

掘削土留め工の設計に用いる弾塑性法

松丸 貴樹* 小島 謙一** 島田 貴文***

Beam-Spring Model Used in Design of Temporary Earth-retaining Wall

Takaki MATSUMARU Kenichi KOJIMA Takafumi SHIMADA

In the design of temporary earth-retaining system, the beam-spring model is often adopted. In this method, the determination of the coefficient of horizontal subgrade reaction affects the evaluation of the deformation and the cross-section force of the retaining wall. However, in the current design, the coefficient is calculated uniformly, not depending on the type, the extension and the penetration depth of the retaining wall. Therefore, the calculation result may not be appropriate. In this paper, a new method of calculating the horizontal subgrade reaction force for retaining walls was proposed and the efficiency of the method was examined through comparison of the trial calculations with the measurement at the field and the current design method. Furthermore, the information-oriented construction method, where the prediction analysis of the retaining wall was conducted after the back analysis satisfies the field measurement, was proposed and its efficiency was evaluated through trial calculations.

キーワード：掘削土留め工，設計法，水平地盤反力係数，弾塑性法，情報化施工

1. はじめに

開削トンネルの建設においては一般に仮土留めを施工し、所定の深さまで掘削を行った上でトンネル本体の施工を行う。掘削土留め工は仮設構造物ではあるものの、土留め壁の施工、地盤の掘削、および土留め壁の撤去の一連の過程の中で十分な安全性を確保する必要がある。とりわけ、地盤の掘削時には土留め壁を支持する役割を担う掘削領域側の地盤が掘削されていくことや、支保工が仮設されていくことなど施工の進捗とともに状態が変化していく。このような変わりゆく各施工段階での土留め工の安全性を確保するためにも、掘削土留め工の設計は確実に実行される必要がある。

表1は、既往の学会論文等で掘削土留め工の設計および土留め壁の変位等の計測結果が示されている事例を64事例収集し、(a)掘削深度、(b)土留め壁の種類について整理したものである。この表から、掘削深さが20m未満のものが大半であり、10mよりも浅いものも4割程度含まれていることがわかる。一方で、土留め壁の種類は半数強がソイルセメント壁となっており、地下連続壁などの使用も含め剛性の大きな土留め壁が選定されている。これは、対象とする現場が軟弱地盤であることや、都市部等での近接施工となるため掘削時の土留め壁の変位制限値が厳しいことに起因している。

また、図1は掘削土留め工の施工時に実施される計測

管理について、計測項目を整理したものである。実施される計測項目は様々であるが、土留め壁の変位・傾斜に関わ

表1 掘削土留め工の収集事例の内訳
(a) 掘削深さ

掘削深さ	事例数
10m 未満	20
10 ~ 20m	31
20 ~ 30m	12
30m 以上	1

(b) 土留め壁の種類

種類	事例数
親杭式土留め壁	6
鋼矢板土留め壁	9
鋼管矢板土留め壁	2
地下連続壁 (RC)	8
柱列式地下連続壁	1
ソイルセメント壁	38
計	64

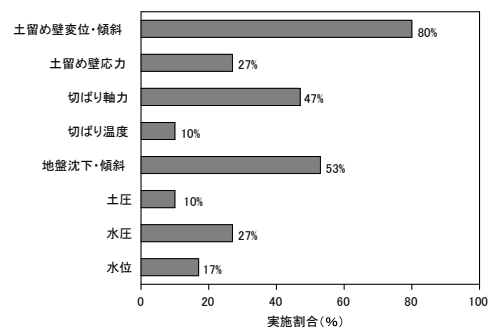


図1 掘削土留め工の施工時に実行される計測管理項目

* 構造物技術研究部 基礎・土構造研究室
 ** 鉄道地震工学研究センター 地震動力学研究室
 *** 元 構造物技術研究部 基礎・土構造研究室

特集：開削トンネルの設計技術

る計測はほとんどの現場で実施されていることがわかる。

掘削土留め工の設計においては、小規模な土留め工の場合を除くと弾塑性法¹⁾による設計が行われることが多い。弾塑性法では、図2に示すような構造解析モデルを用いる。土留め壁を有限長のはりとし、掘削側の地盤を弾塑性床、切ばり等を弾性支承と仮定した構造モデルにより土留め壁の断面力や変形量を算定する手法である。土留め壁の断面力・変形を同時にかつ比較的簡易に算定できるため、軟弱地盤や近接施工となる現場で多く活用される。設計に際しては、側圧（土圧・水圧）や水平地盤反力係数の設定が大きく影響する。このうち水平地盤反力計数については、現行の掘削土留め工の設計¹⁾では、土留め壁の種類によらず同一の算定式を用いていることや、土留め壁の延長や根入れ長などの諸元によらず一律の載荷幅を用いていることなどが要因となって、設計時の土留め壁の変位が現場の計測結果と比較して大きく算定されることが多くなっている。

本研究では、弾塑性法に基づく掘削土留め工の設計における水平地盤反力係数に関する検討を行った。まず、土留め壁の種類や諸元を考慮した水平地盤反力係数の設定方法を提案するとともに、掘削土留め工の試算を行って、現行設計法との比較や施工時の計測結果に対する余裕度を把握した。また、施工時の土留め壁の変位計測結果に関する計測データを活用しながら、土留め壁の設計を修正していく情報化施工を行う方法を提案し、その効果の検証を行った。

2. 掘削土留め工の設計に用いる水平地盤反力係数の提案

2.1 現行設計法の概要

現行の弾塑性法を用いた掘削土留め工の設計¹⁾において、水平地盤反力係数 k_h は式(1)で算定される。

$$k_h = 0.24\alpha E_0 \quad (1)$$

ここに、 E_0 は各種試験方法によって得られる変形係数、 α は E_0 の試験方法に対する補正係数を表している。なお、式(1)は文献2)に示される水平地盤反力係数の算定式において、換算載荷幅 $B_H=10\text{m}$ とする式(2)と一致する。

$$k_h = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \quad (2)$$

現行の設計では、土留め壁の種類や諸元によらず式(1)を土留め壁の水平地盤反力係数として活用している。ただし、土留め壁が連続的な配置とならない親杭横矢板土留め壁の場合に限り、式(3)のように親杭間隔と杭幅の関係を使って水平地盤反力係数 k_h を低減する。

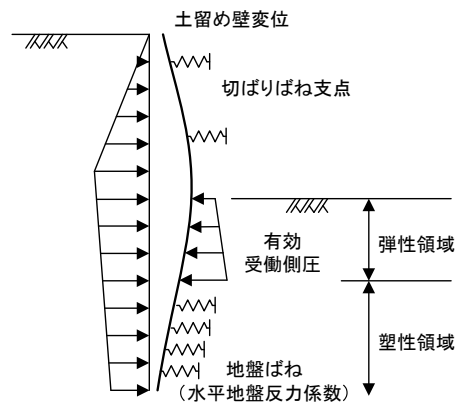


図2 弾塑性法の概要

$$k_h = d \cdot 0.24\alpha E_0 \quad (3)$$

ここに、 d は親杭間隔 L と杭幅（H形鋼のフランジ幅） D の比 (L/D) ($d \leq 4$) として算定される。

2.2 土留め壁の水平地盤反力係数の提案

上述した現行設計法における地盤の変形係数および水平地盤反力係数の算定方法は、許容応力度法による基礎構造物の設計法に準拠して設定されたものであった。ただし、現在では準拠元となる基礎構造物の設計法³⁾は、地盤調査の信頼性の違いなどを適切に考慮した合理的な設計が可能となるように、部分係数法を用いた性能照査型設計法に移行し、地盤の変形係数および地盤反力係数の算定式も想定される各種の不確実性（ばらつき）等を要因別に分離した新たな算定式に改訂されている。

そこで、掘削土留め工の設計においても、上記の基礎構造物の設計に準拠させ、地盤調査の信頼性の違いなどを適切に考慮した合理的な設計が可能となるとともに、掘削土留め工特有の条件も考慮できる新しい算定法を提案する。

まず、文献3)では、水平地盤反力係数の算定に用いる地盤の変形係数の設計用値 E_d を式(4)で算定することとしている。

$$E_d = \rho_{gE} E_x / \gamma_{gE} \quad (4)$$

ここに、 E_x はある地盤調査法から得られた地盤の変形係数の試験値、 ρ_{gE} は地盤の変形係数に関する地盤修正係数、 γ_{gE} は地盤の変形係数に関する地盤調査係数である。

鋼矢板壁やソイルセメント壁等の連続する土留め壁の水平地盤反力係数の算定式には、鋼管矢板基礎等の大型の基礎構造物の設計で用いられる水平地盤反力係数の算定式を用いることとする。算定式は式(5)で表される。

$$k_h = 5.1 \rho_{gk} E_d B_H^{-3/4} \quad (5)$$

ここに ρ_{gk} は地盤反力係数に関する地盤修正係数である。

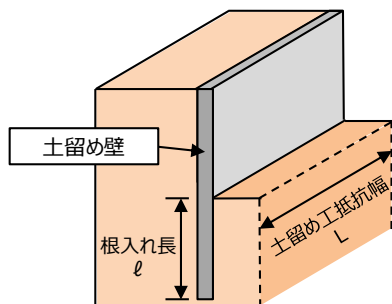


図3 土留め工の抵抗幅・根入れ長の模式図

換算載荷幅 B_H については、図3に示す土留め工根入れ部の抵抗幅 L と、掘削段階ごとで変わる土留め壁の根入れ長 ℓ とを用いて、以下の式(6)のように算定することとする。

$$\left. \begin{aligned} B_H &= \sqrt{L\ell} & (\ell \leq L) \\ B_H &= L & (L < \ell \leq 3L) \\ B_H &= \sqrt{L \cdot 1/3\ell} & (3L < \ell) \end{aligned} \right\} (6)$$

ただし、 B_H の上限値は 10m とする。

式(6)を用いることで、換算載荷幅の大きさは、土留め工の諸元に応じて変わることとなり、比較的平面形状が小さい土留め工の場合に、水平地盤反力係数が大きく算定されることとなる。

2.3 親杭横矢板土留め壁の水平地盤反力係数の提案

前述のように、現行の設計では親杭横矢板土留め壁の場合の水平地盤反力係数についても式(1)を基本として、親杭が離散的に配置される効果のみを考慮した式(3)により水平地盤反力係数を算出していた。しかしながら、親杭横矢板土留め壁では親杭が離散配置となることから、連続する土留め壁とは異なる抵抗メカニズムを示すものと考えられる。この効果を水平地盤反力係数の算定式自体で考慮することとして、文献3)に記載された杭基礎の水平地盤反力算定式である式(7)を用いることとする。

$$k_h = 1.8\rho_{gk}E_d D^{-3/4} \quad (7)$$

ここに、 D は親杭の杭径である。なお、親杭間隔 L が杭径 D の5倍以下となる場合には群杭の影響を考慮する。

3. 提案した水平地盤反力を用いた掘削土留め工の試計算

3.1 掘削土留め工の試計算と現場での計測結果および現行の設計手法との比較

仮土留めを用いた掘削工事では、土留め壁の安全性を確保するために施工時に現場において土留め壁の変形挙動を計測する場面が多く存在する。

表2 試計算に用いた土留め工の諸元

ケース No.	掘削深さ (m)	土留め壁の種類	支保工
1	8.80	ソイルセメント壁	切ばり式
2	8.63	鋼矢板壁	補強土式
3	8.40	ソイルセメント壁	グラウンドアンカー式
4	13.45	ソイルセメント壁	切ばり式
5	10.51	ソイルセメント壁	切ばり式
6	8.60	鋼矢板壁	切ばり式
7	8.45	鋼矢板壁	切ばり式
8	36.37	RC 地下連続壁	切ばり式
9	21.55	ソイルセメント壁	切ばり式

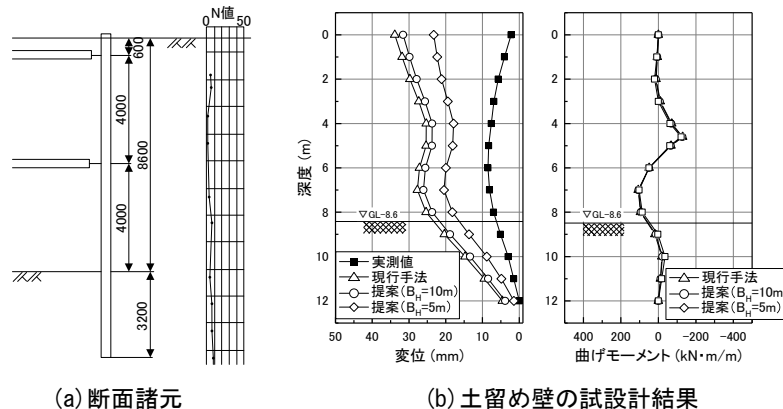


図4 事例6の土留め工の試計算結果

そこで、本解析では前述した収集事例の中から、現場の地盤や土留め工の条件、計測結果が明確に示されている事例を9例選定し、提案した水平地盤反力係数の算定法を活用した土留め壁の試設計を行い、現行の設計手法との比較、ならびに計測結果との比較を行うことで、土留め工の設計に及ぼす影響を考察した。

3.1.1 検討対象とした事例

表2に検討対象とした土留め工の諸元として、掘削深さ、土留め壁の種類および支保工形式を取りまとめた一覧を示す。掘削深さは10m前後のものが中心であるが、20mを超える深さのものが2例含まれている。土留め壁の種類については、鋼矢板壁、ソイルセメント壁がほとんどであるが、RC地下連続壁も一例含まれている。支保工の種類については切ばり式が9事例中7事例を占めるが、グラウンドアンカー式および補強土式の土留め工が一例ずつ含まれている。

3.1.2 試計算結果および考察

一例として、事例6の土留め壁の試計算の結果として、掘削完了時の土留め壁の水平変位および曲げモーメントの深度分布図を図4に示す。本事例の緒言は、土留め壁の種類が鋼矢板壁IV型、抵抗幅が $L=40m$ 、根入れ長が $\ell=3.0m$ となっている。図中には、現行の設計法によって得られた土留め壁の水平変位・曲げモーメントの深度分布、および計測された土留め壁の水平変位の深度分布についても示している。この結果から、提案した水平地盤反力係数を用いた際の土留め壁の水平変位は、現行の

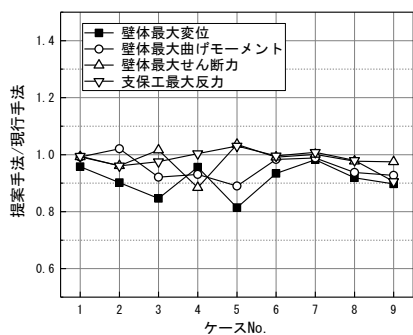


図5 提案法と現行設計法の計算結果の比較

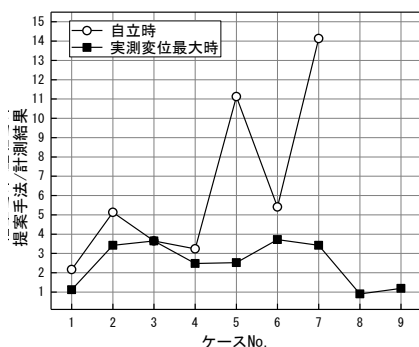


図6 土留め壁壁体変位の計算と計測の比較

設計と比較して幾分か小さくなっている。また、計測された変位と比較すると両者の差が最も小さい深度においても計算結果の方が大きな変位となっており、計算結果は計測結果を下回らない。曲げモーメントについては計測結果が得られていないが、提案した地盤反力係数の算定法を用いた場合においても、現行の設計とはほとんど変わらない深度分布となっていることが確認できる。

当該現場の土留め工の抵抗幅は $L=40\text{m}$ であり、式(6)で算定される換算抵抗幅 B_H は 10m となる。以下では参考として、土留め壁の抵抗幅が小さい条件を想定し、 B_H を 5m とした場合の計算を行った。このときの水平地盤反力係数の大きさは $B_H=10\text{m}$ のときの 1.7 倍となる。算定された土留め壁の水平変位および曲げモーメントの深度分布を図4に示しているが、土留め壁の水平変位については $B_H=10\text{m}$ のときと比べると小さくなっていることが確認できる。一方で、曲げモーメントについては換算抵抗幅の大きさによらずほとんど変わらない。

次に、全9ケースを対象に、提案した地盤反力係数を用いた土留め工の試算結果と、現行の設計法に基づく計算結果の比較図を図5のように整理した。比較項目は、土留め壁壁体の最大変位、壁体での最大曲げモーメント、最大せん断力および支保工最大反力である。図5の縦軸は比較項目ごとに提案手法と現行の設計法との比率を示している。いずれの項目においても、提案法で算定された変位や断面力は現行の設計と同等か下回る値となっている。特に、土留め壁の水平変位については最大

で20%程度現行の設計手法と比較して小さく評価されることがあることがわかる。

また、土留め壁の壁体変位について、試算結果と現場での計測結果との比較を図6に示す。図6の縦軸は、試算で得られた壁体変位を実測変位で正規化したものを示している。水平変位は土留め工の自立時(切ばり等の支保工が最初に仮設される前)および実測変位が最大を示した施工段階のものをプロットした。なお、ケース8とケース9は、自立時の実測変位について文献中に記載がなかったため、比較から除外している。図6より、若干ばらつきはあるものの自立時については約2倍～14倍、実測変位最大時は約1倍～4倍と計算値が実測変位より大きく、試算で得られた土留め壁の水平変位は安全側の評価を行っている。また、提案した水平地盤反力係数を用いる場合には土留め壁の変位や断面力が現行の設計法と比較して概ね1～2割程度低減されていることから、わずかではあるが提案手法は実測値に近い評価を行っていることを示している。

3.2 親杭横矢板土留め壁の試算

式(7)で示した水平地盤反力係数を用いることによる親杭横矢板土留め壁の設計について検討を行った。試算を行った土留め工の断面図を図7に示す。親杭はH-350(フランジ幅350mm)、親杭間隔 $L=1.0\text{m}$ 、掘削深さ $H=3.0\text{m}$ 、根入れ長 $\ell=7.0\text{m}$ の自立式土留め工としている。水平地盤反力係数を算定するための地盤の変形係数 E_d は、標準貫入試験によって得られた N 値を用いることを想定した。

なお、杭基礎の水平地盤反力係数 k_h の算定では、 $L \leq 5D$ となる場合に群杭の補正係数³⁾ e_g が必要となり、本試算でもこの補正係数を考慮することとした。

図8に試算の結果として、土留め壁の変位と最大曲げモーメントの大きさの比較を示す。杭の水平地盤反力係数算定式を用いた場合においても現行の設計による土留め壁の変位・曲げモーメントはほとんど一致することがわかる。

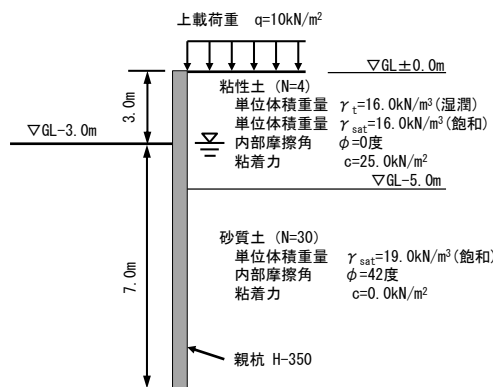


図7 試算に用いた土留め工の概要図

4. 弾塑性法の情報化施工への適用に関する検討

3章の試計算で示したように、弾塑性法を用いた掘削土留め工の設計では、例えば土留め壁の変位を例にとると実測値と比較して発生する変位がかなり大きく安全側の予測解となっている。土留め壁の安全性は十分満足されることとなるが、経済性の面では合理化の余地があると考えられる。

冒頭で述べたように、都市部での掘削工事では土留め壁の変形をはじめとする計測を行って安全性を確認することが多い。そこで、土留め壁の変形を再現できるような逆解析の結果を用いた予測解析を施工中に行うことで予測精度の向上だけでなく、施工中に支保工の仕様を低廉化することなど土留め工の合理化に繋げることも期待できる。

ここでは水平地盤反力係数の設定についてのみ着目し、掘削進行中の土留め工の逆解析・予測解析を行う情報化施工への適用に関する検討を行った。

4.1 計測結果を設計に活用する方法

土留め工の計測結果を活用した逆解析・予測解析の概要を図9に示す。ある掘削段階で土留め壁の水平変位が得られているときに、この実測された変位を弾塑性法によって再現できるように、水平地盤反力係数の大きさを調整する。なお、この水位地盤反力係数の調整は地層区分ごとや同一層であっても深さ方向に区分を行い、それぞれの区分で最適な水平地盤反力係数の大きさを設定する。水平地盤反力係数が定められると、この値を活用して以降の掘削過程の計算を行い、土留め壁の水平変位の予測値を修正していくこととなる。予測値が変位や断面力の制限値と比較して余裕があれば、以降の掘削段階において例えば支保工の仕様を低廉化するなど土留め工の合理化を図ることが可能となる。

4.2 逆解析・予測解析の実施事例

4.2.1 対象とした事例の概要と解析条件

逆解析を行う解析断面を図10に示す。対象とした現場は、土留め壁の延長約40mの区間において深さ9mの掘削を行うものである。地盤は、地表面から約15mにわたりN値が10を下回る軟弱な粘土層が堆積し、その下にはN値が50の良質な砂礫層が堆積している。土留め工は中間杭を有する切ばり式であり、土留め壁には長さ12mの鋼矢板Ⅳ型が用いられている。掘削は3ステップで行われ、1次掘削でGL-1.5m、2次掘削でGL-5.5m、3次掘削時にGL-9.0mまでの掘削を行っている。逆解析は、1次・2次掘削完了時点を基準として以下の2ケースとした。

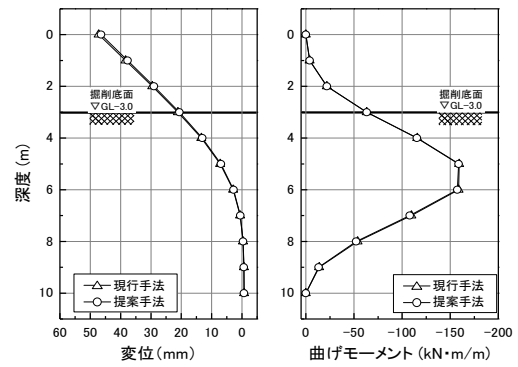


図8 親杭横矢板土留め壁の試計算結果

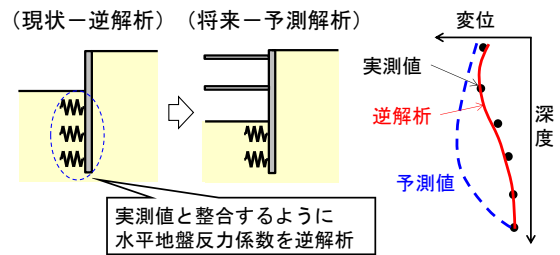


図9 掘削土留め工の逆解析・予測解析の概要

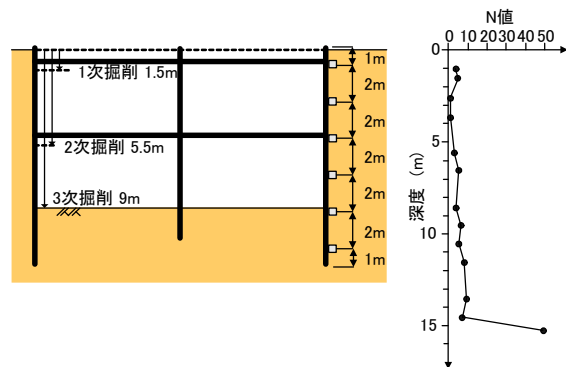


図10 対象とした事例の概要

ケース①：自立時（1次掘削完了時）の逆解析を行って水平地盤反力係数を設定し、2次掘削終了時および3次掘削終了時の予測を行う。

ケース②：2次掘削完了時の逆解析を行って水平地盤反力係数を設定し、3次掘削終了時の予測を行う。

4.2.2 解析結果および考察

逆解析・予測解析により求められた各次掘削完了時の変位の深度分布を図11に示す。また、ケース①およびケース②で逆解析により決定した水平地盤反力係数を表3に示す。1次・2次掘削完了時ともに、設計で得られた変位と比較して実測値の方が小さくなったことから、両ケースともに設計時よりも逆解析で求められた水平地盤反力係数の方が大きくなっている。

ケース①の逆解析により求められた水平地盤反力係数は、自立時（1次掘削終了時）のデータを用いて評価し

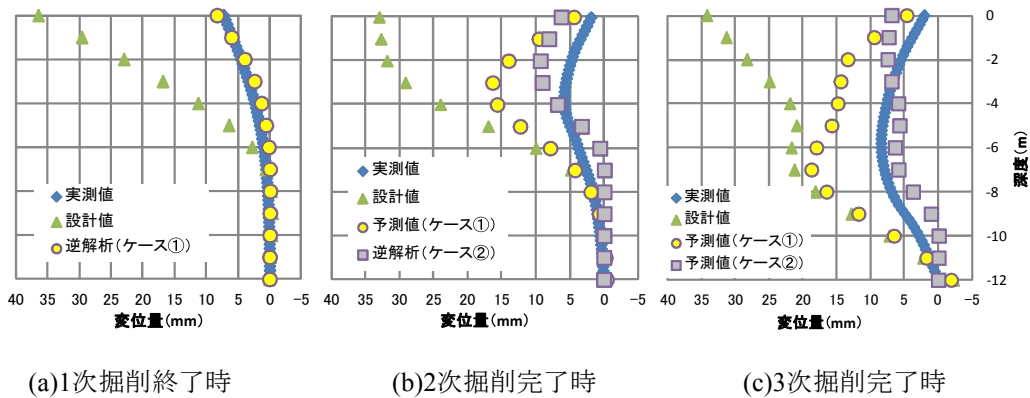


図 11 逆解析・予測解析の比較

ているため表 3 に示すように比較的浅い深度で設計値よりも大きくなっているが、深い深度ではそれほど大きな値とはなっていない。2 次掘削終了時および 3 次掘削終了時において、設計計算と比べ予測解析の方が実測値に近い変形モードに改善されていることがわかる。しかし、変位量は実測値に比べて予測値の方が大きな値を示している。

ケース②では 2 次掘削完了時に逆解析を行ったため、水平地盤反力係数は 6 ～ 12m の深度で設計値よりも大きな値となっている。このため、3 次掘削終了時の予測解析で求められた変位量は設計と比較して小さくなり、図 11(c) に示すように実測値と概ね整合している。このように、掘削の進行に応じて得られる計測データをもとに逆解析を行うと、より精度の高い予測が可能となる。

なお、側圧の大きさなど、水平地盤反力係数以外にも逆解析で設定できる項目はあることから、これらの項目についても逆解析を行って予測解析を進めることでより予測精度が向上するものと考えられる。

5. まとめ

本論文では、掘削土留め工の弾塑性法を用いた設計において、土留め工の種類に応じた水平地盤反力係数の設定法を提案した。また、計測結果をもとに掘削時に逆解析・予測解析を行う方法について検討を行った。その結果、以下の知見が得られた。

- 1) 連続した土留め壁の設計に用いる水平地盤反力係数を提案するとともに、試計算により現行設計と比較して変形や断面力を若干小さく算定できることや、実測の変形と比較して安全側に評価できることを確認した。また、土留め工の抵抗幅に応じた水平地盤反力係数の算定法を導入することで、換算抵抗幅が小さい場合の土留め工の設計が合理化されることを確認した。

表 3 逆解析で設定した水平地盤反力係数の比率

深度 (m)	ケース①	ケース②
0 ～ 1.1	—	—
1.1 ～ 2.5	100	—
2.5 ～ 3.9	10	—
3.9 ～ 5.1	50	—
5.1 ～ 6.0	1	100
6.0 ～ 8.0	1	100
8.0 ～ 10.0	1	100
10.0 ～ 12.0	1	100

- 2) 親杭横矢板土留め壁の設計において、杭基礎の設計に基づいた水平地盤反力係数の算定法の活用について提案した。この水平地盤反力係数を用いた親杭横矢板土留め壁を有する土留め工の試計算を行ったところ、現行の設計とほぼ同等の結果が得られることを確認した。
- 3) 掘削時の土留め壁の変位を計測し、弾塑性法により計測値を実現する水平地盤反力係数の逆解析を行った上で予測を行う情報化施工の実施に関する検討を行った。掘削の進行とともに逆解析を行うことで、土留め壁の変位を適切に予測できることを確認した。

文献

- 1) 国土交通省鉄道局監修 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，2001
- 2) 土木学会：トンネル標準示方書 [共通編]・同解説/「開削工法編」・同解説，2016
- 3) 国土交通省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物，2012
- 4) 松丸貴樹，小島謙一，田中祐二，栗山亮介，久島敏靖：掘削土留め工の 3 次元計測システムの開発，鉄道総研報告，Vol.27, No.6, pp.13-18, 2013