

# 宅地盛土の簡易地盤調査事例

基礎地盤コンサルタンツ株式会社 ○前田 成美, 伊東 周作, 栃尾 健

## 1. はじめに

日本全国に大規模盛土造成地は約5万箇所あるなかで、いくつかの大規模盛土造成地は、大地震により盛土と地山との境界面等における盛土全体の地すべりの変動いわゆる活動崩落が生じ、盛土造成地での宅地被害が多数生じた。そこで、大規模盛土に対して変動予測調査を実施し危険な盛土造成地を抽出することを目的として、大規模盛土造成地に対してスクリーニングを実施している。スクリーニングのフェーズは図-1に示すように、第一スクリーニング、大規模盛土造成地マップの公表、第二次スクリーニング計画策定、区域指定及び対策で構成される。

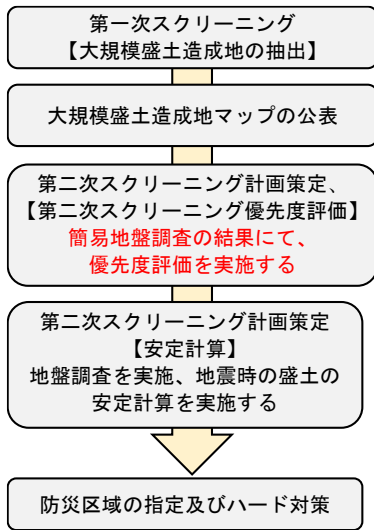


図-1 宅地耐震化推進事業の流れ

本報告では第二次スクリーニング計画策定に際して盛土性状の把握ではオートマチックラムサウンディング試験、地下水位の把握については接地抵抗を利用した地下水位簡易測定の実施事例を紹介する。

## 2. 第一スクリーニングの課題

第一スクリーニングでは、調査対象地域の設定として市街地化の動向や土地利用を考慮して調査地域の設定、地形図や空中写真、DEM データ等を用いて大規模造成地の造成前後の差分より盛土位置の決定や盛土規模の把握を実施し、これらのデータをもとに優先度順位の検討を行っている<sup>1)</sup>。

しかしこれは机上での調査であり盛土の性状等を反映させて評価することが難しい等の課題がある。そこで、第二次スクリーニングを効率的かつ効果的に進めていくために、第二次スクリーニング計画策定時に現地踏査および簡易地盤調査を実施し、盛土性状および地下水位を

確認しその結果をもとに盛土の優先度を判定する必要がある。

## 3. 簡易地盤調査

### (1) ラムサウンディングを用いた盛土厚、性状の把握

動的コーン貫入試験は、一定の高さから一定の重量のハンマーを落下させて、一定の貫入量に対する打撃回数より地盤の硬軟を測定する試験である。ここでは、標準貫入試験より安価、小型・自走式のため宅地の限られた狭所でも調査可能なオートマチックラムサウンディング(写真-1)を用いた事例を紹介する。



写真-1 オートマチックラムサウンディング試験状況

オートマチックラムサウンディング試験で得られた打撃回数(N<sub>d</sub>)は、以下の式(1)で補正した値(N<sub>d</sub>')より、N<sub>d</sub>'≒Nとして換算N値として評価できる<sup>2)</sup>。

$$N'_d = N_d - 0.040M_v \quad \text{式(1)}$$

(N<sub>d</sub>: 測定された打撃回数、M<sub>v</sub>: 回転トルク(N・m))

式(1)より算出した値を換算N値として地盤の硬軟によって、盛土厚の検討を実施した。

本試験での盛土厚の検討に際して、換算N値の値が50以上を示した時点、もしくは試験機が貫入不能となった場合は打ち止めとした。また、盛土と地山の境界位置の判断については図-2において、換算N値が上昇傾向にある層の上面深度GL-9.40mを盛土と地山の境界と判断した。

今回の一連の調査を通して、オートマチックラムサウンディング試験では想定された盛土厚に到達前に、礫打ちにより貫入不能となった場合があり、追加でボーリング調査を実施した。また、ボーリング調査により地山の表層部に風化帯の分布が確認され、この風化帯が厚く分布すると想定される盛土の下端部において、盛土と地山の境界が不明瞭となる場合があった。このような場合は、盛土造成前後の新旧地形図の標高差などから推測される

盛土厚も考慮して評価を行っていく必要がある。

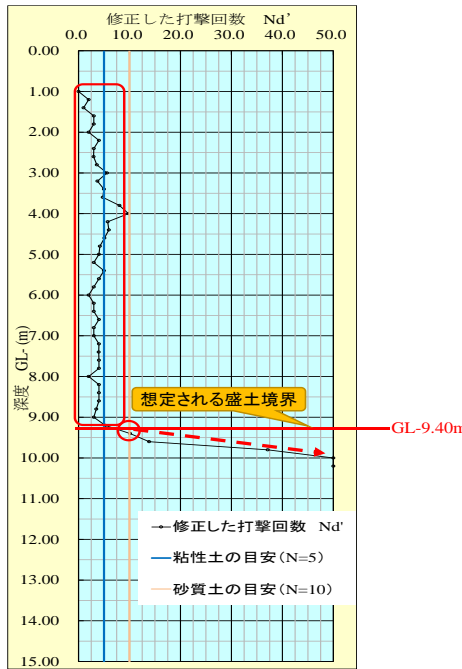


図-2 オートマチックラムサウンディング試験結果

(2) 地下水位簡易測定

地下水位簡易測定は接地抵抗を利用した地下水位簡易測定により測定した (図-3)。

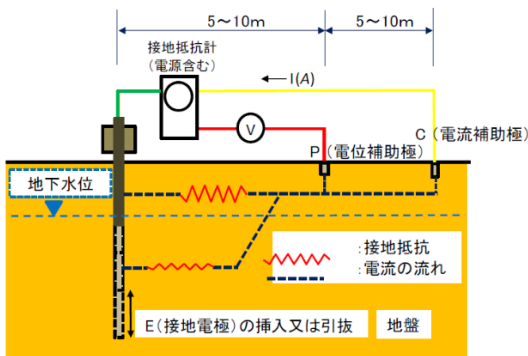


図-3 接地抵抗を利用した地下水位簡易測定の概要図

地下水位の測定において、接地電極をラムサウンディング機械のロッドに付け、電気抵抗を1m毎に計測した。計測に際して、電気抵抗値は値が上下するので、平均的な値を採用し、各深度の電気抵抗値とした。測定結果を図-4に示す。図よりGL-8.15m付近にて測定データと理論曲線から乖離が生じていることより、付近の深度に地下水があると考えられる。また、地下水位測定の補助として、オートマチックラムサウンディング試験にて貫入していたロッドを引き上げ、ロッドの湿り具合から地下水位の位置を補助的に確認した結果でも、深度付近よりロッドが湿っている結果となった。以上のことより地下水位はGL-8.15m付近にあると判断した。

本調査において、上記の方法によって地下水位の傾向を調査する上で有用と考えられる。一方で、本調査では確認されなかったが、盛土内部の宙水があった場合の評価につい

ては、新旧地形図による盛土厚および簡易地盤調査の結果

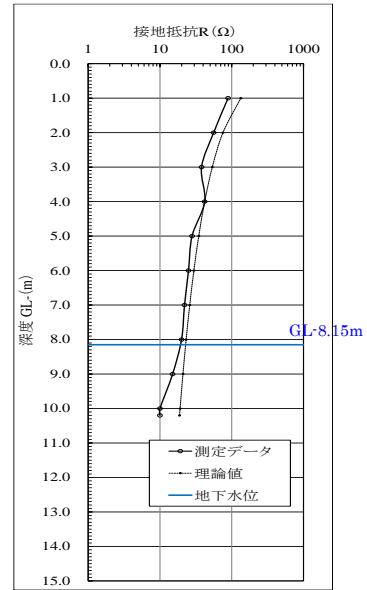


図-4 簡易地下水位測定結果

より試験深度と盛土厚を考慮して測定する必要があると考えられる。

4. まとめ

以上の測定結果より、宅地地盤上での簡易地盤調査事例を紹介した。オートマチックラムサウンディング試験にて盛土材のNd'値(換算N値)および盛土と地山の境界を概ね把握することができた。一方で、貫入試験の途中で礫打ちによって貫入不能となった他、地山表層部が風化帯のような軟質な箇所が分布する場合については、試験結果だけでなく盛土造成前後の新旧地形図より求めた標高差(想定盛土厚)も勘案して、評価する必要があると考える。また、接地抵抗を利用した地下水位簡易測定について、オートマチックラムサウンディング機械のロッドを電極として各深度にて測定し、地下水位の傾向を示すことができた。しかし、本調査では盛土内部に水がある(宙水)場合はなく、そのような場合においてはやはり新旧地形図による盛土厚の推定結果およびラムサウンディング試験結果を勘案して、地下水位を考慮する必要がある。今後は、以上の留意点についてよりよい補助手法について検討し、調査精度向上・調査方法を確立していきたいと思う。

5. 謝辞

本調査は、福岡県久留米市より受注した業務の中で実施したものであり、ご協力頂いた久留米市に感謝いたします。

《引用・参考文献》

- 1) 国土交通省：大規模盛土造成地の活動崩落対策推進ガイドライン及び同解説 (2015)
- 2) 地盤工学会編：地盤調査の方法と解説-二分の1-(2013) pp. 463

# 腐植土地盤の盛土に対する変状と解析

株式会社東建ジオテック ○磯部 翔平, 佐々木 誠二, 美王 宏文

## 1. はじめに

内陸部の湖岸に広がる沖積低地では、軟弱な淡水成粘性土の分布があり有機質土や腐植土を介する区域もみられる。

軟弱な粘性土には高含水比で圧縮性が高い腐植物を多く含むため、腐植土地盤で盛土施工を行う場合は、沈下やすべり破壊、側方塑性流動移動等による地盤変状への対策が必要となる。

ここでは有機質土や腐植土を介する軟弱地盤に盛土した直後に側方塑性流動が生じ、盛土の前面が隆起した事例について地盤調査と解析を行い、腐植土の土質試験(力学試験)に含むリスクについて考察した。

## 2. 変状地の概要

### (1)地盤状況

変状地の地質推定断面図を図-1に示す。

変状地は、盛土直下からGL-10~-11m付近までの腐植土層、粘性土層にはN値が3以下(所々で自沈する)の非常に軟らかい腐植土や有機質粘土が分布する。以深はN値3~7程度とやや高くなる粘性土が分布し、GL-17~-18m付近から洪積層となる。

### (2)変状の様子

図-1の一次盛土では地盤が安定したが、二次盛土した際に青斜線部のように盛土前面の隆起と二次盛土の背面上の沈下が確認された。

二次盛土後の地盤変状を図-2に示す。

盛土背面に引っ張り亀裂が生じ、0.65mの段差が生じた。また、盛土のり先の水田の地盤が隆起し、青丸で示した箇所は変状前より地表が0.87m隆起した。

その他に盛土法面に亀裂や真ん中の水田の左右のあぜ道にずれが確認された。

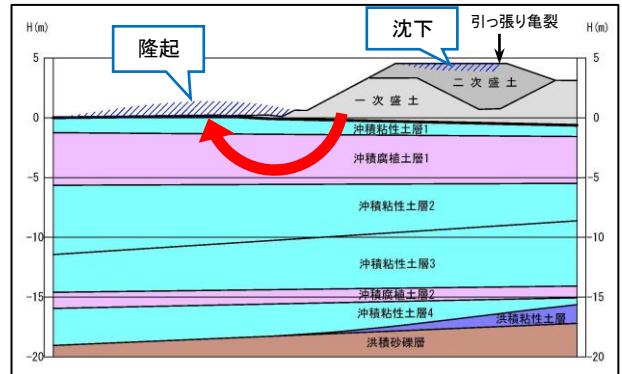


図-1 変状地の地質推定断面図

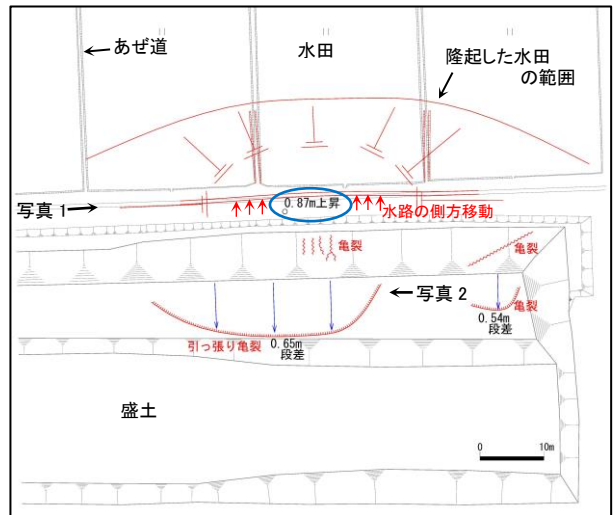


図-2 二次盛土後の平面図



写真-2 盛土背面上に発生した引っ張り亀裂



写真-1 水田の隆起状況

## 3. 安定計算

変状した地盤について、既往調査で報告された土質定数と、追加ボーリング調査結果や室内土質試験結果を基に新たに土質定数を設定し、Fellenius法にて安定計算を行った。

### (1)既往データを使用した安定計算結果

各地層の土質定数を表-1、安定計算結果を図-3に示す。

表-1 各層の土質定数 (既往)

地層	単位体積重量 $\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (度)
盛土	19.0	0.0	26
沖積粘性土層1	10.8	16.2	0
沖積腐植土層1	10.8	24.1	0
沖積粘性土層2	16.4	63.0	0
沖積粘性土層3	17.9	87.5	0
沖積腐植土層2	13.8	81.0	0
沖積粘性土層4	16.0	33.0	0
洪積粘性土層	17.0	66.0	0
洪積砂礫層	18.0	0.0	33

安定計算の結果、安全率は  $F_s=0.977 (<1.2)$  となり、沖積腐植土層1までの地盤ですべりが発生する結果となる。また、計算結果は現地で確認した地盤変状と一致する。

4. おわりに

既往データを使用した安定計算結果では新たに盛土しても安定性が満足する結果であったが、実際に盛土を行ったところ地盤に変状が発生し、追加ボーリング調査で得られた土質定数は既往の数値と比べ、沖積腐植土層1、沖積粘性土層2が低く、安全率が1以下となった。

さらに沖積腐植土層1は不均質な腐植土が混入し、完全に腐植土化していない土(以下、未腐植土)が混在するが、三軸圧縮試験では供試体には未腐植土を使用していない可能性が高い。すべり発生後の現地でも腐植土のバラつきが確認され、ポータブルコーン貫入試験で未腐植土と腐植土を比較(表-3)すると、未腐植土の値が腐植土より低いことが確認されたため、未腐植土を考慮すると追加データで得られた安全率がより低くなる可能性がある。

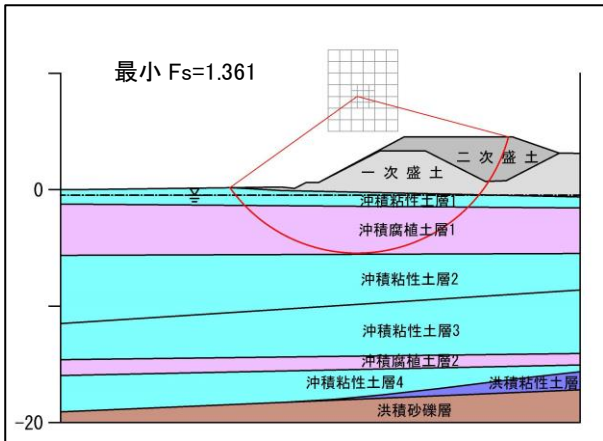


図-3 安定計算結果(既往データ使用)

安定計算の結果、安全率は  $F_s=1.361 (>1.2)$  となり、二次盛土を行っても安定性を満足する結果であった。

(2)追加データを使用した安定計算結果

各地層の土質定数を表-2、安定計算結果を図-4に示す。

表-2 各層の土質定数 (追加)

地層	単位体積重量 $\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (度)
盛土	19.0	0.0	26
沖積粘性土層1	10.8	16.2	0
沖積腐植土層1	10.4 (-0.4)	16.1 (-8.0)	0
沖積粘性土層2	11.30(-5.1)	44.0 (-19.0)	0
沖積粘性土層3	19.7 (+1.8)	64.2 (-23.3)	0
沖積腐植土層2	13.8	81.0	0
沖積粘性土層4	17.3 (+1.3)	34.8 (+1.8)	0
洪積粘性土層	17.0	66.0	0
洪積砂礫層	18.0	0.0	33

( ) : 既往土質定数との差



図-4 安定計算結果(追加データ使用)

表-3 ポータブルコーン貫入試験結果(qc (kN/m<sup>2</sup>))

コーン貫入 深度 抵抗	腐植土1	腐植土2	未腐植土1	未腐植土2
GL-0.0m	150	139	74	69
GL-0.1m	117	204	69	113
GL-0.2m	274	193	85	102
GL-0.3m	161	161	96	145
GL-0.4m	139	176	128	128
GL-0.5m	145	187	128	150

今回の事例のような不均質な腐植土層を含む地盤では我々、地質調査員はボーリングの適正本数と不均質性を考慮し、地盤リスクに対応する必要性を痛感した。

写真-3 すべり発生後の水路断面における不均質な腐植土

# 軟弱地盤上の道路盛土施工中の沈下予測事例

基礎地盤コンサルタンツ株式会社 ○福本 祐太, 星野 笑美子, 久賀 真一

## 1. はじめに

層厚20mの軟弱地盤上に道路盛土を新設する計画で対策工としてサーチャージ盛土が計画されていた。サーチャージ盛土施工中に設計土量で不足がないかを判断する必要が生じ、盛土施工中の動態観測結果から最終沈下量を予測することとなった。本稿では、盛土施工中の動態観測結果から予測した最終沈下量と最終的な予測沈下量について比較検証した事例を報告する。

## 2. 地盤概要

図-1に盛土施工地点の地盤模式図を示す。本事例では上部に有機質土、中間～下部に砂質土が卓越した層厚約20mの軟弱地盤上に約4.0mのプレロード盛土を施工する計画となっていた。表-1に各地層の土質定数を、図-2にe-logP曲線を示す。

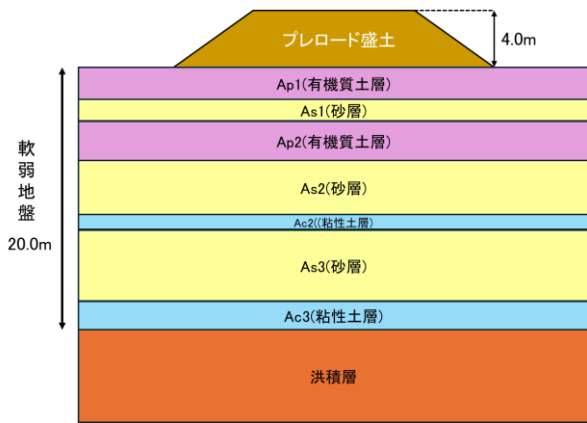


図-1 地盤模式図

表-1 土質定数

地層	平均N値	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	変形係数 $E$ (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$
Ap1	1	11	21	0	1,730	0.444
As1	4	17	0	25	7,280	0.366
Ap2	2	13	22	0	6,400	0.412
As2	4	17	0	25	17,480	0.366
Ac2	2	15	35	0	21,600	0.412
As3	10	18	0	30	28,000	0.333
Ac3	10	16	81	0	37,200	0.400

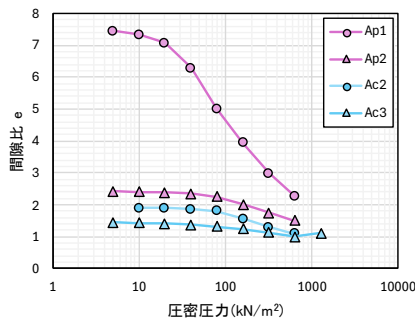


図-2 e-logP 曲線(Ap1, Ap2, Ac2, Ac3層)

## 3. 最終沈下量の推定方法

図-3に実測沈下曲線と双曲線法による沈下予測の例を示す。双曲線法による沈下量からの予測では、盛土の放置期間中の沈下量実測値から最終沈下量を推定する。

本事例では、図-3に示すように盛土施工中に発生する一時的な放置期間からその時点での盛土高に対する沈下量を双曲線法により求めた。各盛土高と沈下量の関係から最終的な盛土高における沈下量を予測した。

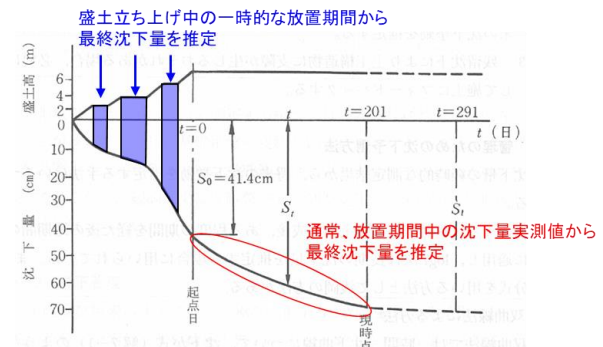


図-3 実測沈下曲線と双曲線法による予測の例

$$S_t = S_0 + \frac{t}{\alpha + \beta \cdot t} \quad \dots \text{式-1}$$

$S_t$  : 時間  $t$  における沈下量 (cm)

$S_0$  : 起点日の沈下量 (cm)

$\alpha, \beta$  : 沈下曲線のパラメータ

$t$  : 起点日からの経過時間 (日)

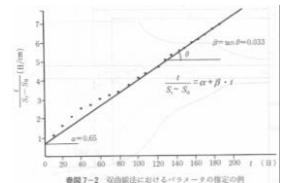


図-4 実測沈下曲線と双曲線法による予測例<sup>1)</sup>

## 4. 盛土施工中の動態観測結果

本事例では、No. 1～No. 4の計4地点の動態観測を実施した。図-4に各地点の盛土施工中の動態観測結果を示す。測点 No. 1では盛土高(約1.0m・約1.7m・2.4m)の3段階、測点 No. 2では盛土高(約1.1m・2.5m)の2段階、測点 No. 3では、盛土高(約1.1m・2.4m)の2段階、測点 No. 4では盛土高(約1.0m・2.4m)の2段階に分けて盛土を施工している。

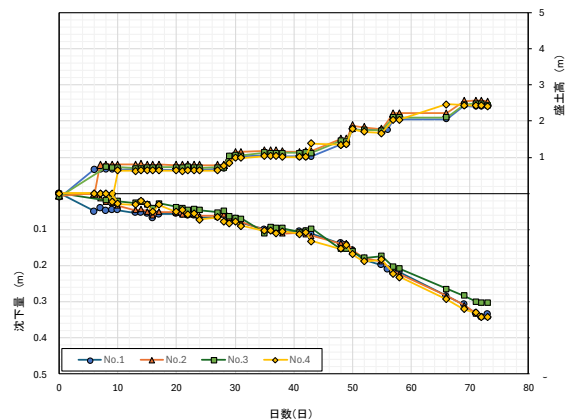


図-4 盛土施工中の動態観測結果

### 5. 最終沈下量の推定結果

表-2、図-5 に各盛土高に対する沈下量を予測した結果を示す。最終的な盛土高は約 4.0m である。図-5 から盛土高 4.0m に対する沈下量は 45.30cm~71.11cm と予測した。また、事前の軟弱地盤解析では盛土高 3.7m に対する沈下量が 98.4cm であり、事前予測より沈下量が小さい結果となった。よって、設計土量で不足ないと評価した。

### 6. 最終的な予測沈下量との比較検証

表-3、図-6、図-7 に盛土施工後の動態観測結果および予測沈下量を示す。最終的な盛土高における予測沈下量は、「測点 No. 1 で 109.1cm、測点 No. 2 で 81.9cm、測点 No. 3 で 76.8cm、測点 No. 4 で 95.0cm」となった。測点 No. 1 では、事前解析結果よりも大きい予測沈下量となった。測点 No. 2, No. 3 では、最大予測と近い値を示した。測点 No. 4 では、事前解析に近い予測沈下量となった。本事例では、沈下速度の速い地盤であったことで、約 7 日~14 日程度の一時的な放置期間でもおおよその沈下量の予測をすることができたと考えられる。

### 7. まとめ

盛土施工中の動態観測結果から予測した最終沈下量と最終的な予測沈下量について比較検証した結果、高い精度が求められる予測手法としては有効であることがわかった。

今回、盛土施工中の沈下量が事前予測より小さかったが、盛土施工中の予測精度について不確実であったことを考慮し、本事例では土量を変更することなく当初設計の土量で施工している。盛土施工後の沈下量が、事前予測の沈下量より小さい~同等であったため、土量に不足はない結果となった。これより、盛土施工中の沈下予測には不確実性を見込む必要がある。

#### 《引用・参考文献》

- 1) 道路土工 軟弱地盤対策工指針(2012年8月)：公益社団法人日本道路協会, pp. 373-375.

表-2 盛土施工中の双曲線法による最終沈下量

測点	放置日数(日)	盛土高(m)	双曲線法の最終沈下量(cm)
No.1	12	1.036	12.09
	5	1.758	25.24
	3	2.419	33.98
No.2	12	1.166	14.02
	5	2.557	36.16
No.3	13	1.100	14.05
	3	2.463	30.97
No.4	11	1.016	11.50
	6	2.431	43.22

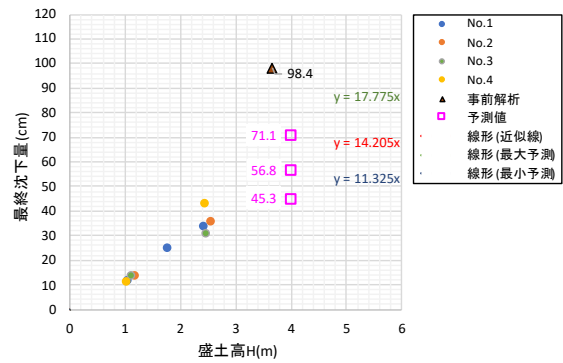


図-5 最終沈下量の予測結果

表-3 盛土施工後の双曲線法による最終沈下量

測点	放置日数(日)	盛土高(m)	双曲線法の予測沈下量(cm)
No.1	33	4.399	109.1
No.2	41	4.439	81.9
No.3	41	4.276	76.8
No.4	41	4.254	95.0

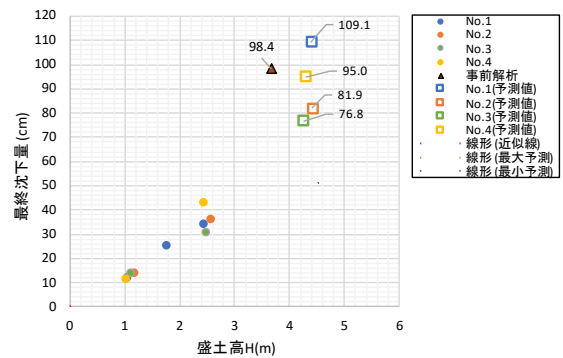


図-7 最終的な予測沈下量との比較結果

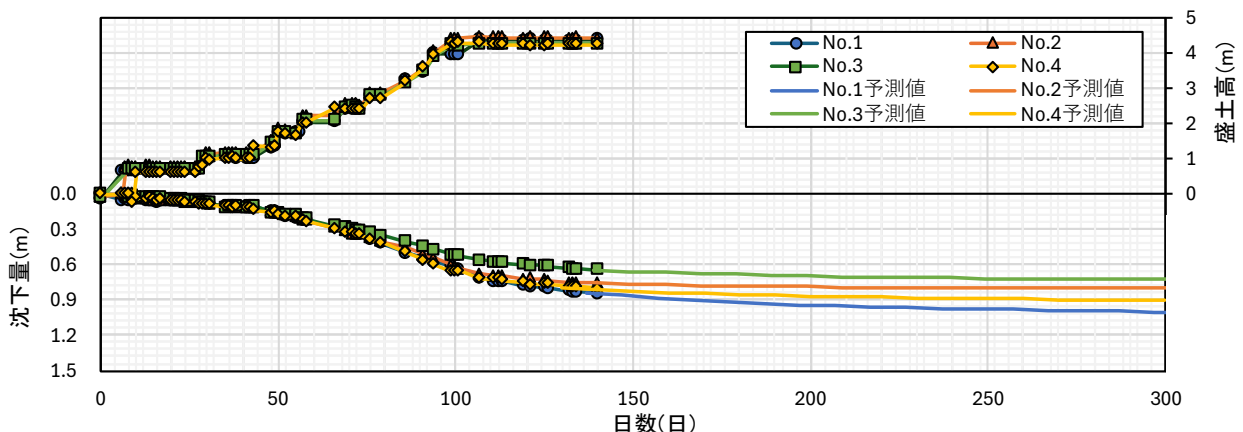


図-6 盛土施工後の動態観測結果

# 軟弱地盤上の道路盛土における複数工法を併用した地盤対策設計事例

中央開発株式会社 ○本杉 ななね, 栗原 朋之

## 1. はじめに

本検討の対象地である軟弱地盤上の道路盛土の計画地では、過年度業務において、圧密沈下・安定対策として低改良率セメントコラム工法（ALiCC 工法）が計画されていた。しかし、事業スケジュールと工事予算の変更のため、より経済的な対策工法が望まれ、再検討を実施することとなった。本検討では、一般的に安価となる圧密に伴う地盤の強度増加の促進を主とした対策工法を検討した。しかし、対象地は計画盛土高が高く地盤強度も低いいため、圧密促進のみでは道路盛土の安定性確保が難しい。そこで、延長された事業スケジュールと周辺用地の借地を前提に、複数工法を併用した軟弱地盤対策を提案した。本稿ではこの成果について報告する。

## 2. 検討条件

### (1) 地盤状況と計画盛土

検討区間は埋没谷に位置する。土層構成は、表土 (Bc) の下に沖積腐植土層 (Ap)、沖積粘性土層 (Ac1, Ac2) と砂質土層 (As1, As2) が分布し、GL-14m 以深は洪積粘性土層 (Dc) と砂質土層 (Ds) で構成される (図-1)。

圧密沈下対象の粘性土層 (Bc, Ap, Ac1, Ac2) の層厚は 10.5m 程度である。地下水位は GL-0.2m 程度と浅い。地盤定数は表-1 に示すとおり、Bc, Ap, Ac1 の粘着力 ( $c_u$ ) は  $10\text{kN/m}^2$  未満と非常に軟弱である。強度増加率  $m$  は、 $C_u/P_c$  (圧密降伏応力) による値と  $I_p$  (塑性指数) の関係式による値を基に、一般値の範囲を考慮して設定した。

計画路線は、終点側に向かって盛土高が高くなり、最大の盛土厚は 6.2m である。解析断面 (図-2) は盛土厚が最大となる位置に設定した。

### (2) 無対策時の評価

圧密沈下量は、計画高に対して 163cm, 必要盛土高 ( $H = 8.9\text{m}$ ) に対して 202cm である。また、必要盛土高に対して許容残留沈下量 30cm を満たす放置期間は 1,079 日となる。地盤破壊に対しては、無対策の場合、施工時、常時、地震時いずれも許容安全率を満足できない。また、必要盛土高に対して圧密度 100% の際の強度増加を考慮しても、許容安全率を満足できない。

表-1 地盤定数

地層	N 値	$\gamma_t$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$c$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\phi$ ( $^\circ$ )	$m$
Bc	0	12	6.7	0	0.35
Ap	0	12	6.7	0	0.35
Ac1	1.5	14.5	9.3	0	0.25
As1	3	17	0	30	-
Ac2	0	14.5	21.2	0	0.3
As2	4	17	0	30	-

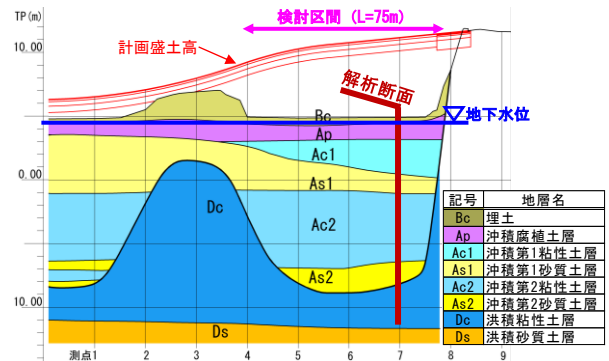


図-1 地盤状況と計画路線 (縦断面図)

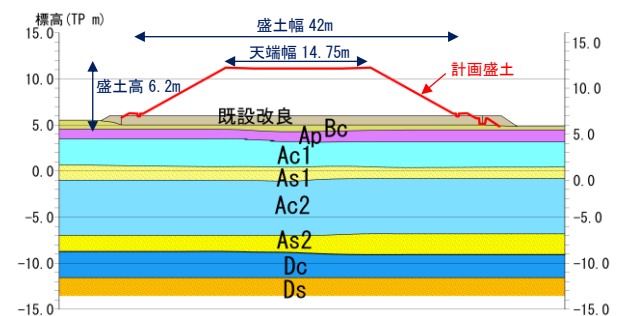


図-2 検討断面

## 3. 対策工法検討結果

### (1) 対策工法の検討方針

対策工費削減のため、圧密に伴う地盤の強度増加の促進を主として、ALiCC 工法のような地盤改良を伴わない対策工法を検討する。ただし、上述のとおり必要盛土高に対して圧密度 100% の強度増加を考慮しても許容安全率を満足できないため、盛土・圧密工法+パーチカルドレーン工法 (案 1) のみによる対策は不可となる。そのため他工法の併用が必要となる。

対象地では周辺用地を借地できる可能性があることから、借地に押え盛土を配置し、案 1+押え盛土工法により安定性確保を図る工法を検討した。しかし、押え盛土法尻の安全率を確保できる高さでは、道路盛土部の目標すべり安全率を確保できない結果となった。また、案 1+押え盛土工法に加えて、ジオテキスタイルによる補強で安定性の向上を図る案も考えられる。しかし、ジオテキスタイルの適用条件が無対策時に安全率 1.0 以上を満足すること<sup>1)</sup>であるが、案 1+押え盛土工法において、施工時と常時の安全率 1.0 以上を満足できないことから、案 1+押え盛土工法+ジオテキスタイルは適用不可となる。そこで、本道路計画では事業スケジュールに余裕があることを踏まえ、案 1+押え盛土工法に加えて、段階的により地盤の強度増加の進行を待つとともに、ジオテキスタイルも併用して安定性の向上を図る対策工法を検討することとした。

(2) 最適工法

(1)より、案 1+押え盛土工法+段階载荷+ジオテキスタイルによる対策を最適工法とした。なお、パーチカルドレーンは道路盛土部直下だけでなく押え盛土直下にも配置し、強度増加促進を図る設計とした。パーチカルドレーンのピッチは、早期の圧密促進のため、一般的な最小のピッチである 0.6m<sup>1)</sup>とした。ジオテキスタイルは道路盛土部から押え盛土部まで連続して敷設する。押え盛土の高さと幅、段階载荷の工程は、段階载荷の各段階においてジオテキスタイルの適用条件の安全率を満足するよう、試算を行い決定した。その上で、施工時、常時、地震時の許容安全率を満足するジオテキスタイルの設計引張強さを決定した。対策工法の検討結果と既往設計の比較を表-2 に示す。

上記ではドレーンピッチを最小としたが、ピッチを粗くすると、圧密放置期間が長く必要となるため対策期間が長くなる代わりに、対策費は安価になる。そこで、事業スケジュールと対策費の兼ね合いで事業者が選択できるように、複数ケースのドレーンピッチに応じた、対策期間と対策費を示した(表-3)。概算の対策工費を比較すると、既往設計の ALiCC 工法で 120,000 千円だったのに対し、本検討結果により、対策期間が 814 日(2.3 年)かかるドレーンピッチ 0.6m では 102,000 千円、対策期間が 1182 日(3.3 年)かかるドレーンピッチ 1.0m では 75,000 千円となり、対策費を削減することができた。

なお本工法は、借地返却前に押え盛土の撤去が必要である。これに伴い、ジオテキスタイルについても、切断して押え盛土内に敷設していた部分を除去し、端部を道路盛土内に巻き込む処理が必要となる。また、借地にパーチカルドレーンを配置するため、生分解性ドレーンの使用もしくは、通常ドレーンを使用して借地返却前に表層をすき取り耕作土に置き換える等の対策が必要となる。ただし、生分解性ドレーンは通常ドレーンと比べて排水

機能を保つ期間が短い。そこで、事業者が決定したドレーンピッチにおける対策期間に応じて選定できるように、ドレーン材分解期間と排水機能の低下を考慮したドレーン材の提案を行った。

表-3 ドレーンピッチと対策期間と対策費

ドレーンピッチ	段階载荷(日数)	ドレーン施工(日数)	対策全工程(日数)	ドレーン本数	対策費計
0.6m	338	183	814	15,500	102,000 千円
0.8m	528	103	924	8,700	84,000 千円
1.0m	823	66	1182	5,600	75,000 千円

4. おわりに

本検討では、盛土载荷重工法+パーチカルドレーン工法+押え盛土工法+段階载荷+ジオテキスタイルの複数工法を併用した対策工法を選定した。用地および対策期間を確保することで、このような、地盤改良を用いない比較的安価な工法を組み合わせた対策が可能となった。用地や事業スケジュールの制約が厳しいと適用できる対策工法に限られるが、本検討のように、用地や対策期間を確保できる場合、より経済的な対策工法を適用できる可能性がある。軟弱地盤対策工法の検討においては、このような視点を持ち、事業者と用地や事業スケジュール、施工条件に関してよく協議し、条件の中で実施可能なより良い対策工法の仕様を提案することが重要と考える。

また、本工法は圧密に伴う強度増加を見込んでいるため、実際の施工中の沈下管理および安定管理が重要である。機会があれば、施工中~施工後の動態観測結果の分析により、予測値と実際の地盤の挙動の差異を確認し、設計値の事後評価を行えるとよいと考える。

《引用・参考文献》

- 1) 道路土工 軟弱地盤対策工指針(2012):公益社団法人日本道路協会, pp. 258-262, pp. 344-347.

表-2 対策工法の検討結果と既往設計の比較

工法	盛土载荷重工法+パーチカルドレーン工法+押え盛土工法+段階载荷+ジオテキスタイル	ALiCC 工法+浅層改良(既往設計)
模式図		
改良仕様	<p>【ドレーン】打設ピッチ: 0.6m, 打設深度 D=13.5m</p> <p>【载荷盛土】盛土厚: 計画高+2.70m</p> <p>【押え盛土】高さ H=3.4m, 幅 B=20.0m (段階载荷: H=2.5m→圧密度 80%→H=3.0m→圧密度 90%→H=3.4m→圧密度 80%→道路盛土部)</p> <p>【ジオテキスタイル】設計引張強さ <math>T_A=60\text{kN/m}^2</math> 以上</p>	<p>【深層混合処理】杭径 <math>\phi 1000\text{mm}</math>, 改良率 <math>A_p \approx 27.2\%</math>, 改良強度 <math>q_{\text{uck}}=600\text{kN/m}^2</math>, 改良長 <math>D=12.4\text{m}</math></p> <p>【浅層改良】改良強度 <math>q_{\text{uck}}=170\text{kN/m}^2</math>, 改良長 <math>D=1.8\text{m}</math></p>
概算工費	102,000 千円 (借地費・押え盛土撤去費含む) (○)	122,000 千円 (△)



# 現道に達した盛土すべりの調査事例

株式会社構研エンジニアリング 小林 恭平

## 1. はじめに

対象地は、融雪期の道路盛土において盛土すべりが発生した箇所である。盛土すべりは、盛土下部の吐口部から盛土肩部の現道の広範囲で認められたため、通行止めを余儀なくされた。本稿では、盛土すべりの地質調査および動態観測結果に基づき、盛土すべりの主測線を設定し、想定すべり面を推定した事例について報告する。

## 2. 調査箇所の地形

調査箇所は谷地形部に構築された最大法高25m 程度の谷埋め盛土で、盛土すべりは道路横断管渠吐口側で発生したものである。盛土すべりの規模は幅25m 程度×長さ50m 程度で、盛土の法肩から法尻にかけて4段の滑落崖と路面に1段の滑落崖が認められた(図-1)。このため、道路には盛土すべりの拡大を防止し、片側交互通行にて交通開放することを目的として鋼矢板が施工された。滑落崖2~4周辺では盛土すべり発生直後の現地踏査時に湧水が認められたほか、滑落崖1~4の終点側ではすべり土塊の地山への乗り上げが認められた。

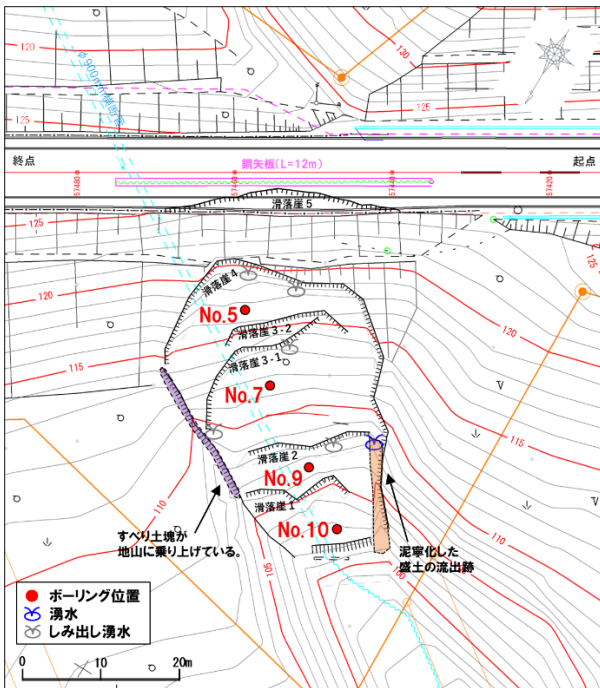


図-1 調査箇所の地形・ボーリング調査実施位置図

## 3. 調査結果

盛土すべりのすべり面、孔内水位および変動状況を把握することを目的として、ボーリング調査および地すべり観測(歪変動、地下水位変動)を実施した(図-1)。

### (1) ボーリング

ボーリング調査の結果、盛土の地質は不均質で、変質

安山岩礫混じりの粘性土~砂質土からなる。また、一部の深度では軟質・高含水比の箇所が認められた(図-2)。No.5孔およびNo.7孔では深度1m~2m および深度5m~7m にて掘削時に孔壁の押し出しが認められた。

### (2) 歪変動観測

各調査孔では深度0.5m~3.5m 付近にて2,500  $\mu$ /月~25,000  $\mu$ /月程度の歪変動(準確定~確定<sup>1)</sup>)が認められた。No.5孔

およびNo.7孔では、それより深い深度5.5m~7.5m にて700  $\mu$ /月~2,000  $\mu$ /月程度の歪変動(潜在~準確定<sup>1)</sup>)が認められた。各調査孔の歪変動は降雨および水位上昇との連動が認められたほか、いずれも他孔との連動が認められた。

### (3) 孔内水位変動観測

孔内水位は降雨と連動し0.6m~1.8m の幅で変動が認められた。この孔内水位の変動は、歪変動と連動する傾向が認められたが、No.10孔を除きいずれも歪変動が認められた深度よりも深い深度で認められた(図-3)。

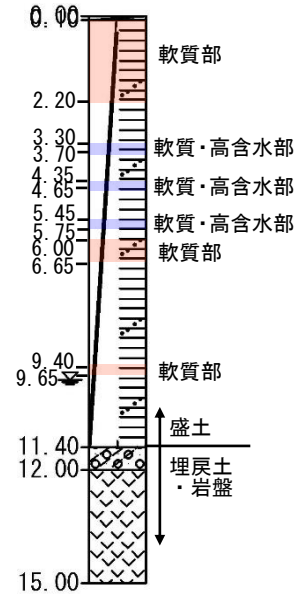


図-2 代表調査孔の柱状図(No.7 孔)

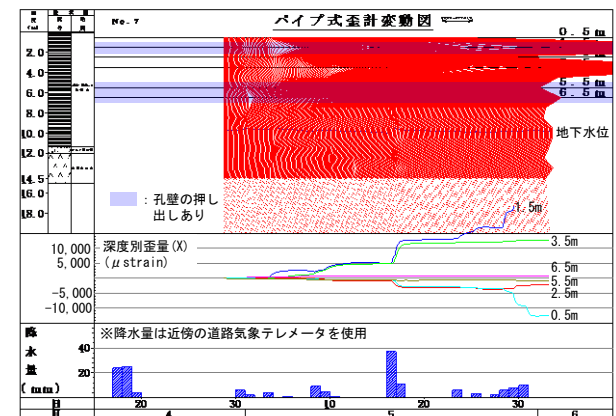


図-3 代表調査孔の歪計変動図(No.7孔)

## 4. 考察

### (1) 主測線の設定

調査箇所の滑落崖の分布から、盛土すべりの活動形態

は後退型地すべり<sup>2)</sup>のように下方から上方へと順次拡大したものと考えた。盛土すべり発生後の地表面は、No.7孔より上方は道路と直交した方向が最急勾配であり、No.7孔より下方は起終点両側の尾根状地形に規制される形で道路と斜交した沢筋方向に盛土が構築されている。また、No.7孔より下方の終点側の側崖にてすべり土塊の地山への乗り上げが認められた。このことから、No.7孔付近で盛土すべりの方向が変化したものと考える。これを踏まえ、A-A'を盛土すべりの主測線として設定した(図-4)。

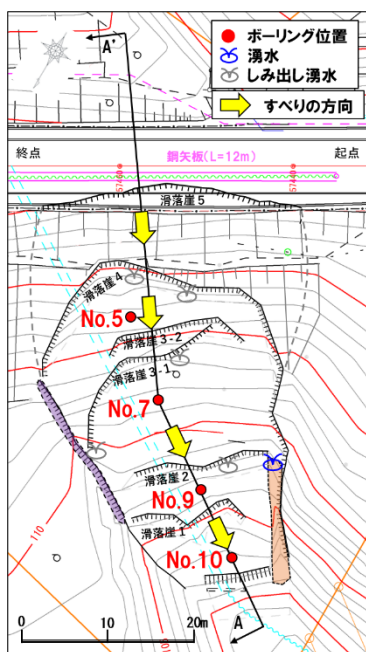


図-4 盛土すべりの方向  
および主測線

(2) 想定すべり面の推定

調査箇所の地形、ボーリング結果および歪変動観測結果から、調査箇所では浅部すべり面と、深部すべり面が存在すると考えた。浅部すべり面は、各調査孔の深度0.5m~3.5mにおいて、準確定~確定<sup>1)</sup>の歪変動が認められるとともに、それぞれの歪変動は連動する傾向が認められた。また、歪変動が認められた深度はボーリング調

査時の孔壁の押し出しや軟質・高含水部に位置することから、すべり面相当と評価した。浅部すべり面は歪変動状況から、被災時に実際に滑動したすべり面であると考えた。深部すべり面は、No.5孔深度6.5m~7.5mとNo.7孔深度5.5m~6.5mにおいて、潜在~準確定<sup>1)</sup>の歪変動が認められるとともに、それぞれの歪変動は連動する傾向が認められた。No.9孔およびNo.10孔では連動する歪変動は認められないものの、軟質・高含水部が浅部すべり面以深に認められることから、すべり面相当と評価した。深部すべり面は歪変動状況から、将来的に滑動の恐れがある潜在すべり面であると考えた。以上を元に作成した主測線地質断面図を図-5に示す。

5. おわりに

本調査結果を基に安定解析が実施され、浅部すべり面に対する恒久対策工(崩土除去+砕石盛土+補強盛土)および深部すべり面に対する恒久対策工(地山補強工)がそれぞれ検討・施工された。現在では被災箇所は復旧されており、新たな変状は認められない。

《引用・参考文献》

- 1) 藤原 (1976) : 地すべり調査と解析—实例に基づく調査・解析法— (谷口敏雄 監修), p. 87, 理工図書.
- 2) 藤原 (1979) : 地すべりの解析と防止対策, p. 42, 理工図書.

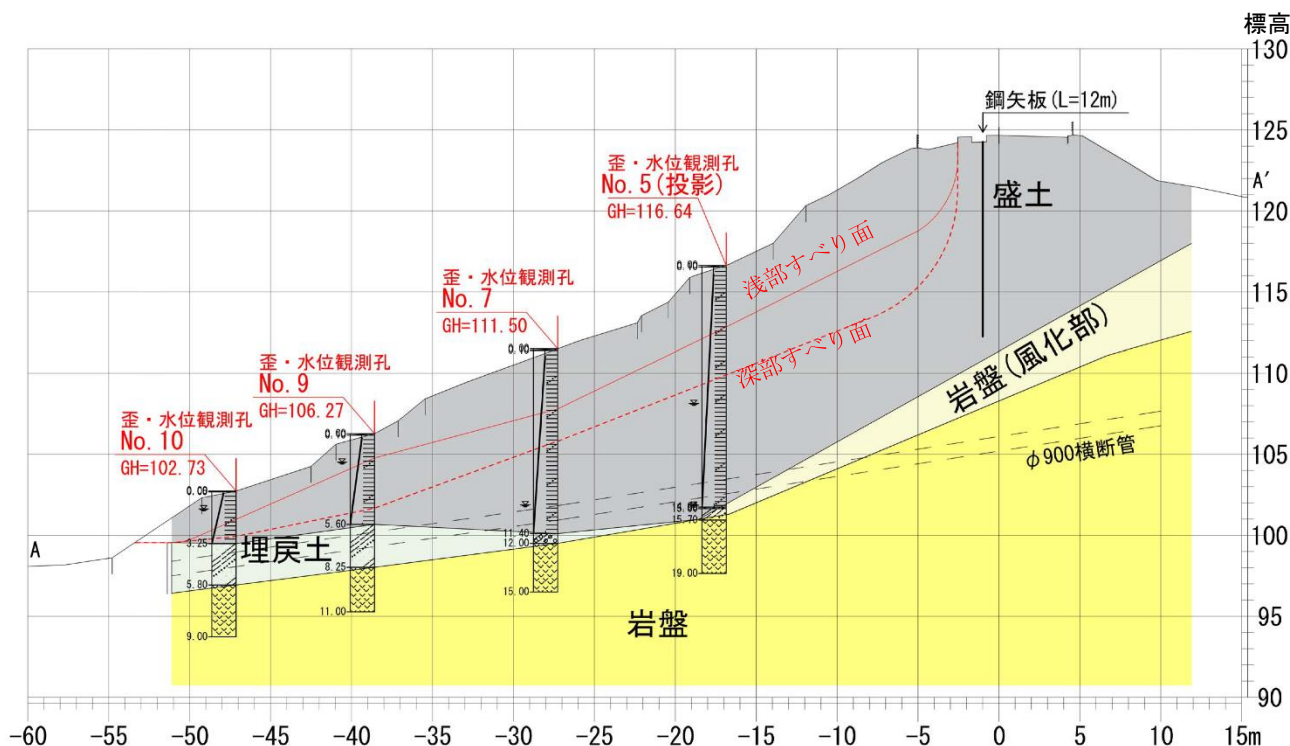


図-5 主測線地質断面図