

山王パークタワー建設工事におけるリバウンド・沈下現象

堀田 洋之 (東京支店) 中西 啓二 (設計本部) 桂 豊 (技術研究所) 浅香 美治 (技術研究所) 西川 裕 (エンジニアリング事業本部) 加藤 博巳 (東京支店)

Rebounds and Settlements during the Construction of Sanno Park Tower

by Hiroyuki Hotta, Keiji Nakanishi, Yutaka Katsura, Yoshiharu Asaka, Hiroshi Nishikawa and Hiromi Kato

Abstract

On the large-scale sakauchi (inverted) construction of Sanno Park Tower, predictive 3D FEM step analyses were performed, and behaviours of ground and underground structure were monitored.

Rebounds and settlements of ground during the construction were found to be quite affected by the water level variation, and residual rebounds were observed. Comparison between the monitoring results and the predictive analyses results showed that the past method to evaluate Young's moduli of ground was well applied by devising load conditions and moduli degradation in the analyses. Based on the results of monitoring, a method for estimating stress-strain relationships of ground considering the dependencies on both confining pressure and strain level was proposed. Differences of behaviours during rebounds and settlements were represented qualitatively by this method.

概 要

山王パークタワー建設工事において、大規模地下工事による周辺地盤への影響を最小限に抑えるため逆打ち工法が採用され、地盤の沈下性状に対する三次元有限要素法による予測解析および沈下・躯体ひずみ等の計測を行って工事の安全性と躯体の健全性について確認しながら施工を進めた。

計測結果より、リバウンド・沈下の施工の進展に伴う経時変化および平面分布の実態が把握できた。地盤の鉛直変位は地下水位の変動による影響を大きく受け、最終的にはリバウンドが卓越した。また予測解析結果との比較より、荷重条件や剛性低下に関する解析上の工夫を行うことにより既往の地盤のヤング係数設定法を用いて実現象を概ねよく表現できることを確認した。さらに地盤の応力 ひずみ関係をヤング係数の拘束圧・ひずみ依存性を同時に考慮して掘削時・構築時の現象を統一的に評価する方法を提案し、リバウンド時と沈下時の挙動の違いを定性的に表現することができた。

§ 1. はじめに

2000年1月に竣工した山王パークタワーは、東京都千代田区の永田町二丁目再開発計画の核となる超高層オフィスビルである。敷地周辺を地下鉄に囲まれており、大規模地下工事による周辺地盤への影響を最小限に抑えるため、逆打ち工法を用いると共に、設計・施工において地盤のリバウンド・沈下性状や構造躯体のひずみ・応力に関する種々の予測解析および計測を行って、工事の安全性と躯体の健全性を確認しながら施工を進めた¹⁾。

地盤掘削および建物構築に伴う地盤挙動の予測解析に際し、地盤のヤング係数は玉置らの方法^{2), 3), 4)}を基に設定した。この方法は、掘削時においては、PS検層による地層のせん断波速度から微小ひずみ時のヤン

グ係数を求め、掘削に伴う地盤のひずみに対する依存性を考慮してヤング係数を設定するものである。また、建物構築時においては、掘削終了時点の地盤の有効応力を推定し、拘束圧依存性を考慮した微小ひずみ時のヤング係数を再度設定し、その後建物構築に伴う地盤のひずみに対する依存性を考慮してヤング係数を設定するものである。

一般に、逆打ち工事では、地盤を掘削しながら建物の構築が行われるため、除荷・載荷過程が複雑であると共に、掘削による排土は平面的な分布荷重の除荷、構築による載荷は構真柱杭からの集中荷重と、荷重条件も異なってくる。そこで今回の予測解析では、逆打ち工事に特有な条件を踏まえ、従来の提案にいくつかの工夫を行なった。

本報告では、まずリバウンド・沈下の実測値を示し、

大規模な逆打ち工事に伴う支持地盤の施工時挙動の実態を述べる。次に、予測解析との比較を行い、逆打ち工事におけるヤング係数について検討する。最後に、拘束圧およびひずみに対する依存性を同時に考慮した地盤のヤング係数の設定方法⁵⁾を提案する。

§ 2. 工事概要

2.1 地盤概要

建物の敷地は東京都千代田区永田町二丁目の日枝神社および外堀通りに面した、江戸時代には溜池であった場所である。地形的には淀橋台と呼ばれる洪積台地の東縁部に当たり、台地の表面が長期間にわたって浸食されてできた浸食谷（溜池の谷）に位置し、標高TP+8~+9m 前後の平坦地となっている。図-1に敷地および建物配置を示す。敷地形状は約 200m×100m の台形状で、面積は約 15,000m²である。敷地周辺は丸の内線・銀座線・南北線の地下鉄3線に囲まれ、さらに千代田線が敷地内を斜めに横断している。

土質柱状図をP S検層の結果と共に図-2に示す。表層は層厚 2m 前後の埋土層で、GL-12m 付近まではN値が10以下の軟弱な沖積粘性土層である。その下は洪積層となり、GL-20m 付近までは東京層と呼ばれるN値30~40、せん断波速度 500m/sec 程度の砂層・礫層である。GL-80m 付近までは江戸川層と呼ばれるN値60以上の細砂層であり、所々に薄い粘性土層を挟んでいる。せん断波速度は400m/sec 前後である。さらにそれ以深は第三紀の上総層群と呼ばれる土丹層であり、せん断波速度は500m/sec 前後の堅固な層である。

地下常水位は位置によりやや異なるが GL-8m~-11m 程度である⁶⁾。

2.2 建物概要

建物はオフィス用途の高層棟（地上44階、地下4階、塔屋2階、軒高183.8m、最高高さ194.8m、深さGL-27.5m）と地域冷暖房施設を含むアネックス棟（地上2階、地下3階、深さGL-19.5m）の2棟から構成されており、これら2棟は地下鉄千代田線上部の地下1階で接続されている。高層棟基準階平面図および断面図を図-3に示す。地上部の構造形式は鉄骨造、地下階は鉄骨鉄筋コンクリート造である。基礎は2棟とも洪積江戸川砂層を支持層とする直接基礎であり、設計長期許容地耐力は1MPaである。

2.3 施工概要

本工事では、工期の短縮、掘削工事の安全性、そして即時沈下を低減し、躯体および近接する地下鉄など

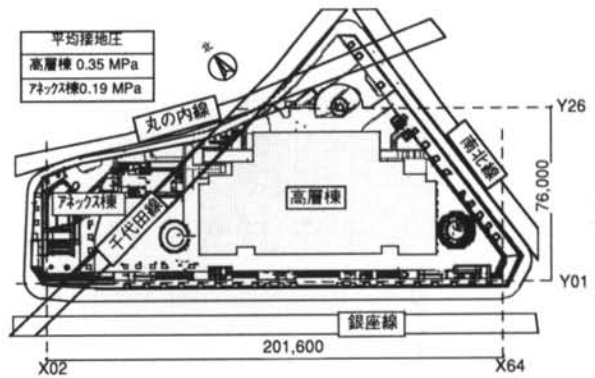


図-1 敷地および建物配置

深度 (m)	柱状図	地質名	土質名	N 値 10 20 30 40 50	湿潤密度 γ (t/m ³)	P S 検層による	
						S 波速度 Vs (m/s)	ヤング係数 E (MPa)
10	水位	表層	腐植土層		1.50	100	45
		沖積層	粘性土層		1.60	200	191
		東京層	砂層		1.90	510	1451
20		江戸川層	砂質土層		1.80	410	890
40		江戸川層	砂質土層		1.90	380	807
60		江戸川層	砂層		1.90	440	1079
80		上総層	粘性土層 砂質土層		1.85	540	1569
100		上総層	粘性土層 砂質土層		1.90	470	1226

図-2 地盤概要

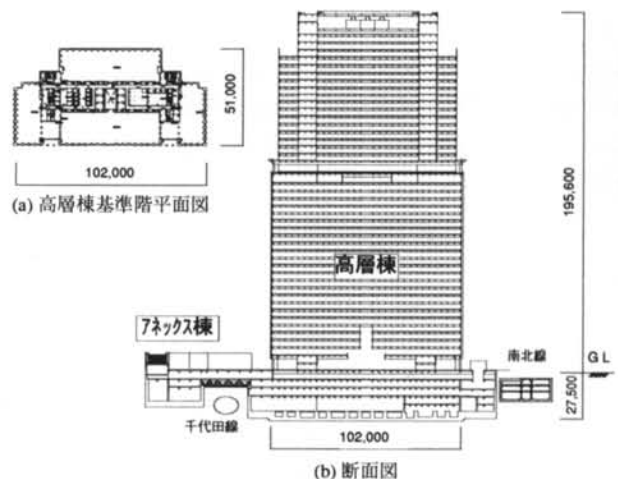


図-3 建物基準階平面図および断面図

周辺環境への影響を最小限にするため、仮設山留め壁に剛性の高いRC地中連続壁を用いた逆打ち工法を採用した⁷⁾。地中連続壁は壁厚1.0mで、2棟の地下外壁に沿ってGL-50m~-78mの江戸川層まで施工した。

逆打ち工事において基礎底盤打設までの躯体荷重を仮支持する構真柱杭は、場所打ちコンクリート杭とし、一部の軸力の大きいものについては拡底杭とした。地上部がバンドルチューブ構造で杭の間隔が小さいこと

から、軸径を $\phi 2,200 \sim 3,000\text{mm}$ 、拡底径を $\phi 3,400 \sim 3,800\text{mm}$ とし、杭の周面摩擦力を確保するため、杭長を基礎底より13~20m(杭先端深度GL-32.5m~-47.5m)と長くした。構真柱杭の杭伏図を図-4に示す。

逆打ち工事の掘削は1階から地下3階までは階毎に、地下4階については3回に分けて、計7次にわたって行った。地下躯体の構築は、各次の掘削に引き続いて上階から下階へと進行した。地下躯体の軸組図を図-5に示す。地下4階の施工には、建物中央部の基礎版打設後に周辺を掘削するアイランド工法を採用した。ドライ施工・盤ぶくれ防止のための地下水位低下工法として、リチャージディープウェルを用いた層別地下水処理工法を採用した⁶⁾。

工事の工程を、予測解析のステップ(§3.で記述)と計測(§4.で記述)期間と共に図-6に示す。

§3. 予測解析

施工時の地盤および地下躯体の挙動予測のため、地盤と地下躯体をモデル化した三次元有限要素法(FEM)に基づくステップ解析を実施した。解析に用いるヤング係数の拘束圧依存性は地盤掘削と建物構築による地盤内応力の変化を独立に求め、ひずみ依存性は玉置らの方法に依った。

逆打ち工事では、地盤掘削しながら建物構築が行われるため、除荷・載荷過程が複雑である。施工に伴う荷重は、掘削による排土重量は平面的な分布荷重の除荷、構築による建物重量は載荷は構真柱杭から集中荷重の載荷と荷重条件も異なってくる。今回、従来の提案に次のような工夫を行なった。

- ①地盤のヤング係数は基礎直下、基礎外周、およびその外側の3つの領域に分割し、施工の進展に伴う剛性評価方法を区別した。
- ②施工に伴う荷重の作用方法を、掘削(除荷)・構築(載荷)の別により解析ステップ毎に変化させた。
- ③地盤の剛性低下は各ステップにおける割線剛性の値より接線剛性を求め、荷重増分に対するひずみ増分を計算することにより考慮した。

以下、それぞれの内容について詳述する。解析結果については計測値と比較して§5.で述べる。なお、応力解析コードはMSC/NASTRANを用いた。

3.1 解析モデル

地盤掘削・建物構築による荷重変動が大きく、顕著なりバウンド・沈下が予想される高層棟に着目し、建物の対称性を考慮して高層棟の北西側1/2の範囲をモデル化した。モデル化の範囲を図-7に示す。

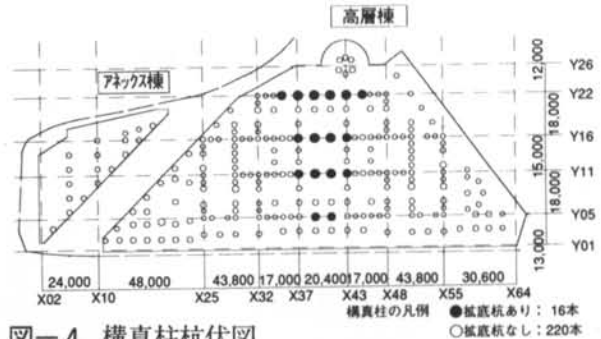


図-4 構真柱杭伏図

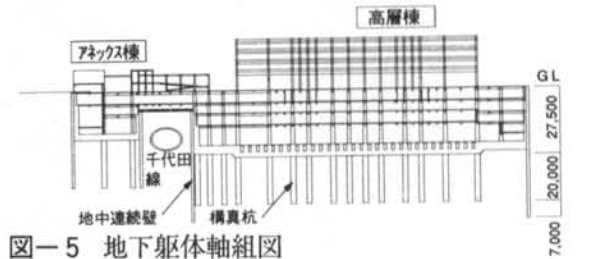


図-5 地下躯体軸組図

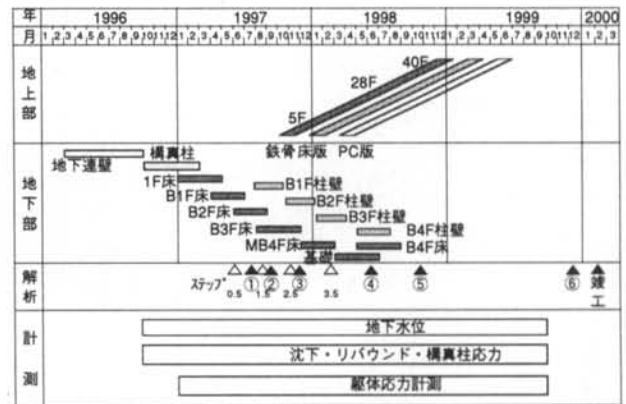


図-6 全体工程と解析ステップ・計測期間

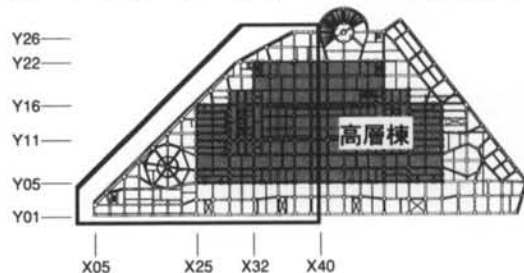


図-7 モデル化範囲(太枠内)

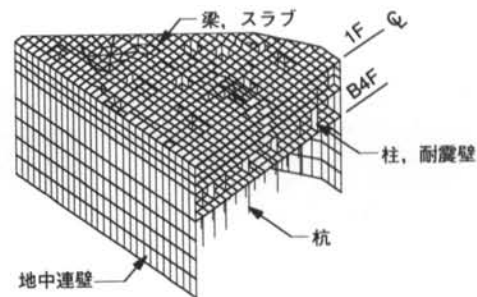


図-8 地下躯体解析モデル

建物は、地盤の不同沈下の影響が大きい地下躯体のみモデル化した。地下躯体の解析モデルを図-8に示

す。柱・梁・構真柱杭を梁（ビーム）要素で、床スラブ・耐震壁・基礎版・地中連続壁をシェル要素でそれぞれモデル化し、柱については施工段階により鉄骨柱から鉄骨鉄筋コンクリート柱へと剛性を変化させた。

地盤の解析モデルを図-9に示す。地盤モデルの大きさは、平面方向・深さ方向共に基礎幅の約2倍の範囲とし、ソリッド要素でモデル化した。境界条件はモデル下端部の境界を固定ピン支持、外周部を鉛直ローラー支持とし、対称境界は鉛直方向ローラー支持で回転を拘束した。地中連続壁の内側および基礎版底面から斜め45°の範囲に含まれる要素については3.3に示す方法により剛性低下を考慮し、その周囲の要素については考慮しなかった。なお、地中連続壁外側近傍については両者の中間的な剛性とした。

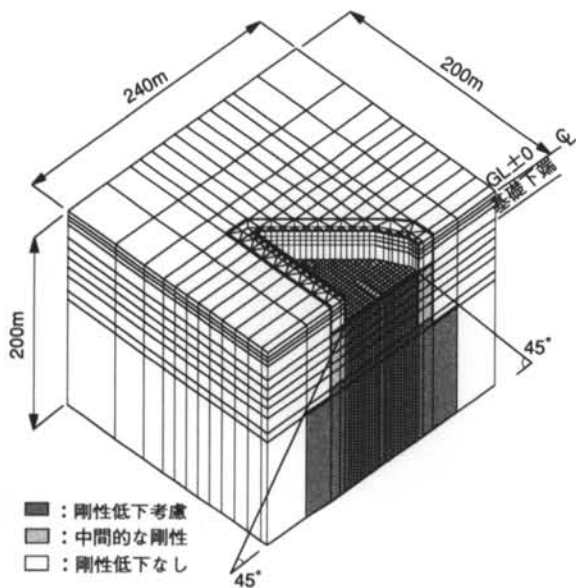


図-9 地盤解析モデル

解析モデルの概念図を図-10に示す。基礎版以浅の掘削部分の地盤剛性は考慮せず、掘削荷重としてのみ考慮した。地中連続壁と地盤とは完全付着とした。構真柱杭と地盤については、完全付着にすると躯体の不同沈下を過小評価する可能性があるため、掘削時には杭頭の接点は地盤の接点とは共有させず、基礎構築後に杭頭と地盤を一体化した。

3.2 解析ステップと荷重

解析ステップの概要を表-1に示す。各解析ステップは逆打ち工事における地下各階レベルの地盤掘削と躯体床構築に対応している。各ステップにおいて、掘削荷重は基礎下端に接する地盤要素に減少分を上向きに作用させ、構築荷重は地下躯体の自重および地上部からの荷重の増加分をそれぞれ柱位置に下向きに作用させた。掘削時の水位低下については考慮していない。また、基礎版構築後の水位上昇については、浮力分を基礎版に上向き分布荷重として作用させた。

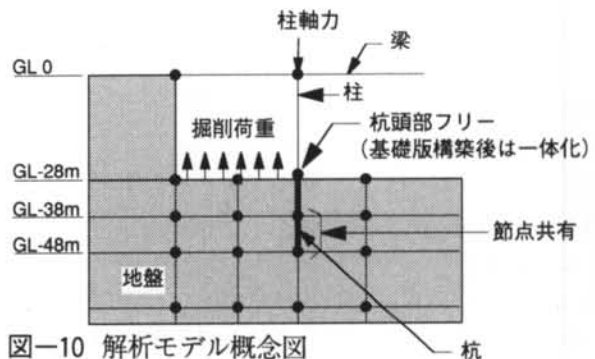


図-10 解析モデル概念図

	ステップ0.5 (1,2次掘削) ステップ1.0 (1F,B1F構築)	ステップ1.5 (3次掘削) ステップ2.0 (B2F構築)	ステップ2.5 (4次掘削) ステップ3.0 (B3F+地上部構築)	ステップ3.5 (5~7次掘削) ステップ4.0 (基礎+地上部構築)	ステップ5.0 (地上部構築)	ステップ6 (地上部構築+浮力)
施工概要図	初期地下水位: GL-11m 1F,B1F構築 1,2次掘削 構真柱(鉄骨) 連壁 杭	B1F柱SRC B1F壁構築 B2F床梁構築 13次掘削 構真柱(鉄骨)	地上階鉄骨: 5階 B2F柱SRC B2F壁構築 B3F床梁構築 14次掘削 構真柱(鉄骨)	地上階鉄骨: 28階 B3F柱SRC B3F壁構築 5~7次掘削 構真柱(鉄骨) 基礎打設荷重	地上階鉄骨: 40階 B4F柱SRC B4F壁構築 基礎版剛性評価	地上階鉄骨最上階(44階+PH2階) PHRFL 浮力(有・無)
躯体モデル	1F B1F 連壁 構真柱	1F B1F B2F 連壁 構真柱	1F B1F B2F B3F 連壁 構真柱	1F B1F B2F B3F 連壁 構真柱	1F B1F B2F B3F B4F 連壁 構真柱	1F B1F B2F B3F B4F 連壁 構真柱
荷重 kPa	掘削荷重 $\Delta w = -108$ 構築荷重 $\Delta w = 33$ 累積荷重 $w = -75$	掘削荷重 $\Delta w = -66(-174)$ 構築荷重 $\Delta w = 23(56)$ 累積荷重 $w = -118$	掘削荷重 $\Delta w = -79(-253)$ 構築荷重 $\Delta w = 37(93)$ 累積荷重 $w = -160$	掘削荷重 $\Delta w = -199(-452)$ 構築荷重 $\Delta w = 163(259)$ 累積荷重 $w = -193$	掘削荷重 $\Delta w = 0(-452)$ 構築荷重 $\Delta w = 61(320)$ 累積荷重 $w = -132$	掘削荷重 $\Delta w = 0(-452)$ 構築荷重 $\Delta w = 45(365)$ 浮力考慮 $\Delta w = -121 \sim -135$ 累積荷重 $w = -208 \sim -222$
地盤剛性	各ステップの増分累積荷重では掘削荷重の方が構築荷重より大きいので、掘削による剛性低下を考慮する。剛性低下算定には、掘削荷重の各ステップまでの累積値を用いる。				ステップ4.0以降の構築荷重による剛性低下を考慮する。浮力は基礎版構築後に考慮。地下水位の回復は初期水位の80%に設定する。	

注) 荷重の () 内数値は当該ステップまでの累積荷重を示す。荷重値の符号は鉛直下向きを正とする。

表-1 解析ステップ

初期剛性	ステップ 0.5~1.0	ステップ 1.5~2.0	ステップ 2.5~3.0	ステップ 3.5~4.0	ステップ 5.0	ステップ 6.0
45	45					
45	25 (0.56)					
191	136 (0.71)	69 (0.36)				
1451	1147 (0.79)	865 (0.60)	620 (0.43)			
890	790 (0.89)	709 (0.80)	630 (0.71)	429 (0.48)	315 (0.35)	200 (0.22)
807	764 (0.95)	730 (0.90)	692 (0.86)	586 (0.73)	540 (0.67)	343 (0.43)
1079	1049 (0.97)	1020 (0.95)	991 (0.92)	902 (0.86)	902 (0.84)	752 (0.70)
1569	1530 (0.98)	1510 (0.96)	1471 (0.94)	1383 (0.88)	1383 (0.88)	1383 (0.88)
1226	1216 (0.99)	1216 (0.99)	1206 (0.99)	1187 (0.97)	1187 (0.97)	1187 (0.97)

注) ()内は初期剛性に対する比

図-11 建物直下の地盤の割線剛性 E (MPa)

3.3 地盤のヤング係数の設定

掘削前の初期ヤング係数はP S検層結果に基づき、せん断波速度 V_s より以下の式より求めた。

$$E_0 = 2(1+\nu)\gamma \cdot V_s^2 / g \quad (1)$$

ここに、 ν は地盤のポアソン比で 0.3 と仮定した。 γ は地盤の単位体積重量、 g は重力加速度である。

地盤掘削時・建物構築時のヤング係数は、玉置ら^{2), 3), 4)}による掘削時の有効拘束圧の低下および構築時の鉛直ひずみ増大に伴う剛性低下を考慮した以下の式より、各ステップ毎に割線剛性を設定した。

$$\text{地盤掘削時: } E = (\sigma_v' / \sigma_v)_{0.4} \cdot E_0 \quad (2)$$

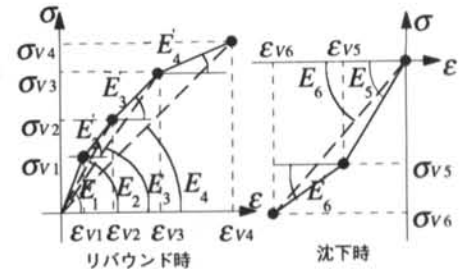
$$\text{建物構築時: } E = 0.01 \times \varepsilon_v^{-0.45} \cdot E_0' \quad (3)$$

ここに、 σ_v 、 σ_v' は掘削前および掘削後の地盤の鉛直有効応力で、Boussinesq の式より算定した。 ε_v は建物構築による地盤の鉛直方向ひずみ増分で、Steinbrenner の即時沈下式より算定した。 E_0' は掘削終了後の微小ひずみ時のヤング係数で(2)式で計算した値の最終値である。

解析に用いた地盤の初期剛性と各ステップにおける割線剛性および剛性低下率の一覧を図-11 に示す。解析には図-11 の値をそのまま用いるのではなく、図-12 に示すように各ステップにおける割線剛性 E_{n-1} 、 E_n の値より接線剛性 E_n' を求め、ステップ毎の荷重増分に対するひずみ増分を計算した。応力とひずみの絶対値は、各々の増分値を重ね合わせることで求められる。

§ 4. 計測概要

施工時の安全性、構造躯体の健全性、周辺環境への影響を確認すると共に、予測解析の結果と比較することにより仮定条件の妥当性を検証し、以後の施工計画に反映させることを目的に、地盤沈下や躯体応力等種別結果等に基づき設定した。計測機器一覧を表-2 に、



σ_{vn} : ステップ n の鉛直応力度
 ε_{vn} : ステップ n の鉛直ひずみ
 E_n : ステップ n の割線剛性
 E'_n : ステップ n の接線剛性

図-12 地盤の応力～ひずみ関係

配置図を図-13 に示す。

計測は掘削前から建物構造躯体完成後まで自動測定を実施した。計測の項目と位置は、予測システムによる管理、施工時モニタリングシステム(ウォッチャー)^{8), 9)}による監視を行った。

以下、個々の計測の内容について述べる。

4.1 沈下

地盤の深度方向の沈下性状を把握するため、直列多段式層別沈下計を3箇所を設置した。層別沈下計 SA0 と SA1 は高層棟中央部に位置し、SA0 は構真柱杭の先端付近から5深度、SA1 は基礎底盤直下から7深度の層別変位を計測している。層別沈下計 SB4 は高層棟周辺部の地中連続壁近傍に位置し、基礎底盤直下から4深度の層別変位を計測している。図-14(a)に層別沈下計の深度方向配置を示す。

また、地下躯体の平面的な沈下性状を把握するために、1階および地下3階の床の主要な柱位置の光学レベル測定を行った。

4.2 水圧

工事の進展に伴う地下水位の変動を把握し、管理を行うため、現場内に設けられた12箇所のディープウ

計測項目	計測機器	凡例	測点	計測箇所数
構真柱	ひずみ計	□	V1~V7	7
	鉄筋計	●	V1, V5, V6, V7	4
	温度計	○	V7, B1	2
大梁(1F, B1F)	ひずみ計	■	1F: B1, B2, B3, B1F: B4	8
耐震壁(B1F)	鉄筋計	■	B1F: K1, K2, K3	3
沈下	層別沈下計	▲	SA0, SA1, SB4	3
	1階床レベル計測	■	連壁頂部	10
		□	各柱位置	66
水圧	間隙水圧計	★	11箇所(WK2, 他)	11
	間隙水圧計 (ディープウ)	◎	12箇所	12

表-2 計測機器一覧

エル内、および11箇所の観測孔内に水圧計を設置し、複数深度における水圧の計測を行った。図-14(b)に観測孔WK2における間隙水圧計の深度方向配置を示す。

4.3 躯体ひずみ

構真柱および杭の軸力と偏心曲げモーメントを確認するため、地下3階・地下4階部分の鉄骨柱ウェブにひずみ計を、杭主筋には鉄筋計を設置した。ひずみ計・鉄筋計の設置位置を図-14(c)～(e)に示す。

また、短辺方向の高層部と低層部境界付近では予測解析の結果最大応力を示したため、1階および地下1階の鉄骨梁端部フランジにひずみ計を設置し、地下1階の耐震壁鉄筋には鉄筋計を設置した。鉄骨梁ひずみ計の設置位置を図-14(f)に、耐震壁鉄筋計の設置位置を図-14(g)に示す。計測を行う梁・耐震壁についてはひび割れ発生の有無を目視により観察した。

なお、温度変化による補正を行うため、気温および梁・杭のコンクリート温度を計測した。

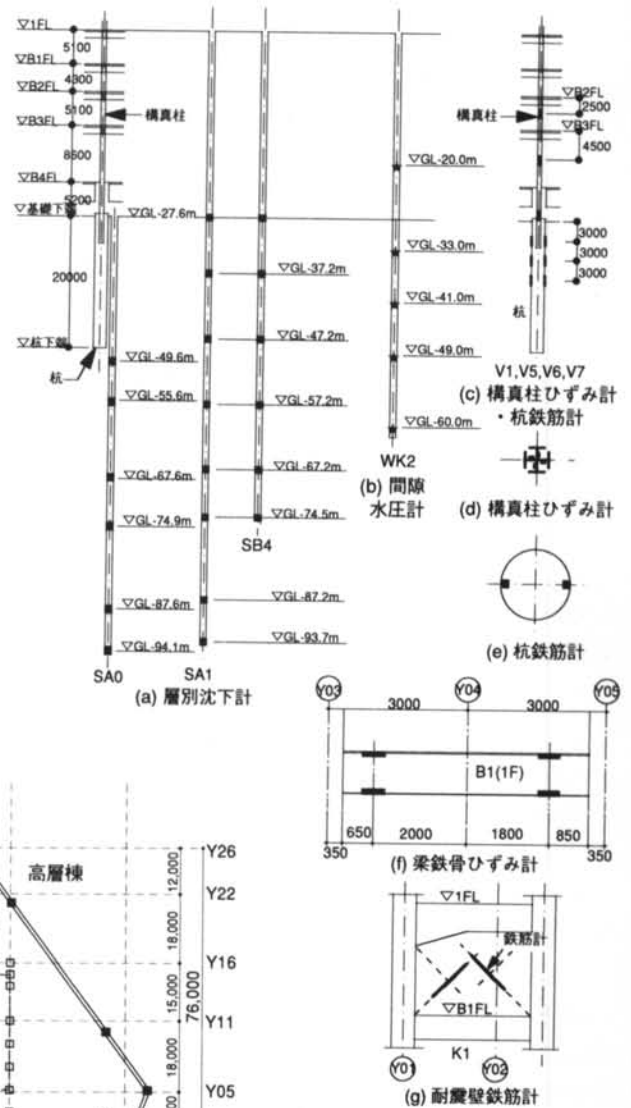


図-14 計測機器設置位置

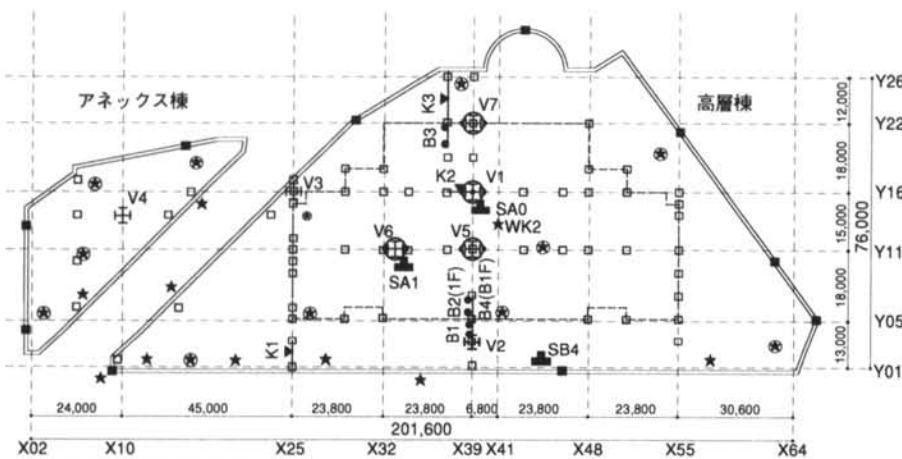


図-13 計測機器配置

§ 5. 計測結果

ここでは沈下および躯体応力の計測結果について報告および考察を行い、計測値と予測解析値を比較することにより、予測解析の妥当性検証および躯体の健全性確認を行う。

5.1 地盤の鉛直変位

5.1.1 深度方向分布

層別沈下計による地盤鉛直変位の深度方向分布を図-15に示す。リバウンドの最大値は掘削終了時(1998/4/1)に発生し、掘削底面で15~18mm、杭先端で8~13mm程度である。また、躯体構築終了時(1999/4/1)においても各測点ともリバウンドが卓越している。特にSB4測点においては、掘削終了時から

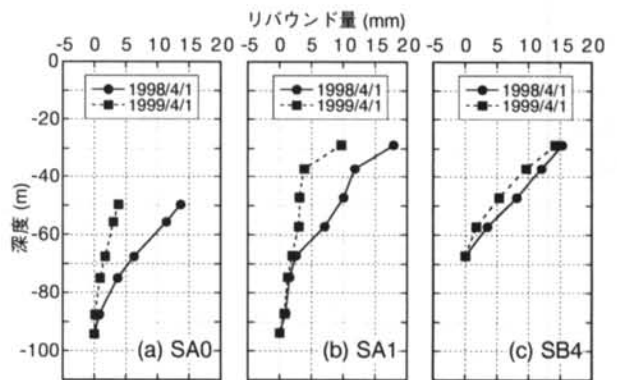


図-15 地盤鉛直変位の深度方向分布

ほとんど沈下していない。他の2測点においては躯体荷重の増加に伴い最大で10mm程度の沈下が見られるが、SA0測点では各層で沈下しているのに対し、SA1測点ではGL-67m以深ではほとんど沈下していない。平面位置の違いや杭の有無により、地盤の応力状態が両

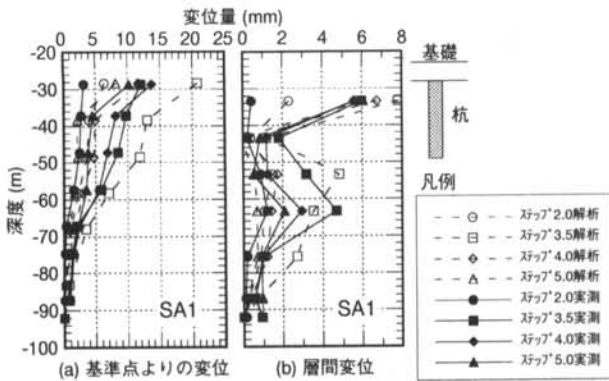


図-16 地盤鉛直変位深度方向分布の実測値と解析値の比較

測点でやや異なっていることが考えられる。

SA1 測点における計測結果を予測解析結果と比較して図-16(a), (b)に示す。実測ではステップ2.0までは変位は直線的で、杭と地盤は一体として挙動しているが、ステップ3.5以降は杭頭部変位が大きく、杭と地盤に相対変位が生じたものと考えられる。また、杭中間部から先端間の地盤は杭に拘束されて層間変位が小さいが、杭先端以深の層間変位が大きくなっており、杭によって地盤の見かけの剛性が高くなっていることがわかる。これは解析結果の傾向と一致している。

5.1.2 経時変化

地盤の鉛直変位および地下水位の経時変化を地上部建物高さ、掘削深度と共に図-17に示す。地下水位低下・掘削・地下躯体構築という逆打ち工事の施工サイクルに従って、地盤変位はリバウンドと沈下を繰り返しながら推移している。各施工サイクルにおいて地下水位の低下と地下躯体の構築はほぼ同時期に行われたため両者の影響は必ずしも分離できないが、1997年7月前後の揚水試験による急激な水位低下の際に沈下が生じていることなどから、地下水位の変動による地盤の有効応力の変化が、地盤変位に大きな影響を与えていると考えられる。

中央部の掘削が完了した1998年3月頃までは全体としてリバウンドの進行が卓越する傾向にあるが、その後地上部躯体荷重の増加に伴い沈下に転じている。1999年4月段階で躯体工事はほぼ完了し、地下水位の回復に伴い多少のリバウンド傾向は見られるが、1999年10月の計測終了段階では沈下はほぼ収束したと見られる。

SA1 測点における実測値と予測解析値を比較して、基準点からの鉛直変位の経時変化を図-18(a)に、層間変位の経時変化を図-18(b)に示す。各深度における変位の実測値と解析値の経時変化は比較的良好一致している。掘削によるリバウンド量および構築に

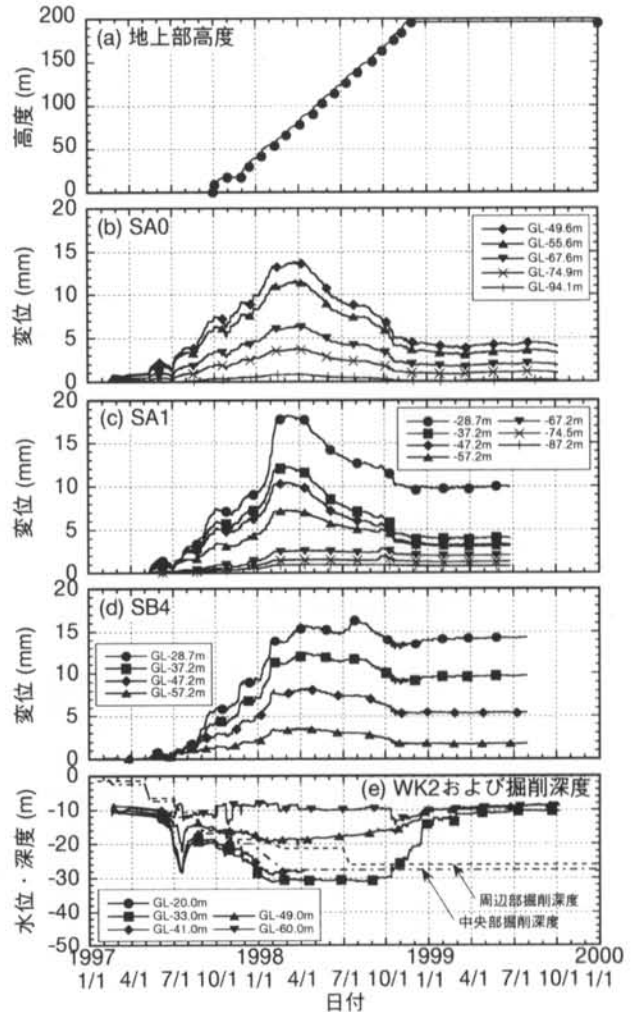


図-17 地盤の鉛直変位と地下水位の経時変化

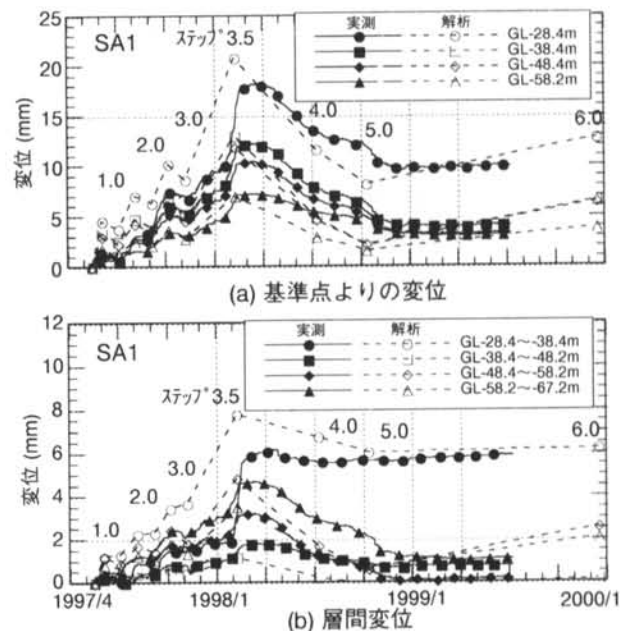


図-18 地盤鉛直変位経時変化の実測値と解析値の比較 (SA1 測点)

よる沈下量の実測値は解析値よりやや小さい。

地下水位と沈下の関係では、ステップ3.0~3.5間に生じた水位低下により、掘削時リバウンド量は減少している。また、ステップ5.0以降の水位上昇に伴う浮力に対しては、図-18(b)からわかるように、解析では杭先端 (GL-48.4m) 以深でリバウンドが生じているが、実測値ではどの層にも顕著な浮き上がりは生じることはなく横這い状態となっている。

以上より、掘削荷重および構築荷重に対する地盤のモデル化および剛性評価については、地下水位の変動を必ずしも適切に表現できていない点はあるものの、§ 3. に述べた解析上の工夫を行うことにより概ね妥当な結果を得られたと考えられる。

5.2 躯体床鉛直変位

高層棟短辺方向 X39 通りにおける1階床の鉛直変位分布を図-19(a)に、中央部の1階床鉛直変位の経時変化を図-19(b)に、それぞれ予測解析値と比較して示す。掘削時のリバウンドおよび構築時の沈下の傾向は相似しているものの、リバウンド量・沈下量共に実測値は解析値を下回っている。また、解析ではリバウンドと沈下の傾向が明瞭に出ているのに比べ、実測値ではあまり明瞭ではない。これは予測解析において掘削地盤をモデル化しなかったこと、杭頭と地盤の接点を最初から共有しなかったこと、光学レベルによる測定の精度による影響と考えられる。

X39 通りにおける地下3階床の沈下性状を図-20に示す。地下3階構築後からの計測であるが、地下4階部分の掘削に伴い一旦リバウンド傾向を示し、その後沈下に転じていることがわかる。いずれの測定時点においても周辺部に比べ中央部の沈下量が大きく、下に凸の沈下性状を示している。

5.3 躯体応力・ひずみ

5.3.1 構真柱・杭の軸力

図-21(a), (b)に地下4階の構真柱および杭頭部の軸力の経時変化を示す。地下4階構真柱の軸力は鉄骨柱であるステップ4.0までは解析値と実測値は一致している。ステップ4.0以降は鉄骨鉄筋コンクリートとなるため実測値の軸力の増加は小さくなり、軸力がコンクリートに負担されたと考えられる。

ステップ4.0で基礎版が打設され、それ以降は上部からの荷重を地盤と杭の両方で負担するため、杭の軸力の増加は鈍化すると考えられるが、ステップ5.0までは解析値と実測値はよく一致している。また、ステップ5.0以降は、地下水位の上昇に伴う浮力により圧縮軸力が低下している。低下軸力は杭の支配面積に浮力を乗じた値にはほぼ等しい。解析で

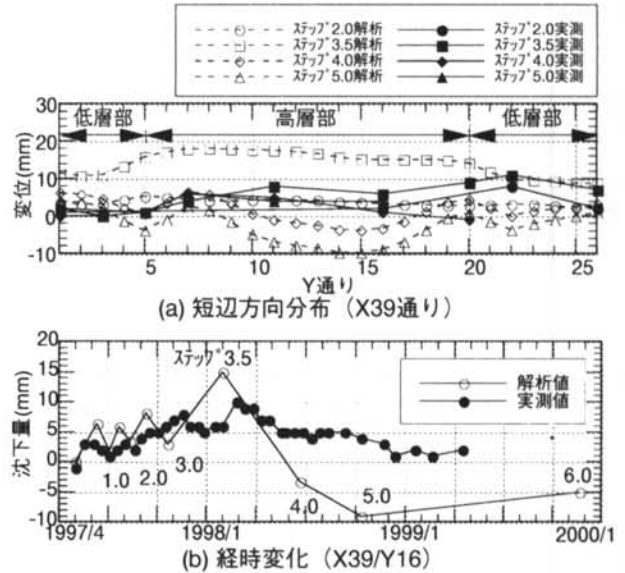


図-19 1階床鉛直変位

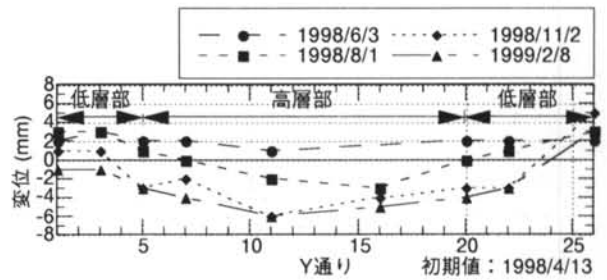


図-20 地下3階床短辺方向鉛直変位分布 (X39 通り)

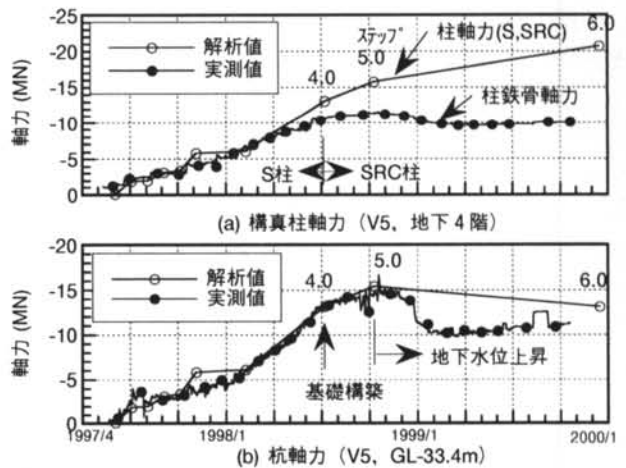


図-21 構真柱・杭の軸力の経時変化

は浮力はステップ6.0で考慮しているため、ステップ5.0以降では実測値と異なった値となっている。

以上より、地下水位変動の影響評価に関する課題はあるものの、荷重の設定や力の伝達方法については概ね妥当であったと考えられる。

5.3.2 梁・耐震壁のひずみ・応力

高層棟1階外周境界梁の鉄骨曲げひずみの経時変化を図-22に、高層棟地下1階外周部の耐震壁に斜め方向に設置した鉄筋計のひずみ値から算定した

鉄筋応力の経時変化を図-23に示す。計測値は許容値の1/3~1/5程度であり、また目視による観察でも不同沈下によるひび割れは認められず、施工中の地下構造躯体の健全性が確認できた。

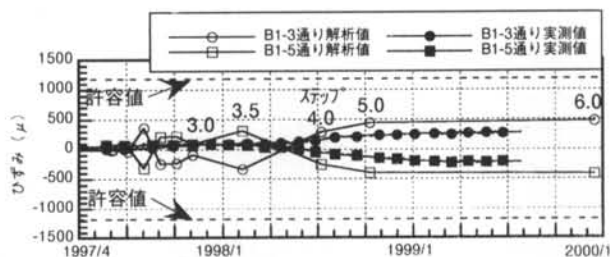


図-22 地下1階梁鉄骨曲げひずみの経時変化

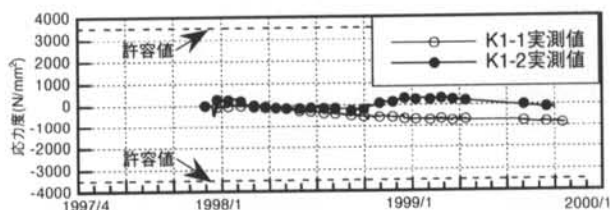


図-23 地下1階耐震壁鉄筋応力度の経時変化

§ 6. 地盤の応力-ひずみ関係

前章における実測値と予測解析値の比較より、§ 3. で述べた解析上の工夫を行うことにより、従来の地盤のヤング係数設定法を用いても実現象を概ね表現できることを確認した。しかしこの方法は、地盤掘削が完了した後に建物構築を行う順打ち工事における実測結果から得られたものであり、リバウンド時と沈下時におけるヤング係数の拘束圧・ひずみに対する依存性を異なる計算式で評価している。今回の事例のような逆打ち工事においては、地盤を掘削しながら建物の構築が行われるため、除荷・載荷過程が複雑で掘削時・構築時を明確に区別することが困難であり、施工段階に応じた地盤のヤング係数の設定を統一された方法で行う必要がある。

ここではまず、リバウンド・沈下の実測結果より地盤の応力 ひずみ関係を求め、剛性低下の実態、測定位置や深度による特徴について考察する。次に応力~ひずみ関係の実測値を双曲線関数を用いて近似することにより、パラメーターの拘束圧・ひずみに対する依存性を検討する。さらに、一定拘束圧下の応力 ひずみ関係を想定することにより、ヤング係数の拘束圧とひずみに対する依存性を同時に考慮しつつ、掘削時・構築時のリバウンド・沈下現象を统一的に評価する方法を提案する。

6.1 実測から求めた地盤の応力-ひずみ関係

層別沈下計の計測結果に基づく地盤の応力~ひずみ関係を4つの層に関して図-24に示す。鉛直有効応力は施工段階毎に各層中央深度における全土被り圧に予測解析で用いた躯体荷重を加え合わせ、各層内もしくは最寄りの深度の水圧計による間隙水圧を差し引くことにより算出した。ひずみは層間変位を層厚で除した値とした。

いずれの層においても、リバウンド時の性状は値の違いこそあれ概ね似通っており、ひずみの増大および鉛直有効応力の減少に伴い剛性が低下している。

変位が沈下に転じた後の挙動は平面位置および深度により大きく異なっているが、全体としてリバウンド時に比べて直線的な挙動を示している。高層棟中央部では最終的に有効上載圧がほぼ掘削前の値に戻ったにもかかわらず、リバウンド側にひずみが残留している。

SA0 測点ではリバウンド時の初期剛性とほぼ同じ勾配で沈下が進行している。

SA1 測点におけるGL-28.7~37.2m間のひずみ量はリバウンド時の値に比べて極めて小さい。この深度には構真柱杭が設置されており、同じ期間における杭体ひずみ量は地盤の1/2~1倍程度であることから、この範囲の地盤は密に打設された杭に拘束され、全体が一体となって挙動していると考えられる。GL-47.2m以深におけるひずみ量が比較的大きく、沈下が主として杭の先端以深で生じていることが、それを裏付けている。

GL-67.2m以深では、SA0 測点において沈下方向にひずみが進行しているのに対し、SA1 測点において

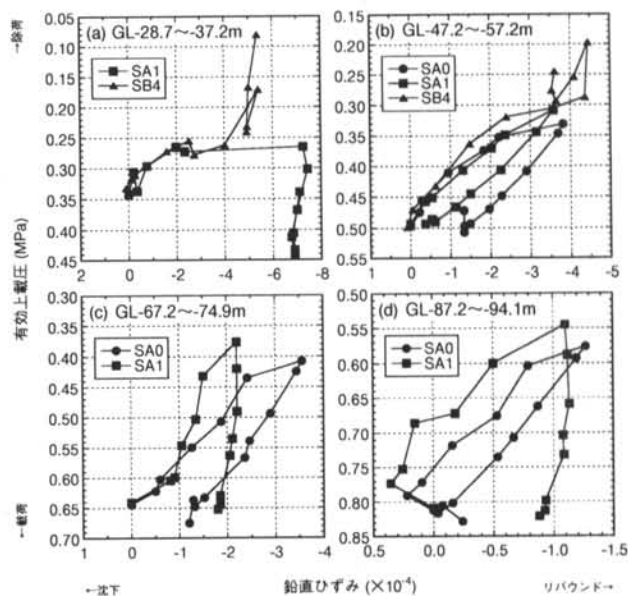


図-24 実測値から求めた地盤の応力~ひずみ関係

は計算上応力が増加しているにもかかわらずほとんどひずみ量の変化は見られない。杭の有無により荷重の影響範囲や応力集中度がやや異なっている、あるいは建物の中央とやや端部寄りという平面位置の違いによる応力状態の違いが考えられる。

SB4 測点では地上部分の躯体荷重の増加はないが、杭先端以深のGL-47.2~57.2mでは沈下方向にひずみが進行している。中央部の荷重が深さ方向に広がりながら周辺部に伝達されているためである。

地下躯体工事終了後の地下水位の回復により、GL-67.2m以浅の層では有効応力が減少しているが、リバウンド方向のひずみはそれほど顕著ではない。杭設置深度においてはその拘束効果によりひずみが抑えられたと考えられるが、杭先端以深においては逆に沈下方向のひずみが進行している。

SA1 測点におけるリバウンド時の各層の応力~ひずみ関係を比較して図-25に示す。初期有効拘束圧の小さいGL-47.2m以浅では、 1×10^{-4} 程度のひずみ領域から明らかな剛性低下が見られるが、深さが増加するにつれて剛性低下の生じるひずみは大きくなり、GL-74.5m以深では剛性低下はほとんど見られない。初期拘束圧に対する応力変化の割合が小さいこと、初期剛性が大きいため発生するひずみの絶対量が小さいことによると考えられ、地盤の変形特性を評価する上で有効拘束圧とひずみの2つの要因を同時に考慮する必要があることを示している。

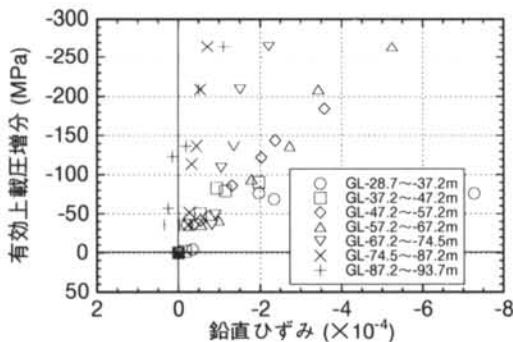


図-25 リバウンド時の各層の応力~ひずみ関係 (SA1 測点)

6.2 初期ヤング係数の拘束圧依存性

実測値から得られた地盤の応力~ひずみ関係を、次式に示す双曲線関数

$$\sigma'_v = \sigma'_{vmax} - \frac{\sigma'_{vmax}{}^2}{E_0 \varepsilon + \sigma'_{vmax}} \quad (4)$$

ここに、 E_0 : 初期ヤング係数、

σ'_{vmax} : 最大鉛直有効応力 (漸近線)

を用いて近似し、ヤング係数の拘束圧依存性・ひず

み依存性を検討した。検討は主として江戸川層の洪積砂からなるGL-87.6mまでの層に関して行った。なお、建物構築時の沈下、水位回復に伴う浮き上がりに関しては、GL-47.2mまでの層は地盤が密に打設された杭に拘束され異なった挙動をしていると考えられるため、検討から除外した。

検討を行う上で以下の仮定を行った。

- ①地盤は深度によらず一様とし、地盤定数の差異は有効拘束圧及びひずみの大きさのみに依存する。
 - ②地盤変形は一次元 K_0 状態とし、静止土圧係数は層全体で拘束圧・ひずみによらず一定値を取る。
- したがって、各深度における有効拘束圧は有効上載圧の定数倍となるため、以後有効上載圧 σ'_v を有効拘束圧に代わる尺度として用いる。

なお、②の仮定については建物荷重の分散により建物端部や深い位置においては必ずしも成り立たないと考えられるが、値の極端なデータのみを検討から除外するにとどめた。

各除荷曲線・再載荷曲線の双曲線関数による回帰分析から求められた初期ヤング係数 E_0 と初期有効上載圧 σ'_{v0} の関係を、図-26に示す。べき関数による回帰分析の結果、両者の関係は、かなりばらつきが大きいものの、

$$E_0 = 1740 \sigma'_{v0}{}^{0.48} \quad (5)$$

となり、ヤング係数が有効上載圧の0.4乗に比例するという既往の知見⁴⁾とほぼ一致する傾向を示している。また、せん断波速度より式(1)を用いて求めた微小ひずみにおけるヤング係数の値(図-2, 図-11)と図-26のデータ範囲および式(5)の値はほぼ対応している。

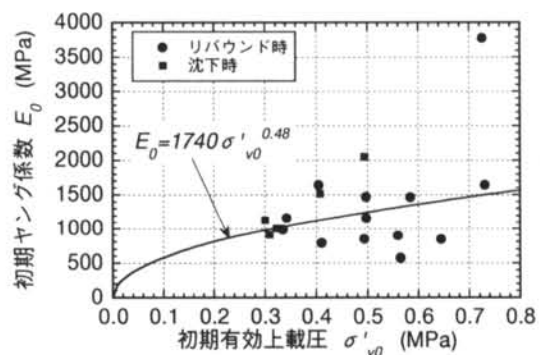


図-26 初期有効上載圧と初期ヤング係数の関係

6.3 一定拘束圧下の応力 ひずみ曲線の検討

地盤のヤング係数の拘束圧依存性とひずみ依存性を分離して評価するため、ここで「一定拘束圧下における応力 ひずみ曲線」の概念を導入する。図-27に示すような一定の有効拘束圧における応力 ひずみ曲線群を想定すると、掘削に伴うリバウンド(除荷)時には拘束圧の大きい曲線上から

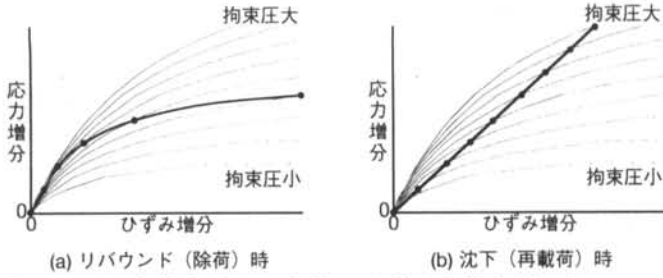


図-27 一定拘束圧下の応力～ひずみ曲線を用いた
リバウンド・沈下時の挙動の表現

小さい曲線上へ移動しながら推移するため、剛性の低下が顕著となる。逆に建物構築に伴う沈下（再載荷）時には拘束圧の小さい曲線上から大きい曲線上へ移動するため、直線的な挙動となる。

一定有効上載圧における応力～ひずみ曲線は、実測値より以下のような方法で求められる。

- (1) 各応力～ひずみ関係の双曲線近似結果より、ある有効上載圧に達した点での除荷又は再載荷始点からの有効応力増分およびひずみ増分を抽出する。
- (2) 有効上載圧毎に有効応力増分とひずみ増分の関係プロットし、式(5)より計算した初期ヤング係数を用いて再度双曲線関数による回帰分析を行う。

一定有効上載圧 0.55MPa の場合を例に取る。図-28(a), (b)に示す実測値を近似した曲線が有効上載圧 0.55MPa の線と交差する点における、除荷開始あるいは再載荷開始からの応力増分 $\Delta\sigma'_v$ およびひずみ増分 $\Delta\varepsilon_v$ を求める。各層の除荷・再載荷曲線のそれぞれに関して、このような $\Delta\sigma'_v$ と $\Delta\varepsilon_v$ の組み合わせを求め、プロットしたものが図-29 である。式(5)に $\sigma'_{v0}=0.55\text{MPa}$ を代入して得られる $E_0=1300\text{MPa}$ に初期ヤング係数の値を固定し、最大鉛直有効応力 σ'_{vmax} のみをパラメータとして再度双曲線関数により近似したものが図中の実線である。

0.3～0.7MPa の一定有効上載圧 σ'_v に関して求められた最大鉛直有効応力 σ'_{vmax} を図-30 に示す。 σ'_{vmax} はほぼ σ'_v に比例し、次式で表現できる。

$$\sigma'_{vmax} = 1.37\sigma'_v \quad (6)$$

式(4), (5), (6)を用いて計算した一定有効上載圧下の応力～ひずみ曲線群を図-31 に示す。

6.4 提案法による計算結果と実測結果の比較

提案した方法に基づいて計算した施工時の地盤の応力～ひずみ関係と実測結果を4つの層に関して比較して図-32 に示す。

計算に用いた式はばらつき大きいデータに関して回帰分析を繰返し行って得られたものであるため、実測値との対応は必ずしもよくない。検討を行う上で仮定し

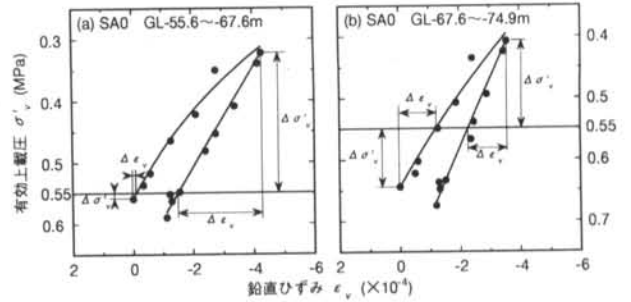


図-28 一定拘束圧下の応力～ひずみ曲線の求め方
(一定有効上載圧 0.55MPa の場合)

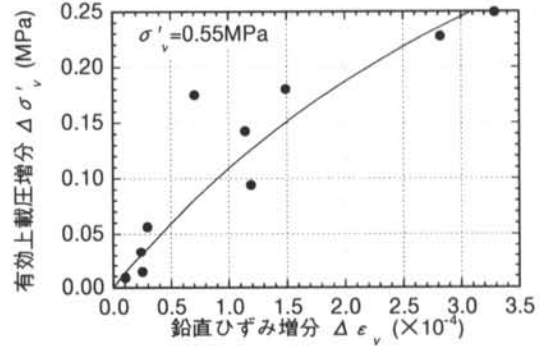


図-29 一定有効上載圧 0.55MPa における
応力～ひずみ曲線

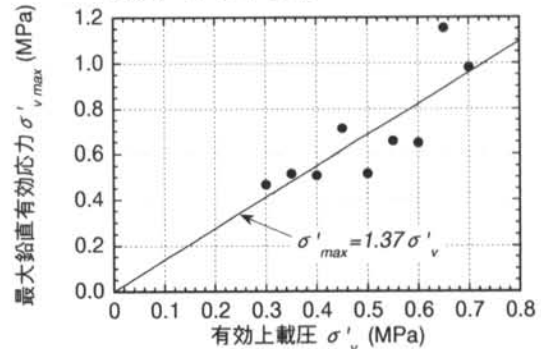


図-30 有効上載圧と最大鉛直有効応力の関係

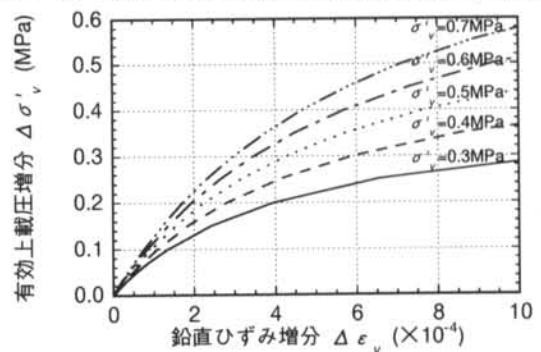


図-31 一定有効上載圧下の応力 ひずみ曲線群

た一様地盤・一次元 K_0 変形の条件が、必ずしも妥当ではない点もあると考えられる。特にリバウンド時の最大鉛直ひずみの値は、剛性低下がかなり進んだ状態でもあり、(a), (c)に示すように計算値と実測値とはやや差が見られるものもある。また、(d)は建物荷重が増加しない状態で地下水位のみが回復したため、有効

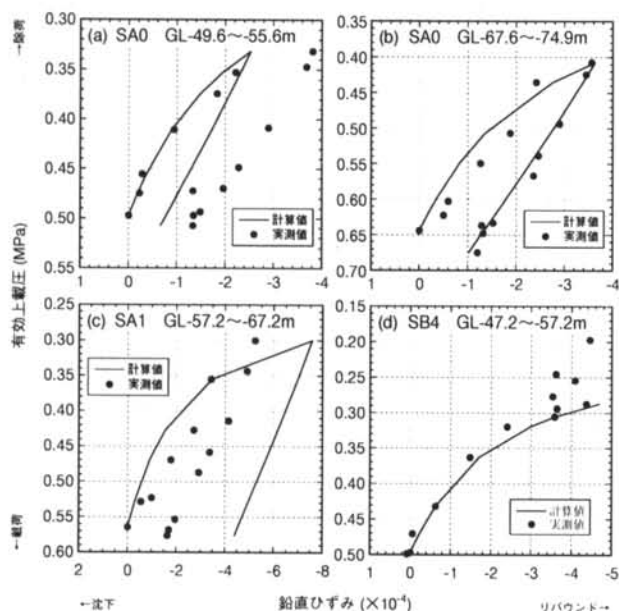


図-32 提案法による計算結果と実測結果との比較

鉛直応力が減少し、双曲線関数で表現できる範囲から外れてしまった ($\Delta\sigma > \sigma_{v, max}$) 例である。

しかし、リバウンド時初期や沈下時の勾配については計算値と実測値はよく一致しており、リバウンド時・沈下時の挙動の違いを定性的に表現できている。

§ 7. 結論

山王パークタワー建設時の逆打ち工事において、事前に予測解析を実施、施工時には種々の計測を行い結果の比較検討・分析を行った。結果を以下にまとめる。

(1)大規模な逆打ち工事における支持地盤のリバウンド・沈下現象の経時変化・平面分布を把握した。掘削終了時の掘削底面におけるリバウンド量は15~18mmで、躯体荷重増加に伴う沈下量は平面位置や深度により異なったが、最終的にリバウンドが卓越した。また地下水位の変動に伴う地盤内有効

応力変化の影響が大きいことを確認した。

(2)予測解析結果と実測結果を比較することにより、玉置らの地盤のヤング係数設定法の適用性を検討した。①地盤の剛性低下を考慮する範囲を地盤内の応力状態に応じて設定する、②掘削時の排土重量を上向き分布荷重、構築時の建物重量を構築柱位置への下向き集中荷重として与える、③解析ステップ毎の割線剛性より接線剛性を求め増分解析を行う、等の工夫により、実測結果を概ねよく表現できることを確認した。しかし今回の解析は地下水位の変動の影響を適切に考慮しているとは言えず、逆打ち工事の複雑な除荷・載荷過程を表現する上で、掘削時と構築時の地盤のヤング係数を異なる式から求めることに伴う困難が指摘できる。

(3)地盤の応力~ひずみ関係をヤング係数の拘束圧・ひずみ依存性を同時に考慮して掘削時・構築時の現象を統一的に評価する方法を提案した。一定拘束圧下の応力~ひずみ曲線群を想定し、地盤掘削・建物構築時には、それらの曲線群上を有効拘束圧の変化に応じて移動すると考えるものである。実測値との比較によりリバウンド時と沈下時の挙動の違いを定性的にはあるが表現できることを確認した。しかし地盤の剛性低下が進んだ領域や応力変動が大きい場合の定量的な評価については、仮定条件の検討も含めて今後の課題である。

本工事で得られた知見を今後の設計・施工に生かしていくと共に、施工時の挙動をより適切かつ簡便に評価できるシステムの構築に取り組んでいきたい。

謝辞

本工事における検討・計測にあたり、三菱地所株式会社、山王共同ビル建設工事共同企業体、施工・計測業者の皆様、そして社内関係諸氏に数々のご支援・ご助言を頂きました。ここに深く感謝し、厚く御礼申し上げます。

<参考文献>

- 1) 加藤博巳, 桂豊, 磯田和彦, 中西啓二, 加藤晋平, 吉原正, 仲林清文, 西川裕, 堀田洋之, 浅香美治, 澤田昇次: “都心に建つ超高層建物の逆打ち工事における沈下解析と計測 その1~その5”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, 1999, pp. 739~748.
- 2) 玉置克之, 桂豊, 岸田了: “施工時の鉛直変位測定に基づく支持地盤のヤング係数”, 清水建設研究報告, Vol. 55, 1992, pp. 11~20.
- 3) 玉置克之, 岸田了, 桂豊, 社本康広: “支持地盤のヤング係数の推定方法”, 清水建設研究報告, Vol. 55, 1992, pp. 21~29.
- 4) 玉置克之, 桂豊, 岸田了: “掘削および構築時の支持地盤のヤング係数の変化”, 日本建築学会構造系論文報告集, Vol. 446, 1993, pp. 73~80.
- 5) 堀田洋之, 桂豊, 浅香美治: “逆打ち工事における実測値から求めた地盤の応力~ひずみ関係”, 第35回地盤工学研究発表会平成12年度発表講演集, 2000, pp. 357~358.
- 6) 高坂信章, 三宅紀治, 岡口澄夫, 仲林清文, 高杉麻里子: “山王共同ビル建設工事における層別地下水処理工法の適用”, 清水建設研究報告, Vol. 69, 1999, pp. 13~24.
- 7) 千石忠重, 本間修編: “再開発地区計画のすべて 山王パークタワー”, 永田町二丁目地区開発協議会, 2000.
- 8) 山本裕治, 岡田敬一, 三田彰: “イントラネットを用いた施工時モニタリングシステム”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, 1997, pp. 687~688.
- 9) 山本裕治, 岡田敬一, 三田彰: “イントラネットを用いた遠隔計測管理システム”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, A-2, 1998, pp. 417~418.