

# 壁際に地山を残置した山留めの設計法に関する研究

富安 祐貴 元井 康雄

## Study on Design Method for Earth Retaining Structure Applied to Excavation Leaving Ground Beside Wall

Yuki Tomiyasu Yasuo Motoi

### Abstract

Cases exist where the ground beside an earth-retaining wall maintain a certain width during excavation. In these cases, the design process of earth-retaining structure requires the appropriate consideration of the effect of ground remaining beside the wall to reduce its displacement. However, studies regarding this effect based on observed records are insufficient to establish a certain method to evaluate it. In this study, the behavior of an earth-retaining wall is observed in several construction sites where the ground beside the wall is left behind experimentally. Furthermore, a method for reflecting the effect of remaining ground on beam-spring model analysis is proposed. The analyses by this method yielded results that are consistent with the observed results.

### 概要

掘削工事の工期短縮や作業性向上を実現するため、掘削の過程で山留めの壁際に一定の幅で地山を残置する場合がある。このような場合、残置した地山が山留め壁の変位を抑制する効果を適切に考慮することで、安全性を保持しつつ経済的な設計が可能となる。しかしながら、現状では実測記録に基づく知見が限られているため、残置した地山の変位抑制効果を定量的に評価する方法は確立されていない。そこで、本研究では、複数の建設現場において壁際に地山を残置した状態を設け、山留めの挙動を実測した。さらに、山留め設計に用いられる梁・ばねモデル解析において、地山を残置した部分的な掘削による水平地盤反力と側圧の変化を考慮する手法を提案した。提案手法に基づく解析により、実測した山留め挙動と対応する結果が得られることを示した。

### 1. はじめに

掘削工事の過程において、山留めの壁際に一定の幅で地山を残置した状態となることがある。Fig. 1に示すように、床付け深度が場所により異なる場合、掘削平面の中央部で掘削を先行させて工期短縮を図る場合、掘削平面の中央部で地下躯体の構築を先行させて作業性の向上を図る場合（アイランド工法）などである。このような場合、残置した地山に山留め壁の変位に対する抵抗を期待することによって経済的な山留め設計が可能となるが、地山の抵抗を過大に評価すると危険側の設計となる。したがって、山留め設計の段階で残置した地山の抵抗を適切に考慮する手法が求められている。

日本建築学会「山留め設計指針」<sup>1)</sup>では、実測記録から得られた知見に基づき、山留め変位に与える影響が十分に小さいと考えられる地山の残置幅を評価する方法が紹介されている。また、丸岡ら<sup>2)</sup>は、残置した地山を完全剛塑性体と仮定して受働土圧を算定する手法を示している。ただし、これらの手法では、残置した地山の幅や高さに応じて連続的に変化すると考えられる地山の抵抗を評価することはできない。一方、堀田ら<sup>3)</sup>は、山留め設計に広く導入されている梁・ばねモデル解析において、残置した地山の抵抗を評価する手法を提案し、実測結果との比較を行っている。しかし、実測事例が限られているため地盤や掘削の条件が異なる場合の適用性が未解明である。

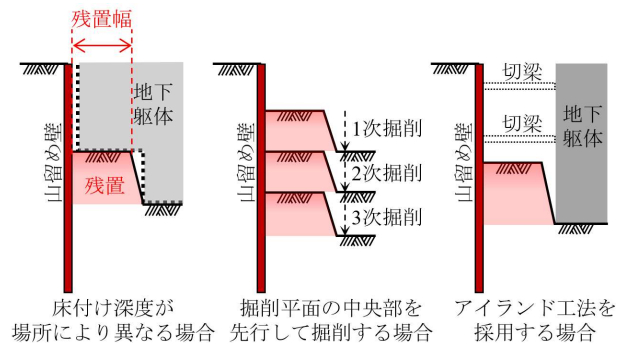


Fig. 1 地山を残置した掘削の例  
Illustrations of Excavation Leaving Ground

Table 1 建設現場の条件  
Conditions of Construction Sites

現場	山留め壁	支保工	地山を残置した深度 (GL- m)	主な土質	土の硬さ
Site A	ソイルセメント壁	鋼製切梁	2.5~6.7	シルト	軟弱
Site B	ソイルセメント壁	地盤アンカー	3.0~8.8	粘土・砂礫	硬質
Site C	ソイルセメント壁	逆打ち躯体	5.2~7.7	固結シルト	硬質
Site D	ソイルセメント壁	鋼製切梁	3.4~6.6	砂	中位
			6.6~10.3		
			10.3~13.9		

そこで、本研究では、土質や掘削の条件が異なる複数の建設現場を選定し、壁際に地山を残置した状態における山留めの挙動を実測した (Table 1)。この実測結果に基づき、梁・ばねモデル解析上で地山を残置した掘削による影響を考慮する手法を提案した。本報では、壁際に地山を残置した山留めの挙動に対する実測および解析の結果について述べる。

## 2. 山留め挙動の実測とフィッティング解析

本章では、Table 1に示す建設現場Site A~Dの掘削条件、山留め挙動の実測結果、および実測結果に対するフィッティング解析について述べる。

### 2.1 Site A (軟弱なシルト)

**2.1.1 掘削条件** Fig. 2にSite Aにおける地盤および山留めの条件を示す。Site Aの地盤は、埋土以下からGL-25m程度まで軟弱な沖積粘性土で構成されている。山留め壁はソイルセメント壁であり、その仕様はFig. 2に示すとおりである。支保工は4段の鋼製切梁であり、最終掘削深度はGL-15.2mである。掘削段階は1~5次の5段階であり、このうち、GL-2.5~6.7mを掘削する2次掘削中において残置幅を段階的に狭める試験掘削を実施した。Table 2に各ステップにおける地山の残置幅を示す。残置した地山の山留め壁に沿った方向の長さは約35mであり、法面の傾斜角は約60°とした。

1~5次掘削の終了時およびTable 2に示す各ステップの終了時に挿入式傾斜計によって山留め壁の変位を実測した。また、1~5次掘削の終了時には各切梁の軸力を併せて実測した。

**2.1.2 フィッティング解析** 実測結果のうち地山を残置していない1~5次掘削の結果を用いて、梁・ばねモデルを用いたフィッティング解析を行った。Table 3に、解析により得られた地盤定数を示す。ここに示す値は、地盤調査結果や既往の推定式から得られる値の範囲の中から推定したものであり、山留め変位および切梁軸力が実測結果と整合するように求めたものである。なお、以降のSite B, C, Dにおいても、同様の方法でフィッティング解析を行い、地盤定数を求めるものとする。Fig. 3に解析結果を実測結果と比較して示す。Fig. 3(a)より、実測

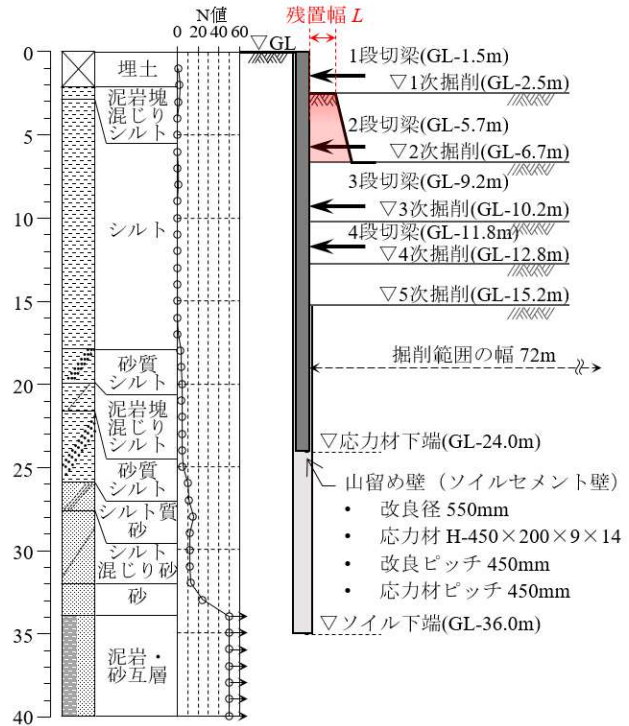
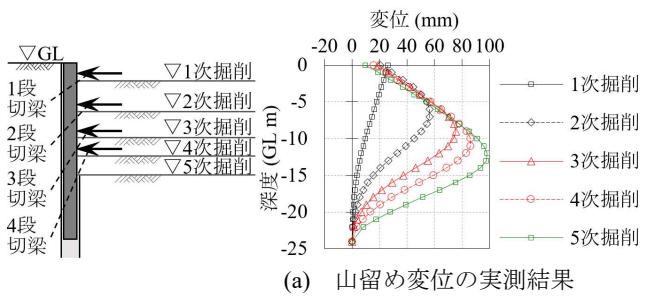


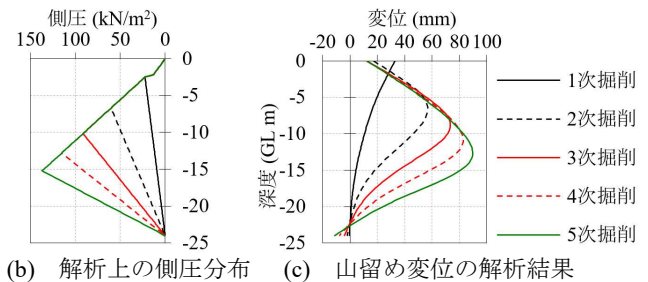
Fig. 2 地盤および山留めの条件 (Site A)  
Conditions of Ground and Earth Retaining

Table 2 各掘削ステップにおける地山の残置幅 (Site A)  
Width of Left Ground in Each Step

掘削ステップ	初期	2-①	2-②	2-③	2-④	2-⑤	2-⑥	2-⑦	2-⑧
残置幅 L (m)	15	13	11	9.0	7.0	5.0	3.0	1.5	0



(a) 山留め変位の実測結果



(b) 解析上の側圧分布 (c) 山留め変位の解析結果

Table 3 解析に用いた地盤定数 (Site A)

Parameters of Ground for Analysis						
土質	下端深度 (GL-m)	単位体積重量 $\gamma_i$ (kN/m³)	粘着力 $c$ (kN/m²)	内部摩擦角 $\phi$ (°)	水平地盤反力係数 $k_h$ (kN/m³)	側圧係数 $K$
埋土	2.2	15	20	10	1800	0.4
泥岩塊混じりシルト	2.8	15	15	0	2400	0.4
シルト	7.8	15	15	0	1200	0.6
シルト	12.8	15	30	10	1200	0.6
シルト	17.8	15	30	10	2400	0.6
砂質シルト	25.9	18	70	15	4800	0.5

Fig. 3 フィッティング解析の結果 (Site A)  
Result of Fitting Analysis

結果においては掘削の進行に伴い山留め変位が増大し、最大変位は100mm程度となることが分かる。また、根入れ部においても変位が大きく進展しており、軟弱地盤において特徴的な挙動が確認できる。これに対し、Fig. 3(b)に示す側圧分布を与えて得られた同図(c)の解析結果は、山留め変位の分布、値ともに実測結果とよく対応していることが分かる。

2.2 Site B (硬質な粘土・砂礫)

2.2.1 掘削条件 Fig. 4にSite Bにおける地盤および山留めの条件を示す。Site Bの地盤は、埋土以下からGL-7m程度までが粘土、GL-13m程度までが砂礫、GL-17m程度までがシルト質粘土で構成されている。山留め壁はソイルセメント壁、支保工は1段の地盤アンカー、最終掘削深度はGL-8.8mである。掘削段階は1・2次の2段階であり、このうち、GL-3.0~8.8mを掘削する2次掘削中において残置幅を段階的に狭める試験掘削を実施した。Table 4に各ステップにおける地山の残置幅を示す。残置した地山の山留め壁に沿った方向の長さは約13mであり、法面の傾斜角は約60°とした。

1・2次掘削の終了時、地盤アンカーの緊張力導入時、およびTable 4に示す各ステップの終了時に挿入式傾斜計によって山留め壁の変位を実測した。また、各段階において地盤アンカーの軸力を併せて実測した。

2.2.2 フィッティング解析 Table 5にSite Bのフィッティング解析の結果得られた地盤定数を、Fig. 5に実測結果と解析結果の比較を示す。Fig. 5(a)より、実測結果においては、1次掘削後の地盤アンカーの緊張力導入によって山留め変位が一度背面側に戻っており、2次掘削時にGL-6m付近で変位が顕著に増大していることが分かる。これに対し、Fig. 5(b)に示す側圧分布を与えて得られた同図(c)の解析結果は、山留め変位の分布、値ともに実測結果とよく対応していることが分かる。

2.3 Site C (固結シルト)

2.3.1 掘削条件 Fig. 6にSite Cにおける地盤および山留めの条件を示す。Site Cの地盤は、埋土以下からGL-18m程度までが薄い細砂層を挟む固結シルトで構成されている。山留め壁はソイルセメント壁である。逆打ち工法により地下躯体を構築したため、逆打ち躯体が支保工となる。最終掘削深度はGL-10.7m、掘削段階は1~4次の4段階であり、このうち、GL-5.2~7.7mを掘削する3次掘削中において残置幅を段階的に狭める試験掘削を実施した。Table 6に各ステップにおける地山の残置幅を示す。残置した地山の山留め壁に沿った方向の長さは約10mであり、法面の傾斜角は約60°とした。

1~4次掘削の終了時およびTable 6に示す各ステップの終了時に、多段式傾斜計で山留め壁の変位を実測した。

2.3.2 フィッティング解析 Table 7にフィッティング解析の結果得られた地盤定数を、Fig. 7に実測結果と解析結果の比較を示す。Fig. 7(a)より、実測結果において

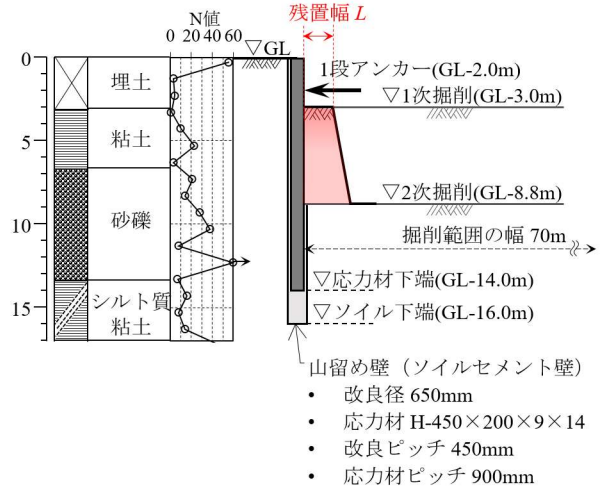


Fig. 4 地盤および山留めの条件 (Site B)  
Conditions of Ground and Earth Retaining

Table 4 各掘削ステップにおける地山の残置幅 (Site B)  
Width of Left Ground in Each Step

掘削ステップ	初期	2-①	2-②	2-③	2-④	2-⑤	2-⑥	2-⑦	2-⑧	2-⑨
残置幅 L (m)	24	18	12	9	7.5	6.0	4.5	3.0	1.5	0

Table 5 解析に用いた地盤定数 (Site B)  
Parameters of Ground for Analysis

土質	下端深度 (GL-m)	単位体積重量 $\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	水平地盤反力係数 $k_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	側圧係数 K
埋土	3.2	17	20	25	6000	0.2
粘土	6.7	18	50	0	9000	0.3
砂礫	11.5	18	0	40	35000	0.2
砂礫	13.5	19	0	40	50000	0.2
シルト質粘土	17.3	17	100	0	10000	0.2

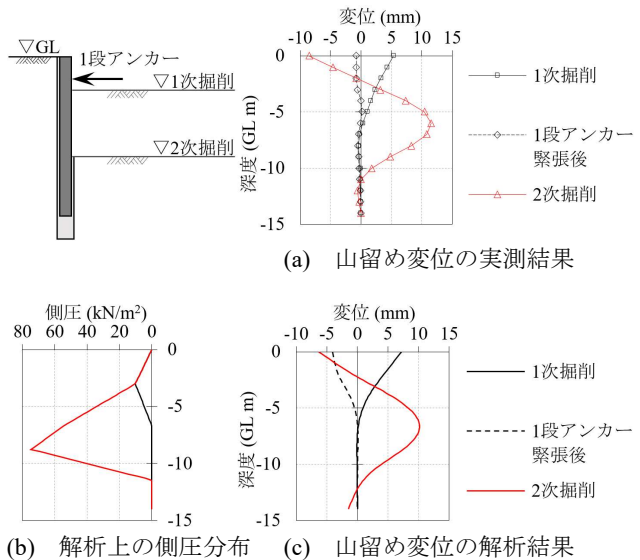


Fig. 5 フィッティング解析の結果 (Site B)  
Result of Fitting Analysis



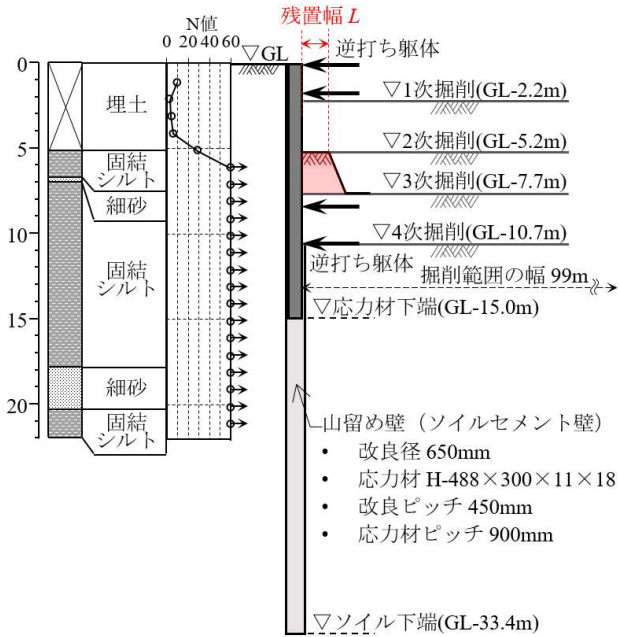


Fig. 6 地盤および山留めの条件 (Site C)  
Conditions of Ground and Earth Retaining

Table 6 各掘削ステップにおける地山の残置幅 (Site C)

Width of Left Ground in Each Step							
掘削ステップ	初期	3-①	3-②	3-③	3-④	3-⑤	3-⑥
残置幅 L (m)	12	10	8.0	6.0	4.0	2.0	0

は、1~3次掘削における山留め変位が小さく、4次掘削でGL-6m付近における山留め変位が増大している。これに対し、Fig. 7(b)に示す側圧分布を与えて得られた同図(c)の解析結果は4次掘削時の変位量を過小評価するものの、変位分布の傾向は各掘削段階の実測結果と対応していることが分かる。

2.4 Site D (中位の砂)

2.4.1 掘削条件 Fig. 8にSite Dにおける地盤および山留めの条件を示す。Site Dの地盤は、埋土以下からGL-8m程度までが砂、GL-13m程度までが礫混じり砂、GL-17m程度までが砂質粘土、GL-21m程度までが礫混じり砂で構成されている。山留め壁はソイルセメント壁、支保工は3段の鋼製切梁、最終掘削深度はGL-13.9mである。掘削段階は1~4次の4段階であり、このうち、GL-3.4~-6.6mを掘削する2次掘削中、GL-6.6~-10.3mを掘削する3次掘削中、GL-10.3~-13.9mを掘削する4次掘削中において残置幅を段階的に狭める試験掘削を実施した。Table 8に各ステップにおける地山の残置幅を示す。残置した地山の山留め壁に沿った方向の長さは約15mであり、法面の傾斜角は約60°とした。

1~4次掘削の終了時、1~3段のプレロード導入時、およびTable 8に示す各ステップの終了時に挿入式傾斜計に

Table 7 解析に用いた地盤定数 (Site C)

Parameters of Ground for Analysis						
土質	下端深度 (GL-m)	単位体積重量 $\gamma_i$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	水平地盤反力係数 $k_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	側圧係数 $K$
埋土	4.9	15	10	10	60000	0.4
固結シルト	6.7	18	100	10	120000	0.2
細砂	7.0	18	0	40	120000	0.2
固結シルト	17.3	18	100	10	120000	0.2

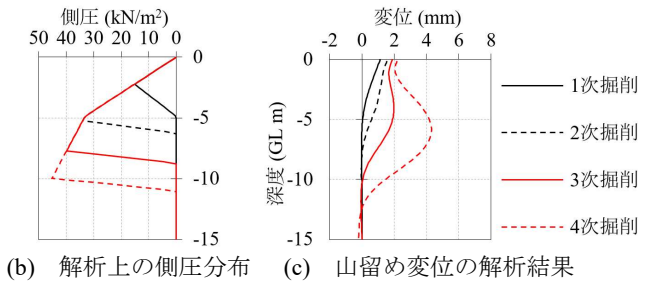
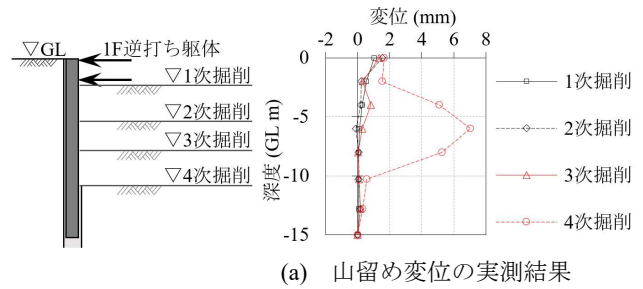


Fig. 7 フィッティング解析の結果 (Site C)  
Result of Fitting Analysis

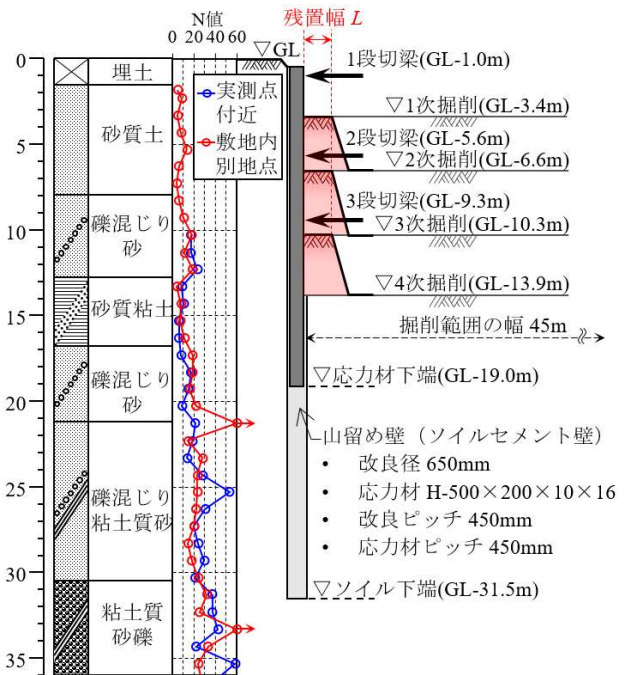


Fig. 8 地盤および山留めの条件 (Site D)  
Conditions of Ground and Earth Retaining

よって山留め壁の変位を実測した。

**2.4.2 フィッティング解析** Table 9にフィッティング解析の結果得られた地盤定数を, Fig. 9に実測結果と解析結果の比較を示す。Fig. 9(a)より, 実測結果においては, 最大変位が生じる深度が掘削の進行に伴い下方へ移動し, 山留め壁頂部はプレロードによって背面側へ変位を生じていることが分かる。これに対し, Fig. 9(b)に示す側圧分布を与えて得られた同図(c)の解析結果は, 掘削側への変位の分布, 値は実測結果とよく対応していることが分かる。背面側への変位は実測結果より小さくなっているが, これは, 実際の地盤は背面側に緩みを生じ, 地盤反力が低下していたためと推察される。

### 3. 地山を残置した山留めの挙動に対する解析

#### 3.1 解析手法の提案

壁際に残置した地山の効果を解析上で評価するために, 水平地盤反力係数の低減および平衡側圧の減少を, 梁・ばねモデル解析上で考慮する手法を提案する。

**3.1.1 水平地盤反力係数の低減** 石井ら<sup>4)</sup>は, 地山を残置した山留めの挙動を実測し, 残置幅が山留め壁の特性長 $1/\beta$ の2~3倍程度以下になると山留め変位が増加し始めることを指摘している。また, 文献<sup>5)</sup>では, 崖地近傍の杭の水平抵抗に対する検討結果から, 残置幅の法面の傾斜角度に応じて水平地盤反力係数を低減する方法が紹介されている。これらを踏まえ, 本研究においても水平地盤反力係数を残置幅に応じて低減することとし(式(1)~(3)), 梁・ばねモデル解析の掘削側地盤の水平地盤反力係数に適用した。

$$\rho = \frac{L\beta}{\kappa} \quad (\text{ただし, } \rho \leq 1.0) \quad (1)$$

$$\begin{cases} \kappa = 2.0 & (\text{硬質地盤}) \\ \kappa = 2.5 & (\text{中位・軟弱地盤}) \end{cases} \quad (2)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4EI}} \quad (3)$$

記号

$\rho$ : 水平地盤反力係数の低減率

$L$ : 残置幅 (m)

$\beta$ : 山留め壁の特性値 (1/m)

$k_h$ : 水平地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$B$ : 単位幅 (m)

$E$ : 山留め壁材料のヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$I$ : 山留め壁の単位幅あたりの断面2次モーメント (m<sup>4</sup>)

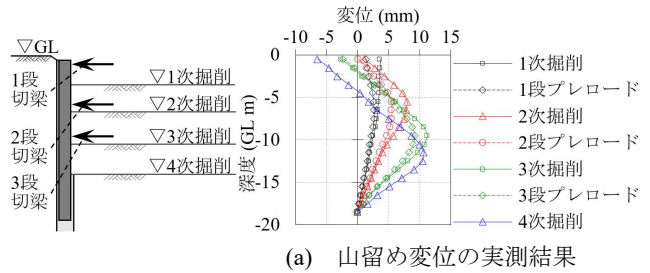
**3.1.2 平衡側圧の減少** 山留め壁に作用する掘削側の側圧のうち, 山留めの変位と無関係に作用する成分を平衡側圧と呼ぶ。梁・ばねモデル解析においては, 背面側の側圧から平衡側圧を差引いた値を, 根入れ部の側圧として作用させる。Fig. 10に示すように, 地山を残置した状態は, 掘削平面の中央部のみ掘削が行われた掘削過

Table 8 各掘削ステップにおける地山の残置幅 (Site D)

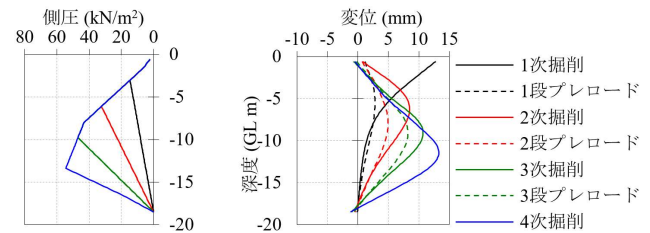
		Width of Left Ground in Each Step							
掘削ステップ	掘削ステップ	初期	2-①	2-②	2-③	2-④	2-⑤	2-⑥	2-⑦
	2次掘削中	残置幅 L (m)	20	15	12	9.0	6.0	4.0	2.0
掘削ステップ		初期	3-①	3-②	3-③	3-④	3-⑤	3-⑥	3-⑦
3次掘削中	残置幅 L (m)	14	11	8.0	6.0	4.5	3.0	1.5	0
	掘削ステップ	初期	4-①	4-②	4-③	4-④	4-⑤	4-⑥	4-⑦
4次掘削中	残置幅 L (m)	14	11	8.0	6.0	4.5	3.0	1.5	0

Table 9 解析に用いた地盤定数 (Site D)

土質	Parameters of Ground for Analysis					
	下端深度 (GL-m)	単位体積重量 $\gamma_i$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	水平地盤反力係数 $k_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	側圧係数 $K$
埋土	1.5	20	0	10	8000	0.2
砂質土	8.0	19	0	20	4000	0.25
礫混じり砂	12.8	18	13	38	4800	0.15
砂質粘土	16.8	17	58	3	7500	0.15
礫混じり砂	21.2	19	13	37	17000	0.2



(a) 山留め変位の実測結果



(b) 解析上の側圧分布 (c) 山留め変位の解析結果

Fig. 9 フィッティング解析の結果 (Site D)  
Result of Fitting Analysis

程であり, 地盤には掘削にともなう除荷重が作用する。これにより, 掘削側の平衡側圧が減少し, 結果的に根入れ部に作用する側圧が増加するものと考えられる。

地表面に作用する等分布荷重によって生じる側圧の変化は, 弾性論に基づき 式(4), (5)<sup>6)</sup>のように算出される。

$$\Delta p = p_0 \cdot f(\alpha_1, \alpha_2) \quad (4)$$

$$f(\alpha_1, \alpha_2) = \frac{1}{2} \pi \cdot \{2(\alpha_2 - \alpha_1) + \sin 2\alpha_1 - \sin 2\alpha_2\} \quad (5)$$

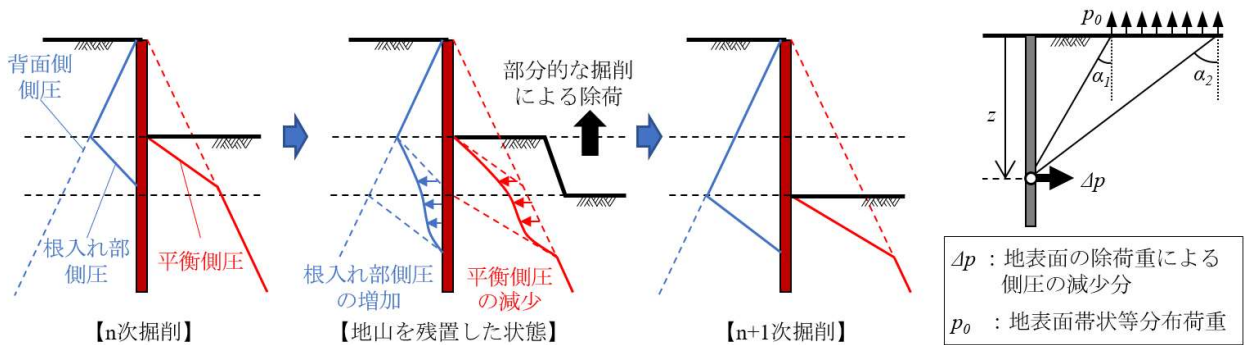


Fig. 10 部分的な掘削に伴う平衡側圧の変化  
Change of Equivalent Earth Pressure with Partial Excavation

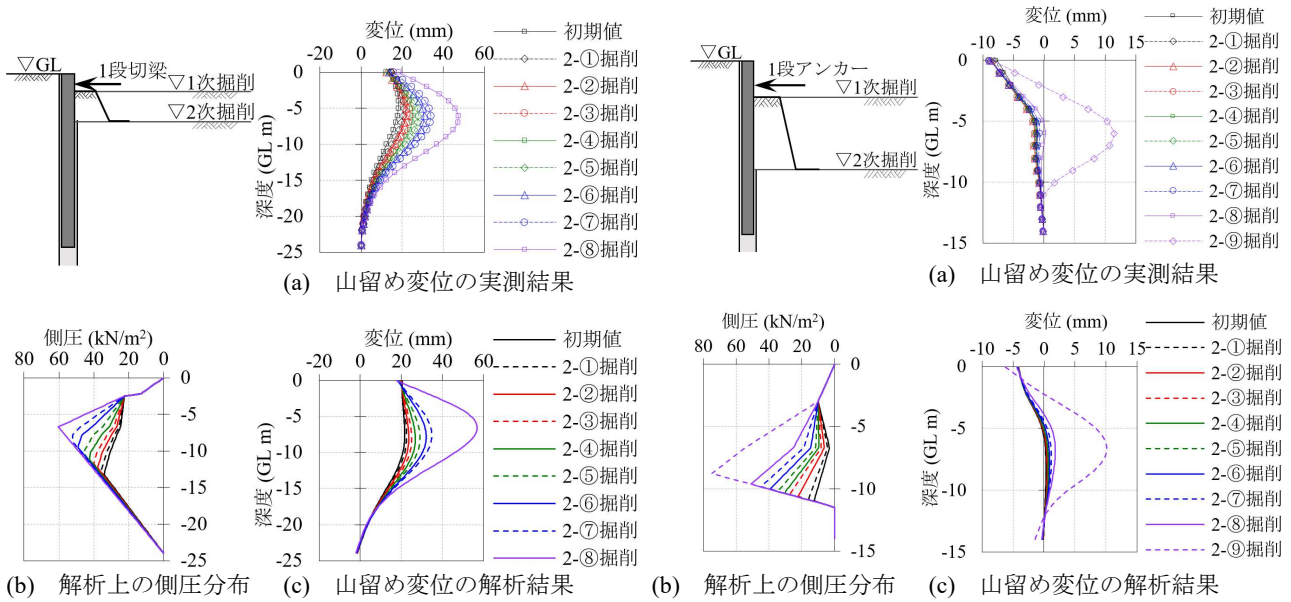


Fig. 11 地山を残置した掘削工程の解析結果 (Site A)  
Result of Analysis for Excavation Leaving Ground

Fig. 12 地山を残置した掘削工程の解析結果 (Site B)  
Result of Analysis for Excavation Leaving Ground

記号

$\Delta p$ : 地表面の除荷重による側圧の減少分 (kN/m<sup>2</sup>)

$p_0$ : 地表面に作用する帯状等分布荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha_1, \alpha_2$ : 荷重が作用する範囲の両端と  $\Delta p$  の作用点を結んだ直線が鉛直面となす角度 (°)

これにより得られた側圧の減少分 ( $\Delta p$ ) を深度方向に積分することで、部分的な掘削に伴う平衡側圧の減少分を評価した。このとき、地表面の除荷重を算定する範囲は法肩から無限遠方までとした。すなわち、残置した地山の法面部分の抵抗は無視するものとした。

3.2 提案手法による解析結果と実測結果の比較

3.2.1 山留め変位の深度分布 Fig. 11~16に、提案手法により求めたSite A~Dの山留め変位分布を実測結果と比較して示す。各図には、解析上の側圧分布を併せて示す。

(1) Site A (軟弱なシルト) Fig. 11(a)より、実測結果では残置幅の減少に伴い山留め変位が増大していることが分かる。これに対し、Fig. 11(c)の解析結果は、

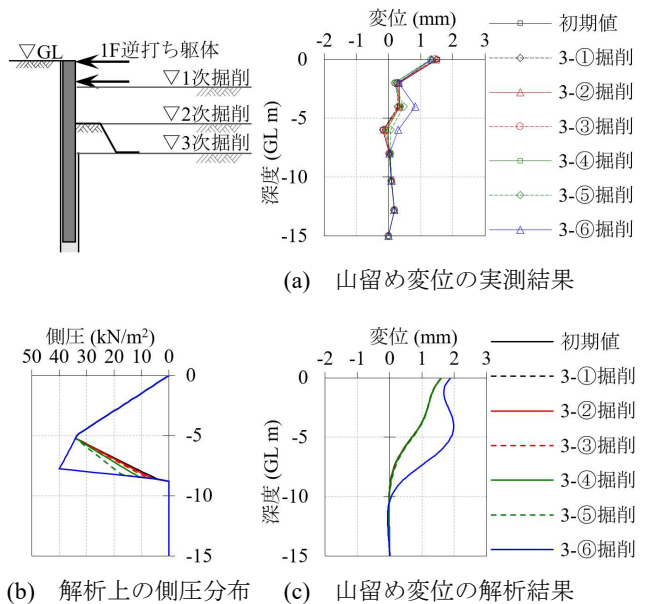


Fig. 13 地山を残置した掘削工程の解析結果 (Site C)  
Result of Analysis for Excavation Leaving Ground



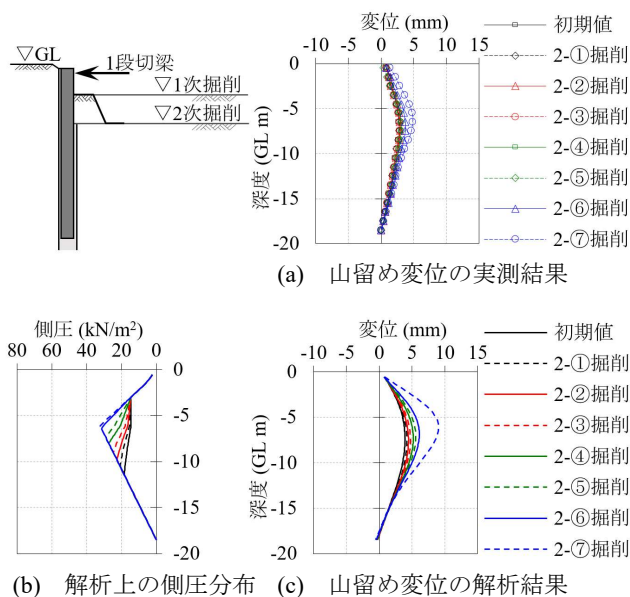


Fig. 14 地山を残置した掘削工程の解析結果  
(Site D・2次掘削中)  
Result of Analysis for Excavation Leaving Ground

実測結果と同様の傾向を示していることが分かる。

(2) Site B (硬質な粘土・砂礫) Fig. 12(a)より、実測結果では初期から2-⑧まで山留め変位が大きく変化せず、最終ステップの2-⑨において顕著に増大していることが分かる。これに対し、Fig. 12(c)に示す解析結果においても同様の傾向が得られていることが分かる。

(3) Site C (固結シルト) Fig. 13(a)に示すように、実測結果では地山を残置した掘削過程における山留め変位の変化は小さい。これは、Site Cの土質が硬質な固結シルトで構成されており、平衡側圧の変化量が微小であることや、逆打ち躯体の支保工としての剛性が高いことが原因と考えられる。しかしながら、最終ステップである3-⑥においては変位が増加している。これに対し、Fig. 13(c)に示す解析結果はやや変位量を過大評価するものの、実測結果と同様の結果が得られている。

(4) Site D (中位の砂) Fig. 14(a)に示す2次掘削中の実測結果では、残置幅の減少に伴い山留め変位が増大する傾向が確認できるが、Fig. 15(a)に示す3次掘削中は最終ステップの3-⑦のみで変位が増大し、Fig. 16(a)に示す4次掘削中は最終ステップの4-⑦にいたるまで変位の変化がわずかである。これに対し、Fig. 14(c)、Fig. 15(c)、Fig. 16(c)に示す解析結果は、最終ステップでの変位量を過大評価する傾向にあるものの、それ以前のステップにおける傾向についてはおおむね実測結果と対応しているものと考えられる。

3.2.2 山留め変位の増分 Fig. 17に、Site A～Dの山留め変位の増分と残置幅の関係を示す。図中には、実測結果をプロットで、解析結果を実線で示している。また、比較のため横軸の残置幅は山留め壁の特性長 $1/\beta$ で基準化している。軟弱なシルトを対象としたSite Aでは、残置

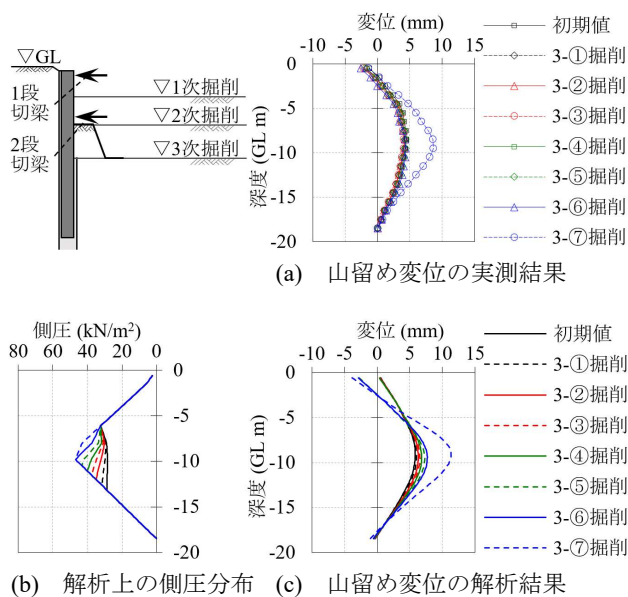


Fig. 15 地山を残置した掘削工程の解析結果  
(Site D・3次掘削中)  
Result of Analysis for Excavation Leaving Ground

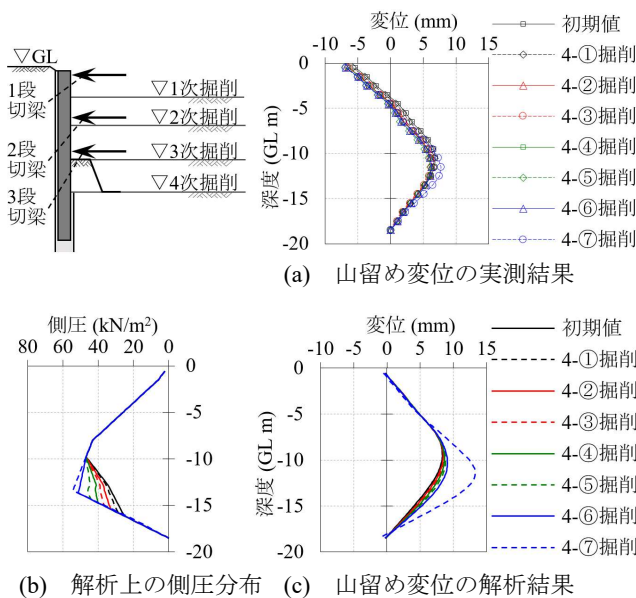


Fig. 16 地山を残置した掘削工程の解析結果  
(Site D・4次掘削中)  
Result of Analysis for Excavation Leaving Ground

幅が $1/\beta$ の2倍程度以下になると変位が増大し始めており、解析結果も実測結果と整合している。一方、硬質土である礫や固結シルトを対象としたSite B, C、および中程度の硬さの砂を対象としたSite Dでは、残置幅が $1/\beta$ の1倍未満の領域で急激に変位が増大している。解析結果も同様の傾向を示しているが、実測結果よりも変位の増分が大きくなる傾向にある。これは、地山を残置した掘削による平衡側圧の変化を弾性論により評価する際に、地盤の変形係数の異方性やポアソン比の影響を考慮していないためと推察される。硬質地盤においてはこれらの影響が

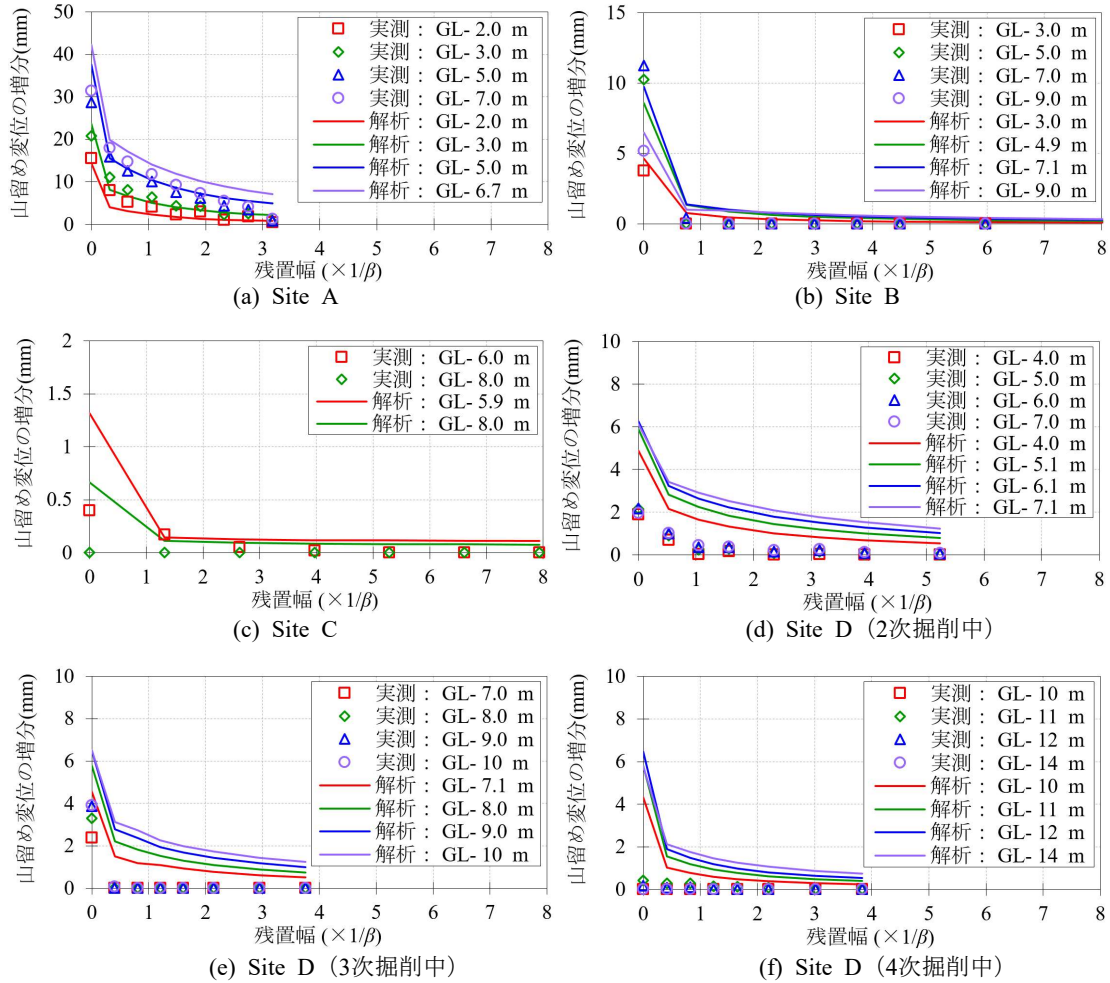


Fig. 17 山留め変位の増分と残置幅の関係

Relationship between Increment of Earth Retaining Wall Displacement and Width of Left Ground

顕著に表れやすいため、除荷時の側圧の変化量が弾性論による値よりも小さかった可能性がある。これにより、提案手法による解析結果が結果的に安全側の評価になったものと考えられる。

#### 4. まとめ

壁際に地山を残置した山留めの挙動を設計に反映するため、複数の建設現場において山留め挙動を実測した。また、梁・ばねモデル解析上で地山を残置した掘削の影響を考慮する手法を提案し、実測結果と比較した。

- 1) 実測結果より、軟弱な地盤においては、地山の残置幅が $1/\beta$ の2倍程度以下となると山留め変位が増大し始めることを確認した。その他の地盤においては、地山の残置幅が $1/\beta$ の1倍未満の領域で山留め変位が急増することを確認した。
- 2) 梁・ばねモデル解析において、地山を残置した部分的な掘削による水平地盤反力係数および平衡側圧の変化を考慮する手法を提案した。提案手法による解析結果は、実測結果の傾向と対応しており、また、安全側の評価となっていることを確認した。

今後も実測事例を蓄積し、提案手法の妥当性に対する検証を継続していく所存である。

#### 参考文献

- 1) 日本建築学会：山留め設計指針，pp.181-182，2017.11
- 2) 丸岡正夫，幾田悠康，他：アイランド工法等での押え斜面の受働土圧，第23回土質工学研究発表会発表講演集，pp.1627-1630，1988.6
- 3) 堀田洋之，田口智也：山留め壁際の法残し効果の梁・ばねモデルによる評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.475-476，2015.9
- 4) 石井雄輔，宮崎祐助，他：山留め壁近傍に残した法面の変形抑止効果，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.647-648，1999.9
- 5) 傾斜地盤における基礎の耐力評価WG：「傾斜地盤における基礎の耐力評価」に関する研究の現状—その2：杭基礎の文献調査と杭水平抵抗算定法の提案—，日本建築学会技術報告集，No.6，pp.43-46，1988.10
- 6) 日本建築学会：山留め設計指針，pp.94-98，2017.11