経済的な地盤改良技術の改良効果 および設計法の提案 ~ グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良について~

 土木研究所 寒地土木研究所 寒地地盤チーム
 〇橋本
 聖

 パ
 林
 憲裕

 パ
 林
 宏親

本稿は、経済的で施工性に優れた軟弱地盤対策技術である『グラベル基礎補強併用低改良率 地盤改良』の改良効果を把握するため、試験施工の長期計測結果から、盛土の安定性およびジ オテキスタイルの健全性について述べる。さらに、試験施工の計測履歴を二次元弾塑性FEM解 析によって再現した結果を基に、改良率、盛土高、ジオテキスタイル引張剛性などをパラメー タとしたパラメトリックスタディを実施し、不同沈下抑制効果に関する検討を行った。これら の検討結果を踏まえて、本工法を実施する上で必要な設計手法を提案した。

キーワード:軟弱地盤、地盤改良、ジオテキスタイル、設計法

1. はじめに

北海道には約2,000km²に及ぶ泥炭地が分布しているといわれている¹。これは、東京都とほぼ同じ面積であり 北海道総面積の約2.4%、平野部面積の約6%に相当する。 一般的な泥炭層厚は3~5mであるが、この層の下には軟 弱な粘性土層が存在するケースが多く、その厚さは泥炭 層と合わせて20m以上に達することがある。

泥炭は含水比、強熱減量、間隙比、圧縮指数などは粘 土と比較して極めて大きく、一方でせん断強さは著しく 小さいことが知られており、このような地盤上に短期間 で道路盛土を構築する場合には、セメント等を主体とし た固結工法が採用されてきた経緯がある。セメント等に よる固結工法は短期間で改良効果が得られるが、プラス チックボードドレーン工法や真空圧密工法といった圧密 促進工法と比較した場合、工事費は割高になることが多 く、固結工法を採用する際には、如何に工事費を抑制す るかが課題となっている。

そこで筆者らは、泥炭性軟弱地盤上に早期に盛土が構築できる経済的な『グラベル基礎補強併用低改良率地盤 改良(以降、本工法)』を開発して試験施工を行い、盛 土の安定性や周辺地盤への変位抑制効果を確認するとと もに、試験施工の計測履歴をベースとした二次元弾塑性 FEM解析によるパラメトリックスタディを実施して、不 同沈下抑制効果に関する検討を行った。これらの検討結 果を踏まえ、本工法を実施する上で必要な設計手法について述べる。

2. グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良とは

本工法は、軟弱地盤を柱状に固化処理する際に一般的 に用いられる改良率(*a_p*=50%)より低改良率(*a_p*=10~ 30%)の改良体を盛土直下全面に配置し、その上に砕石 層をジオテキスタイルで覆い囲んだ対策を併用した軟弱 地盤対策工法である(図-1)。



以下、本工法の特長について述べる。

- 一般的な設計と比較して改良体の本数を大幅に低 減できるため、施工性の向上および建設コストの 縮減に大きく寄与する。
- ② 「グラベル基礎補強」は一定の剛性が期待できる 構造体として機能するため、改良体間の不同沈下 量の低減を図ることが期待できる。
- ③ 「グラベル基礎補強」には盛土の安定性に寄与す るせん断抵抗が期待できるため、未改良地盤の側 方流動を抑制できる。

Hijiri Hashimoto, Toshihiro Hayashi, Hirochika Hayashi

3. 本工法における試験施工

3.1 施工箇所と地盤特性

試験施工は、稚内市郊外の一般国道40号更喜苫内防雪 事業区間で実施した。試験施工箇所における地盤の深度 方向の土層構成および物理特性等を図-2に示す。

現場は広範囲に泥炭が分布するサロベツ泥炭地の北部 に位置する。土層は地表面近くに泥炭(Ap)、下位に 粘性土(Ac1)、粘性土(Ac2)が堆積し、その下に砂 質土層(As)と砂礫層(Ag)を挟んで基盤とする砂岩 (Yt)が続く構成である。表層付近のAp層は、自然含 水比 $w_n=300\%$ 程度と北海道泥炭としては比較的低含水で ある。Ap層下位のAc1層、Ac2層は $w_n=40~400\%$ 、強熱減 量L=10~40%、湿潤密度 $\rho=1.1~1.3g/cm^3$ であることから 有機質粘土と思われる。原位置試験の結果、地表面から GL-13.5mまでN=0と極めて軟弱な状態であった。



図-2 試験施工箇所の土層構成および物理特性

3.2 施工条件および計測機器

試験施工の断面図、平面図を図-3 に示す。設計、施 工の詳細は既往文献³を参照されたい。施工は①固結工 法(中層混合処理工法:MITS 工法)、②グラベル基礎 補強、③盛土の順に実施した。

MITS 工法で改良体を構築した後、改良体上の Ap 層 を 0.5m 掘削してジオテキスタイルを敷設した。ジオテキスタイル上に切込み砕石 (0-80mm 級) を仕上り厚 $\pm 0.5m$ となるよう締固め度 $D_c=90\%$ で締固めし、その後 ジオテキスタイルで切込み砕石を覆い囲んで板状にした。 盛土は礫混り細粒分質砂 (SF-G)を用いた。施工は1次 盛土として、拡幅盛土全幅 18m を 2 層(盛土厚 $\pm 0.8m$)施 工した後、2 次盛土は盛土幅 10m を施工速度 30~60cm/day、3 次盛土では盛土幅 8m を同じく 10cm/day で計画盛土高 $H_p=3.2m$ まで構築した。

表-1 に計測した 3 つの項目および目的を示す。孔内 傾斜計は改良体 1 箇所(図-3 B1)と改良体の外側の未 改良地盤(図-3 B2)、改良体間の未改良地盤(図-3 B3)の計 3 箇所で実施した。沈下板は改良体直上に 3 箇 所、未改良地盤 2 箇所に設置した。ひずみゲージはグラ ベル基礎補強の上部と下部のジオテキスタイルに、それ ぞれ改良体直上と未改良地盤に設置した(図-3 SHU1~ 5、SHD1~5、後述の図-7参照)。



図-3 試験施工の断面図および平面図

表-1 計測項目と目的

計測項目	目的
孔内傾斜計	改良体や未改良地盤の地盤内変形量を把握する
沈下板	改良体や未改良地盤に生じる沈下量を把握する
ひずみゲージ	ジオテキスタイルの応力状態を把握する

3.3 施工結果

(1)沈下量

図-4 に盛土開始からの沈下履歴を示す。1 次盛土で拡 幅盛土全幅 18m を 2 層 (=0.8m) 施工したところ、各測 定箇所で急激に沈下が生じたため、一時的に盛土を中止 した(図-4)。低盛土にも拘わらず沈下が生じた理由と して、①:盛土荷重が改良体を介して改良体下に存在す る非常に軟弱な粘性土(Ac2)に伝達した,②:「グラ ベル基礎補強」は一定の剛性を見込める構造体として期 待したが、急激な荷重増加にその機能が発揮されず、応 力が未改良地盤に作用したと推測された。そこで、2 次 盛土は図-5 に示すジオテキスタイルを重ね合わせた箇 所を先行して盛土し、3 次盛土で残りの断面を施工した。

1次盛土の開始から3次盛土構築後3年経過した改良 体直上の総沈下量は11~17cm、未改良地盤の総沈下量 が24cmで相対的な沈下(不同沈下)量は約10cmであ った。しかしながら、盛土表層部や法面部に凹凸やクラ ックは確認されず、盛土は健全な状態にあった。間隙水 圧は各深度ともに盛土構築による水圧の上昇は小さく、 静水圧に近い状態にあった。これは、グラベル基礎補強 がある程度の剛性を有するため、盛土荷重がそれを介し て改良体に多く伝達したと考えられる。





図-5 ジオテキスタイルの重ね合わせ部

(2) 地中変位

図-6 a) ~c)は地盤内水平変位の計測結果である。1次 盛土終了時の地盤内水平変位をみると、B1~B3のいず れも深度 5m 附近において最大水平変位量(δ_h=30mm 超)が確認された。3.3 (1)でも述べたが、この時点で一 時的に盛土を中止した。その後、2次および3次盛土完 了時と盛土を構築するに従って、地盤内水平変位量は大 きくなる傾向にあった。しかしながら、3次盛土完了後 から 10 ヶ月後、2 年、3 年後の経時変化をみると、B1

(改良地盤)では深度 $0 \sim 5m$ において最大約 $\delta_n=40mm$ の水平変位の増加が確認されたものの、経時変化に伴う地盤内水平変位は収束傾向にある。

ここで、あらためて図-6 a)~c)をみると、いずれも1 次盛土、2 次盛土を構築した段階では深度 5m 附近をピ ークとした曲げ変形モードで呈しており、3 次盛土以降 では倒れ込むような挙動を示した。これらの変形モード や変形量を比較すると、変形量の違いはあるが概ね同じ ような挙動を示していることがわかる。また、低改良率 にも拘わらず、未改良地盤に大きな側方変形などが確認 されていない。これらを踏まえると、改良体と未改良地 盤は一体的な挙動である、すなわち、複合地盤として機 能していると考えられる。







図-6 地盤内水平変位の計測結果

(3)補強材ひずみ

図-7 a)、b) はグラベル基礎補強のジオテキスタイル に設置したひずみの経時変化である。図-7 a) はグラベ ル基礎補強の上側、図-7 b) は同じく下側のジオテキス タイルひずみである。ひずみ ε は+が引張りを示す。図 をみると、1 次盛士で生じたひずみは最大 ε=0.2%程度で あった。この理由は 3.3 (1)でも述べたが、グラベル基礎 補強が剛な構造体として機能せず、ジオテキスタイルに 張力(ひずみ)が生じる応力が作用しなかったと考えら れる。一方、3 次盛士では盛士に伴ってひずみは増加す る傾向にあり、特にグラベル基礎補強の上面はすべて (SHU1~SHU5) 増加した。これは、グラベル基礎補強 全体に引張り力が生じた状態にあったことを示している。

ひずみは 3 次盛土後もグラベル基礎補強上部の SHU3、 同じく下部の SHD2, SHD4 で増加した。この理由とし て、上載荷重が改良体間の未改良地盤上のグラベル基礎 補強に作用したことによるクリープと考えられる。ただ し、観測されたひずみ (SHD4) の最大は €=1.5%だが、 使用したジオテキスタイルの設計強度に相当するひずみ が €=7.6%であることを踏まえると、ジオテキスタイル の健全性は十分満足しており、長期的にグラベル基礎補 強の機能が維持されると思われる。

Hijiri Hashimoto, Toshihiro Hayashi, Hirochika Hayashi



4. 弾塑性 FEM 解析による不同沈下抑制効果

4.1 検討の目的

図-8 は改良体とグラベル基礎補強の有無による不同 沈下量の違いを模式化したものである。グラベル基礎補 強の敷設効果は、盛土によって改良体と未改良地盤の間 に生じる相対的な沈下量(不同沈下量)を、グラベル基 礎補強が受け持つことで低減させることができる。

ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュ アル³⁰(以降、ジオテキマニュアル)では、改良体とジ オテキスタイルのみを併用した場合に、許容する不同沈 下量や改良率の違いに応じて必要なジオテキスタイル引 張剛性 EA(以降、EA とする)を決定できる手法が整 理されている。

ところが、本工法は砕石をジオテキスタイルで覆った グラベル基礎補強であるため、上記の手法を用いて EA を評価することができない。このため、本工法を設計す る際、異なる盛土高や改良率において許容する不同沈下 量に応じた必要な EA を選定できるよう、二次元弾塑性 FEM 解析によるパラメトリックスタディを実施した。



図-8 グラベル基礎補強の有無による不同沈下量の違い

4.2 解析条件

パラメトリックスタディの代表的な解析断面を図-9、 同じく解析ケースを表-2に示す。パラメトリックスタデ ィは試験施工の再現解析をベースに実施した⁴。解析ケ ースは改良率a_p=10、20、30%の3ケース、盛土高h=3、5、 8mの3ケース、ジオテキスタイル引張剛性EAはジオテキ マニュアルに準拠してEA=400、1000、10000、40000kN/m の4ケースをパラメトリックに組み合わせた。軟弱地盤 は泥炭厚(Ap) 5m、粘性土層厚(Ac) 15mの2層構成と し、改良体は基盤に0.5m着底させた。なお、水理境界は GL-1.0mを排水条件とし、盛土法尻から両端面までの距 離は、盛土高の5倍以上に相当する50mとした。改良体 間の距離は各改良率の正方配置における改良体間の斜距 離1である(図-10)。盛土の諸元は天端幅21、法勾配 1:1.5、施工速度30cm/dayとし、盛土構築後から約5,000日 を放置期間とした。

表-2 解析ケース

盛土高 <i>h</i> (m)	改良率 a _p (%)					
	10 (l'=3.96m)	20 (l'=2.83m)	<i>30 (l'</i> =2.29m)			
3	0	0	0			
5	0	0	0			
8	0	0	0			
へ、ジナーキフタイルの引進剛性 F4-400 1000 10000 40000((N/m))						

〇:ジオテキスタイルの引張剛性 EA =400,1000,10000,40000(kN/m)



図-10 改良体間の斜距離



図-9 盛土高3,5,8m,改良率10%の解析モデル

Hijiri Hashimoto, Toshihiro Hayashi, Hirochika Hayashi

修正カムク	レイモデル	線形弾性	モール	カーロン	ハリ要素	ジオグリット
Ар	Ac	Yt	盛土	砕石	改良体	ジオテキスタイル
1.03	16.70	20.00	20.00	20.00	13.43	
			1000.0	0.0		
51.0	29.1		0.0	40.0		
2.098	1.160					
0.223	0.570	0.500	0.500	0.500	0.500	
1.00	1.20					
15.830	1.440					-
0.182	0.300	0.330	0.330	0.330	0.330	
4.340	0.200					
0.434	0.070					
1.21E-02	9.90E-05	太 添 水 岡	8.64E+00	8.64E+00		
6.05E-02	9.90E-05	个迈小唐	8.64E+00	8.64E+00		
		140000	14000	21875	141366	
						*1
					1.0	
					*2	
	修正カムク <u>Ap</u> 1.03 51.0 2.098 0.223 1.00 15.830 0.182 4.340 0.434 1.21E-02 6.05E-02 	修正カムクレイモデル Ap Ac 1.03 16.70 51.0 29.1 2.098 1.160 0.223 0.570 1.00 1.20 15.830 1.440 0.182 0.300 4.340 0.200 0.434 0.070 1.21E-02 9.90E-05 6.05E-02 9.90E-05 	修正カムクレイモデル 線形弾性 Ap Ac Yt 1.03 16.70 20.00 51.0 29.1 2.098 1.160 0.223 0.570 0.500 1.00 1.20 15.830 1.440 0.182 0.300 0.330 4.340 0.200 1.21E-02 9.90E-05 不透水層 140000	修正カムクレイモデル 線形弾性 モール Ap Ac Yt 盛土 1.03 16.70 20.00 20.00 1000.0 20.00 51.0 29.1 0.0 2.098 1.160 0.223 0.570 0.500 0.500 1.00 1.20 15.830 1.440 0.182 0.300 0.330 0.330 4.340 0.200 0.434 0.070 1.21E-02 9.90E-05 不透水層 8.64E+00 6.05E-02 9.90E-05 不透水層 8.64E+00	修正カムクレイモデル 線形弾性 モールクーロン Ap Ac Yt 盛土 砕石 1.03 16.70 20.00 20.00 20.00 1000.0 0.0 51.0 29.1 1000.0 0.0 2.098 1.160 0.223 0.570 0.500 0.500 0.500 1.00 1.20 0.182 0.300 0.330 0.330 0.330 4.340 0.200 1.21E-02 9.90E-05 不透水層 8.64E+00 8.64E+00 6.05E-02 9.90E-05 不透水層 8.64E+00 8.64E+00	修正カムクレイモデル 線形弾性 モールクーロン ハリ要素 Ap Ac Yt 盛土 砕石 改良体 1.03 16.70 20.00 20.00 20.00 13.43 1000.0 0.0 51.0 29.1 0.0 40.0 2.098 1.160 0.223 0.570 0.500 0.500 0.500 0.500 1.00 1.20 1.5830 1.440 0.182 0.300 0.330 0.330 0.330 0.330 4.340 0.200 1.21E-02 9.90E-05 不透水層 8.64E+00 8.64E+00 140000 14000 21875 141366 <td< td=""></td<>

表-3 パラメトリックスタディに用いた地盤定数

*1 ジオグリットの引張剛性EAは400, 1000, 10000, 40000計4ケースとした.

*2 改良率10%・20%・30%の改良体間の斜距離/1は、それぞれ3.96m・2.83m・2.29mとした.

4.3 パラメータの設定方法

表-3に再現解析に用いたパラメータ一覧を示す。泥炭 および粘性土以外のパラメータの詳細な設定方法は文献 4)を参照されたい。粘性土のパラメータは文献5)に記載 されている当別バイパスの沖積粘土の値を用いた。泥炭 のパラメータは林らの方法⁹に従って算出した。なお、 泥炭の過圧密比OCRは1と仮定し、鉛直および水平透水 係数は文献4)のAcl層に準拠して設定した。

4.4 解析結果および考察

図-11 は上記の解析条件によるパラメトリックスタディで得られた EA と不同沈下低減係数 R の関係である。

ここで、不同沈下低減係数 R とは、図-8 に示すグラ ベル基礎補強が無い場合の不同沈下量 S_G とグラベル基 礎補強が存在する場合の不同沈下量 S_G^* (許容する不同 沈下量と同意)の比 (= S_G^*/S_G)と定義した。なお、泥 炭の含水比 w の違い (w=200,500,1000%)による感度分 析を実施しているが、R と EA の関係に大差がないため、 本解析では w=1,000%で実施した。あらためて図-11 をみ ると、盛土高および改良率の大小に拘わらず、R と EA の関係は右肩下がりの傾向にある。これは、設計時に決定した盛土高、改良率に対して、要求する許容不同沈下量の大小によって R が変わる、つまり、S_G*を小さい値(例えば 5cm)に設定すれば、EA の大きいジオテキスタイルが必要になることを示している。

5. 設計法の提案

以上の検討結果を踏まえて、本工法の設計法について 述べる。文献 3)に記載されている、ジオテキスタイルと 固結工法を併用した場合の設計法は、①:盛土の安定検 討(円弧すべり計算)、②:改良体強度の検討、③:許 容不同沈下量に応じたジオテキスタイル引張剛性 EA の 算出である。本工法に関しても、試験施工や解析結果を 踏まえて、従来の設計法に準拠してこれらの項目につい て検討するが、③の算出方法については本工法のオリジ ナルである(図-11)。

設計の順序としては、地盤モデルを設定したあとにグ ラベル基礎補強単独で盛土の安定検討を実施し、所定の すべり安全率や想定した許容残留沈下量が満足されなけ れば、図-12の破線枠内の検討を実施する。





Hijiri Hashimoto, Toshihiro Hayashi, Hirochika Hayashi



5.1 改良体強度の検討

改良体強度の検討は、図-4のとおりグラベル基礎補強 上の盛土による過剰間隙水圧が確認されていないことを 踏まえ、全盛土荷重がグラベル基礎補強を介して改良体 に集中すると仮定して、以下の式で検討する。

$$F_s = \frac{q_{uck}}{\left(\Delta_p / \alpha_p\right)}$$

ここに、 F_s :設計安全率(≥ 1.2), q_{uk} :改良体の設計基準強度(kN/m^2), Δ_p :全盛土荷重(kN/m^2), α_p :改良率

5.2 盛土の安定性検討

盛土の安定性検討は、円弧すべり計算によって盛土と グラベル基礎補強、改良体を含むすべり破壊に対する検 討である。地盤定数は図-6の考察から、改良体と未改 良地盤は複合地盤とみなした地盤強度の設定が可能であ ると判断した。複合地盤の強度定数の設定方法は文献1) に準拠して検討する。また、図-7より、盛土に伴うジ オテキスタイルひずみは設計強度に相当するひずみを下 回っていることを踏まえ、ジオテキスタイルの引張り強 度を考慮して、以下の式で検討する。

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D} \ge 1.2$$

ここに、 $M_{\rm D}$: 土塊の滑動モーメント (kN·m/m), $M_{\rm R}$: 土塊の抵抗モーメント (kN·m/m), $\Delta M_{\rm R}$: ジオテキスタ イルによる抵抗モーメント (kN·m/m)

5.3 不同沈下量の検討

不同沈下量の検討は、グラベル基礎補強を施した際に、

許容する $S_{\rm G}^*$ (設計者が自ら設定)を満足するために必要な EA を算出することである。EA は最終的に図-11 を用いて、検討した現場条件で得られる改良率、盛土高に該当する R から読みとくが、R は以下の式にて算出する。なお、 $S_{\rm G}$ は文献 3)に記載されている計算式から求める。また、 $S_{\rm G}^*$ は文献 6)によると 20cm 程度でも盛土の安定性に問題がなかったとの報告されており、設計を行う上で一つの目安になると思われる。

$$R = \frac{S_G^*}{S_G}$$

ここに、R:不同沈下低減係数, S_G^* :許容不同沈下量 (cm), S_G : グラベル基礎補強が無い場合の不同沈下量 (cm)

6. あとがき

本工法は平成28年6月に㈱ドーコンとの共同出願で特許を取得(特許第5939721号発明名称: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)し、現在、NETIS登録に向けて準備を行っている。また、北海道横断道や日高自動車道の道路詳細設計にて本工法による検討が行われている。

謝辞

本研究を実施するにあたり、稚内開発建設部、稚内道 路事務所、豊富町役場の担当者各位には、試験施工を実 施する上で必要な業務成果の提供や現地の埋設物調査に 協力して頂いた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) (独) 土木研究所寒地土木研究所:泥炭性軟弱地盤対策エマ ニュアル, 2011.
- 2)橋本聖,山梨高裕,林宏親,山木正彦:泥炭性軟弱地盤における低改良率地盤改良と砕石マット併用工法の改良効果, (公社)日本材料学会第11回地盤改良シンポジウム,2014.
- (一財)土木研究センター:ジオテキスタイルを用いた補強 土の設計・施工マニュアル 第二回改訂版, 2013.
- 4)橋本聖,林宏親,山木正彦:泥炭性軟弱地盤における低改 良率地盤改良の不同沈下抑制効果に関する検討,地盤工学 会北海道支部技術報告集第56回 pp. 1-8, 2016.
- 5) 林宏親: 泥炭地盤の変形挙動解析に用いる地盤定数の評価 法に関する研究, 寒地土木研究所報告, 2007.
- 6) 漆山北斗,梅本博文,大平英生:上越三和道路の軟弱地盤 対策における試験結果を踏まえたコスト縮減について,平 成 24 年度北陸地方整備局 事業研究発表会,A グループ/I イノベーション(施工) 2012.

Hijiri Hashimoto, Toshihiro Hayashi, Hirochika Hayashi