので、「低比抵抗＝帯水層」という関係は成り立たず、低比抵抗部分が地下水の貯留域になっているわけではなく、深い地下水流れ（深層地下水の水ミチ）も考えられない。
- 3) 「地すべり調査報告書」で“ボトルネック状の脚部”と表現された部分は、初生地すべりブロック内の浅い地下水流れからのブロック末端部への湧水箇所であり、初生地すべりの対策を行うので、特に問題とはならない。
- 4) 埋立廃棄物高さ最大 $67m$ に対して、沈下量の大きい部分は、最大でも $4.1cm$ 程度なので、通常の遮水シートで十分に対応できる沈下量であると判断できる。したがって、底面遮水工としては、概略設計に示される遮水シート及びベントナイト混合土を使用することで沈下に対して十分に安全なものとなる。
- 5) 埋立廃棄物高さ最大 $67m$ に対して、最大軸力（圧縮）は $908kN$ であり、圧縮応力に換算すると $9081kN/m^2$ となる。モルタル・コンクリートの圧縮強度 $18460 kN/m^2$ であるので、発生応力はその強度の $1/2$ 未満（設計基準強度の $3/8$ 程度）に収まっており、破損することはないものと判断できる。したがって、設計基準強度 $24MN/m^2$ 以上のモルタル・コンクリートを法面遮水工として利用することで当該埋立計画高の廃棄物埋立てにも十分に安全であると判断できる。
- 6) 新東名高速道路の $90m$ の高盛土の盛土内部の排水に高耐圧ポリエチレン管（ハウエル管）が用いられ、この新東名の高盛土は現在供用されており、特に問題は生じて

いない。したがって、当該地でのハウエル管の利用に支障はないものと判断される。