

九州灰土の特性に関する研究

—その 1, 灰土の工学的性質と試験施工—

齋藤 二郎
木村 薫
平間 邦興

1. まえがき

九州阿蘇地方に広く分布する火山砕屑岩の風化土(通称灰土)は自然含水比が関東ロームに比べて約半分以下であるにもかかわらず、その土性は関東ロームのうちでも最悪といわれている愛鷹ロームに匹敵するほど扱い難い土質である。

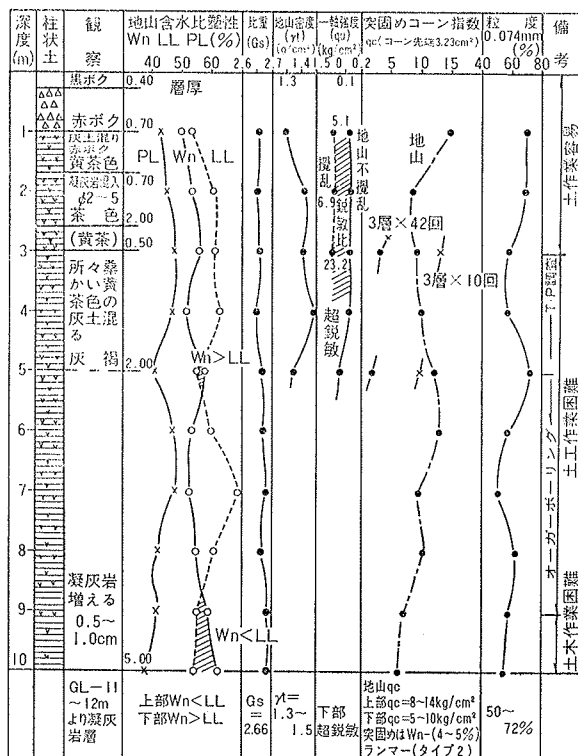
このため昭和43年5月、九州縦貫高速道の盛土材料としての灰土の設計および施工上の指針を得るため植木地区にて試験工事が本線工事に先きだって実施された¹⁾。

本報告は、主として試験盛土工事に関連して検討した灰土の土質工学的特性ならびに試験施工の結果について述べるものである。

指数的特性の深さ方向分布を知るため、現地でのテスト・ピットによる土質試験結果を一括表示したのが図一1である。表層より、黒ボクおよび赤ボクが地表下3m程度に堆積し、つづいて灰土が5m程度から厚

いところでは約20mの層厚で分布しており、灰土層以深では熔結凝灰岩が10m以上の層厚で堆積している。

本線工事の際には灰土単体の施工の他、赤ボク+灰土あるいは灰土+熔結凝灰岩などの混合土の施工がしばしば生ずるため、これら混合土についても土層工学的な解明が必要となる。地表部分を形成する黒ボクは有機物を多く含み、練返しによる強度低下は小さいが、土粒子の構造から圧縮性と弾性に富み盛土材料として適当ではない。これに比べて赤ボクは練返しによる強度低下が小さく、また圧縮性についても盛土材料として良好である。黒ボクはアロフェンを主要粘土鉱物とするが赤ボクではハロイサイトが主である。黒ボクおよび赤ボクはいずれも阿蘇火山カルデラ形成後の噴火物が堆積したものであり年代的にはいずれも沖積世に属する。灰土および熔結凝灰岩はともに洪積世に堆積したものでありカルデラ形成前の阿蘇火山噴火物であって、その主要粘土鉱物はいずれもハロイサイトである。表一1に各土層の物理的性質を示すが、これからも各土性が堆積年代あるいは阿蘇火山の噴火様相によって異なっていることが推察される。



図一1 テストピットによる基礎調査

土質		黒ボク	赤ボク	灰土	凝灰岩
試験項目					
真比	重	2.53	2.64	2.66	2.52
自然含水比	%	74.3	70.0	58.5	32.0
粒度試験	砂 %	13.0	31.	19	80
	シルト %	65.0	31.	47	20
	粘土 %	22.0	38.	34	0
分類	種類	OH	CH	CH	S
	シルト質ローム	粘土	粘土	粘土	砂
LL%		99.5	60.0	55	—
PL%		59.4	43.1	31	—
PI%		40.1	30.1	24	N・P

表一1 試験工事地区土質の物理的特性

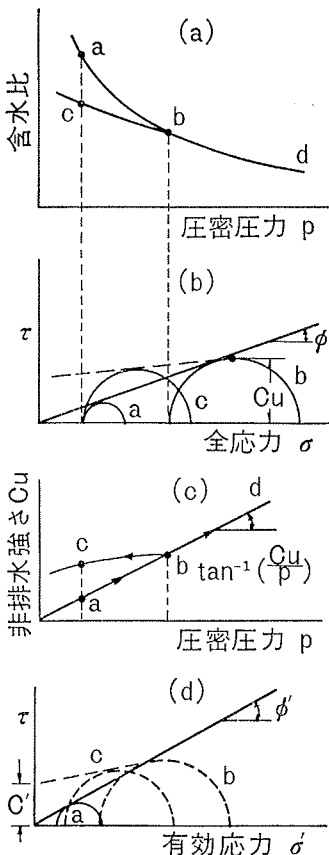
阿蘇火山は噴火形式からみると熱雲式噴火と呼ばれ熔結凝灰岩は噴火物が厚い層で堆積し熱と圧力で再熔してできたものであり、灰土はこの熔結凝灰岩上に堆積した火山砕屑岩が風化過程をたどり現在にいたったものといわれている。このことは熔結凝灰岩における熔結度が場所によって異なる原因となり、また灰土につ

いても表層に存在するものと深層のものとは風化の程度が異なる結果となる。したがって、同一土層であっても熔結あるいは風化の程度によってその土性は微妙に変化し一意的に灰土分布地区の土質特性を示すことは、早計といえよう。本報告では植木試験工事地区の土質について、代表的と思われる箇所から採取した試料についての諸試験結果および考察をまとめたものである。

2. 工学的特性について

2.1. 非排水せん断強度の考え方

図一2は飽和した粘性土の圧密およびせん断特性を示したものである。(a)図は圧密応力と含水比の関係を



図一2 飽和粘土の非排水試験
せん断過程における軸圧と側圧の変化量を、それぞれ $\Delta\sigma_1$, $\Delta\sigma_3$ とすれば Skempton の間ゲキ水圧係数 A,B を用いて次式で示される²⁾。

$$\Delta U = B[\Delta\sigma_1 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \dots\dots\dots(1)$$

ここで係数Bは飽和度の、Aは土の構造骨格のダイレタンシーの関数である。

(b)図を有効応力に関して作図したのが(d)図であり、これより有効応力に関する強度定数 c' , ϕ' が求められる。

非排水三軸試験を行なった場合のモールの応力円を

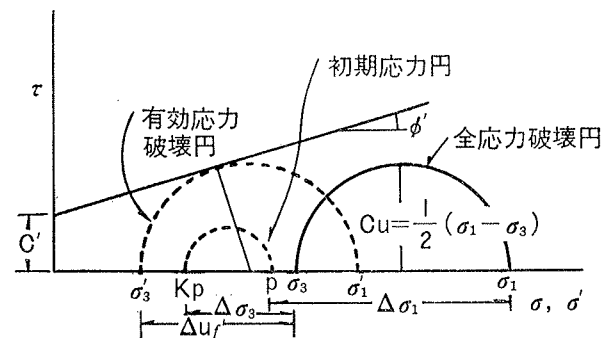
図一3に示す。Kは側圧と軸圧の主応力比であり本実験では等方圧密応力を用いたので $K=1$ となる。図一3より

$$\frac{1}{2}(\sigma_{1f} - \sigma_{3f}) = c' \cos \phi' + \left\{ \frac{1}{2}(\sigma_{1f} - \sigma_{3f}) + \sigma_{3f} - u_f \right\} \sin \phi' \dots\dots\dots(2)$$

サフィックス f は破壊状態を示す。(1)式をKを用いて展開し(2)式に代入すると(3)式を得る。

$$c_u/p = \frac{\frac{c'}{p} \cos \phi' + \{K + (1-K)A\} \sin \phi'}{1 + (2A-1) \sin \phi'} \quad (3)$$

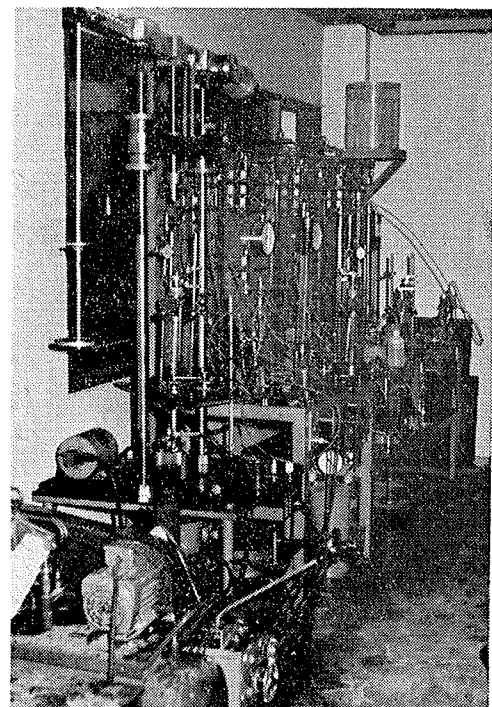
上式は圧密応力に対する非排水強さの割合を示すもので図一2(c)の傾度にあたり正規圧密状態では一般に $c'=0$ である。



図一3 非排水試験とモールの応力円

2.2. 物理的性質と試料調整

灰土の軟弱化の原因が土粒子の骨格構造の変化によるものと想定して練返しによるせん断特性の変化を圧



図一4 実験装置

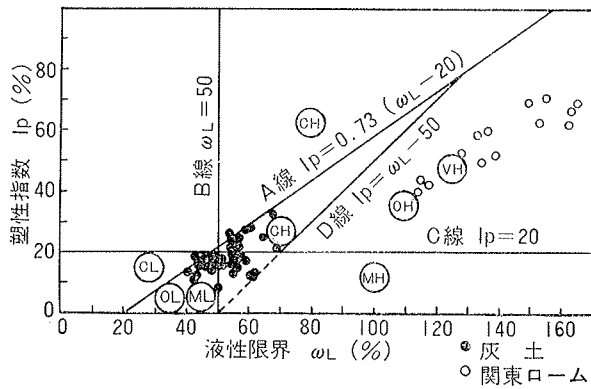


図-5 塑性図

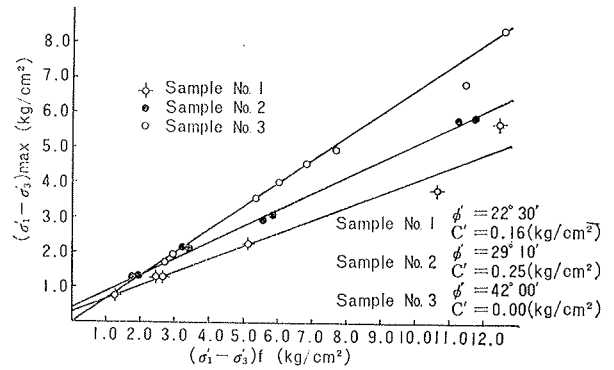


図-6 強度定数(c', φ')

密非排水三軸試験結果から検討し、補足的に灰土と赤ボクとの混合試料についても検討する。圧密およびセン断時の側圧は 0.6, 1.4, 2.9, 6.6 kg/cm² の4段階である。試験装置を図-4に示す。

試験に用いた灰土の物理的性質は表-2の通りである。灰土を塑性図上で示したのが図-5であり関東ロームとは大きな逸脱を見せていることがわかる。試料調整にあたってはCBRモールドおよび重量2.5kg、落下高30cmのランマーで突固めを行ない、練返し状態によって三種類の供試体を作成した。

- Sample, No. 1 乱さない試料
- Sample, No. 2 落下回数, 3層25回
- Sample, No. 3 落下回数, 3層50回

ただし試料の液性指数が1を越えているため締固め効果は認められず圧密試験結果から先行圧密応力は Sample, No. 1 で 0.5 kg/cm², Sample, No. 2, 3 では間隙比-圧密応力曲線に屈曲点は現われなかった。飽和度は Sample, No. 1 で 96% 以上, Sample, No. 2, 3 では完全飽和である。

混合試料については灰土と赤ボクの乾燥重量混合比によって三種の供試体を準備した。

- Sample, No. 4 赤ボク: 灰土=5: 5
- Sample, No. 5 赤ボク: 灰土=7: 3
- Sample, No. 6 赤ボクのみ

試料調整にあたっては、いずれも3層25回の突固めを行なった。物理的性質を表-2に示す。

項目 試料	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	塑性指数 (%)	土粒子の 比重	試験時含 水比(%)
Sample. No. 1	43.8	28.4	15.4	2.64	70~80
Sample. No. 2					
Sample. No. 3					
Sample. No. 4	65.6	33.7	31.9	2.57	64
Sample. No. 5	74.0	35.7	38.3	2.58	60
Sample. No. 6	81.9	32.6	49.3	2.59	57

表-2 試験試料の物理的性質

	圧密非排水試験				非排水試験	
	C' (kg/cm ²)	φ' (°)	C _{cu} (kg/cm ²)	φ _{cu} (°)	C _u (kg/cm ²)	φ _u (°)
Sample. No. 1	0.16	22° 30'	0.12	14° 50'		
Sample. No. 2	0.25	29° 10'	0.28	15° 40'		
Sample. No. 3	0.00	42° 00'	0.50	19° 20'		
Sample. No. 4	0.10	37° 20'	0.38	15° 30'	0.72	6° 30'
Sample. No. 5	0.09	37° 20'	0.58	14° 40'	0.55	3° 00'
Sample. No. 6	0.06	39° 10'	0.33	18° 00'	0.40	2° 40'

表-3 各試料の強度定数

2.3.1. 強度定数 各試料について三軸試験より求めた強度定数を図-6³⁾, 表-3に一括表示する。正規圧密粘土では練返しした試料の方が乱さない試料に比べて強度定数の大きくなることは以前から知られているところであるが⁴⁾, 一方、土の練返しによる影響が最も小さいのが有効応力に関する強度定数であるともいわれている⁵⁾。本実験ではφ'に非常に大きな増加を生じ最大19°30'の変化を示した。この原因については他の要因とも関連して後に検討する。

混合試料に関して c_{cu}, φ_{cu} には明確な傾向は表われなかったが c_u, φ_u については灰土の混合比が大きいくらい小さくなり赤ボクが工学的に優れた材料であることを示している。

2.3.2. セン断時の有効応力変化 セン断時の有効応力経路を Rendulic の応力平面で表わしたのが図-7である。各応力経路に注目すると、練返しによって、その軌跡に非常に大きな相違が認められる。Sample, No. 1 では急激な立ち上がりを示した後、間ゲキ圧のおおきな増加にともなって縦軸方向へなだらかなコウ配に変曲し破壊へと至る。これに対して練返しした試料では有効主応力は破壊へ至るまで増大しつづけている。以上、灰土一種の試験結果から一般的な結論を出すことは妥当でないとしても、練返しによって有効応力経路に変化が生じるとはいえるようである。

2.3.3. ω-log p, ω-log(σ₁'-σ₃')_f 圧密終了時

2.3. 試験結果とその検討

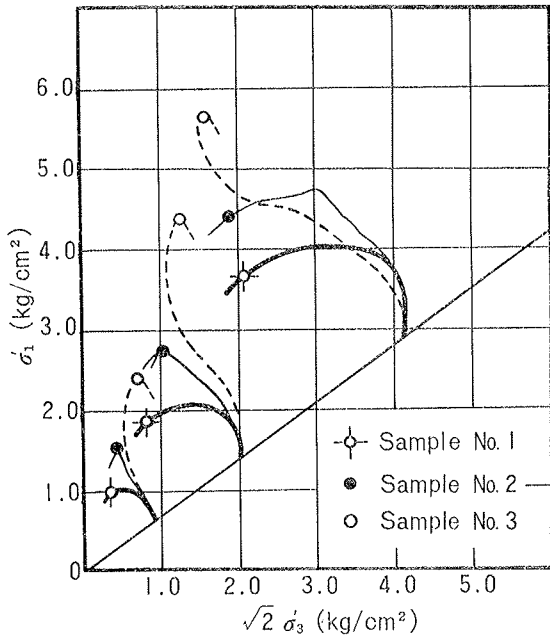


図-7 Rendulic の応力経路

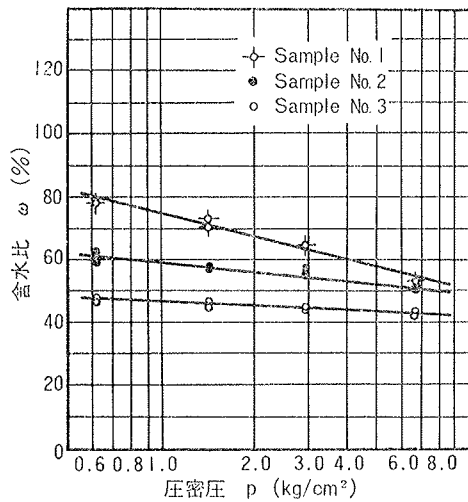


図-8 $\omega \sim \log p$

含水比 (ω) と圧密圧 (p) を片対数紙上にプロットしたのが図-8である。明らかに直線性は認められるが練返しの程度によって同じ圧密圧の下で異った含水比を示し、その差は非常に大きい。この事象は土中水の存在形態の変化、すなわち練返しによって粘土粒子の構造が変化して、結合粘土粒子間の大きな間ゲキ中に補足されていた水が自由水化することを示唆している。また、2.3.1.で前述のように、練返しによって強度定数が非常に増大した現象も土中水の自由水化と関連があると推察される。なお、練返しによる灰土の骨組構造の変化およびその時の土中水の化学ポテンシャルの変化などについては、本研究その2⁹⁾に詳述されている。

図-9には、これと関連して破壊時含水比 (ω) とセン断強さ $(\sigma'_1 - \sigma'_3)_f$ との関係を示す。明確な直線性

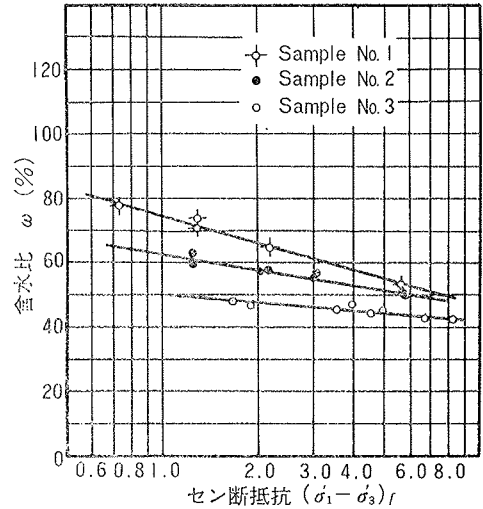


図-9 $\omega \sim \log' (\sigma'_1 - \sigma'_3)_f$

を示しているが、正規圧密状態にあるにもかかわらず練返し回数の違いによって同一含水比の下で異ったセン断強さを示している。これは間ゲキ水中に含まれる溶解塩類の沈着やシキントロピー現象による粘着力に、練返しによって差が生じたためと考えられる。

2.3.4. 応力ヒズミの関係 本実験で得られた軸差応力、間隙圧、ヒズミ関係の1例を図-10, 11に示す。ただし図-11は非排水セン断試験についての結果であ

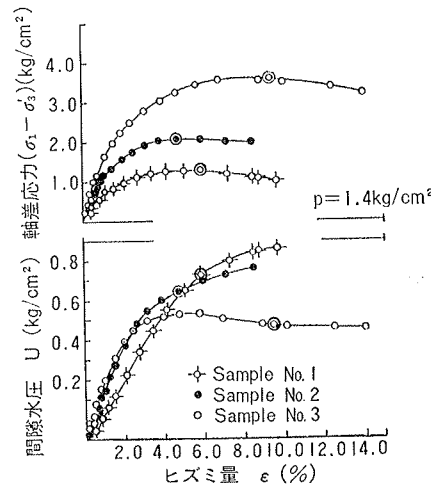


図-10 $(\sigma'_1 - \sigma'_3) - \epsilon, U - \epsilon$

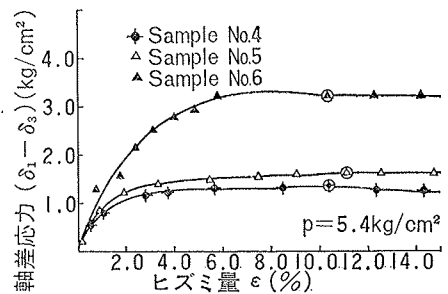


図-11 $(\sigma_1 - \sigma_3) - \epsilon$

る。練返しが多い試料ほどまた赤ボクの混合比が大きい試料ほど軸差応力は急激に増加しており、その最大値も大きい。これは、これまでの検討からも予想され得ることといえよう。

2.3.5. A_f 値について 破壊時間隙圧係数 A_f の値は(1)式によって定義され、1つの試料については一定値をとるはずであるが、一方、圧密圧 (p) によっても変わることが報告されている⁷⁾。図-12から明らかなように本実験でも正規圧密状態にあるにもかかわらず A_f 値は変動しており、圧密圧 (p) の値が大きくな

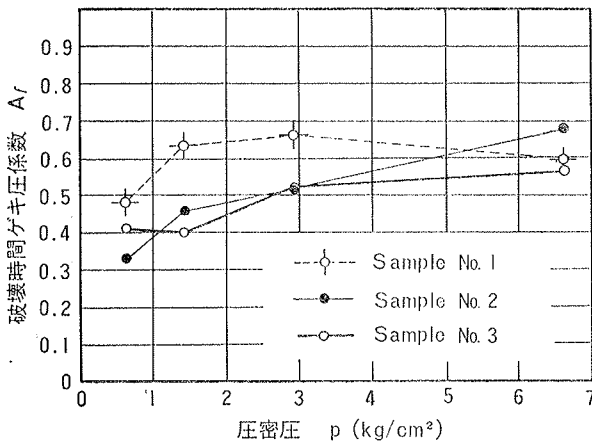


図-12 A_f の変化

るにしたがって、その値も大きくなるようである。

2.4. まとめ

本実験の結果、練返しによって圧密特性、セン断特性に大きな変化の生ずることがわかった。この現象が灰土特有のものか、あるいは一般的にいえるのかについては灰土一種の本試験結果から明確化することはできないが、土粒子の骨格構造に関する土中水の存在形態の変化、間隙水の性質、シキソトロピー効果および組成鉱物の問題などが複雑に影響を及ぼしているものと考えられる。

また、練返された粘性土が再圧密されると強度定数 ϕ' が増加することは、今後、強度減少を考慮に入れる設計、施工上の一つの指針を与える。

3. 試験施工

3.1. 灰土のトラフィカビリティ

3.1.1. 土運搬による強度低下 ブルドーザによる2次搬土の場合の強度低下の状態を図-13に示す。この低下は排土板と履帯との練返しによるものであり、コーン指数 $q_c=3$ の灰土が 20m の運搬で $q_c=1$ となって超湿地ブルドーザによる作業においては20m以上の2次搬土は実際には不可能であることが理解できる。

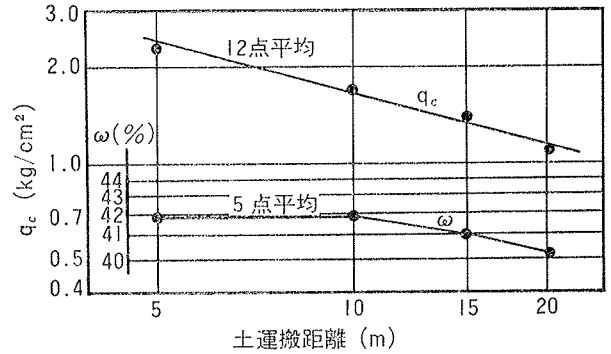


図-13 ブルドーザによる2次搬土の q_c 低下

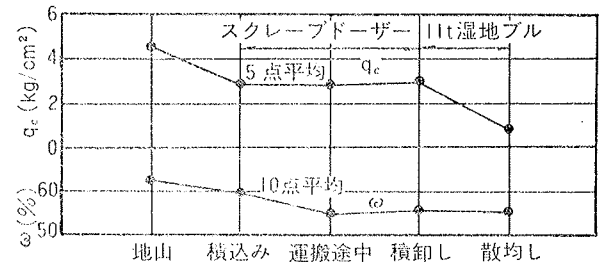


図-14 スクレープドーザによる搬土の q_c 低下

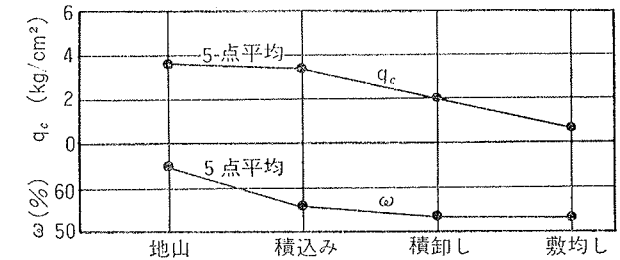


図-15 シャベルダンプによる搬土の q_c 低下

スクレープドーザによる土運搬(距離 260m)の場合には図-14に示す如く運搬による土の劣化があまりなく灰土施工上、有利な機種といえる。また同図からもブルドーザによる強度低下が著しい。

ダンプトラックによる運搬の場合、強度の低下は予想以上に大きく図-15からもわかるように11t級湿地ブルドーザ(距離13m)の強度低下に相当する。強度の低下率は地山強度に対して約 20% でありダンプトラックによる長距離運搬には問題がある。やむをえない場合は運搬路の平坦性に注意したり、赤ボクなどとの混合土として運搬するなどの配慮が必要であろう。

3.1.2. トラフィカビリティについて 上述のように灰土は強度低下が著しいので重機の選択には施工性を十分に考慮する必要がある。現位置における測定から一応の見解を示したのが図-16である。灰土単体によるトラフィカビリティの確保は、いかなる機種をもってしても困難であり、黒ボクおよび赤ボクとの混合によって作業効率を上げ得ると結論づけできよう⁸⁾。

3.2. フィルターの効果について

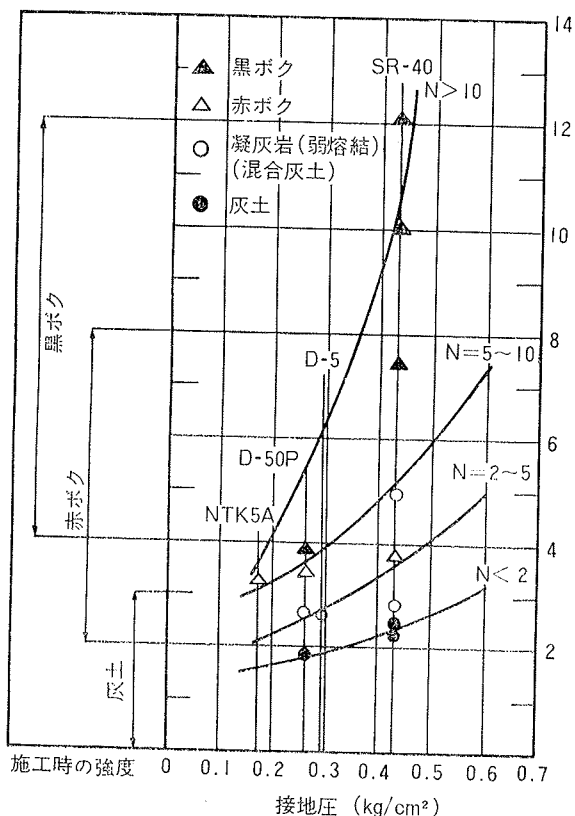


図-16 重機接地圧と可能走行回数

3.2.1. フィルター設置の概要 試験工事ではフィルター材料として原地産のマサ土と川砂を使用し、材料別に設置区間を設けて、その効果を調査した。

フィルターの設置は図-17に示す2断面とした。断面Aは平均盛高14mに対して川砂フィルター3層であり、断面Bは平均盛高12mに対してマサ土および川砂フィルター各1層である。フィルターの層厚は0.3~0.5mであり、図示した位置に各種計器を設置した。

3.2.2. 動態観測結果 (イ)盛土の圧密沈下: 盛土の圧密沈下は路床工完了後1ヶ月经過した時点でA断面において38.9cm, B断面では31.1cmである。図-18に示す如く盛土高さに対する沈下量は前者で2.9%, 後者では2.6%と、その差は殆んど認められない。また沈下速度についてはA断面において盛土完了後50日以内にほぼ1次圧密の終了が認められたのに対してB断面では、まだ終了していないと思われる層がある。

(ロ)盛土の間隙水圧および強度: 盛土の施工中における間隙水圧の発生状況を図-19に示す。A断面では土被り圧の約1/5, またB断面では約1/2に相当する最大間隙水圧が発生しており、フィルター材質の違いによる影響が認められる。

図-20はフィルター近傍における強度増加をオランダ式2重管コーンペネトロメーターによって調査した

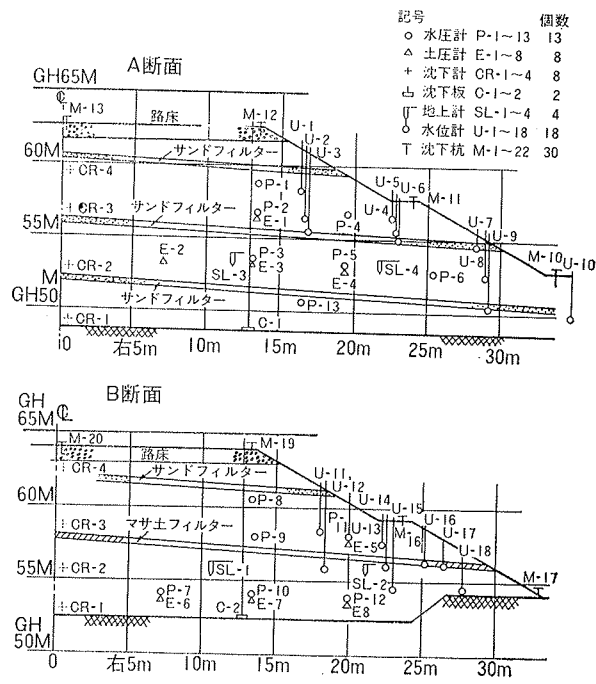


図-17 フィルター設置断面

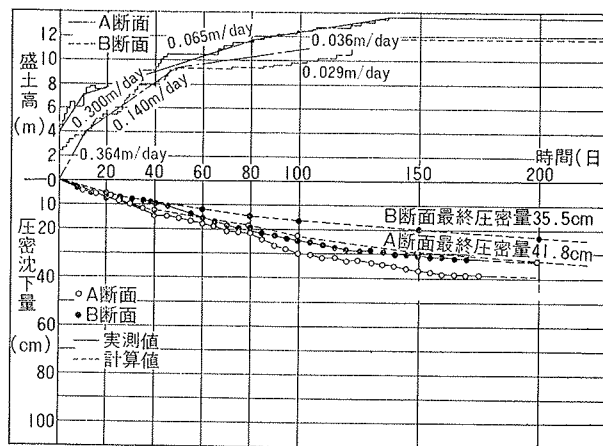


図-18 AおよびB断面の圧密沈下

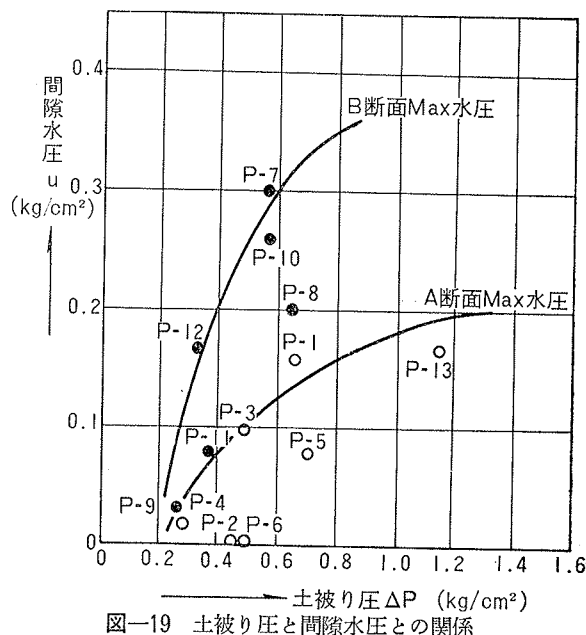


図-19 土被り圧と間隙水圧との関係

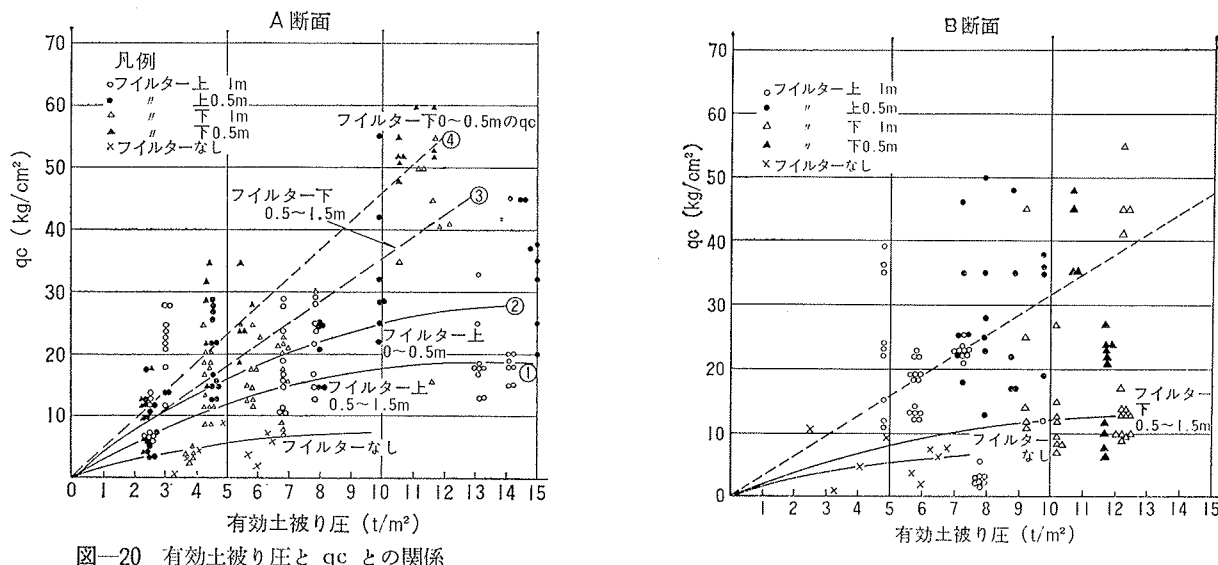


図-20 有効土被り圧と qc との関係

結果である。マサ土および川砂フィルターともにフィルター近傍で強度増加が認められるが、一般に川砂フィルターの方が大きく、約1m離れたところでも、その影響がみられ、マサ土フィルターでは、それほど顕著でない。

3.2.3. 観測結果の解析と検討 (イ)圧密沈下：両断面の圧密沈下量について、施工時転圧面から採取した試料の圧密試験結果から解析を行なったが、初期間隙比 e_0 を次の3条件によって仮定し計算を試みた。①圧密試験時の初期間隙比 e_0 、②圧密試験時の e_0 を、転圧時ブルドーザの接地圧を考慮して補正した値(日本道路公団設計要領による) e_0' 、③日常管理試験結果による値 e_0'' 。計算結果は表-4に示す如く、それぞれの初期間隙比によって大幅に異った値を示したが、①による方法が最も実測値に近似している。

間 げ き 比	断 面	
	A 断 面 (cm)	B 断 面 (cm)
e_0 の場合	41.8	41.6
e_0' の場合	26.0	25.7
e_0'' の場合	139.0	99.4
実測値 (1/25日現在)	38.9	31.1

表-4 圧密沈下量計算結果

圧密速度について両断面を比較するとA断面の圧密の方が速く、フィルター層数や、その透水性の影響が認められる。

(ロ)残留沈下：A断面における残留沈下について各土層の圧密沈下曲線から次の方法により推定した。2次圧密沈下量は時間の対数に対して直線となって続行す

るという性質がある。舗装後の残留沈下は、この性質を利用して式(4)から推定できる。

$$\Delta S = \Sigma \left(b \cdot \log \frac{t_r}{t_0} \right) \cdot H_0 \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここに、 b ：2次圧密沈下速度、 H_0 ：層厚、 t_r ：舗装開始後の時間(分)、 t_0 ：路床終了から補装開始までの時間(分)。舗装荷重による b の変化を無視し、 t_0 を1年とした場合の残留沈下は表-5の通りであり、舗装開始後20年における沈下量は約7cmと推定される。したがって構造物との接合部分で路面の不陸が予想され、この影響を軽減するためには、フィルターによる排水効果を促進させることが必要である。

t(分)		$H_0 \cdot \log \frac{t_0}{t}$			$b \times 10^{-3}$			ΔS (cm)
		34m	34m	40m	0 3.4m	3.4 6.8m	6.8 10.8m	
1年 8.81×10^5	0.392	1.33	1.33	1.57	0.196	0.274	1.180	1.65
2年 14.07×10^5	0.597	2.03	2.03	2.39	0.280	0.418	1.795	2.49
5年 29.85×10^5	0.924	3.15	3.15	3.70	0.405	0.650	2.780	3.90
10年 56.15×10^5	1.194	4.07	4.07	4.80	0.598	0.837	3.600	5.04
20年 108.75×10^5	1.468	5.05	5.05	7.13	0.743	1.04	5.350	7.13

表-5 舗装後の残留沈下

(イ)盛土の安定性：フィルター近傍の強度増加は川砂の方がマサ土に比べて大きい。また、施工中における間ゲキ水圧の発生状況も川砂の方がマサ土に比べて発生量が小さく、フィルター層の透水性は盛土の安定に大きな影響を及ぼしているといえよう。

マサ土フィルターによる排水効果も、ある程度認めることはできたが現場試験において、これを詳細に検討するまでにはいたらなかった。マサ土フィルターに

関するアナログシミュレーションの実験結果によると降雨によって堤体中に浸透する雨水を盛土中に設置したフィルターから排水させる場合、盛土高さ約14mに対して2~3層のフィルターが効果的である。フィルターからの排水量は、それを設置しない場合に比べて約2.6倍の排水量があり、排水時間も大幅に短縮される。排水効果はフィルターと盛土の透水係数の比が大きいものほど当然大きく、川砂の透水係数はマサ土の数100倍と推定される。したがって、マサ土フィルターの排水効果を高めるには川砂との併用によって透水性を改善するなど、現場の諸条件に応じた何らかの対策が必要である。

4. まとめ

以上、一連の室内試験、現場試験をまとめた結果、

1) 灰土は土質工学的性質において、一般的な意味での火山性粘性土の領域から大きく逸脱する材料である。

2) 灰土は練返しによって著しく軟弱化するが、その際、練返しの程度によって同一圧密圧の試料の含水比が異なった。この事象は本研究その2でも述べられているように、灰土の骨組構造の変化にともなう土中水の化学ポテンシャルの変化およびシキソトロピー効果が複雑に影響をおよぼしていると推察された。

3) また、練返された粘性土が再圧密されると強度定数 ϕ' が増加することは、今後、強度減少を考慮に入れる設計、施工上の一つの指針を与える。

4) 工学的諸性質、特に練返しによる強度減少に関して、赤ボクは灰土に比べて優れた材料であり、これを混合することによって灰土の性質は改良される。

5) 土運搬による強度の低下を考慮する場合、スクレープドーザによる運搬が望ましい。またブルドーザによる搬土は不可能であり、ショベルダンプによる場合も強度低下は非常に大きい。

6) 灰土単体ではトラフィカビリティの確保が困難であり、赤ボクを混合して土質改良を行なう必要がある。

7) フィルター材として川砂およびマサ土を使用し試験施工を行なった結果、圧密沈下については両者に

あまり差は認められなかったが、間ゲキ水圧の発生状況、強度増加率については川砂の方が、かなり良い傾向を示した。

8) 故に、施工性、経済効果などを考慮して、両者の併用などによりフィルター自体の透水性を改良するなどの対策が必要である。

謝辞：本試験を行なうにあたって日本道路公団、下荒磯滋氏および当社縦貫道熊本工事事務所、宮本正道所長、小谷克己職員から御便宜、御協力を賜わった。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路公団, (株)大林組: 植木試験盛土工事報告書 pp. 1~60, (1965)
- 2) Skempton, A.W.: The Pore-pressure Coefficient in Saturated Soils, Correspondence to Geotechnique, Vol. 10, No. 4, pp. 186~187, (1960)
- 3) 斎藤二郎, 木村薫, 平間邦興: 九州灰土の工学的特性について, 土木学会第24回年次学術講演会講演集第3部, pp. 185~188, (1969)
- 4) たとえば石井靖丸, 倉田進, 藤田利男: 沖積粘土の工学的性質に関する研究, 土木学会論文集第30号, pp. 36~43, (1956)
- 5) Bishop, A.W., and Henkel, D.J.: The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test, Edward Arnold, (1957)
- 6) 喜田大三, 中田礼嘉, 原田政太: 九州灰土の特性に関する研究, その2, 灰土の土質化学的諸性質, 大林組技研報 No. 4, (1970)
- 7) 北郷繁, 平間邦興, 八鍬時雄: 飽和粘土の強土に及ぼす異方圧密の影響, 土木学会第23回年次学術講演会講演集第3部, pp. 75~78 (1968)
- 8) 下荒磯滋, 黒木康夫, 土屋忠三, 小谷克己: 灰土のトラフィカビリティ, 土木学会第24回年次学術講演会講演集第3部, pp. 337~338 (1969)
- 9) 斎藤二郎, 宮本正道, 木村薫: フィルターの効果について, 土木学会第24回年次学術講演会講演集第3部, pp. 55~58 (1969)