

土木研究所資料

第147号

京葉道路基礎地盤調査報告書

昭和41年3月

建設省土木研究所

ま え が き

日本道路公団京葉道路第3期工事区間は、有機物を多量に含む軟弱かつ圧縮性の高い軟弱地盤が随所に散在している。

その対策として公団では、必要な設計および施工の指針を得るために本工事に先駆けて施工予定路線上において試験益土の施工位置ならびに施工の種類を決定するために建設省土木研究所土質研究室において土質調査ならびに土質試験を行なった。その結果に基づいて施工位置を千葉市幕張町（ㄥ82～ㄥ91）に選定して、さらにその位置の土質試験を行なつて、種々の工法により沈下計算を行なった。

目 次

I 基礎地盤調査	1 頁
I - I 調査概要	1
I - 2 作草部地区	1
I - 3 幕張地区	2
I - 4 武石地区	3
II 土質試験および結果	8
II - 1 物理試験	8
II - 2 力学試験	12
II - 3 有機質土	24
III 盛土に関する検討	32
III - 1 概 要	32
III - 2 無処理時の検討	35
III - 3 サンドコンパクション工法の検討	41
III - 4 押え盛土工法の検討	57
IV 仮定および問題点	63
V 結 語	63

I 基礎地盤調査

I-1 調査概要

京葉道路第三期計画路線は基礎地盤のきわめて軟弱な地域を通過することが予定されているが、道路公団では工事に先だつて路線上において試験盛土を行うことを計画した。本調査は、この試験盛土工事に関する設計資料を得ることを主目的としている。

調査は昭和39年4月22日より、同年5月4日まで、図1-1に示す計画路線上の斜線のほどこしてある地区（東京側より幕張地区、武石地区、作草部地区）において行なわれスウェーデン式サウンディングの結果から、盛土縦断方向の地層構成の概略を把握した後、フオイルサンプラーを用いて乱さない試料を採取し、各種室内試験を行なつた。

ただし、武石地区においては試料採取を行わず、サウンディングと先に行なつたボーリング結果をあわせ、縦断方向の地層構成を得たのみである。

地層構成は図I-2～図I-4に示す。

I-2 作草部地区

試料採取地区は中心杭 $\phi 684$ の少し左側で、深度15.30mまで乱さない試料を採取できた。これは作草部地区軟弱地盤の中心地で軟弱層のいちばん深い付近であつた。

図I-2に示すごとく、砂層の上部には緩い砂質土、非常に軟い粘性度および植物繊維を多量に含む有機質土が推積している。

特に有機質土は植物、繊維だけでなく、完全に腐食していない樹木を含み、複雑な構成を有している。

図に示すように東京側より千葉に向つて約1/10の勾配で低くなり $\phi 682 \sim \phi 685$ で最深となり千葉に向つてまた1/5の急勾配で高くなり軟弱層の谷を成している。

したがつて軟弱層の厚さは3～1.6mである。

地表面はほとんど平坦であるが軟弱地の中心には小川が流れているが他は稲作地である。

この地区において最も問題となるのは有機質土と考えられる。

この層については軸圧縮強度 $8q_u = 0.05 \sim 0.12 \text{ kg/cm}^2$ 自然含水比 $\omega = 400 \sim 900$ と多量に水を含み深度が増すにしたがつて直線的に含水比が減少しており、下層への排水が可能であることを示している。

湿潤密度 $\gamma_c = 0.8 \sim 0.14 \text{ g/cm}^3$ と不均質な組成を示し外観は暗褐色である。

又、強熱減量法による有機物含有比は約50%である。又この層はクリーブを含めて圧密度も大きく、せん断強度が小さいゆえ、盛土の安定に対し、不安は、おおい切れない。

有機質土層の上層には地表部約40～70cmの火山灰、質粘性土（関東ローム）が推積し、軸圧縮強度 $q_u = 0.16 \text{ kg/cm}^2$ 自然含水比 $\omega = 120 \sim 15\%$ 、湿潤密度 $\gamma_c = 1.3 \text{ g/cm}^3$ 程度の性質を示している。

有機質土層の下層には、砂質ローム、シルト質ローム、ロームの互層で砂層に達しているが、シルト質ローム層の付近より貝殻を含み軟弱な粘土質ローム層をはさんでいる。

この互層は自然含水比 $\omega=50\sim180\%$ を示しているが砂を多く含む砂質ローム層にはさまれた層の間では含水比は、大きく砂質ローム層に近い部分では小さくなっている。このことは、砂質ロームへの排水による現象と見られる。

また、貝殻を多量に含む部分の試料は整形不能で試験を行わない部分もあつた。

ローム、シルト質ローム、粘土質ロームの一軸圧縮強度は、 $q_u = 0.07 \sim 0.30 \text{ kg/cm}^2$ 、湿潤密度は $\gamma_u = 1.3 \sim 1.5 \text{ g/cm}^3$ であつて下層の砂質ロームは $q_u = 0.25 \sim 0.55 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\gamma_u = 1.4 \sim 1.7 \text{ g/cm}^3$ と下層へ行くにしたがい強度の増加が見られる。

I-3 幕張地区

試料採取は中心坑 $\#84$ （ボーリング $\#2$ ）において約5.5 m $\#89$ （ボーリング $\#1$ ）において約4.5 mまで行なわれた。

その結果より図 I-3 に示す地層縦断面図を得た。

同図に示すごとく砂層の上部に約4.0～5.0 mでほとんど水平と見られる軟弱層を形成し、その軟弱層は約3.0～4.0 mの有機質土層をはさんでいる。

この有機質土は作草部地区と同様に完全に腐食しておらず、植物繊維及び樹木片を多量に有し、複雑な組成をなしている。

しかし作草部地区の有機質土と比較すると、有機物含有比は56～57%で6～7%の増加を見る。また一軸圧縮強度は少し大きく $q_u = 0.08 \sim 0.30 \text{ kg/cm}^2$ となつている。

自然含水比 $\omega=300\sim1060\%$ と非常に多量なのは作草部地区同様であり、地表は稲作地が大部分であるため地下水位が高い。含水比の最も高いのは中間部で下層の砂質ロームに接する部分は急激に減少しており下層への排水が可能であることを示している。

湿潤密度 $\gamma_u = 0.9 \sim 1.1 \text{ kg/cm}^3$ であり、自然間ゲキ比 $e_0 = 1.10 \sim 1.40$ を記録している。

この層は作草部地区同様に圧縮性が高くその処理に問題があると考えられる。

地表部には60～90 cmの砂質ロームが推積しており、稲作地が大部分であるために砂質ロームながら自然含水比 $\omega=70\sim170\%$ と高く、一軸圧縮強度 $q_u = 0.06 \sim 0.16 \text{ kg/cm}^2$ と低い値を示し湿潤密度 $\gamma_u = 1.3 \sim 1.4 \text{ g/cm}^3$ 、自然間ゲキ比 $e_0 = 2.8 \sim 3.2$ である。

有機質土層の下部には砂質ロームが砂層への変移部として砂層とほとんど平行に推積しており部分的に貝殻を多量に含んでいる。

自然含水比 $\omega=200\%$ でこれは有機質土層に接する部分であつて下層にむかつて低くなつている。一軸圧縮強度 $q_u = 0.10 \sim 0.25 \text{ kg/cm}^2$ 、自然間ゲキ比 $e_0 = 4.0 \sim 5.0$ 、湿潤密度 $\gamma_u = 1.5 \sim 1.8 \text{ g/cm}^3$ とでている。

三軸圧縮試験（圧密非排水試験）より求めた値より推定できる内部まさつ角は $\phi=20^\circ$ 前後であつた。

I-4 武石地区

武石地区はスウェーデン式サウンディングのみ行なつたので、土質の状況については、わかつていないが、地層の構成は、図I-4のように推定された。

京葉道路計画図

京葉道路計画図

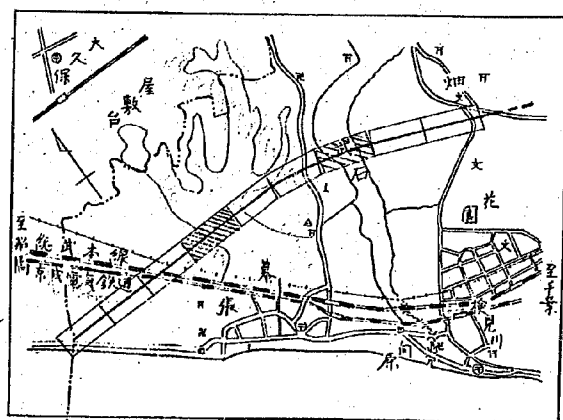
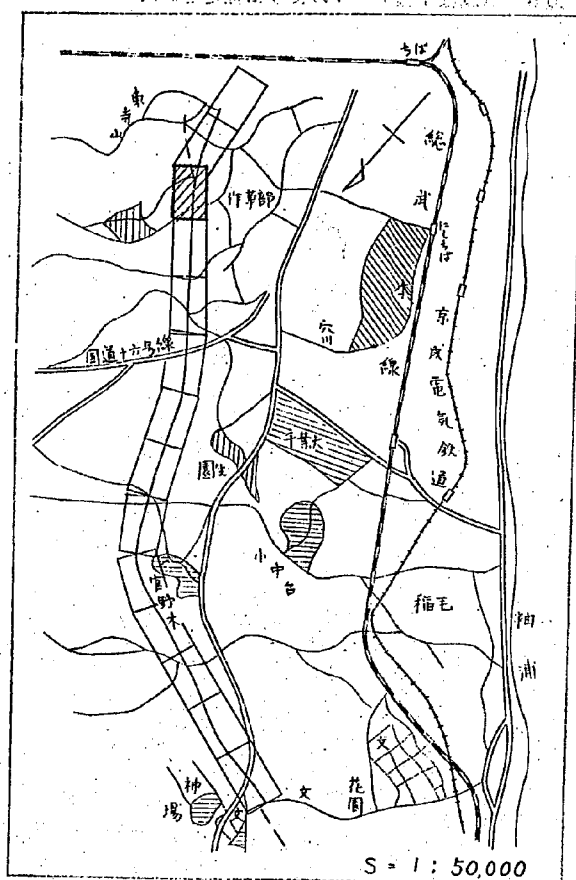
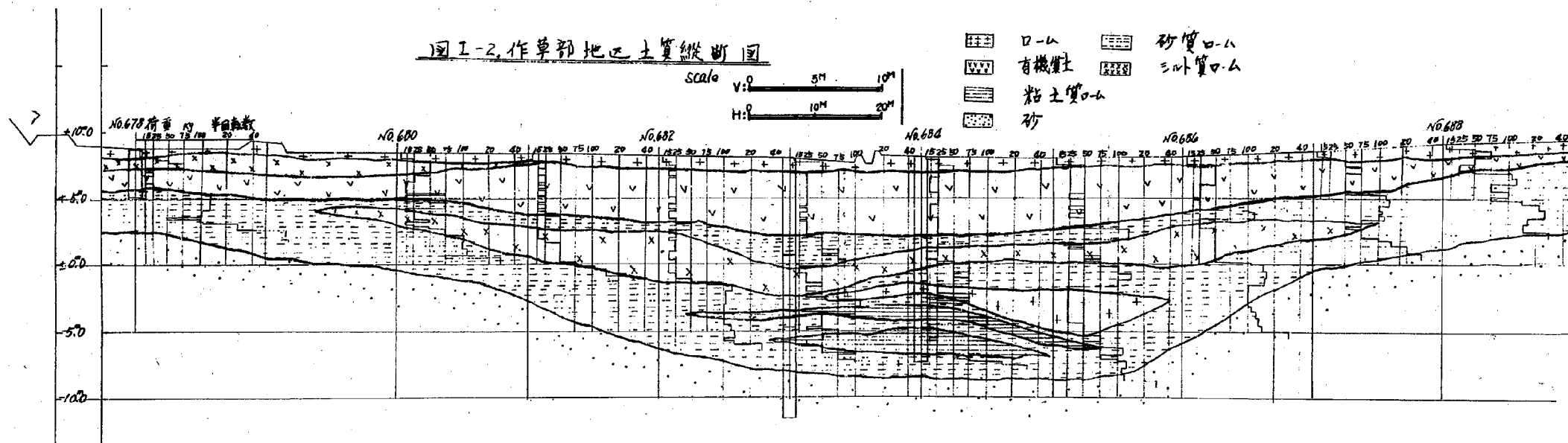


図1-1 京葉道路計画路線

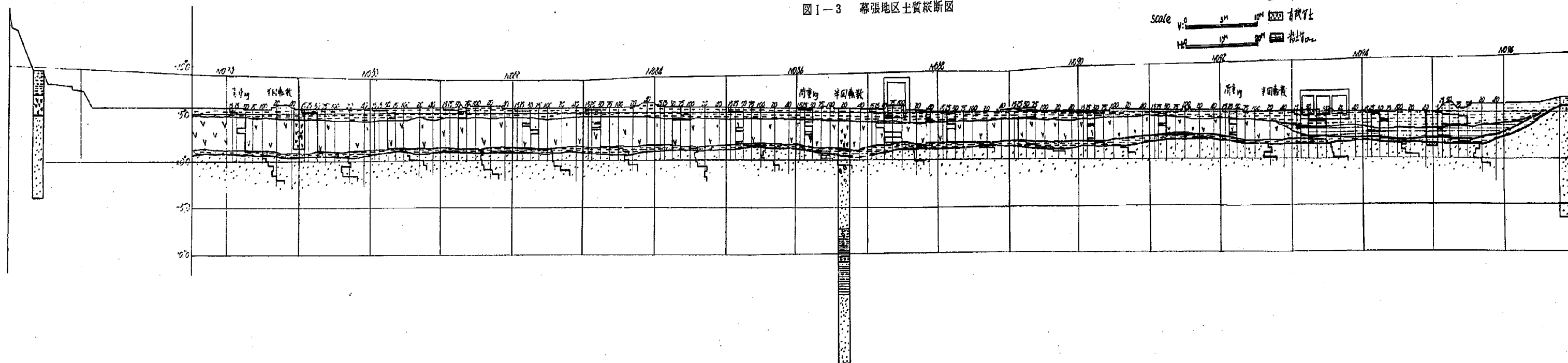
图 1-2 作草部地区土質縦断面图



scale

$V: 0 \quad 5M \quad 10M$  砂

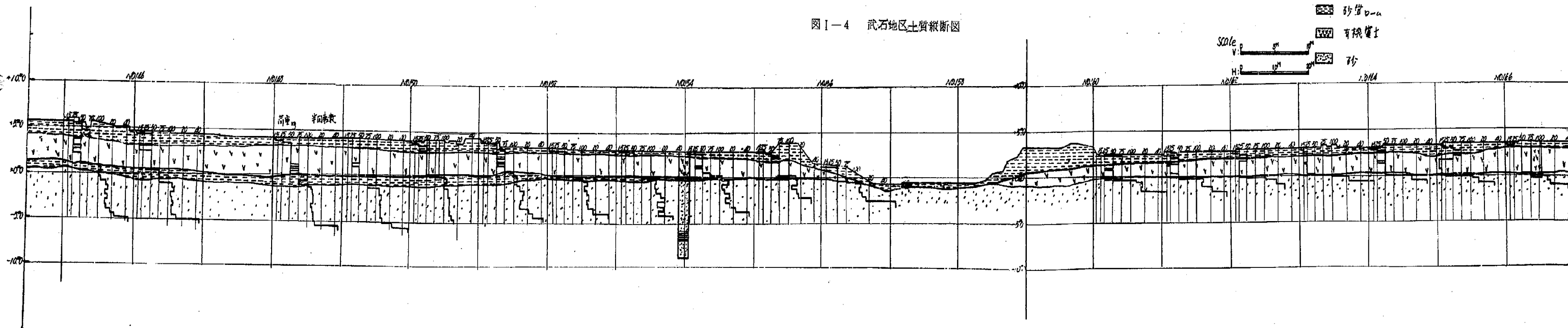
$H: 0 \quad 10M \quad 20M$  砂



Scale
V.P. 5' 10'
H.P. 10' 20'

砂層 0-6
有機質土
砂

1.2/18A



Ⅱ 土 質 試 験

Ⅱ-1 物 理 試 験

採取した試料について行なつた物理試験の種類およびその概略は次の通りである。

ただし、有機質土については有機物含有量試験の結果だけを示し、節を改めて記述した。

試料を採取した場所がすべて稲作地であり、採取時は初夏の晴天続きの時であつたにもかかわらず地表面にわずかに水が見える状態であつた。

1) 自然含水比の測定

採取した試料は試験室に持ち帰つて測定を行なつた。

各層の含水比の測定結果は予想通りすべて液性限界よりも高い値を示した。又、地下水位は高く地表面と考えられる。したがつてすべての土は飽和されており、飽和度の測定結果もほとんどそれに近い値を示している。

また、含水比が高いために乾燥密度は小さく、砂の含有量の多い層では含水比は低く湿潤密度もわずかに大きく乾燥密度は大きい値を示している。

2) 土粒子の比重試験

試験はJIS 1202土粒子の比重試験方法にしたがつて行なつた。

測定値は2.41～2.71の範囲にあつたが土粒子の小さい試料はどうしても気泡が十分抜けず測定値は小さくなるようである。そのためにピクノメーターの煮沸時間を十分にとり測定値のバラツキを少なくするよう努めた。

3) 液性限界、塑性限界試験

試験開始時の初期含水比により結果に影響を与えるといわれているので、すべて十分に気乾燥した状態から試験を始めた。

砂の含有量の多い砂質ロームにおいてもできる限り測定に努めたが試験のできなかつた試料もあつた。

含水比の高い試料は液性限界も高いが一定の関係は見られなかつた。

4) 粒 度 試 験

試験はJIS 1204土の粒度試験法にしたがつて行ない分散剤としてはJISの規定通り過酸化水素、ケイ酸ナトリウムを用いた。

結果については、外観的には、粘土と見られた土でも試験結果はシルト質ロームまたはロームと出たため、外観による予測がむずかしく試験の結果により分類が可能となつたことを痛感した。

以上の試験結果より、物理的性質及び分類が可能となつた。

土質の分類には粒径により三角座標による分類を行ない、また粒度とコンシステンシーの結果を組み合わせて分類する改訂PR法(AASHO法)および、キヤサブランダ法(統一分類法)によつて分類した。以上の物理試験結果及び分類した結果は表Ⅱ-1～表Ⅱ-3に示してある。

表Ⅱ-1 物理試験結果一覧表

調査地区 作草部地区

試料番号		1	2	3	4	5	6
採取深度 (m)		0.00~0.55	5.72~6.42	6.62~8.47	8.60~9.21	9.41~9.71	10.11~10.66
土粒子比重 G_s		2.49	2.71	2.69	2.69	2.67	2.69
自然土	含水比 (%)	145.0	67.0	113.0	38.0	117.0	115.0
	湿潤密度 γ_t (g/cm^3)	1.36	1.25	1.33	1.68	1.39	1.37
	乾燥密度 γ_d (g/cm^3)	0.56	0.75	0.62	1.22	0.64	0.64
	間ゲサ比 e	3.39	4.05	3.78	1.43	3.20	3.59
粒度	砂 (%)	41.0	63.0	33.0	79.0	40.0	55.0
	シルト (%)	44.0	28.0	62.0	12.0	42.0	52.0
	粘土 (%)	15.0	9.0	5.0	9.0	18.0	13.0
	均等係数	29.0	28.3	3.5	32.2	37.5	47.7
コテンシス	液性限界	93.6		77.0		66.3	47.4
	塑性限界	65.2		39.9		46.7	25.8
	塑性指数	28.4		37.1		19.6	21.6
飽和度 S		100.0	94.0	99.5	96.5	99.1	100.0
分類	三角座標法	ロ-ム	砂質 ロ-ム	シルト質 ロ-ム	砂質 ロ-ム	ロ-ム	砂質 ロ-ム
	統一分類法	OH		MHH		CH	CL
	AASHTO法	A-7-5		A-7-5		A-7-6	A-7-6
備考							

表Ⅱ-2 物理試験結果一覧表

調査地区，作草部地区

試料番号		7	8	9	10		
採取深度 (m)		10.90 ~12.00	12.45 ~14.04	14.40 ~14.49	14.94 ~15.00		
土粒子比重 G_s		2.67	2.65	2.68	2.66		
自然土	含水比 (%)	12.90	12.00	6.50	11.60		
	湿潤密度 r_w (g/cm^3)	1.35	1.38	1.62	1.62		
	乾燥密度 r_d (g/cm^3)	0.59	0.63	0.98	0.75		
	間ゲキ比 e	4.31	3.34	1.70	1.70		
粒度	砂 (%)	28.0	25.0	73.0	73.0		
	シルト (%)	46.0	48.0	15.0	23.0		
	粘土 (%)	26.0	27.0	12.0	4.0		
	均等係数	28.3	23.8	6.2	8.6		
コテンシス	液性限界	82.4	79.2	34.6	31.3		
	塑性限界	41.5	45.4	24.7	26.1		
	塑性指数	40.9	33.8	9.9	5.2		
飽和度 S		100.0	99.8	100.0	100.0		
分類	三角座標法	粘土質 ローム	粘土質 ローム	砂質 ローム	砂質 ローム		
	統一分類法	MH	CH	CL	CL		
	AASHO法	A-7-5	A-7-5	A-6	A-6		
備考							

表Ⅱ-3 物理試験結果一覧表

調査地区：幕張地区 (ボーリング2点)

試料番号		1	2	1	2	3	4
採取深度 (m)		0.00 ~0.60	3.50 ~4.10	0.00 ~0.72	3.90 ~4.25	4.30 ~4.95	5.15 ~5.50
土粒子比重 G_s		2.41	2.66	2.46	2.60	2.69	2.68
自然土	含水比 (%)	107.0	370.0	66.0	35.0	32.0	35.0
	湿潤密度 $r_t (g/cm^3)$	1.30	1.04	1.65	1.01	1.80	1.79
	乾燥密度 $r_d (g/cm^3)$	0.63	0.22	0.99	0.75	1.36	1.33
	間ゲキ比 e	2.91	9.14	12.50	4.42	1.04	1.04
粒度	砂 (%)	60.0	74.0	60.0	67.0	84.0	86.0
	シルト (%)	31.0	20.0	31.0	23.0	9.0	9.0
	粘土 (%)	9.0	6.0	9.0	10.0	7.0	5.0
	均等係数	23.4	13.5	26.7	38.3	10.5	6.3
コテンシスI	液性限界	65.4	/	52.9	/	/	/
	塑性限界	55.0	/	48.8	/	/	/
	塑性指数	9.9	/	4.1	/	/	/
飽和度 S		91.8	81.8	86.4	94.1	94.8	91.6
分類	三角座標法	砂質ローム	砂質ローム	砂質ローム	砂質ローム	砂	砂
	統一分類法	CH	/	CH	/	/	/
	AASHTO法	A-7-6	/	A-7-6	/	/	/
備考							

II-2 力 学 試 験

採取試料について行なつた力学試験の種類およびその概略は次に示すとおりである。

1) 一軸圧縮試験

試験は、フォイルサンプラーにより採取した試料をそのままの径約6.6 cm であり高さは約15 cm であり、ひずみ制御方式で試験を行なつた。

有機質土の q_u の値は $0.06 \sim 0.23 \text{ kg/cm}^2$ の範囲にあるが応力ひずみ曲線において明確なピークを示さない。そこで縦ひずみが供試体高さの15%に達した時の応力を q_u の値とした。

有機質土については項を改めて記述することとして他の土について以下概略を示すこととする。

作草部地区において有機質土層以下の土の一軸圧縮強度は深さ方向にほとんど直線的に増加を示したが、含水比の小さい土また、砂の含有分が多い土では少し強い強度を記録した。

また、これらの土はひずみが3~5%に達するとほとんど破壊した。この時のせん断面は試料の断面方向と $50 \sim 60^\circ$ の角をなしている。

幕張地区の土については、顕著な強度特性を見いだすことができないが、やはり深さ方法に比例して強度が増加する傾向が見られる。

また、供試体の破壊断面は、砂の含有率が高い程試料断面方向と大きな角をなし、試料最下面で細い亀裂を生じるようである。

2) 三軸圧縮試験

試験は圧密非排水試験にて幕張地区の下部砂質ロームおよび砂質土についてのみ行なつた。

有機質土については有機質土の項に述べるが、有機質土は圧密の段階において変形をおこして試験が不可能であつた。

また、作草部地区の粘土層については複雑であり、十分なる同一組成の試料を得ることができず、また貝殻が多く整形が不可能な試料があつたための試験が出来なかつた。

幕張地区の砂質ロームについて行なつた試験結果より、粘着力 $C = 0.35 \text{ kg/cm}^2$ 内部まさつ角 $\phi = 15^\circ 30'$ の値を得た。砂質土については、粘着力 $C = 0.025 \text{ kg/cm}^2$ 内部まさつ角 $\phi = 22^\circ$ と各々妥当な値を示したようである。

3) 圧 密 試 験

圧縮変化の特性を知り、沈下量、沈下速度の計算のために、側方拘束の一次元で固定リング型の圧密試験を行つた。

地下水位が高いため、ほとんどの試料は飽和していると考えられるから、圧密変化の起りやすさを示す図の $e - \log P$ 曲線の勾配、すなわち圧縮指数 C_c は自然含水比の大きいもの程大きくなることは当然であり、結果もそのようになっている。

しかし、試験中各試料はTerzaghiの圧密理論では推察することのできない複雑な様相を呈し解析を困難にならしめた。

それは圧密荷重とそれに対応する C_u の値であり、二次圧密の問題である。

C_v は圧密速度を表わすパラメーターであり、試料が圧密されるにしたがつて間ゲキが減少し、排水が防げる（圧密速度が遅くなる）ためと考えるのが妥当であろう。

これは有機質土ほど顕著である。それは有機質土が圧密過程において、透水性の著しい減少傾向を示すことであつて圧密過程で測定したものも初めに 10^{-6} のオーダーであつたものが圧密が進んで間ゲキ比が減ると 10^{-8} のオーダーにまで低下した。

間ゲキ比が大きく全容積の大部分を水が占めているような泥炭がこのような難透水性を示すことは奇異に感ぜられるが、これは泥炭の構成物質、特に有機分解物の膠質性状が支配的に働いているものと考えれば、説明がつく。

次は二次圧密の問題であるが有機質土は本質的に二次圧密的要素が大であり、解析を困難ならしめた。

その解明のため、一つの試みとして、圧密実験曲線の後半部が $\log t$ と沈下量との図表の上で、ほぼ直線となるようであれば、適用できるという koypejan の方法を採用してみたが、これによつて解析のできるものもあるが逆に全然実験曲線とは合わないものもあり、今後の研究にゆだねることとした。

koypejan の方法は、二次圧密量と時間の関係を予想する際の有力なる手がかりのひとつであることは、確かである。

泥炭でも粘土の場合と同様に一次元の圧密で、荷重と変形並びにその時間経過の様子を調べたのであるが、この場合粘度の時の複雑な現象に加えてその材料を構成する骨格部分自体が圧縮性の有機物質であり、この多量の有機物質のある部分は膠質的に挙動すると想像されるから、沈下の経過は理想的な骨格構造について立てられた圧密理論では推測できない複雑な過程をたどり、載荷直後より、クリープ様の様相を呈し、かつ長期間継続するようである。

したがつて試験方法について問題があるが、現段階としては通常の方法を採用するより仕方がなかつた。

さらに泥炭の性質としては異方性が問題になると思われたので推演層に水平方向の圧密試験を行なつた。

以上の力学試験結果は次の表に示してある。

一軸圧縮試験の結果は表Ⅱ-4～表Ⅱ-6に示してある。表には試験時の供試体の条件も合せて記してある。

また、圧密試験の計算結果は表Ⅱ-7～表Ⅱ-10に示してある計算はすべてE法を用いた。表の中の一次圧密比、圧密係数、体積圧縮係数、透水係数等の値は荷重段階の計算値を平均した値を記してある。

以上の物理試験結果および力学試験結果を総合して一枚の紙上にプロットした図がフオイルサンプラー調査報告書として図Ⅱ-1～図Ⅱ-3に示してある。この図を見れば深さによる土質の変化を知ることができる。

表 II - 4 一 軸 圧 縮 試 験 結 果

調査地区，作草部地区

試料番号	採取深度 (m)	供 試 体		含水比 ω (%)	単位体積重量 γ_s (g/cm^3)	一軸圧縮強度 q_u (kg/cm^2)
		高さ (cm)	直径 (cm)			
	0.75~0.95	15	6.56	129.9	1.013	0.160
	1.19~1.34	15	6.53	404.8	1.030	0.059
	1.64~1.79	15	6.57	940.2	0.886	0.079
	2.69~2.84	15	6.60	627.6	0.965	0.055
	3.29~3.44	15	6.52	919.4	0.984	0.110
	3.68~3.83	15	6.50	984.3	1.070	0.097
	3.93~4.08	15	6.54	735.7	1.048	0.093
	4.38~4.53	15	6.54	462.3	1.102	0.113
	4.58~4.78	15	6.57	405.1	1.029	0.078
	4.83~5.03	14.9	6.60	253.9	1.064	0.125
	5.08~5.28	15.4	6.50	368.5	1.065	0.173
	5.33~5.53	15.1	6.50	271.2	1.170	0.110
	5.78~5.98	15.2	6.60	53.9	1.390	0.098
	6.15~6.37	15.3	6.60	79.0	1.491	0.140
	6.42~6.60	15.2	6.70	94.0	1.459	0.060
	6.67~6.87	13.6	6.70	107.3	1.360	0.071
	8.22~8.42	15.4	6.70	38.6	1.763	0.174
	8.86~9.06	15.4	6.70	40.3	1.724	0.304
	9.11~9.31	15.2	6.60	94.2	1.565	0.436
	9.46~9.66	15.3	6.70	119.4	1.381	0.342

表 II - 5 一 軸 圧 縮 試 験 結 果

調査地区，作草部地区

試料番号	採取深度 (m)	供 試 体		含水比 ω (%)	単位体積 重量 γ_f (g/cm^3)	一軸圧縮 強度 q_1 (kg/cm^2)
		高さ (cm)	直径 (cm)			
	9.71 ~ 9.91	15.3	6.70	118.6	1.386	0.381
	10.16 ~ 10.36	15.5	6.70	101.9	1.515	0.259
	10.41 ~ 10.61	12.2	5.30	55.7	2.909	0.497
	10.66 ~ 10.86	15.5	6.70	123.0	1.429	0.074
	10.91 ~ 11.11	15.2	6.70	128.1	1.317	0.281
	11.16 ~ 11.36	15.3	6.70	136.4	1.335	0.301
	11.75 ~ 11.95	14.9	6.70	119.8	1.362	0.360
	12.10 ~ 12.30	15.1	6.70	125.6	1.362	0.266
	12.30 ~ 12.50	14.3	6.70	70.8	1.445	0.418
	12.50 ~ 12.70	15.0	6.70	121.2	1.361	0.416
	12.75 ~ 12.95	15.0	6.70	123.9	1.380	0.454
	13.20 ~ 13.40	15.1	6.70	112.6	1.421	0.262
	13.45 ~ 13.65	15.1	6.60	135.6	1.374	0.309
	13.79 ~ 13.99	15.0	6.60	127.9	0.718	0.541
	14.00 ~ 14.20	15.0	6.70	70.1	1.327	0.419
	14.20 ~ 14.40	15.1	6.60	62.0	1.550	0.244
	14.49 ~ 14.69	15.0	6.70	30.6	1.419	0.472
	14.74 ~ 14.94	15.0	6.60	118.0	1.433	0.559

表 II - 6 一 軸 圧 縮 試 験 結 果

調査地区，幕張地区

試料番号	採取深度(m)	供 試 体		含 水 比 ω (%)	単位体積 重 量 γ_v (g/cm^3)	一軸圧縮 強度 q_u (kg/cm^2)
		高さ(cm)	直径(cm)			
	0.33~0.53	15.2	6.60	99.9	1.370	0.063
	0.78~0.98	14.6	6.60	763.1	0.985	0.184
	1.88~2.08	13.4	6.50	1025.6	1.025	0.111
	2.23~2.43	15.7	6.50	845.4	1.027	0.150
	2.48~2.68	15.9	6.60	846.6	1.006	0.144
	2.87~3.07	15.2	6.60		1.024	0.201
	3.12~3.32	15.6	6.70		1.089	0.143
	3.57~3.77	15.0	6.60		1.764	0.226
	3.82~4.02	15.0	6.50		1.923	0.239
	0.52~0.72	14.3	6.60	58.2	1.651	0.163
	0.76~0.96	17.3	6.60	736.7	1.021	0.086
	1.01~1.21	15.3	6.60	698.0	0.977	0.227
	2.71~2.91	16.7	6.40	724.6	1.019	0.085
	3.05~3.25	13.1	6.60	747.2	1.018	0.188
	3.30~3.50	14.2	6.60	627.8	1.067	0.306
	3.75~3.90	15.5	6.60	448.1	1.150	0.198
	4.50~4.70	15.6	6.60	33.5	1.876	0.232
	4.95~5.15	15.2	6.60	36.5	1.874	0.169
	5.20~5.40	15.3	6.60	33.9	1.869	0.171

表 II - 7 圧 縮 試 験 結 果

調査地区，作草部地区

試料番号									
採取深度 (m)	0.60~0.75	0.60~0.75	1.39~1.54	1.39~1.54	3.04~3.19	3.04~3.19	4.13~4.28	4.13~4.28	5.58~5.73
圧密方向	垂直	垂直	垂直	水平	垂直	水平	垂直	水平	垂直
含水比 w (%)	142.2	145.6	635.3	710.3	752.6	739.3	515.6	414.9	153.3
湿潤密度 γ_t (g/cm ³)	1.36	1.30	0.94	0.80	0.97	0.95	0.99	1.06	1.25
飽和度 S (%)	100.0	98.4	88.2	75.2	91.6	90.0	90.9	96.6	94.4
初期間ギキ比 e_0	3.39	3.65	11.49	15.06	13.77	13.76	10.45	7.92	4.05
先行荷重 P_0 (kg)	0.50	0.34	0.24	0.15	0.29	0.15	0.15	0.16	0.22
一次圧密比 r	0.365	0.372	0.176	0.310	0.498	0.146	0.497	0.408	0.321
圧縮指数 C_c	1.76	1.72	4.72	5.24	9.30	4.82	6.08	2.74	1.36
圧密係数 C_r	29.9×10^{-3}	4.08×10^{-3}	2.55×10^{-3}	1.82×10^{-3}	3.12×10^{-3}	1.68×10^{-3}	4.76×10^{-3}	7.30×10^{-4}	2.60×10^{-3}
体積圧縮係数 m_v	2.89×10^{-1}	2.05×10^{-1}	6.35×10^{-1}	7.92×10^{-1}	3.86×10^{-1}	8.11×10^{-1}	6.10×10^{-1}	6.32×10^{-1}	3.18×10^{-1}
透水係数 k	1.08×10^{-6}	9.79×10^{-7}	2.40×10^{-6}	1.83×10^{-6}	2.28×10^{-6}	1.53×10^{-6}	2.47×10^{-6}	5.49×10^{-7}	6.67×10^{-7}

表 II - 8 圧 密 試 験 結 果

調査地区，作草部地区

試 料 番 号									
採取深度 (m)	6.92 ~7.07	6.92 ~7.07	8.47 ~8.57	9.96 ~10.11	9.96 ~10.11	11.50 ~11.70	13.00 ~13.15	13.00 ~13.15	14.99 ~15.13
圧 密 方 向	垂 直	水 平	垂 直	垂 直	水 平	垂 直	垂 直		垂 直
含水比 w (%)	149.0	136.8	51.1	119.4	136.6	167.5	125.0	119.7	65.9
湿潤密度 r_t (g/cm^3)	1.33	1.32	1.68	1.39	1.37	1.35	1.38	1.38	1.62
飽 和 度 S (%)	99.5	96.7	96.4	99.1	100.0	100.0	99.8	98.0	100.0
初期間ゲキ比 e_0	4.01	3.79	1.38	3.20	3.59	3.42	3.34	2.46	1.65
先行荷重 P_0 (kg)	0.33	0.30	0.46	0.54	0.66	0.78	1.42	0.54	1.34
一次圧密比 r	0.317	0.453	0.206	0.394	0.398	0.391	0.468	0.380	0.388
圧縮指数 C_c	1.68	1.24	0.58	1.35	1.53	1.93	0.74	0.97	1.32
圧密係数 C_v	1.65×10^{-3}	1.63×10^{-3}	3.60×10^{-3}	4.26×10^{-3}	2.16×10^{-3}	2.67×10^{-3}	12.1×10^{-2}	2.48×10^{-3}	1.90×10^{-3}
体積圧縮係数 m_v	1.58×10^{-1}	1.84×10^{-1}	7.38×10^{-2}	9.58×10^{-2}	1.01×10^{-1}	1.07×10^{-1}	7.51×10^{-2}	1.12×10^{-1}	8.89×10^{-2}
透水係数 k	2.72×10^{-7}	3.20×10^{-7}	2.44×10^{-7}	3.20×10^{-7}	2.15×10^{-7}	2.58×10^{-7}	7.33×10^{-7}	2.67×10^{-7}	1.47×10^{-7}

表 II - 9 圧 密 試 験 結 果

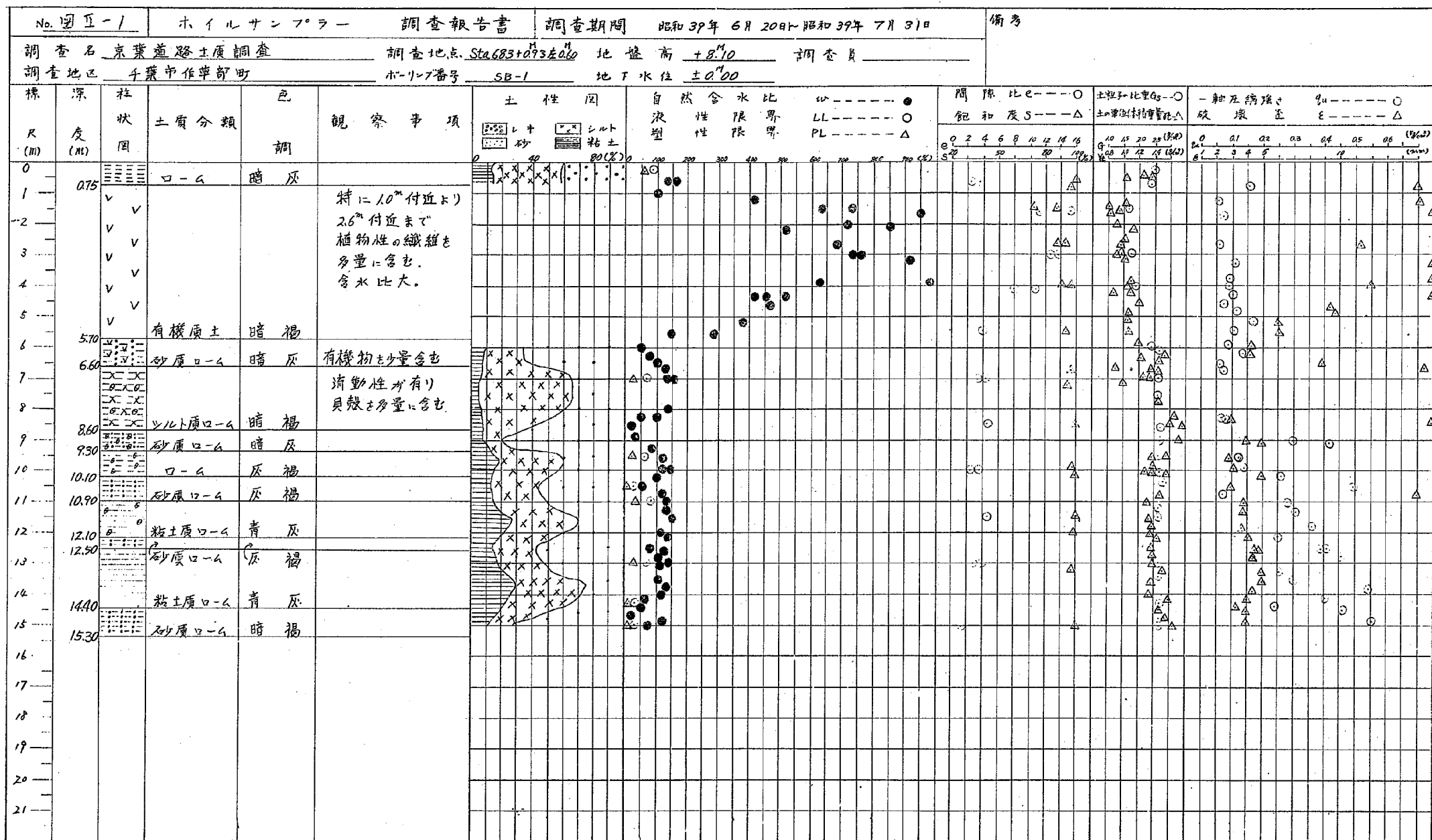
調査地区，慕張地区

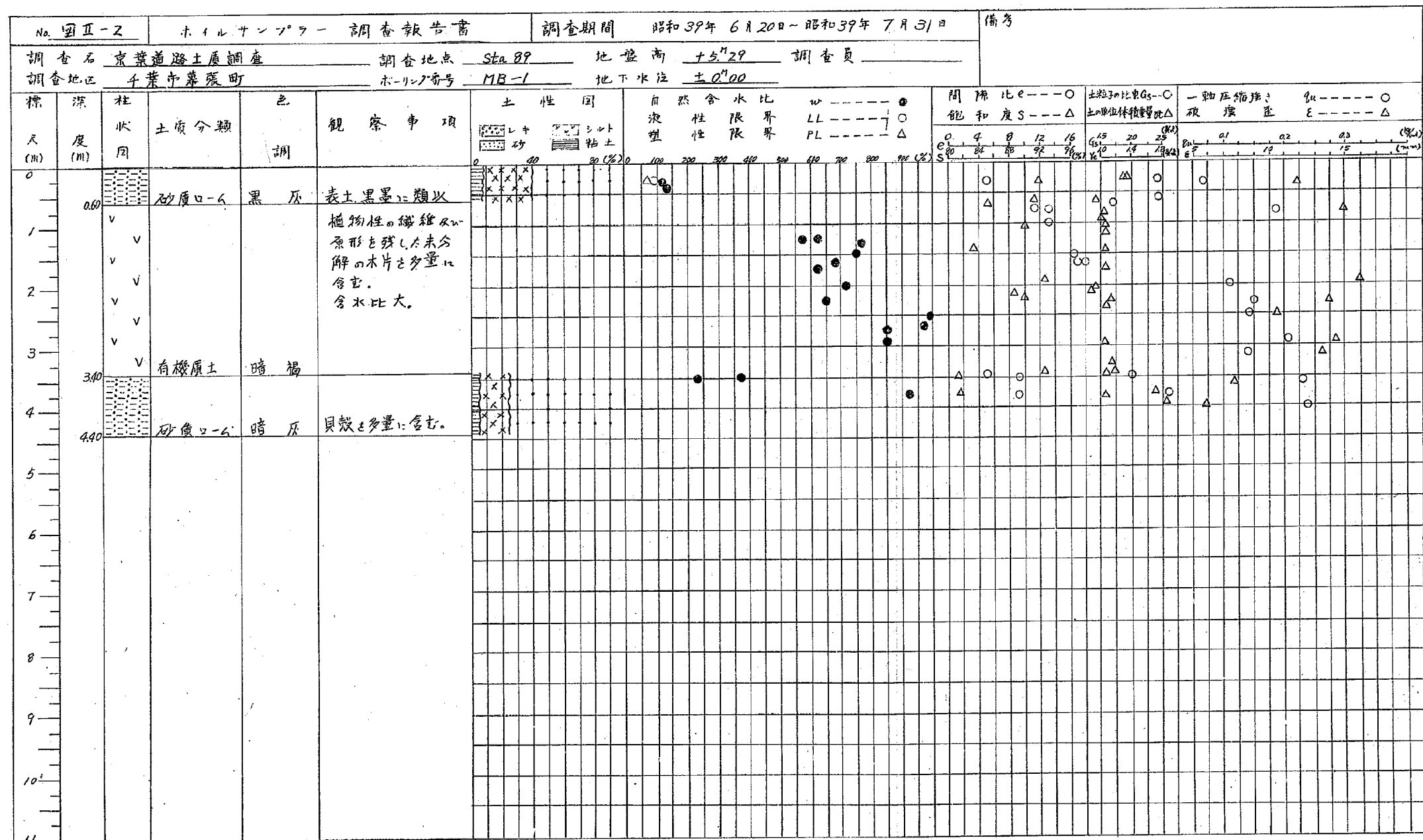
試 料 番 号									
採取深度 (m)	058~063	060~078	060~078	208~223	208~223	337~352	337~352	098~103	183~188
圧 密 方 向	垂 直	垂 直	水 平	垂 直	水 平	垂 直	水 平	垂 直	垂 直
含水比 ω (%)	110.7	580.7	633.2	1064.6	981.4	237.1	370.0	754.1	1002.5
湿潤密度 γ_w (g/cm ³)	1.30	0.93	0.90	0.94	0.92	1.10	1.04	0.95	0.96
飽 和 度 S (%)	91.8	85.8	83.4	90.3	88.4	92.6	81.8	90.4	92.5
初期間ゲキ比 e_0	2.91	9.96	12.50	19.22	17.10	5.37	8.25	13.85	16.81
先行荷重 P_0	0.42	0.30	0.23	0.12	0.19	0.35	0.14	0.18	0.19
一次圧密比 r	0.280	0.243	0.361	0.345	0.348	0.317	0.387	0.268	0.055
圧縮指数 C_c	1.01	8.09	0.57	11.60	10.80	1.72	0.42	7.62	7.26
圧密係数 C_v	4.69×10^{-3}	4.45×10^{-3}	2.63×10^{-3}	1.90×10^{-3}	3.43×10^{-3}	5.15×10^{-3}	2.47×10^{-3}	6.74×10^{-3}	2.67×10^{-4}
体積圧縮係数 m_v	1.60×10^{-1}	2.66×10^{-2}	4.43×10^{-1}	7.85×10^{-1}	5.05×10^{-1}	2.02×10^{-1}	4.97×10^{-1}	4.93×10^{-1}	7.69×10^{-1}
透水係数 k	8.05×10^{-7}	1.72×10^{-7}	1.28×10^{-6}	2.00×10^{-6}	1.84×10^{-6}	1.13×10^{-6}	1.36×10^{-6}	2.84×10^{-6}	2.16×10^{-7}

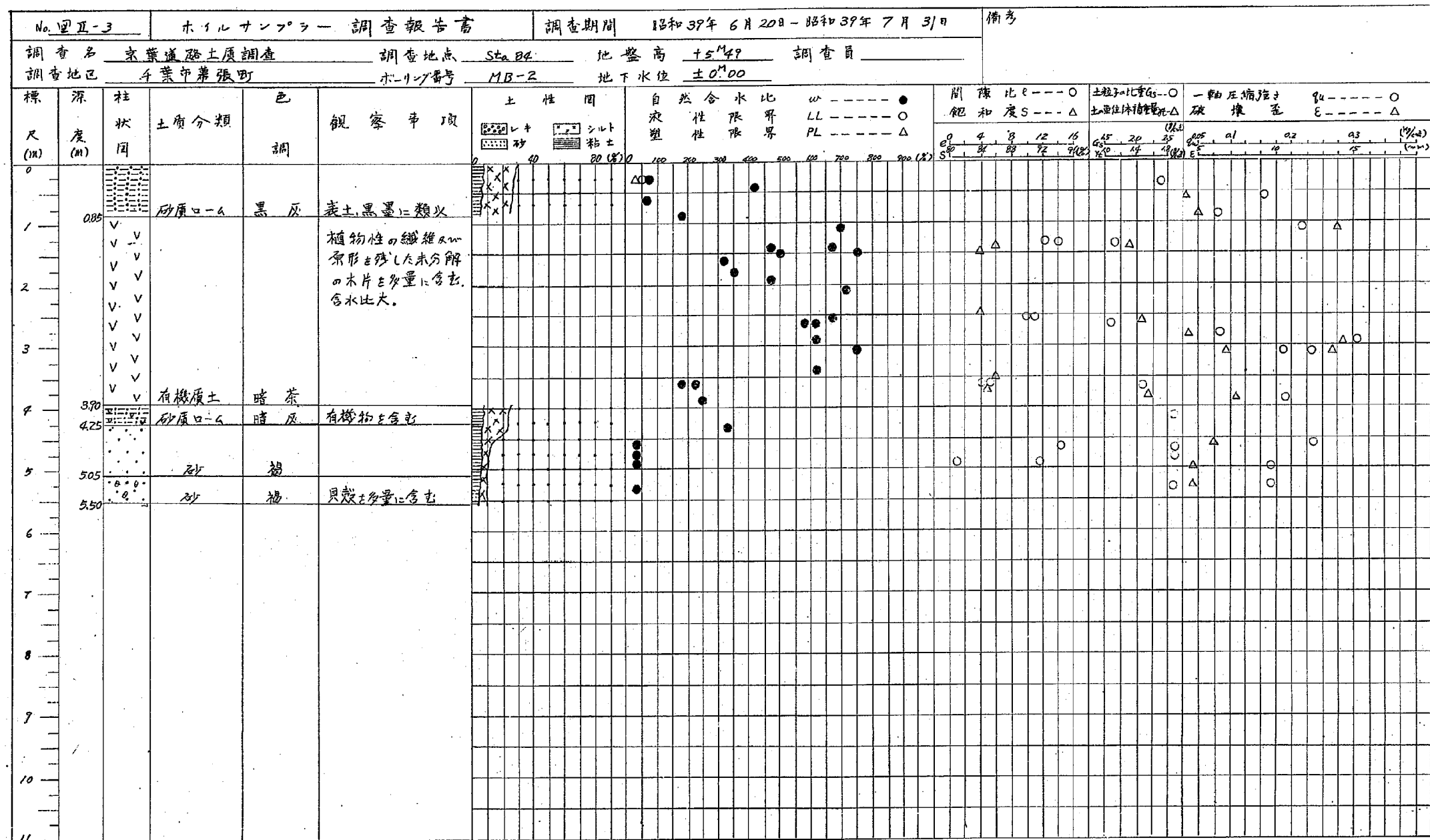
表 II - 10 圧 密 試 験 結 果

調 査 地 区 , 幕 張 地 区

試 料 番 号									
探 取 深 度 (m)	126~141	126~141	251~266	251~266	355~370	355~370	475~490	475~490	
圧 密 方 向	水 平	垂 直	水 平	垂 直	水 平	垂 直	水 平	垂 直	
含 水 比 ω (%)	74.65	66.31	60.84	59.30	23.74	20.28	36.5	35.3	
湿潤密度 r_w (g/cm ³)	0.98	0.97	1.01	1.01	1.14	1.15	1.80	1.79	
飽 和 度 S (%)	86.4	83.9	87.4	94.9	96.2	94.1	94.6	91.6	
初 期 間 割 キ 比 e_0	12.76	13.06	10.50	10.34	5.12	4.24	2.08	0.97	
先 行 荷 重 P_0 (kg)	0.17	0.27	0.43	0.39	0.30	0.28	0.60	0.40	
一 次 圧 密 比 r	0.336	0.279	0.420	0.313	0.452	0.367	0.233	0.166	
圧 縮 指 数 C_c	6.96	8.97	8.45	17.10	2.11	1.56	0.72	0.17	
圧 密 係 数 C_r	4.64×10^{-3}	2.51×10^{-3}	4.69×10^{-3}	2.68×10^{-3}	1.91×10^{-3}	3.04×10^{-3}	3.25×10^{-3}	2.02×10^{-3}	
体 積 圧 縮 係 数 m_v	4.65×10^{-1}	3.81×10^{-1}	3.81×10^{-1}	5.04×10^{-1}	2.35×10^{-1}	2.59×10^{-1}	1.19×10^{-1}	1.79×10^{-1}	
透 水 係 数 k	3.03×10^{-6}	9.97×10^{-7}	1.93×10^{-6}	9.98×10^{-7}	4.68×10^{-7}	9.39×10^{-7}	9.04×10^{-7}	1.33×10^{-7}	







II-3 有機質土

本調査において目的とするのは、試験盛土のための設計資料を得ることであるが、作草部地区および幕張地区においてともに地表面下1.0 m内外より推演する有機質土層の性質を詳細に把握することができれば、その目的の90パーセントは達せられることと思う。

しかし、残念ながらこのような有機質土に現在のところ遭遇したことがなく、また室内試験の結果をそのまま施工に適用してよいものか現在のところ知られていない段階であるが、少しでもこの調査の目的とするところに近付くことができれば幸いと考え、特に有機質土に関して気付いた点を加えて置く。

まず最初に有機質土を扱った試験は普通土に対する試験法を採用した。ただし、含水比の測定等の物理試験については炉乾燥温度100℃に保つて行なった。

また、両地区の有機質土に関する試験結果を比較すれば次の表のようになる。両地区ともその外観は変わらず、特有の臭気を発し多量の水を含む暗褐色の有機質土である。これらの有機質土層は、共に未分解の植物繊維および樹木片を多量に含み、含水比が層の中央において極端に高いことを除いて、深さ方向の組成変化はほとんどない。

また、外観だけでなく下記の表からも分るように両地区の有機質土は同じ性質および組成を有すると判断できる。

下記の表では幕張地区の諸係数が作草部地区よりバラツキが多いことに気が付く、これは幕張地区の場合、試料採取を2点で行なったこと、および供試験の数も作草部に比べ多いためと考えられる。

項 目 \ 地 区 名	作 草 部 地 区	幕 張 地 区
有 機 物 含 有 率 (%)	49.04~49.64	49.08~64.15
自 然 含 水 比 ω (%)	142.2~752.6	110.7~1064.5
間 ゲ キ 比 e	3.65~15.06	2.91~18.27
飽 和 度 S_r (%)	75.2~100.0	81.8~94.9
単位体積重量 γ_v (g/cm ³)	0.80~1.36	0.90~1.30
土 粒 子 の 比 量 G_s	1.594~2.493	1.550~2.410
一軸圧縮強度 q_u (kg/cm ²)	0.060~0.170	0.064~0.228
一次圧密係数 C_v cm ² /kg	2.83×10^{-2} ~ 2.40×10^{-4}	4.30×10^{-2} ~ 1.82×10^{-5}
体積変化率 m_v cm ² /kg	1.53 ~ 5.20×10^{-2}	1.84 ~ 1.44×10^{-2}
透 水 係 数 k cm/sec	8.57×10^{-6} ~ 1.95×10^{-8}	8.67×10^{-6} ~ 1.12×10^{-8}

作草部地区および幕張地区の有機質土は工学的に性質を異にしないと思われる。以下これらの地区の有機質土を同一視して記述を進める。

有機質土の外観は土というより水と植物繊維の混合物という感が強い。植物繊維は葎（アシ）である。

有機物を燃焼させることなく乾燥させれば体積は $1/3$ 以下に減少し、土粒子の占める体積が非常に小さいことに気付く。

このことは、前表の有機物含有比、約50%が有機物と土粒子との重量比であり、含水比が300%を超えることより大きな間ゲキを有する土であるということと符合する。

間ゲキは含水比がきわめて高いことと合せて飽和あるいはそれに近い状態と推定できる。

飽和度が90%以下の実験値を記録しているものもあるが、有機質土はその有機物含有量が高くなる程均質さを失うと同時に、供試体作成時における脱水と空気との接触による影響のためと考えられる。

飽和度が高いと思われるから含水比の大きさはそのまま乾燥密度の大小を表わすと想像することができる。

この有機質土の力学的な面について記すると、有機物の含有量が多いためにせん断強さが小さく二次圧密量が大きいという泥炭としての特性を兼ねそなえている。

せん断強さは小さく、破壊ヒズミは大きく、有機物量が多い程、ヒズミは増大し明確な破壊点を示さない。また、せん断強さおよび破壊ヒズミと含水比の関係は明瞭でないようである。

ただし、後述するごとく圧密排水をはかると、明確にせん断強さの増加を示す。

これらの有機質土に関する圧密については試験中に複雑な様相を呈し、その性質を把握することは困難であるが、明確な特質としては二次圧密量が大きく、圧密時間を決定する圧密係数が不安定な動向を示すことである。

したがって基礎の沈下を予想するには、従来の方法以上に考慮する必要があり、その実体は試験盛土の観測と合せて把握することが最良の方法であろう。北海道開発局においては24時間圧密による通常の試験による圧縮係数を用いて算出した値で実用上満足する結果が得られたと報告されているが、開発局においての結果をそのまま流用することが妥当かどうか疑問がある。

圧密によるせん断強度の増加

三軸試験により（圧密非排水せん断試験）強度の増加を求めようとしたが、圧密中に変形をおこしてしまい試験が不可能であつた。そこでこのような供試体を再び盛形を施して一軸圧縮試験を行い、圧密脱水によるせん断強さの増加傾向を求めた。

圧密には供試体に短冊状に切り抜いたろ紙を巻きつけて、等方圧密を行ない、供試体側面および下端より十分に排水を行つた。

圧密が完了したと思われたら、供試体を取り出し再び正常なる円筒形に盛形を施し、一軸圧縮試験を行なつた。

この試験は結局三軸圧縮試験にかわる便法として行なつたものである。

結果は後示するごとく圧密排水による一軸圧縮強さは明らかに増加を示し、圧密強さが大なる部分を除いて圧密強さ σ_c にかなりよく比例している。

圧密を完了した試料は硬く、繊維網により土粒子がよいよ強く強合された外力に抵抗するようであり、破壊に達するまでのヒズミ量は相変らず大きく、応力—ヒズミ曲線は明確なピークを示さない。

また、等方圧密完了後の間ゲキ比及び含水比と一軸圧縮強さの関係も一つのよき指針を与えてくれるようである。

すなわち、必要な強度を得るために間ゲキ比（含水比）の減少を定量的にはかることが可能であるということを示してくれる。

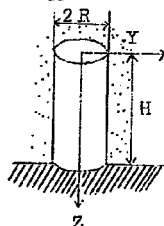
水平圧密係数 C_h の算定

（三軸試験機による圧密係数 C_h の測定、 土と基礎 61 号）

水平方向圧密係数の測定結果を前節に示しておいたが、それは通常の圧密試験機に試料（地盤における推積方向）を 90° 回転してセットした一次元圧密試験によつたものである。

しかし、この節に示したものは、排水面が円柱側面と下端面である境界条件を有し、半径 R 、高さ H の円柱供試体を圧密させることによつて水平方向圧密係数を算定した。

排水量と時間との関係を半対数グラフにして $\log t$ 法により、圧密度 50% に達するに要する時間 T_{50} を求め、次の式より計算を行う。



水平方向圧密係数 C_h は、
$$C_h = \frac{0.053 \times R^2}{t_{50}}$$
 である。

上式は厳密な値を与えないが、将来の設計指針の一助となることを信じて加えておく。

以上の有機質土の試験結果は表Ⅱ-11~表Ⅱ-12に示してある。

表の結果より圧密応力(σ_v)と一軸圧縮強度の結果を図にしたのが図Ⅱ-4である。図より見ると圧密応力と一軸圧縮強度との関係は明確にでている。これを式として示すと、次のようになると思われる。 $\Delta q_u = 1.0 \Delta \sigma_v$

また含水比と圧縮強度との関係は図Ⅱ-5に示してある。この図を見るとバラツキは多いが含水比の減少によつて強度の増加は見られるが式として表わすことは無意味と思われる。

同様に圧密後の間ゲキ比と一軸圧縮強度の関係は図Ⅱ-6に示してある。この図も同様に間ゲキ比の減少により強度は増加していることがみとめられる。

図Ⅱ-7は水平方向圧密係数 c_h と圧密応力 σ_v の関係をプロットしたのは同図である。

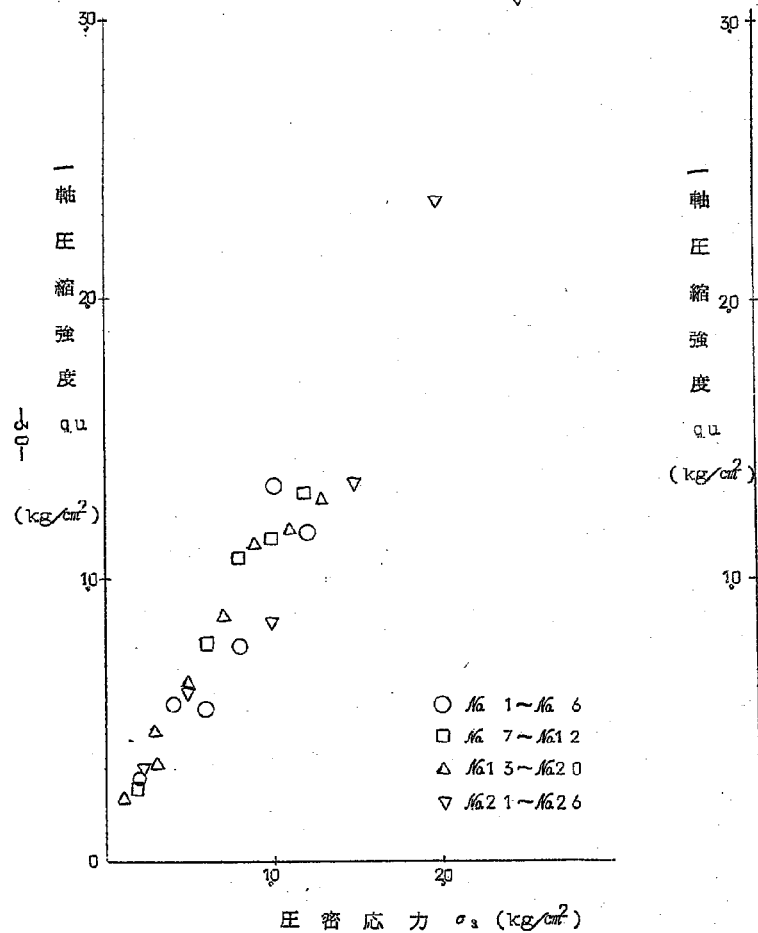
表 II - 11

試料番号 No.	圧密密 応 力 (kg/cm^2)	圧密前後 の含水比 w (%)	圧密前後 の間ゲキ比 e	一軸圧縮 強 度 σ_u (kg/cm^2)	t_{50} (sec)	水平方向 圧密係数 C_h (cm^2/sec)
1	0.2	632.85	13.74	0.296		
		534.75	12.54			
2	0.4	634.90	13.22	0.565	480	7.24×10^{-4}
		467.00	10.29			
3	0.6	513.80	10.41	0.544	2160	1.54×10^{-4}
		406.10	8.62			
4	0.8	461.25	9.36	0.763	1980	1.66×10^{-4}
		249.75	5.62			
5	1.0	532.50	10.36	1.326	2400	1.42×10^{-4}
		284.60	4.20			
6	1.2	388.30	8.17	0.970	660	5.14×10^{-4}
		213.60	4.95			
7	0.2	729.7	13.22	0.264	1200	2.78×10^{-4}
		647.8	11.94			
8	0.4	566.0	10.62	0.520	4740	7.05×10^{-5}
		389.7	7.37			
9	0.6	687.5	12.54	0.768	5640	5.92×10^{-5}
		402.5	8.81			
10	0.8	680.7	11.61	1.066	7800	4.23×10^{-5}
		354.1	6.78			
11	1.0	643.4	12.35	1.140	2580	1.35×10^{-4}
		336.2	6.87			
12	1.2	645.4	12.27	1.312	2760	1.21×10^{-4}
		332.2	7.13			
13	0.1	740.6	12.63	0.228	2820	1.24×10^{-4}
		663.1	11.49			
14	0.3	784.3	13.40	0.451	4740	7.34×10^{-5}
		535.5	9.69			
15	0.3	767.3	13.63	0.341	3120	1.02×10^{-4}
		631.3	9.93			

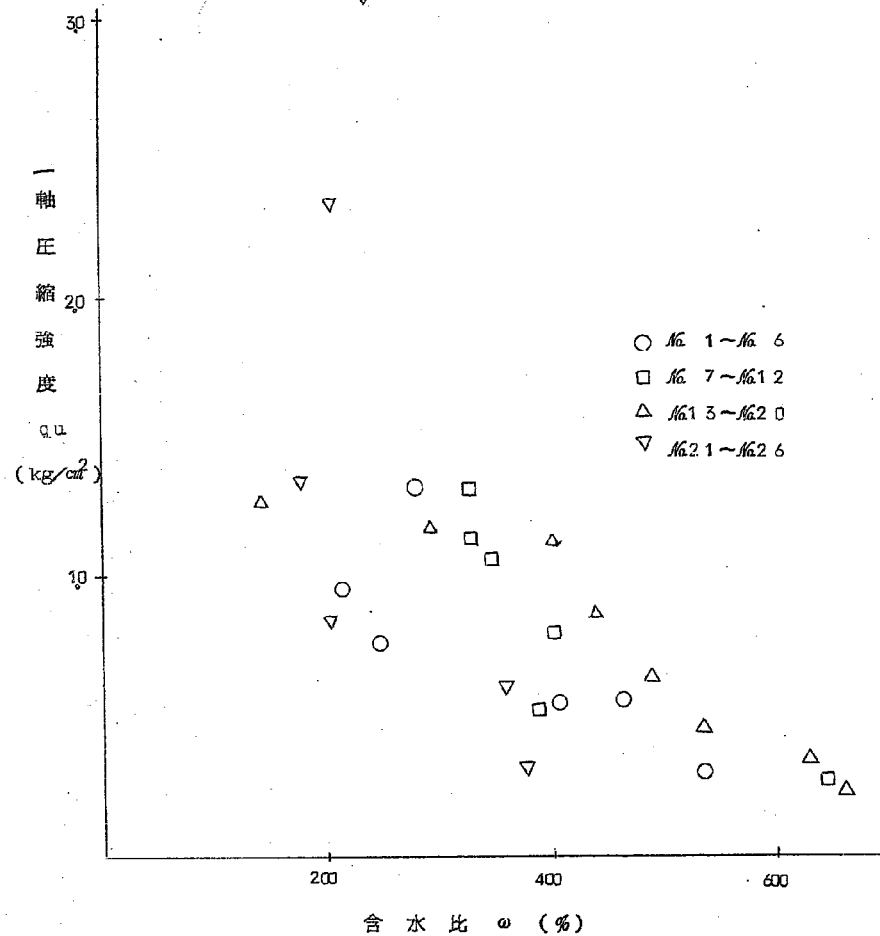
表 II - 1 2

試料番号 No.	圧 密 応 力 (kg/cm^2)	圧密前後 の含水比 w (%)	圧密前後 の間ゲキ比 μ	一軸圧縮 強 度 σ_u (kg/cm^2)	τ_{50} (sec)	水平方向 圧密係数 C_h (cm^2/sec)
16	0.5	735.1	13.40	0.637	3000	1.07×10^{-4}
		489.1	8.96			
17	0.7	809.3	13.06	0.867	2760	1.17×10^{-4}
		443.4	7.90			
18	0.9	683.5	11.24	1.125	3000	1.06×10^{-4}
		404.3	6.53			
19	1.1	458.8	7.98	1.175	2940	1.12×10^{-4}
		293.9	4.80			
20	1.3	223.8	4.07	1.273	1440	2.23×10^{-4}
		146.5	2.99			
21	0.25	448.1		0.302	822	4.24×10^{-4}
		377.4				
22	0.50	498.2		0.596	2280	1.56×10^{-4}
		363.1				
23	1.00	356.4		0.839	1272	2.70×10^{-4}
		204.0				
24	1.50	326.0		1.333	1380	2.46×10^{-4}
		186.5				
25	2.00	461.1		2.332	2024	1.66×10^{-4}
		209.2				
26	2.50	686.4		3.078	5400	6.28×10^{-5}
		244.2				

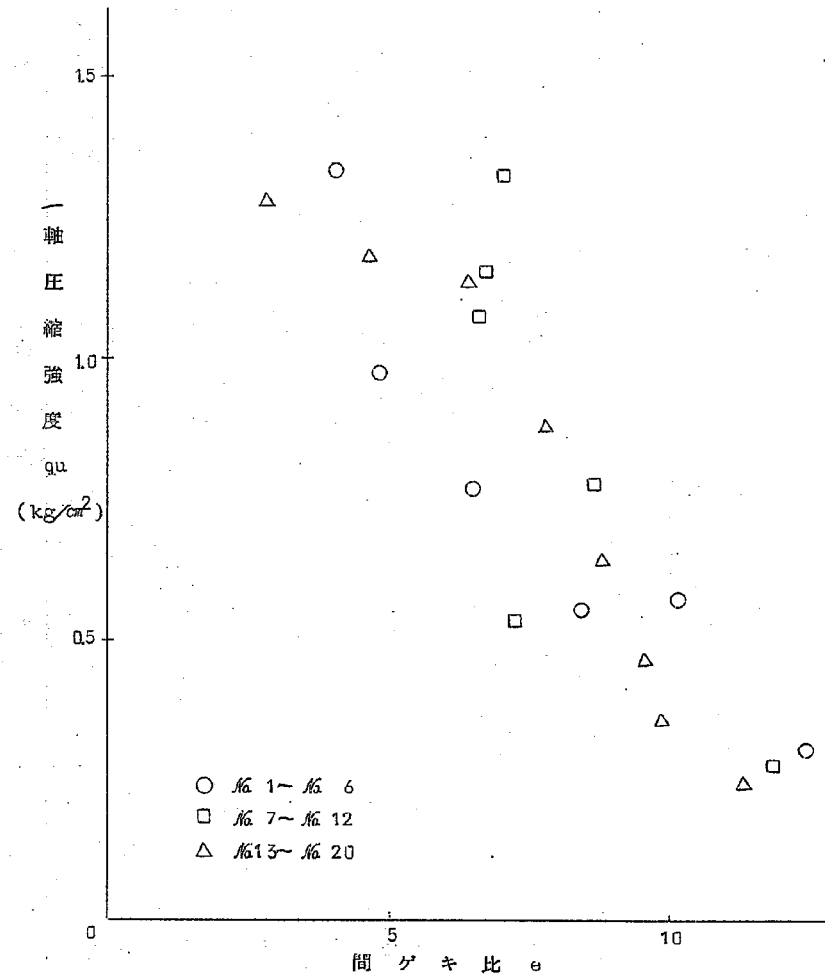
図II-4 圧密応力と強度の関係



図II-5 含水比と強度の関係



図II-6 間ゲキ比と強度の関係



Ⅲ 盛土安定に関する検討

Ⅲ-1 概 要

盛土安定に関する検討は幕張地区について行なつた。

作草部地区の軟弱地盤は非常に深いため盛土が不可能と思われ、この地区は高架で通過するのが経済的に思われるので、作草部地区での検討は行なわない。

幕張地区において試験盛土を行う予定なので前節にも記したように今回の検討は試験盛土の設計資料を得ることを主目的とした。

検 討 お よ び 設 計 条 件

盛土本体

盛土断面	図Ⅲ-1に示す
盛土高さ	$H = 7.00 \text{ m}$
盛土材料	砂(サンドマット) $\gamma_s = 1.90 \text{ t/m}^3$
粘着力	$C = 0$
内部まさつ角	$\varphi = 30^\circ$
関東ローム	$\gamma_r = 1.35 \text{ t/m}^3$
粘着力	$C = 2.50 \text{ t/m}^2$
内部まさつ角	$\varphi = 0$

基 礎 地 盤

基礎地盤は次の層に区別出来る。

表土	GL 0~1.0 m	$q_{11} = 0.16 \text{ kg/cm}^2$
有機質土	GL 1.0~4.0 m	$q_{11} = 0.118 \text{ kg/cm}^2$
砂質ローム	GL 4.0~6.0 m	$q_{11} = 0.193 \text{ kg/cm}^2$

沈下量および沈下時間の計算に用いる結果は、前節の圧密試験結果を上記の層別の平均値を用いた。

地 盤 の 支 持 力 お よ び 地 中 増 加 応 力

軟弱層の厚さは約6.00 mとして計算を行なつた。

また、各層の土質条件は各層毎の測定値を平均した値を代表させた。

盛土上部においてはサンドマットにより地下水をきり、転圧も十分可能であるとして強度の低下は考慮しない。

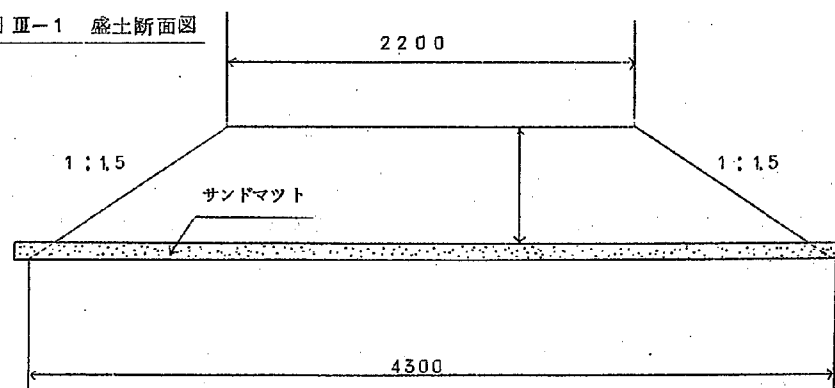
地盤の支持力はTerzaghiの粘土の極限支持力の近似的な一般式として、

$$P_{\max} = 5.70 C$$

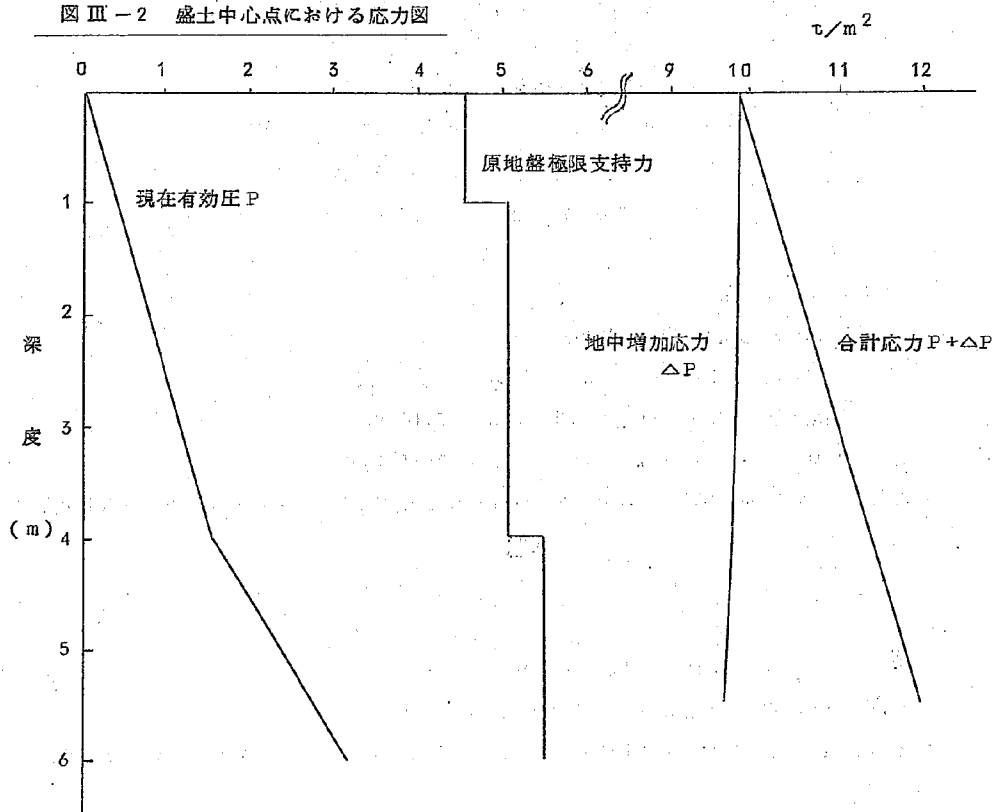
地中増加応力の計算はOsterbergの影響線図を用いて計算した。

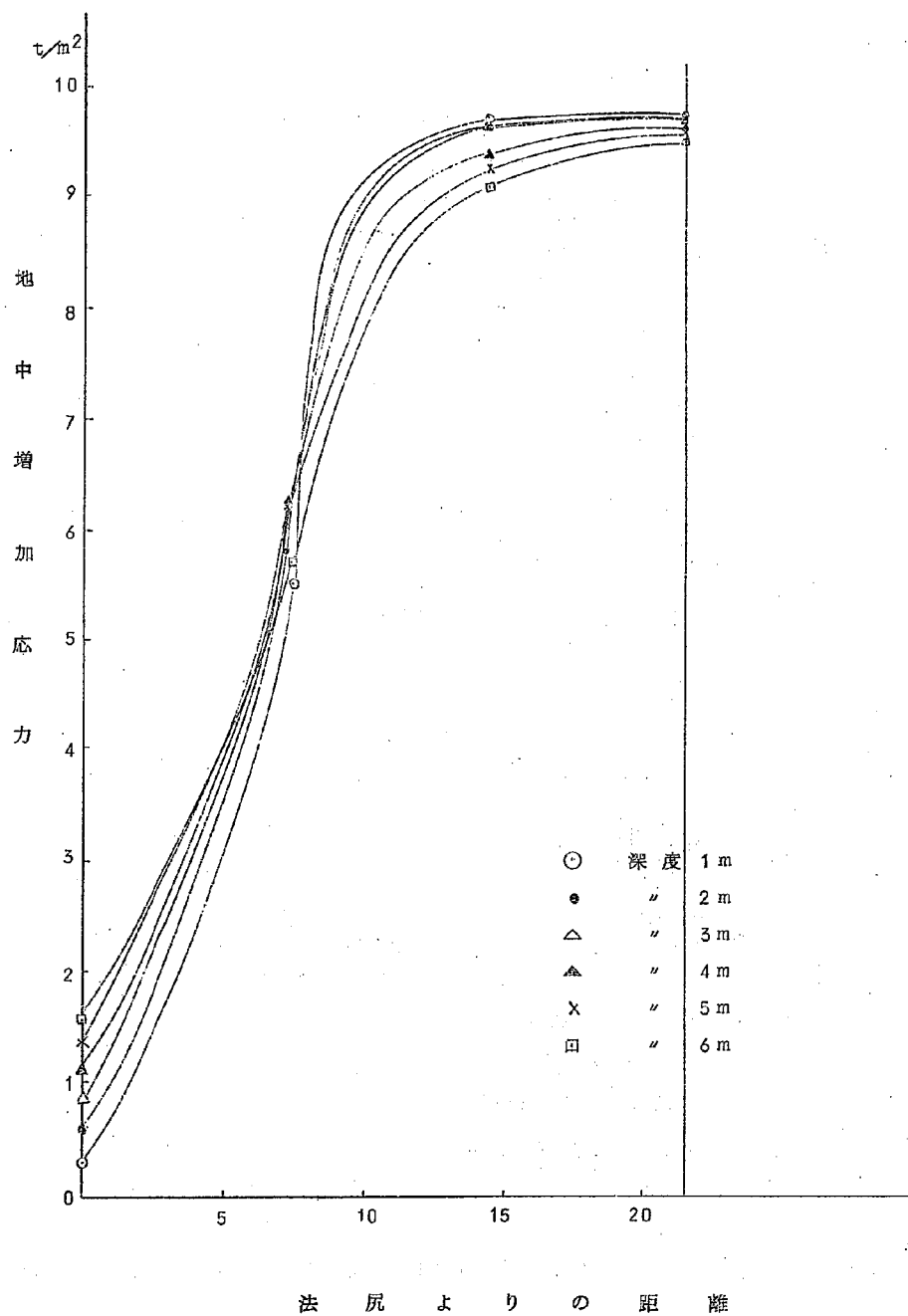
以上の計算結果は図Ⅲ-2および図Ⅲ-3に示してある。

図Ⅲ-1 盛土断面図



図Ⅲ-2 盛土中心点における応力図





図Ⅲ-3 地中増加応力の分布

Ⅲ-2 無処理時の検討

2-1 圧密沈下に対する検討

無処理の基礎地盤に瞬間的に盛土を築造した場合の基礎の沈下および沈下時間を、今後の検討を進めてゆく際の目安として行なつた。

盛土断面は、盛土中心線に関して、対称台形と仮定し、基礎地盤の土層を3層に分け、各層の諸係数は前記の値を用いた。

以下の計算に用いた式は、次に示す通りである。

沈下量計算

$e \sim \log p$ 曲線を用いて

$$\Delta H = \sum \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \quad H_1 \text{ を用いる。}$$

ΔH : 沈下量

e_0 : 初期間ゲキ比

e : 増加荷重による間ゲキ比

H_1 : 各層の厚さ

沈下時間の計算

層厚を次式より計算を行ない、沈下時間の計算を行なつた。

$$\text{層厚 } H' = \sum H_1 \sqrt{c_{v0}/c_{vi}}$$

H_1 : 各層の厚さ

c_{v0} : 代表的の層の圧密係数

c_{vi} : 各層の圧密係数

$$t_{50} = \frac{T_{50} \left(\frac{H'}{2}\right)^2}{c_{v0}}$$

$$t_{90} = \frac{T_{90} \left(\frac{H'}{2}\right)^2}{c_{v0}}$$

t_{50} : 圧密50%に要する時間

t_{90} : 圧密90%に要する時間

T_{50} : 圧密度50%の時間係数

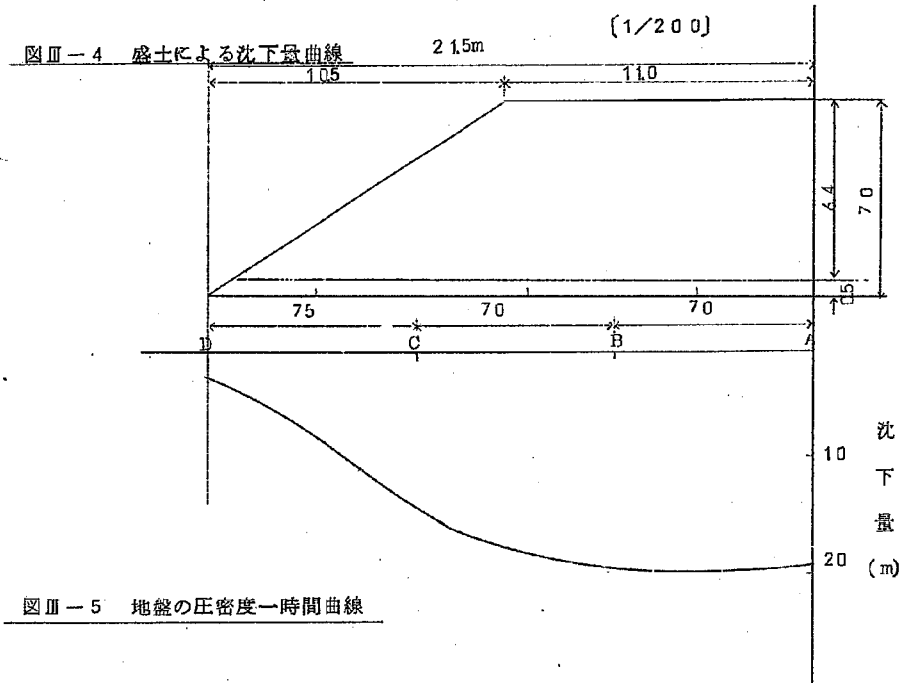
T_{90} : 圧密度90%の時間係数

c_{v0} : 圧密係数

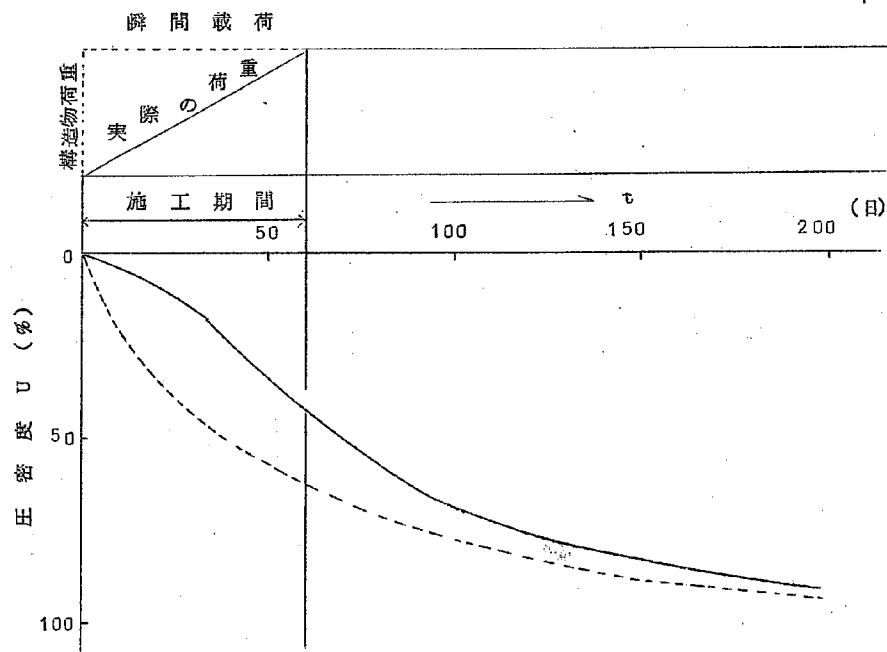
上式を用いて計算を行ない、計算は盛土中点、ノリ尻およびその間2点の計4点において行なつた。

4点における沈下量および沈下時間は次の表に示すとおりである。その結果より図Ⅲ-4には盛土による沈下量曲線を示してあり、図Ⅲ-5には圧密度と施工期間の曲線を示してある。

計算地点	全沈下量 (cm)	沈 下 t_{50} (日)	時 間 t_{90} (ヶ月)
A	1 9 5. 5 3	4 2. 2 5	6. 0 8
B	1 9 2. 4 6	4 1. 8 6	6. 0 1
C	1. 4 1. 7 5	2 8. 8 4	4. 1 4
D	2 3. 2 2	1 2. 9 7	1. 8 6



図Ⅲ-5 地盤の圧密度一時間曲線



2-2 すべり破壊に対する検討

前と同様無処理の基礎地盤に瞬間的に盛土を築造した場合の基礎のすべり破壊について考えてみた。

盛土荷重により圧密効果もたらす強度増加は考慮せず、前節の一軸圧縮試験結果を用いた。

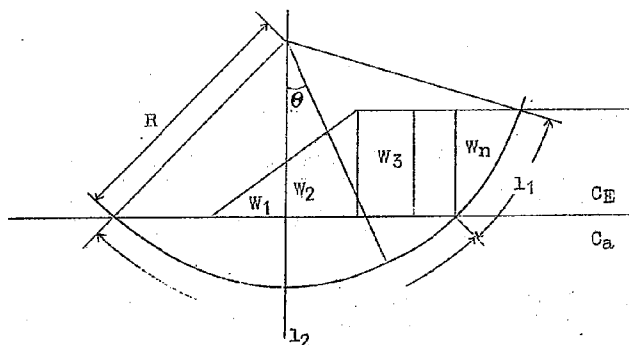
(内部まさつ角 $\varphi = 0$)

盛土断面は前と同様標準断面を用い盛土材料は関東ローム ($r_c = 1.35 \text{ t/m}^3$) を測定した。

安定計算は、すべり面の形状を円弧と仮定し、Slice Method により行なう。

$$\begin{aligned} \text{安全率 } F_s &= \frac{R \sum C e l_1 + R \sum C u l_2 + R \sum W \cos \theta \cdot \tan \varphi}{R \sum W \sin \theta} \\ &= \frac{\sum C e l_1 + \sum C u l_2 + \sum W \cos \theta \cdot \tan \varphi}{\sum W \sin \theta} \end{aligned}$$

以上より計算結果は、次図のようになる。



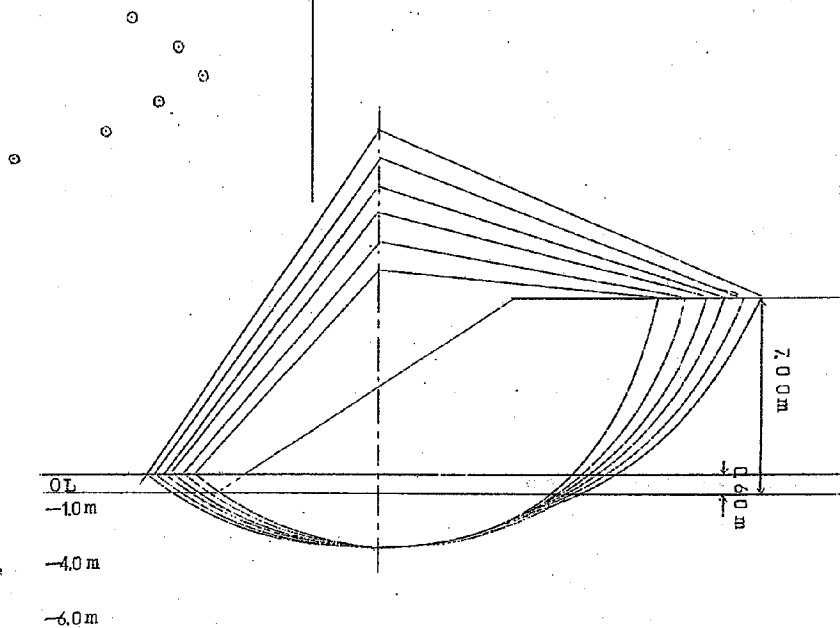
安定計算結果は図Ⅲ-6～図Ⅲ-8に示してあるが、計算結果を見ると安全率は1.0以下であつたため、なんらかの工法を施さなければならないと思われる。

また計算はノリ面を単一勾配とし、円弧の中心はノリの中心線上にあるとして計算を行なつた。

安全率 F_s

1.20 1.15 1.10

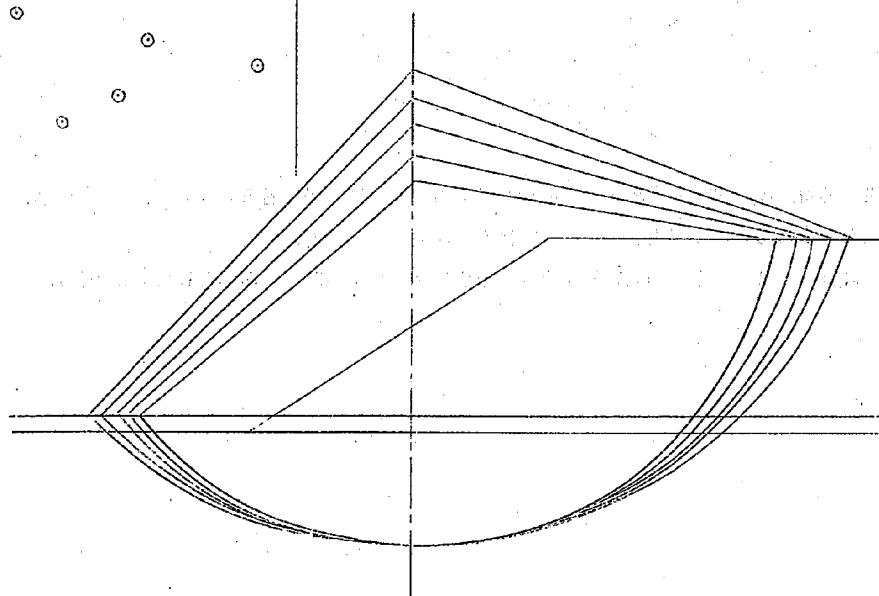
圖Ⅲ-6 安定計算 (深度 1.00 m)



安全率 F_s

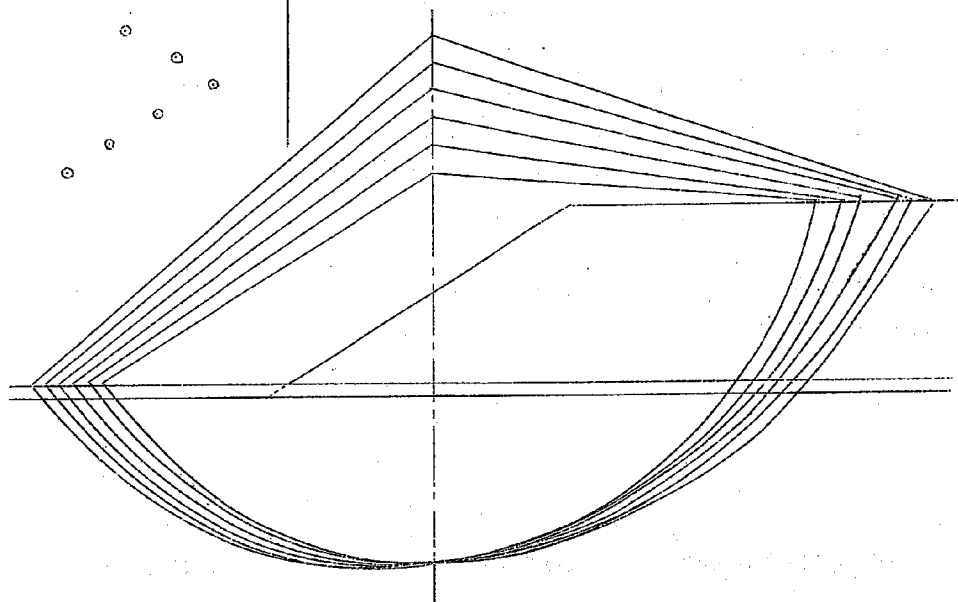
0.95 0.90 0.85

圖Ⅲ-7 安定計算 (深度 3.00 m)



安全率 F_s
0.90 0.85 0.80

圖Ⅲ—8 安定計算 (深度 6.00 m)



Ⅲ-3 サンドコンパクション工法の検討

3-1 サンドコンパクションの改良深さ

地中増加応力と原地盤の極限支持力の関係は応力図(図Ⅲ-2)に示すごとくである。

応力図より地盤改良の所要深さは、 $GL0 \sim 6.0m$ とする。

$GL0 \sim 6.0m$ としたのは、すでにこの深さにおいては砂層であり、有機質土層付近の緩い砂質ロームおよび砂層をも締固めるに十分であると考えたからである。

3-2 サンドコンパクションの間隔、有効断面積および圧入砂量の算出

ある深さの水平断面における地盤改良後の許容支持力 q_a と ΔP とのバランスは

$$q_a > \Delta p$$

砂柱断面 a の許容支持力 q_s と改要後の粘土の許容支持力 q_c とが面積に比例して複合地盤断面 A の許容支持力として Δp に抵抗すると仮定すると、

$$q_a = \frac{q_s a + q_c (A - a)}{A}$$

$$a = \frac{\Delta p - q_c A}{q_s - q_c} \quad (1)$$

砂柱断面の支持力が粘土部分の何倍必要であるかを知れば、砂柱の詰め方が決められる。

$$q_s = m q_c \quad \therefore m = \left(\frac{q_a}{q_c} - 1 \right) \frac{A}{a} + 1 \quad (2)$$

q_s は Terzaghi の式を利用すると

$$q_s = 0.3 d_r N_r + r D N_q$$

で表わされ、今支持力に対する安全率を2にとると

$$q_s = \frac{1}{2} (0.3 d_r N_r + r D N_q) \quad (3)$$

d : 砂柱の直径

D : 考える深さ

r : 砂の単位体積重量が地下水以下により中重量を用いる

N_r, N_q : 支持力係数

今サンドコンパクションによつて増大する粘土の圧縮強さ Δq_u は $20 \sim 30 \text{ t/m}^2$

(土木技術第18巻11号、サンドコンパクション工法)である。したがって同じく支持力に対する安全率2をとり Terzaghi の式より粘土許容支持力は

$$q_c = \frac{1}{2} \times 5.70 \times (C + \Delta C)$$

$$= 1.42 (q_u + \Delta q_u)$$

次に、サンドコンパクション間隔 $S = 1.50m$ としサンドコンパクションの配置は、図Ⅲ-9に示してある。

$$A = 2.25 \text{ m}^2 \quad (\text{正方形配置})$$

$$\text{有効断面} \quad a = 0.385 \text{ m}^2$$

$$\text{砂柱直径} \quad d = 0.700 \text{ m}^2$$

と仮定すると、原地盤における一軸圧縮強度は、表土の値（安全側）を用いる。

$$D=6.0 \text{ m}, q_u=1.6 \text{ t/m}^2, \Delta P=9.78 \text{ t/m}^2, \Delta q_u=2.5 \text{ t/m}^2$$

$q_a > 9.78 \text{ t/m}^2$ とならなければならない。

$$q_c = 1.42 (1.6 + 2.5)$$

$$= 5.82 \text{ t/m}^2$$

$$m = \left(\frac{9.78}{5.82} - 1 \right) \times \frac{2.25}{0.385} + 1$$

$$= 4.97$$

$$\therefore q_s = 5.82 \times 4.97 = 28.92 \text{ t/m}^2$$

(3)式より

$$N_q = \frac{1}{D} \left(\frac{2q_s}{\gamma} - 0.3dNr \right)$$

$$0.3dNr = 1.8 \text{ t/m}^2 \quad \gamma = 0.9 \text{ t/m}^3$$

$$N_q = \frac{1}{6.0} \times \left(\frac{2 \times 28.92}{0.9} - 1.8 \right)$$

$$= 10.3$$

$N_q > 10.3$ になるような砂柱の締りを N 値に換算すると（土質調査法図-12）

$$N > \frac{1}{12} (\varphi - 20)^2 = \frac{1}{12} (310 - 20)^2 = 101$$

$N > 101$ のとき、前出土木技術第18巻11号を参考にすることにより $0.1 < 0.790$

（安全側）になるように砂柱を締固める。

$N_q = 101$ のとき $N_r = 9.7$ であるから、砂柱の所要直径は仮定値より

$$d = \frac{1.8}{0.3 N_r} = \frac{1.8}{0.3 \times 9.7} = 0.619 \text{ m}$$

$$\therefore a = 0.383 \text{ m}^2$$

最初の仮定値 $a = 0.385 \text{ m}^2$ と上記の a の値がよく接近し、設計値としては、 $a = 0.385$ を採る。

次に圧入砂量の実算については突き固められる前の間ゲキ比 $e' = 1.20$ 位として、参考までに高さ 1 m の砂柱を作るに必要な砂の使用量 V_0 を求めておくと、

$$V_0 = \frac{e'}{e_1} \cdot a \times 1.0$$

$$= \frac{1.20}{0.790} \times 0.385 \times 1.0$$

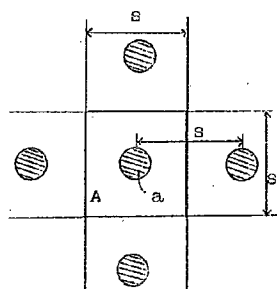
$$= 0.585 \text{ m}^3 \text{ となる。}$$

3-3 地盤改良後の沈下計算

沈下および沈下時間の計算に当つては次の仮定により行つた。

- 砂柱の突張りは考慮に入れない（安全側）
- 原地盤の土にあつては圧入砂量分だけの間ゲキ比の減少があり各層の $e \sim \log P$ 曲線を用いて計算を行なう。
- 砂柱はサンドドレーンと同様に含まれる水の脱水路として働き沈下時間の計算においては横方向のみの排水を考慮した。
- 載荷重は盛土荷重である。

沈下の計算



砂圧入前後の関係

（深さ方向 1 m について）

$$V_0 = V_0 (1 + e_0) \quad V_0 = A$$

$$V_1 = V_0 (1 + e'_0) \quad V_0 = A - a$$

$$\frac{V_1}{V_0} = \frac{1 + e'_0}{1 + e_0} = 1 - \frac{a}{A}$$

正方形配列により $A = S^2$

$$e'_c = \frac{e_0 (A - a) - a}{A}$$

今、 $A = 2.25 \text{ m}^2$ $a = 0.385 \text{ m}^2$ とすると

表土 $e_0 = 2.91$

$$e'_c = \frac{2.91 (2.25 - 0.385) - 0.385}{2.25} = 2.24$$

有機質土 $e_0 = 1.325$

$$e'_c = \frac{1.325 (2.25 - 0.385) - 0.385}{2.25} = 1.081$$

砂質ローム $e_0 = 3.24$

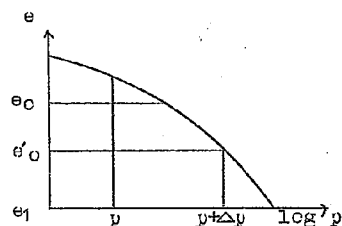
$$e'_c = \frac{3.24 (2.25 - 0.385) - 0.385}{2.25} = 2.51$$

次に $e \sim \log P$ 曲線を用いて沈下量の計算を行なうのであるが、サンドパイルの施工により、上記の間ゲキ比 e_0 から e'_0 の状態となり、先行圧密荷重により、土を圧密させた場合と同じ状態と考えられる。

一方無処理の原地盤に盛土を施工することにより，土の間ゲキ比は e_0 より e_1 に変化する。
したがって，今 $e'_0 > e_1$ の場合のみ間ゲキ比の減少があり，すなわち，圧密沈下が起
ると考える。

沈下量計算式

無処理の場合



$$\Delta S = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_c} H$$

サンドパイルの場合

$$\Delta S = \frac{e'_0 - e_1}{1 + e'_c} H$$

沈下時間の計算

前記のごとく砂柱，排水路を考え，サンドドレーンと同様に計算した。

すなわち，計算方法はBarronの方法を用いて，サンドドレーンの有効径を求め，土と基礎第
12巻6号『サンドドレーンの設計図表』中瀬明男の図表を使用して行なつた。

また，土と基礎第3巻12号に高木俊介の図表もあるが，サンドコンパクションの施工により
実際は地表面における沈下は一樣になると考えられる。

また， $\frac{d_e}{d_w} = n$ が小さく U_h 60% において同じ T_h に対して後者の図表の方が，かなり大き
な U_h を与えるという。以上を考慮して前者の図表を用いることにした。

サンドパイルの施工により圧密を支配するのは，水平方向の排水によるものが非常に大きく，
サンドドレーン間隔が長さの1/2 以下の場合には，鉛直方向の透水は無視してもよい『石井，倉田（
田（サンドドレーン工法）土と基礎の新工法より』といわれる。

以上より横方向のみの排水を考慮した。

水平圧密係数 C_h は水平方向の圧密試験より得られた値を用いる。

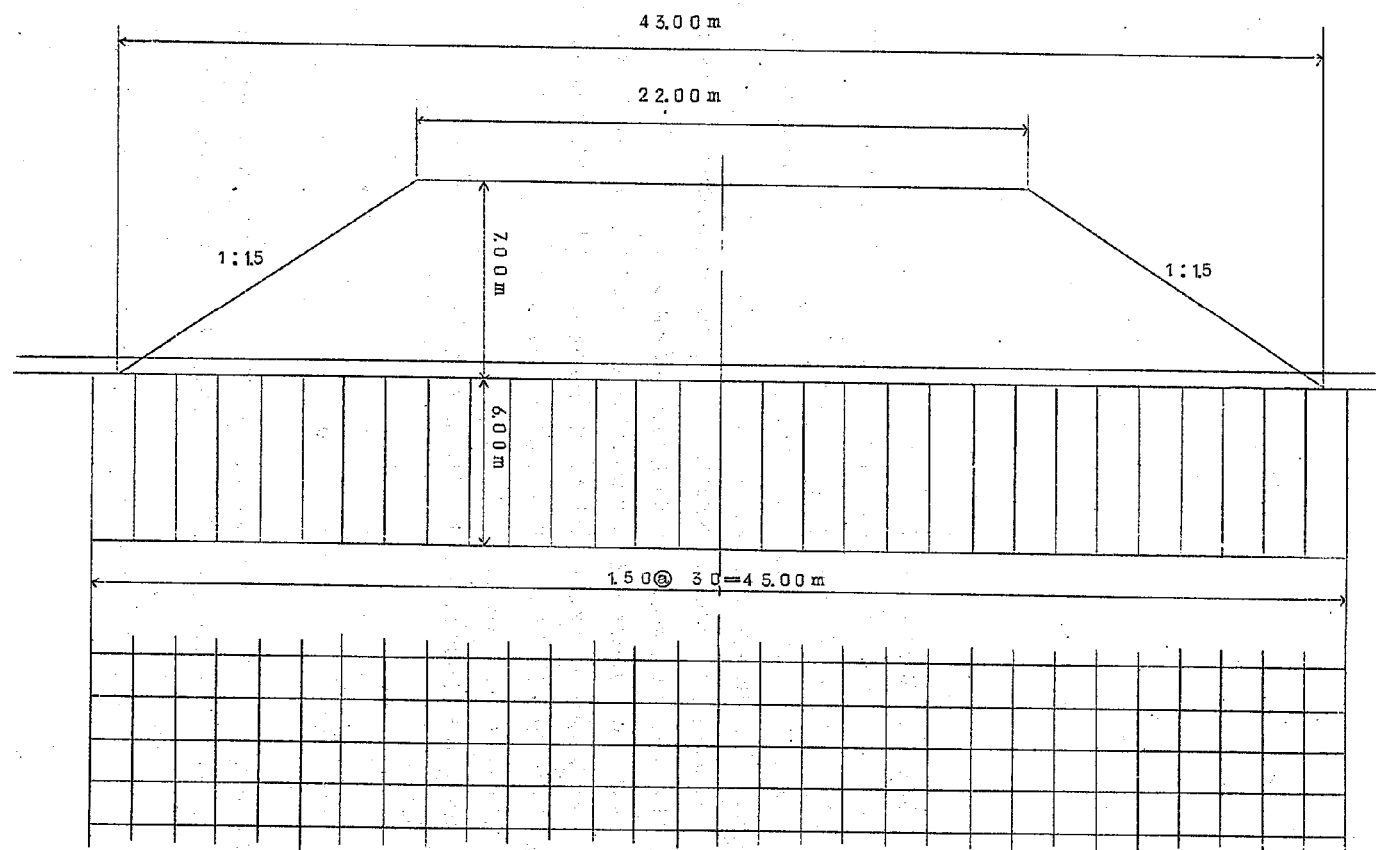
沈下時間の計算式は

$$t = \frac{T_h - d_e^2}{C_h} \text{ を用いる。}$$

各圧密度に対応する T_h の値を上記の図表より読み，上式に代入して瞬間載荷による時間一圧
密度の関係を求め，これを図式的に補正して（土と基礎の設計法その1）2ヶ月の漸増加荷重に
対する時間一圧密度の関係を求めた。

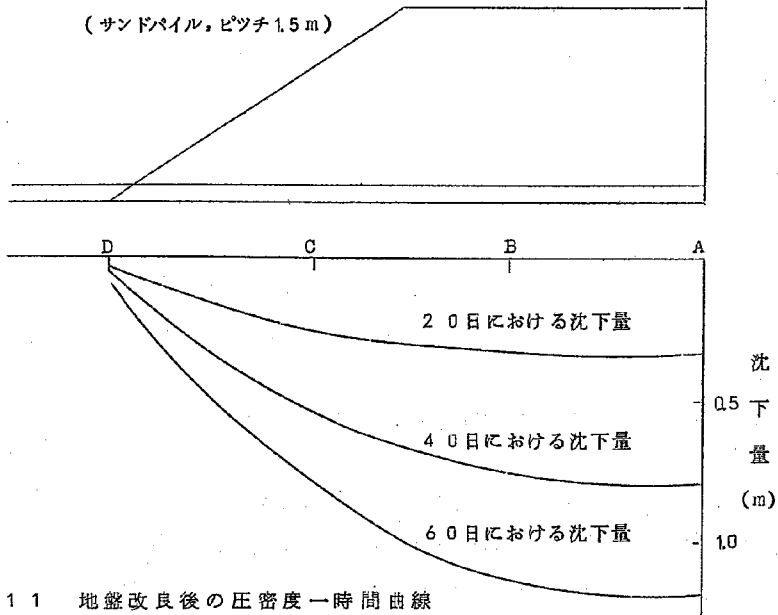
その結果は図Ⅲ-11に示した。図Ⅲ-10には横断面における沈下量と時間曲線を示してあ
る。

-45-

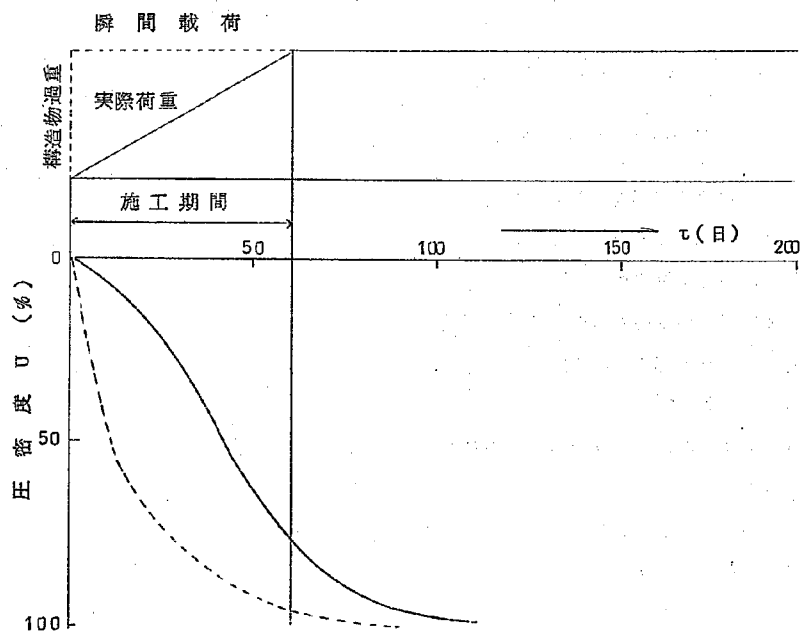


図面-9 サンドコンパクションパイロ配位置図

図Ⅲ-10 地盤改良後の沈下量一時間曲線



図Ⅲ-11 地盤改良後の圧密度一時間曲線



3-4 地盤改良後のすべり計算

設 計 条 件

A) 盛土本体および基礎地盤の条件は前記の節Ⅲ-1に同じとする。

B) サンドコンパクションパイル条件

有効断面積 $a = 0.385 \text{ m}^2$

パイル間隔 $s = 1.50 \text{ m}$

砂の単位体積重量 $\gamma_s = 1.90 \text{ t/m}^3$

砂の内部まさつ角 $\varphi = 30^\circ$

荷重分担能力比 $\frac{\sigma_s}{q_c} = 4.97$

C) 盛土工期 2ヶ月 盛土仕上り時の圧密度を90%とする。

D) 安全率

最終の安全率 $F_s \geq 1.30$ とする。

計算の仮定および計算式

a) 地盤中の応力分布は前述のごとくに Osterberg の図表を用いた。

b) すべり面は円弧とし、安全率が最小となる面を求め、安全率が1.25以下になるかを求めた。盛土部分はいくつかの区間に分けて、Driving Moment を求めた。

c) 複合地盤のセン断抵抗は次式により求める。これは単位面積あたりである。

複合地盤では、サンドパイルの圧密による原地盤のセン断強さが増大するとともに締固められたサンドパイルに応力が集中し、砂のセン断抵抗も十分期待できるものとして

$$\tau = \frac{A_s}{A} \left\{ I_z P \frac{\sigma_s}{a} + (\gamma_s - 1) Z \right\} \tan \varphi \cos^2 \theta + \frac{A_c}{A} \left(C_0 + I_z P U \frac{q_c}{a} \tan \varphi_c \right)$$

τ : 複合地盤の予想すべり面セン断抵抗

A_s : コンパクションパイルの断面積

A : 複合地盤の基本単位面積

A_c : 複合地盤基本単位内の軟弱土部分の面積

σ_s : サンドパイル上部にかかる応力

σ_c : 軟弱土にかかる応力

I_z : Osterberg の図表より求める地中応力

P : 盛土による荷重

σ : 複合地盤単位面積にかかる応力

γ_s : サンドパイルの単位体積重量

Z : GLよりすべり面までの深さ

φ : サンドパイルの内部まさつ角

θ : すべり面と水平面とのなす角

C_0 : 軟弱地盤の粘着力

U : 圧 密 度

φ_a : 粘着力増加係数角

したがって、すべり面の複合地盤内の円弧の長さを l 、すべり円弧の半径を R とすると、
複合地盤の Resisting Moment は

$$M = \tau l R$$

盛土部分の Resisting Moment は、盛土材料の粘着力を C_1 とすると、

$$M = C_1 l_1 R$$

である。

すなわち、全 Resisting Moment は

$$M_r = \sum \tau l R + \sum C_1 l_1 R$$

○ d) Driving Moment は、基礎地盤内においては、円弧の中心において対称なので、計算は省略して盛土部分のみの Driving Moment を考えた。

$$M_d = \sum W x$$

W : 重量

x : モーメントのアームの長さ

したがって、すべりに対する安全率 F_s は

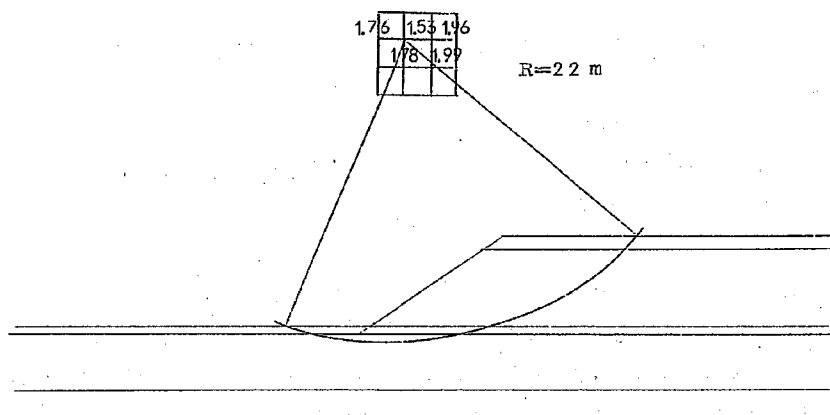
$$F_s = \frac{M_r}{M_d}$$

で計算される。

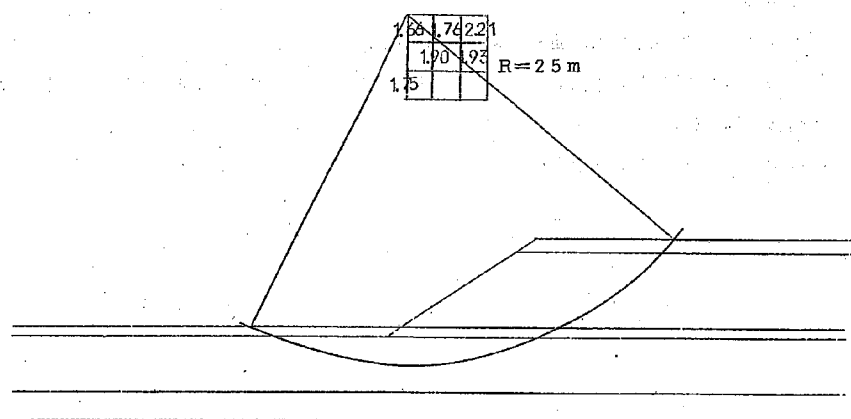
○ サンドパイルの配置は図Ⅲ-9に示してある。

すべりの計算結果は図Ⅲ-12～図Ⅲ-14にそれぞれ半径を変えて行なつた結果である。

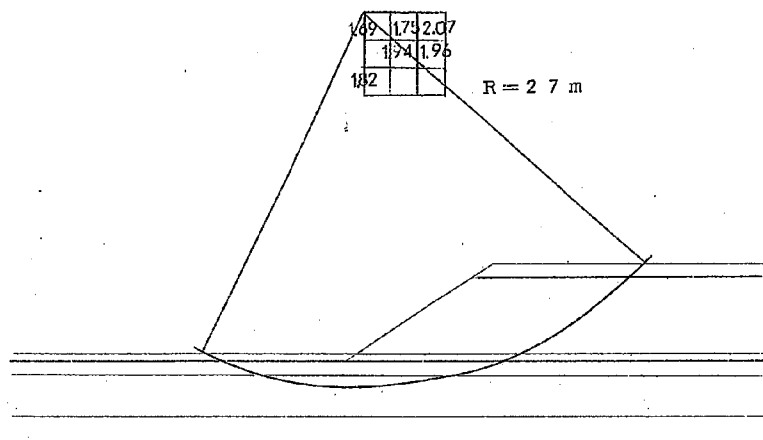
最少の $F_s = 1.53$ であつた。



図Ⅲ-12 半径 22 m のスベリ計算結果



図Ⅲ-13 半径 22 m のスベリ計算結果



図面-14 半径 27 m のスベリ計算結果

3-5 サンドコンパクションの再検討 (パイル間隔 2.00 m)

3-5-1 改良地盤の支持力に関する検討

サンドコンパクションによつて増大する粘土の圧縮強さ $\Delta P = 2.0 \text{ t/m}^2$ とし、支持力に対する安全率を 1.25 とする。

また、荷重分担能力 $m = \sigma_s / \sigma_c = 5.0$ になるようにパイル間隔および有効断面積を決定する。

Terzaghi の式より

$$\begin{aligned} q_c &= \frac{1}{1.25} \times 5.7 (C + \Delta C) \\ &= \frac{1}{1.25} \times 2.85 (q_u + \Delta q_u) \\ &= \frac{1}{1.25} \times 2.85 (1.60 \times 2.00) \\ &= 8.21 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

原地盤における一軸圧縮強度 q_u は表土の値を用いる。

$$q_s = m q_c = 41.05 \text{ t/m}^2$$

$$a = \frac{\Delta p - q_c}{q_s - q_c} A$$

パイル間隔 $S = 2.00 \text{ m}$ とし、配位置は図 III-15 に示し、有効断面積は $A = 4.00 \text{ m}^2$ である。

$$a = \frac{2.78 - 8.21}{41.05 - 8.21} \times 4.00 = 0.192 \text{ m}^2$$

今パイル径 $d = 0.50 \text{ m}$ とすると、 $a = 0.197 \text{ m}^2$ となり以後の検討は、この値を用いる。

3-5-2 沈下値および沈下時間の計算

砂の圧入後の間ゲキ比を求めて、その値を用いて沈下値の計算を行なう。

$$A = 4.00 \text{ m}^2 \quad a = 0.197 \text{ m}^2 \text{ とすると}$$

表土 $e_o = 2.91$

$$e'_c = \frac{2.91(4.00 - 0.197) - 0.197}{4.00} = 2.72$$

有機質土 $e_o = 13.25$

$$e'_c = \frac{13.25(4.00 - 0.197) - 0.197}{4.00} = 12.55$$

砂質ローム $e_o = 3.24$

$$e'_c = \frac{3.24(4.00 - 0.197) - 0.197}{4.00} = 3.03$$

沈下量計算式は $\Delta S = \frac{e'_0 - e_1}{1 + e'_0} H$ を用いる。

沈下時間の計算に用いる圧密係数 C_h の値は、有機質土の値 $C_h = 5.4 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$ を使用する。

なぜなら、表土および砂質ロームは層が薄いので鉛直方向の排水が可能と思われる。鉛直方向の排水が最も少なく圧密土の多い有機質土の値を用いることにした。

$$C_h = 5.4 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec} = 3.24 \times 10^{-1} \text{ cm}^2/\text{min}$$

$$d_w = 1.128d = 22.56 \text{ cm}$$

$$n = \frac{d_w}{d_v} = 4.51$$

上記の値を用いて沈下時間を求める。

$$t_{50} = \frac{T_{h50} \times d_w^2}{C_h} = 84 \text{ 日}$$

$$t_{90} = \frac{T_{h90} \times d_w^2}{C_h} = 26.8 \text{ 日}$$

以上の結果を図にしたのが、図Ⅲ-16～図Ⅲ-17である。

3-5-3 すべり計算

パイルの配置は図Ⅲ-15に示すように2 m間隔とし、すべり面は前節の3-4において求められた。各半径の安全率最少値を得たすべり面において検討を行なった。

計算式には3-4において用いた式を用いる。

すべり計算結果は次のようである。

$$\text{半径 } R=2.2 \text{ m の時} \quad F_s=1.45$$

$$R=2.5 \text{ m} \quad F_s=1.56$$

$$R=2.7 \text{ m} \quad F_s=1.59$$

以上の結果を得た。

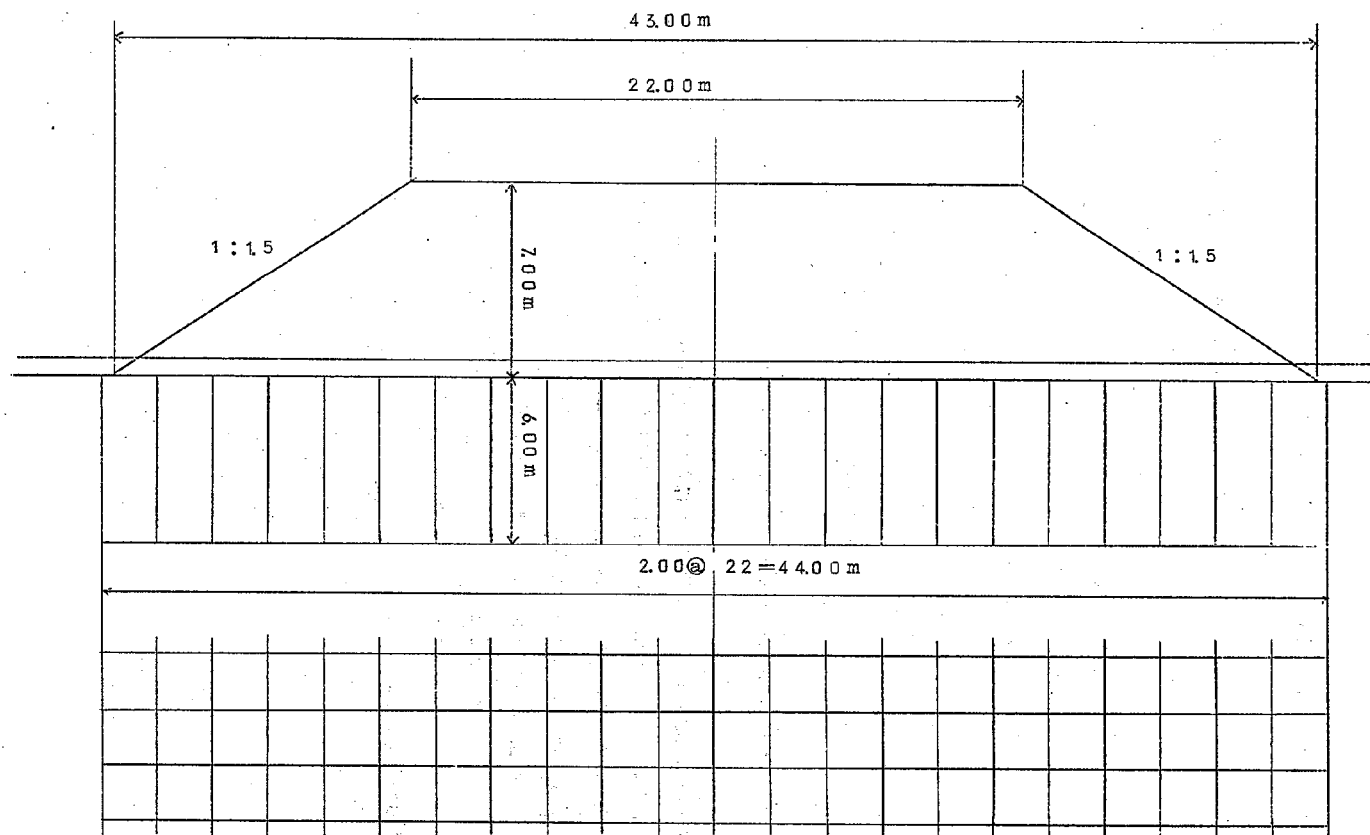
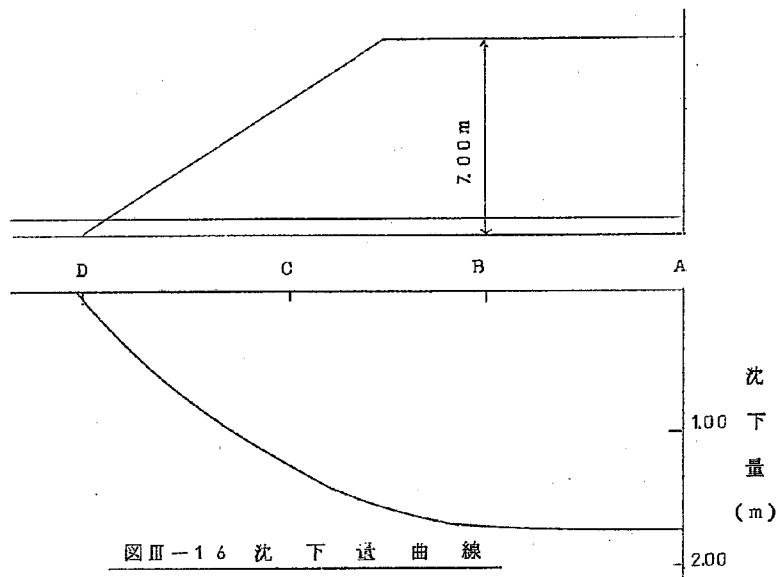
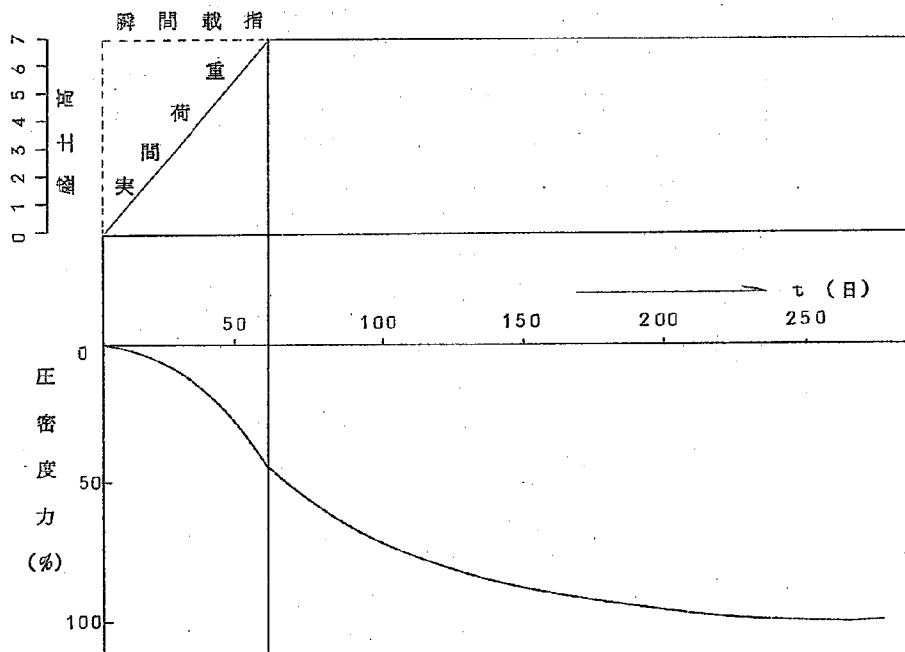


図 Ⅲ-15 サンドコンパクションパイル配位置図



図Ⅲ-16 沈下速曲線
(サンドパイル, ピッチ20m)



図Ⅲ-17 地重改良後の圧密度一時間曲線
(サンドパイル, ピッチ20m)

3-6 サンドコンパクションパイル打設後の沈下計算におけるもう一つの考え方

沈下計算において、原地盤の土は、圧入砂量分だけの間隙比の減少があり、各層の $e \sim \log P$ 曲線を用いて $\Delta S = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} H$ より計算を行ない、サンドコンパクションパイルの施工によつても地中分布応力状況は変わらないという仮定は、前述と同様であるが、ここにおいては、次の仮定を加える。

すなわち、砂柱の突張りを考慮して沈下は軟弱粘土にかかる荷重強度 σ_c により決定すると考える。

$$\begin{aligned} \text{パイルピッチ } 1.50 \text{ m} & \quad A = 2.25 \text{ m}^2 \\ \text{パイル直径} & \quad d = 0.70 \text{ m} \\ \text{パイル有効断面} & \quad A_s = 0.385 \text{ m}^2 \\ \text{荷重分担比} & \quad n = \sigma_s / \sigma_c = 5.0 \\ \sigma A = \sigma_s A_s + \sigma_c A_c = \sigma_c (n A_s + A_c) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \therefore \frac{\sigma_c}{\sigma} &= \frac{A}{n A_s + A_c} \\ \frac{\sigma_c}{\sigma} &= \frac{2.25}{5 \times 0.385 + 1.865} = 0.59 \end{aligned}$$

A 点

H	e'_0	e_1	$\frac{e_0 - e_1}{1 + e'_0} H$
100	2.24	2.51	0
300	1.081	7.80	76.47
200	2.51	2.80	0

$$\begin{aligned} \Sigma \Delta S \\ = 76.47 \text{ cm} \end{aligned}$$

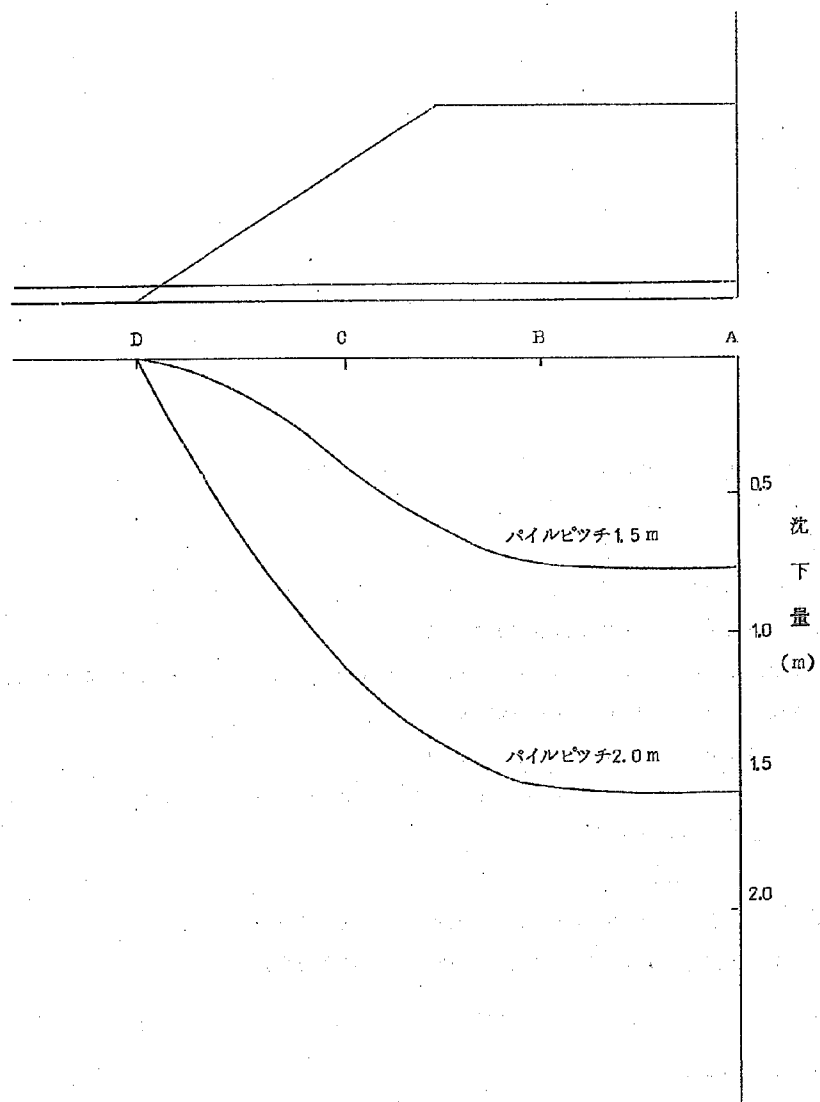
$$\begin{aligned} \text{パイルピッチ } 2.00 \text{ m} & \quad A = 4.00 \text{ m}^2 \\ \text{パイル直径} & \quad d = 0.50 \text{ m} \\ \text{パイル有効断面積} & \quad A_s = 0.197 \text{ m}^2 \\ \text{荷重分担比} & \quad n = \sigma_s / \sigma_c = 5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_c}{\sigma} &= \frac{A}{n A_s + A_c} \\ \frac{\sigma_c}{\sigma} &= \frac{4.00}{5 \times 0.197 + 3.803} = 0.84 \end{aligned}$$

H	e'_0	e_1	$\frac{e'_0 - e_1}{1 + e'_0} H$
100	2.72	2.38	9.14
300	1.255	6.65	130.62
200	3.03	2.68	17.37

$$\begin{aligned} \Sigma \Delta S \\ = 157.13 \text{ cm} \end{aligned}$$

以上の計算結果を比較するために他の点において計算した値を用いて図Ⅲ-18に示した。



図Ⅲ-18 サンドパイル配位置の変化による沈下量曲線

Ⅲ-4 押え盛土工法による検討

盛土本体条件および基礎地盤条件はⅢ-1に同じ。

押え盛土条件は厚さ0.6mのサンドマットの上部に本体盛土と同じ材料を用いる。

押え盛土下部のサンドマットのせん断抵抗は考慮する。

4-1 一次盛土および二次盛土の安定

一次盛土および二次盛土としての限界盛土高を基礎地盤のすべりに対する安定および支持力に対する安定の両面より検討を加え決定する。

A) 一次盛土高

原地盤において一次盛土として可能な高さは図Ⅲ-19～図Ⅲ-21のすべり計算結果より4.0mであるが、

$$\begin{aligned} \text{一方原地盤の極限支持力 Terzaghi の式より, } P_{\max} &= 5.70 C_0 = 5.70 \times 0.8 \\ &= 4.56 \text{ t/m} \quad \text{であり} \end{aligned}$$

3.00mの盛土荷重の場合には、

$$\Delta P = 0.60 \times 1.90 + 2.40 \times 1.35 = 4.38 \text{ t/m}$$

したがって、ここに一次盛土高として3.00m可能である。

また、押え盛土高は同様に3.00mとする。

B) 二次盛土高

次に一次盛土荷重による圧密密度90%に達する時を持ち二次盛土を施工する。

この時の強度は図Ⅲ-22に示すとうりである。

(この図は一次盛土による地中応力分布 ΔP を求め $C_1 = C_0 + 0.3 \times 0.9 \Delta P$ より決定した。何故なら $\Delta C / \Delta P = 0.3$ と仮定した。)

したがって、盛土中点における極限支持力は、

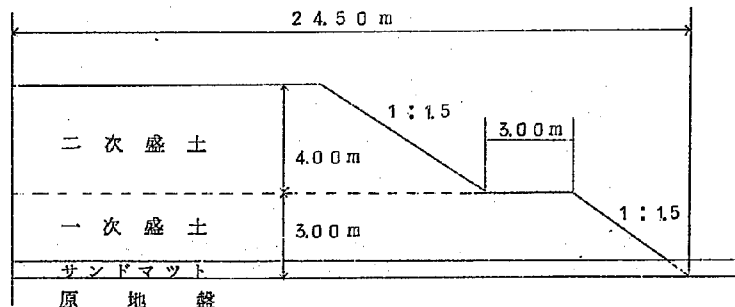
$$P_{\max} = 5.70 C_1 = 5.70 \times 1.98 = 11.28 \text{ t/m}$$

また、7.00m盛土荷重は、

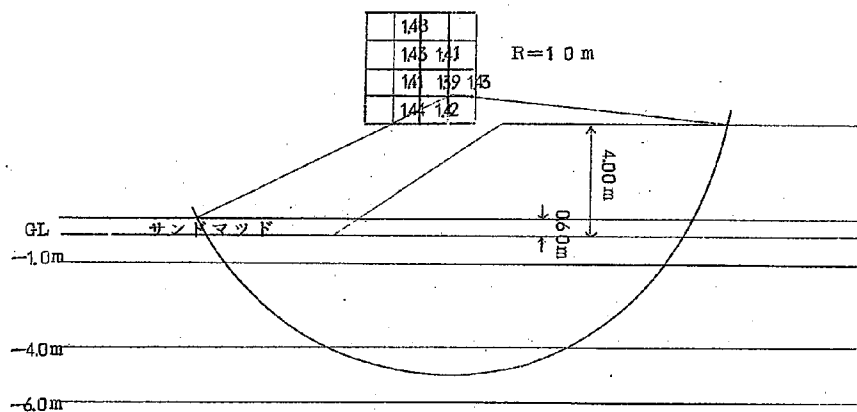
$$\Delta P = 9.78 \text{ t/m}$$

また、二次盛土直後のすべりに対する安定計算結果は図Ⅲ-22に示す。

以上より一次盛土、二次盛土の施工は下図のように行なう。



二次盛土完成断面による90%圧密後のすべりに対する安定計算結果は図Ⅲ-23に示す。安全率は $FS = 1.44$ となつている。



図Ⅲ-19 すべり計算

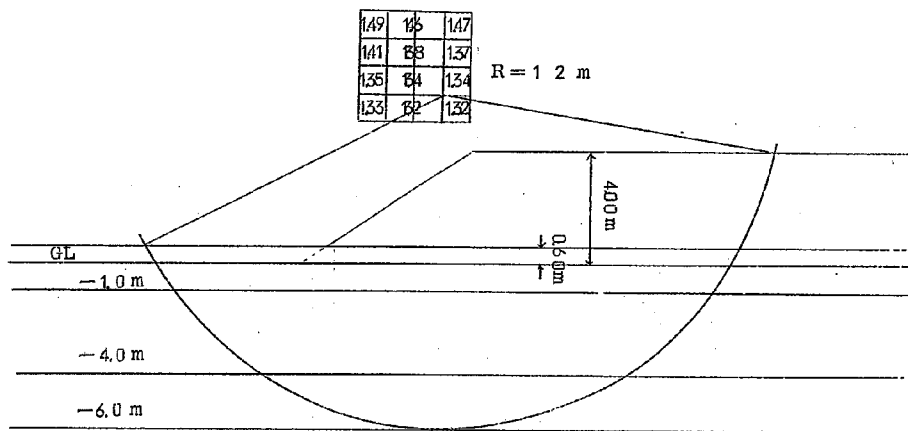


図 Ⅲ-20 すべり計算

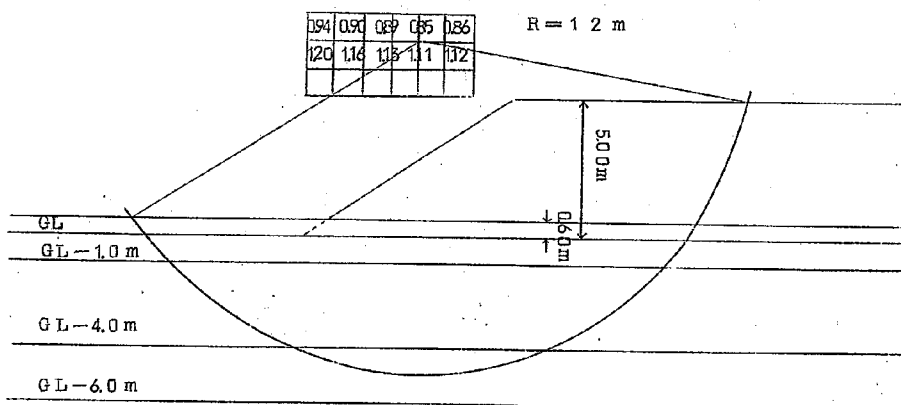


図 Ⅲ-21 すべり計算

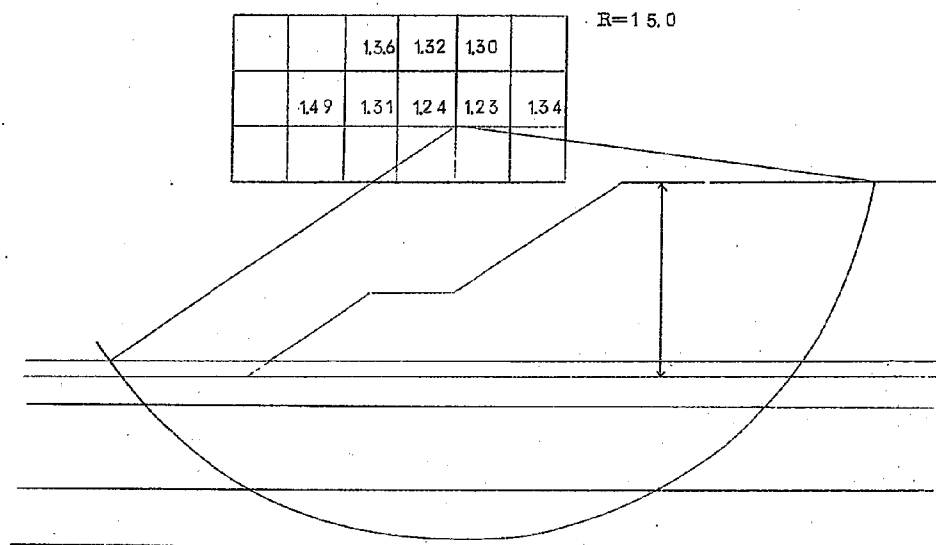


図 冊 - 2 2 二次盛土完了直後のすべり計算

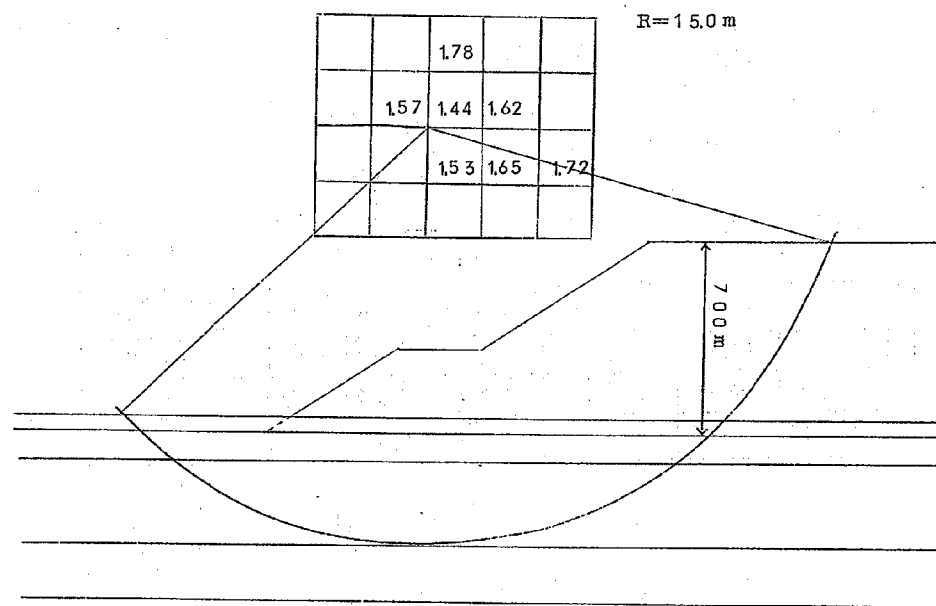


図 冊 - 2 3 完成盛土による 90% 圧密後のすべり計算

4-2 沈下計算

圧密沈下量および圧密時間の計算は盛土断面中央点において行なう。

また、一次盛土および二次盛土の増加応力に対応する圧密係数より、圧密度-時間関係を求めこれより一次盛土期間一ヶ月、二次盛土期間二ヶ月の漸増荷重に対する補正を加えれば、図Ⅲ-24、図Ⅲ-25のようになる。

A) 一次盛土

	H (cm)	$P_0 \text{ kg/cm}^2$	$\Delta P \text{ kg/cm}^2$	$C_v \text{ cm}^2/\text{sec}$	$H_1 \sqrt{C_v \sigma / C \gamma_1}$
表土	100	0.018	0.438	2.29×10^{-2}	69.60
有機質土	300	0.096	0.438	5.99×10^{-3}	408.40
砂質ローム	200	0.236	0.437	1.11×10^{-2}	200.00

$$H' = 678.00 \text{ cm}$$

$$\tau_{50} = \frac{0.197 \times (678.0/2)^2}{1.11 \times 10^{-2} \times 8.64 \times 10^4} = 23.6 \text{ 日}$$

$$\tau_{90} = \frac{0.848 \times (678.0/2)^2}{1.11 \times 10^{-2} \times 8.64 \times 10^4} = 101.7 \text{ 日}$$

$$= 3.4 \text{ ヶ月}$$

B) 二次盛土

	H (cm)	$P_0 \text{ kg/cm}^2$	$\Delta P \text{ kg/cm}^2$	$C_v \text{ cm}^2/\text{sec}$	$H_1 \sqrt{C_v \sigma / C \gamma_1}$
表土	100	0.456	0.534	1.68×10^{-2}	65.90
有機質土	300	0.534	0.527	1.92×10^{-3}	585.00
砂質ローム	200	0.673	0.507	7.30×10^{-3}	200.00

$$H' = 850.90 \text{ cm}$$

$$\tau_{50} = \frac{0.197 \times (850.9/2)^2}{7.30 \times 10^{-3} \times 8.64 \times 10^4} = 56.6 \text{ 日}$$

$$= 1.9 \text{ ヶ月}$$

$$\tau_{90} = \frac{0.848 \times (850.9/2)^2}{7.30 \times 10^{-3} \times 8.64 \times 10^4} = 242.5 \text{ 日}$$

$$= 8.1 \text{ ヶ月}$$

以上の計算より長期にわたつて沈下が断続すると思われる。

したがつて、なんらかの工法（サンドドレーン）を施す必要があると考えられる。

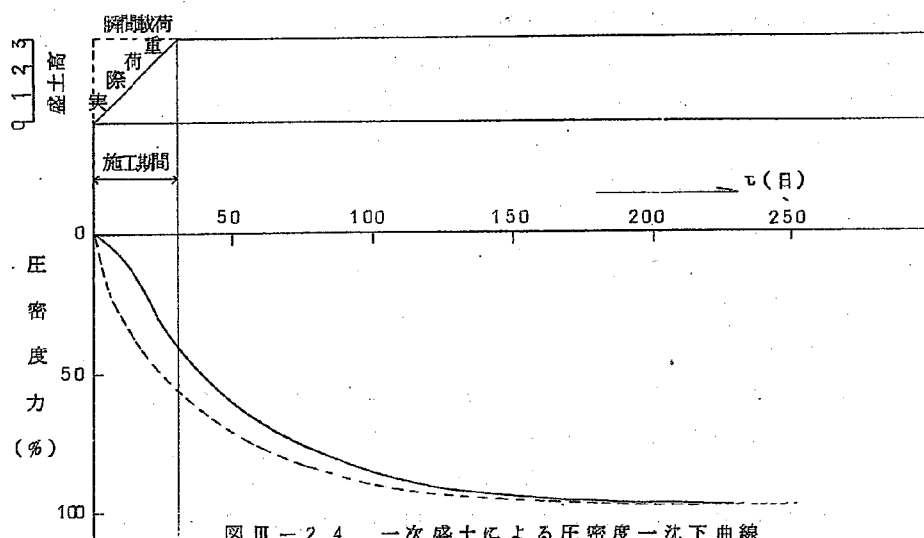


図 Ⅲ-2 4 一次盛土による圧密度-沈下曲線

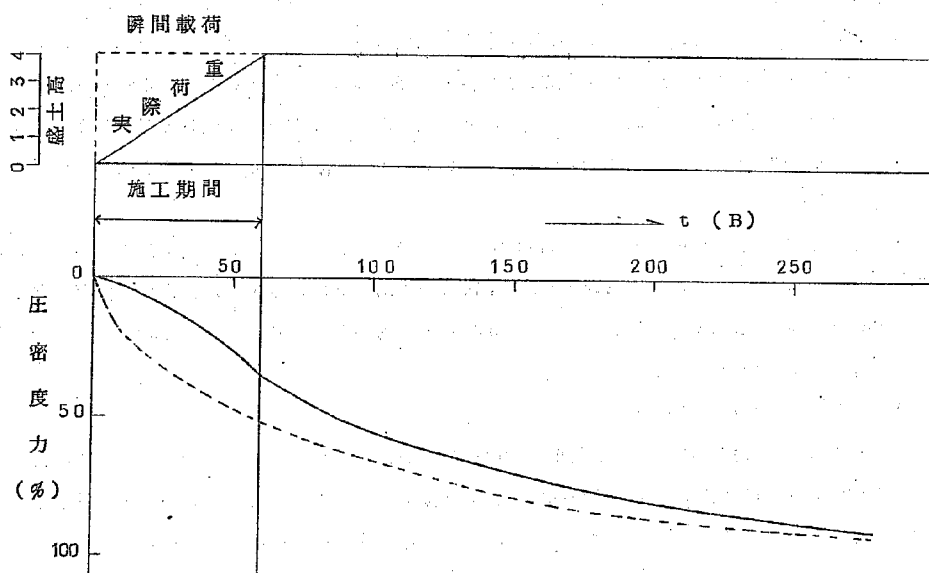


図 Ⅲ-2 5 二次盛土による圧密度-沈下曲線

IV 仮定および問題点

以上検討を行なってきたが、諸々の仮定の上に立てた設計々算であり、サンドコンパクション工法はまだ歴史が浅く、それに合う新しい安定理論の裏付けが乏しい現在実施例の解析と共に今後多くの未解の点を室内実験と並行して解明して行く必要がある。

ここにおいては、本報告書の検討に用いた仮定および問題点と思われる一端を示す。

- 1) 原地盤の土質条件は前記「基礎地盤調査」の資料の非常にばらつきの多いものより平均的なものを想定して各々の検討を進めた。

たとえば圧密係数の値であるが、載荷応力の増加と共に減少することは、容易に想像できるが増加することは考えられぬことである。

- 2) 軟弱層としてGL-6.00mまでを対象とした。

これは砂層が約8.00mあり、下部軟弱層への影響が少いと見られるからである。

- 3) 検討の一つの項として基礎の支持力の加えかたが基礎の破壊すなわち塑性流動という点においては、すべりに対する検討と重複する。

しかし、基礎地盤のみの強度から盛土の安定をチェックする意味で必要であろう。

- 4) 沈下計算においては、二次圧密は考慮せず24時間圧密の定常の実験結果より計算を行なった。

これは、実際の軟弱層については二次圧密は一次圧密の中に含まれてしまい圧密の進行は、一次圧密のみを取扱った。Terzaghiの圧密理論を用いて解析を行なった。

- 5) 実際には圧密係数 C_v 、透水係数 k 、体積圧縮係数 m_v を一定とすTerzaghi理論とは異つた圧密現象を示すことが想像できるが、最終的には、一致すると考えられる。

例えば圧密初期においては圧密の進行は早く終期に近づくに従つて遅れるであろう。

- 6) 地盤強度の増加度は $\Delta C/\Delta P = 0.3$ としたが、実験の結果(図II-8より)は $\Delta C/\Delta P \approx 0.5$ である。

しかし強度増加は圧密の進行より後行する。従つて $\Delta C/\Delta P = 0.3$ と安全側に見積つた。

- 7) サンドコンパクション工法については、荷重分担比 $q_s/q_c \approx 5.0$ と仮定して検討を進めたが、地盤強度が大きくなるに従つて砂柱の強度も要求されることになる。

今後の研究を要する点と思われる。

- 8) 沈下計算には砂柱の抵抗は考慮しなかつた。

しかし、砂柱打設による沈下阻止は考慮した。例えば、サンドコンパクション打設により砂量の置換に相当する沈下阻止率は2~3倍期待できるようである。しかし沈下量阻止の原因として定量的な値の設計への導入は、今後の研究を待たねばならない。

V 結 語

無処理で盛土を行なえば沈下量は約2.00mであり、90%圧密させるには、2.00日以上の日数が、必要となり、現在のように急速施工を行なうには、時間の浪費であり、また、安定計算によれば安全率は、1.0を大中に割り0.82である。このためなんらかの地盤処理工法が必要で

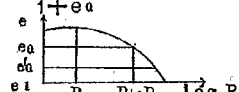
ある。そこで特に新しく考案された土質安定工法のサンドコンパクション工法について検討を行なつて見た。

なぜならば、この地盤は有機質土層が2～3 mも有り、不同沈下が考えられるそれを少なくするために地盤中にしまつた砂柱を作ることにより不同沈下を阻止することができる。また砂柱を作ることにより沈下量も大巾に減少できる。

砂柱間隔が1.5 mの場合には、沈下量は約1.3 mで無処理の場合より70%も減少され沈下時間についても90%圧密に70～80日であり無処理よりも短時間で完了する。また、間隔が2.0 mの場合には沈下量は、約1.7 mで90%圧密には、100日程度であり、安定計算の結果は2.0 m間隔の場合の安全率は1.45であり、施工時の安全率としては十分と思われる。

また参考までに押え盛土法についても検討を行なつた、盛土段階は二段階に分け、一次盛土高さは支持力の計算より3 mまで盛ることができる。二次盛土高は、4 m盛るとして、二次盛土完成直後の安全率は1.24であり、90%圧密完了後の安全率は1.44となりまず、安全であるが、沈下量は大きく沈下時間は長期の日数を必要とする。また不同沈下も考えられるためサンドコンパクション工法による処理工法を用いたほうが良いと思われる。

京葉道路基礎地盤調査報告書 正誤表

ページ	個 所	誤	正
まえがき	上 4 行	試験益土	試験盛土
P 1	下 9 行	一軸圧縮強度 $8 q_u$	一軸圧縮強度 q_u
P 1	下 3 行	火山灰、質粘性土	火山灰質粘性土
P 2	上 8, 9 行	γ_u	γ_t
P 8	下 2 行	キヤサブランデ法	キヤサグランデ法
P 13	上 1 行	C_u	C_v
P 13	上 3 行	排水が防げる	排水が防げられる
P 17	表 題	圧縮試験結果	圧密試験結果
P 25	下 2 行	圧縮係数	圧密係数
P 26	上 1 行	強く強合された外力	強く結合され外力
P 26	下 4 行	時間 T_{aa}	時間 t_m
P 28	表 II - 1 1	圧密密応力	圧密応力
"	"	一軸圧縮強度 g_u	一軸圧縮強度 q_u
P 29	表 II - 1 2	一軸圧縮強度 g_u	一軸圧縮強度 q_u
P 30, P 31	表 縦 軸	q_u	q_u
P 35	上 17 行	$H' = \sum H_i \sqrt{C_{u0}/C_{ui}}$	$H' = \sum H_i \sqrt{C_{v0}/C_{vi}}$
P 41	上 10 行	複合地盤断面	複合地盤断面
"	上 15 行	$q_s = m q_c$	$q_s = m q_c$
"	下 14 行	安全率を Z に	安全率を 2 に
"	下 10 行	により中重量	により水中重量
P 42	上 2 行	$d = 0.700 m^2$	$d = 0.700 m$
"	上 10 行	$q_s = 5.82 \times 4.97$	$q_s > 5.82 \times 4.97$
"	下 3 行	$V_c = \frac{e_1}{e_1'}$	$V_c = \frac{e_1}{e_1'}$
P 43	上 13 行	$V_a = A - a$	$V_1 = A - a$
"	上 14 行	$v_1 = \frac{1 + \frac{e_1'}{e_1}}{1 + \frac{e_1'}{e_1}}$	$\therefore \frac{v_1}{v_0} = \frac{1 + \frac{e_1}{e_1}}{1 + \frac{e_1}{e_1}}$
P 44	上 の 図		
P 44	下 14 行	また $\frac{d_e}{d_w} = n$ が小さく $U_n > 60\%$	また $\frac{d_e}{d_w} = n$ が小さく $U_n > 60\%$
P 44	下 10 行	倉田 (田 (サンドフレン	倉田 (サンドフレン
P 44	下 6 行	$t = \frac{T_n - d e_1}{C_n}$	$t = \frac{T_n - d e_1}{C_n}$
P 47	中間の式	$\tau = \frac{AS}{A} \{ I_z P \sigma_s + (\gamma_z - 1) Z \}$	$\tau = \frac{AS}{A} \{ I_z P \sigma_s + (\gamma_z - 1) Z \}$
P 48	下 6 行	$\tan \varphi \cos^2 \theta + \frac{Ac}{A} (\dots)$	$\tan \varphi \cos^2 \theta + \frac{Ac}{A} (\dots)$
P 48	下 6 行	$F_s = \frac{M_c}{M_0}$	$F_s = \frac{M_c}{M_d}$
P 49	図 III - 13	半径 2.2 m の	半径 2.5 m の
P 51	上 5 行	荷重分担能力 $m = \sigma_s / \sigma_0$	荷重分担能力比 $m = \sigma_s / \sigma_0$
P 54	図 III - 17	瞬間載荷	瞬間載荷
"	"	実間荷重	実際荷重
"	"	圧密度力	圧密度 U
"	"	地重改良後	地盤改良後
P 55	A 点の表中	e_1	e_1
P 57	上 18 行	圧密度	圧密度
P 62	図 III - 24	圧密度力	圧密度 U
"	図 III - 25	圧密度力	圧密度 U