

プラスチック中間処理施設
測量地質調査業務委託

報告書

令和6年9月

大宮地方環境整備組合
株式会社 玄設計

目

次

1. ま え が き	- 1 -
2. 調 査 概 要	- 2 -
3. 調 査 方 法	- 5 -
3-1. 機械ボーリング	- 5 -
3-2. 乱れの少ない試料採取	- 7 -
3-3. 孔内水平載荷試験	- 9 -
3-4. 室内土質試験	- 11 -
4. 地形・地質概要	- 12 -
4-1. 地形概要	- 12 -
4-2. 地質概要	- 14 -
5. 調 査 結 果	- 16 -
5-1. ボーリング調査	- 16 -
5-2. 地下水位状況	- 25 -
5-3. 土質試験結果	- 26 -
6. 検 討	- 37 -
6-1. 設計用地盤定数の設定	- 37 -
6-2. 設計・施工上の留意点	- 50 -
1) 盛土地盤の支持力について	- 51 -

～ 調 査 資 料 ～

- ・ 調 査 位 置 図
- ・ 調 査 位 置 平 面 図
- ・ 調 査 位 置 平 面 図 ・ 断 面 図
- ・ ボ ー リ ン グ 柱 状 図
- ・ 孔 内 水 平 載 荷 試 験 結 果 表
- ・ 土 質 試 験 結 果 一 覧 表
- ・ 現 場 記 録 写 真
- ・ 室 内 試 験 記 録 写 真
- ・ 地 質 標 本 (別 途 提 出)

1. ま え が き

本報告書は、大宮地方環境整備組合の御依頼により当社が実施した

「プラスチック中間処理施設測量地質調査業務委託」の調査結果について整理したものである。

本業務の履行場所は、茨城県那珂市静 1894（大宮地方環境整備組合環境センター）地内である。

本業務は、上記の履行場所において基礎地盤の状態と土の工学的性質及び地下水等の状況を把握し、設計及び施工に必要な地盤情報（地層構成，地盤工学的な基礎資料）を得ることを目的として実施した。

調査は、巻末の調査位置図に示すように5箇所の機械ボーリングと標準貫入試験を実施した。

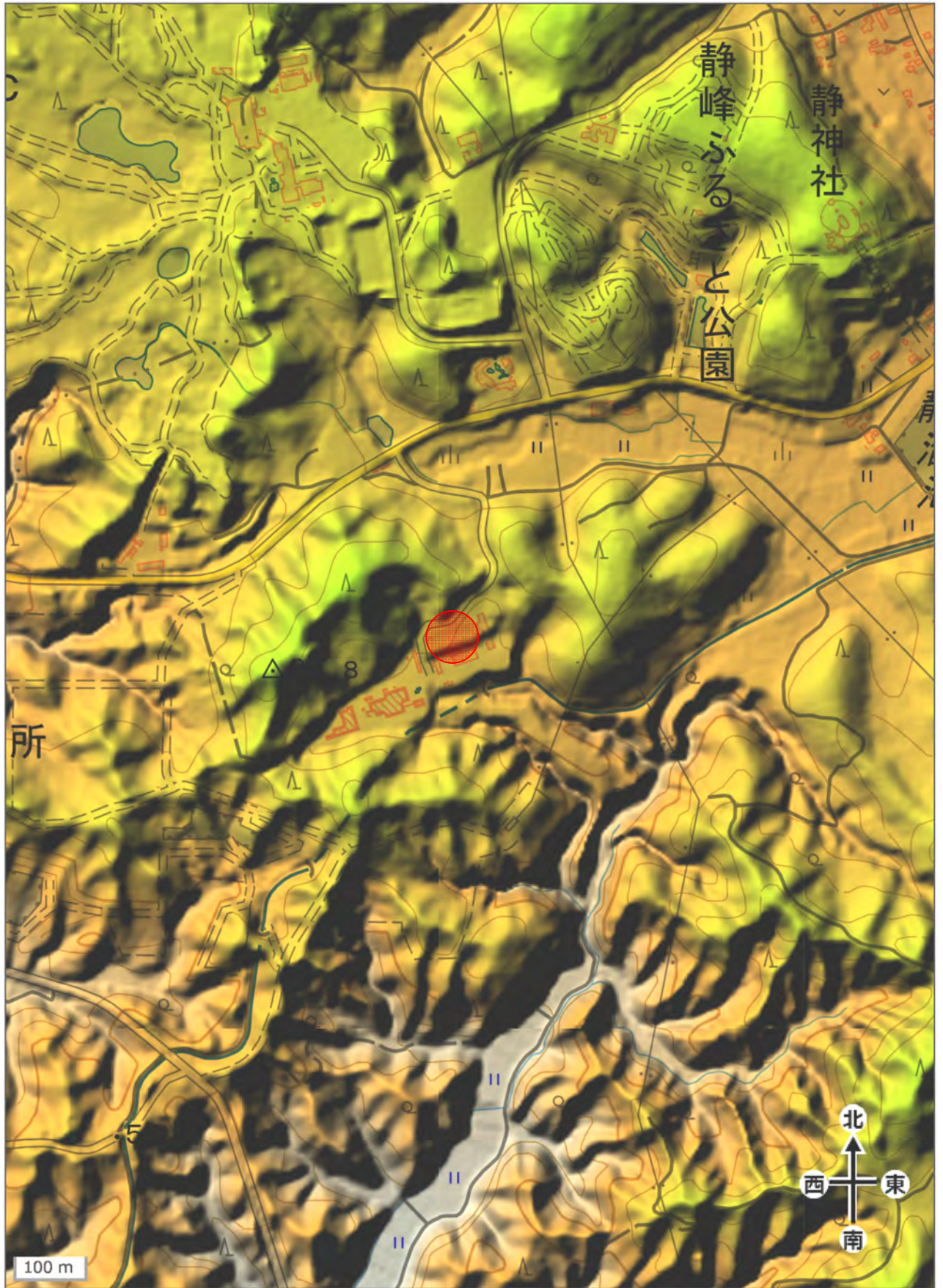
なお、調査に際しては関係各位の御指導・御協力に賜り、ここに完成できました事を深く感謝致します。

令和 6 年 9 月

株式会社 玄設計

調査数量表

調査項目			単位	調査箇所					合計
				No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	
機械ボーリング	φ116mm	シルト・粘土	m						
		砂・砂質土	m						
		礫混じり土砂	m						
		軟岩	m						
	φ86mm	シルト・粘土	m	5.00		5.00		4.50	14.50
		砂・砂質土	m						
		礫混じり土砂	m						
		軟岩	m						
	φ66mm	シルト・粘土	m	3.10	8.50	2.50	8.50	4.65	27.25
		砂・砂質土	m	2.35	2.00	2.50	1.95	1.75	10.55
		礫混じり土砂	m	0.85	1.50	1.70	1.25	1.25	6.55
		軟岩	m	3.70	3.00	1.30	1.30	1.85	11.15
	合計		m	15.00	15.00	13.00	13.00	14.00	70.00
原位置試験	標準貫入試験	シルト・粘土	回	8	9	8	9	9	43
		砂・砂質土	回	2	2	2	2	2	10
		礫混じり土砂	回	1	1	2	1	1	6
		軟岩	回	4	3	1	1	2	11
		合計	回	15	15	13	13	14	70
	孔内水平載荷試験		回					1	1
	現場透水試験		回						
	シンウォールサンプリング		本	1		1			2
	デニソンサンプリング		本						
室内土質試験	物理	土粒子の密度試験	試料	1		1			2
		土の含水比試験	試料	1		1			2
		土の粒度試験(沈降)	試料	1		1			2
		土の粒度試験(フルイ)	試料						
		土の液性限界試験	試料	1		1			2
		土の塑性限界試験	試料	1		1			2
		土の湿潤密度試験	試料	1		1			2
	力学	土の一軸圧縮試験	試料						
		土の三軸圧縮試験(UU)	試料	1		1			2
		土の三軸圧縮試験(CU)	試料						
土の三軸圧縮試験(CD)		試料							
土の圧密試験		試料	1		1			2	
仮設	平坦地足場		箇所	1	1	1	1	1	5
	傾斜地足場		箇所						
	場内小運搬100m以内		式						



● 調査位置

3. 調査方法

3-1. 機械ボーリング

3-1-1. 使用機械及び掘削方法

ボーリング機は、ハイドロリックフィード式を使用したもので、ロッドの先端に取り付けられたコアチューブの回転と給圧により、地層を粉碎しながら穴を掘り進み掘りくずは、掘さく液の循環によって孔外に排出させながら掘進したものである。

なお、ハイドロリックフィードボーリング装置の全体図は下図の通りである。

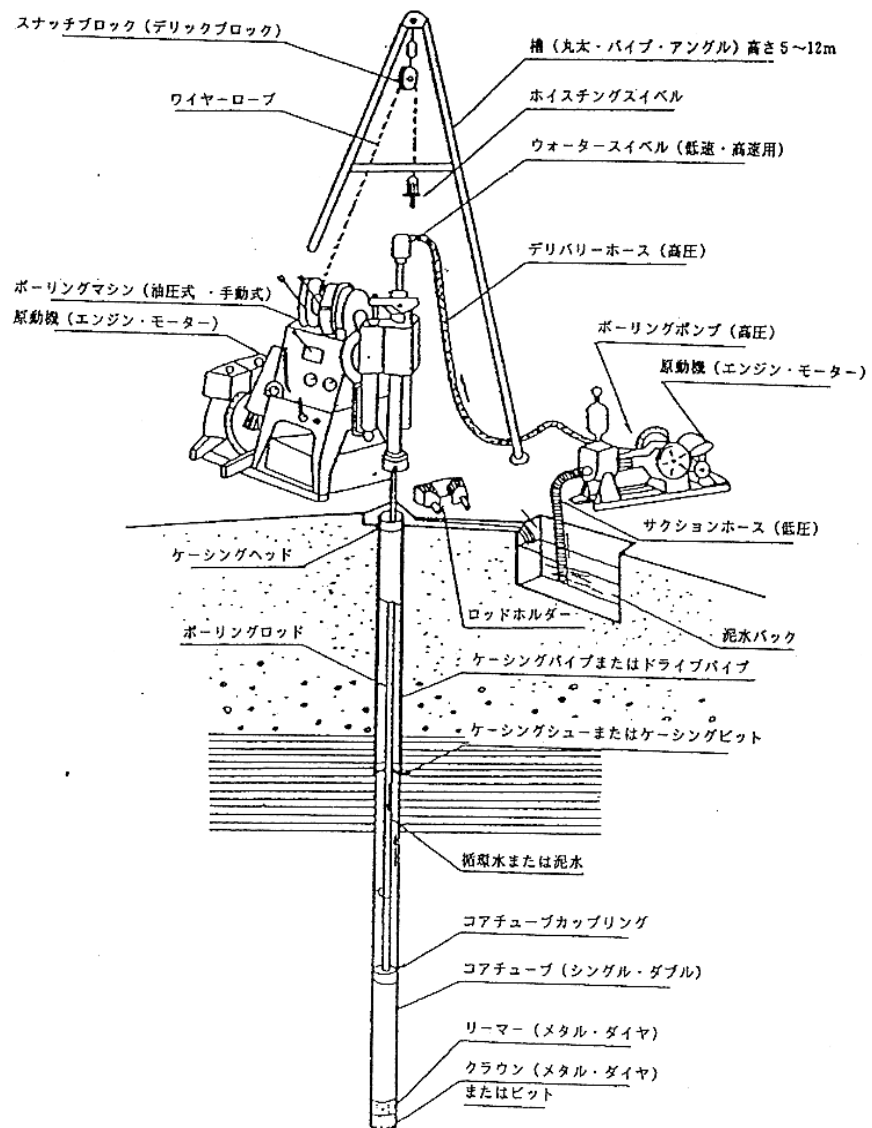


図 3-1

3-1-2. 標準貫入試験

本試験は日本工業規格（J I S A 1219）によるもので、原位置における土の硬軟、締めり具合の相対値を知るためのN値を求める貫入試験である。

ここでN値とは、63.5kgf のハンマーを 75cm 自由落下させ、標準貫入試験用のサンプラーを 30cm 打込むのに要する打撃数をいうもので、1m毎に実施したものである。

なお、標準貫入試験装置等について示すと下図の通りである。

標準貫入試験用サンプラー シュー、二つ割りにできるスプリットバレルおよびコネクターヘッドからなる鋼製のサンプラーで図 3-2 に示す寸法のもの。

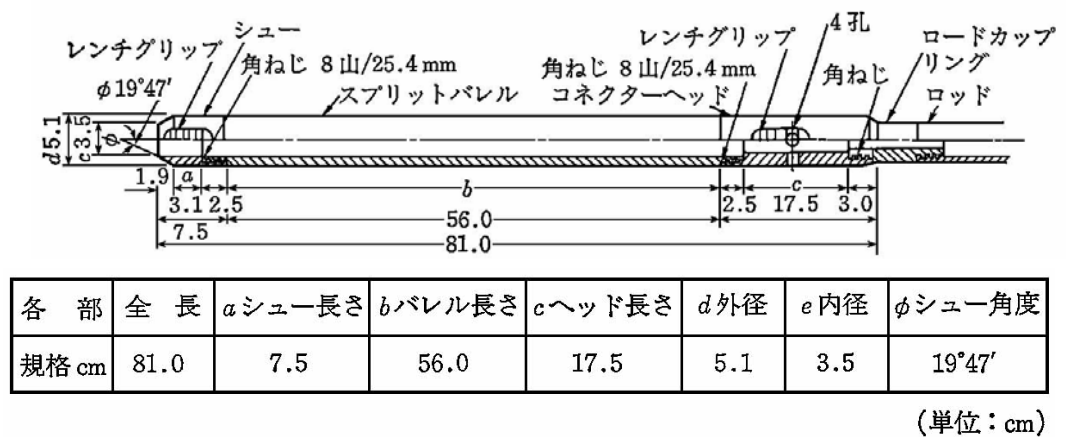


図 3-2 標準貫入試験用サンプラー

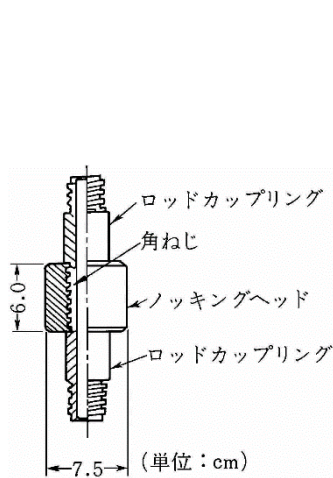


図 3-3 ノッキングヘッド

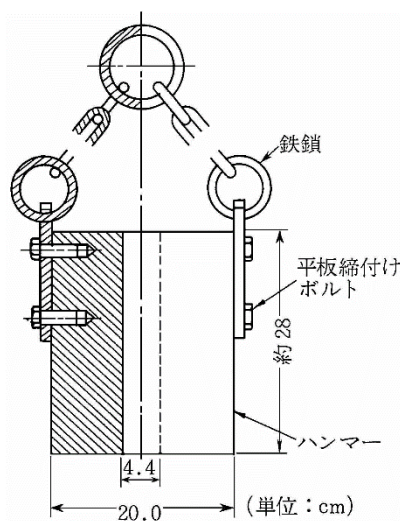


図 3-4 ハンマー

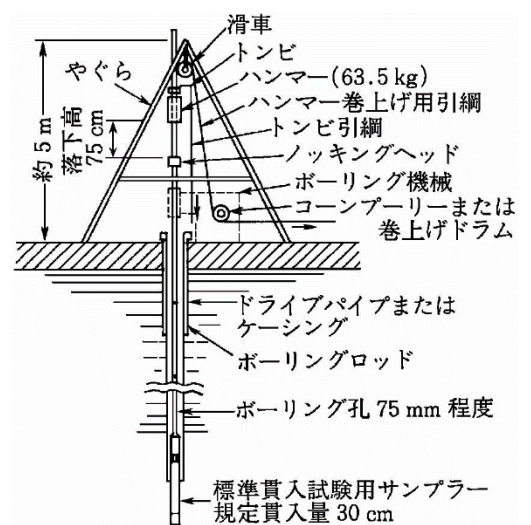


図 3-5 標準貫入試験略図

3-2. 乱れの少ない試料採取

《目的》

室内土質試験に供する乱れの少ない試料を採取する。

《採取方法》

乱れの少ない試料の採取方法は、対象となる地盤の土質や強度により選定する。

表 3-1 各種サンプリングの方法と対象地盤の関係

サンプラーの種類		構造	地盤の種類											
			粘性土			砂質土			砂礫		岩盤			
			軟質	中くらい	硬質	ゆるい	中くらい	密な	ゆるい	密な	軟岩	中硬岩	硬岩	
			N 値の目安											
			0~4	4~8	8以上	10以下	10~30	30以上	30以下	30以上				
固定ピストン式シンウォールサンプラー	エクステンションロッド式	単管	◎	○		○								
	水圧式	〃	◎	◎		○								
ロータリー式二重管サンプラー		二重管		◎	○									
ロータリー式三重管サンプラー		三重管		◎	◎	○	◎	◎		○				
ロータリー式スリーブ内蔵二重管サンプラー		二重管		○	○			○			◎	◎	◎	
ブロックサンプリング		—	◎	◎	◎	○	○	◎		○	○			

◎ 最適, ○ 適

【出典：地盤調査法/(社)地盤工学会, p. 138, 1995】

本調査においては、固定ピストン式サンプラーを用いて試料採取を実施した。

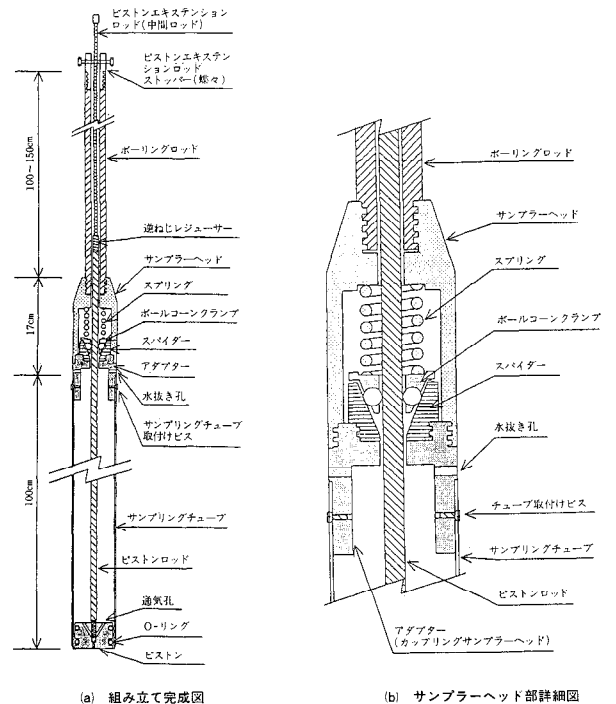


図 3-6 固定ピストン式サンプラー概要図

【出典：ボーリング孔を利用する原位置試験についての技術マニュアル/関東地質調査業協会, p. 55, 1996】

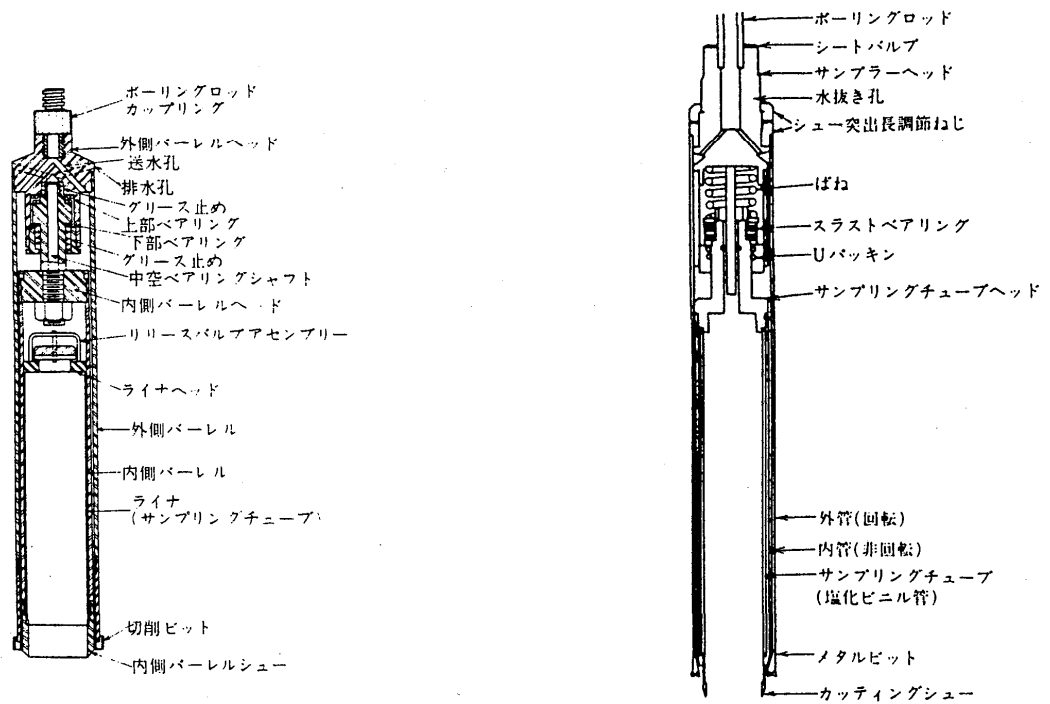


図 3-7 二重管及び三重管サンプラーの概要図

【出典：新編 地盤調査の実務/関東地質調査業協会，p. 89，1996】

3-3. 孔内水平載荷試験

a) 試験方法

L L T (Lateral Load Tester) (図 3-8 参照) を用い、仮想変曲点と推定される深さに於いて施行した。この方法は、ボーリング孔内でプローブ (ゴムチューブの筒) に圧力をかけて行なう横方向の載荷試験であり、測定における載荷は、時間と荷重制御法により近似等速載荷試験として 2 分毎に一定荷重を増加する。

変形の測定は、各圧力段階ごとに 15 秒・30 秒・60 秒・120 秒の時間間隔で行ない、変形速度 (時間に対する形状の進行度合) を求める。

測定結果の整理は、まず地盤の有効圧 P_e をセル内水圧の読みからゴムチューブの膨張に伴って変化するゴム自身の反力及び測定における静水圧を補正して決定する。

また、圧力 P_e に対する孔の半径 r は、各荷重段階ごとに最終変形量、即ち載荷後 2 分間経過時の Stand Pipe の水位低下量からセル膨張を量り、これを円筒変形に置換えて、その時々セルの外半径、即ち孔半径 (r_m) を知ることができる。

以上のようにして得られた測定結果は、載荷圧力 P と孔半径 r_m の関係図として別に示した。L L T 試験結果図として表わす以上の方法で測定した結果は、測定器 (ゴムチューブの径) において任意の変形時における K 値であって、これを設計に用いるためには使用する杭径、またはシートパイル巾と該当する変位における設計 K 値に換算しなければならない。

b) 試験装置構成図

(1) 断面図

(2) 平面図

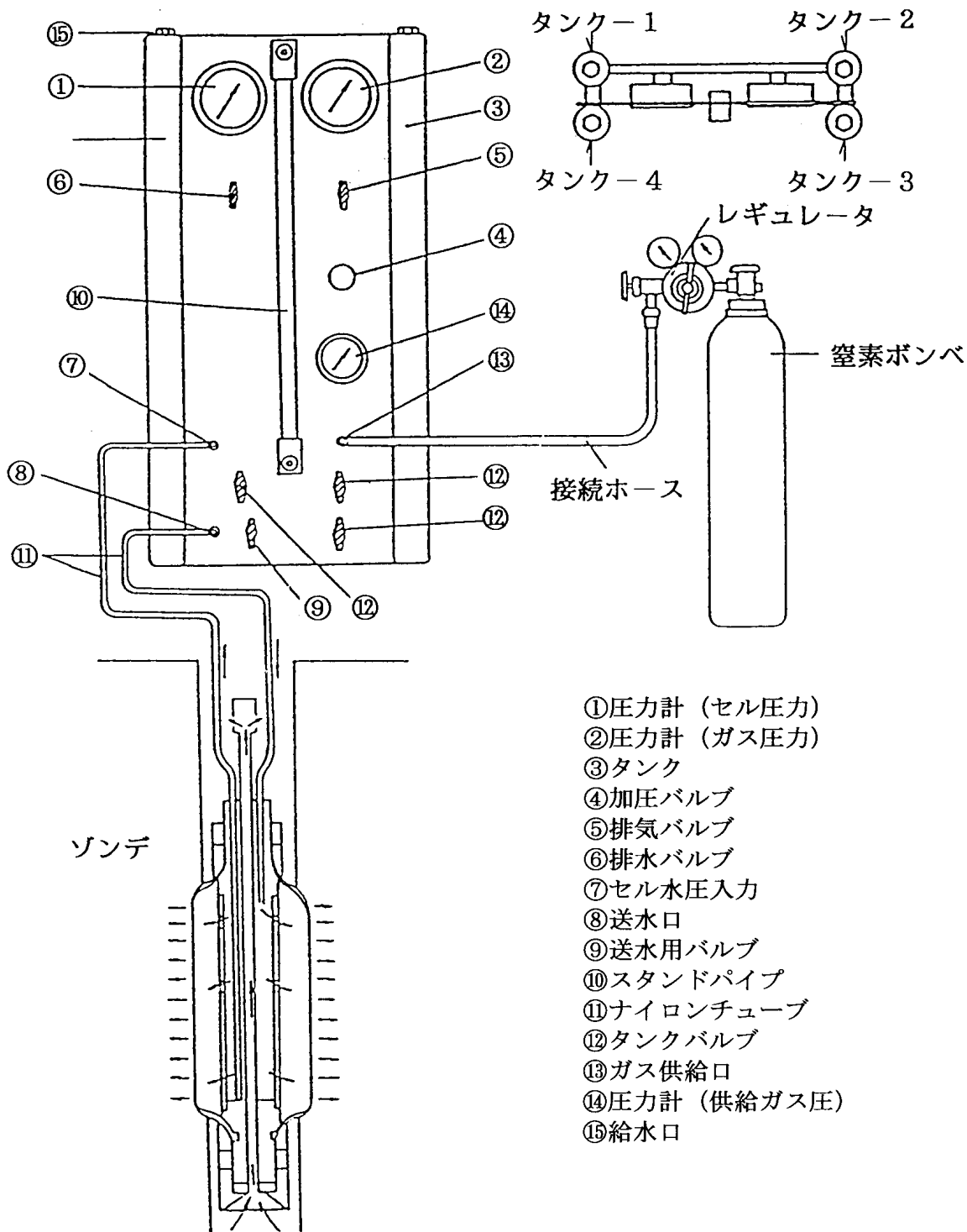


図 3-8

3-4. 室内土質試験

土質試験は、土の判別分類のための試験（物理試験）と土の力学的性質を求める試験（力学試験）の二つに分けられる。

物理試験の目的は、土の物理的性質を求めてこれから土を判別し分類して、その土の持っている性状を全般的に把握することである。

土の力学試験の目的は、強度及び圧密性状など設計・施工に必要な土の定数を測定するものである。

土質試験法に基づき下記の試験を行った。

・物理試験

1) 土粒子の密度試験	J I S A 1202
2) 含水比試験	J I S A 1203
3) 粒度試験	J I S A 1204
4) 液性限界試験	J I S A 1205
5) 塑性限界試験	J I S A 1206
6) 湿潤密度試験	J I S A 1225

・力学試験

1) 三軸圧縮 UU 試験	J G S 0521
2) 圧密試験	J I S A 1217

以上の8項目について室内試験を実施した。

4. 地形・地質概要

4-1. 地形概要

本調査地付近は茨城県の北部に位置する瓜連丘陵であり、東に久慈川低地から阿武隈山地を挟み太平洋と接し、西に那珂川低地を挟み八溝山地と接する細長い丘陵地に当たり、比較的起伏の多い丘陵地を形成している。丘陵地の標高は50m～90m前後の丘陵地面であり、樹枝状に低地が形成され、低地の幅は狭く細長く分布する。低地と丘陵地境界は明瞭である（図4-1参照）。

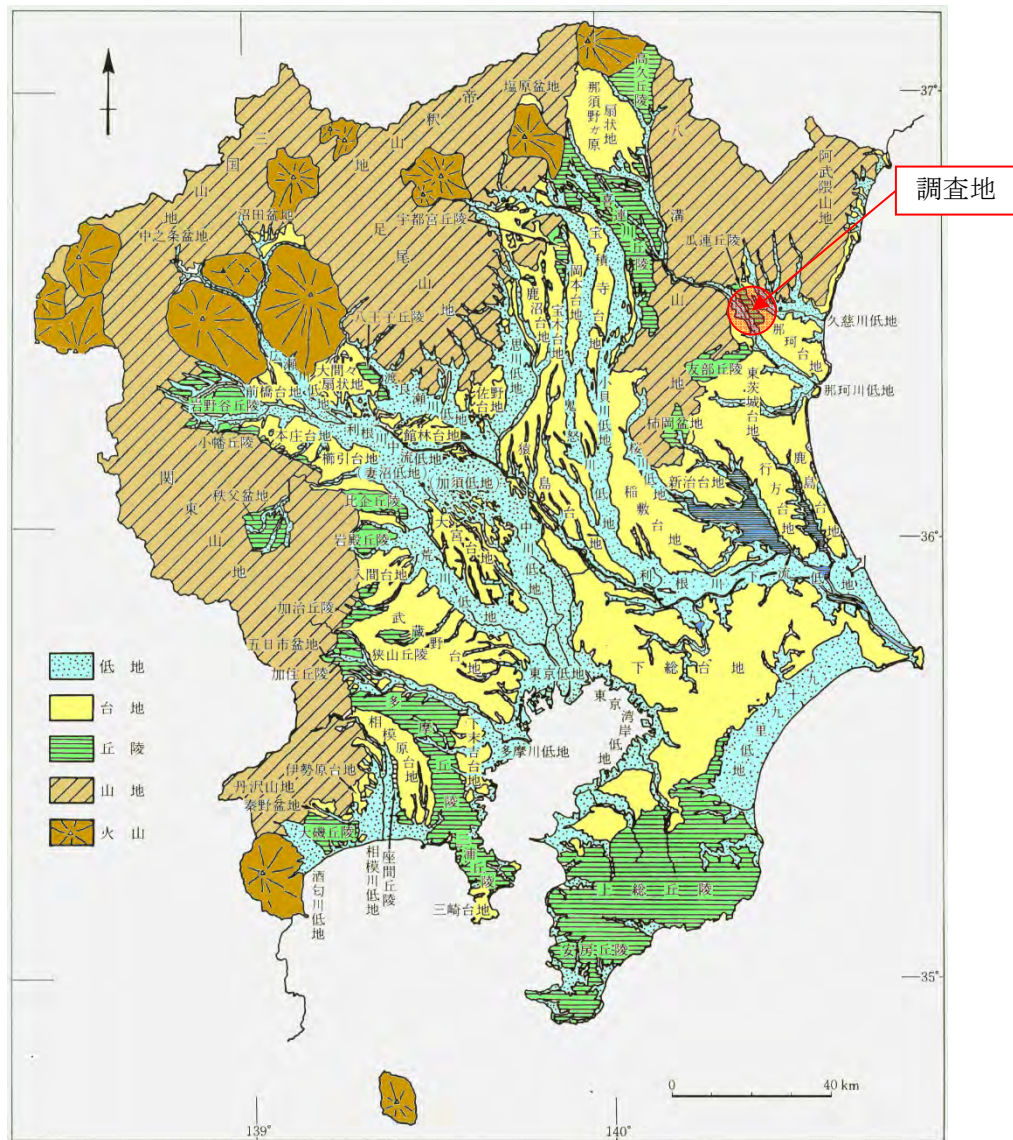


図 4-1 関東地方の地形区分図（日本の地質 3 関東地方:共立出版(株)）

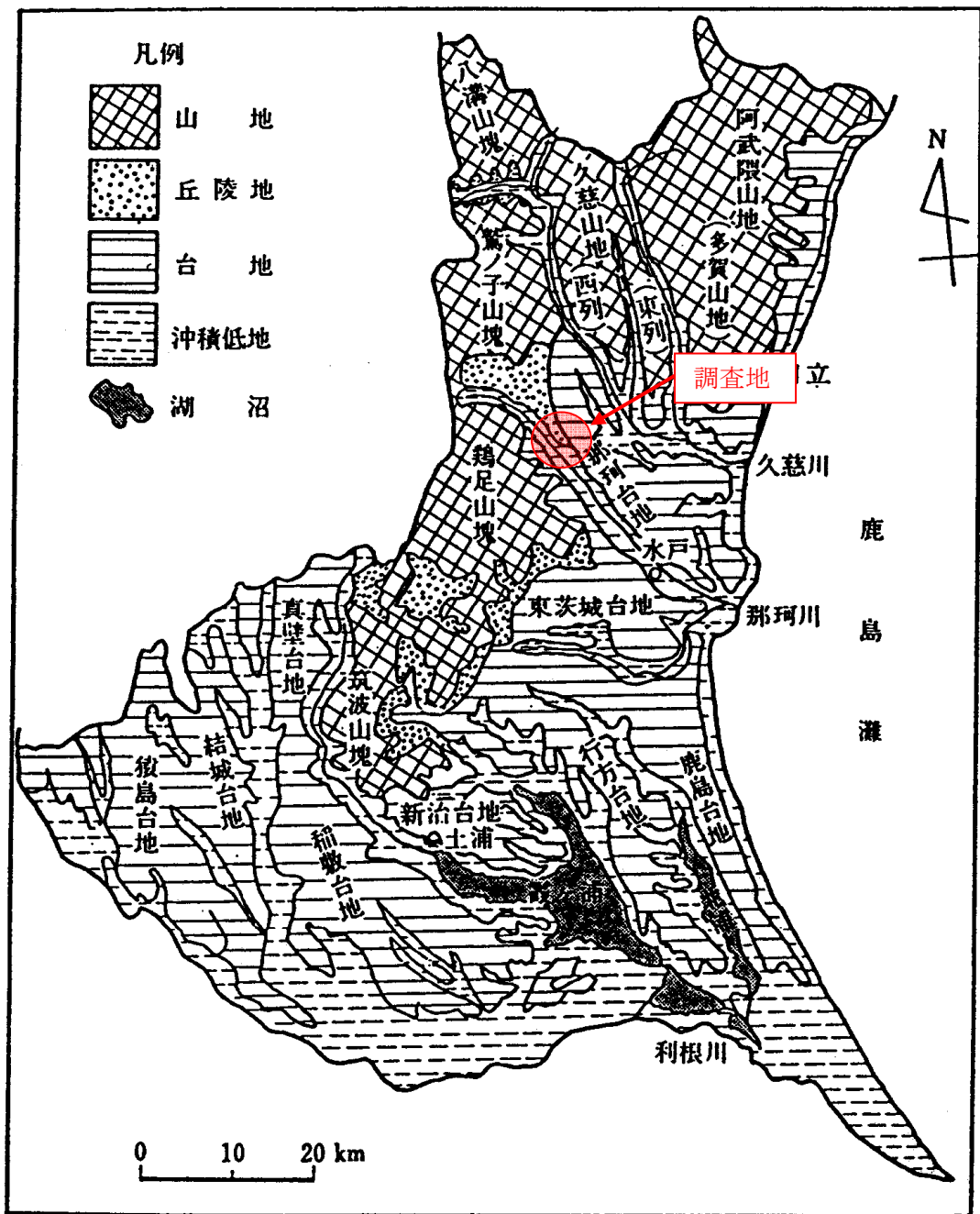


図4-2 茨城県の地形区分

4-2. 地質概要

調査地付近の地質は、前述した地形区分と密接な関係を有しており、次の様に区分することができる。

1. 台地

洪積世の地層群が分布しており、表層は関東ローム層と呼ばれる風化火山灰層に覆われている。洪積層は、主に締まった砂や圧密脱水の進んだ粘土からなり、比較的安定した地盤からなる地域である。

2. 丘陵地

本地域の基盤をなすのは、新第三系中新統中部から上部の砂岩及び泥岩で、その上部には成田層群に属する砂層ないし砂礫層を不整合に載せ、最上部は関東ローム層に覆われている。

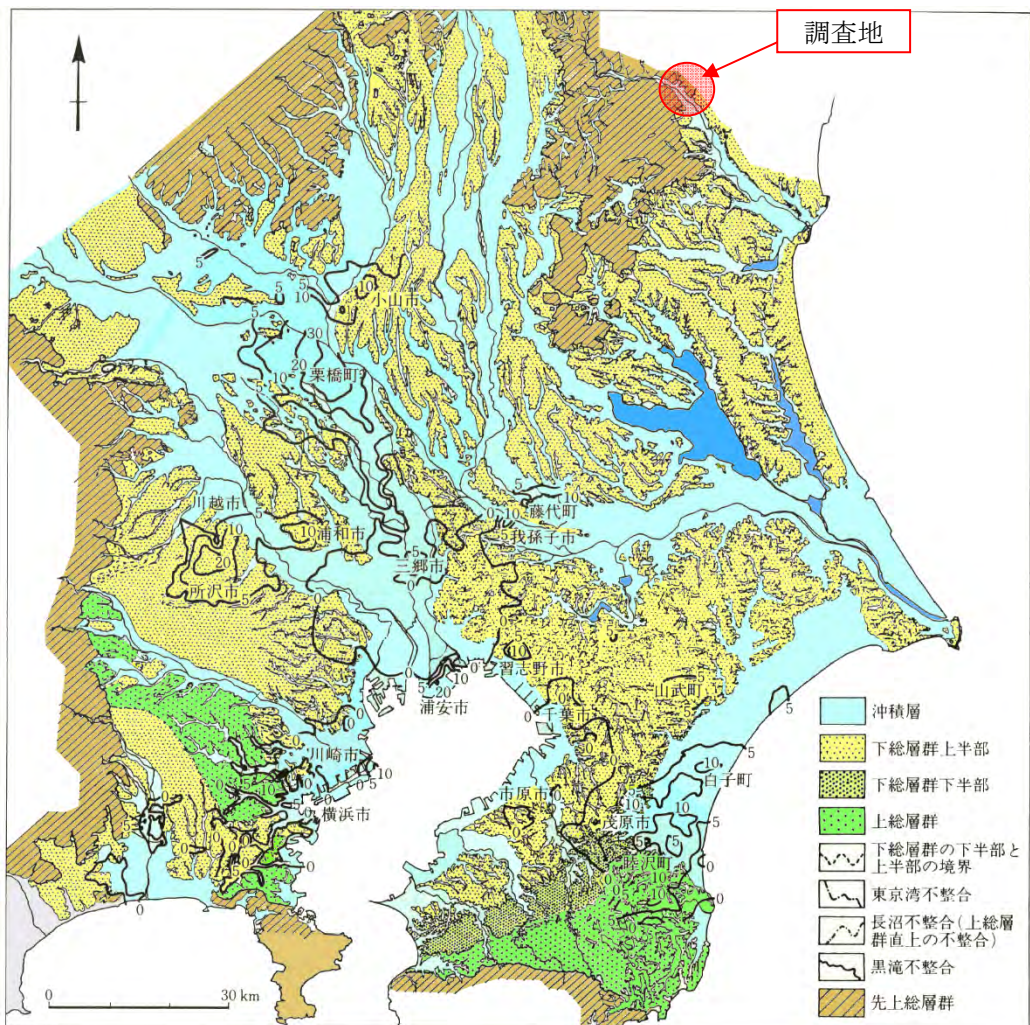


図 4-3 岩瀬の地質区分図（土地分類基本調査 真岡・壬生：国土地図(株)）

調査地は、前述の地形区分で瓜連丘陵に当たる部分であり、上部には軟質な粘性土や締りのゆるい砂が分布し、やや軟弱な地盤地域である。

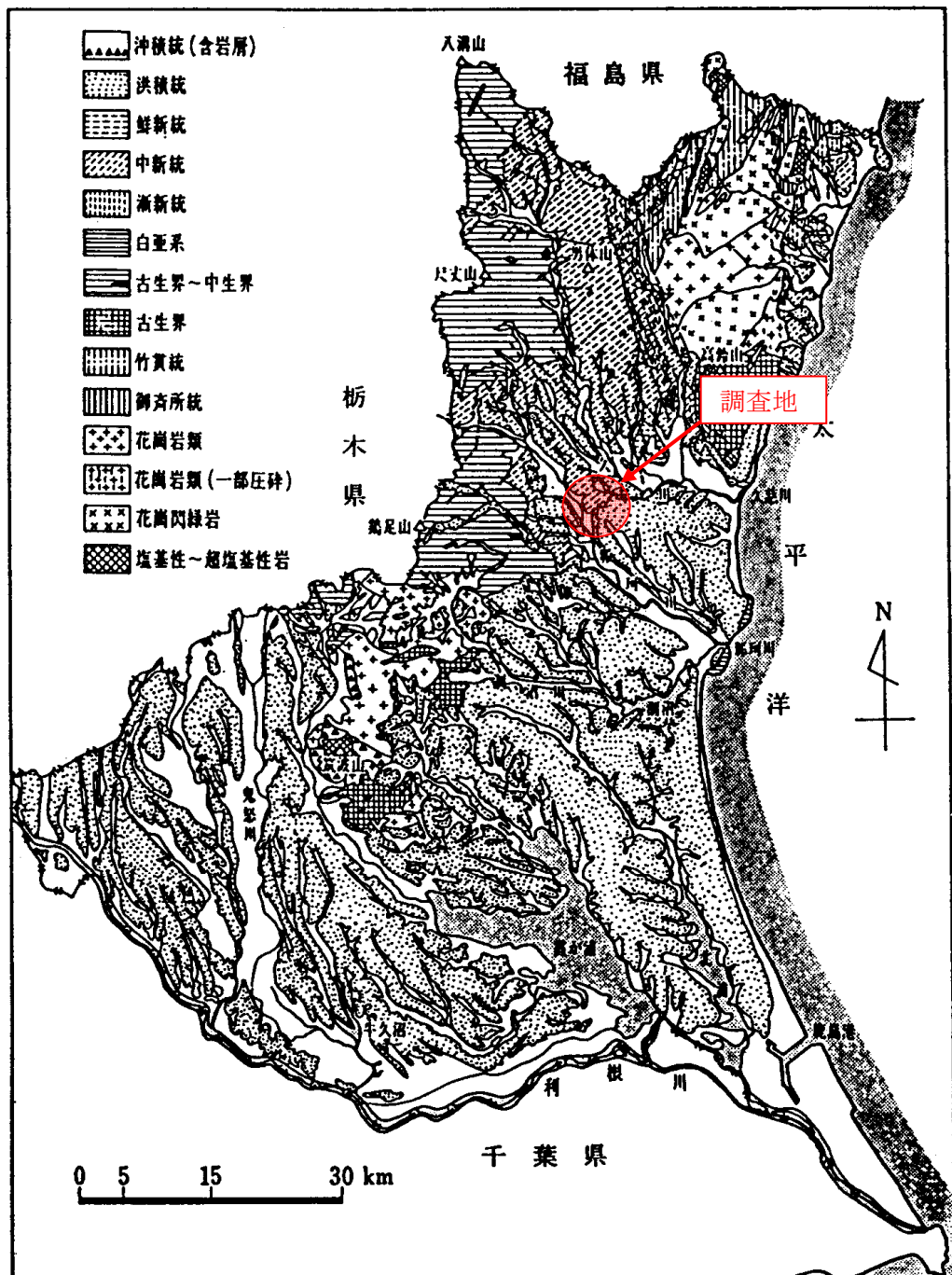


図4-4 茨城県の地質図

5. 調 査 結 果

5-1. ボーリング調査

ボーリング調査結果は、ボーリング柱状図に整理して巻末資料とした。

ボーリング結果より、調査地の地層構成は概ね6層に区分することができる。

各地層の層相は表 5-1 に整理する通りである。

なお、調査時に行った標準貫入試験より得られるN値から土の硬軟や締まり具合を判定することができ、その目安を参考表として以下に示す。

参考表 N値と土の硬軟と締まり具合（テルツァーギ・ペック，マイヤーホフ）

砂 質 土 地 盤		粘 性 土 地 盤	
N 値	相対密度の表現方法	N 値	相対稠度の表現方法
0～ 4	非常に緩い	0～ 2	非常に軟らかい
4～10	緩 い	2～ 4	軟らかい
10～30	中 位	4～ 8	中 位
30～50	密 な	8～15	硬 い
50 以上	非常に密な	15～30	非常に硬い
		30 以上	固結した

【出典：地盤調査法／（社）地盤工学会 1995， p. 201】を参考に編集

なお、土砂部のN値の上限は 50 とする。

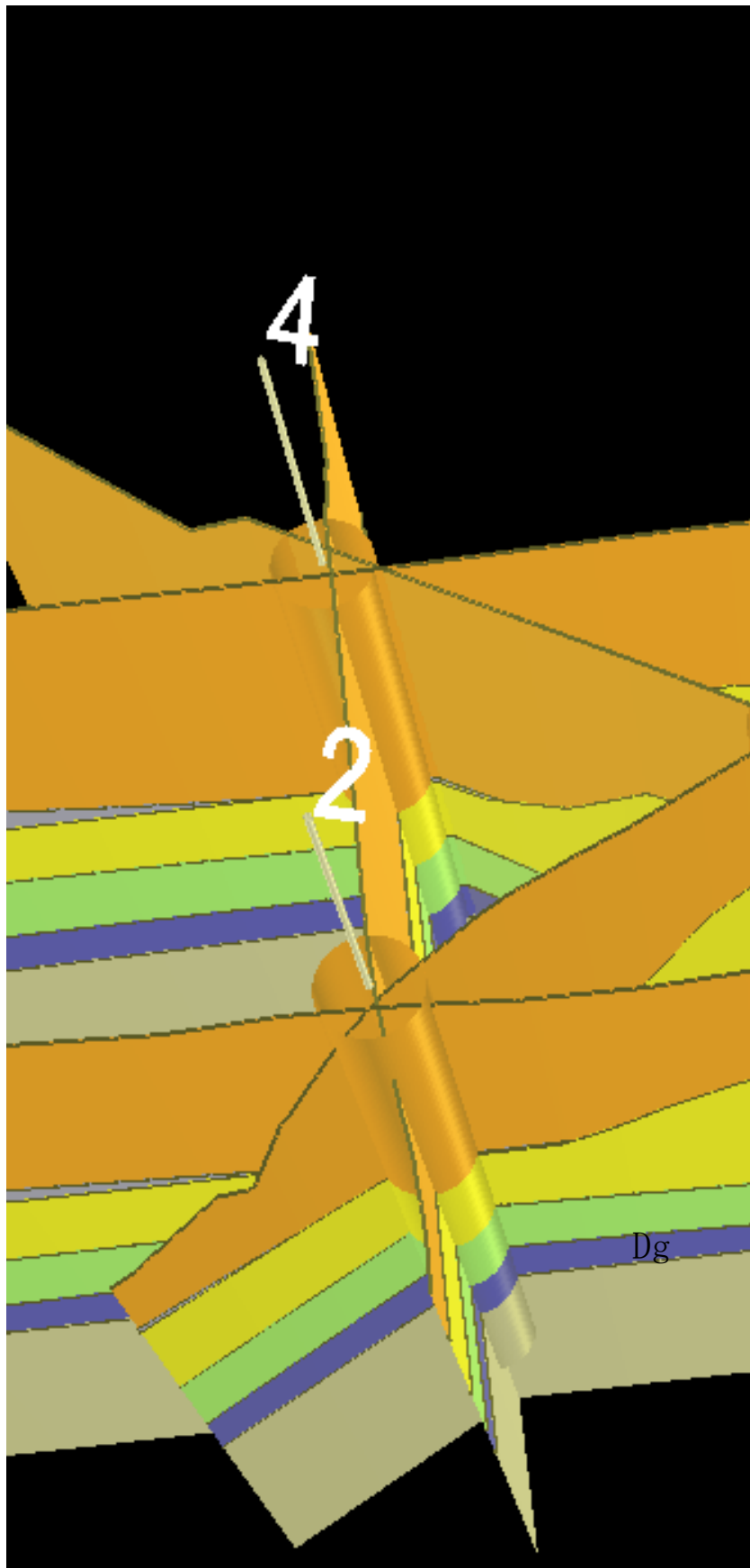


图 5-1 推定地層断面

表 5-1 調査地域の地質層序表

層 序			地 層 名	層記号	分布範囲 H=± (m)	確認層厚 (m)	N 値 (回)	色 調	主 な 特 徴
第 四 紀	現 世	人工堆積層	盛土	B	64.19 ~ 57.47	3.70 ~ 6.50	2~17	褐灰 暗灰 暗褐灰 暗茶褐 暗褐 茶褐灰 黒褐	含水量少なく粘性土主体の盛土 上部植物根多く混入 所々碎石・ローム・砂・ビニール・ガラス・プラスチック・焼却灰・金属片・玉石・岩屑混入 部分的にコンクリート片を層状に挟む
		関東ローム層	粘性土	Lm	59.84 ~ 59.09	0.75	1	暗褐 黄褐	含水量少~中位にて粘性の弱いローム主体 炭化物や腐植物少量混入 下部層状に鹿沼土挟む No. 3 地点でのみ確認される
	更 新 世	見 和 層	粘性土	Dc	59.98 ~ 54.98	2.00 ~ 5.00	2~12	黄灰・青灰 褐灰・淡青灰 茶褐灰・乳黄灰 黄褐・暗灰 暗青灰	含水量少なく粘性弱~強い粘土・シルト主体 所々炭化物や腐植物少量混入 色調不安定 下部砂分混入
			砂質土	Ds	56.34 ~ 53.03	1.75 ~ 2.50	10~24	黄灰 暗灰 青灰 淡黄灰	含水量少~中位にて粒子不均一な細砂主体 上部薄層状や斑点状に粘土挟む 下部中砂やφ2~20m/mの垂円礫・雲母片混入
			礫質土	Dg	53.84 ~ 51.98	0.85 ~ 1.70	24~50	暗灰 暗黄灰 暗青灰	含水量少~多くφ2~30m/mの垂円礫主体 最大礫径φ50m/m位、マトリックスは中砂・細砂 部分的に粘土少量混入し、漏水見られる
			泥岩	Nm	52.27 ~ 48.24	1.65 ~ 3.94	54~250	暗褐灰 暗灰 褐灰	含水量少なく所々風化が進み粘土化の傾向見られる 短柱状コアや棒状コア採取される 棒状コア採取率40~60%にて全体に亀裂多い 部分的に炭化物や砂少量混入

各層の詳細を以降に整理する。

1) 人工堆積層

○盛土層：B

本層は褐灰・暗灰・暗褐灰・暗茶褐・暗褐・茶褐灰・黒褐色を呈し、含水量少なく粘性土を主体とする盛土層であり、上部植物根を多く混入している。また、所々碎石・ローム・砂・ビニール・ガラス・プラスチック・焼却灰・金属片・玉石・岩屑を多く混入し、部分的にコンクリート片を層状に挟む所見られる。N値は2～17回とバラツキが大きく、相対稠度としては「軟らかい～非常に硬い」の範囲と判断され、層厚は3.70～6.50 mである。

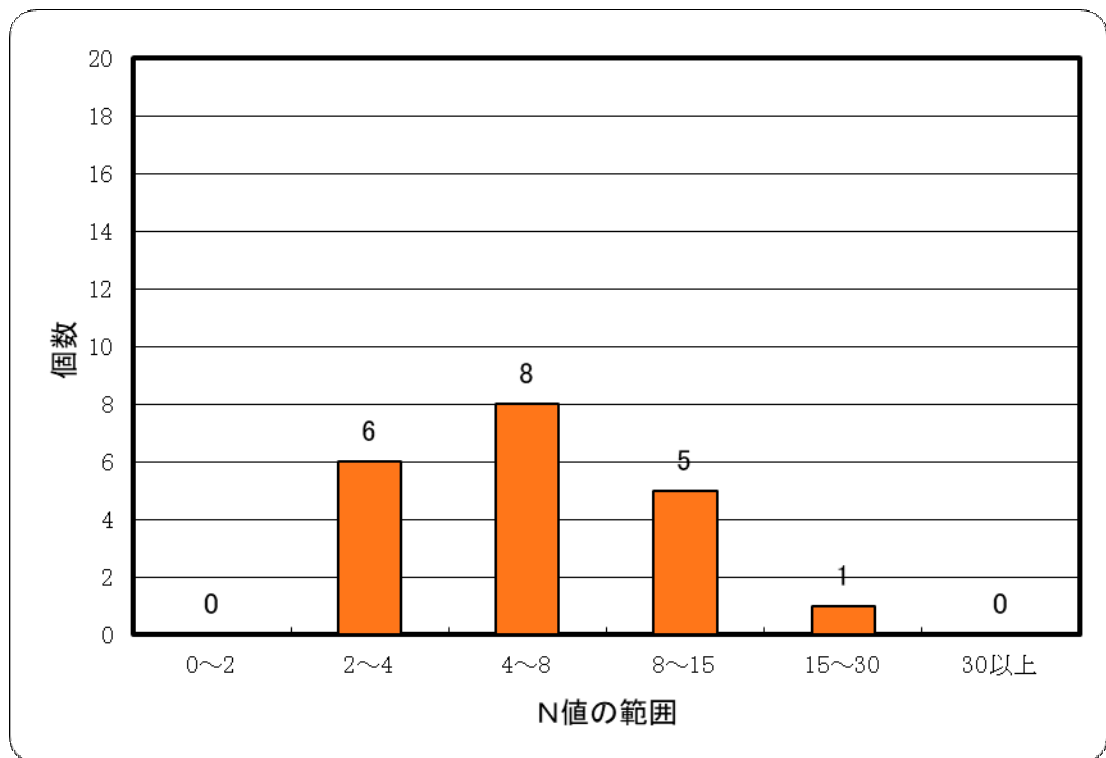


図 5-2 B層N値ヒストグラム

データ数	n	20
最小値	min	2.0
最大値	max	17.0
平均値	平均 N	6.2
標準偏差	s	3.4
平均 N-s/2		4.4

2) 関東ローム層

○粘性土層：Lm

本層は暗褐・黄褐色を呈し、含水量少～中位にて粘性の弱いロームを主体とする層であり、炭化物や腐植物を少量混入している。また、下部には鹿沼土を層状に挟む所見られる。N値は1回を示し、相対稠度は「非常に軟らかい」であり、層厚は0.75mである。尚、No. 3地点でのみ確認される。

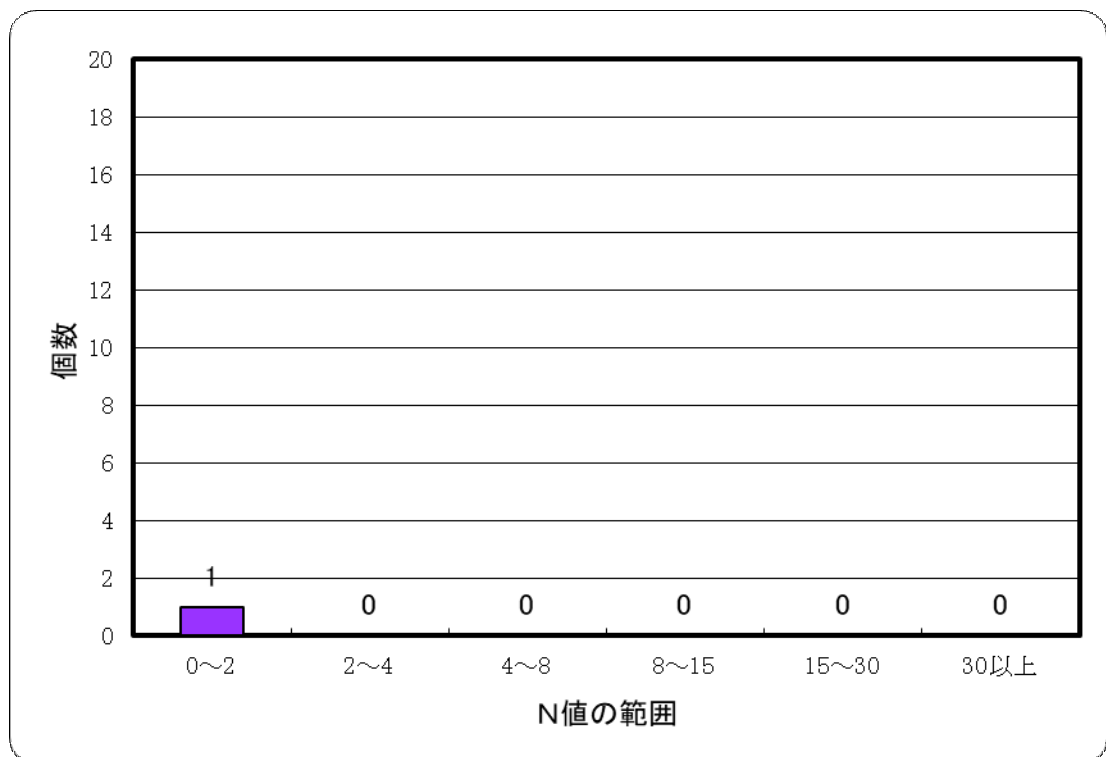


図 5-3 Lm層N値ヒストグラム

データ数	n	1
最小値	min	1.0
最大値	max	1.0
平均値	平均 N	1.0
標準偏差	s	—
平均 N-s/2		1.0

3) 見和層

○粘性土層：D c

本層は黄灰・青灰・褐灰・淡青灰・茶褐灰・乳黄灰・黄褐・暗灰・暗青灰色を呈し、含水量少なく粘性弱～強い粘土・シルトを主体とする層であり、全体に色調不安定である。また、所々炭化物や腐植物を少量混入し、下部では砂分を混入する所見られる。N値は2～12回とバラツキが大きく、相対稠度は「軟らかい～硬い」であり、層厚は2.00～5.00mである。

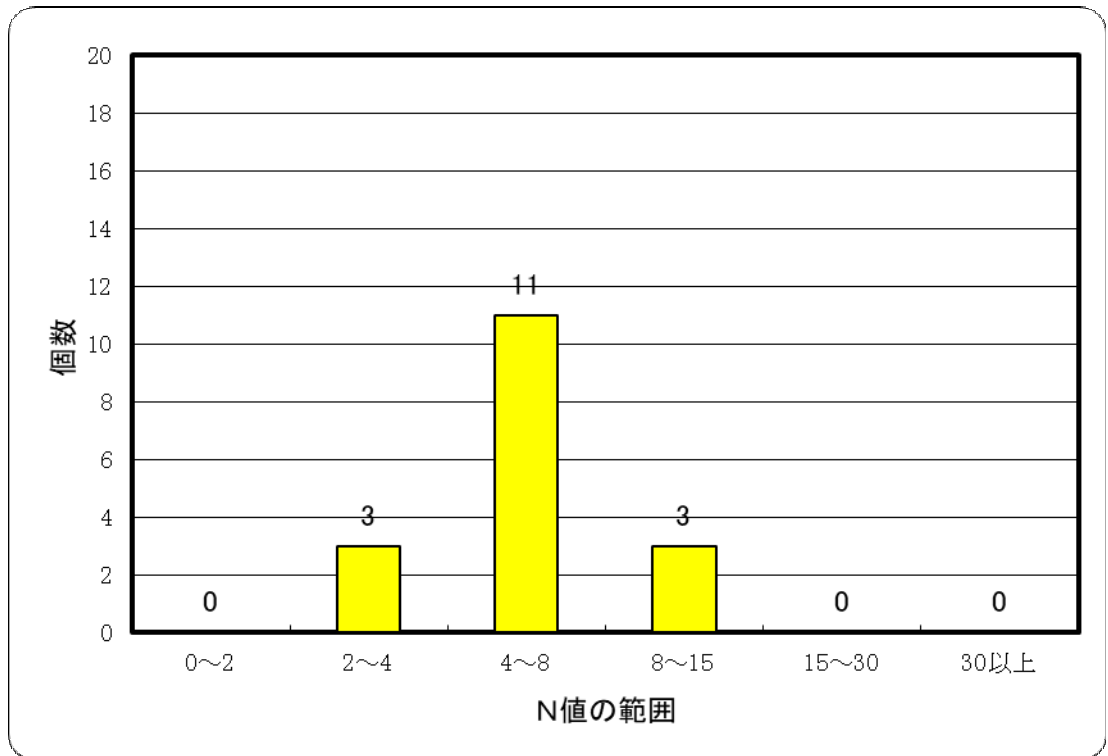


図 5-4 D c 層N値ヒストグラム

データ数	n	17
最小値	min	2.0
最大値	max	12.0
平均値	平均 N	6.1
標準偏差	s	2.8
平均 N-s/2		4.7

○砂質土層：D s

本層は黄灰・暗灰・青灰・淡黄灰色を呈し、含水量少～中位にて粒子不均一な細砂を主体とする層であり、上部では薄層状や斑点状に粘土を挟んでいる。また、下部では中砂やφ 2～20 m/mの垂円礫及び雲母片を混入する所見られる。N値は10～24回とバラツキが見られ、相対密度は「中位」であり、層厚は1.75～2.50mである。

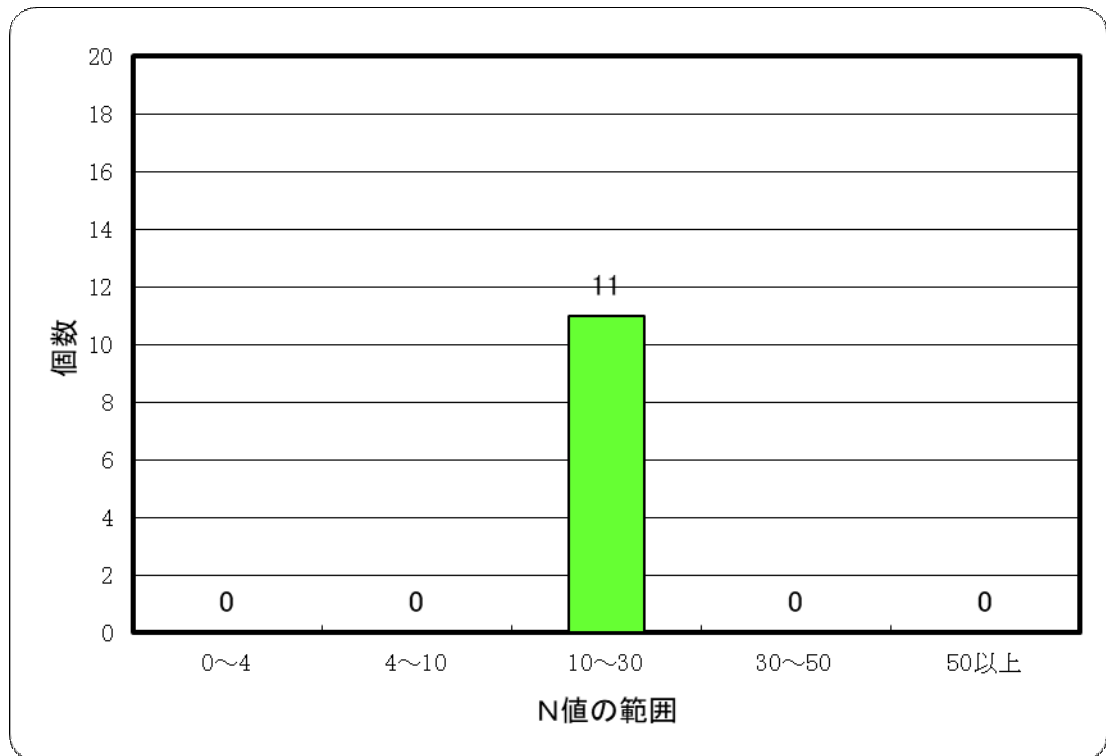


図 5-5 D s 層N値ヒストグラム

データ数	n	11
最小値	min	10.0
最大値	max	24.0
平均値	平均 N	15.7
標準偏差	s	4.4
平均 N-s/2		13.5

○礫質土層：D g

本層は暗灰・暗黄灰・暗青灰色を呈し、含水量少～多く $\phi 2 \sim 30 \text{ m/m}$ の亜円礫を主体とする層であり、マトリックスは中砂・細砂である。また、所々最大礫径 $\phi 50 \text{ m/m}$ 位の亜円礫や粘土を混入し、部分的に漏水が見られる。N値は24～50回以上とバラツキが大きく、相対密度は「中位～非常に密な」であり、層厚は0.85～1.70mである。

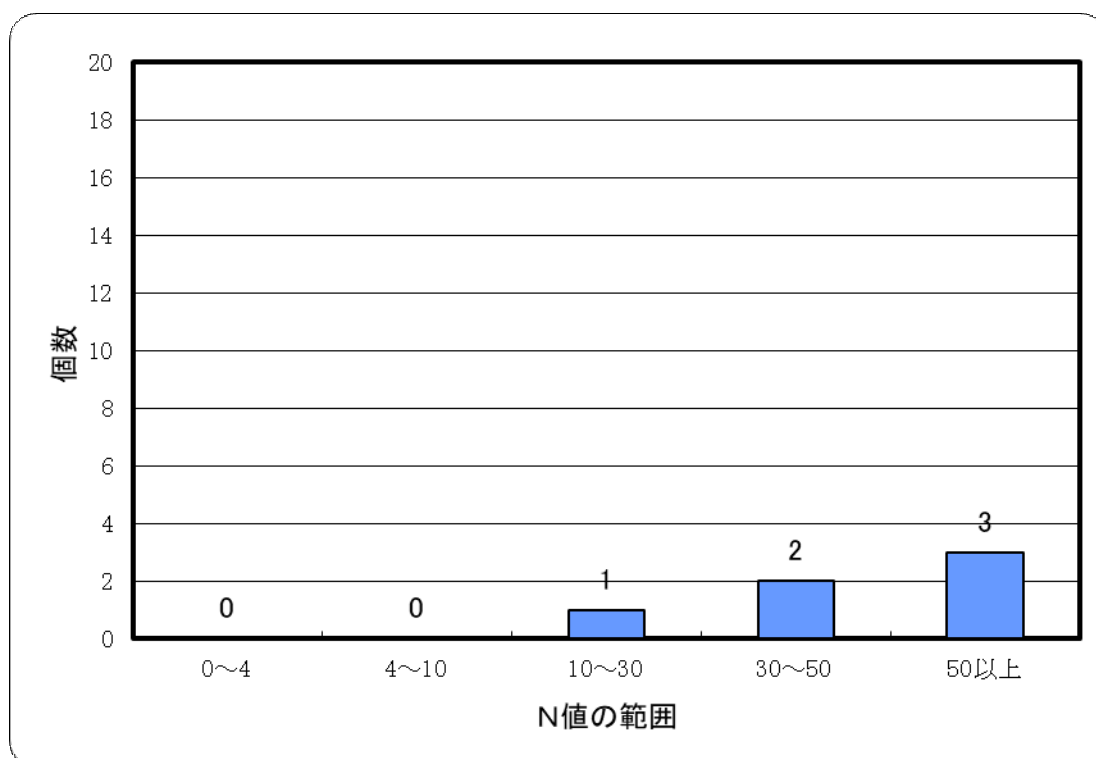


図 5-6 D g 層N値ヒストグラム

データ数	n	6
最小値	min	24.0
最大値	max	50.0
平均値	平均 N	42.8
標準偏差	s	10.5
平均 $N-s/2$		37.6

4) 那珂西層

○泥岩層：Nm

本層は暗褐灰・暗灰・褐灰色を呈し、含水量少なくやや風化の進む泥岩を主体とする層であり、所々粘土化の傾向が見られる。また、全体に亀裂が多いが短柱状コアや棒状コアに採取される。部分的に炭化物・砂分を少量混入する所見られる。N値は54～250回とバラツキが見られ、相対密度は「非常に密な」であり、層厚は1.65～3.94m確認される。

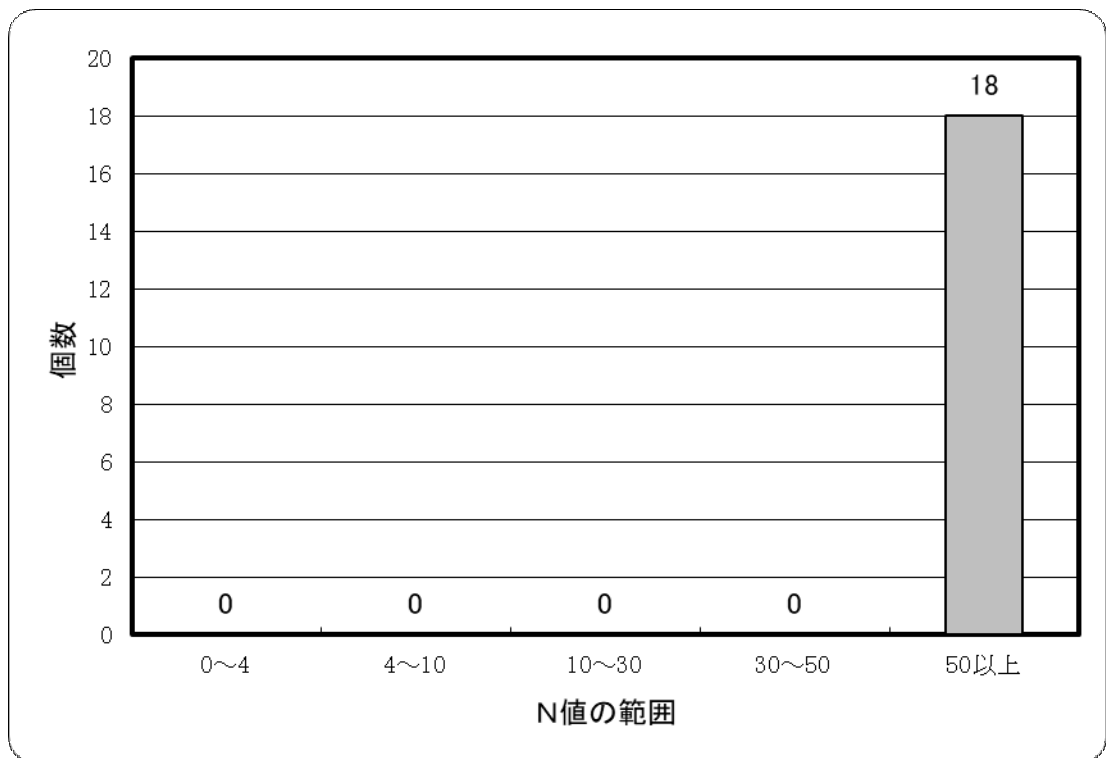


図 5-7 Nm層N値ヒストグラム

データ数	n	18
最小値	min	54.0
最大値	max	250.0
平均値	平均 N	119.4
標準偏差	s	58.4
平均 N-s/2		90.2

5-2. 地下水位状況

本調査で確認された地下水位を表 5-2 に整理する。

表 5-2 地 下 水 位 一 覧

調査地点 (孔口標高)	GL - (m)	標高 (H=±m)	地 層 区 分
No. 1 (H=63. 479m)	3. 05	60. 429	盛土 : B
No. 2 (H=64. 194m)	6. 00	58. 194	盛土 : B
No. 3 (H=63. 844m)	4. 45	59. 394	ローム : L m
No. 4 (H=63. 969m)	5. 00	58. 969	盛土 : B
No. 5 (H=64. 129m)	4. 15	59. 979	粘土 : D c

以上のように測定された。

測定された水位は、No. 3, No. 5 地点を除き盛土層（粘性土主体）内に確認された。一般に粘性土層は被帯水層とされており地下水の帯水は無いが時々粘性土層内には水の帯水が確認されることがあり、ある程度の透水性が見られる。一般的には地表水又は宙水と呼ばれている自由水とされているが、盛土層の掘削時には砂層と同様に水の流出が考えられるため十分な注意が必要である。

尚、掘削時に急激な水位上昇は見られませんでしたので不圧地下水と判断されます。

また、地下水位はNo. 1, No. 3 側からNo. 2, No. 4 側の方向に低下していると判断される。

5-3. 土質試験結果

土質試験は、敷地内に分布する見和層粘性土層(Dc)を対象に乱れの少ない試料を用いて、設計の資料とする目的で実施したものである。試料は2試料であり、物理試験(含水量, 土粒子の密度, 粒度分析, 液性・塑性限界・湿潤密度)と力学試験(三軸・圧密)を行った。試験結果をまとめると表5-3に示す通りである。

表5-3 室内土質試験結果

地 点		T1-1	T3-1
試料採取深度 GL-(m)		5.00~5.80	5.00~5.85
地 層 記 号		D c	D c
一 般	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.623	1.662
	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.027	1.107
	土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.681	2.688
	自然含水比 W_n (%)	59.3	51.1
	間 隙 比 e	1.651	1.452
	飽 和 度 S_t (%)	96.6	94.2
粒 度 特 性	石 分 75mm以上 (%)	—	—
	礫 分 2~75mm (%)	0.0	0.0
	砂 分 0.075~2mm (%)	0.9	6.6
	シルト分 0.005~0.075mm (%)	44.1	52.8
	粘土分 0.005mm未満 (%)	55.0	40.6
	最大粒径 (mm)	2.00	2.00
	均等係数 U_c	—	—
コ テ ン シ ス	液 性 限 界 (%)	90.2	74.4
	塑 性 限 界 (%)	27.2	28.6
	塑 性 指 数	63.0	45.8
圧 密	圧 縮 指 数 C_c	0.48	0.32
	圧 密 降 伏 応 力 P_c (kN/m ²)	123.2	312.3
三 軸	粘 着 力 C_u (kN/m ²)	31.9	41.4
	内 部 摩 擦 角 ϕ_u (度)	0.0	4.5

以上の結果が得られた。

各試験結果について

1) 土粒子の密度試験

土粒子の密度とは、土塊の骨組みを作っている土粒子群の平均的な密度のことを言う。

土粒子の密度は、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おける有機物含有量を求めるのに利用されている。

土粒子の密度は $\rho_s = 2.65 \text{ g/cm}^3$ を基準とし、これ以上の場合には鉄鋼石等を主とする土質、これ以下の場合には有機物を混入する土質に区分される。

D c 層の試験値は $\rho_s = 2.681 \sim 2.688 \text{ g/cm}^3$ の値を示す事から鉄鋼石等をやや含む土質と判断される。

2) 含水量試験

この試験は、土の性質の基本となっている含水量を求めるための試験である。土は土粒子、水、気体の3要素により構成され、土の性質は土中に含まれる水の量の多少によって大きく変化するものである。従って、土に含まれる水分を定量的に知ることは、土の力学的・工学的性質を判断する上で重要である。

表 5-4 自然状態の土の性質

特性 土質	自然含水比 (%)	真比重	液性限界 (W_L) (%)	塑性限界 (W_p) (%)	湿潤密度		自然間隙比
					(kN/m^3)	(t/m^3)	
砂	5~20%	2.6~2.8	—	—	15.69~19.61	1.6~2.0	0.5~1.0
砂質土	20~40%	2.5~2.7	30~50	20~40	15.69~17.65	1.6~1.8	1.1~2.0
砂質シルト	30~60%	2.5~2.7	40~70	30~50	14.71~15.69	1.5~1.6	1.5~2.5
粘土シルト	50~100%	2.5~2.7	40~120	30~70	13.73~16.67	1.4~1.7	1.5~3.0
有機質土	100~200%	2.2~2.5	120~250	70~100	10.79~12.75	1.1~1.3	3.0~5.0

(土質試験法 P. 6 より出典)

D c 層の試験値は $W_n = 51.1 \sim 59.3\%$ を示し、表 5-4 より土質区分をすると、砂質シルト～粘土シルトに区分される。

3) 粒度試験

粒度試験と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したものの、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って表したものの」と定義される。

試験値は粒度特性を知ると共に液状化の検討資料及び粒度曲線から透水係数を求めるのに使われている。

Dc層の試験値は、礫分0.0%，砂分0.9～6.6%，シルト+粘土分93.4～99.1%であり、砂分を少量混入するが、ほぼ粘性土を主体とする土質と判別される。

粒径加積曲線D₂₀mmより推定の透水係数を算出してみる。

表 5-5 Creager によるD₂₀と透水係数

D ₂₀ (mm)	k (m/sec)	土質分類	D ₂₀ (mm)	k (m/sec)	土質分類
0.005	3.00×10 ⁻⁸	粗粒粘土	0.18	6.85×10 ⁻⁵	微粒砂
			0.20	8.90×10 ⁻⁵	
0.01	1.05×10 ⁻⁷	細粒シルト	0.25	1.40×10 ⁻⁴	
0.02	4.00×10 ⁻⁷	粗砂シルト	0.30	2.20×10 ⁻⁴	中粒砂
0.03	8.50×10 ⁻⁷		0.35	3.20×10 ⁻⁴	
0.04	1.75×10 ⁻⁶		0.40	4.50×10 ⁻⁴	
0.06	4.60×10 ⁻⁶	0.45	5.80×10 ⁻⁴		
0.07	6.50×10 ⁻⁶	極微粒砂	0.50	7.50×10 ⁻⁴	粗粒砂
0.08	9.00×10 ⁻⁶		0.60	1.10×10 ⁻³	
0.09	1.40×10 ⁻⁵		0.70	1.60×10 ⁻³	
0.10	1.75×10 ⁻⁵	0.80	2.15×10 ⁻³		
0.12	2.60×10 ⁻⁵	微粒砂	0.90	2.80×10 ⁻³	
0.14	3.80×10 ⁻⁵		1.00	3.60×10 ⁻³	
0.16	5.10×10 ⁻⁵		2.00	1.80×10 ⁻²	細礫

表 5-6 透水性と地層の関係 (地下水学要論 村下敏夫著)

透水係数 (k) m/s								
10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹
礫		砂または砂礫		細砂・シルト, シルトと砂の混合物			不透水土, たとえば 風化帯	
帯水層					難帯水層		実用上非帯水層	

表 5-5 及び下記算出式より透水係数を求める。

$$k = 0.00359 \times D_{20}^{2.327}$$

表 5-7 計算による透水係数

No	土質区分	D20	計算による透水係数 k (m/sec)
T1-1	粘土 Dc	0.0011	5.09E-10
T3-1	粘土 Dc	0.0016	1.12E-09

以上のように推定され、表 5-6 より D c 層は非帯水層と判断される。

4) コンシステンシー特性

液性限界試験，塑性限界試験結果を合わせてコンシステンシー特性と言う。

液性限界は、土の液性を示す（塑性体としての最小のせん断強さを示す）最小の含水比を言う。

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、両者の値からは塑性指数及び細粒土の判別分類や、土の工学的性質の推定などに利用されている。

①コンシステンシー指数（I_c）

この値は細粒土の硬軟や安定の程度を表し、値が1より大きい場合は土は安定した状態であると判断される。

$$I_c = \frac{W_L - W_n}{I_p}$$

W_L ----- 液性限界
W_n ----- 含水比
I_p ----- 塑性指数

②液性指数（I_L）

液性指数は相対含水比と呼ばれ、自然含水比状態における土の相対的な硬さ・軟らかさを表す指数でゼロに近いほど土は安定した状態であり、大きくなるほど圧縮性は大きく、また鋭敏なことを示す。

液性指数 $I_L = \frac{W_n - W_p}{I_p}$

③活性度（A）

活性度は粘性土の活性の程度を表し、値が大きいほど活性が高いことを示す(表 5-8 参照)。一般に活性が高い粘性土ほど 2 μ m以下の土粒子の含有量が土の性質に及ぼす影響が大きく、また交換性イオンや間隙水中に含まれる物質によって土質工学的性質が敏感に変化するとされている。

$$\text{活性度 } A = \frac{I_p}{2 \mu \text{ m以下の粘土含有量 (\%)}}$$

表 5-8 活性度による粘土の区分

活性度 A	粘土の区分
0.75未満	非活性粘土
0.75～1.25	普通の粘土
1.25以上	活性粘土

以上の値を試験結果より求めて表 5-9 示す。

表 5-9

No.	W _n (%)	W _L (%)	W _p (%)	I _p	粘土 含有量 (%)	$I_c = \frac{W_L - W_n}{I_p}$	$I_L = \frac{W_n - W_p}{I_p}$	$A = \frac{I_p}{\text{粘土含有量}}$
T1-1 Dc	59.3	90.2	27.2	63.0	31.9	0.49	0.51	1.97
T3-1 Dc	51.1	74.4	28.6	45.8	24.3	0.51	0.49	1.88

以上の様に求められた。

I_c 値は 0.6 以下を示し、自然状態においても不安定な状態の土質と言え、活性度は A=1.88～1.97 であり、「活性粘土」の土質と言える。

5) 土の湿潤密度

この試験は、土の性質の基本となっている乱さない状態の土の密度を求めるための試験であり、土の単位体積当たりの質量のことをいう。質量としては、土粒子と間隙中の水との両者を考える場合を湿潤密度、土粒子だけを考える場合を乾燥密度という。

密度は、地盤の締まり具合の判定あるいは斜面安定・土圧及び基礎地盤の支持力・沈下等の設計計算に必要な自重算定時に用いられている。

D c層の試験値は、湿潤密度 $\rho_t = 1.623 \sim 1.662 \text{ g/cm}^3$ の値を示し、表 5-10 より土質区分すると、粘土シルトに区分される。

表 5-10 自然状態の土の性質

土質 \ 特性	自然含水比 (%)	真比重	液性限界 (W _L) (%)	塑性限界 (W _p) (%)	湿潤密度		自然間隙比
					(kN/m ³)	(t/m ³)	
砂	5～20%	2.6～2.8	—	—	15.69～19.61	1.6～2.0	0.5～1.0
砂質土	20～40%	2.5～2.7	30～50	20～40	15.69～17.65	1.6～1.8	1.1～2.0
砂質シルト	30～60%	2.5～2.7	40～70	30～50	14.71～15.69	1.5～1.6	1.5～2.5
粘土シルト	50～100%	2.5～2.7	40～120	30～70	13.73～16.67	1.4～1.7	1.5～3.0
有機質土	100～200%	2.2～2.5	120～250	70～100	10.79～12.75	1.1～1.3	3.0～5.0

(土質試験法 P. 6 より出典)

6) 三軸圧縮試験結果

三軸圧縮試験は、圧密（U：非圧密またはC：圧密）および軸圧縮過程の排水条件（U：非排水またはD：排水）により、下表に示す4つのタイプに分類され、求められるせん断定数（粘着力C、内部摩擦角 ϕ ）も試験時の圧密排水条件により変化する。

表 5-11 三軸圧縮試験の種類

三軸圧縮試験の種類	せん断試験開始前	せん断試験実施時		せん断定数			
	圧密条件	排水条件	間隙水圧測定	内部摩擦角		粘着力	
非圧密非排水 (UU)試験	圧密なし	排水なし	なし	ϕ_u	—	C_u	—
圧密非排水 (CU)試験	圧密あり	排水なし	なし	ϕ_{cu}	—	C_{cu}	—
圧密非排水 (CUB)試験	圧密あり	排水なし	あり	—	$\phi' ※$	—	$C' ※$
圧密排水 (CD)試験	圧密あり	排水あり	なし	ϕ_d	—	C_d	—

※:有効応力(実測応力-実測間隙水圧)による値

今回は現地盤強度を求めることを目的とすることから、試験条件は上表の赤枠で示した「非圧密非排水試験 (UU)」により実施した。

各層の試験値は、下記のとおりである。

1) 見和層 粘性土層 (D c)

粘着力： $C_u=31.9\sim41.4 \text{ kN/m}^2$

内部摩擦角： $\phi_u=0.0\sim4.5^\circ$

7) 圧密試験

土の段階荷重による圧密試験方法は、段階的に荷重を載荷していく試験方法で、一定圧力の荷重 P を 24 時間載荷し、 P と同じ大きさの荷重増分 ΔP を瞬間的に加えて 24 時間載荷する(荷重は倍となる)。この操作を繰り返して、圧密特性を求める試験である。

圧密試験から次の定数が求まります。

1. e - $\log P$ 曲線 …………… 沈下量の推定に用いられます。
2. 圧密降伏応力 P_c …………… 正規圧密の粘土か過圧密の粘土かを判定します。
この値より土被り圧が大きくなると沈下が始まると大まかには考えてよい。
3. 圧縮指数 C_c …………… 沈下の度合いを示す定数。この値が大きいと沈下量も大きくなります。
沈下量の計算に使用。
4. 体積圧縮係数 m_v …………… 荷重増加当たりの体積の収縮する割合。沈下量の計算に使用できます。
5. 圧密係数 c_v …………… 圧密排水の速度を示します。沈下時間の計算に使用します。
6. 透水係数 k …………… 特に圧密計算には使用しません。

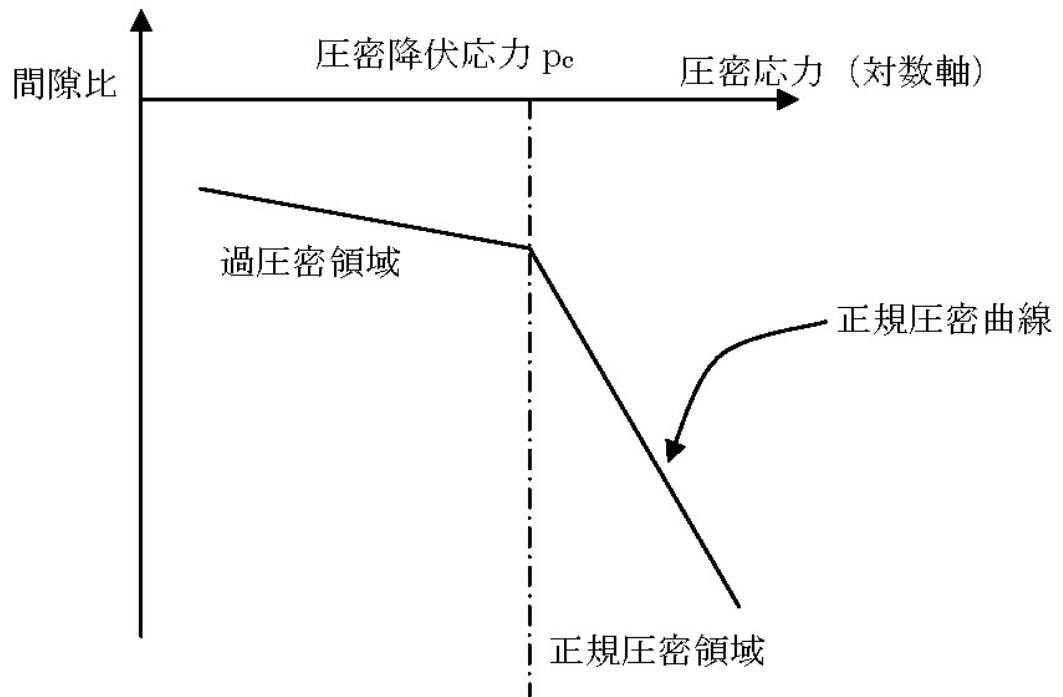
試験結果は次の通りである。

1) 見和層 粘性土層 (D c)

$$\text{圧密降伏応力 } P_c = 123.2 \sim 312.3 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{圧縮指数 } C_c = 0.32 \sim 0.48$$

以上の値が得られた。



圧密降伏応力 (P_c) は、試験試料採取深度の土の圧密履歴 (過去にどの程度の圧密圧力を受けたか) を示す値であり、現在の土被り圧との関係から、地層の圧密状況 (圧密未了、正規圧密、過圧密) を評価することができる。

見和層 粘性土層 (D_c) の圧縮指数 C_c については 0.32~0.48 を示す事から、沈下量が比較的大きい土質と判断される。

各層の試料採取中心深度より土被り圧を算出すると表 5-12 の通りである。

表 5-12

土被り厚算出計算書				T1-1	見和層	Dc	
	土質区分	深度 (m)	層厚 (m)	水位 (m)	単位重量 γ (KN/m ³)	単位重量 γ' (KN/m ³)	上載荷重 σ_z (KN/m ²)
1層	B	3.05	3.05	3.05	18.00	18.00	54.90
2層	B	3.70	0.65	3.05	18.00	8.00	5.20
3層	Dc	5.40	1.70	3.05	16.11	6.11	10.39
							70.49

土被り厚算出計算書				T3-1	見和層	Dc	
	土質区分	深度 (m)	層厚 (m)	水位 (m)	単位重量 γ (KN/m ³)	単位重量 γ' (KN/m ³)	上載荷重 σ_z (KN/m ²)
1層	B	4.00	4.00	4.45	18.00	18.00	72.00
2層	Lm	4.45	0.45	4.45	14.00	14.00	6.30
3層	Lm	4.75	0.30	4.45	14.00	4.00	1.20
4層	Dc	5.43	0.68	4.45	16.11	6.11	4.15
							83.65

土被り圧の計算結果より、圧密降伏応力と比較すると表 5-13 に示すとおりである。

表 5-13 土被り圧と圧密降伏応力

試料番号 (No.)	地層記号	土被り圧 σ_z kN/m ²	圧密降伏応力 P _c kN/m ²
T1-1	Dc	70.49	123.2
T3-1	Dc	83.65	312.3

よって、 $\sigma_z < P_c$ の関係より全試料加圧密地盤と判断される。ただし、地下水位の低下や上載荷重の増加に対して圧密沈下の恐れがある地盤と判断される。

6. 検

討

6-1. 設計用地盤定数の設定

ここでは、前回の調査結果及び今回の調査結果をもとに以下に示す地盤定数の提案を行う。

- | | |
|-------|--------------------|
| (1) | N 値 |
| (2) | 単位体積重量； γ_t |
| (3) | 粘着力； c |
| (4) | 内部摩擦角； ϕ |

設計用地盤定数は、実測値（試験値）を用いて設定することが望ましいが、実測値の得られていない地層については、N値を用いた推定値もしくは一般値による提案値とし、地盤定数値の提案を行うこととした。

尚、設計用地盤定数値の提案において**赤文字**で記載している部分は、実測値を用いて設定したものである。

(1) N値

設計用のN値の提案においては、実測値が多数得られていることから、値のバラツキを標準偏差として考慮した次式を用いて算出された設計N値を四捨五入した値とする。

$$\text{計算N値} = \text{N値の平均値} - 1/2 \cdot \text{標準偏差}$$

ただし、3つ以上のデータ数の場合に採用する。

データ数が2つ以下の場合は平均値を採用する。

また、N値の上限は50とする。

基盤岩の地盤定数は、日本道路公団「設計要領第二集」に掲載されている方法を用いる。設計要領第二集によると、N値を下式により換算し、各層の換算N値の平均値を求め、後に示す式により土質定数を算定できるとある。

$$\text{換算N値(回)} = 50 \text{ 回} \times 30 \text{ cm} / 50 \text{ 回打撃時の貫入量}$$

ただし、この推定式を適用できる範囲は換算N値が300以下(50回打撃時の貫入量が5cm以上)とし、換算N値が300以上の場合は300とする。

表6-1に各地層の設計N値の提案値をまとめる。

表 6-1 設計N値の提案値

地質時代			地層名	層記号	分布範囲	N値のデータ数	平均	標準偏差	設計N値
第 四 紀	現 世	人工堆積層	盛土	B	2~17	20	6.2	3.4	4
		関東ローム層	粘性土	Lm	1	1	1.0	—	1
	更 新 世	見 和 層	粘性土	Dc	2~12	17	6.1	2.8	5
			砂質土	Ds	10~24	11	15.7	4.4	14
			礫質土	Dg	24~50	6	42.8	10.5	38
新第三紀	中新世	那珂西層	泥岩	Nm	54~250	18	119.4	58.4	90

(2) 単位体積重量； γ_t

単位体積重量は、湿潤密度試験値、概略の土質区分及び設計N値を考慮して、表 6-2・表 6-3 に示す土質ごとの概略値を参考に、便宜上、表 6-4 の通りとした。

表 6-2 土の単位重量 (kN/m³)

地盤	土 質	ゆるいもの	密なもの
自然 地盤	砂及び砂礫	18	20
	砂 質 土	17	19
	粘 性 土	14	18
盛 土	砂及び砂礫	20	
	砂 質 土	19	
	粘 性 土	18	

(注) (1) 地下水位以下にある土の単位重量は、それぞれの表中の値から 9 を差し引いた値としてよい。

(2) 砕石は砂利と同じ値とする。また、ずり、岩塊等の場合は種類、形状、大きさ及び間隙等を考慮して定める必要がある。

(3) 砂利混じり砂質土、あるいは砂利混じり粘性土にあたっては、混合割合及び状態に応じて適当な値を定める。

(4) 地下水位は施工後における平均値を考える。

「出典：(社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，2002. 3，p. 41」

表 6-3 土質の締まり具合の判定目安

土 質	判定目安 (N値範囲)	対応する単位体積重量 (kN/m ³)
砂及び砂礫	ゆるいもの (N<10)	18
	中位 (10≦N<30)	19
	密なもの (30≦N)	20
砂 質 土	ゆるいもの (N<10)	17
	中位 (10≦N<30)	18
	密なもの (30≦N)	19
粘 性 土	ゆるいもの (N<2)	14
	ややゆるいもの (2≦N<4)	15
	中位 (4≦N<8)	16
	やや密なもの (8≦N<15)	17
	密なもの (15≦N)	18

表 6-4 に単位体積重量の提案値をまとめる。

岩の単位体積重量は下式により算定する。

$$\gamma_t \text{ (kN/m}^3\text{)} = (1.173 + 0.4 \cdot \log N) \times 9.81$$

表 6-4 単位体積重量の提案値

地質時代			地層名	層記号	設計N値	湿潤密度試験値 平均 ρ_t (g/cm ³)	提案根拠	設計用 単位体積重量 γ_t (kN/m ³)
第 四 紀	現 世	人工堆積層	盛土	B	4	—	表 6-2 盛土 粘性土	18
		関東ローム層	粘性土	Lm	1	—	表 6-3 粘性土 ゆるいもの	14
	更 新 世	見 和 層	粘性土	Dc	5	1.643	試験値を採用	16.1
			砂質土	Ds	14	—	表 6-3 砂質土 中位	18
			礫質土	Dg	38	—	表 6-3 砂及び砂礫 密なもの	20
新第三紀	中新世	那珂西層	泥岩	Nm	90	—	計算値を採用	19.2

(3) 粘着力；c

①粘性土の場合

一軸圧縮試験もしくは三軸圧縮試験を実施している地層は、試験結果を尊重することが一般的である。本調査においては、試験を実施していない事から、設計N値より次式を用いて推定し、土の状態等を総合的に評価した値を設計粘着力とする。

$$c = 6.25N \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

粘性土地盤において、Terzaghi and Peck は、一軸圧縮強さ (q_u) とN値の関係について、次式を示している。

$$q_u = 12.5N \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ 「出典：(社)地盤工学会；地盤調査法, p. 202, 1995」}$$

ここで、全応力法 ($\phi_u = 0$ 法) が適用できる飽和粘土の場合「 $C_u = q_u / 2$ 」となり、粘着力 (C_u) をN値から次式によって推定することができる。

$$c = 6.25N \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

②砂・礫質土の場合

粘着力は土の粒子構造に起因するものであり、砂や礫のような比較的粒子が大きく単粒子構造で不飽和の場合、粒子相互間に水の表面張力が働きはするが微小であるため、粘着力は期待しないものとし、「 $c = 0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ 」として扱う。

③岩の場合

岩の粘着力cは下式により算定する。

砂岩・礫岩・深成岩類の場合

$$c \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.155N^{0.327} \times 98.1$$

泥岩・凝灰岩・凝灰角礫岩の場合

$$c \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.165N^{0.606} \times 98.1$$

表 6-5 に粘着力の提案値をまとめる。

表 6-5 粘着力値の提案値

地質時代		地層名	層記号	設計N値	試験結果より c (kN/m ²)		計算式より (kN/m ²)	設計用 粘着力 c (kN/m ²)	
					一軸より	三軸より			
第 四 紀	現 世	人工堆積層	盛土	B	4	—	—	25.00	15
			関東ローム層	粘性土	Lm	1	—	—	6.25
	更 新 世	見 和 層	粘性土	Dc	5	—	36.65	31.25	36.65
			砂質土	Ds	14	—	—	—	0
			礫質土	Dg	38	—	—	—	0
新第三紀	中新世	那珂西層	泥岩	Nm	90	—	—	247.41	247.41

注意：盛土層の粘着力については、堆積状況のバラツキを考慮して計算値の60%とした。

(4) 内部摩擦角； ϕ

①粘性土の場合

一般に全応力度法によれば、粘性土のせん断強さ、内部摩擦角は期待せず粘着力により支配されると考えることができ、 $\phi = 0$ (°) とする。

②砂質土の場合

砂のN値と内部摩擦角との関係は Terzaghi and Peck, Meyerhof, Dunham, 大崎らによって、土被りを考慮した以下の推定式や図 6-1 のように様々の推定値が提案されている。

【推定式】

$$\phi = 4.8 \log N_1 + 21 \quad (N > 5) \quad \dots \text{式A)}$$

$$N_1 = \frac{170N}{\sigma'_v + 70}$$

$$\sigma'_v = \gamma_{t1} h_w + \gamma'_{t2} (\chi - h_w)$$

【有効上載圧（拘束圧）を考慮した換算N値による相関式】

[式A] $\phi = 4.8 \log N_1 + 21 \quad (N > 5)$

$$N_1 = \frac{170N}{\sigma'_v + 70}$$

$$\sigma'_v = \gamma_{t1} h_w + \gamma'_{t2} (\chi - h_w)$$

ここに、

ϕ : 砂のせん断抵抗角 (°)

σ'_v : 有効上載圧 (kN/m²) で、標準貫入試験を実施した時点の値

N_1 : 有効上載圧 100kN/m²相当に換算したN値。ただし、原位置の σ'_v が $\sigma'_v < 50$ kN/m²である場合には、 $\sigma'_v = 50$ kN/m²として算出する。

N : 標準貫入試験から得られるN値

γ_{t1} : 地下水面より浅い位置での土の単位体積重量 (kN/m³)

γ'_{t2} : 地下水面より深い位置での土の単位体積重量 (kN/m³)

(今回は、設計用単位体積重量から 9 kN/m³差し引いた値とする。)

χ : 地表面からの深さ (m)

h_w : 地下水位の深さ (m)

「出典：(社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，2002, p. 564～565」

①Dunham : $\phi = \sqrt{12N} + 25$

(角ばった粒子で粒度分布の良いもの)

②大崎 : $\phi = \sqrt{20N} + 15$ ($\phi \leq 45^\circ$)

③Meyerhof : $\phi = \frac{1}{4} N + 32.5$ ($10 \leq N \leq 50$)

④Dunham : $\phi = \sqrt{12N} + 20$

(丸い粒子で粒度分布の良いもの、または角ばった粒子で一様な粒径のもの)

⑤建設省 : $\phi = \sqrt{15N} + 15$

⑥Peck : $\phi = 0.3N + 27$

⑦Dunham : $\phi = \sqrt{12N} + 15$

(丸い粒径で一様な粒径のもの)

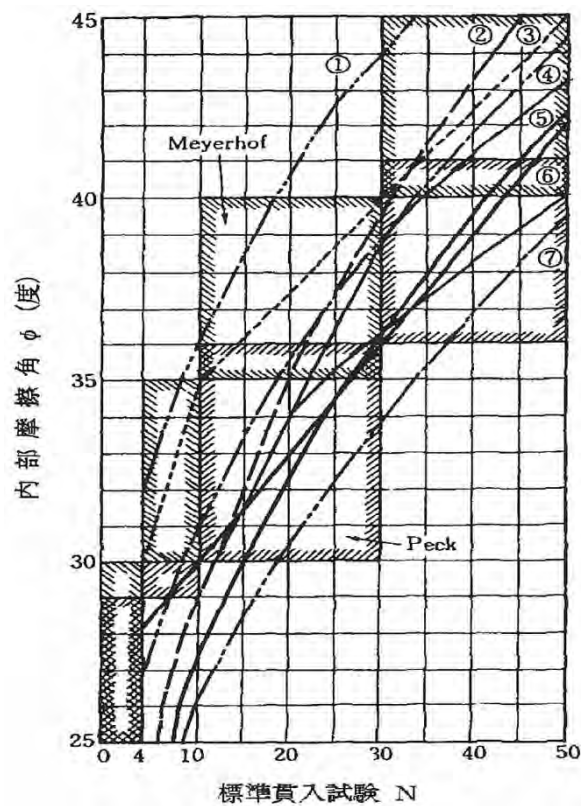


図 6-1 内部摩擦角とN値の関係

「出典：基礎の設計資料集／（社）土質工学会（現地盤工学会），1992，p. 21」

ここで、三軸圧縮試験を実施している部分については試験値を採用し、試験を実施していない部分については一般的に用いられている有効上載圧（拘束圧）の影響を考慮した相関式 $\phi = \sqrt{15N+15}$ （道路橋示方書，2002 年（用いる条件としてN値>5の相関が必要））により内部摩擦角を推定する。尚、N値 ≤ 5 の場合には大崎の式 $\phi = \sqrt{20N+15}$ により内部摩擦角を推定する。

岩の内部摩擦角は次式により算定する。

砂岩・礫岩・深成岩類の場合

$$\phi (^{\circ}) = 5.10 \log N + 29.3$$

泥岩・凝灰岩・凝灰角礫岩の場合

$$\phi (^{\circ}) = 0.888 \log N + 19.3$$

表 6-6 に内部摩擦角の提案値をまとめる。

表 6-6 内部摩擦角の提案値

地質時代			地層名	層記号	設計N値	三軸圧縮試験値 ϕ (°)	計算値 ϕ (°)	設計用 内部摩擦角 ϕ (°)
第 四 紀	現 世	人工堆積層	盛土	B	4	—	—	0.0°
		関東ローム層	粘性土	Lm	1	—	—	0.0°
	更 新 世	見 和 層	粘性土	Dc	5	2.25	—	2.2°
			砂質土	Ds	14	—	29.4	29.4°
		礫質土	Dg	38	—	38.8	38.8°	
新第三紀	中新世	那珂西層	泥岩	Nm	90	—	21.0	21.0°

(5) 地盤定数値の提案

(1) ~ (4) より、地盤定数値は表 6-7 の様に設定する。

表 6-7 設計用地盤定数の提案値

層 序		土 質 名	記 号	設 計 N 値	単位体積重量 γ_t (kN/m^3)	粘 着 力 c (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	
第 四 紀	現 世	人工堆積層	盛土	B	4	18	15	0.0°
	更 新 世	関東ローム層	粘性土	Lm	1	14	6.25	0.0°
			粘性土	Dc	5	16.1	36.65	2.2°
			砂質土	Ds	14	18	0	29.4°
		礫質土	Dg	38	20	0	38.8°	
新第三紀	中新世	那珂西層	泥岩	Nm	90	19.2	247.41	21.0°

注意：単位体積重量 (γ_t) は、地下水位以深では $\gamma = \gamma_t - 9$ (kN/m^3) とする。

盛土層の粘着力については、堆積状況のバラツキを考慮して計算値の 60% とした。
以上の値が推定される。

6-2. 設計・施工上の留意点

今回の調査の結果、設計・施工にあたり問題と考えられるのは下記の項目である。

①掘削工に対する留意点

- 1) 低強度の盛土層粘性土部 (B) ・ 関東ローム層粘性土層 (Lm) ・ 見和層粘性土層 (Dc)

の分布

- ・ 自立性
- ・ ヒービングの発生
- ・ 盤ぶくれの発生

- 2) 地表面下の浅い位置に分布する地下水位

- ・ 地下水の湧水 (但し、今回確認されている地下水位は地表水、又は宙水と判断され地下水位としては、泥岩層上部の砂礫層が想定される)

②耐震に対する留意点

- 1) 低強度の盛土層粘性土部 (B) ・ 関東ローム層粘性土層 (Lm) ・ 見和層粘性土層 (Dc)

の分布

- ・ 耐震設計上の取り扱い

以下、前項までの検討結果も含めて、ここでは計画させている直接基礎について検討してみる。

1) 盛土地盤の支持力について

直接基礎とした場合、GL-1.0m付近を基礎地盤とすると支持層は盛土層となる。

盛土の支持力と地耐力（地盤の長期許容支持力度）は、土のせん断強度と関係して示される地盤の強さを指し、地盤の支持力と土の圧縮性状、地盤の沈下量などの要素を考慮した地盤の強さをまとめて地耐力という。

ここでは、「国土交通省告示 第1113号（一）式」を用いて参考的に盛土層の支持力を算出してみる。

<計算式>

・地盤の長期許容支持力度

$$Lq_a = 1/3 \cdot \{i_c \cdot \alpha \cdot C \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot N_r + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q\}$$

ここで

- qa: 地盤の許容応力度[kN/m²]
- $\alpha \cdot \beta$: 基礎形状加重面の形状係数(表1・1による)
- C: 基礎荷重面下にある地盤の粘着力[kN/m²]
- γ_1 : 基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量又は、水中体積単位重量[kN/m³]
- γ_2 : 基礎荷重面より上方にある地盤の単位体積重量又は、水中体積単位重量[kN/m³]
- Df: 基礎に近接した最低地盤面から基礎荷重面までの深さ[m]
- B: 基礎荷重面の短辺又は短径[m]
- Nc, Nr, Nq: 地盤内部の摩擦角に応じて定まる支持力係数(表1・2による)
- ic, ir, iq: 基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角に応じて計算した数値
 $i_c = i_q = (1 - \theta/90)^2$ $i_r = (1 - \theta/\phi)^2$ ※ θ が ϕ を超える場合は、 θ とする。
- ϕ : 地盤の特性によって求められた内部摩擦角[度]
- C: 基礎荷重面下にある地盤の粘着力[kN/m²]

表1・1

基礎底面形状	連続	正方形	長方形	円形
α	1.0	1.2	$1.0 + 0.2 \cdot B/L$	1.2
β	0.5	0.3	$0.5 - 0.2 \cdot B/L$	0.3

B: 長方形短辺長さ(m) L: 長方形長辺長さ(m)

表1・2

Φ	Nc	Nr	Nq
0度	5.1	0	1
5度	6.5	0.1	1.6
10度	8.3	0.4	2.5
15度	11	1.1	3.9
20度	14.8	2.9	6.4
25度	20.7	6.8	10.7
28度	25.8	11.2	14.7
32度	35.5	22	23.2
36度	60.6	44.4	37.8
40度以上	75.3	93.7	64.2

$$\Phi = (20 \cdot N)^{0.5+15}$$

< 計算条件 >

N 値 = 4.0
 Φ = 0 度
 C = 15 kN/m² 傾斜角 θ = 0.0 度

地下水位 h_w = 3.1 m
 地盤種別 = 粘性土地盤
 計算用 Df = 0.00 m

基礎底面形状	γ_1	γ_2	α	β	$i_c=i_q$	i_r	B	L	Df
	9.3	18.0	1.1	0.4	1.0	-	12.0	30.0	0
長方形	Nc	Nr	Nq						Df低減率
	5.1	0.0	1.0						1.0

※延着力 C・内部摩擦角 ϕ については設計用土質定数値を採用したものである。
 地下水位 h_w については調査地点で最も高い地下水位を採用したものである。

< 計算 >

・ 地盤の長期許容支持力度

$$L_{qa} = \frac{1}{3} \cdot (1 \cdot 1.08 \cdot 15 \cdot 5.1 + 1 \cdot 18 \cdot 0 \cdot 1)$$

$$= 27.5 \rightarrow \underline{27} \text{ kN/m}^2$$

上記の計算結果より、盛土層の長期許容支持力度は 27 kN/m² と判断される。

尚、建築に際して、どれくらいの N 値であれば問題ない地盤と考えられるのかは、建築条件及び土質やロケーションによって異なる。弱い地盤は地盤改良工事が必要となり置き換えや固化材による改良が一般に実施されている。

N 値 5 以上の粘性土であれば一般住宅等の軽量構造物の建築は可能な場合が多いと言えるが、砂質土の場合液状化等の問題が発生するので注意が必要である。

尚、新しい盛土・土質の変化が激しい盛土や腐植土などでは N 値が大きくても地盤改良工事が必要になる場合があるため注意が必要である。

建築基準法によれば以下のような施工令がある。

建築基準法

建築基準法施行令第 38 条（基礎）

建築物の基礎は、建築物に作用する荷重及び外力を安全に地盤に伝え、かつ地盤の沈下又は変形に対して構造耐力上安全なものとしなければならない。建築基準法施行令第 39 号（地盤及び基礎ぐい）

地盤の許容応力度及び基礎杭の許容支持力は、国土交通大臣が定める方法によって地盤調査を行い、その結果に基づいて定めなければならない。

ただし、次の表に掲げる地盤の許容応力度については、地盤の種類に応じて、それぞれ次の表の数値によることができる。

【解説】建築基準法施行令第 38 条と第 93 号は、どちらも基礎や地盤についての原理原則的な事項であり具体的な定めではない。

建設省告示第 1347 号（地盤の許容応力度と基礎の構造）

地盤の長期許容応力度	基礎の構造
20kN/m ² 未満	基礎ぐい
20kN/m ² 以上30kN/m ² 未満	基礎ぐい、べた基礎
30kN/m ² 以上	基礎ぐい、べた基礎、布基礎

【解説】地盤の長期許容応力度が 20kN/m²未満でも、柱状改良や小口径鋼管等の地盤補強を行うことで 20kN ~ 30kN/m²以上とみなすことができれば、べた基礎あるいは布基礎を採用できる。つまり小規模建築物で行われている地盤補強はあくまでも任意で、法律上は単なる改良（補強された地盤）であるということを意味する。

○まとめ

盛土地盤の長期許容支持力度については、計算上 27 kN/m^2 であり、基礎杭・べた基礎が可能と判断されているが、今回のような土質の変化及び特殊な物が混入する盛土地盤であるため土質の均一性が確保出来ない。盛土内は間隙にバラツキが大きく、長期許容支持力度 30 kN/m^2 未満の地盤は沈下層と判断され、残留沈下による不等沈下が考えられる事から、べた基礎においても地盤補強（地盤改良等）が必要と判断される。

地盤補強（地盤改良等）については、良質土置き換え工法や固化材による地盤改良工法が考えられる。良質土置き換え工法の場合には、置き換え材の荷重増加により改良厚が増大し、残土処分が大量となることが予想される。

固化材による地盤改良工法では現状の盛土地盤を利用し、固化材添加による強度増加を行い、地盤補強をして基礎地盤の安定を図るものであり、改良厚としては上部構造物の荷重にもよるが、設計荷重 50 kN/m^2 程度であれば $1.0 \sim 1.5 \text{ m}$ 程度と考えられる。残土処分も少量となる。

よって、本調査地の盛土層を直接基礎とする場合は、計算上の支持力のみで判断することなく、今後の不等沈下を考慮し固化材による地盤改良工法をおすすめ致します。