

資料 5 既設建物建設時の地質調査資料

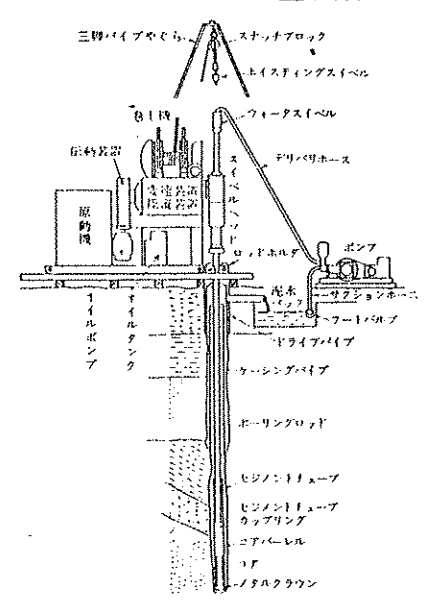
§ 2 調査方法

2-1 機械ボーリング

地質調査で、最も一般的なロータリー式ハンドフィード型試験機を使用し、孔径φ66mmで穿孔した。

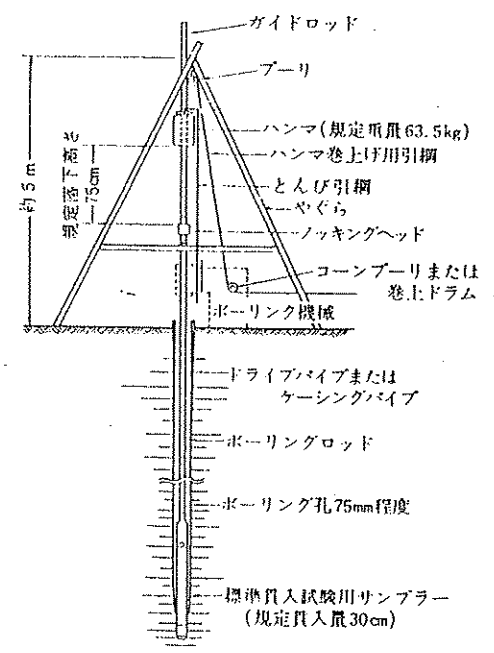
地層の推定は、穿孔時に用いる循環水の給水圧及びスライム、更に掘進速度や掘進音、レバーの振動感等により行なった。

一般にはこの掘削孔を利用して標準貫入試験等の原位置試験が実施されている。



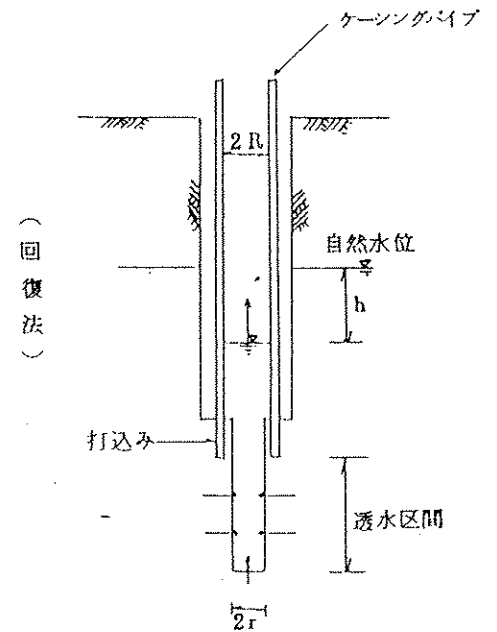
標準貫入試験

JIS A 1219に示されている試験で、地層の「乱した試料」を採取すると共に、土の相対密度及び緊硬度を調べる目的で実施した。その方法は、右図に示すようにロッドの先端に標準貫入試験用サンプラーを付け、孔内のスライムを除去した後に孔底までサンプラーを降し、63.5kgのモンケンを75cmの高さから自由落下させて、30cmの貫入量に対する落下回数をもってN値とした。サンプラーにて採取した試料については肉眼にて土質を判定した。なお、代表的な試料については所定の様式で標本箱に納めた。



2-2 現場透水試験

現場透水試験の方法としては、
透水区間の約50cm手前まで計86%
以上で掘削し、その後、内径77%
のケーシングパイプを孔内に挿入
し、約50cm打撃によって打込みを
行なう。次に、ケーシングパイプ
内にφ66%のコアチューブを挿入
し、透水区間を約50cmの長さに清
水を用いて掘削し、孔内の細粒分
を除去する。次に、自然水位が透
水区間より上にある場合には、ま
ず、ポンプによって孔内の水を揚
水し、その水位の回復状況を測定
する。(回復法)



尚、自然水位は、翌朝に測定されたものを採用した。

$$k = \left\{ \pi R^2 \times \ln \left(\frac{h_1}{h_2} \right) \right\} \div \left\{ E \times (t_2 - t_1) \right\}$$

$$E = \frac{2 \pi L}{\ln \left(\frac{L}{r} \right)}$$

ここに、 k : 透水係数 (cm/sec)

R : ケーシング内側の半径 (cm)

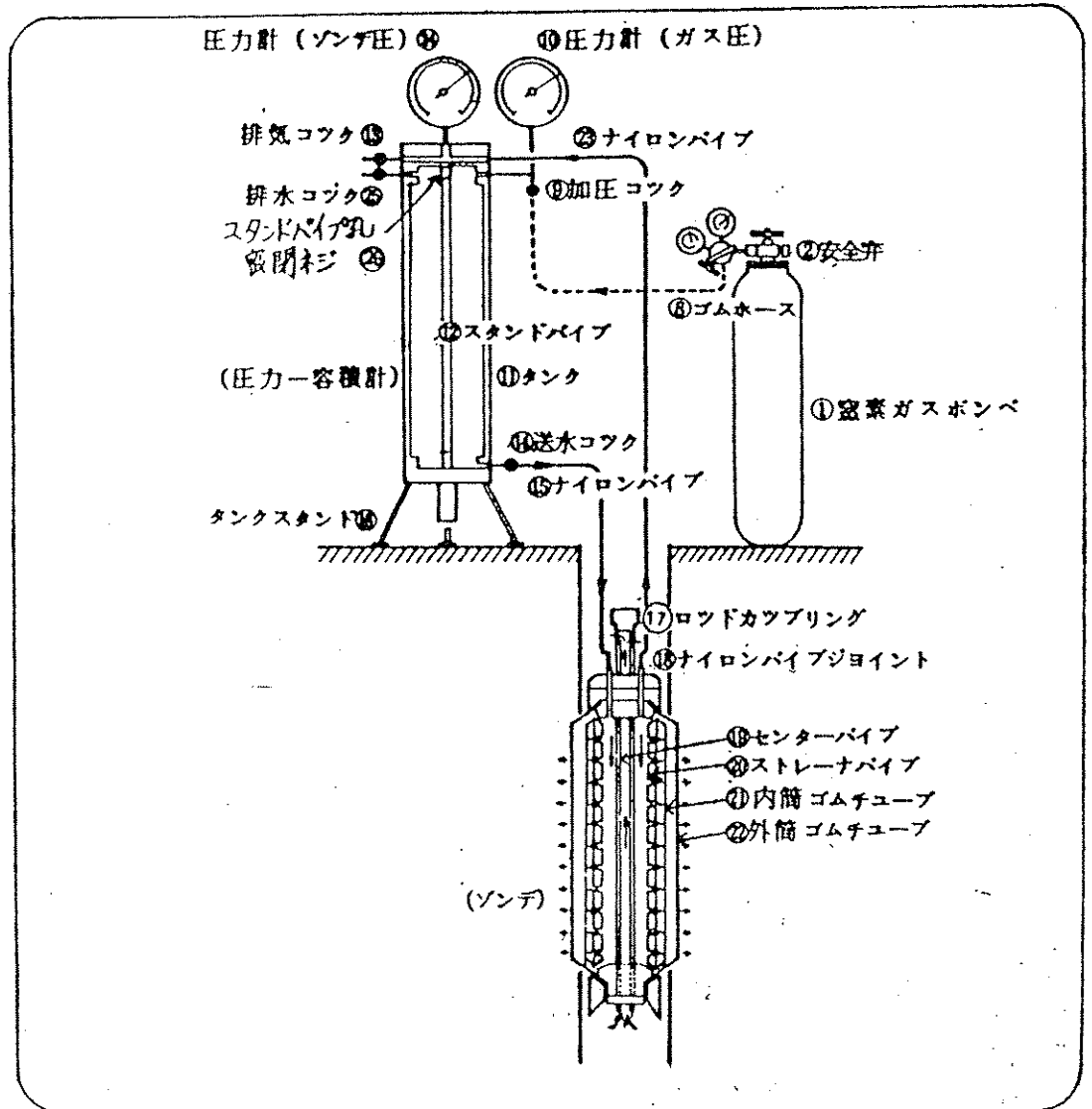
r : 透水区間の半径 (cm)

L : 透水区間長 (cm)

h_1, h_2 : t_1, t_2 時の圧力水頭

2-3 孔内横方向载荷試験方法

① 測定装置



測内装置の概要は図のとおりで、窒素ガスでタンク中の水を加圧し、ナイロンパイプを介してソナテのゴムを膨張させ

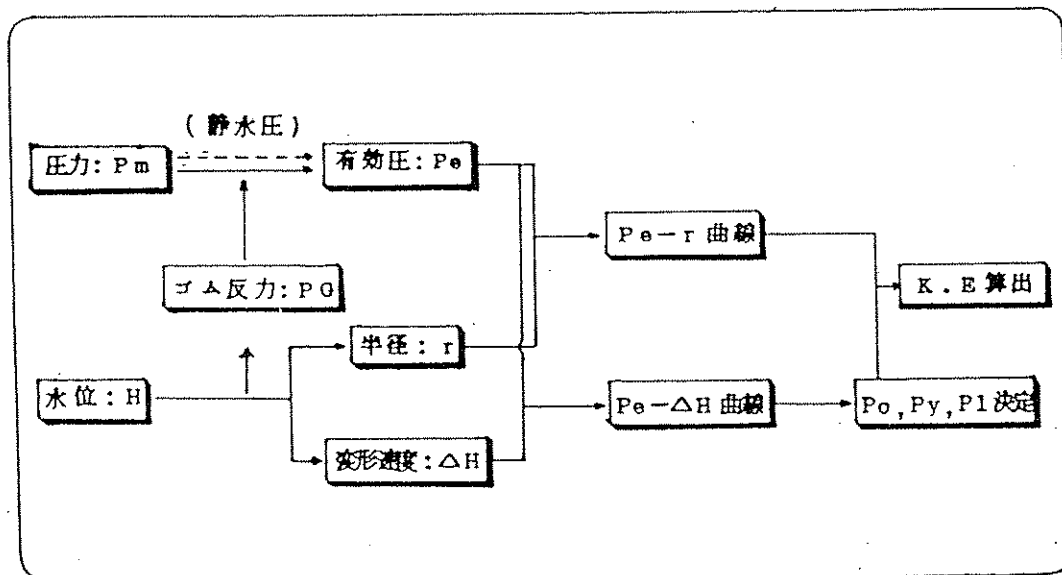
て、孔壁に横方向の載荷を行なうものである。

② 測定方法

横方向のK値測定は、前述のL L Tを使用してボーリング孔内で実施した。測定方法は、ゾンデを所定の深度まで降し、このゾンデのゴムチューブを介して地盤を変形させるものである。この加圧水の圧入は、等圧入量を2分間隔で増大させ、この圧入量（変形量）と加圧量の関係から地盤内横方向の力学特性（地盤係数・変形係数）を求めるものである。

③ 測定結果の整理および解析方法

測定結果は後掲のデーター用紙に記録されるが、加圧量と変形量の2つの記録より下表に示す手順で解析を行なった。



K値解析手順のブロックダイアグラム

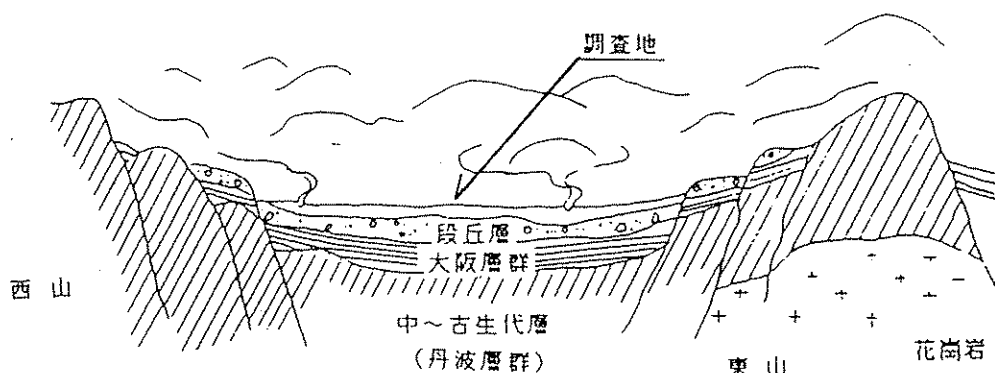
§ 3 地形・地質概要

京都盆地周辺の丘陵地は鮮新世～更新世のいわゆる洪積世に形成された大阪層群及び段丘層からなっている。大阪層群は礫、砂、シルト、海成粘土、湖成粘土の互層からなり、段丘層は砂礫層主体で粘土層を挟むもので、共に未固結堆積物からなる。これらの下位には中～古生代に形成された丹波層群の頁岩、砂岩、チャート等が基盤岩として分布している。

調査地は京都盆地のほぼ中央部にあたる。このため、これらは沖積層によって覆われている。

京都盆地の沖積層は、高野川、賀茂川、桂川が南下し、これらの河川によって形成された扇状地堆積物からなる。このため北部では粒径の大きい砂礫層からなり、南部ほど粒径が小さくなる傾向にある。また、京都盆地の沖積層の特徴としては、河川堆積物であるため全体として垂直、水平変化が激しいことが挙げられる。

次に京都盆地の地質構成概略図を示す。



§ 4 調 査 結 果

4-1 ボーリング調査

ボーリング調査の結果の詳細は、巻末の「土質柱状図」に示す通りである。また、土層の傾斜及び連続性を把握するため、附図-2「土質想定断面図」を作成した。

それによると、調査地の土層構成としては、地表面下層厚0.50~1.30mの盛土層及びGL-9.20~13.20 m付近まで分布する沖積層、それ以深に分布する洪積層に大別される。

調査地の土層は表-2に示したように分けることができる。

表 - 2

絶 年 (100万年)	地 質 時 代			地 層	土 層 記号	土 質	代表的 N 値
	新 生 代	第 四 紀	現 世				
0.01					現 世	沖積層	B
		Ac			砂質粘土		7~16
	Ag	砂 礫	28~60以上				
	As	砂	5~36				
2			更新世	洪積層	Dc ₁	粘 土	7~12
					Dc ₂	粘 土	7~14
5		新 第 三 紀	鮮新世		Dg ₁	粘土質 砂 礫	16~60
					Dg ₂	砂 礫	31~60以上

以下、その概要を述べる。

・ 盛 土 層 (B)

地表面より層厚1.00~1.75mで分布するもので盛土層と考えられる。シルト層砂礫、礫混りシルトからなり、コンクリート、ガラ、レンガ等を混入する。

標準貫入試験によるN値はN=7~14であるが、礫打ちによ

る過大値を含むものと考えられ、実際はルーズな土層である。

・沖積粘性土層(Ac)

盛土層下に層厚0.40～1.20mで分布するもので、砂質粘土で構成される。

N値はN=7～16で緊硬度は「中位の～かたい」に分類される。N値にバラツキが見られるのは、礫分、砂分の混入によるものと考えられるが、比較的含水量も少なく、沖積粘性土層としては高いN値を示している。

Ag層中の薄層もAc層として分類した。

・沖積砂礫層(Ag)

層厚7～9mで分布するもので、ほとんど砂礫で構成される。当層上部及び下部には薄く砂層が分布する。

当層の礫分は ϕ 2～40%を主体し、最大 ϕ 60～80%の礫も混入している。また、シルト分も若干ながら全体に含んでいる。掘削中漏水が見られたことから、部分的に透水性の高い所があると考えられる。

N値はN=28～60以上で、上部と下部で相対密度「中位」を示すが、中央部では「密な～非常に密な」を示し、支持・沈下に対して安定した土層となっている。

・洪積腐植土層(Dc₁)

腐植土を混入した砂質シルト～砂質粘土層からなり、その層厚は0.70～1.10mである。層厚に変化はあるが、連続性は良好である。

N値（換算N値を含む）はN=7～12で、緊硬度は「中位の～かたい」に分類され、過圧密な状態にある。

・ 洪 積 砂 礫 層 (Dg₁)

Dg₁ 層は、Dc₁ と Dc₂ に挟まれて分布し No. 1 地点でも最も厚く分布する。礫分の径は φ 2~30% を主体とし φ 60~80% の礫も混入する。N 値は N=16~60 で相対密度「中位~非常に密な」に分類される。

・ 洪 積 粘 性 土 層 (Dc₂)

当層は、比較的含水量の少ないシルト、粘土及び砂分を含んだものよりなる。

N 値は N=7 ~ 14 であり、緊硬度は「中位の~かたい」に分類され、概ね過圧密な状態にある。

・ 洪 積 砂 礫 層 (Dg₂)

Dg₂ 層は調査地の最下位に分布する地層で、礫径は φ 2~35% 主体で φ 60~80% の礫も所々混入する。N 値は N=31~60 以上であり、相対密度は「密な~非常に密な」に分類される。

層厚も厚く、非常に安定した土層と考えられる。

尚、孔内水位は表-3のように観測された。

表 - 3

位 置	孔 内 水 位 (GL- m)
No. 1	-5.10
No. 2	5.20 (泥水位)
No. 3	4.90 (泥水位)
No. 4	4.90 (泥水位)
No. 5	5.30
No. 6	5.35

以上のように地下水はGL-5m付近にあるものと考えられるが、調査時期は渇水期にあたり、融雪時や梅雨時期には地下水位は1~2 m程度上昇する、いわゆる季節変動があるものと予想される。

4-2 現場透水試験結果

No. 2地点GL-7.50~8.00mで実施した現場透水試験結果の詳細は巻末の「透水試験結果記録表」に示すとおりである。

この結果をまとめたものが表-4である。

表-4

地点	試験区間 (GL- m)	土質名	自然水位 (GL- m)	透水係数 k(cm/sec)	土層 記号
No. 1	7.50 ~ 8.00	砂 礫	5.10	3.75×10^{-2}	Ag
No. 1	7.50 ~ 8.00	砂 礫	5.10	5.55×10^{-2}	Ag
No. 6	7.50 ~ 8.00	砂 礫	5.35	2.72×10^{-2}	Ag

これによると透水係数は $k=3 \sim 6 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ であり、砂礫層としては平均的な値をしている。自然水位がGL-5mであり、その水頭差が約 3m近くまで達することから、掘削に際しては湧水対策が必要となる。

4-3 孔内横方向載荷試験結果

No. 2地点のGL-10.20mで実施した孔内横方向（水平）載荷試験（LLT）結果は巻末の「LLT試験結果図」に示したとおりである。

当試験は、ボーリング側壁を加圧して横方向載荷に対する地盤の変形、強度特性を測定し、基礎及び杭が水平荷重を受けた場合、その基礎構造物周辺の地盤がどの程度の水平抵抗力を発揮するための基礎資料を得るものである。

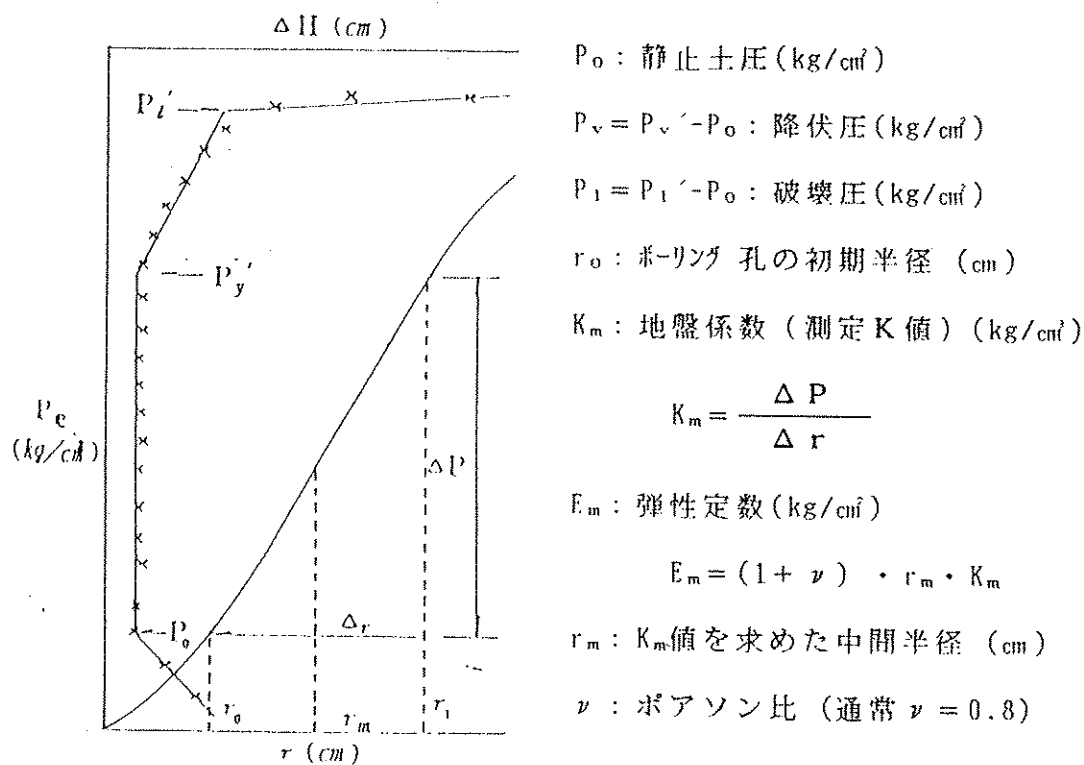


図-2 LLT試験結果解析模式図

試験結果の解析模式図は図-2に示すとおりであるが、測定K値 K_m から実際の杭に採用する場合の設計K値は、次式で求められる。

$$k_0 = \alpha \cdot E_0 \cdot D^{-\frac{3}{4}}$$

$$K = k_0 \cdot y^{-\frac{1}{2}}$$

ここに、 k_0 ：基準K値 …… ϕ D cmの杭の杭頭を 1cm変位させた時のK値

α ：0.8

E_0 ：地盤の変形係数 (= 弾性係数 E_m)

D：杭径 (cm)

K：設計K値 …… ϕ D cmの杭の杭頭を y cm変位させた時のK値

試験結果をまとめると、

調査地点	No.2
調査深度	GL-10.20
土質名	粘土質砂
N値	27
地盤係数 K_m	7.28 kg/cm ²
弾性係数 E_m	51.57 kg/cm ²
基準K値	ϕ 500% …… 2.194 kg/cm ²

である。

4-4 室内土質試験結果

直接基礎方式を採用した場合に、建築支持地盤下に分布する粘性土層の物理、力学的特性を知る為にNo.2地点付近でφ86%でボーリング掘削し、GL-12.30~12.50 m及びGL-15.20~15.90 m間でシンウォールサンプラーにより不攪乱試料を採取し土質試験に供した。土質試験結果の詳細は巻末の「土質試験結果一覧表」示すとおりであり、次にまとめた。

	GL-12.30~12.50 m	GL-15.20~15.90 m
礫 分	15 %	0 %
砂 分	28 %	50 %
シルト分	45 %	41 %
粘土分	12 %	9 %
液性限界	26.2 %	26.7 %
塑性限界	16.0 %	19.4 %
比重	2.701	2.733
含水比	20.3 %	21.3 %
湿潤密度	2.04 kg/cm ³	2.07 kg/cm ³
一軸圧縮強度	0.33 kg/cm ² (平均値)	0.82 kg/cm ² (平均値)

日本統一土質分類法によると粘質土(CL)に分類される。

コンシステンシー特性は、塑性限界 I_p が7~10と小さく、乱された場合含水比の小さな変動で土性が不安定になる可能性がある。

内部摩擦角を $\phi=0$ と仮定して一軸圧縮強度 q_u から粘着力 c を推定すると

$$c = q_u / 2$$

より、 $c = 0.82 / 2 = 0.41 \text{ kg/cm}^2 = 4.1 \text{ t/m}^2$ となる。

ここでの q_u 値は、 D_{c1} 、 D_{c2} 層の代表としてGL-15.20~

15.90 mの値を採用した。GL-12.30~12.50 mのものは、礫分が多く、破壊歪も15%と大きく試料採取の際に乱れている可能性があり、実際はもっと強いものと判断される。

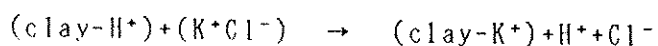
4-5 土の化学特性試験結果

試験結果は、巻末の「計量証明書」に示した通りであり、下表にまとめた。分析方法は、土質試験に準拠したものである。

調査地点 試験項目	No. 2 GL-1.50~2.00m
pH (H ₂ O)	7.1
pH (KCl)	6.2
塩化物含有量 (wt %)	< 0.001

土のpHを測定する場合、土の懸濁液を作成して行うが、蒸溜水(H₂O)による場合と、塩化カリウム水溶液(KCl)による場合の2つの方法がある。上記の表にあるpH (H₂O)とpH (KCl)はそれぞれの方法で求めた値である。

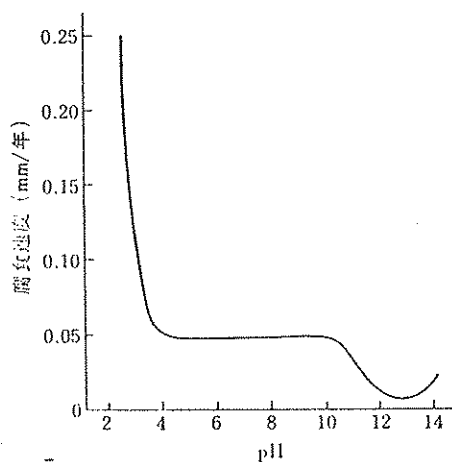
蒸溜水で行う一般のpH試験では、水中に存在している水素イオンの濃度のみを測定し、土粒子表面に吸着している水素イオンは測定できない。これに対し、塩化カリウム水溶液に懸濁させて測定するpH試験では、次式のように土粒子表面に吸着していた水素イオンをカリウムイオンと置換して、水溶液中に遊離させた結果、土粒子表面に吸着していた水素イオンも併せてその濃度を測定することができる。



従って、一般に塩化カリウム法で測定したpHの方が、蒸溜水でのpHに比べて低い値になる。

下図は、鋼の腐食速度とpHの関係を示したものである。pH4附近より酸性域では水素発生型溶解をし、腐食速度は急激に速

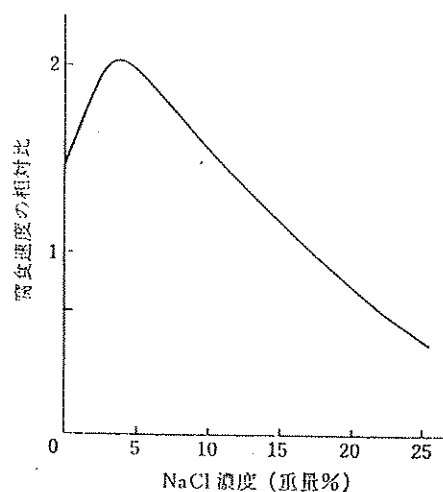
くなる傾向にある。pH4～10の範囲では腐食速度がほとんど不変になる。この範囲では、酸素拡散が支配し（酸素拡散型腐植）、かつ酸素拡散がpHに影響されないためと、腐食生成物のpH緩衝能によって腐食速度が変わらないものと考えられる。



鋼の腐食速度と pH (HCl-NaOH, 22°C)

「腐食と防食」 日本化学会編、昭和52年

また、NaCl水溶液中でのFeの腐食速度とNaClの濃度の関係を下図に示したが、中性塩は一般にこの型の曲線となる。海水中の食塩濃度はほぼ3%であり、この附近の濃度で腐食が極大になる傾向にある。その原因は主としてCl⁻がアノード反応を促進するためと考えられる。



Feの腐食速度とNaCl濃度(室温)

「腐食と防食」日本化学会編、昭和52年

今回の試験結果によると、塩化物含有量は検出限界値以下であった。また、pHについては鋼の腐食速度とpHの関係を示した図からもわかるように、pH4～10の範囲では腐食速度がほとんど変わらないことから、今回の値は問題ないものと思われる。

§ 5 支持力の検討

前節までに述べたボーリング調査結果から判断すると、支持層としては、沖積砂礫層 A_g 層に支持する直接基礎及び D_g 層に先端支持する杭基礎が考えられる。

ここで、参考の為、両方法の支持力の検討を実施した。

5 - 1 直接基礎の検討

当計画地における計画建築物は、図 - 1 に示すとおりであり、その支持深度は平均地盤面 - 8.00m が計画されている。基礎形式はべた基礎 (50m × 90m) であり、設計荷重は 18t/m² とされている。ここでは調査地に基づき、支持地盤を GL - 8.00m (GH = 2.00m の面とする) の A_g 層とし、べた基礎 (50m × 90m) について長期許容支持力を求めてみる。このとき、各ボーリング地点の支持層 (A_g 層) の層厚は次のようになる。

No. 1 1.41m, No. 2 1.88m, No. 3 3.95m, No. 4 4.45m
No. 5 4.62m, No. 6 5.35m

なお、計算は「建築基礎構造設計基準・同解説」(日本建築学会) に準拠した。

1) Ag層のせん断破壊に対する長期許容支持力

$$q_a = \frac{1}{3} (\alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$$

q_a : 長期許容支持力度 (t/m²)

c : 基礎底面下にある地盤の粘着力

c ≒ 0 (t/m²) (∵ 砂質土)

γ₁・γ₂ : 土の単位体積重量 (推定値)

γ₁ = 2.0 (t/m³) 水中 γ₁ = 1.0

γ₂ = 1.8 (t/m³) 水中 γ₂ = 0.8

α, β : 形状係数

基礎底面の形状	連続	正方形	長方形	円形
α	1.0	1.3	1.0 + 0.3 · $\frac{B}{L}$	1.3
β	0.5	0.4	0.5 - 0.1 · $\frac{B}{L}$	0.3

[注] B: 長方形の短辺長さ
L: 長方形の長辺長さ

$$\alpha = 1.0 + 0.3B/L = 1.0 + 0.3 \times 50/90 = 1.17$$

$$\beta = 0.5 - 0.1B/L = 0.5 - 0.1 \times 50/90 = 0.44$$

N_c, N_r, N_q : 支持力係数 (φの関数)

$$\phi = \sqrt{20 \cdot N + 15} \dots \text{大崎の式}$$

設計N値 : N_{o.5}地点の支持層の最低値

$$N = 27 \text{ とする}$$

$$\phi = \sqrt{20 \times 27 + 15} \approx 33 \rightarrow 32^\circ$$

φ = 32° のとき、

$$N_c = 20.9$$

$$N_r = 10.6$$

$$N_q = 16.1$$

φ	N _c	N _r	N _q
0°	5.3	0	3.0
5°	5.3	0	3.4
10°	5.3	0	3.9
15°	6.5	1.2	4.7
20°	7.9	2.0	5.9
25°	9.9	3.3	7.6
28°	11.4	4.4	9.1
32°	20.9	10.6	16.1
36°	42.2	30.5	33.6
40°以上	95.7	114.0	83.2

B : 基礎底面の最小幅 (m)

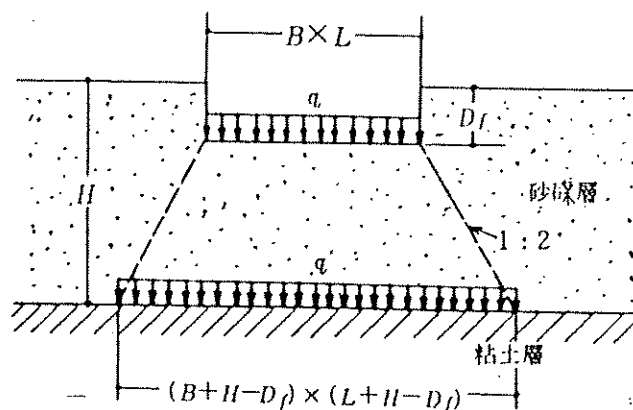
$$B = 50 \text{ m}$$

D f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

$$D f = 7.00 \text{ m} \quad \text{とする}$$

$$\begin{aligned} q_a &= \frac{1}{3} (0 + 0.44 \times 0.9 \times 50 \times 10.6 + 0.8 \times 7 \times 16.1) \\ &= \frac{1}{3} (0 + 209.88 + 90.16) \\ &= 100 (\text{t/m}^2) \end{aligned}$$

- 2) ここで、注意すべきことは各地点においてその支持層が薄く、その下位には粘性土層が分布していることから、粘性土層を含めた地盤の長期許容支持力を求める必要がある。ここでは、No. 2地点について求める。



下部粘性土層の粘着力 C_2 は、土質試験より得られた一軸圧縮強度 q_u より次式で求めることができる。

土質試験結果より

$$C_2 = 4.1 \text{ t/m}^2 \text{ を採用する。}$$

ここで、荷重分散角度を 1 : 2 とすると

$$\begin{aligned}
 q_{a2} &= 1/3 \cdot \{1 + (H - Df)/B\} \cdot \{1 + (H - Df)/L\} \cdot \{\alpha \cdot C_2 \cdot N_c \\
 &\quad + \gamma_2 \cdot Df \cdot N_q\} \\
 &= 1/3 \cdot \{1 + (8.4 - 7)/50\} \cdot \{1 + (8.4 - 7)/90\} \cdot \{1.17 \times 4.1 \\
 &\quad \times 5.3 + 0.8 \times 3 \times 3.0 + 1.8 \times 4 \times 3.0\} \\
 &= 18.9 \text{ t/m}^2 \\
 &\approx 18 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

したがって、剪断破壊に対する許容支持力は q_a と q_{a2} のうち小さい方の値を採用して $q_{a2} = 18 \text{ t/m}^2$ となる。

3) 沈下に対する許容支持力度

計画されている建物は十分に底面積が大きいので、建物中央部に設計荷重 (18 t/m^2) をかけた場合の、深さ方向の一次的な HOOK の法則による沈下量を求めて検討する。

$$q_s = E \cdot \frac{S_a}{H}$$

q_s : 沈下に対する許容支持力度 (t/m^2)

E : 地盤のヤング係数

$E = 77 \times (N + 26) \dots$ 正規圧密された砂

$N = 27$ (設計 N 値と同値)

$E = 77 \times (27 + 26) = 4081$

S_a : 許容沈下量

$S_a = 0.06 \text{ m}$ とする。(6cm)

許容最大沈下量 (即時沈下の場合) (単位: cm)

構造種別	鉄筋コンクリート造			
	コンクリートブロック造	独立基礎	連続(布)基礎	べた基礎
基礎形式	連続(布)基礎	独立基礎	連続(布)基礎	べた基礎
標準値	1.5	2.0	2.5	3.0~(4.0)
最大値	2.0	3.0	4.0	6.0~(8.0)

H : 沈下量を検討する地層厚さ

$H = 10 \text{ m}$ (Dg_2 層の上面まで)

$$\begin{aligned}q_s &= 4081 \times \frac{0.06}{10} \\ &= 24.4 \text{ (t/m}^2\text{)} \\ &\approx 24 \text{ (t/m}^2\text{)}\end{aligned}$$

1), 2), 3)より計算した支持力の内、最も小さい値を設計
長期許容支持力として採用すると、

$$q = q_{a2} = 18 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

となる。

5-2 杭基礎の検討

5-2-1 垂直方向の地盤の支持力

調査地の地盤では、一般にAg層に支持する直接基礎形式と、Dg₂層に支持する杭基礎形式が考えられる。

計画中の建築物の設計支持荷重18t/m²に対してAg層の下部は支持層としてぎりぎりの18t/m²の支持力を有していたが、参考の為にここでは連続性が良く、安定した支持力が期待出来る洪積砂礫層Dg₂層を支持層とした杭基礎形式を採用した場合の支持力について検討しておくことにする。

No.5地点において埋込みPC杭を想定し、先端をDg₂層(GH=-8.00m)に支持させる杭基礎について、地盤の長期許容支持力を求める。尚、計算式は「建築基礎構造設計規準・同解説」に準拠して行なう。

假定条件

基礎形式	杭基礎
施工方法	埋込み杭
杭種	PC杭
杭径	φ500

(a) 地盤の長期許容支持力

$$R_a = \frac{1}{3} (R_p + R_r) \dots\dots\dots \text{埋込み杭}$$

R_a : 地盤の長期許容支持力 (t/本)

R_p : 杭の先端支持力 (t/本)

$$R_p = 20 \times \bar{N} \times A_p$$

\bar{N} : 杭先端附近の地盤のN値の平均で通常杭先端から上方4d(d:杭径)、下方1dの値を採用する。

ここでは、

$$\bar{N} = \frac{(31+60)}{2} = 45$$

とする。

A_p : 杭先端断面積 (m²)

$$A_p = \pi (d/2)^2 \quad (d: \text{杭径})$$

$$\phi \ 500\% \ \dots\dots \ A_p = 0.196$$

R_f : 基礎杭とその周囲の地盤との摩擦力 (t/本)

GL-8.50m以深の砂質土層のみ摩擦をみる事にする。これは土質試験結果によると粘土層の工性が乱されることよりやや不安定になるものと推定されるからである。

$$R_f = (N_s \cdot L_s / 5) \cdot \psi$$

ここに、 N_s : 砂質土の平均N値 (上限 $N = 25$)

$$N_s = \frac{(60+46+27+30+21+36+31)}{7} = 35 \rightarrow 25$$

L_s : 砂質土の合計長さ

ψ : 杭の周長

杭径 %	周長 ψ (m)	N_s	L_s (m)	R_f (t/本)
$\phi \ 500$	1.571	25	7.00	54.9

従って、 $\phi \ 500\%$ の場合

$$\begin{aligned} R_a &= \frac{1}{3} (20 \cdot \bar{N} \cdot A_p + R_f) \\ &= \frac{1}{3} (20 \times 45 \times 0.196 + 54.9) \\ &\approx 77 \text{ (t/本) となる。} \end{aligned}$$

尚、安全側から見て、摩擦力を無視して

$$R_f = 0$$

とすれば、

$$\phi \ 500\% \ \dots\dots \ R_a = 58 \text{ t/本}$$

となる。

以上の計算結果をまとめると、表-5に示すようになる。

表-5 支持力計算一覧表

杭径 φ%	地盤の 長期許容支持力 (t/本)		杭の 長期許容耐力 (t/本)
	摩擦力を 考慮する	摩擦力を 考慮しない	
500	77	58	125

5-2-2 地震時の水平方向の地盤の支持力

地震時の水平方向の地盤の支持力を前節4-3で示した基準K値を用いて、日本建築センター；地震力に対する建築物の基礎の設計指針に基づいて試算する。

ここでは、杭頭が1cm変位した際の地盤の支持力を参考の為に求める。

φ=500%の場合

$$Q = \frac{4 E I \beta^3 \cdot y_0}{R y_0}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_h \cdot B}{4 E I}}$$

$$R y_0 = 2 - \alpha r$$

ここに、Q (kg) ; 水平支持力

E (kg/cm²) ; 杭のヤング率 E=4.0×10⁵

I (cm⁴) ; 杭の断面2次モーメント 261×10³

B (cm) ; 杭径

; 水平地盤反力係数K_hは前節4-3の基準K値2.194kg/cm²を用いる。

αr : 杭頭の固定度

固定時1とする。

y₀ : 杭頭変位量 y₀=1cmとする。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{2.194 \times 50}{4 \times 4.0 \times 10^5 \times 261 \times 10^3}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{109.7}{4.176 \times 10^{11}}}$$

$$= 4.03 \times 10^{-3}$$

$$R y_0 = 2 - 1 = 1$$

したがって、

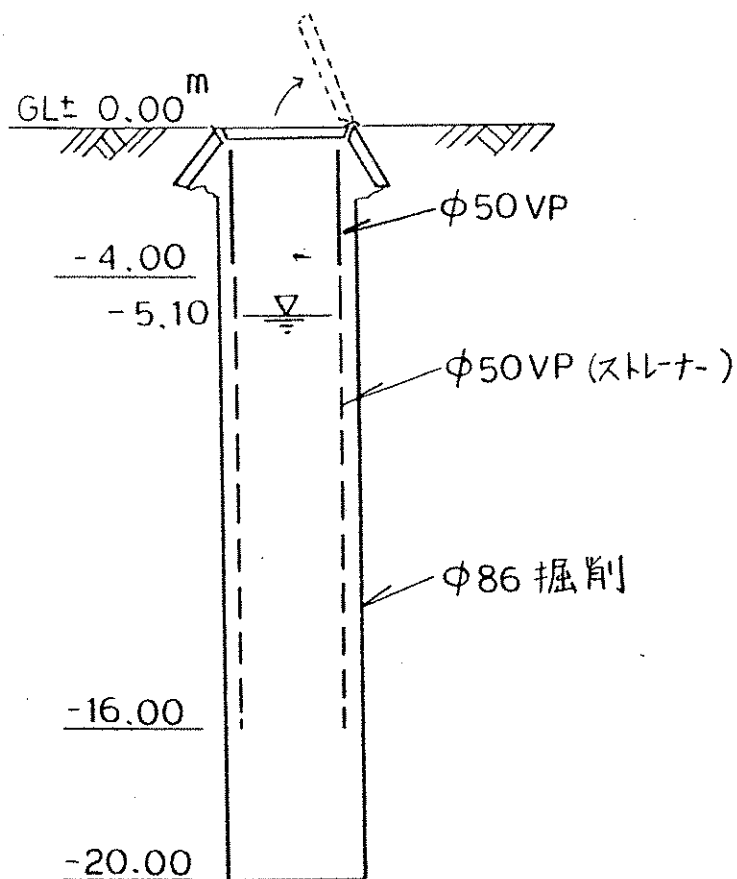
$$Q = \frac{4 \times 4.0 \times 10^5 \times 261 \times 10^3 \times (4.03 \times 10^{-3})^3 \times 1}{1}$$
$$= 27332 \text{ kg}$$
$$= 27 \text{ t/本}$$

§ 6 観測孔設置

地下水位観測孔の設置状況は、下図に示すとおりである。ストレーナーをあけたVP50%管を挿入し、観測孔として仕上げた。

VP管挿入後、コンプレッサーにより洗浄揚水を実施し、泥水・スライム等を除去した。

地下水位は、GL-5.10mに観測された。これは自由地下水位で被圧されていない。



§ 7 湧水量の推定

湧水量の推定（基礎掘削時）

50×90mの広さで、深さ8.00mの開削にした場合を仮定して計算する。（図-3参照）

透水係数は、最大で $k=5.55 \times 10^{-2} \text{ cm/sec} = 3.33 \times 10^{-2} \text{ m/min}$ の値を得ている。

50×90mの面積を円形に換算すると、

$$\pi \times r_o^2 = 50 \times 90$$

$$r_o = 37.85 \rightarrow 38 \text{ m}$$

$$h_o = 5.40 \text{ m}$$

$$H = 9.40 \text{ m} \quad \text{地下水位から不透水層までの厚さ}$$

$$R = 500 \text{ m} \quad \text{影響半径（砂礫層の一般的な値）}$$

表-6 公式集の不圧地下水の井戸のDの項を参照し、

$$\begin{aligned} Q &= \frac{\pi k (H^2 - h_o^2)}{2.3 \log_{10}(R/r_o)} \\ &= \frac{\pi \times 3.33 \times 10^{-2} \times (9.40^2 - 5.40^2)}{2.3 \log_{10}(500/38)} \\ &= 2.41 \text{ m}^3/\text{min} \\ &= 3470 \rightarrow 3500 \text{ t/日} \end{aligned}$$

表-6 通常井戸の取水量公式

<p>被 圧 地 下 水 の 井 戸</p>	<p>A</p> $Q = \frac{2\pi kb(H-h_0)}{2.3 \log_{10}(R/r_0)}$ <p>Theim(チイエム)の平衡式(揚水試験)</p> $Q = \frac{2\pi k(b_2 - h_1)}{2.3 \log_{10}(r_1/r_2)}$ <p>あるいは</p> $k = \frac{0.366 Q \log_{10}(r_2/r_1)}{b(s_1 - s_2)}$ <p>(解説) 本式は不完全貫入井戸や井底だけから揚水している場合などにも広く適用することができる。</p>	<p>完全貫入井戸</p>
<p>地 下 水 の 井 戸</p>	<p>B</p> <p>de Glee(ドクレー)の式</p> $Q = \frac{2\pi k(H-h_0)}{C' \log_{10} \frac{\pi C}{2r_0} + \frac{0.1}{b} + \frac{2.3}{b} \log_{10} \frac{R}{2b}}$ <p>1.3C ≤ b C/2r0 ≥ 5</p> <p>Kozeny(コツエニー)の式</p> $Q = \frac{2\pi kbC(H-h_0)}{2.3 \log_{10}(R/r_0)} \left(1 + 7 \sqrt{\frac{r_0}{2bC}} \cos \frac{\pi C'}{2} \right), \quad C' = c/b$	<p>不完全貫入井戸</p>
<p>地 下 水 の 井 戸</p>	<p>C</p> <p>修正平衡式(揚水試験)</p> $k = \frac{2.93 Q \log_{10}(r_2/r_1)}{M(s_{1a} + s_{1d} - s_{2a} - s_{2d})}$ <p>M = 4b</p> <p>(解説) 地下水流がある場合には、まず地下水の流向を調査し、揚水井戸より上流側に2本および下流側に2本の観測井戸を設け、平衡状態における水位を観測し、本式により透水係数を算出する。</p>	<p>揚水井戸(1本)と観測井戸(4本)</p>
<p>不 圧 地 下 水 の 井 戸</p>	<p>D</p> $Q = \frac{\pi k(H^2 - h_0^2)}{2.3 \log_{10}(R/r_0)}$ <p>平衡式(揚水試験)</p> $Q = \frac{\pi k(h_2^2 - h_1^2)}{2.3 \log_{10}(r_2/r_1)}$ <p>あるいは</p> $k = \frac{0.733 Q \log_{10}(r_2/r_1)}{(h_1 + h_2)(s_1 - s_2)}$ <p>(解説) 本表A欄の解説を参照のこと。井底だけから流入する観測井戸を r ≥ 0.6H の範囲に設ける場合には、観測井戸を不透水層から H/2 の高さの位置に設け、その水位を用いてもよい。</p>	<p>完全貫入井戸</p>
<p>地 下 水 の 井 戸</p>	<p>E</p> <p>Boreli(ボレリー)の式⁶¹⁾</p> $Q = \frac{\pi k(H^2 - h_0^2)}{2.3 \log_{10}(R/r_0)} \left\{ 1 + \left(0.3 + 10 \frac{r_0}{H} \right) \sin \left(1.8 \frac{h_0 - l}{H} \right) \right\}$ <p>Forchheimer(フォルハイマー)の式</p> $Q = \frac{\pi k(H^2 - h_0^2)}{2.3 \log_{10}(R/r_0)} \sqrt{\frac{l + 0.5 r_0}{h_0}} \sqrt{\frac{2h_0 - l}{h_0}}$	<p>不完全貫入井戸</p>
<p>地 下 水 の 井 戸</p>	<p>F</p> <p>修正平衡式(揚水試験)</p> $k = \frac{2.93 Q \log_{10}(r_2/r_1)}{M(s_{1a} + s_{1d} - s_{2a} - s_{2d})}$ <p>M = 4H - (s_{1a} + s_{1d} + s_{2a} + s_{2d})</p> <p>(解説) 本表C欄の解説を参照のこと。</p>	<p>揚水井戸(1本)と観測井戸(4本)</p>

土質柱状図

調査件名 京都市立病院整備工事ただし新棟新築工事地質調査

調査地名 京都市中京区壬生東高田町1-2

調査年月日 昭和 63年 1月 9日 ~ 63年 1月 12日

備考

使用機械 KD-1B型

地盤高 GH= +9.79

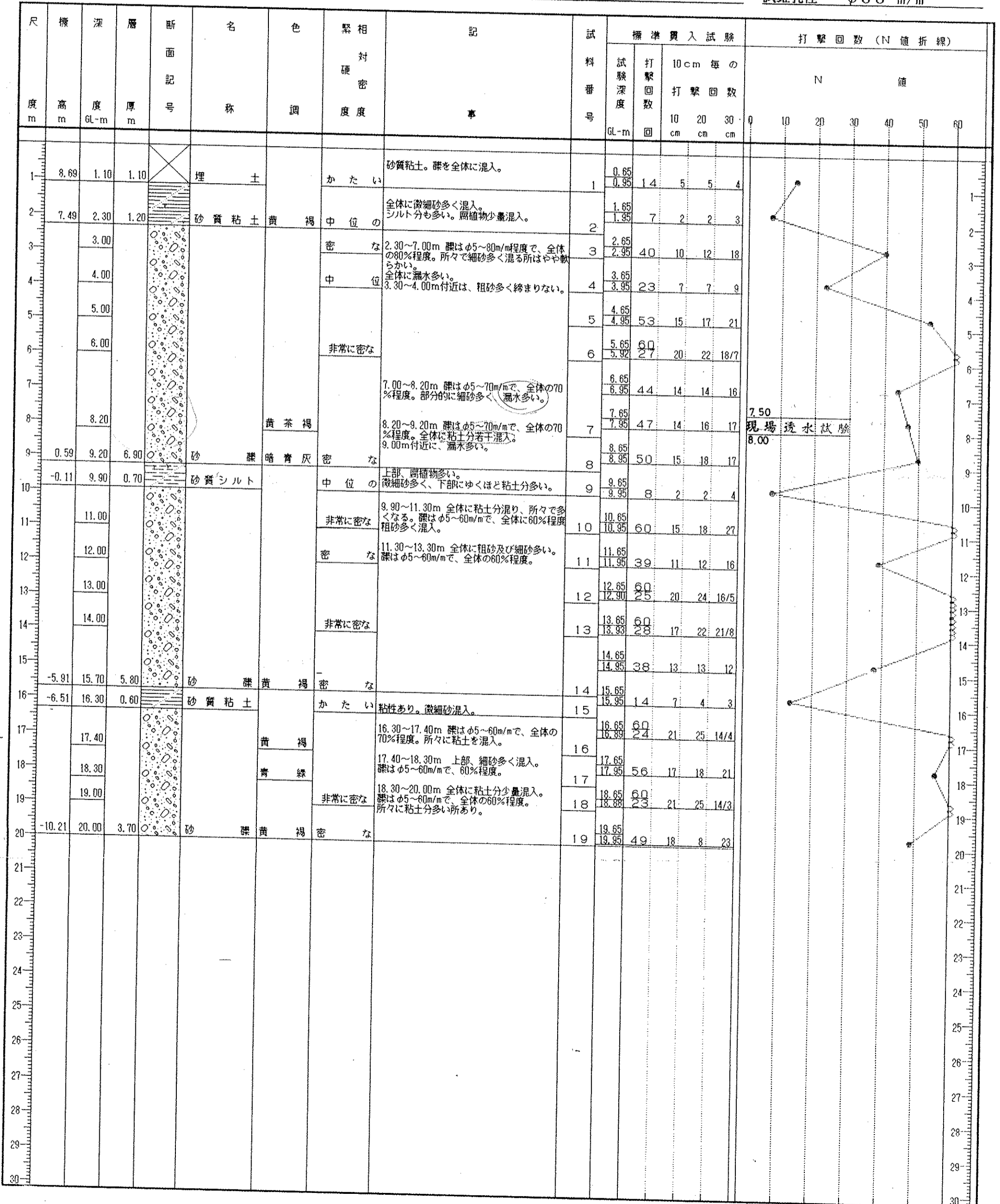
孔内水位 GL -5.10

試錐番号 No. 1

作業担当者 池田 藤作

調査主任者 中井 卓巳

試錐孔径 φ86 mm



土質柱状図

調査件名 京都市立病院整備工事ただし新棟新築工事地質調査

試錐番号 No. 3

調査地名 京都市中京区壬生東高田町1-2

使用機械 カノ-製KR-50型

作業担当者 平賀 雄二

調査年月日 昭和 62年 12月 29日 ~ 62年 12月 30日

地盤高 GH = +9.85

調査主任者 中井 卓巳

備考

孔内水位 GL -4.90 (泥水位)

試錐孔径 φ66 mm

尺 度 m	標 高 m	深 度 GL-m	層 厚 m	断 面 記 号	名 称	色 調	緊 相 対 硬 密 度	記 事	試 料 番 号	標準貫入試験			打撃回数 (N値折線)							
										試 験 深 度 GL-m	打 撃 回 数 回	10cm 毎の 打撃回数			N 値					
												10 cm	20 cm	30 cm	0	10	20	30	40	50
1	8.85	1.00	1.00	X	盛土	茶 灰		シルト質砂礫による盛土。 含水少ない。礫はφ20~60m/mで、多い。 φ90m/m程度の玉石も混入。												
	8.45	1.40	0.40	H	粘土															
2	7.65	2.20	0.80	O	シルト質砂礫	暗 灰	中 位	含水多い。中砂主体。 シルト分多い。円礫φ5~25m/m混入。	1	1.65										
										1.95	11	3	4	4						
3								含水少ない。 砂は細砂主体。円礫φ2~30m/m多い。		2.65										
										2.95	36	11	12	13						
4		4.00				暗 灰	密 な	最大φ60~80m/m多く混入。 少量のシルト分含む。 若干の漏水あり。	2	3.65										
										3.95	42	12	15	15						
5		5.00					非常に密な		3	4.65										
										4.95	53	15	16	22						
6		6.00				暗 灰 褐	密 な	含水多くなる。 礫はφ2~30m/m程度で、φ50m/m程度点在。	4	5.65										
										5.95	45	12	14	19						
7		7.00					非常に密な		5	6.65										
										6.95	60	22	20	18						
8		8.00					密 な		6	7.65										
										7.95	42	13	14	15						
9	0.55	9.30	7.10		砂 礫	暗 褐	非常に密な	最大φ50m/m点在。風化礫多い。	7	8.65										
										8.95	52	15	21	16						
10	0.05	9.80	0.50		シルト質砂	黄 褐	中 位	含水中位。均質な細砂で、シルト分多い。	8	9.65										
										9.95	37	4	11	22						
11		10.50					非常に密な	含水少ない。砂は不均一。 角礫φ2~25m/m。 10.90~11.20mで、粘土を小層に挟む。 下部、シルト分多く含む。	9	10.65										
										10.95	48	18	17	13						
12	-1.95	11.80	2.00		砂 礫	~暗青灰	中 位		10	11.65										
										11.95	12	7	3	2						
13	-2.55	12.40	0.60		シルト	暗 灰	中 位	粘性強い。腐植物混入。	12	12.65										
										12.95	52	16	21	15						
14	-3.65	13.50	1.10		粘土質砂礫	暗 青 灰	非常に密な	含水中位。細砂主体で、全体に粘土分含む。 角礫φ5~30m/mを混入。	13	13.65										
										13.95	8	2	3	3						
15	-4.55	14.40	0.90		粘 土			含水少ない。粘性強く、均質。	14	14.65										
										14.95	9	3	3	3						
16	-5.45	15.30	0.90		砂質粘土	青 灰	かた い	含水少ない。少量の腐植物混入。	15	15.65										
										15.95	46	12	15	19						
17		16.00					密 な	含水少ない。細砂主体。 円礫φ2~30m/m混入。	16	16.65										
										16.95	57	16	19	22						
18		17.00						含水多い。中砂及び風化礫混入。 φ60m/mの礫も点在。	17	17.65										
										17.95	60	24	36/6							
19		18.00						含水少ない。	18	18.65										
										18.95	60	25	24	11/4						
20	-10.15	20.00	4.70		砂 礫	~茶褐	非常に密な		19	19.65										
										19.90	60	20	26	14/5						

土質柱状図

調査件名 京都市立病院整備工事ただし新棟新築工事地質調査

試錐番号 No. 4

調査地名 京都市中京区壬生東高田町1-2

使用機械 KD-1B型

作業担当者 池田 藤作

調査年月日 昭和 63年 1月 6日 ~ 63年 1月 8日

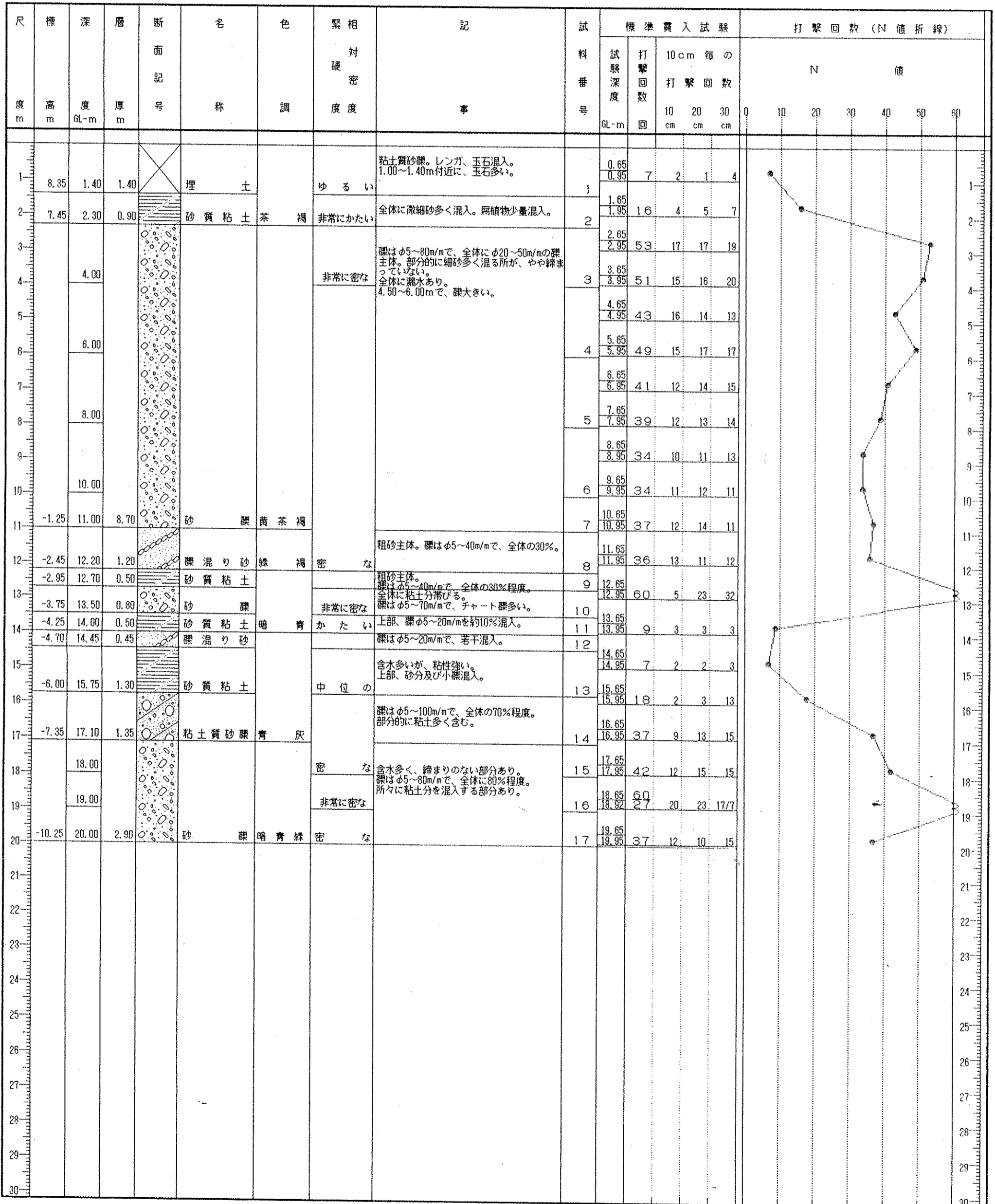
地盤高 GH= +9.75

調査主任者 中井 卓巳

備考

孔内水位 GL -4.90 (泥水位)

試錐孔径 φ66 m/m



土質柱状図

調査件名 京都市立病院整備工事ただし新棟新築工事地質調査

試錐番号 No. 5

調査地名 京都市中京区壬生東高田町1-2

使用機械 KD-1B型

作業担当者 池田 藤作

調査年月日 昭和 62年 12月 29日 ~ 62年 12月 30日

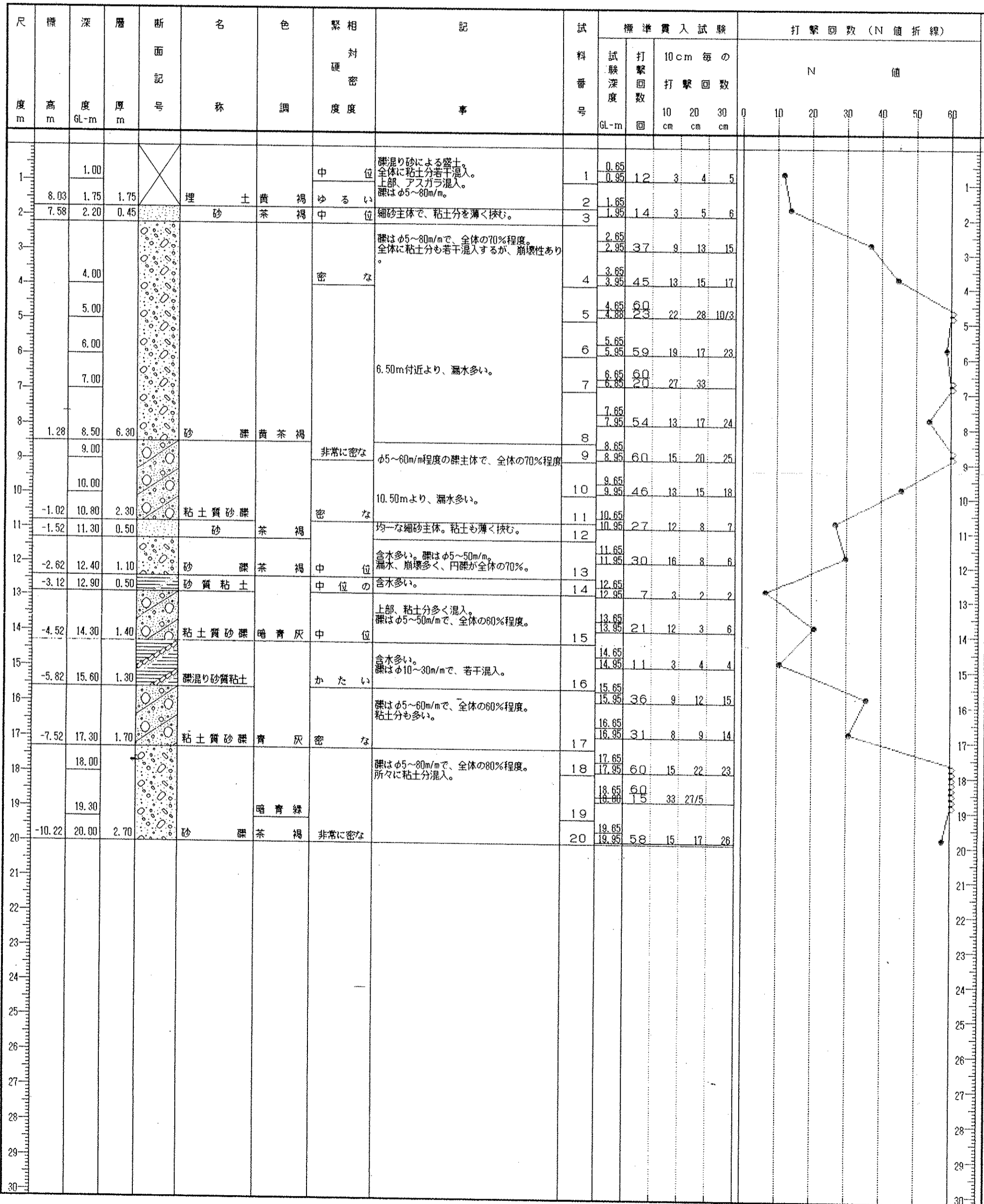
地盤高 GH= +9.78

調査主任者 中井 卓巳

備考

孔内水位 GL -5.30

試錐孔径 φ66 m/m



土質柱状図

調査件名 京都市立病院整備工事ただし新棟新築工事地質調査

試錐番号 No. 6

調査地名 京都市中京区壬生東高田町1-2

使用機械 カノ-製KR150H型

作業担当者 平賀 雄二

調査年月日 昭和 63年 1月 6日 ~ 63年 1月 8日

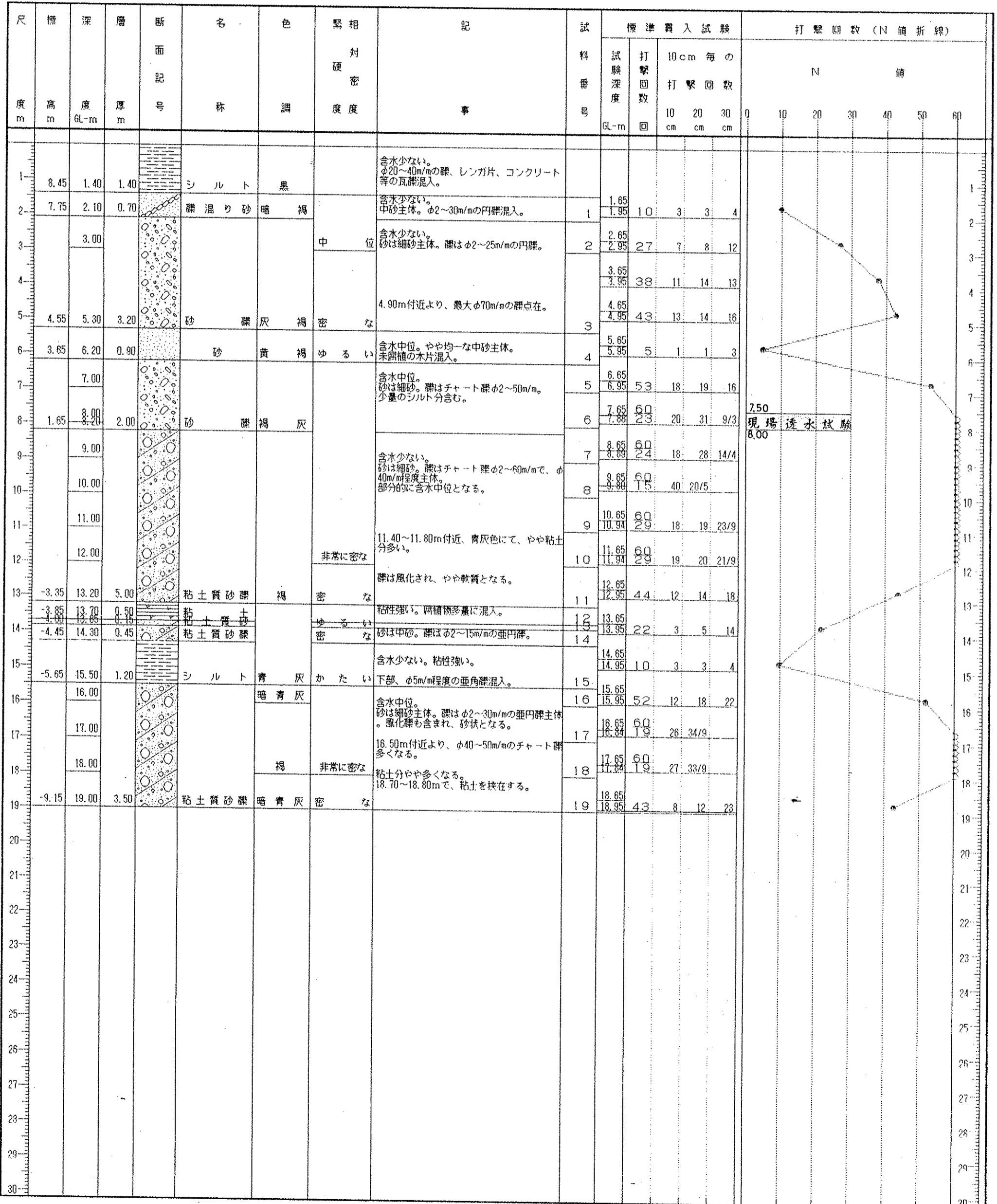
地盤高 GH = +9.85

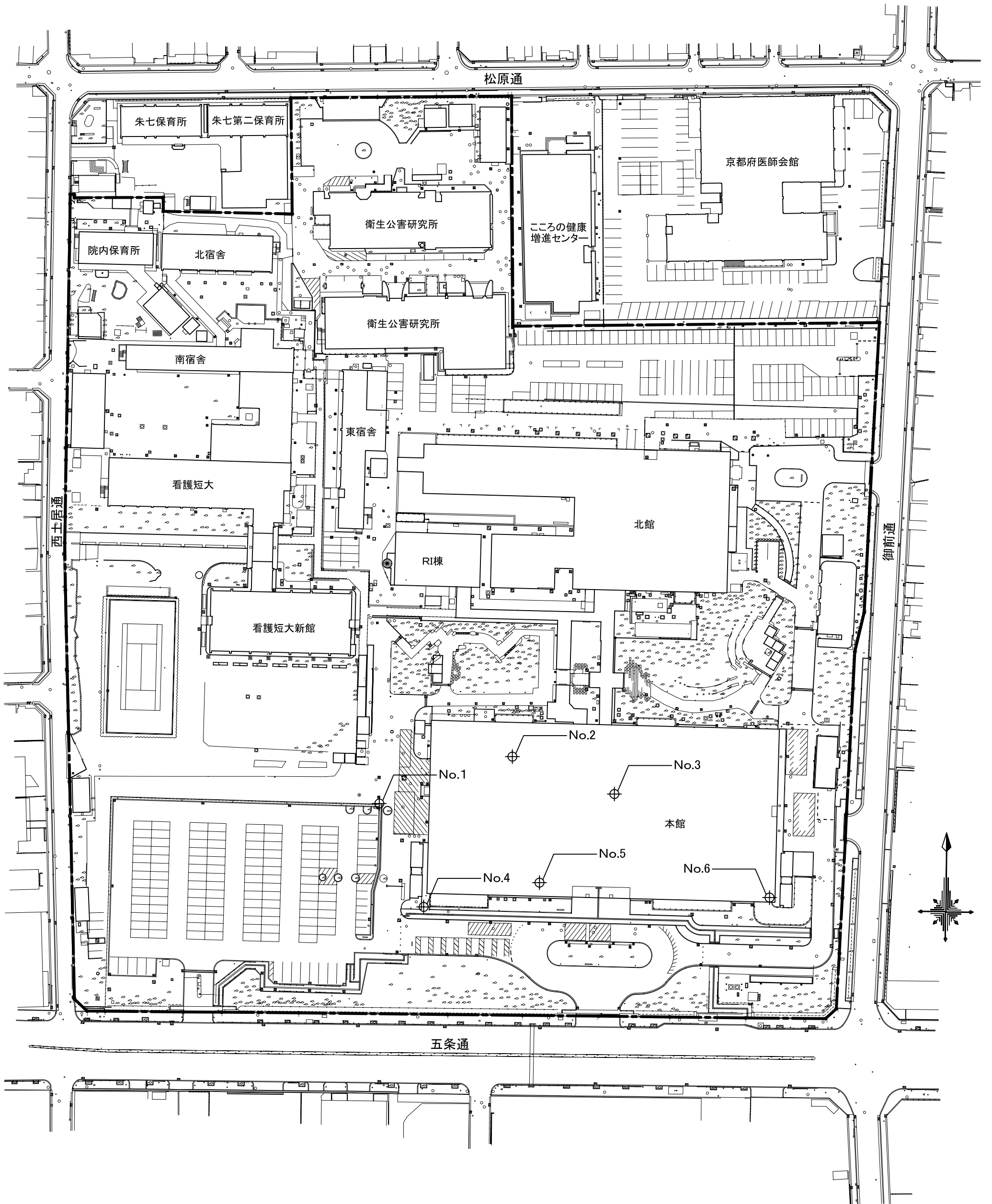
調査主任者 中井 卓巳

備考

孔内水位 GL -5.35

試錐孔径 φ86 m/m





既設建物建設時地質調査 調査ポイント S=1:1,000 (A3サイズ)