

OWS山留め壁にかかる側圧と変形

——サンワ東京ビルでの実測結果——

金谷 祐二 宮崎 祐助
佐藤 寛 森脇 登美夫

Lateral Earth Pressure and Deflection of Slurry Concrete Wall

—Results of Measurements during Excavation
for the Sanwa-Tokyo Building—

Yuji Kanatani Yusuke Miyazaki
Hiroshi Sato Tomio Moriwaki

Abstract

Last fall, the Sanwa-Tokyo Building was completed at Otemachi in Chiyoda-ku, where the subsoil consists of thick alluvial layers of soft and compressible deposits. The excavation for this building was carried out in sections within slurry concrete walls built by the OWS-SOLETANCHE METHOD, and the depth of the walls was about 24 m. Many measurements were conducted to obtain basic data for safety and design of the slurry concrete walls during excavation.

This paper deals with the lateral earth pressures and the deflections of the slurry concrete walls out of the results of the measurements, with the other results to be explained in detail in a paper to follow.

概 要

サンワ東京ビルは、昨年秋、千代田区大手町に竣工したが、この地区には一般に有楽町層とよばれる軟弱な沖積粘性土が厚く堆積している。その地下工事は、掘削深さがほぼ 24m、高層部に逆打ち工法、低層部に順打ち工法が採用されるなど大規模なもので、山留め壁には OWS-SOLETANCHE 壁が使用された。本工事場では、地下工事の安全管理と設計・施工面での基本的資料を得る目的で、i) 山留め壁に作用する側圧と水圧、ii) 掘削に伴う山留め壁の変形、iii) 仮支柱下および基礎版下の地盤反力分布、iv) 掘削および上部構造物の建設に伴う支持層のリバウンドおよび沈下、等の各種測定を実施した。

本文は上記項目のうち、山留め壁に作用する側圧と水圧および掘削に伴う山留め壁の変形性状について報告するもので、他の項目については、さらに詳細な解析・検討を加えてつぎの機会に報告したいと考えている。

1. 序

OWS-SOLETANCHE 壁(以下、OWS 壁とよぶ)のように剛な山留め壁に作用する側圧が、掘削工事の進行に伴って減少することは、現在までの測定例から確認されており、機会をとらえて発表してきた^{1)~4)}。

サンワ東京ビル新築工事現場において、昭和46年10月から昭和47年7月までの約10ヵ月間、2パネルのOWS壁にかかる側圧、水圧およびOWS壁の変形について測定を行ない、側圧分布および側圧と変形との関係を定性的にとらえることができた。本報文中では、そのうち逆打ち工法部分に配置した1パネルの測定結

果について報告する。

なお、本文でいう側圧とは、土圧および水圧など山留め壁にかかる荷重を総称したもので、Lateral Pressure の意味である。

2. 測定概要

2.1. 測定地の地盤

当工事場の所在する千代田区大手町は、神田川下流に発達してできた沖積谷に位置しており、その地盤は図-1のボーリング柱状図に示すように、地表面から、沖積粘性土層、上部東京層、東京礫層、下部東京層という東京下町低地の典型的な地盤構成をなしている。

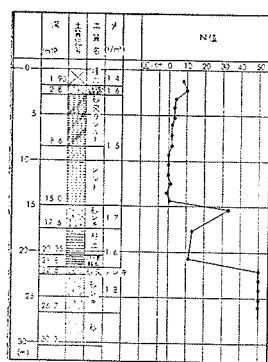


図-1 ポーリング柱状図

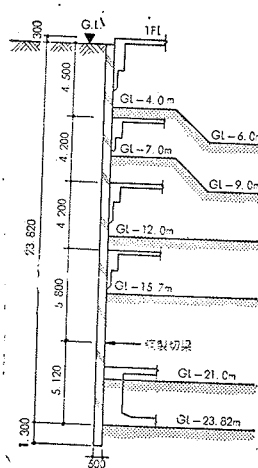


図-2 掘削状況図

このうち沖積層は、地表面から深さ17.5mまでで、 $N=0\sim3$ の軟弱なシルトが主体となっている。また、東京礫層はG.L.-22.5m以深-26.7mまでにみられ、OWS壁はこの東京礫層に約1.3m根入されている。

2.2. 工事概要

建物の規模は、高層部で地上25階、地下2階である。

掘削深さはG.L.-23.82mで、高層部では地下構造体を支保工の代用とする逆打ち工法、低層部では1Fの床を逆打ちとし、以下順打ち工法が採用された。

図-2は、掘削状況を示したもので、測定に関連のある高層部の根切り山留め工事の概要を以下に記しておく。

- (1) 山留め壁 (OWS-SOLETANCHE 壁)

壁長	500mm
施工深さ	25.120m
根入れ長さ	1.300m
- (2) 掘削工事

1次掘削	G.L. -4.000m (敷地中央部はG.L. -6.0m)
2次掘削	G.L. -7.000m (敷地中央部はG.L. -9.0m)
3次掘削	G.L. -12.000m
4次掘削	G.L. -15.700m
5次掘削	G.L. -21.000m
6次掘削	G.L. -23.820m
- (3) 支保工の位置 (逆打ち工法、5段のみH鋼)

第1段	G.L. -1.200m
第2段	G.L. -5.030m
第3段	G.L. -9.230m
第4段	G.L. -13.700m
第5段	G.L. -18.700m
- (4) 山留め壁の設計側圧

当工事場で採用した山留め壁の設計側圧分布を、図

—5に併記しておいたが、この分布は近隣で実測した側圧分布を基本にし、さらにi) Rankine式、ii) 建築学会基礎構造設計規準式によって算定した側圧分布を考慮して決定したものである。その結果、設計側圧に対する側圧係数(K)には、地表面から深さ15mまでの軟弱な埋土層およびシルト層部分で、 $K=0.57$ (但し、 $\gamma_t=1.6t/m^3$) 程度の値を採用している。

2.3. 測定方法

測定は、山留め平面 (50m×150m) の長辺で、かつ高層部の逆打ち工法を採用した部分のほぼ中央で行ない、背面側に上載荷重など特殊条件のない場所を選定している。

側圧および水圧の測定は、G.L.-2.0m～-24.5mの間に、差動トランス型の土圧計を2.5m 間隔に10個、水圧計を5m 間隔に5個設置して行なっている。計器の取付け方法としては、計器を装着した800×500×12mmの鉄板を鉄筋かごとともに掘削溝内に入れ、コンクリート打設前にオイルジャッキによって、計器の受圧面を掘削溝表面に押しつける方法を採用している (詳しくは文献2)を参照のこと)。

壁体の変形測定は、山留め壁内に埋設したガイドレール付きの塩化ビニールパイプに差動トランス型の傾斜計をそう入し、これから各点 (1m ごと) の傾斜角を測定し変形量 ($\delta=\Delta l \cdot \sin \theta$) を求める方法を採用している。

測定に使用した計器の示様はつぎのとおりである。

- 土圧計および水圧計 (差動トランス型)

受圧面の直径	: 148mm
厚さ	: 60mm (土圧計), 70mm (水圧計)
受圧面のひずみ	: 0.2mm (受圧面直径の1/750)
精度	: $\pm 0.5\%$
- 傾斜計 (差動トランス型)

測定範囲	: 600分
精度	: 5分以内

3. 測定結果およびその考察

本章では、山留め壁に作用する側圧と土圧・水圧および掘削に伴う山留め壁の変形の測定結果について、若干の考察を加えて報告する。なお、本文でいう土圧は、各測点における土圧計の測定値すなわち側圧値から水圧計の測定値を差引いたもので、水圧が測定されていない部分では、水圧の分布図から読みとった値で算定している。

3.1. 側圧・土圧および水圧

3.1.1. 掘削前の側圧および水圧 計器の設置は、掘削工事の始まる約1ヵ月前に行なっているが、設置

時のオイルジャッキによる加圧の影響は、だいたい1～2週間程度で消滅しており、それ以後、測定値は安定状態に入っている。本文では、掘削前の側圧および水圧として、この安定状態における値を採用している。

(1) 側圧について

図一3は、掘削前の側圧および水圧分布を示したもので、このうち側圧分布は地表面から深さ15mまでの区間でほぼ深さに比例して増大する三角形分布を示しており、側圧係数(K)は0.6程度である。

図一4は、側圧分布について当敷地内のものと、大手町および内幸町での実測結果とを比較したものである。これによると、当敷地内の側圧分布は近隣のものとよく一致しており、この地区におけるすべての測定値は、土の湿潤単位体積重量(γ_t)を1.6t/m³としたときの側圧係数 K=0.6~0.8 の直線内に包含されている。

この期間の側圧値を長期の外力とみなすことは若干問題もあるが、一応これを OWS-SOLETANCHE 壁を地下構造体として利用する場合の外力とすれば、当敷地周辺での長期の側圧として、次式に示される程度の値を考慮しておけばよいようである。

$$P_z = (0.6 \sim 0.8) \gamma_t \cdot Z \quad (\text{t/m}^2)$$

ここに、

P_z : 深さ Z における側圧 (t/m²)

γ_t : 土の湿潤単位体積重量 (t/m³)

Z : 地表面からの深さ (m)

(2) 水圧について

図一3によると、水圧分布は皇居のお堀に近いせいか比較的大きく、深さ10mまで静水圧分布に近い値を示しているが、それ以深ではほぼ直線的に減少し、東京礫層内で水圧がほとんどない状態になっている。これは、大手町および内幸町での実測結果にもみられる

傾向で、東京礫層からのビルディング用水の吸み上げが原因と考えられる。

このようにビルディング用水の吸み上げのはげしい地域では、水圧は必ずしも静水圧を示していない。したがって、この水圧の分布性状を定量的に把握できれば、より正確な側圧の設定と、より適切な地下壁等の設計が可能となろう。

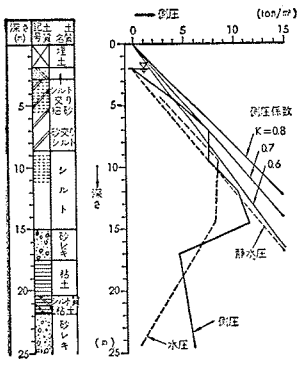
3.1.2. 掘削期間中の側圧・土圧および水圧

(1) 側圧について

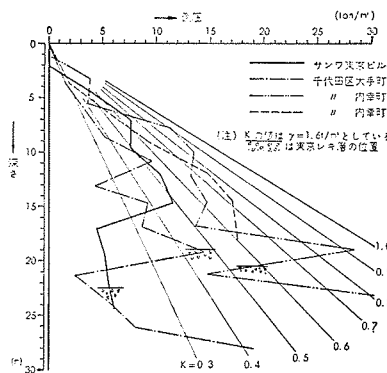
図一5は、各次掘削終了時における側圧、土圧および水圧分布をまとめたものである。これによると、掘削期間中の側圧分布は、掘削の進行に伴って減少していくが、その過程は複雑である。すなわち、1次、2次掘削等の比較的浅い掘削段階においては、地表面から根切り底まで側圧がほぼ一様に減少し、その影響は深さ20m前後にまで及んでいる。しかし、3次、4次掘削以後の比較的深い掘削段階になると、側圧はその掘削段階における根切り底付近およびそれ以深での減少が大きく、地表面に近い部分ではむしろ増大する傾向にある。

側圧係数(K)は、上述したように全掘削期間にわたり一様に減少するというのではなく、むしろ比較的初期の掘削段階でその減少率が大きい³⁾。すなわち、1次、2次掘削で K=0.6~0.5、3次掘削以後で K=0.4 となっており、RC 地中壁を仮設の山留め壁として使用する際の設計側圧としては、掘削段階によって、例えば前後2段階くらいに分けて側圧を決定すれば、より経済的な設計ができよう。しかし、現在のところ資料不足なので、当地区における土留め支保工の設計に使用する設計側圧としては次式に示される程度の値を採用すればよいだろう。

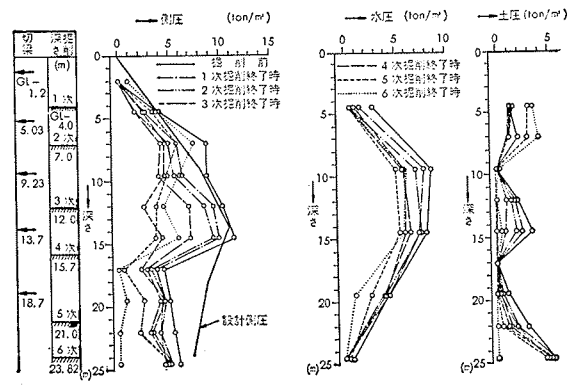
$$P_z = (0.5 \sim 0.6) \gamma_t \cdot Z \quad (\text{t/m}^2)$$



図一3 掘削前の側圧および水圧分布



図一4 掘削前の側圧分布 (周辺での実測結果との比較)



図一5 掘削期間中の側圧・土圧および水圧分布

(2) 土圧について

図-5によると、深さ10mと深さ17m付近で土圧が「0」となっているが、一応深さとともに増大しており、掘削の進行に伴って土圧が減少する傾向もみられる。しかし、測定値のバラツキは大きく、これは粘性土地盤での測定結果にみられる一般的な傾向といえる。したがって、砂質地盤の場合には、側圧を土圧と水圧に分けて考えることも可能であるが、当敷地のような粘性土を主体とする地盤では、土圧と水圧を分離する有効力学的な考え方は難しく、全応力的な考え方すなわち側圧として外力を取り扱った方がよいであろう。

(3) 水圧について

この期間の水圧分布は、4次掘削までほぼ一様に減少しているが、5次、6次掘削になると深さ15m以深の部分で急激に減少している。この水圧の減少は、掘削深さの増大に伴い地下水が静水状態から動水状態に移行したためと考えられる。表-1は、水圧の分布図から求めた地下水位をまとめたもので、全掘削期間を通じてあまり変動していないことがわかる。

このように、RC山留め壁に作用する水圧の大きな特徴は、掘削期間中、地下水位の変動を伴わず量的に減少することである。

掘削前	1次掘削終了時	2次掘削終了時	3次掘削終了時	4次掘削終了時	5次掘削終了時	6次掘削終了時
2.0	3.3	4.3	4.0	3.5	4.0	3.7

表-1 掘削期間中の地下水位 (単位: G. L.-m)

3.1.3. 実測側圧と設計側圧との比較 図-5で、各掘削段階の根切り底より上方について実測側圧と設計側圧とを比較すると、実測側圧分布は設計側圧分布の内側におさまっている。

表-2は、根切り底より上方の実測側圧量、設計側圧量および安全率(設計側圧量/実測側圧量)をまとめたものである。なお、ここでいう側圧量とは地表面から根切り底までの側圧を積分したものである。これによると、安全率は2~3が全掘削期間を通じて確保されている。

以上のことから、本工事で採用した設計側圧分布は、

掘削段階	掘削深さ (GL-m)	実測側圧量 (t/m)	設計側圧量 (t/m)	安全率 (=設計側圧量/実測側圧量)
1次掘削	4.0	2.16	7.22	3.34
2次掘削	7.0	6.12	16.24	2.65
3次掘削	12.0	22.86	46.78	2.05
4次掘削	15.7	40.95	89.18	2.18
5次掘削	21.0	53.74	115.12	2.14
6次掘削	23.82	58.38	170.94	2.93

表-2 実測側圧量と設計側圧量との比較

土留め支保工の設計側圧として十分な安全性を有するものであったといえよう。

3.2. 壁体の変形

3.2.1. 実測結果 図-6は掘削工事期間中の壁体の変形をまとめたもので、山留め壁の変形は、はじめ片持バリのような変形性状を示し、掘削工事の進行に伴って弓形の変形に移行していくことがわかる。この傾向は、筆者らが実施した他の工事場の測定例にもみられるものである。

すなわち、切梁が架設されていない1次掘削では、その掘削深さの4~5倍程度の深さを支点とするような片持バリの変形性状を示す。つぎに、切梁が架設された2次掘削以後では、図-7に示すように弓形の変形に漸次移行していく。そして、壁体の変形が完全な弓形となる4~5次掘削以後になると、地表面に近い部分での壁体の変形量は、1次掘削のときよりもむしろ減少する傾向さえみせる。

一般に、1次掘削のときに生ずる壁体の変形は比較的大きく、その後の掘削段階においても、この変位量は残留するようである。したがって、とくに軟弱地盤地域における掘削工事で周辺地盤に及ぼす影響を最小限にするためには、1次掘削の根切り深さを浅くして1段切梁を地表面近くに架設するとか、プレロード工法により変形を押し戻す等の措置をし、1次掘削で生ずる変形をなるべく小さくする必要があろう。

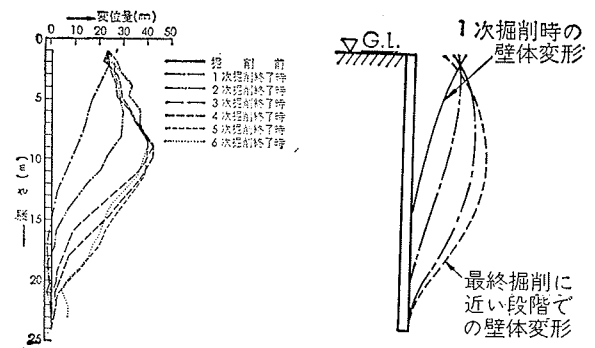
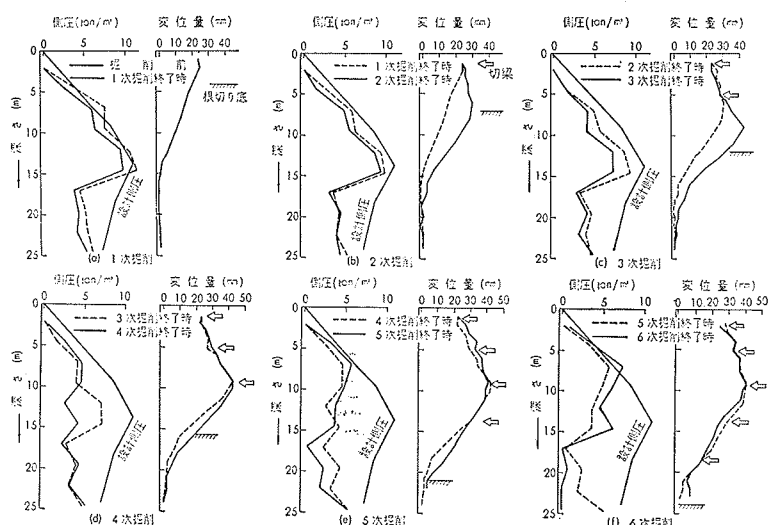


図-6 掘削期間中の壁体変位 図-7 壁体の変形パターン

3.2.2. 壁体の変形と側圧変化 掘削工事の進行に伴う側圧の変化、とくに側圧の減少は、地下水が動水状態に移行することによる水圧の減少と、壁体の変形に伴う土圧の減少とによるものと考えられるが、ここでは主として側圧の減少と壁体の変形との関係についてのべてみる。

図-8は、各掘削段階前後における側圧分布と壁体の変形を比較したものである。これによると、1次、2次掘削の段階で、側圧の減少が深さ20m付近にまで及んでいるということは、壁体の変形が同じように下部まで及んでいることと一致している。また、1次掘



図一八 各掘削段階における山留め壁の変形と側圧変化

削では、壁体の変形量が大きい上部で側圧の減少も大きい。

つぎに、山留め壁の変形性状が片持バリから弓形へと移行する2次掘削以後になると、最下段切梁付近の変形が最大となり、その上方で壁体が背面側に變形して側圧は増加し、下方では壁体が掘削側に撓んで側圧は減少している。

壁体の変形と側圧の変化について以上のことを要約しその一般的なパターンを図示すると、図一九のようになるといえよう。

4. 結語

本測定で判明したRC地中壁に作用する側圧、水圧および変形等について以下に列記する。

(1) 止水性のよいRC地中壁に作用する側圧は、水圧の分布形態を継承し、深さに比例して増大する三角形分布を示す。

(2) 本測定地周辺での長期の側圧としては、次式に示される程度の値を考えればよいだろう。

$$P_z = (0.6 \sim 0.8) \gamma_t \cdot Z \quad (\text{t/m}^2)$$

ここに、

P_z : 深さ Z における側圧 (t/m²)

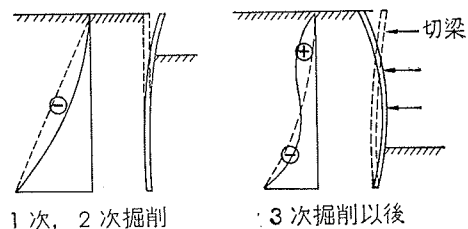
γ_t : 土の湿潤単位体積重量 (t/m³)

Z : 地表面からの深さ (m)

(3) 本測定地周辺での掘削期間中における側圧として次式に示される値を採用してよいだろう。

$$P_z = (0.5 \sim 0.6) \gamma_t \cdot Z \quad (\text{t/m}^2)$$

(4) 水圧は、地表面から深さ10m前後まで静水圧分布に近い値を示しているが、それ以深では直線的に減



図一九 壁体の変形と側圧の変化

少し、東京礫層で「0」となっている。またこの種の山留め壁に作用する水圧の大きな特徴は、掘削期間中、地下水位の変動を伴わず量的に減少することである。

(5) 壁体の変形は、はじめ片持バリのよう変形性状を示し、掘削工事が進むにつれて弓形の変形に移行しており、側

圧もそれに即応した変化をみせている。また、本測定地のように軟弱層が厚く堆積する地域で掘削を行なう場合、1次掘削のときに生ずる壁体の変形は比較的大きい。したがって、周辺地盤への影響を最小限にするためには、1次掘削の根切り深さを浅くして1段切梁を地表面近くに架設するとか、プレロード工法により変形を押し戻す等の措置をし、1次掘削で生ずる変形をなるべく小さくする必要があろう。

(6) 実測側圧と設計側圧を根切り底より上方の部分で比較すると、2~3の安全率が確保されており、本工事で採用した土留め支保工用の設計側圧は妥当なものであったといえよう

なお、本測定は㈱三和銀行ならびに㈱日建設計、当社サンワ東京ビル工事事務所の方々の協力によって実施されたもので、ここに厚く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 金谷・宮崎：剛壁にかかる土圧測定；日本建築学会論文集（1966, 1967）／第2回土質工学発表会講演集（1967）
- 2) 金谷・宮崎：OWS壁にかかる土圧の測定結果報告；大林組技研所報 No. 2（1968）
- 3) 金谷・宮崎他：RC山留壁にかかる側圧；日本建築学会学術講演梗概集（1972）／第7回土質工学発表会講演集（1972）
- 4) 金谷・宮崎：剛な山留壁の変形と土圧変化；土と基礎189号（1973）