

軟弱粘性土地盤の開削工事における土留めの合理化と情報化施工

清水建設（株） 正会員 鈴木 宏昇
首都高速道路（株） 菊地 勇気

1. 概要

高速神奈川7号横浜北線 新横浜出入口では、鶴見川に面する極めて軟弱な地盤において、柱列式連続壁と鋼製支保工を用いた開削工事で、主にU型擁壁とボックスカルバートを構築した。当該工区は、軟弱粘性土地盤であるAc層（N値0～1）が広範囲に広がっており、本発表の対象とする施工ブロックは、河川側の特に軟弱な地盤条件である。また、平面形状が複雑な土留めであることから、従来の設計手法では土留め支保工が過度に安全側の設計になることが懸念された。そこで、2次元の断面モデル（土留め弾塑性解析）と2次元の平面フレーム解析を組み合わせることで3次元挙動を模擬し、土留め支保工の合理化を図った。

この設計の考え方は、単純な2次元断面モデルで仮定したものと比較して実現象に近いものであり、支保工の平面配置が合理的になるが、地盤という不確定要素の多い材料を扱っている以上、予測解析が実現象と合わないリスクを有していた。そこで、土留め壁変位と支保工反力を計測管理し、情報化施工を行うことで施工時の安全性を担保できる仕組みを取り入れた。

実施工では、1次掘削において土留め変位が予測値を超過した。そこで、実測値を用いて逆解析を実施し、土質定数を見直した上で修正設計を実施した。修正予測値を用いて次ステップ以降の計測管理を行うことで、土留め壁および鋼製支保工の応力度を許容値内に収めつつ施工を完了することができた。

2. 地盤条件

(1) 地形・地質概要

本現場は、鶴見川中流域の沖積低地一部台地にあたり、自然堤防型平野面に該当する¹⁾。現在の鶴見川に沿って帯状に自然堤防が分布し、自然堤防と台地の間には後背湿地が広がっている（図-1）。計画路線は、上位から盛土層、沖積層、上総層群の順に堆積しており、沖積層は主に軟弱な粘性土を主体とし、一部に砂質土が分布している。上総層群は、泥岩や砂岩の互層からなっており、固結度が高く、通称「土丹」と呼ばれている地層である。

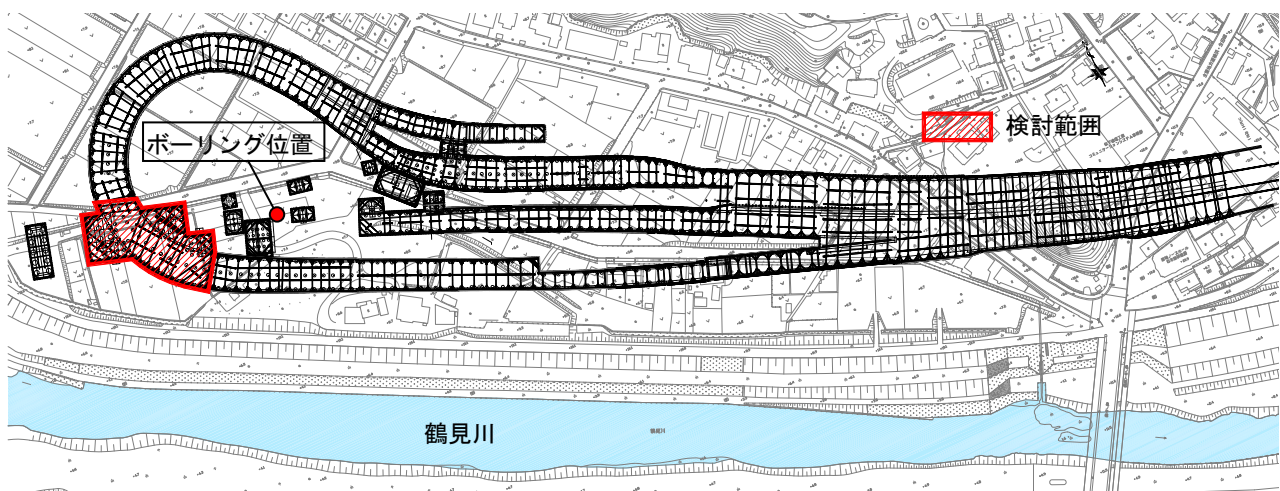


図-1 新横浜出入口施工エリアと地形図

キーワード 軟弱粘性土地盤、開削工法、情報化施工、土留め合理化、逆解析

連絡先 〒104-8370 東京都中央区京橋二丁目 16-1 清水建設（株） 土木技術本部 技術計画部 TEL 03-3561-3907

(2) 軟弱粘性土層 (Ac 層)

軟弱地盤という言葉に厳格な定義はないが、軟弱という表現は、一般的に強度が低く圧縮性の高い粘性土に対して適用され、Terzaghi & Peck が与えた軟弱さと強度との関係によると一軸圧縮強度 $qu \leq 50 \text{ kN/m}^2$ の地盤が軟弱地盤に該当する²⁾。したがって当該工区に堆積している沖積層 (Ac 層) は、上記の定義から軟弱地盤に分類されると考えられる。Ac 層は、シルト、粘土混じりシルト、有機質シルトを主体に構成される。地質調査において一軸圧縮強度 qu 、粘着力 c 、変形係数 E_0 が深度方向に対して強度増加する傾向がみられ、一軸圧縮強度は、GL-11.5m 付近まではほぼ一定に増加する傾向を示すが、それ以深から大きくばらつく傾向を示した。設計では、これらに加えて土質性状を勘案し、下記 (表-1) の理由から沖積粘性土層を GL-11.5m を境界に Ac1 層と Ac2 層の 2 層に分けた。

表-1 沖積粘性土層の層区分

層区分	各層の土質の特徴	
Ac1 層	自然含水比($w_n=101.9\%$)、塑性指数($I_p=60.7$)が大きい 湿潤単位体積重量が低い($\rho_t=14.5 \text{ kN/m}^3$) 腐食物の混入有	有機質土の傾向
Ac2 層	自然含水比($w_n=67.2\%$)、塑性指数($I_p=35.7$)が Ac1 層と比較して小さい 湿潤単位体積重量がやや高い($\rho_t=16.1 \text{ kN/m}^3$) 細砂の混入有	通常の粘性土の傾向

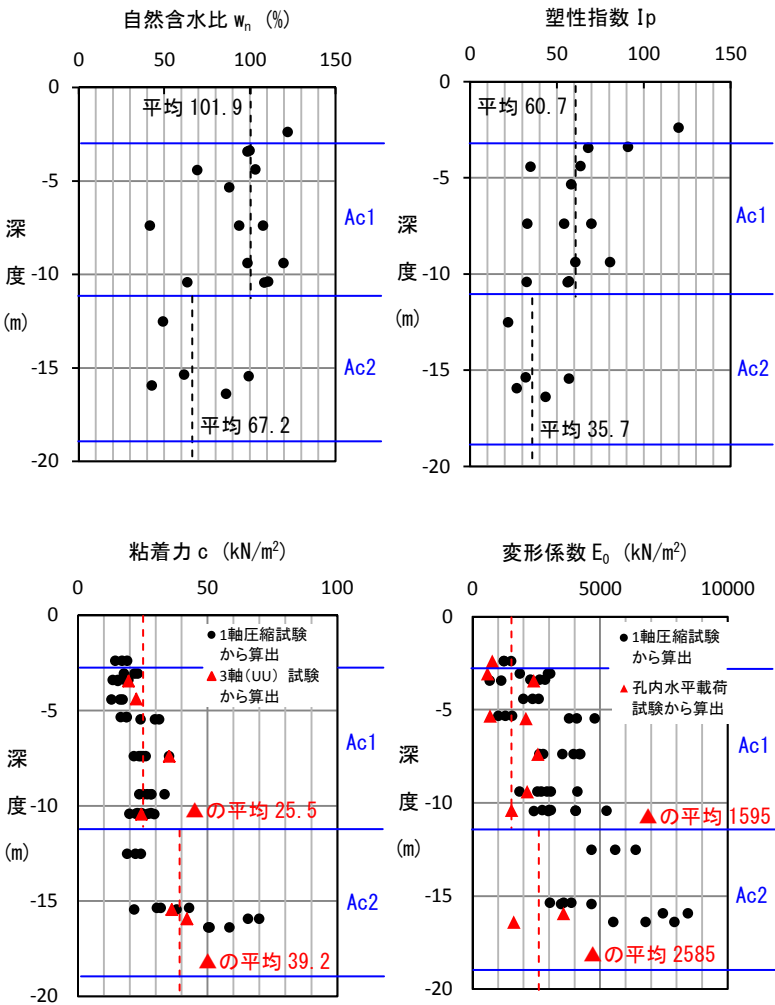


図-2 土質試験結果

表-2 土質定数

深度 GL-(m)	層厚 (m)	土質名	N値	湿潤単位体積重量 γ (kN/m^3)	内部摩擦角 ϕ	粘着力 C (kN/m^2)	変形係数 αE_0 (kN/m^2)
0.000							
-3.850	3.850	B	3	16.4	0	20.9	6760
-11.500	7.650	Ac1	1	14.5	0	25.5	6380
-19.400	7.900	Ac2	1	16.1	0	39.2	10340
		Km	50	18.5	6	2190.0	2815200

N値

図-2 に示す土質試験結果から、土留め支保工を設計するために土質定数を決定した（表-2）。粘着力 c は、1 軸圧縮試験と 3 軸圧縮試験（UU 試験）によって算出し、変形係数 E_0 は、1 軸圧縮試験から求まる E_{50} および現位置での孔内水平載荷試験によって算出した。Ac 層は自然に堆積した地盤なので、場所によるばらつきは少ないと考え、本工事の施工エリア全体の試験結果を用いて一律に定数を設定した。

粘着力 c は、GL-9m 付近までは深度方向に対して $c=3.2z+3.2$ (kN/m²) (z は GL からの深度(m)) で強度増加するが、GL-9m～-15m の深度では強度の増加がみられず、GL-15m 付近で値が大きくばらつく結果となった。コア採取および供試体製作時に乱された影響を懸念し、3 軸圧縮(UU)試験の平均値を採用した。変形係数 E_0 は、1 軸圧縮試験から算出した E_{50} の値をみると深度方向に増加傾向にある。一方、現位置で実施した孔内水平載荷試験の結果は 1 軸圧縮試験の E_{50} のそれとは異なり、深度方向の強度増加は認められず、値も E_{50} の下限値に近い値が得られた。定数設定の判断が難しかったが、孔内水平載荷試験の平均値を採用し安全側の設計を行った。

Ac2 層の粘着力および変形係数の定数設定は非常に困難であった。下限値ではなく平均値を採用したのは、土留め壁の下端を土丹層に根入れしており、下端が大変形を起こす崩壊モード（いわゆる足払いモード）やヒービングによる崩壊は起こらない（根入長が不足することはない）という想定と事前設計で過大設計を避け、情報化施工による事後設計と組み合わせることで最適設計を行うというコンセプトに基づいている。

3. 土留め設計の合理化

土留め壁は仮設構造物であり、本体工の建設が終了すれば不要となるため、通常の構造物以上に経済性が要求される。図-3、図-4 にそれぞれ土留め支保工平面図および断面図を示す。図-3 の左側の隣接ブロックは検討対象ブロックと同時施工とし、右側の隣接ブロックは工程上の理由から後施工とした。

日本の開削工事のうち掘削深さが 10m 以上の大規模土留めにおいては、梁ばねモデルを用いたフレーム解析（土留め弾塑性解析）が、土木学会のトンネル標準示方書³⁾や首都高速道路(株)の仮設構造物設計要領⁴⁾等の各機関の設計基準として採用されている。この手法は、掘削過程を考慮できることや土留め壁の変位を実際に近い形にモデル化できることが特徴であり、背面側および掘削側の側圧、水平方向地盤反力係数などの入力条件が適切に設定できれば、土留めの実挙動を精度よく表現できると考えられる。

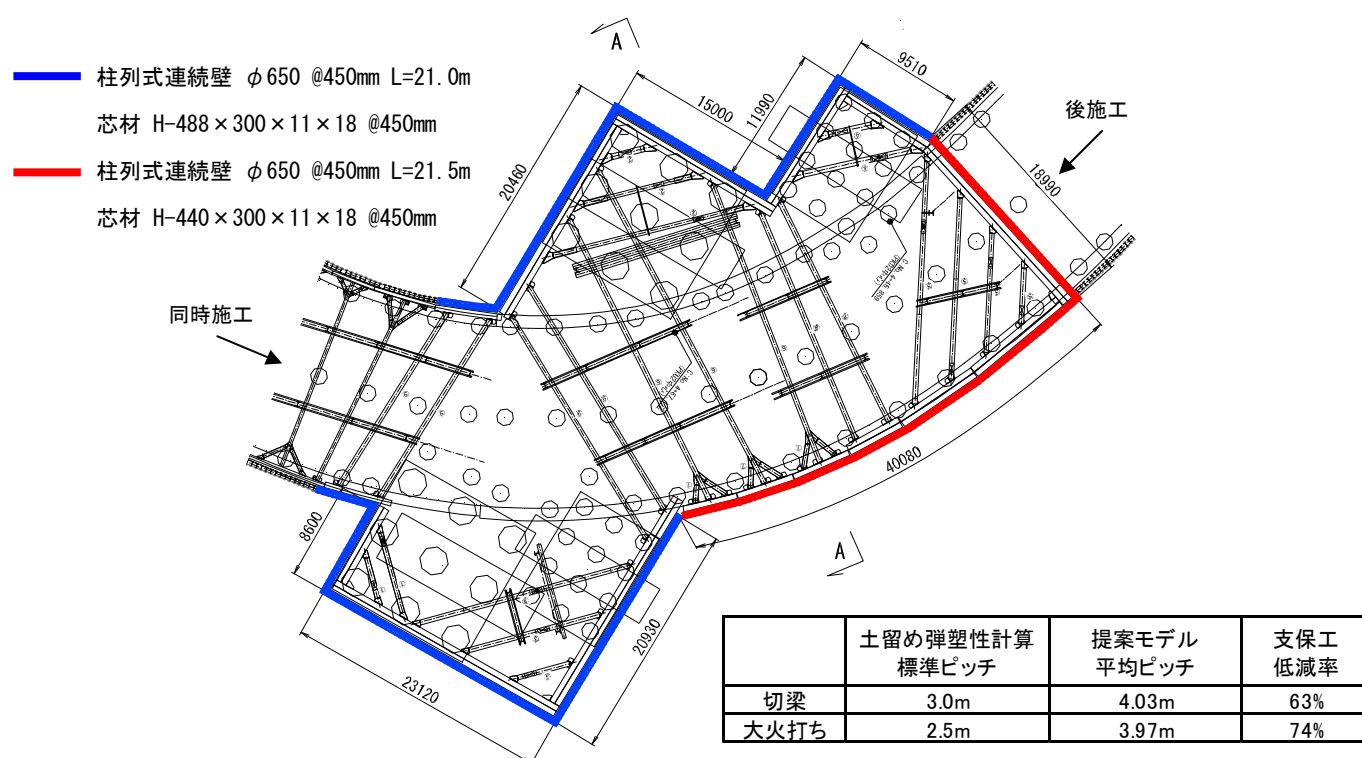


図-3 土留め支保工平面図

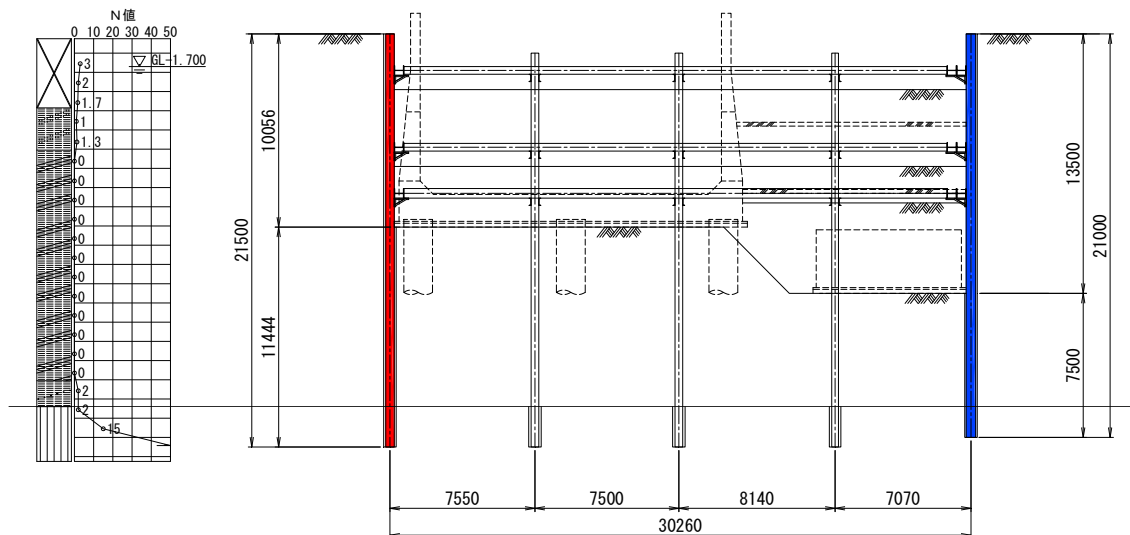


図-4 土留め支保工断面図 (A-A)

しかし、同解析は奥行き方向に一樣な条件下での解析であり、今回対象とする平面的に複雑な形状を考慮した解析とは考えにくい。そこで、合理的に支保工を配置するため、土留め弾塑性解析で算出した支保工反力を図-5 に示す 2 次元平面フレームモデルに外力として作用させ、支保工の仕様及び配置をトライ・アンド・エラーによって決定した。

2 次元フレーム計算は、

- ① 平面フレームに局所的な変形が発生せず、骨組全体が内側にほぼ均等に変形すること
 - ② 一部の支保工に荷重が集中せず、切梁に軸力が可能な限り均等に作用すること
- の 2 項目の条件を満たすように繰返し計算を実施した。

土留め壁の背面には、地盤反力による分布バネと柱列式連続壁による分布バネを設置した。地盤反力による分布バネは、土留め壁が背面側に変位する箇所の上に配置し、柱列方向の分布バネは、腹起しのずれ止めを設置する箇所（大火打ちの部分）の上に配置した。支保工の配置は、図-6 に示す 3 次元 CAD によって可視化し、施工性を考慮した上で最終的な位置決定を行った。

支保工は、土留め弾塑性計算で設計すると切梁および大火打ちの標準ピッチがそれぞれ 3.0m と 2.5m となるのに対して今回提案したモデルでは、支保工の平均ピッチが切梁:4.03m と大火打ち:3.97m となった。一部で支保工の部材がランクアップ (H400→H500) したが、全体的に見ると鋼材量を従来の設計手法 (2 次元モデル断面) の約 75% に低減することができた。

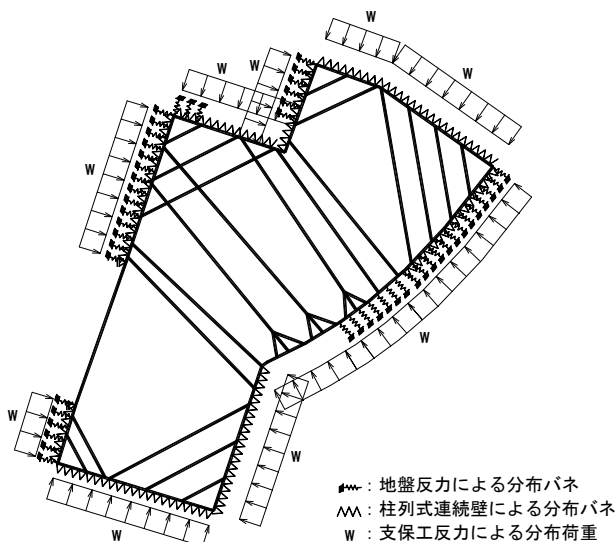


図-5 2 次元フレームモデル図

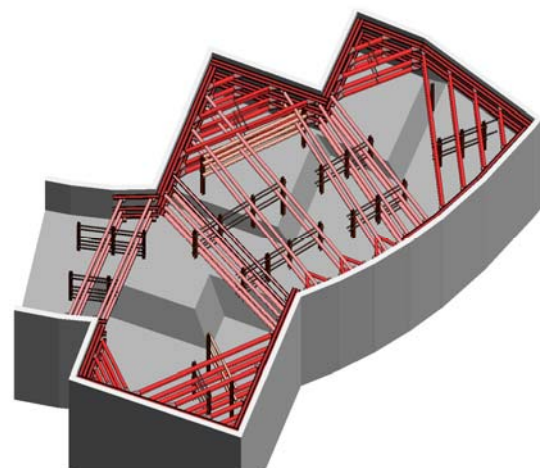


図-6 3 次元 CAD モデル図

4. 情報化施工

(1) 情報化施工概要

土留め弾塑性解析に基づいた土留壁の予測変位量は、実際に計測される変位量よりも大きくなるケースが一般的であり、結果として安全な設計となる場合が多いことが知られている⁵⁾。それでも、土留め構造物やその周辺地盤の挙動は複雑であり、土留めの設計法は、過去の施工事例の最大公約数的なものとして捉え、設計段階で設定した各種パラメータを変更することなく、すべての施工ステップで実挙動を管理することは難しいことを念頭に施工計画を立てる必要がある。

本現場では、この問題点を解決するために、施工中の構造物の挙動を観察・計測し、その結果によって当初設計の妥当性を検討する情報化施工を実施した。図-7 に示す位置に土留め壁の変位計測を行う自動計測器、切梁の軸力を計測するひずみゲージを設置した。計測の結果から構造物の挙動が予測どおりであれば施工を続け、予測と異なる場合には、設計時に用いた土質定数等を修正し、必要に応じて設計や施工方法を修正した。

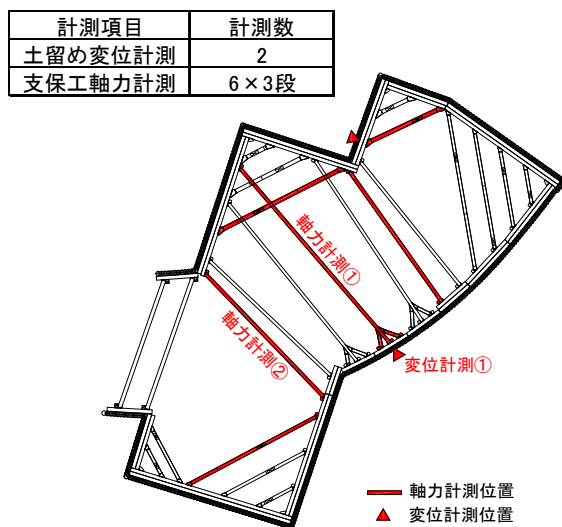


図-7 計測位置平面図

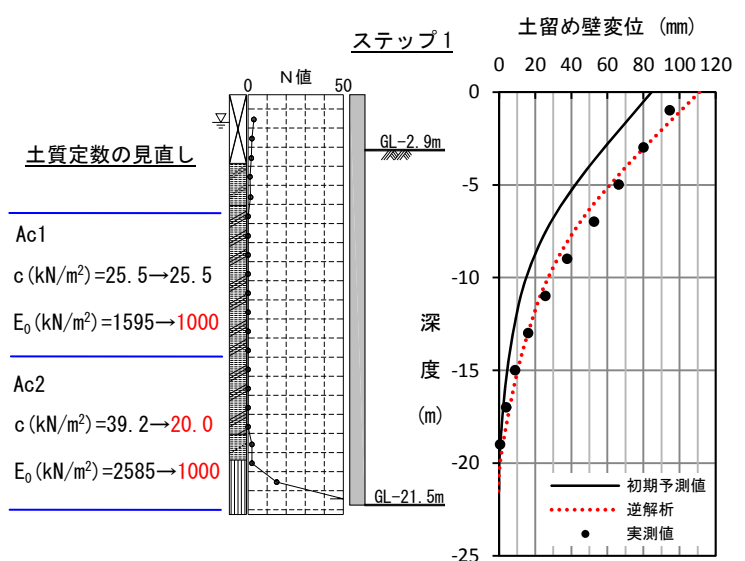


図-8 土留め壁変位図(ステップ1)

(2) ステップ1：1次掘削（2.9m掘削）→逆解析によるフィッティング

図-8 に示す通り、1次掘削において変位が予測値を超過した。実測値を逆解析した結果、Ac層の粘着力 c および変形係数 E_0 を図-8の通り低減させた際に、実測値と逆解析値がよく一致した。GL-15m付近のAc層は、地盤調査の段階で粘着力と変形係数が非常にばらついており、土質定数の設定が困難であった。再設定した土質定数の値は地盤調査で得られた値の下限值とほぼ一致しており、想定外の数値ではない。ただし、設計段階から土質試験の下限値を採用することは合理的ではないと考える。

次に見直した土質定数を使用し、土留め弾塑性解析を実施した結果、ステップ4（最終掘削時）において、土留め壁の曲げ圧縮応力度が許容応力度を超過することがわかった。そこで、対策案として、1～3段目の各支保工に $R=500\text{kN}$ /本のプレロードを載荷し、壁体変位を抑制することで、土留め壁に発生する曲げモーメントを低減した。その結果、図-9 に示す通り、プレロードによって土留め壁の変位を抑制し、曲げモーメントを許容値内に収めることができた。この結果より、土質定数を見直した条件で最終ステップ（ステップ7）まで施工可能であると判断した。

ステップ2以降は、ここで算出した修正予測値を用いて計測管理を行った。

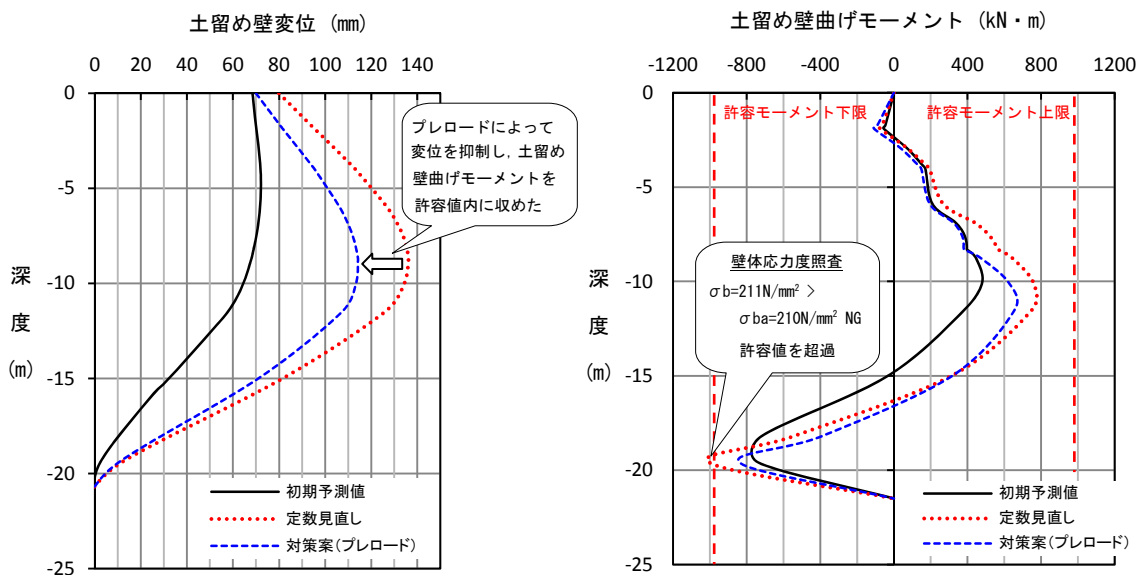


図-9 土留め壁変位図と曲げモーメント図(修正設計・ステップ4)

(3)ステップ2：1 段目支保工設置・2 次掘削（6.9m 掘削）

図-10 に示す通り，ステップ2 では修正した予測値ほどの土留め壁変位は発生しなかった．また，図-13 に示すように，切梁軸力の値もステップ2 が完了した時点で，実測値が予測値を大きく下回る結果となった．この段階において，修正した予測値が過大であった可能性も考えられたが，安全側の値であることと，切梁の許容値には余裕があったことからステップ1 完了時に修正した設計通りに2 段目支保工にもプレロード($R=500\text{kN/本}$)を載荷させて施工を続けた．

(4)ステップ3：2 段目支保工設置・3 次掘削（8.8m 掘削）

図-11 に示す通り，ステップ3 において土留め壁変位が大きく増加した．予測値の増分からすると過大な変位であったが，結果として実測値がステップ3 における修正予測値とほぼ一致する結果となった．これは，受働側地盤の塑性化と変形が時間をおいて進行したものと考えられ，ステップ2 完了時にプレロード載荷を中止しなかったことは正しい判断であったと言える．

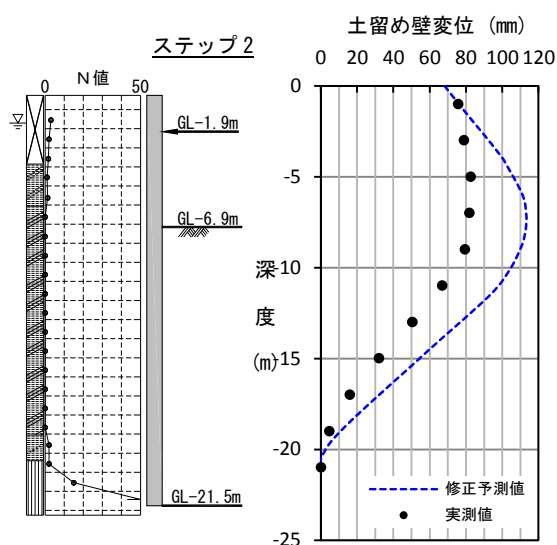


図-10 土留め壁変位図(ステップ2)

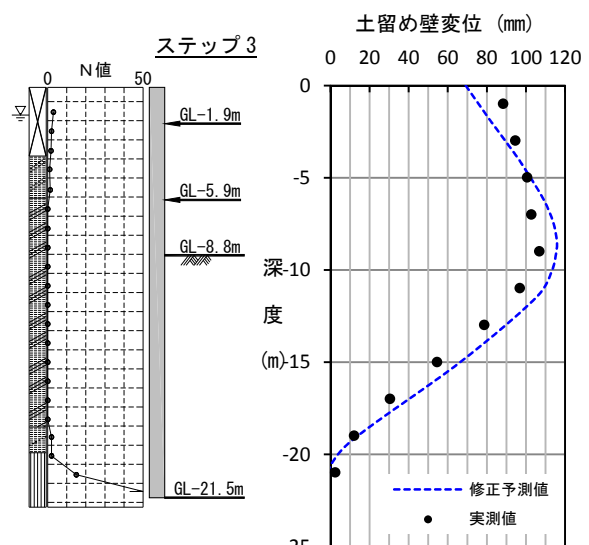


図-11 土留め壁変位図(ステップ3)

(5) ステップ4～7：最終掘削（10.1m 掘削）～1 段目支保工撤去（最終ステップ）

ステップ4～7は、それぞれ以下の施工工程である。

- ・ステップ4：3 段目支保工設置・最終掘削
- ・ステップ5：均しコンクリート打設・3 段目支保工撤去
- ・ステップ6：底版コンクリート打設・2 段目支保工撤去
- ・ステップ7：壁コンクリート打設・1 段目支保工撤去（最終ステップ）

各ステップにおいて、修正予測値と実測値がよく一致したため、設計の見直しや追加対策なしで施工を継続、完了することができた。図-12 にステップ4 およびステップ7（最終ステップ）の土留め壁変位図を示す。

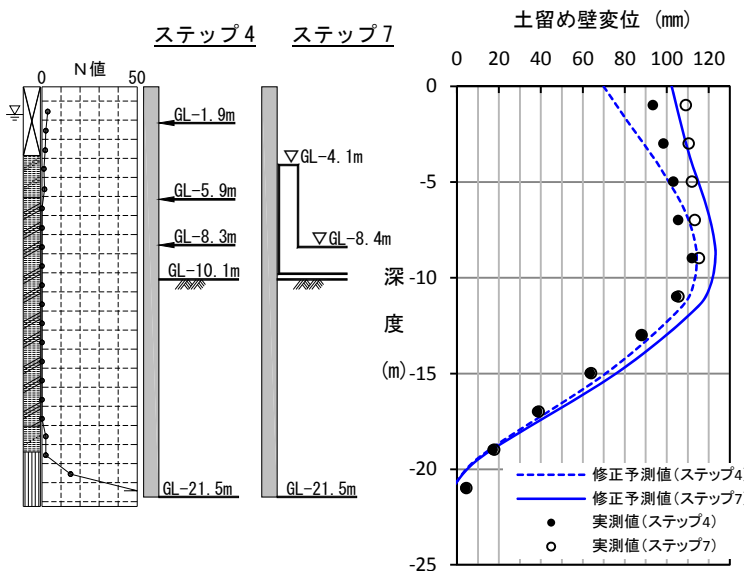


図-12 土留め壁変位図(ステップ4・7)



写真-1 ステップ4（最終掘削）施工

(6) 切梁軸力

図-13 に切梁軸力の予測値と実測値のステップごとの推移を示す。軸力計測計①では、1 段目切梁の実測値が予測値を大きく下回る結果となったが、各ステップにおける傾向は一致している。2 段目支保工についてもステップごとの傾向は一致したが、最大値は実測値が予測値を大きく下回った。軸力計測計②では、1 段目切梁の実測値は予測値とよく一致した。2 段目切梁は、軸力計測計①と同様に、各ステップの傾向は一致したものの最大値には実測値と予測値にかい離がみられた。

どちらの計測結果も、支保工撤去時にその上段の切梁が最大軸力となり、同時に土留め壁の変形も進行する傾向がみられた（これは予測値とも一致）。したがって、土留め支保工の設計は、最終掘削以降の支保工撤去時の検討が非常に重要となることが実証された。

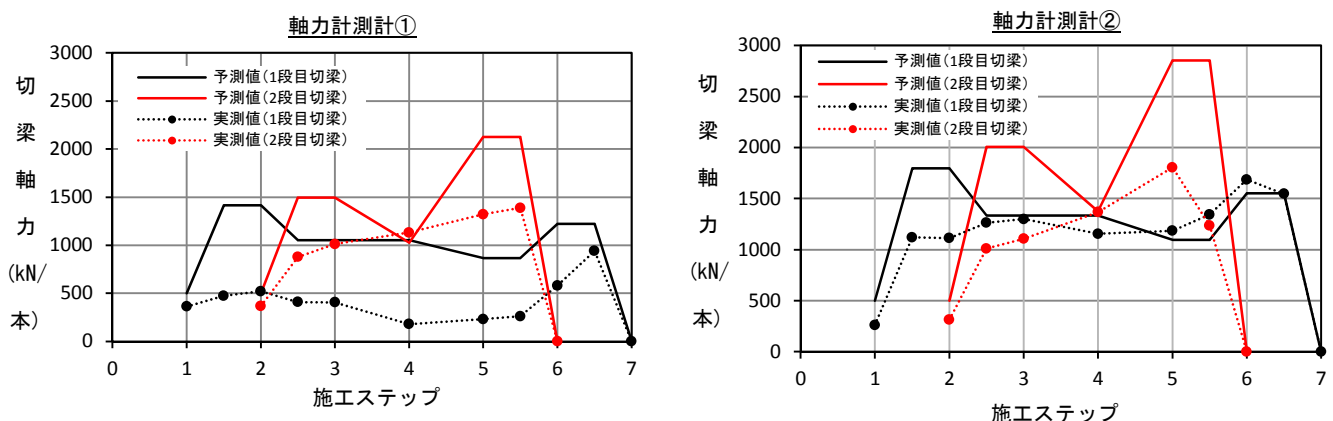


図-13 切梁軸力図

(7)実施した情報化施工の流れ

表-3 に本工事で実施した情報化施工の流れを示す。

表-3 情報化施工の流れ

ステップ	施工内容	発生事象		評価・検討	施工へのフィードバック
		土留め壁変位	切梁軸力		
ステップ1	1次掘削	実測値が予測値を超過	-	逆解析を実施 土質定数見直し 修正設計を実施	ステップ2でプレロード導入
ステップ2	1段目支保工設置 2次掘削	実測値が予測値を 大きく下回る	実測値が予測値を 大きく下回る	経過観察・施工継続	ステップ3でプレロード導入
ステップ3	2段目支保工設置 3次掘削	実測値が大きく増加	計測計②1段目の実測 と予測値がほぼ一致	地盤の塑性化が時間 において進行した	ステップ4でプレロード導入
ステップ4	3段目支保工設置 最終掘削	頭部変位の実測値が 予測値を超過	-	頭部変位は壁体応力に 影響しないため経過観察	-
ステップ5	均しコンクリート打設 3段目支保工撤去	実測値と予測値がよく一致	計測計②1段目の実測値 が予測値を超過	切梁は許容値以下のため 経過観察・施工継続	-
ステップ6	底版コンクリート打設 2段目支保工撤去	実測値と予測値がよく一致	計測計②1段目の実測 が予測値を超過	切梁は許容値以下のため 経過観察・施工継続	-
ステップ7	壁コンクリート打設 1段目支保工撤去	実測値と予測値がよく一致	-	施工完了	-

6. まとめ

極めて軟弱な沖積粘性土地盤において、2次元断面における土留め弾塑性解析と2次元平面モデルによるフレーム解析を組み合わせることで、経済的（従来の設計手法から支保工の鋼材量を25%低減）な土留め支保工の設計を行った。同時に、情報化施工によって各ステップで予測値を見直し、安全に掘削工事を完了することができた。以下に、本工事で得られた知見を示す。

- (1) 平面形状が複雑な土留め支保工に対しては、土留め弾塑性解析と2次元平面フレーム解析を組み合わせることで、経済的な土留め設計を行うことが可能である。
- (2) 土留め設計における事前予測は、地盤の不確実性を含んでいる以上、予測と計測値が一致しないリスクを有しており、そのことを念頭に施工計画を立てることが重要である。
- (3) 地盤調査において結果がばらつく土層は、土留め設計の土質定数の設定が困難であるが、情報化施工を行うことで合理的かつ安全な施工管理が可能である。
- (4) 支保工撤去時に、その上段の切梁が最大軸力となりうるため、土留め支保工の設計では、最終掘削以降のステップの検討が非常に重要となる。土留め弾塑性解析において適切な条件設定を行うことで、支保工撤去時の土留め挙動を予測可能である。

参考文献

- 1) 門村浩：多摩川低地の地形，地理科学，no.1 pp.16-26，1961.
- 2) 社団法人 土質工学会：軟弱地盤の理論と実際，pp.2-3，土質工学会，1992.
- 3) 社団法人 土木学会：トンネル標準施工方書[開削工法]・同解説，土木学会，2016.
- 4) 首都高速道路(株)：仮設構造物設計要領，首都高速道路(株)，2007.
- 5) 小林俊一：地盤と構造物の相互作用を考慮した土留め挙動の解析手法，土木学会論文集 F1(トンネル工学)，Vol.69, No.1, pp.39-53，2013.