

地盤と構造物の相互作用を考慮した 土留め設計手法に関する検討

塚田 泰博¹・長屋 淳一²・譽田 孝宏²・篠原 聖二³・小林 俊一⁴

¹正会員 (株) 地域 地盤 環境 研究所 地盤解析部 (〒550-0012 大阪府大阪市西区立売堀4-3-2)
E-mail:tsukada@geor.co.jp

²正会員 (株) 地域 地盤 環境 研究所 地盤解析部 (〒550-0012 大阪府大阪市西区立売堀4-3-2)

³正会員 阪神高速道路(株) 建設事業本部 (〒550-0011 大阪府大阪市西区阿波座1-3-15)

⁴正会員 金沢大学 理工研究域 環境デザイン学類 (〒920-1192 石川県金沢市角間町)

日本の開削トンネル工事のうち、深い土留め掘削に対する設計においては、梁ばねモデルを用いたフレーム解析(土留め弾塑性解析)が通常よく用いられるが、本方法で予測した土留め壁水平変位量は、実工事での実測変位量よりも大きく、変形モードも異なる場合が多い。本研究では、地盤と構造物間の相互作用を考慮した土留め設計モデルを開発し、実際の開削トンネル工事現場における計測から得られた土留め壁変位と比較検討を行った。その結果、提案モデルの方が従来モデルよりも実測変位量を精度良く表現できることが分かった。この傾向は、砂・砂礫卓越地盤よりも粘性土卓越地盤において顕著であった。予測誤差の統計分析結果を基に、所定の超過確率(「予測値>実測値」となる確率)を得るように、土留め壁変位分布を平行移動することで安全余裕度を担保する設計法を提案した。

Key Words : Retaining structure, Design, Beam Spring Model, Interaction, Wall Displacement

1. はじめに

現在、我が国の開削トンネル工事における土留め設計法の多くは、「慣用法¹⁾」と「弾塑性法¹⁾」に大別される。特に、後者の計算法は、GL-15m以上の深い掘削に対する土留め設計法としてよく用いられている。同計算法は、土留め壁を梁に、土留め周辺地盤や切梁をばねに置換した梁ばねモデルによるフレーム解析(土留め弾塑性解析)であり、掘削過程や土留め壁全長を計算モデルにおいて考慮できることが特徴として挙げられる。したがって、掘削側および背面側の側圧、掘削側地盤の水平地盤反力係数などの入力条件を合理的に設定できれば、実挙動を適切に表現できると考えられる。このような土留め弾塑性解析手法は、土木学会のトンネル標準示方書²⁾や阪神高速道路(株)の開削トンネル設計指針³⁾などに見られるように、各機関の設計基準として採用しているのが実状である。

しかし、大規模掘削問題については、これらの設計法に基づいた土留め壁の予測変位量が実現場の計測変位量を過大評価し、変形モードが異なる傾向が強い。このため、合理的設計という観点からは現在の設計手法に検討の余地が残されていると考えられる。

阪神高速道路(株)では、従来の土留め弾塑性法(従来設計法)の計算モデル³⁾(以下、従来モデル)に過度の安全余裕度(土留め壁水平変位に対して)が含まれている可能性があるとして、適切な安全性を担保した上でより経済的な設計法の確立を目的に、合理的な土留め設計手法について検討おこなってきた⁴⁾。また、掘削問題の力学的特徴である「土留め壁作用側圧は、土留め壁の変形に伴って変化する」ことを考慮し、地盤や土留め壁の挙動およびそれらの相互作用の非線形性を簡潔な物理モデルで表現して土留め壁の挙動予測をおこない、設計に活用するアプローチについても検討してきた⁵⁾。

本報告では、新たに提案した土留め挙動解析モデル(以下、提案モデル)の設計法への適用について説明する。提案モデルを用いて阪神高速道路(株)と他事業者⁶⁾が施工したさまざまな地盤特性を有する開削トンネル工事現場を対象に土留め弾塑性解析を実施し、土留め壁変位量の実測値と原設計値(従来モデルによる計算値)と新設計値(提案モデルによる計算値)を比較することにより提案モデルの優位性を示す。また、上記の設計値と実測値の誤差について統計分析を行うことにより、提案モデルの予測精度および安全余裕度について検討をおこない、提案モデルを用いた設計法の適用性について報告する。

2. 提案モデルの概要

(1) 提案モデルの基本方針

提案モデルの開発においては、「従来モデル」が持つ長所を勘案した上で、合理的な挙動予測の可能なモデルの構築を目的とし、以下の点を配慮した。

- ・ 梁やばねなどの物理モデルにより土留め壁の変形挙動を簡潔に表現できるモデルであること
- ・ 事前予測の段階で各種パラメータを変更せず、各掘削段階の変形モードを表現可能であること
- ・ 「地盤－構造物間の相互作用の非線形性」を考慮可能であること

(2) 従来モデルの特徴と課題

阪神高速「開削トンネル設計指針」等で用いられる土留め弾塑性法には、以下の特徴がある(表-1参照)。

- ・ 土留め壁作用側圧の分布形状、弾/塑性域を仮定
- ・ 弾性域は弾性床土上の梁理論に基づいた「地盤－構造物の相互作用の非線形性」を利用
- ・ 梁理論に基づいて仮定した外力(側圧)に対する土留め壁変位量を計算

「地盤－構造物の相互作用の非線形性」の観点から考えると、以下の点において改良の余地が残されている。

- ・ 相互作用の考慮は、掘削側地盤の弾性領域のみで、線形弾性地盤ばねに基づく線形の相互作用
- ・ 上記の弾性領域外では側圧分布を仮定しているが、側圧は相互作用に伴って変化
- ・ 挙動の非線形性は、初期条件や施工過程に依存するため、一連の施工過程に沿った連続解析が必要

(3) 提案モデルの特徴

「地盤－構造物の相互作用の非線形性」を取り入れた解析モデルを提案するために以下の点を考慮した。

- ・ 水平方向の荷重－変位関係のみを考慮し、一次元弾塑性ばねでモデル化
 - ・ 地盤ばねは弾性領域では剛性様の線形弾性ばね、塑性領域では完全塑性ばねを仮定
 - ・ 地盤ばねの塑性強度は、有効土被り圧に依存した主働および受働土圧であり、掘削側の塑性強度は掘削に伴って変化
 - ・ 土留め壁の両側に地盤ばねを配置し、掘削に伴い土留め壁が露出した部分は、掘削側地盤のばね剛性をゼロに設定
 - ・ 初期側圧は、初期状態の地盤ばねに反力が生じるように履歴パラメータを設定することにより考慮
 - ・ 履歴パラメータは、地盤の塑性化に伴って更新され、履歴依存性を表現(土留め壁変位に伴って塑性状態になった場合でも、プレロードや埋め戻しにより壁の変位が戻された場合は弾性状態に戻る)
- また、土留め壁と切梁は、以下のようにモデル化した。
- ・ 土留め壁は線形弾性梁(離散化は剛棒と回転ばねによる)と仮定し、曲げ変形のみを考慮
 - ・ 切梁は線形ばねでモデル化し、切梁導入位置に切梁軸力として水平力を作用
 - ・ プレロード導入の際は、切梁変位がプレロードに対応するようにジャッキ履歴パラメータを導入
- なお、提案モデルの定式化は、参考文献5), 8), 9)を

参照。

表-1 提案モデルの特徴および従来モデルとの相違点^{5),8),9)に加筆}

	従来モデル	提案モデル
モデル		
土圧	Rankine 土圧や Coulomb 土圧により土圧分布を仮定	<ul style="list-style-type: none"> ・ 地盤と構造物の相互作用結果を介して得られる。 ・ 掘削に伴う土留め壁変位に依存して変化する。
地盤ばね	線形弾性ばね(掘削側のみ配置、塑性挙動は外力に置換)	弾完全塑性ばね(掘削側と背面側の両側に配置)
土留め壁	梁－ばねモデル(1次元連続体)	剛棒－ばねモデル(1次元離散化)
切梁		線形弾性ばね(従来モデルも提案モデルも同じ)

3. 提案モデルによる土留め弾塑性解析

提案モデルの妥当性を確認するために、開削トンネル工事の土留め壁の設計成果、計測管理データを収集、整理し、提案モデルに基づく土留め弾塑性解析を実施した。

表-2 解析対象現場一覧表

現場名	主体対象土層	掘削幅 (m)	掘削深度 (GL-m)	土留め壁芯材長 (m)	切梁段数
A現場	沖積粘性土層	17.20	23.78	36.50	6
B現場	沖積砂・砂礫層	23.04	15.21	23.00	4
C現場	沖積粘性土層	31.30	12.94	35.80	5
D現場	沖積粘性土層	25.35	9.14	20.00	3
E現場	沖積粘性土層	16.25	21.55	26.30	7
F現場	沖積粘性土層	17.15	21.70	27.52	7
G現場	沖積粘性土層	13.12	16.68	27.80	5
H現場	沖積砂・砂礫層	23.17	6.40	10.00	2
I現場	沖積砂・砂礫層	34.02	7.80	12.60	2
J現場	沖積砂・砂礫層	44.22	10.30	18.00	3
K現場	沖積砂・砂礫層	25.29	16.20	23.50	6
L現場	沖積砂・砂礫層	23.34	15.77	20.50	4
M現場	沖積砂・砂礫層	22.20	14.98	19.50	4
N現場	沖積砂・砂礫層	23.34	15.77	21.50	4

(1) 土留め設計および現場計測データの収集整理

本検討では、35計測断面に対して土留め掘削工事の設計、計測データを収集した。収集した35計測断面に対し、(a)主たる掘削対象地盤の特性、(b)土留め壁の種類、(c)掘削深度、(d)掘削幅、(e)土留め壁長、根入れ長に着目して分類、整理した上で、表-2に示す14現場の計測断面に対して提案モデルに基づく土留め弾塑性解析を実施した。なお、14計測断面のうち6断面が粘性土卓越地盤の現場で、8計測断面が砂・砂礫卓越地盤の現場である。

(2) 土留め弾塑性解析結果

解析結果の例を粘土卓越地盤、砂・砂礫卓越地盤に分けて以下に示す。

粘土卓越地盤であるA現場の土留め壁変位分布を図-1に示す。同図より、提案モデルによる変位分布(赤実線)は実測値(青丸)を精度良く評価できているのに対し、従来モデル(青実線)では過大評価していることが分かる。

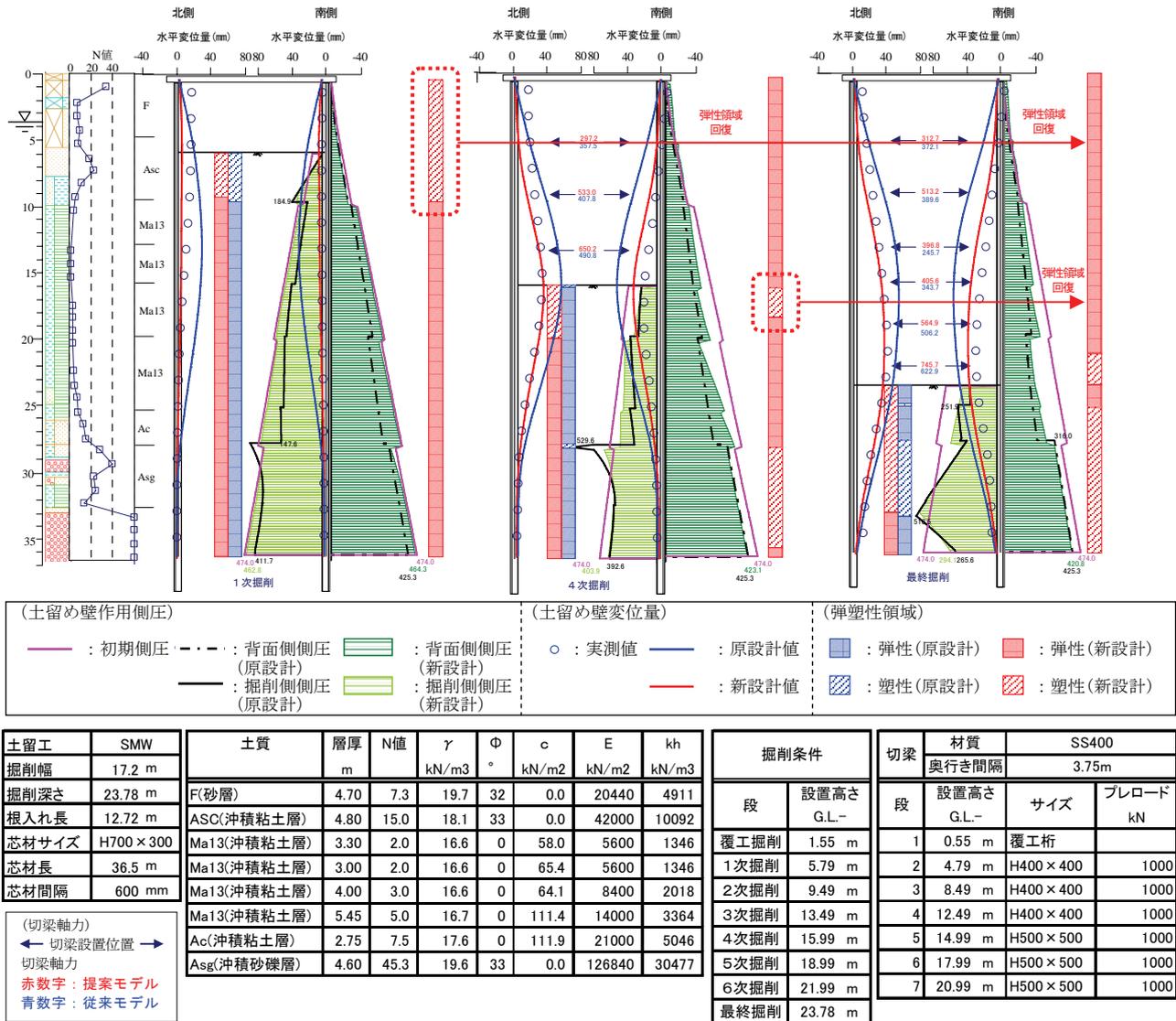


図-1 A現場の土留め壁変位分布および土圧分布(粘性土卓越地盤の解析例)

この傾向は、掘削底面以浅で顕著である。これは、背面側地盤ばねの設定方法の違いによるところが大きいと考えられる。提案モデルでは、掘削の進行に伴い背面側地盤に塑性域が発生するが、切梁導入時のプレロード荷に伴って弾性領域が回復する(1次掘削および4次掘削時に最終掘削底面以浅で発生した塑性領域が、最終掘削時には弾性領域に戻っている)。この挙動は、提案モデルの「地盤-構造物の相互作用の非線形性」によるもので、従来モデルでは表現できないものである(従来モデルの背面側地盤は主動側圧を考慮し、地盤ばねは働かない)。提案モデルでのみ考慮される地盤ばねの効果により土留め壁変位が抑制され、より実測値に近い解を得たと考えられる。

一方、砂・砂礫卓越地盤のB現場の土留め壁変位分布を図-2に示す。この結果においても掘削底面以浅のプレロード荷に伴う弾性領域回復挙動が顕著に現れている。しかし、従来モデルと同様に提案モデルでも実測値を過大評価している。

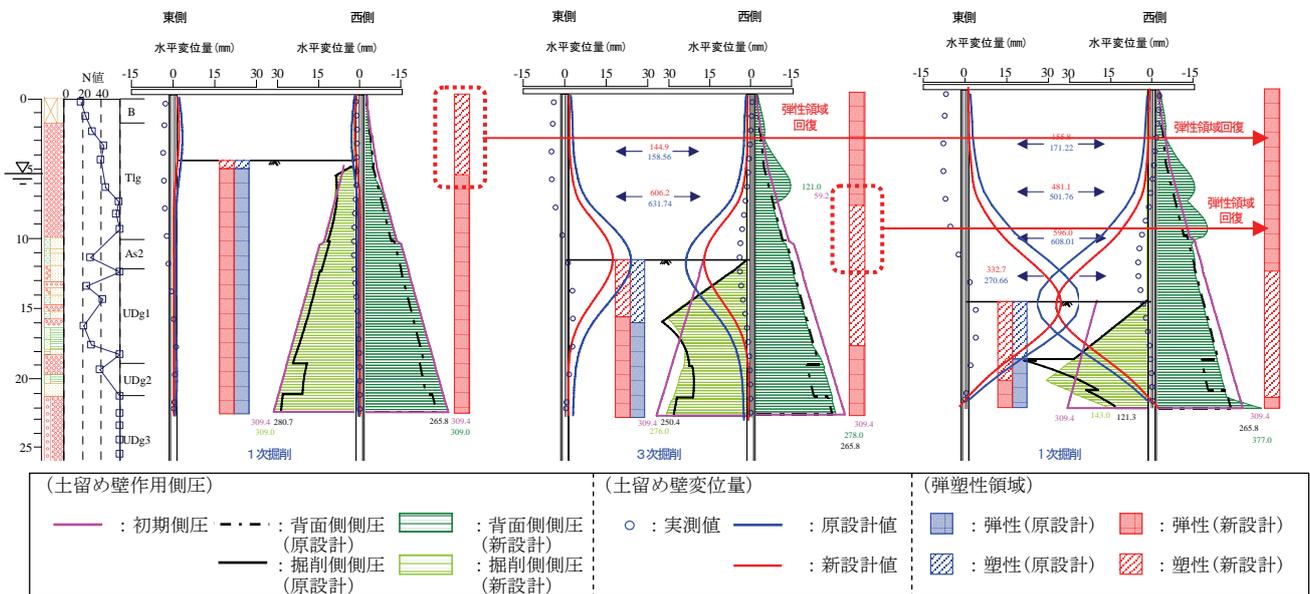
砂・砂礫卓越地盤における過大評価の原因としては、砂・砂礫層の土質特性が適切に表現できていない可能性が考えられる。適切に表現されていない可能性のある土質特性としては、初期静止土圧係数、地盤ばね、粘着力が考えられる。しかし、初期静止土圧係数 K_0 は、ヤーキ

一の式 $K_0=1-\sin\phi^{10}$ (ϕ は内部摩擦角)により計算され、地盤ばねはN値から求められる弾性係数を介して設定されるため、提案モデルの基本方針である「事前予測の段階で各種パラメータを変更することなく、各掘削段階の変形モードを表現可能であること」の観点からこれらのパラメータを安易に変更することは適切ではない。これに対し、粘着力については砂に含まれる細粒分が適切に評価されていない可能性がある(砂・砂礫層の粘着力はゼロに設定)。粘着力は、地盤の自立性を表現するものであり、主動および受働土圧の設定因子になる。したがって、砂・砂礫層に含まれる細粒分含有率を考慮した上で粘着力を適切に設定することにより、土留め壁の変形に伴う地盤の状態変化を表現できると考えられる。

(3) 細粒分含有率と粘着力の関係性を考慮したパラメトリックスタディー

土粒子間のバインダー分(粘土・シルト分)の影響による粘着力が自立性の支配的要因と仮定し、砂・砂礫層の粘着力に着目したパラメトリックスタディーを実施した。

パラメトリックスタディーの結果を図-3に示す。同図は、UDg1(細粒分含有率 $F_c=11\%$)、UDg2($F_c=11\%$)およびUDg3層(F_c 不明)の粘着力 c を全て 35kN/m^2 に設定することにより得られた最終掘削時の土留め壁変位図である。



土留工	SMW	土質	層厚 m	N値 kN/m ³	γ kN/m ³	ϕ °	c kN/m ²	E kN/m ²	kh kN/m ³	切梁	材質	切梁	材質	SS400
掘削幅	23.34 m	B(埋土層)	1.71	60.0	21.0	42	0.0	42000	40367	段	設置高さ G.L.-	段	設置高さ G.L.-	サイズ
掘削深さ	15.77 m	TIg(段丘砂・砂礫層)	7.70	49.0	21.0	39	0.0	34300	32967	覆工掘削	1.00 m	1	0.00 m	覆工桁
根入れ長	4.73 m	As2(沖積砂質土層)	2.15	23.0	20.0	34	0.0	16100	15474	1次掘削	3.96 m	2	2.96 m	H300×300
芯材サイズ	H488×300	UDg1(洪積砂礫層)	6.75	35.0	21.0	34	0.0	24500	23548	2次掘削	7.46 m	3	6.46 m	H400×400
芯材長	21.5 m	UDg2(洪積砂礫層)	2.25	45.0	21.0	34	0.0	31500	30275	3次掘削	10.76 m	4	9.76 m	H400×400
芯材間隔	600 mm	UDg3(洪積砂礫層)	6.35	52.0	21.0	34	0.0	36400	34985	4次掘削	13.16 m	5	12.16 m	H350×350
		UDc3(洪積粘土層)	1.05	7.0	17.5	0	230.0	4900	4710	最終掘削	15.77 m			プレロード kN
		UDg4(洪積砂礫層)	6.40	60.0	21.0	34	0.0	42000	40367					265
														1097
														1202
														661

(切梁軸力)
← 切梁設置位置 →
切梁軸力
赤数字: 提案モデル
青数字: 従来モデル

図-2 B現場の土留め壁変位分布および土圧分布(砂・砂礫卓越地盤の解析例)

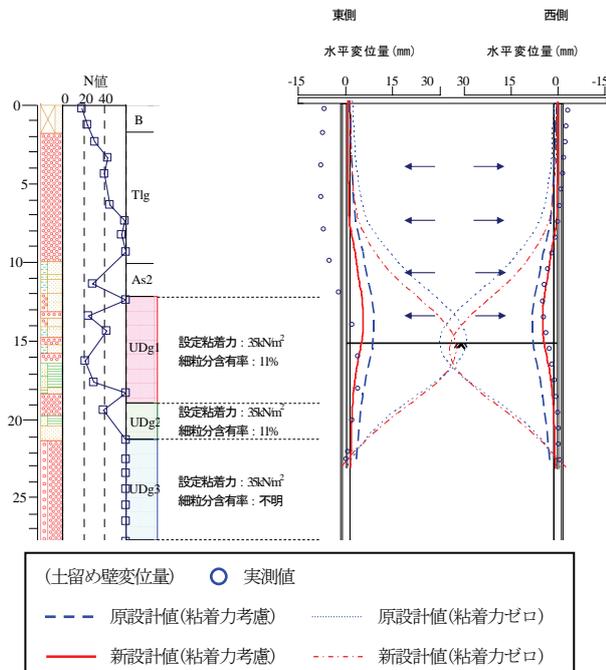


図-3 B現場の土留め壁変位分布
(砂層の細粒分による粘着力を考慮した場合)

この試算結果は、細粒分による粘着力がこの程度見込めれば、提案モデルにより実測変位量および変形モードを精度良く表現できることを意味している。

例えば、UDg1およびUDg2層の細粒分含有率は $F_c=11\%$ であり、設定した粘着力 c が 35kN/m^2 であることから、 F_c と c の関係は $c=320F_c$ になる。

4. 提案設計法の適用における安全余裕度の検討

上記の検討の結果、粘性土卓越地盤については「実測値 \approx 新設計値 $<$ 原設計値」、砂・砂礫卓越地盤については「実測値 $<$ 新設計値 \approx 原設計値」の傾向を得た(砂・砂礫層の粘着力を適切に表現できれば、「実測値 \approx 新設計値 $<$ 原設計値」の傾向が得られると考えられる)。

これに対し、提案モデルによる予測精度を定量的に評価するために、土留め壁変位の実測値 δ_r と予測値 δ_c との差に掘削深度 Z を用いて無次元化した「予測誤差： $(\delta_r - \delta_c)/Z \times 10^3$ 」について統計分析を実施し、正規分布曲線を示した。なお、実測値および予測値は土留め壁変位を計測した全計測点のデータであり、全掘削ステップにおけるデータを対象にした。

統計分析は、粘性土卓越地盤は6計測断面、砂・砂礫卓越地盤は8計測断面を対象に実施した。

統計分析結果を図-4に示す。同図の粘性土卓越地盤については、前述のとおり「実測値 \approx 新設計値 $<$ 原設計値」であるため、提案モデルによる予測誤差の正規

分布曲線(赤実線)は、平均値がほぼゼロで、尖度が大きい(標準偏差が小さい)。従来モデル(青一点鎖線)と比較すると上記の傾向が顕著であり、提案モデルの予測精度が高いことが分かる。

一方、砂・砂礫卓越地盤では、「実測値 $<$ 新設計値 \approx 原設計値」であるため、提案モデルと従来モデルの差が粘性土卓越地盤ほど顕著に現れていない。

しかし、砂・砂礫卓越地盤に対しては、3(3)節で示したように、砂・砂礫層の粘着力に注目したパラメトリックスタディー8断面全てで実施しており、この結果から得られた提案モデルの正規分布曲線では、粘性土卓越地盤と同様に平均値がゼロに近づき、尖度が大きくなっている。同様のパラメトリックスタディーを行った従来モデルの結果と比較するとその傾向が顕著に現れている。

上記の統計分析の結果から、提案モデルの予測精度の高さを定量的に確認することができた。しかし、提案モデルを設計法として用いる場合には、平均値がゼロに近い場合、必ずしも安全側の予測がなされているわけではなく、予測値が実測値を過小評価する場合が考えられる。

これに対し、従来モデルは予測精度の点では提案モデルに劣るが、実測変位量を過大評価するケースが多いため、設計法としては一定の安全余裕度を担保していることになる(安全側の計算結果を得る可能性が高い)。

したがって、提案モデルを設計法として適用する際には、「予測値 $>$ 実測値」となる超過確率を適切に評価することにより土留め壁変位に対する安全余裕度を担保する必要がある。超過確率を制御する方法としては、①「予測値 $>$ 実測値」となるように地盤の材料特性(地盤ばね)に一定の割引係数を乗じる(地盤ばねの剛性を低下させる)方法、②提案モデルにより得られた土留め壁変位に割増係数を乗じて割増する方法が考えられる。しかし、方法①は提案モデルの基本方針である「事前予測の段階で各種パラメータを変更することなく、各掘削段階の変形モードを表現可能であること」の観点から適切でない。また、方法②は割増係数を乗じて土留め壁変位分布を比例倍するため、変形モードが実測値から離れてしまう問題点がある。

各種パラメータを変更することなく、変形モードを維持した状態で従来設計法と同等以上の安全余裕度を担保する土留め壁変位を得る方法として、水平変位余裕量を用いて土留め壁変位分布を平行移動する方法を提案する。平行移動の際に担保すべき超過確率は、従来モデルが持つ超過確率(粘性土卓越地盤で82%、砂・砂礫卓越地盤で70%)と水平変位余裕量による平行移動量を考慮して85%とした。85%の超過確率を得るための補正值は表-3に示すとおりである。この補正值

を用いて土留め壁変位分布を平行移動することにより、**図-4**の緑色破線の正規分布曲線を得た。

ここで、水平変位余裕量は掘削深度の関数であり、掘削深度の増加に伴い、平行移動量が大きくなる(**表-3**中の掘削深度20m時の水平変位平行移動量を参照)。水平変位余裕量を大きく設定すると、超過確率が大きくなり安全側の設計結果になるが、近接構造物に対する影響度から設定する許容変位量の観点からは設計が困難になる。つまり、土留め壁変位を抑制するために、土留め壁や切梁の規格を上げる必要が生じ、経済的な設計をおこなえなくなる可能性がある。この点を考慮して超過確率を85%(掘削深度20mで20mm弱の水平変位平行移動量を要する)に設定した。

また、超過確率を考慮した上で提案モデルを設計法として適用する際には、掘削深度の増加に伴い平行移動が増加するため、掘削深度に対する適用範囲を定める必要がある。収集、整理した現場データを掘削深度について分析すると、掘削深度20mまでの現場が全体の

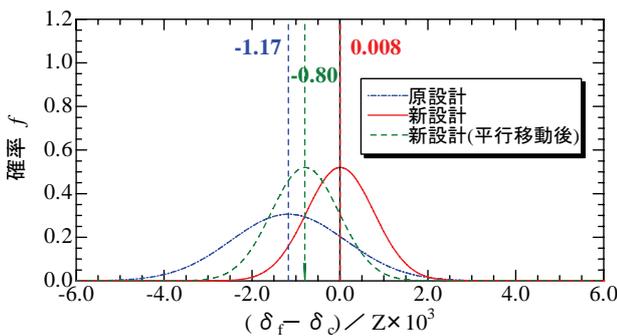
約80%(14現場中11現場)を占めていた。この結果に基づき提案設計法の適用範囲は掘削深度20mまでとした。

安全余裕度および適用範囲を上記のように設定した提案設計法を用いて土留め試設計を実施し、本設計法の合理性(適切な安全余裕度を担保した上で経済的であること)について検討を行った。試設計では、**表-2**に示すN現場(砂・砂礫卓越地盤)を対象とし、土留め壁芯材の規格に着目したパラメトリックスタディーを行った。

試設計結果を**図-5**に示す。粘着力を考慮しない場合には、従来設計法により採用されている芯材H488×300では許容変位内に収束したが、芯材規格をH390×300あるいはH340×250まで下げると許容変位を超過した。

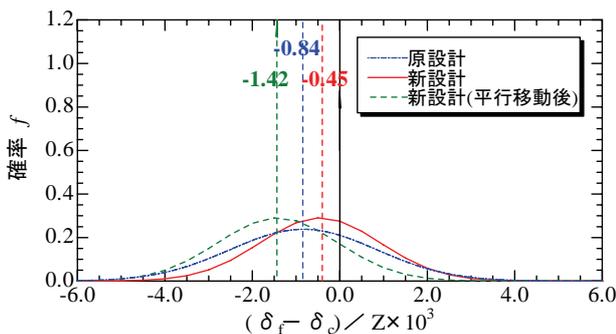
なお、提案設計法における許容変位は、施工管理上設定した許容変位50mmから平行移動量14mmを差し引いた36mmである。

一方、粘着力を考慮した場合には、変位が抑えられて、全ての芯材規格において許容変位(37mm=50mm-13mm)内に収束した。

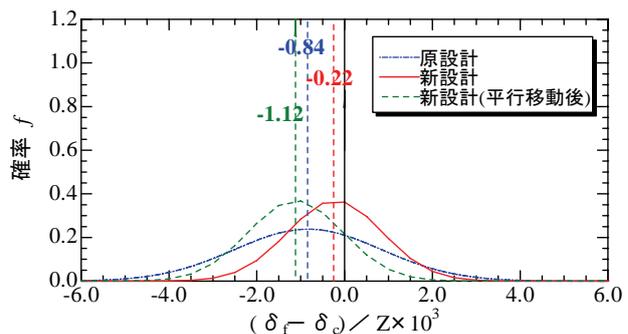


(a) 粘性土卓越地盤

予測誤差 : $(\delta_f - \delta_c) / Z \times 10^3$
 土留め壁変位の実測値 : δ_f
 土留め壁変位の予測値 : δ_c
 掘削深度 : Z
 正規分布関数 : $f = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}}$
 平均値 : μ
 標準偏差 : σ



(b) 砂・砂礫卓越地盤

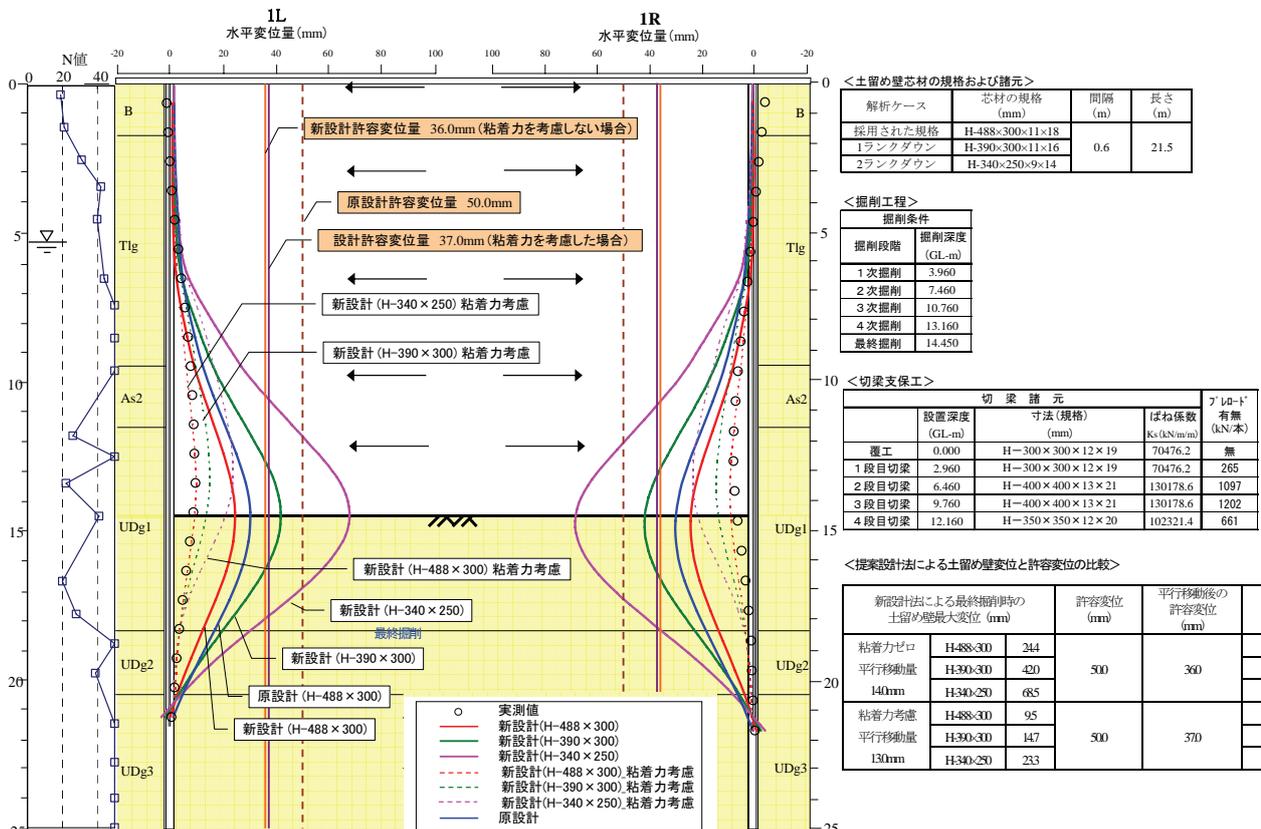


(c) 砂・砂礫卓越地盤(粘着力考慮)

図-4 「予測誤差 : $(\delta_f - \delta_c) / Z \times 10^3$ 」 についての統計分析結果

表-3 提案設計法による設計値が実測値を超過する確率に対する水平変位余裕量

設計値が実測値を超過する確率	$(\delta_f - \delta_c) / Z \times 10^3$ の水平変位余裕量 (無次元)			掘削深度 20m 時の水平変位平行移動量 (mm)		
	粘性土卓越地盤	砂質土卓越地盤	砂質土卓越地盤粘着力考慮	粘性土卓越地盤	砂質土卓越地盤	砂質土卓越地盤粘着力考慮
85%	0.80	0.97	0.90	16.0	19.4	18.0



○最終掘削時の土留め壁変位の補正值

粘着力を考慮しない場合(オリジナル) $\epsilon = \frac{\delta_f - \delta_c}{Z} \times 10^3 = 0.97 \Rightarrow$ 土留め壁変位の補正量 = $0.97 \times Z = 0.97 \times 14.45 = 14.0\text{mm}$

粘着力を考慮した場合 $\epsilon = \frac{\delta_f - \delta_c}{Z} \times 10^3 = 0.9 \Rightarrow$ 土留め壁変位の補正量 = $0.9 \times Z = 0.9 \times 14.45 = 13.0\text{mm}$

○補正後の許容変位量

50.0mm(施工管理上設定した許容変位) - 14.0mm(粘着力を考慮しない場合の補正值) = 36.0mm(補正後の許容変位)

50.0mm(施工管理上設定した許容変位) - 13.0mm(粘着力を考慮した場合の補正值) = 37.0mm(補正後の許容変位)

図-5 N現場(砂・砂礫卓越地盤)の提案設計法による土留め試設計

以上のことから、提案設計法は、水平変位量の安全余裕度を水平変位余裕量として導入することにより、従来設計法と同程度の設計が可能であり、砂・砂礫卓越地盤の場合には砂・砂礫層の粘着力を適切に評価できれば、安全余裕度を担保しつつ経済的な設計をおこなえることが分かった。

5. おわりに

本研究では、地盤-構造物間の相互作用を考慮した土留め設計手法の開発を目的に検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) 従来モデルと提案モデルを用いて、実現場を対象とした事後計算を行った。その結果、粘性土卓越地盤では提案モデルの方が従来モデルよりも実挙動(変形モードおよび土留め壁変位量)の予測精度が高いことが分かった。これは、提案モデルに導入した地盤-構造物間の相互作用の非線形性(土留め壁の変位に伴

- う側圧および弾/塑性域の変化)によるものである。
- 一方、砂・砂礫卓越地盤についても、相互作用の非線形性の効果が現れていたが、粘性土卓越地盤を対象にした場合よりも予測精度が低かった。
- (2) 提案モデルの砂・砂礫卓越地盤に対する予測精度が粘性土卓越地盤よりも低い原因の一つとして、砂・砂礫層に含まれる細粒分に伴う粘着力を評価できていないことが挙げられる。
- (3) 提案モデルの精度を定量的に評価するために、土留め壁変位の実測値と予測値の誤差に対して統計分析を行った。統計分析の結果、提案モデルの予測誤差の平均値の方が従来モデルよりもゼロに近く、標準偏差が小さいことから、提案モデルの予測精度が優れていることを確認することができた。
- (4) 予測精度の観点からは、提案モデルの優位性を示すことができたが、設計手法として考えた場合には適切な安全余裕度を考慮に入れる必要がある。従来モデルによる土留め壁変位の予測値は、実測値を過大評価する傾向にあるため、ある程度の安全余裕度が

担保されている。これに対し、提案モデルにおいては「予測値>実測値」となる超過確率を制御するための水平変位余裕量を導入した。水平変位余裕量を用いて、提案モデルにより得られた変位分布を平行移動することにより、従来設計法と同等以上の安全余裕度を担保することが可能になった。

- (5) 変位分布を平行移動させるための水平変位余裕量は、掘削深度の関数であるため、掘削深度が大きいほど平行移動量が大きくなる。このため、提案モデルを用いた設計法の適用範囲を設定する必要がある。収集、整理した現場の掘削深度が20mまでの範囲に集中しているため、掘削深度20mを本手法の適用限度とした。
- (6) 提案設計法を用いた土留め試設計により、従来設計法で決定した芯材規格よりもランクの低いものを採用できる可能性を示すことができた。したがって、提案設計法により、適切な安全余裕度を担保した上で、より経済的な設計を行うことができると考えられる。

今後は、さらに土留め設計、現場計測データを蓄積し、解析を行うことにより、提案設計法の信頼性向上および適用性について検討を進める予定である。また、砂・砂礫卓越地盤に対する予測精度を向上させるために、砂・砂礫層の「細粒分含有率と粘着力の関係」を、室内試験を基に整理・評価し、基準化していく予定である。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路土工仮設構造物工指針，1999.
- 2) (社)土木学会：トンネル標準示方書[開削工法]・同解説，2008.
- 3) 阪神高速道路株式会社：開削トンネル設計指針，第3編 仮設構造物編，2008.
- 4) 金治英貞，國富和眞，志村敦，木村亮：軟弱地盤における大規模土留め壁の変位予測用側圧の提案とその検証，基礎工，Vol.36，pp.63-68，2000.
- 5) 篠原聖二，志村敦，小林俊一，木村亮：地盤－構造物間の相互作用を考慮した土留め壁設計手法の検討，土木学会第62回年次学術講演会講演概要集，3-462，pp.921-922，2007.
- 6) 太田拓，伊藤博幸，柳川知道，譽田孝宏，橋本正：現場計測結果に基づいた山留め設計法に関する一考察，第42回地盤工学研究発表会講演概要集，pp.1451-1452，2007.
- 7) 橋本正，太田拓，向井寛行：関西の地盤特性に応じた開削工事事例，基礎工，Vol.36，No.2，pp.58-62，2008.
- 8) 西岡勉，新名勉，小林俊一，譽田孝宏，長屋淳一：地盤と構造物の相互作用を考慮した土留め設計手法の妥当性検討，土木学会第64回年次学術講演会講演概要集，3-666，pp.731-732，2009.
- 9) 小林俊一，松本樹典，西岡勉，篠原聖二，譽田孝宏，長屋淳一：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，土木学会論文集投稿中.
- 10) Jaky, J. : Pressure in Silos, 2nd Proc. Second Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol.1, pp.103-107, 1948.

(2012.9.3 受付)

AN INVESTIGATION ON THE DESIGN METHOD FOR RETAINING STRUCTURES CONSIDERED AN INTERACTION BETWEEN A RETAINING WALL AND A GROUND

Yasuhiro TSUKADA, Jun-ichi NAGAYA, Takahiro KONDA,
Masatsugu SHINOHARA and Shun-ichi KOBAYASHI

A frame analysis of retaining is widely used at a deep open-cut tunneling site. However, this frame analysis leads to conservative design, i.e., calculated deflections of retaining walls are greater than these measured in site. To achieve more rational design, the method utilizing a simple soil-retaining wall interaction model is proposed. Some case studies of real open-cut tunneling works were carried out to check the validity of the proposed method. The calculated deflections and their modes by the proposed method fit those measured better than or similar to those by frame analysis, especially for a case of clayey soils. Based on statistical analysis of prediction error, the margin of safety for the proposed method is assured.