

地質調査報告書

稲毛海浜公園地質調査委託

昭和60年10月

栄和コンサルト株式会社



御 挨拶

千葉市役所 殿

この度御依頼のありました下記件名の調査結果を別紙の通り
御報告申し上げます。

稲毛海浜公園地質調査

本報告書について御意見、御質問がございましたら、当社社員
に御申し付け下さい。


当社技術部が誠実に御相談申し上げますので、何卒忌憚のない
御意見、御批判を御寄せ下さるよう御願ひ申し上げます。

昭和60年11月

栄和コンサル
 株式会社

千葉県千葉市稲毛町161-4(三和ビル)

電話 0472(47)3161(代表)

代表取締役 佐藤 

担当者 長田 

目 次

I 調査概要	P 1
II 地盤概要	P 14
III 調査結果	P 16
1. ボーリング及び標準貫入試験結果	P 16
(1) 調査地の地盤構成	P 16
(2) 調査地点の地層・土層区分	P 18
(3) 各土層の説明	P 19
(4) ボーリング孔内第1確認水位	P 25
2. 室内土質試験結果	P 25
(1) 試験結果の一覧	P 25
(2) W_n 及び γ_t の各土層の分布	P 25
(3) 粒度組成	P 36
(4) コンシステンシー特性値	P 46
(5) セン断強度特性値	P 48
(6) 圧密特性値	P 50
IV 地盤の液状化の可能性	P 57
1. 液状化概説	P 57
2. 液状化の判定	P 58
(1) 判定式	P 58
(2) 液状化の判定	P 61
3. 液状化による土質定数の低減法	P 66

V	設計用上質定数の提案	P 67
1.	C, ϕ , r_t の提案	P 67
(1)	N値等からのC, ϕ , r_t 値	P 67
(2)	C, ϕ , r_t の提案	P 70
2.	変形係数について	P 74
(1)	変形係数の推定法	P 74
(2)	変形係数の提案	P 74
3.	透水係数について	P 77
(1)	透水係数の推定法	P 77
(2)	透水係数の提案	P 78
4.	まとめ	P 79
VI	基礎考察	P 80
1.	支持地盤について	P 80
2.	基礎形式及び基礎工法について	P 81
3.	杭1本当りの長期鉛直許容支持力の算定	P 85
(1)	算定式	P 85
(2)	算定条件	P 87
(3)	算定	P 88
4.	負の周面摩擦力の検討	P 90
(1)	検討式	P 90
(2)	検討条件	P 91
(3)	単杭における検討	P 93
(4)	2本打ちにおける検討	P 95

5. 杭1本当りの長期鉛直許容支持力	P 99
6. 水平方向地盤反力係数：khの算定	P 100
(1) 算定法	P 100
(2) 算定	P 101

付 図

調査地点位置図	ホルダー
土質柱状図	
推定地層断面図	ホルダー
室内土質試験結果	

巻 末

調査記録写真

1 調査概要

調査件名：稲毛海浜公園地質調査

調査場所：千葉県千葉市磯辺地内

調査期間：昭和60年8月25日～昭和60年11月12日

1. 調査目的

当地質調査は、稲毛海浜公園管理棟等の建設に先立ち、当地の地盤構成・土質性状等を把握することによつて設計・施工の参考資料とすることを目的とする。

2. 調査内容及び調査実施数量表

(1) 原位置

表-1・1

地点	機械ボーリング工 (m)				標準凡入試験工 (回)		不攪乱試料採取 (本)
	φ = 66mm		φ = 86mm		粘性土	砂質土	
	粘性土	砂質土	粘性土	砂質土			
№1	33.15	22.85	28.10	10.90	33	23	0
№2	0	0	8.10	10.90	31	21	5
合計	33.15	22.85	36.20	21.80	64	44	6

(2) 室内土質試験

1) 物理試験

表-1・2

地点	比重	含水量	粒 度		液性限界	塑性限界	密 度
			フレイのみ	フレイ+沈降			
№1	26	35	19	16	7	7	0
№2	33	38	15	23	7	7	6
合計	59	73	34	39	14	14	6

2) 力学試験

当試験は 16 2 地点のみ実施した。

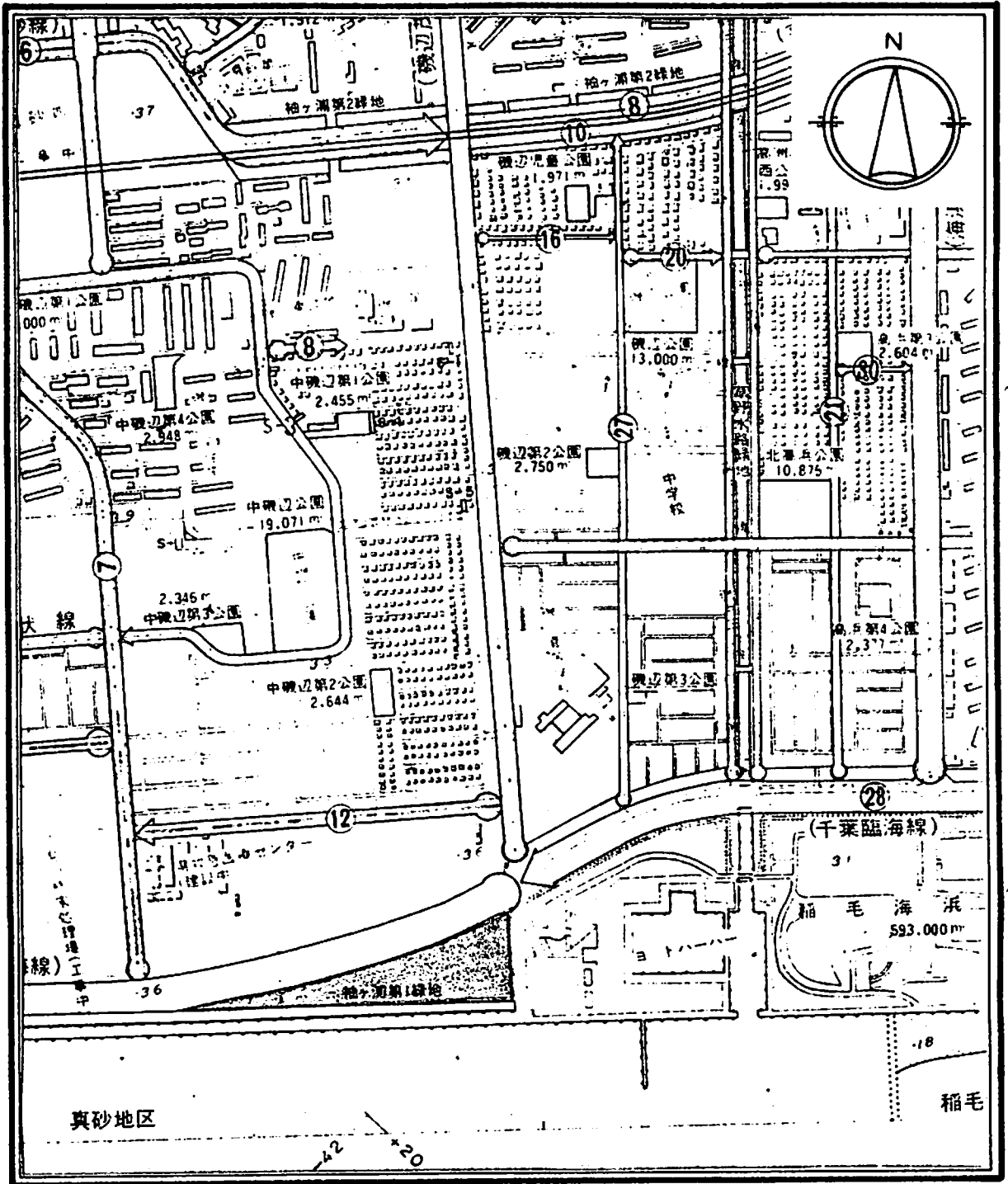
表 - 1・3

一軸圧縮	三軸圧縮	圧密
6	6	6

3. 調査地の案内図

調査地の案内図を次頁に示す。

案内図



件名	稲毛海浜公園地質調査委託		
申請地	千葉市磯辺地内		
図面名称	案内図	縮尺	1:10000
作成年月日	60年 10月 日	尺	
栄和コンサルタント株式会社			

4. 調査及び試験方法

(1) 機械ボーリング工

ボーリング方法は、表-2・1に示す様に様々な方法がある。今回は、これらの内“ロータリーボーリング”によつて行なつた。

ボーリングの種類 表-1・4

分類	特徴	掘進方法	適用土質
オーガーボーリング	ハンドオーガーボーリング(人力法)とマシンオーガーボーリング(機械法)がある。サンプルは代表的なものである。	ソイルオーガーを回転させながら地中に圧入して掘進する。周期的にオーガーを引き上げてサンプルをとり出すとともに掘りくずを除く。ただし連続オーガーの場合は連続的に掘進できる。孔径は5-15cmであるが、マシンオーガーの場合はより大孔径も可能である。	孔壁崩壊のない地盤。中ぐらい-かたい粘性土、いくぶん粘着性のある湿った砂およびシルトに適用される。
ロータリーボーリング	掘削泥水使用、コア採取可能、地盤のかく乱が少なく、掘進速度も大きい。	動力によりロッド先端にとりつけたドリルビットを回転させ、地盤を破碎しながら掘進する。掘削泥水により孔壁は安定。掘りくずは泥水の循環により排除。コアチューブパレルを用いてコア採取もできる。孔径は5-20cmである。	土と岩のあらゆる地層に適用できる。
ウォッシュボーリング	装置が簡単で経済的である。	軽鼠ビットによるチョッピングとティラーによるビットの回転および強力な水流ジェットングによって掘進する。掘りくずは循環水により排除する。孔径は5-7cm程度である。ロータリー式機械を用い清水を循環させて掘進することもある。	非常に柔らかい粘土および細粒-中粒の砂に適用される。かたい地盤には不適である。
パーカッションボーリング	深いボーリング方法として最も古くから用いられている。	重いチェーンビットを上下させて地盤を破碎しながら掘進する。スライムはベイラーまたはサンドポンプを使って周期的に排除する。ジャックハンマーを使う方法もある。孔径は10cm以上である。	土とキレツ岩に適するが粘り気のある柔らかい粘土やゆるい砂の場合は困難である。

上記の方法にて、ボーリングを実施し、地下水位確認迄は無水掘りを行い湧水量、透水量、排水色、スライムの状態等、土質、土層の変化及び標準貫入試験前のスライムの排除に対し、十分留意した。

(2) 標準貫入試験

標準貫入試験は、構成土質の視察、土質標本の採取、N値による深度方向の強度変化、粘土地盤の硬度、砂地盤の相対密度を把握する目的で実施した。

当試験は、ボーリング時にハンマー（63.5kgf）の打撃力により、土中にスプリットサンプラーを土中に貫入させ、サンプラーの規定貫入量（30cm）に達するのに、何回ハンマーを落下させたかによつてN値を測定し、数あるサウンディング法の一つである。打撃方法としては、トンビ法とコーンブーリー法があるが、今回は個人差の少ないトンビ法にて実施した。尚当方法はJIS A 1219で規定されている。又下図に略図及び今回使用したとんびを示す。

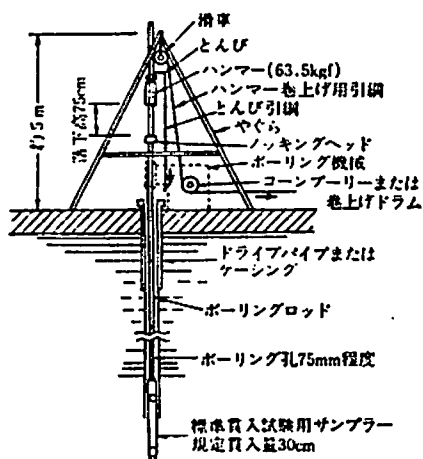


図-1・1 標準貫入試験略図

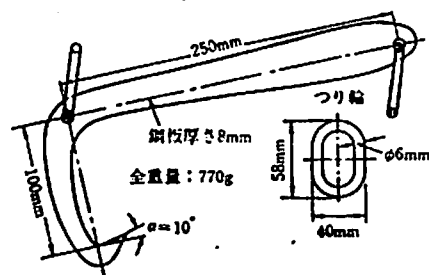


図-1・2 とんびの略図

(3) 不攪乱試料採取

サンプリングは、室内土質試験の為の不攪乱試料を得る目的で実施した。

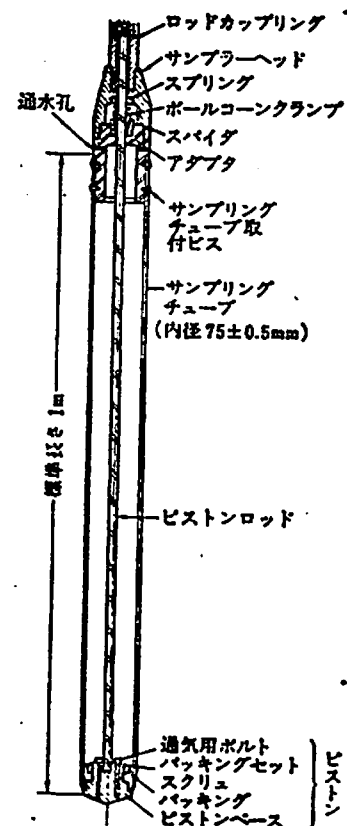
採取方法は「土質工学会基準・T-1 1982」に準拠し、図-1.3に示す様な固定ピストン式シンウォールサンプラーによる。

試料採取に当つては、サンプリングチューブの変形の有無について点検し、チューブ刃先を損傷しないよう、ボーリングロッド及びピストンエクステンションロッドを継ぎ足しながら孔底に降ろす。サンプラーの押込みに於ては、衝撃を与えないよう予定された長さ（試料採取有効長さの90%以内）を連続的に、かつ速やかに行う。

又、押込み長さの測定後は、サンプラーに衝撃を与えないよう十分注意し引き上げる。

採取した試料の観察後、膨張、移動及び水分の蒸発を防ぐ為、パラフィンワックスで試料をシールする。

図-1.3
固定式シンウォール
サンプラー



(4) 室内土質試験

1) 物理試験

① 比重試験

土粒子の比重とは土塊の骨組を作っている土粒子群の平均的な比重の事である。土粒子の比重は土の基本的性質である間隙比や飽和度を知るのに必要であるばかりでなく、土の締固めの程度や有機質土に於ける有機物含有量を求めるのに利用される。

土粒子の比重は下式により表わされる。

$$\text{比重} = \frac{\text{ある示された温度に於ける土粒子が空気中で示す質量}}{\text{ある示された温度に於ける土粒子と同体積の蒸留水が空気中で示す質量}}$$

この試験方法は JIS A 1202 に規定されている。

ここでは、比重ビンを用い次の計量を行い求める。

$$\text{比重 (T}^\circ\text{C/T}^\circ\text{C)} = \frac{M_s}{M_s + (M_a - M_b)}$$

M_s : 比重ビンに入れた土の炉乾燥土質量 (g)

M_a : T $^\circ$ C に於ける (比重ビン+蒸留水) の換算質量 (g)

M_b : T $^\circ$ C に於ける (比重ビン+炉乾燥土+蒸留水) の質量 (g)

(煮沸により気泡をなくす)

② 含水量試験

この試験は土の性質の基本となつている含水量を求める為に行う。土は土粒子、水、気体の3要素で構成されている。土の性質は中に含まれている水量の多少によつて大きく変る。従つて、土に含まれる水分を定量的に知る事は土の力学的、工学的性質を判断する上に重量である。土の含水量とは、温度110°Cの炉乾燥によつて湿潤土中から除去される水量をいい、一般には含水比で表わす。

この試験方法はJIS A 1203に規定されている。

含水比は下式により求まる。

$$\text{含水比} W = \frac{\text{湿潤土中の水の質量}}{\text{炉乾燥土の質量}} \times 100$$

ここでは、次の計量を行い求める。

$$W = \frac{M_a - M_b}{M_b - M_c} \times 100 (\%)$$

M_a : 容器と湿潤土の質量 (g)

M_b : 容器と炉乾燥土 (110°C) の質量 (g)

M_c : 容器の質量 (g)

③ 粒度試験

この試験は土の粒度を求める為に行う。粒度は土を構成する土粒子の粒径と、各粒径の範囲にある粒子を全質量に対する百分率で表わし、JISでは「土粒子の大きさが分布する状態を質量百分率によつて表わしたもの」と定義される。

粒度は、粗粒度の判別分類及び土の工学的性質を判断するのに用いられる。

この試験方法はJIS A 1204に規定されている。

0.074%以上の粒径については、各フルイを通過した試料の質量百分率を全試料質量に対して求める。

又、0.074%以下の粒径についてはストークスの法則を利用し、懸濁液粒子の直径及び重量百分率を時間と懸濁液の比重変化（比重浮ひようより）から求める。

④ 液性限界試験

この試験は土のコンシステンシーの内、液性限界を求める為に行う。液性限界は土が液性を示す（塑性体としての最小のせん断強さを示す）最小の含水比をいう。JISでは「試料を入れた皿を1cmの高さから1秒間に2回の割合で25回落とした時、二分した部分の土が溝の両側から流れ出し約1.5cmの長さに亘つて合流する時の含水比」と定義されている。液性限界は細粒土の判別分類及び土の工学的性質を判断するのに用いられる。

この試験方法はJIS A 1205に規定されている。

⑤ 塑性限界試験

この試験は土のコンシステンシーの内、塑性限界を求める為に行うもので同時に液性限界が求められていると塑性指数も計算によつて得られる。

塑性限界は土の塑性体と半固体の限界を示す含水比をいい、JISでは「土の塊をころがして直径3%のひも状にした時、ちょうどきれぎれになる様な含水比」と定義されている。

塑性限界は塑性図を用いた細粒土の判別分類や土の工学的性質の推定等に利用される。

この試験方法はJIS A 1206に規定されている。

④ 密度試験

この試験は土の性質の基本となつている乱さない状態の土の密度を求める為に行う。土の密度とは、土の単位体積当りの重量の事を言う。

密度は地盤の締め具合の判定、或いは斜面安定、土圧及び基礎地盤の支持力、沈下等の設計計算に必要な土の自重算定に用いられる。

この試験は、現在 J I S 化できる様な画一的方法はなく、土質の種類及び試料の状態によつて最適の方法を選択して利用する。

当試験ではノギス法を用い、自然状態の試料を円筒形に成形し、その寸法から体積を測ると共に重量を測定し求める。

$$\text{湿潤密度 } \rho_t = \frac{\text{供試体重量}}{\text{供試体体積}} \quad (\text{g/cm}^3)$$

2) 力学試験

① 一軸圧縮試験

土の一軸圧縮強さとは側圧を受けない供試体の最大圧縮応力をいう。試験は、供試体（円筒形）を圧縮し（毎分1%のヒズミ）検力計の読みから最大圧縮応力を求める。

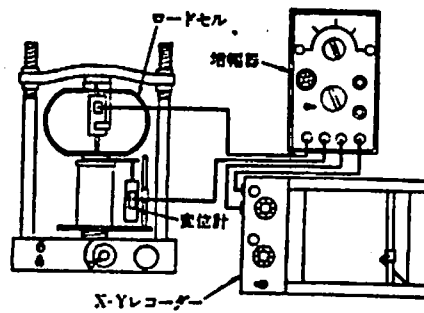


図 - 1・4 - 軸圧縮試験機

② 三軸圧縮試験

三軸圧縮試験は直接せん断試験に比較して、試験時の供試体内部の応力やひずみ分布が一様であり、又、排水条件を制御できる等種々の長所がある。

従つて、土構造物の現地での条件に応じた適切な排水条件の下で強度定数を求める事ができる。

非圧密、非排水 (UU) 試験は供試体 (円筒形) に対し一定側圧を加えると共に軸方向圧縮を行い、その時の検力計、圧縮量変化を読み取る。同様に側圧を変化させ試験を行う。

この結果から各試験時に於ける応力を算出し、同一画図にモールの応力円を描く。

応力円に包絡線より各強度定数 (粘着力: C 、せん断抵抗角: ϕ) を決定する。

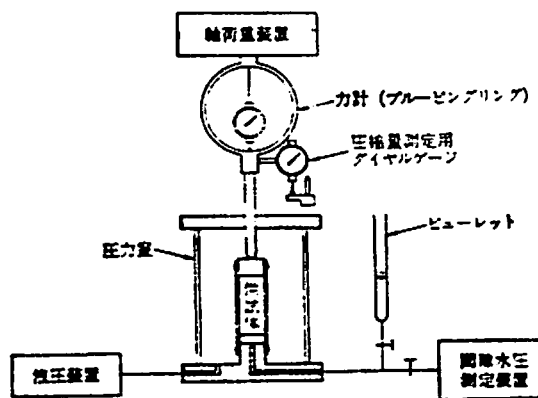


図 - 1・5 三軸圧縮試験機略図

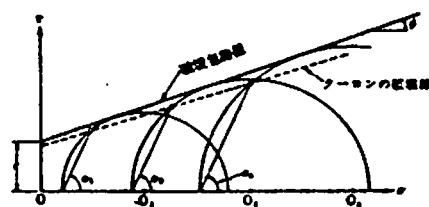


図 - 1・6 強度定数の算定

③ 圧密試験

この試験は土の側面を拘束して軸方向に排水を許しながら載荷する時の圧密定数を求める為に行う。

圧密とは水で飽和した粘性土に荷重を加えた時、過剰間隙水圧が生じて徐々に間隙水が排出される為に起こる土の体積減少をいう。

土の圧密特性に関する量には、圧密降伏応力： P_c とこれに対応する間隙比： e_0 、圧縮係数： a_v 、体積圧縮係数： m_v 、圧密係数： C_v 等に分けられる。

P_c 、 e_0 は圧縮量を求める際に基準となるべき土質性数であり、 C_v 、 m_v 、 a_v は圧力の増加に対する圧縮量の増加の割合をそれぞれの方法で定義したものである。

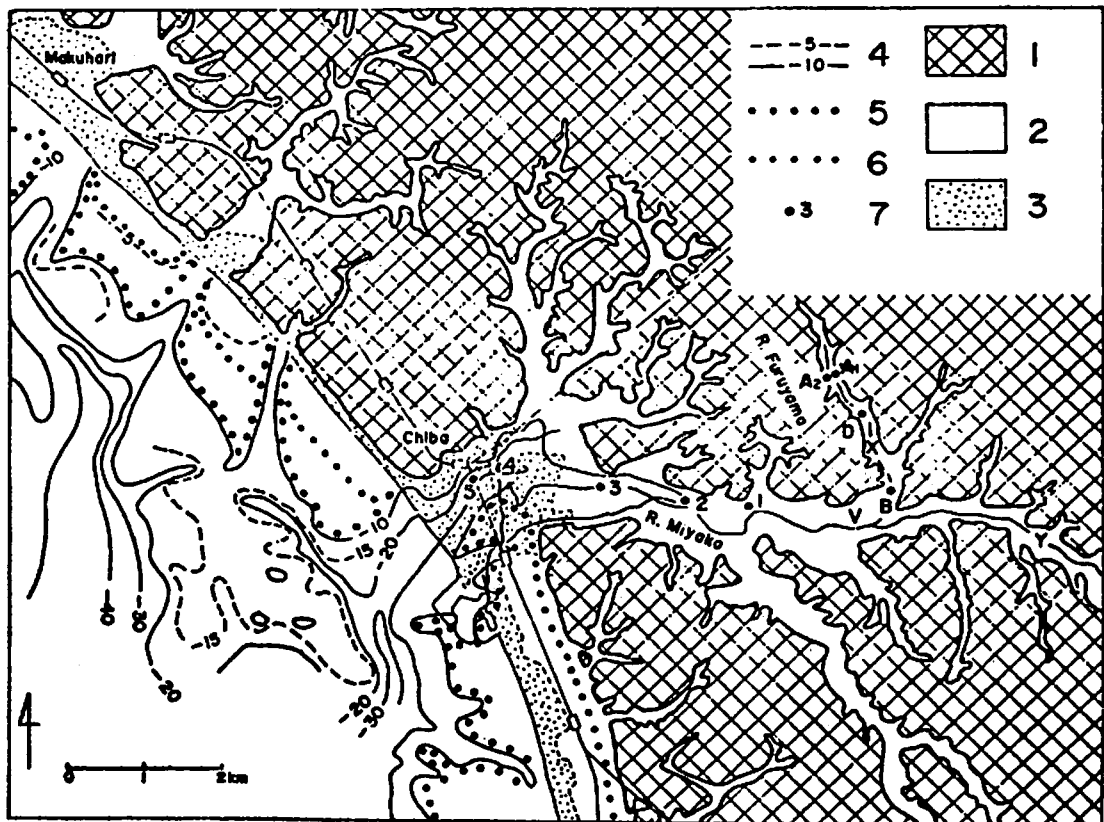
これらの量は、圧密試験より得る事ができ、 $e \sim \log P$ 曲線が与えられれば全て決定される。

この試験方法は JIS A 1217 に規定されている。

II 地盤概要

調査地は、行政区画によると千葉県千葉市磯辺地内に所在しており、京成電鉄“けみがわ”駅の南々西方向約 3.3 Km に位置している。

当地周辺は、近年に海を埋め立てた。埋立地（潮汐平野）となっており、標高 3 ~ 4 m 前後を呈している。図 - 2・1 は当地周辺の地形分類及び沖積



千葉付近の地形分類および沖積層基底の地形

1: 台地, 2: 谷底, 海岸低地および谷底, 3: 海岸の砂地, 4: 沖積層基底等深線, 5: 約 6000 年前の推定海岸線, 6: 約 3500 年前の推定海岸線, 7: ボーランド地点,

(貝塚、阿久津、杉原、森脇による 1979)

図 - 2・1

層基底地形図である。当図からわかる様に、当地周辺の埋没地形は、波食台とこれらを開析する埋没谷とに区分出来、当地はこの内の埋没谷を示す地形区に位置するものと思われる。

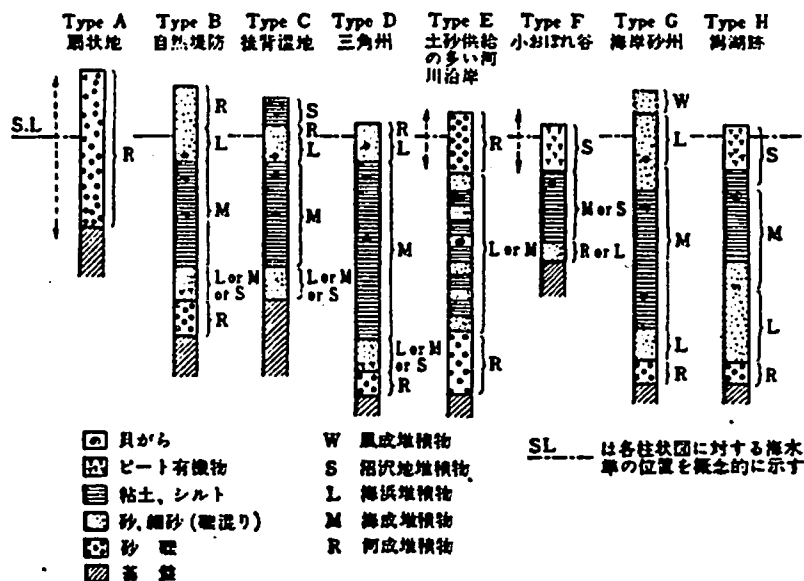
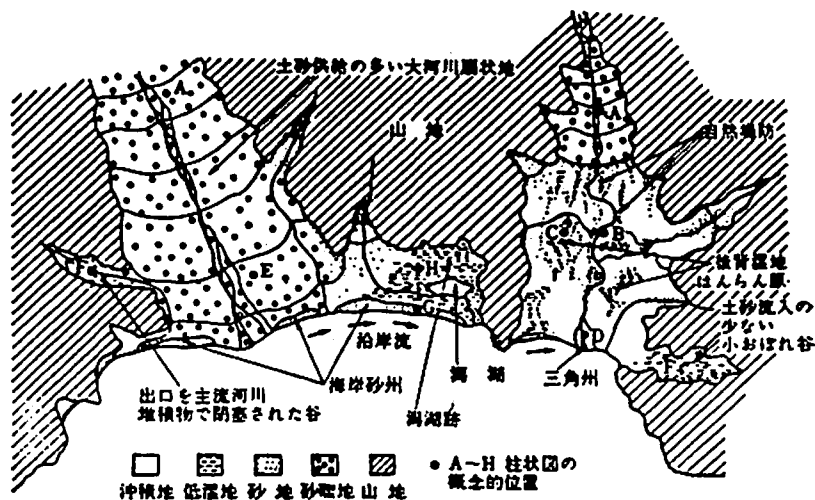


図-2.2 各種の沖積平野の模式的平面図と、それぞれの位置における地下地質柱状断面の基本型 (他図による)

図-2.2は、各種沖積平野における沖積層の地層区分を示したもので、当地は前述した様に、三角州低地であることから“Type D”に当る。その地層土層構成は、上位より砂質土を主体とした上位河成、海浜堆積層、粘性土を主体とした海成堆積層、砂泥を主体とした下位河成 or 海浜 or 沼沢地堆積層と続いており、当地もほぼこのパターンにて地層が分布するものと思われ、当地は、この最上位に人為的堆積層である埋土が分布する。又、基盤層は、東京層等に対比される成田層群が分布する。

III 調査結果

1. ボーリング及び標準貫入試験結果

調査地点位置図に示す通りの地点に於て、基礎の設計資料を得る為、孔径65~85mm、深度延114mのロータリー式ボーリングを行つて地盤の構成を調べると共に、JIS A 1219に規定する処の標準貫入試験を深さ1m毎に行い、スプリットサンプラーが30cm貫入する打撃回数Nを求め地盤の緊硬度を調査した。

但し、打撃回数Nは50をもつて打切りとし、その時の貫入量が30cmに達しない場合は、 $N = 50$ としてN値曲線を点線で結び、N値と貫入量との関係は $N / \text{貫入量 (cm)}$ のように記録した。

これら調査の結果は、土質柱状図・推定地層断面図にとりまとめた。

尚、標準貫入試験時にスプリットサンプラーによつて採取したサンプルの内、各地層を代表するものを選んで所定のビンに封入し、土質標本として報告書に添付した。

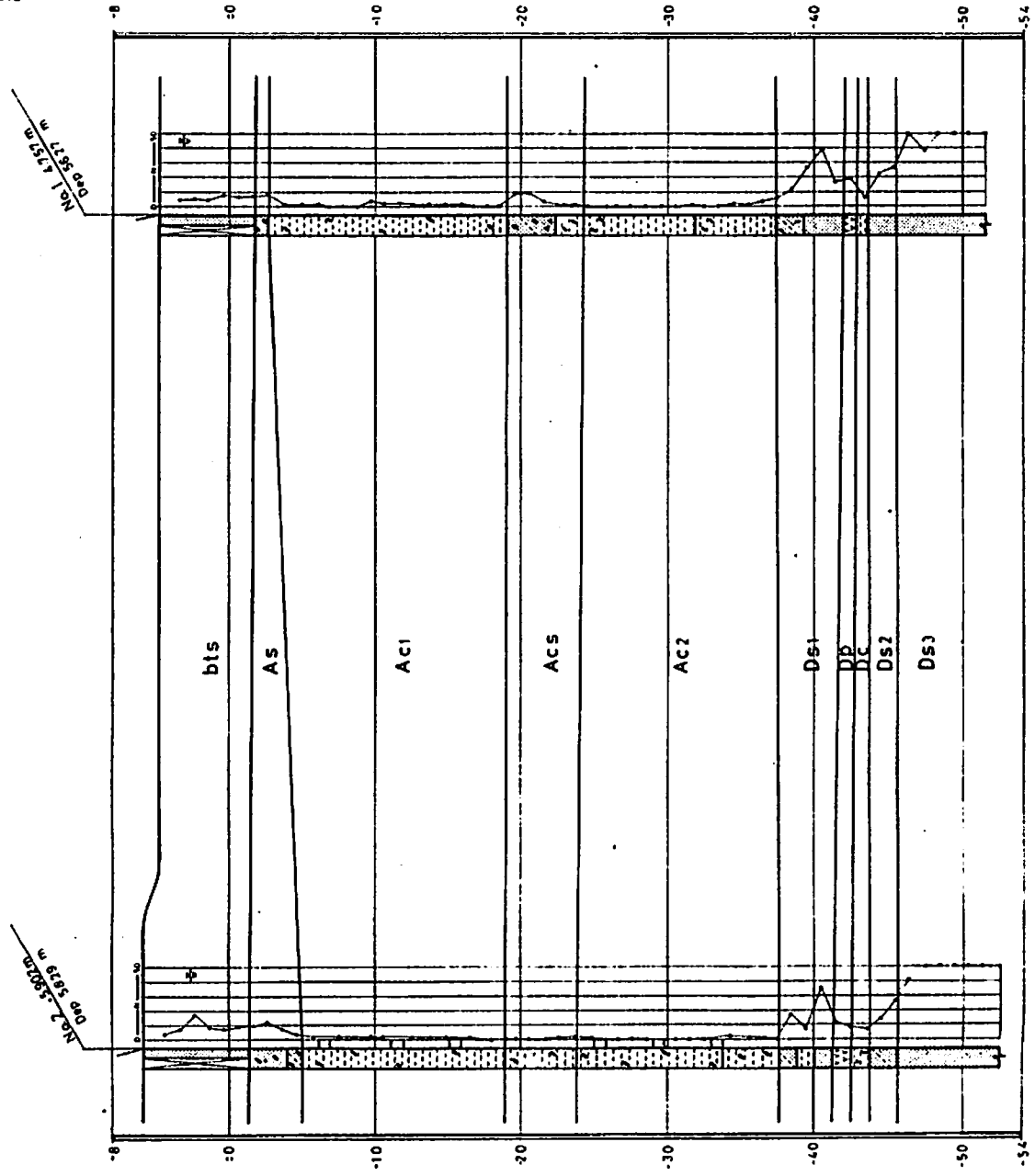
(1) 調査地の地盤構成

当地の地盤構成を図-3・1に示す。

図-3・1 (推定地層断面) からわかる様に、当地に分布する地層は上位より人為的堆積層 (浚渫土)、沖積層 (当層は、上位より砂質土層、第1粘性土層、砂泥層、第2粘性土層と続く) 洪積層 (当層は上位より第1砂質土層腐植土層、粘性土層、第2砂質土層、第3砂質土層と続く)

推定地層断面図

図 3・1



凡 例

地質時代	地層名	主要構成土質	土層記号
沖積層	沖積層土層	細砂	bts
	沖積層1部土層	細砂	AS
	沖積層2部土層	砂・砂質粘土	AC1
	沖積層3部土層	細砂・砂質粘土	ACS
	沖積層4部土層	砂質粘土	AC2
洪積層	洪積層1部土層	細砂	Ds1
	洪積層2部土層	粘土	DP
	洪積層3部土層	粘土	DC
	洪積層4部土層	細砂	Ds2
	洪積層5部土層	細砂	Ds3

株式会社 東和コンサルタント			
社名	所在地	〒100-0001 東京都千代田区千代田	代表取締役
代表取締役	〒100-0001 東京都千代田区千代田	代表取締役	代表取締役
代表取締役	〒100-0001 東京都千代田区千代田	代表取締役	代表取締役
代表取締役	〒100-0001 東京都千代田区千代田	代表取締役	代表取締役

(2) 調査地点の地層・土層区分

調査地点の地層・土層区分を行い、以下に示す。

1) №1地点

表-3・1

地質時代	地質	土層名	土層記号	上限分布深度		層厚 (m)	N値 (回)
				標高AP(m)	GL(-m)		
完 新 世	埋 土		bts	+4.757	0.00	6.50	4~7
	沖積層	沖積砂質土層	As	-1.743	6.50	0.90	8
		沖積第1粘性土層	Ac ₁	-2.643	7.40	16.40	0~4
		沖積砂泥層	Acs	-19.043	23.80	5.25	1~9
		沖積第2粘性土層	Ac ₂	-24.293	29.05	8.15	0~3
更 新 世	洪積層	洪積第1砂質土層	Ds ₁	-37.443	42.20	4.60	12~39
		洪積腐植土層	Dp	-42.043	46.60	0.80	19
		洪積粘性土層	Dc	-42.843	47.60	0.85	6
		洪積第2砂質土層	Ds ₂	-43.693	48.45	2.05	22~26
		洪積第3砂質土層	Ds ₃	-45.743	50.05	5.77+ α *	38~50<N

* α は未確認層厚

2) №2地点

表-3・2

地質時代	地質	土層名	土層記号	上限分布深度		層厚 (m)	N値 (回)
				標高AP(m)	GL(-m)		
完 新 世	埋 土		bts	+5.902	0.00	7.20	3~7
	沖積層	沖積砂質土層	As	-1.298	7.20	3.70	3~11
		沖積第1粘性土層	Ac ₁	-4.998	10.90	13.95	0~2
		沖積砂泥層	Acs	-18.948	24.85	4.90	0~1
		沖積第2粘性土層	Ac ₂	-23.848	29.75	13.80	0~2
更 新 世	洪積層	洪積第1砂質土層	Ds ₁	-37.648	43.55	3.60	6~35
		洪積腐植土層	Dp	-41.248	47.15	1.15	11
		洪積粘性土層	Dc	-42.398	48.30	1.30	7
		洪積第2砂質土層	Ds ₂	-43.698	49.60	1.80	13~26
		洪積第3砂質土層	Ds ₃	-45.498	51.40	6.89+ α *	41~50<N

* α は未確認層厚

(3) 各土層の説明

1) bts

当層は、地表面下に分布し、砂質土主体の埋土で、層厚 6.50 ~ 7.20 m を有している。層内は、上位でコンクリート片、レキを混入し、所々シルトを帯状にはさむ。N 値の頻度分布図を下图に示す。

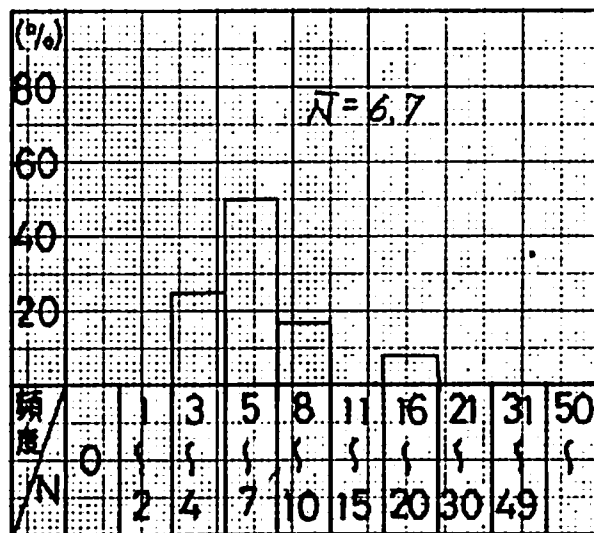


図 - 3・2

当図からわかる様に度数は、5 ~ 7 回へ集中し、 \bar{N} は 6.7 回を示しており、相対密度としては、ゆるい状態にある。

2) As

当層は、AP - 1.298 ~ - 1.743 m 以深に分布し、砂質土主体の土層で層厚 0.90 ~ 3.70 m を有している。層内は、貝ガラ片、シルトを混入する。N 値の頻度分布図を下图に示す。

当図からわかる様に度数は、8 ~ 10 回へ集中し、 \bar{N} は、7.6 回を示しており相対密度としては、ゆるい状態にある。

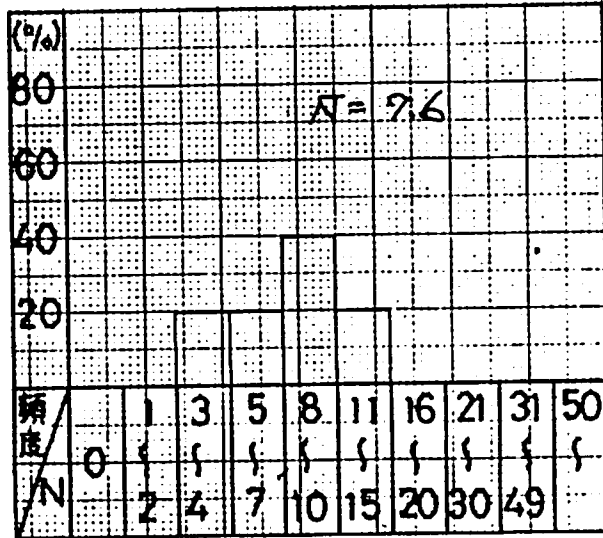


図-3・3

3) Ac₁

当層は、A.P - 2.6 4 3 ~ - 4.9 9 8 m 以深に分布し、和泥土を主体とした土層で層厚 1 3.9 5 ~ 1 6.4 0 m を有している。層内は上位のものを不規則にはさみ混入し、全体的に貝ガラ片を混入する。N 値の頻度分布図を以下に示す。

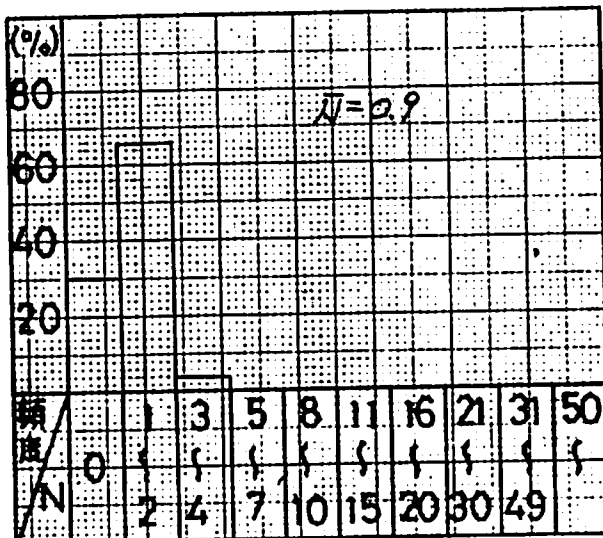


図-3・4

上図からわかる様に、度数は 1 ~ 2 回へ集中し、 \bar{N} は 0.9 回を示し相対稠

度は、軟弱な状態を示している。

4) Acs

当層は、A.P - 1 8.9 4 8 ~ - 1 9.0 4 3 m 以深に分布し、砂と粘性土の混合土層で層厚 4.9 0 ~ 5.2 5 m を有している。層内は貝ガラ片を混入する。

下図に N 値の頻度分布図を示す。

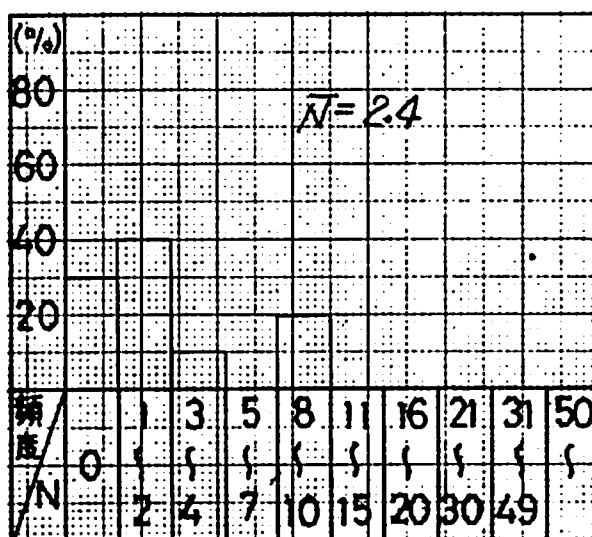


図-- 3・5

上図からわかる様に N 値は、正規分布を示さずバラツキが著しい、これは砂と粘性土の混合土層状態となつているためである。

5) Ac2

当層は、A.P - 2 3.8 4 8 ~ - 2 4.2 9 3 m 以深に分布し、粘性土を主体とした土層で、層厚 1 3.8 0 ~ 8.1 5 m を有している。層内は、下位で砂を多量に混入し、所々貝ガラ片を混入する。N 値の頻度分布図を以下に示す。

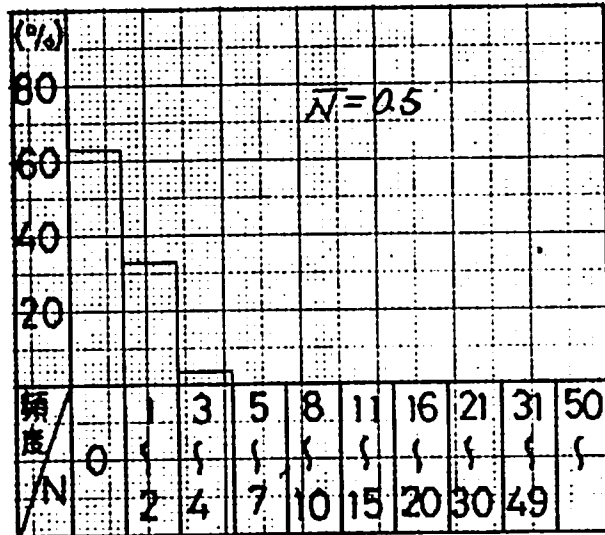


図 - 3 ・ 6

上図からわかる様に、N値は0回に集中し、平均N値も0.5回と非常に小さな値を示し、相対稠度は非常に軟弱な状態を示す。

6) Ds₁

当層は、AP 3 7.4 4 3 ~ - 3 7.6 4 8 m以深に分布し、砂質土を主体とした土層で層厚4.60 ~ 3.60 mを有している。層内は、粘性土の単層を一部はさみ、上位では粘性土を多量に混入する。そのため下図に示す様に、

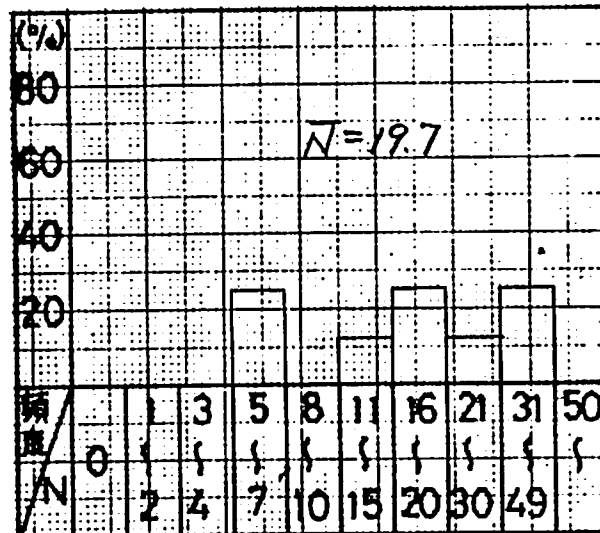


図 - 3 ・ 7

N値のバラツキは著しくなっているが、土層状態としては、安定した状態にある。

7) Dp

当層は、A.P - 4 1.2 4 8 ~ - 4 2.0 4 3 m以深に分布し、腐植土を主体とした土層で、層厚0.85 ~ 1.15 mと薄い。層内は、固結している。N値は、11 ~ 19回を有し、硬い値を示している。

8) Dc

当層は、A.P - 4 2.3 9 8 ~ - 4 2.8 1 3 m以深に分布し、粘性土を主体とした土層で層厚0.85 ~ 1.30 mと薄い。層内は、所々腐植物を混入する。N値は、6 ~ 7回を示し、中位な状態を示している。

9) Ds₂

当層は、A.P - 4 3.6 9 3 ~ - 4 3.6 9 8 m以深に分布し、砂質土を主体とした土層で、層厚1.80 ~ 2.05 mを有している。層内は、粘性土を多量に混入する。N値は、13 ~ 26回を示し、 $\bar{N} = 21.7$ 回と洪積砂層としては、小さな値を示す。これは、粘性土の混入によるものである。

10) Ds₃

当層は、A.P - 4 5.4 9 8 ~ - 4 5.7 4 3 m以深に分布し、砂質土を主体とした土層で層厚は、6.89 m以上有している。層内は上位で粘性土の葉層をはさむ。N値の頻度分布図は下図に示す通りで、85%位 $N > 50$ を有し、非常に密実な土層状態を示している。

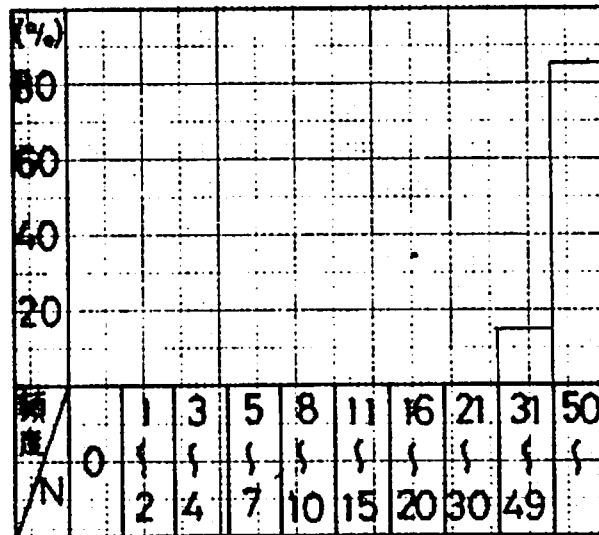


図 - 3 ・ 8

(4) ボーリング孔内第1確認水位

ボーリング孔内にて確認された孔内水位を下表に示す。

表-3・3

地点	孔内水位	
	A.P (m)	GL -(m)
№ 1	+ 2.9 6 7	1.7 9
№ 2	+ 2.6 7 2	3.2 3

尚当ボーリング孔内水位は自由地下水位であることから季節変化、雨量潮位等によつて変化するので留意されたい。

2. 室内土質試験結果

室内土質試験は、不攪乱試料採取によつて採取したT.W試料及び標準貫入試験時にスプリットサンプラーによつて採取したS.P.試料にて実施した。

(1) 試験結果の一覧

試験結果の一覧を図-3・9, 3・10に示す。

(2) W_n 及び r_t の各土層の分布

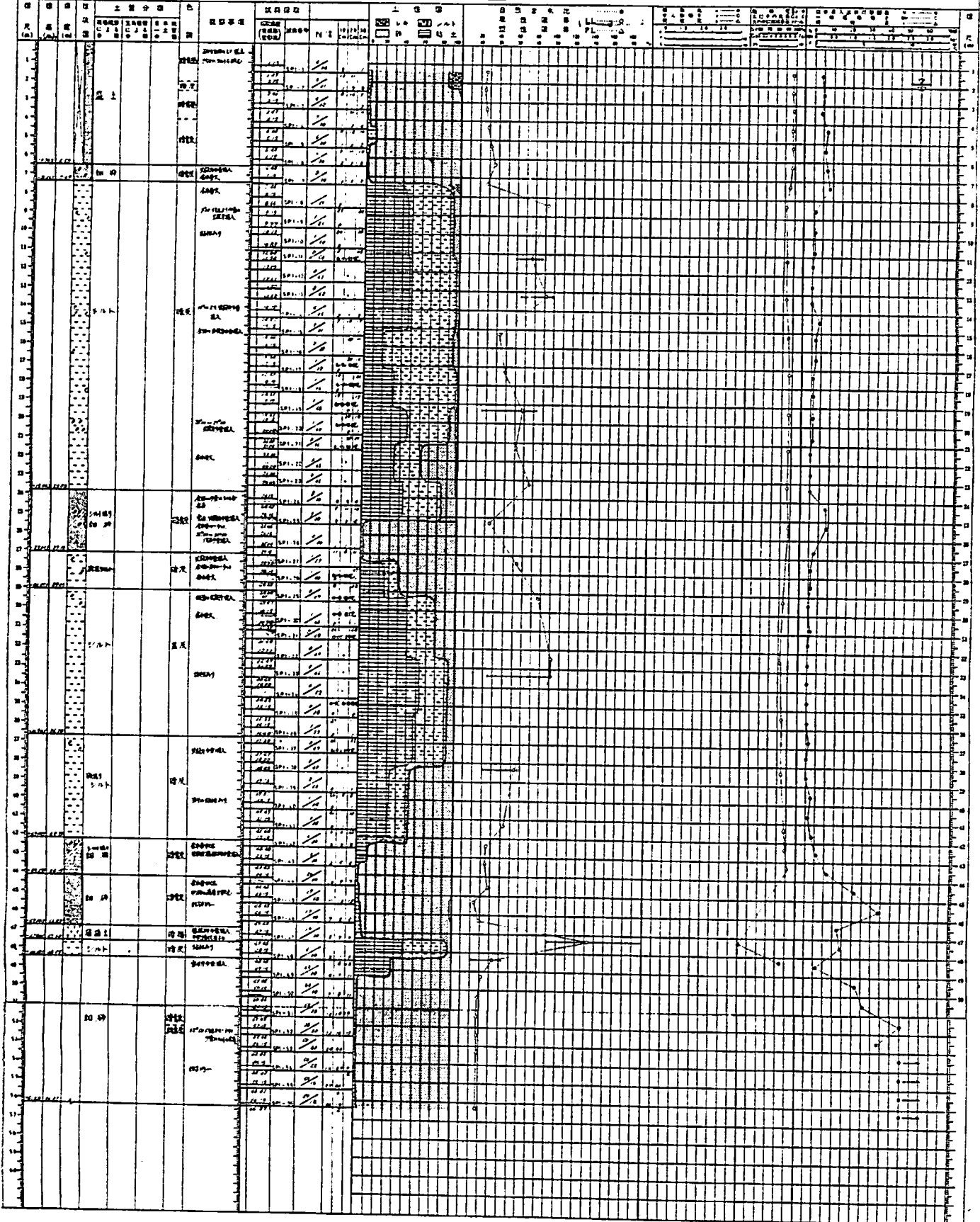
1) bts

W_n 及び r_t の頻度分布図を次頁に示す。

機械ボーリング調査報告書

調査期間 昭和50年9月11日 - 昭和60年9月14日

調査地 東京都中央区新富町三丁目
 調査番号 3-1-1
 地盤深さ -4.767m
 ボーリング番号 1
 地下水位 0.1-0.2m



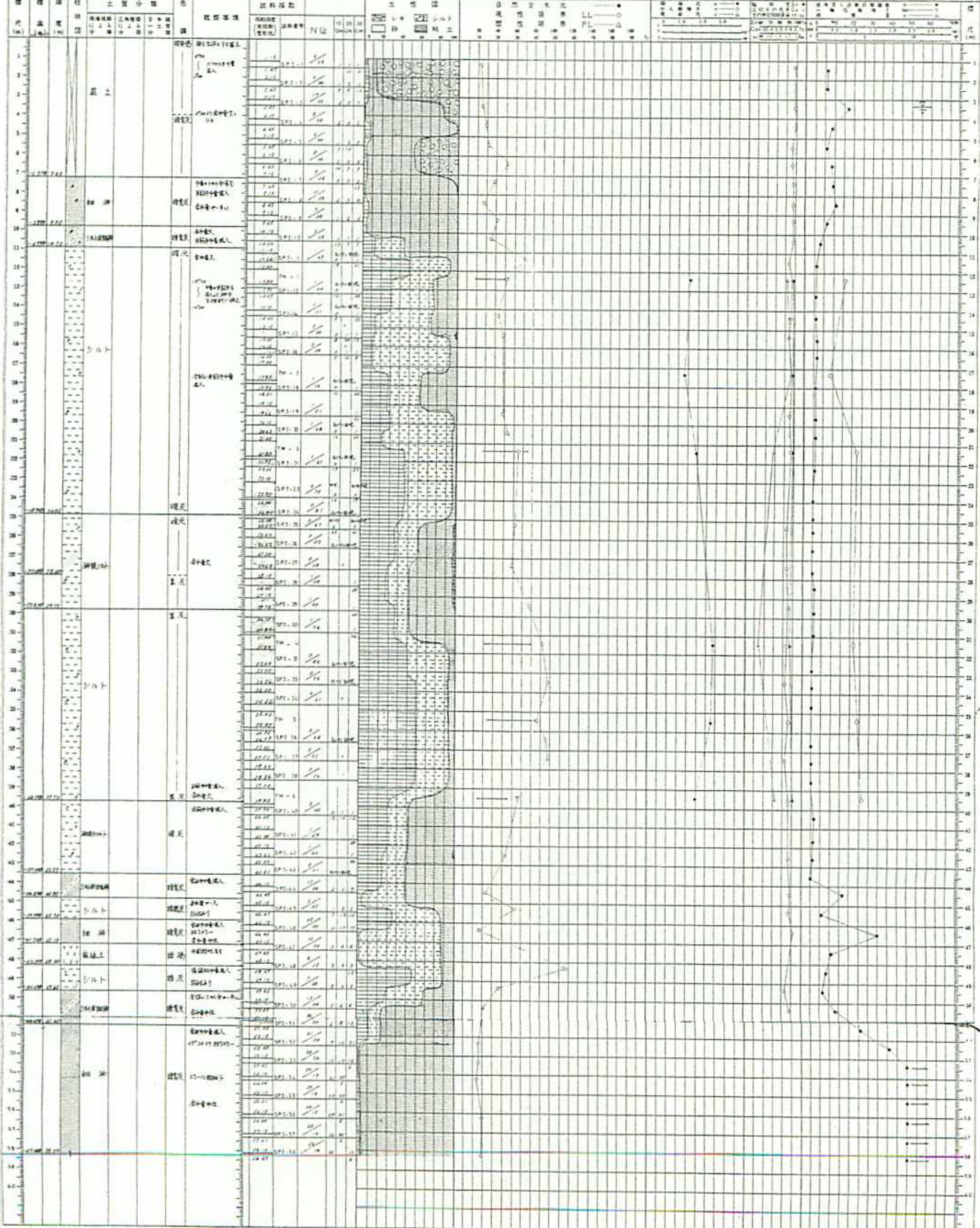
機械ボーリング調査報告書

調査期間 昭和40年 9月 17日 -昭和40年 9月 25日

調査名 福島県郡山地区工業団地建設
調査地区 工業団地建設地区内

調査地点 2
ボーリング番号 2
地盤深さ -5.902m
掘下深さ 51.339m

備考:



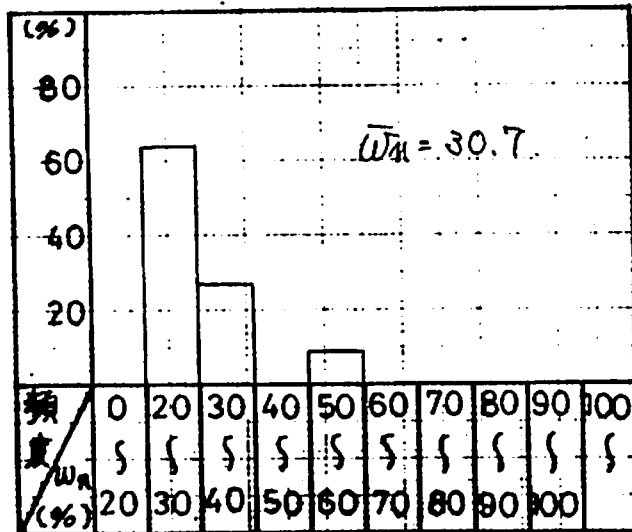


図 - 3 - 11

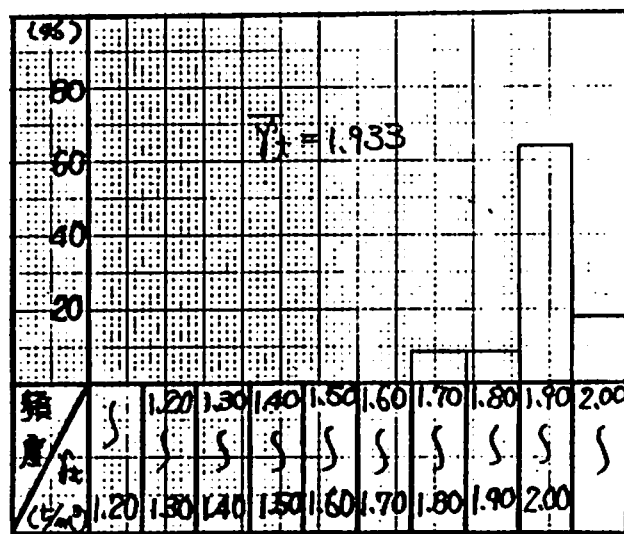


図 - 3 - 12

上図からわかる様に、 $\bar{W}_n = 30.7\%$ 、 $\bar{f}_t = 1.933 \text{ t/m}^2$ を示し、砂質系の埋土らしい値を示している。

2) As₁

W_n と γ_t の頻度分布図を以下に示す。

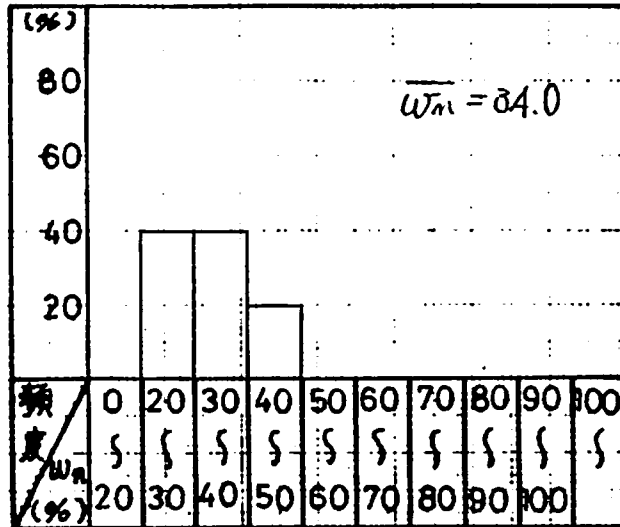


図 - 3 ・ 1 3

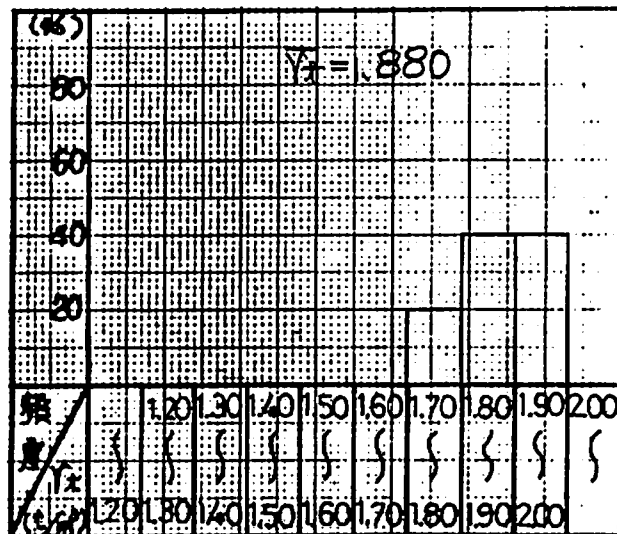


図 - 3 ・ 1 4

上図からわかる様に、試験個数が少ないため、正規分布は示めさないが、平均値は $\bar{W}_n = 34.0$, $\bar{\gamma}_t = 1.880 \text{ tf/m}^2$ を示し、ゆるい砂層らしい値を示している。

3) Ac₁

W_n と r_t の頻度分布図を以下に示す。

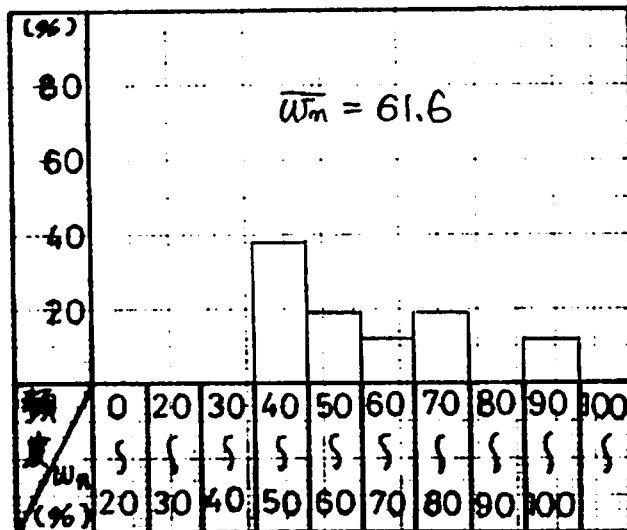


図 - 3 ・ 1 5

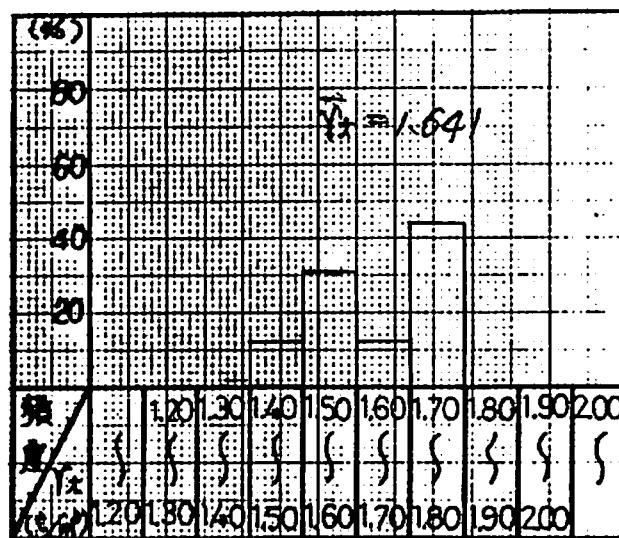


図 - 3 ・ 1 6

上図からわかる様に r_t、W_n ともにバラツキが著しいことがわかる。平均値は $\bar{W}_n = 61.6\%$ 、 $\bar{r}_t = 1.641 \text{ tf/m}^2$ を示している。

4) Acs

Wn と γ_t の頻度分布図を以下に示す。

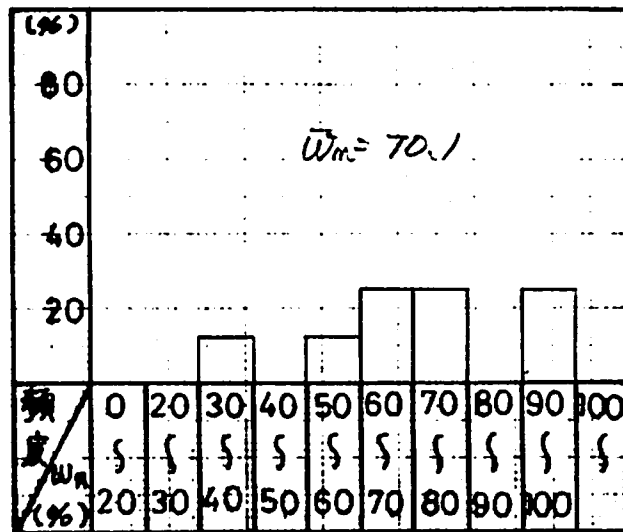


図 - 3・17

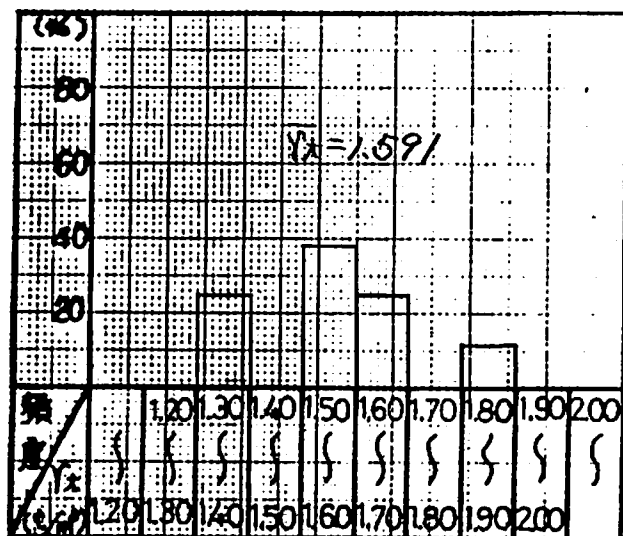


図 - 3・18

上図からわかる様に、 γ_t 、 W_n ともにバラツキが著しいことがわかり、平均値は、 $\bar{W}_n = 70.1\%$ 、 $\bar{\gamma}_t = 1.591 \text{ tf/m}^2$ を示している。

5) Ac_2

W_n と γ_t の頻度分布図を以下に示す。

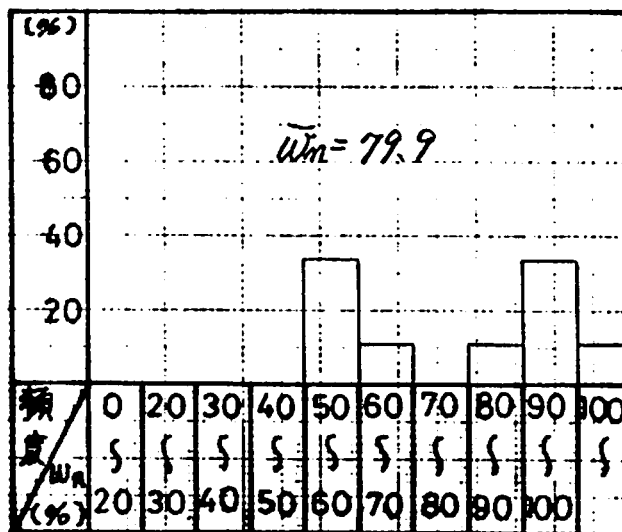


図 - 3・19

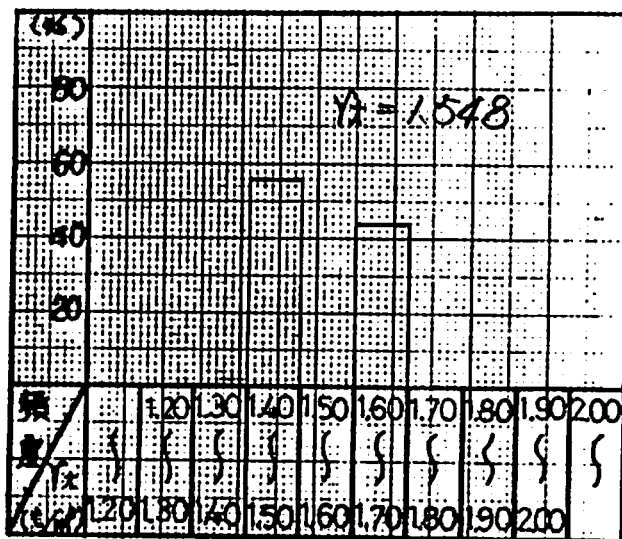


図 - 3・20

W_n 値はバラツキが著しいが、 γ_t 値は 1.4 ~ 1.5、1.6 ~ 1.7 間に集中している。平均値は、 $\bar{W}_n = 79.9$ 、 $\bar{\gamma}_t = 1.548 \text{ tf/m}^2$ を示している。

6) D_{s1}

W_n と r_t の頻度分布図を以下に示す。

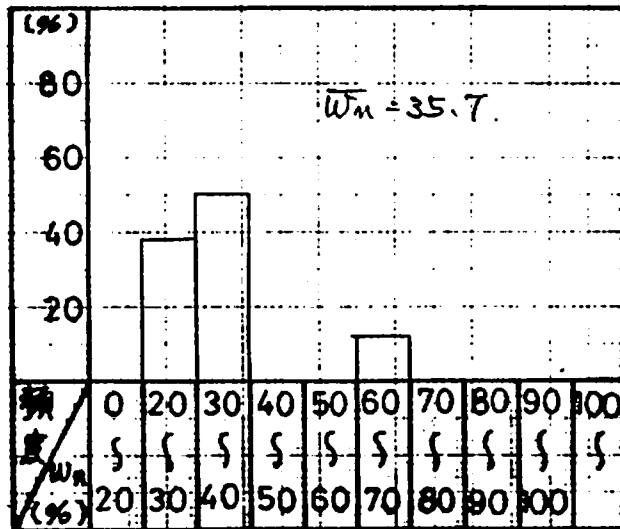


図 - 3・21

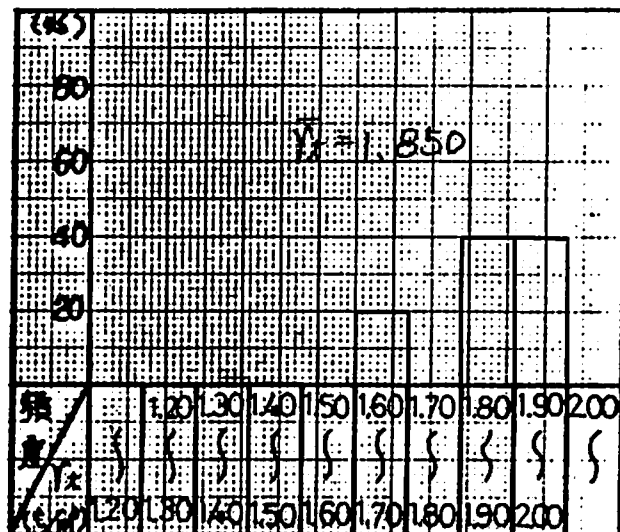


図 - 3・22

W_n は 20 ~ 40 間に集中し、 r_t は 1.80 ~ 2.00 間に集中している。平均値は $\bar{W}_n = 35.7\%$ 、 $\bar{r}_t = 1.850 \text{ tf/m}^2$ 、を示し、洪積砂質土としては W_n 値は大きな値を r_t 値は小さな値を示している。

7) Dp

当層の自然含水比は 11.7.3 ~ 14.2.5 % , 単位体積重量は、 1.248 ~ 1.338 tf/m^3 を示し、腐植土層としては、 W_n は小さく、 γ_t 値は大きな値を示している。

8) Dc

当層の自然含水比は、 4.2.6 ~ 4.6.4 %、単位体積重量は、 1.735 ~ 1.775 tf/m^3 を示し、砂分の混入が考えられる。

9) Ds₂

当層の自然含水比は、 2.7.9 ~ 4.0.9 % を示し、 γ_t 値は 1.919 tf/m^3 を示し、洪積砂層としては W_n は大きな値を γ_t 値は小さな値を示している。

10) Ds₃

当層の自然含水比は、下図に示す様にすべて 20 ~ 30 間に集中し、洪積砂層らしい値を示している。

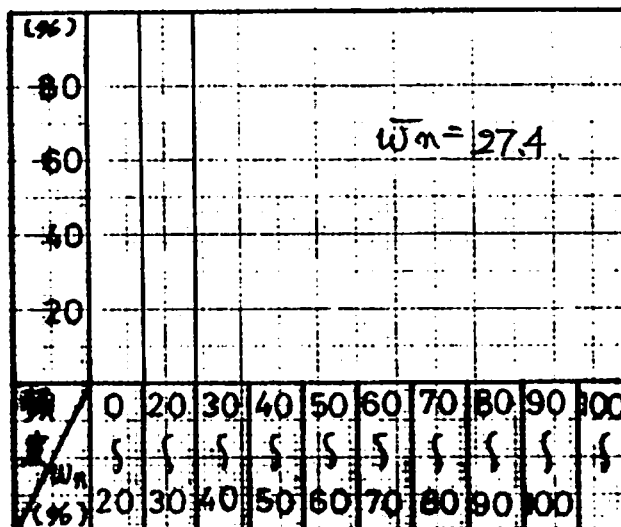
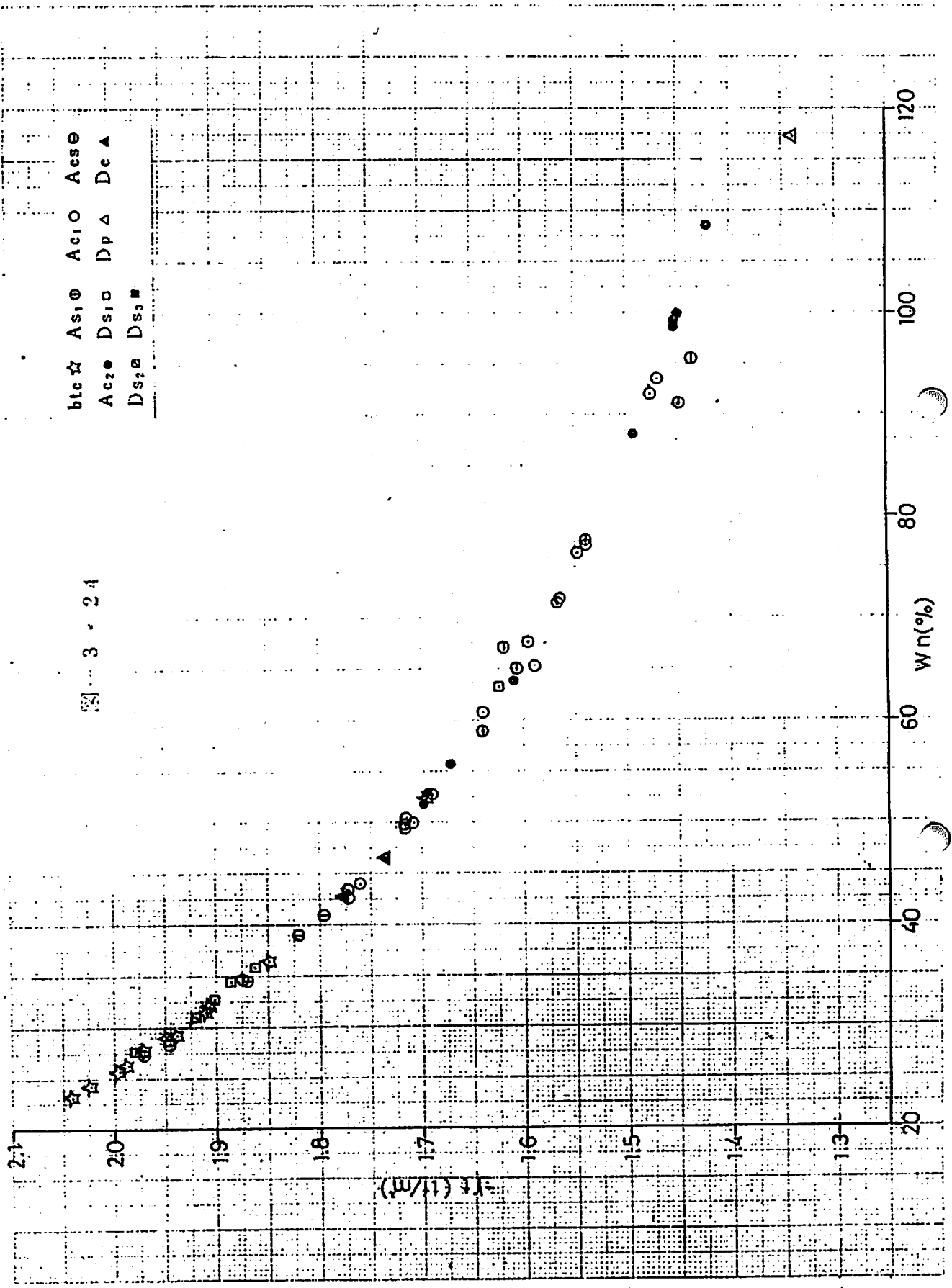


図 - 3 ・ 2 3

尚、図 - 3 ・ 2 4 に W_n と γ_t の相関図を示す。



(3) 粒度組成
各土層の粒度組成を以下に示す。

1) bts

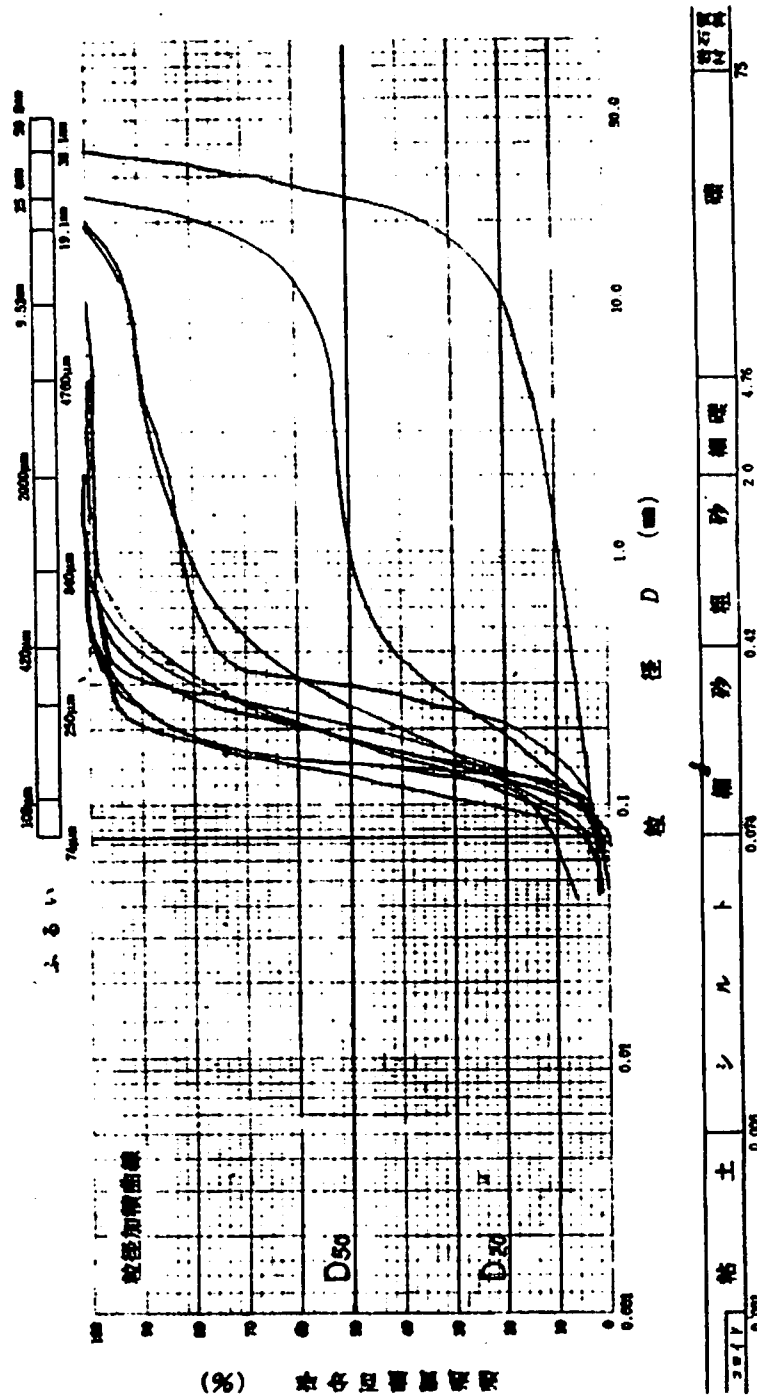


図 3・35

当図からわかる様に、細粒分はほとんど10%以下で一部(No.2地点上位)は、礫質土となっている。

2) A s

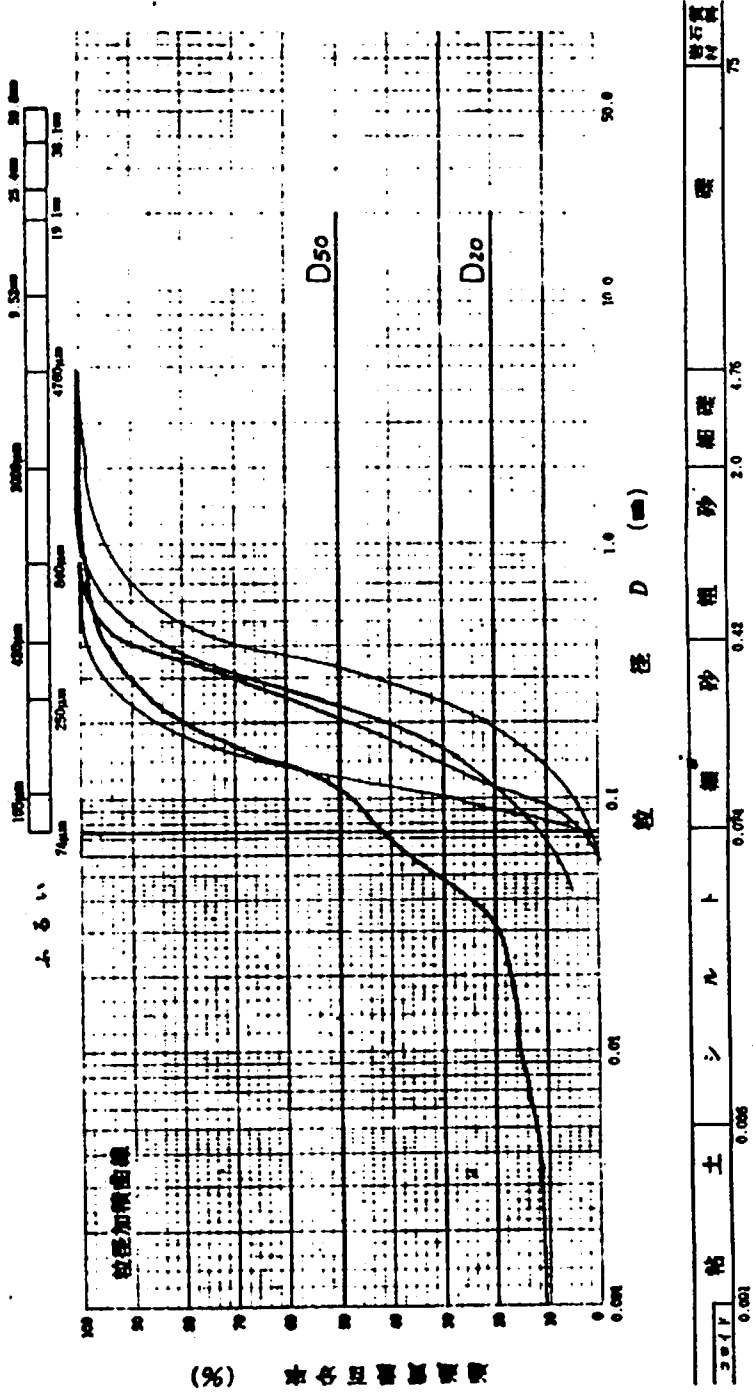


図-3・36

当図からわかる様に、一部40%位の細粒分を混入するが、ほとんどは10%以下の混入量で
きれいな砂層といえよう。

3) Aci

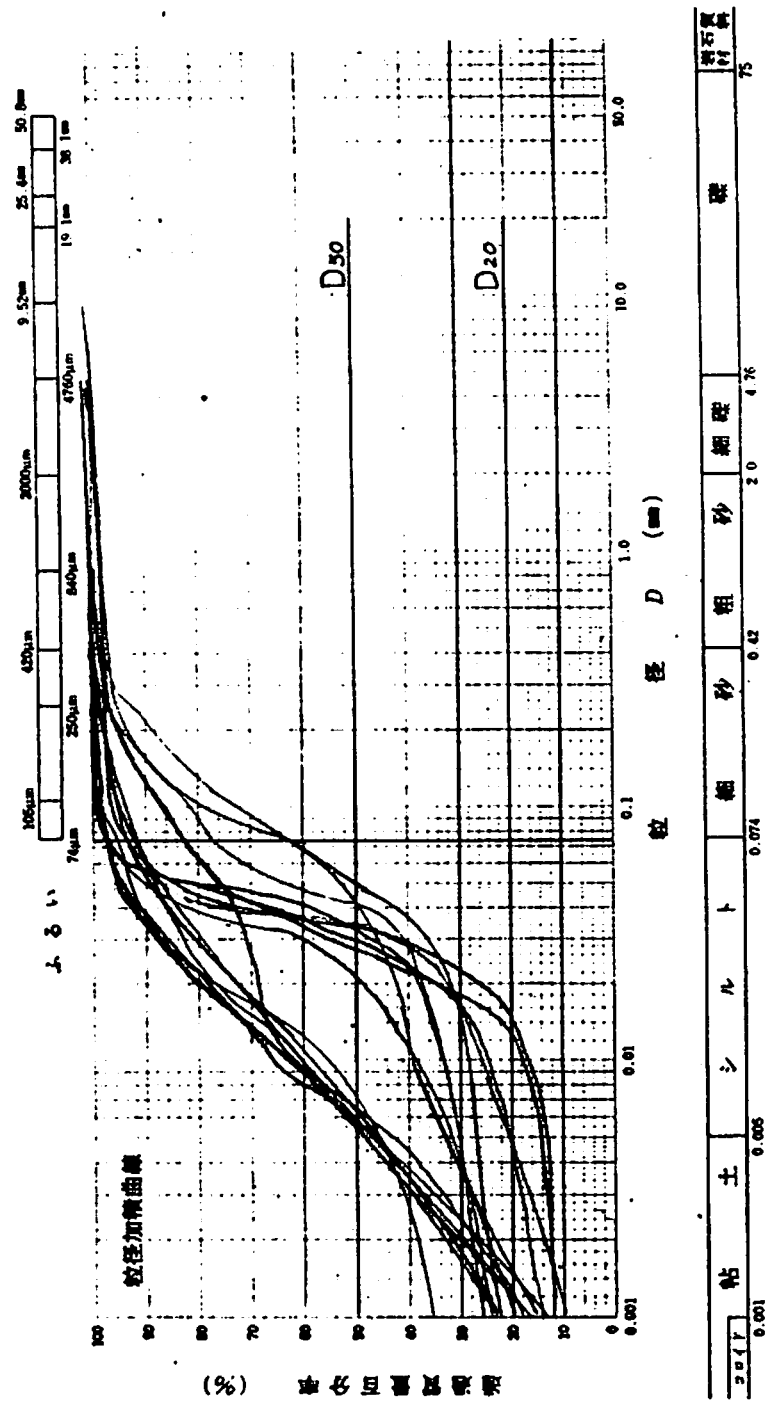


図-3・37

当図からわかる様に、当層はシルトの混入量が多い部分と粘土の混入量が多い地点に区分することが出来よう。

4) ACS

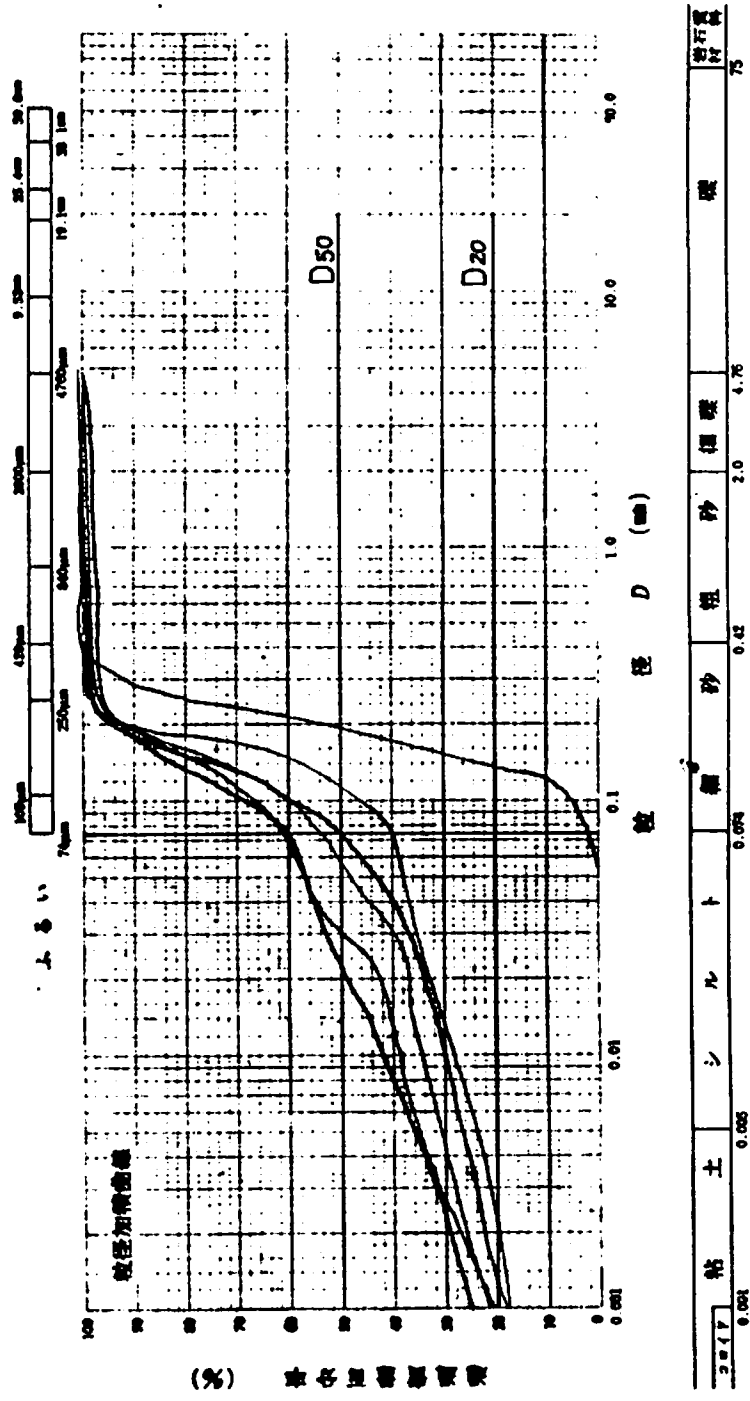


図 - 3 - 38

当図からわかる様に、一部はほぼ完全な砂質土となつてゐるが他は、混合層らしい粒径加積曲線を示す。

5) Ac2

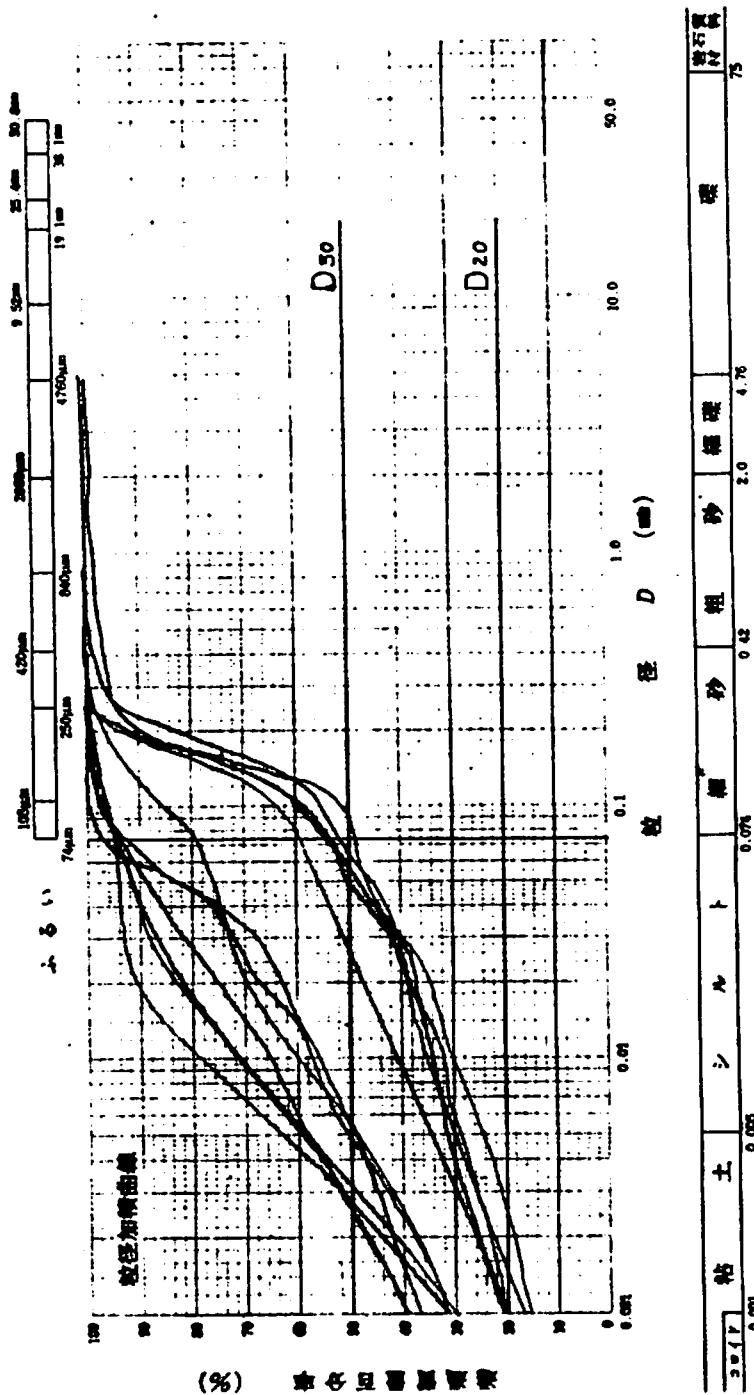


図-3・39

当図からわかる様に、当層は粗砂の少ない地点と、粗粒分の混入の大きい地点とに区分することが出来、上位層が前層下層に相当する。

6) D_{s1}

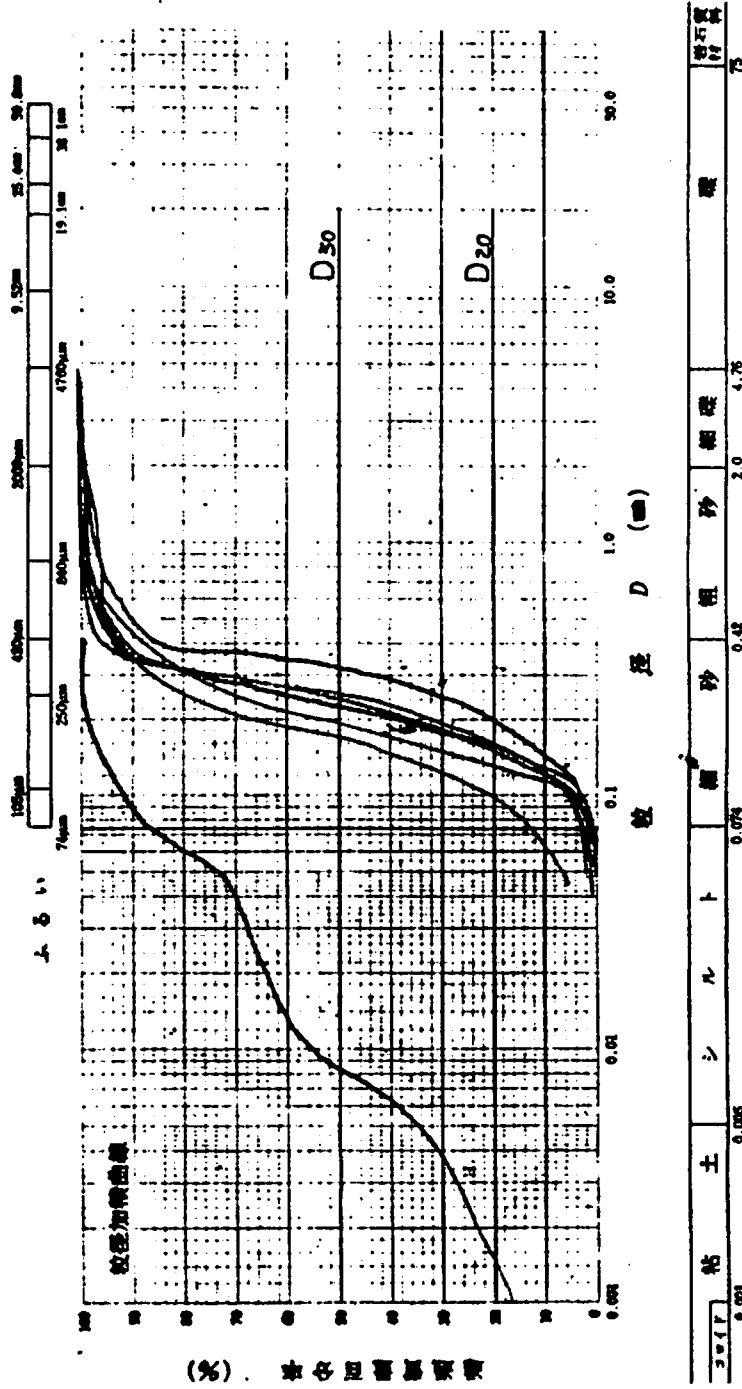


図-3・40

当図からわかる様に、粘性土部で実施したもの以外は、きれいな砂礫といえる。

7) Dp

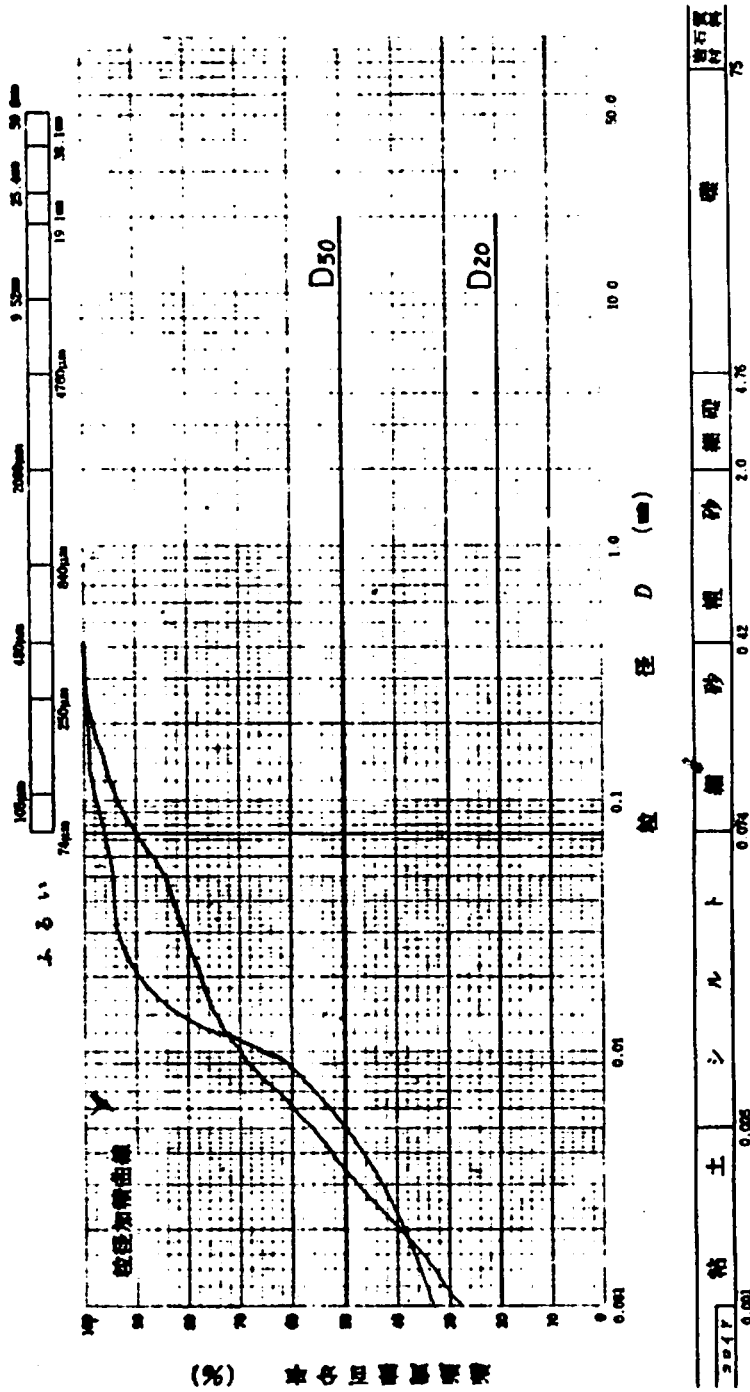


図-3・41

当図からわかる様に、砂をほとんど混入しない土層といえる。

8) Dc

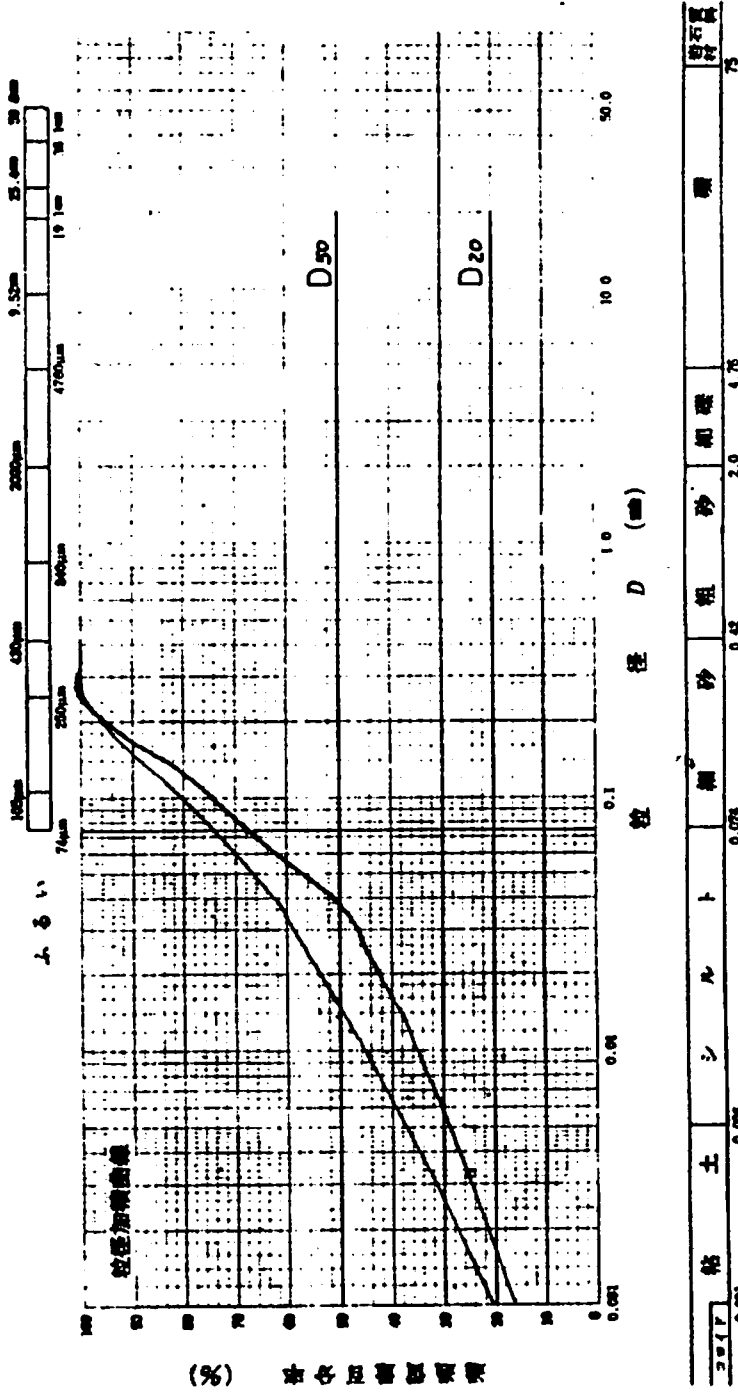


図-3・42

当図からわかる様に、質は30%前後の砂を混入する土層といえよう。

9) D_{s2}

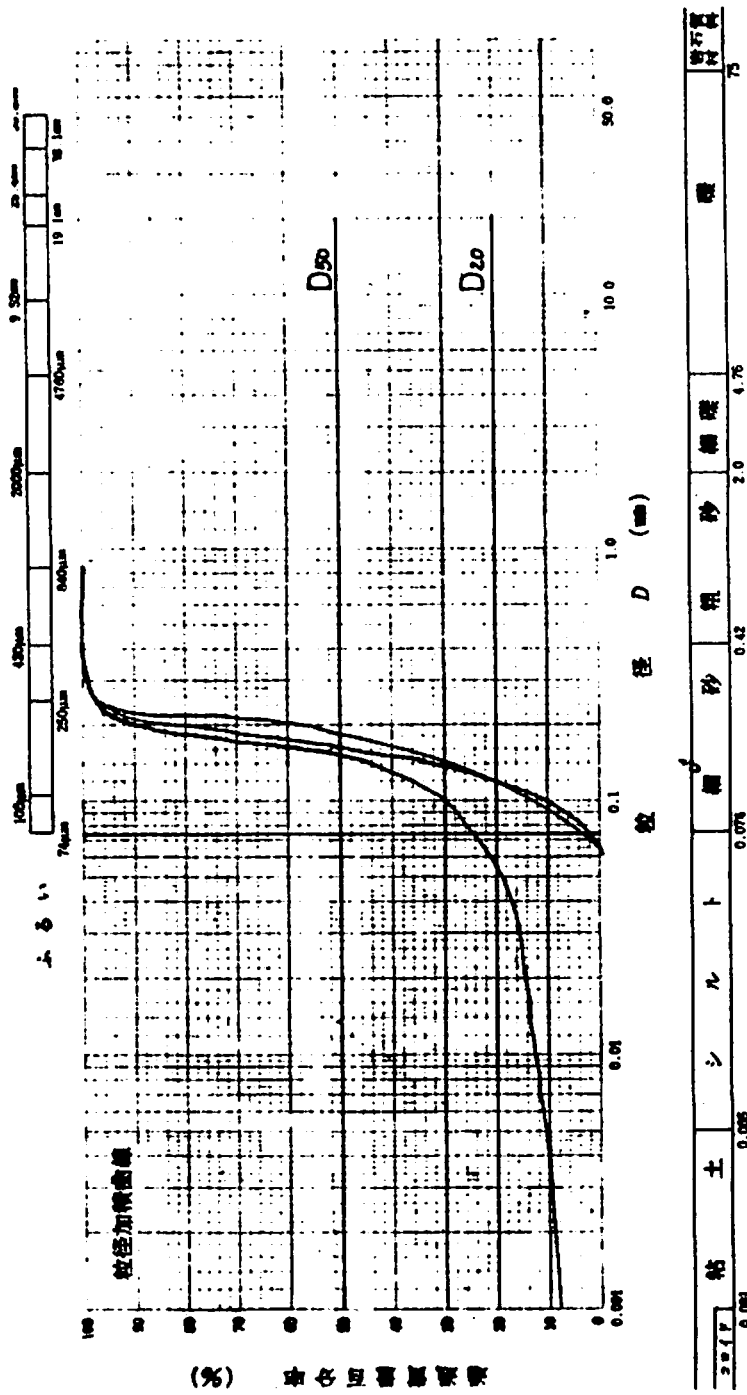


図-3・43

当図からわかる様に、細粒土を25%混入する地点及びきれいな砂層に区分することが出来よう。

10) D_{s3}

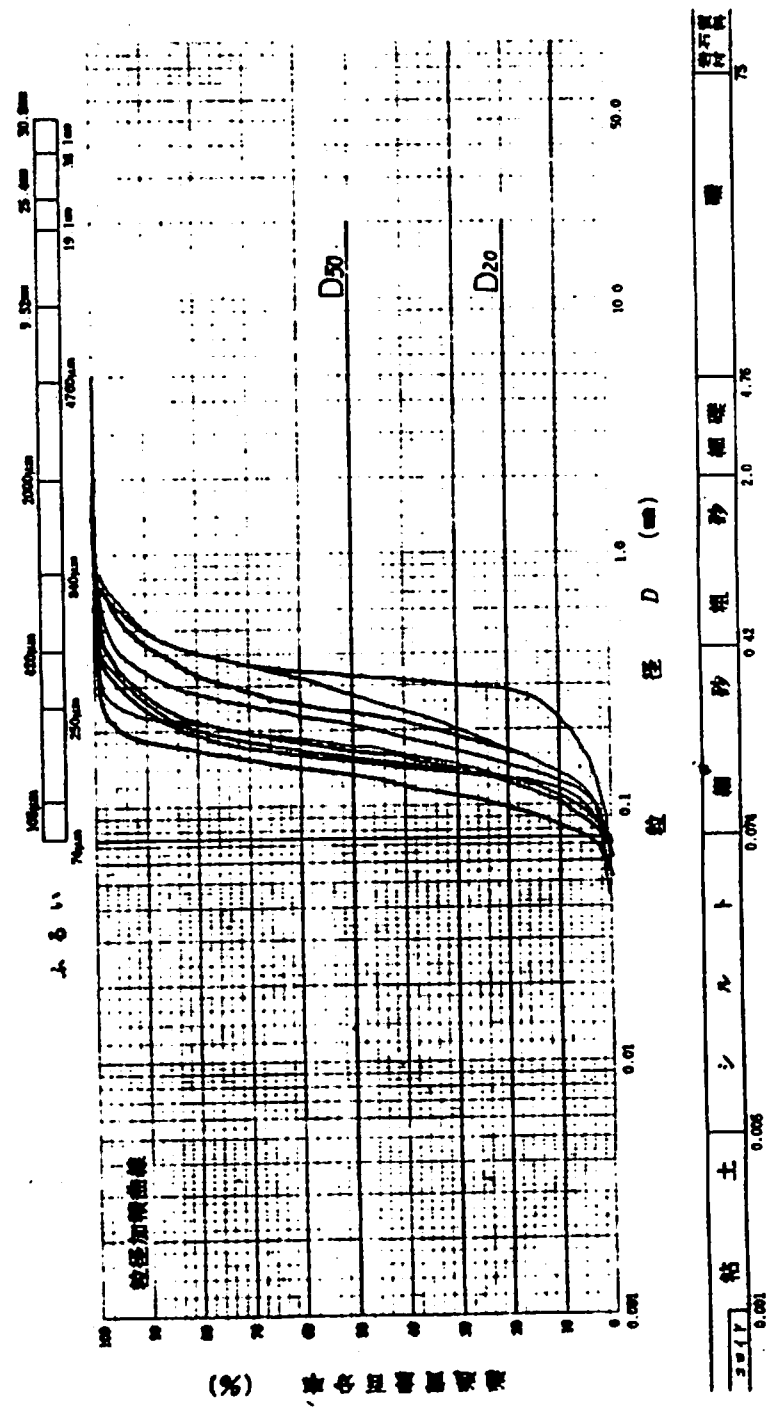


図-3・35

当図からわかる様に、細粒分の混入量がすべて5%以下できれいな砂層といえる。

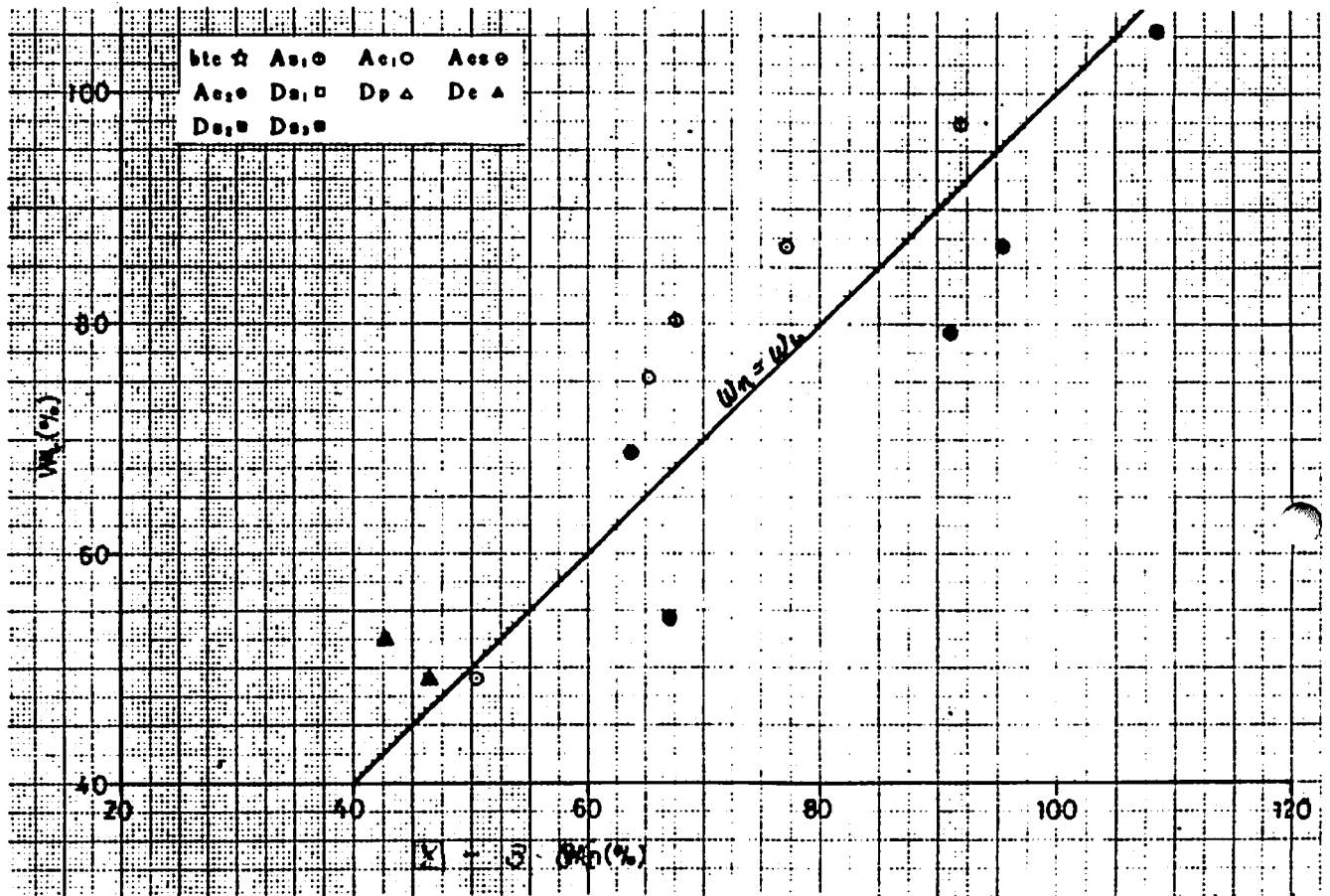
(4) コンシステンシー特性値

各地点のコンシステンシー特性値を下表に示す。

表 - 3・4

土層記号	地点	採取深度 GL (-m)	液性限界 W_L (%)	塑性限界 W_p (%)	塑性指数 I_p
Ac ₁	No. 1	1 1.00~1 1.54	8 6.7	2 6.8	5 9.9
		1 3.00~1 3.52	9 7.3	3 2.2	6 5.1
		1 9.15~1 9.61	8 0.2	2 4.6	5 5.6
	No. 2	1 2.00~1 2.80	4 9.0	2 9.5	1 9.5
		1 7.00~1 7.80	N . P	N . P	N . P
		2 1.00~2 1.80	7 5.3	2 7.0	4 8.3
Ac ₂	No. 1	3 2.00~3 2.49	1 0 5.3	3 5.3	7 0.0
		3 8.00~3 8.45	6 8.7	3 0.7	3 8.0
	No. 2	3 1.00~3 1.80	7 9.3	3 0.3	4 9.0
		3 5.00~3 5.80	8 6.7	3 3.2	5 3.5
		3 9.00~3 9.80	5 4.1	2 4.2	2 9.9
Dp	No. 1	4 7.15~4 7.45	2 2 7.5	1 0 1.2	1 2 6.3
	No. 2	4 8.15~4 8.47	1 8 8.5	5 4.4	1 3 4.1
Dc	No. 1	4 8.15~4 8.45	5 2.4	2 0.7	3 1.7
	No. 2	4 9.15~4 9.45	4 8.9	2 6.6	2 2.3

次に、液性限界と自然含水比の関係図を図 - 3・36 に示す。



当図からわかる様に、Ac₁の一部とAc₂の大半は $W_n > W_l$ なる関係を示しており、非常に不安定な状態にあり攪乱すると簡単に液状を呈する。

(5) セン断強度特性値

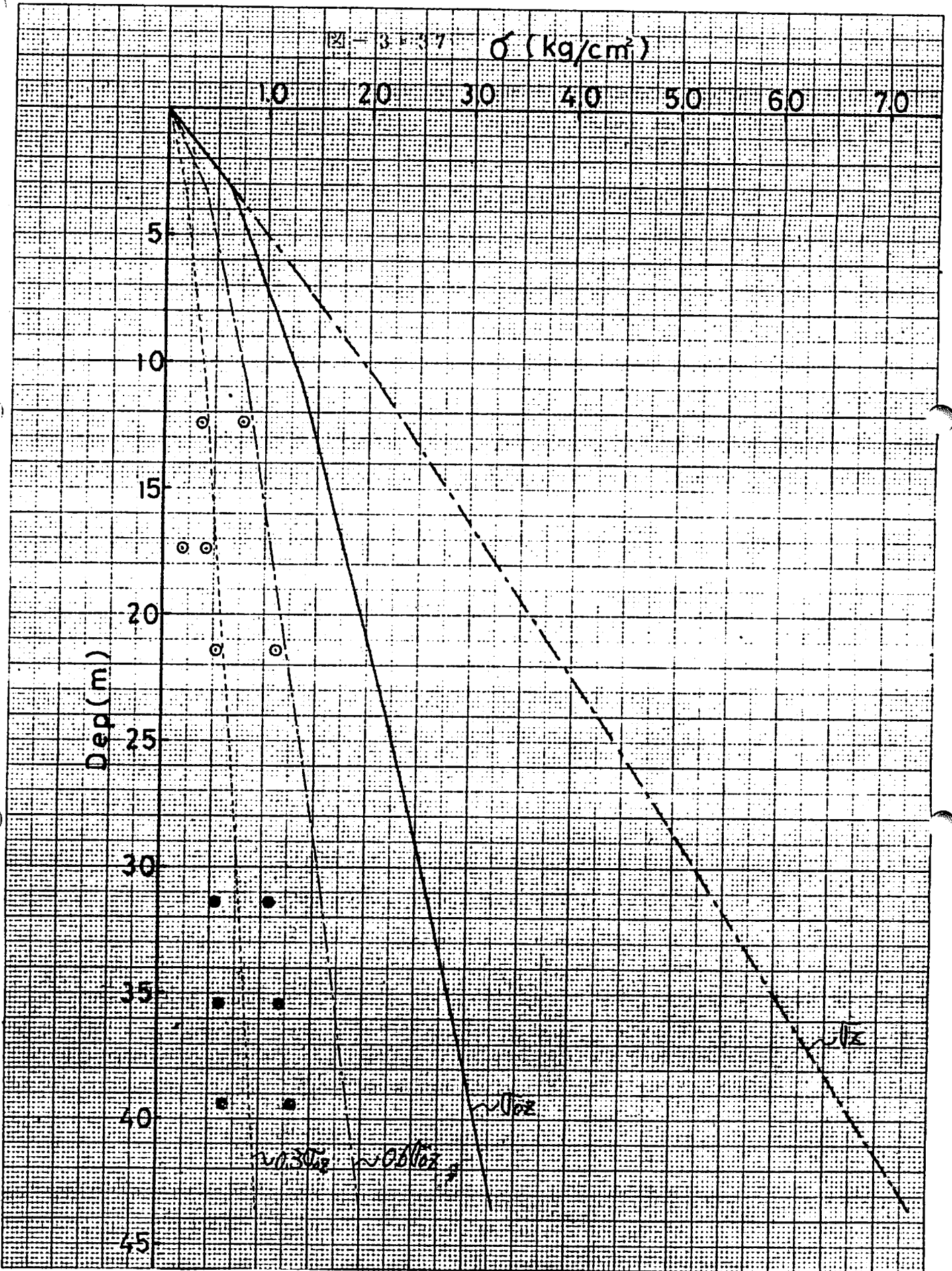
一、三軸圧縮試験より得られる各種セン断強度特性値を下表に示す。

表-3・5

採取地点	地層記号	採取深度 GL (m)	一軸圧縮強度 q_u (tf/m ²)	三軸試験より	
				C (tf/m ²)	ϕ
No. 2	Ac ₁	12.00~12.80	7.75	3.7	5.6
		17.00~17.80	4.31	2.0	15.3
		21.00~21.80	11.05	5.2	5.6
	Ac ₂	31.00~31.80	10.82	5.5	5.2
		35.00~35.80	11.93	6.0	4.6
		39.00~39.80	13.09	6.4	6.2

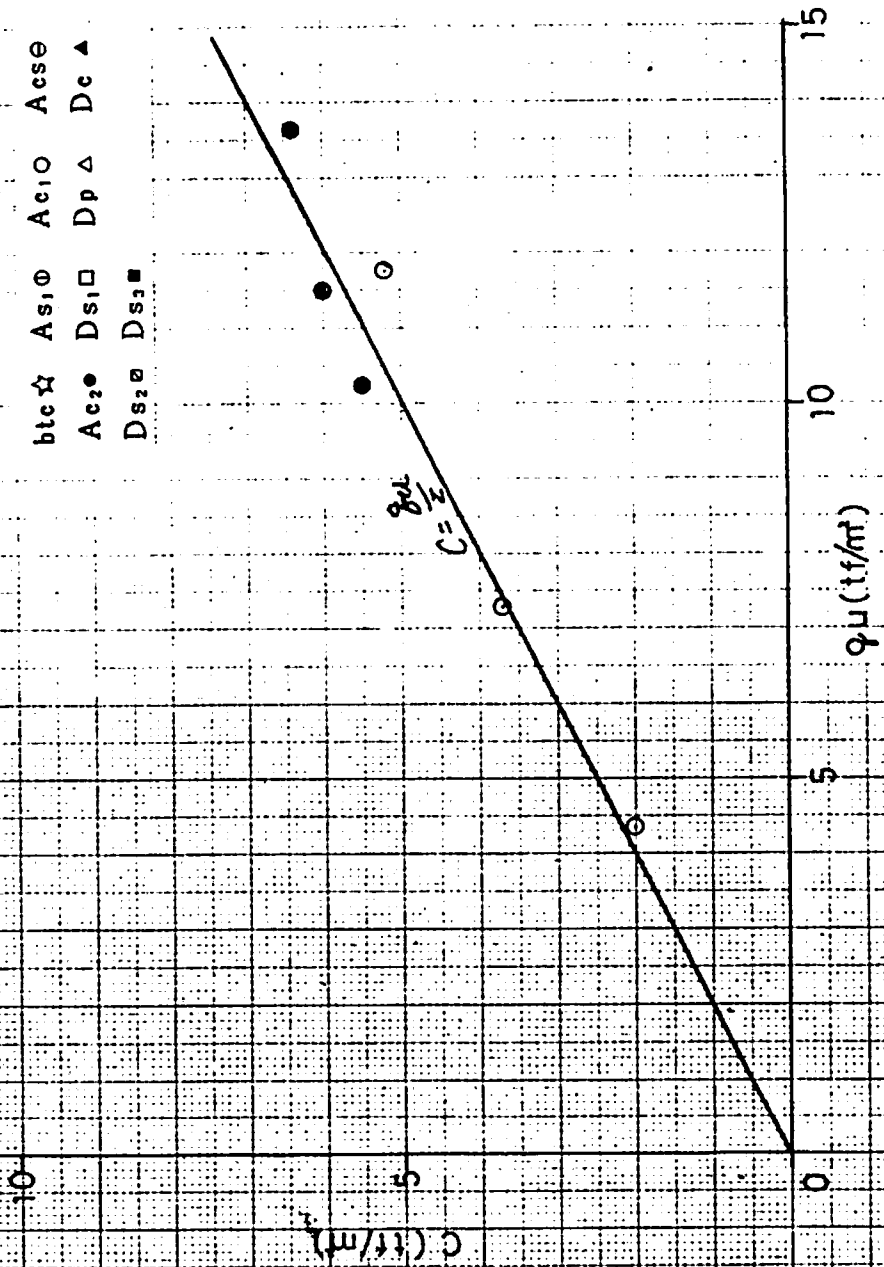
図-3・37に q_u と C 値の深度方向に対しての相関図を示す。ここで正規圧密粘性土ならば $q_u = 0.6\sigma_{oz}$ 、 $C = 0.3\sigma_{oz}$ なる相関が一般的には成り立つが、当地における試料はすべて $q_u < 0.6\sigma_{oz}$ 、 $C < 0.3\sigma_{oz}$ なる相関を示し、Ac₁、Ac₂ 共に非常に不安定な土層状態にあることを示している。

又、図-3・38に q_u と C 値の相関図を示す。当図からわかる様にほぼ
当試験試料は $C = \frac{q_u}{2}$ なる相関を示す。



W-3-38

btc ☆ As₁ ○ Ac₁ ○ Acse
 Ac₂ ● Ds₁ □ Dp △ Dc ▲
 Ds₂ ○ Ds₃ ■



(6) 圧密特性値

圧密試験より得られる各特性値を下表に示す。

表-3・6

採取地点	地層記号	採取深度 GL (m)	e_0	C_c	P_y
No. 2	Ac ₁	1 2 0 0 ~ 1 2 . 8 0	1.390	0.409	2.04
		1 7 . 0 0 ~ 1 7 . 8 0	1.131	0.205	4.44
		2 1 . 0 0 ~ 2 1 . 8 0	1.764	0.647	1.90
	Ac ₂	3 1 . 0 0 ~ 3 1 . 8 0	2.510	0.885	2.11
		3 5 . 0 0 ~ 3 5 . 8 0	2.587	0.922	2.66
		3 9 . 0 0 ~ 3 9 . 8 0	1.781	0.487	3.17

又、図-3・39, 40に $e \sim \log P$ 曲線を、図-3・41, 42に $\log \bar{P} \sim \log C_v$ 曲線を各対象土層ごとにまとめ示し、当図中の太実線が平均値である。

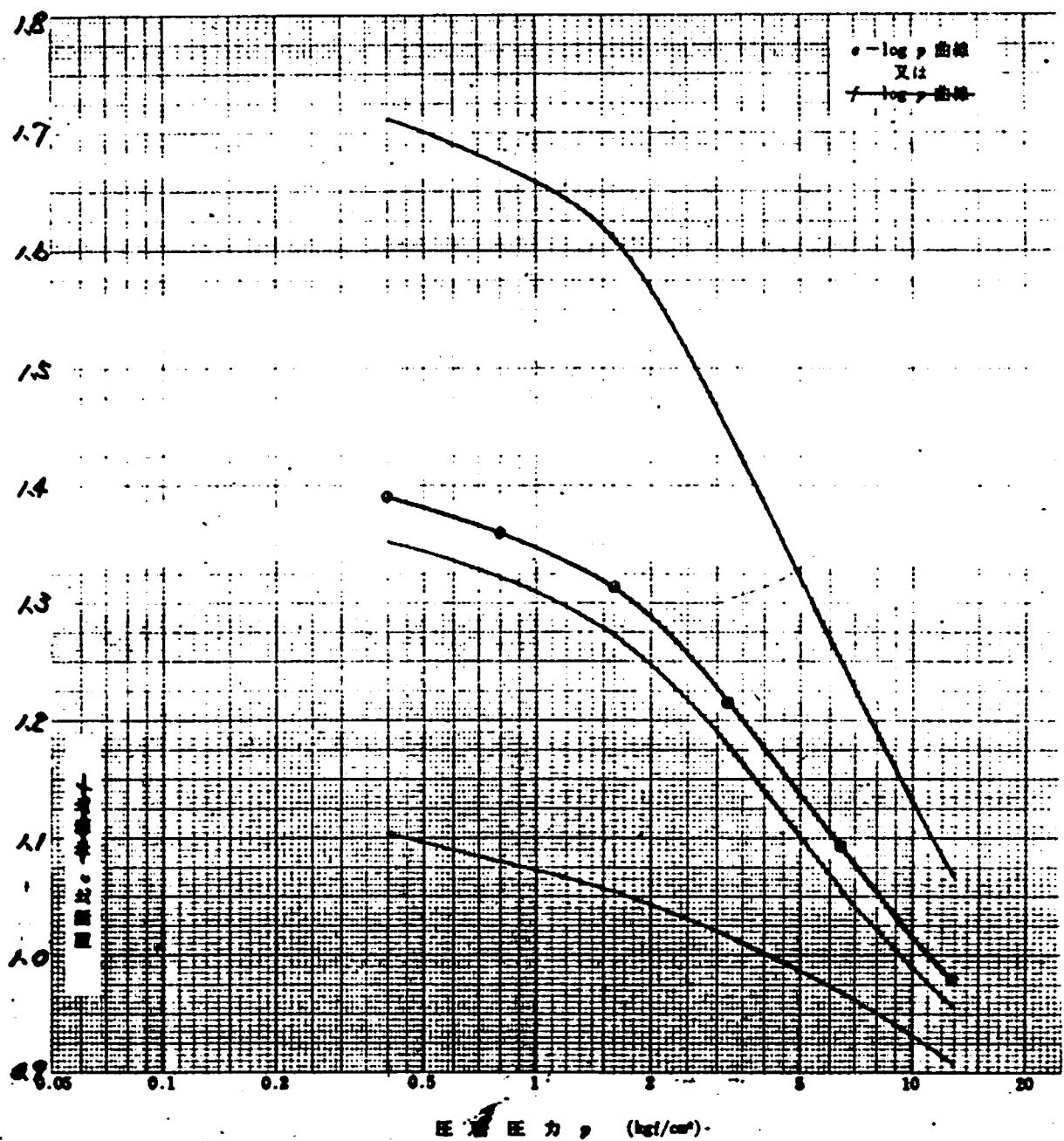


図-3・39 Ac₁ e ~ logP 曲線

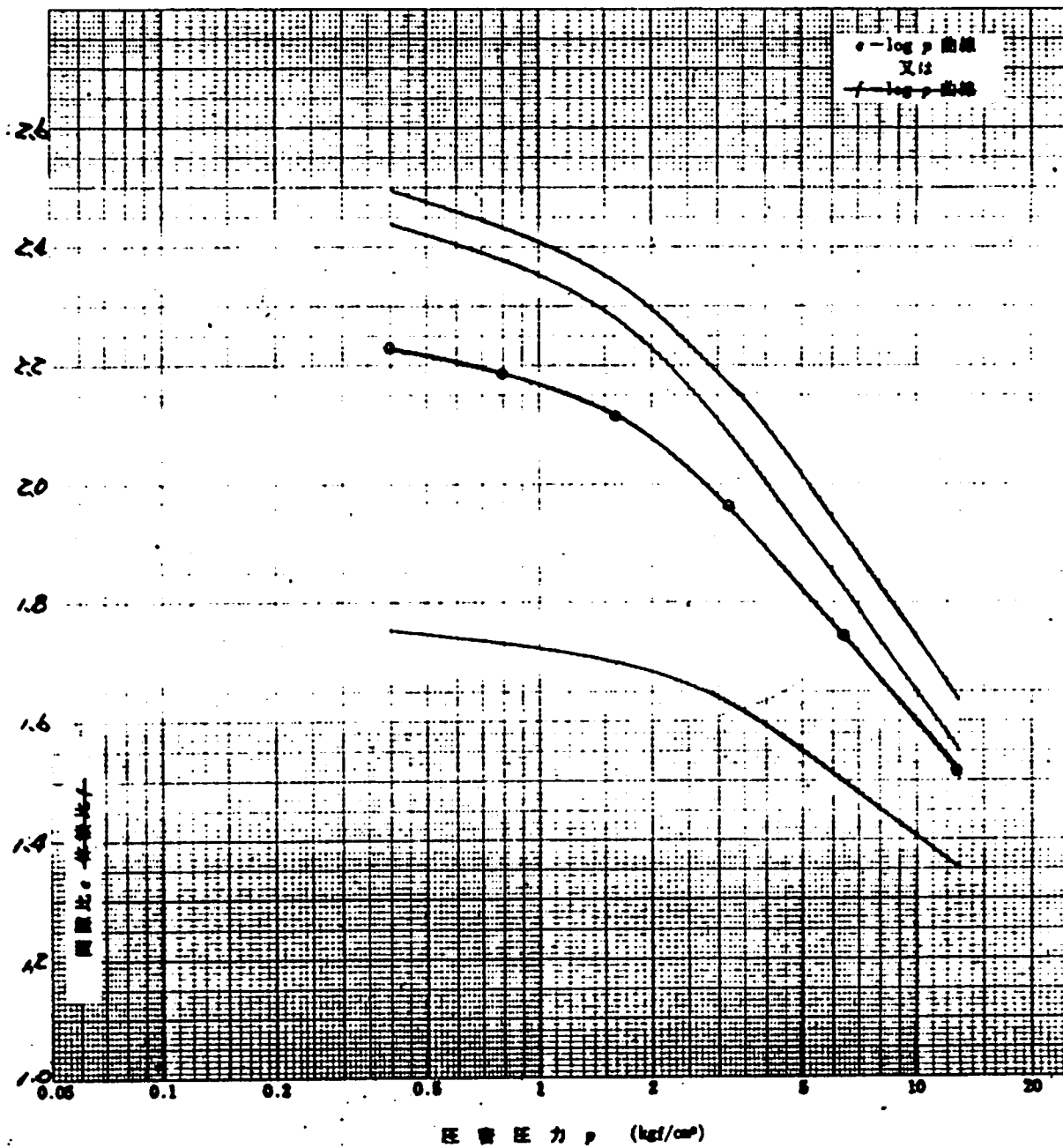


図 - 3 · 40 Ac_2 $e \sim \log P$ 曲線

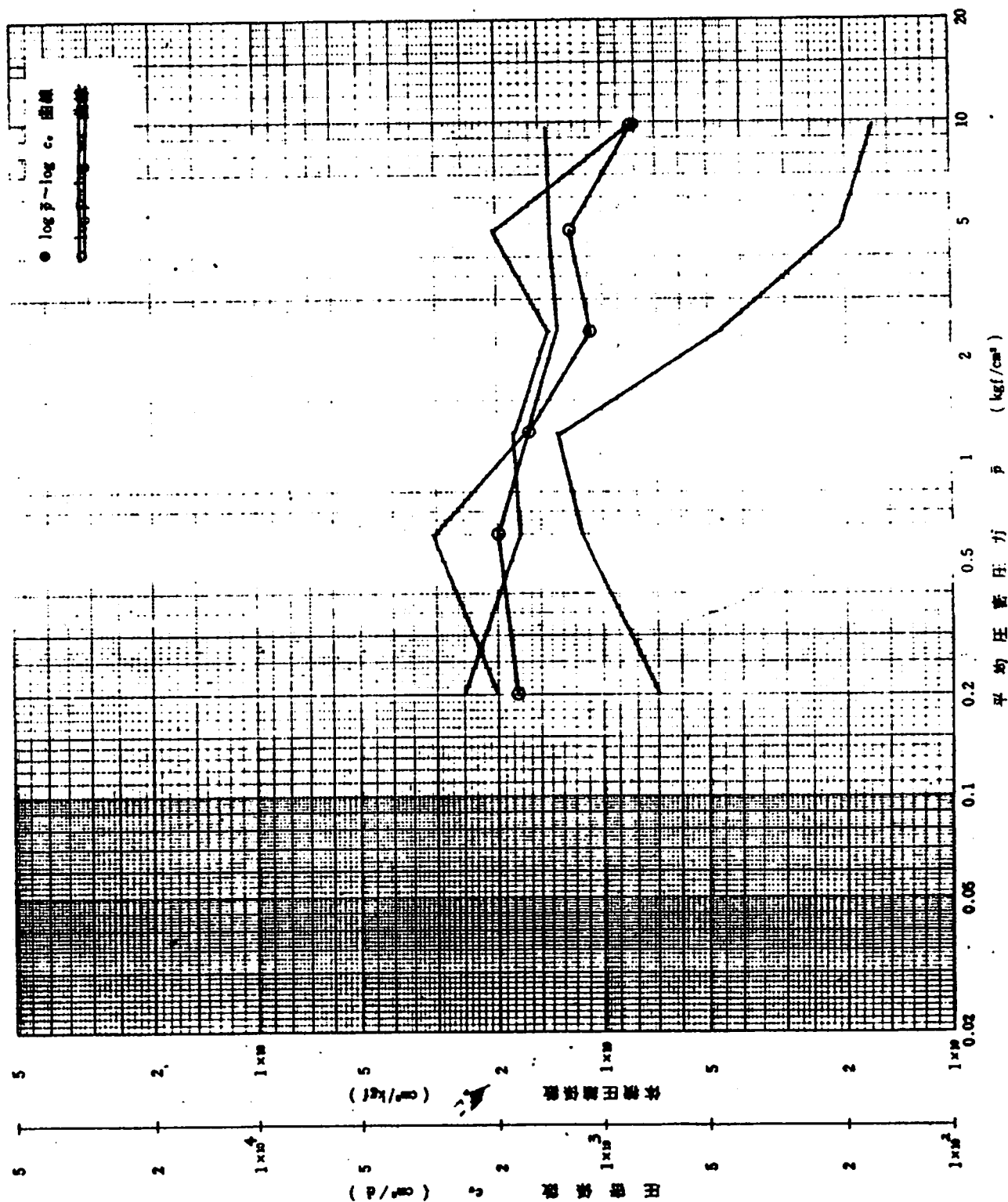
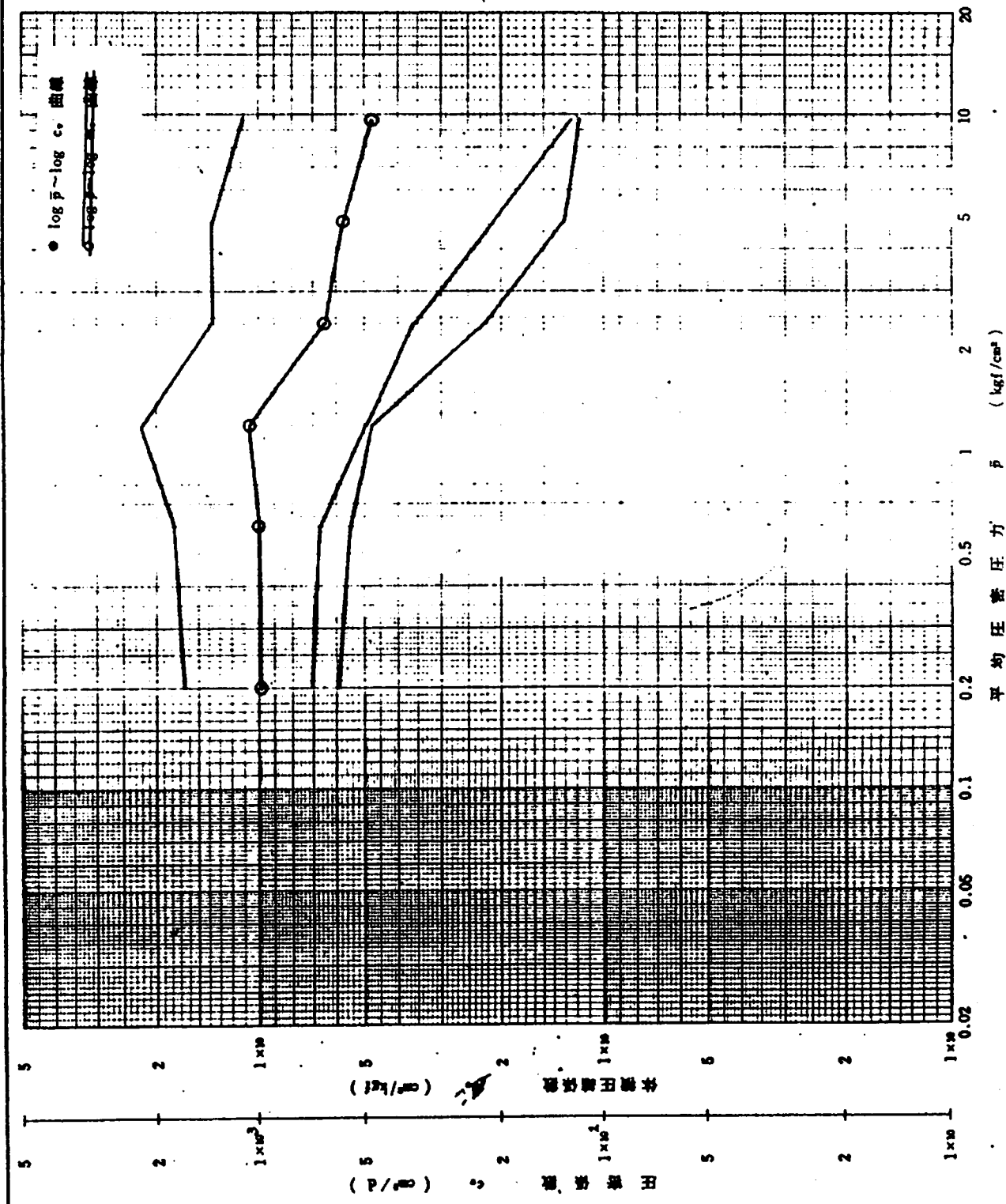
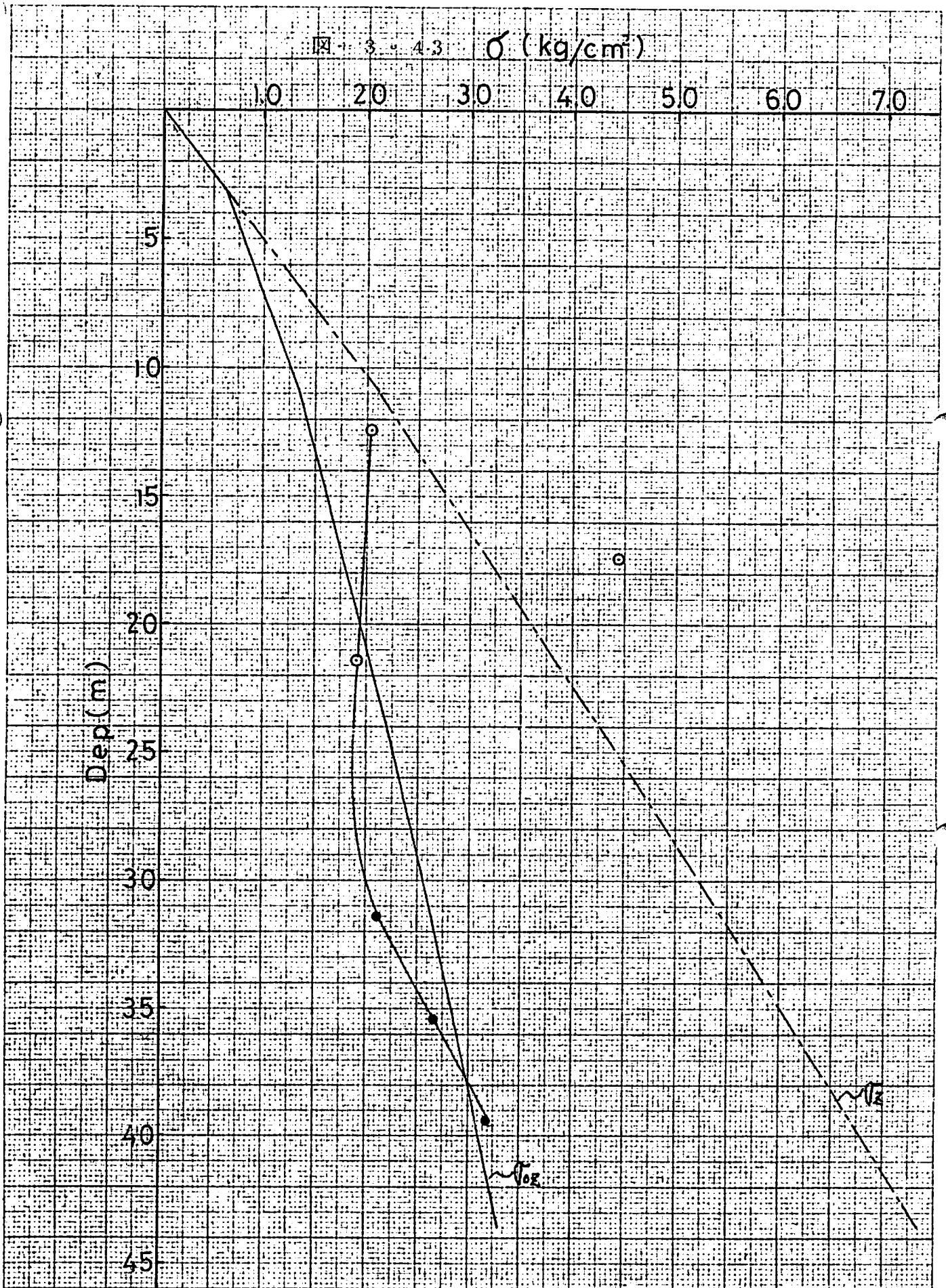


図-3・41 $\log \bar{p} \sim \log C_v$



図一・42 Ac₂ $\log \bar{p} \sim \log C_v$

又、図-3・43に、 P_c 値と σ_{oz} 、 σ_z の相関図を示してある。当図からわかる様に半数の試料が $P_c < \sigma_{oz}$ を、2試料が $\sigma_{oz} < P_c < \sigma_z$ 、1試料が $P_c > \sigma_z$ なる相関を示している。従つて、図-3・37も考慮し、これら土層の圧密状態は、正規圧密から圧密未了状態と考えられ、ネガティブフリクション対象土層と考えるのが妥当であろう。



IV 地盤の液状化の可能性

1. 液状化概説

液状化の発生に寄与する地震波は、粗密波、せん断波及び表面波からなっており、それぞれ不規則な振幅及び周波数特性を有している。しかし、液状化の主誘因が繰返しせん断応力であるという見方に立てば、液状化の発生に関しては地震波の分類にかかわらず伝搬してきた波動による地震動の内、特に水平加速度が最も重要な役割を果たすものと考えられる。一方、上下動加速度は地盤内の鉛直全応力を変動させるが、その変動はほぼ等方圧的であるから、飽和上では有効応力の変動をもたらさない。又、液状化の発生に寄与するせん断応力はある限界以上の振動を有するものに一般的には限られる。

ここで、液状化のメカニズムを簡単に述べる。乾燥した砂を入れた容器をたたくと砂が良く詰って表面が沈下してゆく。しかし、砂が飽和している場合は粒子間に介在する水が、砂がより詰まろうとするのを妨げる為、間隙水圧が上昇し、それに伴って有効応力が低下していく。よつて、有効応力が0になれば、砂のもつせん断強度も0となり、砂は液状を呈する事になる。この様な状態を一般に砂地盤の液状化という。

尚、判定に当つては「道路橋示方書・同解説・V耐震設計編」に基づいて検討する。

◎ 液状化の判定を行う必要がある土層

地下水位面が現地盤面から10m以内にある沖積層で、かつ現地盤面から20m以内の範囲に於ける平均粒径 D_{50} が0.02mm以上2.0mm以下である飽和砂質土層は地震時に液状化の可能性がある為、2項によつて液状化の判定を行うものとする。

2. 液状化の判定

(1) 判定式

液状化の判定を行う必要のある土層に対しては、①式で定義される液状化に対する抵抗率： F_L を求め、この値が1.0以下の土層については液状化するものとする。液状化すると判定された土層の耐震設計上の取扱いは③式の規定によるものとする。

$$F_L = R/L \dots\dots\dots ①$$

$$R = R_1 + R_2 \dots\dots\dots ②$$

$$L = rd \cdot ks \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \dots\dots\dots ③$$

$$ks = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot kso \dots\dots\dots ④$$

$$\sigma_v = \{ \gamma_{s1} hw + \gamma_{s2} (x-hw) \} / 10 \dots\dots\dots ⑤$$

$$\sigma'_v = \{ \gamma_{s1} hw + \gamma'_{s2} (x-hw) \} / 10 \dots\dots\dots ⑥$$

ここに、

F_L ：液状化に対する抵抗率

R ：動的せん断強度比

L ：地震時せん断応力比

rd ：地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数 = $1.0 - 0.015x$

ks ：液状化の判定に用いる地表面での水平震度

σ_v ：全上載圧 (kg/cm²)

σ'_v ：有効上載圧 (kg/cm²)

R_1 ：N値と有効上載圧： σ'_v の関係で表わされる動的せん断強度比の第1項であり、図-4.1によるものとする。

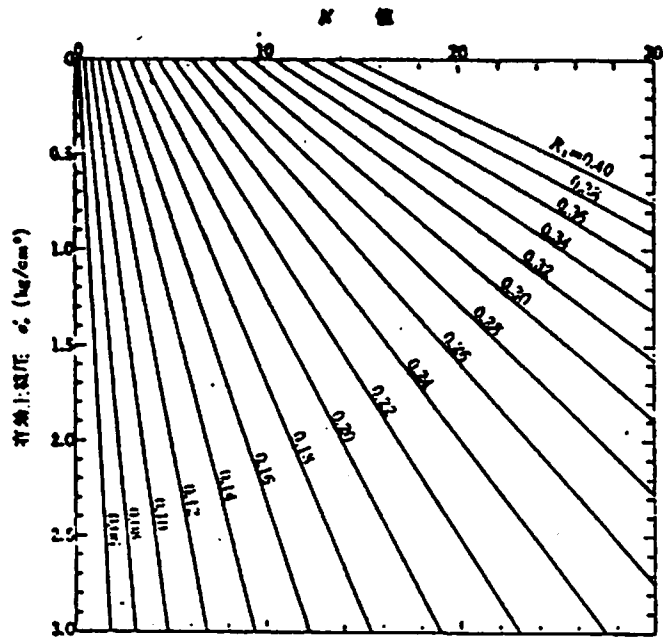


図 -4.1 N値、有効上載圧： σ_v と動的せん断強度比の第1項 R_1 の関係

R_2 ：平均粒径 D_{50} の関係で表わされる動的せん断強度比の第2項であり、図 -4.2によるものとする。

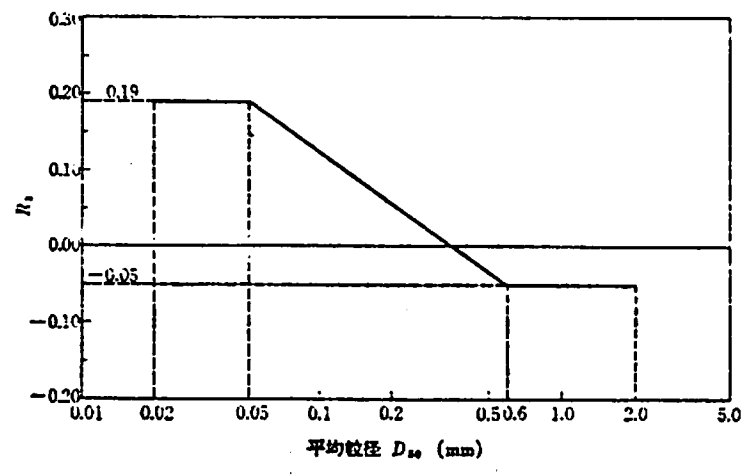


図-4.2 平均粒径 D_{50} と動的セン断強度比の第2項 R_2 の関係

x : 地表面からの深さ(m)

ν_1 : 以下に規定する地域別補正係数

ν_2 : 以下に規定する地盤別補正係数

ν_3 : 以下に規定する重要度別補正係数

k_{so} : 液状化の判定に用いる標準設計水平震度 (0.15とする)

$r_{1,1}$: 地下水位面より浅い位置での土の単位重量 (t/m^3)

砂質地盤の場合は、おおよそ $1.6 \sim 1.8 t/m^3$ である。

$r_{1,2}$: 地下水位面より深い位置での土の単位重量 (t/m^3)

砂質地盤の場合は、おおよそ $1.8 \sim 2.0 t/m^3$ である。

$r_{1,2}'$: 地下水位面より深い位置での土の有効単位重量 (t/m^3)

砂質地盤の場合は、おおよそ $0.8 \sim 1.0 t/m^3$ である。

h_w : 地表面から地下水位面迄の深さ(m)

ここで、標準設計水平震度の補正係数は以下の様に求める。

地域別補正係数

地域別補正係数は、地域区分に応じて表-4.1の値とする。但し、架橋地点が地域区分の境界線上にある場合は、係数の大きい方とする。

地域別補正係数 ν_1

表-4.1

地域区分	補正係数 ν_1	対象地域
A	1.00	下記2地域以外の地域
B	0.85	「多雪区域、風の速度圧及び地盤が著しく軟弱な区域を特定行政庁が定める基準並びに水平震度の数値を減らす基準」(昭和27年7月25日建設省告示第1074号)第4項(水平震度の数値を減らす基準)第2表中(白)に掲げる地域
C	0.70	「多雪区域、風の速度圧及び地盤が著しく軟弱な区域を特定行政庁が定める基準並びに水平震度の数値を減らす基準」(昭和27年7月25日建設省告示第1074号)第4項(水平震度の数値を減らす基準)第2表中(一)および(二)に掲げる地域

◎ 地盤別補正係数

地盤別補正係数は、地盤種別に応じて表-4.2の値とする。

地盤別補正係数 ν_2 表-4.2

地盤種別	1種	2種	3種	4種
補正係数 ν_2	0.9	1.0	1.1	1.2

◎ 重要度別補正係数

重要度別補正係数は、重要度の区分に応じて表-4.3の値とする。

尚、1級に区分された橋の内、特に重要なものについては係数を1.1迄割増しする事ができる。

重要度別補正係数 ν_3

表-4.3

重要度の区分	補正係数 ν_3	対象となるもの
1級	1.0	高速自動車国道、一般国道、主要地方道の橋。一般都道府県道及び市町村道の内、重要な橋。
2級	0.8	上記以外の橋。

(2) 液状化の判定

標準貫入試験からのN値、密度試験結果、粒度試験からの平均粒径等を使用して前項の方法に基づき判定する。

◎ 設計水平震度の決定

1) 地域別補正係数

当地は、千葉県であるから「A」に区分される。

$$\therefore \nu_1 = 1.00$$

2) 地盤別補正係数

耐震設計上の地盤種別は、原則として地盤の特性値 T_G により区別し、表-4.4 によるものとする。

表-4.4 耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の特性値 T_G (s)
1 種	$T_G < 0.2$
2 種	$0.2 \leq T_G < 0.4$
3 種	$0.4 \leq T_G < 0.6$
4 種	$0.6 \leq T_G$

T_G は下式によつて算出する。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}}$$

なお、一般には T_G は上記の式から算定するが当地では沖積層厚が 2.5 m 以上分布することから、下図により“4種地盤”とする。

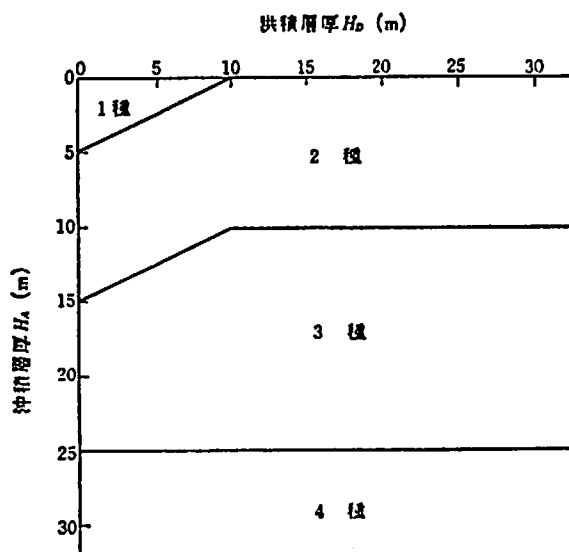


図-4.3 沖積層厚 H_A と洪積層厚 H_D による地盤種別

3) 重要度別補正係数

ここでは重要度区分を1級とし、特に重要なものとして取扱う。よつて、 ν_3 は1.7とする。したがつて設計水平震度： k_s は次の様になる。

$$\begin{aligned}k_s &= \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot k_{s0} \\ &= 1.0 \times 1.2 \times 1.1 \times 0.15 = 0.198 \text{ となる。}\end{aligned}$$

4) 液状化の判定

各ボーリング地点毎に液状化判定をし、表-4・5～表-4・6に示す。当判定に当つては計算深度をほぼ1mピッチとし、N値は測定N値、 D_{50} は粒度試験結果からの粒径加積曲線から求めた。又、地下水位はボーリング孔内水位とした。表-4・5～表-4・6からわかる様に、液状化の可能性が高いと判断される地点が多い。

