

掘削に伴う山留め壁背面地盤の水平変位の評価

Evaluation for Horizontal Ground Displacement behind Earth Retaining Wall under Excavation

實松俊明 田代峰一

要 約

都市部での地下工事は既設構造物との近接施工となるケースが多く、掘削時の山留め壁周辺地盤の変位を精度よく予測する必要がある。今回、山留め壁の背面側地盤の水平変位に着目し、4現場において掘削時の山留め壁および背面地盤の水平変位の計測を行った。山留め壁と背面地盤の水平変位の関係について検討した結果、山留め壁から離れるに従い山留め壁背面地盤の水平変位が減少する傾向を確認した。また、近接施工時の既設構造物の挙動評価において実務で多く用いられている2次元 FEM 解析（強制変位法）を対象に、山留め壁背面地盤の水平変位のシミュレーション解析を行い、本解析法に適したモデル化手法の検討を行った。その結果、解析領域および地盤剛性を適切に設定することで掘削時の背面地盤の水平変位を評価でき、モデル化手法の有効性を示した。

目 次

- I. はじめに
- II. 計測データの概要
- III. 山留め壁背面地盤の水平変位
- IV. FEM 解析（強制変位法）による挙動解析
- V. おわりに

I. はじめに

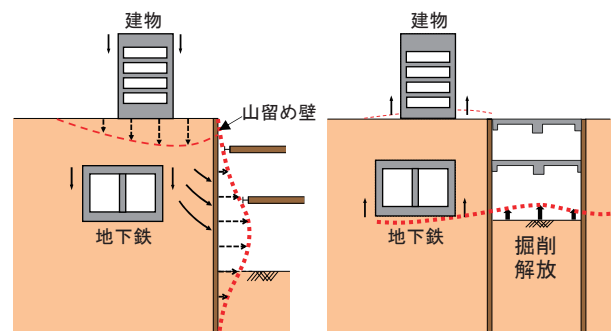
市街地の建築工事では、隣接する建物や地下鉄などの既設構造物との近接施工となる場合が多く、山留め壁の変位だけでなく、掘削に伴う周辺地盤変位を精度良く予測することが求められている。

掘削工事に伴う周辺地盤挙動の模式図を Fig.1 に示す。掘削時には、山留め壁の変位や掘削解放力などの影響で、周辺地盤に鉛直方向あるいは水平方向の変位が生じる¹⁾。周辺地盤の鉛直変位は、様々な要因が影響し、例えば山留め壁の水平変位による沈下、掘削による浮上り（リバウンド）などがある。一方、周辺地盤の水平変位は、主に山留め壁の水平変位の影響を受けて生じ、山留め壁から離れるに従って、その大きさは減少すると考えられる。

掘削時の周辺地盤挙動の評価手法としては、実務では FEM

解析が用いられている¹⁾。しかしながら、FEM 解析はモデル化の範囲や地盤パラメータの設定法が解析結果に影響を与える¹⁾²⁾。鉄道構造物を対象とした近接施工では、近接構造物の管理基準値は数 mm～十数 mm 程度と小さく³⁾、周辺構造物に影響を及ぼさず、かつ合理的な山留め計画を行うためには、精度の高い予測が重要となる。

このような背景のもと、掘削に伴う周辺地盤の水平変位を対象とし、複数の地盤・掘削条件における山留め壁の背面地盤変位データを取得し、水平変位の実挙動について考察を行



(a)山留め壁変位の影響 (b)掘削による解放力の影響

Fig.1 掘削工事に伴う周辺地盤挙動の模式図

(Example of Backside Ground Behavior under Excavation Work)

キーワード：山留め、掘削、近接施工、周辺地盤、水平変位、FEM 解析

Keywords：earth retaining, excavation, neighboring construction, backside ground, horizontal displacement, finite element method

った。また、周辺地盤変位の予測手法として、近接協議の実務で多く用いられている2次元FEM解析(強制変位法)^{1),2)}を対象に、実測値のシミュレーション解析を行い、解析領域や地盤剛性の設定法などのモデル化手法について検討した。本報告では、これらの検討結果について示す。

II. 計測データの概要

Table 1 に計測現場の概要を示す。4現場で山留め壁および背面地盤の水平変位の計測を行った。床付け浅い地盤は、主に粘性土地盤が2現場(A現場, B現場)、主に砂質土地

盤が2現場(C現場, D現場)である。また、根切り深さは約8m~10m, 山留め壁はソイルセメント壁3現場, 親杭横矢板壁1現場である。

山留め壁および背面地盤の水平変位は、固定式傾斜計あるいは挿入式傾斜計により計測した。背面地盤変位は、A~C現場は1か所, D現場は2か所で計測している。なお、A現場とB現場は山留め壁の下端地盤が比較的軟弱で、山留め壁下端が水平移動する可能性があったため、A現場については山留め壁より深い硬質層に傾斜計の不動点を設けて変位計測を行った。B現場では、山留め壁頭部の水平変位を測量に

Table 1 計測現場の概要
(Outline of Measurement Site)

現場	主な地盤 (床付け浅)	根切り 深さ	掘削 平面	地下 工法	山留め 支保工	山留め壁		地盤の水平変位計測		備考	
						山留め壁 変位計測	山留め壁 変位計測	計測方法	山留め壁からの距離		
A	埋土 (砂質土・粘性土)	8.8m (内部14.515m)	63.2m × 58.0m	順打	1段	ソイルセメント壁	H450×200 @0.675m L=15.3m ソイルセメント長16.3m	固定式 傾斜計	挿入式 傾斜計	6.8m	・掘削完了時 ・傾斜計下端: 山留め壁GL-37.3m 背面地盤水平変位GL-31.0m
B	埋土・ 沖積砂・粘土	9.6m (内部12.6m)	39.6m × 101.8m	順打	2段	ソイルセメント壁	H500×200 @0.45m L=20.4m ソイルセメント長21.4m	固定式 傾斜計	固定式 傾斜計	19.5m	・掘削完了時 ・傾斜計下端: 山留め壁GL-20.4m 背面地盤水平変位GL-40.0m
C	埋土 (砂質土)	7.5m	35.0m × 90.0m	順打	1段	ソイルセメント壁	H500×200 @0.45m L=21.2m ソイルセメント長22.2m	挿入式 傾斜計	挿入式 傾斜計	6.75m	・掘削完了時 ・傾斜計下端: 山留め壁GL-21.0m 背面地盤水平変位GL-22.0m
D	洪積砂・礫	7.65m	26.5m × 42.8m	順打	1段	親杭横矢板壁	H450×200 @1.2m L=10.0m	挿入式 傾斜計	挿入式 傾斜計	3.0m, 8.0m	・支保工撤去時 (最終掘削後から計測) ・傾斜計下端: 山留め壁GL-10.0m 背面地盤水平変位GL-11.0m

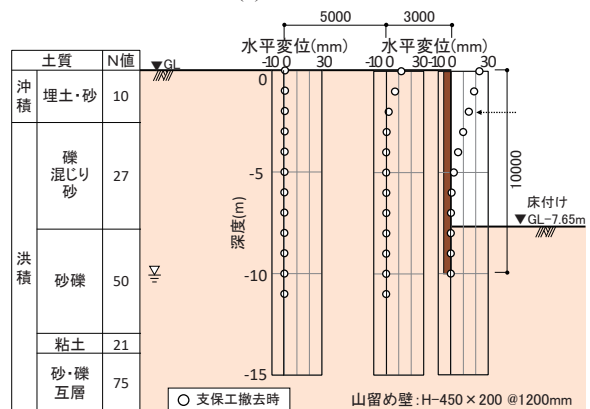
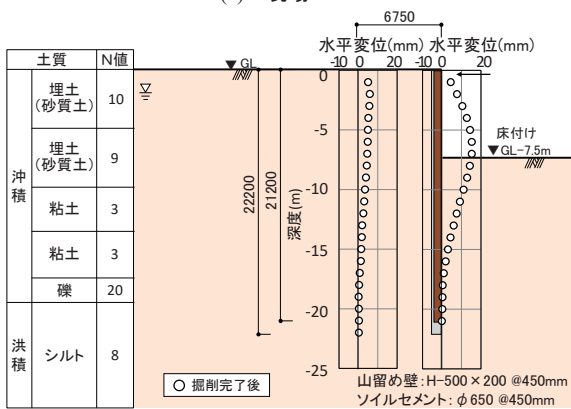
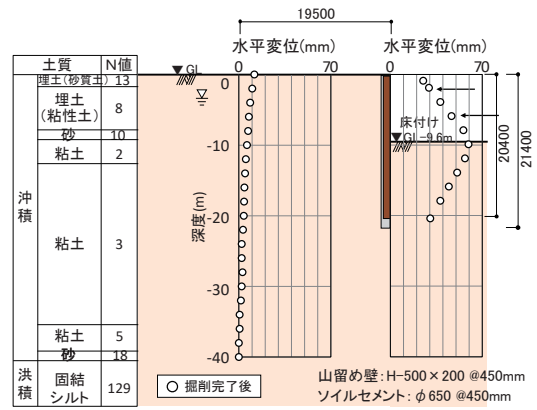
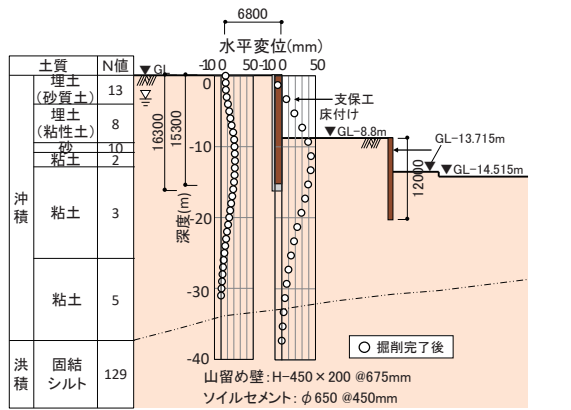


Fig.2 山留め壁および背面地盤の水平変位の計測結果

(Measurement Result of Horizontal Displacement of Earth Retaining Wall and Backside Ground)

より計測し、得られた頭部変位を基に山留め変位を補正した。また、D現場では、最終掘削後から支保工撤去時までの増分変位を測定した。これらの山留め壁および背面地盤の変位計測位置は、いずれも掘削範囲の中央部付近で2次元平面ひずみとして検討可能な条件である。Fig.2 に各現場における山留め断面および計測結果を示す。今回計測した現場における山留め壁の変位は15 mm~60 mm程度、背面地盤の水平変位は最大で25 mm程度である。

III. 山留め壁背面地盤の水平変位

山留め壁の変位による背面地盤変位の模式図⁴⁾をFig.3に示す。山留め壁の変位に伴い、背面地盤は斜め下方向に移動し水平変位が生じる。Fig.2に示す実測値からは、山留め壁から離れるに従って地盤の水平変位は減少する傾向がみられる。今回得られた実測データに対して、山留め壁の最大変位 δ_{max} と背面地盤の最大水平変位 δ_{gmax} の関係について検討した。山留め壁からの離隔距離Lを山留め変位ゼロ点までの深度 H_0 で基準化した L/H_0 と $\delta_{gmax}/\delta_{max}$ の関係をFig.4に示す。B現場の変位ゼロ点は、Fig.2(b)の山留め壁の下端変位を下方に延長してGL-35mと評価した。Fig.4には参考として既往の実測データ^{5),6)}を併せて示している。Fig.4より、 L/H_0 が大きくなるに従い $\delta_{gmax}/\delta_{max}$ が減少する傾向が確認され、山留め壁の変位から任意の背面位置における地盤の最大水平変位を概ね推定できると考えられる。

IV. FEM解析(強制変位法)による挙動解析

1. 解析法の概要

掘削時の山留め壁背面地盤変位を求めるためのFEM解析には「強制変位法」と「逐次解析法」がある^{1),2)}。ここでは、近接施工の挙動評価において実務で多く用いられている「強制変位法」を対象に、山留め壁背面地盤の水平変位のシミュレーション解析を行い、モデル化手法について検討した。Fig.5に強制変位法の概要を示す。掘削時の山留め壁の実測変位を与えて背面地盤の水平変位を評価する。なお、掘削底面にリバウンド(浮上り)荷重を考慮する場合もあるが、本解析ではリバウンド荷重は考慮せずに、山留め壁の変位に伴う背面側の水平変位の検討を行った。

2. 解析ケース

解析結果に影響を及ぼす条件として、水平方向の解析領域と変形係数に着目して検討を行った。Table 2に解析条件および解析ケースを、Fig.6に解析ケースの模式図を示す。

水平方向の解析領域は、Fig.4より、山留め壁から山留め壁の変位ゼロ点までの深さ H_0 程度離れると、地盤の水平変位が殆ど生じていないことから、 H_0 の1倍(case1, case3)および2倍(case2, case4)とした。また、鉛直方向の解析領域は、床付け面から掘削短辺幅Bの1倍とした。

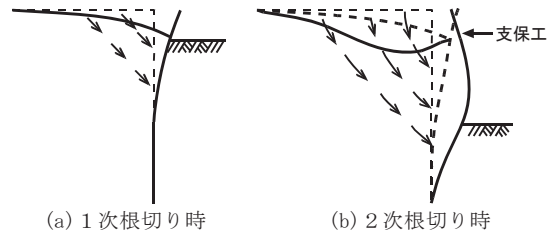


Fig.3 山留め壁変位に伴う背面地盤変位の模式図⁴⁾に加筆・修正 (Backside Ground Displacement by Earth Retaining Displacement)

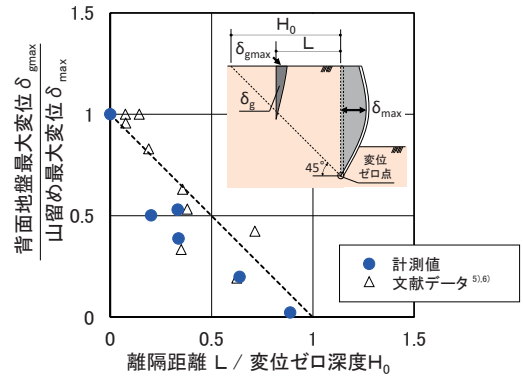


Fig.4 山留め壁からの離隔距離 L/H_0 と $\delta_{gmax}/\delta_{max}$ の関係 (Relation between L/H_0 and $\delta_{gmax}/\delta_{max}$)

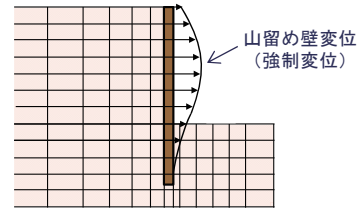


Fig.5 FEM解析(強制変位法)¹⁾に加筆 (FEM Analysis (Forced Displacement Method))

Table 2 解析条件および解析ケース (Analytical Condition and Case)

解析条件		case1	case2	case3	case4	備考
背面側領域	$1H_0$	○		○		H_0 : 山留め壁の変位ゼロ点の深度(m) ※鉛直領域は1B (B:掘削短辺幅)
	$2H_0$		○		○	
変形係数	全て E_0	○	○			E_0 : 砂質土 2500N (kN/m ²) 粘性土 210c (kN/m ²) E_i : せん断波速度から評価した変形係数 (kN/m ²)
	主働すべり線内側: E_0 主働すべり線外側: $E_i/2$			○	○	

※境界条件: 側面は鉛直ローラー、底面は水平・鉛直方向とも固定

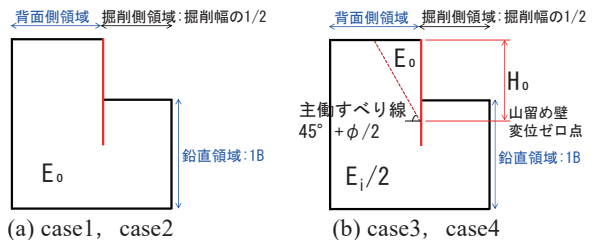


Fig.6 解析ケースの模式図 (Schematic Drawing of Analytical Case)

地盤の変形係数は、代表的なものとして以下の式が提案されており、実務でも用いられている^{7),8)}。

$$\text{砂質土: } E_0 = 2500N \quad (\text{kN/m}^2) \quad \dots \quad (1)$$

粘性土 : $E_0=210c$ (kN/m²) (2)

ここに, N : N 値, c : 粘着力 (kN/m²)

(1), (2) 式は, ある程度変形が生じている状態を想定した変形係数⁸⁾であるが, 一般的には, 掘削エリアから離れるに従って地盤変位は小さくなり, 変形係数は領域ごとに異なると考えられる。そこで本検討では, 変形係数を一律 E_0 で設定するケース (case1, case2) と, 実務的な簡便性を考慮して便宜的に主働すべり線の内側を E_0 とし, 床付け以深

を含むその他の領域を, ひずみレベルが小さいことや鉛直変位の評価で提案されている関係を考慮して, 微小ひずみに対する変形係数 E_i の 1/2 倍の $E_i/2$ ⁸⁾としたケース (case3, case4) を設定した。微小ひずみに対する変形係数 E_i は (3) 式により評価した⁹⁾。

$E_i=2(1+\nu) \cdot (\gamma_v/g) \cdot V_s^2$ (3)

ここに, V_s : せん断波速度 (m/s), ν : ポアソン比,

γ_v : 単位体積重量 (kN/m³), g : 重力加速度 (m/s²)

Table 3 地盤モデル (Soil Properties)

(a) A 現場

地層	土質	下端深度 (GL-m)	N 値	γ_t (kN/m ³)	粘着力 C(kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	ポアソン比 ν	変形係数(kN/m ²)	
								E_0	$E_i/2$
沖積	F1 埋土 (砂質土)	4.6	13	14.3	25	16	0.40	32,500	66,130
	F2 埋土 (粘性土)	9.9	8	14.1	40	0	0.45	8,400	75,240
	As 砂	10.8	10	17.4	0	29	0.35	25,000	28,980
	Ac(1) 粘土	12.8	2	14.8	45	0	0.45	9,450	28,940
	Ac(2) 粘土	25.6	3	14.3	80	0	0.45	16,800	30,440
洪積	Ac(3) 粘土	29.0~37.8	5	17.4	90	0	0.45	18,900	70,020
	Dc 固結シルト	48.1	129	18.8	1040	0	0.40	218,400	871,700
	Ds 砂	72.5	152	18.8	50	45	0.30	380,000	482,330

(b) B 現場

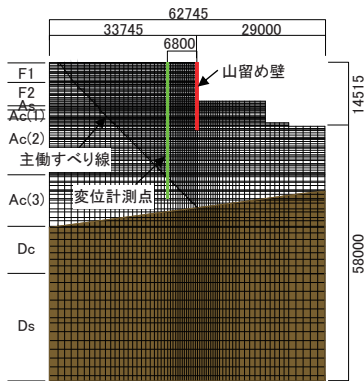
地層	土質	下端深度 (GL-m)	N 値	γ_t (kN/m ³)	粘着力 C(kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	ポアソン比 ν	変形係数(kN/m ²)	
								E_0	$E_i/2$
沖積	F1 埋土 (砂質土)	1.2	13	14.3	25	16	0.40	32,500	66,130
	F2 埋土 (粘性土)	8.4	8	14.1	40	0	0.45	8,400	75,240
	As 砂	9.5	10	17.4	0	29	0.35	25,000	28,980
	Ac(1) 粘土	12.6	2	14.8	45	0	0.45	9,450	28,940
	Ac(2) 粘土	35.5	3	14.3	80	0	0.45	16,800	30,440
洪積	Ac(3) 粘土	39.5	5	17.4	90	0	0.45	18,900	70,020
	As 砂	40.5	18	17.7	30	34	0.35	45,000	164,660
	Dc 固結シルト	44.6	129	18.8	1040	0	0.40	218,400	871,700
Ds 砂	52.2	152	18.8	50	45	0.30	380,000	482,330	

(c) C 現場

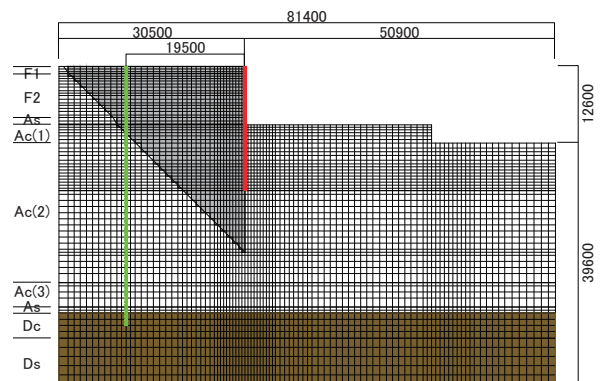
地層	土質	下端深度 (GL-m)	N 値	γ_t (kN/m ³)	粘着力 C(kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	ポアソン比 ν	変形係数(kN/m ²)	
								E_0	$E_i/2$
沖積	F1 埋土 (砂質土)	5.0	10	17.0	10	37	0.40	25,000	87,590
	F2 埋土 (砂質土)	9.9	9	17.0	10	37	0.40	22,500	78,610
	Ac(1) 粘土	13.6	3	16.0	60	0	0.45	12,600	53,220
洪積	Ac(2) 粘土	17.3	3	16.0	70	0	0.45	14,700	53,220
	Dg1 礫	19.4	20	20.0	10	35	0.30	50,000	207,790
	Dc(1) シルト	25.7	8	17.0	85	0	0.40	17,850	70,120
	Dc(2) シルト	37.25	8	17.0	110	0	0.40	23,100	176,870
	Dg2 礫	39.7	120	20.0	20	45	0.30	300,000	1,018,800
	Ds1 砂	41.9	36	19.0	20	45	0.30	90,000	654,890
	Ds2 砂	46.1	80	20.0	20	45	0.30	200,000	689,360

(d) D 現場

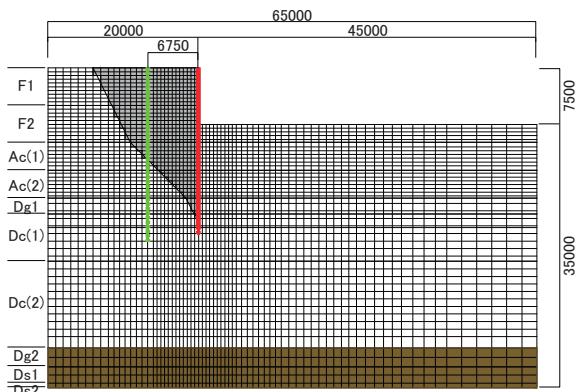
地層	土質	下端深度 (GL-m)	N 値	γ_t (kN/m ³)	粘着力 C(kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	ポアソン比 ν	変形係数(kN/m ²)	
								E_0	$E_i/2$
沖積	F 埋土・砂	2.1	10	18.0	0	29	0.35	25,000	100,000
洪積	Dg1 礫混り砂	7.4	27	18.0	10	38	0.30	67,500	270,000
	Dg2 砂礫	12.5	50	20.0	10	45	0.30	125,000	500,000
	Dc 粘土	13.5	21	18.0	210	0	0.40	44,100	176,400
Dg3 砂・礫互層	34.15	75	20.0	10	45	0.30	187,500	750,000	



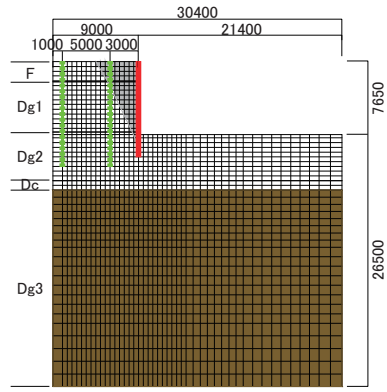
(a) A 現場



(b) B 現場



(c) C 現場



(d) D 現場

Fig.7 FEM 解析モデル (case3) (FEM Calculation Model(case3))

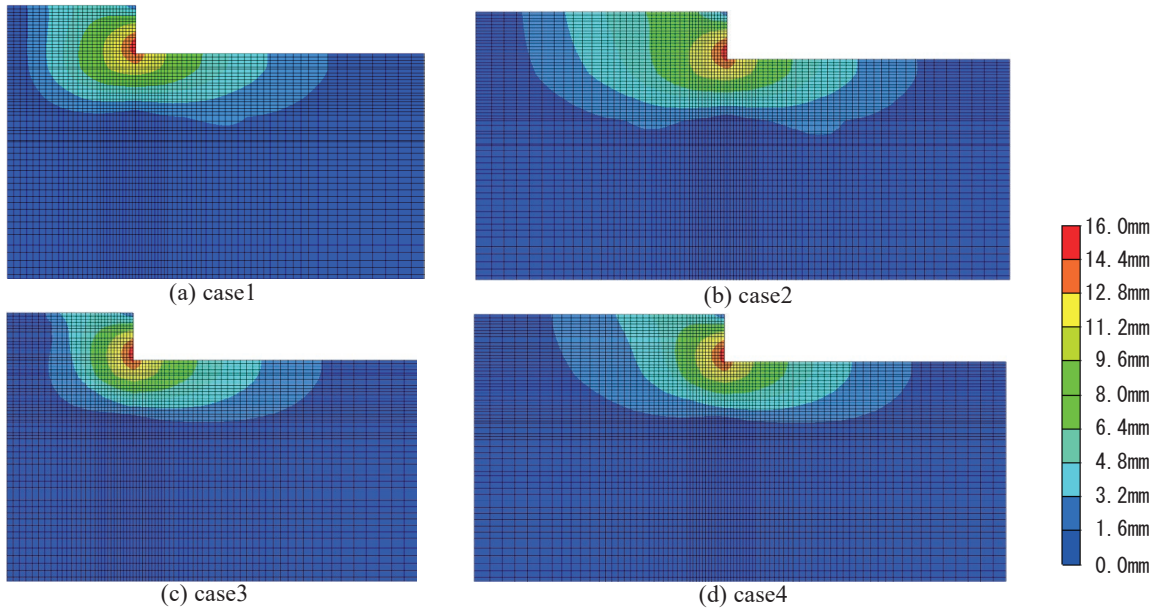


Fig.8 FEM 解析結果の例 (C 現場 : 水平変位コンター)
 (Result of FEM Calculation (Site A: Deformation Diagram and Contour Plots of Horizontal Displacement))

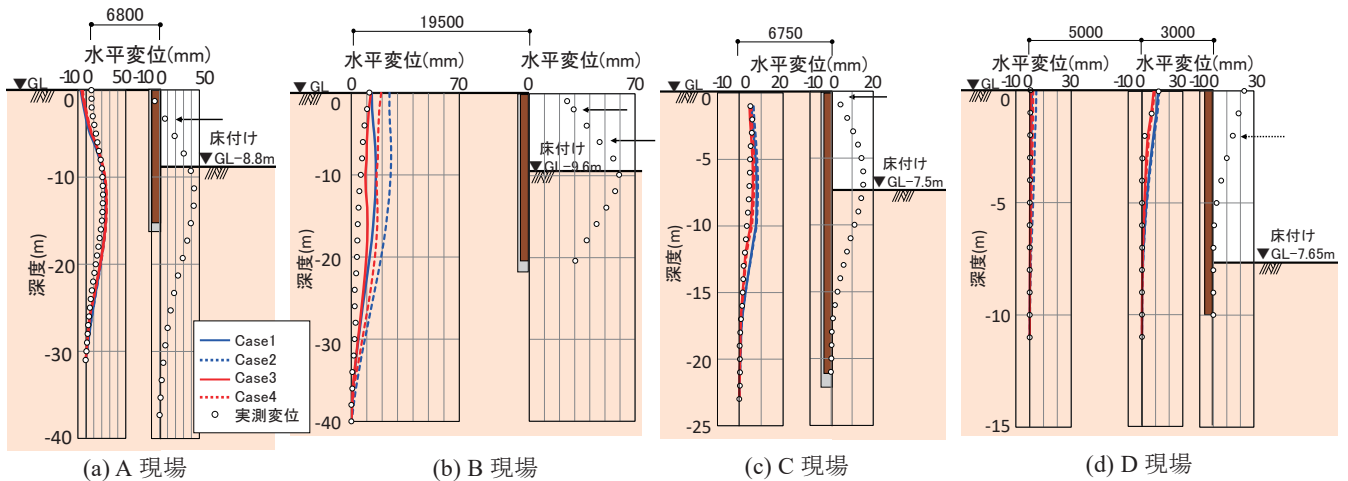


Fig.9 背面地盤の水平変位の解析結果と実測値の比較
 (Comparison of Analysis Results and Measured Values of Horizontal Displacement of Backside Ground)

Table 3 に A 現場～D 現場の地盤モデルを、Fig.7 に A 現場～D 現場の FEM 解析モデル (case3) を示す。主働すべり線は、山留め壁の変位ゼロ点から考慮し、境界条件は、側面を鉛直ローラー、底面は水平・鉛直方向とも固定とした。

3. 解析結果

Fig.8 に FEM 解析結果の例 (C 現場) を示す。山留め壁背面側の解析領域については、大きくすると遠方まで水平変位が及ぶ傾向が確認される (case2, case4)。また、変形係数については、主働すべり線を考慮して変形係数を変えた場合 (case3, case4) は、変形係数が一律の場合 (case1, case2) に比べて、山留め壁に近い範囲で水平変位が生じる傾向が確認され、強制変位法では、解析法に応じた適切な領域や地盤剛性の設定が重要と考えられる。

Fig.9 に A～D の各現場における背面地盤の水平変位の解

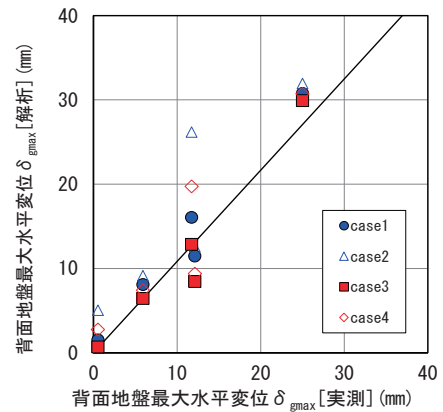


Fig.10 背面地盤の最大水平変位の解析結果と実測値の比較
 (Comparison of Analysis Results and Measured Values of Max. Horizontal Displacement of Backside Ground)

析結果と実測値の比較を、Fig.10 に背面地盤の最大水平変位の解析結果と実測値の比較を示す。case1, case2, case4 は、山留め壁から離れた位置において水平変位を大きめに評価しており、今回の解析では、他ケースより遠方の水平変位を小さく抑えられる case3 が実測値と最も良い対応を示す結果が得られた。

V. おわりに

掘削時の山留め壁背面地盤の水平変位について、現場実測データの分析、および FEM 解析を用いた実測値のシミュレーション解析を行った。得られた知見を以下に示す。

- a. 4 現場で挙動計測を行い、山留め壁の変位と背面地盤の水平変位の関係について検討した。その結果、山留め壁から離れるに従い山留め壁背面地盤の水平変位が減少する傾向を把握した。
- b. 近接施工の実務で用いられている強制変位法による 2 次元 FEM 解析を対象に、背面地盤の水平変位のシミュレーション解析を行った。その結果、解析領域と変形係数を適切に設定することにより、山留め変位に伴う背面地盤の水平変位を評価できることを確認し、モデル化手法の有効性を示した。

今後は、実測および解析事例を増やすとともに、掘削によ

る解放力の影響も含めた解析領域や地盤剛性の設定法の検討をさらに加え、解析の信頼性向上を図っていく予定である。

参考文献

- 1) 日本建築学会；山留め設計指針・同解説，2017.
- 2) 日本建築学会；近接山留めの手引き，2015.
- 3) 山下俊英ほか；鉄道構造物に対する近接施工の現状と課題，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 I，2004.8，pp.747-748.
- 4) 土木学会；トンネル標準示方書 [開削工法編]・同解説，2016.
- 5) 伊勢本昇昭ほか；掘削時の山留め背面地盤の挙動について，第 20 回土質工学研究発表会，1985.6，pp.1245-1246.
- 6) 青木雅路ほか；根切りに伴う周辺地盤の挙動—実測からみた地盤内変位の検討—，第 24 回土質工学研究発表会，1989.6，pp.1461-1462.
- 7) 鉄道総合技術研究所；都市部鉄道構造物の近接施工対策マニュアル，2007.
- 8) 鉄道総合技術研究所；鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル編，2001.
- 9) 日本建築学会；建築基礎構造設計指針，2019.

Evaluation for Horizontal Ground Displacement behind Earth Retaining Wall under Excavation

Toshiaki Sanematsu and Minekazu Tashiro

In urban areas, the number of cases of construction next to underground structures or existing buildings is increasing, and there is a definite need to accurately estimate ground displacement around construction sites. This time, the horizontal displacement of an earth retaining wall and backside ground was measured at four sites to estimate ground behavior behind the wall during excavation. As a result of examining the relationship between the horizontal displacement of the wall and that of the backside ground, it was confirmed that the horizontal displacement of the ground tended to decrease as the distance from the wall increased. Next, in a 2D-FEM analysis based on a forced displacement method used to examine construction neighboring railways etc., a simulation analysis of the horizontal displacement of the backside ground measured at four sites was performed, and which modeling method would be suitable for FEM analysis was examined. The horizontal displacement of the ground during excavation could be evaluated by appropriately considering the analysis area and ground rigidity, demonstrating the applicability of the modeling method.