

泥炭地盤上の高盛土の軟弱地盤対策 — グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良工法 の動態観測結果 (続報版) —

釧路開発建設部 釧路道路事務所 第3工務課 ○富永 真弘
廣瀬 篤
株式会社ドーコン 環境事業本部 地質部 原 靖

北海道横断自動車道阿寒IC～釧路IC間(令和6年度供用予定)は、全区間の約75%が泥炭性軟弱地盤上の盛土区間で、起点側の丘陵地の沢部に軟弱な泥炭層が厚く堆積する区間では盛土高16mの高盛土が計画され、軟弱地盤対策が必要となった。

本論文は、建設コスト縮減等を踏まえ適用された新たな軟弱地盤対策工「グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良工法」の盛土完了時における動態観測結果について報告するものである。

キーワード：設計・施工、新工法、軟弱地盤対策、高盛土

1. はじめに

北海道横断自動車道「阿寒IC～釧路西IC間L=17km」(図-1)は、釧路市阿寒町下舌辛から釧路市市街地近郊を結ぶ高速自動車国道で、平野部(阿寒IC～舌辛橋間および桜田大橋～釧路西IC間)と丘陵地(舌辛橋～桜田大橋間)を通過する路線となっており、全区間の約75%が軟弱地盤上の盛土区間で計画されている。

平野部の地盤は、表層から泥炭層(層厚1～3m程度)・中間砂層(層厚5～10m程度)・シルト質粘性土層(層厚10～25m程度)が分布する層厚15～40m程度の泥炭性軟弱地盤が広範囲に形成されている。



図-1 【阿寒IC～釧路西IC間】盛土施工箇所図

また、丘陵地は礫や砂で構成された段丘堆積物等が主に分布し、その沢部には平野部よりも軟弱層の全厚は薄い、層厚2～11m程度の泥炭層や粘性土層で構成される泥炭性軟弱地盤が分布している。

今回報告する盛土施工箇所(図-1)の丘陵地の沢部には、低強度かつ高含水状態の軟弱な泥炭層が傾斜した基盤(砂質土層)の上に厚く堆積する区間で、計画盛土高16m程度の高盛土を構築する計画(区間延長L=190m)であった。

このような軟弱地盤上に無対策で盛土を構築すると、①軟弱地盤の圧密沈下、②盛土のすべり破壊、③盛土に伴う周辺地盤への変位が生じるため、設計時にこれら問題点を解決する軟弱地盤対策工の検討が必要となる。

当該箇所では上記①～③の問題点に加え、計画路線のR側に湿地保全が必要なタンチョウ生息域が隣接していたため、盛土を構築することでL側からR側方向に流下する地下水の通水阻害が生じないように、④周辺環境への配慮(湿地乾燥化の防止)も必要であった。

さらに、当該箇所の起点側に存在する大切土区間の現地発生土を盛土材として流用する計画であるが、施工期間は最大2年と限定され、⑤工程上の制約もあった。また、当該盛土区間内には、補強土および横断管渠の設置が計画されており、⑥付帯作工物の基礎地盤対策も併せて検討する必要があった。

そこで、これら種々の課題を解決し、かつ建設コストの縮減が可能な軟弱地盤対策工として、新工法の「グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良工法」(低改良率の固化改良体にジオセティックスで中詰材を巻き上げたグラベル基礎補強体を面的に配置する工法)が当該箇所の一部区間に適用されることになった。

本論文は、盛土完了時における動態観測結果を踏まえ、新工法で構築した盛土の沈下・安定対策や周辺地盤の変位抑制効果、改良体に作用する上載荷重の荷重分散効果等に関して報告するものである。

2. 地盤条件と施工条件

図-2は当該箇所の代表的な盛土断面である。地盤は、L側からR側方向に下り勾配で傾斜した基盤の砂質土層（Ag2）の上位に、圧密沈下やすべり破壊の対象となる泥炭層（Apt）が堆積している。

この泥炭層（Apt）の層厚は、L側のり尻部で2m程度、R側のり尻部で9m程度と、基盤の傾斜によりR側へ厚く分布する。また、自然含水比 $w_n=460\%$ 程度と高含水比であり、深度3m付近まで粘着力 $c=5\text{kN/m}^2$ 程度と非常に軟弱であった（表-1）。

当該盛土はこの軟弱な泥炭層上に計画盛土高約16mの高盛土を構築する計画であり（図-2）、前述したように①軟弱地盤の圧密沈下、②盛土のすべり破壊、③盛土に伴う周辺地盤への変位、④周辺環境への配慮（地下水の通水性確保）、⑤工程上の制約（施工期間は最大2年と限定）、⑥付帯作工物（補強土および横断管渠）の基礎地盤対策、などの課題があった。

上記①～⑥の諸条件に対して軟弱地盤対策工を検討した結果、セメント系固化材により泥炭層の強度を向上させる地盤改良（固結工法）以外の工法では、当該盛土の構築が困難との結論を得た（対策工費が安価な載荷重工法、バーチカルドレーン工法や真空圧密工法では、盛土構築時のすべり安全率は $F_s<1.20$ となり、盛土の立上げが不可能）。

ここで、少しでも地盤改良工のコスト削減を図るため、当該盛土区間（P72,790～72,980:L=190m）の中で泥炭層が道路横断方向に一樣に分布する区間（P72,880～72,960:L=80m）に「グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良工法（低改良率 $a_p=35\%$ ）」を適用し、それ以外の区間は一般的な泥炭層に対する改良率 $a_p=50\%$ の地盤改良工法を適用した（図-3）。

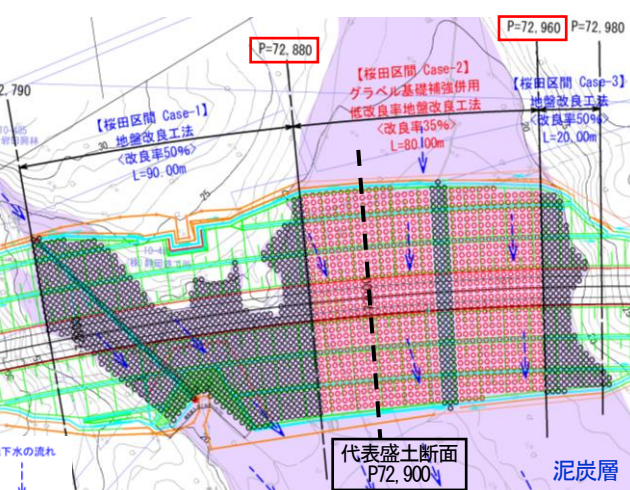


図-3 当該盛土区間の対策工平面図 (P72,790～72,980)

これは「グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良工法」をL側からR側にかけて泥炭層が一樣に分布していない区間（L側地山～R側泥炭）に適用した場合、不同沈下により盛土の安定性が懸念されるためである。

今回、全延長L=190mのうち、L=80mに「グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良工法（低改良率 $a_p=35\%$ ）」を適用することにより、全延長を改良率 $a_p=50\%$ で地盤改良した場合と比較してコスト削減が可能となった。

今回、全延長L=190mのうち、L=80mに「グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良工法（低改良率 $a_p=35\%$ ）」を適用することにより、全延長を改良率 $a_p=50\%$ で地盤改良した場合と比較してコスト削減が可能となった。

3. グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良工法の概要

当該盛土の軟弱地盤対策工として適用したグラベル基礎補強併用低改良率地盤改良工法とは、図-4に示すように低改良率の改良柱体上（低改良率地盤改良工法）にジオシンセティックスで中詰材を巻き上げたグラベル基礎補強体（グラベル基礎補強工法¹⁾）を面的に配置する工法である。

特長は、低改良率地盤改良工法による沈下対策と、グラベル基礎補強工法によるすべり安定対策を併用したものであり、その施工手順は以下のとおりである。

①盛土底面下の軟弱層にサンドマットを敷設し、低改良率の改良柱体を打設、改良地盤を造成する（写真-1）。

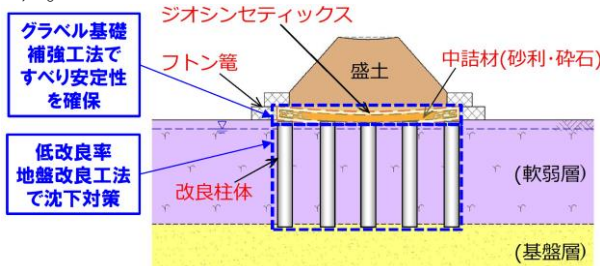


図-4 グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良工法概念図

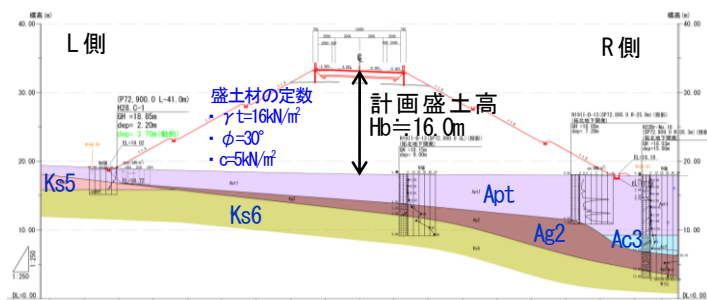


図-2 代表盛土断面と土層断面図 (P72,900)

表-1 盛土箇所の地盤特性

地下水位 GL-(m)	土層名	土層 記号	深度 z (m)	層厚 (m)	N値 N (回)	自然 含水比 Wn (%)	単位 体積 重量 γt (kN/m³)	粘着力 C (kN/m²)	内部 摩擦角 φ (°)	強度 増加率 m
▽ GL-0.0m	泥炭	Apt	3.00	3.00	0	460	10.5	5.0	-	0.40
	粘性土	Ac3	11.20	2.40	4	80	15.0	2.5z	-	0.35
	砂質土	Ag2	-	-	7~24	-	19.0	-	36	-
	砂質土	Ks5	-	-	-	-	18.0	-	38	-
	砂質土	Ks6	-	-	15~48	-	18.0	-	38	-



写真-1 地盤改良施工状況(左)と施工後の改良柱体(右)



写真-2 のり尻ふとん簀(左)と中詰材の施工状況(右)



写真-3 ジオシンセティックス(上面)の敷設状況

②のり尻部にフトン簀($t=50\text{cm}$)を設置する(写真-2)。
③盛土底部にジオシンセティックス(下面)を敷設し、そこにのり尻ふとん簀を型枠とし中詰材($\phi 0\text{-}80\text{mm}$ 級の砂利・碎石: $t=50\text{cm}$)を敷均し転圧を行う(写真-2)。

④中詰材を包み込むようジオシンセティックス(上面)を敷設し、盛土中央で重ね合わせ完成(写真-3)である。

また、本工法は、以下の対策効果を期待できるものである。

【沈下対策】基盤面に着底させた改良体上面にグラベル基礎補強体(ジオシンセティックスで巻き上げた中詰材)が面的に敷設される構造のため、沈下抑制、不同沈下の防止、圧密沈下時間を低減できる。

【すべり安定対策】ジオシンセティックス+中詰材の敷設により、盛土底部のせん断強度が増すため、盛土のすべり安定性の向上と、盛土施工速度の調整不要により施工期間を短縮できる。

【周辺地盤の変位対策】盛土自体の沈下が抑制されるため、周辺地盤への変位を抑制できる。

【盛土底部の地下水通水対策】盛土底部に透水性の高い砂利・碎石(中詰材)を敷設するため、盛土構築に伴う地下水の通水阻害を抑制できる。

図-5は当該箇所における本工法適用区間の対策工断面図(P72,900)を示した。

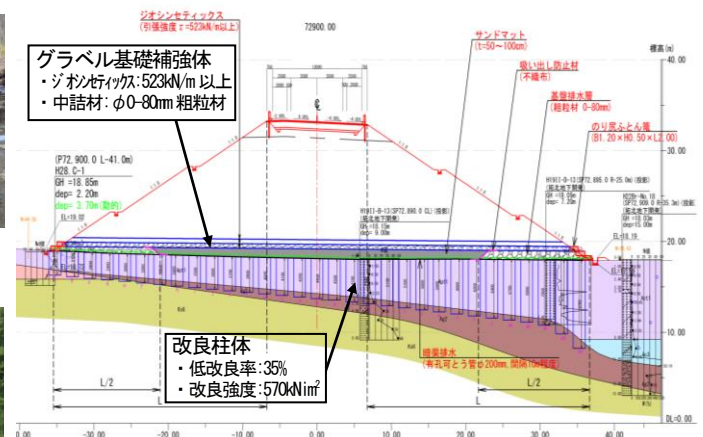


図-5 本工法適用区間の対策工断面図(P72,900)

グラベル基礎補強工法によるすべり安定対策工の諸元は、盛土のすべり安全率 $F_s \geq 1.20$ を確保するため、ジオシンセティックス(120年耐久時の設計強度 $T_A=537\text{kN/m}$)と $\phi 0\text{-}80\text{mm}$ 級の粗粒材による構成とした。

低改良率地盤改良工法による沈下対策工の諸元は、盛土(上載荷重)が改良体に作用した場合における圧縮破壊に対する安全性を確保するため、グラベル基礎補強体を敷設した状態での応力を解析で求め、改良率 $a_p=35\%$ 、改良強度 $q_{uk}=570\text{kN/m}^2$ の改良条件とした。

4. 動態観測の計器設置箇所

図-6は代表盛土断面(P72,900)における動態観測の計測機器の配置図である。本工法の対策効果やグラベル基礎補強体の挙動、盛土施工時の安全性などを確認することを目的に、沈下板、フトン簀の沈下量計測ポイント、変位杭、土圧計、ひずみゲージ、間隙水圧計を設置した。

盛土は、R3.7月より施工を開始し、R4.8月末に最終盛土(盛土46層)の施工が完了している。昨年度は、盛土途中段階(盛土31層)の動態観測結果を速報版として報告した。今年度は、続報版として盛土完了後のR4.12月中旬までの動態観測結果を報告する。

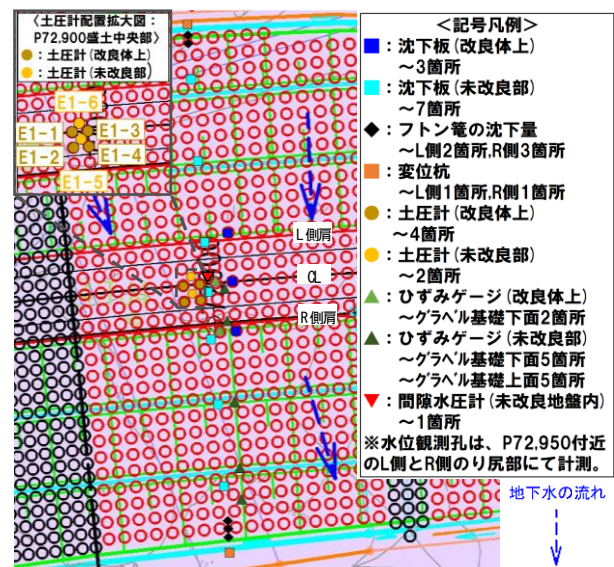


図-6 動態観測の計器配置平面図(P72,900)



写真-4 盛土施工完了後の全景(起点側より望む)

写真-4は当該箇所の盛土施工完了後の全景（R4.10月20日撮影）を示した。

5. 動態観測結果

(1) 沈下量

図-7は盛土とりのり尻フトン管の沈下量の推移、図-8は盛土横断方向の沈下量の推移を示したものである。改良体および未改良部ともに、盛土施工に伴い沈下が確認されている。なお、無処理地盤の沈下計算では計画盛土高を確保する必要盛土厚 $H_t=18.0\text{m}$ に対して、 2.5m 程度の沈下が推定されていた。

図-7、8より、最終盛土厚 $H_t=15.3\text{m}$ 施工完了後の未改良部の沈下量は、盛土中央部で 51cm 、L側のり肩部で 53cm 、R側のり肩付近で 45cm 、L側ステップ部で 34cm 、R側ステップ部で 18cm 、L・R側のり尻部では 5cm 未満であった。改良体の沈下量は、盛土中央部で 55cm 、盛土のり肩部で $51\sim 56\text{cm}$ であった。前回の報告から大きな沈下進行は確認されておらず、現時点で沈下は収束した状態である。

本工法は改良体を基盤とみなした砂質土層（Ag2）まで施工し、その上にグラベル基礎補強体および盛土を構築する構造のため、沈下は殆ど発生しないものと考えていた。しかしながら、上記のとおり、改良体と未改良部に同程度の沈下が確認された。その沈下の発生要因は、改良体上では上載荷重が改良体を通して砂質土層（Ag2）に直接伝達することで砂質土層の緩い箇所に即時沈下が発生、未改良部では改良体の沈下に追従して泥炭層（Apt）にとも下がりの沈下が発生したと推察される。

一方、のり尻に段積みしたフトン管では、盛土の沈下による影響は受けずに、殆ど沈下は発生していないことが確認された。このため、本工法は、軟弱地盤における盛土構築に伴う周辺地盤への変位抑制効果が十分に期待できる工法であるといえる。

(2) 間隙水圧

図-9は盛土施工時における未改良部の泥炭層深度 1.5m での間隙水圧の推移を示したものである。

間隙水圧は、盛土施工に伴う圧密沈下発生時に増加傾向を示し、盛土終了後に徐々に消散していくのが一般的であるが、当該施工においては、短い放置期間でも直ぐに消散傾向を示している。また、最終盛土厚 $H_t=15.3\text{m}$ 施

工完了後の間隙水圧は 26kPa であり、盛土施工前の間隙水圧計設置時の計測値 19kPa から 7kPa 程度の増加しかなく、大きな間隙水圧の上昇は確認されていない。

これは、既往文献³⁾で述べているとおり、盛土荷重がある程度の剛性を有するグラベル基礎補強体を介して改良体に伝搬したことによる圧密沈下の低減効果に加え、盛土底面下の泥炭地盤上に敷設したサンドマットやグラベル基礎補強体の排水効果により、泥炭地盤内の間隙水圧は大きく上昇せず、短い放置期間で消散したと考えられる。

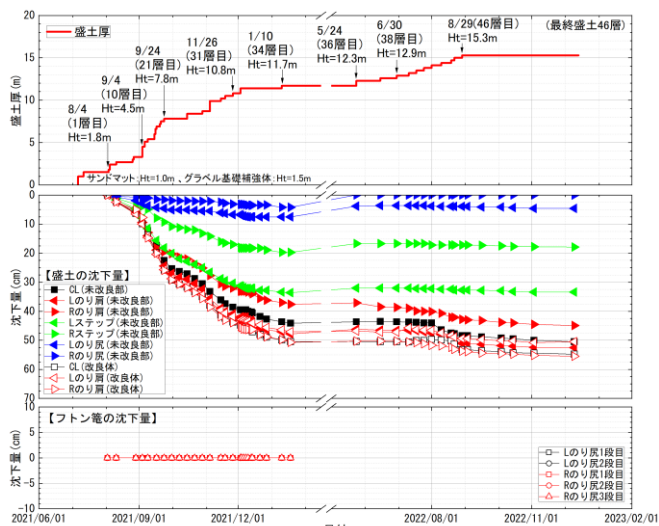


図-7 盛土とりのり尻フトン管の沈下量の推移

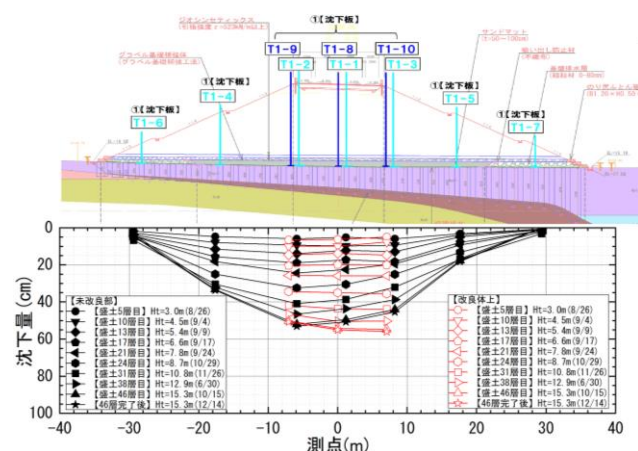


図-8 盛土横断方向の沈下量の推移

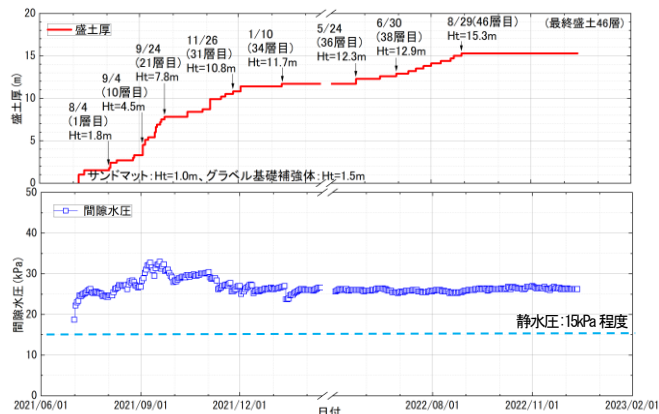


図-9 間隙水圧の推移

(3) ジオシンセティックスのひずみ

図-10はグラベル基礎補強体の上・下面に設置したジオシンセティックスのひずみと各地点に設置した土圧の推移、図-11は盛土施工時の横断方向のひずみ状況を示したものである。盛土構築に伴うジオシンセティックスの経時変化をみると、ひずみは盛土施工に伴いグラベル基礎補強体の上・下面ともに引張側に作用しているか、殆ど変化が無い状態になっている。盛土横断方向のジオシンセティックスをみると、引張側に作用している箇所は、盛土中央部やのり面中央ステップ部付近、殆ど変化が無い箇所は盛土のり肩部やのり尻付近であることが確認された。また、改良体上と未改良部のひずみでみると、改良体上は $2000 \sim 4000 \mu$ 、未改良部は $1000 \sim 2000 \mu$ で、その差は最大 2000μ （ $\div$ ひずみ 0.2% ）と比較的小さい値を示している。これより、部分的に大きなひずみが生じている箇所はなく、グラベル基礎補強体に生じているひずみは、横断方向全体に一樣に作用しているといえる。

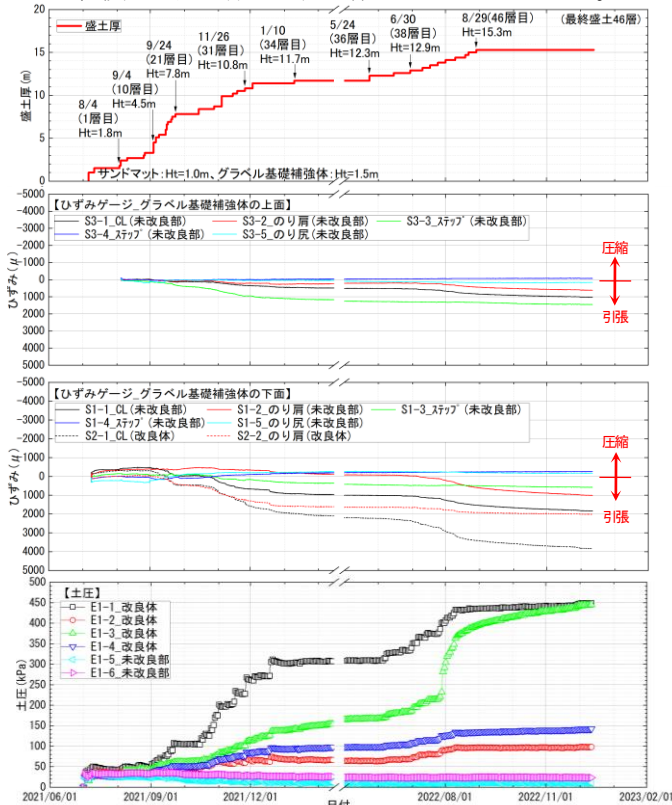


図-10 ひずみと土圧の推移

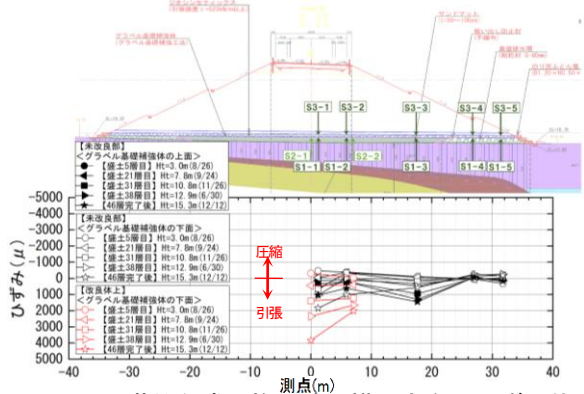


図-11 段階的な盛土施工時の横断方向のひずみ状況

(4) 土圧

図-10の最下図は図-6に示す改良体上と未改良部の地盤上に設置した土圧の推移である。土圧の計測目的は、本工法における改良体に作用する荷重低減効果の確認である。

以下、改良体に作用する設計荷重（改良体の設計強度 q_{uk} ）を、改良体上で計測された実土圧と比較した。改良体上の土圧計のうち土圧計E1-2, E1-4は、改良体の着底地盤での沈下の影響により盛土荷重の増加と連動する動きを示していない。これに対して、土圧計E1-1は、改良体の着底地盤での沈下の影響を受けずに盛土荷重の増加と連動する動きを示している。一方、土圧計E1-3は、当初着底地盤での沈下の影響を受けていたが、改良体の沈下の進行に伴い堅固な層に着底したものと推察でき、最終的にE1-1と同様の土圧を示したと考えられる。よって、これらE1-1, E1-3の土圧を真値として検討した。

前述したとおり、改良体に作用する設計荷重は、グラベル基礎補強体を敷設した状態での応力を解析で求め $q_{uk}=570 \text{ kN/m}^2$ と設定している。一方、改良体上の土圧の最終計測値は $p=447 \text{ kPa}$ （E1-1の 449 kPa とE1-3の 445 kPa の平均値）である（図-10）。以上より、改良体上の土圧は改良体に作用する設計荷重よりも小さい値（ $p < q_{uk}$ ）を示すため、設計荷重の低減が示唆された。

そこで、改良体に作用する設計荷重を盛土荷重がグラベル基礎補強体の敷設面下に等分布に作用すると仮定し図-12の式³⁾より検討した結果、 $q_{uk}=456 \text{ kN/m}^2$ となる。計算の諸条件は、上載荷重 $W=164.17 \text{ kN/m}^2$ （盛土総重量を盛土敷設幅で除して算定、盛土厚換算 $H_t=9.08 \text{ m}$ に相当：図-13）、安全率 $F_s=1.0$ 、改良率 $a_p=36\%$ （出来形による改良率）である。この結果、改良体上の土圧 $p=447 \text{ kPa}$ と改良体に作用する設計荷重 $q_{uk}=456 \text{ kN/m}^2$ は、概ね一致する値（ $p \div q_{uk}$ ）を示した。

以上より、グラベル基礎補強体は盛土荷重を等分布に分散させるような対策効果（荷重分散効果）が期待でき、改良体の設計強度の低減が可能となる結果が得られた。

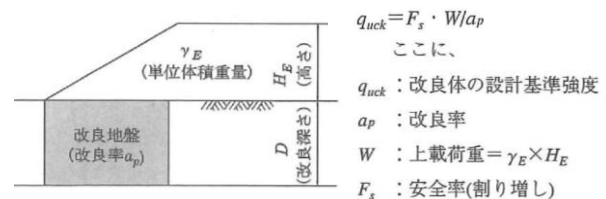


図-12 改良強度と盛土高さ³⁾

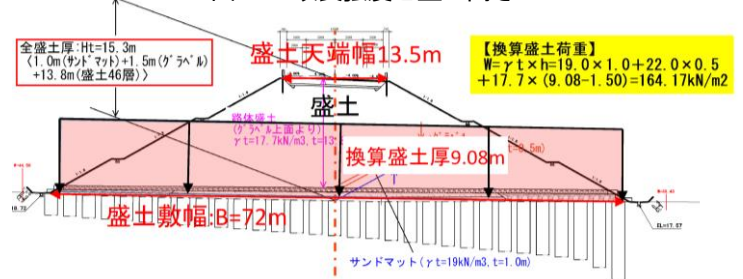


図-13 盛土荷重分散の概念図

(5) 地下水位

図-14は盛土のL側（沢上流側）とR側（沢下流側）ののり尻部（P72.950）で計測した盛土構築に伴う地下水位の推移と降雨データ（アメダス：観測地点阿寒）を併記したものである。

盛土施工期間中におけるL側の地下水位は地表面付近で一定であるのに対して、R側の地下水位は多少の変動が確認されたが、その変化量は10cm程度であった。盛土完了後においては、L側およびR側ともに、地下水位は地表面付近にあり、盛土施工前の水位からの変動はないことが確認された。このことより、地下水は常時L側からR側に流下している状況にあり、盛土構築に伴う通水の障害は生じていないと考えられる。

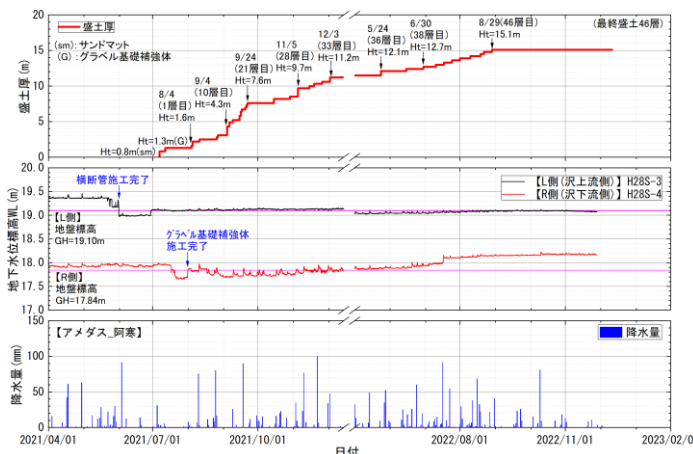


図-14 地下水位の推移

6. まとめ

前述までの動態観測結果から得られた本工法の知見および軟弱地盤対策工の有効性をまとめ以下に示した。

- 1) 盛土構築に伴い、改良体と未改良部に同程度の沈下が認められた。その沈下の発生要因は、改良体上では上載荷重が改良体を通して砂質土層（Ag2）に伝達し砂質土層の緩い箇所にて即時沈下が発生、未改良部では改良体の沈下に追従して泥炭層（Apt）にとも下がりの沈下が発生したと推察された。
- 2) のり尻に段積みしたフトン簀では、盛土の沈下による影響は受けずに、殆ど沈下は発生していないことが確認された。このため、本工法は、軟弱地盤上の盛土構築に伴う周辺地盤への変位対策として有効な工法であることが確認できた。
- 3) 未改良部の泥炭地盤内の間隙水圧は、盛土構築に伴い大きく上昇せず、盛土放置時には消散傾向を示していることが確認された。これは、盛土荷重がある程度の剛性を有するグラベル基礎補強体を介して改良体に伝搬したことによる圧密沈下の低減効果に加え、盛土底面下に敷設したサンドマットやグラベル基礎補強体の排水効果によるものと考えられた。

- 4) グラベル基礎補強体のジオシンセティックスに生じているひずみは、部分的に大きなひずみが生じている箇所は確認されず、横断方向全体に様に作用していると考えられた。
- 5) 実土圧の測定により、グラベル基礎補強体は盛土荷重を等分布に分散させるような荷重分散効果が期待できるため、改良体の設計強度の低減が可能と考えられた。
- 6) L側からR側に流下している地下水は、盛土構築に伴い通水障害が生じていることは確認されず、通水対策として有用であることが確認できた。
- 7) 2章で述べた①～⑥の課題に対して、①盛土の沈下は複合地盤としての沈下はみられたが無処理時（2.5m程度の沈下発生）より大幅に低減された、②盛土のすべり破壊および③周辺地盤への変位は認められない、④盛土構築に伴う地下水の通水障害は生じていない、⑤盛土施工速度の調整不要により施工期間が短縮された、⑥付帯作工の基礎地盤対策と盛土の沈下・安定対策を一連の工事（地盤改良）で施工できた、以上より、本工法の軟弱地盤対策工としての有効性を確認できた。

7. おわりに

本工法は軟弱地盤上の盛土構築における様々な問題を解決でき得る工法として平成28年5月27日に（国研）土木研究所寒地土木研究所と（株）ドーコンの共同出願で特許登録（番号：第5939721号，名称：地盤上の盛土の補強方法，荷重予定地の補強方法，及び，補強構造）された工法である。しかし、道内での施工実績が少なく未だ設計手法が確立されていない状況にあることから、今回の動態観測結果を基に設計手法が確立され広く普及することで今後の軟弱地盤対策工事の一助になれば幸いである。
謝辞：最後に、本工法の設計、動態観測の計測機器配置、本論文の作成にあたり、ご指導頂きました北見工業大学川口教授、北海道科学大学川端教授、北海学園大学所准教授、北海道科学大学松田講師、寒地土木研究所橋本主任研究員、宮坂建設工業株式会社札幌支社林氏、また、当該箇所の盛土施工、動態観測の計測機器設置・計測にご協力頂きました施工業者各位に、ここに記して深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 松田圭大，林啓二，木幡行宏，久保幹男，倉知慎直，安達健二：泥炭地盤上のグラベル材を用いた盛土補強工法，第50回地盤工学研究発表会講演概要集，pp.573-574，2015。
- 2) 橋本聖，林宏親，川尻峻三，川口貴之，山梨高裕：グラベル基礎補強を併用した低改良率地盤改良の改良効果検証と設計法の提案，土木学会論文集 C（地圏工学），Vol.74，No.3，pp.342-356，2018。
- 3) 財団法人土木研究センター：陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル増補版，pp.81-82，2022。