

# 実現場データを用いた弾塑性法における 地盤および補強材ばねの非線形効果に関する検討

土留め 弾塑性法 補強土

(株)複合技術研究所 正会員 矢崎 澄雄  
(財)鉄道総合技術研究所 正会員 小島 謙一  
東海旅客鉄道株式会社 野村 英一

## 1. はじめに

鉄道における掘削土留め工の設計は弾塑性法によることを基本としてしている。その際、設計に考慮する地盤のばねは他の基準類と同様に線形ばねとして、有効受働側圧を上限としたバイリニアでモデル化して用いている。しかし、実際には地盤は等方弾性体ではなく、異方性、非線形性を有しており、変形係数(すなわち地盤ばね)はひずみレベルに依存性して変化する。設計では安全側に比較的大きなひずみレベルでの変形係数を用いて線形のばね値として設定している。このため、現行の設計標準による地盤ばねを用いた弾塑性計算では、一般には実際よりも大きな変位量となることが多く、さらに掘削過程における土留め壁の変形挙動を精緻に予測することは困難である場合が多い。

また、支保工に切りばりやグラウンドアンカーを用いる場合には、鋼材の変形問題であるため線形ばねを用いるのが妥当であるが、補強土工法を支保工に適用した場合には、補強体周囲のせん断ばねが支保工ばねとなるため地盤ばねと同様に非線形性を有する。したがって、補強材ばねを線形として設計に適用した場合には実際の変形挙動と異なる。

そこで、各ばねの非線形性の適用に対する評価を行うことを目的として、土留め壁変位の計測データが得られている実現場の掘削断面に対して、地盤および補強材ばねに非線形効果を考慮した弾塑性逆解析を行い、計測結果および現行設計結果との比較を行った。

## 2. 計算断面

今回、比較計算を実施した掘削断面、地盤条件等を図1に示す。本掘削現場では、支保工に大径棒状補強材(ラディッシュアンカー)を6段、土留め壁には鋼矢板(FSP-)を適用している。掘削は7段階で行い、補強材設置位置+0.5mを各掘削深さとしている。

## 3. 検討方法の概要

地盤および補強材ばねの非線形性の適用に対する検討は、現場計測による変位を真値として計測結果を逆解析した結果、得られるばね値について評価することとした。

弾塑性法による逆解析は、地盤ばねおよび補強材ばねをパラメータとして行い、計測結果による土留め壁変位と比較したほか、これらのパラメータを設計標準に準拠して設定した場合の弾塑性計算結果についても示した。

## 4. 逆解析結果

表1に逆解析で用いたばね値と設計標準に準拠した場合のばね値を示す。設計標準による補強材ばねの設定は、場所打ち杭の設計せん断ばね定数の算定式によるものである。表2は土留め壁変位の比較結果である。同表は、表1の解析のパラメータでの弾塑性計算結果と、計測結果および設計標準準拠での計算結果による比較であり、Step1,3,5,6,7について示したものである。計測は同断面で2地点実施されており、概ね同様の挙動を示している。

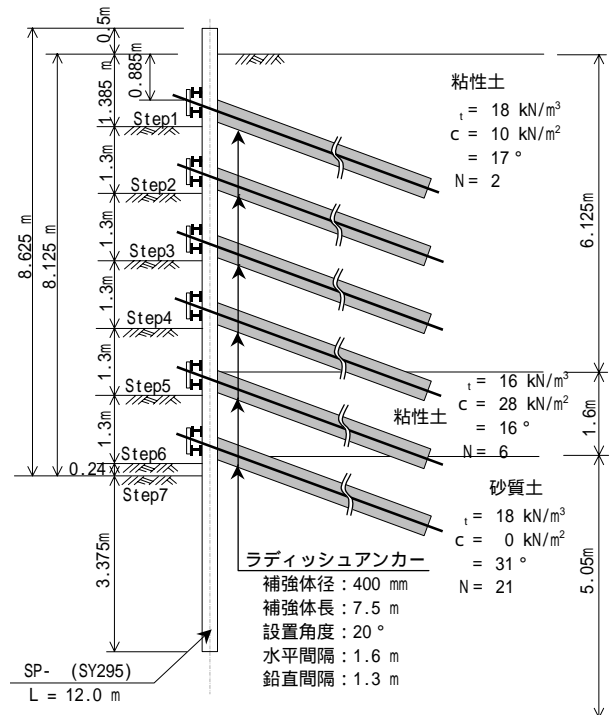


図1 計算に用いた掘削断面

表1 計算に用いた各ばね値

項目	設計標準	逆解析結果による値	
		解析	解析
地盤ばね $K_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	1層 $K_{h0} = 1250$	$K_{h0} \times 35$	$K_{h0} \times 35$
	2層 $K_{h0} = 3750$	$K_{h0} \times 5000$	$K_{h0} \times 5000$
	3層 $K_{h0} = 13125$	$K_{h0} \times 15000$	$K_{h0} \times 15000$
補強材ばね (kN/本/m)	1段目	4840	2500
	2段目	4840	2500
	3段目	4840	35000
	4段目	9688	100000
	5段目	32705	100000
	6段目	50875	100000

表2から、表1の解析の各ばね値を用いると、Step5までの土留め壁変位の挙動が比較的再現されていると判断できる。しかし、Step6以降での挙動が異なり、計測結果では土留め壁上部で前倒り的な変形挙動となっているのに対して、逆解析結果では土留め壁上部が補強材抵抗により抑えられる結果となっている。

このことから、次に表1の解析に示すように上部3段の補強材ばねを低下させることでStep6以降の変形挙動をシミュレートすることとした。その結果を表3に示す。上部の補強材ばねのみを低下させることにより、全ての掘削段階において現場計測による土留め壁変位の挙動をシミュレートすることができた。

また、設計標準に準拠したばね値の場合には、一次掘削時の土留め壁頭部の変位量が実測値に比べ過大となり、その結果、以降の全ステップで大きな変位量を示す結果となった。

### 5. 考察

1) 土留め壁変位は、一次掘削での変位量のオーダーが最終掘削時までの変位量に大きく影響しており、今回検討した断面・地盤条件においては、全掘削段階を通じて受働地盤部分の変位量は最大でも5mm程度以下であり、この程度の地盤のひずみに対しては設計標準で示すばね値よりも相当量大きなばね値であるものと推定される。(ただし、鋼矢板の継手剛性に対する低減率は0.45で妥当とした)

2) 補強材ばねに関して、逆解析の結果、Step5からStep6に移行する際に、上部3段のばね値を半減することで計測結果を再現することができた。このことは、変位の増加に伴う補強材ばね値の低下(非線形性)が土留め壁変位の予測に大きく影響していることを示している。

以上のことから、地盤および補強材のひずみレベルに応じた適切なばね値を設定すること、すなわち非線形性を考慮することで、掘削過程における土留め壁変位の挙動を精緻に予測することが可能である。

### 6. おわりに

本検討では、地盤ばねおよび補強材ばねをパラメータとして逆解析を行い、受働地盤のばね値および補強材のばね値をひずみレベルに応じて適切に設定することで、掘削過程に応じた土留め壁変位の挙動を再現することが可能であることが確認できた。

今後は、土留め壁変位と受働地盤のひずみとの関係を位置付けるとともに、三軸試験を実施し土のひずみレベルと変形係数との関係を整理する等により更なる検討を進める予定である。また、補強材ばねについても、補強材の引抜き試験結果を整理することにより、ひずみとばね値との関係を設計に反映されたい。

<参考文献>

- (財)鉄道総合技術研究所編, 鉄道構造物等設計標準・同解説(開削トンネル) 付属資料: 掘削土留め工の設計, 2001.3
- 西尾, 野村: 地山補強土工法による切土工事の観測結果, 土木学会第58回年次学術講演会, pp.1059~1060, 2003.9

表2 解析条件 による比較結果

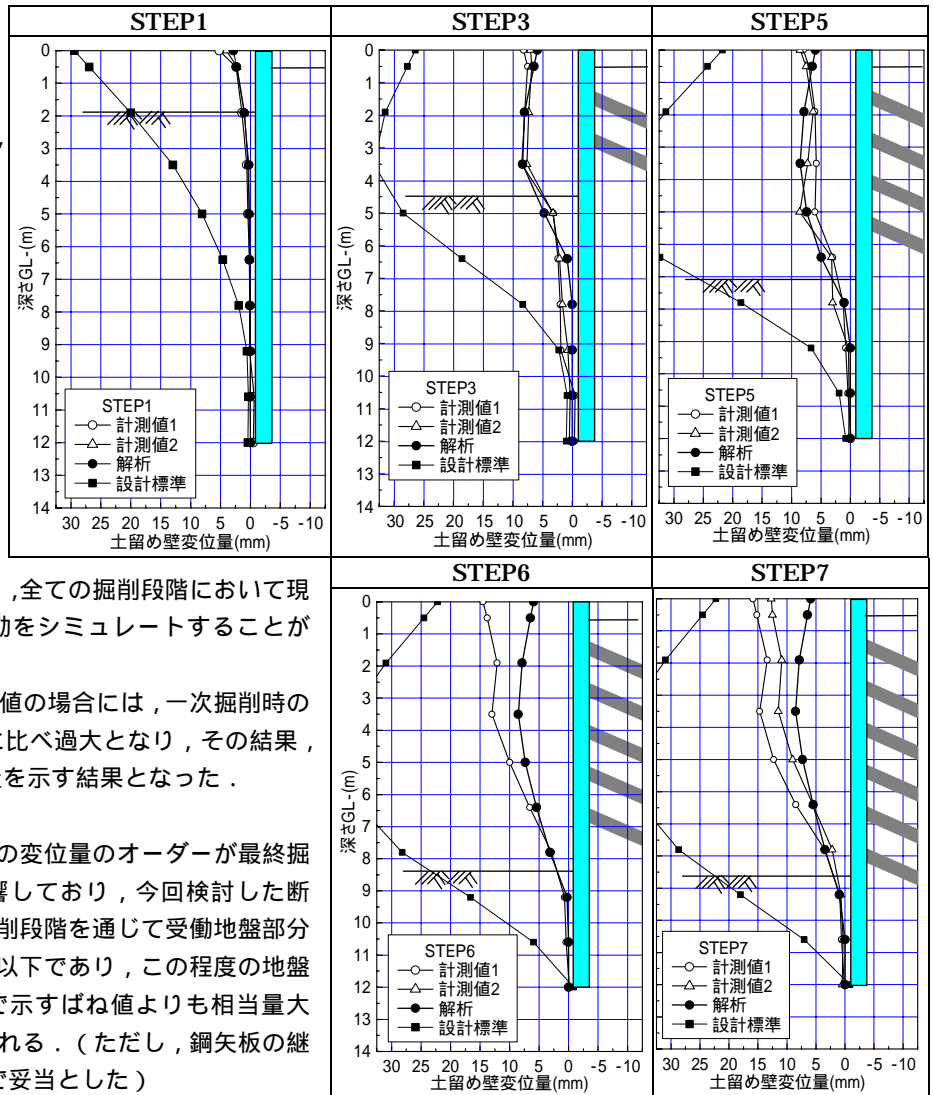


表3 解析条件 による比較結果

