実測例にみる砂地盤の山留め側圧—国立国会図書館別館工事— Field measurement of the lateral pressure on a diaphragm wall in sand —The national diet library annex—



Ξ

(T.P.)

au -10

账 -20

-30

1. はじめに

山留め壁や切ばりを設計する場合,山留め壁に作用する 側圧(土圧と水圧の和と考えられる圧力)を的確に推定す ることは、山留め壁や切ばりの断面を決定するうえで重要 なことである。これまで、山留め壁に作用する側圧の研究 は、主に山留め壁に取り付けた土圧計の実測結果を利用し て行われてきた。その結果、側圧は同一層内では深さに比 例して増加していくこと、根切りの進行に伴って減少して いくことなど側圧の実態が明らかになってきた。それとと もに、各種の指針や規準も実測例を考慮した実用的な側圧 を推奨するようになってきた¹。

しかしながら,これまでの実測例は,側圧が大きいと予 測される軟弱な粘性土地盤におけるものが多く,硬い粘性 土地盤や砂・砂礫地盤におけるものは少ない。また,根切 り深さでみると,深さ25m程度までの実測例がほとんどで あり,これを超える深さの実測例は少ない。このように, 実測例の少ない地盤や事例の少ない深い根切り工事では, 指針や規準あるいは実測結果から得られた知見の適用の可 否が問題となる²⁹。

国立国会図書館別館工事(以下,別館工事と略す)は, 砂層を主体とした地盤に地上4階,地下8階の図書館を構 築するものであり,深さ29.54mと深い根切りが実施され ている。このため,根切り工事の安全管理に種々の計器を 用いた自動計測を行っている。

本文は,砂層を主体とした地盤における深い根切り工事 の例として,別館工事の側圧と水圧実測結果を既往の実測 値ならびに提案値と比較しながら紹介するものである。

2. 地盤と地下工事の概要

2.1 地盤の概要

敷地は東京都千代田区に位置している。この付近一帯は 淀橋台とよばれる段丘地形が発達しており、これを開析す る沖積谷が各所に存在している。本敷地内においては、沖 積谷が図-1に示すように斜めに横切っている。

工事に先だって行ったボーリング調査結果によると、敷



地の代表的な断面は図ー2のようになり,地盤構成はおお むね以下のようになっている。

図-2 地盤断面

地表面から埋土・沖積層となっており,沖積谷の谷底の 標高はT.P.-1mである。沖積層は,粘性土層・腐植土層・ 砂層の互層であり,部分的に粘性土層が厚くなっている。 沖積層以深T.P.-3~4mまでは砂を主体とした上部東京 層,この上部東京層直下に厚さ約3mの連続性の良い粘性 土層を挟んで東京礫層へと続いている。東京礫層はボーリ ング位置によって層厚が異なり,厚い部分では約3mであ る。東京礫層以深は砂を主体とした下部東京層となってい る。

今回,実測例として紹介するAパネル(図ー1参照)付近 の層序ならびに地盤定数は図—3に示すとおりである(な お,G.L. ± 0 mはT.P.+19.7mである)。沖積層はG.L.-10.4 mまでであり,N値は2~5,一軸圧縮強さ q_u は約 1 kgf/cm^2 と沖積粘性土層としては比較的強度が大きい。 上部東京層はG.L.-23 mまでであり,G.L.-15~16 mに 薄い粘性土層を挟んでいる。上部東京層は深度が増すに従 いN値が大きくなる傾向にあり,粘性土層の q_u は約2 kgf

^{*}建設省大臣官房官庁営繕部 建築課課長補佐 **清水建設锅 工事長 ***清水建設锅 技術研究所管理部長 ****清水建設锅 技術研究所研究員

No. 1458



図-3 Aパネル付近の地盤調査結果

/cm²と大きい。上部東京層直下の粘性土層は q_u が3~5 kgf/cm²と大きく,水平方向の連続性も良好である。東京 礫層は層厚約3m,砂と直径2~5cmの礫からなり部分的 に直径8cm以上の礫を含むこともある。この東京礫層は 下部東京層とともにN値が50以上と良く締まっている。ま た,上部東京層ならびに下部東京層の湿潤単位体積重量 7_t は1.75~1.95 tf/m³である(土質工学会「砂地盤の工学 的性質の評価法に関する研究委員会」資料より借出)。な お,地盤調査時点(工事開始約2年前)にG.L.-20m(上 部東京層)で水位の測定をしたところ,水頭はG.L.-16m であった。

2.2 地下工事の概要

建造建物は地上4階,地下8階であり,掘削規模は平面 135m×42.5m, 最終根切り深さG.L.-29.54mと大規模 である。山留め壁として,厚さ1mの場所打ち鉄筋コンク リート地中壁(以下,連続壁と略す)を用いた。その下端 は図-4に示すようにG.L.-33.46mと下部東京層に達し ている。

地下工事は、まず G.L.-6.35 m まで根切りした後 1 FL B₁FL を逆打ち工法で構築し、それ以降は逐次切ばり(鋼 製:H-350×350×12×19)を架設しながら床付けしてい く順打ち工法を用いた。なお、切ばり架設時には山留め架 構全体の剛性を高め、根切りの進行に伴う山留め壁の変形 量を小さく抑えるため、切ばり設計時の軸力の約50%をプ レロード荷重として加えた。また、根切りの作業性を向上 させるため、根切り側の下部東京層中にディープウェルを 設け揚水した。

3. 計測方法

Aパネルの平面位置は、図-1に示すように短辺方向の 中央部にある。深さ方向の計器設置位置は図-4に示すと おりである。側圧は土圧計により、水圧は水圧計により、 変形は固定式傾斜計により測定した。計器の型式・仕様は 表-1に示すとおりである。

N値の大きな砂層や砂礫層では、土圧計設置の際に土圧 計受圧面に集中荷重などを受けることがあり、その土圧計 は過大な圧力値を示すことが指摘されている³⁰。 また、こ れを避けるには、受圧板の大きな土圧計を用いるとよいと いう報告もある^{40,59}。 そこで、本工事では砂礫 層 となる G.L.-27 m 以深の 土圧計は、受圧面が ϕ 300 と大きく 受 圧板内の液体の体積変化を測定する間接型のものを用い、 G.L.-27 m 以浅の土圧計は、これまで 山留め 計測によく 用いられている受圧面が ϕ 150 のダイヤフラム型のものを 用いた。

土圧計と水圧計は図-5に示すように加圧板に取り付け た後,油圧ジャッキにより受圧面を連続壁掘削溝壁面にタ ッチさせる,いわゆる"ジャッキ"法により設置した。掘 削溝壁面にタッチさせる際には、土圧計に過大な圧力を加 えないよう土圧計の読み値が泥水圧測定時の1%増と小さ な値でタッチさせた。また、連続壁構築時のコンクリート 打設に際して、コンクリートの圧力が過大とならないよう、 打設速度(打上り高さ)を4~5m/hと通常の打設速度の

表-1 使用計器の仕様

計 器	名	型	式	測定範囲	精 度
F	計	PD-150		2~4kgf/cm ²	± 1 %/F.S.
т д		PD-	300 C	5kgf/cm ²	± 1 %/F.S.
水圧	計	PD-	150 P	1~4kgf/cm ²	± 1 %/F.S.
傾 斜	計	FD-	1100	±100分	±0.5%/F.S.



土と基礎, 32-6 (317)

1/2~1/1.5を保つよう注意しながら打設した。

4. 実測結果と検討

4.1 根切り直前の側圧と水圧

土圧計設置時の挙動を図一6に示す。土圧計の圧力値は、 コンクリート打設時にコンクリートの圧力を受けて上昇し た後、コンクリートの硬化に伴い徐々に低下しある値に収 束しており、これまでの軟弱地盤における設置時の挙動実 測例³⁾によく似ている。砂層や砂礫層において設置の際に 過大な圧力値を示す土圧計は、次のような挙動を示すこと が多い³⁾。

- ① コンクリート打設中に急激に土圧計の圧力値が上昇 しコンクリート硬化時にも低下しない。
- 回 コンクリート打設後圧力値は一端低下傾向を示すが、 その後再び上昇していく。

図-6によると、上記①回の現象は認められない。そこで、今回の土圧計の値は集中荷重の影響などはほとんどなかったものと判断できる。

根切り直前の側圧と水圧の深さ方向の分布を図-7に示 す。これらの値は連続壁構築(土圧計設置)から約2か月 経過し,定常状態になったと考えられる値である。図-7 中,側圧分布は側圧測点間を直線で結んだものである。ま た,水圧分布は,G.L.-10.4~-15 m,G.L.-16~-23 m, G.L.-27 m 以深の砂層および 砂礫層で水頭がそれぞれ G.



図-7 根切り直前の側圧・水圧実測結果

L.-7 m, G.L.-14 m, G.L.-22 m と異なっていることか. ら,透水性の良い砂層と砂礫層はその層内では深さ1 m 増 すごとに1 tf/m³ の浮力を土粒子に与える分布と考え,砂 層間の粘性土層は,粘性土層上下端の砂層の水圧を直線で 結んだものである。図-7によると,側圧分布は軟弱な粘 性土地盤の実測結果⁶⁾によくみられる三角形分布とは異な っている。これは,砂層を主体とした地盤であるため側圧 中に水圧の占める割合が大きく,今回の場合層ごとに水頭 が異なることに起因していると考えられる。

今回の側圧実測値を既往の実測値と,土圧実測値(側圧 と水圧の差)を静止土圧に関する提案式と以下に比較する。

(1) 既往の実測値との比較

古藤田らは,砂質地盤で土圧計を用いて行った実測値か ら図-8を示し,根切り前の地下水位が深い砂質地盤では 側圧係数とN値(N<50)との間に(1)式の関係があり,側 圧係数の変動幅は±0.1位でまとまるⁿとしている。なお, 側圧係数は(2)式で定義されている。

K=0.5-0.9×10⁻²N(1) ここに K: 側圧係数

N:N值



ここに K: 側圧係数

p:任意の深さの側圧(tf/m²)

γt:土の湿潤単位体積重量(tf/m³)

z: 地表面からの深さ(m)

今回の側圧実測結果から求めた側圧係数とN値との関係 を図-8中に示した。この図から、今回の実測結果におい ても側圧係数とN値との間に対応関係があり、古藤田らの 提案している地下水位の深い砂質地盤の上限値に近いこと が分かる。

(2) 実測土圧と静止土圧の比較

根切り直前の土圧は,一般に主働土圧と受働土圧の中間 にあると考えられ,静止土圧と比較されることが多い。

静止土圧係数 Ko は側方変位のない 状態における土中の 一点の水平方向の有効応力 Ga' と, 鉛直方向の有効応力 Ga'



No. 1458



の比として(3)式で定義される。

根切り直前の土圧実測値を $\sigma_{s'}$,有効土かぶり圧を $\sigma_{1'}$ と 考え両者の比を深さ方向1 mピッチで求めると図一9のよ うになる。この図から,砂層の $\sigma_{s'}/\sigma_{1'}$ は 0.3~0.5 である こと,砂礫層の $\sigma_{s'}/\sigma_{1'}$ は 0.1以下と極めて小さいこと が 分かる。 図一9には, Aパネル近傍 G.L.-20 m からブロ ックサンプリングにより採取した 乱さない 試料の室内 K_0 試験結果(土質工学会「砂地盤の工学的性質の評価法に関 する研究委員会」資料より借出)も示した。 室内 K_0 試験結果によると 載荷時の K_0 は 0.35~0.4 であり, 実測結果から求めた G.L.-20 m 付近の $\sigma_{s'}/\sigma_{1'}$ とよい 対応を示しているといえる。

また、Jaky⁸³, 落合⁹⁾ により提案されている(4), (5) 式と実測結果より求めた $\sigma_{3'}/\sigma_{1'}$ の関係を 図一10 に示 す。



なお、図—10において 実測結果より 求めた $\sigma_{3'}/\sigma_{1'}$ の ϕ' (有効内部摩擦角) は、 大崎の提案したN値と ϕ の

関係式(6)10)より求めた々を使用した。

 $\phi = \sqrt{20N} + 15 \dots (6)$

ここに φ:内部摩擦角

N:N值

図-10によると、砂層の実測値は(4)(5)式と比較的よい対応を示している。

連続壁に作用する根切り直前の土圧は,連続壁溝掘削の 際に土の乱れや側方移動が生ずる可能性が強く,厳密な意 味での静止土圧とは異なると考えられる。しかしながら, 今回の砂層での実測結果をみる限り,連続壁構築後長時間 経過し定常状態になったと考えられる根切り直前の土圧は, これまでいわれているように実用上静止土圧の値と等しい と考えてよいものと思われる。すなわち,根切り直前の砂 層の側圧は実用上静止土圧と水圧の和として表現すること ができ,静止土圧の推定にあたり(4)(5)式を使用してもさし つかえないものと考える。

なお、今回砂礫層の実測値は小さく(4)(5)式との対応が悪 かった。この原因が、実測方法(特に側圧測定)が不適切 で原位置の土圧を正しく示していないのか、あるいは砂礫 層の土圧そのものが小さいと考えてよいのか判然としない。 今後、測定上の問題点を究明していくとともに、砂礫層の 物性についても検討していく必要があると考える。

4.2 根切り期間中の側圧と水圧

根切り直前から根切り終了までの、山留め壁に作用する 側圧と水圧の実測結果を図—11に示した。図—11によると、 側圧は根切りの進行に伴い根切り直前の分布形状を保った ままおおむね減少している。一方、水圧も根切りの進行に 伴い減少しているものの側圧と比べると減少量は少ないよ うである。また、砂礫層の側圧は根切り期間を通して水圧 とほぼ等しい値を示している。

側圧と水圧の変化を定量的にみるため、それぞれ側圧の 合力、水圧の合力として根切りの進行に伴う変化を示すと 図-12のようになる。これによると、根切り終了時の側圧 の合力は根切り直前の約80%に減少しており、水圧の合力 の減少量より大きい。すなわち、土圧も減少していること



土と基礎, 32-6 (317)



図-12 根切りの進行に伴う側圧,水圧の合力の推移



図-13 根切り期間中の変形実測結果

が分かる。このような側圧や土圧の減少は,地盤の種類を 問わずよく認められる現象であり,山留め壁の変形に起因 すると考えられている。

図-13は根切りの進行に伴う山留め壁の変形実測結果を 示したものである。この図によると,逆打ちスラブ打設時 には、山留め壁はその下端を中心として全体が根切り側へ 倒れる(回転する)ような変形形状を示している。その後, 根切りが進行するに従って,逆打ちスラブ位置での変形は 拘束され,逆打ちスラブ以深の変形量が増大していく。ま た逆打ちスラブ以深は回転による変形量が大きく,たわみ 分が少ない。これは、山留め壁に剛性の高い連続壁(厚さ 1m)を用いたためと考えられる。

図―14は、山留め壁の回転角(任意の深さの変形量 δ を 壁下端からの距離Hで除した値)と側圧・土圧の減少量の 関係を示したものである。この図から、山留め壁の変形量 が増大するに従って、側圧・土圧が減少していることが分 かる。

図ー15に根切り終了時の土圧分布とランキン・レザール 式(7)による土圧分布を示す。

 $p_A = \sigma_1' \tan^2(45^\circ - \phi/2) - 2c \tan(45^\circ - \phi/2)$ …(7) ここに p_A : 任意の点のランキン土圧 (tf/m²)

σ₁':任意の点の有効土かぶり圧(tf/m²)



図-14 山留め壁の回転角と側圧,水圧変化量(砂層)



図―15 根切り終了時の土圧とランキン土圧

c:粘着力(tf/m²)

ランキン・レザール式を用いるにあたり、粘性土層にお いては $\phi=0$,砂層および砂礫層ではc=0とした。また、 砂層および砂礫層の ϕ はN値から大崎の式(6)を用いて求め、 粘性土層のcは $q_u/2$ とした。

図―15によると、G.L.-27 m までの砂層・粘性土 層 に おいて、実測土圧とランキン・レザール式により求めた土 圧はよい対応を示している。このことは、根切り直前の静 止土圧値に近かった土圧が、山留め壁の変形により、ラン キン状態に近づいてきたことを示しているものと考えられ る。

一方, G.L.-27 m 以深の砂礫層の土圧につい て は, 実 測値がほとんど0に近くランキン・レザール式の土圧とは 対応していない。

5. まとめ

砂層を主体とした地盤において,連続壁を山留め壁とし た深い根切り工事の山留め壁に作用する側圧と水圧の実測 結果を基に既往の実測値ならびに提案値との比較を行った。 今回の実測結果ならびに検討結果をまとめると以下のよう になる。

- ① 山留め壁に作用する根切り直前の側圧は、古藤田らにより提案された地下水位の深い砂質地盤のN値と側 圧係数の関係式の上限値に近い値であった。
- ② 根切り直前の砂層の土圧は室内 K₀ 試験結果, Jaky や落合により提案されている静止土圧推定式による土

31

No. 1458

圧とよく対応しており,実用上静止土圧と考えてよい。

- ③ 根切り期間中の砂層の土圧は、これまでの実測結果 と同様山留め壁の変形が進むにつれて減少した。今回 の場合、根切り終了時の土圧はランキン式より求めた 土圧とよい対応を示した。
- ④ 砂礫層の側圧は、根切り直前から根切り終了まで水 圧とほぼ等しかった。今後、測定上の問題点を究明す るとともに砂礫層の物性(粒度組成、密実さなど)との関係を検討していく必要がある。

6. おわりに

国立国会図書館別館工事の実測結果を紹介した。今回の 実測結果が同種の工事の参考になれば幸いである。

末筆ながら,未発表の資料の使用を快諾下さった土質工 学会「砂地盤の工学的性質の評価法に関する研究委員会」 (委員長:北海道大学土岐祥介教授)の委員各氏に深甚な る謝意を表します。

参考文献

- たとえば、日本建築学会:建築基礎構造 設計規準・同解説 「7章根切り工事」、p. 401, 1974.
- 2) 渡辺 隆:根切り・山留めの設計―土木学会,土と基礎, Vol. 28, No. 9, pp. 61~66, 1980.
- 3) 金谷・宮崎・森脇・土屋:山留めの計測管理―測定値の評価 法と予測手法について―,現場計測工法シンポジウム,土質 工学会関西支部,pp. 171~176, 1981.
- 4)5) 古藤田・池田・鳥羽: RC 山留め壁における側圧測定の方法 とその結果(その1),(その2),第16回土質工学研究発表会, pp. 1509~1516, 1981.
 - 149~1152, 1977.

 6) 黒柳・井上・川西:軟弱地盤における RC 山止め壁の変形と 側圧の測定結果と検討,第12回土質工学研究発表会,pp. 1149~1152, 1977.
 - 古藤田・青木・新海:土質による側圧係数値の分類,第10回 土質工学研究発表会,pp. 859~863, 1975.
 - Jaky, J.: Pressure in soils, Proc. 2nd ICSMFE, Vol. 1, pp. 103~107, 1948.
 - 9) 落合英俊:砂の静止土圧係数,土質工学会論文報告集, Vol. 16, No. 2, pp. 105~111, 1976.
- 10) 大崎順彦ほか:東京地盤図, 技報堂, 1959.

(原稿受理 1984.1.31)

訂 正

「土と基礎」4月号 望月・三笠著"フィルダムの安定解析法"の中で下記の間違いがありましたので、お詫び申し上 げますとともに、訂正をお願いします。

5. 一方子						
ページ		誤 —	→ 正			
22	式(18中	$\hat{U} = \hat{U}l$ —	\rightarrow $\hat{U}=\hat{u}l$			
	式(22)中	$\cdots \cdots (U + \dot{U} + \dot{U})$ t	$an \phi'] \longrightarrow \dots (U)$	$+\dot{U}+\hat{U}$ }tan ϕ']		
23	左列上から9行目	······ CD 強度 —	→CU 強度			
	左列下から4行目	·····, CD 強度 —	→, CU 強度			
	右列下から4行目(式分子)					
		$\dots (N+N_e-U)$	$tan \phi' \longrightarrow \dots (N - tan \phi')$	$+N_e-U$)tan ϕ' }		
24	表-4タイトルへ挿入		→ (地震時:k=0.1	5)		
25	図—7(1), (2)~挿入		→ 実線のモール円:	全応力表示による(3)の p. 580。	Ø	
				方法による)		
			破線のモール円:	有効応力表示による		

このほか,2,3の小さなミスもありますが,論旨を読み違えることはないと判断して,省略させて頂きます。

「土と基礎」5月号 吉中龍之進著"第28回土質工学シンポジウム概要 I 変形特性を求める原位置試験"の中で下記の 間違いがありましたので、お詑び申し上げますとともに、訂正をお願いします。

ページ	誤	正				
89 左列上から27行目	20 000	200 000				