

小土被り非開削掘削工事を対象とした 長尺先受け工法の補強耐力について

粕谷 悠紀¹・稲川 雄宣¹・三井 仁哉²・牛田 貴士³・焼田 真司³

¹正会員 (株)大林組 技術研究所 地盤技術研究部 (〒204-8558 東京都清瀬市下清戸4-640)

E-mail:kasuya.yuki@obayashi.co.jp

E-mail:inagawa.yusen@obayashi.co.jp

²正会員 (株)大林組 東京本社 土木本部 生産技術本部 シールド技術部 (〒108-8502 東京都港区港南2-15-2)

E-mail:mitsui.jinya@obayashi.co.jp

³正会員 (公財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 トンネル (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

E-mail:ushida@rtri.or.jp

E-mail:yakita@rtri.or.jp

鉄道や道路直下の小土被り非開削掘削工事に伴う地表面の陥没防止と変形抑制を目的として、袋体からなる長尺先受け工法「ジオフレックスビーム工法」を開発した¹⁾²⁾。本工法は、自在ボーリングを用いて地表面から地盤を削孔し、地盤中に繊維質の袋材にグラウトを充填した梁状の補強体を造成する技術である。本報では、シールドトンネルを模擬した現場載荷実験を実施して、補強体が十分な支保耐力を有することを確認した。また、現場載荷実験について三次元FEM解析を行った結果、概ね実験結果と差異がないことから、空洞上部に造成した補強体と地盤の載荷実験を概ねシミュレーションすることができた。

Key Words :Shallow mountain tunnel, Long pre-supporting method, Reinforced earth method, field loading tests, Finite Element Analysis

1. はじめに

従来、土被りが1D以下(D:掘削断面の直径)のトンネル掘削工事では、土留め工により地表面から掘削し、所定の位置にトンネルを築造する開削工法が主流であった。近年では、施工・計測技術の向上を背景に、周辺環境への影響度が小さい、掘削土量の削減および工期短縮・コストダウンが可能であるなどの理由から非開削工法の採用が増加している。しかし、鉄道や道路直下を1D以下の小土被りで非開削掘削する場合、土被りが極めて小さい、地盤のグラウンドアーチ効果が期待できない等の理由から、切羽の陥没や地表面の隆起や沈下等が生じやすくなるなど、工事に伴うリスクが非常に高くなる。

筆者らは上記のリスクを回避するため、自在ボーリングを用いて地表面から地盤を削孔し、地盤中に繊維質の袋材とグラウトからなる梁状の補強体を造成する長尺先受け工法「ジオフレックスビーム工法」を開発した¹⁾²⁾。補強体の径はφ150mm～200mmで、長さは最大50mまで施

工可能である。図-1に本工法の概要を示す。

本工法の特徴は、①立坑を必要とせず、地表面からの施工が可能であるため、施工時の通行止め等による周辺住民への影響を最小限に抑えることができる、②自在ボーリングを用いて施工することにより、埋設管などの地中支障物を避けながら長尺の補強体を地盤中に精度よく造成できる、③補強体は繊維質の袋材とグラウトで構成されるため、残置しても将来の周辺工事に大きな支障とならない、④シールド工法や推進工法による非開削掘削に先立って施工できることから、シールドトンネル等の掘進工程に与える影響はほとんどない、などが挙げられる。

本報では、補強体を小土被りトンネルの変状防止用補助工法として用いた場合の支保耐力を調査するため、シールドトンネルを模擬した現場載荷実験結果を示す。また、現場載荷実験についての三次元FEM解析を行い、荷重沈下曲線および補強体の支保耐力の検証結果を示す。加えて、補強体に作用する力や地中の応力状態についての考察結果を示す。

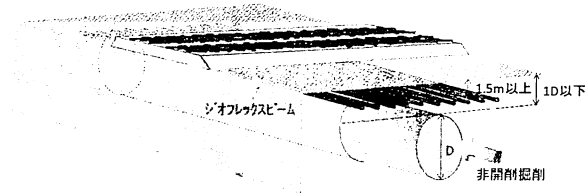


図-1 ジオフレックスビーム工法の概要

表-1 袋材の主な性質

袋材仕様	タイプ(a)	タイプ(b)
材質	ウレタン樹脂被覆	硬質塩化ビニル樹脂被覆
構成材料	縦：ポリエステル繊維 横：ポリエステル繊維	縦：ポリアリレート繊維 横：ポリエステル繊維
厚み	0.5mm	2.5mm
強度	引張：470N/cm	曲げ：30N/mm ²
袋材外観		

2. 補強体の特徴

(1) 袋材

表-1にジオフレックスビーム工法に使用する2種類の袋材の主な性質を示す。タイプ(a)の袋材は、折りたたまれた織物の上下に不透水性のウレタン樹脂材を被覆させたもので、袋材の中にグラウトを加圧充填すると、内圧により所定の径まで膨らむ。一方、タイプ(b)の袋材は、織物を塩化ビニル樹脂で被覆させたものであり、熱可塑性材料の特性を活かして、保径したまま地盤中に引き込むことができる。タイプ(a)の袋材は、自在ボーリングによって削孔した孔壁が自立し、グラウト注入するまで安定した状態を確保できる地盤に用いるのに対し、タイプ(b)の袋材は、削孔した孔壁が自立しない場合やグラウト注入するまでの間に発生する地表面変位の許容値が厳しい場合に用いる。

(2) グラウト

袋材に充填するグラウトは所定の性状（強度、流動性、ノンブリージング性）を確保するため、設計基準強度 $\sigma_{sk}=24\text{N/mm}^2$ の可塑性グラウトとした。表-2に可塑性グラウトに使用する材料の一覧を示す。セメント、水、減水剤を練り混ぜた基材に、添加剤を使用する。可塑剤Aは可塑性を付与する機能、可塑剤Bは可塑剤Aの働きを助ける機能、可塑剤Cはブリージング抵抗性を高める機能を有している。

表-2 可塑性グラウトに使用する材料

使用材料	仕様・規格	材料密度	形態
セメント	早強ポルトランドセメント	3.15g/cm ³	粉末
水	清水	1.00 g/cm ³	液体
減水剤	レオビルドUC-150	1.05 g/cm ³	液体
可塑剤 A	パフエハード	—	液体
可塑剤 B	PG-S1	1.49 g/cm ³	液体
可塑剤 C	BERMOCOLL	—	粉末

3. 現場載荷実験概要

(1) 実験ケース

表-3に示すように、現場載荷実験は7ケース行った。各ケースで袋材の仕様を2種類、補強体の本数を2本～6本、段数を2種類、ピッチを0.67m～1.0mに変化させている。図-2に実験ケースの模式図（例）を示す。実験サイトの地盤はN値2～5の関東ローム層であり、ブロックサンプリングし、三軸圧縮試験（CU）を行った結果、Case1～Case3 地点では $\phi=16.1^\circ$ 、 $c=68.7\text{kN/m}^2$ 、Case4～Case7 地点では $\phi=18.5^\circ$ 、 $c=19.4\text{kN/m}^2$ であった。

表-3 実験ケース

ケース	袋材仕様	土被り	本数/m	段数, ピッチ
Case1	なし	1.5m	-	無対策
Case2	タイプ(a)		2	1段@1.0m
Case3			4	2段@1.0m
Case4			3	1段@0.67m
Case5			6	2段@0.67m
Case6	タイプ(b)	1.8m	2	1段@0.8m
Case7			4	2段@0.8m

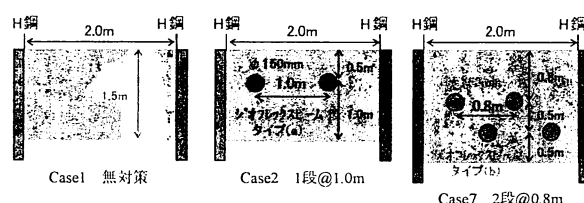


図-2 実験ケースの模式図（例）

(2) 実験手順

図-3にCase6とCase7の現場載荷実験の概要図を示す。実験手順は、図-4と以下に示す通りである。なお、Case1～Case5も実験手順は同様であり、詳細は既報³⁾を参照にされたい。

- ① 幅1.0m、奥行き2.0m、深さ3.0m程度を片側から土留め掘削し、空洞部（切羽部）を模擬する深さにEPS（発泡スチロール）を設置する。
- ② 切羽上部の土被りは1.5m～2.0m程度を想定し、EPS

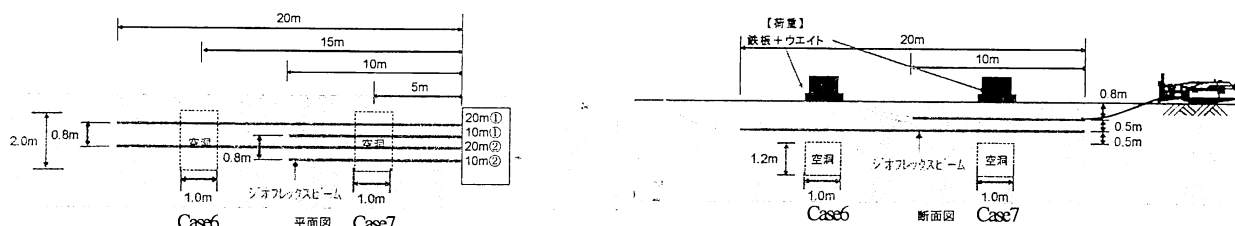


図-3 現場載荷実験の概要図

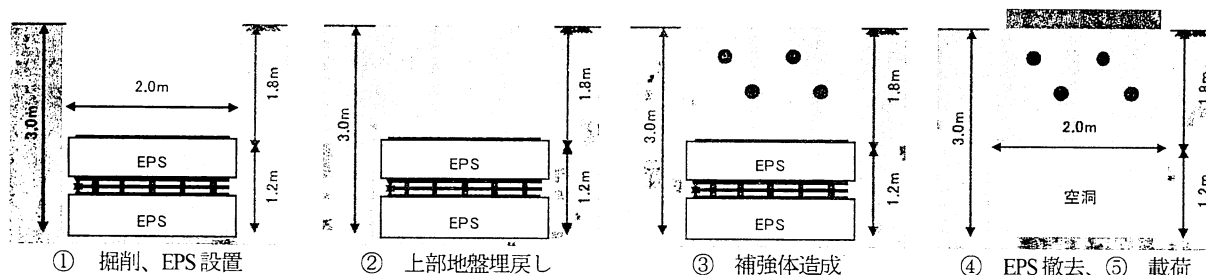


図-4 実験手順

上部に石灰改良した土（配合:40kg/m³）を 30cm ごとに撒き出し、転圧を行いながら土被り 1.8m を埋戻す。

- ③ 補強体を EPS 上部の土被り部分に造成する。本ケースでは補強体間のピッチは 0.8m とし、深さ 0.8m に 10m の補強体を 2 本、深さ 1.3m に 20m の補強体を 2 本造成した。
- ④ EPS を側方から撤去することにより切羽掘削を模擬する。切羽寸法は幅 1.0m、奥行き 2.0m、高さ 1.2m である。なお、シールドトンネルのセグメント幅は 750mm～1,200mm が主流であるため、切羽の幅を 1,000mm とした⁴⁾。
- ⑤ 地表面に鉄板およびウエイトを切羽上部が完全に崩壊するまで順次載荷し、支保耐力を算出する。なお、Case5～Case7 では地表面沈下量を計測した。

石灰改良した埋戻し地盤の N 値は 1～2 程度であり、現地と同配合で密度調整し作成した供試体の三軸圧縮試験（CU）結果は、Case1～Case3 地点では $\phi=18.6^\circ$ 、 $c=1.5\text{kN/m}^2$ 、Case4～Case7 地点では $\phi=13.1^\circ$ 、 $c=10.3\text{kN/m}^2$ であった。

4. 現場載荷実験結果

(1) 崩壊時の状況

現場載荷実験結果を表-4 に示す。Case1 は、EPS の撤去と同時に上部土塊が崩落した。石灰改良し埋戻した土の強度は極めて低く、土自身の強度では空洞を保持できない条件であったことが確認できた。Case2 は、載荷重量が 17.0kN の時に補強体の間から土塊が中抜け崩壊を

生じた（写真-1 参照）。Case3、Case4、Case6、Case7 は、表-4 に示す載荷重量時に各々補強体の曲げ破壊が生じ、地表面が大きく沈下した（写真-2 参照）。Case5 は、110.9kN まで載荷したが崩壊せず、安全に対する配慮から、実験終了とした。

表-4 各ケースの崩壊時の状況

ケース	載荷重量	崩壊形態
Case1	0.0kN	EPS引抜き時に土塊崩落
Case2	17.0kN	補強体間の中抜けによる土塊崩落
Case3	42.5kN	補強体の曲げ破壊
Case4	52.7kN	補強体の曲げ破壊
Case5	110.9kN	最大載荷重でも曲げ破壊せず終了
Case6	63.4kN	補強体の曲げ破壊
Case7	151.6kN	補強体の曲げ破壊

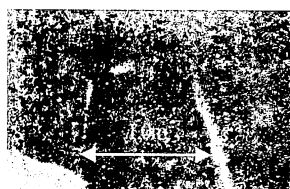


写真-1 中抜け崩壊 (Case2)



写真-2 曲げ破壊 (Case6)

(2) 地表面沈下量

図-5 に地表面変位計測が実施できた Case5～Case7 の荷重沈下曲線を示す。袋材の仕様および補強体のピッチの違いに着目して Case5 と Case7 を比較すると、Case7 のほうが補強体間のピッチが大きいにも関わらず、同一載荷重に対する沈下量が小さいことから、タイプ(b)の

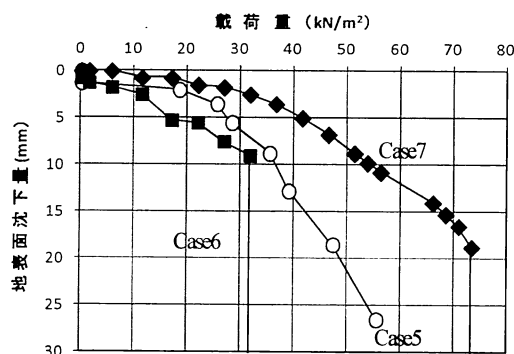


図-5 荷重沈下曲線（実験結果）

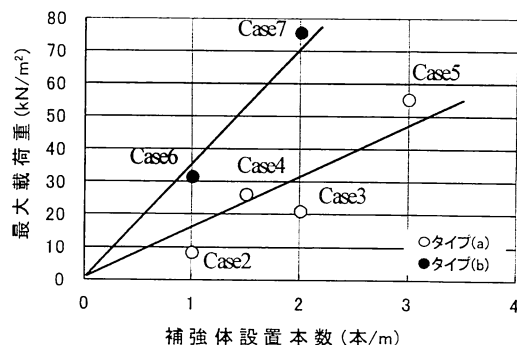


図-6 単位幅あたりの補強体本数と最大載荷重（実験結果）

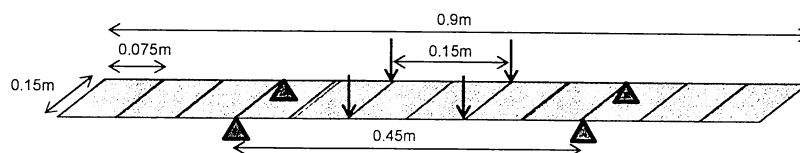


図-7 解析モデル（曲げ強度試験）

表-5 曲げ強度試験結果

		降伏荷重(P)		P/2	L/3	Mu-終局曲げ耐力	
		tf	kN			kN・m	Ave(kN・m)
タイプ(a)	No.1	1.92	18.82	9.41	0.15	1.41	1.5
タイプ(a)	No.2	1.82	17.84	8.92	0.15	1.34	
タイプ(a)	No.3	2.56	25.09	12.54	0.15	1.88	
タイプ(b)	No.1	10.00	98.00	49.00	0.15	7.35	9.5
タイプ(b)	No.2	13.96	136.81	68.40	0.15	10.26	
タイプ(b)	No.3	14.71	144.16	72.08	0.15	10.81	

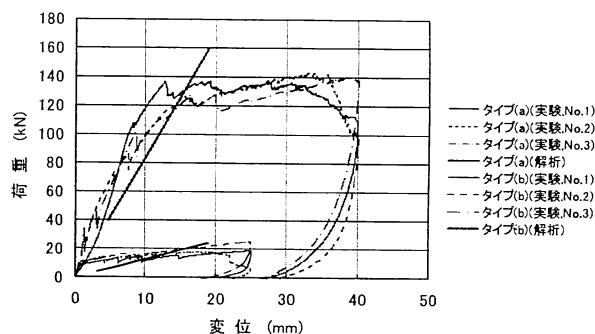


図-8 荷重変位曲線（曲げ強度試験・解析結果）

袋材のほうが沈下抑制効果が高いことが明らかになった。また、補強体の段数の違いに着目して Case6 と Case7 を比較すると、2 段配置にすると同一載荷重に対する沈下量は半分以下に低減されることから、2 段配置は地表面沈下量の抑制に効果的であることがわかった。

(3) 支保耐力

図-6に単位幅あたりに換算した補強体本数と崩壊時の最大載荷重の関係を示す。補強体本数と最大載荷重は概ね線形関係にあることから、補強体の段数の違いによる影響は少ないと考えられる。また、タイプ(a)の支保耐力は1本当たり 15kN/m^2 程度、タイプ(b)の支保耐力は 35kN/m^2 程度であることから、タイプ(b)の方が補強効果が大きく有効であることがわかった。なお、タイプ(a)の補強体の支保耐力は道路の活荷重 (10kN/m^2) 以上に、タイプ(b)の補強体の支保耐力は概ね列車荷重 (32kN/m^2) に相当している。

5. 曲げ強度試験

(1) 試験概要

現場載荷実験で地盤中に造成する補強体について、袋材の仕様（タイプ(a)、タイプ(b)）による曲げ強度特性の違いを把握するため、コンクリートの曲げ強度試験方法（JIS A 1106）に準拠し曲げ強度試験を実施した。また、補強体を shell 要素でモデル化し、曲げ強度試験と同様な条件で二次元 FEM 解析を実施した。図-7に解析モデルを示す。曲げ強度試験と同様に、段階的に載荷重を増加させたときの変位量を確認し、荷重変位曲線を比較した。

(2) 試験結果

表-5に曲げ強度試験結果を、図-8に曲げ強度試験時の荷重変位曲線と解析結果を示す。タイプ(a)の補強体は降伏荷重が 20kN 前後であるのに対し、タイプ(b)の補強体は 98kN 以上であった。また、曲げ強度試験によって得られる終局曲げ耐力値は、タイプ(a)は $1.5\text{kN} \cdot \text{m}$ 、タイプ(b)は $9.5\text{kN} \cdot \text{m}$ であった。

表-6 曲げ剛性・変形係数

	たわみ(δ)	曲げ剛性(EI)		断面2次モーメント	変形係数(E)
		mm	kN・m ²		
タイプ(a) No.1	2.22	16.1	15.0	2.49×10^{-5}	6.05×10^5
タイプ(a) No.2	3.13	10.8			
タイプ(a) No.3	2.62	18.2			
タイプ(b) No.1	1.65	112.8	100	2.49×10^{-5}	4.02×10^6
タイプ(b) No.2	2.65	98.0			
タイプ(b) No.3	3.07	89.1			

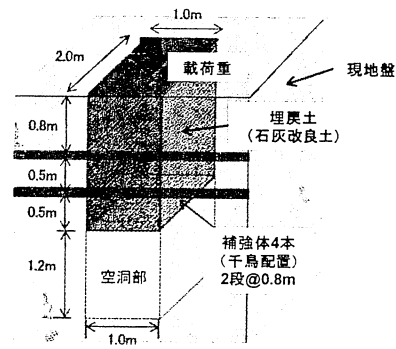


図-10 空洞部の模式図

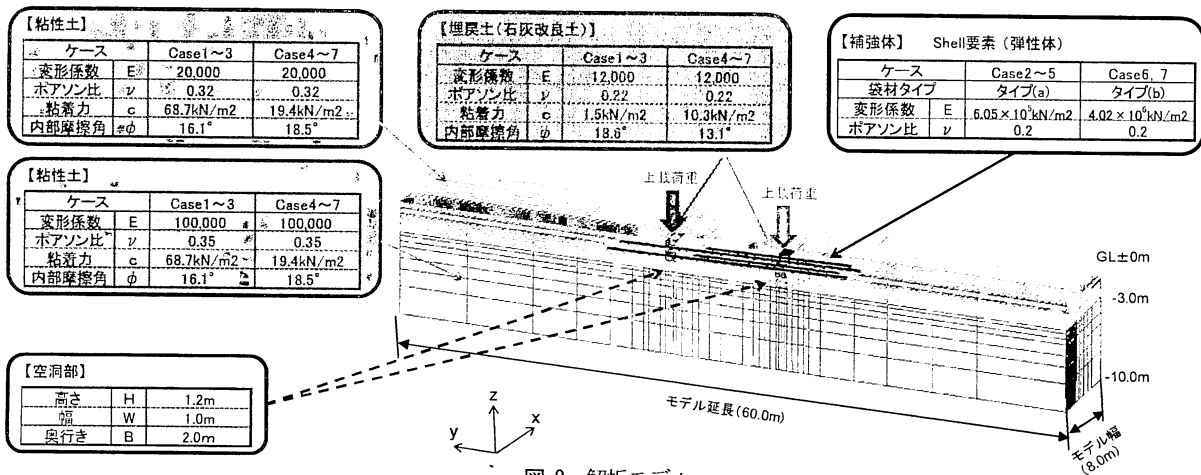


図-9 解析モデル

図-8に示す解析結果より、タイプ(a)とタイプ(b)ともに実験結果と概ね整合することを確認した。補強体をshell要素でモデル化した結果、曲げ強度試験をシミュレーションすることができたため、以後の解析も同様とした。

表-6に曲げ強度試験によって得られた曲げ剛性、変形係数を示す。集中荷重を受ける単純梁のたわみ量(δ)を求める式(1)から曲げ剛性EIを算出した。その結果、タイプ(a)の曲げ剛性は15 kN・m²、タイプ(b)は100kN・m²であり、両者の比率は6.7であった。円形の断面2次モーメントの算出式(2)を用いて補強体の変形係数Eを算出した結果、タイプ(a)は 6.05×10^5 kN/m²、タイプ(b)は 4.02×10^6 kN/m²であった。

$$\delta = \frac{PL^3}{48EI} \quad (1)$$

$$I = \frac{\pi r^4}{64} \quad (2)$$

ここで、 δ : たわみ量 (mm)

P : 降伏荷重 (kN)

L : スパン (m)

I : 断面2次モーメント (m⁴)

r : 補強体径 (m)

6. シミュレーション解析条件

(1) 解析ケース

解析では実験ケースのCase2～Case7を対象とし、補強体が曲げ破壊荷重に到達した段階で解析終了とした。袋材の仕様（タイプ(a)、タイプ(b)）、補強体の本数、段数、ピッチは現場荷重実験と対応しており、補強体の土被り、設置延長、曲げ剛性は各実験ケースに対応している。

(2) 解析モデル

図-9に地盤と補強体の解析モデルとその定数を、図-10に解析モデルの空洞部の模式図を示す。地盤はドラッカー・プラガーモデルとし、補強体はshell要素（弾性体）でモデル化した。実験サイトの地盤は、地表面から空洞部底版まで粘土層（GL0m～-3.0m, N=3）が堆積し、それ以深は粘土層（GL-3.0m～-10.0m, N=10）が分布しており、空洞上部は石灰改良した埋戻土（GL0m～-1.8m, N=1～2）である。地盤定数は、実験サイトの地盤（関東ローム層）をブロックサンプリングし、三軸圧縮試験（CU）結果から決定した。解析ステップは、自重解析後に地盤中の空洞部を掘削し、補強体を地盤中に造成した後、鉛直方向に上載荷重を段階的に与えた。

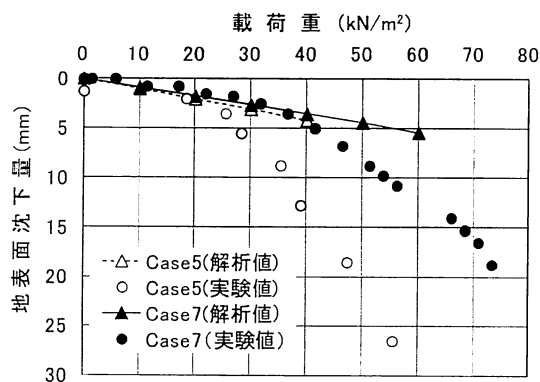


図-11 荷重沈下曲線（実験・解析結果）

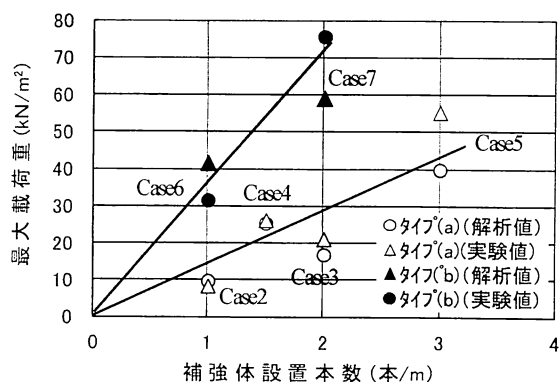


図-12 単位幅あたりの補強体本数と最大載荷重（実験・解析結果）

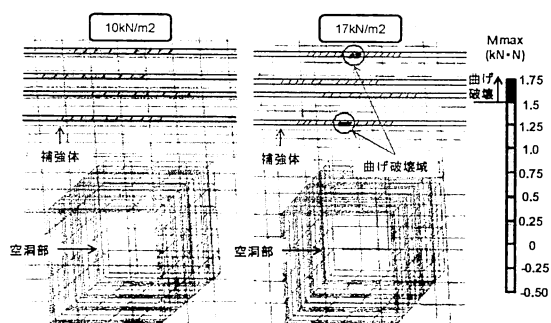


図-13 補強体に作用する力の分布図（Case3）

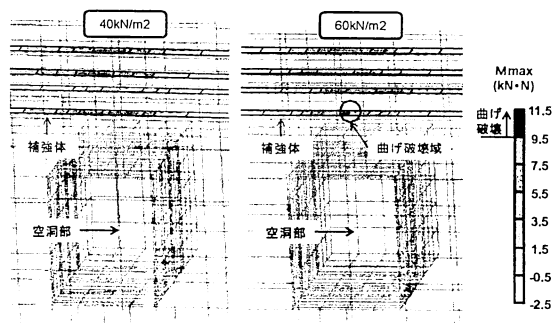


図-14 補強体に作用する力の分布図（Case7）

また、解析モデルの底部・側部境界については面外方向変位を拘束した。

補強体の曲げ破壊荷重は曲げ強度試験によって得られる終局曲げ耐力値とし、表-5 よりタイプ(a)は $1.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 、タイプ(b)は $9.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$ とする。

7. シミュレーション解析結果

(1) 地表面沈下量

図-11に現場載荷実験において地表面変位計測を行った実験結果と解析結果を示す。袋材の仕様および補強体のピッチの違いに着目してCase5とCase7を比較すると、Case5では載荷重 20 kN/m^2 付近、Case7では載荷重 40 kN/m^2 付近までは沈下量が小さいことから、地盤と補強体は概ね弾的な挙動を示していると考えられる。また、実験値は上記の載荷重以上になると沈下勾配が急に大きくなるのに対し、解析値にはその傾向がみられない。これは、現場載荷実験では上記の載荷重を超えると補強体の支持地盤が塑性化して急激に強度低下（軟化）するのに対し、解析では軟化現象まではモデル化していないためであると考えられる。

(2) 支保耐力

図-12は実験及び解析で得られた単位幅あたりに換算した補強体本数と崩壊時の最大載荷重の関係を示しており、解析結果と実験結果はCase5～Case 7で多少差異が認められるものの、概ね整合する結果となっている。この結果から、実験結果と同様に、補強体1本当たりの支保耐力はタイプ(a)で 15 kN/m^2 （道路の活荷重 10 kN/m^2 以上）程度、タイプ(b)で 35 kN/m^2 （列車荷重 32 kN/m^2 相当）程度と推定される。

(3) 補強体に作用する力

袋材の仕様の違いに着目してCase3とCase7を比較した。図-13にCase3における載荷重 10 kN/m^2 と補強体の一部に曲げ破壊が発生した載荷重 17 kN/m^2 での補強体に作用する力の分布図を示す。載荷重の増加とともに載荷部の補強体の最大曲げモーメント M_{max} 値も増大し、載荷重 17 kN/m^2 のときに上段と下段の補強体に曲げ破壊域（図中の丸で囲った黒色領域）が出現した。Case3の実験時の最大載荷重が 21 kN/m^2 であったことから、概ね整合していることがわかる。

図-14にCase7における沈下勾配が変化した載荷重 40 kN/m^2 と補強体の一部に曲げ破壊が発生した載荷重 60 kN/m^2 での補強体に作用する力の分布図を示す。載荷重の増加とともに載荷部の補強体の最大曲げモーメント

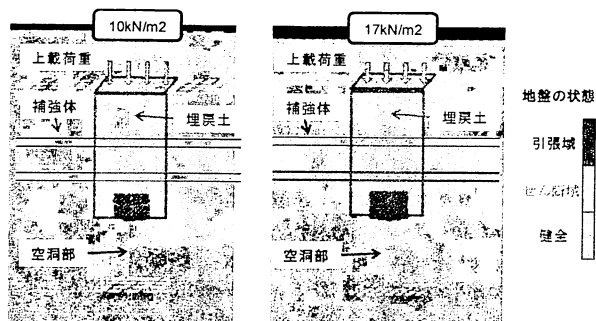


図-15 地中の応力分布図 (Case3)

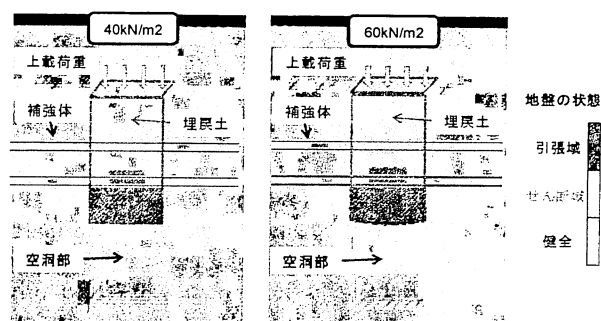


図-16 地中の応力分布図 (Case7)

M_{max} 値も増大し、載荷重 60kN/m^2 のときに下段の補強体に曲げ破壊域(図中の丸で囲った黒色領域)が出現した。Case7の実験時の最大載荷重が 75kN/m^2 であったことから、やや小さめではあるが概ね整合している。

(4) 地中の応力状態

図-15にCase3における地中の応力分布図を示す。載荷重が 10kN/m^2 では引張域・せん断域が空洞上部のみに留まっているが、補強体の曲げ破壊発生時の 17kN/m^2 では補強体付近でせん断破壊する領域が増加している。

図-16にCase7における地中の応力分布図を示す。載荷重が 40kN/m^2 では引張域・せん断域が空洞上部のみに留まっているが、補強体の曲げ破壊発生時の 60kN/m^2 では補強体の支持地盤もせん断破壊するゾーンが両側に広がっている。以上のことから、本解析は空洞上部に造成した補強体と地盤の載荷実験を概ねシミュレーションすることができ、補強体は小土被りの地盤中において曲げ抵抗を発揮する梁部材として十分に機能する支保効果を確認することができた。

タイプ(b)は列車荷重相当の支保耐力を各々有していることが確認できた。

- 2) 曲げ強度試験の結果より、たわみ量より算出した曲げ剛性はタイプ(a)で $15\text{kN}\cdot\text{m}^2$ 、タイプ(b)は $100\text{kN}\cdot\text{m}^2$ であり、両者の比率は6.7であった。また、補強体をshell要素でモデル化することで、曲げ強度試験を概ねシミュレーションすることができた。
- 3) 補強体の支保耐力および補強体に作用する力に着目した解析結果より、概ね実験結果と差異がないことから、空洞上部に造成した補強体と地盤の載荷実験を概ねシミュレーションすることができた。
- 4) 地中の応力状態に着目した解析結果より、補強体が曲げ破壊荷重に到達した段階で周辺の支持地盤もせん断破壊することがわかった。

謝辞：現場載荷実験にあたっては、ジオフレックスビーム工法に関する(株)大林組との共同研究者である日特建設株式会社、日本ノーディングテクノロジー株式会社、芦森工業株式会社に多大なるご協力をいただきました。ご協力をいただきました関係諸氏に深甚の謝意を表します。

8. まとめ

小土被り非開削掘削工事に伴う陥没防止及び地表面変位の抑制を目的とした長尺先受け工法「ジオフレックスビーム工法」の開発にあたり、袋材仕様、設置本数、配置等の違いによる補強体の支保耐力を確認するために現場載荷実験を行い、補強体の曲げ剛性を把握するために曲げ強度試験を行った。また、それぞれについて三次元FEM解析を行い、補強体の支保耐力の検証および地中の応力状態や補強体に作用する力について考察した。以下に得られた知見を示す。

- 1) 現場載荷実験結果より、タイプ(b)の補強体が2段配置の場合に地表面沈下量の抑制効果が高いことがわかった。また、現地盤の土被り $1.5\text{m}\sim 1.8\text{m}$ での補強体の支保耐力は、タイプ(a)で約 15kN/m^2 、タイプ(b)で約 35kN/m^2 であり、タイプ(a)は道路の活荷重以上、

参考文献

- 1) 山本彰, 稲川雄宣, 浜子正, 柄崎和孝, 鴛海政志: 小土被り非開削掘削工事における長尺先受け工法の開発—試験施工による施工性の確認—, 第46回地盤工学研究発表会, pp.1491-1492, 2011.
- 2) 三井仁哉, 足立邦靖, 山本彰, 稲川雄宣, 粕谷悠紀, 牛田貴士, 木股浩孝: 小土被り非開削掘削工事における長尺先受け工法の開発—熱可塑性材料を用いた試験施工による施工性の確認—, 土木学会第67回年次学術講演会, pp.669-670, 2012.
- 3) 稲川雄宣, 山本彰, 田中尚, 倉田正博, 大平幹夫: 小土被り非開削掘削工事における長尺先受け工法の開発—現場載荷実験による補強耐力の確認—, 第46回地盤工学研究発表会, pp.1495-1496, 2011.
- 4) 地盤工学会: 地盤工学・実務シリーズ 29 シールド工法, pp.38, 2012.2

(2012. 9. 3受付)

Reinforcement proof stress for Long Pre-Supporting Systems of shallow mountain tunnel

Yuki Kasuya, Yusen Inagawa, Jinya Mitsui, Takashi Ushida and Shinji Yakita

New Pre-Supporting systems (Geo-Flex Beam) were developed in order to prevent a cave-in of the working face by non-open cut digging directly under railroads and roads. These systems are composed of a packer with grout that made in the ground by using free drilling. In this paper, field loading tests were executed to simulate the shield tunnel. It was confirmed that the beam provided sufficient strength. In addition, Finite Element Analysis was executed to simulate the field loading tests. It was confirmed that this analysis method allowed field loading tests because there aren't almost difference between experimental results and analysis results.