

5-10

建設省土木研究所資料 510 号

中部地建における道路設計担当者会議資料

軟弱地盤対策について

昭和44年1月

建設省土木研究所

軟弱地盤対策について

1. まえがき

軟弱地盤上に盛土あるいは構造物を築造する場合、計画設計に当って、多くの考え方が適用され各種の対策工法が施工されている。しかしながら、軟弱地盤対策に関する技術的な歴史はかなり古いにもかかわらず、設計上の考え方や適用する工法の選定に関する基準が必ずしも明確でなく、多くの場合担当技術者の経験や好みを加味した判断によって、計画、設計が行なわれているのが実情と思われる。

軟弱地盤対策に関する検討は特にこの15年間位の間、広く行なわれており、工法の効果の確認、工法相互の優劣の比較、施工の難易の判定などが広く実施されている。これらの検討は最近各所で実施されている試験盛土や、実際の工事における土質調査、地盤の挙動の観測などで行なわれており、軟弱地盤に関する資料の蓄積はかなり進んだものと考えられる。

しかし、これら調査資料の総合的な検討に欠ける面があり、それらの成果が十分に工事の設計に生かされ、工事の施工に反映されていると言えないように思われる。

近年、土木工事が用地の取得難などから、従来は工事の施工を避けたような地盤条件の悪い箇所でも実施される例が多くなり、また交通車輛の高速化などから路面の平坦性が一層要求されるようになって、効果的な軟弱地盤対策の確立が強く望まれるようになってきている。

このため昨年度から建設省技術研究会の指定課題にも「軟弱地盤対策に関する研究」を取り上げ、広く、地建の担当者とも協力して、総合的に検討を加えることになってきている。一層の御協力をお願いしたい。

軟弱地盤対策にはいろいろの問題があり、議論のあるところであるが、今回は技術研究会の指定課題の取りまとめに関連していくつかの問題について述

べてみたい。

2. 指定課題の内容

指定課題は軟弱地盤対策に関する研究であるがその中は2つの部門にわけられる。1つは軟弱地盤上の盛土であり、他の1つは軟弱地盤上に設置されるカルバートの問題である。

まず盛土については対策工法の検討のために今まで実施された試験盛土の調査資料を中心に過去の軟弱の事故例の調査資料を収集し、それらを再検討すると同時に必要な調査資料を補足し、総合的にまとめおすことを計画し、また軟弱地盤上のカルバートは従来から不明のまま残されていた縦方向の設計法を明らかにすることに主眼をおき、実際のカルバートの沈下量、作用する土圧、内部の応力などの測定から研究に着手することにした。

昨年度の研究会ではその第一年度目の報告を行なったがまだ研究の緒にいたばかりで十分な成果はあがっていない。なおここでは盛土に関する調査についてのみ述べ、カルバートについては省略する。

3. 盛土についての調査

盛土についての調査箇所の選定から取りかかった。そのためまず、各地方建設局から試験盛土、盛土破壊箇所の概要調査票を検討することから始められた。

これらの概要調査から試験盛土箇所については代表箇所を選定し、また破壊箇所は調査票提出箇所が少なかったため全数を調査箇所に取り上げる方針にきめ、さらにいくつかの箇所を追加し、詳細な調査資料の収集をはかった。

調査の内容は試験盛土に関しては盛土の形状、施工条件、試験盛土実施前後の地盤の土質条件、土の工学的性質、計算方法、諸測定値などである。また破壊箇所の調査は同じように調査箇所の土質条件、盛土の形状ならびに施工条件、破壊事故の発生の様相、事故後の処理の方法などであった。集めら

表—1 試験盛土調査総括表

番号	地建名	場 所	軟弱地盤の概要	軟弱地盤 の層 厚	盛 土			施工期間	改 良 工 法 延 長				
					高さ	敷 端	天 端 幅		サンドドレーン	サンドコンパクション	ベールドレーン	無処理	そ の 他
101	北海道	主要道々札幌 沼田線角山	泥 炭 K_g/cm^2 ベーンシヤ $c=0.09$	4.7m	3.3m	25.0m	11.5m	37.10.1 ~38.9.13	80m	40m		40m	
102	東北	仙台バイパス 苦竹センター	泥 炭 $c=0.06$ 砂 粘 土 $c=0.10$ $c=0.10$	3.0m 計 1.8m 7.0m 3.5 ~ 10.0	3.0m	14.0m	7.5m	40.1.13 ~40.10.10	75m		7.5m	7.5m	
105	関東	新大宮バイパス 宮 前	腐植土 $g_u=0.08$ 粘 土	5.5m 計 8.0m 13.5	6.0m	40.75m	6.0m	41.11 ~42.8.	80m		40m	80m	
107	中部	岐大バイパス	粘土, シルト $g_u=0.84$	14.0m	1.2m ~7.5m	35.0m	14.0m	43.6 ~44.3				95m	
109	中国	新岡山国道	粘 土, 砂	9.0 ~ 13.0m	3.5m	21.0m	10.0m	41.11 ~42.3	20m	20m	20m	20m	
110	四国	32号線 高知市御野	シルト質粘土	5.5 ~ 20m	1.0m ~7.4m	16.0m ~35.0m	10.0m	40.6 ~41.3	160.0m	280.0m			
111	九州	有明海岸 年 徳 堀	有機質土 $c=0.05$ 粘 土 $c=0.05$	16.0m	5.0m	25.0m	5.6m	42.2 ~43.10	420m	420m		31.6m	
112	九州	有明海岸 明 九 堀	粘 土 $c=0.08$	13.0m	6.0m	16.0m	5.0m	37.11 ~39.3.					
113	九州	六角川 鳴 瀬	粘 土 $g_u=0.20$	5.0m ()	3.0m	15.0m	3.0m	43.15 ~43.3					生石灰全 10.0m 生石灰10.0m
114	九州	六角川 片 白	粘 土 $g_u=$	3.0m ()	3.0m	15.0m	3.0m	41.12.21 ~42.3.20			80m	8.0m	生石灰8.0m とベール ・ドレーン
115	九州	六角川 東 郷	粘 土 $g_u=0.12$	13.0m				40.1.10 ~40.3.31				56.0m	
116	九州	六角川 二 俣	粘 土 $g_u=0.12$	15.0m	4.0m	25.0m	5.0m	40.1.20 ~40.3.20				73m	
117	九州	本明川 小 野	粘 土 $g_u=0.16$	15.0m	4.0m	20.0m	3.0m	39.10.18 ~40.5.31			200.0m	204.0m	

表-2 盛土破壊箇所調査総括表

番 号	軟弱地盤 の 層 厚	一軸強度 ・ σ_u	盛 土			施 工 条 件			破壊の生じた 時 期	破 壊 の 形 態	対策工法
			高 さ	敷 幅	天端幅	方 法	速 度	地盤処理			
201	泥炭5.0m 10.0m	$\sigma_u \text{ kg/cm}^2$ =1.0m	1.0m	12.0m	9.0m	ダンプ ブル 30cm	—	無 処 理	41. 6 ~ 43. 3	盛土全体の沈下 両側方すべり、盛上り	サンドコンパ クション
202	泥炭5.6m	$\sigma_u \text{ kg/cm}^2$ =0.9	4.0m	19.0m	7.0m	ダンプ ブル	3m/5日	無 処 理	41. 6. 4	盛土が河床掘削側へすべり破壊	サンドコンパ クション
203	泥炭10.0 m以上	—	4.5m	26.0m	4.0m	ダンプ ブル	—	無 処 理	42. 10~	盛土全体の沈下 両側方に盛上り	サンドコンパ クション
204	泥炭7.0m 13.6m	kg/cm^2 $c=0.14$	5.6m	42.0m	9.5m	ブル 45cm タンピングローラ	5.6m/90日	サンドドレーン	39. 1	盛土全体の沈下 両側方に盛上り	押え 盛土
205	ローム12m 泥炭1.9m	$c=0.14$	計画 5.8m 破壊 3.5m	40.0m	9.5m	ダンプ ブル 45cm	3.5m/40日	サンドドレーン	40. 1. 14	両側方にすべり破壊 地盤、降雨あり	押え盛土 緩速施工
206	砂 7.0m 粘土10m	—	6.0m	30.0m	5.5m	ダンプ ブル	—	無 処 理	40. 10	堤脚かさ上げ、覆付け 土砂すべり、側方隆起	断面変更 小段 緩速施工
207	泥炭5.5m 粘土10m	$c=0.18$	計画 8.0m 13.6m 破壊 5.8m	1.300m 2.490m	12.0m 12.5m	ダンプ ブル	—	1. 無 処 理 2. サンドドレーン	35. 11 39. 3	盛土全体沈下、側方隆起 " "	断面変更 盛土高4.5 押え盛土
208	泥炭2.0m 粘土7.5m	$c=0.06$	計画 7.0m 破壊 5.0m	40.0m	23.0m	ブル 30cm ブル	4m/35日	サンドドレーン	42. 2. 10	両側方隆起	押え盛土
209	粘土 10.0m シルト	$c=0.18$	6.7m	36.0m	8.4m	ダンプ ブル 30cm	6.7m/30日	無 処 理	41. 12. 5	片側のすべり破壊 側方の盛り上り	サンドドレ ーン 押え盛土
210	粘土8.0m	$\sigma_u=0.20$	2.7m	15.0m	7.5m	ブル 30cm ブル	—	無 処 理	—	—	サンドマツ 緩速施工
211	シルト 10.0m 粘土	$\sigma_u=0.17$	2.0m	14.0m	8.5m	50~70cm ブル 30m	—	無 処 理	37. 7	盛土全体の沈下 両側方の隆起	押え盛土
212	粘土7.5m	$c=0.06$	3.0m	10.0m	8.0m	ダンプ 入力	—	無 処 理	37. 7	IS堤根付け部のすべり	押え盛土 杭
213	粘土7.5m	$\sigma_u=0.15$	計画 3.6m すべり2.5m	12.0m	4.3m	ブル 30cm	—	無 処 理	—	盛土のすべり破壊	押え盛土

れた調査箇所は表-1および表-2のとおりである。以下調査の結果を示しながら軟弱地盤に関連する問題のいくつかについて説明を加えたい。

4. 軟弱地盤上の盛土

(1) 軟弱地盤の区分

軟弱地盤として考えた地盤は $q_u \leq 0.5 \text{ kg/cm}^2$ 、標準貫入試験で4以下のものであり、提出された調査資料によっても q_u が 0.3 kg/cm^2 で、問題を起した地盤はたとえば表-1に示す道路土工指針の区分でも q_u が 0.4 kg 以下のものに属している。これは表-2の国鉄の調査規準にとっている値ともほぼ対応する。

表-1. 道路土工指針の細粒土の自然含水比による区分

自然含水比 (%)	q_u (kg/cm^2)	盛土の安定および沈下
40 以下	0.6 以上	沈下、安定について問題はほとんどない
40 ~ 70	0.4 ~ 0.6	沈下について検討を要する 盛土が高くなると安定性が問題
70 ~ 100	0.4 以下	沈下対策が問題となる 安定についても注意を要する
100 ~ 300	0.4 以下	安定対策には十分な検討が必要 全沈下量、残留沈下量とも大
300 以上	0.3 以下	有機質土、安定対策には十分な検討が必要 全沈下量、残留沈下量ともにきわめて大

表-2. 国鉄の調査規準

N 値	q_c (kg/cm^2)	摘 要
2 以下	2 以下	沈下、破壊に対して精密調査を要する
2 ~ 5	2 ~ 5	厚い場合、沈下に対して一応の調査を要する
5 以上	5 以上	調査不要、軟弱地盤として問題なし

(2) 軟弱地盤の土の物理的性質

土の粒度分析の結果を取りまとめると、粘土分4.5～7.5%、シルト分30～55%、砂分0～20%に大部分はいり、三角座標分類によると、大方が粘土であるが、粘土質ローム、砂質ロームに分類されるものも少なくない。

土の自然含水比と湿潤単位体積重量の関係を示すと図-1のとおりである。

飽和度を100%、土粒子比重を2.65とすると、湿潤単位重量は図中の曲線で示される。すなわち、単位重量 1.5 g/cm^3 以下のものは、土粒子比重を2.65と考える曲線の下側にくるものが多くなり、また、そのばらつきも大きくなってくる。

このようなものは有機質土であり、土粒子比重と考えるものが小さい値であること、および飽和度100%以下のものにあたるといえる。

飽和土の含水比は間げき比に比例し軟弱土の力学的性質に密接な関係があるといわれる。

自然含水比と間げき比の関係を示してみると図-2になる。

自然含水比150%以下の土では、間げき比と自然含水比はほぼ一直線上に並び、土粒子比重の差によりそれがばらついているといえる。

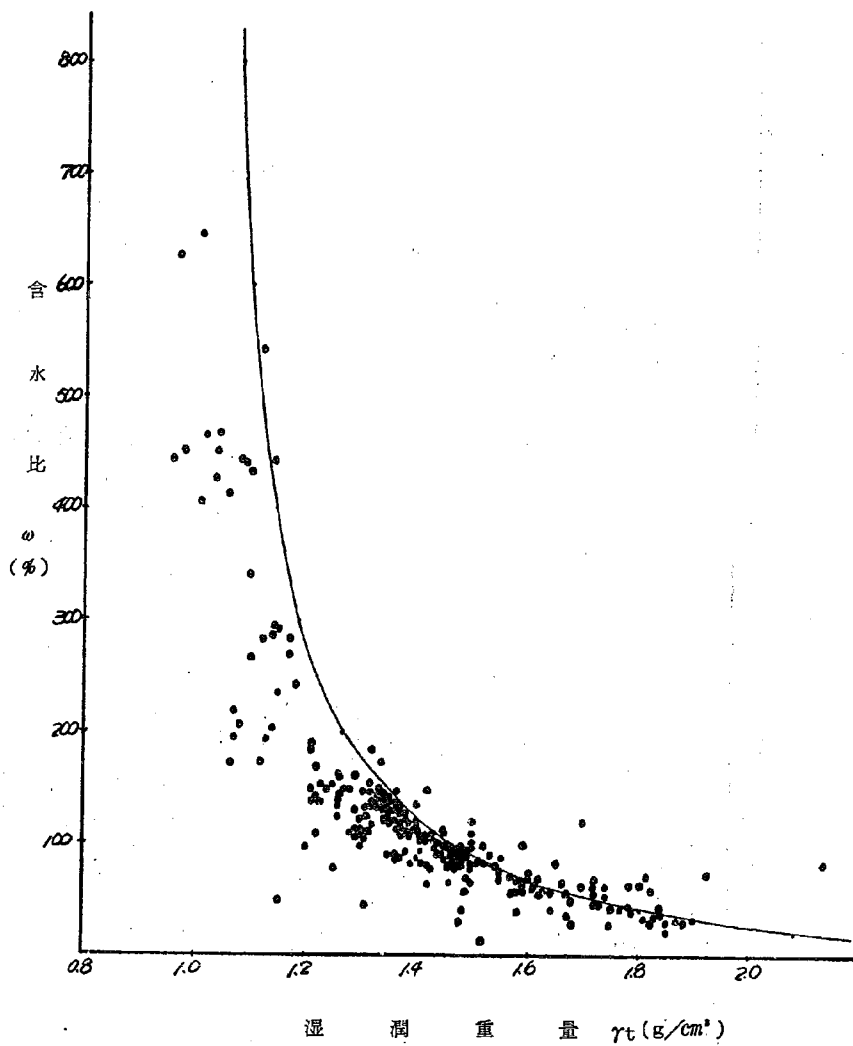
しかし、含水比150%以上になると、有機物の含有量が多くなり、自然含水比と間げき比の関係は単純な関係では定められない。しかし、自然含水比から概略の間げき比の値をこの図から予測することは不可能とはいえない。簡単な調査として自然含水比を測定し、間げき比を推定して設計計算を行なうこともできる。

(3) 力学的性質

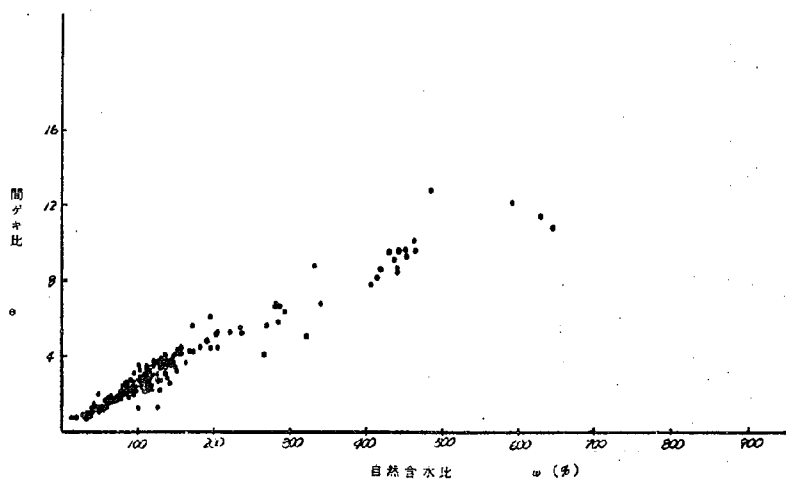
次に軟弱地盤の土の力学的性質について調査結果の一部を述べる。

図-3は一軸圧縮強さと自然含水比の関係を示したものである。

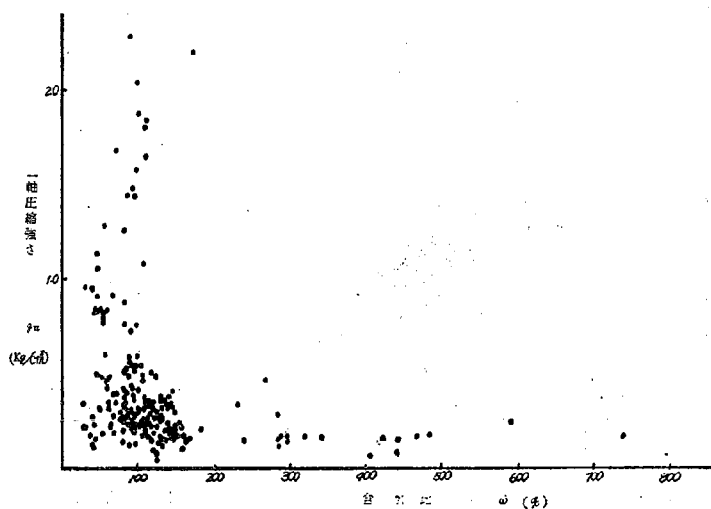
飽和土であるときには、間げき比と自然含水比は比例すると考えてよい



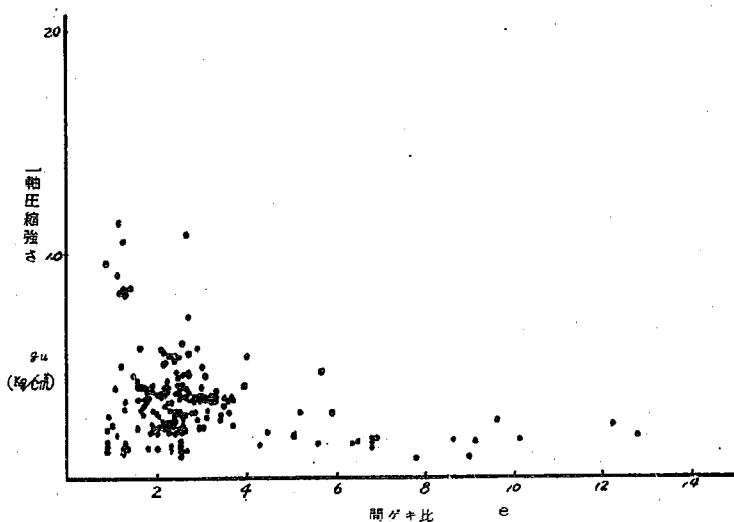
図一 1 湿潤重量と含水比の関係



図一 2 自然含水比と自然間げき比の関係



図一 3 自然含水比と一軸圧縮強さの関係



図一四 自然間げき比と一軸圧縮強さの関係

から、これは間げき比と土のせん断強さの関係とみてよいが、非常に大きなばらつきがあって、単純に含水比と土のせん断強さが結びつかないことがわかる。すなわち、含水比が小さければせん断強さは大きく、含水比が大きければせん断強さは小さいということは、傾向としてはいえても、はっきりした関係はない。

含水比が150%以下の場合には、一軸圧縮強さが小さいものから大きいものまで広くばらついている。

また、含水比150%以上のものは一軸圧縮強さは 0.2 kg/cm^2 以下のものがほとんどであるということしかわからない。

三軸圧縮試験の粘着力についてもほぼ同様のことがいえる。

図一四は間げき比と一軸圧縮強さの関係を示したものであって、土の強度が、間げき比によって定められるものでなく、深さ、滞積の条件等、複雑な因子がはたらくことを示している。

(4) 盛土荷重と地盤の支持力

盛土荷重と軟弱地盤の一軸圧縮強さの関係は、試験盛土については図-5、破壊個所については図-6に示されるようになった。

飽和した軟弱な粘土地盤が荷重によって、急速に破壊するときのいわゆる地盤の支持力を考えると、盛土のようなものに対しては支持力公式を適用できないと考えられるが、比較のために図には、 $\sigma = q_u/2$ として、ブラントル・ビスマンの支持力の公式 $q = 5.14 C$ ならびに、マイヤホフの $q = 8.30 C$ を書入れてみた。

すなわち、この線より右下側にプロットされたものは比較的安定であり、左上側のものは不安定な状態に近いと考えられる。この2つの図を比較してみると、たとえば無処理のものとすると、破壊の生じたものと試験盛土ができたものと全く差がないことになる。むしろ、種々の対策工法をとったものでは、より不安定な側にあるものが多い。ここでとった一軸圧縮強さは軟弱層全体を通じてなるべく小さいもので、そしてすべり破壊の条件を支配すると思われる値をとっている。

一軸圧縮強さを軟弱層全体を通じての平均的代表値をとってみると図-7のようになる。むしろ破壊個所の説明には図-7の方が都合がよさそうである。試験盛土の場合は $q = 8.30 C$ の直線の近くか右下側になり、安定な状態を示す値となる。

破壊しない場合の軟弱地盤全体のせん断強さは、軟弱層を通じての盛土前の平均的代表値で支配されるものと考えてさしつかえない。しかし、一度破壊の条件がとけると軟弱層の最もせん断強さの小さい層で、軟弱地盤全体のせん断抵抗が定められるようにも考えられる。

このように考えると地盤に破壊が起るのは局所的に特に弱い部分があって、そこから破壊が進行する場合とか、施工時に局部的に大きな荷重を加え部分的に破壊を起こさせたような場合もあるので、全体的な破壊を起こさせる誘因を極力押えるということも大切なことになってくる。

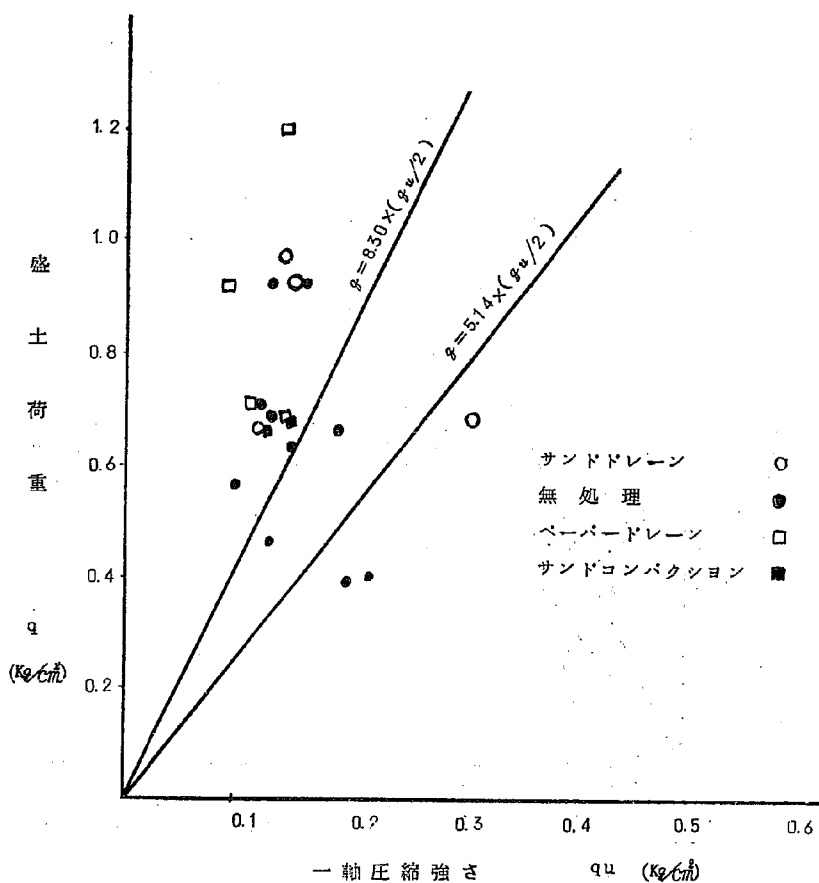


図-5 盛土荷重と一軸圧縮強さの関係(試験盛土)

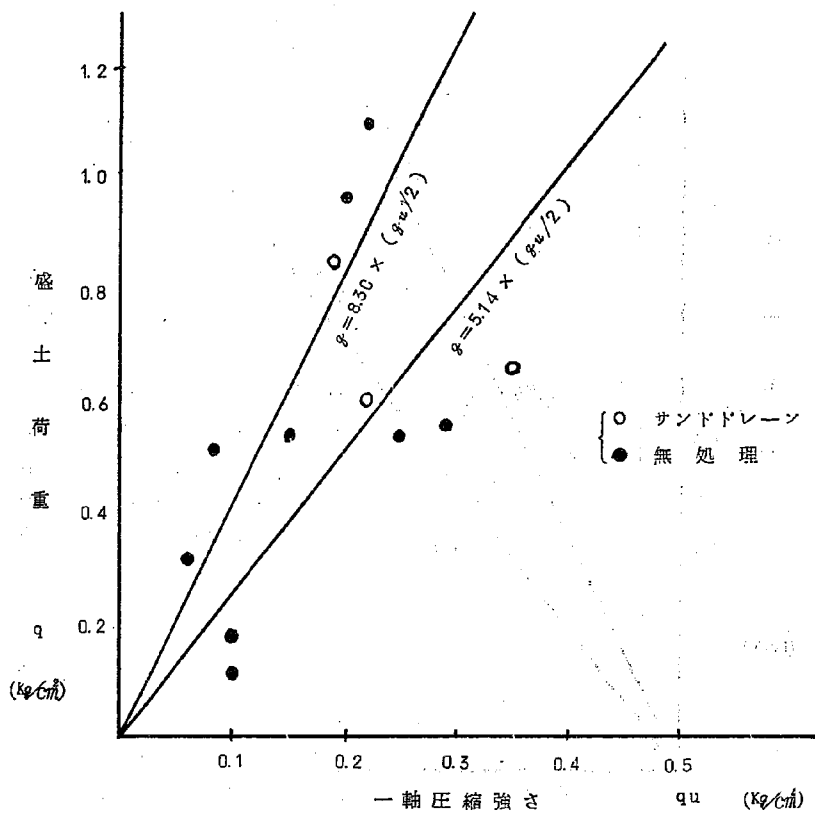
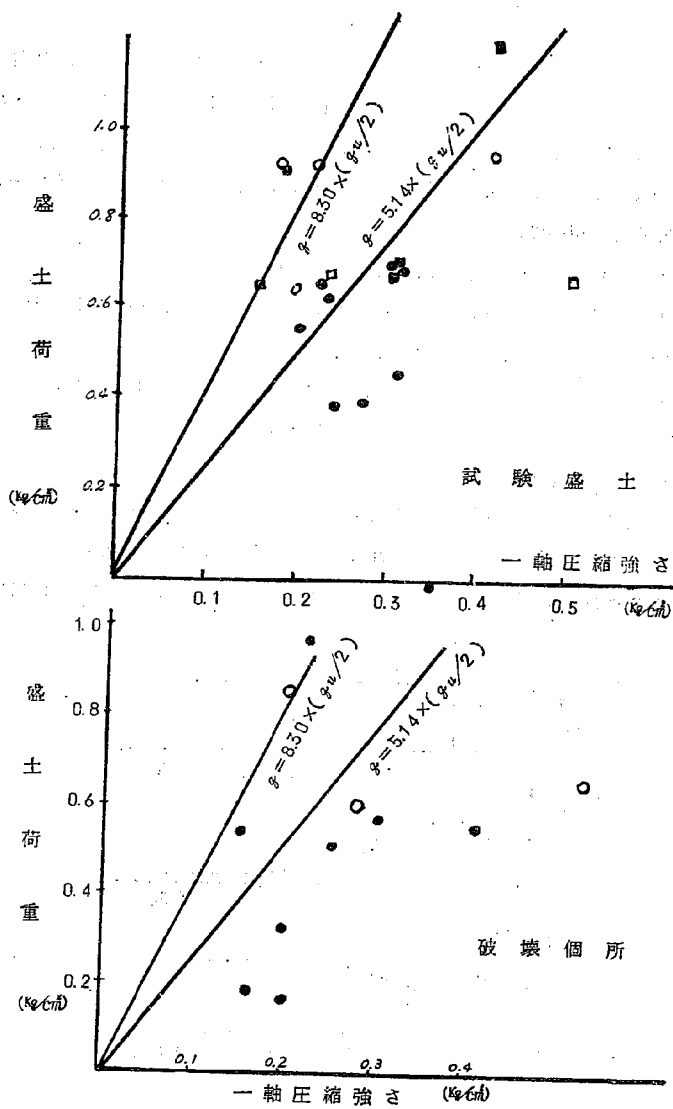


図-6 盛土荷重と一軸圧縮強さの関係（盛土破壊）



図一七 盛土荷重と一軸圧縮強さの関係

破壊の直接の誘因を作らないような配慮が十分とられておれば、軟弱地盤上の盛土の安定の設計計算に用いるせん断強さは、軟弱層を通じて平均的な代表値を用いてもよいと思われる。具体的に軟弱地盤の極限盛土高さ H_0 は無処理の場合でも緩速盛土施工法によれば、原地盤の代表的な一軸圧縮強さを用いて、

$$r H_0 = 5.14 \times (q_u / 2) \text{ で定めても良い。}$$

また、サンドドレーン、ベーパードレーンの処理工法を行なう場合、この係数を多少上げてよいと思われる。

サンドコンパクションについては調査資料が少なく、砂柱の支持効果を期待しうるものかはっきりしたことはわからない。

(5) 破壊箇所の安全率

基礎地盤の安定性は普通安定計算を行なって検討するが、地盤上に盛土などを施工するときは図-8に示すように載荷直後が最も危険になる。そうして時間の経過と共に安定性が増加してくる。この場合の安定計算に用

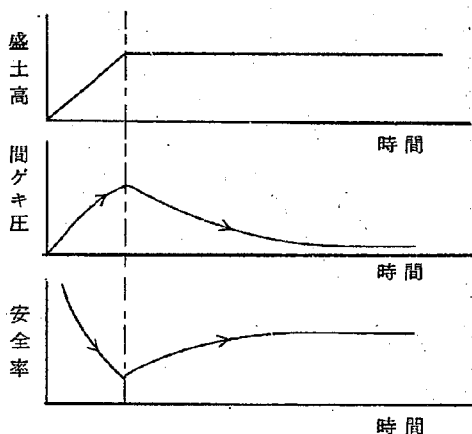


図-8 盛土施工時の安全率の変化

いる土のせん断強さは非排水強さ、いわゆる土の粘着力である。計算の方法、土のせん断強さのとり方などに多くの問題があるが、それらについては一応目をつぶり、盛土破壊箇所について、破壊時の安定計算結果をまとめると表-5のようになった。この場合の安全率は、破壊が生じた時の断面について主として円弧すべり法を用いて検討した結果をまとめている。

表-3. 盛土破壊箇所の安全率

番 号	安 全 率	粘 着 力 kg/cm ²	盛 土 荷 重 kg/cm ²
201	1.20	0.17	0.18
202	1.00	0.16	0.51
203	0.90	0.19	0.16
204	1.19	0.14	0.66
205	0.71	0.13	0.60
206	1.31	0.25	0.96
207	0.96	0.17	0.56
208	1.35	0.12	0.85
209	1.13	0.16	1.10
210	0.85	0.06	0.97
211	1.40	0.12	0.32
212	0.89	0.10	0.57
213	1.30	0.07	0.54

粘着力 c は計算に用いた盛土直下の軟弱層の値を示している。これについて、 $(\text{盛土荷重}) \times (\text{安全率})$ と計算に用いた粘着力の関係を求めたのが図-9である。もし、軟弱層が単純な1つの層でなりたつとすれば、粘着力と盛土荷重とは一次的な関係で示されてよいはずであるが、ここに得られたデータでは全てばらついている。その理由として次のようなことがあげられる。計算方法そのものが習慣的に行なわれる方法をそのまま適

用した場合が多く、複雑な軟弱層の実際にあわせた計算ができず粘着力 c のとり方にも問題があることがうかがえる。

実際に破壊が生じている場合でも、この表-5に示されたように安全率が1.0以下のものが6例あるのに対して、1.30以上のものが4例もあり、このような安全率の計算が、破壊に関する確定的な判断を与えるものではないことをしめしている。

(6) 盛土荷重による軟弱地盤の強度特性の変化

軟弱地盤における試験盛土において、軟弱土の圧密による強度増加の特性を知ることは重要な目的の1つである。

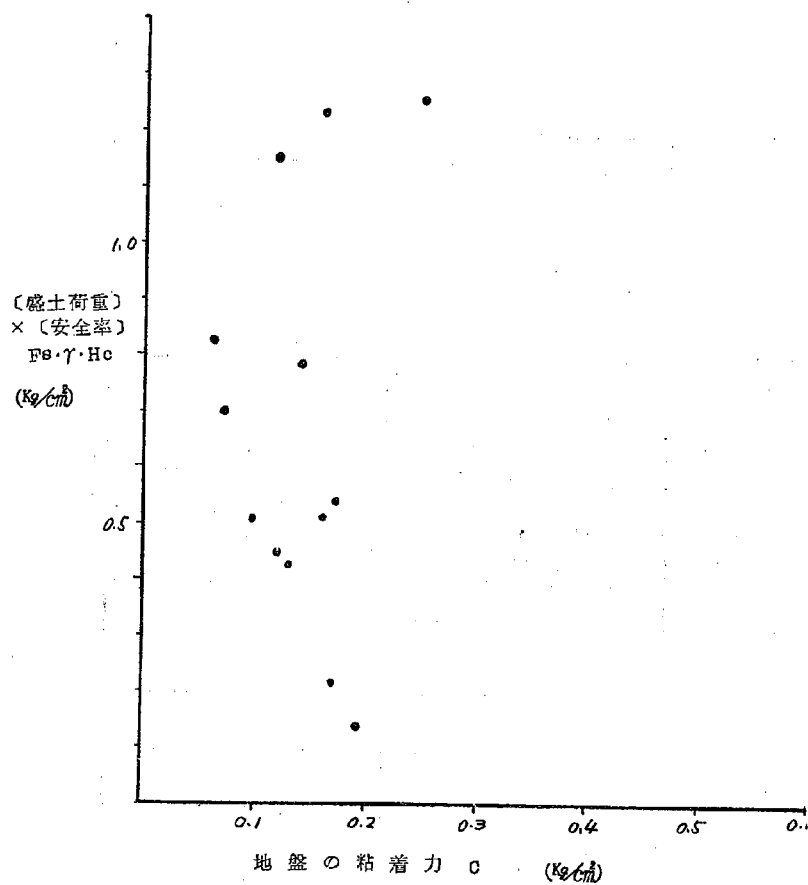
試験盛土を施工したのち、圧密沈下量の測定と共にある時間を経過した時、原地盤に再度ボーリングサンプリングを行ない、土質試験を行なうことにより、この目的を或る程度達することができる。また、簡単には2重管コーン貫入試験、ベーン試験によるサウンディングによっても大略の傾向を見ることができる。

図-10は、関東地建新大宮バイパスの試験盛土において、深さ約10mの軟弱層について、盛土前後の一軸圧縮強さの値を各地盤の処理工法について示したものである。図-11は、これを1つにまとめて大体平均値を曲線で示してみた。

この場合、粘着力 $c = q_u / 2$ で表わされるものとして、地中応力と粘着力 c の関係を盛土前後において示したのが、図-12である。この図では原地盤における深さと一軸圧縮強さから求めた c/p の値よりも地盤処理後における地盤の c/p の値が小さくなっている。

各地盤処理工法にわけて試験盛土後の地中応力の増加と、粘着力（この場合 $q_u / 2$ で求めている）の増加量との関係を求めたのが図-13である。

各工法相互間にはっきりした差はないが、やや傾向としてサンドドレーンやベーパードレーン工法のものが同じ応力の増加に対して無処理のよりも大きな粘着力の増加を示すようである。



図一 盛土荷重，安全率と粘着力の関係

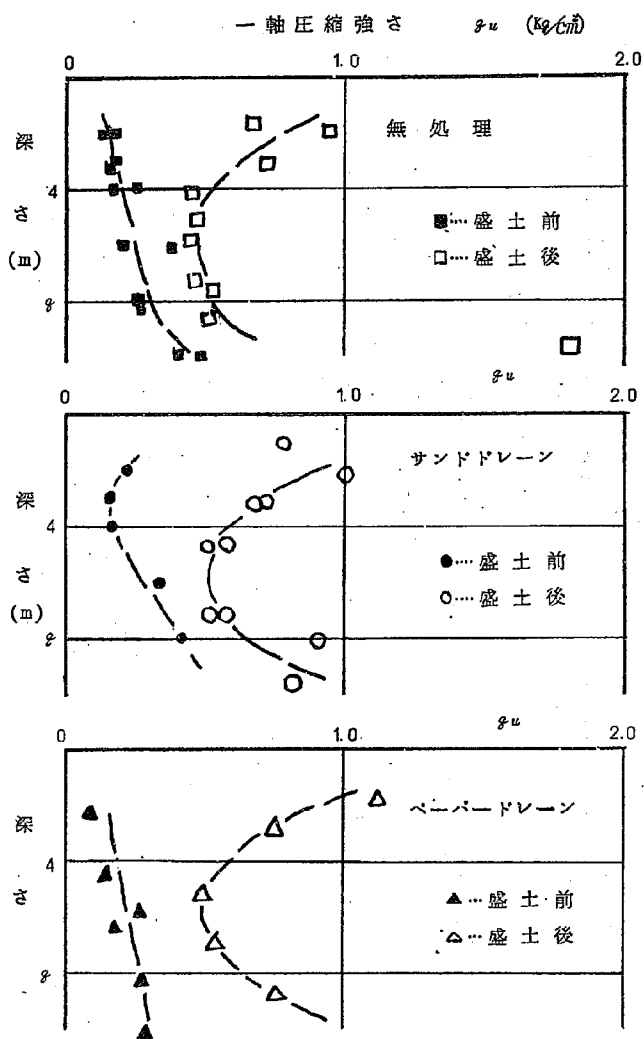


図-10 盛土による一軸圧縮強さの増加

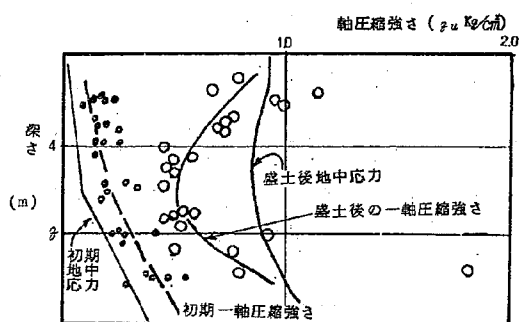


図-11 一軸圧縮強さの増加

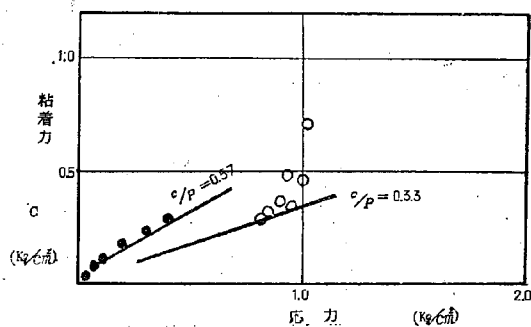


図-12 地中応力と粘着力

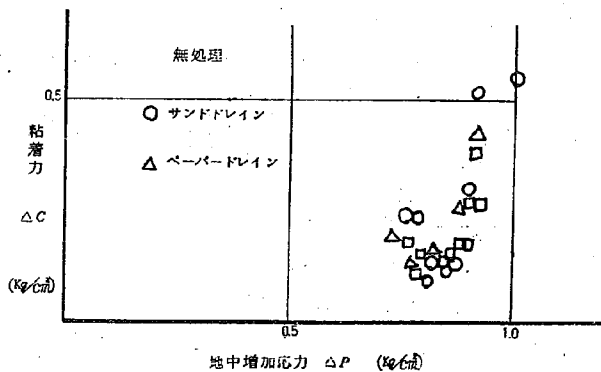


図-13 地中増加応力と粘着力

同じことを中国地建新岡山バイパスについて示したのが、図-14、図-15である。ここではサンドドレーン、無処理、ペーバードレーン、サンドコンパクションの4工法を用いている上、各個所の土質構成にかなり差があり、各個所を1つにまとめることに少し無理もある。この場合は図-15より、地盤の粘着力は原地盤において $C/P = 0.37$ の関係で示されるが、地盤処理後の強度増加は $C/P = 0.30$ で表わされる低い値のものである。

強度増加率 C/P の値と軟弱土の自然間げき比の関係を示したのが図-16である。このようなことを試験盛土において盛土後の強度特性がわかっている場合に多数の調査資料について検討するならば、さらに設計に直接利用できるようなものが見出だされるであろう。

(7) 地盤の沈下

盛土に対する軟弱地盤の沈下量の推定計算、実測には種々の問題があり、今回の調査では実測値の測定が行なわれているものについて、その測定結果を経過日数-沈下量(実測値および計算値)の表にして、その他に盛土の施工と沈下量のグラフの提出を求めた。

沈下量は計算方法として $e-\log P$ 曲線を直接使用することを原則とした。 C_0 あるいは m_v を使用しているものは、軟弱地盤の沈下量の計算においては誤差が大きいことと統一した計算法をとって比較するために、 $e-\log P$ 曲線で再計算するものとした。そして、計算に用いた $e-\log P$ 、 $e-\log C_0$ のグラフと土質調査で、各試料に対して行なわれた圧密試験の $e-\log P$ 、 $e-\log C_0$ のグラフの提出を求めた。

すでに、過去数年間にわたる調査資料で、最初に目標としたような完全な資料を集めることができなかった。

表-6は代表的な5個所の試験盛土について、各地盤処理工法ごとに軟弱層の厚さ、盛土荷重、経過日数と計算値、実測値の沈下量を示したものである。

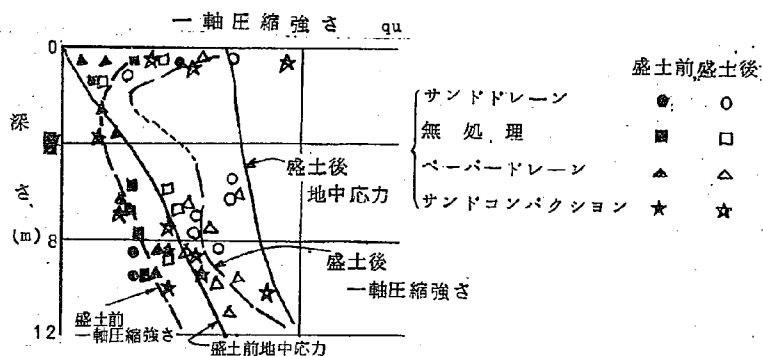


図-14 一軸圧縮強さの増加

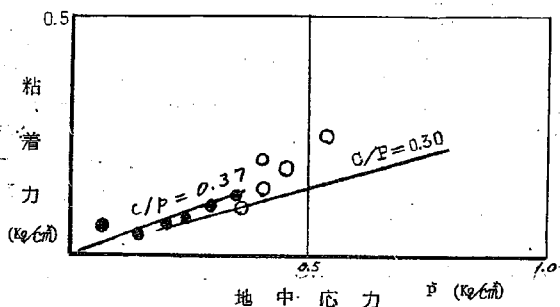


図-15 地中応力と粘着力

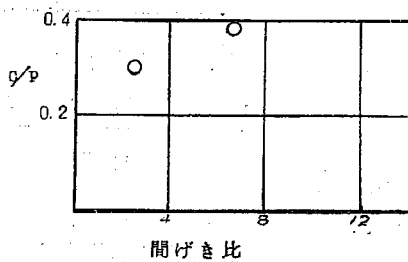


図-16 間げき比と c/P の関係

表-6 沈下量の計算値と実測値（盛土天端中央）

番号 地建	地盤処理	軟弱 層厚	盛土 荷重	測定時 盛土後 経過日数	沈下量 測定値	計 算 沈 下 量	最終計算 沈 下 量
101	サンドコンパクション	5.0	$\frac{Kg}{cm^2}$ 0.58	690	128	—	—
北 海 道	サンドドレーン	5.0	0.58	795	129	—	—
	サンドドレーン	5.0	0.58	890	134	—	—
	無 処 理	5.0	0.58	950	125	—	—
102	無 処 理	8.3	0.48	270	102	103	109
東 北	サンドドレーン	8.3	0.48	260	104	97	97
	ベーパードレーン	8.3	0.48	260	106	103	103
105	ベーパードレーン	11.3	0.92	450	244	236	273
関 東	無処理（急）	12.5	0.92	450	258	279	279
	サンドドレーン（急）	13.5	0.92	450	260	292	292
	サンドドレーン（段）	13.2	0.92	450	270	281	281
	無処理（段）	13.6	0.92	450	270	294	294
109	無 処 理	11.0	0.68	250	62	72	106
中 国	ベーパードレーン	12.9	0.68	250	89	125	129
	サンドコンパクション	12.1	0.68	250	46	83	84
	サンドドレーン	9.5	0.68	250	57	62	65
111 九州	無 処 理	16.7	0.66	300	122	135	—

図-17 経過日数と沈下量と盛土荷重の関係

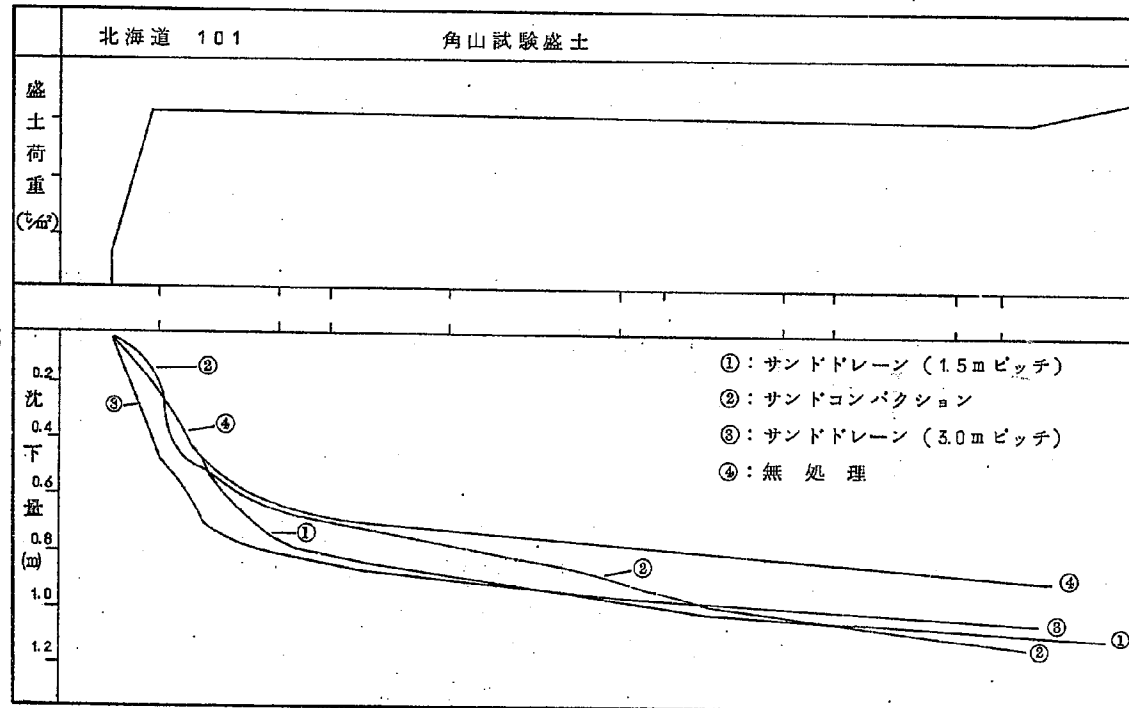


図-17に北海道角山試験盛土の沈下量の曲線を示した。

(a) 北海道角山試験盛土

ここは泥炭層5.0mへの盛土で沈下量の計算資料がないが、サンドコンパクション、サンドドレーン（配置をかえて2種類）と無処理の4つの地盤処理工法を行なっている。実際の沈下量には4種の処理工法の間で、ほとんど差がない。盛土の施工後、1年間経過した後の1年間に20cm以上の沈下量が測定されている。

サンドコンパクションにより地盤処理を行なったのは、初期の沈下量はサンドドレーンの場合より少ないが、その後の沈下量は、サンドドレーンと同じで、サンドコンパクションパイルが盛土荷重を分担し、沈下阻止の効果があるとは思われない。

無処理のものはサンドドレーンのより沈下は遅れるが、その差は2年以上たつとあまりはっきりしない。

(b) 東北苫竹試験盛土

泥炭層3mと砂層2mの下に粘土3mのある軟弱地盤である。地盤処理工法として無処理、サンドドレーン、ベーパードレーンの3種を行なっているが、沈下量は殆んど大きな差はない。ベーパードレーンは計算された圧密沈下量より全期間を通じて3-10cm大きな沈下量を生じている。

(c) 関東新大宮バイパス試験盛土

これは無処理、サンドドレーン、ベーパードレーンの3種で、盛土の施工速度を変えて、段階盛土工法と急速盛土工法の2つにわけて測定が行なわれた。

ベーパードレーンの個所が、計算値と実測値がよくあっているが、沈下量そのものは他より小さく、圧密の進行が遅い。ベーパードレーン工法を施工することの効果が認められない。

無処理およびサンドドレーン工法では実測値は計算沈下量より約4～

1.0 多少ない。地盤全体の圧密度は90%をこえ、サンドドレーンと無処理の間に沈下特性の差はないと考えられる。

(d) 中国新岡山バイパス試験盛土

ベーパードレーン、サンドコンパクション、サンドドレーンと無処理の4工法を比較している。ここでは、まだ経過日数250日の測定資料しかないが、全体として当初の沈下量計算による推定沈下量より小さな値が測定されている。ことにベーパードレーン、サンドコンパクションの個所では計算値の50~70%の沈下量しか生じていない。施工前の土質調査から推定計算する沈下量がいかに現地実測値と違うかがわかる。

サンドコンパクションは圧密の進行が予測されたよりも遅く、圧密促進という点では効果が少ないようである。しかし、これも砂柱の荷重分担による沈下阻止効果があったとも考えられる。その意味では地盤処理の効果があったといえる。

その後の沈下の状況、土圧計等の測定から、この調査ではサンドコンパクションの砂柱の支持効果が大きく、沈下阻止の効果があったと結論されている。

以上、各個所の沈下特性についてのべたが、今回の調査ではこれ以上の詳しい検討を行なうことはできなかったが、問題点として次のようなことがあげられる。

土質試験の結果から従来慣用的に行なわれる方法で計算する沈下量が、実測値とかなり違う場合が多い。これはこの表ではあまりはっきりしないが、最終的に調査報告する時には沈下量計算値は実測値を参考に再計算することが多いことによると思われる。

泥炭あるいは有機質土層に対しサンドコンパクションやサンドドレーンの地盤処理工法が有効であるとはいえない。しかし、圧密沈下の促進以外にこれらの軟弱地盤処理工法が、軟弱層の性質を均一化し、せん断抵抗が全体として無処理のものより増加し安定した盛土ができるともいわれてい

サンドドレーンやベーパードレーンの地盤処理を行なったものの沈下は、無処理のものとほとんど変わらないという結果の多いのは注目するに値する。これらのドレーン工法の通用限界を明らかにする必要がある。

(8) その他の試験盛土の概要

技術研究会とは関係はないが、過去において行なわれた試験盛土のうち資料のあるものについて、取りまとめ表-7に示す。

5. 軟弱地盤対策工法

軟弱地盤対策には多くの方法があるが、現在、日本で適用されていると思われる工法の一覧表を表-8に示す。また建設機械課で42年度に実施した軟弱地盤処理工法の調査による工法別件数は表-9のとおりである。この調査は地建、道路公団を対象にして実施されたもので多少の漏れはあると思うが、全数調査という立てまえになっているので軟弱地盤処理工法適用の傾向はうかがい知ることができる。

(山 村 和 也)

表-7 試験盛土の概要

事業名	第三京浜道路	名神高速道路	東名高速道路	草加バイパス(4号線)	東名高速道路	東名高速道路	渡良瀬遊水池築堤	京葉道路	武蔵野東線	北小金団地	川崎5万tonタンク
事業主体	日本道路公団	日本道路公団	日本道路公団	建設省関東地建	日本道路公団	日本道路公団	建設省関東地建	日本道路公団	鉄道建設公団	日本住宅公団	東亜燃料KK
① 実施場所	横浜市神郷	岐阜県大垣	神奈川県厚木	埼玉県草加	神奈川県中部伊勢原町	静岡県袋井	栃木県鹿沼町	千葉県千葉	埼玉県浦和	千葉県松戸	神奈川県川崎
② 試験の主目的	・サンドドレーンの効果確認 ・盛土転圧試験 ・土量変化率	・長さ間隔を変えたサンドドレーンコンパクション無処理の効果比較 ・フレードの効果 ・地盤改良工の工費積算 ・施工管理資料を得る。	・ペーパーサンドドレーン無処理の効果比較。 ・盛土工法の検討。 ・工事の積算資料を得る。 ・法面緑化試験。	・軟弱地盤上の高盛土の基礎処理工法決定。 ・サンドドレーンコンパクションバル無処理の比較検討	・サンドドレーン無処理の比較 ・ヒート貫地盤の長期観測試験	・バグパイプ工法、サンドドレーン工法無処理の盛土安定試験 ・スベリ破砕試験(無処理、コンパクション) ・長期地盤観測試験(サンドドレーン、コンパクション) ・スベリ破砕試験 ・無処理H=5.9m B=9.8m ・コンパクションH=7.5m B=9.8m L=43.0m ・長期地盤観測試験 H=3.5m B=9.0m	・軟弱地盤上の溢流堤(Sand Pile)固結堤の圧密沈下および安定検討	・基礎地盤(ケド層)の安定処理工法としてのサンドドレーン工法と暗渠工法、サンドコンパクション工法の比較	・サンドドレーン・無処理の比較	・盛土による原地盤の変動測定(無処理) ・転圧試験 ・法面緑化試験	・ペーパー・サンドドレーン無処理の効果比較
③ 盛土の規模 (高さ、天端巾、延長、総土量)	H=6.7m B=35.0m L=180m V=16,000m ³	H=6.0m余盛2.0m B=12.6m L=170m V=51,000m ³	H=7m余盛1.5m B=29m L=200m V=80,500m ³	H=6.0m B=11.5m L=100m V=11,000m ³	H=4.5m B=10.0m L=36.2m V=5,117m ³	H=4.5m B=7.0m L=3.5m B=9.0m	H=6.5m B=7.0m	H=4.5m B=22.5m L=200m	H=4.0m± B=9.3m L=30m	H=4.0m B=70m V=27,800m ³	H=6.0m d=40mの円形
④ 試験期間	S38.1~S38.12	S35.7~S36.7	S39.1~S39.7	S38.4~S40.3	S40.11~S41.7	S41.2~S41.9	S38.12~S39.6	S41.3~S42.9		S40.7~S40.10	S41.9~S42.3
⑤ 観測方法	・沈下板 ・スクリュー式沈下計 ・坂田式間隙水圧計 ・キャサグラント型間隙水圧計 ・坂田式傾斜計 ・移動杭 ・坂田式傾斜計 ・増動杭式土圧計 ・差動トランス式土圧計 ・側方移動杭 ・R.I.測定 ・フォイルサンプリング ・ボーリング	・スクリュー式沈下計 ・間隙水圧計 ・傾斜計 ・土圧計 ・移動杭 ・坂下板	・スクリュー式沈下計 9 ・連続沈下計 3 ・層別沈下計 3 ・坂田式間隙水圧計 ・土圧計 ・移動杭 21 ・共和式間隙水圧計 2 ・水位測定管 9 ・土圧計 6 ・沈下板 12 ・移動杭 60 ・R.I.測定 ・ゲッチュンテスト ・フォイルサンプリング ・ボーリング	・沈下板 ・スクリュー式沈下計 ・坂田式間隙水圧計 ・土圧計 ・移動杭 ・ボーリング	・固定版式T型沈下板 6 ・スクリュー式沈下板 6 ・変位ゲイ 22 ・間隙水圧計 16 ・間隙水圧測定管 19 ・土圧計 4 ・自記地スベリ計 8 ・サンドバル排水量測定管 3 ・フオイル 6 ・コーン 32 ・ボーリング	・固定式沈下板 19 ・差動トランス型間隙水圧計 10 ・キャサグラント型 4 ・土圧計 10 ・スクリュー式沈下板 6 ・自記式沈下計 3 ・水位測定管 14 ・地圧計 6 ・バグパイプ傾斜計 4 ・地中変位測定ゲイ 1 ・変位ゲイ 21 ・スベリ測定バル 4 ・スエーデン式サウンディング 84 ・フオイル 15 ・バーン 18 ・コーン 92	・沈下板 12 (上面沈下板) ・スクリュー式沈下板 6 ・土取付沈下板 ・間隙水圧計 ・坂田PPR II型 6ヶ ・カルソン型 6ヶ ・プルドン型 4ヶ ・キャサグラント型 2ヶ ・傾斜計 ・移動杭 ・水位測定孔	・連続式沈下計 12 ・固定式沈下計 6 ・スクリュー式沈下計 6 ・土圧計 10 ・間隙水圧計 10 (オマカ型、電流計型) ・傾斜計 12 ・変位杭 36 ・ボーリング 12 ・フオイル 6 ・シンカー 29 ・スエーデン式サウンディング 40 ・オランダ式 44 ・バーン 89	・標準型沈下計 ・層別沈下計 ・カルソン型間隙水圧計 ・移動杭 ・ボーリング ・ゲッチュンテスト ・連続沈下計	・沈下計 11 ・スクリュー式沈下計 3 ・キャサグラント型間隙水圧計 1 ・坂田式間隙水圧計 2 ・移動杭 10 ・ボーリング 2 ・ゲッチュン 2 ・ボーリング 1 ・ゲッチュンテスト 1	・沈下板 14 ・スクリュー式沈下計 1 ・キャサグラント型間隙水圧計 10 ・土圧計 10 ・ボーリング 2 ・ゲッチュン 2
⑥ 試験盛土の結果から明らかにされた点また設計に生かした点	・最終沈下量は計算値と実測値はほぼ一致。 ・沈下速度は計算値の1/10。 ・間隙水圧測定の有効性 ・転圧方法、まき厚、回数、土量変化率の決定。 ・沈下量絶対値が大きいこと。 ・残留沈下量が大きいことから盛土区間を少くする。	・実測沈下量は計算値より大きくなる。 ・沈下速度は計算値と大きく異なる。 ・センサ値はCu-Methadによる方が実際の計算の1/2~3/4。 ・フレードによる残留沈下は1/2に減る。 ・盛土の安定は圧密による強度増加を考慮することが可能なので限界高を大きくとることができる。	・砂の透層が多く挟まれているため、圧密速度は計算値より遙かに大きい。 ・適正な盛土施工法の決定。 ・上部残土層の沈下速度は圧密試験のC _v 値より遙かに早く、高盛土部を除いて無処理とした(サンドマットのみ)。 ・沈下速度が早いことからサンドマット敷設区間を大巾に減らし、高盛土部分のみ用いて、主として残留沈下防止に生かされた。	・最終沈下量は計算値とほぼ一致。 ・サンドドレーン20%コンパクションで40%の沈下抑制効果あり。 ・上部残土層の沈下速度は圧密試験のC _v 値より遙かに早く、高盛土部を除いて無処理とした(サンドマットのみ)。 ・沈下速度が早いことからサンドマット敷設区間を大巾に減らし、高盛土部分のみ用いて、主として残留沈下防止に生かされた。	・沈下の経時的変位はサンドドレーンの方は無処理に比べて若干沈下速度が早い程度で無処理の沈下速度が計算結果よりいっぺん早く早い。なお両者とも盛土施工中の沈下が大きくなる傾向。 ・土量変化率の決定。	・無処理地盤上の盛土は盛土厚と1.5mを越えれば破砕を生じたが、バグパイプ工法では盛土厚と1.5mを越えてもスベリ破砕を生じなかった。(ヒート地盤におけるスベリ破砕は、軟弱地盤に比べて顕著である)。 ・スクリュー式沈下計は、スベリ面を計算から得られるスベリ面の形と大体一致。 ・ヒート貫地盤と軟弱地盤の現象は異なる。 ・サンドドレーンとコンパクション工法の各効果と実測値はほぼ一致を示し軟弱地盤処理工法として適当。	・盛土工事は当初の計算で低い安全率で施工されたが、盛土期間中の盛土増加(セリ・断壁)により充分安全であった。 ・計算値に比較して実測値の沈下速度が早い。	・ケドにおけるバル形成は共に良好。 ・サンドドレーン区間の方がサンドコンパクション区間よりバルの破砕は少ない。 ・盛土荷重によるケドの増加率は0.5。 ・試験結果から決定した圧密沈下量にほぼ一致。 ・ケドの圧密特性は従来の圧密理論を適用することができ。 ・路床部(保排水)の転圧処理、まき出し厚、転圧回数、決定。 ・ケドのセンサ値の決定はケドのセンサ値は、異方性により試験値がばらつく。	・調査地にあわせた施工管理方法の決定。 ・最終沈下量は実測値と計算値はあまり変わらない。 ・実測C _v 値は計算値の3倍。 ・盛土高、盛土段階は計画通り施工可能。 ・C _v 値が予想より大きいことからサンドドレーンは不要。	・ソグ暗渠による排水。 ・転圧材料回数の決定。 ・転圧施工管理方法の決定。 (S ₁ 、G ₁ による) ・土量変化率、土圧に伴う強度増加。 ・実測沈下量は計算値の10%増し。 ・サンドマットの不要。	・埋込軟弱層中のサンドドレーンの働きで、サンドドレーン・ペーパー・無処理区間と沈下速度が異なることが明らかにされた。 ・地盤改良のためサンドパイプ工の必要性。 ・サッチュン工法の有効性。

表-8 軟弱地盤対策工法

盛土構造の合理化	押え盛土 サンドマット (敷ソダ)
良質土の置換	除去置換 爆破置換
軟弱層の改良	緩速施工 バーチカルドレーン (サンドドレーン) プレローディング サンドコンパクションバイル 電気浸透脱水
抵抗体の設置	シート布設 矢板・杭打設

表-9 工法別一覧表

工 法	箇所数
緩速施工	10
押え盛土	1
プレローディング	12
サンドマット	5
サンドドレーン	23
ベーパードレーン	5
サンドコンパクションバイル	19
杭 打	2
爆破置換	1
盲 暗 渠	1
合 計	79

地建 39件

公団 40件