

省スペース型地盤アンカー山留め支保工の開発

元 井 康 雄

三 栖 健 一

富 田 真 平

(東京本店建築事業部)

(東京本店建築事業部)

堀 内 栄 治

丸 田 晃 司

佐 藤 有 希

(東京本店建築事業部)

(東京本店建築事業部)

(大阪本店建築事業部)

Development of Space-Saving Support for Excavation Using Ground Anchorages

Yasuo Motoi

Kenichi Misu

Shinpei Tomita

Eiji Horiuchi

Koji Maruta

Yuki Sato

Abstract

We developed a new space-saving support for excavation using ground anchorages. The top of earth-retaining walls are loaded to an acute angle by ground anchorages on the back side, and the load controls the displacement of the walls. The main benefits are as follows: (1) because the ground anchorages occupy the back side of walls with a width of 2-5 m, this method can be used even if there is not enough space for work; (2) because ground support materials are installed on the back side of earth-retaining walls, they do not present an obstacle to underground construction, which greatly increases work efficiency; and (3) ground support setting construction and the construction of earth-retaining walls can be carried out simultaneously. In addition, the supports shorten the excavation process and ease labor because anchorage removal work is not critical. The above benefits were demonstrated through an on-site application.

概 要

本工法は、敷地外周が狭隘な条件での山留め工事に適用可能な、省スペース型の地盤アンカー支保工である。山留め壁頭部の背面側にブラケットを接合し、その先端に地盤アンカーを鋭角に設置して緊張力を導入することにより、山留め壁の掘削側への変位を抑制する。主な効果は以下の通りである。1) 山留め壁の背面側に必要なスペースが幅2m~5m程度に納まるため、敷地に余裕のない条件でも地盤アンカーを採用できる。2) 従来、地下外周躯体と干渉していた仮設の支保工部材を山留め壁の背面側に配置することで、場内地下工事の作業性が大幅に向上する。3) 山留め壁建込工事などと支保工設置工事が並行可能である。また、アンカー撤去時期の自由度が高く地下工事のクリティカルとならないため、工程短縮および労務の平滑化につながる。本工法を試験施工および平面総延長約258mの山留め工事に適用し、上記1)~3)の効果、および山留め変位の抑制効果を実証した。

1. はじめに

山留めの支保工として用いられる地盤アンカー工法は、切梁工法や逆打ち工法と比較して、掘削工事や地下躯体工事との干渉が少なく作業性が高い支保工である。ただし、一般に地盤アンカーは水平に対し30~45度の傾角で設置されるため、定着地盤までの水平距離が長くなり背面の敷地に余裕が必要である。そのため、背面地盤内の埋設物との干渉や敷地の使用許可が得られないなどの条件下においては、適用が困難である。このような条件下において、地盤アンカー適用の可能性を広げることを目的として、省スペース型の地盤アンカー工法を開発した。

2. 本工法の特徴および適用条件

2.1 省スペース型地盤アンカー支保工の特徴

本工法は、Fig. 1に示すような、山留め壁の背面地盤に幅2m~5m程度で納まる省スペース型の地盤アンカー支

保工（以下、新工法）である。山留め壁頭部に、地表面と縁を切って浮かせた状態のブラケットを設置し、その先端に地盤アンカーによる緊張力を導入することにより、山留め壁頭部を背面側に変位させるようなモーメントお

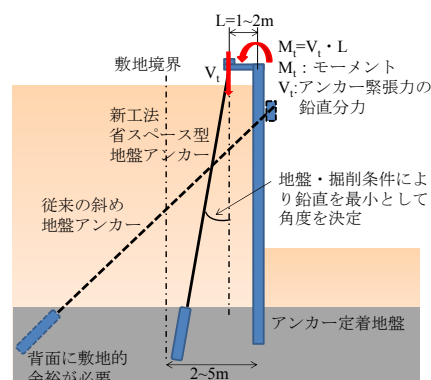


Fig. 1 省スペース型地盤アンカー支保工
Space-saving Type Support Using Ground Anchorages

よび水平力を作用させ、山留め壁の掘削側への変位を抑制する機構となっている。

2.2 適用による効果

新工法適用による主な効果は以下の通りである。

(1)狭隘な背面敷地での地盤アンカーの実現 地盤アンカーを水平に対し75度～90度程度の傾角で設置するため、比較的短い水平距離でアンカー定着地盤に到達する。そのため、従来は施工が不可能であった敷地条件での地盤アンカー採用が可能となる。

(2)地下工事の作業性と安全性の向上 従来、掘削場内に設置していた仮設の腹起し材などを山留め壁の背面側にまとめて配置することで、地下外周の本設躯体との干渉を回避でき、場内地下工事の作業性が大幅に向上する。また、支保工撤去時の作業地盤が原則として背面地盤の地表面レベルとなることで高所作業が回避され、安全性が向上する。

(3)工期短縮 地盤アンカーや山留め壁との接合部材の設置作業を、山留め壁建込や本設杭工事などの場内作業と並行可能である。また、地下1階立上がり躯体工事を1段アンカーの撤去を待たずに進められるため、工程の短縮および労務の平滑化につながる。

2.3 適用条件

(1) 山留め壁の種類 本工法は、親杭横矢板壁またはソイルセメント柱列壁などの、芯材にH形鋼を用いた山留め壁に適用可能である。

(2) 設置作業スペース 掘削工事前に、山留め壁の背面側に1m程度のブラケットを接合する作業スペースが必要である。山留め壁頭部のレベルを、通常の場合と同様に施工地盤レベルとする場合は、Fig.2(a)図のように背面地盤を幅2m程度、深さ1m程度ですき取ることが可能であることが適用の条件となる。Fig.2(b)図のように山留め壁頭部を地表面から1m程度突出させておくことが可能であれば、背面地盤のすき取りの必要がなくなるので、ブラケットの接合作業スペースを確保できれば適用可能である。

3. 設計上の留意点

新工法を用いた山留めの設計方法は、基本的には通常の場合と同様であり、日本建築学会「山留め設計施工指針」¹⁾、同会「建築地盤アンカー設計施工指針・同解説」²⁾、地盤工学会基準「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」³⁾などに準拠する。ただし従来の地盤アンカー工法と異なる機構で山留め壁頭部に大きなモーメント荷重と鉛直荷重が作用するため、設計においては、①山留め壁頭部へのモーメント荷重を考慮した転倒の検討、②アンカー鉛直分力を考慮した山留め壁の鉛直支持力の検討および③支保工の機構を山留め計算に反映させることが必要となる。

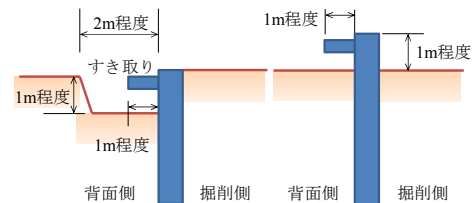
3.1 転倒の検討

山留め壁が側圧によって転倒することのないよう、Fig. 3に示すように、山留め壁とブラケットが接合するO点を回転中心とした転倒の検討を行う。通常の場合における、支保工が1段の場合の転倒の検討方法⁴⁾に準じているが、新工法においては、アンカー緊張力によるモーメント荷重 M_t が転倒モーメントに付加される。掘削側側圧による抵抗モーメント M_p と背面側側圧による転倒モーメント M_a の関係が、(1)式を満足するように山留め壁の根入れ長さを定める。

$$F_s = \frac{M_p}{M_a} = \frac{P_p l_p}{P_a l_a + M_t} \geq 1.2 \quad (1)$$

- 記号 F_s : 安全率, M_p : 抵抗モーメント (kN・m)
 M_a : 転倒モーメント (kN・m)
 P_p : 山留め壁掘削側受働側圧の合力 (kN)
 P_a : 山留め壁背面側主働側圧の合力 (kN)
 l_p : 転倒の回転中心から受働側圧の合力 P_p までの距離 (m)
 l_a : 転倒の回転中心から主働側圧の合力 P_a までの距離 (m)
 M_t : アンカー緊張力により山留め壁頭部に作用するモーメント (kN・m)

山留め壁の転倒に対する検討用側圧としては、側圧の下限および上限値である主働および受働側圧をランキン・レザール式により仮定する。親杭横矢板壁の場合の根切り底面以深の側圧は、算定した側圧の値に B/a (B : 親杭の負担幅, a : 親杭間隔) を乗じて、山留め壁単位幅あたりに有効に作用する側圧に換算する。その際、主働側圧となる山留め壁背面側では $B=D$ (D : 親杭の見付け



(a)壁頭部の突出なし (b)壁頭部の突出あり
 Fig. 2 新工法の設置に必要な作業スペース
 Work Space Required for Installation of New Methods

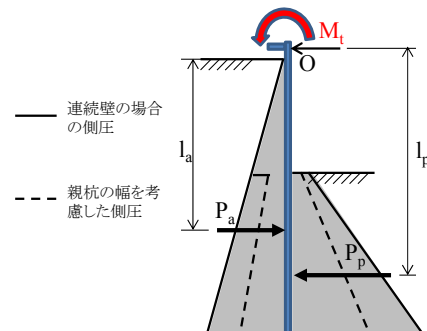


Fig. 3 転倒の検討
 Examination of Overturning

幅)とするが、受働側圧となる掘削側地盤は地盤条件に応じて $B=(1\sim 3)D$ の範囲(ただし、 $B/a \leq 1$)で設定する。

3.2 山留め壁の支持力に対する検討

鉛直荷重に対する山留め壁の支持力の検討は、日本建築学会「山留め設計施工指針」⁴⁾に準じて行い、極限支持力の1/2を山留め壁の許容支持力(R_a)とする。山留め壁に作用する鉛直荷重(V)の算定に際して、掘削過程でのアンカー最大軸力の鉛直方向の分力(V_t)を考慮し、 R_a が想定される荷重 V を上回るよう、山留め壁の根入れ長さを設定する。検討方法としては従来のアンカー工法の場合と同様であるが、アンカー傾角が大きいため鉛直荷重が従来の2倍近くになることもあるので注意する。また、山留め壁の摩擦抵抗力を考慮できる範囲は、原則として根切り底面以深に限定し、地震時に液状化が予想される地盤では、その範囲の地盤の抵抗力を無視した支持力の検討を行う。

3.3 山留め計算におけるプレロードと支保工の評価

山留め計算は、従来工法と同様に、梁・ばねモデルによることを基本とする。山留め計算におけるプレロードおよび支保工の評価を以下のように行う。

(1)アンカー導入緊張力によるプレロード Fig. 4に、アンカー導入緊張力による山留め壁へのプレロード荷重の与え方を示す。アンカー軸方向の導入緊張力を T_0 とすると、水平方向分力 $H_{t0}=T_0 \cdot \cos\alpha$ 、鉛直方向分力 $V_{t0}=T_0 \cdot \sin\alpha$ となり、 V_{t0} による山留め壁頭部へのモーメントは $M_{t0}=V_{t0} \cdot L=T_0 \cdot \sin\alpha \cdot L$ となる。山留め計算においては、 H_{t0} を水平方向のプレロード荷重、 M_{t0} を回転方向のプレロード荷重として評価する。

(2)支保工ばね定数 アンカーの軸方向のばね定数を K_A とすると、山留めの水平変位に対しての水平方向ばね定数 K_h は、 $K_h=K_A \cdot \cos^2\alpha$ ⁵⁾となる。同様に、山留め頭部(ブラケット接合部)の回転角に対しての回転ばね定数 K_m は、山留め芯材中央からアンカーまでの距離を L とすると、 $K_m=K_A \cdot L^2 \cdot \sin^2\alpha$ となる (Fig. 4)。

を使用している。床付け深さはGL-6.7mであるが、山留め壁の背面地盤をGL-1.8mまで法切りしているため、実質的な掘削深さは4.9mである。支保工として、一般部は従来の地盤アンカー工法(水平からの傾角30度、間隔4.2m、自由長4.5m、定着長5.0m)を採用し、親杭5本に対して、新工法(水平からの傾角80度、間隔4.2m、自由長7.5m、定着長5.0m)を適用した。アンカー軸方向の導入緊張力は、一般部では200kN/本、新工法適用区間では300kN/本とした。なお、新工法のアンカー定着地盤は、根切り底面とすると山留め壁との水平距離が近く、アンカー反力による山留め壁への土圧増加の可能性があると考え、山留め壁下端より深い砂礫層とした。

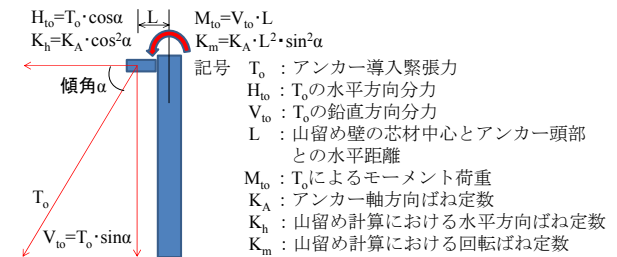


Fig. 4 アンカー緊張力の山留め計算上の評価
Evaluation of Tension of Anchorages
in Earth Retaining Calculation

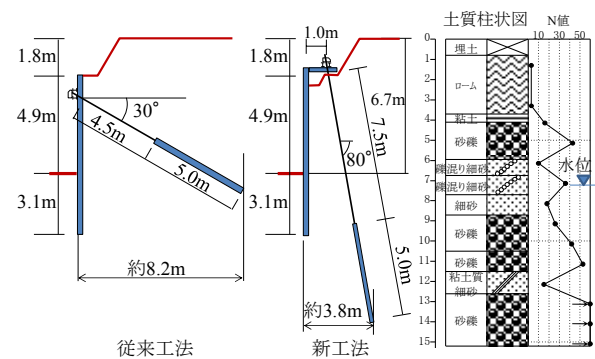


Fig. 5 地盤概要および山留め断面
Ground Outline and Earth Retaining Section

4. 試験施工

4.1 試験施工の目的

新工法適用による山留め変位挙動の確認および従来の地盤アンカー工法との比較を目的として、関東ローム地盤での実工事において試験施工を実施した。

4.2 地盤および山留めの概要

Fig. 5に、地盤概要および山留めの断面を示す。地盤はGL-4.0m付近までがN値3の関東ローム、その下に砂礫、砂層が続き、山留めの先端の支持層はN値40程度の砂礫層である。地下水位は、床付け深さより約1m深く、山留め壁に水圧が作用しない条件である。山留め壁は、親杭横矢板壁(親杭H-300×300×10×15、長さL=8.0m、間隔1.4m)

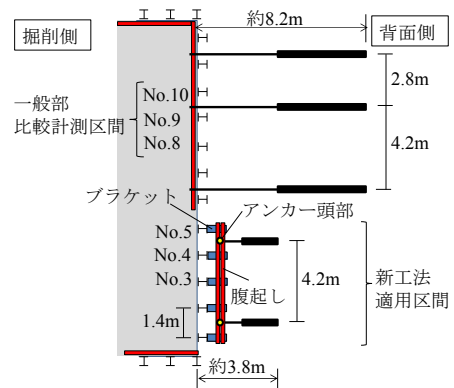


Fig. 6 計測区間の山留め平面
Earth Retaining Plan of Measurement Area

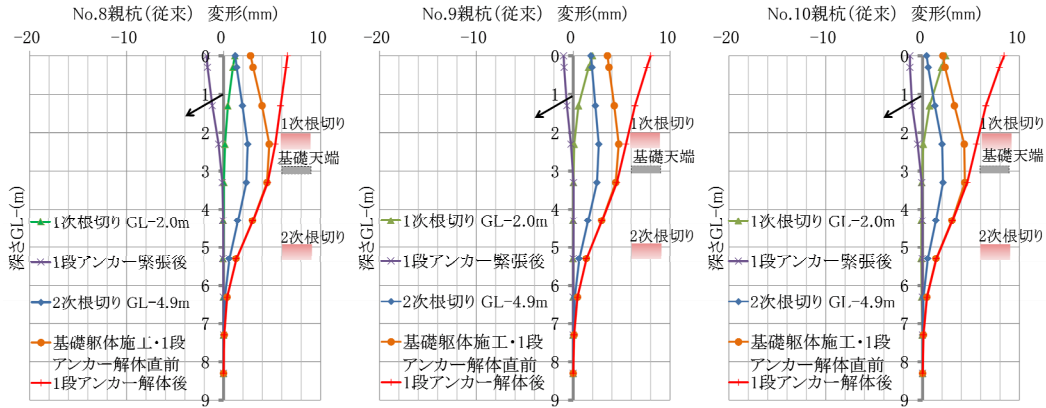


Fig. 7 山留め壁変位実測値（一般部・従来アンカー工法）
Measured Displacement of Earth Retaining (Conventional Ground Anchors Area)

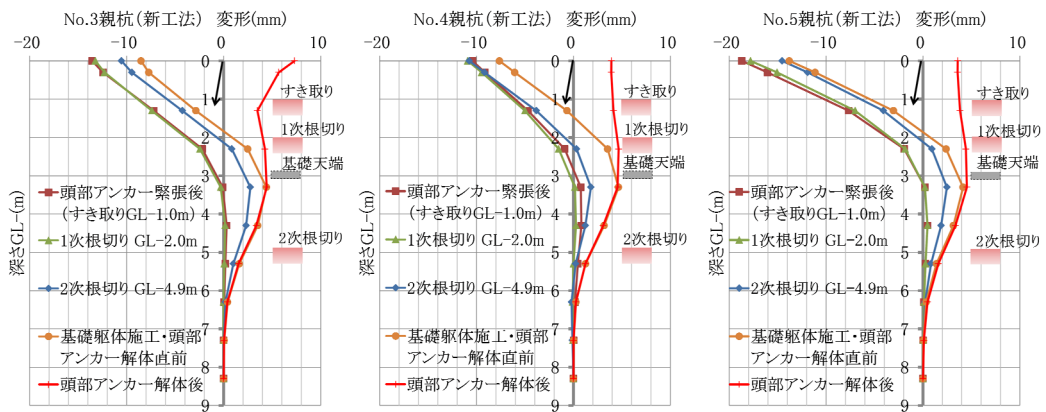


Fig. 8 山留め壁変位実測値（新工法適用区間）
Measured Displacement of Earth Retaining (New Method Area)

4.3 山留め計測概要

Fig. 6に、計測を実施した区間の山留め平面を示す。図中、No.を表記した親杭の変位を挿入式傾斜計により計測した。新工法適用区間の親杭5本に対し地盤アンカー2本を配置し、アンカー頭部軸力を、ロードセルを用いて計測した。新工法適用区間の5本の親杭は腹起し材 (2-H250×250×9×14) により連結させた。

4.4 山留め実測結果

Fig. 7に、一般部（従来アンカー工法）の山留め壁変位実測値（3測点）を示す。なお、図中のGL表記の深さは親杭天端（設計GL-1.8m）を0とした値で表記している（以降に示すFig. 8についても同様）。当初設計においては、硬質な関東ローム地盤であるものの、大型重機の寄り付きを配慮して側圧係数0.3として山留め計算を行い、2次根切り時の最大変位は約10mmの計算結果であった。実施工においては山留め壁の背面側に当初想定していた大きな上載荷重は作用せず、2次根切り～1段アンカー撤去直前において最大変位約5mmと、設計計算値の約50%程度であった。従って、側圧係数も0.15程度であったと推定される。

Fig. 8に、新工法適用区間の山留め壁変位実測値（3測

点）を示す。頭部にアンカー緊張力を導入した際に、山留め壁頭部が10～19mm程度、すき取り天端深さでは6～10mm程度背面側に変位した。掘削の進行とともに、山留め壁変位は掘削側に徐々に進行するが最大約5mmにとどまり、アンカー撤去直前まで山留め壁頭部が背面側に戻っている形状を保持した。

新工法を適用し、掘削前に山留め壁頭部にモーメントと水平力を作用させることで、山留め壁変位を抑制できることを試験施工により確認することができた。

5. 適用事例

5.1 事例の概要

平面規模72m×57m、掘削深さ12.5mの山留め工事に新工法を適用し、山留め壁変位抑制効果および地下工事の作業性の向上を実証した。支保工として、1段目に新工法、2段目は従来の地盤アンカー工法を適用した。

5.2 地盤および山留めの概要

Fig. 9に、地盤概要および山留めの断面を示す。地盤は地表から2m程度までの埋土および軟弱シルト層の下にN値が3程度の非常に緩い砂がGL-4.5m付近まで堆積して

いる。GL-4.5m～-12m付近はN値35～60以上の硬質な砂礫地盤がレンズ状のシルト質粘土を挟んで堆積し、その下部はN値60以上の固結したシルト質細砂と土丹の互層が続く。現場透水試験により確認された地下水位は、GL-6.5m付近であった。

山留め壁は、地下水位が高いため、遮水性を有するソイルセメント柱列壁(芯材:H-588×300×12×10、長さ15.5m、間隔1.2m、ソイル:改良径850mm、長さ18.5m、間隔0.6m)を採用している。掘削平面は、Fig. 10に示すように72m×57mの長方形平面で、掘削深さはGL-12.5mである。

支保工は地盤アンカーを用い、1段目をすべて新工法(水平からの傾角75度、間隔2.4m、自由長9.0m、定着長7.0m)、2段目を従来工法(傾角30度、間隔3.6m、自由長4.5m、定着長7.0m)とした。アンカー軸方向の導入緊張力は、1段目は430kN/本、2段目は520kN/本とした。

Fig. 10中のA～D測点において、固定式傾斜計による山留め変位測定とロードセルによるアンカー頭部軸力測定を実施した。

5.3 施工手順

Fig. 11に、新工法適用時の施工ステップを示す。Fig. 12は比較のため、従来のアンカー工法を用いた場合の施工ステップを示したものである。従来工法との主な相違点を以下に示す。

- 1) 山留め壁施工後、1次掘削を待たずに1段目のアンカーを設置することが可能である。
- 2) 1段目アンカー緊張の時期は、アンカー設置直後に限らず、1次掘削が進行した後でも可能である。ただしこの場合、山留め壁背面側に、緊張力導入のための小型揚重機の設置スペースが必要となる。本事例では、山留め壁施工地盤面(GL-2.0m)にてアンカー(水平からの傾角75度)を設置し、GL-4.0m掘削後に緊張力を導入した。
- 3) 2段アンカーを解体後、「B2F立上り・B1F床躯体工事」に引き続き「B1F立上り・1F床躯体工事」まで連続して躯体工事の施工が可能である。従来工法の場合、両者の間に1段アンカー解体工程が入る。このアンカー解体の条件として、B1F床がアンカーに代わり反力を負担できるように、対面する山留め壁の間の床が施工完了している必要があるため、待ちの工程が生じていたが、新工法ではこれを短縮することができる。
- 4) 地下外周鉄骨と腹起しの干渉が全く無くなるので、特殊形状の腹起し設置や、外壁コンクリートの打継と腹起しとのレベル調整が不要になり、作業性が向上する。
- 5) 場内の躯体と干渉しないため、1段目アンカー解体時期の自由度が高く、地上躯体の施工が進んだ後にアンカー解体工程を組むことが可能である。反対に、1F床施工前であっても観測施工・次段階予測計算により安全性を確認できれば、早期にアン

カー解体を検討することが可能である。

なお、ブラケットと山留め壁芯材は、溶接とした。本事例では、接合部の設計荷重が比較的大きかったため、引張り荷重が作用するブラケットの上面フランジは開先を切り、山留め壁芯材と突合せ溶接とした。また、同溶接部における山留め壁芯材の局部座屈を防止するため、スチフナを設けた。Photo 1は、ブラケットおよび腹起しを山留め壁頭部に設置した状況である。

5.4 山留め実測結果

Fig. 13に、山留め壁変位の実測値を示す。測点ごとのばらつきは小さく、A～D測点ともに同様の挙動を示した。

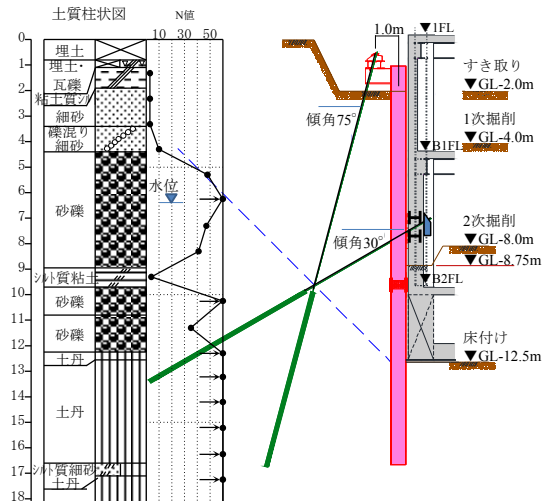


Fig. 9 地盤概要および山留め断面
Ground Outline and Earth Retaining Section

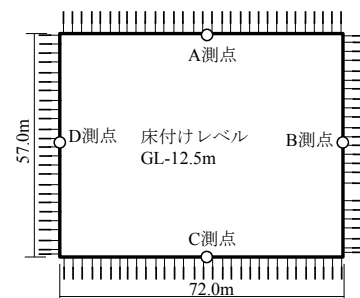


Fig. 10 山留め平面および計測位置
Earth Retaining Plan and Measurement position

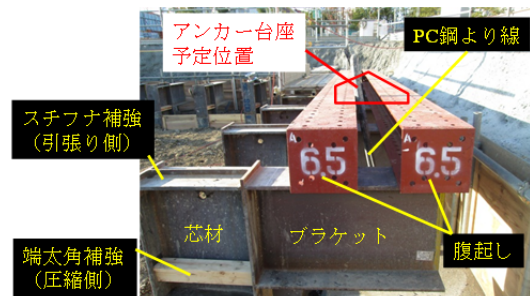


Photo 1 ブラケットおよび腹起し配置状況
Brackets and Wales

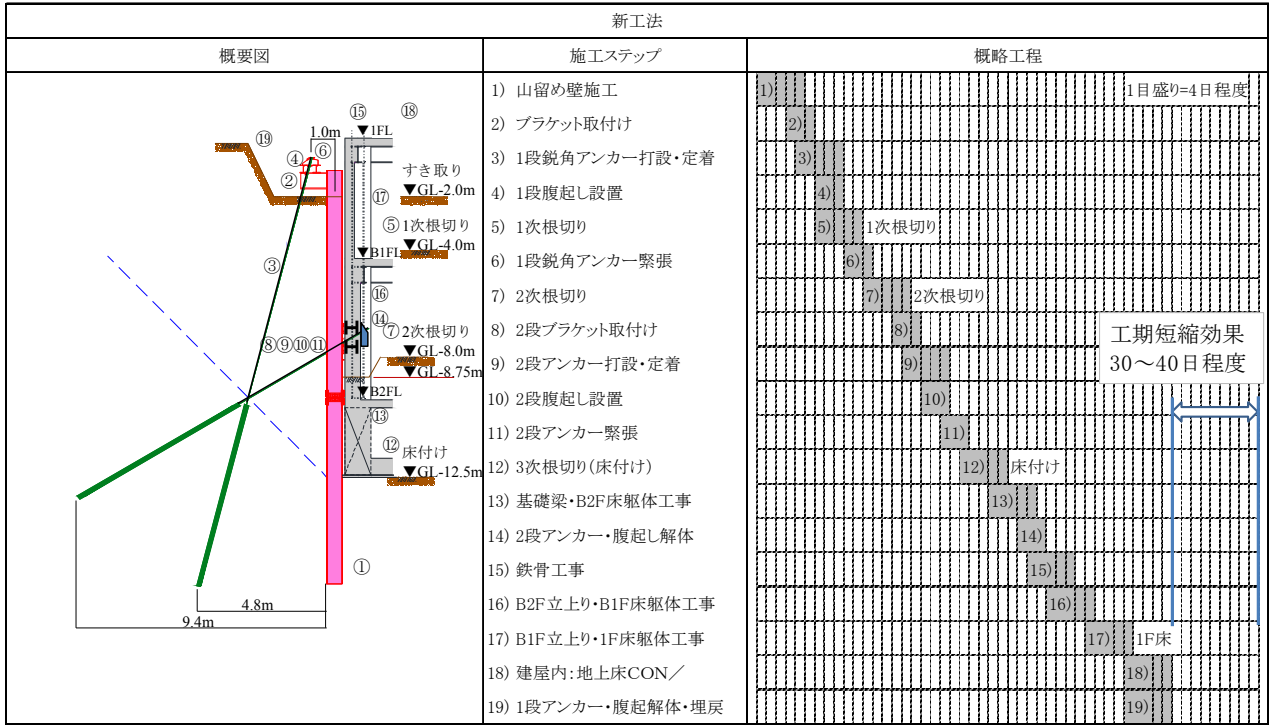


Fig. 11 新工法適用時の施工ステップ
Construction Step of Excavation Using New Methods

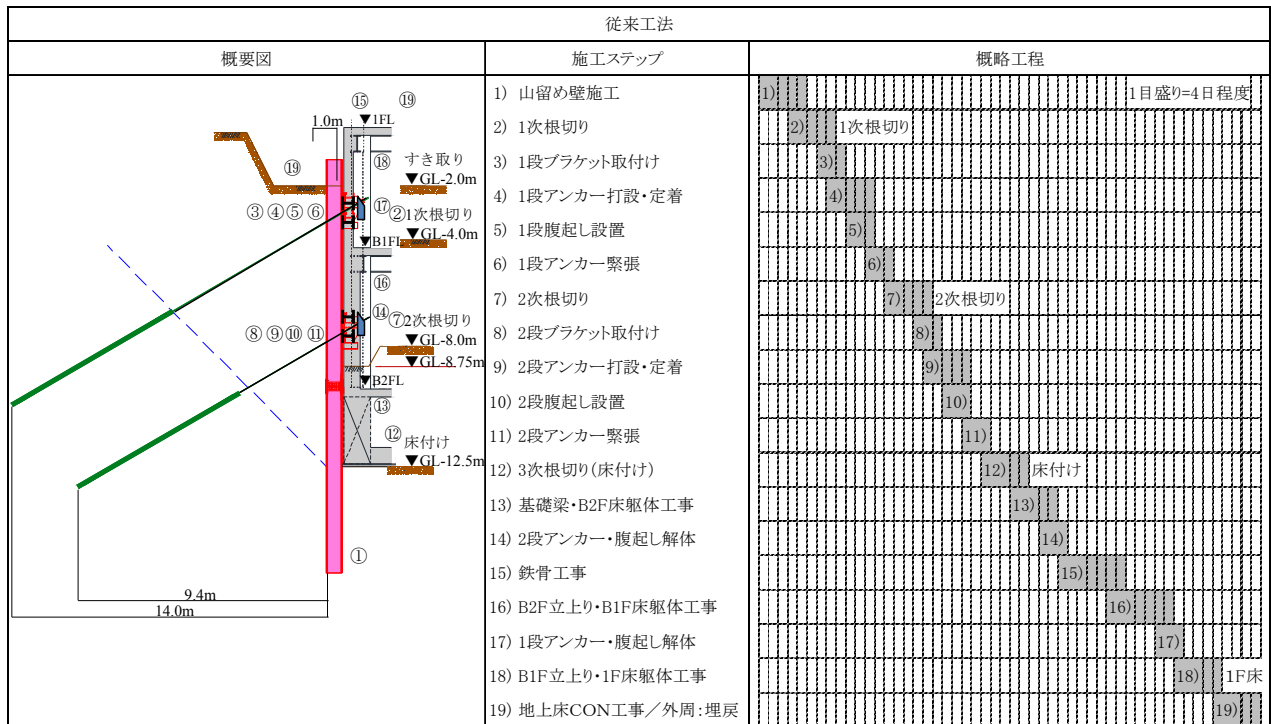


Fig. 12 従来工法適用時の施工ステップ
Construction Step of Excavation Using Conventional Method

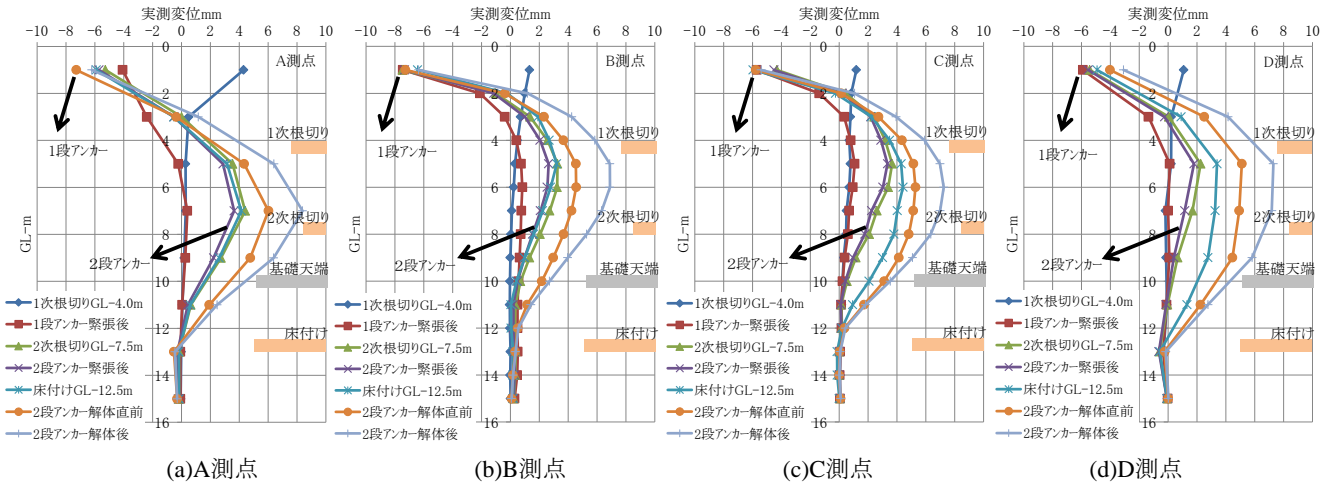


Fig. 13 山留め壁変位実測値
Measured Displacement of Earth Retaining

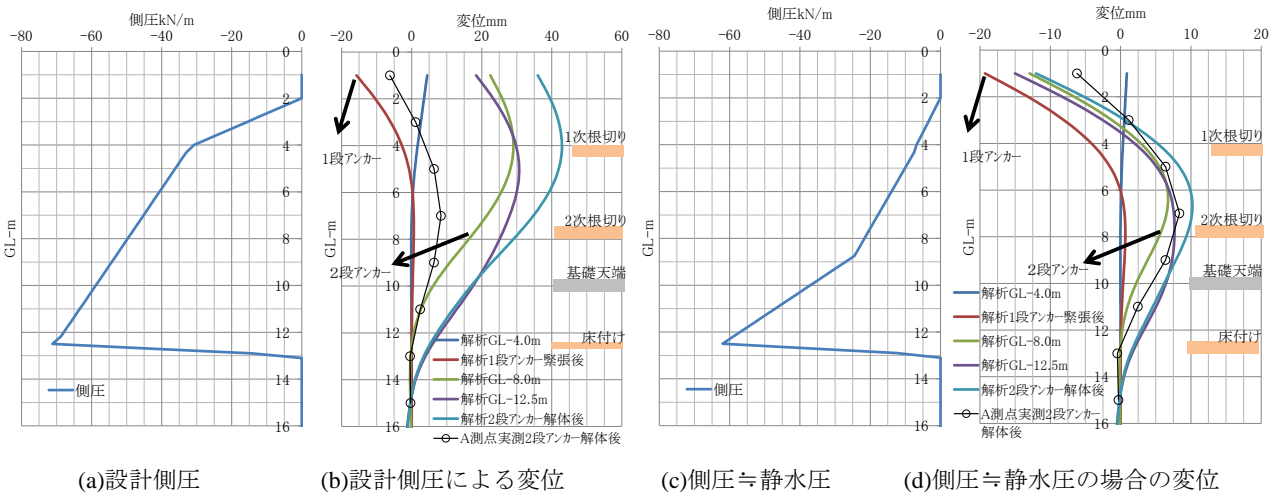


Fig. 14 山留め壁変位計算値
Calculated Displacement of Earth Retaining

施工段階ごとの変位量をみると、山留め壁頭部への1段アンカー緊張力導入時に壁頭部が4~8mm程度背面側に変位した。掘削の進行とともに、山留め壁変位は掘削側に徐々に進行したが、1段アンカー設置期間中を通じて頭部が背面側(図中、マイナス側)に戻される形状を保持した。2次掘削時(GL-7.5m)の最大変位量は2~4mm程度であった。床付け直後(GL-12.5m)の最大変位量は4mm程度であったが、基礎躯体施工中に経時的に変化し、5~6mm程度まで増加した。2段アンカー解体により、各測点ともに2mm程度変位が増加し最大7~8mmとなった。また2段アンカー解体後の山留め壁頭部は背面側に3~6mm程度戻った状態を維持していた。

Fig. 14に、梁・ばねモデルによる山留め壁変位の計算値を側圧の設定値とともに示す。設計時においては、Fig. 14(a)図に示す側圧係数0.3~0.4程度の側圧を想定し、床付け時における変位量の計算値はFig. 14(b)図に示すように最大約30mm、2段アンカー解体後は最大変位約43mmであり、実測の最大変位は計算値の約20%程度に収まっ

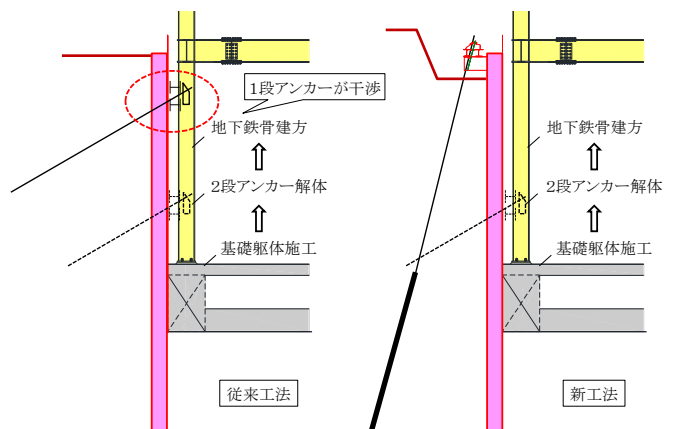


Fig. 15 地下工事の作業性向上
Efficiency of Underground Construction Work

た。Fig. 14(c)、Fig. 14(d)図は、仮に側圧を静水圧とほぼ同等と仮定した場合の側圧分布および変位の計算値を示したものであるが、実測値とほぼ同等の最大変位を示し

ている。このことから、本事例においては、静水圧と同等程度の側圧が作用していたと推察できる。ただし、今回は安全側の結果となったが、既往の実績⁶⁾を考慮すると、本事例のような水位の高い密実な砂質地盤では、側圧係数0.3~0.4として山留めを設計することは妥当と考えられる。山留めの挙動にはばらつきが生じやすいため、設計時において全く余裕のない外力設定を行うと、危険側に振れる場合もあるため注意が必要である。

なお、アンカー軸力の測定値は、測点ごとに若干ばらつきは認められるものの、定着直後に400~450kN/本の範囲にあり、その後の設置期間中において、温度応力による変動を除きほとんど変化が認められなかった。

5.5 施工上の効果

- 1) アンカー設置に必要とした山留め壁背面側の敷地の幅は、2段アンカーで決定される9.4mに収まった。新工法適用により、1段アンカーに必要な幅が従来工法の14.0mに対し4.8mと2段アンカーよりも狭い幅に収まったためである (Fig. 11, Fig. 12)。
- 2) 本事例は、Fig. 15に示すように基礎躯体施工・2段アンカー解体後に地下鉄骨の建方工事が続く工程であった。新工法では従来工法のような仮設の支保工部材と本設躯体との干渉がなくなり、後工程である地下外周鉄骨建方をすみやかに実施でき、1ヶ月強の工程短縮に貢献した。
- 3) 新工法適用により鉄骨建方の平面工区割の細分化が可能となり、建方終了部分から随時B2F立上り躯体の施工に着手できたため、労務の平滑化につながった。

6. まとめ

敷地外周が狭隘な条件下にも適用可能な省スペース型の地盤アンカー山留め支保工を開発し、実工事に適用した。本工法による主な効果は以下の通りである。

- 1) 地盤アンカーを水平に対し75度~90度程度の傾角で設置することで、山留め壁の背面側に必要なス

ペースが幅2m~5m程度に納まるため、従来は施工が不可能であった敷地条件での地盤アンカー採用の可能性が高まる。

- 2) 従来、掘削場内に設置していた仮設の腹起し材などを山留め壁の背面側にまとめて配置することで、地下外周の本設躯体との干渉を回避でき、場内地下工事の作業性が大幅に向上する。また、支保工撤去時の作業地盤が原則として背面地盤の地表面レベルとなることで高所作業が回避され、安全性が向上する。
- 3) 地盤アンカーやブラケット・腹起しなどの接合部材の設置作業を、山留め壁建込や本設杭工事などの場内作業と並行可能である。また、アンカー撤去時期の自由度が高く地下工事のクリティカルとならないため、工程短縮および労務の平滑化につながる。

本工法を関東ローム地盤の実工事における試験施工および水位の高い砂礫地盤における平面総延長約258mの山留め工事に適用し、山留め壁変位の抑制効果を確認した。特に後者の事例では、支保工を山留め壁の背面側に配置することにより場内地下工事の作業性が大きく向上し、上記1)~3)の効果を実証することができた。

参考文献

- 1) 日本建築学会：山留め設計施工指針，pp.190-196，2002.2
- 2) 日本建築学会：建築地盤アンカー設計施工指針・同解説，pp.99-131，2001.1
- 3) 地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説，pp.95-128，2000.3
- 4) 日本建築学会：山留め設計施工指針，pp.174-178，2002.2
- 5) 日本建築学会：山留め設計施工指針，p.138，2002.2
- 6) 宮崎祐助：実測に基づく山留め設計用外力に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第458号，pp.59-68，1994.4