

地下トンネル工事と近接する大深度地下工事の情報化施工 The Information - ization Execution of the Very Deep Underground Construction that it stands to the Underground Tunnel Near

高源 進*
Susumu Kogen

田中 昭法*
Akinori Tanaka

濱田 一成*
Kazushige Hamada

要 約

本変電所工事は、『さいたま新都心』地区全体に電力を供給する地下変電所工事で、埼玉県発注の『さいたまひろば』の一角に配置されている。周辺は南西側に首都高地下トンネル工事が掘削中で、北側には基盤整備工事による共同溝が既に構築され、本工事と近接している。このような状況での大深度地下工事のため、周辺に影響を与えることが予想され、かつ掘削底以深の第三帯水層の被圧が高いために盤膨れの恐れがあった。その対応として影響が予想される各部位に各種の自動計測機器を設置し、管理値を定めて各計測情報をリアルタイムに監視する情報化施工を行った。その結果、危険領域の管理値（二次管理値）以内で無事地下工事を完了した。

目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 工事概要
- § 3. 山止め支保工計画
- § 4. 計測管理計画
- § 5. 山止め壁の施工
- § 6. 掘削および山止め支保工の施工
- § 7. 盤膨れ防止対策
- § 8. 事前解析と実測値による予測解析
- § 9. まとめ

§ 1. はじめに

本さいたま新都心変電所は、旧国鉄大宮操車場跡地でJR大宮駅の南約1.5kmに位置し、平面形が38.45mの正方形の1隅角を大きく切り取った5角形で、掘削深度18.91mの掘削工事である。周辺は、南西面には掘削深さGL-32mの首都高地下トンネル工事が掘削中で、北面には共同溝がGL-5.4m～7.3mに構築されている。建設地域

の地盤構成は上層から、GL-5mまで沖積粘性土、-22.5mまで大宮砂礫層、-37mまで浦和泥層、-53mまで浦和砂礫層、それ以深は第四洪積層、第五洪積層、第六洪積層となり、地下水状況については、第一帯水層、第二帯水層、第三帯水層に区分され、第一・第二帯水層は連動した自由地下水を形成し、第三帯水層は浦和泥層直下であり、当初30tf/m²（水頭位置GL-5.55m, TP+4.47m）であったが、工事開始時で25.4tf/m²（水頭位置TP-0.15m）と非常に大きな被圧地下水を形成している。当工事の建設区域は排水の放流許容量が少ないため、地下水の汲み上げを行わない方針で、RC連壁での完全止水山止め壁による地下工事とした。第三帯水層の被圧水による盤膨れ防止に対しては、被圧水頭が徐々に低下してGL-10.15m（TP-0.15m）になっていたことから、止水山止め壁を大宮泥層に根入れすることで、盤膨れが生じない結果となった。しかし、被圧水頭は、安全率F_s=1.0でGL-6.65m（TP+3.37m）となり、当初の被圧水頭に回復した場合には盤膨れが生ずる。また競合する近接首都高工事と近接共同溝に対する本工事による影響も配慮する必要がある。したがって、地下工事に当たっては、常時各種計測を行いながら現状把握と次階段以降の予測を行う、いわ

*東京建築（支）東電埼玉新都心（出）

ゆる情報化施工によって慎重に工事を進めるものとした。本稿では、地下工事で実施した情報化施工について報告する。

§ 2. 工事概要

工事件名：東電さいたま新都心変電所新設工事
 工事場所：埼玉県与野市大字上落合字高谷橋2-27
 発注・監理：東京電力株式会社
 設計：東電設計株式会社
 施工：西松・住友さいたま新都心変電所工事共同企業体
 工期：平成8年10月25日～平成11年12月20日
 構造：SRC造地下4階 地上1階
 用途：地下変電所
 建築面積：410.92m²
 延床面積：3280.82m²

ば頂点に達した感が見られ、その水頭はTP+1.7mであった。観測井設置から工事着手までの被圧地下水位経時記録を図-2に示す。

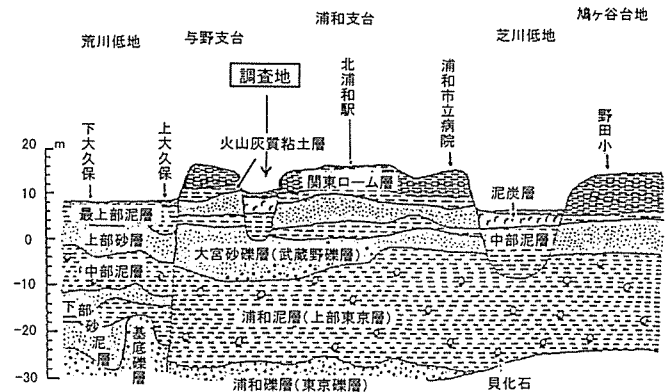


図-1 地質断面

表-1 地盤構成

時代	地層名	記号	土質名	N値	層厚 (m)		
完新世	人工土層	B	埋土・バラス	1~18	0.80~3.40		
	沖積層	腐植土層	Pt	腐植土	0~3	0.70~4.80	
		粘性土層	Avs	砂・礫混り粘土 シルト	0~9	0.60~2.40	
第四紀	大宮砂礫層	砂質土層	Dvs	凝灰質砂・粘土混り細砂 シルト混り細砂	2~21	2.25~3.95	
		粘性土層	Dc1	シルト・粘土	8~34	0.15~6.05	
		砂質・礫質土層	Ds1	凝灰質中砂 細砂混り細砂・砂礫	16~50 以上	10.20~12.50	
	浦和泥層	砂質土層	Dsc1	微細砂・細砂	12~50 以上	0.70~3.10	
		粘性土層	Dc2	貝殻混りシルト・シルト	3~38	12.80~15.25	
	更新世	浦和砂礫層	砂礫層	Dg1	砂礫	46~50 以上	2.65~4.05
			砂質土層	Dsc2	微細砂・細砂 シルト質細砂	18~49	7.95~11.35
		江戸川層相当層	砂質・礫質土層	Ds2	礫混り中・細砂・砂礫 細砂	31~50 以上	7.95~11.35
			砂質・粘性土層	Dsc3	微細砂・シルト質細砂 砂質シルト	7~50 以上	9.90~10.80
	江戸川層相当層	砂質土層	Ds3	細砂・シルト質細砂	30~50 以上	0.350~ 2.60	
			粘性土層	Dc3	シルト	12~41	0.40~2.90
		砂礫層	Dg2	砂礫	50以上	3.40~3.70	
砂質土層		Dsc4	微細砂・細砂	36~50 以上	—		

§ 3. 山止め支保工計画

さいたま新都心変電所建設工事の山止め支保工計画に当たっては、東京電力(株)からの予報発注の段階で「地下工事施工法に関するVE提案書」を作成し、企業先および設計事務所と工事着手前から地下工事の施工に関して地下変電所の建物形状や構造も含めて協議検討して決定した。

3-1 地質調査結果の概要

建設地の地盤構成は、地下20~30m以深の東京層上部に大宮層が分布し、この層を覆って台地部では新期ロームが、沖積低地部ではピート層・沖積粘性土が分布する。調査地付近の地質断面を図-1に、地盤構成を表-1に示す。地下工事計画における最大の問題である地下水の状況は、「さいたま新都心周辺地下水調査方針検討準備会」の資料および建設地の地盤調査(平成6年3月、平成8年10月)によれば、本地域は、第一帯水層、第二帯水層、第三帯水層に区分され、第一、第二帯水層は連動した南西方向の流向を示す自由地下水を形成し、その水頭は平成6年3月調査でGL-1.88m (TP+8.14m)、平成8年10月調査でGL-4.05m (TP+5.97m)であった。また第三帯水層は、逆の北東への流向を示す被圧地下水を形成し、浦和泥層直下での被圧水頭は同調査でGL-5.55m (TP+4.47m)、GL-10.17m (TP-0.15m)であった。なお、平成8年3月に設置した建設地の水位観測孔記録と併せて見ると、被圧水頭は著しく変化しており、調査直前の40日間で3.0mの上昇が観測され、更に上昇途中であった。しかし工事着手時点においては、その上昇がほ

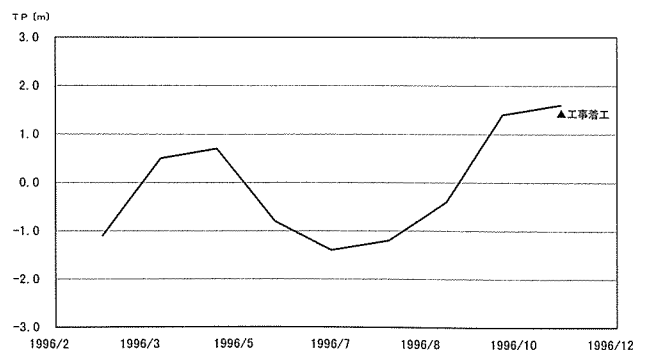


図-2 被圧地下水位経時記録

3-2 建物の周辺状況

本地下変電所の周辺状況平面を写真-1に、近接地下トンネル部との断面を図-3に示す。建物平面の斜辺側には、首都高地下トンネル工事が約14m離れて施工中であり、本変電所の地下工事と工事期間が長期間重なるため、両工事が互いに影響することが予想された。したがって、両工事の工事ステップ毎の施工断面をFEM解析した結果、互いの影響がほとんどないと判断されたため、山止め支保工には特別な補強工を施さず常時計測による予測管理を行うこととした。また、建物平面の北側に構築されている共同溝については、山止め壁に平行する共同溝外壁内面に沈下計を設置し、当工事の山止め支保工計測値と総合して予測管理で対応するものとし、事前の共同溝下部のアンダーピーニングや山止め壁の補強工は行わないものとした。

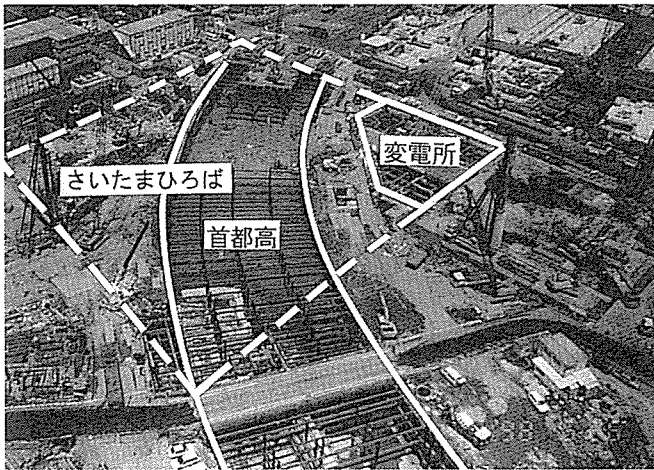


写真-1 周辺状況

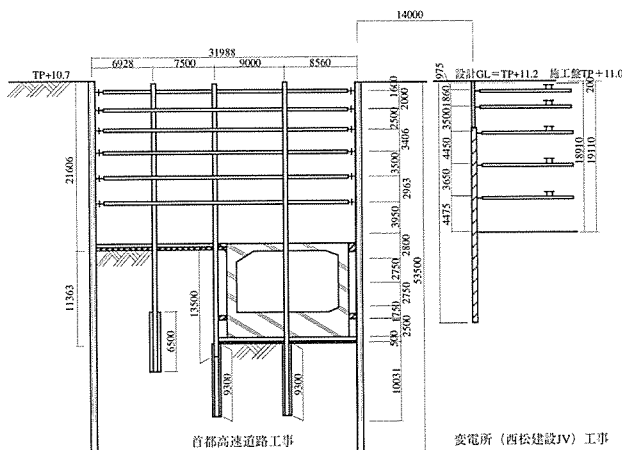


図-3 近接工事断面

3-3 山止め壁計画

本地下変電所の地階平面を図-4に、断面を図-5に示す。山止め壁の選定に当たっては、建設区域に排水の放流施設がなく、大宮層沖積低地部ではピート層が分布しているため、水位低下による影響が大きいことから地下工事の地下水の汲み上げは原則禁止とされ、掘削土内の間隙水も対応する地層に還元する指導がなされていた。したがって、地下掘削時の被圧地下水による盤膨れ防止対策としてディープウェルによる減圧は、還元井戸の設置場所の確保ができないので、完全止水による地下掘削とするため止水性と施工精度に信頼性が高いRC連続地中壁を選択した。また、第三帯水層の被圧水による盤膨れ防止に対しては、当初掘削深さが25.2mであったため、GL-54m以深の第四洪積層のDsc3層までの止水壁とする案、ニューマチックケーソン案、水中掘削案などを検討したが、変電機械を立体的に配置する設計により掘削深さが18.98mになったこと、および被圧水頭が徐々に低下して工事着手時点では、GL-8.32m (TP+1.7m) となっていたことから止水山止め壁を第二洪積層のDc2層に根入れすることで、盤膨れが生じない結果となった。しかし、第三帯水層の被圧水頭は、安全率を1.0とした場合GL-6.65m (TP+3.37m) となるが、被圧水頭GL-5.55m (TP+4.47m) に回復した場合には、盤膨れが生ずる恐れが大である。したがって、被圧水頭を常時観測しながら掘削することとし、限界水位以上の被圧が予想される場合には、1)作業講台上への載荷、2)基礎梁の工区分け施工、3)インゴットの敷き並べ、4)第三帯水層のDg1層への薬液注入等の対策を被圧の程度により選択するものとした。

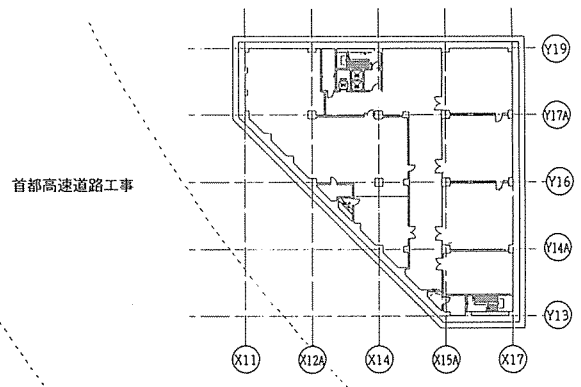


図-4 地下平面

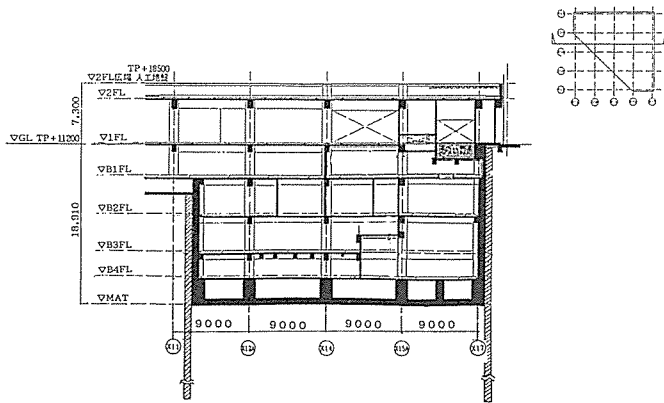


図-5 断面

3-4 山止め支保工計画

支保工は、既成鋼製切梁材による水平井桁工法とし、地下躯体の構造がSRC造であるため、外周柱の鉄骨が腹起しに当たるので、切梁をXY方向共柱型両側に配置し、柱型部分は腹起しを連続させないものとした。また、斜辺部分に対しては、火打ち切梁の架設が困難であるため、腹起しの断面性能を大きくして対処するものとした。支保工平面を図-6、その断面を図-7に示す。なお、切梁支保工のプレロードは、設計切梁軸力の30%を基準としプレローディング中の状況で増減させるものとした。

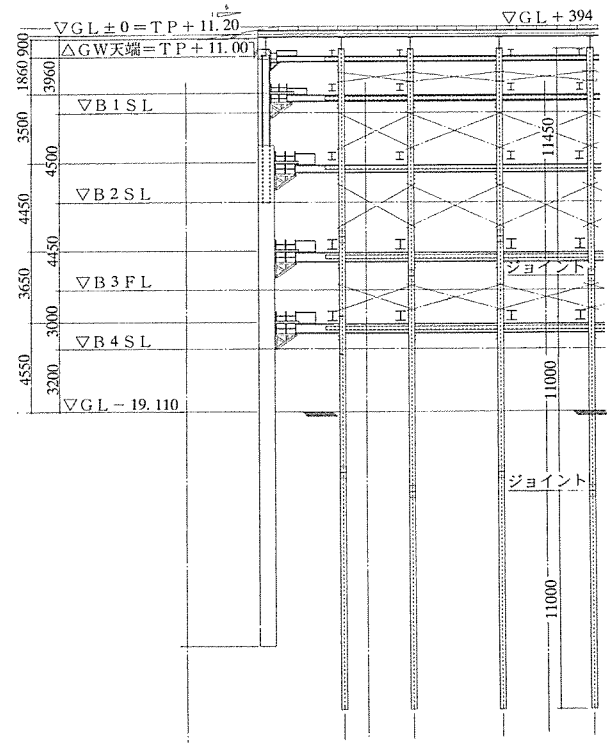


図-7 支保工断面

3-5 山止め支保工の設計

山止め支保工の設計に使用した土質構成モデルと土質定数を図-8に、弾塑性法による計算結果を表-2に示す。

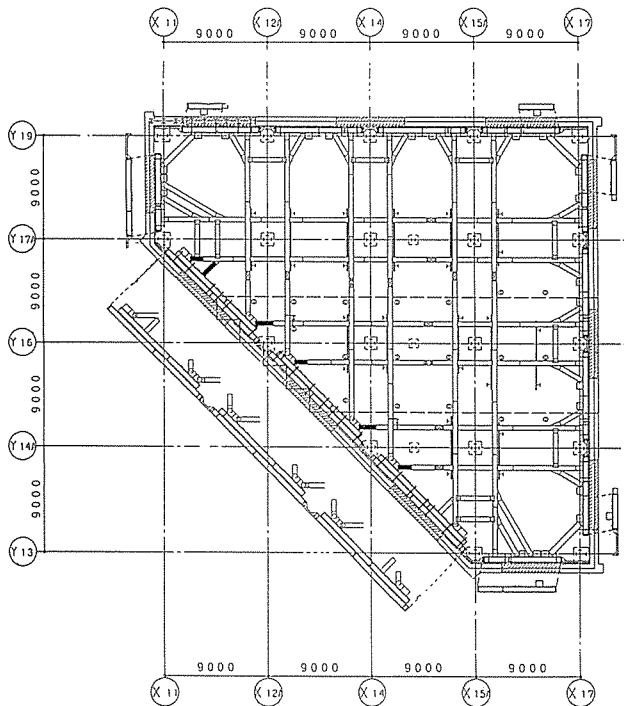


図-6 支保工平面

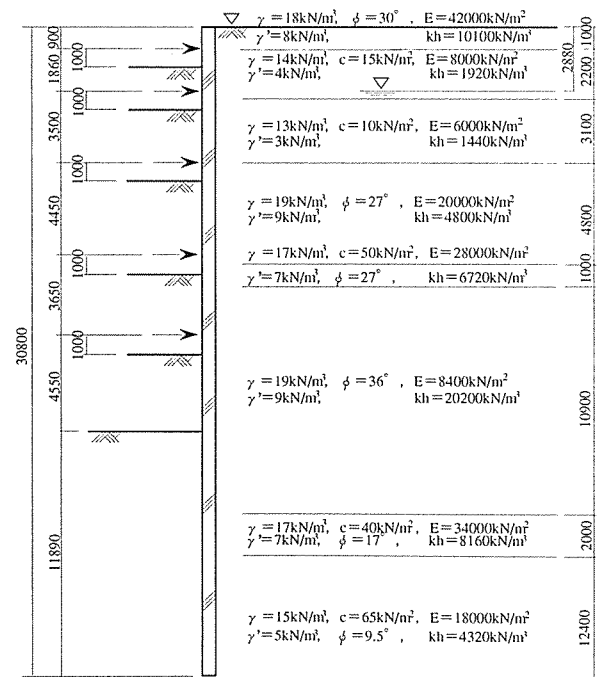


図-8 土質構成モデル

(1)山止め壁の設計

山止め壁の設計には、トンネル標準示方書(土木学会)¹⁾を用いた。ただし、掘削底面以深の弾性域の主働土圧については、無視することとした。これは、建築学会山止め指針²⁾を参考にし、弾性域の主働土圧が受働側の弾性反力と相殺されると考えたためである。なお、山止め壁の仕様を表-3に示す。

(2)支保工の設計

支保工の設計は、山止め弾塑性解析により得られた支保工反力を用い、建築学会山止め指針に従って行った。なお、その支保工仕様を表-4に示す。

(3)柱抜き部の設計

支保工配置の際、躯体の柱鉄骨が腹起しと干渉する箇所が生じたため、図-9のように型钢材を配置した。

策に対する第三帯水層の被圧水計測と周辺地盤沈下防止に対する第一・第二帯水層の水位計測を行い、近接建築物の動向と安定に関しては、山止め壁、支保工の変形および応力の計測を行った。なお、計測項目、個数および計測位置を図-10に示す。

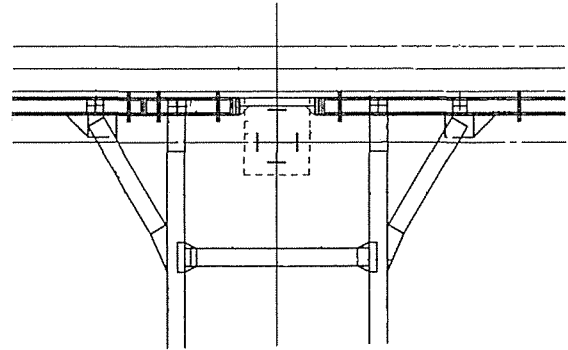


図-9 柱抜き部

§ 4. 計測管理計画

情報化施工の計測は、地下水に関連する盤膨れ防止対

表-2 切梁軸力計算結果

	掘削ステップ						切梁撤去ステップ				設計値	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
支保工圧力 (tf/m)	1 段目		3.61	4.78	1.01	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00		4.78
	2 段目			13.20	15.20	12.30	11.60	10.50	8.66	19.40		19.40
	3 段目				27.10	26.10	20.70	20.90	39.70			39.70
	4 段目					53.50	51.60	74.30				74.30
	5 段目						68.90					68.90

表-3 山止め壁仕様

泥水固化壁	一般部(検討ヶ-1)		県施設取合部(検討ヶ-2)		共同溝取合部(検討ヶ-3)	
	GL±0.0 ~GL-13.1	A _s =D29@150=42.827 cm ² /m A _s '=D29@150=42.827 cm ² /m	GL±0.0 ~GL-6.6	芯材 H-400×200×8×13@0.9m	GL±0.0 ~GL-8.26	芯材 H-350×350×12×19@1.05m
RC連続壁 F _c =270kgf/cm ²	GL-13.1 ~GL-20.7	A _s =D29@150+D29@300 =64.240 cm ² /m A _s '=D29@150=42.827 cm ² /m	GL-6.6 ~GL-13.1	A _s =D29@150=42.827 cm ² /m A _s '=D29@150=42.827 cm ² /m	GL-8.26 ~GL-13.1	A _s =D29@150=42.827 cm ² /m A _s '=D29@150=42.827 cm ² /m
	GL-13.1 ~GL-20.7	A _s =D29@150+D29@300 =64.240 cm ² /m A _s '=D29@150=42.827 cm ² /m	GL-13.1 ~GL-20.7	A _s =D29@150+D29@300 =64.240 cm ² /m A _s '=D29@150=42.827 cm ² /m	GL-13.1 ~GL-20.7	A _s =D29@150+D29@300 =64.240 cm ² /m A _s '=D29@150=42.827 cm ² /m
	GL-20.7 ~GL-30.8	A _s =D29@150=42.827 cm ² /m A _s '=D29@150=42.827 cm ² /m	GL-20.7 ~GL-30.8	A _s =D29@150=42.827 cm ² /m A _s '=D29@150=42.827 cm ² /m	GL-20.7 ~GL-30.8	A _s =D29@150=42.827 cm ² /m A _s '=D29@150=42.827 cm ² /m
	GL-20.7 ~GL-30.8	A _s =D29@150=42.827 cm ² /m A _s '=D29@150=42.827 cm ² /m	GL-20.7 ~GL-30.8	A _s =D29@150=42.827 cm ² /m A _s '=D29@150=42.827 cm ² /m	GL-20.7 ~GL-30.8	A _s =D29@150=42.827 cm ² /m A _s '=D29@150=42.827 cm ² /m

[注] RC連続壁の壁厚はt=750mm

表-4 支保工仕様

	使用部材		
	腹起し		切梁
	一般部	斜め部	
1	H-300×300×10×15	2 H-300×300×10×15	H-300×300×10×15
2	H-400×400×13×21	2 H-400×400×13×21	H-350×350×12×19
3	H-500×500×25×25	2 H-500×500×25×25	H-400×400×13×21
4	2 H-500×500×25×25	2 H-500×500×25×25	H-500×500×25×25
5	2 H-500×500×25×25	2 H-500×500×25×25	H-500×500×25×25

[注] 斜め部については表記部材を上下2段配置とする。

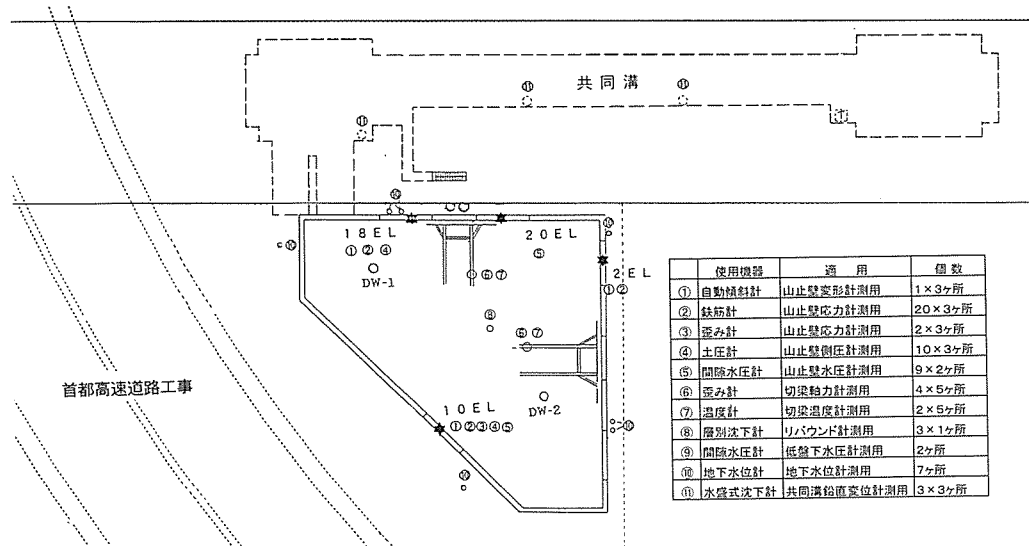


図-10 計測器位置・計測項目

4-1 地下水位計測

(1)被圧地下水位の計測

大宮泥層下部の浦和砂礫層は、透水性が高く地下掘削時の盤膨れに直接影響する被圧水層であるため、施工計画当初よりその被圧は最重要項目であった。そこで、工事着手8ヶ月前より観測井を層内3深度に設置し、各深度の被圧動向を観測した。その結果、周辺工事の進捗状況、工事敷地に隣接して稼働中のリチャージウエルの移動時期および移動場所が首都高工事を挟んだ反対側となることから、掘削完了時期には現況の被圧程度に収まると判断して、被圧水の大きさに対応した対策を立て、情報化施工で対処するものとした。

(2)自由地下水位の計測

第一帯水層である沖積層および大宮砂礫層の自由水位の低下は、ピート層が推積していることから建設建物周辺の地盤沈下を生じさせる。したがって本工事では、地下工事中は雨水および掘削土砂の間隙水の全てを第一帯水層内に注水することで水位低下を防止するものとした。

4-2 近接構造物の動向と工事安全管理計測

(1)近接構造物の動向計測

近接構造物のうち共同溝の変状計測は、本工事の山止め壁に直面する遠近外壁面内側の3ヶ所に水盛り沈下計を設置し、山止め壁の変形量計測と併せて次段階予測を行うものとした。また首都高工事に対しては、相互の山止め壁の離間距離が14.0m以上であり事前検討で両工事による相互の影響が軽微と判断できたため、両山止め壁の変形量と支保工軸力の経時変化によって予測管理するものとした。

2)安全管理計測

山止め支保工の安全管理計測は、山止め壁については変形、応力、土圧および水圧とし支保工については切梁の軸力とした。山止め壁の変形計測は自動式傾斜計を用い、壁先端の変形も常時監視できるように測定管を密な砂礫層まで延ばし不動点とした。また、応力計測は泥水固化壁部に歪み計、RC部に鉄筋計を各掘削ステップの最大モーメント付近に配置した。なお、土圧、水圧計測は主動側圧用の5点、受動側圧用の4点、弾塑性山止め解析のために1セットとして2ヶ所設置した。

4-3 設計条件の検証計測

(1)層別沈下計の計測

掘削工事では、掘削土重量の除荷によるリバウンドが生じ、被圧水の増加によっても多少は隆起が生じた。リバウンドは建物重量により構築の進捗につれて沈下し、掘削時と反対の変化を示した。この変位が設計条件と適合するか否かを検証するため、基礎下部の3深度に層別沈下計を設定した。なお、層別沈下計の経時変化を図-11に示す。

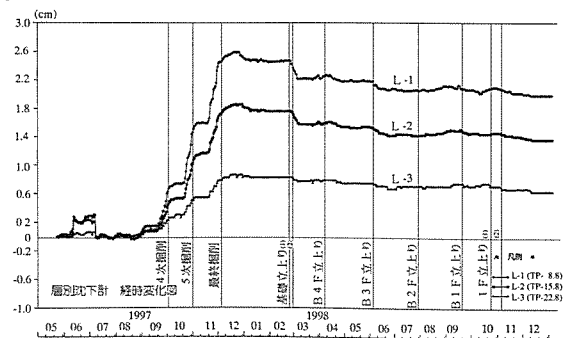


図-11 層別沈下経時記録

(2)基礎下の間隙水圧計測

建物の基礎直下の間隙水圧は、完全止水による地下掘削を行っているが、基礎下の排水を停止すると時間の経過と共に上昇することから、本地下変電所構築後上階に建設される“さいたまひろば”が完成するまでの期間中に初期の自由水頭まで水位が回復し、地下変電所部分が浮き上がる危険があるため、基礎直下に間隙水圧計を設置した。

§ 5. 山止め壁の施工

山止め壁の掘削は、壁厚750mmの油圧クラムバケット(MHL)で行った。さいたまひろば工事の地下躯体が接続する地下1階部分は、応力材に細幅H型鋼を入れた泥水固化壁とし、他はRC連壁とした。RC連壁の掘削に当たっては、溝壁保護のSMWを両側に造成した後、エレメント長さ7.0mを基準として施工した。また、山止め壁のコンクリート打設速さは、先行エレメントで10.0m/hr、後行エレメント15.0m/hrとし、この時の最大側圧は10.0tf/m²であった。また、山止め壁の止水を完全に行うためにエレメント間は鋼製の仕切り板を用い、仕切り板の後行エレメント面に注入ホース(FUKOホース)を取付け、コンクリート打設前に仕切り板をワイヤブラシとポリプロピレンを組み合わせた高圧水栓洗浄清掃機でスライム除去を行った。

§ 6. 掘削および山止め支保工の施工

地下掘削は、山止め支保工計画により6ステップで行った。各ステップの掘削時には掘削地盤の地下水位を掘削底-3.0m程度とし、内外水位差による山止め壁が掘削前変位の増大防止に留意した。また、山止め支保工の架設は、各ステップの掘削が完了した時点から開始し、完了後プロレードを設計軸力の30%以上、かつ15tf以上導入するものとし、軸力管理はジャッキ圧力を主とし、切梁歪み計の値も参考とした。

§ 7. 盤膨れ防止対策

掘削の最終ステップ開始時点での被圧水圧の経時変化と作業工程を図-12に、床付け時の盤膨れに対する管理値を表-5に示す。この時点の被圧水頭の変化は、休日に急激に上昇する傾向が見られ、捨てコンクリート打設直前の盤膨れに抵抗する土重量が最小となると、安全率F_s=1.1を下回る危険があり、年末年始の連休には、水頭の上昇が予測されるため連休前には基礎耐圧版まで打設することを目標に工程を調整した。捨てコンクリート

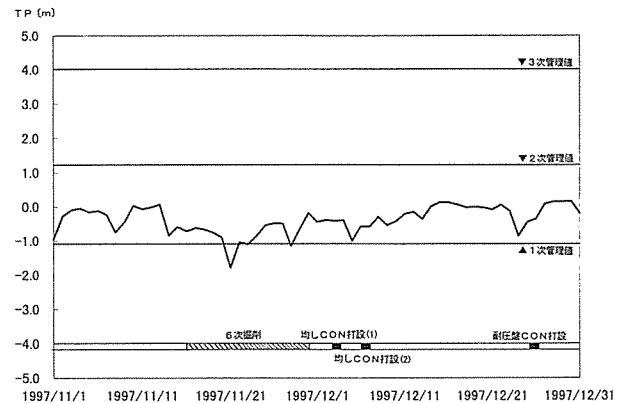


図-12 被圧水圧経時記録・作業工程

表-5 管理値

一次管理値	二次管理値	三次管理値
TP-1.09 (安全率1.2)	TP+1.23 (安全率1.1)	TP+4.01 (安全率1.0)

の打設は、床付け掘削厚を0.5mとし、掘削部は直ちに厚さ20cm打設することで休日の被圧水の上昇に対処するものとした。盤膨れ防止のための緊急対策として作業構台上に重機と敷き鉄板を載荷することおよび捨てコンクリート上に基礎鉄筋材料をおくことで安全率F_s=1.1を確保するものとした。実施工では、被圧水は管理水位以内で推移したので緊急対策を行わなかった。

§ 8. 事前解析と実測値による予測解析

山止め支保工に対する計画時の事前解析は、当社では弾塑性法で行うが本工事においては、設計監理者である東電設計(株)ではFEM解析法『W's(ダブルス)』で行った。その結果、変形の形状はFEM解析法が実測値に近似していた。

8-1 設計値と実績値の比較

掘削時におけるステップごとの変形量の最大値は、設計値とほぼ一致していた。その比較を図-13に示す。また最終掘削段階における切梁軸力の比較を表-6に示す。1~4段目切梁軸力はほぼ設計値を示しており、5段目切梁軸力は設計値に比べて小さい値であった。

8-2 逆解析と予測解析結果の検討

最下段切梁軸力が小さいことから、掘削側の受働耐力が設計値に比べ大きく塑性領域が小さいと考え、見かけの受働耐力を増やして再度山止め弾塑性解析(逆解析)

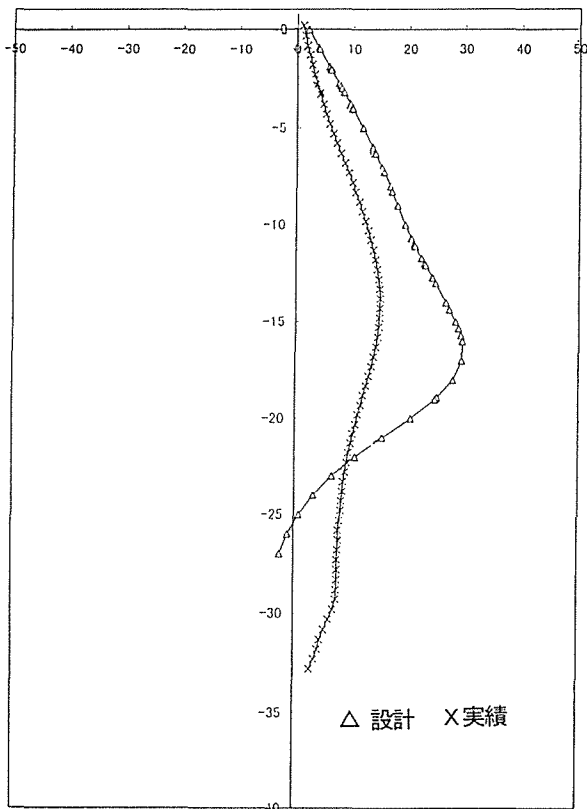


図-13 実測・設計値変形比較

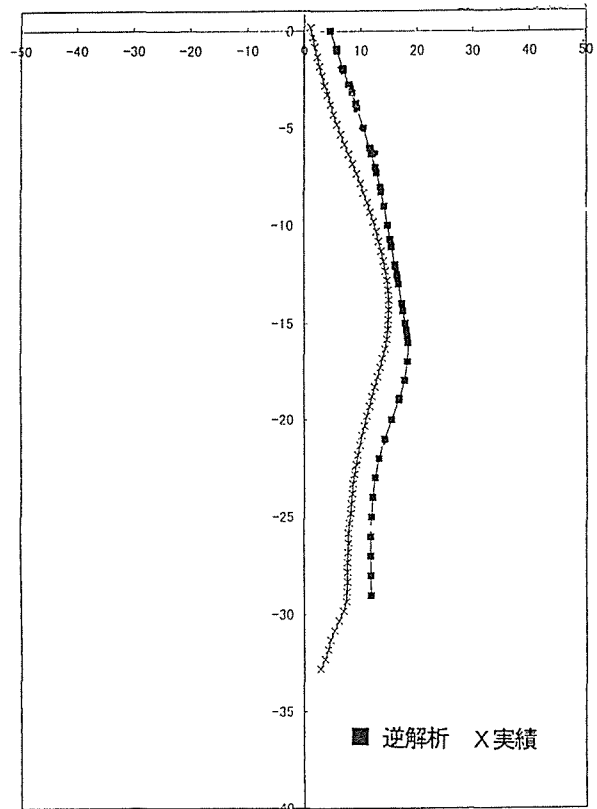


図-14 実測・解析値変形比較

表-6 切梁軸力比較

	切梁軸力(tf)					合計
	1段	2段	3段	4段	5段	
設計値	12.0	31.0	13.3	215.0	392.0	783.0
計測値	15.6	34.9	11.6	166.0	129.0	462.0

※設計値は温度応力の増分を含む

を行った。また受働耐力と共に次の条件を見直した。1) 切梁ばね定数を設計値より大きくする、2) 山止め壁の曲げ剛性を応力、変形が小さいことから剛性低下が少ないため大きくする、3) 掘削底以深の主働側圧を山止めの下端まで考える。以上の条件で見直し解析を行った結果、最終掘削時の計測値とほぼ同じ結果となった。

ここで実測値と解析値との比較を図-14に示す。また逆解析により設定した定数を用いて予測解析を行った結果、支保工の撤去ステップを簡略化することが可能であったが、施工上の安全性を考え、実施しなかった。

§ 9. まとめ

地下変電所の掘削工事に当たって、各種計測を実施し、その計測値をリアルタイムに把握し、次段階以降の予測を行う情報化施工によって、山止め支保工の仕様や周辺構築物保護に過大な仮設構造物を施すことなく、工事を慎重に進めることで安全を確保することができた。なお、被圧水圧による掘削地盤の盤膨れ防止に対しては、事前に関連情報を収集して的確な予測をすること、および状況に応じた緊急対策を立案準備しておくことが重要であり、この対応を誤ると重大な損失を引き起こす危険があると痛感した。最後に、今回の地下工事施工に当たって様々な面でご協力頂いた本社技術部、土木設計部、技術研究所に対し感謝いたします。

参考文献

- 1) 土木学会編：トンネル標準示方書（開削編）・同解説、技報堂、1986。
- 2) 日本建築学会編：山止め設計施工指針、丸善、1974。