

# 地中連続壁に作用する根切り直前の側圧と根切りの進行に伴う側圧減少量の検討

桂 豊

## § 1. はじめに

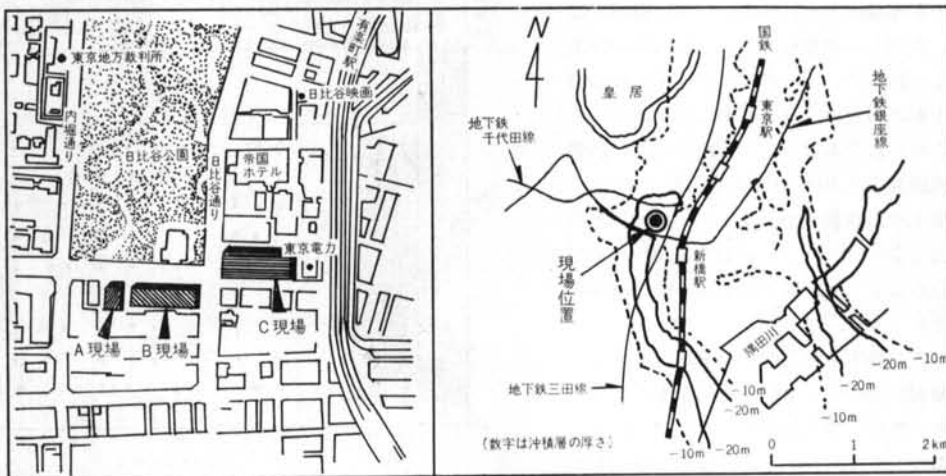
山留め壁や切ばりを設計する場合、山留め壁に作用する側圧（山留め壁面に取付けた土圧計により測定される有効土圧と水圧の和）を推定することは、山留め壁や切ばりの断面を決定するうえで非常に重要なことである。現在、側圧を推定する場合よく用いられる方法は、ランキン・レザール式によるもの、建築基礎構造設計規準・同解説（以下、規準と呼ぶ）で推奨している側圧係数<sup>1)</sup>によるものがある。しかしながら、ランキン・レザール式によるものは塑性平衡状態を仮定した解であること、規準で推奨している側圧係数には大きな幅があることから、これらの方法により求めた推定値と測定値の対応はあまり良いとはいえない。

また、現在行なわれている設計法では、根切りの進行に関係なく側圧を一定として設計しているが、多くの測定により側圧が根切りの進行に伴い減少していくことが確認されている。特に、軟弱な粘性土地盤における過去の測定結果では、根切り直前の側圧が大きく、また、根切りの進行に伴う側圧の減少量も大きいため、実情に合

わせた設計法の確立は経済的に有効である。そのためには、山留め壁に作用する側圧を現在の方法より正確に、かつ根切りの進行に伴う減少も含めて推定することが必要となってくる。

本研究の最終目標は、山留め壁に作用する側圧を根切りの進行に伴う減少も含めて正確に推定する方法を確立することである。本報では、その第1段階として山留め壁に作用する側圧の実情を把握するため、沖積粘性土からなる軟弱地盤（有楽町層）において地中連続壁を山留め壁とした3つの現場測定結果に基づき、①根切り直前の側圧、②根切りの進行に伴う側圧の減少量について検討することとした。

その結果、①根切り直前の側圧を有効土圧と水圧に分離して考えた場合、有効土圧は静止土圧の値に近いものであることが分かった。また、②根切りの進行に伴う側圧の減少率は、山留め壁下端を中心とする一種の回転角との間に比較的明瞭な線型関係があることが確認でき、今回の場合、根切りの進行に伴う側圧減少量は平均回転角  $1.0 \times 10^{-3}$  rad 当り基準値（一般的には根切り直前の側圧）に対し20～35%であった。



図一 測定敷地位置<sup>2)</sup>

## § 2. 地盤および山留め工事の概要

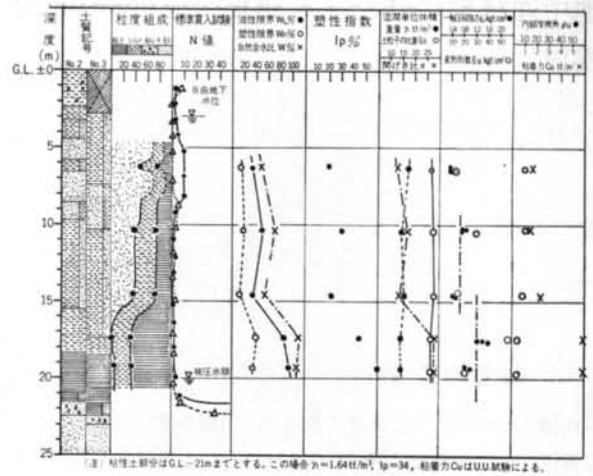
### 2.1 地盤概要

測定は、図-1に示すように東京の日比谷公園に面したA・B・Cの3つの現場において実施されたものである。この付近は、旧日比谷入江の入口にあたり軟弱な沖積層が厚く堆積しているため、根切り・山留め工事の最も困難な地域の1つとなっている。この地域の沖積層は、有楽町層と呼ばれるものであり、これ以深は、この付近一帯の建造物の支持層となっている堅固な洪積の砂礫層・砂層となっている。

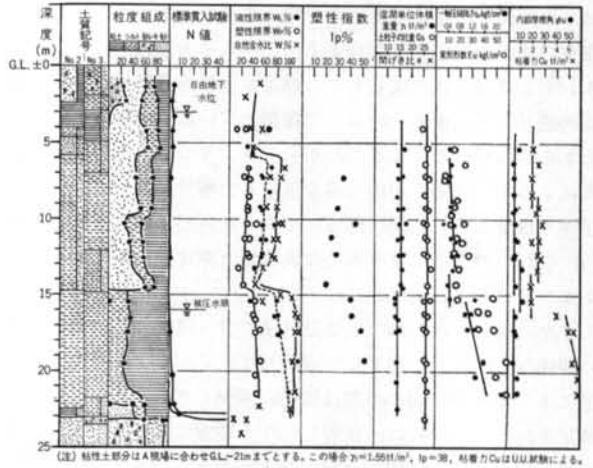
3つの現場における地盤調査結果によると、それぞれの地盤性状は図-2に示すとおりであり、地盤構成はおおむね以下のようにになっている。

A・B両現場においては、G.L.-3m付近まではN値が2~5の埋土層で、砂とシルトからなり、所によっては瓦礫を含んでいる。埋土層からG.L.-21m付近までは有楽町層であり、N値が0~5と軟弱な沖積粘性土層である。この層は、G.L.-15m付近を境にして2層に大別できる。上部層は砂と細粒土（シルト・粘土）から成っており、自然含水比は液性限界より10~30%大きくなっている。また、非排水せん断強さは2~3  $\text{tf/m}^2$  である。下部層は細粒土から成っており、自然含水比は液性限界より10~40%大きくなっている。非排水せん断強さは5~8  $\text{tf/m}^2$  であり、上部層の2~3倍となっている。しかしながら、上部層と同様に自然含水比が大きいため不安定な粘性土層と考えられる。この粘性土層の下には1~2m厚の砂礫層があり、砂礫層以深は砂層となっている。両層とも洪積層であり、N値が50以上と非常によく締っている。C現場がA・B現場の地盤性状と異なる点は、有楽町層が粒度組成により大別できない点である。しかしながら、自然含水比が液性限界より10~40%大きくなっていること、非排水せん断強さがG.L.-15m付近を境にそれ以浅は2~4  $\text{tf/m}^2$ 、それ以深は5~7  $\text{tf/m}^2$  となっていることから、A・B現場と同じ条件と考えることができる。

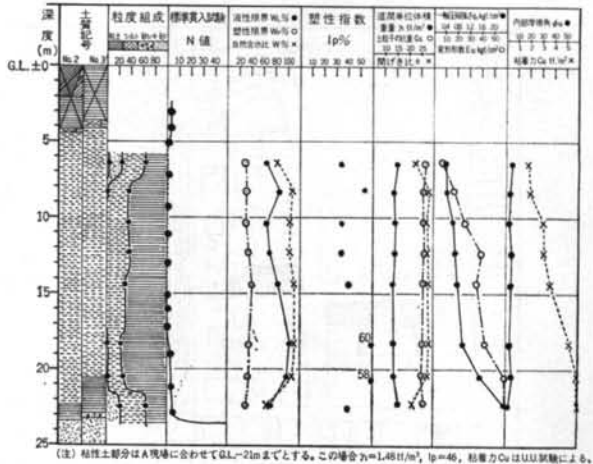
3現場の自由地下水位は埋土層下端の深さであった。砂礫層以深の地下水位は過剰揚水のため不圧状態であったが、揚水規制により回復し始め、A現場工事着工時（昭和50年）には約2mの水頭をもち、B現場着工時（昭和52年）には4mの水



(a) A現場の地盤性状



(b) B現場の地盤性状



(c) C現場の地盤性状

図-2 地盤性状

頭をもっていた。

## 2.2 山留め工事の概要

3現場における山留め工事に関する事項をまとめると表一1のようになる。A・B・Cいずれの現場においても山留め壁として壁厚0.8m, 1.0m, 1.0mの地中連続壁を用い、切ばりを用いる場合には山留め架構全体の剛性を高めるため、切ばりに設計荷重の50~90%のプレロードを加えている。最終根切り深さは、A・B・CそれぞれG.L. -14.4m, -26.2m, -24.95mであり、A現場を除いて洪積層まで達する深い根切りとなっている。したがって、根切りは4~7段階に分けて行なわれた。

一方、これら3現場の施工上の特記すべき点は、B・C現場において洪積層の被圧水に対しディープウェルで強制排水が行なわれたこと、B現場において根切り前に地盤改良が行なわれたこと、C現場において2次根切り開始前に背面側においてG.L. -8m付近までの根切りが行なわれたことである。

## § 3. 測定内容・方法

3現場における測定は、主として山留め壁の変形・応力、山留め壁に作用する側圧（有効土圧と水圧の和）・水圧、切ばり荷重について行なった。本報では、これらの測定のうち山留め壁に作用する側圧・水圧、山留め壁

の変形に着目しているため、これらの測定について述べることにする。

3現場における深さ方向の計器設置位置は図-3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測定した。また、変形は壁下端を不動点とみなし、傾斜計により測定される回転角を壁下端から積分して行うことにより求めた。なお、これらの計器は全て差動トランス型のものであった。

土圧計と水圧計は加圧板に取付けた後、ジャッキにより受圧面を掘削溝表面に押し付ける、いわゆる“ジャッキ法”により設置した。掘削溝表面に押し付ける際に、土圧計の読み値が泥水圧測定時の2%増となるように押し付け、コンクリート打設の際には打設速度が4m/hr（打ち上り高さ）を超えないよう細心の注意を払った。なお、土圧計と水圧計は根切りが終了した後、取りはずしが可能なものについて使用後の再校正試験を液圧により行なった。この結果、較正值は製造時の値に対し1%以内の誤差でおさまっており、測定期間中に計器自体の原点の移動や較正曲線の変化はなかったものと考えられる。

## § 4. 測定結果

### 4.1 側圧

A・B・C 3現場における山留め壁に作用する側圧分布は図-4(a)、図-5(a)、図-6(a)に示すとおりで

現場	現場平面	山留め壁	山留め支保工・根切り状況	主な根切り期間	備考
A		<ul style="list-style-type: none"> <li>○SSS工法による地中連続壁</li> <li>○先端深さG.L.-24m 壁厚0.8m</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○H形鋼による切ばり3段</li> <li>○切ばりのプレロード荷重 1段60t、2段75t、3段100t</li> <li>○根切りは4段階に分かれ、最終根切り底は G.L.-14.4m</li> </ul>	昭和50年2月から約3ヶ月	—
B		<ul style="list-style-type: none"> <li>○SSS工法による地中連続壁</li> <li>○先端深さG.L.-28.7m 壁厚1.0m</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○H形鋼による切ばり4段、逆打スラブ1段、アースアンカー1段</li> <li>○切ばりのプレロード荷重 1段100t、2段140t、3段・4段160t、アンカー定着荷重80t</li> <li>○根切りは7段階に分かれ、最終根切り底は G.L.-26.2m</li> </ul>	昭和52年11月から約10ヶ月	<ul style="list-style-type: none"> <li>○根切り開始前に地盤改良を行なった</li> <li>○3次根切り終了後ディープウェルにより東京礫層の水頭を下げた</li> </ul>
C		<ul style="list-style-type: none"> <li>○SSS工法による地中連続壁</li> <li>○先端深さG.L.-27.8m 壁厚1.0m</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○H形鋼による切ばり6段</li> <li>○切ばりのプレロード荷重 1段90t、2段150t、3-6段140t</li> <li>○根切りは7段階に分かれ、最終根切り底は G.L.-24.95m</li> </ul>	昭和53年1月から約10ヶ月	<ul style="list-style-type: none"> <li>○2次根切り開始前に背面側地盤をG.L.-8mまで根切りした</li> <li>○2次根切り開始前にディープウェルにより東京礫層の水頭を下げた</li> </ul>

表一1 現場における山留め概要

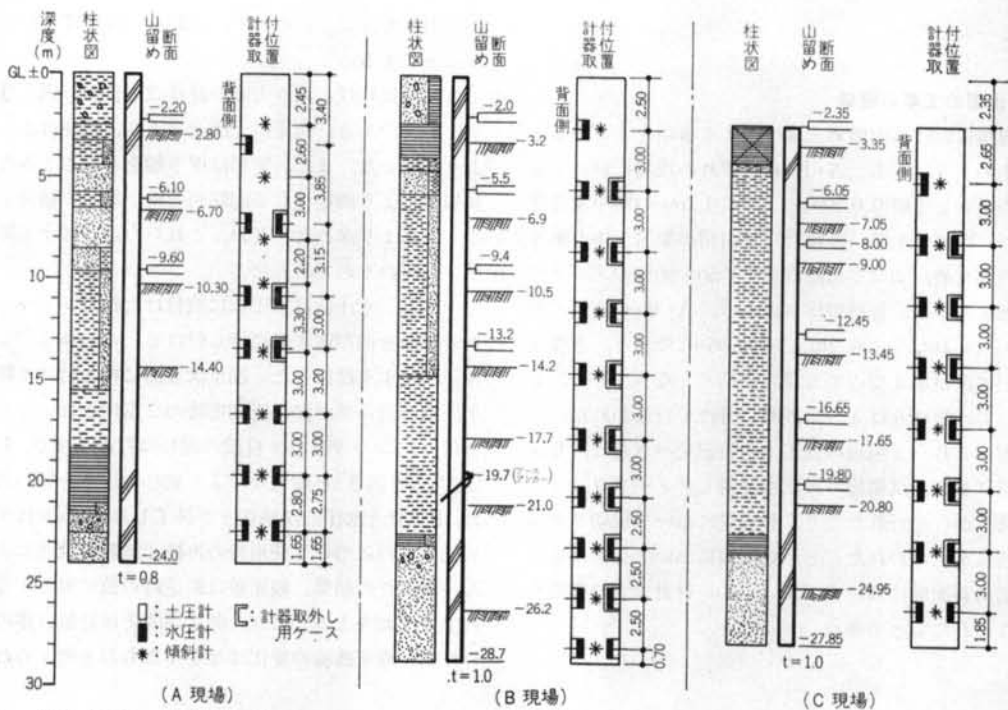


図-3 根切り断面および計器設置位置

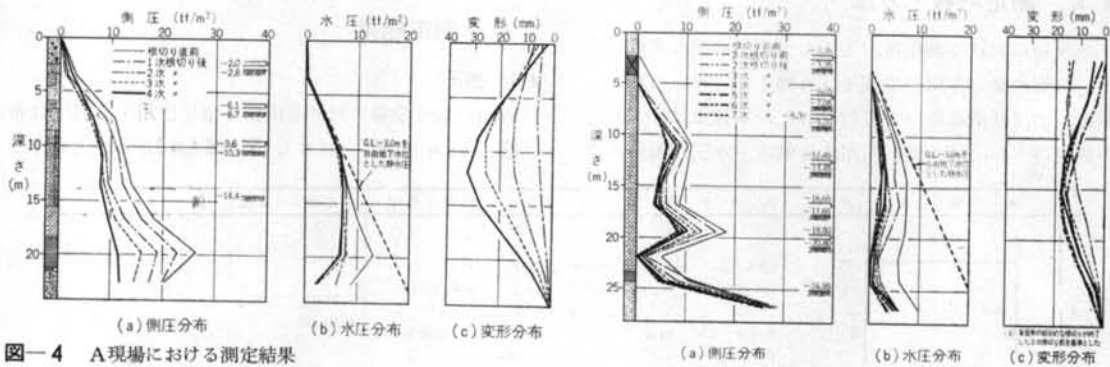


図-4 A現場における測定結果

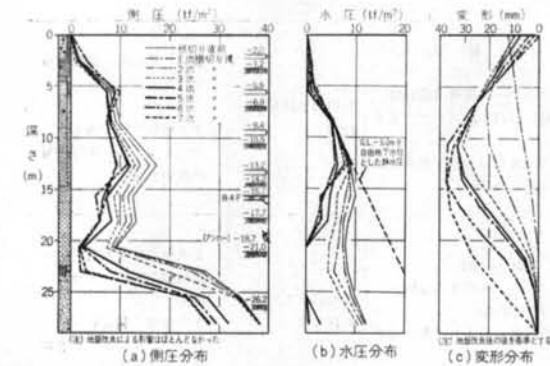
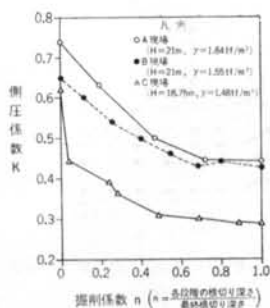


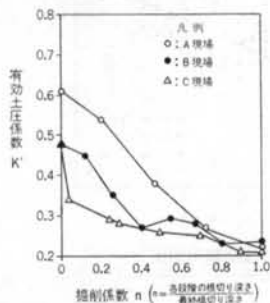
図-5 B現場における測定結果

図-6 C現場における測定結果

ある。粘性土部分（有楽町層）については、全根切り期間を通じ深さに対してほぼ一様に増大するいわゆる“三角形分布”に近い形を示しており、それぞれの測点の値は根切りの進行に伴っておむね減少している。また、各根切り段階ごとに見ると、A・B現場において、1次、2次根切りでは根切り直前の分布形とほぼ等しい分布形をとりながら、全深さにわたって減少が認められる。その後、根切りが進行するにつれ各根切り底以深のものについては減少が認められなくなってくる。C現場においては、2次根切り開始前までに全深さにわたって大幅な減少が認められる。これは、2次根切りを開始する以前に背面側においてGL. -8mまで排水設備構築のため



図一七 掘削係数と側圧係数の関係



図一八 掘削係数と有効土圧係数の関係

根切りが行なわれ、土被り圧が減少したためと考えられる。2次根切り以降の側圧分布の変化については、A・B両現場と同様の傾向が認められる。

次に、粘性土部分の各根切り段階における側圧の変化を定量的にみるため、側圧係数により表わすと図一七のようになる。この場合、側圧係数は図一四(a)、図一五(a)、図一六(a)に示すように、側圧測定値を直線で結び次式により求めた。

$$K = \frac{P}{1/2\gamma_t H_0^2} = \frac{\int_0^{H_0} p dH}{1/2\gamma_t H_0^2} \quad \dots\dots(1)$$

- ここに、 $K$ : 側圧係数  
 $P$ : 側圧の合力 (tf/m)  
 $\gamma_t$ : 土の湿潤単位体積重量 (tf/m<sup>3</sup>)  
 $H_0$ : 有楽町層の厚さ (m)  
 $p$ : 側圧 (tf/m<sup>2</sup>)

これによると、A・B・C 3現場とも根切りの進行に伴って側圧係数は減少しており、根切り深さが最終根切り底に近づくにつれ(図一七では掘削係数が1に近づくにつれ)、その減少量は小さくなっている。最終根切り後の側圧係数は、根切り直前のものと比較し、A・B現場においては約65%まで減少し、C現場においては約50%まで減少している。C現場において他の2現場より大きな減少がみられるが、これはすでに述べたように背面側地盤の部分的な根切りにより土被り圧が減少したためと

考えられる。

また、有効土圧(側圧と水圧の差)についても側圧の場合と同様な方法で水圧分布を求め、有効土圧係数を次式により求めると図一八のようになり、側圧係数と同様根切りの進行に伴って減少している。

$$K' = \frac{\int_0^{H_0} p dH - \int_0^{H_1} \omega dH}{\int_0^{H_0} \gamma_t H dH - \int_0^{H_1} \omega dH} \quad \dots\dots(2)$$

- ここに、 $K'$ : 有効土圧係数  
 $p$ : 側圧 (tf/m<sup>2</sup>)  
 $\omega$ : 水圧 (tf/m<sup>2</sup>)  
 $\gamma_t$ : 土の湿潤単位体積重量 (tf/m<sup>3</sup>)  
 $H_1$ : GL. ± 0 m から地下水面までの距離 (m)  
 $H_0$ : 有楽町層の厚さ (m)

## 4.2 水圧

A・B・C 3現場における水圧分布は、図一四(b)、図一五(b)、図一六(b)に示すとおりである。粘性土部分における分布は、全根切り期間を通じて放物線形をなしている。すなわち、GL. -10m 付近までは自由地下水位による静水圧にほぼ等しく、背面側で根切りが行なわれたC現場を除いて、根切り期間中ほとんど変化はみられない。これに対してGL. -10m を超えると、根切り前の状態ですでに前述の静水圧を下回っており、根切り期間中に変化がみられる。根切り前の状態から静水圧分布以下になっているのは、過去においてこの層の下部にある礫層部が過剰排水によって不圧状態となり、このため粘性土部分の間隙水圧の低下が生じたものと考えられる。また根切り期間中において、A現場では1次根切り時に、B現場では3次根切り後まで、C現場では2次根切り後まで減少がみられる。このうち、C現場における減少は背面側の根切りによる影響と考えられる。しかしながら、A・B両現場における減少については透水性の悪い地盤であるため、あるいは水圧計内に空気が混入しているため応答特性が悪いなど原因は考えられるが、明確ではない。

東京礫層以深において、B現場では4次根切り時に大幅な減少がみられるが、これはディープウェルによる強制排水による影響と考えられる。

## 4.3 変形

根切りの進行に伴う山留め壁の変形分布は図一四(c)、図一五(c)、図一六(c)に示すとおりである。根切りの影響以外の要因を取り除くため、B現場では地盤改良後

の値を、C現場では背面側の部分的な根切りが終了した後（2次根切り前）の値を基準としている。

これらの図において、1次・2次根切り時には、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山留め壁上端から順に切ばりにより拘束される。このため、山留め壁の上端と下端は変形が小さく、山留め壁中央部付近（G.L. -10~15m）が最大変形を示すような、いわゆる“弓形”の変形形状を示すようになる。この場合、最大変形を示す位置は根切りの進行に伴って徐々に深い位置に移動している。A・B・Cそれぞれの現場における変形量の最大値は32mm、36mm、18mmとなっており、いずれの場合も最終根切り終了後に生じている。なお、壁上端部では、山留め壁の変形形状が変化した後、変形量は減少している。

## § 5. 測定結果の検討

前章で述べた山留め壁に作用する側圧・水圧および山留め壁の変形測定結果を基に、有楽町層における根切り直前の側圧と、根切りの進行に伴う側圧の減少量について、以下検討を行なう。

### 5.1 根切り直前の側圧

ここでいう根切り直前の側圧とは、図-9に示すように、連続壁構築の際にコンクリートの打設により大きな圧力を受けた後、徐々に減少しほぼ変化がなくなった状態のものをいう。具体的には、A・B・C現場において連続壁構築後、それぞれ3週間・3ヵ月・3ヵ月経過したものを根切り直前の側圧とした。

古藤田ら<sup>3)</sup>は、数多くの測定データから根切り直前の側圧係数と塑性指数の間には次式の関係があり、ある塑性指数に対する側圧係数の変動幅は±0.15位でまとまるとしている。

$$K = \sqrt{0.8 \times 10^{-2} I_p + 0.1} \quad \dots\dots(3)$$

ここに、K：側圧係数

$I_p$ ：塑性指数（%）

A・B・C現場の側圧係数と $I_p$ との関係は、図-10のようになり、式(1)より求めた測定値（A：0.74、B：0.64、C：0.62）と式(3)より求めた値（A：0.61、B：0.63、C：0.68）とはよく一致している。すなわち、現在の有楽町層の側圧は式(3)により表現し得る。

この根切り直前の側圧（有効土圧と水圧の和）を支配する因子は、①土の状態（粒度組成、せん断強度、応力

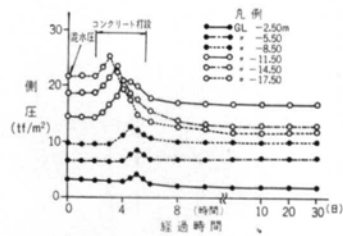


図-9 連続壁構築から根切り直前までの側圧の経時変化 (B現場)

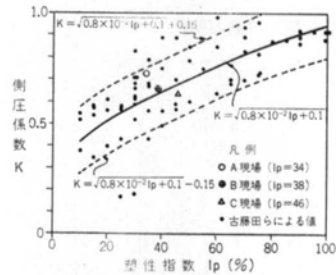


図-10 側圧係数と塑性指数の関係

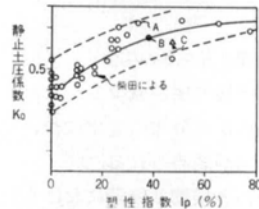


図-11 静止土圧係数と塑性指数の関係

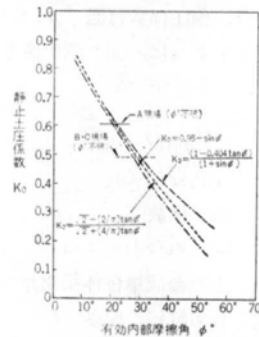


図-12 載荷時の静止土圧係数と有効内部摩擦角の関係

履歴、透水係数など）、②水の状態（地下水位、被圧水の有無、分布形状など）、③計器の設置状態（精度を含む）の3つに大別できる。今回の測定では、前述のように土圧計・水圧計の再校正試験結果による較正值の誤差は1%以内であり、土圧計においては受圧面に過大な圧力が加わることなく、特に異常なく測定が行なわれたので、側圧は土の状態と水の状態に大きく左右されることになる。

そこで、根切り直前の側圧を有効土圧と水圧に分離し

て検討を行なう。この根切り直前の有効土圧は、主動土圧と受働土圧の間にあると考えられるが、連続壁構築の際の土の乱れや土の側方移動があるため、厳密な意味での静止土圧とは異なる。しかしながら、図-9に示したように側圧が変動しなくなつてからの有効土圧を考えているので、実用上静止土圧に近い状態になっていると考えられる。

今回の根切り直前の有効土圧係数は、図-8に示したように、0.61, 0.48, 0.48とまとまっている。これらの値は、柴田<sup>4)</sup>によりまとめられた静止土圧係数と塑性指数の関係(図-11参照)と比較しても大差なく、また、Brooker-Ireland<sup>9)</sup>、山口<sup>6)</sup>、山内<sup>7)</sup>らにより提案されている式(4)、(5)、(6)と比較しても図-12のようになり、 $\phi'$ を逆算すると $19^\circ < \phi' < 30^\circ$ と沖積粘性土の $\phi'$ として無理のない値を示していると考えられる。

$$\text{Brooker-Ireland: } K_0 = 0.95 - \sin \phi' \quad \dots(4)$$

$$\text{山口: } K_0 = \frac{1 - 0.404 \tan \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad \dots(5)$$

$$\text{山内: } K_0 = \frac{\sqrt{2} - (2/\pi) \tan \phi'}{\sqrt{2} + (4/\pi) \tan \phi'} \quad \dots(6)$$

ここに、 $K_0$ : 静止土圧係数  
 $\phi'$ : 有効内部摩擦角

このように、今回の測定結果をみる限り、連続壁構築後、長時間経過した場合の根切り直前の有効土圧は、実用上静止土圧の値をとってもよいものと考えられる。すなわち、根切り直前の側圧は実用上静止土圧と水圧の和として表現できる可能性を示している。

以上の検討から、有楽町層における根切り直前の側圧は、古藤田らにより提案された塑性指数から側圧係数を推定する式とよい対応を示し、また、この場合の有効土圧は静止土圧の値に近いものと考えてよいことが分かった。

しかしながら、今回得られた結果の適用範囲については、同様の検討を具体的事例について数多く行なうと共に、室内試験( $K_0$ 試験)により有効内部摩擦角( $\phi'$ )を

求め、現位置での測定結果と対応づけて検討する必要があると考える。

## 5.2 根切りの進行に伴う側圧の減少量

山留め壁に作用する側圧の根切りの進行に伴う減少量を推定する方法としては、黒柳<sup>8)</sup>により提案された山留め壁下端を中心とする回転角を用いる方法がある。この方法は、各深さにおける山留め壁の変形量を壁下端からその深さまでの距離で除した一種の回転角 $\theta$ (図-13参照)で表わすことにより、各深さにおける側圧の減少率 $\Delta p/p_0$  [ $p_0$ : 基準値(一般的には根切り直前の側圧),  $\Delta p$ : 基準の側圧からの減少量] との間に比較的明瞭な線型関係を見いだせるというものである。

A・B・C3現場における側圧測定深さでの回転角 $\theta$ と側圧減少率 $\Delta p/p_0$ との関係は、図-14に示すとおりである。この図においても根切り以外の影響を除くため、B現場では地盤改良後の値を、C現場では2次根切り前の値を基準値としている。図-14によると、側圧の減少率は回転角が増大するに従って増加しており、両者の間に比較的明瞭な線型関係がみられる。この現象を少し詳細にみると、1次・2次根切り時には各測点ともおおむね線型関係にあり、根切りが進むにつれて線型関係がなくなってくる。また、測点の深さごとにも浅いものから(地表面に近いものから)線型関係がなくなってくる。これは、山留め壁の変形形状が変化し、側圧の再配分がおこったためと推測される。すなわち、1次・2次根切り時には山留め壁はその下端を中心として壁全体が根切

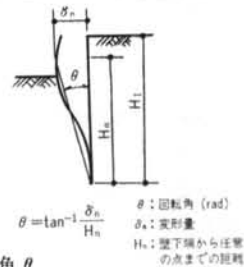


図-13 回転角 $\theta$

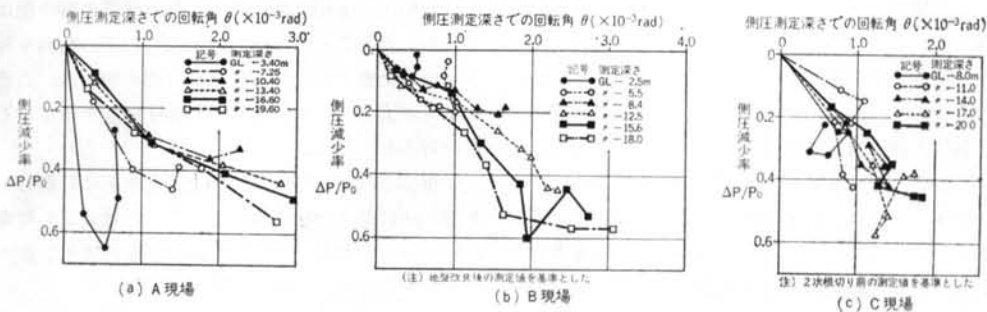


図-14 側圧測定深さでの回転角と側圧減少率の関係

り側へ倒れるような変形形状を示しているため、山留め壁に作用する側圧は側方の拘束が解かれ、いわゆる静止状態に近いものから主動状態へと減少しながら移行する過程にある。そして、この過程において応力（側圧）・ひずみ（変形）関係は見掛上弾性体のように線型関係を保つため、側圧減少率は回転角との間に線型関係がみられるものと考えられる。しかしながら、根切りが進むにつれて山留め壁は切ばりにより拘束され、山留め壁中央付近（G.L. -10～-15m）が変形の最大値を示すような弓形形状となるため、山留め壁中央部以浅のものは側圧の再配分がおこり、側圧減少率と回転角の間に線型関係がなくなるものと考えられる。

側圧減少率と回転角との間に線型関係がみられる部分において  $\theta = 1.0 \times 10^{-3}$  rad 当りの側圧減少量は、基準値に対し A 現場では 20～40%，B 現場では 15～30%，C 現場では 15～40% となっている。

次に、各現場における平均的な側圧減少量を求めるため、側圧の合力減少率  $\Delta P/P_0$  [ $P_0$ : 基準値（一般には根切り直前の側圧の合力)、 $\Delta P$ : 基準の側圧の合力からの減少量] と平均回転角  $\bar{\theta}$  (図-15参照) との関係を示すと図-16 のようになる。側圧の合力減少率と平均回転角との間には  $\bar{\theta} = 1.0 \times 10^{-3}$  rad まで線型関係がみられ、この部分における側圧の合力減少量は、基準値に対し A 現場では 35%，B 現場では 20%，C 現場では 25% となり比較的良好に似ている。また、 $\bar{\theta} = 1.0 \times 10^{-3}$  rad を超える部分を含めても側圧の合力減少量は、 $\bar{\theta} = 1.0 \times 10^{-3}$  rad 当り基準値に対し 20～35% の範囲におさまっている。

以上のように、今回測定を行なった 3 例では、回転角と側圧減少率との間に比較的良好な線型関係があることが確認できた。また、平均回転角と側圧の合力減少率との間にも同様の関係があり、今回の場合、側圧の合力減少率は、平均回転角  $1.0 \times 10^{-3}$  rad 当り基準値に対し 20～35% の減少がみられた。この側圧の変化を支配する因子は、地盤条件（粒度組成、せん断強度、透水係数、応力履歴、水圧分布等）と山留め架構（山留め壁・切ばり・腹起し）の剛性とと考えられる。今回の 3 例は、上記の因子がほとんど同じとみなすことができ、側圧の合力減少量と平均回転角の関係がよく似ていることから、同様の条件のもとで行なわれる根切りに際して、山留め壁の変形から側圧の減少量を推定することが可能であると考えられる。すなわち、根切り直前の側圧を静止土圧と水圧の和として推定し、根切り直前の側圧により山留め壁の変形量を推定する。そして、前記の側圧減少率と回転角の関係を利用し、変形量から側圧減少量を求める。次に、根切り直前の側圧を減少分だけ低減し、同様の操作を最

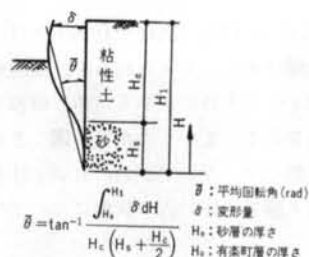


図-15 平均回転角  $\bar{\theta}$

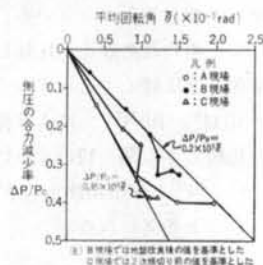


図-16 側圧の合力減少率と平均回転角の関係

終根切りまで行なう。これら一連の手順を踏むことにより、根切りの進行に伴う側圧の減少量を推定できる。

なお、この関係を普遍化するためには、地盤条件ならびに山留め架構の剛性が異なる場合について、多数の事例において検討を行なう必要があると考える。また、今回の 3 例では切ばり架設の際にプレロードを加えたが、山留め壁の変形ならびに側圧に与えた影響が小さかったため、特別な考慮は払わなかった。しかしながら、切ばりに大きなプレロードを加える場合には、当然プレロードの影響を考慮しなければならず、今後この点についても検討していくつもりである。

## § 6. 結論

沖積粘性土からなる軟弱地盤（有楽町層）において、地中連続壁を山留め壁とした場合の山留め壁に作用する側圧・水圧と山留め壁の変形測定結果を基に、①根切り直前の側圧、②根切りの進行に伴う側圧の減少量について検討したがこれらの検討結果から以下の結論を得た。

(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塑性指数から側圧係数を推定する式と良い対応を示した。

(2) 根切り直前の側圧を有効土圧と水圧に分離した場合有効土圧は静止土圧の値に近いものと考えても無理のない値を示しており、根切り直前の側圧は実用上静止土圧と水圧の和で表わし得る可能性がある。

(3) 根切りの進行に伴う側圧の減少率は、黒柳らが報告



したように、山留め壁の変形量を壁下端を中心とする一種の回転角として表わすことにより、回転角との間に比較的明瞭な線型関係があることが確認できた。しかしながら、測定位置が浅いものは切ばりをかけたことにより変形が拘束され、比較的早い時期に線型関係がなくなった。

(4)上記の線型関係が認められる部分において、側圧測定深さにおける側圧減少量は、回転角  $1.0 \times 10^{-3}$  rad 当り基準値（一般的には根切り直前の側圧、今回は根切り前に他の工事が行なわれたB・C現場については根切り以外の影響を除くため、B現場では地盤改良後の側圧を、C現場では2次根切り前の側圧を基準とした）に対し、A現場では20~40%、B現場では15~30%、C現場では15~40%となっていた。

(5)また、側圧の合力減少率と平均回転角の間にも、平均回転角において  $1.0 \times 10^{-3}$  rad 付近まで線型関係が認められた。この場合、側圧の合力減少量は平均回転角

$1.0 \times 10^{-3}$  rad 当り基準値に対して、A現場では35%、B現場では20%、C現場では25%となり、非線型部分を含めても20~35%の範囲におさまっていた。

## § 7. おわりに

沖積粘性土からなる軟弱地盤（有楽町層）において実施された3現場の測定結果を基に、山留め壁に作用する側圧の検討を行なうことにより、同様な条件の根切りにおける目安的な値を示すことができたと考えられる。しかしながら、今回の結果がどの程度普遍性を持っているのかは不明である。

今後は、地盤条件が異なる場合、山留め壁の剛性が異なる場合など数多くの具体的事例についても同様の検討を行なうと共に、室内試験（ $K_0$ 試験）による結果と現位置での測定結果を対応づけていきたいと考える。

### <参考文献>

- 1) 日本建築学会：“建築基礎構造設計規準・同解説”丸善（1974）p. 401
- 2) 東京地盤調査研究会編：“東京地盤図”技報堂（1959）
- 3) 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（1975）
- 4) 柴田：“原位置ベーンせん断試験結果の意味”第11回土質工学シンポジウム（1966）
- 5) E. W. Brooker & H. O. Ireland：“Earth Pressure at Rest Related to Stress History” Canadian Geotechnical Journal, Vol. 2, No. 1
- 6) 山口：“静止土圧に関する二、三の考察”第27回土木学会年次学術講演会（1972）
- 7) 山内・安原：“粘性土の静止土圧係数に関する一考察”土質学会論文報告集 Vol. 14, No. 2（1975）
- 8) 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関係”清水建設研究所報 第28号（1977年10月）

