

山留め掘削における受働土圧とせん断強度

運輸省港湾技術研究所 正会員 田中洋行

1. はじめに

山留め壁の背面に作用する土圧は、山留め壁や切梁を設計をする際の重要な値となる。このため、現在までに理論的あるいは現場で測定されたデータを用いた数多くの研究がなされ、これらの成果を用いて、実際の設計に使われる土圧分布が各機関によって規定されている。一方、掘削（受働）側に働く抵抗土圧は、多くの基準ではランキンの受働土圧としているが、この妥当性を検討した研究報告は少ない。これは、受働土圧が現在の方法で精度良く求められることを意味するのではなく、今までに粘性土地盤の受働土圧が問題となった山留め工の事例が非常に少なかったためである。我が国で施工された山留め工について調べてみると、軟弱な粘性土地盤の山留め掘削と区分されても、山留め壁の下端が砂層か硬質粘性土層に到達しているケースがほとんどである。従って、粘性土地盤におけるランキンの受働土圧の是非について、直接検討を行った報告は極めて少ない。

しかし、沿岸域の開発に伴って、過去に施工された場所とは地盤条件がかなり異なってきている。沿岸域では軟弱粘性土が厚く堆積していることが多く、このような地盤では山留め壁の下端が支持層に到達できずに、山留め工全体が軟弱粘性土層に浮いた状態になっている。今回の報告で取り上げる羽田沖合展開工事で施工された山留め工でも、山留め壁の下端が軟弱層に留まっており、掘削中の挙動が従来の山留め工とはかなり異なった。具体的には、一部の工区で山留め壁の変形が大きくなり、また中間杭も異常に浮き上がったため、掘削を中断し対策工を施した。実測された掘削

側の土圧を検討してみると、現在の設計方法で計算される土圧と比べて、かなり小さな土圧しか發揮していなかった。本報告では、現地の地盤から採取された試料に対して行った三軸伸張強度と計測された土圧との関係について考察する。

2. 事例とした山留め工

2.1 山留め工の概要

本報告で取り上げる事例は、現在運輸省が進めている羽田沖合展開工事で施工されたアクセス道路の山留め掘削工事である。この地盤の土質条件や工事の状況は文献1)、2)に詳しく述べられているので、ここでは要点だけを記述する。

この地点の土質断面図は図-1に示すとおりで、地表面から東京都内の工事現場から発生した建設残土で埋め立てられたBS層、東京湾の航路浚渫によって生じた高含水比の粘性土で埋め立てられたAC1層、自然に堆積した砂層のAS層、沖積粘性土のAC2層が堆積している。支持層とみなすことができるN値が50以上の砂層は、アクセス道路の地点で-60mの深度にある。

図-2に山留め工の断面図を示すが、掘削深さは11.0m、掘削幅は35mであり現在の掘削技術に照らし合わせると、それほど大規模とはいえない工事である。山留め壁はU型鋼矢板（タイプFSPVL）を用い、地盤が軟弱なために掘削深さの約2.5倍の長さ24mの鋼矢板を打設した。切梁段数は4段で、一段目を除いてH鋼を2段重ねる構造とした。掘削は切梁を設置しながら段階ごとに行った。各掘削段階の掘削深さは切梁中心から1m下方（余掘り）である。切梁の自重を

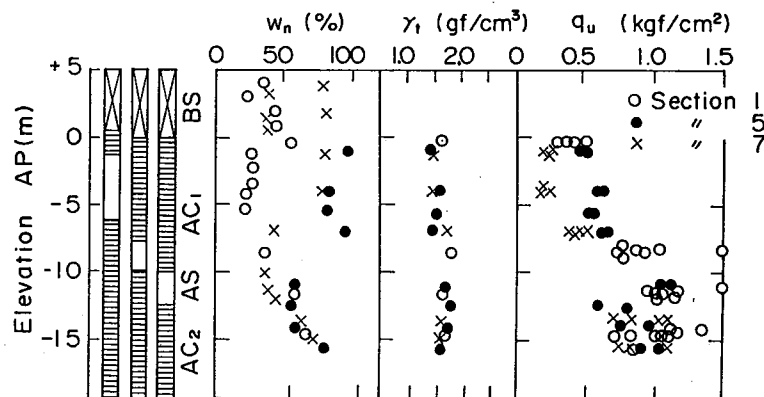


図-1 土質特性

Passive earth pressure and shear strength in braced excavation, Hiroyuki TANAKA, Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport

支えるためと切梁の座屈破壊を防ぐために約6mのピッチで中間杭を設けた。

2.2 施工の状況

工事は、図-3の上段の○で囲まれた数字で示される工区に分けて行った(1工区の長さは60m)。これらの工区のうち1から4工区が他の工区に先行したため、施工の安全を確認すると同時に設計定数の確認を行うために数多くの計器を設置した。本報告で取り上げるデータは、これら1から4工区で観測された値である。

上記の工区のうち、1から3工区で山留め壁の変形が大きくなり、また中間杭が大きく浮き上がった。図-4に山留め壁の変形が最も大きかった3工区の各掘削段階の変形の様子を示す。図の斜線は各掘削段階の掘削が終了して切梁を設置している間(約1週間)に発生した変位量を示している。3次掘削が終了した時点から変形が大きくなり、4次掘削終了時には最大で30cmもの変形が観測された。この山留め壁の変形に併せて、中間杭も最大で150mmも浮き上がった。このまま掘削すると、掘削底面下の山留め壁が掘削側に跳ね出すか、切梁が座屈破壊すると思え掘削を一旦中断し、ディーブウェルによって背面の地下水位を下げるとともに、背後の地盤高さを下げた。この結果、無事最終掘削を終えることができた。ここで留意したいのは、工事を中断した理由は山留め壁の曲げ応力、あるいは切梁軸力の増大でないことである。

3. 掘削側の地盤で観測された土圧

山留め工が異常な挙動を示した原因を探るために、種々の観点から検討を加えた(文献1、2)。この中で興味ある事実は、図-5に示す掘削側の地盤に発生した土圧である。現在使われている山留め工の多くの基準では粘性土地盤の掘削側の抵抗土圧の算定に(1)式で示されるランキンの受働土圧 p_p が用いられている。

$$p_p = \gamma z + 2 s_u \quad (1)$$

図-5は、(1)式の妥当性を検討するために、横軸を山留め壁に取り付けられたロードセルによって測定された土圧 p から土被り圧 γz (γ :土の単位体積重量、 z :掘削底面からの深さ)を差し引いた値($p - \gamma z$)で整理されている。

掘削を中止した4次掘削段階を極限の状態として(1)式に示されるランキンの受働土圧が掘削側の地盤に発生していると考えると、実測された($p - \gamma z$)の値は非排水せん断強度 s_u の2倍の値に一致するはずである。図-5に示す s_u は一軸圧縮試験から求めた値である。図からわかるように、掘削側の地盤に発生した

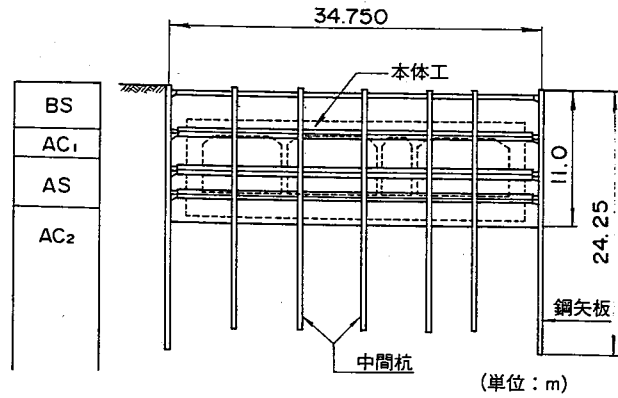


図-2 山留め工の断面図

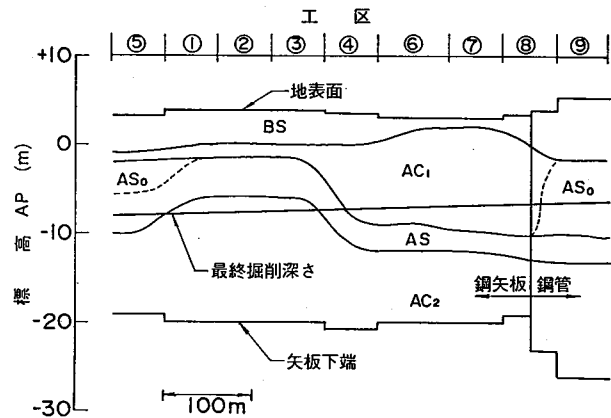


図-3 工区と土質断面図

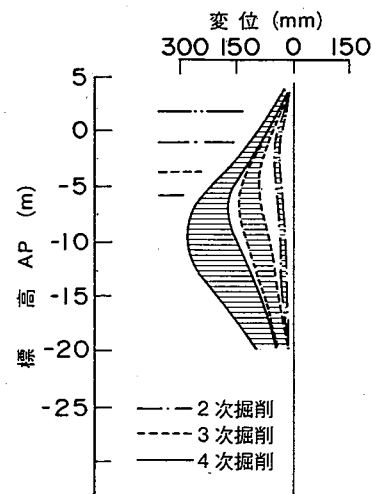


図-4 山留め壁の変形

($p - \gamma z$)は $2 s_u$ と比べてかなり小さい。

図-6は掘削によって掘削側の土の受働抵抗がどのように発揮したかをみたものである。図-4に示したように、山留め壁の変形は深度によって異なるが、掘削側の土圧を測定した深度が12mから25mの間で生じた変形の平均値を水平変位として図-6の横軸に示した。また、縦軸には上記の深度で測定された($p - \gamma$

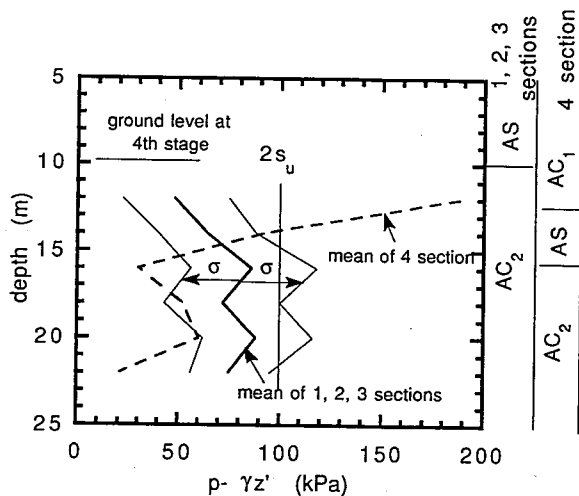


図-5 4次掘削後に計測された掘削側の土圧

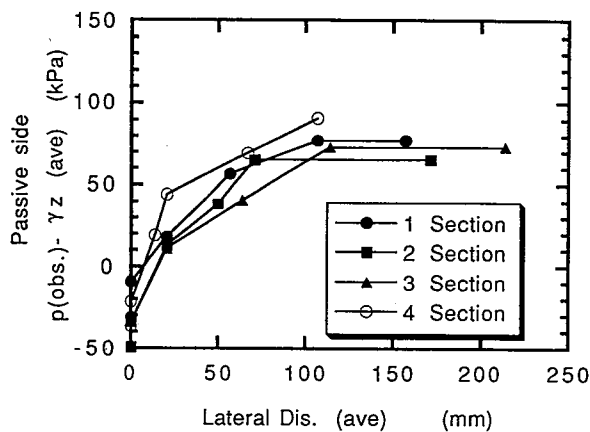


図-6 山留め壁の変位と土圧

z) の平均値をとった。山留め壁の変位が0、すなわち掘削を開始する以前は、土圧計によって測定された水平方向の土圧より鉛直方向の土被り圧 γz の方が大きいため、縦軸の値は負となっている。しかし、掘削が進むにつれ最大主応力の方向が鉛直から水平方向に逆転するので、 $(p - \gamma z)$ の値も負から正となっている。山留め壁の変位が100mmを越すと、 $(p - \gamma z)$ は一軸圧縮強度から予測される値より小さな75kPaで一定となっている。

土のせん断強度は一義的に決まる値ではなく、せん断方法によって異なることが知られている。このため、掘削側の受働抵抗を求めるためには、伸張強度を用いるべきであるとされている。この地区で採取された乱さない試料を用いて、三軸伸張試験を行った。試験は鉛直方向に原位置の有効土被り圧となるように K_0 状態で再圧密させた後、軸ひずみ速度0.1%/minで非排水条件でせん断を行った。試料は山留め掘削を行った地点から離れた所で採取され、また深度も山留め壁が大きく変形した深度とは必ずしも対応していないので、得られた伸張強度は、図-7に示すように

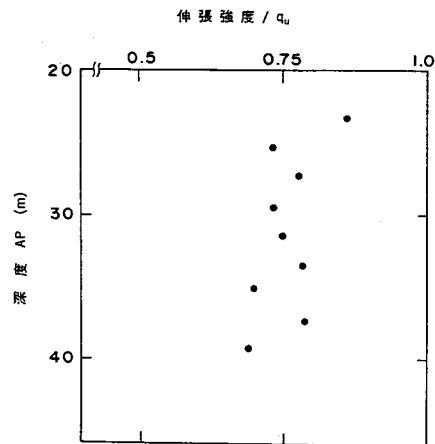


図-7 三軸伸張強度

q_u で正規化して示す。図から伸張強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ は q_u の約75%となり、 q_u の代わりに三軸伸張試験からせん断強度を求めると、計測された受働抵抗とランキン式によって計算された受働土圧は見かけ状一致する(図-5、6)。しかし、せん断強度はひずみ速度、土被り圧の減少による吸水膨張等によっても影響される値である。次章では、受働土圧に与える影響因子を現在の土質力学で得られている知見に照らし合わせて整理し、実測された土圧と室内試験によって得られた値とがどの程度まで説明できるかを検討する。

4. 受働土圧に与える影響因子

4.1 壁面抵抗の影響 m_1

我が国で用いられている基準の多くは、地盤が粘性土である場合には、壁面の粘着力を考慮しないランキン土圧を受働土圧としている。一方、地盤が砂地盤の場合には、壁面との摩擦力を考慮するクーロン土圧を受働土圧とする基準が多い。粘性土地盤で壁面との摩擦を考慮した場合の受働土圧式は(2)式で与えられる³⁾。

$$p_p = \gamma z + 2 s_w \sqrt{(1 + c_w / s_w)} \quad (2)$$

ここに、 c_w は壁面に働く粘着力である。 c_w の値については、壁の材料や変形の状態によって変化すると考えられるが、API (American Petroleum Institute) の海洋プラットフォームの杭の設計方法を参考に、 c_w を s_w の0.75倍の値とする。この値を用いると、壁面の粘着力を無視した(1)式で求められる値より1.32倍受働土圧が大きくなる。

4.2 リバンドの影響 m_2

地盤が粘性土の場合では土の透水係数が小さいため、工事が短期間であると、せん断強度は一定、すなわち全応力解析法が用いられている。この方法では盛土の場合には圧密による強度増加を無視することになるので安全側の答を出す。しかし、掘削の場合には吸

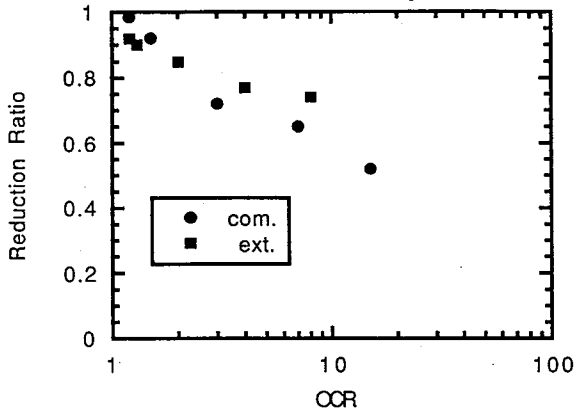


図-8 吸水膨張による強度低下

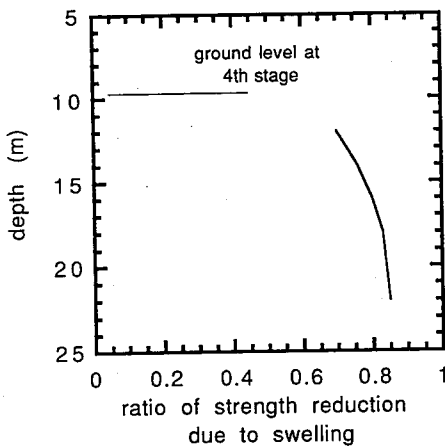


図-9 吸水膨張後の地盤の強度低下

水膨張によってせん断強度は低下するので、全応力法は危険側の計算方法となる。

図-8は試料を一旦正規圧密状態で K_0 圧密した後、 K_0 条件でリバンドした時の非排水せん断強度の低下の様子を示したものである。このリバンドによる強度低下曲線を用いて、アクセス道路の掘削側の地盤が完全に吸水膨張した時の4次掘削後の強度の低下割合を求めると図-9のようになる。掘削底面に近いほど応力解放による影響が大きい(OCRが大きい)ので強度も小さくなるが、掘削側の地盤全体としては、約80%程度の強度低下が生じることになる。

リバンド時の圧密係数 c_v を報告している論文は少ないが、中瀬、他⁹⁾が行った実験によればリバンド時の c_v は正規圧密時の c_v と比べて10から30倍程度増加すると報告されている。この地区の正規圧密時の c_v はおおよそ $100\text{cm}^2/\text{day}$ なので、リバンド時の c_v を $2,000\text{cm}^2/\text{day}$ と仮定する。また、排水長 H を掘削底面から山留め壁の下端までの距離と考えると、 $H=15\text{m}$ とする。さらに、各掘削段階の期間 t を2週間として、時間係数 T_v を(3)式で計算してみる。

$$T_v = c_v t / H^2 \quad (3)$$

(3)式から上記の条件に対して T_v は0.012となる。圧密度 $U-T_v$ の関係を用いて $T_v=0.012$ に対応する U を求めると、 $U=12\%$ 程度となる。この圧密度の下では、掘削底面付近の地盤が掘削前と比べて20%程度ほど有効応力が減少するぐらいで(OCR=1.25)、全体的にみると応力解放による強度低下は実用上生じていないと判断できる。

しかしながら、山留め壁に取り付けられた間隙水圧計の値は上記の検討結果とは一見異なる傾向を示した。図-10に2工区で計測された掘削前と工事を中断した4次掘削終了時の地盤の間隙水圧分布を示す。4次掘削後の掘削側の地盤に発生した間隙水圧に注目すると、掘削底面を原点とした静水圧線($p_w = \gamma_w z'$ 、ここに p_w は静水圧、 γ_w は水の単位体積重量、 z' は掘削底面からの深さ)より測定された間隙水圧が大きいことがわかる。掘削側の地盤が完全に吸水膨張したとすると、地盤の間隙水圧は静水圧線に一致するので、図-9で推定された値より、実際にはさらに掘削側の地盤の強度低下が生じていることになる。しかし、以下に示す解析によって、これは地盤のせん断変形による間隙水圧の上昇であることがわかった。

間隙水圧は(4)式に示されるように、平均主応力とせん断応力によって発生する。

$$\Delta u = \Delta p + a \Delta q \quad (4)$$

ここに、 Δu は間隙水圧増分、 Δp は平均主応力増分、 Δq はせん断応力増分、 a は係数である。 Δq はせん断応力の定義によって異なるが、ここでは三軸試験の場合は、 $\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$ とする。図-11は先に

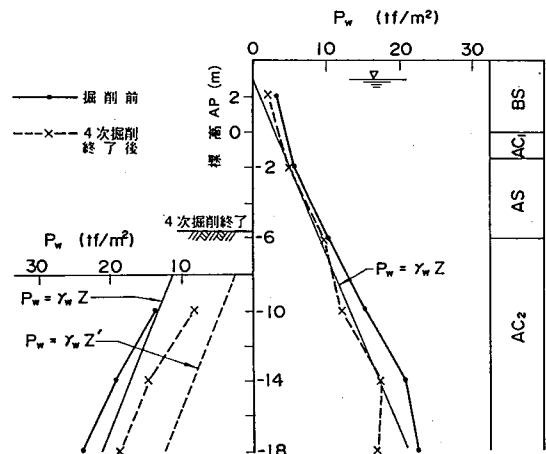


図-10 掘削前と掘削後の水圧の分布

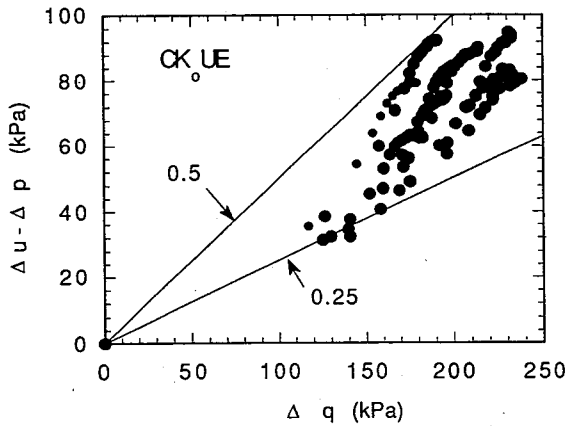


図-11 三軸伸張試験における間隙水圧

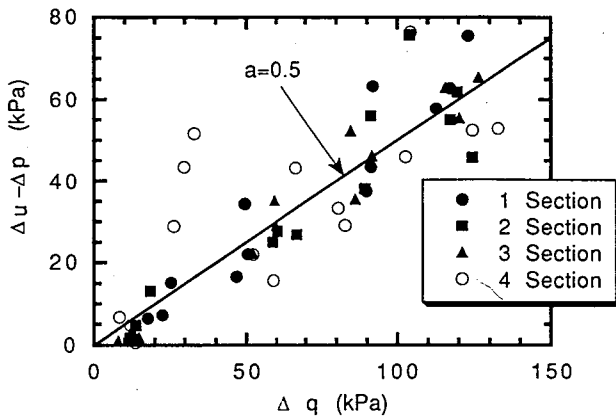


図-12 掘削側の地盤における間隙水圧

述べた条件で行った K_0 圧密伸張せん断試験から求められた Δq と $(\Delta u - \Delta p)$ の関係であり、この勾配が(4)式の係数 a に相当する。図からこの地区の地盤の a 係数は、 Δq の増大によって増大する傾向にあるが、0.25から0.5の範囲にある。図-12は山留め工の計測から求められた関係である。ただし、山留め工の場合は、主応力方向を鉛直と水平方向に仮定し、また山留め工の奥行き(平面ひずみ)方向の応力状態を考慮しないで、以下のように Δq と Δp を定めた。

$$\Delta q = \Delta (\gamma z - p_{ob}) \quad (5)$$

$$\Delta p = (\Delta \gamma z + \Delta p_{ob}) / 2 \quad (6)$$

$$\Delta u = \Delta (u_{init} - u) \quad (7)$$

ここに $\Delta \gamma z$ は掘削前からの土被り圧の減少値、 Δp_{ob} は掘削前を基準とした掘削側の土圧減少値、 u_{init} は掘削前の間隙水圧、 u は各掘削段階で測定された間隙水圧である。このように求められた図から a 係数を求めると、多少のばらつきはあるが約0.5の値が得られる。

平面ひずみと三軸条件下で a 係数がどのように異なるかは未だ明らかではなく、また山留め工で計測された図には種々の仮定を行って求めたので、図-11と図-12を直接比較することはできない。しかし、図-10に示した土被り圧の減少によって大きな間隙水圧が掘削側の地盤に発生した原因は、せん断応力の増大によるものと判断される。従って、時間係数の検討とあわせて吸水膨張による強度低下は無視できると考えられる。

4.3 応力-ひずみ関係 m

これまでの研究から、主働土圧状態に達するまでの壁の変位は非常に小さいが、地盤が受働土圧に至るまでにはかなりの変位が必要であると言われている。これは、図-13に示す三軸 K_0 圧密した供試体の圧縮および伸張試験から得られた応力-ひずみの関係からも推測できる。すなわち、主働側に相当する圧縮試験の応力-ひずみ関係は小さなひずみで応力がピークとなるのに対し、受働側に相当する伸張試験では最大強度となるまでにはかなりのひずみを必要とする。山留め壁の変位から掘削側の地盤のひずみを求めることは難しいが、ここでは以下のように考えてみた。図-4に示すようにアクセス道路の山留め工では山留め壁の下端でもかなり変形したが、ここでは下端での変位はゼロとして、また山留め壁の変形は掘削底面で最大で、深さ方向に単調減少すると考える。このような仮定を行うと、地盤のせん断ひずみ γ は(8)式で与えられる。

$$\gamma = \lambda H \quad (8)$$

ここに λ は掘削底面における山留め壁の変位、 H は掘削底面から下端までの山留め壁の長さである。図-4を参考に λ を30cm、 H を15mとすると γ は2%とな

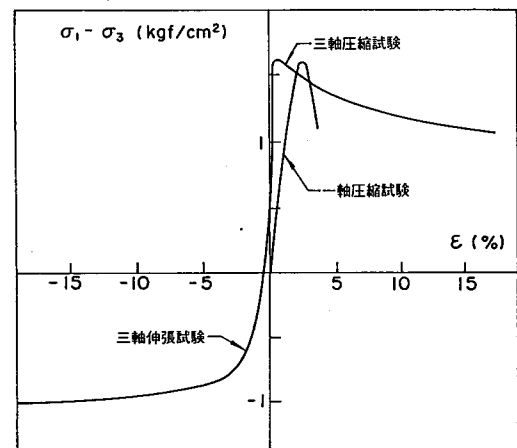


図-13 三軸伸張試験から求められた応力-ひずみ曲線

る。三軸試験で非排水条件でせん断するとせん断ひずみ γ は軸ひずみ ϵ_a と同じになる。これらの検討から、山留め壁が30cm変位したときに生じる伸張強度はピークの強度に対して、図-13を参考にすると約60から70%程度となる。

4.4 せん断速度 m_4

土のせん断強度はせん断速度によって大きく影響されることが知られている。図-14に土田が行ったせん断速度の影響を調べた結果を示すが、我が国の粘性土ではせん断速度が1/10になると強度は約6%減少することがわかる。

掘削側の地盤のひずみ速度を求めることは難しいが、4次掘削時の山留め壁の最大変位の速度がおおよそ20mm/dayであったことを参考にして、4.3で述べた方法でひずみに換算すると、0.001%/minのひずみ速度が得られる。すでに述べたように本報告で述べた三軸伸張試験は0.1%/minの軸ひずみ速度でせん断を行ったので、せん断強度は0.12低下することになる。

4.5 拘束条件 m_5

今回の掘削における地盤の応力条件は奥行き方向に変形が生じない平面ひずみ条件とみなすことができる。これまでに多くの研究者によって平面ひずみ条件下でせん断試験が実施できる試験機が開発されてきたが、未だ三軸試験機のように一般に普及している試験機とはいえない。特に、伸張試験は圧縮試験と比べて試験が難しいとされている。Ladd、他⁹⁾は4種類の粘性土に対して三軸と平面ひずみ試験から伸張強度を求めているが、その両者の比は0.82であったと報告している。つまり平面ひずみ条件での伸張強度は三軸のそれと比べて1.22 (1/0.82) 倍となる。

4.6 三軸伸張強度と受働土圧の関係

上記の影響因子をまとめてみると以下のようになる。

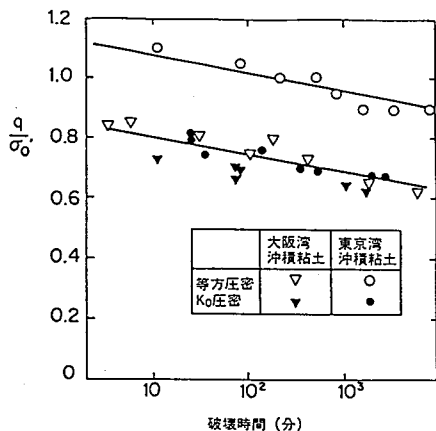


図-14 せん断速度が強度に及ぼす影響⁶⁾

$$\begin{aligned}
 m &= m_1 * m_2 * m_3 * m_4 * m_5 \\
 &= 1.32 * 1.0 * (0.6 \sim 0.7) * 0.88 * 1.22 \\
 &= 0.85 \sim 0.99 \quad (9)
 \end{aligned}$$

(9)式から、本報告で考えられた影響因子を全て考慮すると三軸伸張強度を用いた場合の受働土圧に対する補正係数 m は0.85から0.99となり、1.0の値にかなり近づく。さらに、VaidとCampanella⁷⁾が行った平面ひずみ伸張試験から得られた応力-ひずみ曲線は三軸伸張試験の曲線より、かなり勾配が大きいことが報告されている。このため、 $m_4=0.6\sim0.7$ の値は実際の値をかなり過小評価していると思われる。これを考慮すると、(9)式の補正係数 m は1.0にさらに近づく。以上のことから、 K_0 状態で再圧密された三軸伸張強度を用いて、ランキンの受働土圧を計算すると、粘性土地盤に発揮する受働土圧をかなりの精度で予測できることがわかる。

5. おわりに

今回の事例から、山留め工の受働土圧は K_0 状態で再圧密された三軸圧縮強度を用いて、ランキンの受働土圧式によって求められることがわかった。通常地盤では、一軸圧縮強度は三軸伸張強度より大きな値を示すので、受働土圧の算定に一軸圧縮強度を用いると危険側の値を出す。しかし、これは地盤が粘性土だけで成り立っている場合である。掘削底面下に砂層があった他の工区では、掘削を中断することなく工事を終了することができた。このことより、現在の砂地盤に対する設計定数の決め方は、かなり安全側にあるといえる。従って、粘性土だけについて現行の設計法を見直すとかかなり不経済なものとなる。

参考文献

- 1) 田中洋行・鈴木光雄・梶原康之：軟弱地盤における山留め掘削、土と基礎、Vol.37、No.5、pp.23-28、1989。
- 2) 田中洋行：軟弱地盤における山留め工の挙動に関する研究、港研技術資料、No.734、1992。
- 3) 例えばLee, I. E.(1968): Soil mechanics selected topics, Butterworths, London.
- 4) Poulos, H. G. (1988): Marine Geotechnics, Unwin Hyman, London.
- 5) 中瀬明男・小林正樹・兼近明男：過圧密粘土の圧密特性、港研報告、Vol.12、No.1、pp.123-139。
- 6) 土田孝：三軸試験位による自然粘性土地盤の強度決定法に関する研究、港研技術資料、No.688、1990。
- 7) Vaid, P. V. and Campanella, R. G. (1974): Triaxial and plane strain behavior of natural clay, ASCE, Vol.100, No.GT3, pp.207-224.