

第13回 技術発表会 論文集



2017.11.7 (火)
ホテル熊本テルサ

復興

復旧

活動



補強土擁壁の施工中に生じた不測の沈下現象に対する検証および評価

株式会社有明測量開発社 技術部 城戸 昭洋

沈下計算には多くの仮定や不確定要素が含まれているため、計算で求められた沈下量は一つの目安値と考え、施工段階・維持管理段階で動態観測を行って予測値を修正していくことが合理的である。本検討では、軟弱地盤上の補強土擁壁の詳細設計と、施工中に生じた不測の沈下現象に対し、動態観測の結果を踏まえ、沈下現象の検証および評価を行ったものである。

キーワード；補強土擁壁，圧密沈下，動態観測，沈下検証，圧密強度増加

1. はじめに

当該業務は、菊池平野南部の丘陵台地における敷地造成工事であり、地質条件としては、阿蘇火山を噴出源とする降下火山灰質粘性土の黒ボク・赤ボクを主とした軟弱な地盤であった。擁壁工の設計においては、比較検討の結果、低地盤反力の補強土擁壁の採用に至り、支持力向上を目的とした浅層改良を行った。沈下については、特にコンクリート構造物である壁面材直下の沈下量に着目し、表-1、図-1~2に示すとおり、構造物の縦断的な相対沈下が許容変位量以下であることを確認した。しかし、施工にあたり、局所的に設計推定値以上の沈下が確認され、経時的に増大傾向となったため、施工が中断された。

本論文は、工事再開に向けた沈下に対する原因究明と、沈下量の評価、および対策工の必要性を検討したものである。

表-1 スキンの許容変異量の目安¹⁾

スキンの種類	図-1に示すtanθの値
コンクリート	1.5/100 (100mで0.75m)

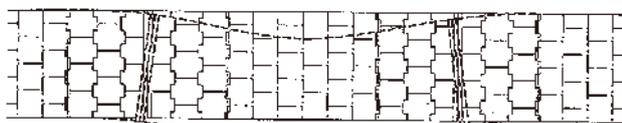


図-1 壁面の不同沈下の模式図¹⁾

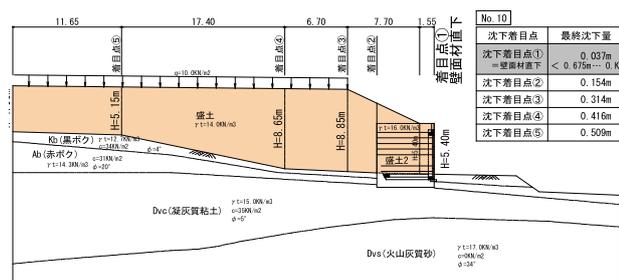


図-2 沈下検討結果図

2. 時系列の整理

沈下検証を行うにあたり、まず施工業者による動態観測をもとに、表-2に示すとおり時系列の整理を行い、沈下現象のポイントとなる事象・施工概要、および沈下量を確認した。また、沈下の影響範囲、程度がわかるように、図-3のとおり沈下動態観測図を作成した。

表-2 最大沈下部時系列表

番号	日付	日数	施工概要	実測/設計	沈下量 (mm)	備考
①	-	0	壁面設置高 5.4m 土嵩コン 0.652	設置基礎高 131.30	-	
②	H25/03/03	2	最下段壁面材設置 (0.6m/5.4m)	131.882/131.880	+ 2	沈下影響なし
③	H25/03/24	23	壁面材設置 (2.4m/5.4m)	133.680/133.680	0	
④	H25/04/04	34	壁面材設置 (3.6m/5.4m)	134.878/134.880	- 2	
⑤	H25/04/10	40	壁面材設置 (4.2m/5.4m)	135.364/135.480	-116	急激な沈下観測
⑥	H25/04/11	41	-	135.364/135.48	-120	
⑦	H25/05/02	62	嵩コン検査 (0.652+0.223)	137.332/137.333	-223	
⑧	H25/05/08	68	-	137.296/137.332	-259	
⑨	H25/05/14	74	路体盛土開始	137.259/137.332	-296	擁壁背面盛土完了
⑩	H25/05/17	77	張りコンクリート	137.241/137.332	-314	
⑪	H25/05/20	(80) 0	路体盛土(工事)途中	137.215/137.332	-340	作業中断 残盛土高 1.6m (初期沈下量 S ₀)
⑫	H25/06/01	12	作業中断・継続中	137.176/137.332	-379	約 10日 で 4cm 沈下
⑬	H25/06/17	28	"	137.157/137.332	-398	約 15日 で 2cm 沈下
⑭	H25/07/03	44	"	137.149/137.332	-406	約 15日 0.8cm 沈下 沈下終息傾向 降雨有り (39mm/h)
⑮	H25/07/12	53	"	137.129/137.332	-426	約 10日 で 2cm 沈下
⑯	H25/07/22	63	"	137.099/137.332	-456	約 10日 で 3cm 沈下
⑰	H25/07/29	70	盛土再開直前	137.093/137.332	-462	約 7日 0.6cm 沈下 (最終実測値)

※ 番号は図-3の引き出しに対応

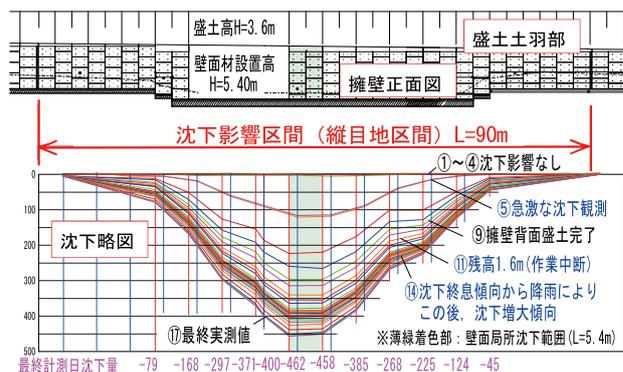


図-3 沈下動態観測図

3. 設計時推定地盤と施工地盤の相違

(1) 基礎地盤の土質・層厚の相違

局所沈下が確認された部分の基礎地盤面は、近隣ボーリング結果から赤ボクと推定されていたが、施工時の記録写真(写真-1)が示すとおり、床堀面の赤丸部分では赤ボクではなく、黒ボクが確認されていた。また、工事中断中に近接箇所でも追加調査ボーリングを行った結果、図-4に示すとおり、局所的に黒ボクが分布していることが確認された。

(2) 設計時および施工後追加調査地盤の比較

設計時の推定地盤線と、追加調査での地層推定線および土質定数を図-5に示す。また、圧密特性定数を図-6に示すとともに、設計時・追加調査時の相違点・着目点等を整理する。

◆ 相違点・着目点

- ① 壁直下部では当初想定地盤線より「黒ボク」が厚く分布、全体の圧密層も1.0m程度深いため、当初より沈下量が大きくなると推定。
- ② 設計前調査時と比べ、黒ボクの圧密降伏応力(Pc)の値が低いため、当初より小さな荷重で沈下し始めると想定。
- ③ 設計前調査時と比べ、黒ボク、赤ボクの圧縮指数(Cc)の傾きが急であるため、荷重増加に対する沈下量は急激に大きくなると想定。
- ④ 調査深度(地表から20m程度)まで、地下水位は確認されていない。

4. 圧密沈下における検討

(1) 最新地盤情報での沈下検討

追加調査に伴う地盤定数(図-5~6)をもとに、算式(1)に示すe-logP曲線による方法²⁾にて圧密沈下量を算出し、実際の沈下事象との相違点等を確認した。

$$S = (e_0 - e_1) / (1 + e_0) \cdot H \quad (1)$$

ここに、

S: 全沈下量(m)

e₀: e-logP曲線における初期鉛直有効応力 P₀の間隙比

e₁: e-logP曲線における盛土荷重による鉛直有効応力 P₁=P₀+ΔPの間隙比

H: 圧密層の層厚(m)

算式(1)から得られた沈下計算結果を図-7に示すとともに、動態観測による実測値と計算値との相違点・着目点等を整理する。

◆ 相違点・着目点

- ① 急激な沈下発生時(水色着色)の計算沈下量0.106mは実測値0.116m(表-3)と概ね一致する
- ② 工事中断盛土(灰色着色)での計算最終沈下量0.158mと実測0.447mは大きく違うため、検証の必要がある。

- ③ 簡易計算確認では、最終盛土(黄色着色)の影響による今後の残留沈下量は少ないと想定。
(最終計画高まで盛土した場合、沈下量の増加割合は1.01倍程度と推測)



写真-1 局所沈下下部の地盤改良前写真

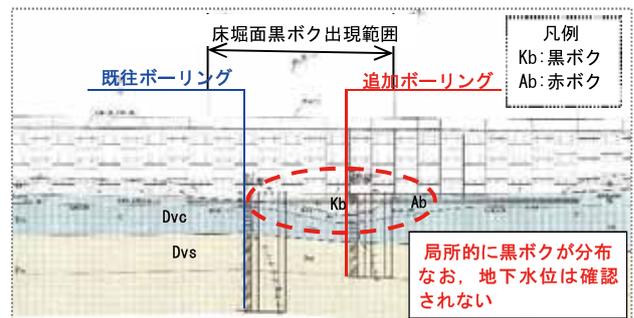


図-4 追加ボーリング後の地層推定縦断面図

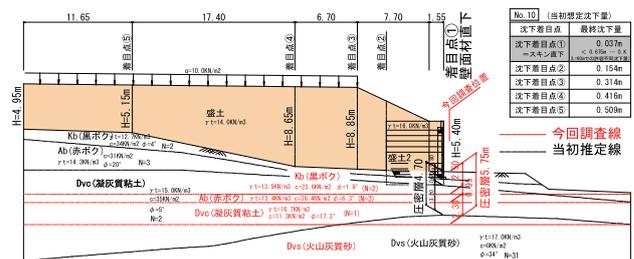


図-5 地層推定(当初・追加変更)重ね断面図

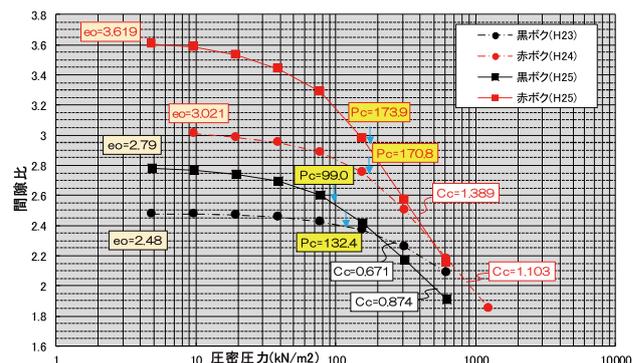


図-6 全体e-log曲線(当初・追加)重ね図

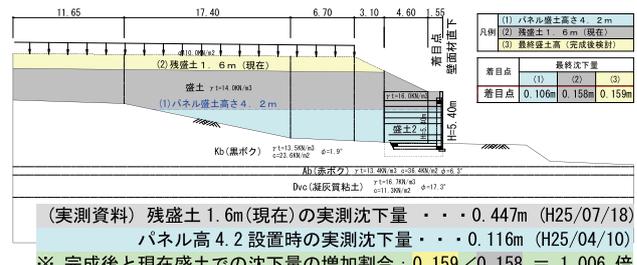


図-7 追加調査による沈下計算検討結果図

(2) 動態観測からの最終・残留沈下量の推定

a) 沈下予測方法

今後の沈下挙動を推定する手法はいくつかあるが、一般的に盛土完成後、短時間の推定に適用される双曲線法による方法²⁾を用い、最終沈下量および残留沈下量を推定することとした。以下に算式を示す。

$$St = So + t / (a + b \cdot t) \quad (2)$$

$$Sf = So + 1 / b \quad (3)$$

ここに、

St : 時間tにおける沈下量

So : 起点日(盛土完成日)の初期沈下量

Sf : 最終沈下量 (t = 無限日数)

t : 起点日(盛土完成日)からの経過日数(日)

a, b : 実測沈下量から求められる係数

b) 観測記録の整理

動態観測により得られた情報を、盛土施工中と盛土完了(中断)時に分けて整理し、図-8に示すとおり、実測値-沈下曲線を作成した。また、図-9に示すとおり、最小二乗法により沈下量および沈下時間の近似直線グラフを作成し、沈下曲線のパラメータである定数a(切片), b(傾き)を求めた。

c) 残留沈下量および圧密度の推定

算式(2)より、盛土中断時からの時間(t)における沈下量を求め、図-8のとおり計算値-沈下曲線を作成し、実測値と対比させた。また、算式(3)および表-2の実測値から推定される最終沈下量を求め、残留沈下量および現在の圧密度を把握した。

- 最終沈下量(Sf) : $34.0\text{cm} + 1 / 0.057 = 51.5\text{cm}$
- 残留沈下量 : $51.5\text{cm} - \text{最終実測値 } 46.2\text{cm} = 5.3\text{cm}$
- 圧密度(U) : $46.2\text{cm} / 51.5\text{cm} \times 100 = 89.6\%$

検討の結果、施工中断盛土高(残盛土高1.6m)での最終沈下量は51.5cm、残留沈下量は5.3cm、圧密度は90%程度であり、沈下は概ね終息傾向にあると確認された。しかし、図-8に記す実測値7/3(44日)の降雨以降、沈下量が増加傾向にあり、現在までの観測結果資料ではデータ量不足から、最終沈下量を過小に評価する恐れがあったため、再度、降雨等を考慮した検証を行うこととした。

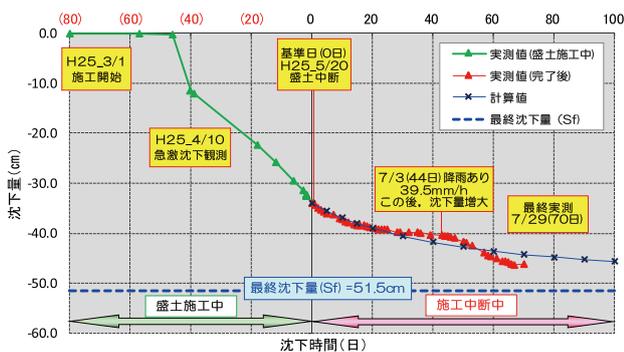


図-8 実測・計算沈下曲線対比図 (降雨後検討)

(3) 沈下現象の検証および沈下量評価

a) すべりを考慮した沈下検証 (湿潤状態)

局所的に沈下していた壁面材(図-3に示す緑着色部)に着目し、図-10に示すように降雨等が原因で当該部分に応力が集中するような直線すべりが発生したと仮定し、検討を行った。

検討の結果、図-10に示す施工中断盛土高(灰色着色)における最終沈下量0.452mと、図-11に示す降雨前までの湿潤状態として整理した双曲線法の最終沈下量0.431mが概ね一致することが確認できた。また圧密度と圧密日数の関係も、計算値では90%で60日程度と、現状の90%で70日と概ね一致することが確認できた。これより、図-10に示す最終完成盛土(黄色着色)における最終沈下量も概ね一致すると判断した。

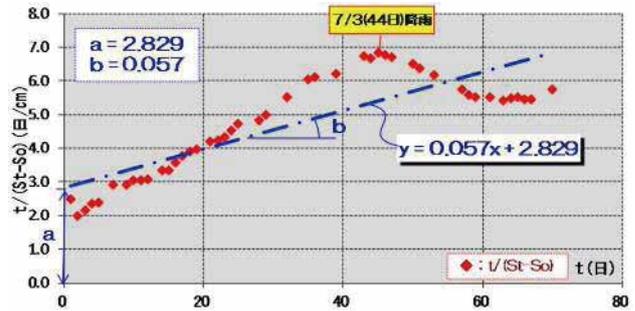


図-9 最小二乗法によるa, bの設定図

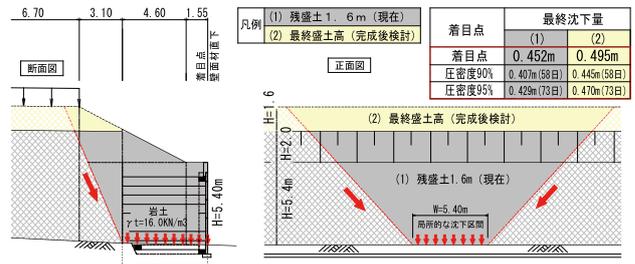


図-10 滑りを考慮した沈下検討結果図

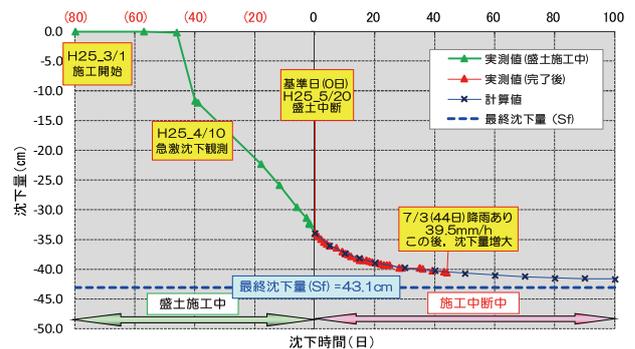


図-11 実測・計算沈下曲線対比図 (降雨前検討)

b) 降雨後における沈下検証 (飽和状態)

降雨後の検証は、背面盛土材が降雨により飽和状態となることで荷重が増加すると仮定し、検証の方法としては、盛土材の飽和重量と湿潤重量の重量比から、図-10に示す現在の施工中断盛土高(灰色着色)における最終沈下量を推定することとした。

- ・飽和重量(γ_{sat})と湿潤重量(γ_t)の重量比率
 $17.0\text{KN/m}^3 \div 16.0\text{KN/m}^3 \approx 1.1$ 倍
- ・施工中断盛土高(灰色着色)での想定最終沈下量
 $45.2\text{cm} \times 1.1$ 倍 $\approx 49.7\text{cm}$

この想定最終沈下量 49.7cm は、**図-8** に示す降雨後検討の双曲線法により算出した最終沈下量 51.5cm と概ね一致することから妥当な値と判断した。同様に、**図-10** に示す残工事である 1.6m の盛土を実施した後の最終盛土高(黄色着色)における最終沈下量、残留沈下量、および圧密度を算出した。

- ・最終盛土高(黄色着色)での想定最終沈下量
 $49.5\text{cm} \times 1.1$ 倍 $\approx 54.5\text{cm}$
- ・最終実測値(**表-3**)での残留沈下量および圧密度
 $54.5\text{cm} - 46.2\text{cm} \approx 8.3\text{cm}$
 $46.2\text{cm} / 54.5\text{cm} \times 100 = 84.8\%$

c) 沈下量の評価

沈下量の許容値については、**表-1**および**図-1**に示すとおり、構造物の縦断的な相対沈下が許容変位量以下であることを確認する必要がある。

本現場での縦目地間の事象・不同沈下区間は**図-3**に示すとおり $L=90\text{m}$ であったため、壁面材が変状を示すことがないとみなされる許容変位量は 67.5cm と算出された。前項にて算出した推定最終沈下量は 54.5cm であったことから、許容変位量を満足することが確認できた。また、残留沈下量、圧密度についても 10cm 以下、85%程度と沈下も概ね終息傾向にあることが確認できた。

5. 支持力に対する検討

支持力に対する検討は、圧密による粘性土の強度増加を考慮して検討²⁾を行った。以下に強度増加後の粘着力 $C(\text{kN/m}^2)$ の算定式を示す。

$$C = C_0 + m \cdot (P_0 - P_c + \Delta P) \cdot U \quad (4)$$

ここに、

- C_0 : 盛土前の現地盤の粘着力(kN/m^2)
- m : 強度増加率
- P_0 : 盛土前の鉛直有効応力(kN/m^2)
- P_c : 先行圧密応力(kN/m^2)
- ΔP : 盛土加重による鉛直有効応力(kN/m^2)
- U : 圧密度

表-3に支持力の判定結果を示すが、圧密に伴う粘着力の強度増加を見込むことで、支持力に対しても問題がないことが確認された。

6. おわりに

補強土擁壁は一般のコンクリート擁壁に比べると柔な構造体である。このため、壁面材直下付近を除くと盛土としての挙動が期待できるため、沈下が必

ずしも不安定要因とはならないことが知られている。本現場では**写真-2**に示すとおり、壁面材直下付近が局所的に沈下し、想定を大きく超えた沈下量が経時的に計測され、施工中断となったことから様々な検証を行うこととなった。

早期工事再開が望まれた、不測の沈下現象について、当初は対策工を行うことを前提に、部分改築や追加改良等の基礎補強が想定されていたが、適正な評価で対策工が不要となり、補足盛土のみで対応できたことは評価できる。課題としては、限られた時間の中で、分かりやすい説明資料を作成・提示する難しさ、必要性を痛感したことである。今後も本経験を生かし、多方面から物事をとらえ、考え、そしてシンプルな資料により提示・提案できるように日々精進していきたい。

写真-3は現在の補強土擁壁である。自然植生は変化しているものの沈下は収まり、昨年4月の熊本地震を経た今日でも、沈下変状の進行は確認されない。

表-3 支持力検討結果

	ケース	安全率	直接基礎		判定	浅層改良基礎 (t=0.90m)		判定
			最大地盤反力	許容支持力		最大地盤反力	許容支持力	
盛土直下	常時	2.0	114.46	160.14	0. K	-	-	-
	地震時	1.5	114.46	213.52	0. K	-	-	-
備考	※1 基礎底面地盤：直接基礎検討時・黒ボク (kb) で、粘着力の強度増加考慮。 ※2 黒ボクの強度増加率 (m) は、室内試験結果 (m \geq 1) および土質条件 (軟弱指数 P. 83 : 粘性土 (0.30~0.45) ~ 有機質土及び黒泥 (0.20~0.35)) を考慮し 0.35 に設定。 ※3 強度増加計算に係る鉛直増加応力 (Δp) は、検討 2-3 で算定した圧密沈下計算時の値を採用。 ※4 強度増加計算に係る圧密度 (U) は、検討 2-4 で算定した値 (≈ 0.8) を採用。 ※5 強度増加計算に係る鉛直有効応力 ($P_0 - \gamma \cdot H$) および先行圧密応力 (P_c) は、今回の土質試験結果を採用。							
土質名	記号	設計 N 値	粘着力 C (kN/m^2)	せん断抵抗角 ϕ_u ($^\circ$)	湿潤重量 ρ_t (kN/m^3)			
黒ボク	Kb	2	62.8	0 (1.9)	13.5			
強度増加計算 (指針 P. 147)		$C = C_0 + m \times (P_0 - P_c + \Delta p) \times U = 23.6 + 0.35 \times (20.25 - 99.0 + 218.8) \times 0.8 \approx 62.8$						



写真-2 沈下状況写真 (H25. 5. 27撮影)



写真-3 現況状況写真 (H29. 8. 19撮影)

参考文献

- 1) 補強土 (テールアルメ) 壁工法 設計・施工マニュアル : (財) 土木研究センター PP. 107-108, 平成15年11月
- 2) 道路土工 軟弱地盤対策工指針 (平成24年度版) : (社) 日本道路協会 PP. 83, PP. 147, PP. 373-375 平成24年8月

(2017. 9. 8 提出)