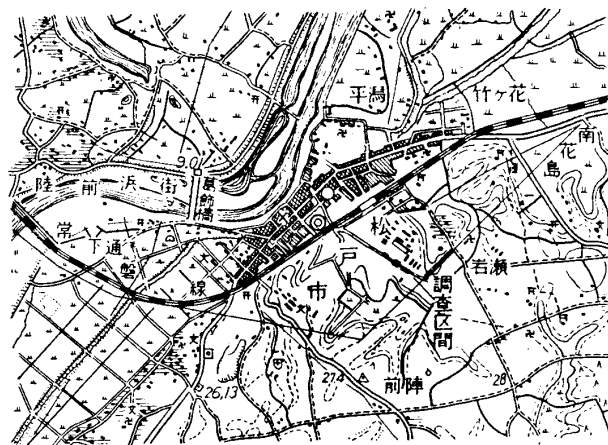


軟弱地盤上の盛土施工について

埴 原 文 彌*
鈴 木 道 雄**

1. まえがき

1 級国道 6 号線工事の中で松戸バイパス工事は稀有の軟弱地盤層上の施工なので、その工事に際してはいろいろの問題に遭遇した。本報告書はこれ等の問題について述べたものである。とかく現場では工期その他の関係から工事が優先し調査研究はその後を追いかける事になり、今になつてみると、不満足が多く、良い結果が得られなかった事をあらかじめ御了解願いたい。この地区は一面に水田地帯であり、ここに高さ 8~10 m の盛土を施工するので当然基礎破壊が予想され、既に四ヶ所の地点で基礎の崩壊が生じ、押え盛土が各所で見られる。このような地盤に対しては、サンドパイルの如き新しい工法も考えられたが、結局現場の状況や経済性の関係から、緩速工法によらざるを得なかった。緩速工法という聞えはよいが、結局何にも手を加えず施工をしたといった方が正しいであろう。この為先ず岩瀬地区において盛土高 3 m 弱で、滑りを生じた。この危険予報により何等かの手を加えねばならぬという事になり、先ず間隙水圧を測定して盛土の速度を管理しようと決定した。この速度の統制により一応平衡状態を保った（昭和 32 年 5 月より）しかし 33 年 1 月にはいり（この時の平均盛土高 4.5 m）工期の関係でかなりの土量はいった。この故か、延長 100 m 近くに亘り盛土の崩壊が生じ、盛土センターにクラックが生じ、これ以上の施工は不可能となったので、いろいろ考慮した結果押え盛土工法を採用し法尻より 20 m 迄平均厚 2.5 m の押え盛土を施工し、その後無事に現在に至っている。この他の地点例えば小山地区では地盤は岩瀬より良好であるが、機械化施工なので急速に盛土が進み、これ又二ヶ所において大きな滑りを生じた。この地点では人家が存在したので、被害を建物に与え、これの補償上種々の問題を生じた。この二ヶ所のいずれも押え盛土工法によったが、この中 1 ヶ所は 34 年 1 月に滑り現在押え盛土を施工中である。結局押え盛土のみでこのような地盤に対処してきた事になる。間隙水圧測定による速度統制法によるだけでは現在のごとき機械化施工では一寸無理であろう。この問題については後述する。以下岩瀬地区での土質の状況、盛土速度統



図—1 現場位置図

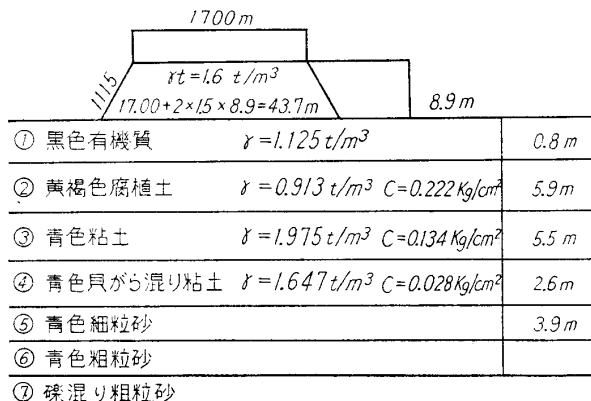
制法について述べる。

2. 土質の状況

前述のように松戸バイパスは至る所で軟弱地盤上を通過しているが、岩瀬地区は最も悪い地盤を有している。ここでは延長 120 m、土量 94,000 m³ の盛土が行われているが、この地点を松戸バイパス工事中の典型的な例としてこの点における資料について述べる。先ず盛土に先立ち本局試験室に依頼して土の物理試験、力学試験を実施した。表—1 にこの結果を示す。

表—1 より明らかなように、非常に軟弱なものでことに腐植土層は水の中に「センイ」分が浮いているといった感じである。この地層を模型的に画いたのが図—2 である。

これより盛土材料の単位容積重量を 1.6 t/m³ として圧密沈下量を計算すると、地表面より、砂層までの深度



図—2

* 建設省、関東地方建設局常総国道工事々務所長

** 建設省、関東地方建設局常総国道工事々務所

表—1 土質試験結果表

試 験 番 号		183+16~1	183+16~2	183+16~3	183+16~4	摘 要
試料採取深さ (m)		0.1~0.7	1.5~2.2	10.5~11.2	14.5~15.2	
土 質		シルト質 ローム	腐植土	粘 土	粘 土	
物 理 試 験	粒度分析					
	粘 土	4.0		49.0	57.0	
	シル	57.0		33.0	32.0	
	ト	39.0		11.5	11.0	
	砂					
	自然含水比	204.0	730.0	129.0	52.6	
	液性限界	86.5		97.0	96.7	
	塑性指数	16.7		45.7	48.0	
	相対調度	8.03		1.71	0.81	
	土粒子重量 g/cm ³	2.51	1.53	2.60	2.81	
物 理 試 験	塑性限界 %	61.8		51.3	48.7	
	密度					
	湿 潤 g/cm ³	1.125	0.913	1.975	1.647	
	乾 燥 g/cm ³	0.37	0.11	0.11	1.08	
	間 隙 比	5.78	12.90	3.27	1.60	
	飽 和 度	88.6	86.0	101.0	92.4	
	せん断強度			0.12		$\phi=3^\circ C=0.051$
	圧 縮 セ ン 断				0.0561	$C=0.028$
	供体含水比 %	204.0	730.0	129.0	52.6	
	試の間隙比	5.78	12.78	3.43	1.59	
圧 密 試 験	先行荷重 g/cm ²	0.22	0.10	0.26	0.85	
	圧 縮 指 数	2.00	5.00	1.05	0.85	
	先行荷重に対する					
	一次圧密比	0.41	0.65	0.37	0.28	
	— 4					
	圧縮係数 — 10	94	92	90	230	
	— 10					
	透水係数 — 4	35	52	14	14	
	— 10					
	透水係数 — 4					

14.8 m に対し 6.4 m (全体の 43%) という膨大な沈下量となる事が推定できるし、また実際沈下板による沈下量の測定結果によると、その程度の沈下量は十分起ると考えられた。

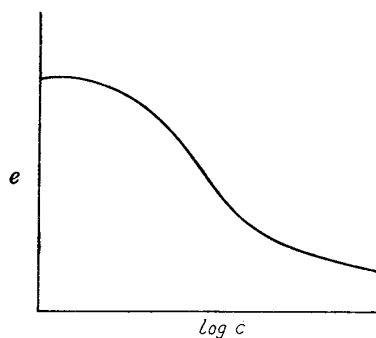
3. 支持力及び盛土の安定

目標とする構造物が地盤上に安定するには

1. 支持力が十分であること。
2. 底面迂りによる崩壊に対して十分なる粘着力を持つ事が要請される。簡単に支持力を概算するには次式によるのがよい。

$$P=5.5C$$

この土質の支持層として腐植土層及び粘土層を考える。 $C \div 1.5 \text{ t/m}^2$ と仮定すると $P=8.28 \text{ t/m}^2$ となる。盛土の単位容積重量を 1.6 t/m^3 とすれば支持力よりみた限界盛土高は、 $8.28/1.6 \div 5 \text{ (m)}$ となり支持力よりみても急激な盛土は危険である。このよう



図—3

に圧密沈下量及び支持力より検討して盛土は危険であることが明らかである。このような地盤 ($\phi=0$) に盛土する場合施工中盛土高が、ある程度以上となった時に基礎崩壊が生ずる事が多く、本地点でも例外ではなかった。この場合一方の法肩附近にヒビ割れが生じて反対側の法尻より外側が盛り上った。盛土の安定計算をしても無理である。では一体このような地盤にはどうやって盛土をして行けば安全に施工できるかという問題が生ずる。しかし粘土を圧密して急速にセン断した時の間隙比とセン断強さの対数をプロットしてみると、一般に図—3 のようになる事が判っている。これからわかるように圧密して間隙比を小さくするとセン断強さ、すなわち粘着力が増加してくる。この性質を利用して圧密の進行速度に合せるように盛土をして行くのが、本工法の主眼でありこの圧密の進行度合を知る為に間隙水圧の測定を行ったのである。この盛土速度統制について、次節で若干詳しく触れてみる。

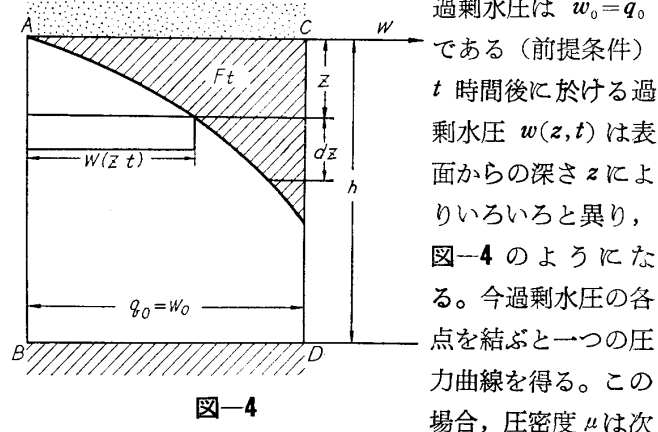
4. 軟弱地盤上の盛土速度統制法

1. 初期水圧一定なる時の粘土層中の水

圧の時間的な変化は無限に拡がった様な粘土層が水平な平面で境されている時、突然様な分布荷重がかかってくると、粘土層中の水圧変化に重大な問題が生じてくる。

この水圧の変化は図—4 で表わされる。

上層を透水層、下層を不透水層とし層の厚さを h で表わす。荷重 q_0 をかけた瞬間を $t=0$ で表わすこの時の過剰水圧は $w_0=q_0$ である (前提条件)



図—4

この場合、圧密度 μ は次式で定義される。

$$\mu = \frac{F_t}{g_0 h} = 1 - \frac{\int_0^h w(z,t) dz}{q_0 h} \dots \dots \dots (1)$$

圧密が進むにつれて (μ が 1 に近づく) 圧力曲線は段々左に移動し最後 (圧密の完了した時) には A, B (図—

報 文・論 文

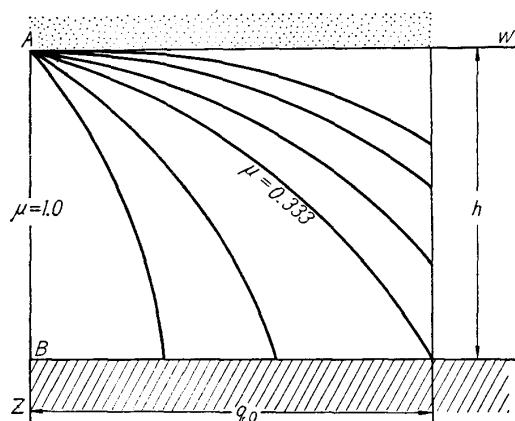


図-5

5 参照) になってしまう。

従って我々は地盤中の過剰水圧の分布を知ればその μ を推定できる。しかし実際に盛土を行う時は荷重が段々増してくるのが普通である。従って (1) 式は成立しないが、圧密がある程度進めば (1) 式は近似的に成立する事が圧力曲線の計算よりわかる。計算は繁雑になるので省略した。

2. 盛土の安定計算及び安定に必要な地盤粘着力

一般にこのような地盤における盛土の破壊は基礎破壊であり図-6 に示した型の破壊である。安定計算において、実際のりり面を表わす曲線は円弧か対数螺線置き代える事ができるが、ここでは円だけを実際のりり面に対して使う。図-6 においてりりを起させようとするモーメントは $W \cdot a$ (W は斜線内の重量、 G はその重心、 a は G 点からりりの中心迄の距離) である。これに抵抗するモーメントは、 $2 R^2 \alpha C$ である。今安定に必要な最少粘着力を C_m とすれば、

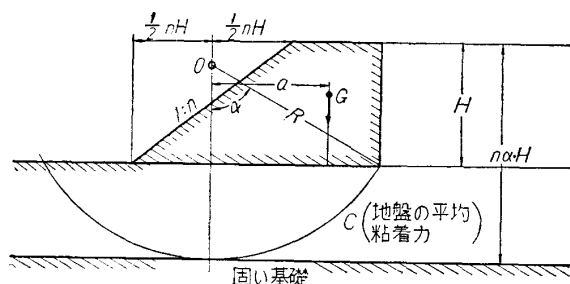


図-6

$W_a = 2 R^2 \alpha C_m$ が成立する。

よって $C_m = \frac{W_a}{2 R^2 \alpha}$ (2)

したがって、図-6 の場合盛土の基礎破壊に対する安全率 SF は、

$$SF = \frac{C}{C_m} \text{ となる。}$$

実際にりりは SF が最小の値をとるりり面に沿って生ずる。 $C_m = \frac{W_a}{2 R^2 \alpha}$ であり、 $SF = \frac{C}{C_m}$ であるから、 C_m の

最大値の時、 SF は最小となる。 $\frac{\partial C_m}{\partial \alpha} = 0$ として、 α を求めれば、りり面が得られる。

$R = \frac{H(nd-1)}{1-\cos \alpha}$ を代入し $\frac{n^2}{(n \alpha - 1)^2} = k$ とおき、盛土の単位体積重量を r_t とすると、 C_m は次式となる (計算省略)

$$C_m = \frac{r_t H}{48} \times \frac{1}{\alpha} \{12 \sin^2 \alpha - k(1 - \cos \alpha)^2\} \dots \dots (3)$$

$$\frac{\partial C_m}{\partial \alpha} = 0 \text{ とおくと}$$

$$\alpha = \frac{(1 - \cos \alpha) \{ (12 + k) \cos \alpha + (12 - k) \}}{\{ (12 + k) \cos \alpha - k \}} \dots \dots (4)$$

式 (4) を各々の場合について解けば良いことになる。もちろん現場の地盤は、均一なものではなく、又滑り面も円弧かどうか疑わしいが、余り難しい計算をしてもかえって誤ちが生ずると思われたので上記のような典型的な状況を仮定して計算した。我々の場合では n は 1.5 なので $n=1.5$ とし、(4) 式を計算し図-7~図-9 を得た。

但し $m = \frac{1}{48 \alpha} - k(1 - \cos \alpha)^2$ とおいた。

図-9 で盛土高と所要粘着力の関係がほぼ直線的である

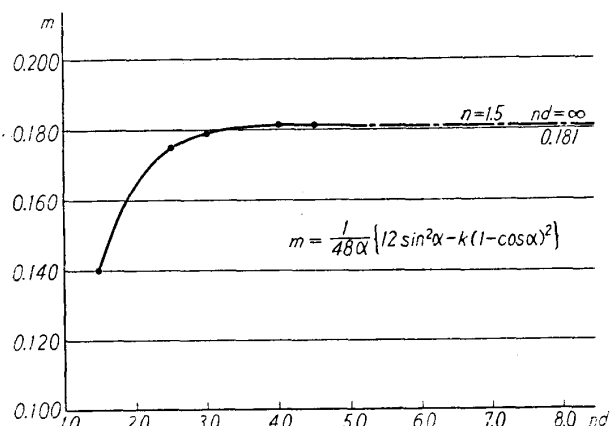


図-7

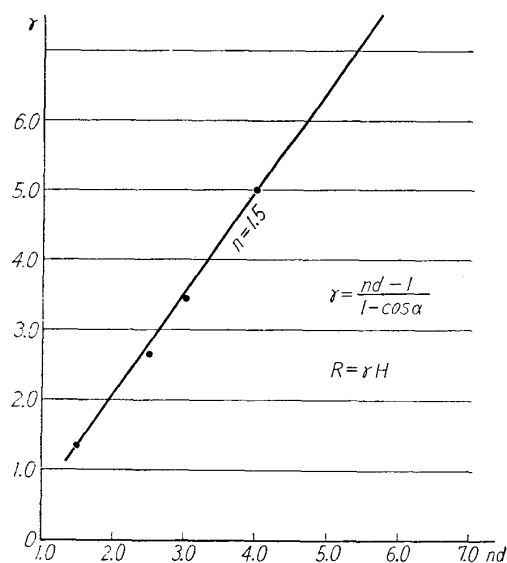


図-8

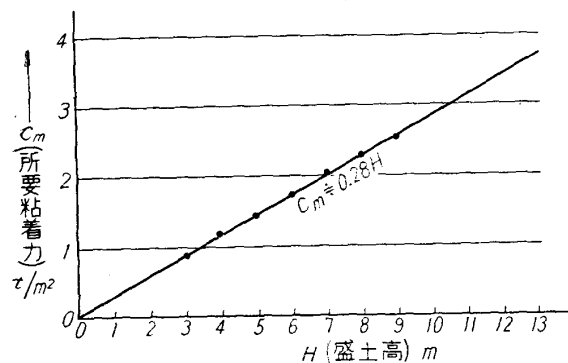


図-9

事がわかった ($C_m = 0.28H$) この関係は、安全率とした時と考えられるから、安全率を1.4とした時の関係は式(5)のようになる。

$$C_m = 0.28 \times 1.4 H = 0.39 H \quad (5)$$

本地点では、表-1をみてもわかるように腐植土及び軟粘土が余りに軟弱の為、サンプリングできないので、現場でベインテストを行った。この結果を図-10に示す。図中田圃と書いてある所は盛土の影響のない所であった値(ベインテストを実施した時、既に盛土を行っていたから)であり、これより推定して平均粘着力を 1.5 t/m^2 としても安全率1.4として許容盛土高は4m弱であり、所期の盛土高に仕上げるには、当然圧密による地盤の粘着力の増加を期待しなければならない。

岩瀬ベインテスト結果図
1月21日～23日実施

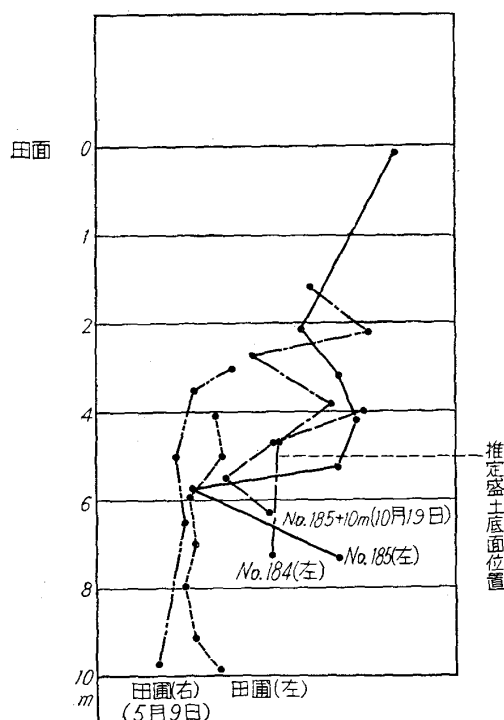


図-10

3. 圧密による粘着力の増加

粘土層のせん断強さは Krey Tiedeman の規準によると、次の式で表わされる。

$$S = P \tan \phi + Pc \tan \phi_c \quad (6)$$

したがって有効応力、中立応力、先行圧密応力によって決定され、これ等の値は圧密の進行と共に変化して行く。しかしこれらの値を推定する事は非常に困難であるので、粘土層の圧密によるせん断強さの増加(まして腐植土層に対しては)を正しく推定する事はできない。又これを室内実験により推定する事も現場ではできなかったのやむをえず文献より、その資料を求めた。運研の石井博士あるいは、倉田、藤下氏の研究結果より、粘着力と荷重の間には次のような関係があることがわかった。

$$C = (0.25 \sim 0.35) q \quad (7)$$

q は荷重強度

(7) 式は次のような事を意味する。今かりに $C = 0.3q$ としてこれに9mの盛土($\gamma_t = 1.6 \text{ t/m}^3$)をし、これが無事終了し、圧密が完了した時に、粘着力は $C = 0.3 \times 9 \times 16 = 4.32 \text{ t/m}^2$ になる。我々はとり合えず、この関係式(7)を使って、盛土の速度統制を行った。(7) 式の常数項の決定であるが、

$$C \div 0.3$$

を仮定した。これは32年10月の圧密状況よりみて大体妥当であった。次に盛土高を H (この場合、見掛けの盛土高に沈下量を加えた値を用いた) とすれば、

$q = \gamma_t H = 1.6 H$ となるから、(8)に代入して増加粘着力(圧密終了時) C_e は(9)式で表わされる。

$$C_e = 0.48 H \text{ (t/m}^2\text{)} \quad (9)$$

図-11に盛土高と、増加粘着力及び所要粘着力の関係を示す。

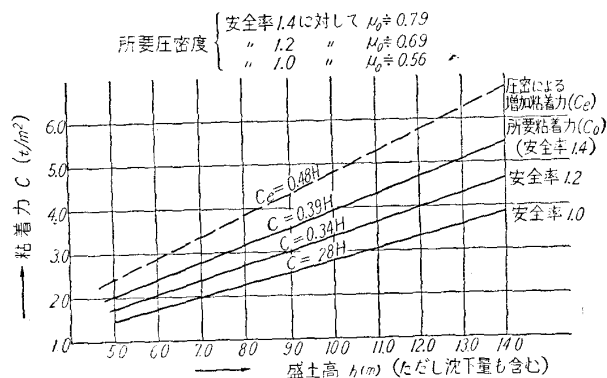


図-11

しかし(9)式は圧密終了時の値で圧密が進行中の場合は成立しない。今圧密度 μ の時の粘着力を C_e' とすれば、(10)式が成立するものとする。

$$C_e' = 0.48 \mu H \quad (10)$$

盛土高 H の時の所要粘着力 C_m は、 $C_m = 0.28 H$ である。ただしこの式の H は見掛け盛土高であるが沈下量を含めた値を考えた。この点は問題であるが、計算の便宜上この方法によった。この時の盛土の基礎崩壊に対する、安全率 SF は、(11)式でえられる。

$$SF = \frac{C_e'}{C_m} = \frac{0.48 \mu H}{0.28 H} \div 1.78 \mu \quad (11)$$

報 文・論 文

したがってその時の圧密度がわかれば安全率が推定できる。このためには先ず μ の推定をしなければならない。 μ は式 (1) で定義されているように $\mu = \frac{F_t}{g_0 h}$ である。この F_t はその時刻における過剰水圧の分布曲線がえがければ求められる。後述するが間隙水圧計は、旧田面より 3 m 6 m 9 m 12 m 15 m の 5 種類の深度に埋め込んでいる。 $F_t' = F_0 - F_t$ とし、 F_t' の面積を梯形公式より計算する。 $F_0 = qh$, $q = 1.6 H$ であり又 $h = 14.8$ m であるから、 F_0 は次式で表わされる。

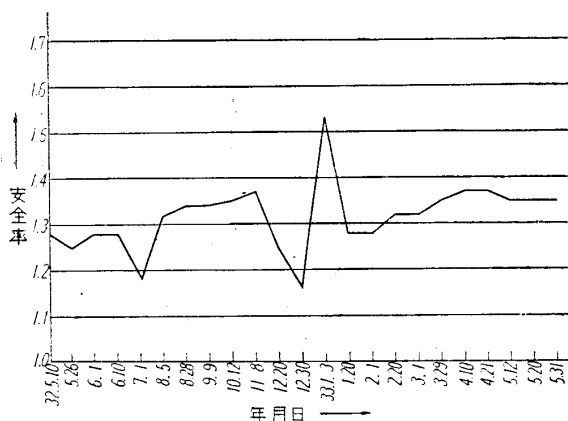
$$F_0 = 1.6 \times 14.8 \times H = 23.7 H \dots\dots\dots (12)$$

次に各深度の過剰水圧の値を上より $y_1, y_2 \dots y_5$ とすると F_t' は次式で計算して求めた。

$$F_t' = 1.5 \{ 2(y_1 + y_2 + y_3 + y_4) + y_5 \} \dots\dots\dots (13)$$

よって $\mu = \frac{F_t}{F_0} = 1 - \frac{F_t'}{F_0} \dots\dots\dots (14)$ となる。

以上盛土速度の管理方法を述べてきたが、結局測定するのは過剰水圧、盛土高及び沈下量である。これについては後述する。このように毎日、安全率を計算し、管理図をつくり盛土の速度を統制した（昭和 32 年 5 月～昭和 33 年 2 月）図—12 参照ここで一番問題になるのは限界安全率である。我々は当初 1.2 を考えた。図—12 よりも明らかであるが、一度 1.2 より下った時に側方隆起が局部的に生じ、この線で行けるかと思われたが、33 年 1 月 19 日に安全率 1.28 で大規模な迂りが生じた。いずれにしても以上の方法の中にも圧密による粘着力の増加状況の仮定、あるいは、一地点の水圧の測定だけで全体の盛土を云々する危険、間隙水圧計の誤差等検討すべき問題が多く、以上の方法を採用した場合には常に design as we go の考え方で行かねばならぬ事が痛感された。

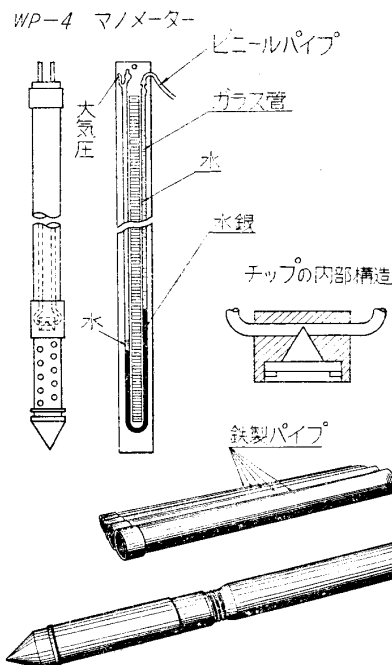


図—12

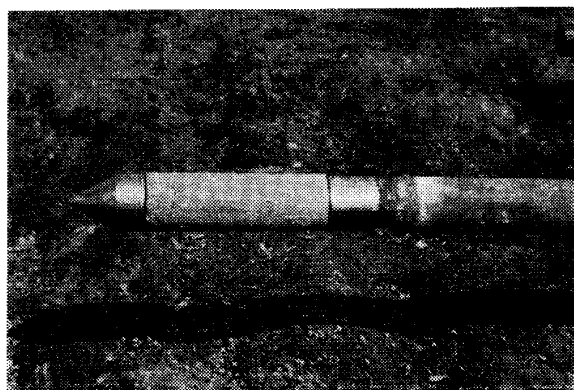
5. 過剰水圧の測定法とその結果

間隙水圧の測定装置には、マンノメーター型、ダイヤフラム型、及びワイヤストレーンゲージ型の 3 種があるが、当現場で使用したのは、マンノメーター型のものである。（図—13、写真—1 参照）。その設置位置を図—14 に示

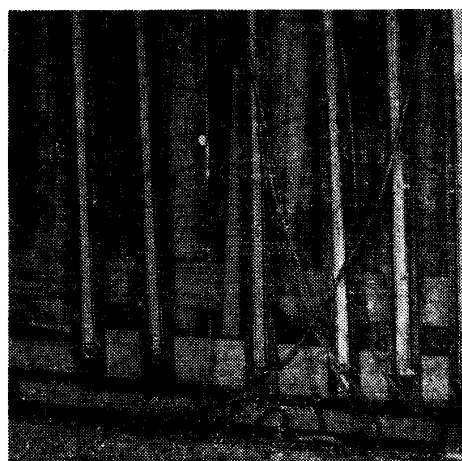
す。測定は、マンノメーターの水銀の読みをとるだけで非常に簡単であるが、このマンノメーター型のものは水を使用するので冬期、空気にさらされる部分が凍結し、ガラス管が何本か破壊したので、それ以後は観測小屋に練炭をいれて凍結を防いだ。夏期には、銅管内にガスの発生があり、ストレーンゲージ型のものが良かったかも知



図—13



写真—1 ピエゾメーター先端



写真—2 測定小屋内のマンノメーター

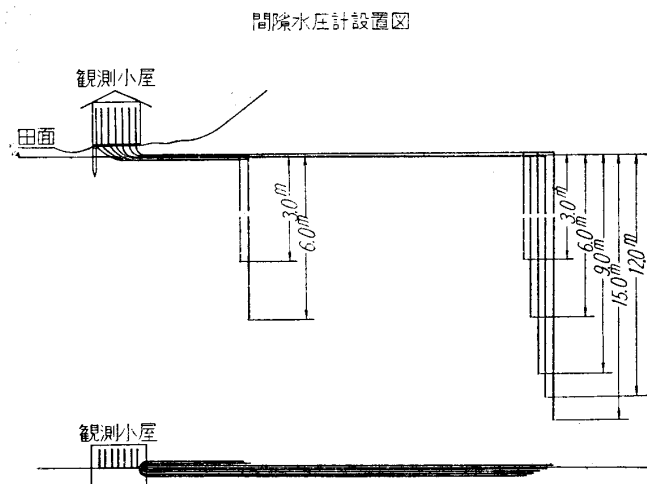


図-14

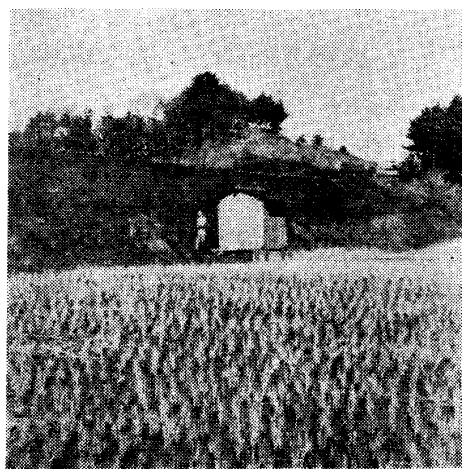


写真-3 間隙水圧測定小屋

れぬ。この点新しく間隙水圧の測定をする場合検討すべきである。測定される間隙水圧は静水圧も含んでいるので、これを減じた値を過剰水圧とした。初期水圧の分布が果して静水圧分布かどうか疑問であったが、その後他の現場や土木研究所の測定結果よりみても、ほとんど静水圧分布である事がわかった。参考のため、深度9mの所に設置した、ピエゾメーターによるその点の過剰水圧の日変化を図-15に示す。又盛土高と沈下量の変化を図-16に示す。

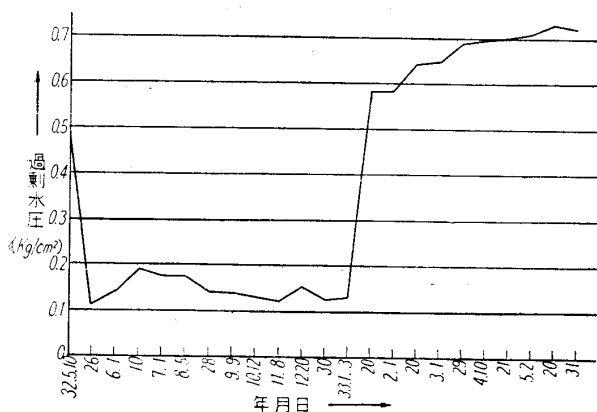


図-15

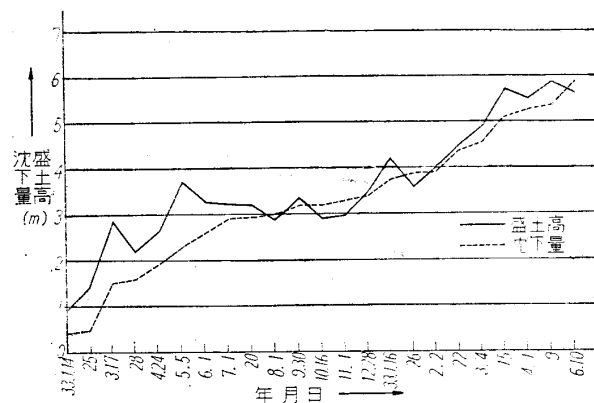


図-16

6. 押え盛土

1. 基礎崩壊に対する検討

前述のような方法で盛土の速度を管理したが、昭和33年1月21日にかなり大きい滑りが生じた。これは非常に短期間の中に起り盛土中央にクラックが生じ全体的に60~70cm沈下し側方に隆起を生じた。局部的崩壊は何度かあったが、全体的に亡ったのは初めてなので、早速、ベインテスト等を行い切り面の位置を求めようとした。もちろん工事は中止した。この崩壊の状況は図-17写真-4に示す。

ベインテストの結果は図-10に示してある。これによると、盛土下部においては、粘着力は 4.0 t/m^2 はあると推定される。しかし、盛土の底面より外側、すなわち、法面の下、田圃中の平均粘着力は、 1.5 t/m^2 程度であるので、全体の平均粘着力は、 $\frac{1}{2}(4.0 + 1.5) \div 2.75 \text{ t/m}^2$ と推定され、また仮定の増加粘着力は、 2.99 t/m^2 で大体仮定は正しかったと思われる。その時の所要粘着力は図-11より、 3 t/m^2 であり、安全率は $\frac{3.00}{2.75} \div 1.2$ で切りもやむをえないかもしれぬ。しかし上記の計算には、過剰水圧の初期圧力面積が変化する事(盛土が下ってくるから)実際の切りは、見掛け盛土高による。という事実等を省略して計算してあるので、これ等を補正して安全率を計算すると、2以上となり、事実と反する。

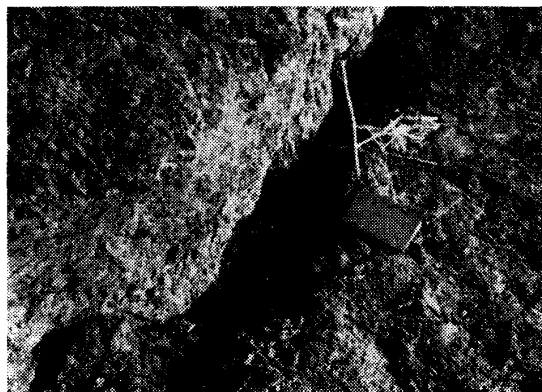


写真-4 盛土中央のクラック

報 文・論 文

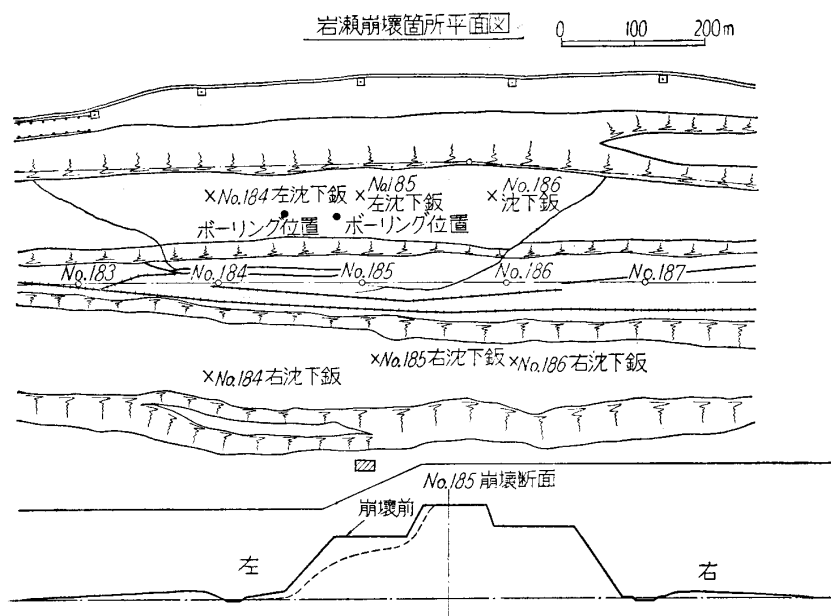


図-17

前述の平均粘着力 2.75 t/m^2 という値は、ベインテストによったので果してベインテストによるせん断抵抗はあっても迂りに対する抵抗はその値をそのまま使えないとも考えられる。いずれにしても現場では判断し難いので、識者の御批判をお願いしたい。

2. 押え盛土

以上の結果よりみて、いずれにしても緩速工法だけでは圧密の進行速度も遅く、安全率が1.2前後(?)で迂るのでは、施工上不安もあり押え盛土を施工した。この押え盛土の大きさは、そのモーメントと迂り面に沿うせん断抵抗によるモーメントとの和が、できあがった盛土の迂ろうとするモーメントより50%だけ大きくなるように決めた。計算は省略するが、結局押え盛土は2.5mの厚さで法先より20mの点までとした。これを盛土の両側に施工したのだから、土量は、 $10,000 \text{ m}^3$ を越えたしかしこれによりようやく安定し現在に至っている。盛土がある程度できてからは他に手の打ちようがないだろう。結局最初からサンドパイル工法を採用するか(このような地盤にサンドパイルが有効かどうかは疑問であるが)。または何ヶ所かの盛土が連続してある場合、最初Aの盛土を安全限界まで盛り、次にBに移り、同様

にある高さでストップし、続いてC……と行き、間隙水圧の測定、または直接ベインテスター、サウンディング、ボーリング等でAの地盤の粘着力の増加を確かめてから、Aに戻りその粘着力に対応した高さまで盛土をしてBに移る……このように段階的に施工する方法も考えられる。最終的には現在土木研究所砂防研究室で、本地点の近くで試験中であるが、盛土に先立ちあらかじめ地盤を固結させてから盛土をする工法が生れてくる。しかし、土地が比較的安く(水田地帯の押え盛土はそのまま畠として使用できる)。人家のない所では一応盛土をし、迂ったら押え盛土をして施工を続けるという方法も案外、安くて早い工法かも知れぬ。

7. むすび

以上当事務所で実施した、盛土の施工について述べたが、盛土の速度統制の例が従来少く、我々も未経験だったので一貫した調査ができず、工事の後を追いかける事になったことを残念に思っている。現在盛土は完成に近いが終了後も最終的な圧密量や盛土自体の圧密量を推定するため、更には盛土前の土の性質の変化等を調べるため、ボーリングを計画している。これの結果やその他の細かい問題については又、次の機会に発表し、御参考に供したい。これからの道路は用地等の関係で悪い地盤を通過する事が多いと思われるが、この報告が何等かの参考になれば幸いである。最後にこの調査に御指導をいただいた土木研究所福岡技官に心から御礼申し上げ本報告を終りとする。

参 考 文 献

- 1) 竹下春見：道路工学
- 2) テルツァギ：粘土層の圧密
- 3) 福岡正己：恋瀬川堤防基礎地盤調査報告(土木研究所報告 No.86)
- 4) 石井靖丸：サンド・ドレイン(新材料と新工法)
- 5) テルツァギ・ペック：土質力学
- 6) 土質工学会：軟弱地盤の力学的性質とその対策

土質基礎工学委員会蔵外国文献紹介(続)

[7] Geotecnica (イタリア土質工学会機関誌, A4判隔月発行で毎号本文 40~90 p, イタリア語だが主要論文には仏・英両国語の簡単なサマリー付), 1巻2号(1954年3, 4月号)から4巻6号(1957年10, 11月号)まで(ただし3巻2号欠, 今後も毎号送られてくる予定)