

シールド掘削工事を対象とした長尺先受け工法における設計法の提案

大林組 技術研究所 正会員 ○粕谷 悠紀, 稲川 雄宣, 山本 彰
 鉄道総合技術研究所 正会員 牛田 貴士, 焼田 真司

1. はじめに

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⁾。既報²⁾では、地盤中に造成した補強体の支保耐力を調査するために実施した現場載荷実験結果について報告した。本報では、同工法について「弾性支承梁上モデル」を用いた設計法を提案するとともに、同設計法を用いた試計算の結果について報告する。

2. 設計法の提案

(1) 弾性支承梁上モデルの概要：図-1 に、長尺鋼管フォアパイリング (AGF 工法) の設計法³⁾で採用されているトンネル縦断方向の「弾性支承梁上モデル」を示す。当該モデルは、
 ①計算モデルの作成や計算結果の整理が比較的簡便である、
 ②地盤と補強体を連続体として表現できる、
 ③トンネル支保工および補強体の剛性の違いによる支保効果を表現できる。

当該モデルでは、図-1 に示すように補強体を連続梁とし、支保工区間と地山 (未掘削) 区間を弾性支承ばねにより全体構造をモデル化する。支保工区間のばねを「支保工ばね定数 k_1 」、地山区間のばねを「鉛直地盤ばね定数 k_2 」という。当該モデルの台形荷重の形状と作用位置は、補強体に生じる正の曲げモーメントが最大になるように設定されている。

ジオフレックスビーム工法の設計にあたっては、切羽解放区間 l はシールドのカッター厚さに相当すると考え、安全側を考慮して 1.0m とする。補強体余長 l は、切羽から地山区間における補強体の先端までの長さであり、式(1)より求める。

$$l = s + 1.0 \tag{1}$$

$$s = h \tan(45^\circ - \phi/2) \tag{2}$$

s : 切羽前方すべり土塊上部の幅 (m)

h : 切羽高さ (m), ϕ : 土の内部摩擦角 ($^\circ$)

(2) 支保工ばね定数 k_1 の設定：図-2 に示す覆工厚 T は、既往の文献⁴⁾からトンネル幅の 4% とし、覆工幅 w は切羽解放区間 l と整合するよう 1.0m とした。支保工ばね定数 k_1 は、パイプルーフ工法の設計法⁵⁾の考え方に基づき、二次元構造解析で設定するトンネル天端部への集中荷重 F (=100kN) と同解析によって得られる弾性変位量 Δx より算出する。

$$k_1 = F / \Delta x \times y \tag{3}$$

y : 格点の受け持ち長さ (ばね間隔) (m)

表-1より、支保工ばね定数 k_1 はトンネル幅に依らずほぼ一定となった。

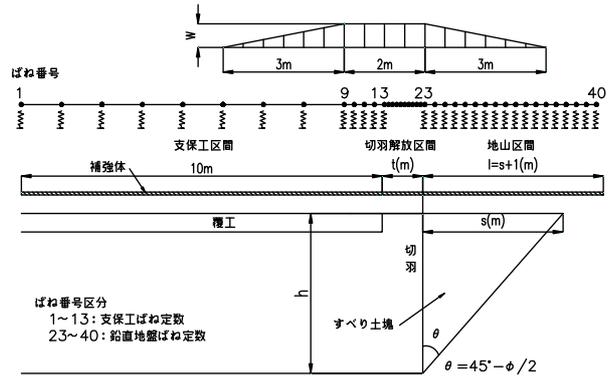


図-1 弾性支承梁上モデル

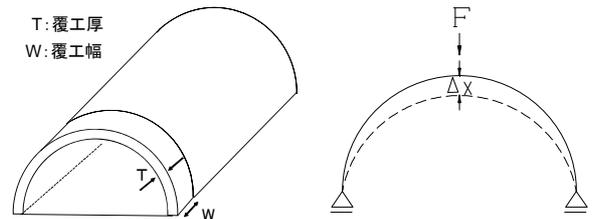


図-2 支保工ばね定数の検断断面と構造解析モデル

表-1 円形断面を対象とした支保工ばね定数

計算項目	単位	計算結果			
トンネル幅:D	m	4	8	12	20
覆工幅:w	m	1.0	1.0	1.0	1.0
覆工厚:T (トンネル幅の4%)	m	0.16	0.32	0.48	0.80
覆工断面積:A	m ²	0.160	0.320	0.480	0.800
覆工断面2次モーメント:I	m ⁴	0.0003	0.0027	0.0092	0.0427
トンネル天端部の作用力:F	kN	100	100	100	100
トンネル天端の鉛直変位量: Δx	mm	1.37	1.36	1.36	1.36
受け持ち長さ:y	m	1.0	1.0	1.0	1.0
支保工ばね定数:k _{1(1.0)}	kN/m	72,993	73,529	73,529	73,529
受け持ち長さ:y	m	0.25	0.25	0.25	0.25
支保工ばね定数:k _{1(0.25)}	kN/m	18,248	18,382	18,382	18,382

表-2 鉛直地盤ばね定数

計算項目	単位	計算結果						
N値	-	1	3	5	10	20	30	
N ^{0.65}	-	1.00	2.04	2.85	4.47	7.01	9.12	
鉛直方向地盤反力係数:k _v	kN/m ³	5,100	10,416	14,518	22,781	35,747	46,526	
各格点が受け持つ面積:A _w	m ²	n=1	0.038	0.038	0.038	0.038	0.038	0.038
		n=2	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075
		n=3	0.113	0.113	0.113	0.113	0.113	0.113
鉛直地盤ばね定数:k _{2(0.25)}	kN/m	n=1	191	391	544	854	1,341	1,745
		n=2	383	781	1,089	1,709	2,681	3,489
		n=3	574	1,172	1,633	2,563	4,022	5,234

キーワード 長尺先受け工法, 弾性支承梁上モデル, 設計法

連絡先 〒204-8558 東京都清瀬市下清戸 4-640 (株)大林組 技術研究所 地盤技術研究部 TEL 042-495-1015

(3) 鉛直地盤ばね定数 k_2 の設定 : AGF 工法の設計法⁶⁾の考えに基づき, N 値から鉛直地盤反力係数 k_v を推定する.

$$k_v = 5.1N^{0.65} \text{ (MN/m}^3\text{)} \quad (4)^{6)}$$

地山に支持される鉛直地盤ばね定数 k_2 は, 各格点の受け持つ面積 A_w に鉛直方向地盤反力係数 k_v を乗じて算出する.

$$k_2 = k_v \times A_w \quad (5)$$

$$A_w = y \times D_w \times n \quad (6)$$

D_w : 補強体幅 (m), n : 単位幅あたりの補強体の本数

表-2 より, 鉛直地盤ばね定数 k_2 は N 値が大きいほど, 単位幅あたりの補強体の本数 n が多いほど増加する.

(4) 許容載荷重の算定 : 当該工法の計算に用いる弾性支承梁上モデルを図-3 に示す. 計算ステップは, 想定する補強体造成位置までの土被り圧分を分布荷重として載荷し, 次に地表面上の載荷重を台形状の分布荷重として載荷する. 補強体の最大曲げモーメントが曲げ強度試験によって得られた降伏曲げモーメント M_y に到達した段階の上載荷重を極限載荷重 P_u とする. 図-4 は表-3 に示す条件および上載荷重 69.9kN/m^2 (補強体 1 本あたりにおける極限載荷重) で計算した曲げモーメント図を示しており, 曲げモーメントは支保工区間と切羽解放区間の境界付近で最大となる. 単位幅あたりに補強体を複数本配置する場合は 1 本当たりの載荷重として算出した. 極限載荷重 P_u を補強体の安全率 F_{sw} (=1.5) で除した載荷重を許容載荷重 P_a とした.

$$P_a = P_u / F_{sw} \quad (7)$$

3. 試算結果

図-5 に土の内部摩擦角をパラメーターとして試算で求めた補強体の造成深度と許容載荷重 P_a の関係を示す. 補強体の造成位置が深くなるほど許容載荷重は小さくなり, 内部摩擦角が小さいほどその低下幅は大きくなっている. これより, 補強体の造成位置が浅いほど支保効果が高くなる結果となっている. 図-6 に補強体の造成位置をパラメーターとして試算で求めた地盤の N 値と補強体の許容載荷重 P_a の関係を示す. この図から, 補強体の許容載荷重 P_a は N 値の増大に伴い漸増する傾向がみられる. 列車荷重を 32kN/m^2 とすると^{7),8)}, 補強体の造成深度にもよるが, N 値が 1~3 の粘性土地盤を対象とした場合, 補強体を 1.0m ピッチで配置することで列車荷重を支保できると考える.

4. まとめ

開発したジオフレックスビーム工法について, 「弾性支承梁上モデル」に基づく設計法を提案し, 試算を行った. 今後は, 先に実施した現場載荷実験について当該モデルを適用し, 設計法の検証を行う予定である.

参考文献 1)三井ら,土木学会第 67 回年次学術講演会,pp.669-670,2012. 2)粕谷ら,第 47 回地盤工学研究発表会,pp.1343-1344,2012. 3)ジェオフロンテ研究会:注入式長尺先受工法(AGF 工法)技術資料(五訂版),pp.31-47,2006,12. 4)地盤工学会:シールド工法,p.38,2012. 5)大谷ら,土木学会論文集 F Vol.64 No.4,

pp.450-462, 2008.12. 6)武内ら,土木学会論文集,No.623/VI-43, pp.191-202,1999.6. 7)鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物,p.26,1997.10. 8) 鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル,p.180,2001.3.

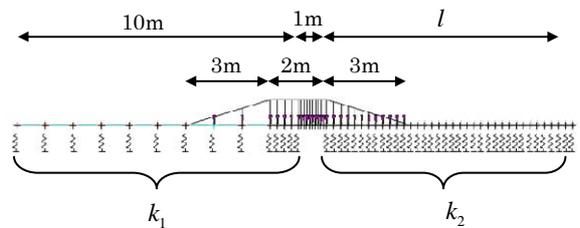


図-3 計算モデル

表-3 計算条件

種別	項目	記号	数値	備考
ばね定数	支保工ばね定数	$k_{1(1.0)}$	73,529 kN/m	$y=1.0\text{m}$
	鉛直地盤ばね定数	$k_{2(0.25)}$	18,382 kN/m	$y=0.25\text{m}$
	N 値	-	2	$y=0.25\text{m}$
地盤定数 (粘性土)	単位体積重量	γ_{sat}	14.0 kN/m ³	
	内部摩擦角	ϕ	5°	
	土被り	z	1.5 m	
補強体定数	ピッチ	P	0.5 m	
	補強体余長	l	8.75 m	
	変形係数	E	$6.79 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$	
	断面2次モーメント	I	$2.49 \times 10^{-5} \text{ m}^4$	
	ポアソン比	ν	0.2	
	降伏荷重	P_y	130.1 kN	
	降伏曲げモーメント	M_y	9.8 kN·m	

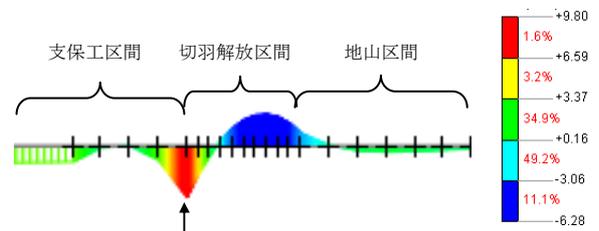


図-4 曲げモーメント分布 (極限載荷重 69.9kN/m^2)

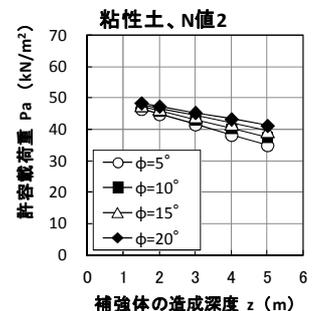


図-5 補強体の造成深度と許容載荷重の関係

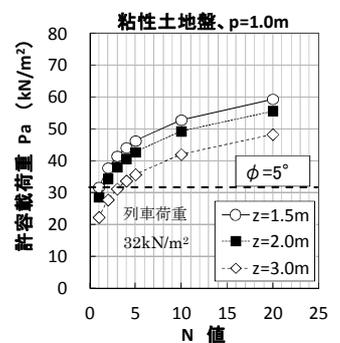


図-6 N 値と補強体の許容載荷重の関係