

(仮称) 浜3Fブロック共同ビル建設工事での山留計画と計測施工 —軟弱地盤での山留壁の施工と挙動—

伊原 成章* 佐藤 明*
田中 哲司* 森 和久*

要旨

本工事は、最大掘削深度がGL-15.86mと深く、敷地全面に渡り地下が計画されている。掘削計画は土量40289.2m³を6段階(高層棟から低層棟への段切り掘削を含めると7段階)に分けて行った。山留計画を立案するに当たり、様々な検討を事前に行い、さらに実施に当たっては、計測管理計画を立案し、計測結果を次のステップの施工に反映させる、いわゆる計測管理に基づく情報化施工を実施することで工事を安全に進めることができた。

1. はじめに

本工事は、都心部の工事であり、敷地の4面を道路に囲まれている(特に2面は都道の主要路)。地質条件は、GL-25mまではシルト層または砂質シルト層の軟弱地盤で、地下水位もGL-10~15mと高い。

このような周辺環境と地盤条件から、安全性、止水性、施工性について山留め工法を検討し、山留め壁としてソイルセメント柱列壁工法を、山留め支保工として

逆打ち躯体と水平切梁併用の工法を採用した。また、実施においては、掘削工事における周辺地盤への影響を最小限に抑えるために、山留め壁、切梁、構造柱および周辺道路の挙動を計測し、その結果を施工にフィードバックさせる計測施工(情報化施工)の実施により、工事を安全に進めることができた。

本稿では、これらの山留計画および計測管理の概要と実施結果について報告する。

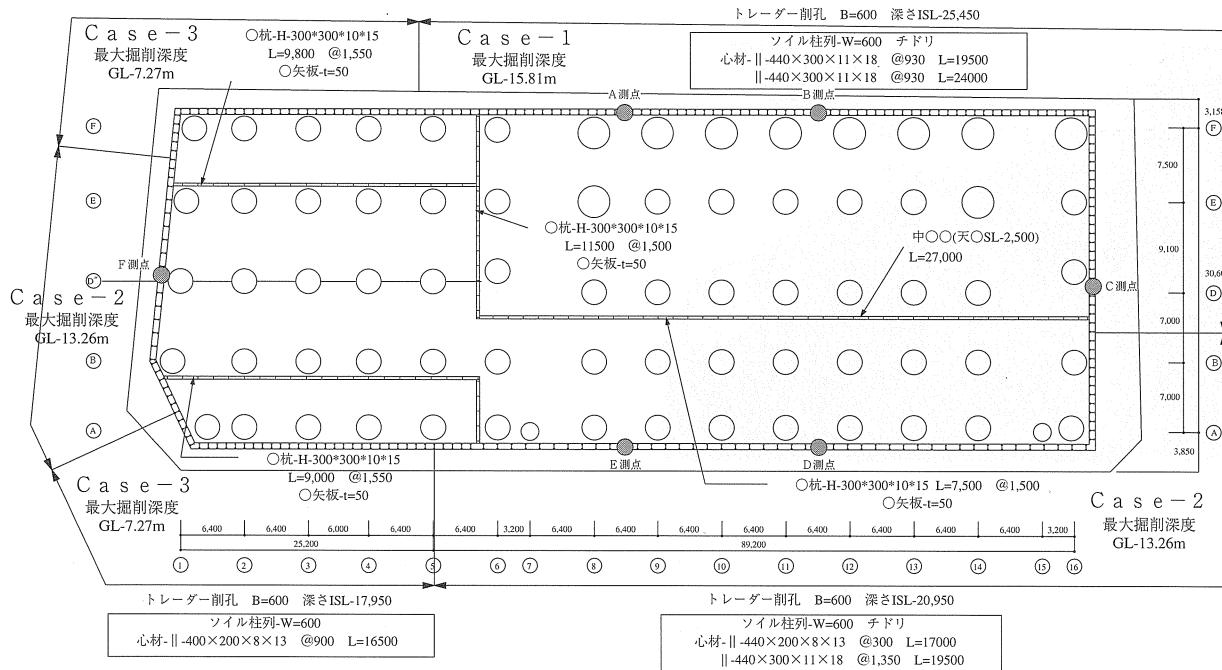


図-1 山留壁概略

* 東京支店

2. 山留計画概要

山留計画は、ケミコパイプによる深層地盤改良により土質定数の強度増加を期待し、掘削工事による山留め壁の影響や掘削底部を安定させる効果を考慮した。また、図-1で示すように、掘削深さ別に全体を3つのCaseに分類し、それぞれについて山留め変形予測解析を行い、その結果に基づき山留め壁の根入れ長さや芯材の設置間隔を決定した。

さらに施工に当たっては各掘削段階における計測データと事前解析値とを比較、検討を行い、次段回以降における切梁段数ならびにプレロード荷重の再設定を行なながら、無事地下工事を完了させた。

2.1 山留め壁に採用した工法

2.1.1 SMWトレーダー工法

本工法は、原位置土とセメント系懸濁液(セメントミルクにペントナイト、増粘材)を攪拌混合してソイルセメント柱を造成し、その中にH形鋼を芯材(応力材)として挿入する手順を連続して行い、連続した柱列壁を構築するものである。

本工法は、一般的に用いられる各種の山留め壁の中でも止水性が高く、施工時の騒音や振動、コストを低減できる工法であることから、本工事の山留め壁構築工法として採用した。(写真-1)

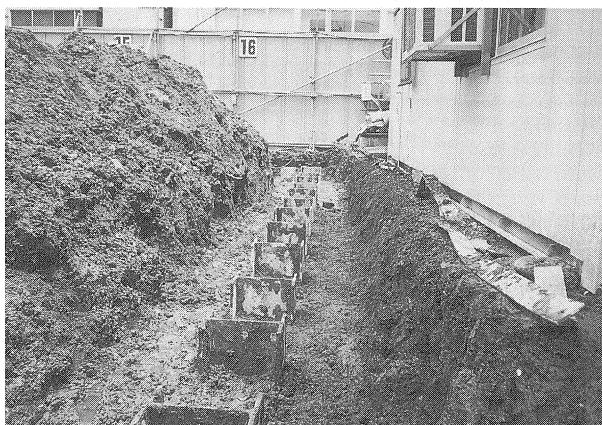


写真-1 SMW施工状況

また、一般的にSMW柱列壁の構築機械は多軸オーガーが用いられるが、オーガーを支えるリーダー部分が高く(通常30m程度)、掘削機が不安定である。一方、本工事では掘削機構がチェーンソータイプで、リーダーをなくしたトレーダー機を使用し、掘削工事の安全性を確保した。(写真-2)以下にトレーダー機の特徴を示す。



写真-2 トレーダー機による山留壁施工状況

- ・低重心で安定性が高い。
- 構築壁面積: $150 - 200\text{m}^3/\text{日台}$
- ・多軸オーガーと比較して掘削効率が高い。
- よって、投入機械の削減、工期短縮が可能。
- ・掘削孔が連続しており止水性が高い。

2.2 掘削工事に採用した工法

2.2.1 切梁工法

本工事では、切梁に軸力を与えるプレロードを用いた切梁工法を山留め壁に採用した。また、山留め壁の変位計測結果と解析値を比較検討し、計画時の2段目切梁以降の位置を再検討した。切梁の段数とプレロード荷重の結果としては以下に示すとおりである。

原設計では、1FスラブとB1Fスラブを切梁として考慮し、鋼製支保工2段との計4段で検討した。プレロードは、鋼製支保工2段に山留め壁の反力の30%を軸力として与える設計をした。しかし、計測結果と解析値を比較検討しながら施工を行った結果(4章参照)、高層棟地冷部に鋼製支保工を1段追加設置し計5段となった。5段目には予測解析から、山留め壁の反力の30%を軸力として与え、3段目と4段目には60%を与えた。

プレロードは、切梁に軸力を与える事によって山留め壁を掘削周辺の地盤に押し付けて変形量を抑える利点がある。(写真-3)

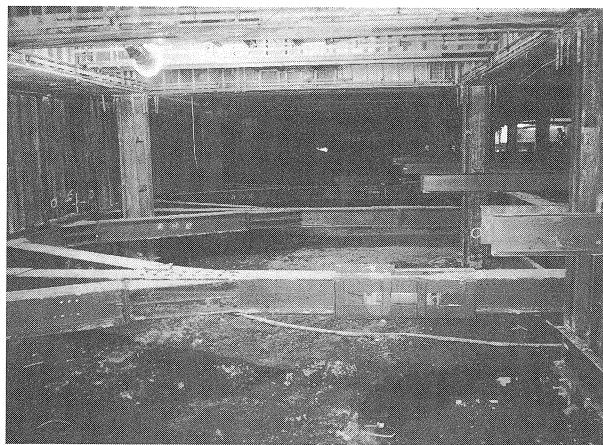


写真-3 切梁工法とプレロード工法

3. 計測管理概要

本工事における計測管理は、各施工段階における山留め壁や周辺地盤の挙動を的確に把握するため、予測解析結果に基づいて設定した管理基準値と現施工段階における計測データ（山留め架構の挙動、周辺地盤の挙動）と比較・検討し、これらの情報を施工にフィードバックさせながら、工事を安全に進めるために行った管理である。

計測管理は次の項目からなる。

1) 各施工段階毎に計測を行う。この時、計測データが異常値を示していないか、あるいは計器や計測システムそのものが故障していないか等の検討を行い、正しい計測データであるのかチェックを行う。

2) 施工に伴い時々刻々と変化する山留め架構や周辺地盤の挙動を、事前に設定した管理基準値と照らし合わせて現状を把握する。この結果、実測データが一次管理基準値以内であればそのまま工事を続行するが、それ以外の場合には、後述する施工安全管理指標に基づいて対応策を講じる。（現状計測管理）

3) 現状計測管理の結果により計測データが一次管理基準値を超える場合には、必要に応じて仮定条件及計算条件の見直しを行い予測解析を行う。その結果、予測解析値と計測データとを比較し、実測データが一次管理基準値以内であればそのまま工事を続行するが、それ以外の場合には、後述する施工安全管理指標に基づいて対応策を講じる。（予測計測管理）

この計測管理において、異常値・現象が認められた場合は、直ちに要因の検討および対策の検討を行い、施工管理、次工程、施工方法に反映させる。これらの管理方法については図-2のフローに示す。

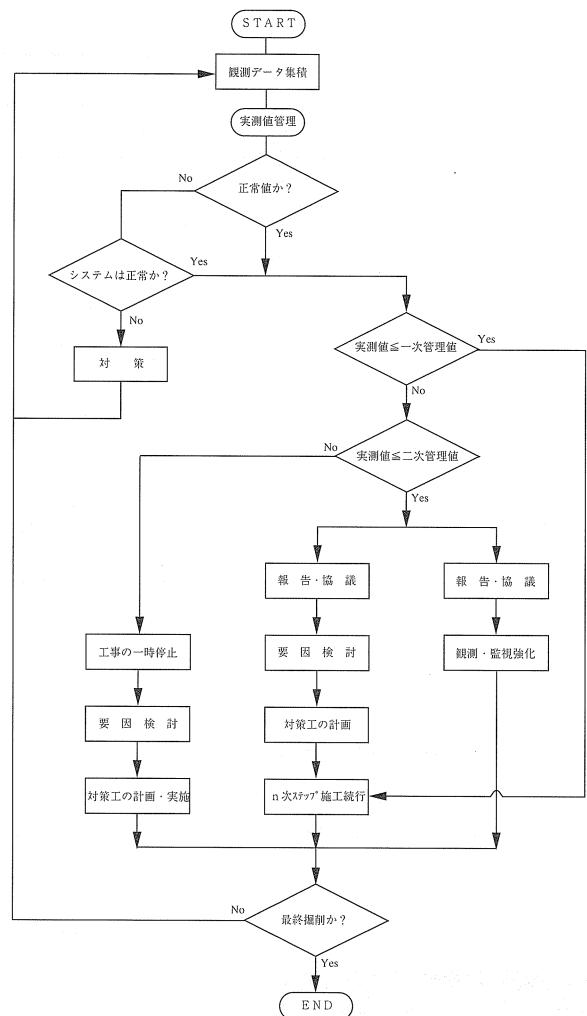


図-2 計測管理フロー

3. 1 管理基準値

管理基準及び基準値は、工事の安全性を決定する指標として設定するもので、材料の許容耐力を計測管理の対象としているものは、一次管理基準を許容耐力値の80%、二次管理基準を許容耐力値の100%とした。

山留め壁の変形については、事前解析結果のプレロード載荷を行った場合の値を一次管理基準値とし、事前解析結果のプレロード載荷無しの場合の値を二次管理基準値とした。また、地下水圧および側圧については、背面の土圧・水圧の状況を十分に把握するものであり、特に管理値は設けなかった。埋設管については、水道とガスを管理し、一次管理基準値は水道が8.0mm、ガスを12.0mmとし、二次管理基準値は水道が10.0mm、ガスを15.0mmとした。

設定した管理基準値を表-1に示す。

表一 1 管理基準値

管理基準対象項目			管理基準 (%)		管理基準値		備考
			一次基準	二次基準	一次基準	二次基準	
S M W 壁 芯 材	CASE - 1	芯材応力	80	100	1,920 kgf/cm ²	2,400 kgf/cm ²	H-440*300 @465 mm
		芯材曲げモーメント	80	100	104.0 tf·m	130 tf·m	
		芯材の変位	—	—	4.14 cm	4.89 cm	
	CASE - 2	芯材応力	80	100	1,920 kgf/cm ²	2,400 kgf/cm ²	H-440*300 H-400*200 @337.5 mm
		芯材曲げモーメント	80	100	86.4 tf·m	108 tf·m	
		芯材の変位	—	—	4.64 cm	5.25 cm	
切 梁 軸 力	CASE - 3	芯材応力	80	100	1,920 kgf/cm ²	2,400 kgf/cm ²	H-400*200 @900 mm
		芯材曲げモーメント	80	100	25.4 tf·m	31.7 tf·m	
		芯材の変位	—	—	4.62 cm	5.33 cm	
	CASE - 1	3段目	80	100	239.0 tf/本	298.8 tf/本	H-400*400 38.5 t/m 切梁
		4段目	80	100	348.8 tf/2本	436.0 tf/2本	
		5段目	80	100	279.0 tf/2本	348.7 tf/2本	
	CASE - 2	3段目	80	100	239.0 tf/本	298.8 tf/本	H-400*400 38.5 t/m 切梁
		4段目	80	100	348.8 tf/2本	436.0 tf/2本	
	CASE - 3	2段目	80	100	202.4 tf/本	253.0 tf/本	H-400*400 37.7 t/m 切梁
	CASE - 4	3段目	80	100	68.5 tf/本	85.6 tf/本	H-400*400 11.5 t/m 腹起
		4段目	80	100	68.5 tf/本	85.6 tf/本	
埋設管管理変位	水道		80	100	8.0 mm	10.0 mm	
	ガス		80	100	12.0 mm	15.0 mm	

*1 備考欄の数値は、支保工耐力（単位幅当たり）を示し、その後の表示は、耐力の決定部材を示す。

*2 支保工段数は、コンクリートスラブを含む段数表示である。

*3 切梁耐力は、温度軸力を（12t/本）を考慮した値である。

(1 kgf/cm² = 0.098 MPa, 1 tf·m = 9800 N·m)

3.2 計測項目及び計測内容

本工事では、掘削にともなう周辺地盤への影響を最小限に抑えることが重要な課題であった。このため一般的に行われる山留め計測に対して、計測点と計測項目を増やし結果の整合性を高める必要があった。

山留め架構に対する計測項目は、山留め壁の変形、応力、側圧、水圧、また切梁と構真柱は軸力とした。また、山留め壁の背面地盤にも傾斜計を設置し、さらにレベルによる沈下測定およびトランシットによる測線計測を行い、周辺地盤の変形を把握した。なお、計器設置数は188個となった。各項目についての計測内容を表一2に示す。

3.3 計測方法と計測頻度

計器設置数が多く、計測、データ処理時間および解析や計測管理の迅速を計るために本工事では情報化施工（施工管理システム）を行う必要があった。そこで計測方法は自動計測システムを導入し計測を行った。設置計測器はすべて、現場に設置してあるスキャナーを経て計測用パソコンへ転送され解析が行われ、各施工時データの出力を行った（図一3）。

計測頻度は1日に4回の計測を行い

（0時から6時間ごと）、周辺地盤では、205ポイントのレベル計測と7測線の変位計測を実施した。

表一 2 各項目の計測内容

計測項目	計測内容	使用計器 (設置位置)
山留め壁の変形	<ul style="list-style-type: none"> 掘削前の地盤改良施工による山留めの変形、分布形状から壁体への影響を把握する。 掘削時の変形量、分布形状を把握し、設計値との比較により壁体の安全性を判定する。 掘削次工程における山留めの変形を推測するためのデータとする。 周辺地盤への影響を推測する資料とする。 	多段式傾斜計 (測点A、B、C D、E、F)
山留め壁の応力	<ul style="list-style-type: none"> 発生応力（曲げモーメント）と設計値及び管理基準値とを比較し、山留め壁の安全性を判定する。 次工程における山留めの挙動を推測するためのデータとする。 	歪計 (測点B、D)
山留め壁に作用する側圧・水圧	<ul style="list-style-type: none"> 設計時に設定した外圧と実測側圧とを比較し、各施工段階における山留め架構の安全性を確認する。 設計時に想定した水圧分布を実測により検証する。 純土圧（実測側圧－実測水圧）の変化を把握する。 	土圧計 水圧計 (測点B)
切梁に作用する軸力と温度	<ul style="list-style-type: none"> 設計値及び管理基準値と比較し、切梁の安全性を判定する。 軸力と温度の相関から、切梁の安全管理上の資料とする。 	切梁歪計 (測点I～K L～N、Q～S U～X) 切梁温度計 (測点O、P、T)
構真柱の軸力（応力）	<ul style="list-style-type: none"> 掘削及び躯体施工に伴う構真柱各部の軸力（支持応力）変化を把握し、設計値との検証をする。 	歪計 (測点G、H)
周辺地盤への影響（変形）	<ul style="list-style-type: none"> 山留め変形に伴って生じる背面地盤での（超軟弱地盤）変形を把握し、周辺への影響の推測資料とする。 	多段式傾斜計 (測点B、C)

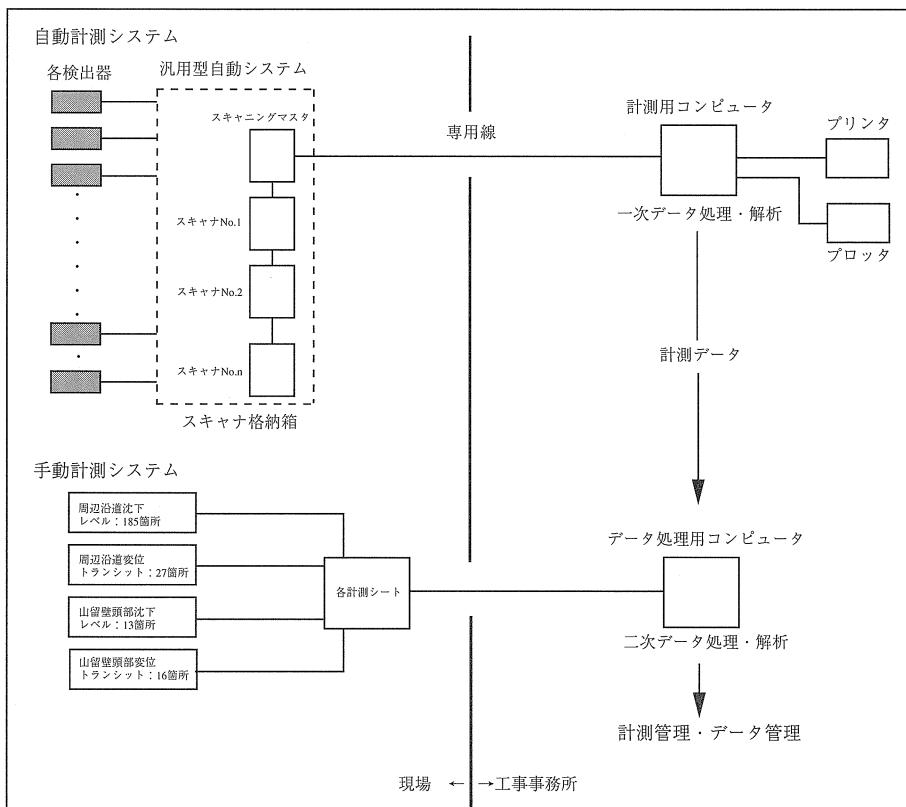


図-3 計測システム

4. 山留め壁の解析について

本工事における山留め壁や切梁支保工は、地盤改良後の粘着力の増加により、山留め壁に事前解析結果と異なる挙動が実測値より判明したため、計測データに基づき次段階以降の予測解析を行い、計画の見直しを行った。

山留め壁・切梁支保工の解析フローを図-4に示す。

4. 1 山留め壁の変形管理方法

事前解析結果（原設計見直し後の値）より、壁体の応力については余裕があったこと、周辺地盤への影響を最小限に抑えることから計測管理は、主として山留め壁の変形に着目した。

変形に対する管理として、絶対値管理と相対値管理の2つの考え方に基づき行った。絶対値管理は掘削工事の着工までに行なった生石灰杭や基礎杭（アースドリル杭）などの打設にともなう影響を全て考慮した管理で、工事着工時からの変形を管理するものである。

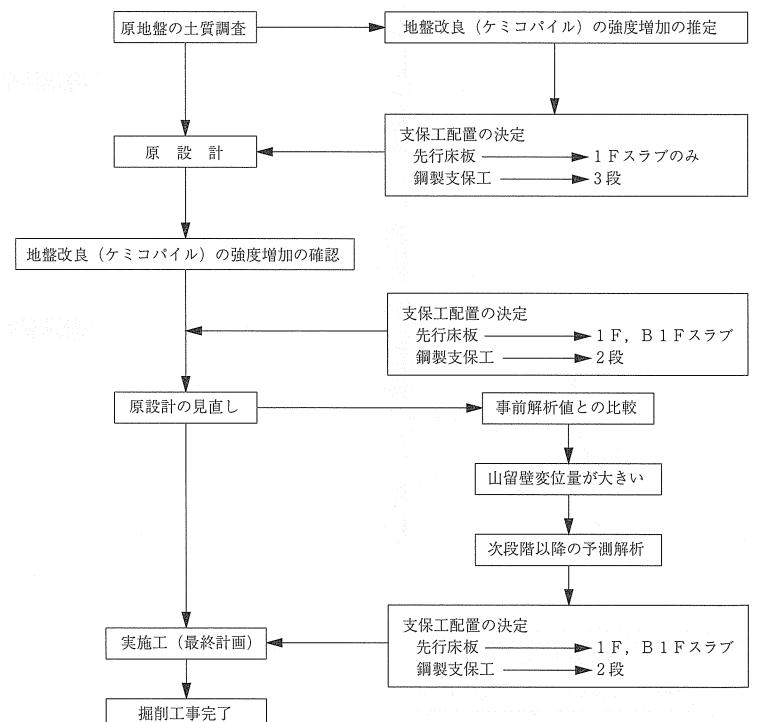


図-4 解析フロー

一方、相対値管理は掘削直前を初期値として掘削工事にともなう変形を管理するもので、事前解析値との比較データとして、また予測解析時の入力データとして用いる値であり、山留め支保工の安全性の確保を目的とするものである。

4. 2 計測結果と予測解析

掘削を開始するとともに計測により、山留め架構や周辺地盤の挙動を把握しながら施工を進めたが、一次掘削完了時において事前解析では、ほとんど変形が生じない山留め壁下方付近で、比較的大きな変形が計測された。さらに、二次掘削完了時点においては、この変形が増大した。以上のことからこのまま施工を続けると、多大な変形が山留め壁に生じる可能性があること、事前解析結果と異なった変形性状を示し、現象を的確に解析上表現

できないことなどの理由から、計測結果に基づいた予測解析を行うこととした。

本項では二次掘削完了時の計測結果とその要因について述べる。

二次掘削完了時 (GL-6.00m) の事前解析値と実測値とを比較した変位グラフを図-5に、および側圧計測結果を図-6に示す。

事前解析値での変位は、GL-4.00m 地点で最大変位 16.0mm であり、GL-14.00m 以下では変形が生じない結果であった。一方、実測値は、山留め壁下端付近 (GL-22.0m) より大きく変形が生じ、GL-10.00m 地点で最大 19.0mm の最大変形が発生した。この原因を推察すると、掘削前に施工した生石灰杭 (GL-7.0m ~ 13.0m 以深) の貫入圧により背面側に山留め壁全体が強制変位 (約 4 mm 程度) させられていること、基礎杭 (アースドリル杭) の空掘り部分による掘削側の受働抵抗が低減したことによるものと思われる。このため、掘削により山留め壁背面側に生じた強制変位が、リバウンド的な現象

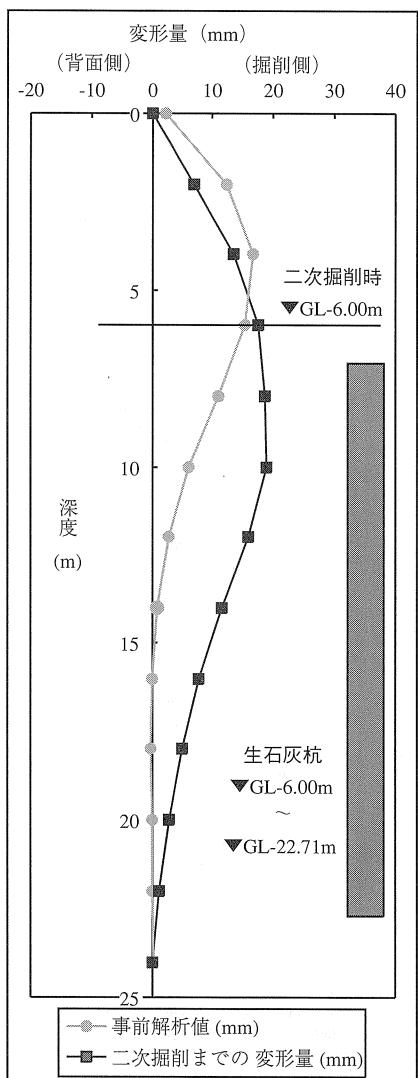


図-5 事前解析と実測値との比較
(二次掘削)

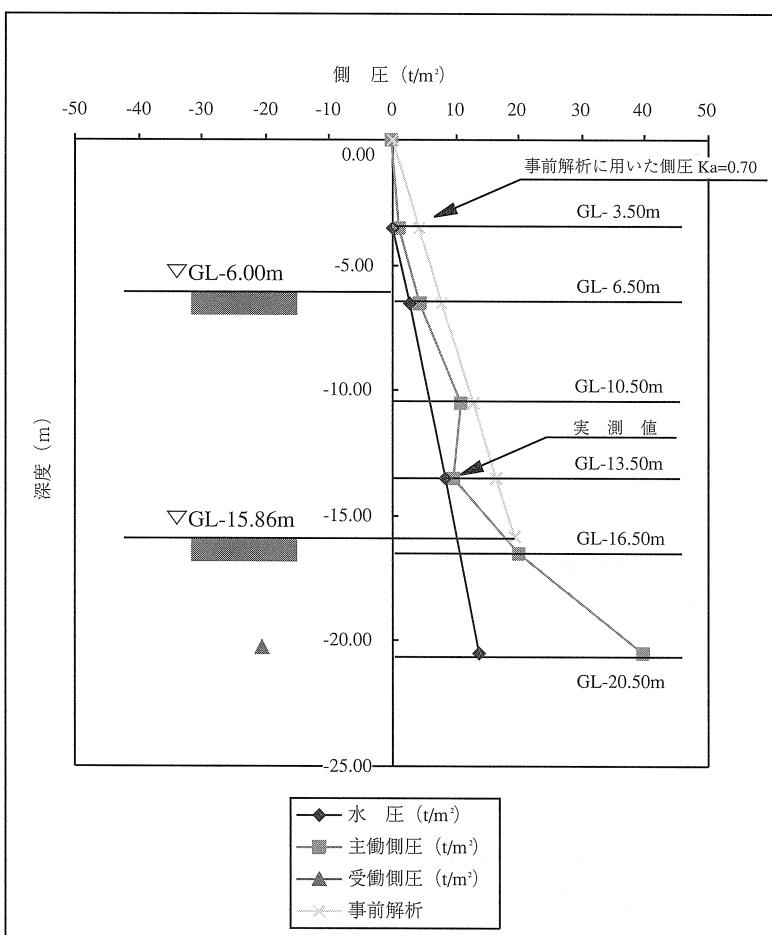


図-6 側圧計測結果

を示したものと推察される。さらに掘削の進行にともなう内部抵抗が減少することにより、山留め壁の変形が進行したものと思われる。

これは、変位計測結果においても基礎杭の施工後に山留め壁が大きな変形を示しており、さらに側圧計測結果においても、床付け以下の部分で、基礎杭施工後、側圧が大きく増加していることから裏付けられる。

以上の計測結果より、次段階以降の山留め壁の挙動を予測解析により推定し、以降の施工に反映させるものとした。

4. 3 計算手法

二次掘削完了時の計測結果が、事前解析値と大きく異なる結果となり、またこの原因として掘削底面以下の主働土圧の増大が大きく関与していると思われることから、解析モデルの変更を行った。事前解析に用いた解析手法は、弾塑性法を用いて解析したが、根切り底面以下の弾性区間では、主働土圧が載荷されないモデルとしたため、今回のような掘削底面以下に大きな主働土圧が作用する場合には、この土圧を反映させることができない。したがって今回の、予測解析を行うに当たり、弾性区間においても主働土圧を載荷する解析モデルとし、予測解析を行った。事前解析に用いたモデルと予測解析に用いたモデルの概要を図-7に示す。

4. 4 予測解析結果

二次掘削完了時 (GL-6.00m) に行った三次掘削以降の予測解析結果では、原計画の鋼製支保工2段(計4段)で施工した場合、最終掘削段階において最大変位 $\delta = 76\text{mm}$ となり、二次管理基準値 $\delta = 48.9\text{mm}$ を大幅に上回る結果となった。また、山留め壁先端付近の変位量が $\delta = 9.6\text{mm}$ と大きく、ヒービングの問題や周辺地盤への影響が予想された。そこで、その対策として支保工を1段追加し、山留め壁の変形を極力抑えるものとした。プレロード荷重については、一般的に60%程度の荷重を載荷するが、本工事の場合支保工架設面積が広く切梁長が長いため載荷した荷重が抜けてしまうことが予測された。このため、安全を考慮し、実プレロード荷重として30%に低減した値で解析を行っていたが、先に施工した低層棟での計測結果では、その影響が少なかったことから、プレロード荷重を60%として解析するものとした。以上の条件に基づき行った予測解析結果では、最大変位量が $\delta = 56.2\text{mm}$ となり、変位が20mm程度抑えられたが、二次管理基準値に対しては7mm程度越える結果となつた。さらに、山留め壁先端の変位についても $\delta = 6.8\text{mm}$ と2mm程度少くなつたが、心配されたヒービングの問題解決には至らなかつた。しかし、変位の管理基準値が、許容応力から定めた値ではなく、周辺地盤

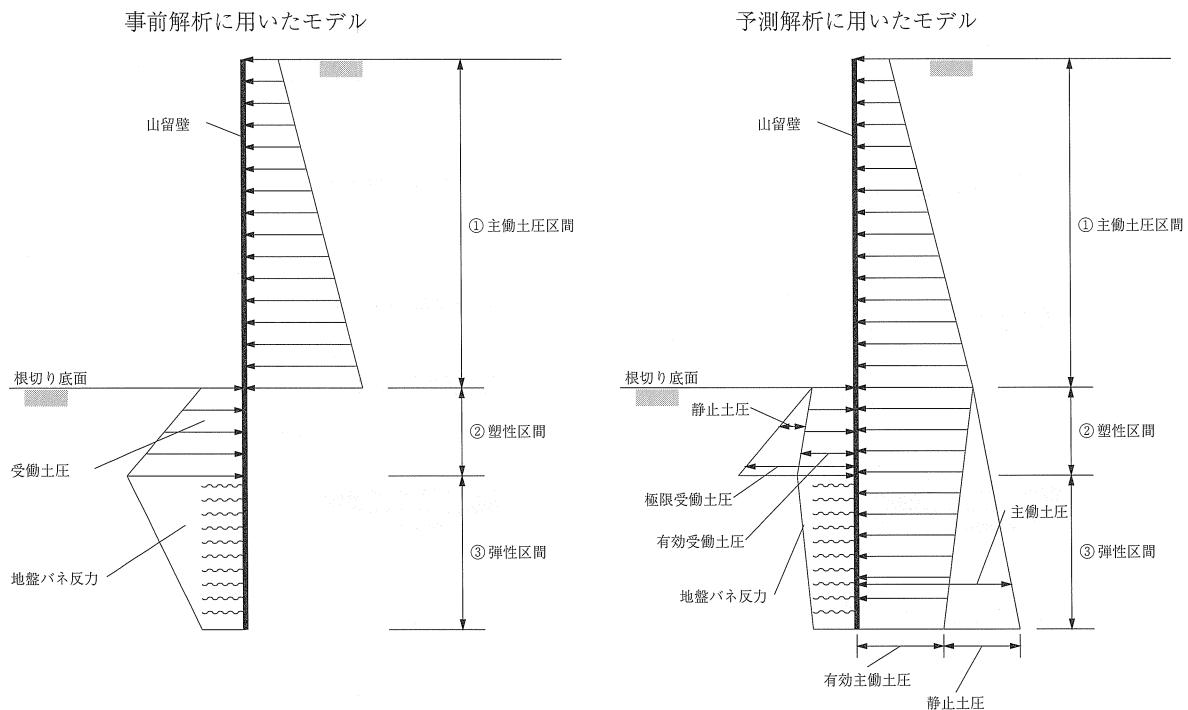


図-7 解析に用いたモデル

の沈下を管理する上での目安として推定した値であることや、この段階で最終掘削段階までの予測が非常に難しいことなどから、次段階以降の動向を確認しながら、鋼製支保工3段の計画で施工を行うものとした。二次掘削時点での支保工配置計画と、予測解析結果より計画した支保工配置を図-8に示す。

5.まとめ

周辺地盤計測では山留め壁と同様に管理基準値を設けたが、それを超える結果は見られなかった。また、本工事では一次掘削時の変位量が予想された変位より大きく、それにともない周辺地盤の沈下が発生したが、二次掘削以降では極端な沈下は見られず、比較的安定していた。

本工事のような軟弱地盤での地下工事では様々な要因によるトラブルが発生するが、施工方針と管理を明確にし、工事を進めたため問題は発生せず、地下施工を行うことができた。

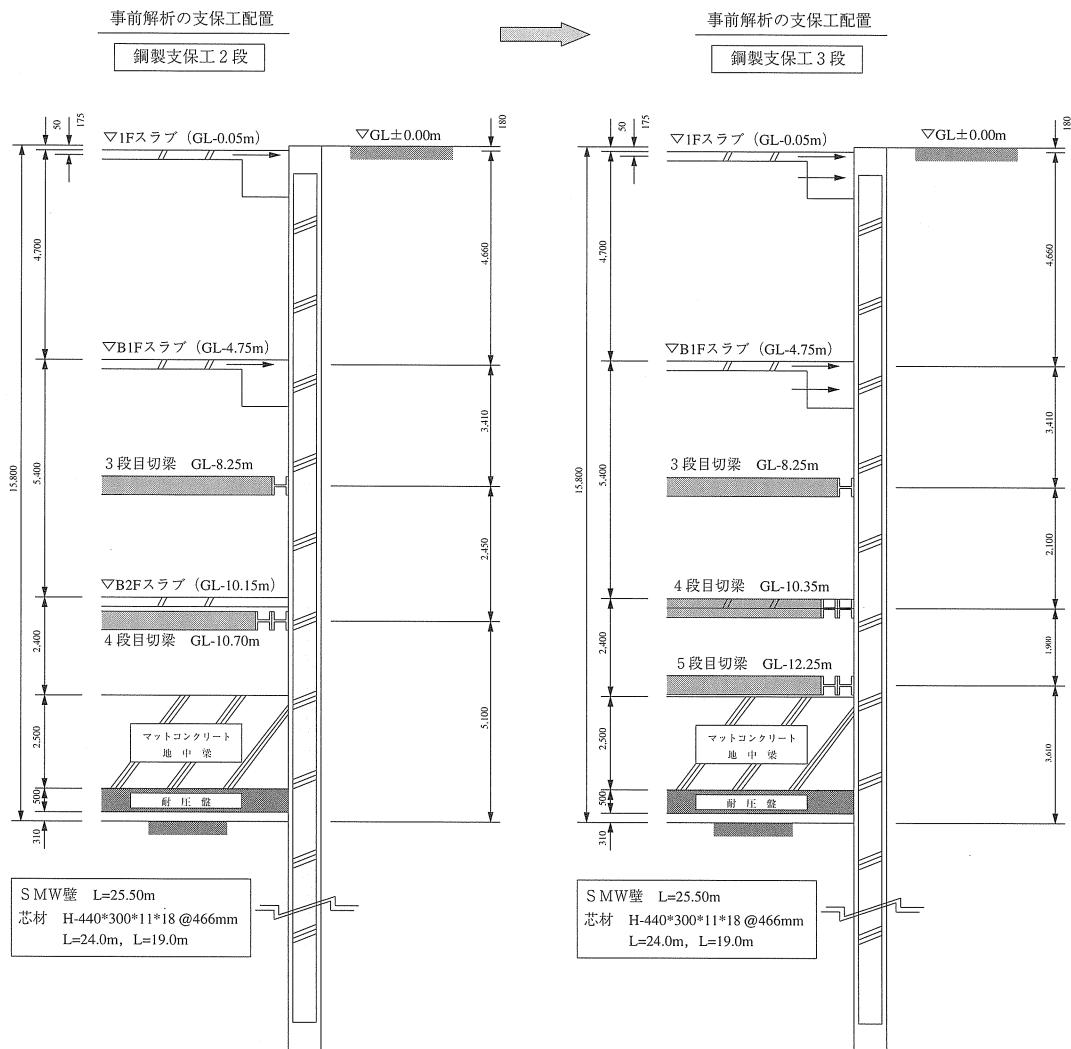


図-8 支保工配置