

土留工を伴う掘削斜面の安定性に関する一考察

成田国朝・大根義男

A consideration on the Stability of Excavated Slopes with Retaining Structures

Kunitomo NARITA and Yoshio OHNE

In the construction of an underground water tank at a collective industrial area of Nanyo-cho, Nagoya city, deep excavation in a soil foundation accompanied large deformation of retaining walls and surrounding soil, causing cracking and subsidence in the neighboring structures. Several instruments such as inclinometers were installed in and around the excavated area, and deformation of retaining walls and movement of neighboring structures were measured during excavation.

In the present paper, the observation results are analyzed to examine the stability of retaining walls and surrounding soil foundation, and some discussions are given on the method of stability analysis of slopes in such excavations.

1. はじめに

近年、臨海工業地帯の整備・拡充に伴ってLNGタンクや工業団地の調整池など、大規模な地下式、地中式構造物が埋立地や軟弱地盤上に建設される機会が多くなった。この種の構造物は、一般に、施工に際して軟弱地盤を広範囲に深く掘削する工事を伴うため、1)掘削前に行われる軟弱地盤の改良方法とその効果の問題、2)掘削斜面や土留工の安定性と仮設構造物としての経済性の問題、3)土留工の安定性が近接構造物へ与える影響の度合や影響範囲の問題など、設計・施工時に論議すべき問題を多くかかえている。このうち、1)については各種の工事例に基づく実験・実測データが比較的豊富に整っており、理論的裏付けも割合明確である。しかし、2)や3)の問題は現場の状況、特に地層や土質、地下水位などをはじめとして、掘削深さや掘削幅、土留工の種類、あるいは施工順序など、多くの要因が複雑に関連し、現場ごとに様相が異なるため、一般性のある議論を行うことはかなり難しい。加えて、この種の工事は仮設であるが故に掘削斜面や土留工の挙動観測を綿密に行った例があまりなく、設計時の安定計算におけるすべり面の形状や位置の選び方、土留工に作用する土圧のとり方などについて実際的な検証を得る機会も比較的少ない。さらに、掘削斜面や土留工が大きく変形し、周辺地盤にきれつや沈下が生じた場合の近接構造物に与える被害の予測と、被害が生じた、あるいは前兆が見られた場合の土留工の補強の問題が重要な検討事項であるが、これらについては従来の強度的

な安全率に基づく議論だけでは被害の度合や範囲、あるいは補強の効果を正確に見積ることがきわめて困難である。このため、最近では有限要素法を用いて、この種の問題を変形の立場から議論する試みも二、三なされている^{1)~4)}。実際との対応例が数少ないことや土の変形に関する議論が確立されていないこともあり、まだまだ有力な手段とは言えないが、今後この種の議論を土台として土留工を含む土構造物の安定解析法の見直しが望まれるところである。

名古屋市南陽町に建設された工業団地の調整池工事では軟弱地盤中に約10mの掘削工事が行われた。当初の設計では土留工に十分な安全率を付与し、また施工も慎重に行われたのであるが、掘削が進行するにつれて土留矢

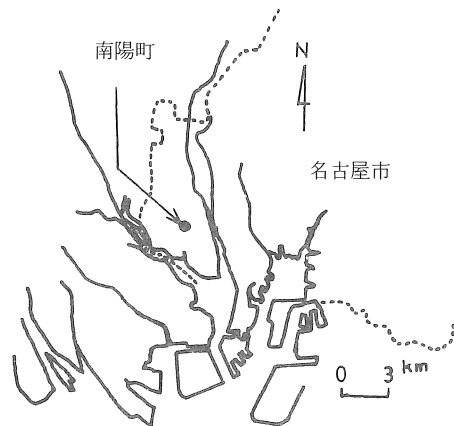
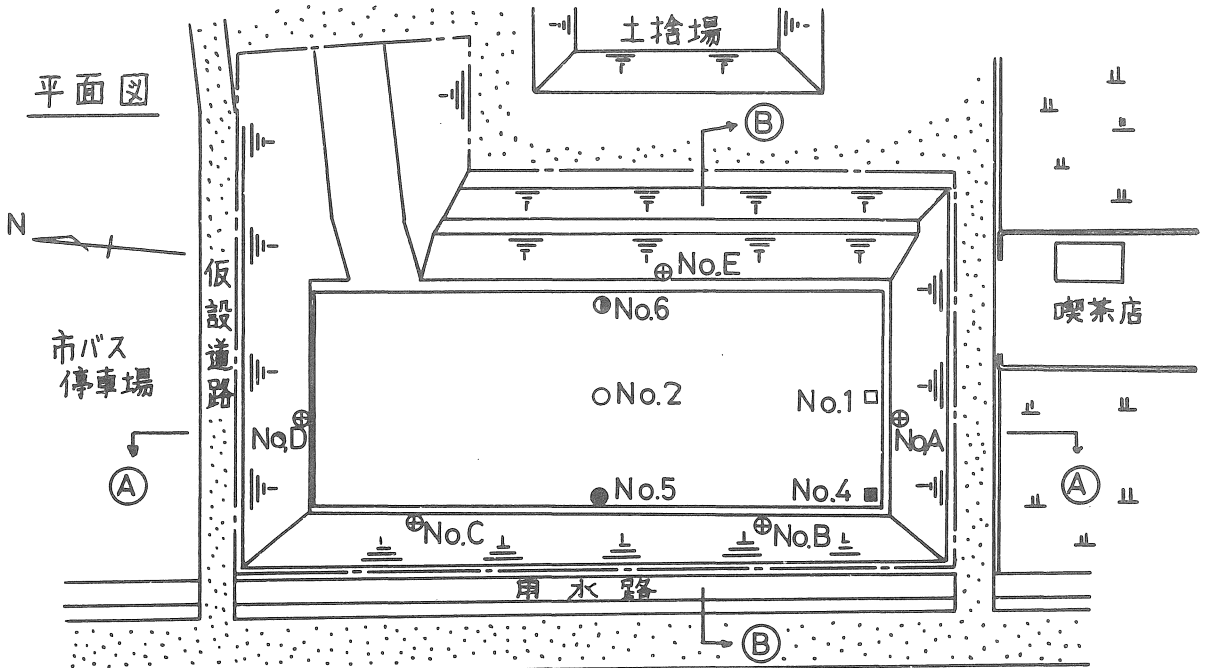


図-1 調整池工事現場



環状2号線(舗装)

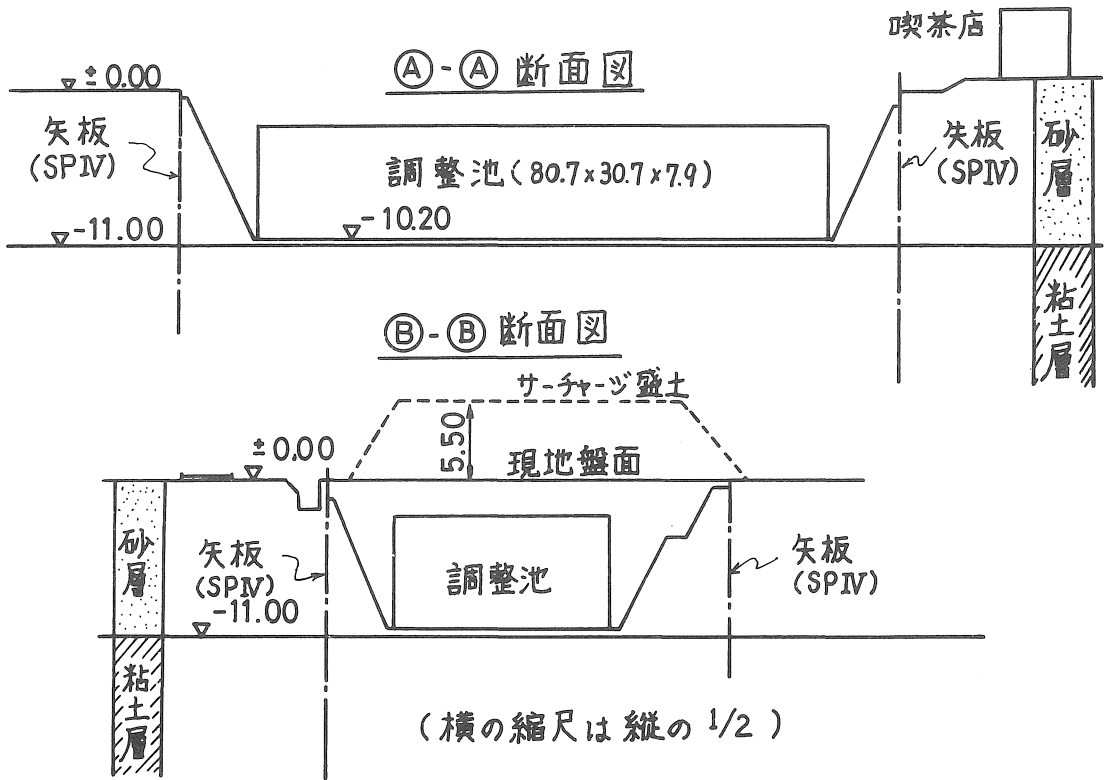


図-2 南陽町団地一号調整池工事図面

板や掘削斜面が予想以上に大きく変形し、周辺地盤や隣接構造物にきれつや沈下を引起した。このため掘削途中において地盤の再調査や土留工の挙動観測を行い、この結果に基づいて掘削断面の安定性を再検討して土留工の補強を行った。この結果、土留工の変形は多少増加しつつも掘削を最終段階まで遂行することができ、その後の工事も安全のうちに完了した。ここに施工中に行った挙動観測の結果や本工事で成功を見た土留工を含む斜面の安定性の検討方法について二、三考察を加えながら近接施工の問題を若干議論したい。

2. 工事の概要

南陽団地（名古屋市港区南陽町茶屋新田地内）は濃尾平野の南部、日光川と庄内川に挟まれた区域の中央に位置し、海岸線より約3 km 離れている(図-1)。この地域は1600年代に造成された干拓平野であり、軟弱な沖積層が厚く堆積している。沖積層の層厚は現場付近で約30 m であり、上部の約10 m は砂質土、下部の約20 m は粘

土で構成されている。

図-2 は一号調整池工事における掘削平面図および断面図、ならびに調整池周辺の概況を示したものである。調整池の寸法は長さ80.7 m、幅30.7 m、高さ7.6 m であり、道路面を基準(±0.0 m)として-10.2 m を施工基面としている。掘削は調整池から10~15 m 離れた外周に14~22 m 長のSP IV型矢板を連続的に打設して矢板壁を施工し(一点鎖線)、その内側を約1割勾配の斜面を残してカットする方式をとった。ただし、図の掘削断面は計画時のものであって、実際の工事では掘削に伴って土留矢板が調整池側に大きく倒れ込んだため、工事途中で断面変更が行われている。

掘削に先立ち、下部軟弱粘土層(約-11.0 m 以深)の調整池基礎としての支持力および不等沈下が検討され、地盤改良の工法として最終的にサーチャージ工法が採用された。具体的には図の破線で示したように現況地盤面(±0.0 m)より5.5 m 高まで盛土し、これを約180日間放置して圧密による強度増加と施工後沈下の軽減を計った。

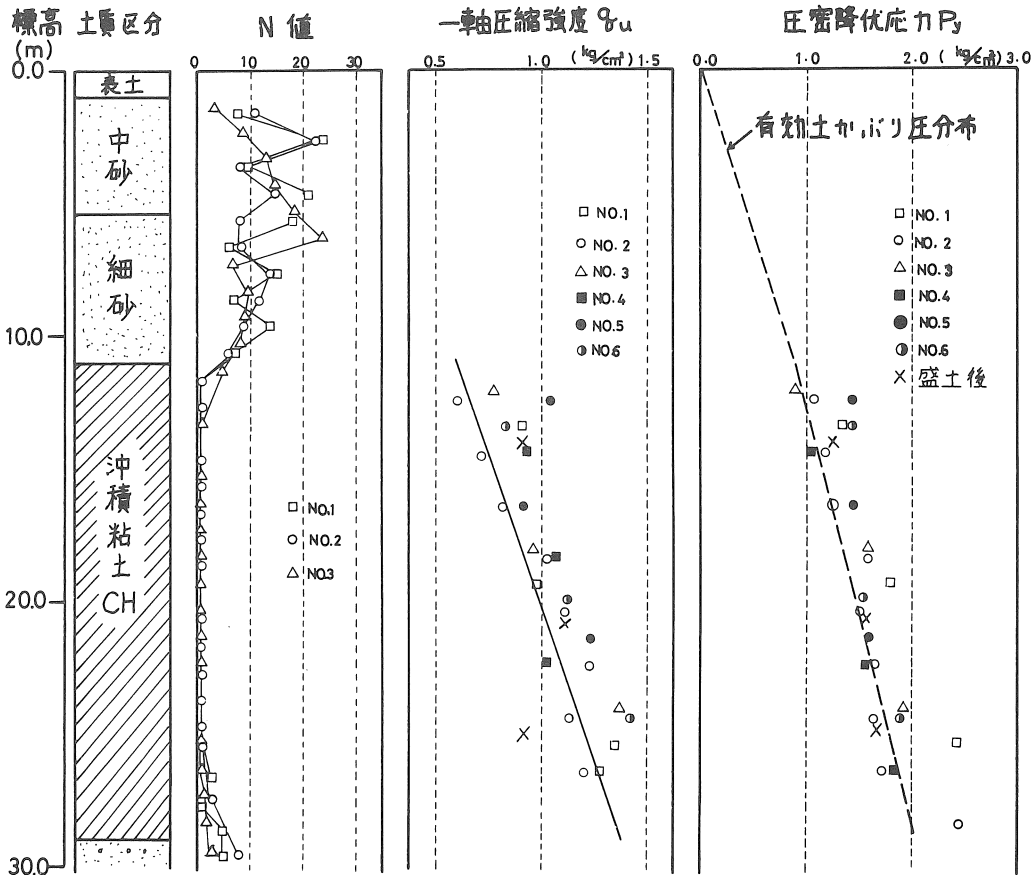


図-3 現況地盤の地質および土質性状

3. 地質および土質概要

サーチャージ盛土前に行われたボーリング調査ならびに土質試験結果を整理すると図-3のようになる。ボーリング調査は当初、図-2の平面図に示すNo.1～No.3の3地点で行われたが、後にNo.4～No.6の3点が追加され、計6地点のデータが得られている。これらの調査結果を概括すると次のようになる。

現場付近の地層は上部より沖積砂層、沖積粘土層、洪積砂層、洪積粘土層の層序になっており、各層ともほぼ平坦で連続性は良好である。各層の特徴は以下のとおりである。

i) 沖積砂層：沖積砂層の深度は平均的に約11.0 m であるが、表層は厚さ約1 m ほど砂質シルトの表土で覆われているため、沖積砂層としての層厚は9～10 m である。この砂層の土質は大きく二区分され、上部は厚さ約4 m の貝ガラ片ヤシルトを混入した中砂、下部は厚さ約5 m の所々にシルトを帯状にはさんだシルト質細砂となっている。砂層のN値は図に見られるように大体6～15の範囲であるが、場所によって20以上に達するところもある。平均的にはN値10前後のルーズな砂層といえよう。なお、土質試験から $c = 0$ 、 $\phi = 20^\circ$ が得られている。

ii) 沖積粘土層：平均的に深さ約29 m まで層厚約18 m でほぼ水平に堆積しており、全層にわたってほぼ均質と考えられる。液性限界は60～70%、塑性限界は20～30%、したがって塑性指数は平均的に約40%であり、塑性図からCHに分類される。自然含水比は液性限界より5～10%低い状態である。また、N値は1～3であるが、ほとんどはN値2以下の軟弱な粘土である。

この層については不攪乱材料を採取して一軸圧縮試験と圧密試験が行われている。図-3(c)、(d)はその結果を示すが、一軸圧縮強度 q_u および圧密降伏応力 P_y とも深さ方向に直線的に増加する傾向が見られる。(d)図の破線は沖積砂層および粘土層の飽和単位重量 γ_{sat} をおおの1.8 t/m³および1.65 t/m³とし、地下水面を±0.0 m と考えたときの有効土かぶり圧分布である。図から P_y の深さ方向の分布は有効土かぶり圧分布とはほぼ一致し、この粘土層が正規圧密状態であることが分かる。そこで(c)図の各点の q_u から非排水強度 $c_u = q_u/2$ を求め、これを同じ点の圧密圧力($P = P_y$)と関連づけてみると図-4のようになる。多少のバラツキはあるが $c_u \sim P$ 関係はほぼ直線関係と見なせ、圧密による強度増加率 c_u/P として平均的に0.335という値が得られる。この値を用いて図-3(d)の有効土かぶり圧分布から $q_u = 2c_u$ の深さ方向の分布を逆に推定してみると(c)図の直線が得られる。これによると推定線は実際の q_u 値より幾分小さめで試験点の下限を与え

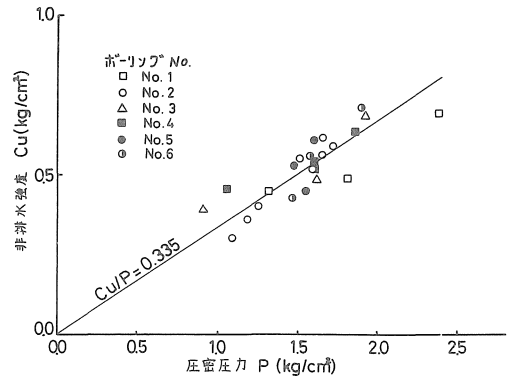


図-4 $C_u \sim P$ 関係

るようであるが、種々のバラツキを考えると、さほど大きな差はないと思われる。粘土層表面より深さ z (m)をとると、この直線から非排水強度の推定式として $c_u = 3.0 + 0.22z$ (t/m²)を得る。

iii) 洪積砂層：-44 m 付近まで層厚約15 m で堆積し、細砂から中砂を主体とした砂層である。N値は50以上のものが多く、密実な砂である。

iv) 洪積粘土層：N値6以上の中位から堅い粘土である。

さて、前節で述べたように、掘削に先立ち5.5 m 高のサーチャージ盛土を施工し、これを約6ヶ月放置して沖積粘土層の地盤改良を計ったが、6ヶ月後にNo.6地点(図-2)で確認ボーリングを行い q_u および P_y を測定した結果は、図-3(c)、(d)の×印で示されるように盛土前の値とほとんど一致し、圧密の効果があまり見られない。この粘土層の圧密係数 c_v は土質試験結果より $c_v = 0.1 \sim 0.2$ cm²/分であるから、厚さ $H = 18$ m の粘土層の6ヶ月後の圧密度を求めてみると $U = 20 \sim 28$ %、平均的に25%前後と考えられる。一方、盛土の γ を1.7 t/m³とすると、5.5 m 高の盛土荷重は約0.94 kg/cm²であるから、 $U = 25$ %の時の有効応力増加は約0.23 kg/cm²となる。すなわち、この程度の値は図-3(d)の P_y 分布において誤差範囲内であるから圧密の効果として顕著に現われなかったものと思われる。

4. 掘削に伴う矢板壁ならびに周辺地盤の変形

図-5および図-6は調整池掘削に伴う矢板壁の変形、周辺地盤の沈下ならびにき裂等々の状況変化を経時的に追ったものである。掘削は53年10月4日に開始され、まず、-3.0～-3.5 m までを1段目掘削として10月15日に完了した。この時点までは矢板等の変形はほとんどない。10月16日より2段目掘削として-7.0 m までの掘削が開始された。図-6(a)は10月24日の状況で

ある。南側斜面の掘削では湧水が多く発生したため、この水をディーブ・ウェルに導くためのトレンチが掘削に先行して施工された。図-5に見られるように、この時点では南側の矢板の変形はほとんどないが、沈下は喫茶店側で最大約 50 mm、道路側で約 40 mm 生じている（図には示していないが道路側の矢板は最大約 66 mm 内側に倒れている）。そして喫茶店付近および道路側の路面上にきれつが数箇所発見された。周辺地盤にこのような異常兆候が見られたため、以後の掘削では周辺地盤に振動等の外力を与えないよう工事を慎重に行うとともに、のり面をモルタルで保護し崩壊を防ぐ対策がとられた。

その後は2段目掘削を北側へ進めていく一方、南側で

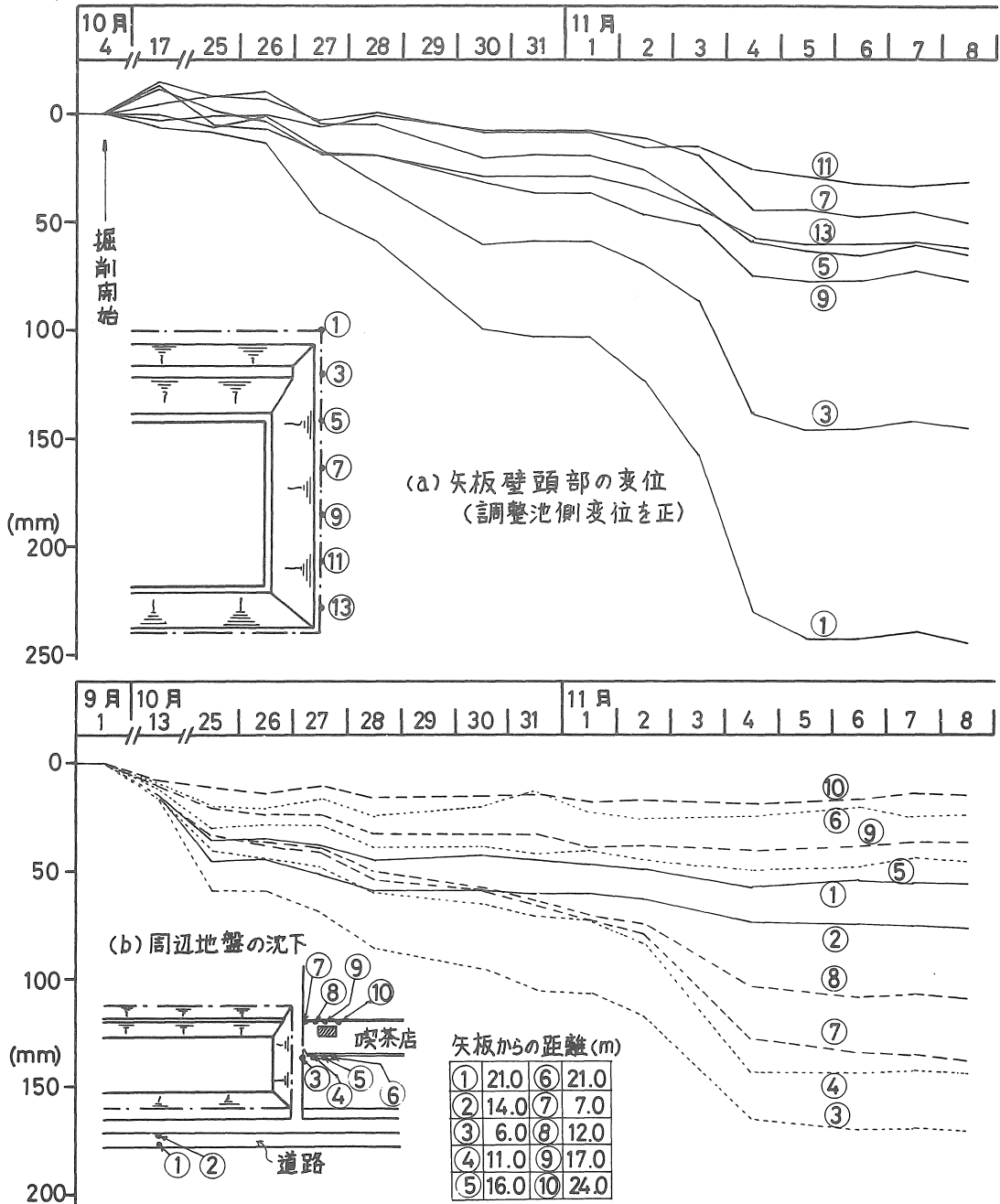


図-5 掘削に伴う矢板壁ならびに周辺地盤の変形

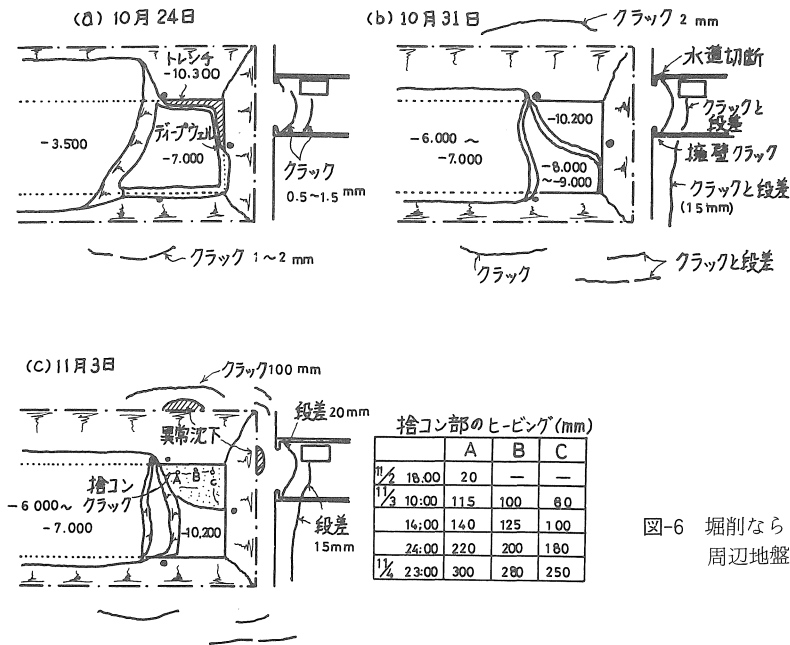


図-6 掘削ならびに
周辺地盤の状況

はさらに深く掘削を行い、その東側半分を-10.2 mで床付けし、栗石を敷いて捨コンクリートを打設した。これが10月31日(図-6(b))である。南側の矢板壁はこの間に大きく倒れ込み、特に①~③の東側では50~100 mmと顕著であった(図-5(a))。また、沈下は③, ④, ⑦, ⑧と矢板に近い点で30~50 mmの増加が見られたが、遠い点ではほとんど変化していない(図-5(b))。道路側の矢板の倒れは24 mmの増加であった。このような変形の結果、周辺地盤には新たなきれつが数箇所発生し、また既存のきれつは幅や延長が拡大すると同時に段差も現われるようになった。そして、これらのきれつや段差は喫茶店側において水道管の切断や擁壁のきれつ破壊、さらに舗装道路の縦断きれつなど周辺構造物に有害な影響を及ぼすまでに至った。

引続き11月2日に西側部分を-10.2 mまで掘削し床付けを完了した。この間には変形もきれつも進行があまりなかった。しかし、11月3日(図-6(c))から4日にかけて急激に異常現象が現われた。まず、矢板壁の変形や地盤沈下が図-5に見られるように急激に進行した。そして南側および東側の矢板壁裏側で局部的に異常な沈下(約50 mm)が起り、新たなきれつの発生や既存きれつの拡大が見られた。また、これに伴って東側の捨コン打設部ではヒービングが起り、捨コン部に数本のきれつが発生した。ヒービングの時間的経緯は図中の表に示したように、大きさ、速度とも掘削断面の崩壊の前兆と考えるに十分なものであった。このため、ヒービング部については-7.0 mまで埋戻しを行い崩壊の進展を防

いだ。埋戻しは4日に完了したが、この効果は図-5に明瞭に見られる。

以上の経過を踏まえ、掘削断面の安定性が再検討され、土留工の補強が行われた。

5. 掘削斜面の安定性に関する検討と補強対策

土留工を補強するに当り数断面について掘削斜面の安定性を再検討したが、ここでは図-1のA-A断面の喫茶店側斜面(断面No.1)とB-B断面の東側斜面(断面No.2)の結果について述べる。安定計算における土質常数は3.に挙げた値を使用した。

検討方法は、まず、電子計算機を用いて斜面先付近を通るすべりの可能性を調べ、この結果からすべりの最大深度を決定した。これは安全率が1.0以上となるすべり面の深さを求めることによって定まる。断面No.1およびNo.2の結果を図-7および図-8に示す。図中の円弧は、各円弧中心について安全率が1.0となる円を描いたものであり、円弧がこれより深ければ安全率は1.0以上になる。したがって、図から両断面とも安全率が1.0以上となるすべりの最大深度は粘土層表面よりD=8.5 mの深さであることがわかる。この深さは、すべり発生後に行ったボーリング調査において地表面より-20 m前後に一軸圧縮強度の低下帯が見られたことから、ほぼ妥当な値と考えられる。各円弧中心においてD=8.5 m線に接するすべり円の安全率を求めたものが格子点上の数値であり、そのなかの最小安全率を与える円弧が太い実線である。

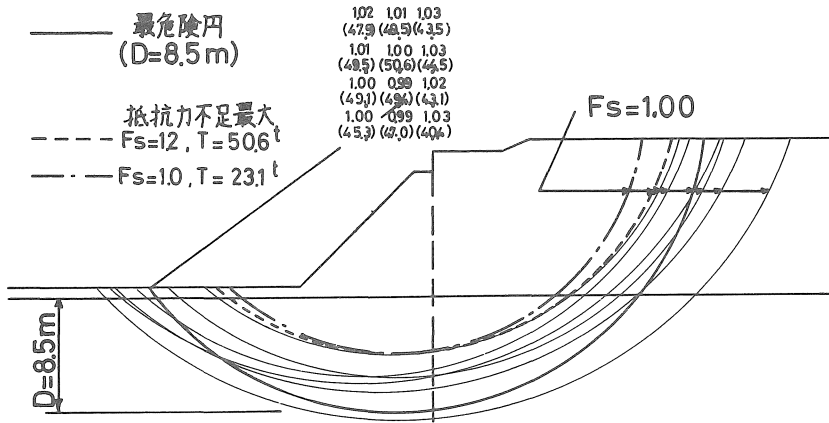


図-7 掘削斜面の安定計算 (断面No.1)

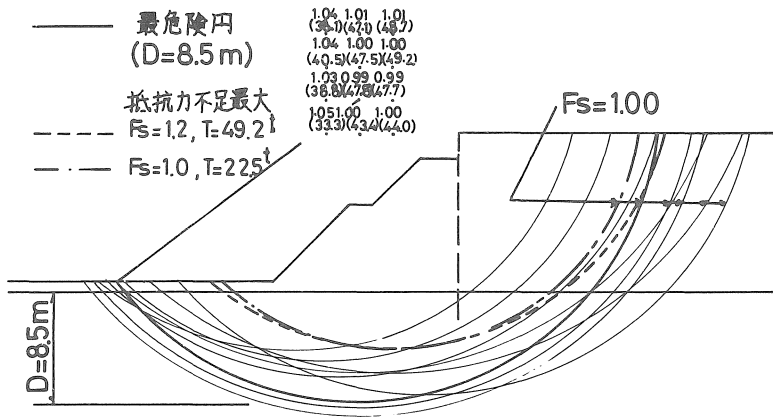


図-8 掘削斜面の安定計算 (断面No.2)

さて、以上により、それぞれの断面について $F_s \geq 1.0$ となる深度が判明したので、次に各断面において滑動力に対する抵抗力の不足が最も大きいすべり面を調べてみた。これは、与えられた安全率 F_0 以上を確保する場合に、簡便法の計算で

$$F_s = \frac{rT + r \sum \{c' + (W \cos \alpha - ul) \tan \phi'\}}{r \sum W \sin \alpha} \geq F_0$$

を満たす T のうちの最大値で与えられる。図-7および図-8の格子点における()内の数値は、 $F_s \geq 1.2$ とした場合の各円弧中心における T の最大値(単位: t/m)を示したものである。これらのなかで、さらに最大の T を調べると、両断面とも抵抗力の不足は約 50 t/m ということになり、最大の T を与えるすべり円は太い破線ようになる。また、 $F_s \geq 1.0$ とした場合の最大の T は断面No.1で 23.1 t/m, No.2で 22.5 t/mとなり、対応するすべり円は前記のものとはほぼ一致する(一点鎖線)。

以上のように、いずれの断面においても抵抗力の不足

は約 22 t/m ($F_s \geq 1.0$) から約 50 t/m ($F_s \geq 1.2$) となる。この不足量は矢板程度の工法によって補足し得るものではないので、一般には杭と矢板工との併用による補強工法が採用される。この場合、矢板や杭の必要打設深さは、抵抗力の不足が最大となるすべり円が掘削斜面先端で $D = 2 \sim 3$ m、すべりの最大深度も $D = 8.5$ m程度と浅いことを考えると、さほど深くまで必要はない。しかし、この地盤は深部までかなり軟弱であるから、矢板や杭のみによる補強は難しく、したがって斜面先付近に対し載荷するカウンターウェイト方式か、斜面頂部の土荷重を除去するか、いずれかを併用して行う必要がある。この場合の矢板や杭の長さや載荷・除荷土量は、所求の安全率に対して計算される抵抗力の不足量を補うように決定していけばよい。ここでは現地の状況と経済性を考慮して断面No.1およびNo.2に対して図-9のように補強対策を行った。

なお、矢板の効果を、すべり面が矢板下端を通るとい

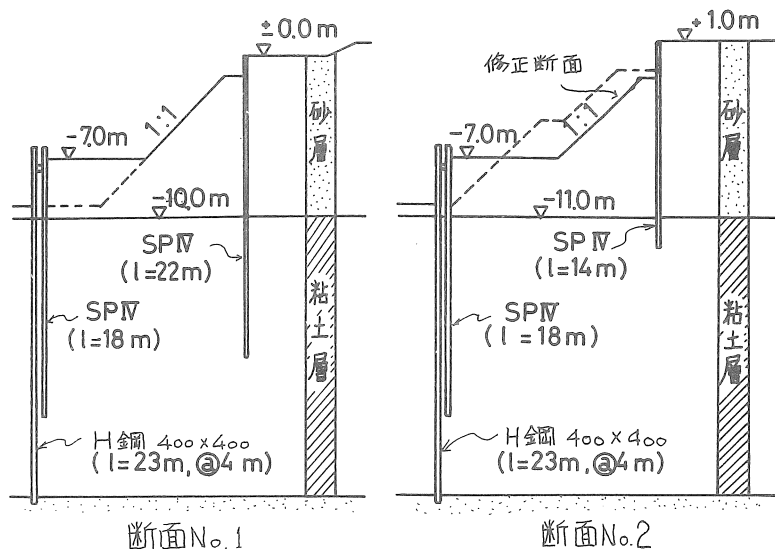


図-9 土留工の補強

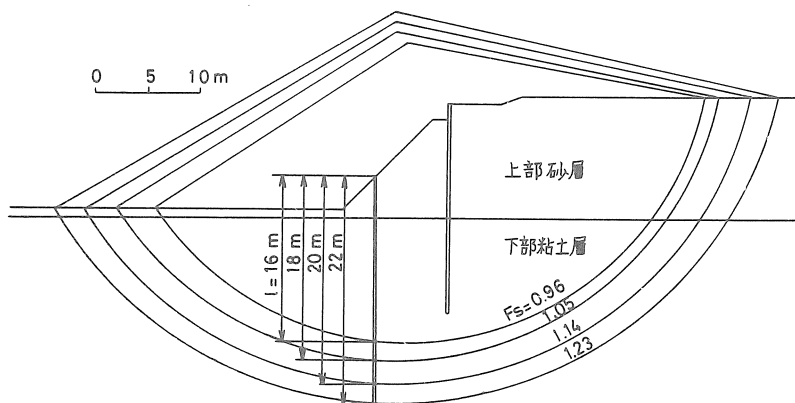


図-10 矢板長さとも最危険円の関係 (断面No.1)

う形だけで取入れ、安定計算から矢板長さとも最小安全率を与える円弧との関係を求めると図-10のようになる。このような検討方法だと矢板をかなり深部まで打設せねばならないことになるが、実際には先の計算例で示したように、すべり面がこのように深部まで達することはあまり考えられない。

6. 掘削再開後の挙動

補強工事後、-7.0mから床付け(-10.2m)までの掘削を再開するに当たって図-2のNo.AからNo.Eの位置(いずれも前面矢板の背部)に傾斜計用の観測孔を設け、掘削中の矢板壁の挙動を観測した。図-11は一例としてNo.Dの観測孔において測定した矢板壁のたわみ変形の経時変化を示したものである。これによると、矢板は下部5mで変形がきわめて小さいが、その上5mの部分で急激

な増加を示し、これが頭部の大きな倒れ込みにつながっている。この変形パターンは他のすべての傾斜計で見られている。

図-12は各傾斜計の頭部におけるたわみ変形量を時間および掘削過程との関連性に着目しながら追跡したものである。掘削は図中に示したように調整池内を8つに区分けし、矢板壁に一時に有害な影響を与えないよう段階的に行われた。図から掘削部近傍の傾斜計の動きはかなり鋭敏であり、特にNo.CやNo.Dなど、これまで地盤があまり乱されていない部分の挙動は顕著である。この変形によって外側矢板の裏側で局所的な沈下が起こり、仮設道路にきれつが生じたが、その規模は前記のものほど大きくなかった。一方、No.Aに見られるように、床付け面まで一度掘削し埋戻した部分は再掘削による動きがほとんどなく、変形に落着きが現われている。事実、喫茶店

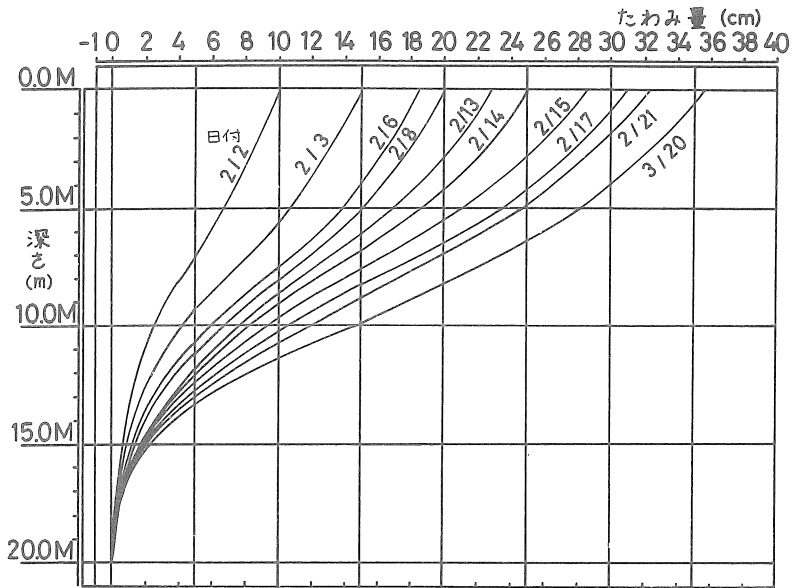


図-11 矢板の変形 (No.D)

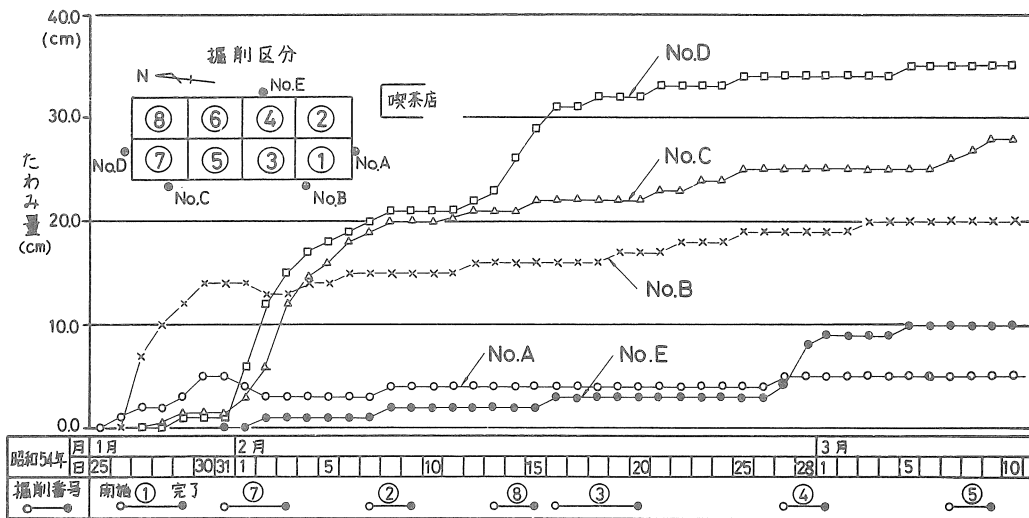


図-12 矢板頭部のたわみ量

側のきれつや沈下は掘削再開後はあまり進展が見られなかった。

7. あとがき

冒頭で述べたように、本報告でとり挙げたような仮設構造物の安定は、本来、掘削斜面や土留工の変形が許容限度内か否かで検討していくことが望ましく、このためには通常の強度的な安全率による評価とは異なる変形の立場からの議論が必要に思われる。その一つとして有限要素法による議論は、複雑な境界条件、载荷条件の下で破壊のメカニズムを明らかにし、土構造物内の応力状態

と変形との関連性を追究していく上で有力な手段と考えられる。ただし、現段階で現場技術者にとって最も実際の具体的な手法は強度安全率による評価法であるから、有限要素法による議論も最終的にはその方向への結びつきを考えていくべきであろう。この意味で、本報告では土留工を含む斜面の実挙動と、その安全計算法について主として議論してきたが、今後は数値解析を混えて変形との関連性のなかで議論を進展させ、安定計算法の見直しを行いたいと思っている。

- 1) Clough, G.W. and Mana, A.I. : Lessons Learned in Finite Element Analyses of Temporary Excavations in Soft Clay, Numerical Methods in Geomechanics, Vol. 1, pp. 496-510, 1976.
- 2) Stroh, D. and Breth, H. : Deformation of Deep Excavations, Numerical Methods in Geomechanics, Vol. 2, pp. 686-700, 1976.
- 3) 森 麟・杉本隆男・町 清二 : 鉛直斜面掘削時の地盤の変形と応力について, 第 29 回土木学会年次学術講演会, pp.135-136, 1974.
- 4) 相原 功・Duncan, J.M.・Chang, C.S. : 有限要素法による軟弱地盤の土留め解析, 土木学会誌, 11月号, pp.41-47, 1979.

(受理 昭和55年 1 月 16 日)