

学校給食センター建設用地
地質調査業務委託

報 告 書

平成30年2月

あ き る 野 市
サンエー基礎調査株式会社

ま え が き

このたび、あきる野市 都市整備部施設営繕課よりご依頼の「学校給食センター建設用地地質調査業務委託」を実施しましたので、その成果を報告します。

本調査は、東京都あきる野市伊奈字引田ノ上731番1、725番2、712番2において計画されている学校給食センター建設に先立ち、地盤調査により当該敷地の地質構成、土質工学的特性を把握し、今後の設計・施工に必要な基礎資料を得ることを目的に実施したものであります。

調査の実施に際しては、あきる野市 都市整備部施設営繕課の関係各位からご指示並びにご配慮を賜りました。ここに記して感謝の意を表します。

平成30年2月

サンエー基礎調査株式会社

(国土交通省 地質調査業者登録 質第597号)

本社及び 〒187-0002 東京都小平市花小金井1-7-13
土質試験室 TEL 042-468-2411 (代)

新宿事務所 〒160-0023 東京都新宿区西新宿7-22-37
TEL 03-3365-2411 (代)



調査位置案内図

縮尺 1:25,000



調査地

本図は、国土地理院発行の2万5千分の1電子地形図「武蔵御岳」533951（平成27年9月）、「青梅」533952（平成27年6月）、「五日市」533941（平成27年9月）、「拝島」533942（平成27年9月）を利用したものである

- ま え が き
- 調査位置案内図 (1 : 25,000)
- 調査位置図 (1 : 600)

目 次

1	調 査 概 要.....	1
1-1	業 務 概 要.....	1
1-2	調 査 内 容 及 び 調 査 数 量.....	3
2	調 査 内 容 及 び 調 査 方 法.....	4
2-1	機 械 ボ ー リ ン グ.....	4
2-2	標 準 貫 入 試 験.....	5
2-3	乱れの少ない試料採取.....	7
2-4	室内土質試験.....	7
2-5	スウェーデン式サウンディング試験.....	7
3	地 盤 概 況.....	1 2
3-1	地 形 概 況.....	1 2
3-2	地 質 概 況.....	1 5
4	ボーリング及びサウンディング試験結果.....	1 7
4-1	土層区分による土質特性.....	1 7
4-2	地下水位について.....	2 1
5	室内土質試験結果.....	2 2
5-1	物理試験結果.....	2 2
5-2	力学試験結果.....	2 9
6	考 察.....	3 3
6-1	N 値との関係式について.....	3 3
6-2	設計用 N 値の設定.....	3 5
6-3	本件における土質定数値の提案.....	3 6
6-4	基礎に対する考察.....	3 7
6-5	基礎工法の概要.....	3 7
6-6	長期許容支持力の検討.....	4 0
6-7	地盤の液状化について.....	4 6
7	む す び.....	4 7

<巻末資料>

○ 土 質 柱 状 図	2 葉
○ 地 層 推 定 断 面 図	3 葉
○ 室 内 土 質 試 験 結 果 図 及 び デ ー タ シ ー ト	2 7 葉
○ スウェーデン式サウンディング 試 験 結 果 記 録 表	3 葉
○ 調 査 記 録 写 真	2 1 葉

<別途提出>

○ 土 質 標 本	2 箱
○ 電 子 媒 体 (P D F)	1 部
○ 調 査 打 合 せ 記 録 簿	5 葉

1 調査概要

本調査はあきる野市の御下命により、学校給食センターの建設に伴い、設計・施工に必要な基礎資料を得るために地盤調査を行ったものでその概要は次のとおりである。

1-1 業務概要

- ① 委託件名 学校給食センター建設用地地質調査業務委託
- ② 委託場所 東京都あきる野市伊奈字引田ノ上731番1、725番2、712番2
- ③ 調査工期 自 平成29年11月27日
至 平成30年 2月28日
- ④ 調査目的 本調査は計画されている学校給食センター建設に伴い、調査地の地盤調査を実施し、敷地の状況、地盤構成・土質工学的特性を把握し、今後の設計・施工に必要な基礎資料を得ることを目的とした。
- ⑤ 調査の概要 機械ボーリングについては試錐機(ロータリー式ボーリングマシン)を使用し、調査予定位置に孔径φ66～116mmで所定の深度まで標準貫入試験併用のボーリング調査を行い、N値の測定、土質の観察及び乱れの少ない試料を採取した。
スウェーデン式サウンディング試験については、原位置における土の静的貫入抵抗を測定し、その硬軟または締まり具合、あるいは土層の構成を判定した。
- ⑥ 基 準 本調査は、本件名の地質調査委託特記事項の他、「地盤調査の方法と解説」(地盤工学会)、「土質試験の方法と解説」(地盤工学会)等の規格に基づき調査を行った。なお、明記無き事項については係員と協議の上決定し実施した。

⑦ 発注機関 あきる野市 都市整備部施設営繕課

⑧ 受託者 サンエー基礎調査株式会社

(国土交通省 地質調査業者登録 質第597号)

主任技術者 馬場 保幸

現場代理人 佐藤 勝仁

現場代理人補佐 庭野 光太

1-2 調査内容及び調査数量

- ① 機械ボーリング 2本 延20m
- ② 標準貫入試験 2本 延20回
- ③ 乱れの少ない試料採取 2試料(別孔)
- ④ 室内土質試験 γ_1 (土の物理試験一式、土の力学試験一式)
- ⑤ スウェーデン式サウンディング試験 3箇所

※調査数量の詳細は表1-1、1-2のとおりである。

表1-1 機械ボーリング、土質試験設計数量表

調査項目		単位	No. 1	No. 1 ^{*1} (別孔)	No. 2	No. 2 ^{*1} (別孔)	合計	
機械ボーリング	ボーリングA 66mm	m	10.00	0	10.00	0	20.00	
	ボーリングB 86mm	m	0	0	0	0	0	
	ボーリングC116mm	m	0	1.30 ^{*2}	0	1.50 ^{*2}	2.80	
	小計	m	10.00	1.30	10.00	1.50	22.80	
標準貫入試験		回	10	0	10	0	20	
乱れの少ない試料採取		点	0	1	0	1	2	
室内土質試験	物理試験	土の密度試験	試料	0	1	0	1	2
		含水比試験	試料	0	1	0	1	2
		粒度試験	試料	0	1	0	1	2
		湿潤密度試験	試料	0	1	0	1	2
		液性限界試験	試料	0	1	0	1	2
		塑性限界試験	試料	0	1	0	1	2
	力学試験	一軸圧縮試験	試料	0	1	0	1	2
		三軸圧縮試験	試料	0	1	0	1	2
		圧密試験	試料	0	1	0	1	2

*1 試験孔

*2 乱れの少ない試料採取はデニソン式サンプラーを使用

表1-2 スウェーデン式サウンディング試験数量表

地点番号	深度(m)	合計(m)
SW-1	1.01	4.44
SW-2	1.72	
SW-3	1.71	

2 調査内容及び調査方法

2-1 機械ボーリング

(1) ボーリングマシン・器具及び材料の運搬

ボーリング調査に必要な機材・器具及びヤグラ材等の運搬は、調査地点付近までトラック(2t車)にて運搬した。運搬車両は調査地点に横付けし、ボーリングマシン等の重量物は、トラックに装備されているユニックにより調査地点に降ろした。

(2) ボーリング機械の仮設

調査位置及び作業スペースは平坦であることから、角材による平坦地足場の上にボーリングマシンを設置した。

ボーリングマシンの設置スペースは、資・機材置き場・作業場を含めて、下図のように35㎡程度である。また、ヤグラの高さは5m程度である。

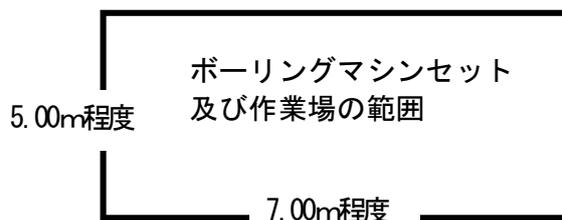
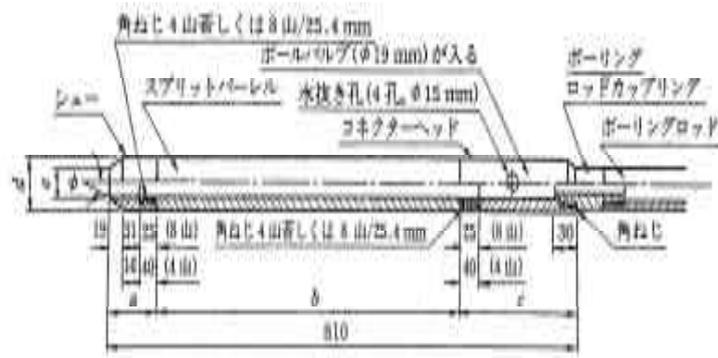


図 2-1 ボーリング機械の仮設スペース

(3) 機械ボーリング

機械ボーリングは調査位置図に示した2箇所について、ロータリー式試錐機を用いて掘削を行った。

掘進にはφ66mm～116mmのメタルクラウンを使用し、掘進時には掘進率、掘進器具の反応(ロッドのバイブレーション等)、循環流水中のスライム、圧力の増減、逸水等に留意し、地層判定の一助とした。また、ケーシングパイプを挿入し、泥水の流出、上部層の押出し、崩壊を防ぎ、地層判定に誤認の無いように留意した。次頁の図2-2にボーリング掘進装置図を示す。



各部	全長	シュー長 <i>a</i>	パーレル長 <i>b</i>	ヘッド長 <i>c</i>	外径 <i>d</i>	内径 <i>e</i>	シュー角度 ϕ	刃先肉厚 <i>t</i>
寸法	810±1.0	75±1.0	560±1.0	175±1.0	51±1.0	35±1.0	19° 45' ±8'	1.15±0.05

図 2 - 4 標準貫入試験サンプラーの規格

なお、ハンマーの落下方法としては半自動落下装置を使用した。本装置はハンマーの引き上げ時にはコーンプーリーによりロープを巻き上げ、所定の高さ(76cm ±1cm)に達すると自動的に落下装置が働きハンマーが落下するもので、常時所定の落下高を保つことが可能で、かつ、巻き上げロープとハンマーが完全に切り離され、完全に自由落下による標準貫入試験が実施可能なものである。

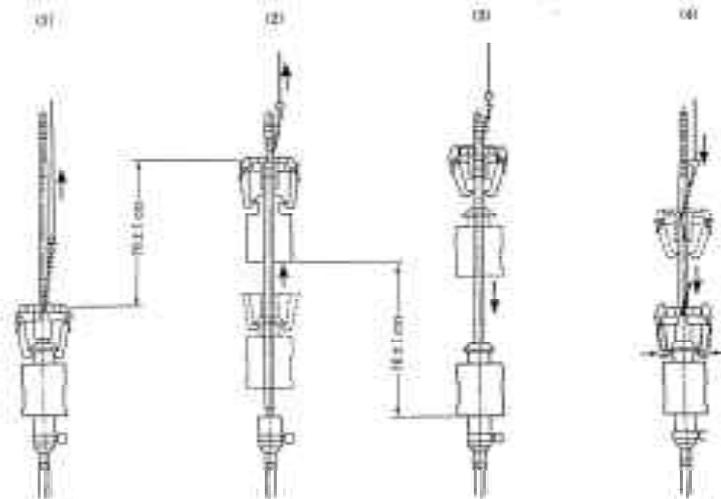


図 2 - 5 半自動落下装置の概念図

また、試験にあたって15cmの予備打ちを行うことを原則とした。なお、打撃回数が50回を越える場合には50回の時の貫入量を測定した。

試験終了後、直ちに採取試料を観察し、その代表的試料を透明容器に入れて密封し、土質標本とした。なお、*N*値は土質柱状図にグラフ(*N*値折れ線グラフ)として記載した。

2-3 乱れの少ない試料採取

土質試験用の乱さない試料を採取するもので、No.1、No.2の別孔で計2点の試料を採取した。

採取した試料は、含水が逃げないようにパラフィンによって密閉したうえ、衝撃、振動を与えないように注意して土質試験室へ運搬した。

2-4 室内土質試験

No.1、No.2の別孔で採取した乱れの少ない試料より物理・力学試験を実施した。土質試験はJIS規格または地盤工学会基準によった。

土粒子の密度試験	JIS A 1202 (JGS 0111)
土の含水比試験	JIS A 1203 (JGS 0121)
土の粒度試験	JIS A 1204 (JGS 0131)
土の液性限界試験	JIS A 1205 (JGS 0141)
土の塑性限界試験	JIS A 1205 (JGS 0141)
土の湿潤密度試験	JIS A 1225 (JGS 0191)
土の一軸圧縮試験	JIS A 1216 (JGS 0511)
土の非圧密非排水(UU)三軸圧縮試験	地盤工学会基準 (JGS 0521)
土の段階載荷による圧密試験	JIS A 1217 (JGS 0411)

2-5 スウェーデン式サウンディング試験

スウェーデン式サウンディング試験は、JIS A 1211に基づき、調査位置図に記載した地点において実施した。

この試験は原位置における土の静的貫入抵抗を測定し、その硬軟または締まり具合、あるいは土層の構成を判定するものである。

次項にスウェーデン式サウンディング試験機、試験方法について記述する。

試験機は図 2-6 に示すようにスクリーポイント、ロッド、載荷用クランプ(質量 5kg)、おもり(質量 10kg×2, 25kg×3)、ハンドルなどにより構成されている。



図 2-6 スウェーデン式サウンディング試験機

<試験方法>

- ① 長さ 0.8m のロッド先端にスクリーポイントを取り付け、ポイント下端から 50cm の所にクランプ下面を合わせて載荷用クランプを固定し、底板を通して鉛直に立てて支える。
- ② このままロッドが地中に貫入するかどうかを確かめ、貫入する場合は荷重に対する貫入量を記録し、貫入しない場合は荷重を載荷用クランプに順次載荷(荷重段階は 50, 150, 250, 500, 750N, 及び 1kN {5, 15, 25, 50, 75, 100 kgf})を行い、その時の荷重に対する貫入量を記録し、その操作を繰り返す。
- ③ 載荷荷重 1kN で貫入が止まった場合には、ロッドにハンドルを取り付け、ハンドルに鉛直方向の力が加わらないように回転し、次のロッド目盛り線(25cm)まで貫入させるのに要する半回転数を記録する。
- ④ 測定が終了したら、載荷荷重を取り除き、引き抜き装置により貫入した全ロッドを引き抜き、ロッドの本数およびスクリーポイントの異常の有無を調べる。

<試験結果の記録と整理>

- ① 回転貫入でなく荷重だけによって貫入が進む場合には、荷重の大きさとスクリーポイント先端の地表からの貫入深さを記録する。
- ② 載荷荷重 1kN でハンドルの回転によって貫入が進む場合には半回転数 N_a に対応する貫入後のスクリーポイントの地表からの貫入深さを記録し、その時の貫入量 (L) を計算する。
- ③ L に対する N_a 値は次式を用いて、貫入量 1 m 当たりの半回転数 N_{sw} に換算して記録する。

$$\text{換算式} \quad N_{sw} = \frac{100}{L} \cdot N_a \quad (\text{半回転数/m})$$

L が特に 25cm の場合には、 $N_{sw} = 4N_a$ (半回転数/m)

尚、 N_{sw} の値は、最も近い整数値として記録する。

- ④ 貫入速さが急激に増大したり、減少する場合には、貫入状況を詳しく記録する。
- ⑤ 試験結果は縦軸に地表からの深さ、横軸に荷重の大きさ W_{sw} と貫入量 1 m 当たりの半回転数 N_{sw} をとって図示する。
- ⑥ スウェーデン式サウンディング試験結果から求められた W_{sw} と N_{sw} から換算 N 値および換算 q_u 値を算出する方法としては下記に示す関係式がある (地盤調査法 P. 217 : 地盤工学会)。

a) 粘性土の換算 q_u 値との関係

$$q_u = 0.045 W_{sw} + 0.75 N_{sw} \quad (\text{kN/m}^2)$$

b) 礫・砂・砂質土における換算 N 値との関係

$$N = 0.002 W_{sw} + 0.067 N_{sw}$$

c) 粘土・粘性土・礫混り粘性土における換算 N 値との関係

$$N = 0.003 W_{sw} + 0.050 N_{sw}$$

ここに、 W_{sw} : 載荷荷重 (N)

N_{sw} : 貫入量 1 m 当たりの半回転数 (回/m)

なお、換算 N 値と $N_{sw} \cdot W_{sw}$ との関係はバラツキが多い為、上記の関係式から求められた値に対しては、この点を十分念頭におく必要がある。

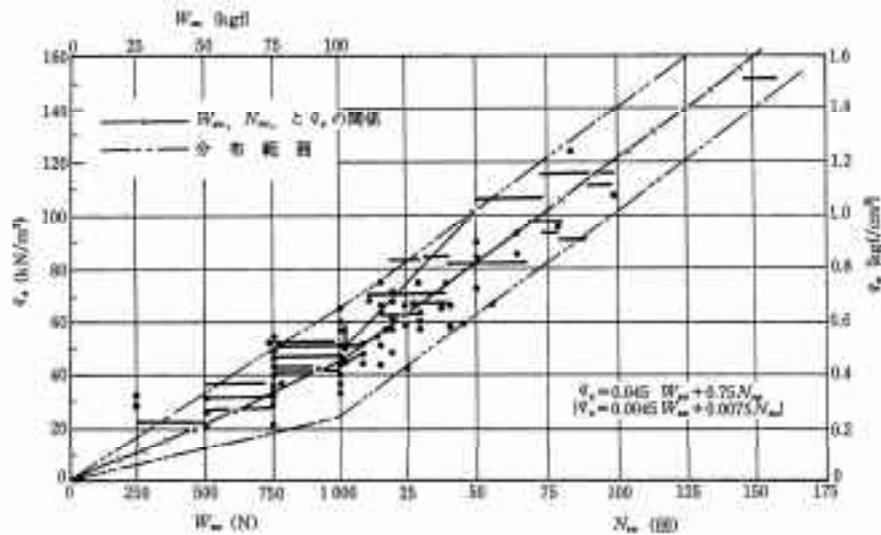


図 2-7 換算 q_u と $W_{sw} \cdot N_{sw}$ との関係

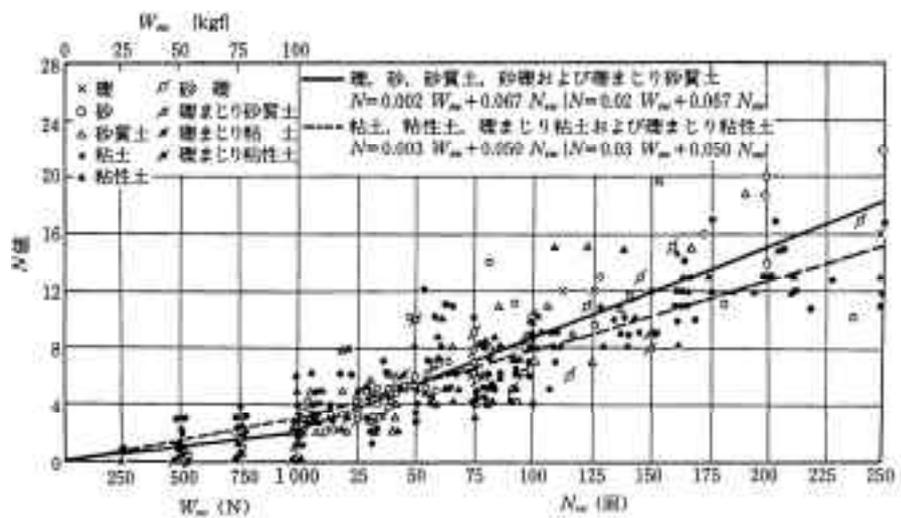


図 2-5 換算 N 値と $W_{sw} \cdot N_{sw}$ との関係

⑦ 地盤の長期許容支持力 q_a (換算 q_a) を W_{sw} , N_{sw} から推定する方法として、各関係式等が提案されているが、ここでは、以下の方法を示す。地盤の長期支持力度 q_a (換算 q_a) を地層種別毎に算定する。

1) 粘性土の場合 (ロームを除く)

⑥の関係式から求められた換算 q_u 値を用い、一軸圧縮強度 q_u と三軸圧縮強度 C との関係式 $C = \frac{1}{2} q_u$ より、 C 値を推定し、平成 13 年国土交通省告示第 1113 号、第 2 の表中(一)項に示される支持力算定式より算定する。

— 算定式 —

$$q_a = \frac{1}{3} (i_c \alpha C N_c + i_\gamma \beta \gamma_1 B N_\gamma + i_q \gamma_2 D_f N_q) \quad (\text{kN/m}^2)$$

このうち、 $i_c = i_\gamma = i_q = 1$ 、第2項は $\phi \doteq 0^\circ$ から $N_\gamma = 0$ とみなし、また第3項は無視すると、式は第1項（粘着力 C による項）のみとなり、 $N_c = 5.1$ 、 $\alpha = 1.0$ と仮定して、

$$q_a = \frac{1}{3} (\alpha C N_c) = \frac{1}{3} \times 1.0 \times \frac{1}{2} q_u \times 5.1 = 0.85 q_u \quad (\text{kN/m}^2) \text{ となる。}$$

2) 礫・砂・砂質土の場合

⑥の関係式から求められた換算 N 値を用い、次の式により算定する。
（「基礎工」1992.12、P.27、総合土木研究所より）

$$q_a = 8 \times N \quad (\text{kN/m}^2)$$

3) ロームの場合

⑥の関係式から求められた換算 N 値を用い、次の式により算定する。

$$q_a = (25 \sim 30) \times N \quad (\text{kN/m}^2)$$

※ 以上で算出された値を単位換算する場合は、次により行なう。

$$1 \text{ kN/m}^2 = 0.102 \text{ tf/m}^2 \text{ \{又は } 0.1 \text{ tf/m}^2 \}$$

以上の各関係式から求められた換算 N 値及び長期許容支持力 q_a （換算 q_a ）は、巻末のデータシートの所定の欄に記載した。

3 地盤概況

3-1 地形概況

本調査地は、JR五日市線「武蔵引田」駅の西北西約0.6kmの東京都あきる野市伊奈字引田ノ上731番1、725番2、712番2地内にあり、地形的に秋留台地に位置する。

東京の地形は、西半部の関東山地と東半部の関東平野に分けられ、西方から東方にかけて山地、丘陵地、台地、沖積低地と高度を減じながら階段状に配列している。このうち多摩川流域では青梅市付近が山地と平野の境に当り、これより上流では多摩川は山地を開析して峡谷を成し、下流側では広大な武蔵野台地や沖積平野を形成している。東京の地形分類図を図3-1に示す。



図3-1 武蔵野台地及びその周辺の地形区分図
(新・関東の地盤 p.117より)

本調査地が位置する秋留台地は北側を平井川に、南側を秋川に挟まれた洪積台地であり、その標高は西方の日の出町本宿、西本宿付近では180m程度、東方のあきる野市野辺、二宮付近では130m程度と順次高度を下げています。秋留台地は青梅～昭島～立川の多摩川の流域沿いに分布する立川段丘面に対比される。この台地は西方の山地(関東山地)より流下した秋川や平井川によって形成された扇状地性の河岸段丘で、段丘面は次頁の図3-2に示すように9段に分けられている。図3-3には調査地周辺の地形区分図(土地条件図)を示す。

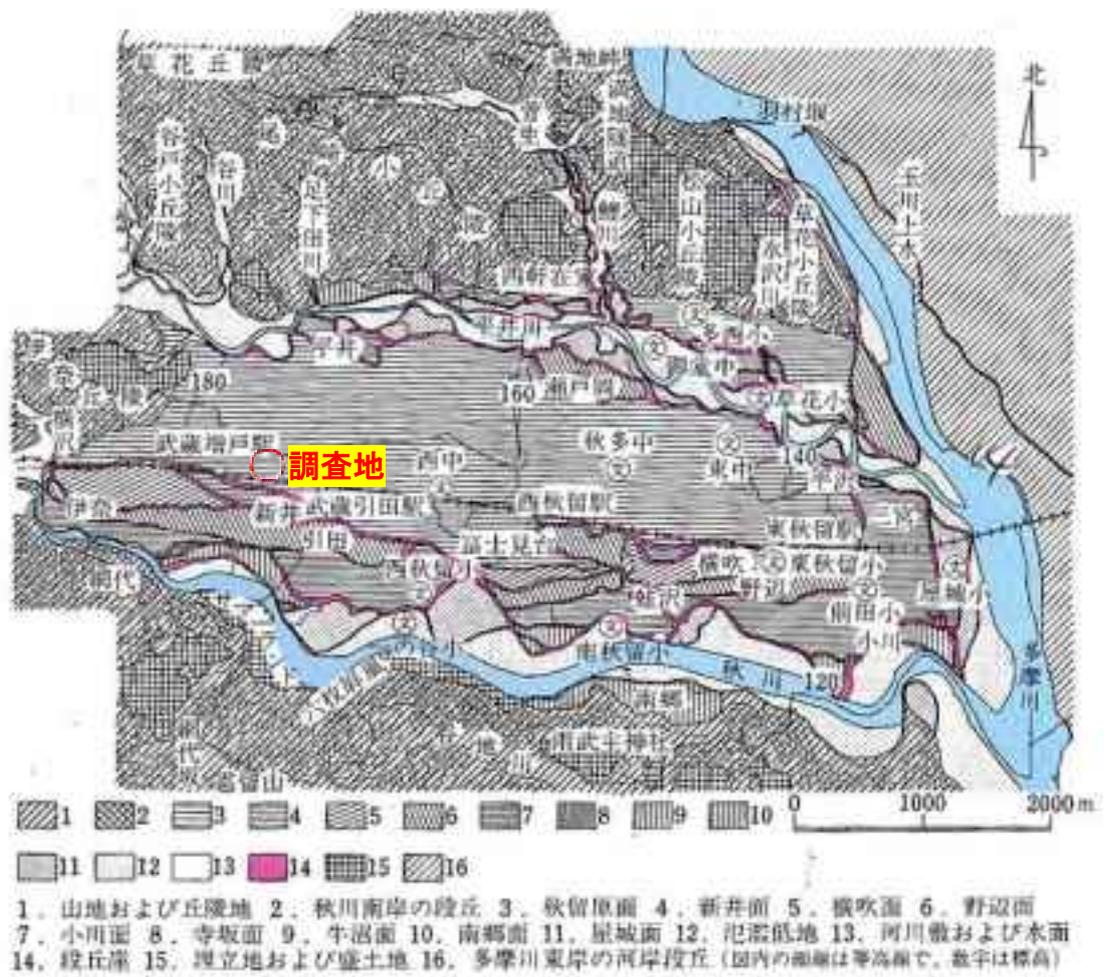
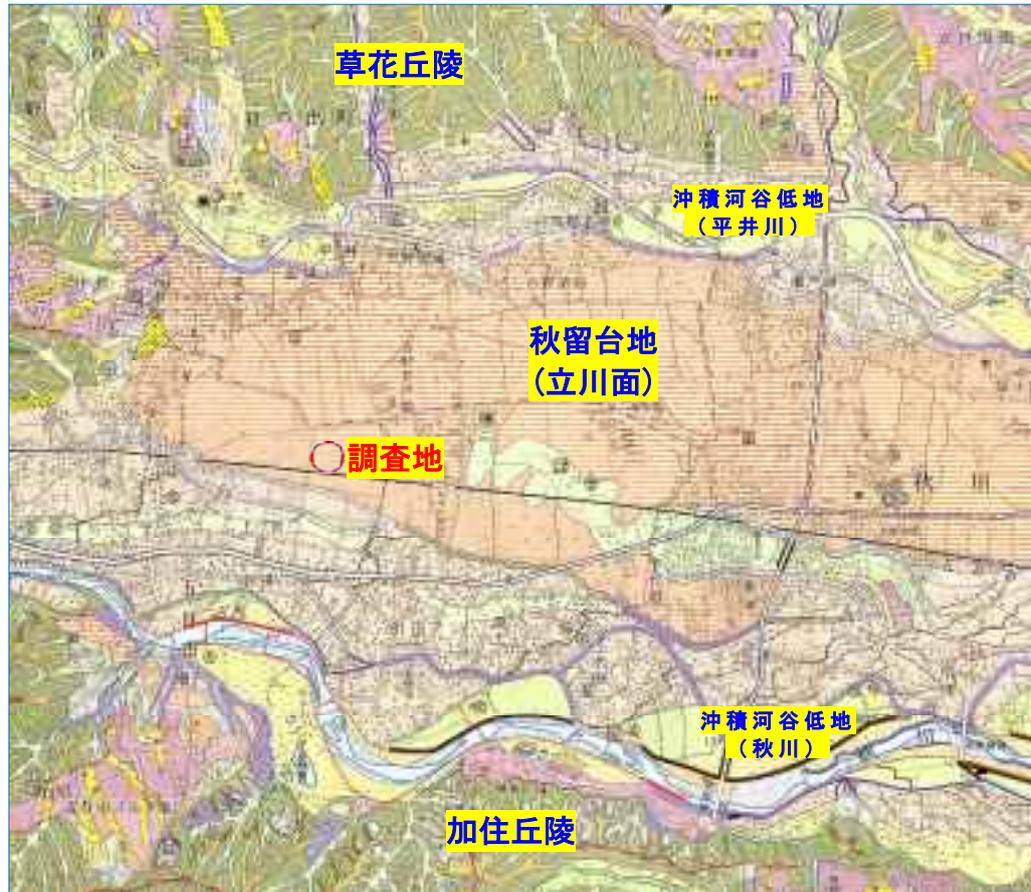


図3-2 秋留台地とその周辺の地形面区分図
 (旧秋川市発行 秋川の自然p. 25より)



<凡例>

台地・丘陵	低地の微高地	低地の一般面	低地
高位面	扇状地	谷底平野	造成地
上位面	緩扇状地	氾濫平野	高い盛土地
中位面	自然堤防	海岸平野	盛土地
下位面	砂(礫)堆	三角州	埋土地
低位面	砂(礫)州	後背低地	干拓地
	凹地	旧河川	
	浅い谷		

図 3 - 3 調査敷地付近の地形区分図
(土地条件図：国土地理院発行)

3-2 地質概況

東京の地質は、地形と同様に西半部の関東山地と東半部の関東平野で大きく異なり、大起伏山地をなす関東山地では中・古生代の古い地層が、東方には丘陵や武蔵野台地を構成する新生代第三紀～第四紀の地層が分布する。東京の地質の模式断面図を図3-4に示す。



図3-4 東京都の模式地質断面図(東西方向)
(新・関東の地盤 p.119より)

あきる野市は関東山地と関東平野の境界部付近に当たり、西方には関東山地の中・古生代の古い地層が、秋留台地東側には新生代新第三紀～第四紀の地層が分布している。秋川流域の地質図を図3-5に示す。

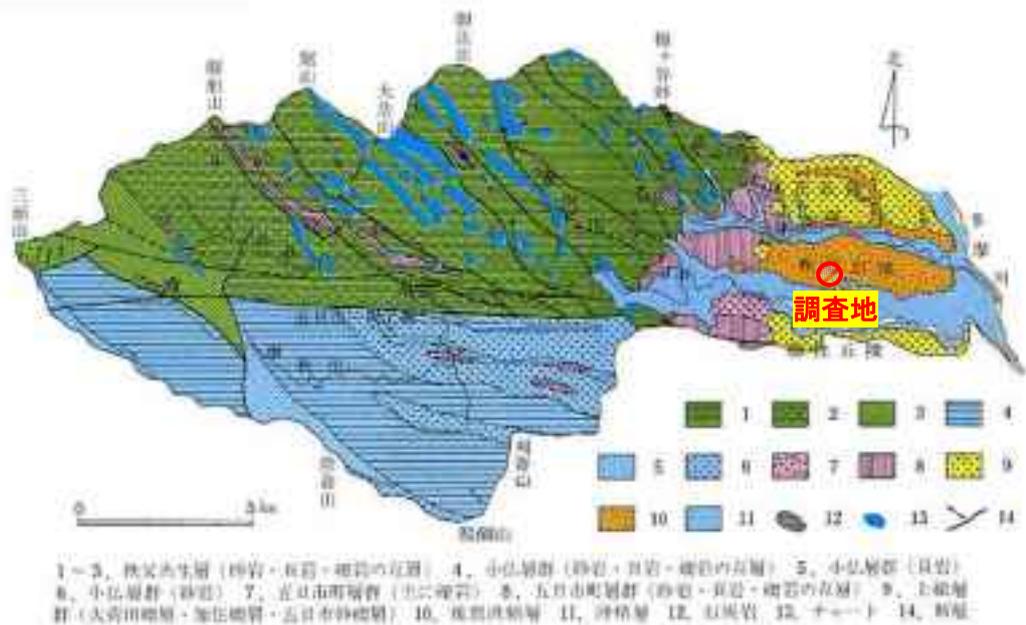


図3-5 秋川流域の地質図
(旧秋川市発行 秋川の自然 p.44より)

4 ボーリング及びサウンディング試験結果

4-1 土層区分による土質特性

今回の機械ボーリング調査及び、スウェーデン式サウンディング試験の結果より明らかとなった調査地点の土質構成は巻末の土質柱状図に示すとおりである。

以下に調査地点で確認された土層を土質・N値などの違いにより区分し、各層の土質特性について上位層より順に記述する。

表4-1 地質層序表

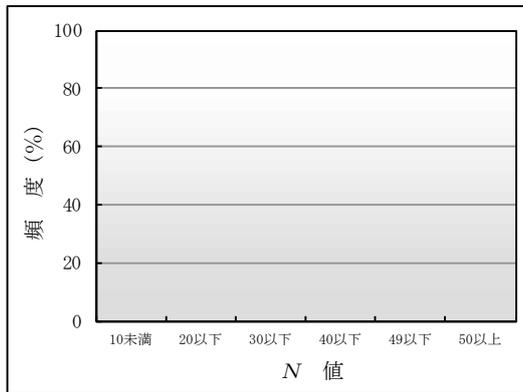
地質時代	地層名	記号	主な土質名	層厚(m)	N値	記 事
新 生 代 ・ 第 四 紀	盛 土	B	表土(黒ボク)	0.70~ 0.80	— (1~5) ^{*1}	表土(黒ボク)主体 SW ^{*2} は地点により 500N で自沈する層あり
	立川ローム層	Lm	ロ ー ム	0.60~ 0.70	8~12 (3~5) ^{*1}	不均質 含水中位 粘性中位 所々細~中礫極少量混入 SW ^{*2} は地点により“ジャ リジャリ”と音・感触あり
	洪積第1砂礫層	Dg1	砂 礫 礫 混 り 中 砂 玉石混り砂礫	2.60 ~ 3.50	16~38 (8~50) ^{*1}	φ2~80mm程度の垂円礫~ 垂角礫主体 最大礫径φ200mm程度 マトリックスは細砂~中砂 含水少 所々粘土極少量混入
	洪積第2砂礫層	Dg2	玉石混り 粘土混り砂礫 礫・玉石 粘土混り砂礫	5.30 ~ 6.39	30~50	φ2~150mm程度の垂円礫~ 垂角礫主体 最大礫径φ300mm程度 マトリックスは中砂~粗砂 含水少 全体に風化礫多量に混入 所々粘土少量混入

*1 ()内の数値はスウェーデン式サウンディング試験による換算N値

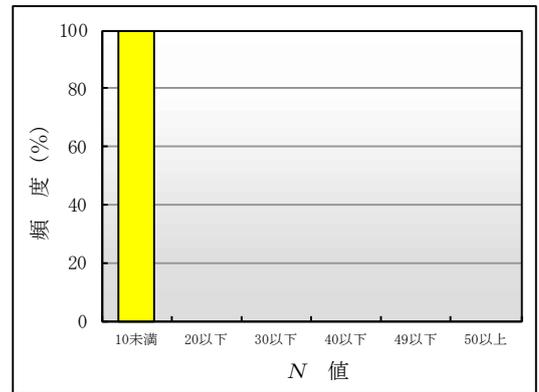
*2 SW = スウェーデン式サウンディング試験

表 4 - 2 各地層別の N 値の分布範囲

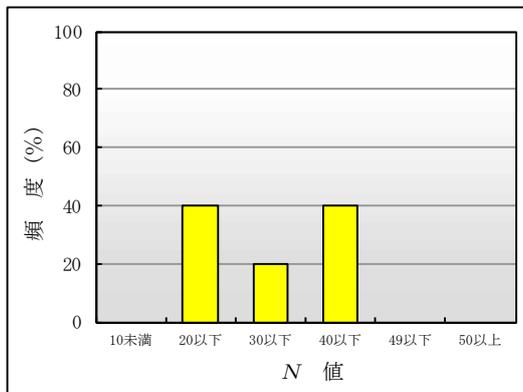
地層名	個数	N 値の範囲		平均値	標準偏差	採用値 [平均値-偏差値/2]
		最小値	最大値			
盛土 (B)	0	0	0	-	-	0
ローム層 (L m)	1	8	8	8.00	0.00	8
洪積第 1 砂礫層 (D g 1)	5	16	38	25.40	8.38	21.2
洪積第 2 砂礫層 (D g 2)	13	30	50	40.85	7.64	37
地層にオーバーラップ	1	15	15	15.00	0.00	15



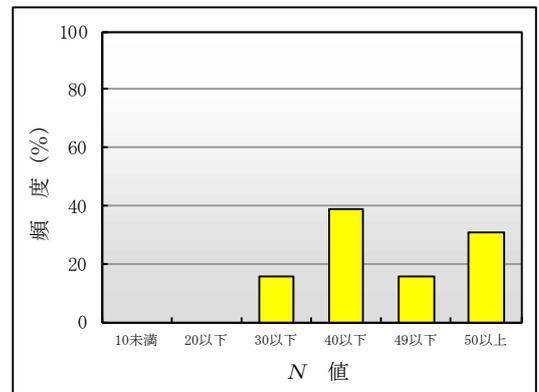
盛土 (B)



ローム層 (L m)

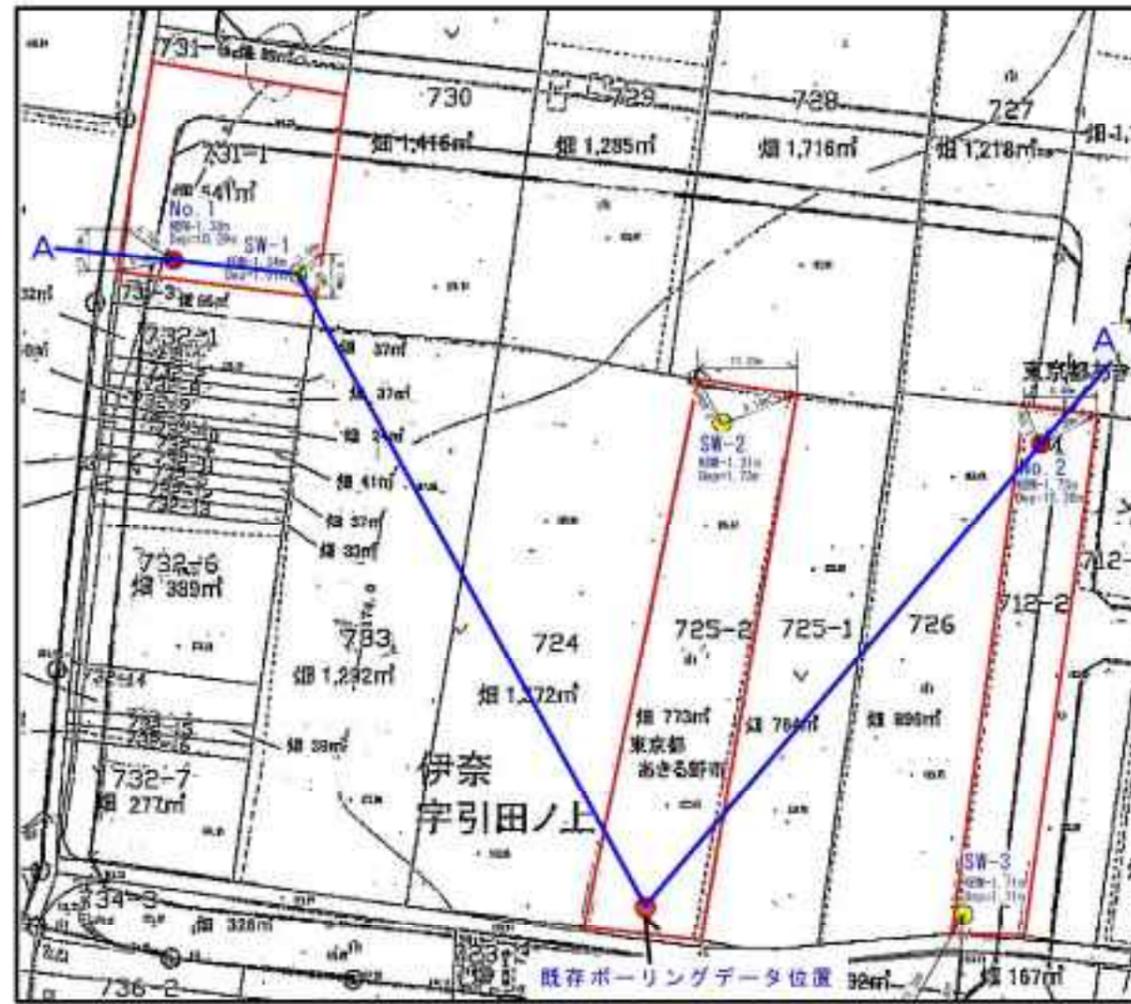


洪積第 1 砂礫層 (D g 1)



洪積第 2 砂礫層 (D g 2)

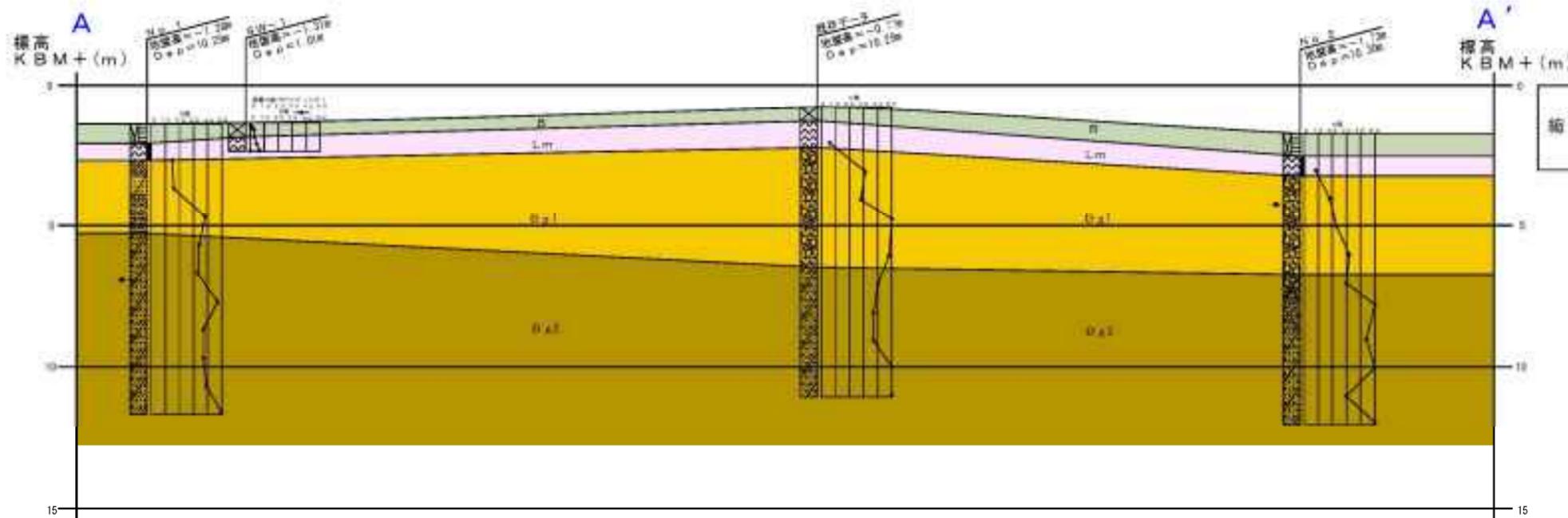
図 4 - 1 N 値の頻度分布図



断面位置図 1/800

土質凡例

地質時代	地層区分	土質記号	
新第三紀 第四紀	更新世	礫土	Gr
		立川ローム層	Lr
	法隆層	高層第1砂礫層	Sg1
		高層第2砂礫層	Sg2



記号凡例

	地下水位
	標準貫入試験 (N値)
	換算N値(サウンディング)
	乱れの少ない試料採取

図4-2 地層推定断面図

1. 盛土 (B)

不均質な黒ボクを主体とし、No.2では全体に植物根を点在する。層厚は0.70m~0.80m程度である。スウェーデン式サウンディング試験では、地点により500Nで自沈する層を記録した。換算N値は1~5程度を示す。

2. 立川ローム層 (Lm)

茶褐色で不均質なロームよりなり、含水中位、粘性中位である。所々に細~中礫を極少量混入する。N≒8~12程度を示し、層厚は0.60m~0.70m程度である。砂や礫を不規則に混入することより、スウェーデン式サウンディング試験からも、SW-3のGL-1.25m~1.50m付近で“ジャリジャリ”といった音・感触を記録した。換算N値は3~5程度を示す。

3. 洪積第1砂礫層 (Dg1)

暗黄灰色のφ2mm~80mm程度の亜円礫~亜角礫を主体とし、細砂~中砂をマトリックスとし、含水少、下部では所々に粘土を極少量混入する。N≒15~38を示し、相対密度は“中位の~密な”状態である。層厚は2.60m~3.50m程度である。スウェーデン式サウンディング試験による換算N値は8~50を示す。

No.1では全体にφ2mm~60mm程度の亜円礫~亜角礫を主体とし、最大礫径はφ100mm程度、また、GL-1.80m~2.50mでは、礫分の混入が少なく、礫混り中砂となって狭在する。

No.2では、φ2mm~80mm程度の亜円礫~亜角礫を主体とし、最大礫径はφ200mm程度の玉石を所々混入する。

今回ボーリング孔で確認された最大礫径はφ100mm~200mm程度であるが、現場に存在する礫径はその2~3倍は有すると云われており、最大礫径はφ300mm~600mm程度以上に及ぶ可能性もある。

4. 洪積第2砂礫層 (Dg2)

暗黄灰色のφ2mm~150mm程度の亜円礫~亜角礫を主体とし、中砂~粗砂、粘土をマトリックスとし、含水少である。N≒30~50を示し、相対密度は“密な~非常に密な”状態である。層厚は5.30m~6.39m程度である。

No.1は全体にφ2mm~60mm程度の亜円礫~亜角礫を主体とし、全体に粘土分の混入が多く、最大礫径はφ100mm程度である。全体に風化礫を多量に混入し、GL-5.70m~7m付近では逸水が激しい。

No.2は全体にφ2mm~150mm程度の亜円礫~亜角礫を主体とし、最大礫径はφ200mm程度、GL-6.90m以深は風化礫を多量に混入する。また、GL-5.80m~6.90m付近では全体に極めて硬質な砂礫を主体とした礫・玉石が分布する。

4-2 地下水位について

今回のボーリング調査で確認した地下水位を表4-3に示す。一般にボーリング調査では自然水位まで無水掘りを原則とするが、水位が深部に存在したり、地層が密な砂層や砂礫層などで無水掘りが困難となる場合は孔内水位を測定することになる。ボーリング掘進時においてはベントナイト泥水を使用するため泥壁がつくられ、泥水使用時の孔内水位は自然水位とは一致しないことが多い。

本件の場合には無水掘りによる掘進を行い、砂礫層などで無水掘りが困難となったため送水掘りに切り替えた。

表4-3 地下水位一覧表

孔番	地盤標高 (KBM+m)	孔内水位* (GL基準+m)	水位標高 (KBM+m)	土質名	地層 記号
No.1	-1.38	-5.50	-6.88	粘土混り砂礫	Dg2
No.2	-1.73	-2.50	-4.23	玉石混り砂礫	Dg1

*翌朝確認された水位

今回の調査で確認された孔内水位はNo.1の粘土混り砂礫(Dg2)、No.2の玉石混り砂礫(Dg1)内であり、調査時点(平成29年12月)での測定水位である。また、今回の水位は、泥水水位であると考えられ、恒常的な水位としては洪積第2砂礫層(Dg2)よりも深部に存在するものと推察される。

なお、自然地下水位は自由地下水面を形成するもので、季節・月日・天候による変動が予想されることから、注意が必要である。

5 室内土質試験結果

本調査では、No.1、No.2の乱れの少ない試料を用いて、物理・力学試験を実施した。試験結果は巻末の土質試験結果一覧表およびデータシートに示すとおりであるが、以下に各試験項目別に考察を記述する。

5-1 物理試験結果

表5-1 物理試験結果一覧表

孔番	試料番号	深度	土質名 (地層記号)	湿潤密度 ρ_t g/cm ³	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	自然含水比 W_n %	粒 度				コンシステンシー特性			
							礫分 %	砂分 %	シルト分 %	粘土分 %	液性限界 W_L %	塑性限界 W_P %	塑性指数 I_P	コンシステンシー指数 I_c
No.1	1D-1	0.70~1.30	ローム(Lm)	1.239	2.849	114.9	9.2	15.5	46.6	28.7	178.6	92.8	85.8	0.74
No.2	2D-1	0.80~1.50	ローム(Lm)	1.256	2.864	124.2	9.2	9.4	50.4	31.0	166.8	90.4	76.4	0.56

○ 土粒子の密度 ρ_s

土粒子の密度 ρ_s は土の基本的な性質の一つで、力学特性を支配する間隙比を求める場合に不可欠な要素である。一般の土質の場合は $\rho_s = 2.59 \sim 2.74$ (g/cm³) 付近を示すが、本件の場合、図5-1に示すようにNo.1、No.2のローム層(Lm)で $\rho_s = 2.849 \sim 2.864$ (g/cm³) が得られた。一般の土質及び火山灰質土としても若干高めの値を示す。

なお、土粒子の密度 ρ_s は、土の固体部分の単位体積当たりの平均質量であり、後述する土の湿潤密度 ρ_t は土粒子および間隙に含まれている水の両者の質量を、土の単位体積で割ったものである。

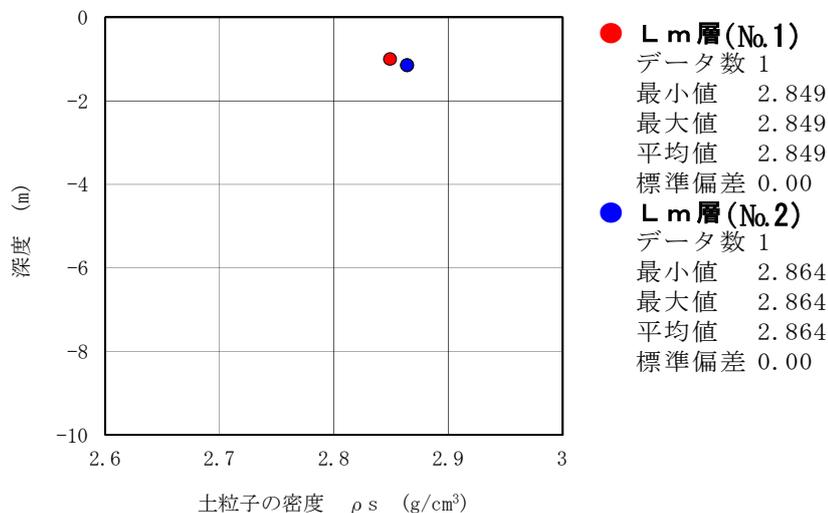


図5-1 土粒子の密度 ρ_s と深度の相関図

○ 自然含水比 w_n (%)

含水比は土中に含まれる水の質量 m_w とその土の乾燥質量 m_s との比を百分率で示したもので、 $w_n = (m_w/m_s) \times 100(\%)$ で表される。自然含水比は一般に砂質土で20%より小さく、粘性土では50%以上のことが多い。高有機質土では含水量が特に多く、含水比200%を越えることもある。

今回、No.1、No.2のローム層(L_m)は $w_n = 114.9 \sim 124.2\%$ を示し、両者は関東ロームの一般値を示す。

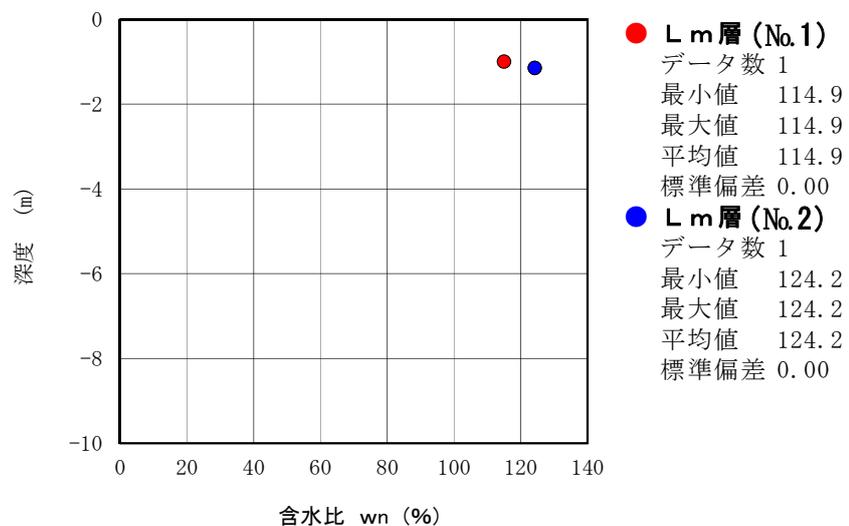


図 5 - 2 自然含水比 w_n と深度の相関図

表 5 - 2 含水比の測定例

土質名	地域	含水比(%)
沖積粘土	東京	50~80
洪積粘土	東京	30~60
関東ローム	関東	80~150
まさ土	中国	6~30
しらす	南九州	15~33
黒ボク	九州	30~270
泥炭	石狩	110~1300

「土質試験の方法と解説-第一回改訂版-(地盤工学会)」

○ 粒 度

土に含まれる種々な粒子の粒径別の割合を明らかにするのが粒度試験であり、その結果は巻末のデータシートに示す粒径加積曲線で示される。粒径加積曲線は、縦軸に通過質量百分率（％）を、横軸に粒径（mm）を対数目盛にとって描かれる。

粒度試験結果から得られた各土質の粒径加積曲線を取りまとめて図 5 - 3 に粒径加積曲線総括図に示す。粒度試験結果から得られる、均等係数 U_c は、土質の粒径別の構成種類を示す指標である。この値が大きいほど粒径の異なる土質が入っていることを指しており、次式より得られる。

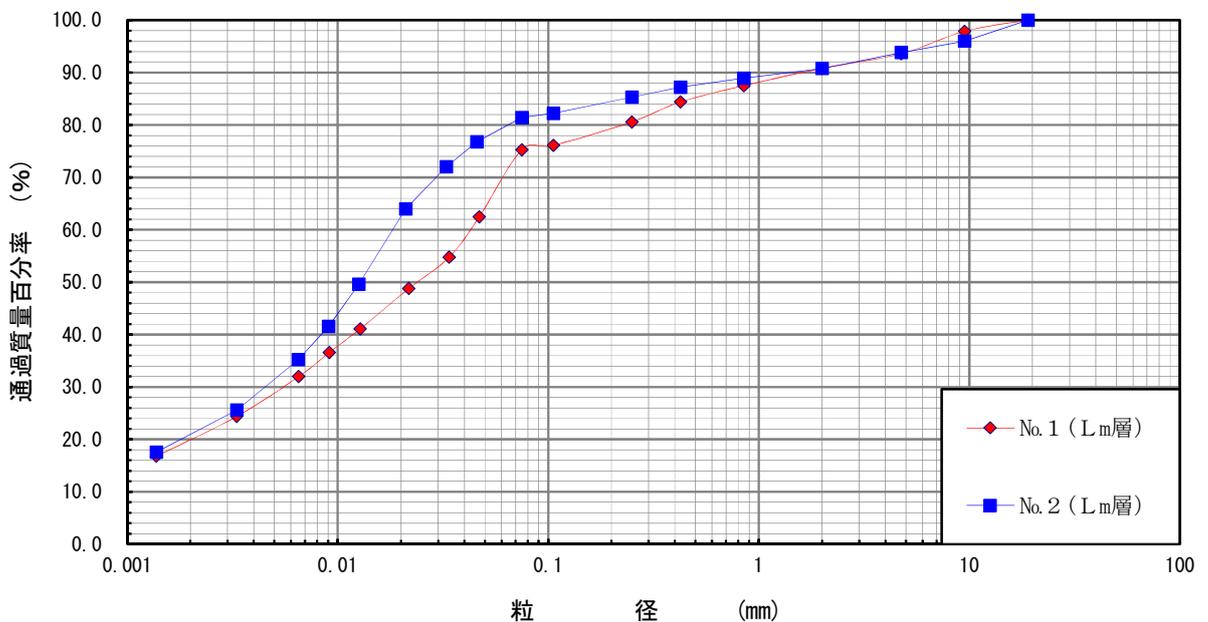


図 5 - 3 粒径加積曲線総括図

$$\text{均等係数 } U_c = D_{60} / D_{10}$$

土の均等係数と粒度については、

- $1 < U_c < 5$ 均等な土 (悪い粒度)
- $5 < U_c < 10$ 普通の土 (中位の粒度)
- $10 < U_c$ 不均等な土 (良い粒度) と判断されている。

今回、No.1、No.2のローム層 (Lm) は細粒土分が多く10%径が測定されなかったため、均等係数は算定されていない。粒径加積曲線からは、粘性土分が多く混入する傾向を示す。

また、全土質重量の中で細粒分が占める重量百分率のことを細粒分含有率 F_c として表す。本件の場合、No.1のローム層(L_m)で細粒分(粘土・シルト分)の割合が $F_c=75.3\%$ 、砂分は15.5%、No.2のローム層(L_m)で $F_c=81.4\%$ 、砂分は9.4%を示すことから、三角座標分類ではそれぞれ細粒土 {F_m}に分類される。

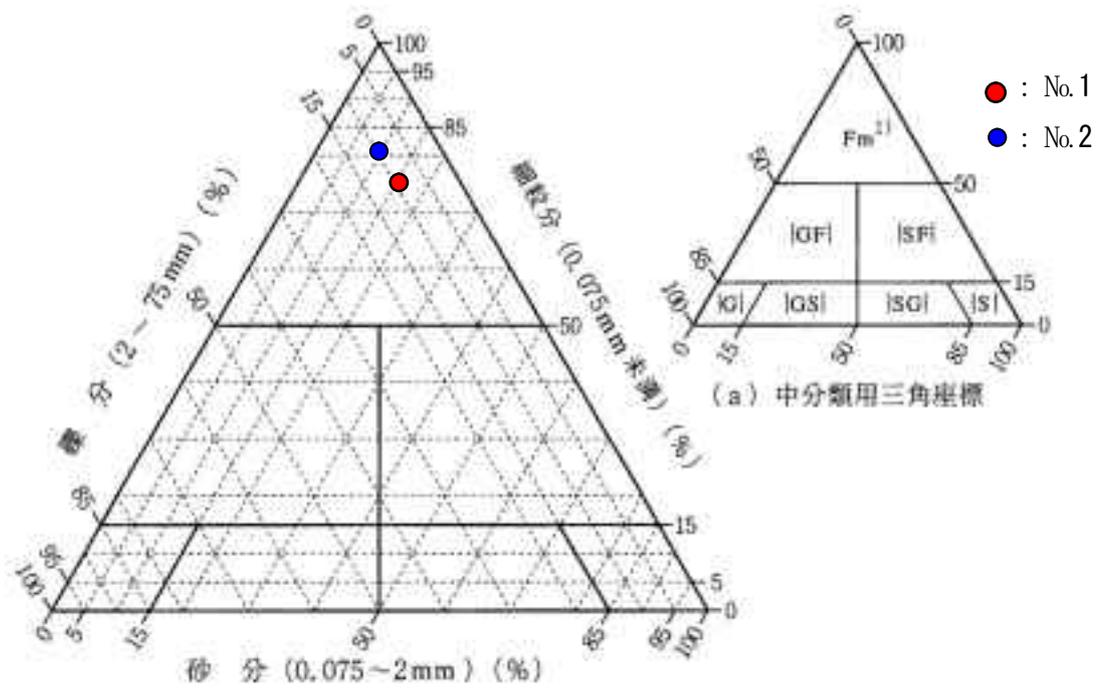


図 5 - 4 三角座標分類

○ コンシステンシー特性

細粒土（粘土・シルト）は含水量によって変化のしやすさ、しにくさが大きく変わり、工学的性質も大きく変わる。細粒土の変形の難易を表す言葉をコンシステンシーと呼び、一般に「やわらかい」・「かたい」等の言葉で分類表現する。土は含水量によって、液体から固体まで変化し、水分を大量に含むと液状を示し、水分が徐々に減少すると次第に塑性状になり、なおも水分を失うと半固体状から固体状になる。液状と塑性状態の限界を液性限界 w_L 、塑性の状態と半固体の限界を塑性限界 w_P 、半固体状と固体状の限界を収縮限界 w_S といい、それぞれの含水比で表される。液性限界、塑性限界をもとに土の工学的性質を推定したり、土を工学的に分類するのに種々の指数が用いられる。液性限界 w_L と塑性限界 w_P の差を示すのが塑性指数 I_p で、一般的に塑性指数が高いほど可塑性で水も通しにくい。 I_p は土の分類の指標として利用され、塑性図にも利用される。

調査地のローム層 (Lm) を次項図 5-6 上にプロットすると、No.1 は $w_L = 178.6\%$ 、 $I_p = 85.8\%$ 、No.2 は $w_L = 166.8\%$ 、 $I_p = 76.4\%$ であるため、それぞれ A 線の下側及び B 線の右側に分布し、地盤材料の工学的分類では No.1 は高液性限界 ($w_L \geq 80\%$) の礫混り砂質火山灰質粘性土 II 型 (VH2S-G)、No.2 は高液性限界 ($w_L \geq 80\%$) の砂礫混り火山灰質粘性土 II 型 (VH2-SG) に分類される。

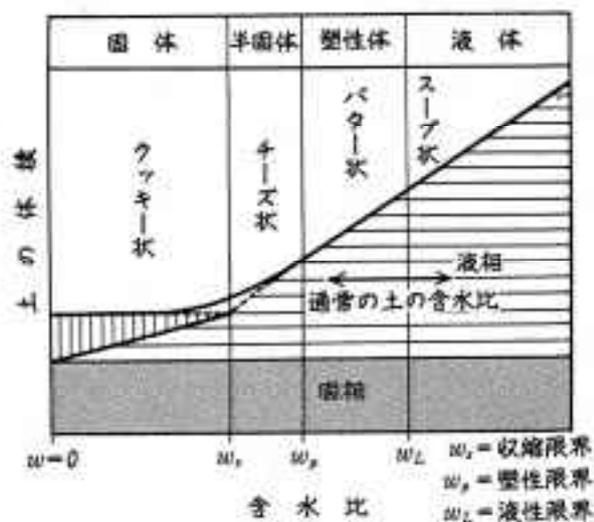


図 5-5 土の含水比と体積変化の関係

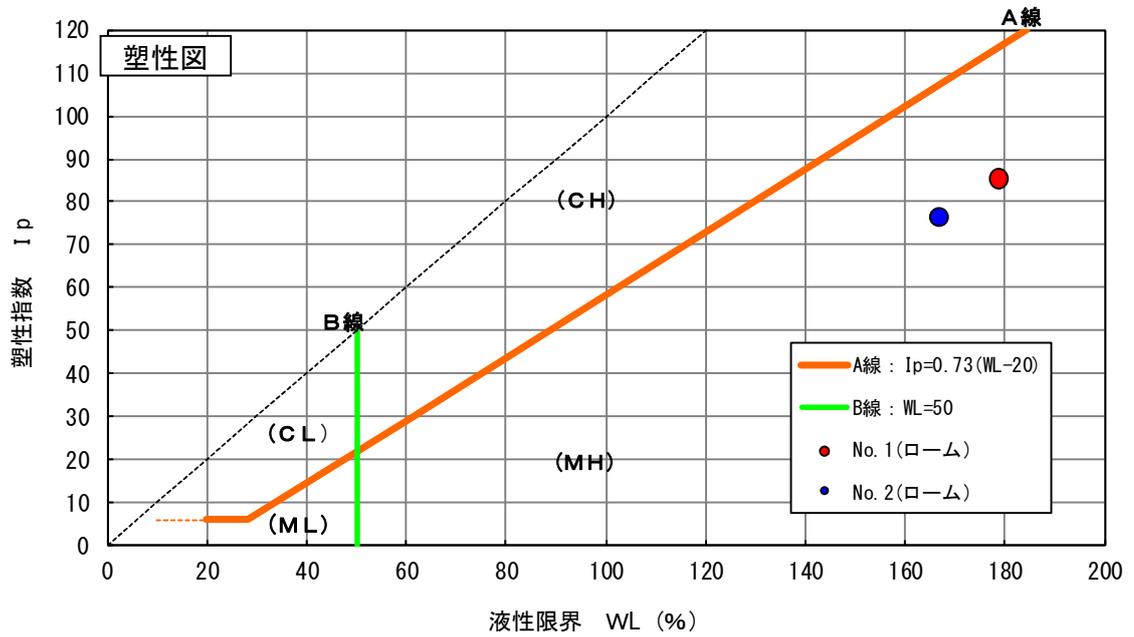


図 5 - 6 塑性図

またコンシステンシー指数 I_c は $I_c = (w_L - w_n) / I_p$ で表され、粘性土の相対的なかたさを意味する。 I_c は正の値が大きくなる程、攪乱に対し安定（概ね $I_c \geq 0.5$ ）となり、値が小さく（または負）なる程、練り返せば不安定化しやすくなる。今回、No.1で $I_c = 0.74$ 、No.2で $I_c = 0.56$ を示し、「安定」な領域に区分される。

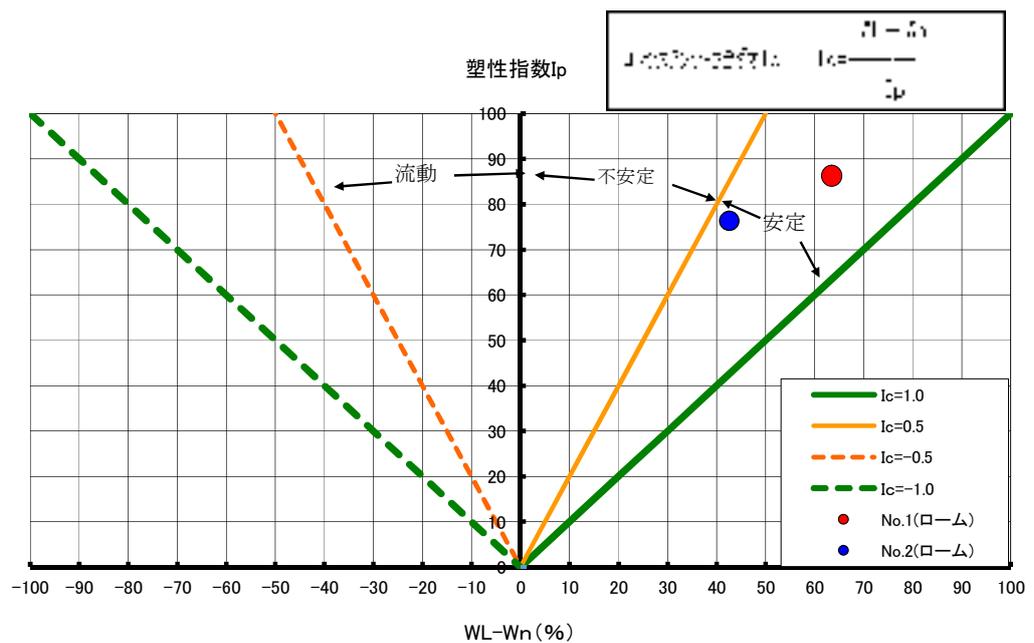


図 5 - 7 コンシステンシー指数 I_c

○ 湿潤密度（単位体積重量） ρ_t (g/cm^3)

土の全質量 W をその全体積 V で割って得られた値をいう。

$$\text{湿潤密度 } \rho_t = m / V = (m_s + m_w) / V \quad (\text{g}/\text{cm}^3)$$

含水比と湿潤密度の関係は、含水比 w_n が高ければ湿潤密度 ρ_t は低い傾向にある。本件の場合、No.1、No.2で $\rho_t = 1.239 \sim 1.256 (\text{g}/\text{cm}^3)$ を示し、関東ロームの一般値に比べ若干低めの値を示す。

表 5 - 3 代表地盤の湿潤密度

地 盤	状 態	湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)
砂	締まったもの	1.7 ~ 2.0
	ややゆるいもの	1.6 ~ 1.9
	ゆるいもの	1.5 ~ 1.8
シルト	かたいもの	1.6 ~ 1.8
	やわらかいもの	1.4 ~ 1.7
粘 土	かたいもの	1.6 ~ 1.9
	やややわらかいもの	1.5 ~ 1.8
	やわらかいもの	1.4 ~ 1.7
関東ローム		1.3 ~ 1.5

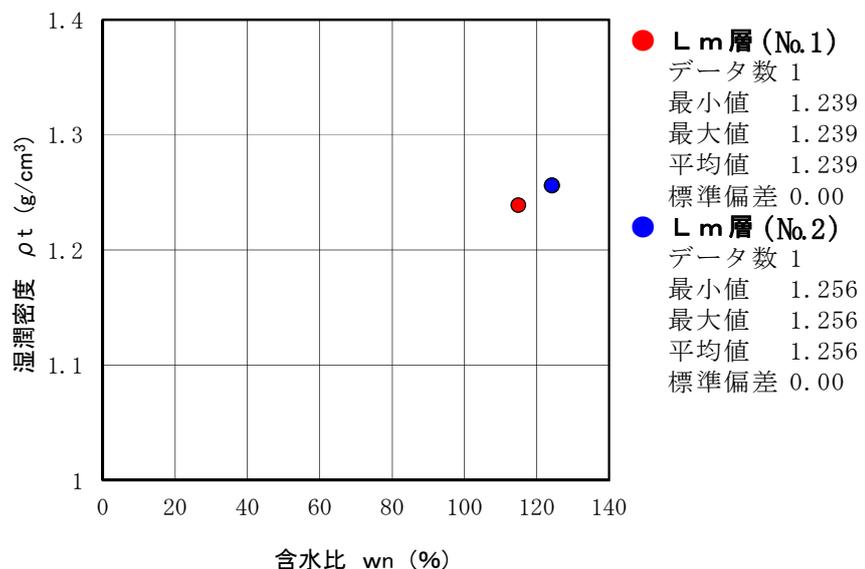


図 5 - 8 自然含水比 w_n と湿潤密度 ρ_t の相関図

5-2 力学試験結果

表 5-4 力学試験結果一覧表

孔番	試料番号	深度 GL- m	土質名 (地層記号)	一軸圧縮試験		三軸圧縮試験		圧密試験	
				一軸強さ	変形係数	粘着力	内部摩擦角	圧密降伏応力	圧密指数
				qu kN/m ²	E ₅₀ MN/m ²	C kN/m ²	φ 度	Pc kN/m ²	Cc
No.1	1D-1	0.70~1.30	ローム (Lm)	58.9 56.3	1.52 1.32	21.2	15.1	185.5	1.51
No.2	2D-1	0.80~1.50	ローム (Lm)	114.3 42.8	2.83 2.53	20.4	10.0	172.4	1.48

○ 一軸圧縮試験

一軸圧縮試験は、試料土を円筒状に整形した供試体に縦軸方向の荷重を加え圧縮する試験で、比較的簡単に土のせん断強さ及び応力と変形を求めることができる。一軸圧縮試験における最大圧縮応力を一軸圧縮強度 q_u という。モールの応力円より $\phi = 0^\circ$ の場合、粘着力 $C = 1/2 \cdot q_u$ となる。また、変形係数 E は、一軸圧縮強度 q_u の $1/2$ とこれに対応するヒズミ ε の比で表わされ、 E_{50} で表現される。

$$E_{50} = \frac{q_u \times (1/2)}{q_u \text{ の } 1/2 \text{ に対応するヒズミ (\%) } \times 10} \quad (\text{MN/m}^2)$$

本件の場合、No.1のローム (Lm) で $q_u = 56.3 \sim 58.9 (\text{kN/m}^2)$ 、 $E_{50} = 1.32 \sim 1.52 (\text{MN/m}^2)$ 、No.2のローム (Lm) で $q_u = 42.8 \sim 114.3 (\text{kN/m}^2)$ 、 $E_{50} = 2.53 \sim 2.83 (\text{MN/m}^2)$ を示した。

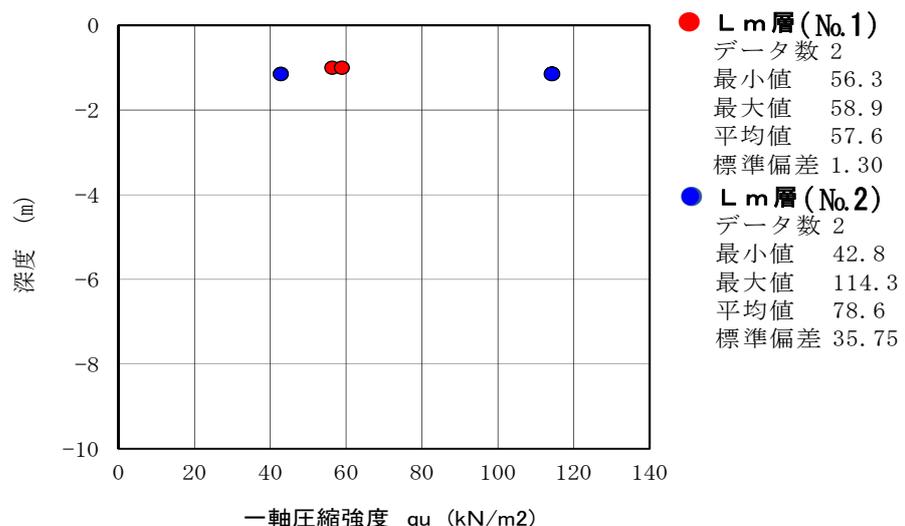


図 5-9 一軸圧縮強度 q_u と土質の相関図

○ 三軸圧縮試験

三軸圧縮試験は試料土の圧縮強さを測定する試験の一つであり、その目的は土構造物の設計計算に用いるための強度定数である粘着力 C と内部摩擦角 ϕ を求めることにある。土の強度定数は排水条件によって大きく変わるので、一般に土のせん断試験の方法を与えられた荷重の下で圧密させるか、させないか、またせん断中に排水を許すか許さないかによって次の3種類に区分される。

- ・ 非圧密非排水せん断試験 (UU条件) C_U, ϕ_U
- ・ 圧密非排水せん断試験 (CU・ \overline{CU} 条件) C_{CU}, ϕ_{CU}
- ・ 圧密排水せん断試験 (CD条件) C_d, ϕ_d

これらは次のような場合に各々適用される。

- ・ UU条件；粘土地盤の上に例えば盛土荷重その他により比較的急激な荷重がなされる場合のような短期の安定問題。
- ・ CU条件；粘土地盤を例えばプレローディング工法などにより圧密強化し、これに比較的急激な荷重をするときのように圧密による強度増加を問題にする場合。
- ・ CD条件；砂質地盤の通常の安定問題、粘土地盤では切り取り、掘削あるいは大きな圧密降伏応力を有する粘土などの長期間に渡る安定問題を検討する場合。

本調査では、三軸圧縮試験をUU条件（非圧密非排水条件）により試験を実施した。本件の場合No.1のローム層(Lm)は $C = 21.2$ (kN/m²)、 $\phi = 15.1^\circ$ 、No.2のローム層(Lm)は $C = 20.4$ (kN/m²)、 $\phi = 10.0^\circ$ を示した。

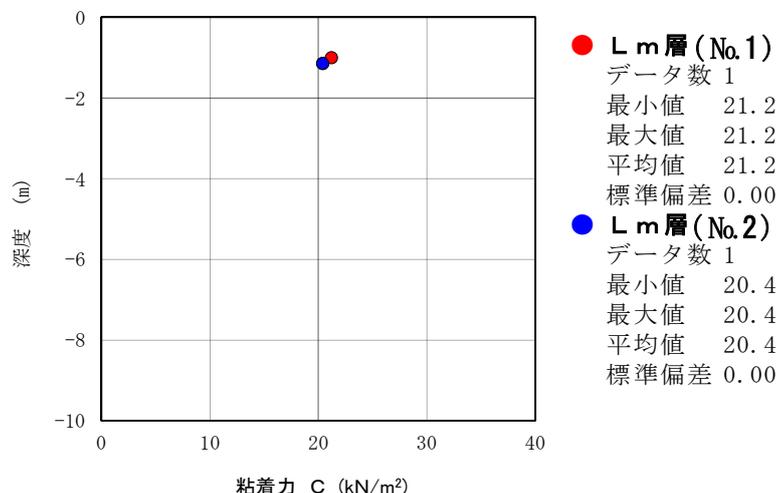


図 5 - 1 0 粘着力 C と土質の相関図

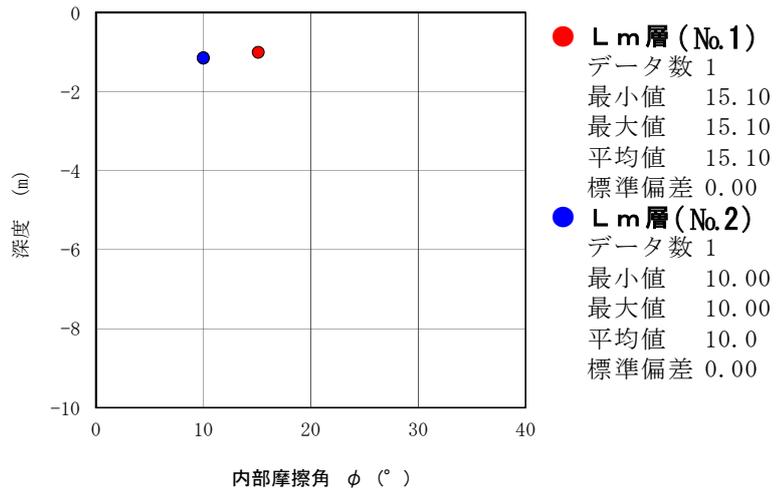


図 5 - 1 1 内部摩擦角 ϕ と土質の相関図

○ 圧密試験

圧密降伏応力 P_c は、土の工学的性質を表す重要な特性の一つであり、

$P_o > P_c$ すなわち塑性的圧密状態にあるものを正規圧密状態、

$P_o < P_c$ すなわち弾性的圧密状態にあるものを過圧密状態

であるという。

堆積してからの時間が短く自重により、圧密が終了したばかりの地盤では原位置試料の P_c と有効土被り厚 P_o が等しい。このような地盤を正規圧密地盤という。

一方、過去にあった丘陵地などが侵食されたような地盤や、堆積後長時間を経過した地盤のあるものでは、有効土被り圧 P_o よりも P_c の方が大きく、このような地盤を過圧密地盤という。

今回、ローム層 (L m) の圧密降伏応力は No.1 で $P_c = 185.5 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ 、No.2 で $P_c = 172.4 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ を示し、次項の図 5 - 1 2、図 5 - 1 3 に示すとおり、採取深度付近の有効土被り圧 P_o と圧密降伏応力 P_c と比較した場合、それぞれ過圧密地盤であると判断される。

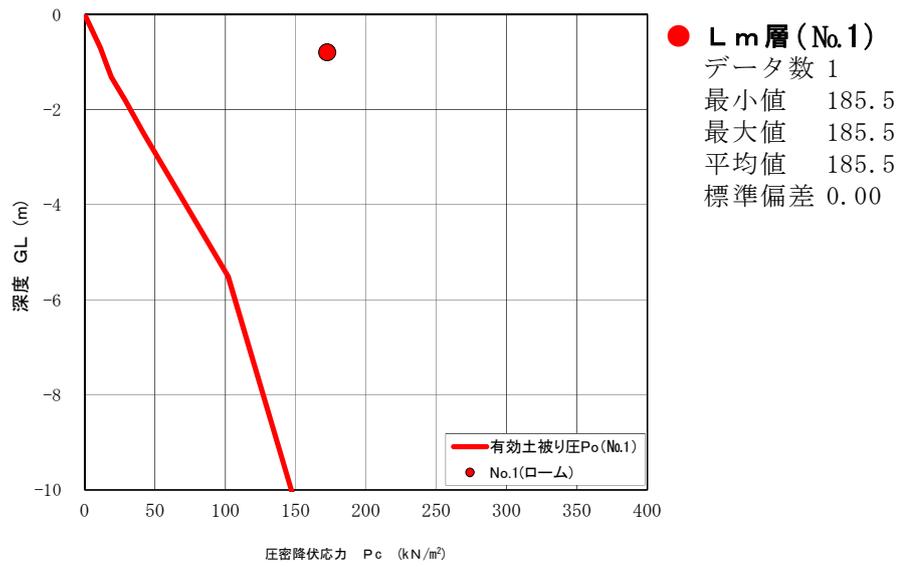


図 5 - 1 2 圧密降伏応力 P_c と有効土被り圧の相関図 (No.1)

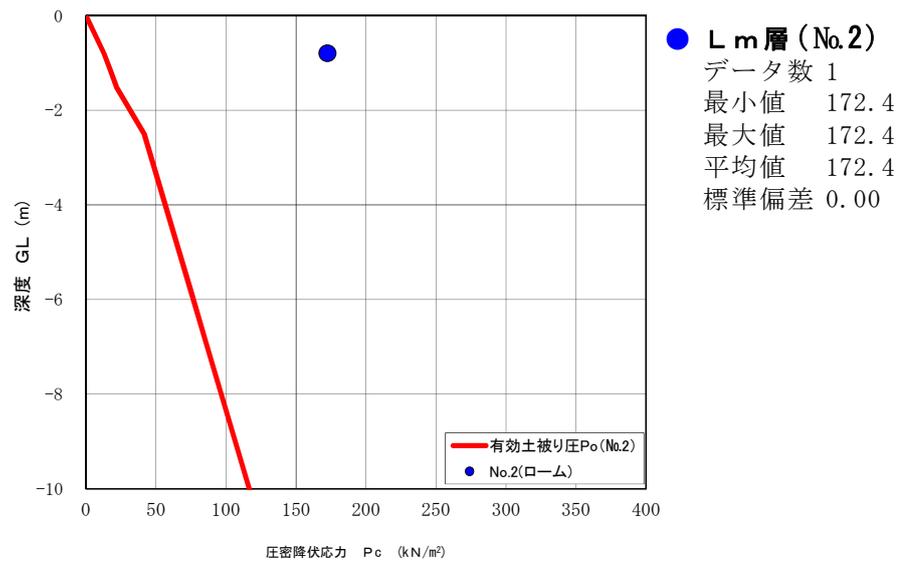


図 5 - 1 3 圧密降伏応力 P_c と有効土被り圧の相関図 (No.2)

6 考 察

設計用土質定数(地盤定数)値については通常土質試験(一軸圧縮試験、三軸圧縮試験等の力学試験)結果を基本とするが、力学試験を実施していない層については粘着力C及び内部摩擦角 ϕ とN値との関係式を用いて求めるか、過去の類似層より推定するものとする。また、その土質定数値にあたっては過大評価にならないように注意する。

6-1 N値との関係式について

以下にN値と各土質定数値の関係について、日本建築学会の「建築基礎構造設計指針 2001改定」、社団法人 日本道路協会の「道路橋示方書・同解説・I 共通編、IV 下部構造編」(平成8年12月)、(平成14年3月)および(平成24年3月)より抜粋して記述する。

<内部摩擦角 ϕ および粘着力C>

・砂質土の内部摩擦角(せん断抵抗角) ϕ

- ①大崎は砂質土と分類される領域にあるものに対し、平均値として下式を提案している。実験結果の ϕ は下式の値に対してほぼ $\pm 8^\circ$ の範囲内にある。

$$\phi = \sqrt{20 \cdot N + 15}^\circ \quad (\text{建築基礎構造})$$

- ②道路橋示方書・同解説(H8)に下限を与える下記の式が示されている。

$$\phi = \sqrt{15 \cdot N + 15}^\circ \leq 45^\circ \quad \text{但し } N \geq 5 \quad (\text{道路橋 H8 ; p. 236})$$

- ③標準貫入試験のN値から砂のせん断抵抗角 ϕ を推定する場合の参考式(案)

$$\phi = 4.8 \cdot \ln N_1 + 21 \quad (N > 5) \quad (\text{道路橋 H14 ; p. 564})$$

$$N_1 = \frac{170N}{\sigma'_v + 70}, \quad \sigma'_v = \gamma_{t1} h_w + \gamma'_{t2} (x - h_w)$$

ϕ : 砂のせん断抵抗角($^\circ$)

σ'_v : 有効上載圧(kN/m^2)で、標準貫入試験を実施した時点の値

N_1 : 有効上載圧100(kN/m^2)相当に換算したN値

但し、原位置の σ'_v が $\sigma'_v < 50$ (kN/m^2)の場合、 $\sigma'_v = 50$ (kN/m^2)

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/m^3)

γ'_{t2} : 地下水面より深い位置での土の単位体積重量(kN/m^3)

x : 地表面からの深さ(m)

h_w : 地下水位の深さ(m)

・ 礫質土の粘着力 C 及び内部摩擦角 ϕ

- ① 洪積砂礫層において良く締まって固結している場合には、内部摩擦角 ϕ の他に $50 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ 程度の粘着力を有している場合があるとしている (道路橋 H8;p. 236)。

・ 岩盤の粘着力 C 及び内部摩擦角 ϕ

- ① 亀裂の少ない軟岩や土丹に対しては、一軸圧縮強度 q_u の $1/2$ をもって粘着力 C とし、内部摩擦角 ϕ は無視してよい (道路橋 H8)。風化軟岩の場合には、コアの採取が困難なことも多いため、既存データに基づく換算 N 値と地山との物性値との相関関係を用いて、地盤定数を推定する。

・ 粘性土の粘着力 C

- ① 粘性土の場合、三軸圧縮試験から粘着力 C を求めるが、軟らかい粘性土においては乱さない試料による一軸圧縮試験から q_u を求め、 $q_u/2$ を粘着力としてよい。やむを得ない場合は $C = (6 \sim 10) \cdot N \text{ (kN/m}^2\text{)}$ で推定してもよい (道路橋 H8)。

- ② N 値と q_u 値の関係の平均的な値として、「地盤調査の方法と解説」より次の関係式がある。 $q_u = 12.5 \cdot N \text{ (kN/m}^2\text{)}$

また、粘土の粘着力 C と q_u の関係は、 $C = (q_u/2) \cdot \tan(45^\circ - \frac{\phi}{2})$ で表わされるが、 $\phi = 0$ 、すなわち内部摩擦角が無視できる種類の粘土の場合、 $C = q_u/2$ となる (「建築基礎構造設計指針」日本建築学会より)。 C と N 値の関係は次のようになる。 $C = 6.25 \cdot N \text{ (kN/m}^2\text{)}$

・ 本件で採用する各式 (土質試験が未実施の場合)

砂質土、礫質土の内部摩擦角 ϕ を求める式としては、

$$\phi = \sqrt{20 \cdot N} + 15^\circ \quad (\text{建築基礎構造}) \text{ を採用する。}$$

<土の単位体積重量>

土の単位体積重量については「道路橋示方書・同解説 I 共通編」(平成14年3月)の概略値を参考に総合的に判断し設定する。表6-1に土質毎の単位体積重量を示す。

表6-1 土の単位体積重量 (KN/m³) (I 共通編 p.41)

地 盤	土 質	ゆるいもの	密なもの
自然地盤	砂および砂礫	18	20
	砂質土	17	19
	粘性土	14	18
盛 土	砂および砂礫	20	
	砂質土	19	
	粘性土	18	

6-2 設計用N値の設定

設計用N値については測定数が多い場合には統計的な処理を行って求める。一般的には標準偏差を加味して、設計用N値=(平均値)-1/2(標準偏差)で求める場合が多い。

本件の場合、データ数が少ない地層も存在するため、一概に統計的に処理することは適切ではないと考えられる。データ数の多い地層については上記の式を用い、データ数の少ない地層については対象土層毎に出現頻度の多いN値を安全側を考慮して代表させるものとする。以下に地点毎の各層の設計用N値について検討を行う。

① 盛土層(B)

測定数は0である。

② ローム層(Lm)

測定数は1である。設計用定数値としては実測値のN=8を提案する。

③ 洪積第1砂礫層(Dg1)

測定数は5、平均値=25.40、標準偏差8.38より、平均値から標準偏差の1/2を差し引き、設計用定数値としてはN=21を提案する。

④ 洪積第2砂礫層(Dg2)

測定数は13である。平均値=40.85、標準偏差7.64より、平均値から標準偏差の1/2を差し引き、設計用定数値としてはN=37を提案する。

表 6 - 2 標準貫入試験一覧表

地層名	個数	N値の範囲		平均値	標準偏差	採用値 [平均値-偏差値/2]
		最小値	最大値			
盛土 (B)	0	0	0	-	-	0
ローム層 (Lm)	1	8	8	8.00	0.00	8
洪積第1砂礫層 (Dg1)	5	16	38	25.40	8.38	21.2
洪積第2砂礫層 (Dg2)	13	30	50	40.85	7.64	37
地層にオーバーラップ	1	15	15	15.00	0.00	15

6 - 3 本件における土質定数値の提案

ボーリング調査結果より、土質定数の設定方法等を参考とし表 6 - 3 に本調査地点における地層毎の土質定数値を提案する。

表 6 - 3 地層毎の土質定数値の提案

項目 地層名	記号	設計用 N値	設計用 単位体積 重量	設計用力学定数の 提案値	
				粘着力	内部 摩擦角
			γ kN/m ³	C kN/m ²	ϕ 度
盛土層	B	-	12 ^{*2}	0 ^{*3}	0 ^{*3}
ローム層	Lm	8 ^{*1}	12.4 ^{*4}	20.4 ^{*4}	10.0 ^{*4}
洪積第1砂礫層	Dg1	21 ^{*1}	20 ^{*2}	0 ^{*3}	35.5 ^{*5}
洪積第2砂礫層	Dg2	37 ^{*1}	20 ^{*2}	25 ^{*6}	42.2 ^{*5}

*1 表 6 - 2 の設計用 N 値の設定より

*2 表 6 - 1 から準用あるいは経験値より

*3 考慮しない

*4 土質試験結果から(一部、安全側を考慮)

*5 $\phi = \sqrt{20 \cdot N} + 15^\circ$ より推定(一部、安全側を考慮)

*6 粘土混り砂礫が主體のため多少の粘着力を加味することが可能であると考えられる

6-4 基礎に対する考察

基礎工法を選定するに当たっては、構造物の規模・地盤条件・環境条件・経済性・施工性などの諸条件を十分に考慮しなければならない。ここで、計画されている構造物、地盤条件、施工性を列記すれば下記のとおりである。

(1) 構造物の種類

- ・学校給食センター

(2) 地盤条件

調査敷地は秋留台地(立川面)に位置している。調査地点の地質構成は上位より、GL-0.70m~0.80m付近まで盛土(B)、GL-1.30m~1.50m付近まで $N \approx 8 \sim 12$ のローム層(Lm)が分布し、以深にはGL-3.90m~5.00m付近まで $N \approx 15 \sim 38$ の洪積第1砂礫層(Dg1)、調査深度のGL-10m付近まで $N \approx 30 \sim 50$ の洪積第2砂礫層(Dg2)が分布している。

(4) 基礎工法の選定

今回、構造物の予定床付け面は未定であり、直接基礎での支持地盤としては、No.1、No.2ではローム層(Lm)または洪積第1砂礫層(Dg1)の採用が考えられる。直接基礎が難しい場合には、洪積第2砂礫層(Dg2)を支持地盤とする深層改良や杭基礎の採用となろう。

直接基礎の場合には振動・騒音についてはあまり問題とはならないと考えられるが、くい基礎の場合には適切な工法を選択することが必要である。

なお、工法の選定に際しては構造物の規模や地盤条件とともに周辺環境や、搬入路の状況及び経済性等の諸条件を考慮して、適切な工法を採用されたい。

6-5 基礎工法の概要

以下に直接基礎の採用が難しい場合の対策工法について述べる。

<地盤改良工法>

地盤改良工法には、比較的浅い位置(GL-2m程度まで)の地盤の強度増加を計る平面地盤補強工法と、軟弱土が厚く堆積するため深い所までの地盤の強度増加を計る杭状地盤補強工法とに大別される。

① 平面地盤補強工法

地表面付近の軟弱な土を改良する工法であり、G L - 2m付近までの土にセメント・生石灰等を混合し、含水比の低下・土の強度増加を計るものである。また、同じような工法に、軟弱な土を取り除いて切込み砂利や良質な砂・砂利などで置き換え十分に締め固め、土の強度増加を計る置換工法と呼ばれる工法もある。これらの工法の場合、改良の深さは基礎底面下基礎幅の1.5~2.0倍程度までである。

② 杭状地盤補強工法

・小口径ぐい工法

主に小口径の既製コンクリート杭あるいは鋼管杭の支持力によって上部構造を支持する基礎である。鋼管杭の形状には、先端部および軸部、または先端部のみに羽を装着したものや先端部が錐状になっているものなど多くのものがある。杭設置の施工法として既製コンクリート杭はスクリーオーガーによって事前に地盤を削孔し、その掘削孔にセメントミルクを注入した後、杭を沈設する方法と、地盤中に直接圧入する方法がある。また鋼管杭は回転貫入による方法が多い。

・深層地盤改良工法

この工法は軟弱土が厚く表層地盤改良でも将来的に不同沈下の発生が懸念される時や、支持ぐいを打つと経済的に基礎工事費が割高となる場合に有利な工法である。施工方法は、セメントを主体とした固化剤を土壌に注入し、土と固化剤をオーガー攪拌機によって攪拌し、ソイルセメント柱体を多数築造するものである。直径は0.5m~1.0m程度、長さは4m~8m程度が一般的である。

<くぐい基礎>

くぐい基礎は、比較的良質な地盤にくぐいを定着させる支持ぐいとくぐい周面の摩擦力で支持力を発揮する摩擦ぐいに大別される。

なお、支持杭の工法については通常次のように分類されている。

・打込み杭工法

・埋込み杭工法（プレボーリング工法、中掘り工法）杭先端は圧入、セメントミルク・モルタルの注入、ハンマーによる軽打等。

・場所打ちコンクリート杭工法（アースドリル工法、オールケーシング工法、リバース工法、深礎工法）

工法は、①地盤条件、②設計条件、③作業環境、④工期及び工費等の条件によって決定される。いずれにしても、十分勘案の上、調査地に最も適した基礎工法を選定しなければならない。

表 6-4 基礎型式の選定表（建築）
東京都の「建築構造設計指針」2001.P339 より

基礎項目	基礎工法										埋立コンクリート杭					備 考
	打込み工法			掘込み工法							アースドリル工法	オールケーシング工法	リバース工法	深礎工法		
	圧入	圧入	掘削	プレキャスト	掘削	圧入	掘削	圧入	掘削							
基礎径 (mm)	200-600	300-300	300-1200	300-200	300-150	400-120	400-120	400-120	300-600	250-120	70-300	400-300	400-400	300-200	120-400	II 径 100mm 以下は 400mm 以下とする。 III ローコストによる低コスト化を図る。
基礎深 (mm)	200-200	200-400	400-600	300-1200	400-400	400-600	400-600	300-600	400-600	300-300	300-300	300-300	300-300	300-300	300-300	
基礎高 (mm)	200以下	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
	200-300	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
	300-400	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	
	400-500	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	
	500-1000以上	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	
基礎径 (mm)	200以下	○	○	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	
	200-300	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
	300-400	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	
	400-500	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	
	500-1000以上	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	
基礎径 (mm)	200以下	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
	200-300	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	
	300-400	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	
	400-500	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	
	500-1000以上	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	
基礎径 (mm)	200以下	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
	200-300	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	
	300-400	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	
	400-500	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	
	500-1000以上	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	
基礎径 (mm)	200以下	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
	200-300	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	
	300-400	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	
	400-500	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	
	500-1000以上	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	
基礎径 (mm)	200以下	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
	200-300	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	
	300-400	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	
	400-500	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	
	500-1000以上	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	
基礎径 (mm)	200以下	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
	200-300	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	
	300-400	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	
	400-500	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	
	500-1000以上	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	
基礎径 (mm)	200以下	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
	200-300	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	
	300-400	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	
	400-500	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	
	500-1000以上	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	
基礎径 (mm)	200以下	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
	200-300	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	
	300-400	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	
	400-500	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	
	500-1000以上	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	

注：○ 掘込み工法：掘削機を使用する工法を
対象とする。
○ 凡例 ○ 一般的に採用される場合
△ 採用するには慎重な検討が必要となる場合
× ほとんど採用されない場合

6-6 長期許容支持力の検討

今回計画されている学校給食センターの基礎として直接基礎を仮定し、現GL-1.00m付近のローム層(Lm)、現GL-1.50m付近及び現GL-3.00m付近の洪積第1砂礫層(Dg1)の長期許容支持力度を試算する。

算定は「国土交通省告示第1113号の第2の表中(一)項による式」より求める。

(1) 現GL-1.00m付近のローム層(Lm)

<仮定条件：室内土質試験結果より求めた許容支持力度>

- 検討地点 …… ボーリングNo.1、No.2 共通
- 支持深度 …… 現GL-1.00m (KBM-2.38m~2.73m) と仮定
- 支持地盤 …… ローム(Lm)
- 基礎形式 …… 直接基礎
- 粘着力 …… $C = 20.4 \text{ kN/m}^2$ を採用*
- 内部摩擦角 …… $\phi = 10.0^\circ$ を採用*

*No.2の室内土質試験結果を採用

- ・ N_c, N_γ, N_q (支持力係数) : $\phi = 10^\circ$ より $N_c = 8.3$, $N_\gamma = 0.4$, $N_q = 2.5$
- ・ i_c, i_γ, i_q (基礎に作用する荷重の鉛直方向の傾斜角に応じて次の式によって計算した数値):
傾斜角 $\theta = 0^\circ$ (鉛直荷重) と仮定し、 $i_c = i_\gamma = i_q = 1.0$
- ・ α, β (形状係数) : 直接基礎より、 $\alpha = 1.0$, $\beta = 0.3$ と仮定
- ・ γ_1 (基礎底面下の単位体積重量) : $\gamma_1 = 12.4 \text{ (kN/m}^3)$ (No.1の室内土質試験結果より)
- ・ γ_2 (基礎底面上方の単位体積重量) : $\gamma_2 = 10 \text{ (kN/m}^3)$
- ・ B 計画建物の短辺又は短径
- ・ Df 安全側よりDf効果を見捨てる ($Df = 0\text{m}$)

<支持力の算定>

これらの算定条件から、長期許容支持力度 q_a は以下のとおり算定される。

$$q_a = \frac{1}{3}(i_c \cdot \alpha \cdot C \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + i_q \cdot \gamma_2 \cdot Df \cdot N_q) \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$q_a = \frac{1}{3} (1.00 \times 1.0 \times 20.4 \times 8.3 + 1.00 \times 0.3 \times 12.4 \times B \times 0.4 + 1.0 \times 10 \times 0 \times 2.5)$$

$$= 1/3 (169.3 + 1.49B + 0) \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$= 56.4 + 0.5B + 0 \quad (\text{kN/m}^2)$$

($\rightarrow 0$)

$$= 56.4 \quad (\text{kN/m}^2)$$

(2) 現GL-1.50m付近の洪積第1砂礫層(Dg1)

<仮定条件：N値より求めた許容支持力度>

- 検討地点 …… ボーリングNo.1、No.2 共通
- 支持深度 …… 現GL-1.50m (KBM-2.88m~3.23m) と仮定
- 支持地盤 …… 砂礫 (No.1 : Dg1)、玉石混り砂礫 (No.2 : Dg1)
- 基礎形式 …… 直接基礎
- 設計N値 …… N=16 (No.1の2mの値を採用)

- N_c , N_γ , N_q (支持力係数) :

内部摩擦角 $\phi = \sqrt{20 \cdot N} + 15^\circ$ より、 $N=16$ を代入すると $\phi = 32.9^\circ \rightarrow 32^\circ$
これより、支持力係数 N_c , N_γ , N_q を求める。

$$\therefore N_c = 35.5, N_\gamma = 22.0, N_q = 23.2$$

- 粘着力C : 粘着力Cは0(kN/m²)とする。

- i_c, i_γ, i_q (基礎に作用する荷重の鉛直方向の傾斜角に応じて次の式によって計算した数値) :

$$\text{傾斜角 } \theta = 0^\circ \text{ (鉛直荷重) と仮定し、} i_c = i_\gamma = i_q = 1.0$$

- α, β (形状係数) : $\alpha = 1.0, \beta = 0.3$ と仮定。

- γ_1 (基礎底面下の単位体積重量) : $\gamma_1 = 10$ (kN/m³) (水中単体)

- γ_2 (基礎底面上方の単位体積重量) : $\gamma_2 = 10$ (kN/m³) (水中単体)

- B 計画建物の短辺又は短径

- Df 安全側よりDf効果を見捨てる (Df = 0m)

<支持力の算定>

これらの算定条件から、長期許容支持力度 q_a は以下のとおり算定される。

$$q_a = \frac{1}{3} (i_c \cdot \alpha \cdot C \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + i_q \cdot \gamma_2 \cdot Df \cdot N_q) \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$q_a = \frac{1}{3} (1.00 \times 1.0 \times 0 \times 35.5 + 1.00 \times 0.3 \times 10 \times B \times 22.0 + 1.0 \times 10 \times 0 \times 23.2)$$

$$= 1/3 (0 + 66.0B + 0) \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$= 22.0B \quad (\text{kN/m}^2)$$

(3) 現GL-3.00m付近の洪積第1砂礫層(Dg1)

<仮定条件：N値より求めた許容支持力度>

- 検討地点 …… ボーリングNo.1、No.2 共通
- 支持深度 …… 現GL-3.00m (KBM-4.38m~4.73m) と仮定
- 支持地盤 …… 砂礫 (No.1 : Dg1)、玉石混り砂礫 (No.2 : Dg1)
- 基礎形式 …… 直接基礎
- 設計N値 …… N=23 (No.2の3mの値を採用)

- ・ N_c , N_γ , N_q (支持力係数) :

内部摩擦角 $\phi = \sqrt{20 \cdot N} + 15^\circ$ より、 $N=23$ を代入すると $\phi = 36.4^\circ \rightarrow 36^\circ$
これより、支持力係数 N_c , N_γ , N_q を求める。

$$\therefore N_c = 50.6, N_\gamma = 44.4, N_q = 37.8$$

- ・ 粘着力C : 粘着力Cは0(kN/m²)とする。

- ・ i_c, i_γ, i_q (基礎に作用する荷重の鉛直方向の傾斜角に応じて次の式によって計算した数値) :

$$\text{傾斜角 } \theta = 0^\circ \text{ (鉛直荷重) と仮定し、} i_c = i_\gamma = i_q = 1.0$$

- ・ α, β (形状係数) : $\alpha = 1.0, \beta = 0.3$ と仮定。

- ・ γ_1 (基礎底面下の単位体積重量) : $\gamma_1 = 10$ (kN/m³) (水中単体)

- ・ γ_2 (基礎底面上方の単位体積重量) : $\gamma_2 = 10$ (kN/m³) (水中単体)

- ・ B 計画建物の短辺又は短径

- ・ Df 安全側よりDf効果を見捨てる (Df = 0m)

<支持力の算定>

これらの算定条件から、長期許容支持力度 q_a は以下のとおり算定される。

$$q_a = \frac{1}{3} (i_c \cdot \alpha \cdot C \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + i_q \cdot \gamma_2 \cdot Df \cdot N_q) \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$q_a = \frac{1}{3} (1.00 \times 1.0 \times 0 \times 50.6 + 1.00 \times 0.3 \times 10 \times B \times 44.4 + 1.0 \times 10 \times 0 \times 37.8)$$

$$= 1/3 (0 + 133.2B + 0) \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$= 44.4B \quad (\text{kN/m}^2)$$

○ 地盤の許容支持力算定式

平成13年国土交通省告示第1113号の第2の表中(一)項による式

$$q_a = \frac{1}{3}(i_c \cdot \alpha \cdot C \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \quad (\text{kN/m}^2)$$

記号

q_a : 長期許容支持力度 (kN/m²)

i_c , i_γ 及び i_q : 基礎に作用する荷重の鉛直方向の傾斜角に応じて次の式によって計算した数値

$$i_c = i_\gamma = (1 - \theta / 90)^2, \quad i_q = (1 - \theta / \phi)^2$$

これらの式において θ 及び ϕ はそれぞれ次の数値を表すものとする。

θ : 基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角 (θ が ϕ を超える場合は ϕ とする) (度)

ϕ : 地盤の特性によって求めた内部摩擦角 (度)

α 及び β : 基礎荷重底面の形状に応じて以下の表に掲げる係数 (形状係数)

基礎荷重面の形状	円形	円形以外の形状
α	1.2	$1.0 + 0.2B/L$
β	0.3	$0.5 - 0.2B/L$

B : 基礎荷重面の短辺又は短径の長さ L : 基礎荷重面の長辺又は長径の長さ (m)

C : 基礎底面下にある地盤の粘着力 (kN/m²)

B : 基礎荷重面の短辺又は短径 (m)

N_c , N_γ , N_q : 支持力係数 内部摩擦角 ϕ の関数 (次頁の図・表に示す)

γ_1 : 基礎荷重底面下にある地盤の単位体積重量 (kN/m³)

地下水位下にある場合は水中単位体積重量をとる

γ_2 : 基礎荷重面より上方にある地盤の単位体積重量 (kN/m³)

地下水位下にある場合は水中単位体積重量をとる

D_f : 基礎荷重面に近接した最低地上面から基礎底面までの深さ (m)

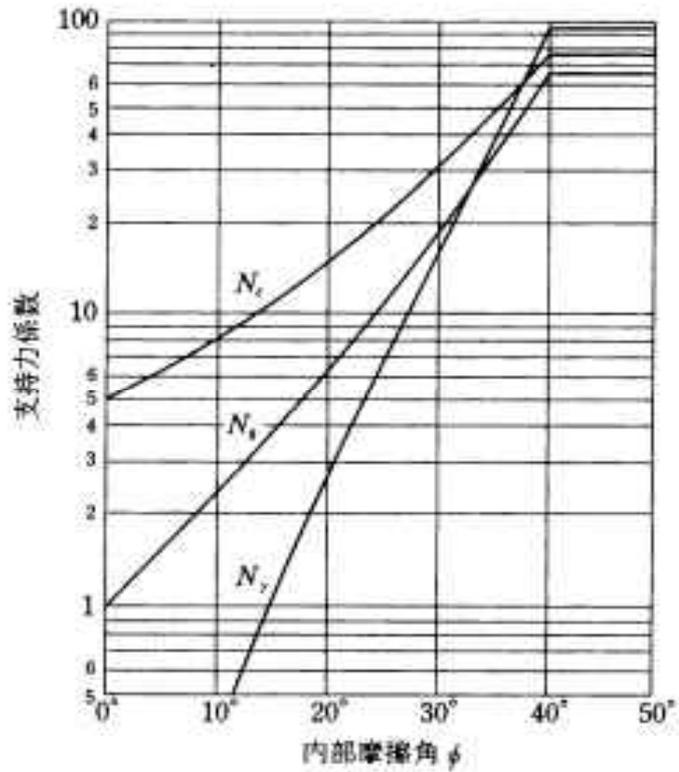


图 6 - 1 支持力係数

表 6 - 5 支持力係数

ϕ (度)	N_c	N_γ	N_q	ϕ (度)	N_c	N_γ	N_q
0	5.1	0	1.0	21	16.0	3.7	7.3
1	5.4	0	1.1	22	17.2	4.5	8.1
2	5.7	0	1.2	23	18.3	5.2	9.0
3	5.9	0.1	1.4	24	19.5	6.0	9.8
4	6.2	0.1	1.5	25	20.7	6.8	10.7
5	6.5	0.1	1.6	26	22.4	8.3	12.0
6	6.9	0.2	1.8	27	24.1	9.7	13.4
7	7.2	0.2	2.0	28	25.8	11.2	14.7
8	7.6	0.3	2.1	29	28.2	13.9	16.8
9	7.9	0.3	2.3	30	30.1	15.7	18.4
10	8.3	0.4	2.5	31	33.1	19.3	21.1
11	8.8	0.5	2.8	32	35.5	22.0	23.2
12	9.4	0.7	3.1	33	39.3	27.6	26.9
13	9.9	0.8	3.3	34	42.2	31.1	29.4
14	10.5	1.0	3.6	35	46.8	38.8	34.2
15	11.0	1.1	3.9	36	50.6	44.4	37.8
16	11.8	1.5	4.4	37	56.8	56.7	44.4
17	12.5	1.8	4.9	38	61.4	64.1	48.6
18	13.3	2.2	5.4	39	69.1	81.4	57.6
19	14.0	2.5	5.9	40° 以上	75.3	93.7	64.2
20	14.8	2.9	6.4				

以上の結果、現GL-1.00m付近のローム層(L_m)に支持させる直接基礎の長期許容支持力度は、 $q_a = 56.4 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ と試算される。

また、現GL-1.50m付近の洪積第1砂礫層(D_{g1})に支持させる直接基礎の長期許容支持力度は、 $q_a = 22.0B \text{ (kN/m}^2\text{)}$ 、現GL-3.00m付近の洪積第1砂礫層(D_{g1})は、 $44.4B \text{ (kN/m}^2\text{)}$ と試算され、砂礫の支持力については、基礎幅Bにより決定されることになる。

算定にあたった各数値は室内土質試験結果及びN値より推定されたものであり原位置試験である平板載荷試験を実施していないことから、設計用支持力度の決定に当たっては留意が必要であろう。

なお、本件の場合、基礎幅Bに係わり無く、長期許容支持力度の上限として

長期許容支持力度 現GL-1.50mで $q_a = 100 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ 程度

現GL-3.00mで $q_a = 200 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ 程度

とすることが妥当であると判断される。

支持力算定式のうち第3項の根入れ効果(D_f効果)は基礎形状、基礎に隣接する地盤の状態及び近隣地での将来にわたる掘削の有無、基礎底面以深の地盤状況等の諸状況により流動的な要素を多分に持つものである。

したがって、根入れ効果(D_f効果)の採用の有無については、安全側を考慮した上で、決定することが必要である。

参考までに、表6-6に建築基準法施行令第93条によった場合の地盤別許容応力度値を示す。

表6-6 建築基準法施行令第93条による許容応力度

地 盤	長期に生ずる力に対する許容応力度 (kN/m ²)	短期に生ずる力に対する許容応力度 (kN/m ²)
岩 盤	1000	長期に生ずる力に対する許容応力度のそれぞれの数値の2倍
固結した砂	500	
土 丹 盤	300	
密実な礫層	300	
密実な砂質地盤	200	
砂質地盤(地震時に液状化のおそれのないものに限る)	50	
堅い粘土質地盤	100	
粘土質地盤	20	
堅いローム層	100	
ローム層	50	

6-7 地盤の液状化について

地震時における地盤の液状化は、通常地下水で飽和した沖積砂質土層において発生し、液状化の起こり易さは、

- ・ 飽和地盤の細粒土(0.075mm以下の粒径を持つ土粒子)含有率が低いほど
- ・ 飽和地盤の N 値が小さいほど
- ・ 地下水位面が地表面に近いほど
- ・ 地震入力が大きいか高いといわれている。

また、日本建築学会の「建築基礎設計指針」によれば、検討の対象土層を、『地下水面以下にある飽和砂質土及び軟弱な中間土については、地震時における液状化の発生及びその程度を判定し、基礎構造の設計の際にその結果を考慮しなければならない』としており、液状化の対象とすべき土層としては、『液状化の判定を行う必要がある飽和土層は、一般に地表面から 20m 程度以浅の沖積層で、考慮すべき土の種類は細粒土含有率が 35% 以下の土とする。ただし、埋立て地盤など人工造成地盤では細粒分含有率が 35% 以上の低塑性シルト、液性限界に近い含水比を持ったシルトなどが液状化した事例も報告されているので、粘土分(0.005 mm以下の粒径を持つ土粒子)含有率が 10% 以下、または塑性指数が 15 以下の埋立てあるいは盛土地盤については検討を行う。細粒土を含む礫や透水性の低い土層に囲まれた礫は液状化の可能性を否定できないので、そのような場合にも検討を行う』こととしている。

調査地は洪積台地上に位置するため、盛土を除き全て洪積層であり、地下水で飽和した沖積砂質土層は存在しない。以上より、本調査地においては、液状化発生の可能性が懸念される土層の分布は認められないため、液状化の発生の可能性はないものと考えられる。

7 むすび

以上のとおり、調査地の地形・地質及び基礎に対する考察を行ったが、以下に設計・施工上の留意点を記述し、むすびとする。

- ・ 本調査地は、秋留台地上に位置し、その地質構成は上位より、盛土、立川ローム層に対比されるローム層(L_m)、秋川、平井川により、運搬され堆積した段丘礫層である洪積第1砂礫層(D_{g1})、洪積第2砂礫層(D_{g2})からなり各地層の堆積状況は、ほぼ水平であると考えられる。
- ・ 調査敷地ではローム層(L_m)の出現深度がG L - 0.70m~0.80m付近と浅く、層厚は0.60m~0.70mと薄い。N値は8程度を示すが、礫の混入の影響と考えられる。
- ・ 段丘礫層はG L - 1.30m~1.50m付近以深から分布し、N値は上部の洪積第1砂礫層(D_{g1})ではN≒15~38とばらつきを示すが、下部の洪積第2砂礫層(D_{g2})はN≒30~50を示すため、地盤としては安定した支持力が期待できると考えられる。
- ・ 今回のボーリング調査では、孔内水位はNo.1でG L - 5.50m付近、No.2でG L - 2.50m付近であるが、今回の孔内水位は泥水使用時の水位であり、恒常的な自然地下水位は洪積第2砂礫層(D_{g2})よりも深部に存在するものと考えられる。自然地下水位は、多雨期には上昇することも懸念されるため、掘削深度が深くなる場合には、留意が必要である。
- ・ 計画されている学校給食センターの支持地盤として現G L - 1.00mのローム層(L_m)及び現G L - 1.50m、現G L - 3.00mの洪積第1砂礫層(D_{g1})を仮定した。洪積第1砂礫層(D_{g1})はN値にばらつきを示すため、支持深度及び設計用支持力度の決定に留意が必要である。
- ・ 調査敷地及び周囲は田園地帯であるが、調査敷地への搬入路が狭いため、施工器材や資材の運搬についても十分な検討が望まれる。
- ・ 構造物基礎の支持地盤の選定に当たっては、調査地の地層構成、土質定数、基礎に対する考察を参考として、構造物の荷重規模・安全性・環境・経済性などの諸条件を考慮して決定することが望まれる。

以 上

卷 末 資 料

土 質 柱 状 図

報 告 用 紙

調 査 名 学校給食センター建設用地地質調査業務委託

調査年月日 平成29年 12月 21日

調 査 地 点 東京都あきる野市伊奈字引田ノ上731番1

標 高 KBM -1.38 m

～平成29年 12月 22日

ボーリング孔 : No. 1

機種 カノ KR-100

孔内水位 GL - 5.50 m

調査責任者 中島 芳朗

標尺 m	標高 m	深さ m	層厚 m	観 察 記 録			標 準 貫 入 試 験						採取試料・原位置試験								
				土質記号	土質名	色調	記 事	深さ m	打撃回数 貫入量 回/cm	10 cm ごと の打撃回数			74 μ m 通過質量百分率 (%)						試料番号	測定番号	深さ m
										N 値											
1	-2.08	0.70	0.70	盛土	暗褐灰	表土(黒ボク)主体	1.15	15	4	6	5	0 10 20 30 40 50 60						D-1		0.70	
	-2.68	1.30	0.60									ローム	茶褐	不均質 含水中位 粘性中位 所々細礫極少量混入	30						
2	-3.18	1.80	0.50	砂礫	暗黄灰	φ2~60mm程度の亜円礫~亜角礫主体 最大礫径φ80mm程度 マトリックスは細~中砂 含水少	1.45	16	3	5	8	0 10 20 30 40 50 60								1.30	
	-3.88	2.50	0.70									礫混り中砂	暗黄灰	粒子不均一 含水少 所々細~中礫少量混入	30						
3	-5.28	3.90	1.40	砂礫	暗黄灰	φ2~60mm程度の亜円礫~亜角礫主体 最大礫径φ100mm程度 マトリックスは中~粗砂 含水少 所々粘土極少量混入	2.45	38	11	15	12	0 10 20 30 40 50 60									
												3.15	30								
4				粘土混り砂礫	暗黄灰	φ2~60mm程度の亜円礫~亜角礫主体 最大礫径φ100mm程度 マトリックスは中~粗砂 全体に風化礫多量に混入 所々粘土少量混入	4.15	34	9	12	13	0 10 20 30 40 50 60									
												4.45	30								
5				粘土混り砂礫	暗黄灰	φ2~60mm程度の亜円礫~亜角礫主体 最大礫径φ100mm程度 マトリックスは中~粗砂 全体に風化礫多量に混入 所々粘土少量混入	5.15	33	10	10	13	0 10 20 30 40 50 60									
												5.45	30								
6				粘土混り砂礫	暗黄灰	φ2~60mm程度の亜円礫~亜角礫主体 最大礫径φ100mm程度 マトリックスは中~粗砂 全体に風化礫多量に混入 所々粘土少量混入	6.15	47	13	16	18	0 10 20 30 40 50 60									
												6.45	30								
7				粘土混り砂礫	暗黄灰	φ2~60mm程度の亜円礫~亜角礫主体 最大礫径φ100mm程度 マトリックスは中~粗砂 全体に風化礫多量に混入 所々粘土少量混入	7.15	37	12	11	14	0 10 20 30 40 50 60									
												7.45	30								
8				粘土混り砂礫	暗黄灰	φ2~60mm程度の亜円礫~亜角礫主体 最大礫径φ100mm程度 マトリックスは中~粗砂 全体に風化礫多量に混入 所々粘土少量混入	8.15	37	10	15	12	0 10 20 30 40 50 60									
												8.45	30								
9				粘土混り砂礫	暗黄灰	φ2~60mm程度の亜円礫~亜角礫主体 最大礫径φ100mm程度 マトリックスは中~粗砂 全体に風化礫多量に混入 所々粘土少量混入	9.15	39	10	6	23	0 10 20 30 40 50 60									
												9.45	30								
10	-11.67	10.29	6.39	粘土混り砂礫	暗黄灰	φ2~60mm程度の亜円礫~亜角礫主体 最大礫径φ100mm程度 マトリックスは中~粗砂 全体に風化礫多量に混入 所々粘土少量混入	10.15	50	30	20		0 10 20 30 40 50 60									
												10.29	14		4						
11																					

土 質 柱 状 図

報 告 用 紙

調 査 名 学校給食センター建設用地地質調査業務委託

調査年月日 平成29年 12月 25日

調 査 地 点 東京都あきる野市伊奈字引田ノ上712番2

標 高 KBM -1.73 m

～平成29年 12月 27日

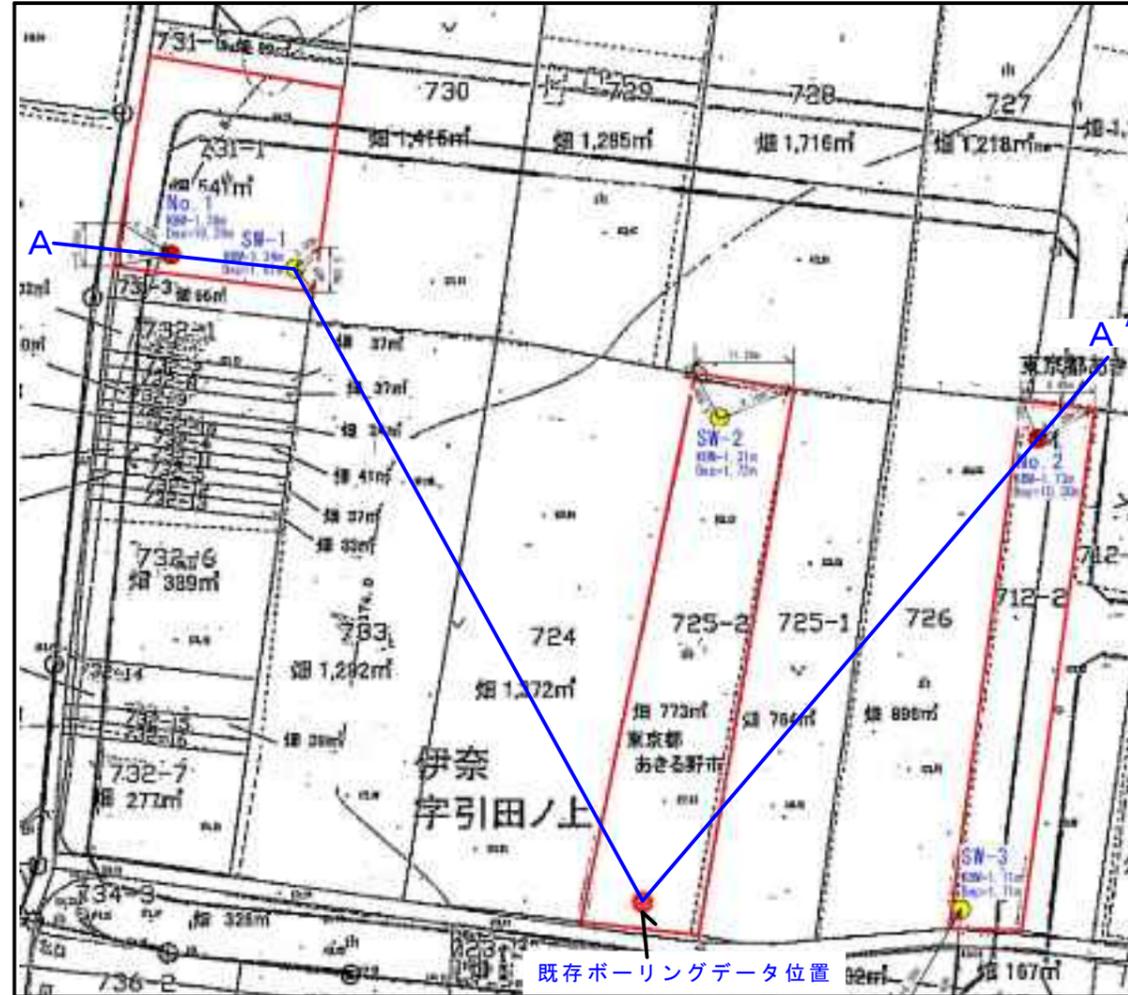
ボーリング孔 : No. 2

機種 カノ KR-100

孔内水位 GL - 2.50 m

調査責任者 中島 芳朗

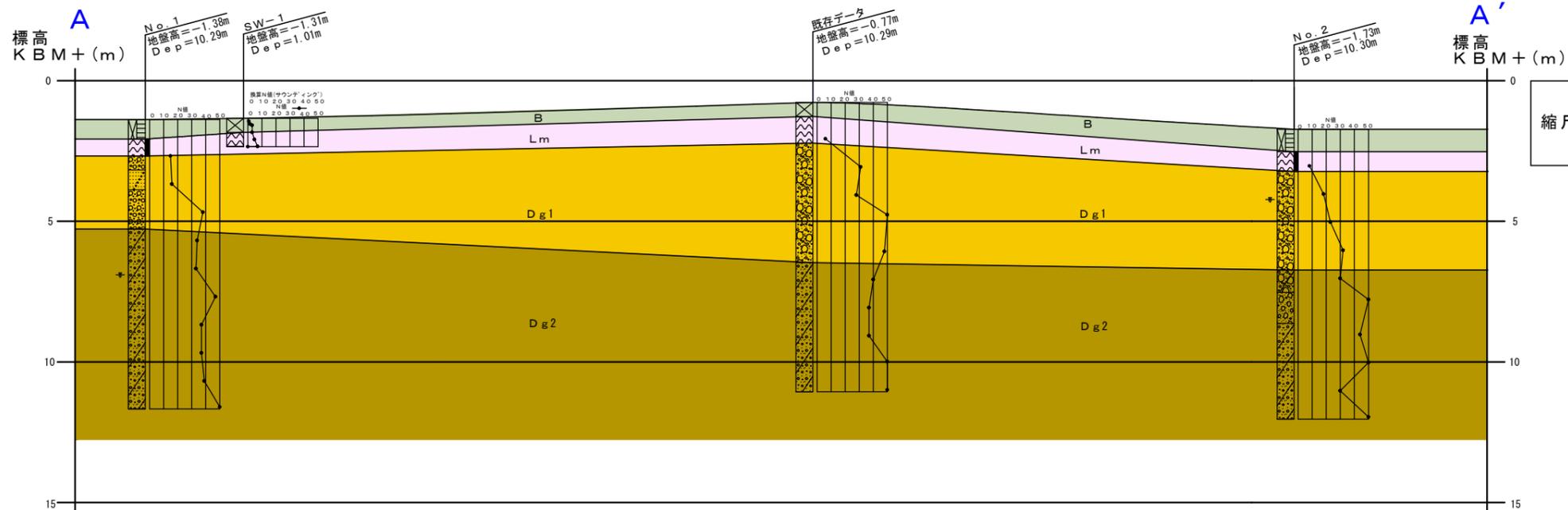
標尺 m	標高 m	深さ m	層厚 m	観 察 記 録				標 準 貫 入 試 験						採取試料・原位置試験					
				土質記号	土質名	色調	記 事	深さ m	打撃回数 貫入量 回/cm	10 cm ごと の打撃回数			74 μ m 通過質量百分率 (%)			試料番号	測定番号	深さ m	方 法 ^{注1)} ^{注2)}
								N 値			0 10 20 30 40 50 60								
1	-2.53	0.80	0.80	盛土	暗褐灰		表土(黒ボク)主体 全体に植物根点在	1.15	8/30	2/15	1/5	5				D-1		0.80	
	-3.23	1.50	0.70										ローム	茶褐					
2				玉石混り砂礫	暗黄灰		φ2~80mm程度の亜円礫~亜角礫主体 最大礫径φ200mm程度 マトリックスは細~中砂 含水少 所々粘土極少量混入	2.15	18/30	6	5	7						1.50	
								2.45	23/30	9	7	7							
								3.15	23/30	9	7	7							
								3.45											
								4.15	32/30	11	11	10							
5	-6.73	5.00	3.50	玉石混り粘土混り砂礫	暗黄灰		φ2~100mm程度の亜円礫~亜角礫主体 最大礫径φ200mm程度 マトリックスは中~粗砂 含水少 所々粘土少量混入	5.15	30/30	10	10	10							
	-7.53	5.80	0.80					6.00	50/30	50									
7				礫・玉石	暗灰		φ10~150mm程度の亜円礫~亜角礫主体 最大礫径φ300mm程度 全体的に極硬質な砂礫	7.15	44/30	14	14	16							
								7.45											
8				粘土混り砂礫	暗黄灰		φ2~100mm程度の亜円礫~亜角礫主体 最大礫径φ80mm程度 マトリックスは中~粗砂 含水少 全体に風化礫多量に混入 所々粘土少量混入	8.15	50/27	12	19	19/7							
								8.42											
								9.15	30/30	11	10	9							
								9.45											
10	-12.03	10.30	3.40					10.15	50/15	41	9/5								
11								10.30											



断面位置図 1/800

土質凡例

地質時代	地層区分	土質記号		
新生代・第四紀	更新世	洪積層	盛土	B
			立川ローム層	Lm
			洪積第1砂礫層	Dg1
			洪積第2砂礫層	Dg2



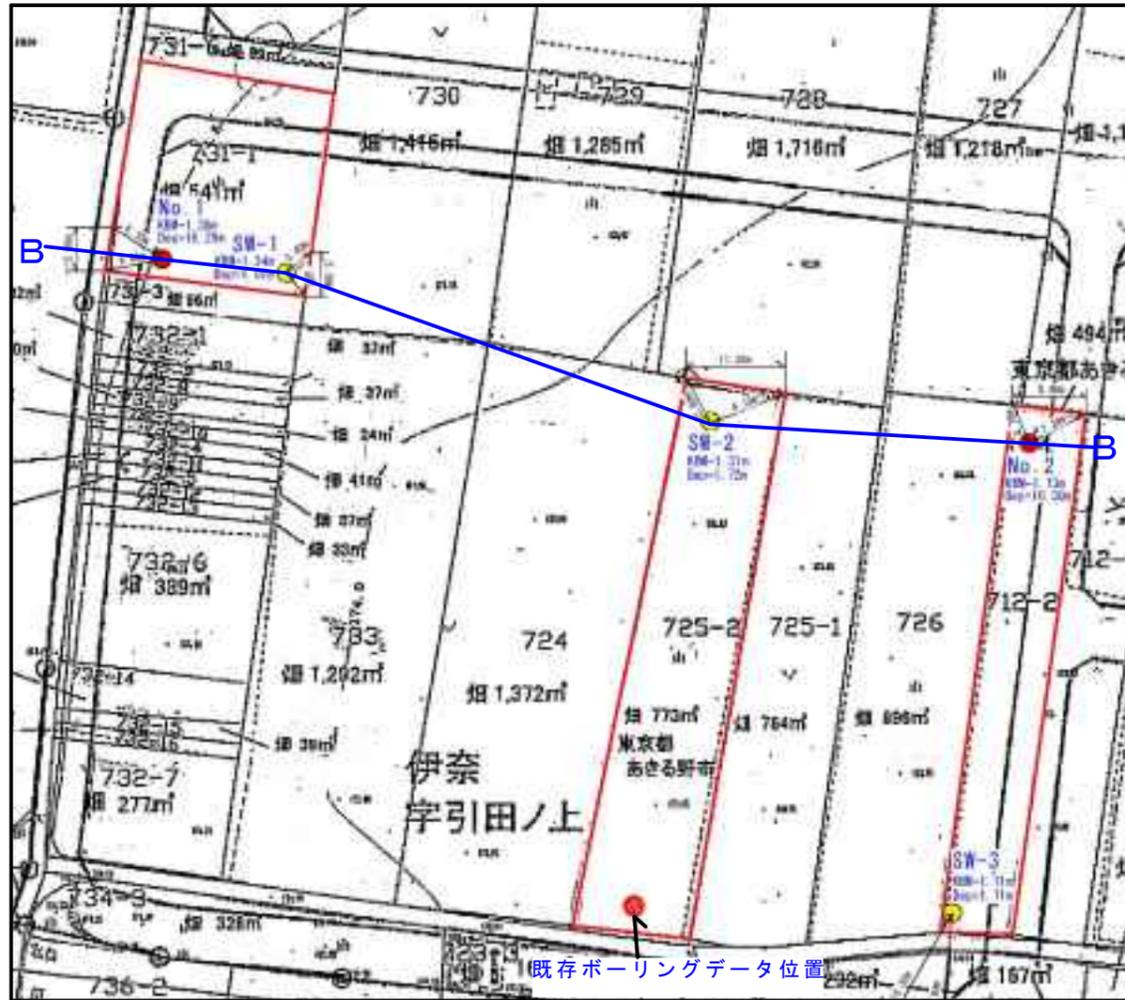
縮尺 縦 1:200
横 1:800

記号凡例

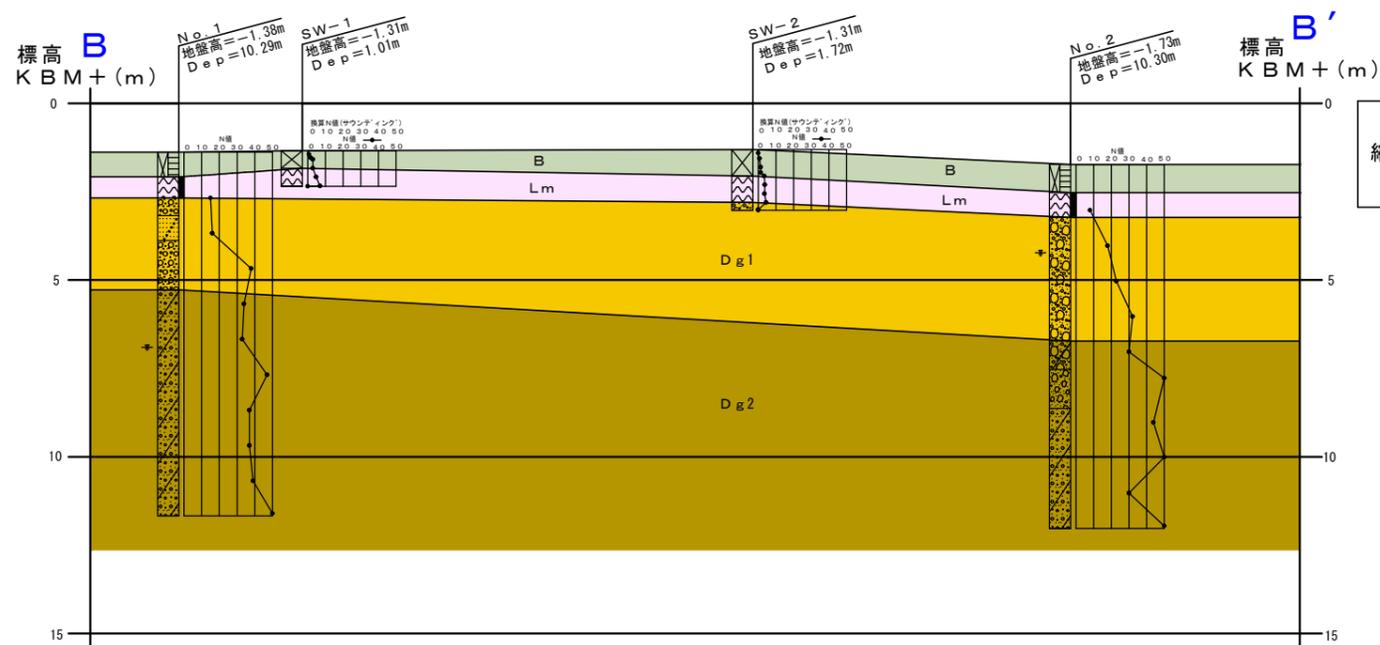
	地下水位
	標準貫入試験 (N値)
	換算N値 (サウンディング)
	乱れの少ない試料採取

学校給食センター建設用地地質調査業務委託

調査場所	東京都あきる野市伊奈字引田ノ上731番1、725番2、712番2		
図面名	地層推定断面図 (1/3)		
縮尺	1/200 (縦) 1/800 (横) (A3)	作成年月日	平成30年2月
サンエー基礎調査株式会社			



断面位置図 1/800



縮尺
縦 1:200
横 1:800

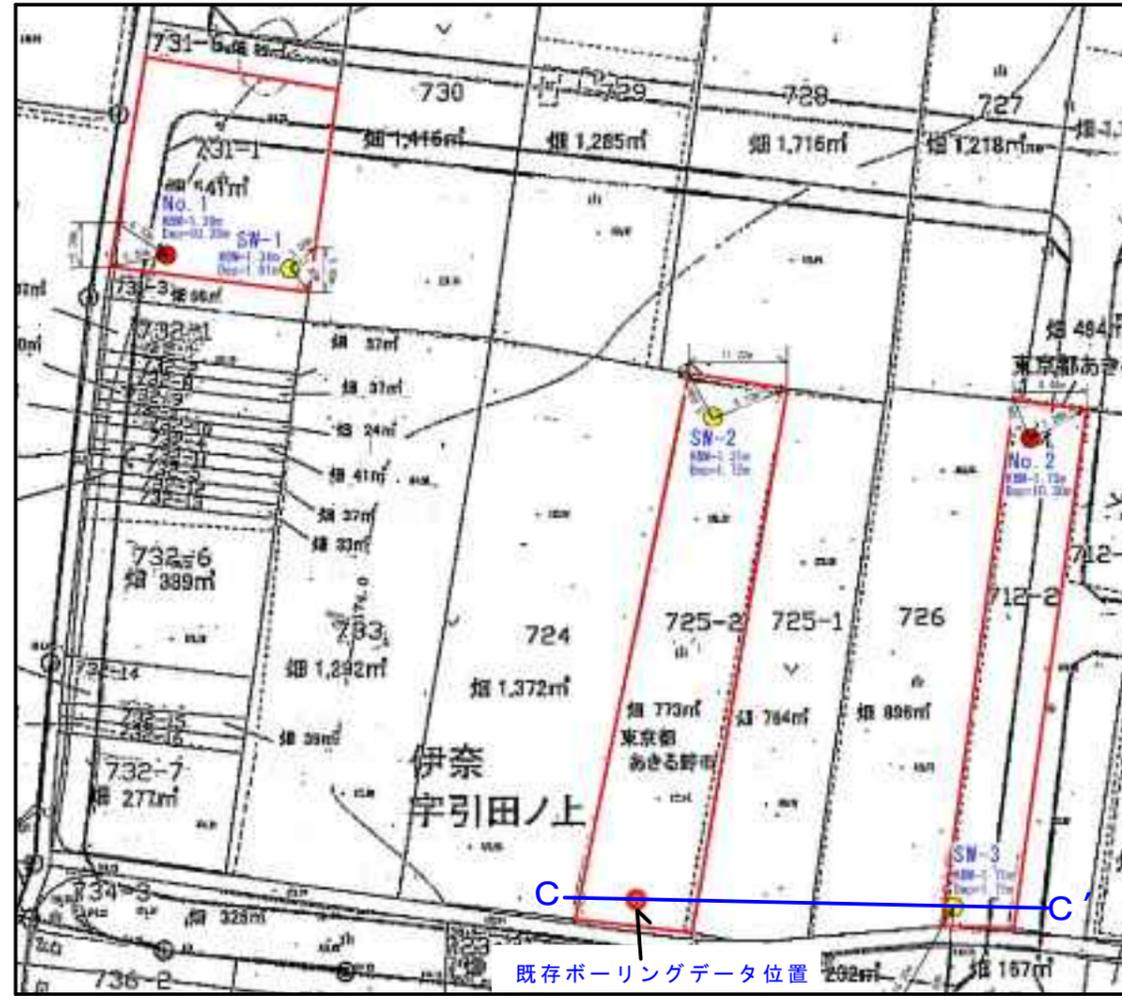
土質凡例

地質時代	地層区分	土質記号
新生代・第四紀	盛土	B
	立川ローム層	Lm
	洪積第1砂礫層	Dg1
	洪積第2砂礫層	Dg2

記号凡例

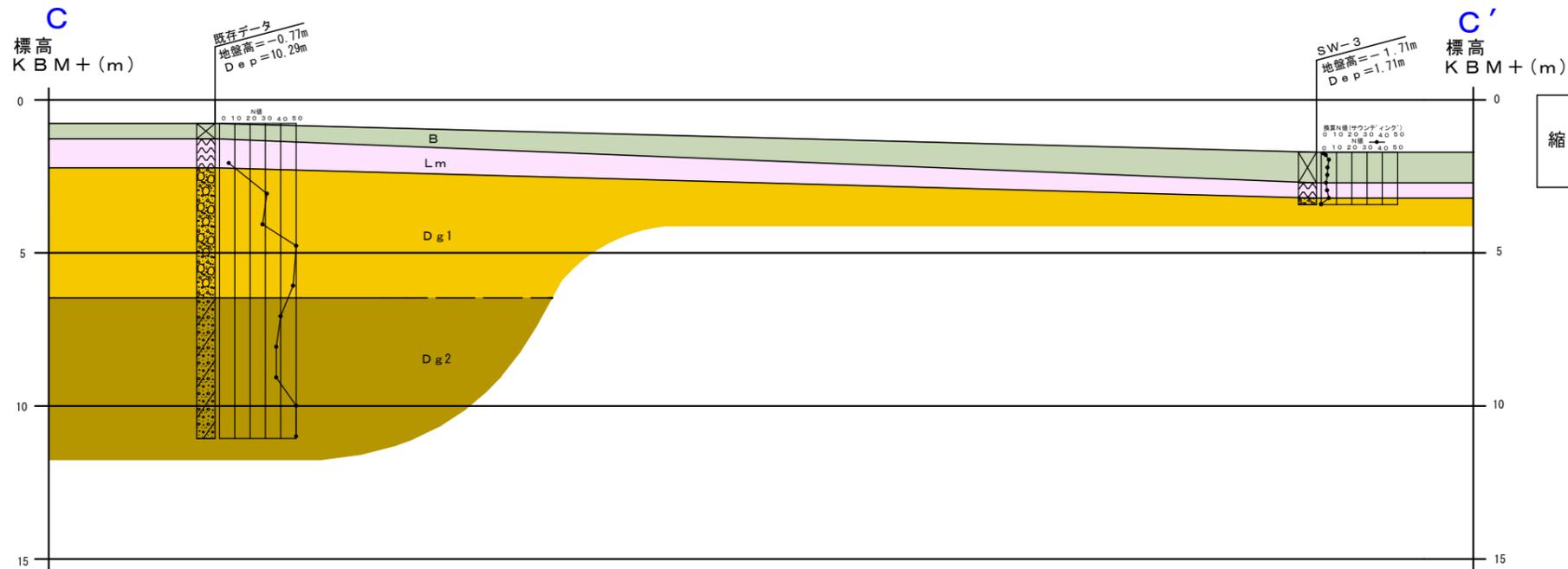
	地下水位
	標準貫入試験 (N値)
	換算N値(サウンディング)
	乱れの少ない試料採取

学校給食センター建設用地質調査業務委託			
調査場所	東京都あきる野市伊奈字引田ノ上731番1、725番2、712番2		
図面名	地層推定断面図 (2/3)		
縮尺	1/200(縦) 1/800(横) (A3)	作成年月日	平成30年2月
サンエー基礎調査株式会社			



断面位置図 1 / 800

既存ボーリングデータ位置



縮尺 縦 1 : 200
横 1 : 200

土質凡例

地質時代	地層区分	土質記号	
新生代・第四紀	更新世 洪積層	盛土	B
		立川ローム層	Lm
		洪積第1砂礫層	Dg1
		洪積第2砂礫層	Dg2

記号凡例

	標準貫入試験 (N値)
	換算N値 (サウンディング)

学校給食センター建設用地地質調査業務委託			
調査場所	東京都あきる野市伊奈字引田ノ上725番2、712番2		
図面名	地層推定断面図 (3 / 3)		
縮尺	1/200(縦) 1/200(横) (A3)	作成年月日	平成30年2月
サンエー基礎調査株式会社			

土質試験結果一覧表 (基礎地盤)

調査件名 学校給食センター建設用地地質調査業務委託

整理年月日 2018年 1月23日

整理担当者 石倉 仁士

試料番号 (深 さ)		No.1 (0.70~1.30m)	No.2 (0.80~1.50m)			
一 般	湿潤密度 ρ_s , g/cm ³	1.239	1.256			
	乾 密 度 ρ_d , g/cm ³	0.577	0.561			
	土粒子の密度 ρ_s , g/cm ³	2.649	2.664			
	自然含水比 w_n , %	114.9	124.2			
	開 閉 比 e	3.949	4.117			
	飽 和 度 S_r , %	82.9	86.5			
粒 度	石 分 (75mm以上) %					
	礫 分 ¹⁾ (2~75mm) %	9.2	9.2			
	砂 分 ¹⁾ (0.075~2mm) %	15.5	9.4			
	シルト分 ¹⁾ (0.075~0.0075mm) %	46.6	50.4			
	粘土分 ¹⁾ (0.0075~0.00075mm) %	28.7	31.0			
	最大粒径 mm	19	19			
	均等係数 U_c	-	-			
圧縮 係数	液性限界 w_L , %	178.6	166.8			
	塑性感界 w_p , %	92.8	90.4			
	塑性指数 I_p	85.8	76.4			
分 類	地盤材料の 分類名	礫まじり砂質 火山灰質粘性土(Ⅱ型)	砂礫まじり 火山灰質粘性土 (Ⅱ型)			
	分類記号	(VH2S-G)	(VH2-SG)			
圧 密	試験方法	段階載荷	段階載荷			
	圧縮指数 C_c	1.51	1.48			
	圧密降伏応力 p_v , kN/m ²	185.5	172.4			
一 軸 圧 縮	一軸圧縮強さ q_u , kN/m ²	569	563	1143	428	
	E_{50} MN/m ²	1.50	1.32	2.83	2.50	
セ ン ソ ー	試験条件	ULX(三軸)	ULX(三軸)			
	全応力	c , kN/m ²	21.2	20.4		
		ϕ^*	15.1	10.0		
	有効応力	c' , kN/m ²				
ϕ'^*						

特記事項

1) 石分を除いた75mm未満の土質材料
に対する百分率で表す。

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]

調査件名 学校給食センター建設用地地質調査業務委託

試験年月日 2018年 1月15日

試料番号(深さ) No.1 (0.70~1.30m)

試験者 田口 幸雄

供試体 No.			1	2	3			
供試体の質量 m g			250.14	236.41	235.71			
供試体	直	上 部 cm	5.00	4.98	5.01			
			5.00	4.97	5.01			
		中 部 cm	4.99	4.98	5.01			
			4.99	4.97	5.01			
		下 部 cm	5.00	4.98	5.00			
	5.00		4.97	5.00				
	径	平均値 D cm	5.00	4.98	5.01			
		高	さ cm	9.92	9.90	9.91		
	9.93			9.89	9.90			
平均値 H cm		9.93	9.90	9.91				
体積 $V = (\pi D^2 / 4) H$ cm ³			194.98	192.83	195.36			
含	容 器 No.		1	2	3			
	m_A g		250.14	236.41	235.71			
	m_B g		120.89	105.08	110.69			
	m_C g		0.00	0.00	0.00			
	w %		106.9	125.0	112.9			
	水	容 器 No.						
		m_A g						
		m_B g						
		m_C g						
		w %						
平均値 w %		106.9	125.0	112.9				
湿潤密度 $\rho_1 = m / V$ g/cm ³			1.283	1.226	1.207			
乾燥密度 $\rho_d = \rho_1 / (1+w / 100)$ g/cm ³			0.620	0.545	0.567			
間 隙 比 $e = (\rho_s / \rho_d) - 1$			3.595	4.228	4.025			
飽 和 度 $S_r = w \rho_s / (e \rho_w)$ %			84.7	84.2	79.9			
土粒子の密度 ρ_s g/cm ³			2.849	平均値 w %	114.9	平均値 ρ_s g/cm ³	1.239	
平均値 ρ_w g/cm ³			0.577	平均値 e	3.949	平均値 S_r %	82.9	

特記事項

調査件名 学校給食センター建設用地地質調査業務委託

試験年月日 2018年 1月15日

試料番号(深さ) No.2 (0.80~1.50m)

試験者 田口 幸雄

供試体 No.			1	2	3			
供試体の質量 m			g	242.68	258.46	245.56		
供試体	直径	上部	cm	5.02	5.07	5.05		
			5.02	5.07	5.06			
		中部	cm	5.02	5.08	5.05		
			5.02	5.08	5.06			
		下部	cm	5.00	5.08	5.05		
	5.00		5.08	5.05				
	平均値 D		cm	5.01	5.08	5.05		
	高さ		cm	9.90	9.90	9.90		
			9.90	9.89	9.89			
		平均値 H	cm	9.90	9.90	9.90		
体積 $V = (\pi D^2 / 4) H$			cm ³	195.16	200.66	198.29		
含水比	容器 No.			1	2	3		
	m_A		g	242.68	258.46	245.56		
	m_B		g	108.63	118.56	106.15		
	m_C		g	0.00	0.00	0.00		
	w		%	123.4	118.0	131.3		
	容器 No.							
	m_A		g					
	m_B		g					
	m_C		g					
	w		%					
平均値 w		%	123.4	118.0	131.3			
湿潤密度 $\rho_s = m / V$			g/cm ³	1.243	1.288	1.238		
乾燥密度 $\rho_d = \rho_s / (1+w/100)$			g/cm ³	0.556	0.591	0.535		
間隙比 $e = (\rho_s / \rho_d) - 1$				4.151	3.846	4.353		
飽和度 $S_r = w \rho_s / (e \rho_w)$			%	85.1	87.9	86.4		
土粒子の密度 ρ_s			g/cm ³	2.864	平均値 w %	124.2	平均値 ρ_s g/cm ³	1.256
平均値 ρ_g			g/cm ³	0.561	平均値 e	4.117	平均値 S_r %	86.5

特記事項

調査件名 学校給食センター建設用地地質調査業務委託

試験年月日 2018年 1月17日

試験者 内野 豊治

試料番号(深さ)		No.1 (0.70~1.30m)			No.2 (0.80~1.50m)		
ピクノメーター No.		533	534	535	538	538	540
砂+蒸留水+ピクノメーター質量 m_0 g		154.268	155.844	160.008	155.457	155.450	158.497
m_0 をはかったときの内容物の温度 T °C		23.0	23.0	23.0	23.0	23.0	23.0
T °Cにおける蒸留水の密度 $\rho_w(T)$ g/cm ³		0.99754	0.99754	0.99754	0.99754	0.99754	0.99754
温度 T °Cの蒸留水を満たしたときの (蒸留水+ピクノメーター)質量 m_1 g		147.755	149.048	153.575	149.637	149.270	152.251
試料の 乾燥後質量	容器 No.	20	21	22	32	41	43
	乾燥後材料+容器質量 x	125.396	122.656	125.062	125.167	118.024	117.504
乾燥後質量	容器質量 y	115.378	112.208	115.149	116.247	108.548	107.923
	m_s g	10.018	10.448	9.913	8.940	9.476	9.581
土粒子の密度 ρ_s g/cm ³		2.851	2.854	2.842	2.858	2.868	2.866
平均値 ρ_s g/cm ³		2.849			2.864		
試料番号(深さ)							
ピクノメーター No.							
砂+蒸留水+ピクノメーター質量 m_0 g							
m_0 をはかったときの内容物の温度 T °C							
T °Cにおける蒸留水の密度 $\rho_w(T)$ g/cm ³							
温度 T °Cの蒸留水を満たしたときの (蒸留水+ピクノメーター)質量 m_1 g							
試料の 乾燥後質量	容器 No.						
	乾燥後材料+容器質量 x						
乾燥後質量	容器質量 y						
	m_s g						
土粒子の密度 ρ_s g/cm ³							
平均値 ρ_s g/cm ³							
試料番号(深さ)							
ピクノメーター No.							
砂+蒸留水+ピクノメーター質量 m_0 g							
m_0 をはかったときの内容物の温度 T °C							
T °Cにおける蒸留水の密度 $\rho_w(T)$ g/cm ³							
温度 T °Cの蒸留水を満たしたときの (蒸留水+ピクノメーター)質量 m_1 g							
試料の 乾燥後質量	容器 No.						
	乾燥後材料+容器質量 x						
乾燥後質量	容器質量 y						
	m_s g						
土粒子の密度 ρ_s g/cm ³							
平均値 ρ_s g/cm ³							

特記事項

1) ピクノメーターの検定結果から求める。

$$\rho_s = \frac{m_s}{m_1 - (m_0 - m_s)} \times \rho_w(T)$$

調査件名 学校給食センター建設用地地質調査業務委託

試験年月日 2018年 1月15日

試験者 田口 幸雄

試料番号(深さ)	No.1 (0.70~1.30m)			No.2 (0.80~1.50m)		
容器 No.	1	2	3	1	2	3
m_1 g	250.14	236.41	235.71	242.68	258.46	245.56
m_2 g	120.89	105.08	110.69	108.63	118.56	106.15
m_3 g	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
w %	106.9	125.0	112.9	123.4	118.0	131.3
平均値 w %	114.9			124.2		
特記事項						

試料番号(深さ)						
容器 No.						
m_1 g						
m_2 g						
m_3 g						
w %						
平均値 w %						
特記事項						

試料番号(深さ)						
容器 No.						
m_1 g						
m_2 g						
m_3 g						
w %						
平均値 w %						
特記事項						

試料番号(深さ)						
容器 No.						
m_1 g						
m_2 g						
m_3 g						
w %						
平均値 w %						
特記事項						

試料番号(深さ)						
容器 No.						
m_1 g						
m_2 g						
m_3 g						
w %						
平均値 w %						
特記事項						

$$w = \frac{m_1 - m_2}{m_2 - m_3} \times 100$$

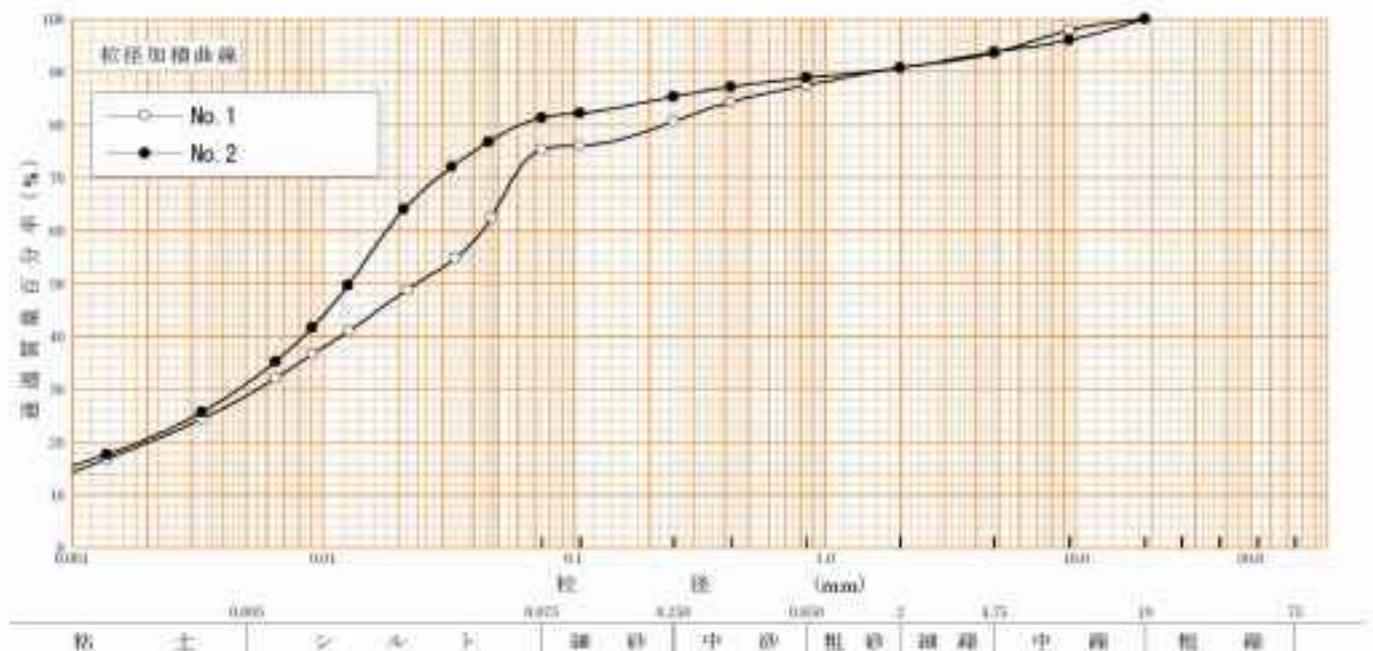
m_1 : (試料+容器)質量
 m_2 : (乾燥試料+容器)質量
 m_3 : 容器質量

調査件名 学校給食センター建設用地地質調査業務委託

試験年月日 2018年 1月16日

試験者 内野 豊治

試料番号 (深さ)	No.1 (0.70 1.30m)		No.2 (0.80~1.50m)		試料番号 (深さ)	No.1 (0.70 1.30m)		No.2 (0.80~1.50m)	
	粒径 mm	通過質量百分率%	粒径 mm	通過質量百分率%		粗 砂 分 %			
ふ	75		75		粗 砂 分 %	0.0	0.0		
	53		53		中 砂 分 %	6.4	6.2		
	37.5		37.5		細 砂 分 %	2.8	3.0		
	26.5		26.5		粗 砂 分 %	3.3	1.9		
	19	100.0	19	100.0	中 砂 分 %	6.9	3.6		
	9.5	97.9	9.5	96.0	細 砂 分 %	5.3	3.9		
い	4.75	93.6	4.75	93.6	シルト分 %	46.6	50.4		
	2	90.8	2	90.8	粘 土 分 %	28.7	31.0		
	0.85	87.5	0.85	88.9	2mm以下の通過質量百分率 %	90.8	90.8		
	0.425	84.4	0.425	87.2	425 μ m以下の通過質量百分率 %	84.4	87.2		
	0.250	80.6	0.250	85.3	75 μ m以下の通過質量百分率 %	75.3	81.4		
	0.106	76.1	0.106	82.2	最大粒径 mm	19	19		
	0.075	75.3	0.075	81.4	60 % 粒径 D_{60} mm	0.0434	0.0180		
	0.0471	62.5	0.0458	76.8	50 % 粒径 D_{50} mm	0.0239	0.0128		
	0.0338	54.8	0.0328	72.0	30 % 粒径 D_{30} mm	0.00557	0.00467		
	0.0218	48.8	0.0211	64.0	10 % 粒径 D_{10} mm	-	-		
成	0.0128	41.1	0.0126	49.6	均等係数 e_u	-	-		
	0.00914	36.6	0.00908	41.6	曲率係数 C_u	-	-		
	0.00653	32.0	0.00651	35.2	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.849	2.864		
	0.00332	24.4	0.00332	25.6	使用した分散剤	ヘキサメタリン酸ナトリウム溶液			
	0.00138	16.8	0.00138	17.6	溶液濃度、溶液添加量	10ml			



特記事項

調査件名 学校給食センター建設用地地質調査業務委託

試験年月日 年 月 日

試験者 内野 豊治

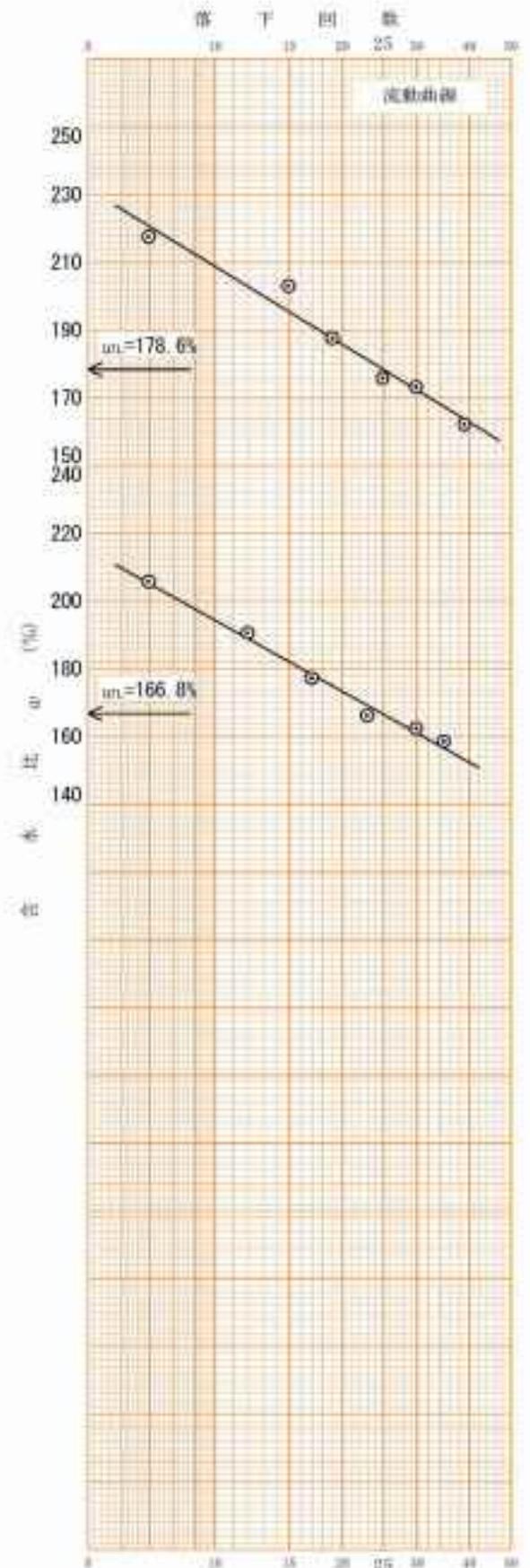
液性限界試験		塑性限界試験		液性限界 w_L %
落下回数	含水比 w %	含水比 w %		178.6
39	162.2	93.0	塑性限界 w_p %	
30	173.2	92.6		92.6
25	175.7	92.7	塑性指数 I_p	
19	187.6			85.8
15	202.9			
7	217.5			

液性限界試験		塑性限界試験		液性限界 w_L %
落下回数	含水比 w %	含水比 w %		166.8
35	158.6	90.5	塑性限界 w_p %	
30	162.3	89.0		90.4
23	166.2	91.8	塑性指数 I_p	
17	177.1			76.4
12	190.4			
7	205.6			

液性限界試験		塑性限界試験		液性限界 w_L %
落下回数	含水比 w %	含水比 w %		
			塑性限界 w_p %	
			塑性指数 I_p	

液性限界試験		塑性限界試験		液性限界 w_L %
落下回数	含水比 w %	含水比 w %		
			塑性限界 w_p %	
			塑性指数 I_p	

特記事項



調査件名 学校給食センター建設用地地質調査業務委託

試験年月日 2018年 1月11日

試料番号(深さ) No.1 (0.70~1.30m)

試験者 片寄 修

試験機No.	T-19	供 試 体	直径 D cm	6.00	初 期 状 態	含水比 w_0 %	120.6	
最終~最高圧力 σ_c			断面積 A cm ²	28.27		固相比 e_0	体積比 f_0	4.122
土質名称	ローム		高さ H_0 cm	2.00		湿潤密度 ρ_s g/cm ³		1.227
土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.840		質量 m_0 g	69.39		飽和度 S_w %		83.4
液性限界 w_L %	178.6		乾燥質量 m_d g	31.45		圧縮指数 C_c		1.51
塑性限界 w_p %	92.8		実質高さ H_s cm	0.3905		圧密時状応力 P_c kN/m ²		185.5

載荷段階	圧密圧力 P kN/m ²	圧密増分 ΔP kN/m ²	圧密度 ΔH cm	供試体高さ H cm	平均供試体高さ \bar{H} cm	圧縮ひずみ $\Delta e = \Delta H / \bar{H} \times 100\%$	体積圧縮係数 α_v m ³ /kN	縦縮比 $e = H/H_0$ 体積比 $f = H/H_0$
0	0.0			2.0000				4.122
		19.6	0.0134		1.9933	0.672	3.43E-4	
1	19.6			1.9866				4.087
		19.6	0.0318		1.9707	1.614	8.23E-4	
2	39.2			1.9548				4.006
		39.3	0.0513		1.9292	2.659	6.77E-4	
3	78.5			1.9035				3.875
		78.5	0.0700		1.8885	3.746	4.77E-4	
4	157.0			1.8335				3.695
		156.9	0.1126		1.7772	6.336	4.04E-4	
5	313.9			1.7209				3.407
		313.9	0.1572		1.6423	9.572	3.05E-4	
6	627.8			1.5637				3.004
		627.9	0.1773		1.4751	12.020	1.91E-4	
7	1255.7			1.3864				2.550
		1255.7	0.1696		1.3016	13.030	1.04E-4	
8	2511.4			1.2168				2.116
9								
10								

載荷段階	平均圧密圧力 \bar{P} kN/m ²	e_{min}	圧密係数 c_c cm ³ /d	透水性係数 k m/s	一次圧密量 ΔH_1 cm	一次圧密比 $r = \Delta H_1 / \Delta H$	修正圧密係数 $c_c' = c_c / r$ cm ³ /d	透水性係数 k m/s
0	9.8	0.31	3913	1.52E-8	0.0074	0.552	2160	8.41E-9
1	27.7	0.35	3387	3.16E-8	0.0083	0.261	884	8.26E-9
2	55.5	0.36	3158	2.43E-8	0.0140	0.273	862	6.62E-9
3	111.0	0.42	2538	1.37E-8	0.0210	0.300	781	4.12E-9
4	222.0	0.49	1968	9.02E-9	0.0358	0.318	626	2.87E-9
5	443.9	0.58	1420	4.92E-9	0.0599	0.381	541	1.87E-9
6	887.9	1.05	633	1.37E-9	0.0846	0.477	302	6.55E-10
7	1775.8	2.79	185	2.18E-10	0.1050	0.619	115	1.36E-10
8								
9								
10								

特記事項

$$H_s = m_v (V_v / A)$$

$$H = H - \Delta H$$

$$\bar{H} = (H + H_s) / 2$$

$$m_v = (\Delta e / 100) / \Delta P$$

$$\beta_{10} = \alpha_v \rho_w / (e_0 \rho_s)$$

$$\bar{P} = \sqrt{P \cdot P'}$$

$$\sqrt{P}$$
注: $c_c = 305 \times H^2 / t_{90}$
 曲線定規法: $c_c = 70.9 \times H^2 / t_{90}$
 $k = c_c \rho_w \gamma_w / (98.64 \times 10^5)$
 $k = c_c m_v \gamma_w / (98.64 \times 10^5)$
 ただし、 $\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$
 $[1 \text{ kN/m}^2 = 0.010 \text{ kgf/cm}^2]$

調査件名 学校給食センター建設用地地質調査業務委託

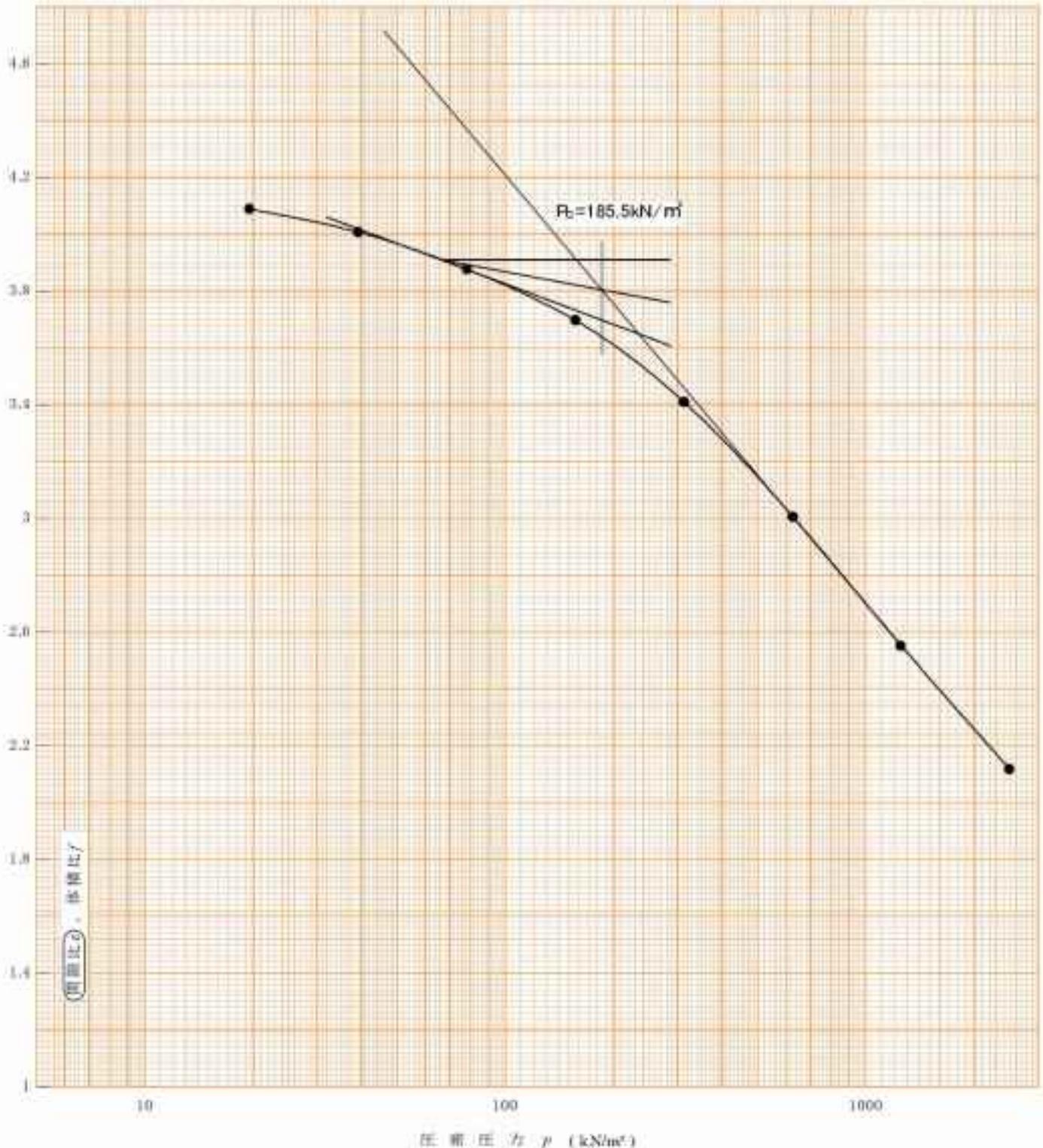
試験年月日 2018年 1月11日

試料番号(深さ) No.1 (0.70~1.30m)

試験者 片寄 修

土粒子の密度 ρ_s / cm^3	液性限界 w_L %	塑性限界 w_p %	初期含水比 w_0 %	初期孔隙比 e_0 初期体積比 V_v	圧縮指数 C_c	圧密降伏応力 P_v / kN/m^2	ひずみ速度 ¹⁾ %/min
2.849	178.6	92.8	120.6	4.122	1.51	185.5	

透水係数 k (m/s)²⁾



特記事項

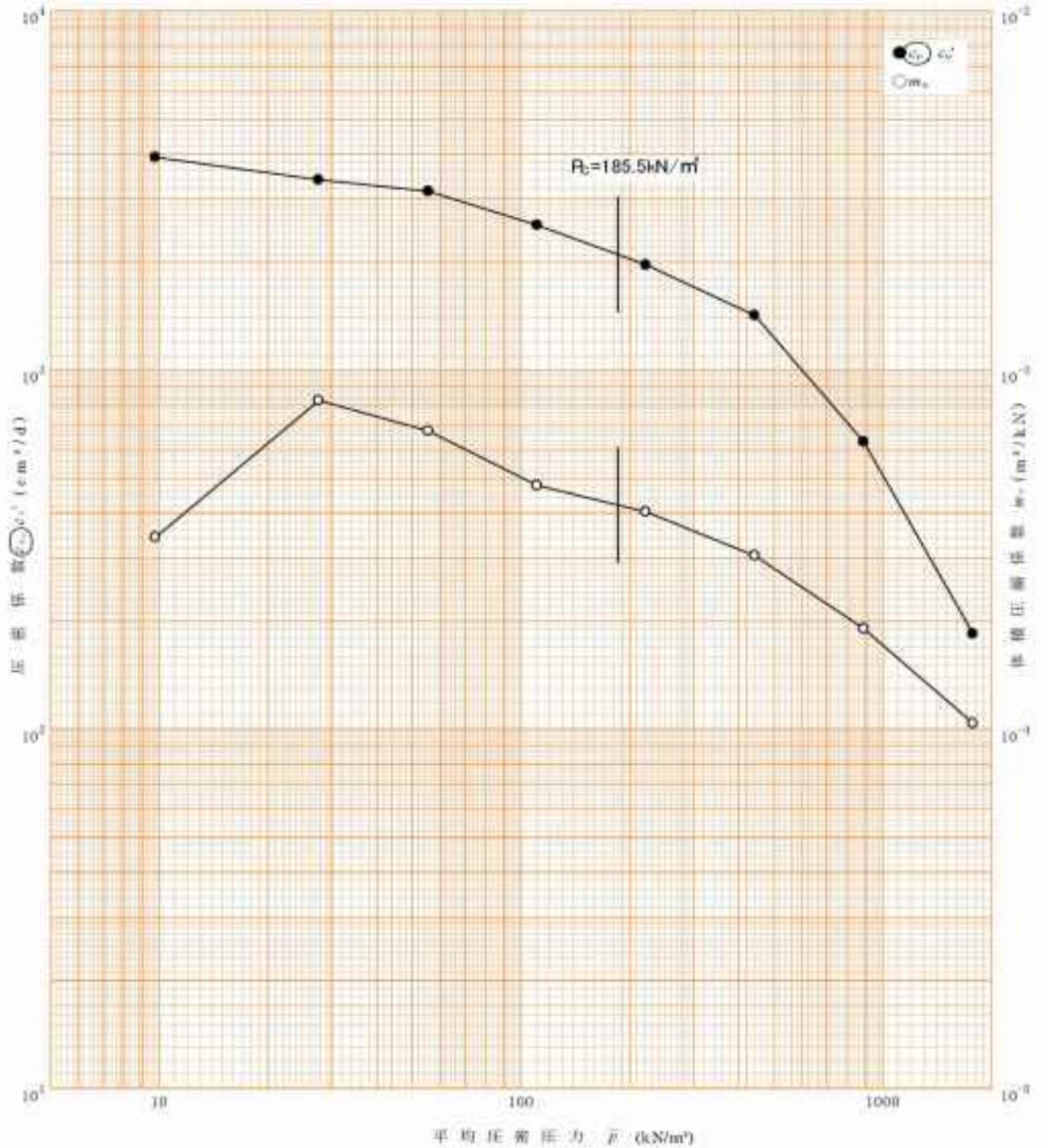
1) 定ひずみ速度載荷による圧密試験の時のみ記入する。
2) 定ひずみ速度載荷による圧密試験の時のみ記入する。
[1kN/m² = 0.0102kgf/cm²]

調査件名 学校給食センター建設用地地質調査業務委託

試験年月日 2018年 1月11日

試料番号(深さ) No.1 (0.70~1.30m)

試験者 片寄 修



特記事項

[1kN/m² ≈ 0.0102kgf/cm²]

調査件名 学校給食センター建設用地地質調査業務委託

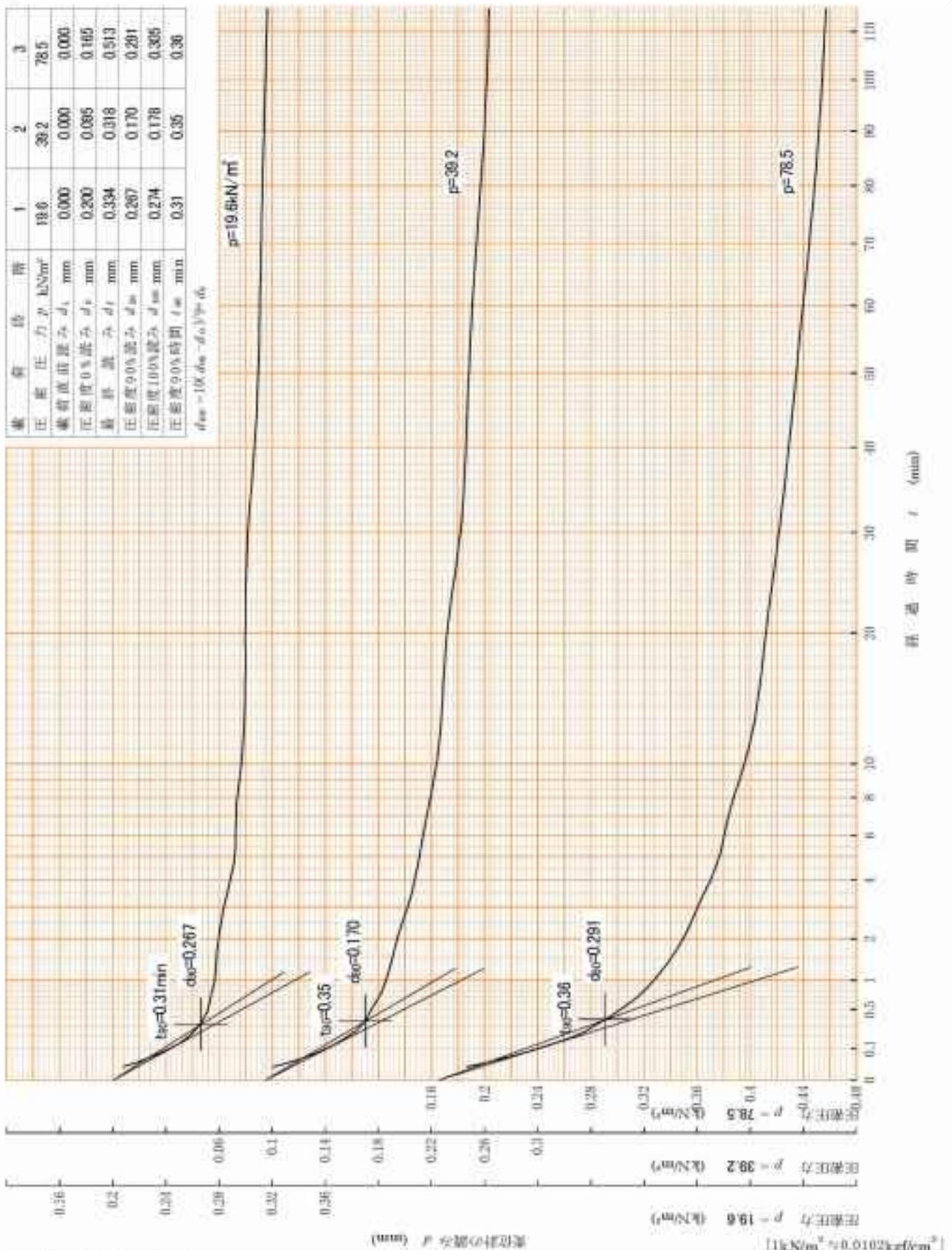
試験年月日 2018年 1月11日

試料番号(深さ) No.1 (0.70~1.30m)

試験者 片寄 修

載荷段階	階	1	2	3
圧密圧力 p , kN/m ²		19.6	39.2	78.5
載荷直後読み d_1 , mm		0.000	0.000	0.000
圧密度0%読み d_0 , mm		0.200	0.085	0.165
最終読み d_f , mm		0.334	0.318	0.513
圧密度90%読み d_{90} , mm		0.267	0.170	0.291
圧密度100%読み d_{100} , mm		0.274	0.178	0.305
圧密度90%時間 t_{90} , min		0.31	0.35	0.36

$d_{90} = 100(d_{100} - d_0) / (p \times d_0)$



調査件名 学校給食センター建設用地地質調査業務委託

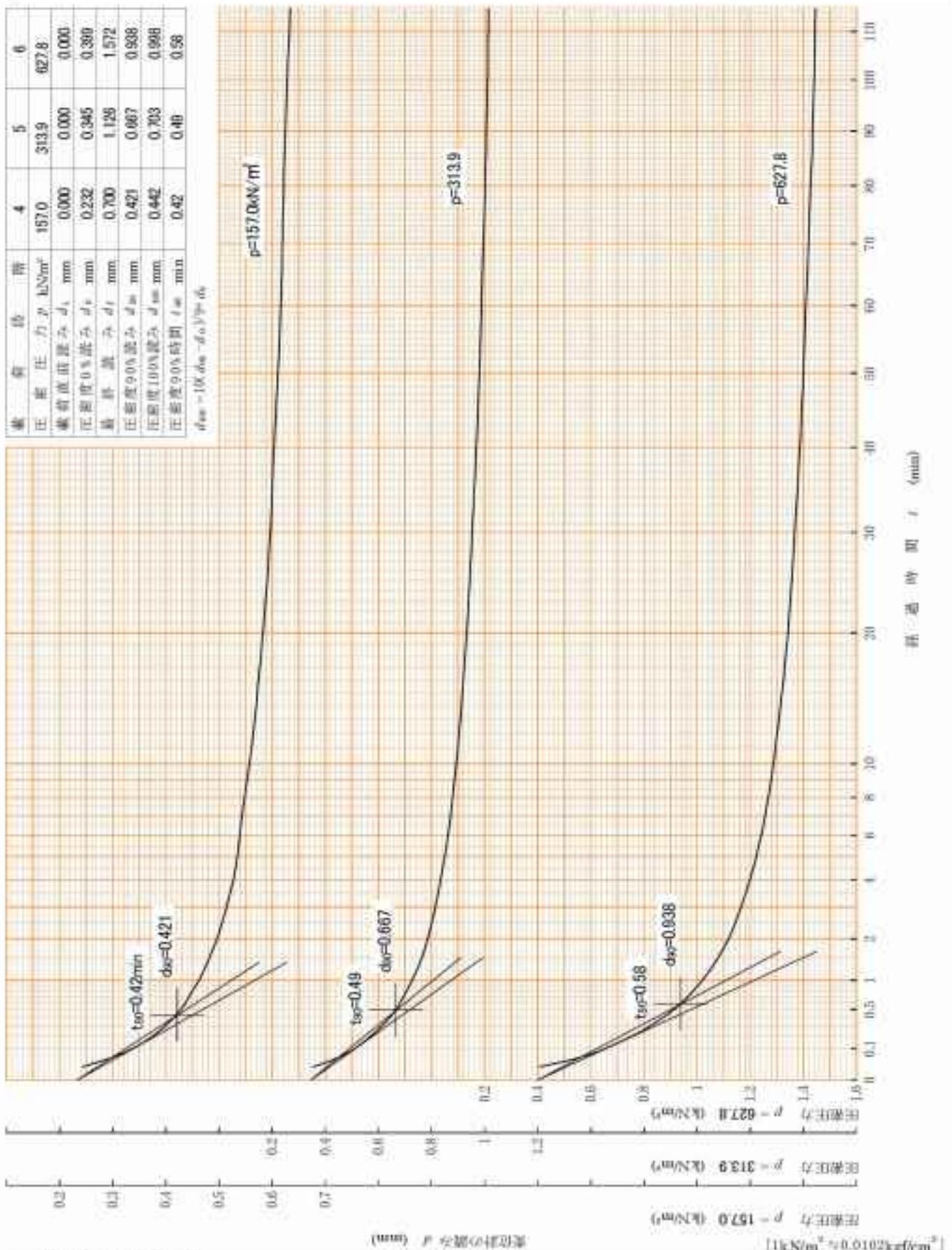
試験年月日 2018年 1月11日

試料番号(深さ) No.1 (0.70~1.30m)

試験者 片寄 修

載荷段階	4	5	6
圧密圧力 p (kN/m ²)	157.0	313.9	627.8
載荷直後読み d_1 (mm)	0.000	0.000	0.000
圧密度0%読み d_0 (mm)	0.232	0.345	0.389
最終読み d_f (mm)	0.700	1.128	1.572
圧密度90%読み d_{90} (mm)	0.421	0.667	0.938
圧密度100%読み d_{100} (mm)	0.442	0.703	0.998
圧密度90%時間 t_{90} (min)	0.42	0.49	0.58

$d_{90} = 10(d_{100} - d_0) / 90 + d_0$



調査件名 学校給食センター建設用地地質調査業務委託

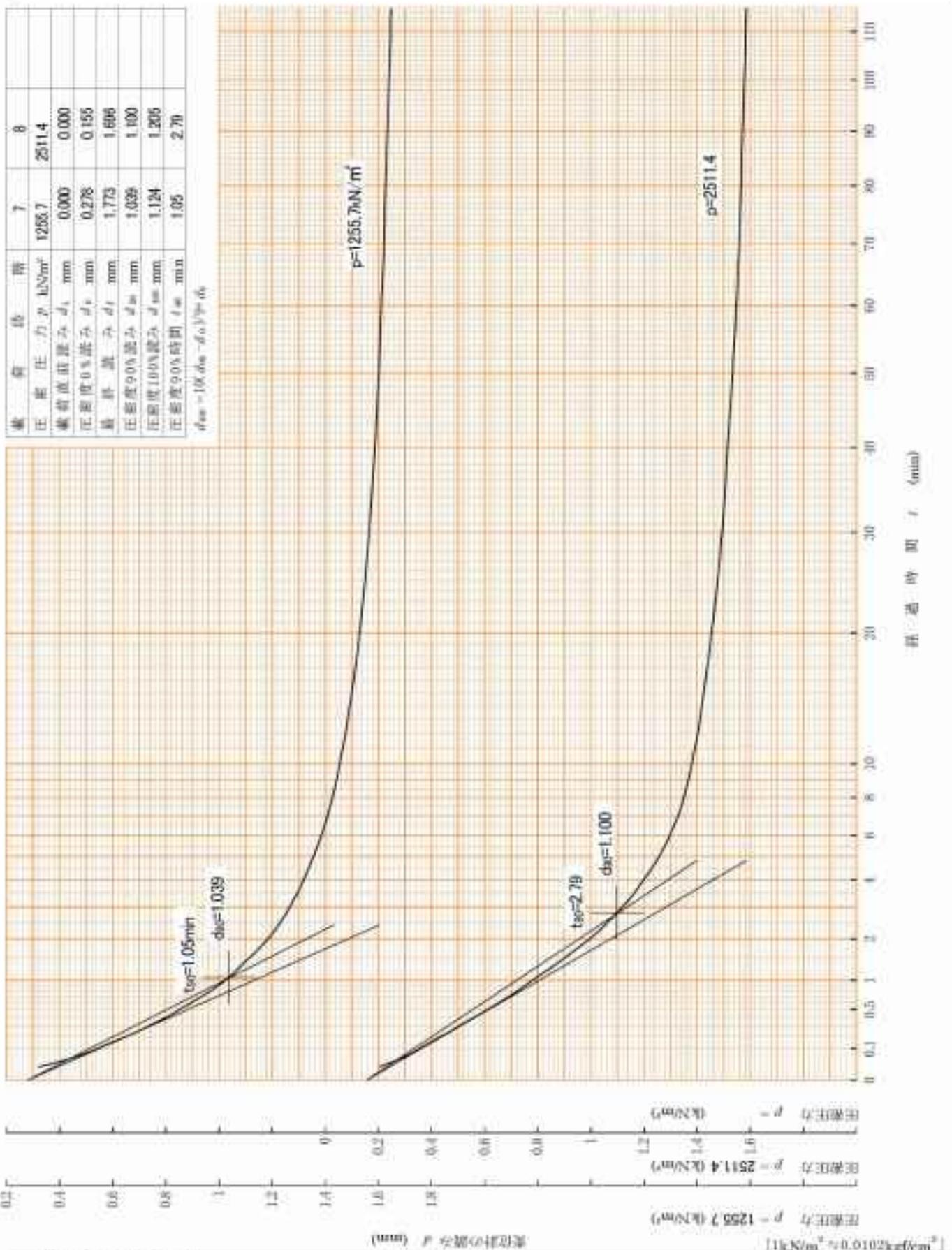
試験年月日 2018年 1月11日

試料番号(深さ) No.1 (0.70~1.30m)

試験者 片寄 修

載荷段階	階	7	8
圧密圧力 p , kN/m ²		1255.7	2511.4
載荷直徑 d_1 , mm		0.000	0.000
圧密度0% 読み d_0 , mm		0.278	0.155
最終読み d_f , mm		1.773	1.606
圧密度9.0% 読み $d_{9.0}$, mm		1.039	1.100
圧密度10.0% 読み $d_{10.0}$, mm		1.124	1.205
圧密度9.0% 時間 $t_{9.0}$, min		1.05	2.70

$d_{9.0} = 10 \times (d_{10.0} - d_0) / (p - p_0)$



調査件名 学校給食センター建設用地地質調査業務委託

試験年月日 2018年 1月11日

試料番号(深さ) No.2 (0.80~1.50m)

試験者 片寄 修

試験機No.	T-20	供 試 体	直径 D cm	6.00	初 期 状 態	含水比 w_0 %	122.9	
最終～最高圧密 圧			断面積 A cm ²	28.27		固相比 e_0	体積比 f_0	4.188
土質名称			高さ H_0 cm	2.00		飽和度 U_s %	ρ_s g/cm ³	1.231
土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.864		質量 m_0 g	69.58		軟化度 β_{cs} %		84.0
液性限界 w_L %	166.8		圧密増質量 m_c g	31.21		圧縮指数 C_c		1.48
塑性限界 w_p %	90.4		実質高さ H_c cm	0.3855		圧密降伏応力 p_v kN/m ²		172.4

載荷段階	圧密圧力 p kN/m ²	圧密増分 Δp kN/m ²	圧密量 ΔH cm	供試体高さ H cm	平均供試体高さ \bar{H} cm	圧縮ひずみ $\Delta e = \Delta H / \bar{H} \times 100$ %	体積圧縮係数 w_c m ³ /kN	固相比 $e = H/H_0$ 体積比 $f = H/H_0$
0	0.0			2.0000				4.188
		19.6	0.0129		1.9936	0.647	3.30E-4	
1	19.6			1.9871				4.155
		19.6	0.0227		1.9758	1.149	5.88E-4	
2	39.2			1.9644				4.096
		39.3	0.0368		1.9460	1.891	4.81E-4	
3	78.5			1.9276				4.000
		78.5	0.0630		1.8961	3.323	4.23E-4	
4	157.0			1.8646				3.837
		156.9	0.1320		1.7986	7.339	4.68E-4	
5	313.9			1.7326				3.494
		313.9	0.1652		1.6500	10.012	3.19E-4	
6	627.8			1.5674				3.066
		627.9	0.1707		1.4821	11.517	1.83E-4	
7	1255.7			1.3967				2.623
		1255.7	0.1714		1.3110	13.074	1.04E-4	
8	2511.4			1.2253				2.178
9								
10								

載荷段階	平均圧密圧力 \bar{p} kN/m ²	t_{90} min	圧密係数 c_v cm ² /d	透水係数 k m/s	一次圧密量 ΔH_1 cm	一次圧密比 $r = \Delta H_1 / \Delta H$	修正圧密係数 $c_v' = c_v / r$ cm ² /d	透水係数 k m/s
0	9.8	0.30	4044	1.51E-8	0.0072	0.558	2257	8.45E-9
1	27.7	0.35	3405	2.26E-8	0.0067	0.295	1004	6.68E-9
2	55.5	0.35	3303	1.80E-8	0.0107	0.291	961	5.25E-9
3	111.0	0.36	3049	1.46E-8	0.0182	0.289	881	4.23E-9
4	222.0	0.40	2469	1.31E-8	0.0451	0.342	844	4.48E-9
5	443.9	0.48	1732	6.27E-9	0.0670	0.406	703	2.55E-9
6	887.9	1.13	593	1.23E-9	0.0849	0.497	295	6.13E-10
7	1775.8	3.50	150	1.77E-10	0.1116	0.651	98	1.16E-10
8								
9								
10								

特記事項

$$H_c = m_w / (U_s \rho_s)$$

$$H = H - \Delta H$$

$$\bar{H} = (H + H_c) / 2$$

$$m_w = (\Delta e / 100) / \Delta p$$

$$\beta_{cs} = \alpha \rho_s / (e_0 \rho_s)$$

$$\bar{p} = \sqrt{p \cdot p'}$$

$$\sqrt{t} \text{注: } c_v = 305 \times \bar{H}^2 / t_{90}$$

$$\text{曲線定規法: } c_v = 70.9 \times \bar{H}^2 / t_{90}$$

$$k = c_v \rho_w \gamma_w / (0.64 \times 10^5)$$

$$k = c_v m_w \gamma_w / (0.64 \times 10^5)$$

ただし、 $\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$

[1kN/m² = 0.0102kgf/cm²]

調査件名 学校給食センター建設用地地質調査業務委託

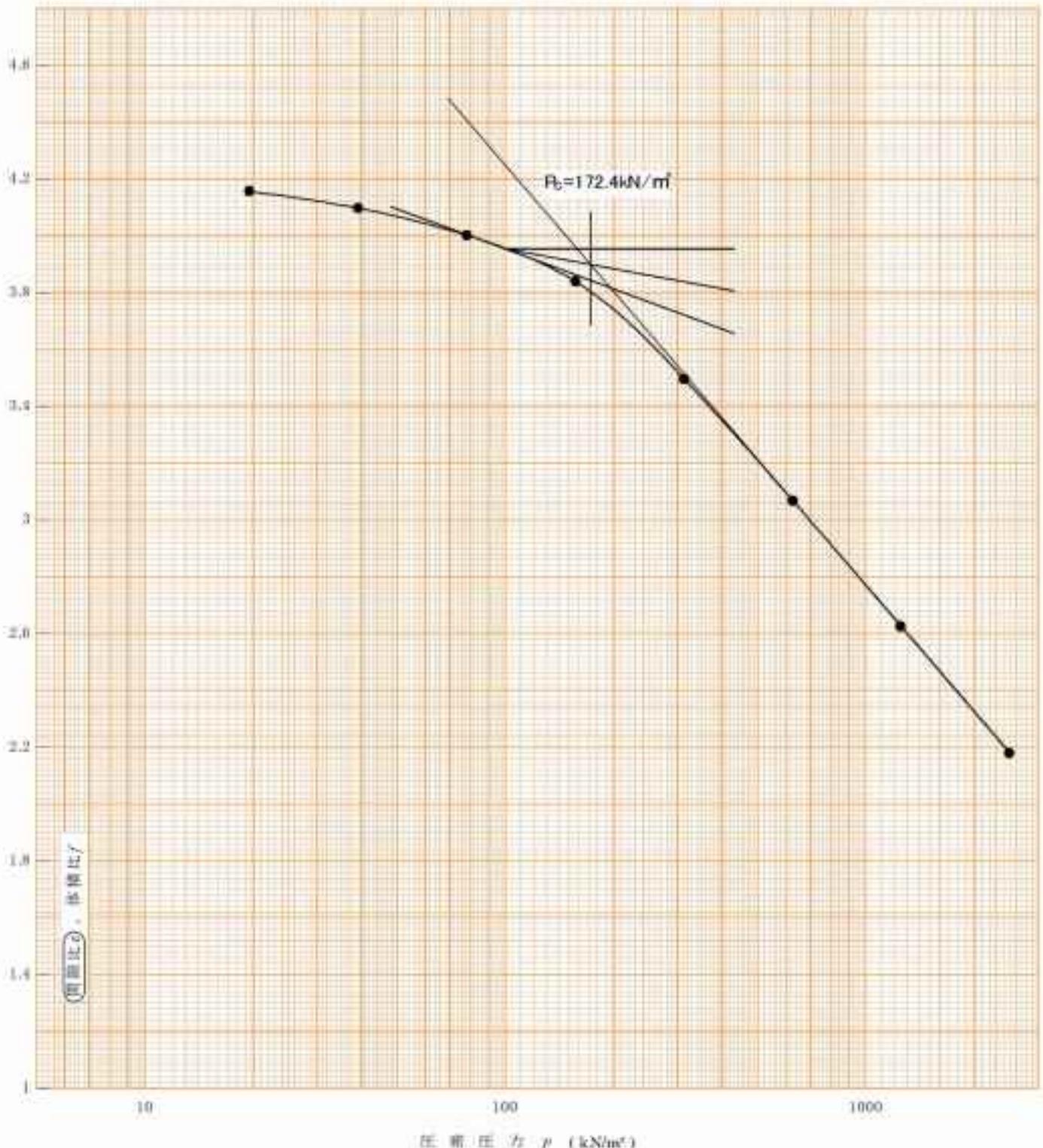
試験年月日 2018年 1月11日

試料番号(深さ) No.2 (0.80~1.50m)

試験者 片寄 修

土粒子の密度 ρ_s / cm^3	液性限界 w_L %	塑性限界 w_p %	初期含水比 w_0 %	初期間隙比 e_0 初期体積比 V_v	圧縮指数 C_c	圧密降伏応力 P_0 , kN/m^2	ひずみ速度 ¹⁾ %/min
2.884	166.8	90.4	122.9	4.188	1.48	172.4	

透水性係数 k (m/s)²⁾



特記事項

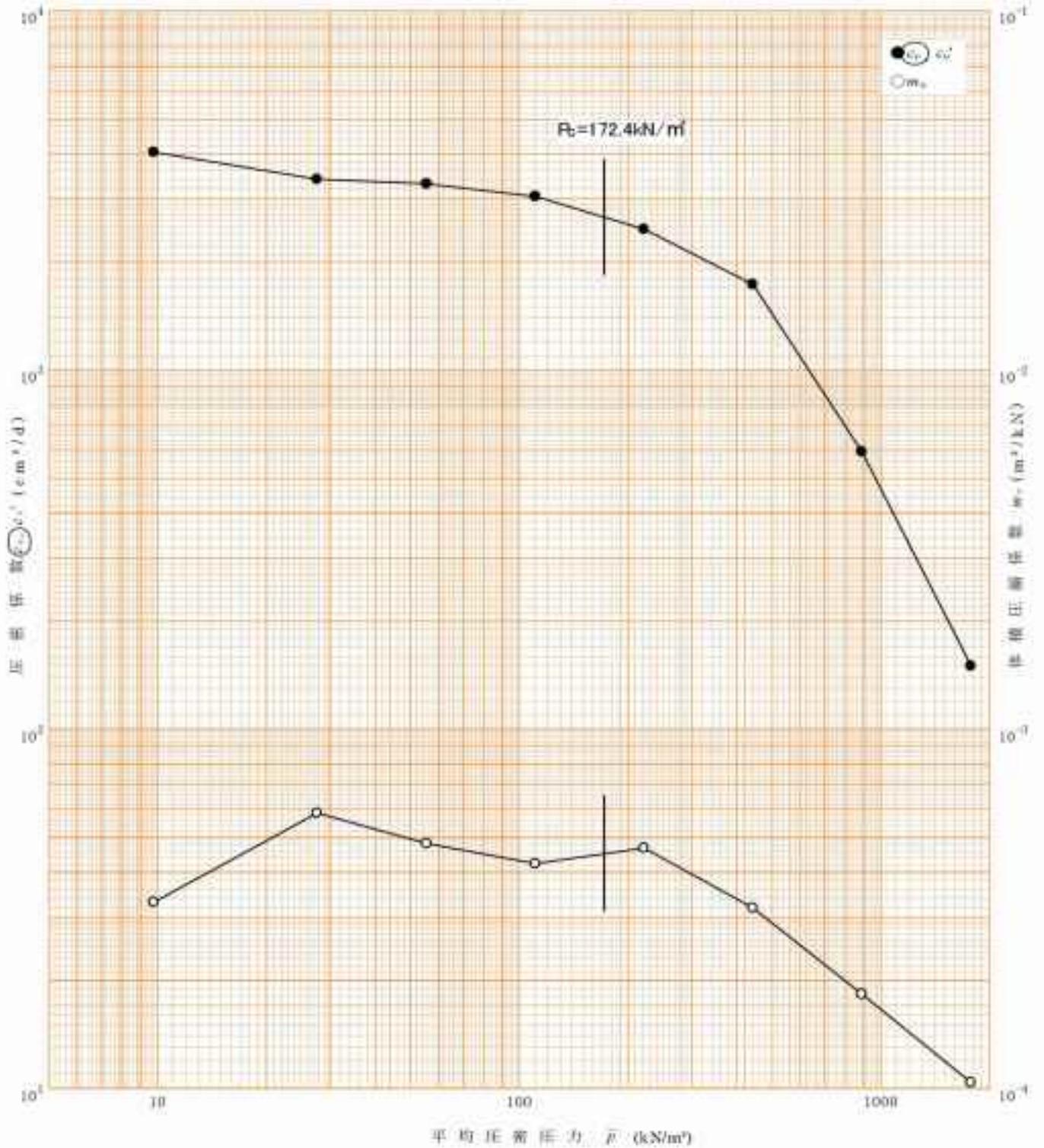
1) 定ひずみ速度載荷による圧密試験の時のみ記入する。
2) 定ひずみ速度載荷による圧密試験の時のみ記入する。
[1 kN/m^2 = 0.0102 kgf/cm^2]

調査件名 学校給食センター建設用地地質調査業務委託

試験年月日 2018年 1月11日

試料番号(深さ) No.2 (0.80~1.50m)

試験者 片寄 修



特記事項

[1kN/m² ≈ 0.0102kgf/cm²]

調査件名 学校給食センター建設用地地質調査業務委託

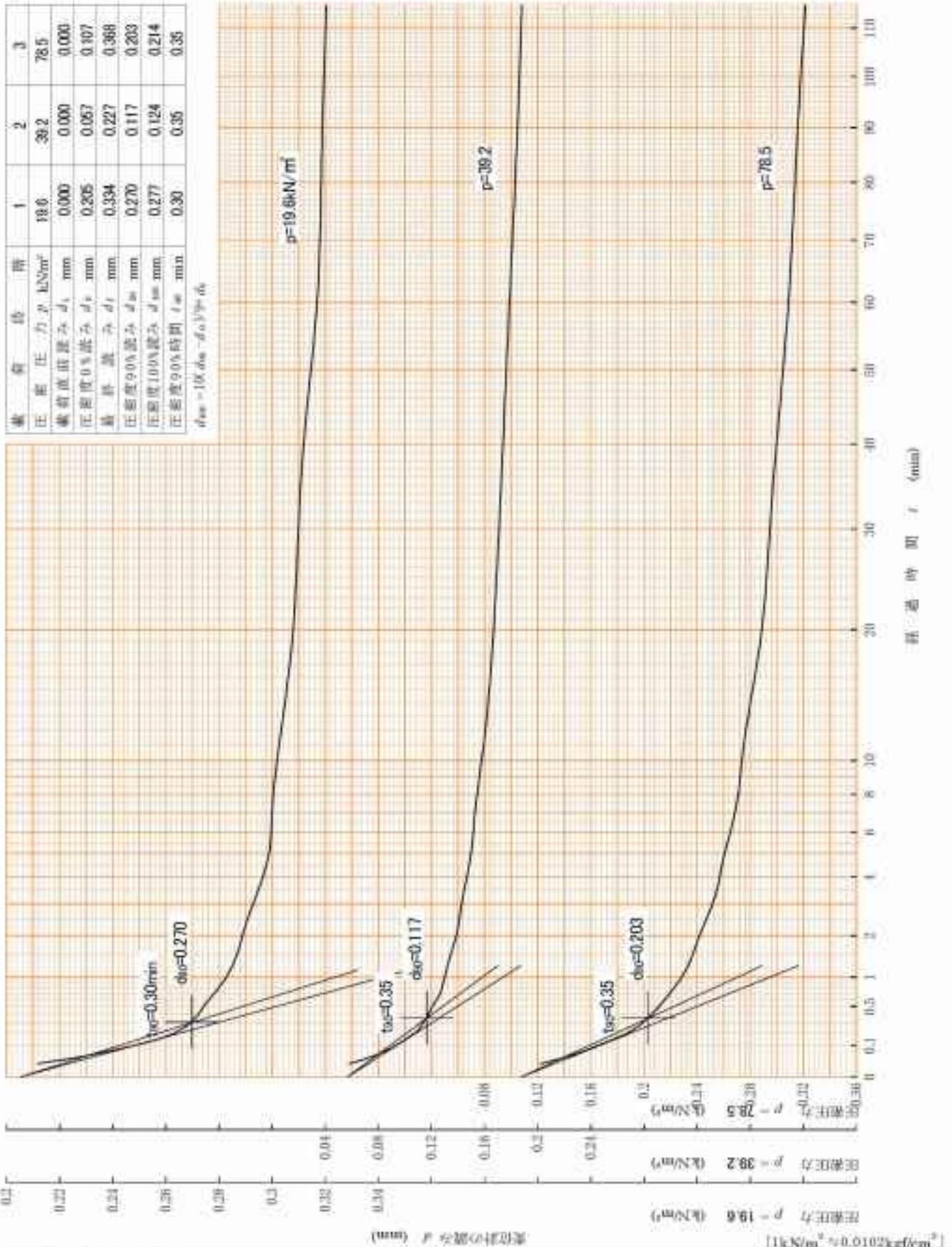
試験年月日 2018年 1月11日

試料番号(深さ) No.2 (0.80~1.50m)

試験者 片寄 修

載荷段階	1	2	3
圧密圧力 p , kN/m ²	19.6	39.2	78.5
載荷直後読み d_1 , mm	0.000	0.000	0.000
圧密度0%読み d_0 , mm	0.205	0.057	0.107
最終読み d_f , mm	0.334	0.227	0.368
圧密度90%読み d_{90} , mm	0.270	0.117	0.203
圧密度100%読み d_{100} , mm	0.277	0.124	0.214
圧密度90%時間 t_{90} , min	0.30	0.35	0.35

$d_{100} - 10(d_{90} - d_0) / 90 = d_s$



調査件名 学校給食センター建設用地地質調査業務委託

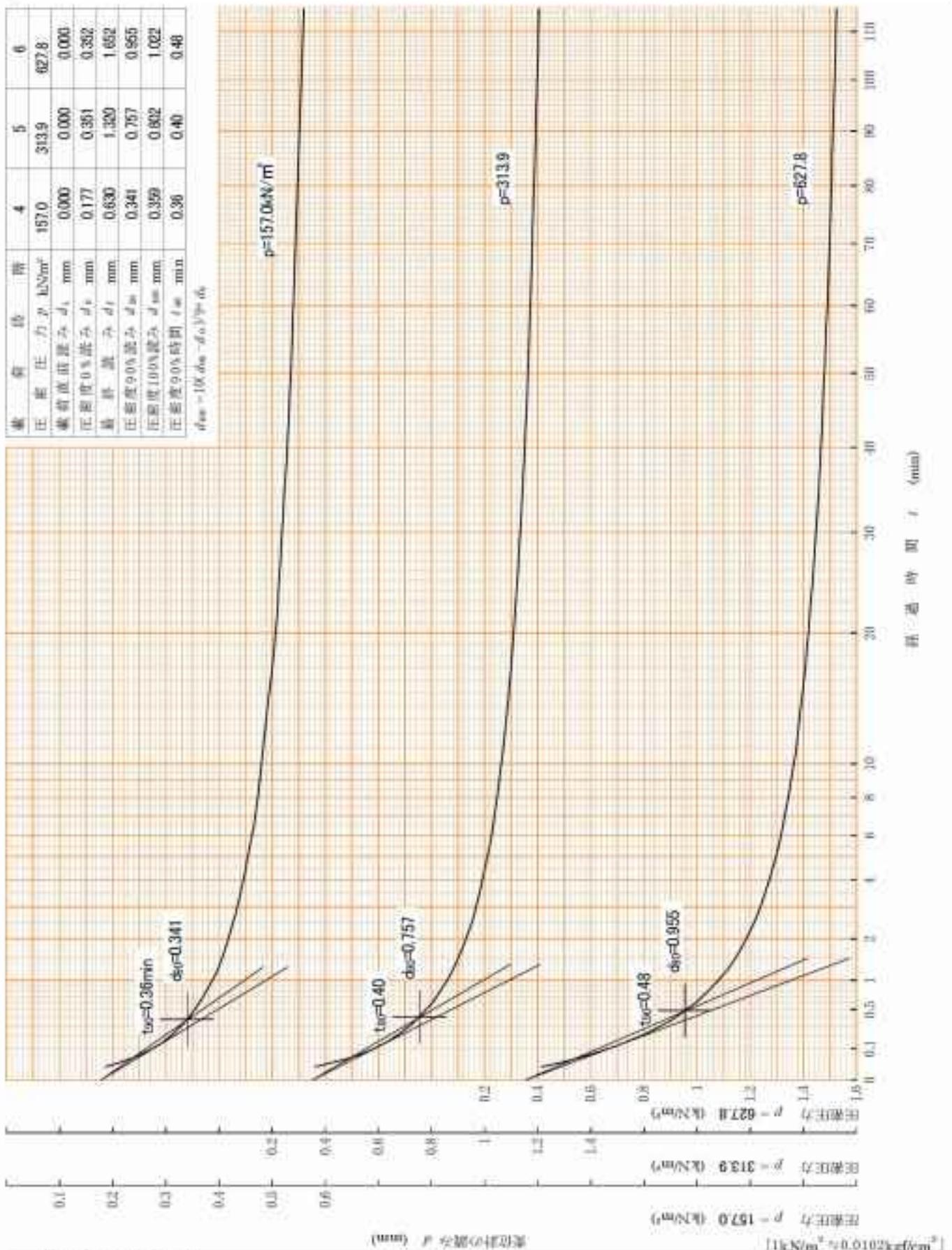
試験年月日 2018年 1月11日

試料番号(深さ) No.2 (0.80~1.50m)

試験者 片寄 修

載荷段階	4	5	6
圧密圧力 p (kN/m ²)	157.0	313.9	627.8
載荷直後読み d_1 (mm)	0.000	0.000	0.000
圧密度0%読み d_0 (mm)	0.177	0.351	0.352
最終読み d_f (mm)	0.630	1.320	1.652
圧密度9.0%読み $d_{9.0}$ (mm)	0.341	0.757	0.955
圧密度10.0%読み $d_{10.0}$ (mm)	0.359	0.802	1.022
圧密度9.0%時間 $t_{9.0}$ (min)	0.96	0.40	0.48

$d_{9.0} = 10(d_{10.0} - d_0) / 90 + d_0$



調査件名 学校給食センター建設用地地質調査業務委託

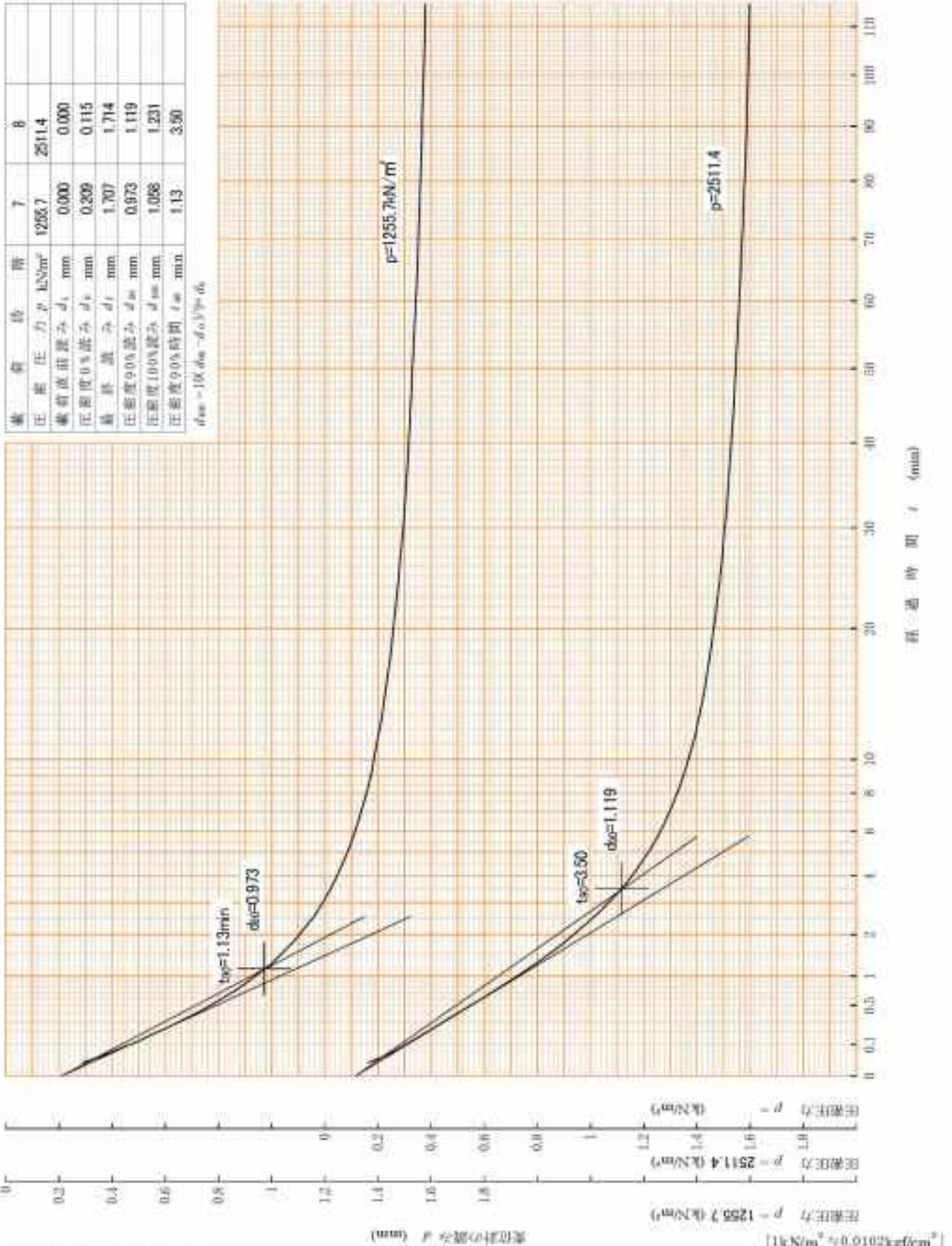
試験年月日 2018年 1月11日

試料番号(深さ) No.2 (0.80~1.50m)

試験者 片寄 修

載荷段階	階	7	8
圧密圧力 p , kN/m ²		1255.7	2511.4
載荷直後読み d_1 , mm		0.000	0.000
圧密度0%読み d_0 , mm		0.209	0.115
最終読み d_f , mm		1.707	1.714
圧密度90%読み d_{90} , mm		0.973	1.119
圧密度100%読み d_{100} , mm		1.058	1.231
圧密度90%時間 t_{90} , min		1.13	3.50

$d_{90} = 100 \times (d_{90} - d_0) / (p - d_0)$



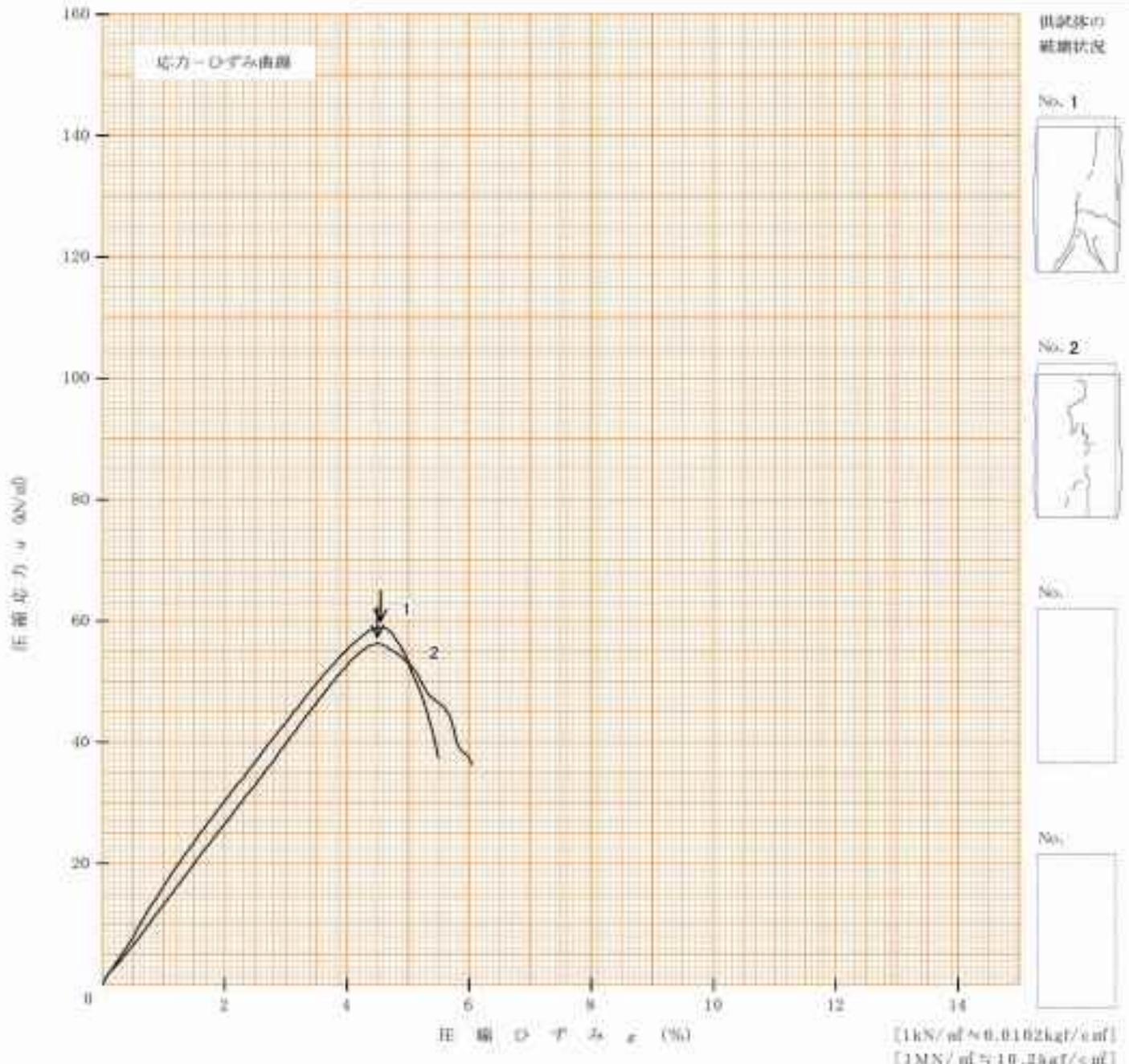
調査件名 学校給食センター建設用地地質調査業務委託

試験年月日 2018年 1月22日

試料番号(深さ) No.1 (0.70~1.30m)

試験者 小曾 貴宏

土質名称	ローム	供試体 No.	1	2		
液性限界 w_L (%)	178.6	試料の状態	乱さない	乱さない		
塑性限界 w_p (%)	92.8	高さ H_0 (cm)	9.89	9.98		
ひずみ速度 (%/min)	1.0	直径 D_0 (cm)	5.03	5.05		
特記事項 1) 必要に応じて記載する。 $E_{50} = \frac{\sigma_{50}}{\epsilon_{50}} \times 10$		質量 m (g)	241.48	245.93		
		湿潤密度 ρ_w (g/cm ³)	1.229	1.230		
		含水比 w (%)	118.3	94.2		
		一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)	58.9	56.3		
		液性ひずみ e_L (%)	4.55	4.50		
		変形係数 ϵ_{50} (MN/m ²)	1.52	1.32		
		鋭敏比 β_u				



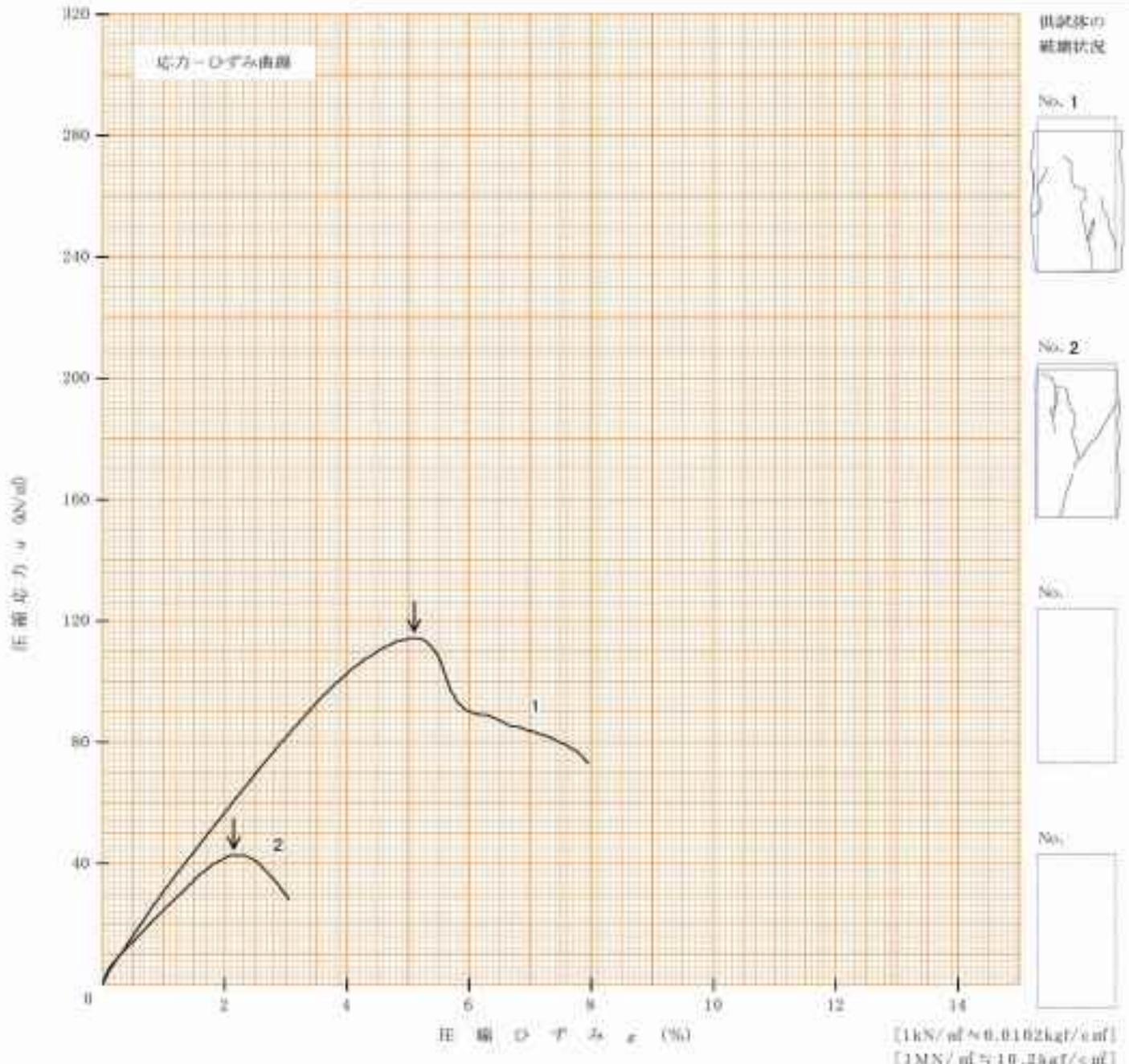
調査件名 学校給食センター建設用地地質調査業務委託

試験年月日 2018年 1月22日

試料番号(深さ) No.2 (0.80~1.50m)

試験者 小曾 貴宏

土質名称	ローム	供試体 No.	1	2		
液性限界 w_L (%)	166.8	試料の状態	乱さない	乱さない		
塑性限界 w_p (%)	90.4	高さ H_0 (cm)	9.92	9.98		
ひずみ速度 (%/min)	1.0	直径 D_0 (cm)	5.06	5.00		
特記事項 1) 必要に応じて記載する。 $E_{50} = \frac{\frac{\sigma_u}{2}}{\epsilon_{50}} / 10$		質量 m (g)	259.44	237.02		
		湿潤密度 ρ_w (g/cm ³)	1.301	1.212		
		含水比 w (%)	121.2	121.2		
		一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)	114.3	42.8		
		液性ひずみ e_L (%)	5.10	2.15		
		変形係数 ϵ_{50} (MN/m ²)	2.83	2.53		
		鋭敏比 β_u				



調査件名 学校給食センター建設用地地質調査業務委託

試験年月日 2018年 1月22日

試料番号(深さ) No.1 (0.70~1.30m)

試験者 小曾 貴宏

供試体を用いる試験の基準番号と名称 JGS 0521 土の非圧密非排水(UU)三軸圧縮試験

試料の状態 ¹⁾			土粒子の密度 ρ_s ²⁾ g/cm ³	2849
供試体の作製 ²⁾		トリミング法	液性限界 w_L ³⁾ %	178.6
土質名称		ローム	塑性限界 w_P ³⁾ %	92.8
供試体 No.		1	2	3
初期状態	直径 D_s cm	4.98	5.00	5.01
	平均直径 D_a cm	4.98	5.00	5.01
	高さ H_s cm	9.90	9.93	9.91
	平均高さ H_a cm	9.90	9.93	9.91
	体積 V_s cm ³	192.83	194.98	195.36
	含水比 w_s %	125.0	106.9	112.9
	質量 m_s g	236.41	250.14	235.71
	湿積密度 ρ_w ³⁾ g/cm ³	1.226	1.263	1.207
	乾燥密度 ρ_d ³⁾ g/cm ³	0.545	0.620	0.567
	間隙比 e_s ³⁾	4.228	3.595	4.028
飽和度 S_w ³⁾ %	84.2	84.7	79.9	
相対密度 D_r ³⁾ %				
設置・飽和過程	軸変位量の測定方法			
	設置時の軸変位量	cm		
	飽和過程の軸変位量	cm		
	軸変位量 ΔH_v ³⁾ cm			
	体積変化量の測定方法			
	設置時の体積変化量	cm ³		
飽和過程の体積変化量	cm ³			
体積変化量 ΔV_v ³⁾ cm ³				
圧密前(試験前)	高さ H_b cm			
	直径 D_b cm			
	体積 V_b cm ³			
	乾燥密度 ρ_{d0} ³⁾ g/cm ³			
	間隙比 e_b ³⁾			
相対密度 D_{r0} ³⁾				
乾燥後	容器 No.	1	2	3
	(乾燥供試体+容器)質量 g	105.08	120.89	110.69
	容器質量 g	0.00	0.00	0.00
乾燥質量 m_d g	105.08	120.89	110.69	

特記事項

- 1) 試料の採取方法、試料の状態(塊状、凍結、ときほぐされた)等を記載する。
- 2) トリミング法、負圧法の種別、凍結試料の場合は解凍方法等を記載する。
- 3) 必要に応じて記載する。
- 4) 必要に応じて粘性土の場合は液性限界、塑性限界、砂質土の場合は最小乾燥密度、最大乾燥密度等を記載する。
- 5) 設置時の変化と飽和過程および圧縮測定過程での変化を合わせる。

[1kN/m² = 0.0102kgf/cm²]

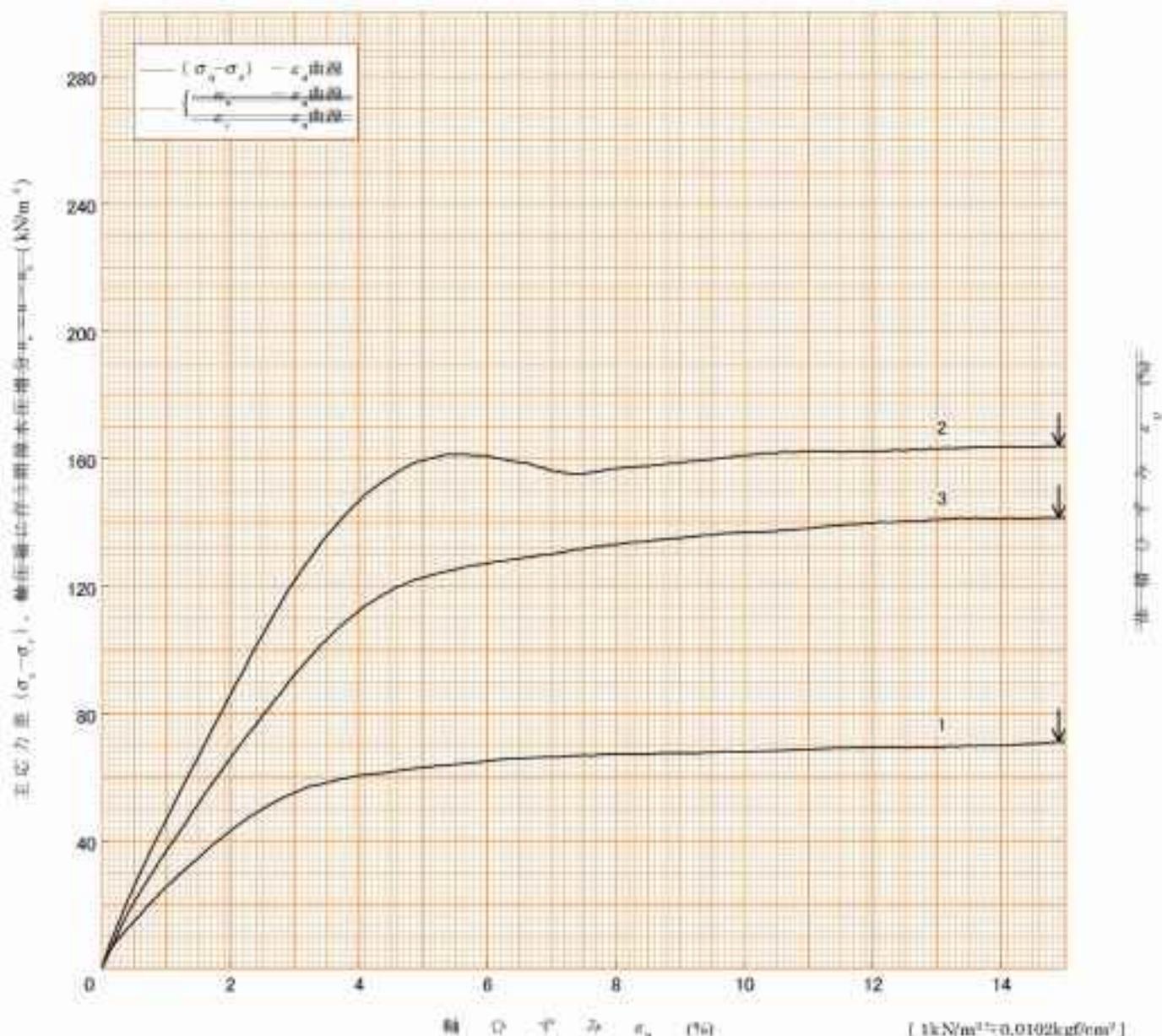
調査件名 学校給食センター建設用地地質調査業務委託

試験年月日 2018年 1月22日

試料番号(深さ) No.1 (0.70~1.30m)

試験者 小菅 貴宏

土質名称	ローム	供試体 No.	1	2	3
液性限界 w_L % ¹⁾	178.6	セル圧>圧密応力 kN/m^2	50.0	100.0	150.0
塑性限界 w_p % ¹⁾	92.8	背 圧 u_v kN/m^2			
ひずみ速度 %/min	1.0	圧縮強さ $(\sigma_v - \sigma_u)_{max}$ kN/m^2	71.3	164.1	141.5
特記事項 1) 必要に応じて粘性土の場合は液性限界、塑性限界、砂質土の場合は最小乾燥密度、最大乾燥密度等を記載する。	主 応 力 差 最 大 時	軸ひずみ e_d %	14.90	14.90	14.90
		間隙水圧 u_v kN/m^2			
		CU 始軸方向力 σ'_d kN/m^2			
		CU 終軸方向力 σ'_{d1} kN/m^2			
		CD 体積ひずみ e_v %			
		間隙比 e_t			
供試体の破壊状況					



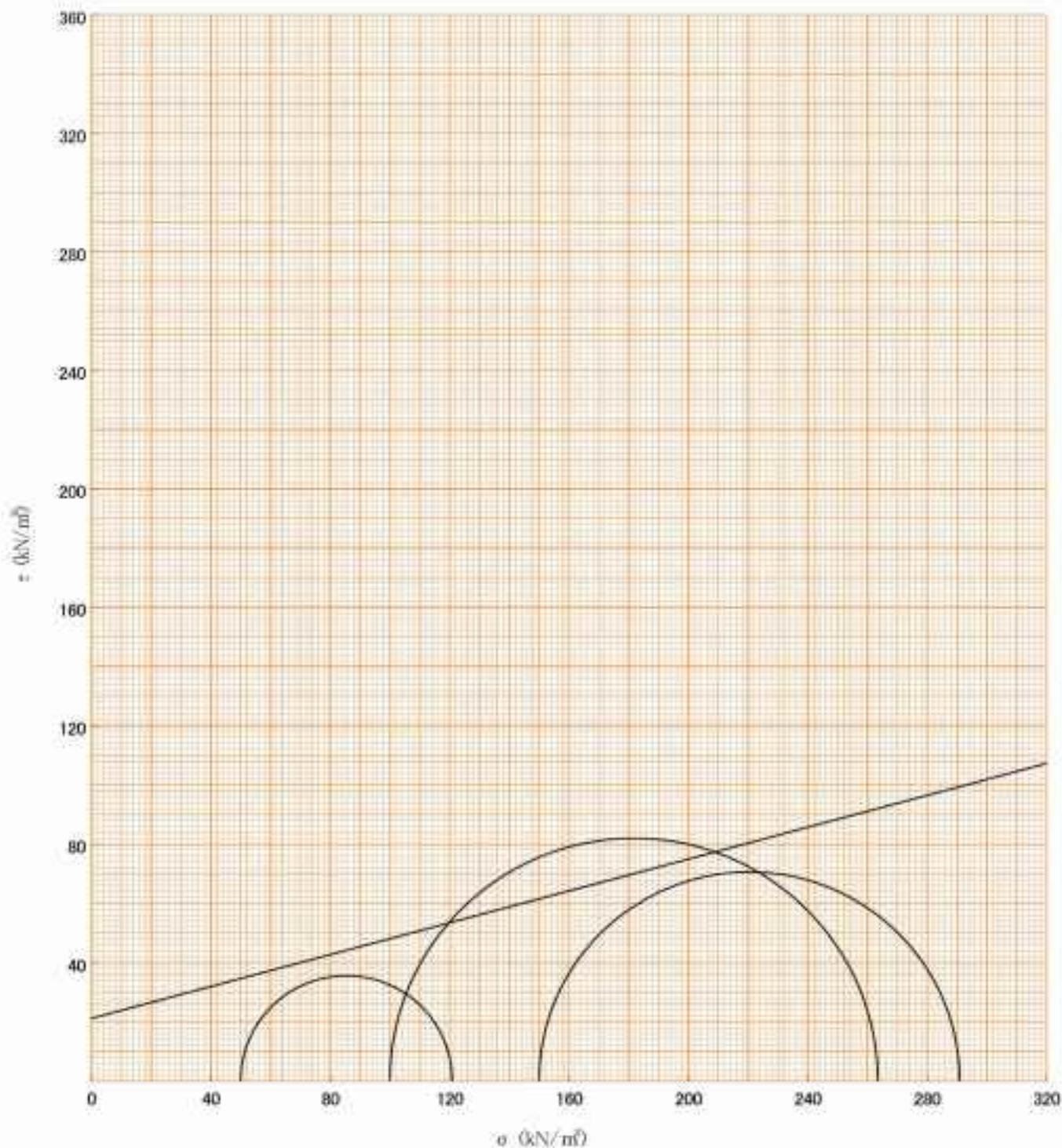
調査件名 学校給食センター建設用地地質調査業務委託

試験年月日 2018年 1月22日

試料番号(深さ) No.1 (0.70~1.30m)

試験者 小曾 貴宏

強度定数 応力範囲	全 応 力			有 効 応 力	
	c_u kN/m ²	ϕ_u °	$\tan \phi_u$	c' kN/m ²	ϕ' °
正規圧密領域					
過圧密領域					
	21.2	15.1	0.269		



特記事項

[1kN/m² = 0.0102kgf/cm²]

供試体を用いる試験の基準番号と名称		JGS 0521 土の非圧密非排水(UU)三軸圧縮試験				
試料の状態 ¹⁾		土粒子の密度 ρ_s ²⁾ g/cm ³			2.804	
供試体の作製 ²⁾	トリミング法	液性限界 w_L ³⁾ %			166.8	
土質名称	ローム	塑性限界 w_P ³⁾ %			90.4	
供試体 No.		1	2	3		
初期状態	直径 D_s cm	5.05	5.01	5.08		
	平均直径 D_a cm	5.05	5.01	5.08		
	高さ H_s cm	9.90	9.90	9.90		
	平均高さ H_a cm	9.90	9.90	9.90		
	体積 V_s cm ³	198.29	195.16	200.68		
	含水比 w_s %	131.3	123.4	118.0		
	質量 m_s g	245.56	242.68	258.48		
	湿積密度 ρ_w ²⁾ g/cm ³	1.238	1.243	1.298		
	乾燥密度 ρ_d ²⁾ g/cm ³	0.535	0.557	0.591		
	間隙比 e_s ²⁾	4.350	4.145	3.847		
設置・飽和過程	軸変位量の測定方法					
	設置時の軸変位量	cm				
	飽和過程の軸変位量	cm				
	軸変位量 ΔH_v ²⁾ cm					
	体積変化量の測定方法					
	設置時の体積変化量	cm ³				
	飽和過程の体積変化量	cm ³				
	体積変化量 ΔV_v ²⁾ cm ³					
	圧密前(試験前)	高さ H_b cm				
		直径 D_b cm				
体積 V_b cm ³						
乾燥密度 ρ_{d0} ²⁾ g/cm ³						
間隙比 e_b ²⁾						
乾燥後	容器 No.	1	2	3		
	(乾燥供試体+容器)質量 g	106.15	108.63	118.58		
	容器質量 g	0.00	0.00	0.00		
	乾燥質量 m_d g	106.15	108.63	118.58		

特記事項

- 1) 試料の採取方法、試料の状態(塊状、凍結、ときほぐされた)等を記載する。
- 2) トリミング法、負圧法の種別、凍結試料の場合は解凍方法等を記載する。
- 3) 必要に応じて記載する。
- 4) 必要に応じて粘性土の場合は液性限界、塑性限界、砂質土の場合は最小乾燥密度、最大乾燥密度等を記載する。
- 5) 設置時の変化と飽和過程および圧縮測定過程での変化を合わせる。

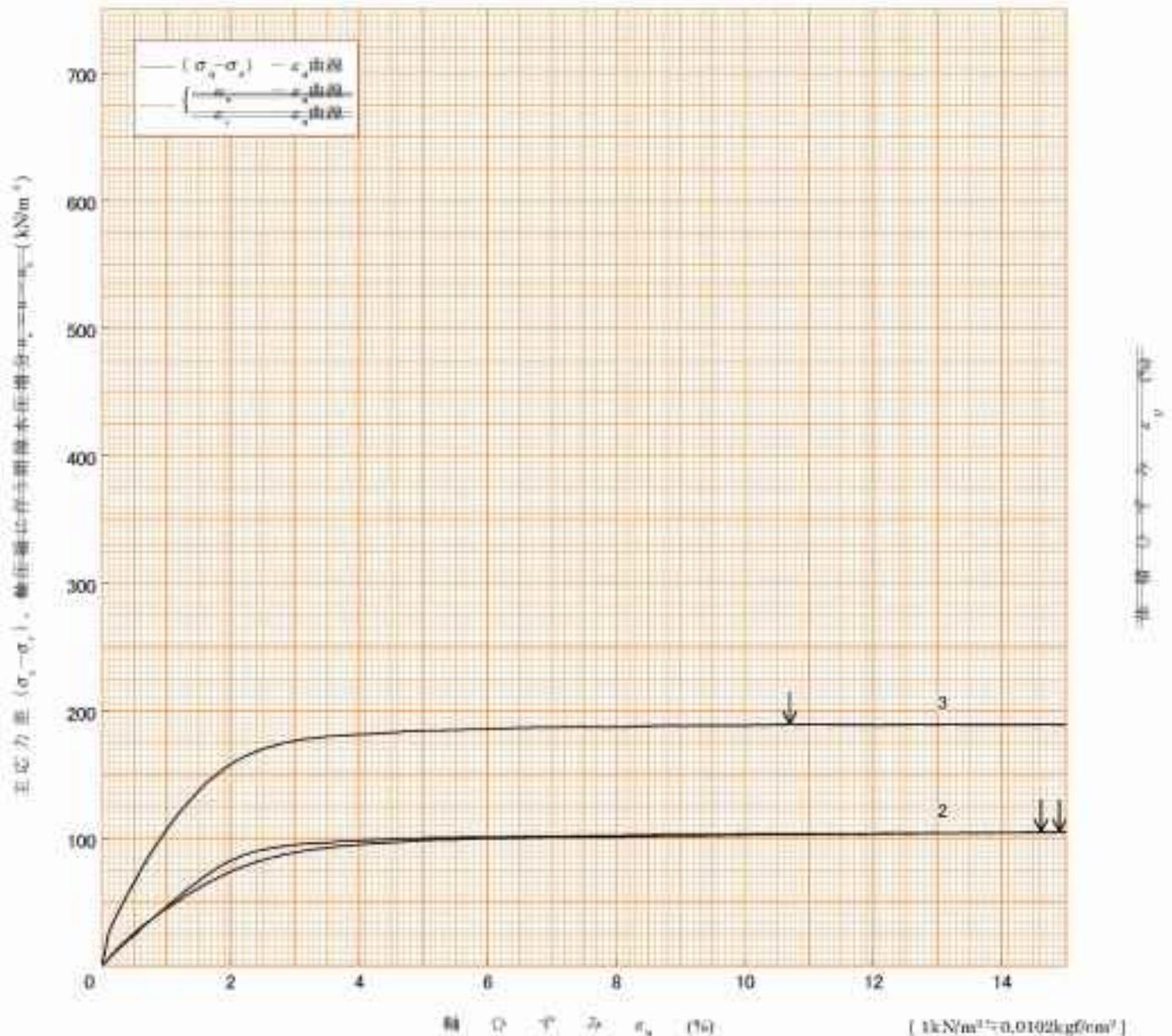
調査件名 学校給食センター建設用地地質調査業務委託

試験年月日 2018年 1月22日

試料番号(深さ) No.2 (0.80~1.50m)

試験者 小曾 貴宏

土質名称	ローム	供試体 No.	1	2	3
液性限界 w_L % ¹⁾	168.8	セル圧>圧密応力 kN/m^2	100.0	200.0	300.0
塑性限界 w_p % ¹⁾	90.4	背 圧 u_v kN/m^2			
ひずみ速度 %/min	1.0	圧縮強さ $(\sigma_v - \sigma_h)_{max}$ kN/m^2	105.1	105.1	189.6
特記事項 1) 必要に応じて粘性土の場合は液性限界、塑性限界、砂質土の場合は最小乾燥密度、最大乾燥密度等を記載する。	主応力差最大時	軸ひずみ e_d %	14.61	14.90	10.70
		間隙水圧 u_v kN/m^2			
		CU 前軸方向力 σ'_d kN/m^2			
		CU 前軸方向力 σ'_{d1} kN/m^2			
		CD 体積ひずみ e_v %			
		間隙比 e_t			
供試体の液態状況					



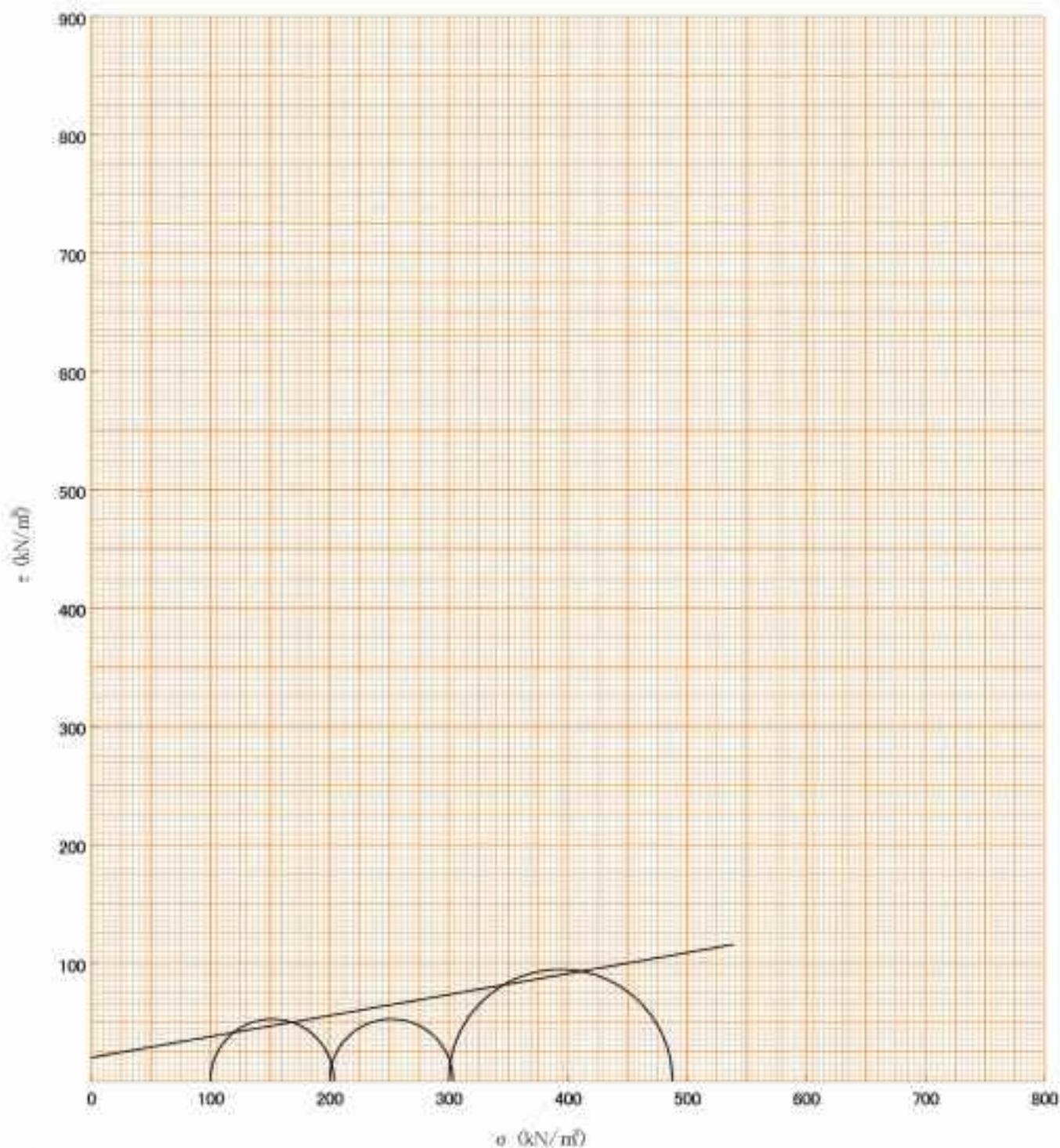
調査件名 学校給食センター建設用地地質調査業務委託

試験年月日 2018年 1月22日

試料番号(深さ) No.2 (0.80~1.50m)

試験者 小菅 貴宏

強度定数 応力範囲	全 応 力			有 効 応 力	
	c_u (kN/m ²)	ϕ_u (°)	$\tan \phi_u$	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)
正規圧密領域					
過圧密領域					
	20.4	10.0	0.177		



特記事項

[1kN/m² = 0.0102kgf/cm²]

スウェーデン式サウンディング試験

調査名	学校給食センター建設用地地質調査業務委託			測点番号	SW-1
調査地点	東京都あきる野市伊奈字引田ノ上731番1			年月日	平成29年12月25日
標高	KBM -1.340 m	最終貫入深さ	1.01 m	試験者	水上 喜豪
水位		天候	晴	試験方法	手動

荷重 W _{sw} kN	半回転数 N _a	貫入深さ D m	貫入量 L cm	1m当たり 半回転数 N _{sw}	記事		推定 柱状図	荷重 W _{sw} kN			貫入量 1m当り 半回転数 N _{sw}			換算 N値 N	換算 q _a kN/m ²
					音・感触	貫入状況		0.25	0.50	0.75	50	100	200		
0.25	0.0	0.10	10	0	無音	無回転緩速								0.8	9.6
0.50	0.0	0.20	10	0	"	"								1.5	19.1
1.00	0.0	0.25	5	0	"	"								3.0	38.3
1.00	0.0	0.50	25	0	"	"								3.0	38.3
1.00	9.0	0.75	25	36	"	"								4.8	61.2
1.00	20.0	1.00	25	80	"	"								7.0	89.3
1.00	50.0	1.01	1	5000	ジャリジャリ	空転								50.0	400.0

凡例						
	粘性土	砂質土	礫質土	粘性盛土	砂質盛土	礫質盛土

スウェーデン式サウンディング試験

調査名	学校給食センター建設用地地質調査業務委託			測点番号	SW-2
調査地点	東京都あきる野市伊奈字引田ノ上725番2			年月日	平成29年12月25日
標高	KBM -1.310 m	最終貫入深さ	1.72 m	試験者	水上 喜豪
水位				試験方法	手動

荷重 Wsw kN	半回転数 Na	貫入深さ D m	貫入量 L cm	1m当たり 半回転数 Nsw	記事		推定 柱状図	荷重 Wsw kN			貫入量1m当り 半回転数 Nsw			換算 N値 N	換算 qa kN/m ²
					音・感触	貫入状況		0.25	0.50	0.75	50	100	200		
0.05	0.0	0.10	10	0	無音	無回転緩速								0.2	1.9
0.25	0.0	0.25	15	0	"	"								0.8	9.6
0.50	0.0	0.50	25	0	"	"								1.5	19.1
0.50	0.0	0.65	15	0	"	"								1.5	19.1
1.00	1.0	0.75	10	10	"	"								3.5	44.6
1.00	4.0	1.00	25	16	"	"								3.8	48.5
1.00	3.0	1.25	25	12	"	"								3.6	45.9
1.00	7.0	1.50	25	28	"	"								4.4	56.1
1.00	30.0	1.70	20	150	ジャリジャリ	"								12.1	96.4
1.00	50.0	1.72	2	2500	"	空転								50.0	400.0

凡例						
	粘性土	砂質土	礫質土	粘性盛土	砂質盛土	礫質盛土

スウェーデン式サウンディング試験

調査名	学校給食センター建設用地地質調査業務委託			測点番号	SW-3
調査地点	東京都あきる野市伊奈字引田ノ上712番2			年月日	平成29年12月25日
標高	KBM -1.710 m	最終貫入深さ	1.71 m	試験者	水上 喜豪
水位				試験方法	手動

荷重 Wsw kN	半回転数 Na	貫入深さ D m	貫入量 L cm	1m当たり 半回転数 Nsw	記事		推定 柱状図	荷重 Wsw kN			貫入量1m当り 半回転数 Nsw			換算 N値 N	換算 qa kN/m ²
					音・感触	貫入状況		0.25	0.50	0.75	50	100	200		
0.50	0.0	0.05	5	0	無音	無回転緩速								1.5	19.1
1.00	0.0	0.10	5	0	"	"								3.0	38.3
1.00	6.0	0.25	15	40	"									5.0	63.8
1.00	6.0	0.50	25	24	"									4.2	53.6
1.00	5.0	0.75	25	20	"									4.0	51.0
1.00	1.0	1.00	25	4	"	無回転緩速								3.2	40.8
1.00	4.0	1.25	25	16	"									3.8	48.5
1.00	10.0	1.50	25	40	ジャリジャリ									5.0	63.8
1.00	20.0	1.70	20	100	"									8.7	69.6
1.00	50.0	1.71	1	5000	"	空転								50.0	400.0

凡例						
	粘性土	砂質土	礫質土	粘性盛土	砂質盛土	礫質盛土

機械ボーリング

No. 1

施 工 前



施 工 後



試掘



全 景



標準貫入試験



残 尺



検 尺



総 尺 12.10m
 残 尺 1.81m
 検 尺 10.29m

ロッド 3.00m×3本= 9.00m
 1.50m×1本= 1.50m
 1.60m×1本= 1.60m
 総 尺 12.10m

機械ボーリング

No. 1

乱れの少ない試料採取



泥水処理



閉塞工



機械ボーリング

No. 2

施 工 前



施 工 後



試掘



全 景



標準貫入試験



残 尺



検 尺



総 尺 12.10m
 残 尺 1.80m
 検 尺 10.30m

ロッド 3.00m×3本= 9.00m
 1.50m×1本= 1.50m
 1.60m×1本= 1.60m
 総 尺 12.10m

機械ボーリング

No. 2

乱れの少ない試料採取



泥水処理



閉塞工



機材一式

半自動落下装置



施 工 前



施 工 後



全 景



残 尺



検 尺



SW-1 検 尺

総 尺 2.00m

残 尺 0.99m

検 尺 1.01m

ロッド

1.00m × 2本 = 2.00m

総 尺 2.00m

施 工 前



施 工 後



スウェーデン式サウンディング試験

SW-2

全 景



残 尺



検 尺



SW-1 検 尺

総 尺 3.00m

残 尺 1.28m

検 尺 1.72m

ロッド

1.00m × 3本 = 3.00m

総 尺 3.00m

施 工 前



施 工 後



全 景



残 尺 検 尺



SW-3 検 尺

総 尺 3.00m

残 尺 1.29m

検 尺 1.71m

ロッド

1.00m × 3本 = 3.00m

総 尺 3.00m

K B M

遠 景



近 景



室内土質試験

土粒子の密度試験



土の含水比試験



土の粒度試験(フルイ)



土の粒度試験(沈降)



土の液性試験



土の塑性試験



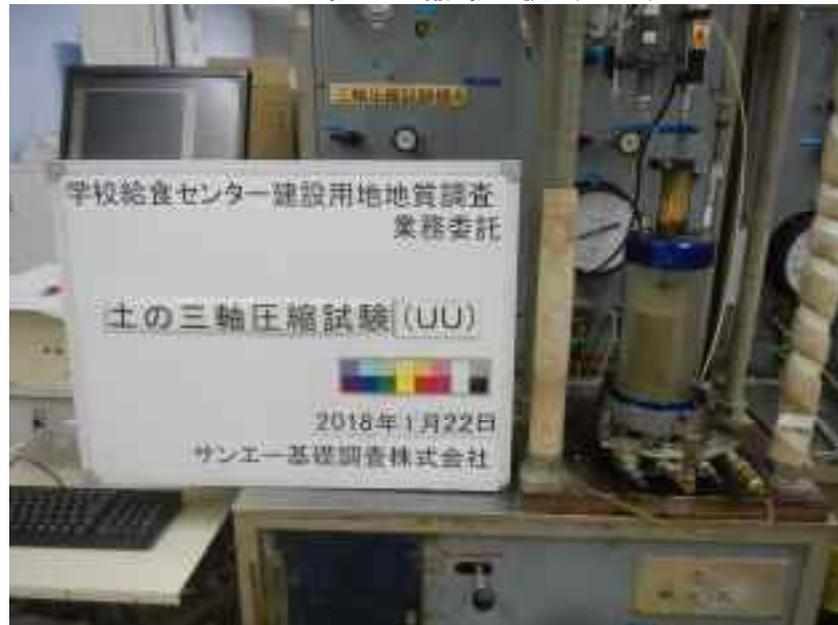
土の湿潤密度試験



土の一軸圧縮試験



土の三軸圧縮試験(UU)



土の圧縮試験

