

軟弱粘性土地盤における泥水トレンチ掘削の安定

STABILITY OF SLURRY TRENCH EXCAVATION IN SOFT CLAY GROUNDS

玉野 富雄*・福井 聡**・植下 協***

By Tomio TAMANO, Satoshi FUKUI and Kano UESHITA

Participating in a construction work on a very soft clay ground, the authors had to know the availability of the slurry-trench method in the clay ground. Therefore, they excavated three trial trenches to see the cases of unstable, critical and stable conditions of the trenches in the clay. Based on these trenches and investigation of clay at excavated places, they found that the stability of slurry-trench in the clay ground could be judged with the degree of consolidation of clay. The clay ground of overconsolidation ratio equal to or greater than 1.0 can support a slurry-trench stably. This judgement was checked and discussed with a slurry-trench in another site measuring the deformation and the pore-water pressure of clay ground.

1. 緒 言

近年の泥水（一般的にはベントナイト泥水が用いられることが多い）によるトレンチ掘削工法の発達に伴い、壁面安定機構の解明が重要となってきている。その結果として、種々の施工経験や研究により、ゆるい砂地盤と軟弱粘性土地盤を除けば、ほぼ壁面の安定が保たれることが明らかにされてきている。しかし、今なお施工経験がその力学機構の解明より先行しているのが現状である。

一般に、壁面安定機構は砂質地盤の場合と粘性土地盤の場合で異なると考えられ、砂質地盤における従来の研究では^{1)~4)}、掘削全体の安定から、すべり土塊と泥水圧の平衡としてとらえたものが多い。また、泥水の壁面安定に寄与する諸要因についての研究も行われている⁵⁾。

粘性土地盤における壁面の変形挙動、および安定計算法については、Nashら¹⁾、Dibiagioら⁶⁾、Farmerら⁷⁾、

そしてAas⁸⁾の報告がある。また、トレンチ掘削時の壁面近傍地盤の間隙水圧の変化を含んだ解析の重要性も指摘されている⁹⁾。しかし、粘性土地盤、特に軟弱粘性土地盤の場合、多くの複雑な土質力学上の要因があり、壁面安定の可否を判断する方法や壁面安定の力学機構は明らかではない。

著者らは、臨海部埋め立て地盤でトレンチの実験掘削を行い、軟弱粘性土層のはらみ出しにより、壁面の安定が保たれなかった掘削、安定した掘削、およびその限界条件の掘削状態を同一実験地盤内で見出した。本報告では、これらの実験結果をもとに、壁面変形と破壊に至るまでの挙動について述べ、あわせて軟弱粘性土地盤におけるトレンチ掘削の可否を判断する方法について提案する。また、提案した判断基準の妥当性を実証するために行った正規圧密終了状態の軟弱粘性土地盤におけるトレンチの実験掘削結果と壁面安定の力学機構について考察する。

2. 軟弱粘性土地盤におけるトレンチの実験掘削

(1) 実験地盤および実験概要

実験地盤は、盛土直後の臨海部埋め立て地盤（大阪市南港）である。図-1は実験地盤の概要と盛土の状況を

* 正会員 工修 日本下水道事業団大阪支社設計第一課副参事（〒541 大阪市東区淡路町4-54）

** 正会員 大阪市下水道局建設部処理場課設計係（〒530 大阪市北区南扇町6-28）

*** 正会員 工博 名古屋大学教授 工学部地盤工学教室（〒464 名古屋市千種区不老町）

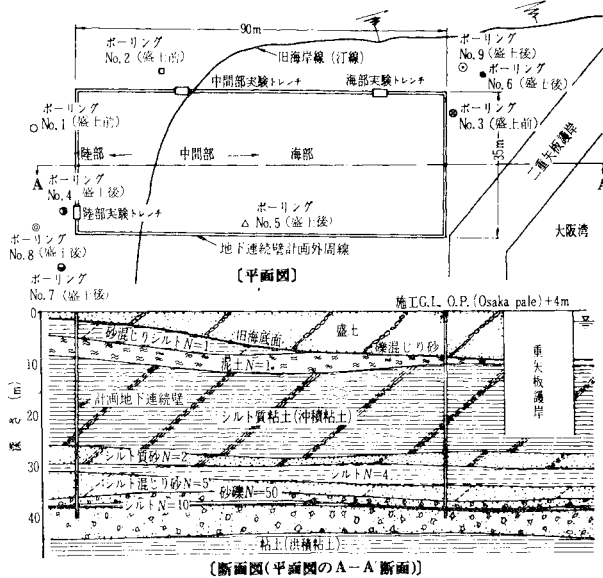


図-1 地盤概要

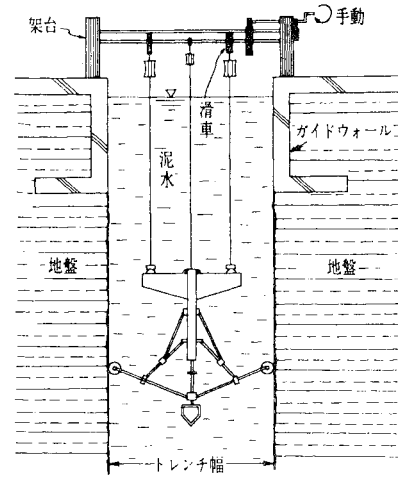


図-3 トレンチ幅を測定するためのアンブレラ測定器の説明図

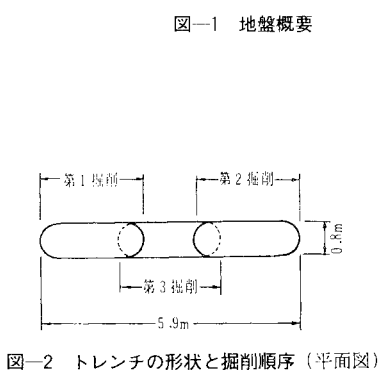


図-2 トレンチの形状と掘削順序 (平面図)

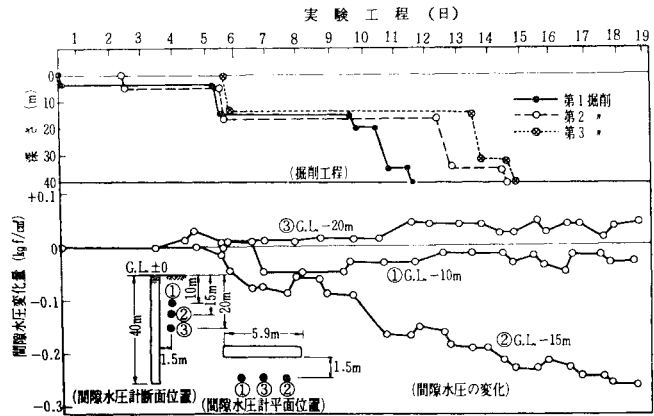


図-4 陸部実験掘削の工程と掘削に伴う間隙水圧の変化

示す平面図と断面図である。盛土前の汀線(旧海岸線)が重要な意味をもつので、汀線から海側を海部(盛土厚、約9m)、陸側を陸部(盛土厚、約2m)、汀線付近を中間部(盛土厚、約4m)と呼ぶ。

実験トレンチの形状は、幅80cm、長さ5.9m、深さ40mである。トレンチの掘削は、回転ビット式の掘削機を用いて、図-2に示す3回分割掘削で行っている。使用したベントナイト泥水(以下、単に泥水と呼ぶ)の密度は、作泥時で1.13g/cm³としたが、掘削中に土粒子が混入し1.18g/cm³程度になった。壁面の変形の測定には、図-3に示すアンブレラ式測定器を使用した。

(2) 壁面の変形と破壊に至る挙動

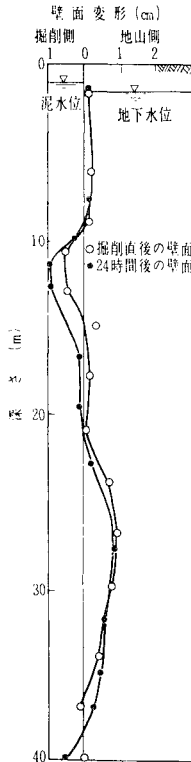
陸部、海部、および中間部において行ったトレンチの実験掘削時の壁面変形と破壊に至る挙動について述べる。各部の実験掘削位置は図-1に示してある。

a) 陸部トレンチの壁面変形

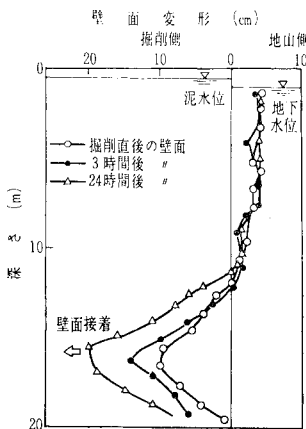
陸部トレンチの実験工程、および掘削に伴う壁面近傍の粘性土層の間隙水圧の変化を図-4に示す。トレンチは掘削完了後6日間そのままの状態を放置している。

壁面の変形を図-5に示す。掘削完了後の壁面のはらみ出しによる変形は1cm程度である。また、掘削完了時から24時間後でG.L. -10~-15m付近でわずかに壁面のはらみ出しが進んでいるものの壁面は安定した状態である。壁面より1.5m離れた位置でG.L. -10m、G.L. -15m、G.L. -20mの深さでの粘性土層の掘削に伴う間隙水圧の変化を図-4に示す。

G.L. -10mの間隙水圧は、掘削がその深さをこえるといくぶん減少する傾向にあるが、その後はほとんど変化していない。G.L. -15mの間隙水圧は、掘削がその深さをこえると継続的に減少し、掘削完了後も減少は続いている。G.L. -20mの間隙水圧は逆にいくぶん増大する傾向にあるが、掘削完了後は変化がみられない。

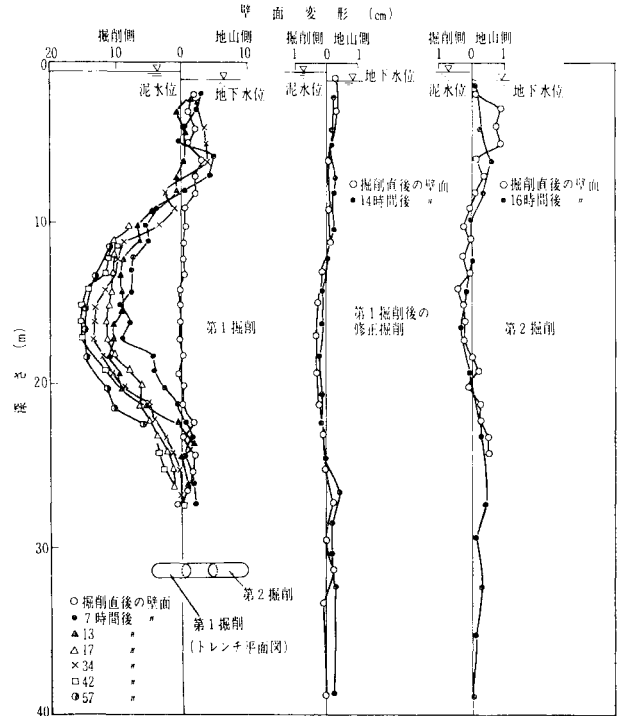


図一五 陸部における実験掘削の壁面変形 (長さ 5.3 m トレンチ中央断面における測定)



図一六 海部における実験掘削の壁面変形 (長さ 2 m のトレンチの中央断面における測定)

G. L. -15 m の間隙水圧の変化が顕著である。図一四での実験工程、および図一五での壁面変形状態をあわせ考えると、G. L. -10 ~ -20 m の粘性土層が側方の掘削により応力緩和し、粘土骨格が膨張するにつれて間隙水圧が減少したと解釈できる。



図一七 中間部における実験掘削の壁面変形

b) 海部トレンチの壁面変形と破壊に至る挙動

海部トレンチの実験掘削時の壁面変形は、陸部トレンチの場合に比べ、はらみ出しが大きく進み、最終的にはトレンチの両面の壁が接着した状態になっている。掘削中に G. L. -10 ~ -25 m 付近の破壊が予測されたため、掘削は長さ 2 m の第 1 掘削で G. L. -20 m にとめてある。図一六に、掘削直後、3 時間後、24 時間後の壁面変形を示す。

c) 中間部トレンチの壁面変形

陸部トレンチでの壁面変形、および海部トレンチでの破壊に至る挙動について示したが、壁面が安定するか否かは、G. L. -10 ~ -25 m の粘性土層のはらみ出しによる変形が小さい量でとまるか、トレンチの両壁面が閉塞するまで進むかの差である。中間部トレンチでは、壁面安定の限界状態を観測することができた。図一七に第 1 掘削時、第 2 掘削時、および第 1 掘削時ではらみ出した状態にある壁面を修正掘削したときの壁面変形を示す。

第 1 掘削では G. L. -10 ~ -25 m の粘性土層のはらみ出しが生じているが、海部トレンチの場合に比べて時間的に進行が遅く 17 cm 程度のはらみ出しでほぼ安定する傾向にある。また、修正掘削後の壁面は安定な状態である。第 2 掘削では、ほぼ陸部トレンチでの場合と同じ変形状態である。このように、同じ地盤でありながら一方がはらみ出し、他方がはらみ出さないということは、

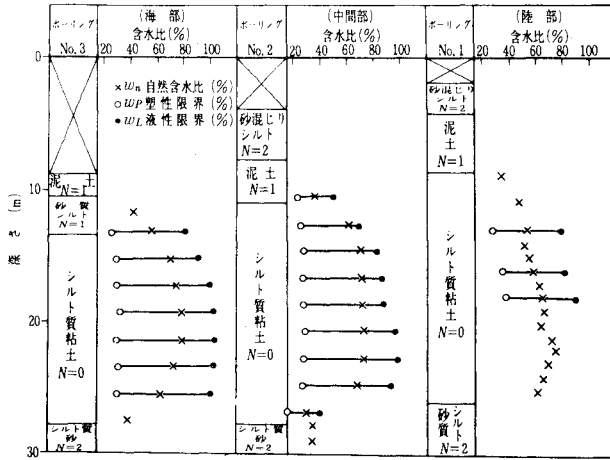


図-8 ボーリング調査による土相, N 値, 自然含水比, 液性限界, 塑性限界

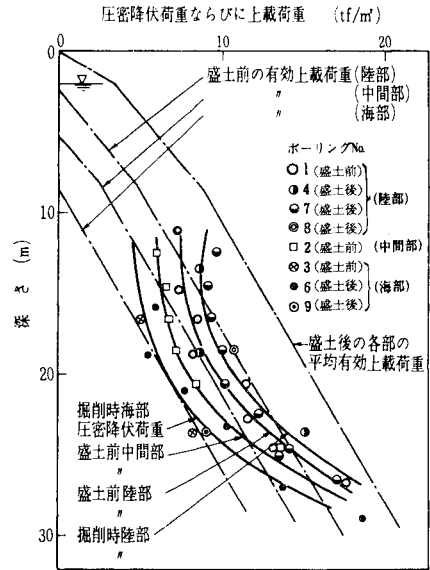


図-11 深さと圧密降伏荷重および有効上載荷重の関係

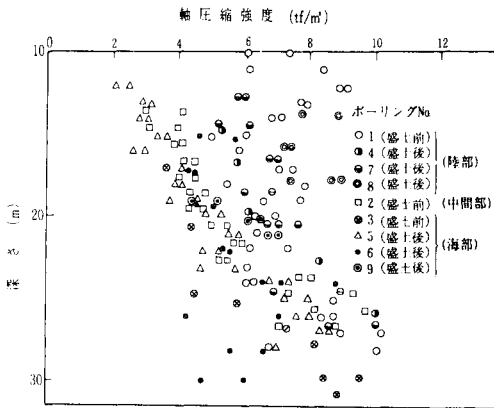


図-9 一軸圧縮強度の比較

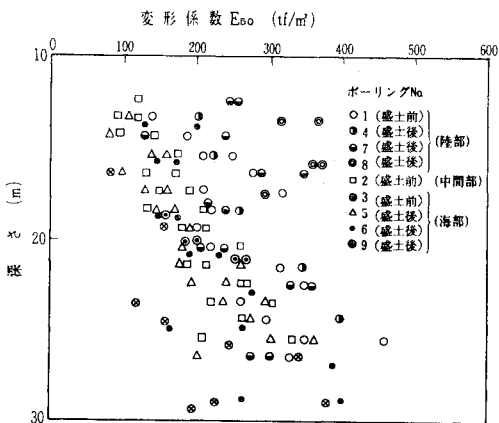


図-10 変形係数の比較

この地盤状態が壁面安定の限界状態にあったことを示すものと考えられる。

(3) 実験地盤の土質特性

実験地盤の土質調査は、図-1に示すボーリング位置で盛土前（ボーリング No.1~3）と盛土後（ボーリング No.4~9）に行っている。図-8に土質調査結果を示すが、粘性土層の自然含水比は55~80%、液性限界は80~100%、塑性限界は30%前後である。また、塑性指数は50~70%であり、いくぶん海部の方が大きい。図-9,10に一軸圧縮試験による強度 q_u と変形係数 E_{50} （一軸圧縮強度の50%応力に対する割線係数）を示す。 q_u , E_{50} とも陸部で最も大きく、以下、中間部、海部の順に低下している。また、盛土後では圧密の進行に応じて強度は増大している。

盛土前後での有効上載荷重と圧密降伏荷重の関係を図-11に示す。図-1に示すように、実験現場は、浚渫土層（今回の盛土より約10年ほど前に泥土および砂混じりシルトにより埋め立てられている）上に礫混じり砂により新たに造成された地盤状態である。図-11に盛土前の有効上載荷重を示すが、陸部、中間部および海部で浚渫土層の層厚の違いにより異なっている。盛土前の各部の有効上載荷重と圧密降伏荷重の関係より G.L.-10~20mの中間層では、海部ではほぼ正規圧密の終了状態にあり、中間部および陸部では正規圧密の進行状態にある。一方、盛土後の有効上載荷重（図-11では、盛土後の各部の有効上載荷重がほぼ同じであるので平均値として示している）に対する圧密降伏荷重は、各部で、いずれも小さい状態であり、正規圧密の進行状態は、盛土前の地盤状態と各部での盛土厚さの違いにより陸部で最も進み、以下、中間部、海部の順に低下している。この正規圧密の進行状態の違いは、軟弱粘性土地盤にお

るトレンチの壁面安定を論じるうえで重要な要因になると考えられる。

(4) トレンチ掘削可否の判断基準

壁面が安定するか否か、以下のように考察してみる。トレンチ掘削前の地盤内の水平応力は、 $K \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot H_i$ (K :側圧係数, γ_i :各層の土の単位体積重量, H_i :各層の層厚)で示される。この地盤中を泥水を用いて掘削すると泥水圧 $\gamma_r \cdot h$ (γ_r :泥水の単位体積重量, h :泥水位)との差だけ壁面を变形させる応力 $\Delta\sigma_R$ が、壁面で今までの静止側圧以上(または以下)に働き、壁面を变形させることになる(側圧は、壁面に作用する土圧に水圧を加えた圧を意味し、土圧が静止土圧の場合では静止側圧と呼ぶ)。なお、 $\Delta\sigma_R$ は次式で示される。

$$\Delta\sigma_R = K \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot H_i - \gamma_r \cdot h \dots\dots\dots(1)$$

この $\Delta\sigma_R$ が正の場合では壁面がはらみ出し、負の場合では、かえってトレンチ溝がふくらむことを意味する。前述のように、陸部トレンチ掘削での軟弱粘性土層の壁面は G.L. -10 ~ -25 m ではらみ出し、G.L. -25 m 前後で逆に地山側に押し拡がる傾向にあることから、G.L. -10 ~ -25 m で $\Delta\sigma_R > 0$ の状態にあると考えられる。

ところで、 $\Delta\sigma_R$ が本実験の場合のように正となる正規圧密進行中の圧密状態にある地盤におけるトレンチ掘削では、壁面のはらみ出しにより、土圧が静止土圧状態より主動土圧状態に変化することで、泥水圧とつり合い状態に移行していくことになると考えられる。 $\Delta\sigma_R$ の大きさの程度により、壁面安定の保たれなかった海部トレンチ掘削、壁面の安定した陸部トレンチ掘削、および限界条件の中間部トレンチ掘削状態が区分されると考察できる。トレンチ掘削前の軟弱粘性土地盤の静止土圧が圧密状態により変化することより、トレンチ掘削可否を圧密状態により判断できると考えられる。

トレンチの実験掘削結果、土質調査結果、および以上の考察より、軟弱粘性土地盤におけるトレンチ掘削可否の判断基準をまとめると次のようである。軟弱粘性土地盤における泥水によるトレンチ掘削時の壁面安定は、掘削前における軟弱粘性土層の圧密状態と関係が深く、正規圧密の進行状態にある場合でも、その程度により壁面を安定な状態(たとえば、陸部実験トレンチの場合)に保つことができるが、安全側の立場にたてば、「粘性土層が正規圧密を終了した状態にあることが泥水掘削における壁面安定の条件である」ということができる。

3. 正規圧密終了状態の粘性土地盤におけるトレンチの実験掘削

前述の軟弱粘性土地盤におけるトレンチ掘削可否の判

断規準の妥当性を実証するため、正規圧密終了状態の粘性土地盤であると判断できる大阪市千島下水処理場内にてトレンチの実験掘削を行い、壁面変形挙動を調査した。また、トレンチ掘削前後での地盤の応力状態を調査することで壁面安定の力学機構の考察を行う。

(1) 実験地盤および実験概要

実験地盤である大阪市千島下水処理場用地は、臨海部の貯木池として使用されていた所を、約30年前に埋め立てられ現在に至っている。千島下水処理場は、前述の大阪市南港埋め立て地の近くに位置し、地質・地層構成もほぼ同じ状態である。

図-12に地盤概要を示す。G.L. -9.8 ~ -21.8 m の粘性土層は、圧密降伏荷重と有効上載荷重の関係、間隙水圧状態、および後述する静止土圧状態より正規圧密終了状態であると判断できる。図-13に土質調査結果を示す。自然含水比は40~50%、液性限界は50~70%、塑性限界は20~27%、塑性指数は28~50%程度である。また、非排水せん断強度は3~7 tf/m² (29.4~68.6 kPa)程度である。

実験概要を図-14に示す。実験トレンチの形状は、幅1 m、長さ9.5 m、深さ21 mである。トレンチの長

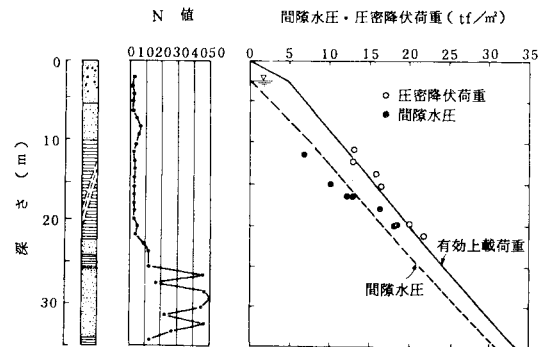


図-12 地盤概要(土相, N値, および深さと間隙水圧, 圧密降伏荷重の関係)

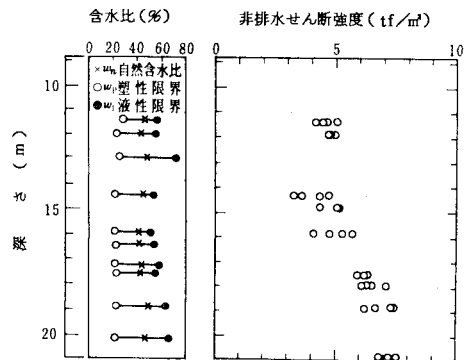
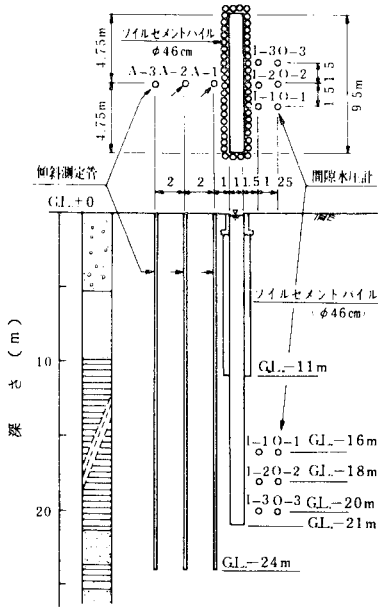
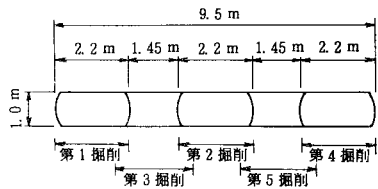


図-13 自然含水比, 塑性限界, 液性限界, および非排水せん断強度(三軸U-U試験による)



図一14 実験概要（平面図，断面図，および計測器設置位置）

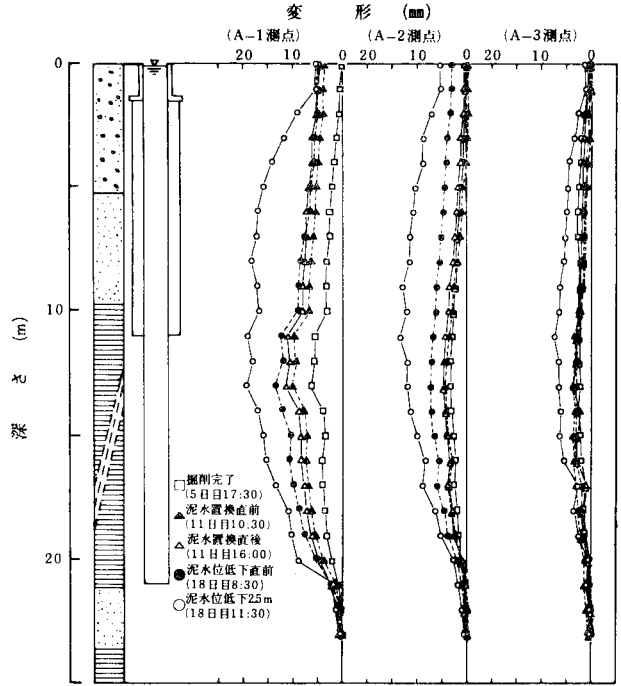


図一15 トレンチの形状と掘削順序（平面図）

さが長くなるほど，壁面安定上不利になると考えられるため，ゆるい砂層や軟弱粘性土層がある地盤では，トレンチ長さを経験的に5 m程度とする傾向にある．不利な条件としての9.5 mの長さによるトレンチの壁面安定を確認しておけば，軟弱粘性土地盤におけるトレンチの壁面安定を考えるうえで価値ある実験になると考えられる．

トレンチの掘削は，図一15に示す順序で5回に分けて，トレンチ掘削用のバケット型式の掘削機で行っている．使用した泥水の密度は，作泥時で1.06 g/cm³である．また，上部埋め立て層および砂層については，あらかじめφ46 cmのソイルセメントパイプを打設して，泥水位低下実験時の壁面破壊を防止している．

壁面の変形および地盤の変形については，図一14に示す壁面から地山側へ1 m (A-1 測点と呼ぶ)，3 m (A-2 測点と呼ぶ)，5 m (A-3 測点と呼ぶ) 離れた位置に埋設した傾斜測定管での挿入式傾斜計による変形測定で把握した．また，間隙水圧計を図一14に示す壁面近傍の粘性土層の6か所埋設しているが，そのうち0-1，



図一16 地盤変形（図一14に示すA-1，A-2，A-3 測点における変形）

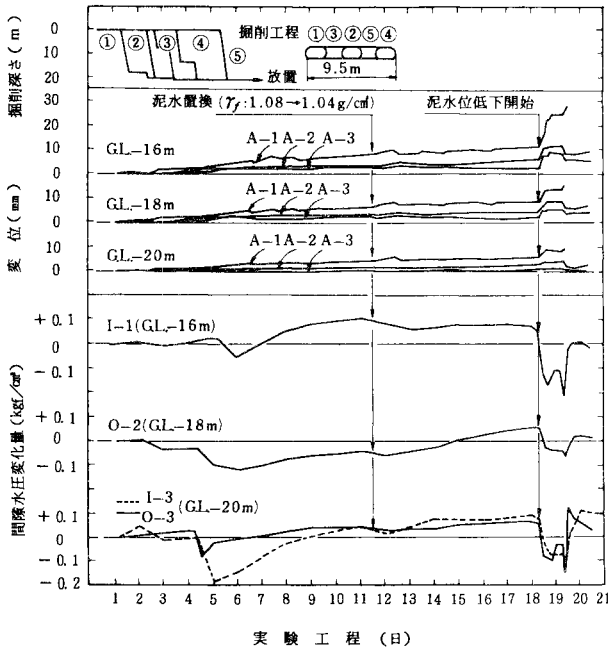
I-2の間隙水圧計については，設置不良が原因と考えられる異常な値を示しており，結果の整理から除外した．

実験の手順は図一17に示すようである．トレンチの掘削は6日間の作業で完了している．掘削完了後の6日間は，泥水位をG.L. -30 cmに保持した．その際，泥水の密度は，掘削時の土粒子の混入により1.08 g/cm³程度に増大している．また，実験工程11日目には，泥水の密度を1.08 g/cm³から1.04 g/cm³にする泥水置換を行い，その後の7日間，泥水位をG.L. -30 cmに保持した．実験工程17日目から20日目には，泥水位低下による実験を行っている．

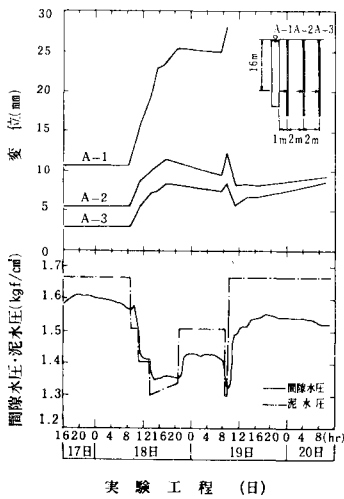
(2) 地盤変形と間隙水圧の変化

図一16にトレンチ掘削に伴う地盤変形を示す．掘削完了時のA-1 測点でははらみ出しによる変形は，G.L. -14 mにおいて最大5 mm程度生じている．その後，泥水置換を行うまでの7日間で，はらみ出しが進み10 mm程度となっている．しかし，地下連続壁工法におけるトレンチの掘削完了時からコンクリート打設完了時までの期間が5日程度であることから，この長さ9.5 mのトレンチは安定した状態であると判断できる．

トレンチ掘削開始から実験終了までの20日間のG.L. -16 m，G.L. -18 m，G.L. -20 mでの間隙水圧と地盤変形の変化を図一17に示す．壁面のはらみ出しにより，掘削完了時では0.05～0.2 kgf/cm² (4.9～



図一七 地盤変形と間隙水圧の経時変化 (G.L. -16m, G.L. -18m, G.L. -20m の場合)



図一八 泥水圧の変化に伴う地盤変形および間隙水圧の変化 (G.L. -16m の場合)

19.6 kPa) 程度の間隙水圧の減少が生じている。

次に、実験工程 18 日目に泥水位を G.L. -1 m から G.L. -2.5 m まで低下させ、2 時間放置後、さらに G.L. -3.5 m まで低下させている。その際、ソイルセメントパイルが大きく変形し始めたため、G.L. -3.5 m で 7 時間だけ放置し、泥水位を G.L. -1.5 m まで上昇させている。この状態で 11 時間放置し、再度 G.L. -3.5 m まで泥

水位を低下させたが、ソイルセメントパイルが崩壊現象を示し始めたため泥水位を G.L. -1 m まで上昇させ実験を終了している。図一八に G.L. -16 m における泥水圧、間隙水圧および地盤変形の一連の変化の詳細を例示する。これらの間での力学的な反応は非常に敏感な状態であることが読み取れ、壁面安定を考えるうえで泥水位が重要な要因となることが示されている。なお、A-1 測点では、再度の泥水位低下時に生じたソイルセメントパイル部の過大変形による挿入式傾斜計のスケールオーバーのため測定を中止している。

(3) トレンチ掘削前後での地盤の応力状態

次に、泥水圧に対応する地山側のトレンチ掘削前後での側圧状態について考察する。

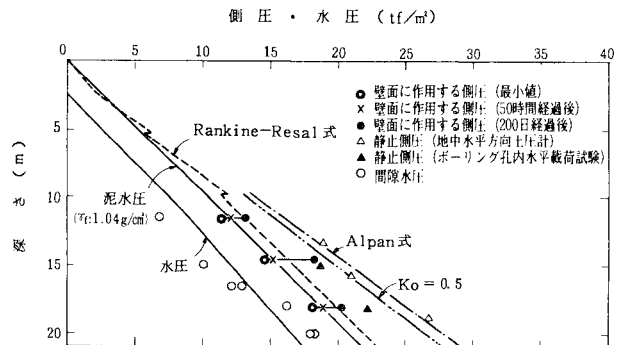
トレンチ掘削前の粘性土層の静止側圧は、ボーリング孔内水平載荷試験、および地中土圧計により調査した。ところで、正規圧密の終了状態では静止土圧係数 K_0 が 0.5 程度になることが知られている¹¹⁾。また、Alpan¹²⁾ は、正規圧密状態にある粘性土層における静止土圧係数 K_0 を次式で示している。

$$K_0 = 0.19 + 0.233 \log I_p \dots \dots \dots (2)$$

ここで、 I_p は塑性指数 (%) である。

図一十九にボーリング孔内水平載荷試験、および地中土圧計による実測側圧と Alpan による式 (2) で粘性土層の平均塑性指数 I_p を 35.7 % とした場合、および $K_0 = 0.5$ とした場合の静止土圧に水圧を加えた静止側圧を示している。これらの計算した静止側圧と実測側圧は比較的良好に一致しており、千島下水処理場用地の G.L. -9.8 ~ -21.8 m の粘性土層は、正規圧密の終了状態であることが確認できたと考えられる。

前述したように、トレンチ掘削による壁面の変形に対応して、壁面に作用する側圧の静止側圧からの変化の状態を調べておくことは、壁面安定の力学機構を考えるう



図一十九 トレンチ掘削の前後における地盤の応力関係図

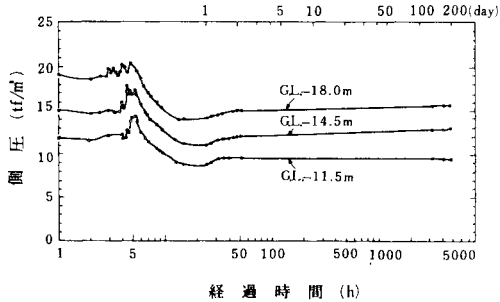


図-20 トレンチ壁面に作用する側圧の経時変化 (G.L. -11.5 m, G.L. -14.5 m, G.L. -18 m の場合)

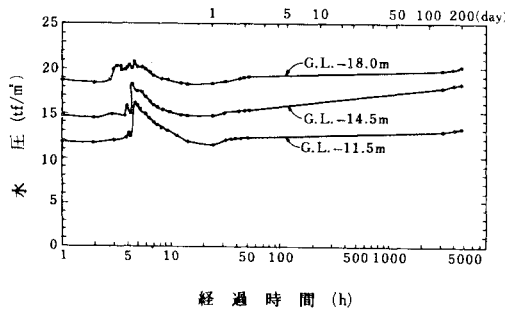


図-21 トレンチ壁面に作用する水圧の経時変化 (G.L. -11.5 m, G.L. -14.5 m, G.L. -18 m の場合)

えで重要である。トレンチの実験掘削に引き続いて行った本工事の際に、鉄筋籠に設置した土圧計・水圧計により壁面に作用する側圧・水圧の実測を行った。

まず、壁面に土圧計・水圧計を軽く接着させた状態(この状態では実測値として泥水圧を実測していることも考えられる)を実測し、その後、トレンチ内へのコンクリート打設による変化と長期間にわたっての側圧・水圧の経時変化を実測することによって、トレンチ掘削時の壁面に作用する側圧状態を考察した。

図-20 に側圧、図-21 に水圧の経時変化を示す。泥水圧を示していた側圧および水圧で、コンクリートの打設による圧力により土圧計・水圧計が地山側へ押しつけられることによる計測値の増大が生じている。その後、コンクリートの初期硬化に伴って減少し、コンクリートの打設開始から 50 時間程度経過してほぼ安定な状態になっている。また、側圧では、時間の経過とともに主働土圧状態より静止土圧状態に移行することによると考えられる漸増がみられる。

図-20 での側圧の実測値より、コンクリート打設 50 時間経過後の安定状態の側圧が、初期接着時の値にほぼ近い値となっていることや、そのときの水圧が粘性土層の間隙水圧に近い値となっていることにより、コンクリート打設 50 時間後の側圧をトレンチ掘削時の泥水圧

に対応する側圧であると考えても大差ないと判断できる。

図-19 に示した実測側圧は、コンクリート打設後に生じた最少値、安定状態になる 50 時間後の値、および 200 日経過後の値を示している。安定状態での側圧は、泥水の密度を 1.04 g/cm^3 とした場合の泥水圧や図-14 に示した非排水せん断強度を用いた Rankine-Resal 式により計算した側圧とよく一致している。

これらのトレンチ掘削前後での側圧状態より、トレンチ掘削時の泥水圧に対応して壁面に作用する側圧は、5~10 mm 程度の壁面変形(この程度の壁面変形は地下連続壁の施工上差し支えない)によって、静止土圧状態より主働土圧状態に移行することで、泥水圧とほぼつり合いのとれた状態になり、壁面の安定が保たれていると考察できる。

千鳥下水処理場用地におけるトレンチの実験掘削により、正規圧密終了状態の粘性土地盤であれば、通常用いられる密度 $1.03 \sim 1.06 \text{ g/cm}^3$ 程度の泥水によるトレンチ掘削を安定な状態で行い得ることが確認できたと考えられ、軟弱粘性土地盤の正規圧密終了状態をトレンチ掘削可否の判断基準とみなす妥当性を示すことができたと考えられる。

4. 結 語

本報告で述べた要点をまとめると次のようである。

(1) 大阪市南港埋め立て地盤でトレンチの実験掘削を行った。その際、盛土下の軟弱粘性土層のはらみ出しにより、壁面の安定が保たれなかった掘削、安定した掘削、および限界条件の掘削状態を同一実験地盤で見出し、おのおの場合の壁面変形挙動を明らかにした。

(2) 各種の土質定数を比較した結果、その差異は、盛土条件の違いによる軟弱粘性土層の正規圧密進行状態の相違によって説明できることがわかった。

(3) 以上の実験結果と考察より、軟弱粘性土地盤におけるトレンチ掘削で、軟弱粘性土層の正規圧密が終了していれば工事可能であるというトレンチ掘削可否の判断基準を提案した。

(4) (3) で提案した判断基準の妥当性と壁面安定の力学機構を調査するために、正規圧密終了状態の軟弱粘性土地盤におけるトレンチの実験掘削を諸計測とあわせて行い、上記判断基準の妥当性を検証した。

謝 辞: 本研究を行うに際し、ご指導と発表の許可をいただきました大阪市下水道局建設部長 松永一成氏、同局技術監 村上 仁氏に心より感謝申し上げます。また、実験に関係されました大阪市下水道局関係各位、各社工事担当各位に記して感謝申し上げます。

参 考 文 献

- 1) Nash, J. K. L. and Jones, G. K. : The support of trenches using fluid muds, Proc. of symp. grouts and drilling muds in engineering practice, pp.177~180, 1963.
- 2) Morgenstern, N. R. and Tamasseb, I. A. : The stability of slurry trench in cohesionless soil, Géotechnique, Vol. 15, No. 4, pp. 387~395, 1965.
- 3) Piaskowski, A. and Kowalewski, Z. : Application of thixotropic clay suspensions for stability of vertical sides of deep trenches without strutting, Proc. of 6th ICSMFE, Vol. 2, pp. 526~529, 1965.
- 4) Elson, W. K. : An experimental investigation of slurry trenches, Géotechnique, Vol. 18, No. 1, pp. 37 ~ 49, 1968.
- 5) 浅川美利・吉田泰治：安定液による壁面安定機構，土と基礎，Vol. 21, No. 1, pp. 31~37, 1973年1月。
- 6) Dibiagio, E. and Myrovoll, F. : Full scale field tests of a slurry trench excavation in soft clay, Proc. of 5th European conf. on SMFE, Vol. 1, pp. 461~471, 1972.
- 7) Farmer, I. W. and Atewell, P. B. : Ground movements caused by a bentonite supported excavation in London clay, Géotechnique, Vol. 23, No. 4, pp. 576 ~ 581, 1973.
- 8) Aas, G. : Stability of slurry trench excavation in soft clay, Proc. of 6th European conf. on SMFE, Vol. 1, pp. 103~110, 1976.
- 9) Morgenstern, N., Blight, G. E., Janbu, N. and Rasendy, D. : Slope and excavation, Proc. of 9th ICSMFE, Vol. 2, pp. 547~568, 1977.
- 10) 玉野富雄・楨下 協・松永一成・山野寿男：軟弱粘土地盤泥水掘削の安定，土と基礎，Vol. 25, No. 3, pp. 27~32, 1977年2月。
- 11) 赤井浩一・足立紀尚：有効応力よりみた飽和粘土の一次元圧密と強度特性に関する研究，土木学会論文報告集，第113号，pp. 11~27, 1965年。
- 12) Alpan, I. : The empirical evaluation of the coefficient K_0 and K_s , Soils and Foundations, Vol. 7, No. 1, pp. 31~40, 1967.
- 13) 金谷祐二・宮崎祐助・森脇登美夫：山留めの安全率，土と基礎，Vol. 30, No. 9, pp. 29~35, 1982年5月。

(1983. 8. 2・受付)