

市街地における大深度地下工事の施工 Deep Underground Construction in a Commercial Area

内海 伸樹*
Nobuki Utsumi

山口 哲司**
Tetsuji Yamaguchi

宮沢 浩司***
Koji Miyazawa

要 約

本報告は、市街地における地上11階、地下5階建て構築物の大深度地下工事における施工記録である。地下工事は、56.76m×48.4mの平面的広さを有し、深さが一般部で26.05m、地盤改良部で29.0mと大規模である。また、その構成地盤はN値が3程度の部分を含む沖積層で、地下水位はGL-3.7mとなっている。当工事では、山留め壁としてRC連続地中壁（壁長：42.0m、壁厚：1.0m）を、支保工として水平切り梁6段を採用し、施工を行った。市街地における施工であることから、周辺に公道、既設の構造物が近接しているため、山留め壁の変形を極力抑えるように考慮した。そこで、山留め壁の変位、あるいは地下水圧等に3段階に分けた管理基準値を設定・適用し、計測管理を実施した。その結果、施工時の安全性確保、周辺構築物への影響の最小限化、工事の合理化による工期短縮が達成できた。

目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 山留め工事
- § 3. 掘削工事
- § 4. 計測管理
- § 5. おわりに

§ 1. はじめに

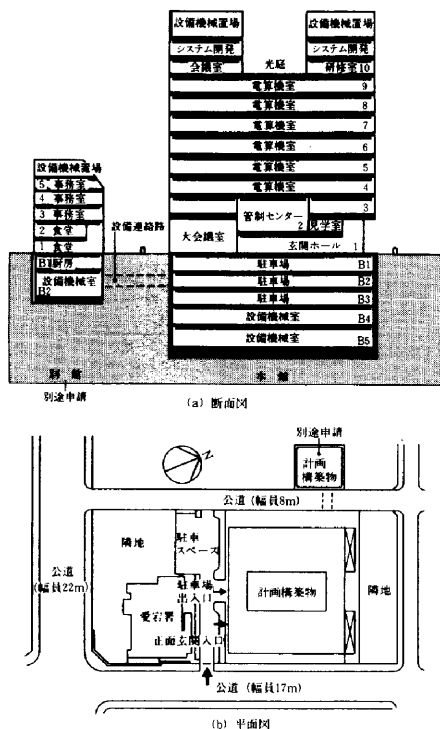
警視庁新橋庁舎の改築は、複雑・多様化する警察業務に対応することを主目的とし、電算センターの機能を核

とする「高度情報化建築物」として、平成2年7月に工事が着工された。

構築物地下部分は、1～3階を駐車場、4、5階を整備機械室としており、地下掘削はGL-26.05mにまで及ぶ。東京都発注の指定仮設となっているため、大規模な地下部を有する都心の建築工事には珍しく、オープンカットによる6段の水平切梁支保工を採用した。契約工期39ヶ月の内、約2/3にあたる28ヶ月がこの地下工事に費やされることとなり、地下工事の良否が全体工事の成果を決定する大きな要因となった。概略図を図-1に示す。

建設地は、JR新橋駅と東京タワーのはほぼ中間に位置した平坦地であり、標高はTP+3mである。また、東京湾の三角州・海岸平野にあり、洪積台地である淀橋台から東方へ次第に下がってきた箇所で、台地から沖積平野に移行する所に位置している。地盤はGL-20m～-25m

* 東京建築(支)江戸川学園(出)副所長
** 東京建築(支)板橋飯田ビル(出)工事係長
*** 東京建築(支)多摩建築(出)



図一1 工事概略図

付近まで沖積土層で覆われ、以深に良く締まった洪積層が分布する。基礎は二重スラブ形式の直接基礎とし、GL-26.05mの江戸川層群に建物荷重を伝えている。沖積層の上部は砂主体で、中位程度の相対密度を有するが、下部（GL-10m～-17m附近）はN値が2～6程度の軟弱な粘性土層であり、全体としてはやや硬さに変化のある地盤である。また、沖積層と洪積層との境目は敷地内で傾斜しており、軟弱層は北東縁で最も厚くなっている。地下水位はGL-3.7mである。

§ 2. 山留め工事

山留め壁はRC地中連続壁（壁厚1.0m、壁長42.0m）であり、支保工としては6段の水平切梁工法が採用された。

以下に、RC連続壁の施工における留意点を挙げる。

①連続壁施工に伴う近接ビルの防壁

近接する地下構築物の形状確認を行った結果、北側の

山留めスパン中央部に位置するビルの杭先端の支持がGL-10mと極めて浅いことがわかった。そこで、深さ13m、φ600mm、延長25mのソイルセメント柱列壁を構築物ごとに施工し、かつ連続壁のエレメント長が極力小さくなるよう検討した。

②連続壁施工作業床の構築およびガイドウォールの建設

既存構築物基礎の解体作業において、ガイドウォール施工部分の崩壊を防ぐために、GL-3.5mまで乱した地盤を、土1m³に対し改良剤60kg～90kgの比率で攪拌し、1軸圧縮強度3kgf/cm²（0.3MPa）になるよう地盤改良を行った。また、幅1,050mm、深さ1.2mのガイドウォールを構築し、上下2段に1.0m～1.5mの間隔で切梁（松丸太）を入れ、幅の確保を図った。

作業床においては、掘削機の移動区間となる山留め壁に沿った幅11.5m部分を厚さ200mmのコンクリート床版とし、それ以外の部分には碎石の転圧後、厚さ22mmの鉄板を敷いた。

③安定液

地盤上部には埋土層があり、また砂層が多いので溝壁を安定させ、なおかつ安定液と砂の分離をある程度良くする必要があった。そこで、安定液のベントナイト濃度を6%とした。また、シルト分や有機物の混入が予想されたので、耐菌性のCMCを配合率0.15%で使用した。さらに、砂の分離および流動性に対して安定した性質を持たせるために分散剤（配合率0.1%）を添加した。

また、地盤の状態から上部砂礫層において安定液の逸水が懸念された。そこで逸水が生じた場合には、深度が浅いので直接ガイドウォールから逸水防止剤を投入する方法を検討した。

上部埋土層における崩壊は、先に述べた地盤改良の良否のみならず、安定液の水位低下によっても生じる事が懸念された。そこで、掘削施工時におけるガイドウォール内の水位変動をできるだけ小さくするために、ガイド内の仕切りを広くし、安定液の水位を高く保つように留意・施工した。

④エレメント寸法および掘削順位

エレメント寸法と掘削順位の決定には、使用掘削機2台（表一参照）のガット寸法をそれぞれ基準にした。

表一1 掘削機の仕様

使用機械	1号機		2号機	
	型式	仕様	型式	仕様
連続壁掘削装置	MEH 10-15	壁厚1,000mm～1,500mm	MHL 80-120AY	壁厚800mm～1,200mm
同上シェル	MEH-10	壁厚1,000mm、開き幅3,200mm	MHL-100A	壁厚1,000mm、開き幅2,700mm
クローラークレーン	LS-468HD	最大吊り上げ100t	LS-118RH	最大吊り上げ50t

また、地下3階から施工する鉄骨柱が1,2段部の腹起しに当り、柱部分の腹起しを切断しなければならなくなるため、エレメントのジョイント部が柱に近接しないよう割付寸法を決定した。

§ 3. 掘削工事

掘削工事における工期短縮のための改善項目を以下に示す。

- ①当工事指定の切梁段数は、一部地盤改良部を除き7段の予定であったが、山留め設計の見直しにより切梁を6段に変更した。また、計測結果に基づき、基礎地盤の置換改良工事部における8段切梁架設に代わり、捨てコンの厚さを60mmから300mmへと変更し、約1ヶ月の工期短縮ができた。
- ②構台面積の中央部幅員を9mから13mと広くし、根切り工事と切梁架設工事の同時施工を可能にした。また、構台支柱と切梁支柱を兼用させ、300H-174本から350H-106本に省略することで、掘削・切梁・躯体工事の作業性の向上を図った。
- ③水平切梁中央部を集中切梁とすることにより、クラムバケットの昇降および切梁材投入のための開口部4.0m×5.0mを4.5m×7.0mへと広くし、施工効率の向上を図った。また、構台プレスの位置を下げることでプレスタクリの足場を省略した。
- ④第3段以降の切梁架設に使用するキャタクレーンの走行性を確保するため、構台杭水平つなぎの位置を通常とは逆の切梁上端とするとともに、床付け面レベルの精度管理値を±25.0mmとした。

§ 4. 計測管理

本工事では、建設地に近接して愛宕警察署、芝消防署の建屋を含む構築物群、および各種公共埋設管があるため、地盤沈下等の周辺地盤への影響を極力抑える必要があった。そこで、地下工事期間中、計測結果を直ちに確認できる計測システムを採用し、施工に伴い発生する地盤変位等を計測して施工管理を行った。

4-1 計測項目と計測機器の配置

地下工事に伴い発生する種々の現象は相互に密接な関係があるため、これら想定される現象を把握するために以下に示す4測点に各計測器をそれぞれ配置し、計測管理を実施した。

①集中観測地点 —— 1カ所

測点A —— 東側9通り（軟弱層が厚いと想定さ

表-2 各測点の計測器配置一覧

計測対象	計測項目	使用機器	計測事項	測点				測点総計
				A	B	C	D	
山留架構の管理	山留壁計測	土圧計	土留壁の側圧	16	12	-	-	28
		水圧計	土留壁の水圧	16	12	-	-	28
		鉄筋計	土留壁の応力状態	36	36	36	-	108
		傾斜計	土留壁の変形状況	○	○	○	○	168 _m
	切梁の計測	切梁歪計	切梁の軸力	22	22	12	12	68
	切梁温度計	切梁の温度	3	3	3	3	12	
根切地盤の管理	根切地盤の計測	層別沈下計	掘削底面のリバウンド	縮切中央部に1箇所(CL1,CL2)				2
周辺地盤の管理		間隙水圧計	周辺地盤の水位変化	3	-	3	-	6
		周辺沈下杭	周辺地盤の変化	周辺ガス管沈下棒, 沈下杭				-

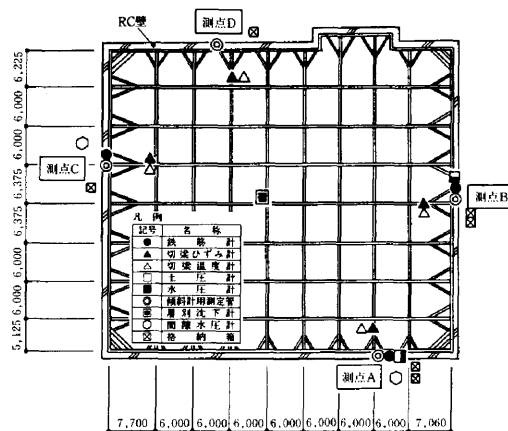


図-2 計測器配置平面図

れる箇所)

②比較観測地点 —— 3カ所

測点B —— 北側E通り（最も影響が懸念される近接した構築物のある付近）

測点C —— 南側C通り（地盤が比較的良好な一般部）

測点D —— 西側3通り（比較検討測点）

各測点に設置された計測機器の一覧を表-2に、計測機器の配置平面図を図-2に示す。この内、土圧計、水圧計、鉄筋計は、山留め壁の内・外面側の同一深度にそれぞれ設置している。また、測定の開始時期および測定間隔は、日本建築学会の山留め設計施工指針を参考として実施した（表-3参照）。

計測結果は、表-4に示すように指針に従い、1次から3次まで予め設定しておいた管理基準値と直ちに照合され、工事の安全性を判定し、対策を迅速に行えるようにした。

4-2 施工に伴う水圧変化

施工に伴う地下水の状況変化を壁面に設置した水圧計

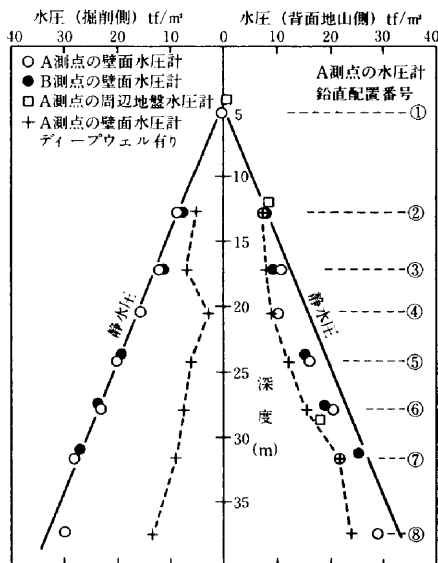
表一三 測定開始時期および測定間隔¹⁾

測定項目	測定開始時期	測定間隔
土圧測定	掘削開始前	2回/1日
水圧測定	掘削開始前	2回/1日
鉄筋応力測定	掘削開始前	2回/1日
切梁軸力測定	切梁架設時	2回/1日
切梁温度測定	切梁架設時	2回/1日
連壁変位測定(傾斜計)	掘削開始前	掘削中 2回/1週
同上		切梁架設中 1回/1週
同上		切梁撤去中 2回/1週
同上		躯体施工中 1回/1週
層別沈下測定	掘削開始前	1回/1日
間隙水圧測定	掘削開始前	1回/1日
沈下棒測量	掘削開始前	1回/1週

の測定結果から検討した。

図一三に示すように、掘削作業開始前の測定値はA測点およびB測点でほとんど同一である。また、山留め壁で囲まれた内部(掘削側)の地下水圧は静水圧分布となっているが、山留め壁背面側の地下水圧は静水圧よりも小さい。これは、山留め壁完成後から計測開始までの約1ヶ月間に、掘削側では山留め壁による止水効果のため、外部における地下水の利用等による攪乱を受けず、静水圧状態となり、背面側では地下水利用の影響を受け、静水圧よりも小さい水圧を示したものと考えられる。

掘削時の補助工法としては、図一四に示すようなディープウェル工法を山留め壁の内側地盤に採用した。図一三からわかるように、ディープウェルの稼働に伴い掘削側地盤の地下水位は大きく低下し、ディープウェルの効果は明らかである。このことは、図一五に示す山留め壁



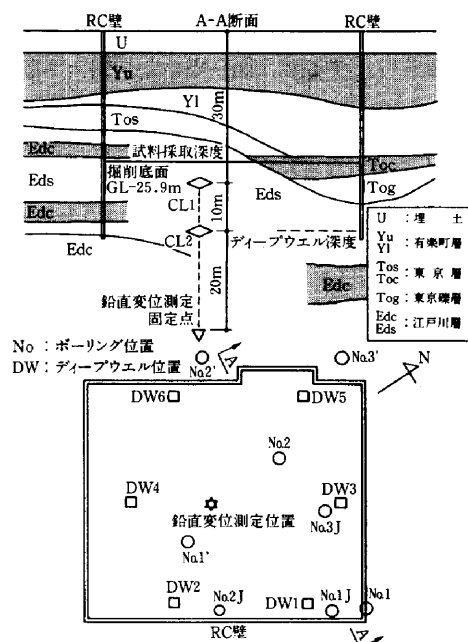
図一三 地盤の水圧状況

表一四 管理基準値表

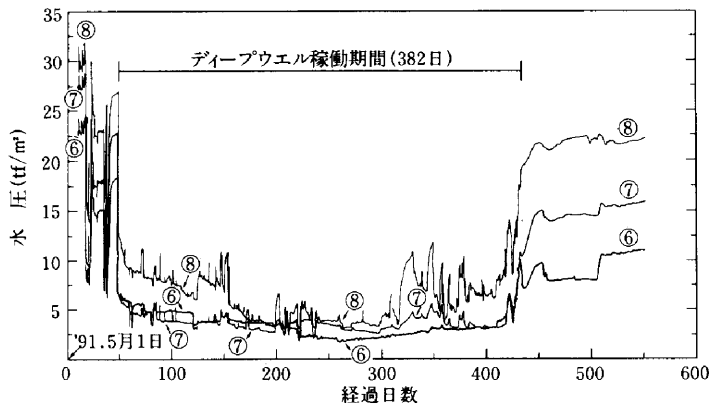
測定項目	管理基準値	第1次管理基準値	第2次管理基準値	第3次管理基準値	
連続地中壁	側圧	設計側圧分布	100%	—	—
	鉄筋応力度	鉄筋引張許容応力度 (3,500 kgf/cm ²)	60% (2,100)	80% (2,800)	100% (3,500)
	変形	切梁架設設計時の計算値	100%	—	—
切梁	切梁軸力	許容圧縮力 (H-350 300 t) (H-400 386 t)	60% 180 t 232 t	80% 240 t 309 t	100% 300 t 386 t
	周辺地盤	間隙水圧	設計水圧	100%	—
		周辺沈下	理設管理者との協議値 (20 mm)	15 mm	20 mm

の掘削面側に設置した壁面水圧計の測定結果にも表れている。ここで図中の丸数字は、A測点における水圧計の位置を示し、①：最上部～⑧：最下部である(図一三参照)。設置したディープウェルは、全体から同時に地下水を汲み揚げられる構造なので、図一三からも明らかにように全域にわたり地下水位の低下が見られた。図一四の地盤構成図と照らし合わせると、特に基盤付近の東京層(砂、砂礫)および江戸川層(固結シルトと砂の互層)での水位低下が大きいようである。

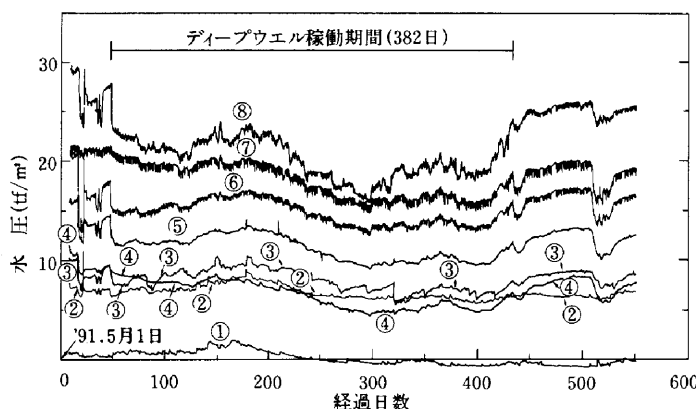
山留め壁背面側に設置した壁面水圧計の測定結果を図一六に示す。ここで、図中の丸数字は図一五と同様に水圧計の位置を示す。図から、背面地盤でも壁面近傍ではディープウェルの稼働により若干の水圧低下が見られる。しかし、周辺での地下水圧の経時変化からみて、壁面から数m離れると、ほとんどその影響はないと考えられる。



図一四 測定位置と地盤



図一五 掘削側壁面水圧計の計測結果 (A測点) 注) 丸数字は測点上の鉛直配置を示す



図一六 背面側壁面水圧計の計測結果 (A測点) 注) 丸数字は測点上の鉛直配置を示す

なお、設計段階ではディープウエルの稼働後3ヶ月程度で山留め壁内側の地盤はドライとなり、ウエルの稼働を縮小できるとしていた。しかし、実際には常時ウエルからかなりの排水量があり、また掘削完了後ディープウエルの稼働を停止すると、図一5および図一6に示すように地下水位は回復した。したがって、山留め壁内側の地盤と背面側地盤とは水理的に連結していたと考えられる。

また、図一3中の静水圧線から地下水位は約4.5m程度となることがわかる。しかし、地下水位は季節によって変化するものであり、年によっても大きく異なることが多い。今回の計測結果でも、年間を通じた地下水変動の傾向が図一6より読み取れる。すなわち、夏季から秋季には地下水位が高く、冬季から春季には地下水位が低いという傾向である。このような傾向は、個々の降雨の影響が分散され、長期の傾向として表れたものであり、年毎に異なるようである。しかし、GL-27m付近の背面側の水圧計では、A測点に加え、B測点でも日周期のある細かな上下変動が計測された。この測点付近の地盤は礫層であり、水量の豊富な帯水層が形成されていると考え

られる。したがって、このような日変動はこの地区の地下水利用に起因しているものと推察される。その理由として、施工場所付近に銭湯があり、銭湯の休日には水圧の日変動は小さいことが計測結果から判明しているからである。

以上のように、地下水位変動の原因は、自然現象に起因するものと、人為的現象に起因するものに大別された。特に、日変化が伴う要因としては、降水、気圧変動、揚水状況等が挙げられる。

4-3 壁面の作用側圧

山留め壁の壁面に設置した土圧計には土圧と水圧の両方が作用するため、計測値はこれらの和を表示している。従来より、山留め壁に作用する側圧は、土圧に比べて水圧の影響が大きい場合が多いといわれている。そこで、側圧の計測データを基に、月毎の測定水圧と測定側圧の比を計算した。その結果、掘削側の値はディープウエルによる水位低下の影響により0.0~0.6と比較的小さい値を示したが、この影響の少ない背面側では約0.7~0.8となった。したがって、本計測結果でも水圧の影響はより大きいことが示された。

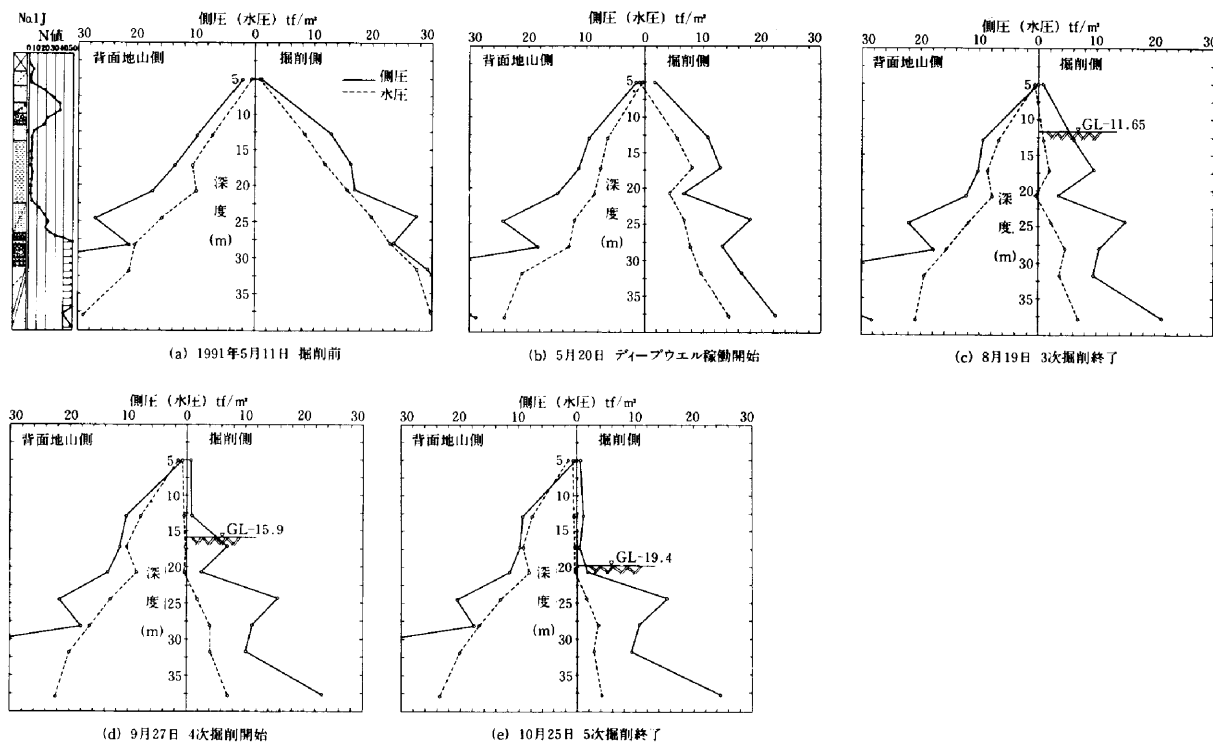


図-7 A測点における側圧分布の変化

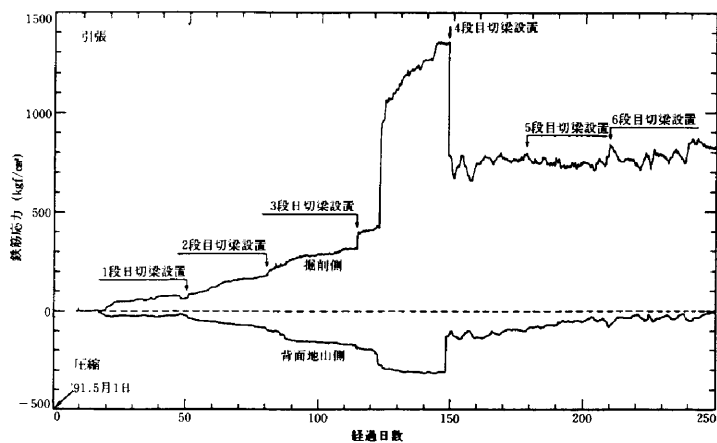


図-8 RC山留め壁の鉄筋応力の経時変化 (A測点)

深度に対する側圧の分布は、図-7に示すA測点の測定結果からわかるように、掘削側において、ディープウェルの稼働初期にその分布形状は大きな変化を示すが、その後の変化は比較的小さい。

4-4 RC連壁の鉄筋応力

掘削期間中の鉄筋応力の経時変化を図-8に示す。図から、壁面の応力状態が切梁設置に伴うプレロードの導入により、不連続に変動しているのが見られる。また、引張り側と圧縮側の鉄筋応力の平均値は、漸時引張り側となる傾向がみられる。これは、経時変化によるドリフトと考えることもできるが、原因は不明である。

A測点およびB測点における軟弱な楽町下部粘土層は厚く、構造物の支持層となる硬質な江戸川層の表れる深度は深い。したがって、山留め壁の水平変位は他のC測点およびD測点での測定結果よりも大きく表れた。図-8の3段目切梁設置後に見られるように、山留め壁に生じる引張り応力が増加するとRC壁である壁のコンクリート部分にクラックが発生し、コンクリートが負担しうる応力が減少するとともに、鉄筋応力は急激に増加したものと推定される。この鉄筋応力は次段の切梁を設置し、プレロードを導入することによって不連続に減少している。なお、C測点における山留め壁の水平変位は

小さく、また壁面の応力も小さかった。したがって、クラック発生時の兆候もまったく見られていない。

図-9にA測点における鉄筋応力の深度分布を1例として示す。掘削の進行に伴い、N値が3程度の沖積層にあたるため、深度10m~15m付近、および掘削底面よりも深い江戸川層上端面付近の深度27m~28mに大きな応力が生じている。しかし、C測点においては軟弱層が薄い(江戸川層の上端面が浅い)ため、上記のような傾向は明確には認められていない。

4-5 山留め壁の変形

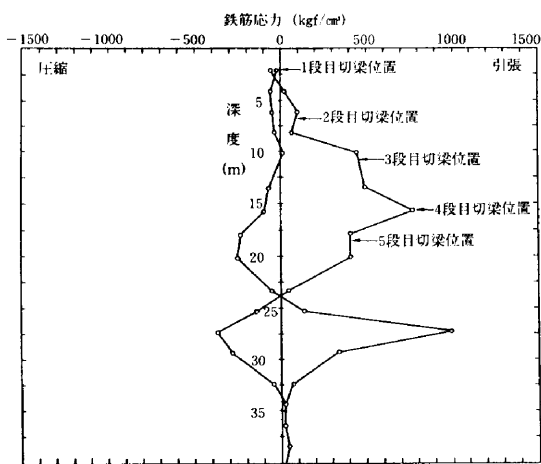


図-9 A測点における鉄筋応力の深度分布 (1991年10月25日、5次掘削終了時)

山留め壁は掘削の進行に伴い変形を示す。この変形モードは山留め壁の剛性、地盤の物性と成層状況、支保工の施工時期等によって異なる。傾斜計から得られた掘削時におけるA測点での山留め壁の変形状況を図-10に示す。掘削初期に、試験的にディープウェルの稼働・停止を行い、計測開始後1次掘削の影響が現れる以前に山留め壁に変形が起きている。これは、ディープウェルの稼働に起因する変形であると考えられる。この初期の壁面変位は、ディープウェルの稼働状況および掘削の進行等によりかなり複雑である。

掘削地盤が軟弱な粘性土の場合、山留め壁の内側地盤の地下水位を低下させると壁面に変形が生じる可能性がある。前述したように、山留め壁に作用する側圧の約8割は水圧であることから、水位低下に伴い山留め壁の両側で作用荷重のアンバランスが生じ、山留め壁に変形が生じる可能性がある。A測点同様、B測点の1次掘削時にも確認されるGL-15m付近での山留め壁の変形は、これに起因したものと考えられる。また、A測点における山留め壁のこの変形は、初期状態から掘削前までの間に生じている。

4-6 周辺地下水位

既に述べたように、ディープウェルの稼働および掘削進展に伴う建設地周辺の地下水位にはほとんど変化が見られなかった。したがって、地下水位の変動に伴う周辺

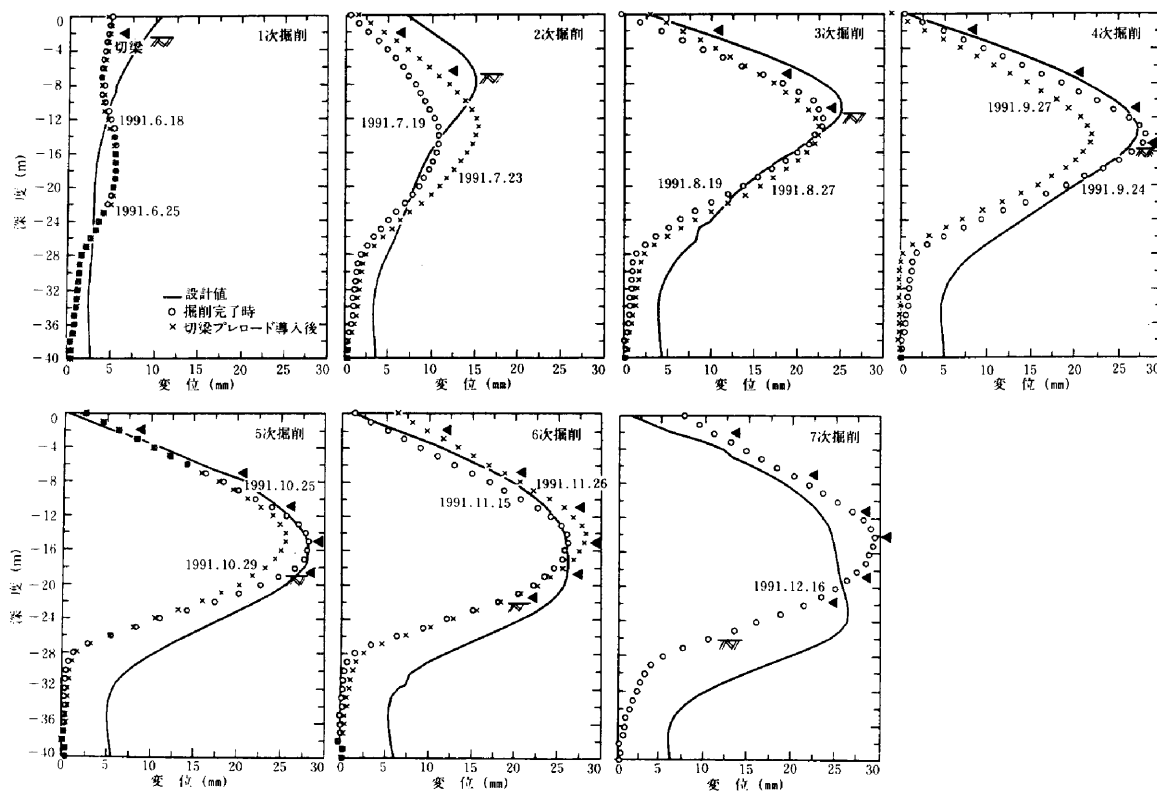


図-10 掘削に伴う山留め壁の変形状況

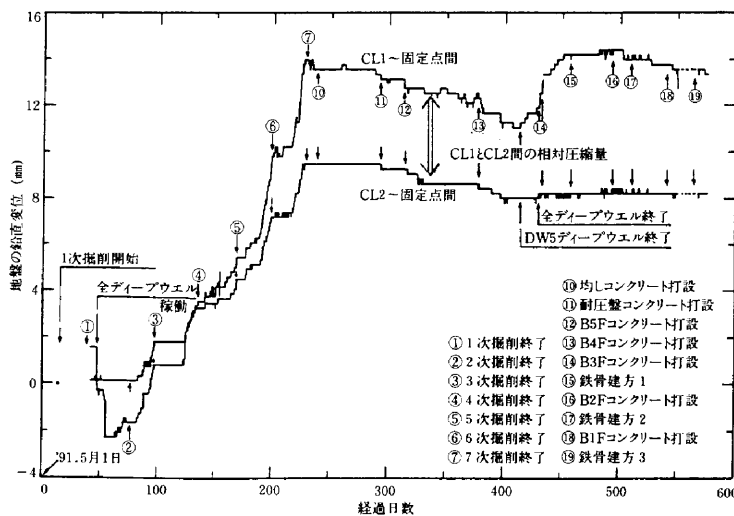


図-11 鉛直変位の経時変化

地盤への影響は小さく抑える事ができたと考えられる。

4-7 掘削底面のリバウンド

工事に伴い発生した地盤の鉛直変位の経時変化を図-11に示す。掘削底面の鉛直変位は、図-4に示す位置に設置された層別の沈下計により計測された。また、変位に影響を及ぼす地盤の成層状態は水平でなく、敷地東端では基盤となる江戸川層が深い位置に存在するため、土層構成も同図に併記した。

変位計の設置後、約1ヶ月は工事に支障をきたすため測定ができなかった。この間、掘削・除荷に伴う地盤の隆起、あるいは試験的にディープウェルを稼働させ、地下水位が低下したことによる地盤の沈下等、これらが混在した複雑な変形挙動を示すことが考えられた。しかし、初期の変形状況は上記の理由から計測されておらず、どのような変形挙動を示したか明らかではない。

初期計測後、定常計測が可能となった時点における上部のCL1では+1.6mm、深部のCL2では+0.1mmの変位が得られた。第2次掘削中において全ディープウェルが稼働し始めると、ディープウェル下端付近に設置されているCL1は急激な沈下傾向を示した。しかし、より深部のCL2ではあまりその影響が見られていない。

以後、掘削による除荷に伴って、CL1およびCL2は隆起傾向を示している。最終(第7次)掘削時ではCL1で約+17mm、CL2で約+12mmの隆起量となった。また、躯体の構築による再載荷に伴って地盤は沈下傾向を示したが、増加荷重が小さいため、この量は比較的大きくなかった。

躯体構築による再載荷の途中でディープウェルを停止し、これにより荷荷量が増加したにもかかわらず、地盤の隆起が見られた(図-11中の⑭)。しかし、時間の経

過に伴い載荷による沈下の傾向が示されるようになった。なお、掘削底面(ほぼディープウェルの先端)に近いCL1では、ディープウェルの停止に伴う隆起傾向が顕著に表れたが、掘削底面から離れたCL2ではほとんどみられなかった。これは全ディープウェルが稼働し始めた時に見られた現象と同じものである。

§5. おわりに

本報告は、「警視庁新橋庁舎改築工事」の山留め掘削工事における安全管理を主目的とした計測管理の結果をまとめたものである。施工においては、計測値に基づく日常の現状把握が適正に行われ、計測値が管理基準を上回り工事の継続が困難となるような事態を招く事なく、安全に行うことができた。

また、本工事のように設計図書に山留め計画図が示されている場合であっても、大深度地下工事において綿密な計測管理およびデータ解析を行い、計画時における山留め計算書の各値と比較検討することにより、値を減量変更することができた。その結果、周辺地盤へ与える影響を最小限に止められたのみならず、地下工事の工期短縮、コストダウン、工事の合理化をも図ることが可能となった。

最後に今回の検討に当たり、現場サイドの考え方を十分に反映して頂き、ご協力、ご指導頂きました土木設計部、技術研究所など関係各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：山留め設計施工指針，pp.291～293，1992。