

別紙2-1 地質調査結果（平成24年度調査）

※本調査は既存施設の解体前に実施している。組合実施の既存施設の解体や造成工事により地質条件が変更となるため、留意すること。なお、追加で必要な地質調査等については事業者にて実施すること。

湖周地区ごみ処理施設整備に係る地質調査業務

岡谷市内山

報 告 書

平成 24 年 12 月

株式会社 長野技研

*** 目 次 ***

1. 業務概要.....	1
2. 調査方法.....	6
3. 地形・地質概要.....	13
3.1. 地形概要.....	13
3.2. 地質概要.....	13
4. 調査結果.....	15
4.1. ボーリング結果.....	15
4.2. 標準貫入試験結果.....	22
4.3. 現場透水試験結果.....	27
4.4. 孔内水平載荷試験結果.....	28
4.5. P S 検層結果.....	31
4.6. 室内土質試験結果.....	34
4.7. スウェーデン式サウンディング試験結果.....	36
5. 地質総合解析.....	37
5.1. 地すべり地形.....	37
(1) 既往資料の地すべり地形.....	37
(2) 空中写真判読結果.....	39
(3) 現地踏査結果.....	40
(4) 地すべりの安定性.....	40
5.2. 地質構成.....	42
(1) 地質区分.....	42
(2) 地質断面図.....	45
5.3. 地下水について.....	51
(1) ボーリング孔ごとの水理状況.....	51
(2) 地盤の水理状況.....	53

5.4. 基礎地盤に関する検討	59
(1) 設計N値	59
(2) 土質地盤の密度	61
(3) 岩盤の密度	62
(4) 土質地盤のせん断抵抗角 ϕ 、粘着力 c	63
(5) 岩盤のせん断抵抗角 ϕ 、粘着力 c	64
(6) 変形係数 E	66
(7) 許容支持力度 q_a	68
(8) 土質定数の集計(基礎地盤).....	70
5.5. 基礎形式に関する検討	71
5.6. 軟弱地盤に関する検討	72
(1) 軟弱地盤の分布	72
(2) 軟弱地盤の土質定数	74
(3) 圧密沈下について	78
5.7. 設計・施工の留意点	79
(1) 既設の基礎杭について	79
(2) 新設の基礎杭について	79
(3) 盛土計画について	81

+++++

巻末資料

1. ボーリングコア写真
2. ボーリング柱状図
3. 孔内水平載荷試験データシート
 - 3-1. 普通型載荷試験 (LLT)
 - 3-2. 中圧型載荷試験 (エラストメーター)
4. 現場透水試験データシート
5. PS検層データシート
6. スウェーデン式サウンディング・データシート
7. 室内土質試験データシート
8. 現場作業写真
 - 8-1. H24-No. 1
 - 8-2. H24-No. 2
 - 8-3. H24-No. 3
 - 8-4. スウェーデン式サウンディング
9. 室内土質試験写真
10. 打合せ記録簿・協議書

はじめに

本業務は、岡谷市・諏訪市・下諏訪町の2市1町からなる湖周行政事務組合による、ごみ処理施設新設に伴う調査・設計の一環として計画された地盤調査である。並行発注の基本設計業務、環境影響評価業務、測量調査業務と連携しながら業務を遂行した。

1. 業務概要

1) 業務名 平成 23 年度湖周地区ごみ処理施設整備に係る地質調査業務

2) 履行場所 岡谷市内山 (図-1.1 参照)

3) 調査目的

建設予定地内において、ボーリング・現位置試験・サウンディング・土質試験等を実施し、ごみ処理施設の建設に必要な地盤工学的な基礎資料を得ることを目的とする。

4) 調査数量 (図-1.2, 表 1-1～表 1.3)

・オールコアボーリング	3ヶ所	掘進長	92 m
・標準貫入試験		計	92 回
・現場透水試験			6 回
・孔内水平載荷試験			4 回
・PS 検層			39 m
・室内土質試験			1 試料
・スウェーデン式サウンディング試験			7 箇所

5) 履行期間 自：平成 24 年 2 月 7 日

至：平成 24 年 12 月 28 日

(平成 23 年度：10%、平成 24 年度：90%)

6) 計画機関 湖周行政事務組合

担当：小林泰弘 主査

7) 調査機関 株式会社 長野技研 諏訪事務所

〒392-0015 長野県諏訪市中洲 3015-1 TK ビル 3F

Tel 0266-57-7090

現場代理人：太田勝一

主任技術者：百瀬久幸

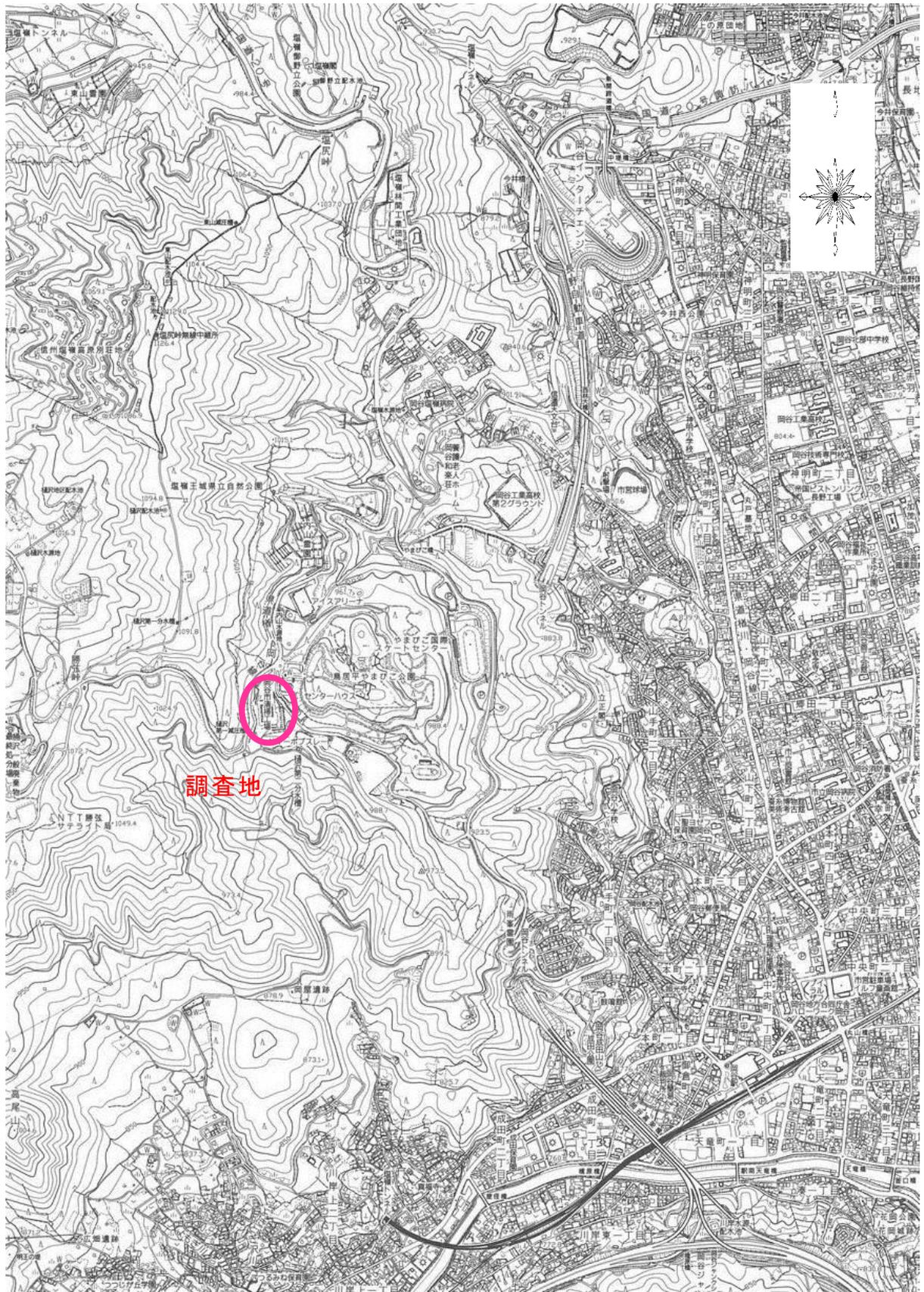


図-1.1 調査地案内図
 (岡谷市都市計画図 S=1:20000)

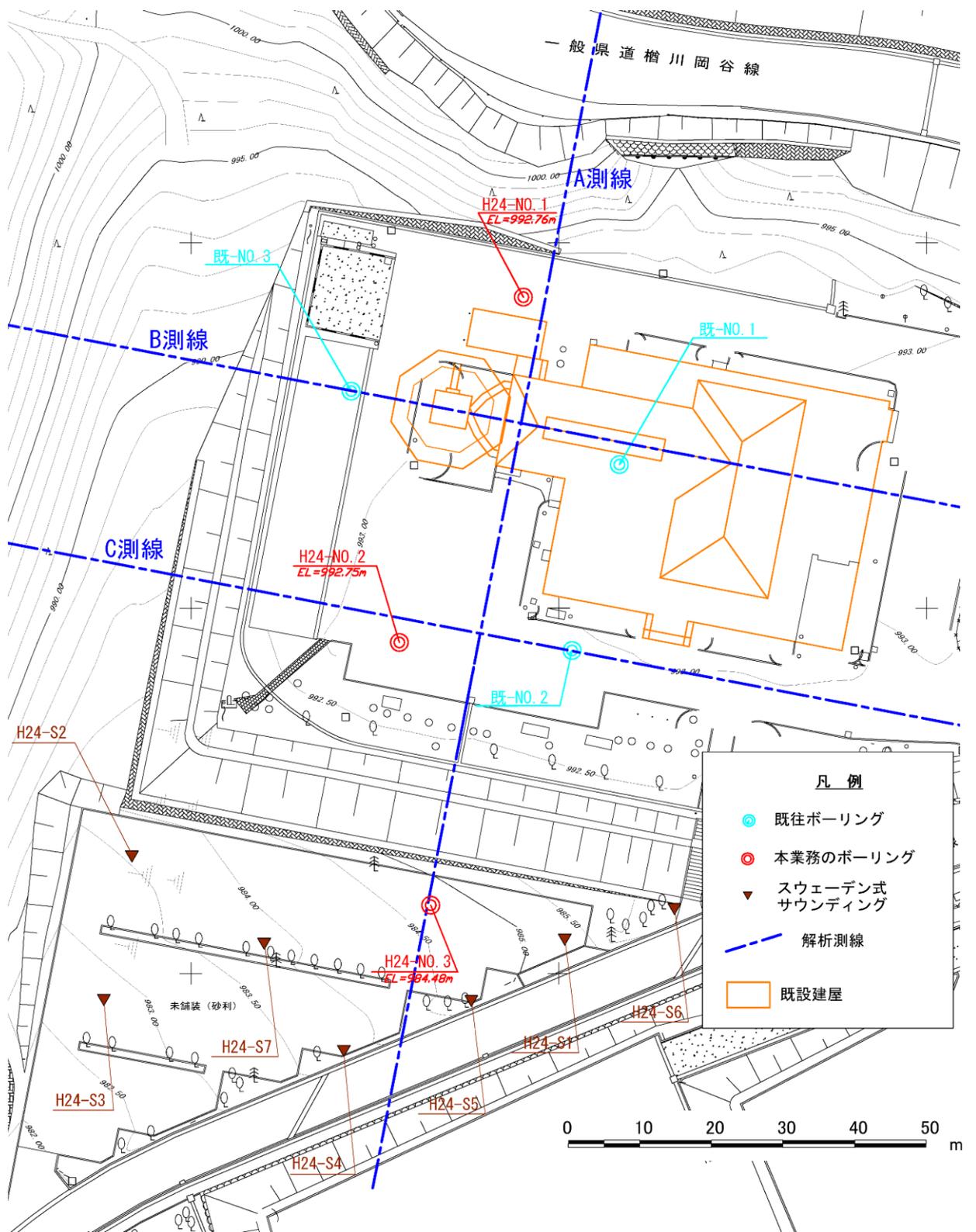


図-1.2 調査位置平面図

表-1.1 業務数量表（ボーリング調査関係）

○調査ボーリング数量表（φ66mm）

調査孔	深度 (m)	粘土・シルト	礫混り土砂	軟岩	備考
H24-No. 1	35.00 m	15.00 m	15.00 m	5.00 m	平地足場
	14.00 m	3.90 m	3.75 m	6.35 m	
H24-No. 2	35.00 m	15.00 m	15.00 m	5.00 m	平地足場
	29.00 m	16.55 m		12.45 m	
H24-No. 3	35.00 m	15.00 m	15.00 m	5.00 m	平地足場
	30.00 m	20.50 m		9.50 m	
計	105.00 m	45.00 m	45.00 m	15.00 m	
	73.00 m	40.95 m	3.75 m	28.30 m	

○調査ボーリング数量表（φ86mm）

調査孔	深度 (m)	粘土・シルト	礫混り土砂	軟岩	備考
H24-No. 1					
	6.00 m	2.90 m	3.10 m		
H24-No. 2					
	10.00 m	5.10 m	4.90 m		
H24-No. 3					
	3.00 m	2.50 m	0.50 m		
計					
	19.00 m	10.50 m	8.50 m		

○標準貫入試験数量表

調査孔	回	粘土・シルト	礫混り土砂	軟岩	備考
H24-No. 1	35 回	15 回	15 回	5 回	
	20 回	7 回	6 回	7 回	
H24-No. 2	35 回	15 回	15 回	5 回	
	39 回	22 回	4 回	13 回	
H24-No. 3	35 回	15 回	15 回	5 回	
	33 回	23 回		10 回	
計	105 回	45 回	45 回	15 回	
	92 回	52 回	10 回	30 回	

当初・・・上段
変更・・・下段

○現場透水試験
計 6回

○孔内水平載荷試験
L L T 4回

○PS検層
39m

表-1.2 業務数量表（軟弱地盤調査関係）

項 目	数 量		備 考
不かく乱試料採取			
ボーリング	2	m	φ86mm・粘性土
シンウォール・ サンプリング	1	本	粘性土
室内土質試験			
土粒子の密度試験	1	試料	
土の含水比試験	1	試料	
土の粒度試験	1	試料	沈降
土の液性限界試験	1	試料	
土の塑性限界試験	1	試料	
三軸圧縮試験	1	試料	UU試験
圧密試験	1	試料	
スウェーデン式サウンディング	18	m	7箇所

表-1.3 業務数量表（解析業務関係）

項 目	数 量		備 考
既存資料の収集・現地調査	1	業務	ボーリング3本
資料整理・とりまとめ	1	業務	ボーリング3本
断面図等の作成	1	業務	ボーリング3本
総合解析とりまとめ	1	業務	ボーリング3本

2. 調査方法

(1) 調査ボーリング

調査ボーリングは、基礎地盤において地中を掘削し、採取された試料から地質構成や地盤の強度等を判定するものである。調査ボーリングは図-1.2に示した3ヶ所で実施した。なお、ボーリングは、図-2.1に示す油圧式のロータリー・ボーリング・マシンによって行った。

掘削はロッドの先端に取り付けたメタルクラウンの回転と給圧により土や岩を切り削り、切り屑は掘削液（泥水または清水）の循環によって孔外に排出させた。孔壁の保護にはケーシングを使うことを主体とし、ケーシングの使用が不可能になった場合には、泥水によって孔壁に粘土の薄層を形成して孔壁の崩壊を防止した。掘削に当たっては、掘削速度の変化等から、地層の境界をできる限り正確に読み取るように心掛け、試料の採取は100%に近づくように努力した。

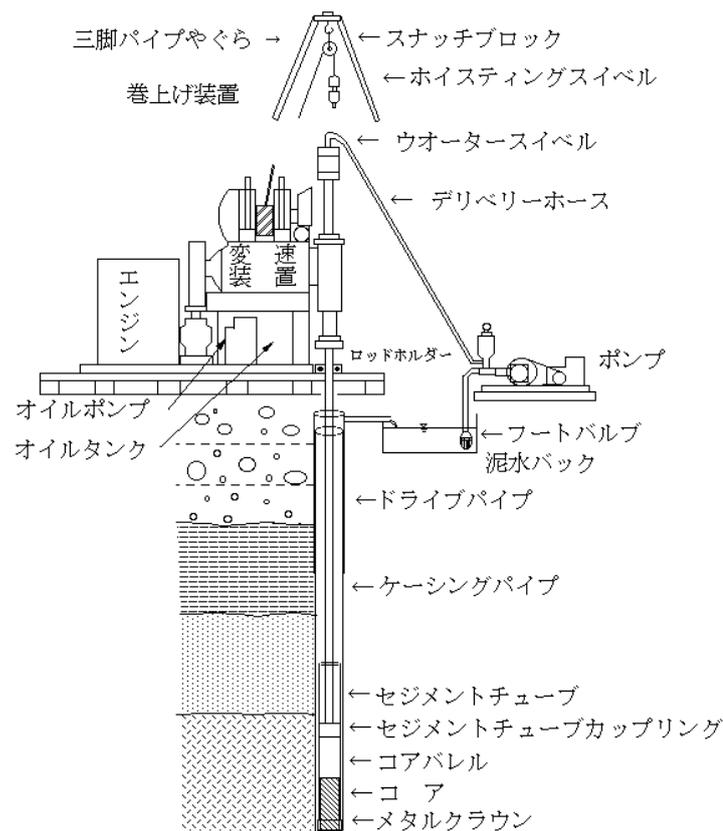


図-2.1 ボーリング装置図

(2) 標準貫入試験

標準貫入試験は JIS-A-1219 により、外径 51 mm、内径 35 mm、全長 810 mm の試験用サンプラー及びノッキングブロック、ドライブハンマー（ 63.5 ± 0.5 kg）等所定のものを使用した。

試験はまず 15 cm 予備打ちを行った後、前記ドライブハンマーを落下高さ 76 ± 1 cm より自由落下させて、30 cm 貫入した時の打撃回数を N 値として記録した。但し、予備打ちは掘削状況（スライムの状況）や地質状況（礫の混入状況等）を考慮し、15 cm を目安として実施した。50 回打撃しても貫入量が 30 cm に満たない場合には試験を中止した。

貫入後にサンプラーを引き揚げて試料を観察し、土質、色調、粒度、硬さ、含有物等の土質概要を記録した。

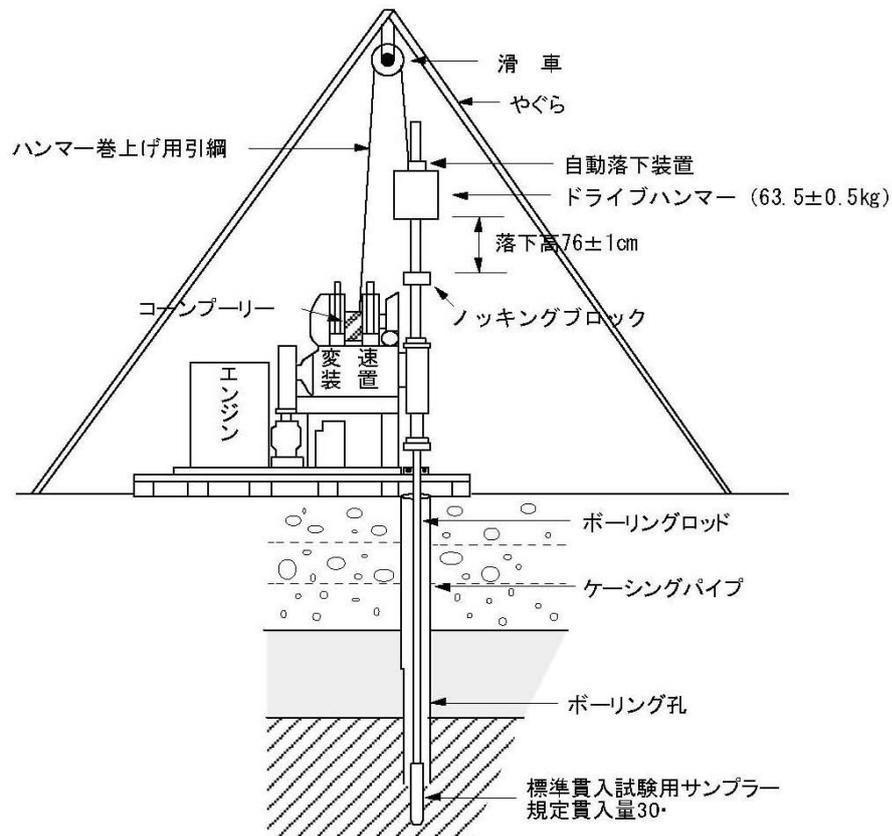


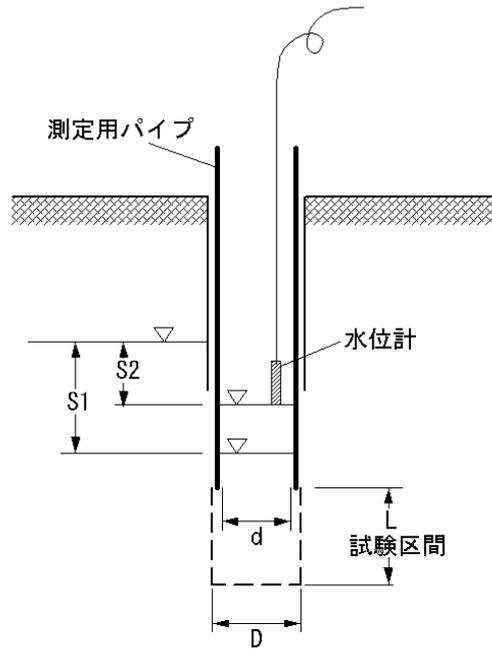
図-2.2 標準貫入試験装置図

(3) 現場透水試験

現場透水試験は、ボーリングの単孔を利用した簡易的な透水試験である。非定常法により実施した。

- ① 水を汲み上げて一時的に試験孔内水位を低下させるか、又は注水して一時的に上昇させる。
- ② 試験孔内水位 h (cm) を基準点から経時的に測定し、水位は cm 以下、時間は秒単位で測定する。
- ③ 測定結果から、不圧滞水層の場合次式により透水係数を求める。

$$k = \frac{(2.3 \text{ de}^2)}{8L} \log(2L/D) \cdot a \quad , \quad a = \log(S1/S2) / (t2-t1)$$



非定常法（地下水位がある場合）

図-2.3 現場透水試験（非定常法）

(4) 孔内水平載荷試験

地盤の変形係数を把握することを目的とする。ボーリング孔を利用し、その孔壁を加圧することにより圧力と変位量の関係から、地盤の変形（弾性）係数を求める試験である。

孔内水平載荷試験器は、等分布載荷法による LLT、エラストメーター及びプレシオメーター、等変位載荷法による KKT などの機種があるが、今回の調査では、試験対象土層が比較的軟質であることから、低～中圧用の試験機種として最も汎用性が高い LLT (Lateral Load Tester) とエラストメーターを使用した。

表-2.1 ボーリング孔内水平載荷試験機

方式	測定管の構造	型式の名称	測定管		加圧方法	最大加圧力 (kgf/cm ²)	変位量の測定方法	考案者(公表年次)、他
			直径 (mm)	全長 (測定部) (mm)				
等分布 荷重 方式	1 室 型	ケグラール原型	150~200	1,250	圧縮空気	—	測定管流入気体量 (地上)	Kögler (1993)、ドイツ
		土研式 K 値測定機	110	2,000	〃	約 7	測定管流入水量 (〃)	福岡正己(1959)、日本
		サウンディング ダイレートメータ	200~300	1,000~1,200	手動油圧 ポンプ	40~70	測定管孔内電気計 器(孔内)	Kujundzic 他(1964)、 ユーゴ
		CEBTP 型孔内測定 機	160	770~1,600	〃	150	〃	Janod Mermin (1964)、フランス
		LLT (エラストメーター)	80	900(600)	ボンベガス	25(200)	測定管流入水量 (地上)	陶山、今井他(1966)、 日本
		サウンディング デホームメータ	140	1,250	〃	—	測定管内電気計器 (孔内)	Dvorák (1964)、チェ コスロバキヤ
		チューブ デホームメータ	297	1,300	油 圧	45	〃	高野他(1966)、日本
		ダイレートメータ	74	755~869 (545)	油圧、水圧	150	〃	Rocha 他(1966)、ポ ルトガル
	3 室 型	プレシオメータ	44~75	500(200)	ボンベガス	25(100)	測定管流入水量 (地上)	Ménard (1962)、フ ランス
	等変位 方式	金属円筒の縦 割り型	CEBTP 型孔内測定 管	55	300	管内ゴム室へ 油圧を加える	約100	管内電気計測(孔 内)
KKT			85	300	管内多段式ピ ストンジャッキ	50(660)	測定管流入オイル の体積(地上)	三木他(1966)、日本

(5) P S 検層

本試験は、ボーリング孔口付近で、人工的に地震波を発生させて、ボーリング孔内に設置した地震計までの地震波の伝播速度を測定することによって、地盤の振動特性（P波・S波の伝播速度）を把握する試験であり、その結果は地山の硬さ、風化や亀裂・節理の開口状態等の推定にも用いられる。

試験方法は、起震方法や受震方法の違いにより、ダウンホール法、アップホール法・超音波検層法等があるが、今回は図-2.4 に示す「ダウンホール法」により実施する。

測定方法は、3成分の地震計が組み込まれたゾンデ（P S 検層プローブ）をボーリング孔内に挿入し、地表から発した地震波がゾンデへ到達速度（時間）を地表の測定装置で収録するものである。

P波の起震は地面をハンマーで打撃することによって発生させ、S波の起震は地面に水平に設置した板を左右両側から打撃することにより起振する。

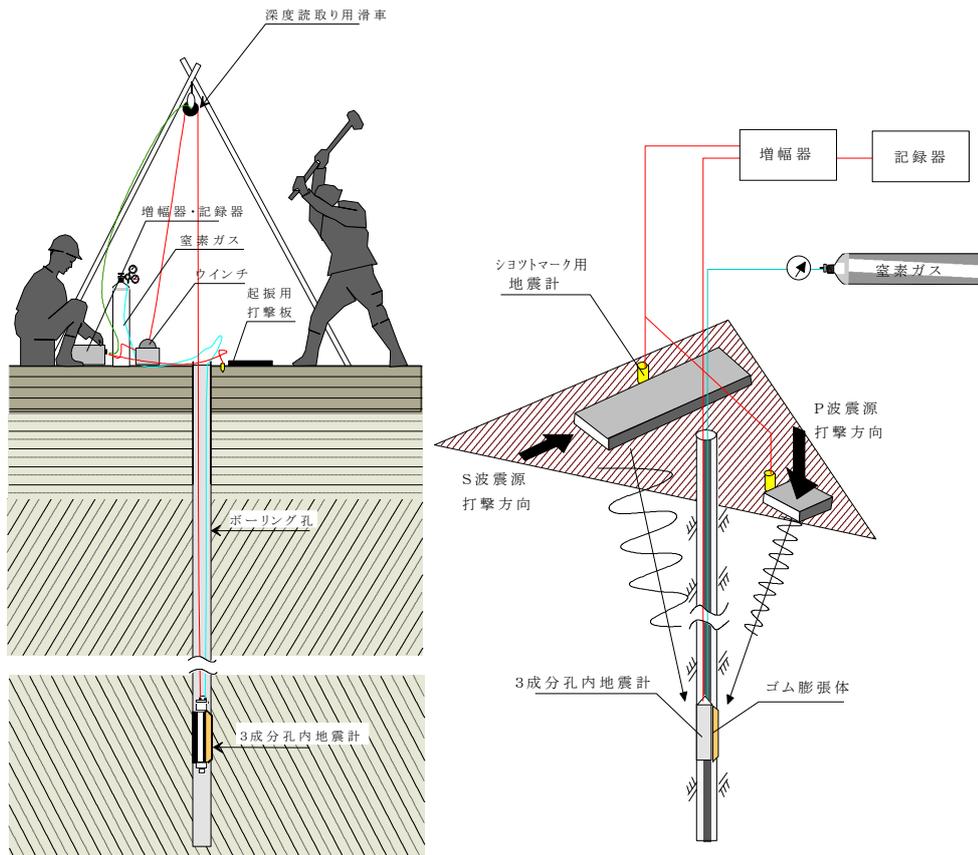


図-2.4 P S 検層装置一般図（ダウンホール法）

(6) 室内土質試験

軟弱地盤についての基本物性・せん断強度・圧密特性等を把握するために、以下の項目について実施した。なお試料は、シンウォール・チューブによって採取した乱れの少ない試料を用いた。

表-2.2 室内土質試験項目

試験項目	試験方法
土粒子の密度試験	J I S-A-1 2 0 2
含水量試験	J I S-A-1 2 0 3
粒度試験	J I S-A-1 2 0 4
液性限界・塑性限界試験	J I S-A-1 2 0 5
土の湿潤密度試験(ノギス法)	J I S-A-1 2 2 5
土の圧密試験	J I S-A-1 2 1 7
三軸圧縮試験(UU)	J G S 0 5 2 1

(7) 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、スクリーポイントの貫入抵抗から地盤の硬軟や締まりの程度を求めるために行われる。適応地盤は、軟らかい～中位の硬さの粘性土層、及び緩い～中位に締まった砂質土層（ただし礫の混入が多いと不適）である。探查深度は、ロッドの周辺摩擦の影響や、調査後のスクリーポイントの引き抜き抵抗などを考慮すると、実用的には 10m 程度が限度とされている。

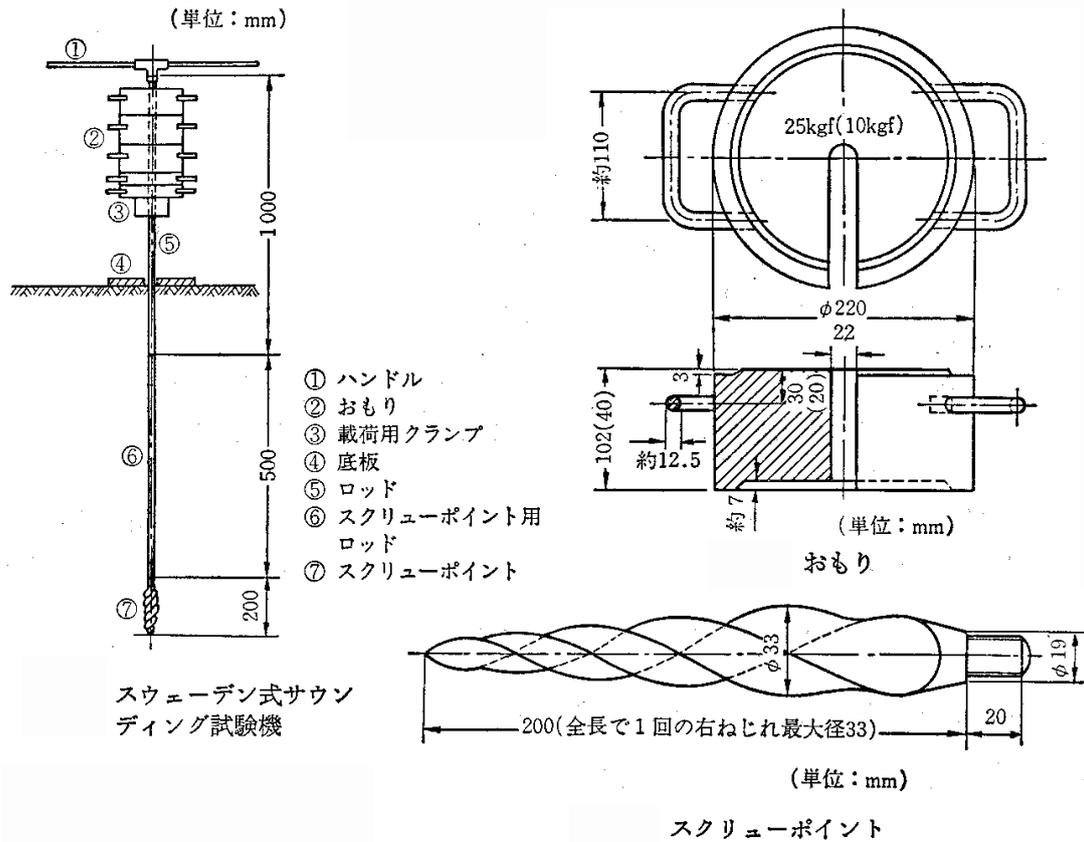


図-2.5 スウェーデン式サウンディング試験装置図

3. 地形・地質概要

3.1. 地形概要

調査地は、岡谷市西部の塩嶺高原と呼ばれる丘陵地の末端部に当たり、現ごみ処理施設は市街地に面した尾根状の丘陵地に建設されている。

岡谷市は南北に細長く、北側は北端の鉢伏山（1928m）より流れ下る横河川によって直線状の谷地形となり、谷の西側には鉢伏山から高ボッチ山、東山を通り塩尻峠に下る直線状の稜線が、諏訪盆地と松本盆地を分けている。塩尻峠より南側では、稜線は起伏が緩くなるもののさらに南へと延びており、この付近が塩嶺高原と呼ばれている。

岡谷市南部は諏訪湖より流れ下る天竜川によって急峻な谷状地形になっており、山地も切り立っていることから、山間部で緩やかな地形面は塩嶺高原周辺だけであるといえる。

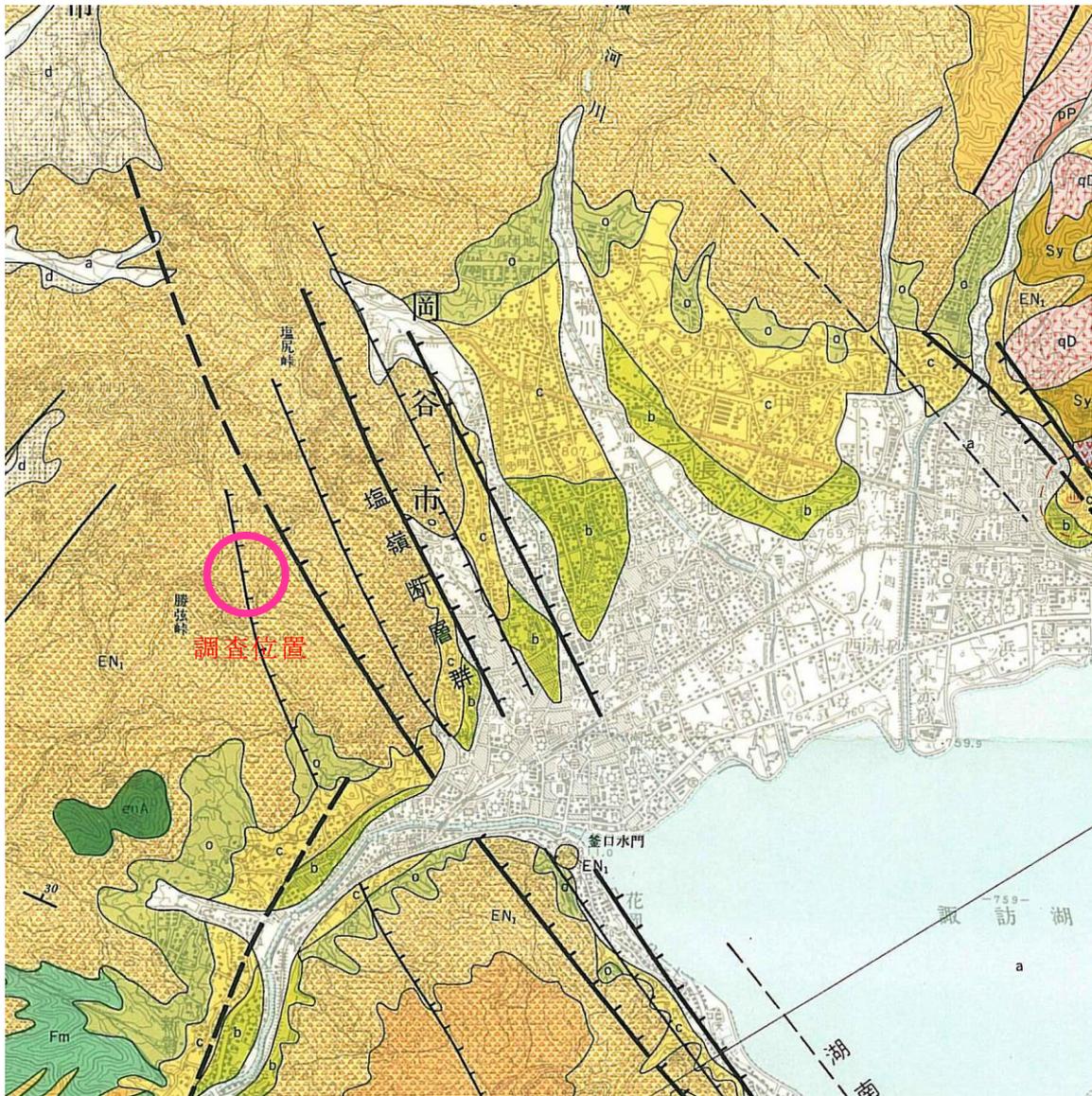
やまびこ公園東側の東向き斜面から南方向に伸びる尾根状の丘陵地には、起伏の激しい複雑な谷地形が入り組んでいるほか、コル状の地形（鞍部）が連続してみられる箇所もあり、断層による構造的な地形であると考えられる。

3.2. 地質概要

調査地付近の地質構成の概要を、「天竜川上流地域地質図」により図-3.1に示す。諏訪湖周辺には安山岩質溶岩や火山砕屑岩などの火山堆積物が広く分布しており、塩嶺累層(En)と総称されている。これらの火山堆積物は、新第三紀から第四紀更新世にかけての火山活動によって堆積したと考えられている。このうち調査地付近に堆積する岩帯は成田凝灰角礫岩と呼ばれ、火山砕屑岩類の水成堆積物である。

成田凝灰角礫岩の岩相は赤褐色、黄褐色などの色調の凝灰角礫岩で、15～30cmの安山岩角礫を含むことが多く、1m以上の巨礫を含むこともある。調査地付近では破碎風化が進んで軟質になっている箇所が目立つ。

対象地付近の塩嶺累層(En)の上には御岳起源のローム(Lm)層が堆積しており、性状から波田ローム(Lm)であると考えられる。ローム(Lm)層の厚さは2～3mで、表面に黒ボク状の有機質土(表土)をのせている。



凡 例 (調査位置付近の代表的な地質区分のみ抜粋)

- 第四紀完新世 a : 氾濫原面 d : 山麓性崖錐面 b : 低位段丘面
 第四紀更新世 c : 中位段丘面 o : 高位段丘面
 第四紀更新世～新第三紀 EN1 : 成田凝灰角礫岩 (塩嶺累層 (En))
- 断層
 (波線は推定部)

図-3.1 調査地付近の地質図 (「天竜川上流地域地質図」 1/50000 : 1984)

4. 調査結果

調査計画に基づき、ボーリング調査・現位置試験・室内土質試験を実施した。ボーリング及び現位置試験の実施位置を図-1.2に示し、以下に結果の概要を解説する。

4.1. ボーリング結果

ボーリング結果を、巻末資料の「ボーリング柱状図」と「ボーリングコア写真」に示した。その際に、本業務では地質構成を表-4.1のように区分した。

調査地の地質は第四紀更新世と完新世の地層からなる。ボーリング結果にもとづく地質構成の詳細な解説は、「5.2. 地質構成」で行う。

表-4.1 地質構成表

地質年代	記号	地層名	記事	
完新世	Bs	盛土	清掃工場造成時に施工された盛土。盛土は不均質で盛土の底部には有機質土を主体とした部分も含まれる。盛土の上部は全体として礫分が多いが、コンクリート片などを多く含んでいる。	
	Ts	旧表土	旧地表面で有機質粘性土よりなり黒ボク状であるが、N値は2～4で比較的硬い部分もある。	
第四紀	更新世	Lm	ローム	御岳起源と思われる火山灰質粘性土で、礫分や砂分を混入しており、二次堆積のロームの可能性がある。N値は2～7で比較的硬い。
		dt1-m	崖錐1 (湿地)	崖錐1内の一部に分布する。砂質シルトを主とし、腐植土を挟在する。平行ラミナが発達する。
	dt2	崖錐1	礫を混入した粘性土のほか、砂質シルト、粘土などを主体としている。N値は11以下の箇所が多く比較的均一でバラツキが少ない。全体的にグライ化している部分が多い。	
	dt2	崖錐2	強風化した岩盤状であるが、岩盤組織は乱れが顕著で、地すべり土塊と考えられる。粘性土を主体とし風化の進んだ安山岩礫が多い。N値は20～30。	
	Enw	風化塩嶺累層	凝灰角礫岩あるいは凝灰岩で、岩盤組織は明瞭であるが、風化が進み全体に軟質である。コアは短柱状あるいは棒状であるが、指圧で容易につぶすことができる。N値は20～40でD級と判断される。	
	En	塩嶺累層	凝灰角礫岩あるいは凝灰岩で、岩盤組織は明瞭であり硬質になる。コアは10～30cm程度の棒状コアになるが、指圧で割れる。N値は50以上であり、岩級区分はCL級程度である。	

各ボーリング孔について概要をまとめ、以下に示す。

1) H24-No.1 (図-4.1)

対象敷地の山側に位置しており、約 5m で地山の斜面になる。そのため表面の盛土 (Bs) は -3.10m までで薄い。盛土 (Bs) のうち -1.00m まではコンクリート片を多く混入したシルト混じり礫で、以深はシルトの割合の多い礫層になる。

盛土 (Bs) の下には旧表土 (Ts) と思われる黒ボク状の有機質土層が 1.70m の厚さで認められる。-4.80～-6.10m は御嶽山起源のローム (Lm) と思われる火山灰質粘性土で、N 値は 1～2 である。

-6.10～-13.60m は崖錐 1(dt1) で礫混じり粘性土と礫質土が互層になっており、-9.20～-11.80m に礫質土を挟むものの上下の礫混じり粘性土は軟らかく、N 値は 4～16 である。

-13.60m 以深は塩嶺累層の凝灰角礫岩で、-16.80m までは風化塩嶺累層 (Enw) で全体として軟質であり、岩盤区分は D 級に区分される。-16.80m 以深は塩嶺累層 (En) で凝灰角礫岩の基質が硬質になり、棒状コアで採取され、N 値も 50 以上で岩盤区分は CL 級に区分される。

2) H24-No.2 (図-4.2)

現況の清掃工場敷地の谷側で、盛土ののり肩に近い箇所である。表面の盛土 (Bs) は -7.80m まで確認され、このうち -4.90m まではコンクリート片の混入の多い礫質土で、マトリックスは有機質シルトよりなる。-4.90～-7.80m は有機質砂質シルトを主体とし礫を混入する。

盛土 (Bs) の下の旧表土 (Ts) と思われる黒ボク状の有機質土層は、1.00m の厚さで認められる。ローム (Lm) は -8.80～-9.60m に確認され、N 値は 2 である。

-9.60～-21.70m は崖錐 1-湿地 (dt1-m) で、礫をほとんど混入しない均一な粘土～砂質シルトよりなり、全体的に還元状態で、一部腐植土を挟んでいる。平行ラミナが発達し、湿地の堆積物と考えられる。

-21.70～-26.55m は崖錐 2(dt2) で強風化した凝灰角礫岩状であるが、岩盤組織は乱れが顕著で、風化礫を主体とする。崖錐 1(dt1) と崖錐 2(dt2) の境界は、土質、色調とも明確に変化している。N 値は 17～46 でバラツキが大きい。

-26.55～-35.00m は風化塩嶺累層 (Enw) で下部ほど硬質になるが、全体的に褐灰色に変色しており、岩盤区分は D 級に区分される。-35.00m 以深は塩嶺累層 (En) で変色はあまり見られず、棒状コアで採取され、N 値も 50 以上で岩盤区分は CL 級に区分される。

3) H24-No.3 (図-4.3)

清掃工場敷地南側の駐車場で実施した。盛土上部の敷地に比べて約 8m 低く、盛土のり尻に近い箇所である。表面には駐車場の舗装が盛土(Bs)として 0.50m 確認される。

盛土(Bs)の下には旧表土(Ts)と思われる黒ボク状の有機質土層が、1.40m の厚さで認められる。ローム(Lm)は-1.90~3.00m に堆積し、N値は 2 である。

-3.00~6.30m は崖錐 1-湿地(dt1-m)で、粘土を主とする。砂の平行ラミナが発達し、湿地の堆積物と考えられる。

-6.30~-17.45m は崖錐 1(dt1)で、礫をほとんど混入しない均一な粘土~砂質シルトよりなり、一部礫混じりの部分がある。-9.90m までは褐~淡褐灰色に酸化しているが、-9.90~-16.60m は淡青灰色で還元状態である。

-17.45~-23.50m は崖錐 2(dt2)で風化の進んだ小礫を含んだ凝灰質シルトである。N値は 13~24 で上部より硬くなる。

-23.50~-28.30m は風化塩嶺累層(Enw)で硬質な安山岩転石を含む部分ではN値は 50 以上になるが、それ以外の部分ではN値は 21~35 であり、全体的に褐灰色に変色していて、岩盤区分は D 級に区分される。-28.30m 以深は塩嶺累層(En)で、若干変色しているが棒状コアで採取され、N値も 50 以上で岩盤区分は CL 級に区分される。

ボーリング名	H24-No.1		調査位置	岡谷市 内山			
発注機関	岡谷市			調査期間	平成 24年 6月 21日 ~ 24年 6月 23日		
調査業者名	株式会社 長野技研 電話 (0263-47-7677)		主任技師	太田勝一	現場代理人	コ 阿 下田 力 鑑 定 者	
孔口標高	992.76m	角 度	180° 上 90° 下 0°	方 向	北 0° 西 270° 東 90° 南 180°	地盤勾配	
総掘進長	20.15m	鉛直	90°	水平	0°	使用機種	
						試錐機	KR-SH
						エンジン	ヤンマーNFD6
						ハンマー	落下用
						ポン	

H24-No.1

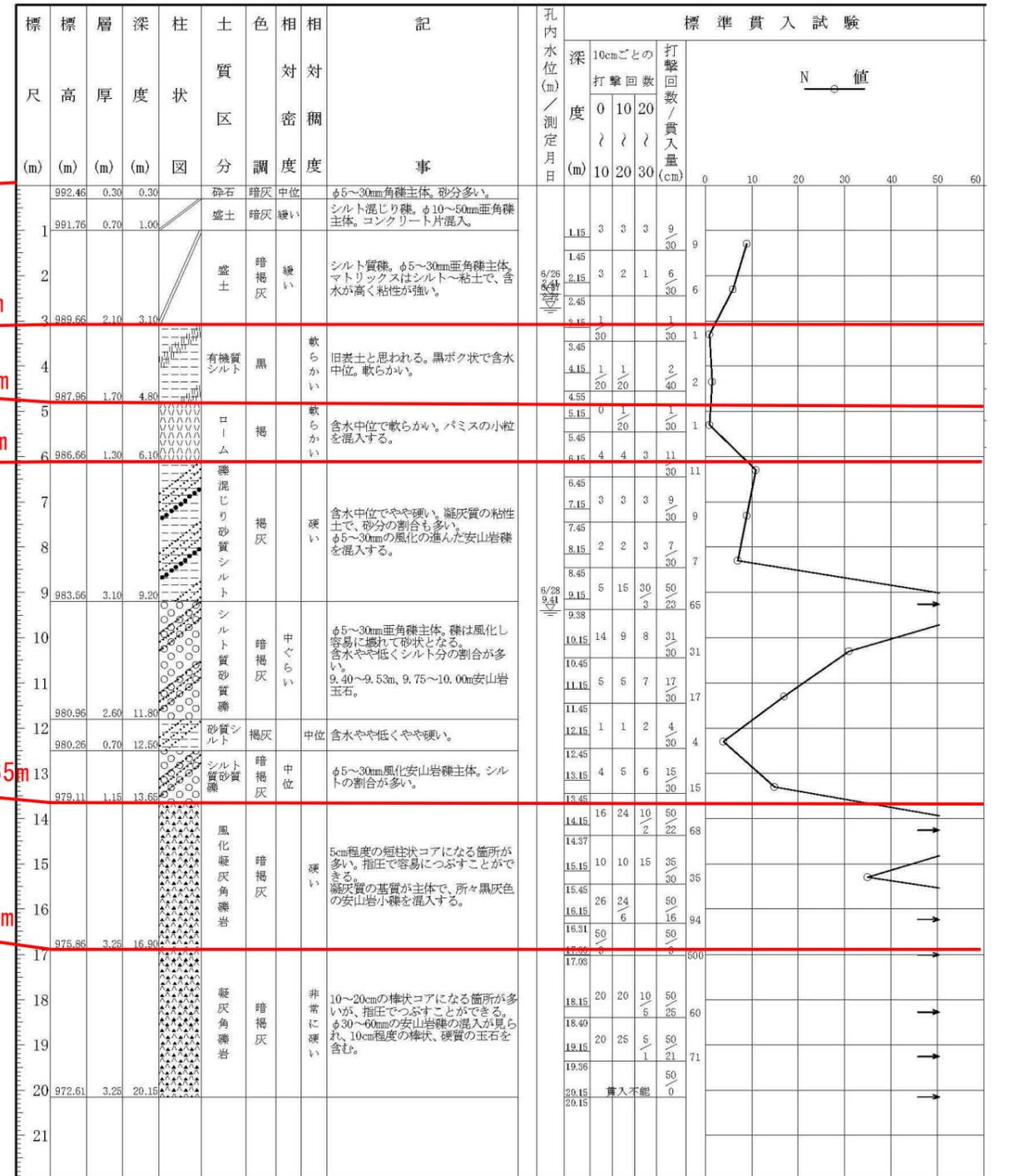
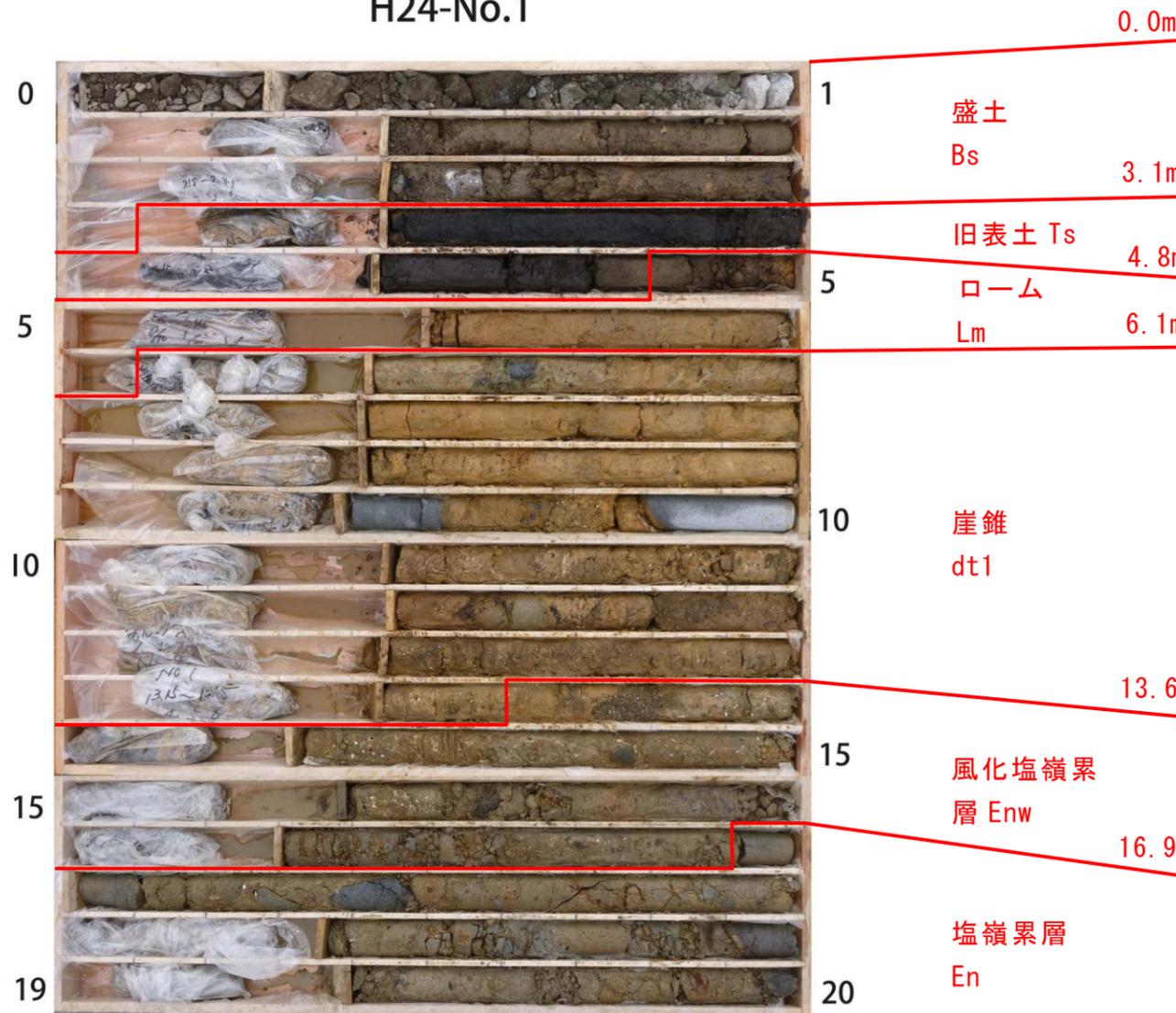
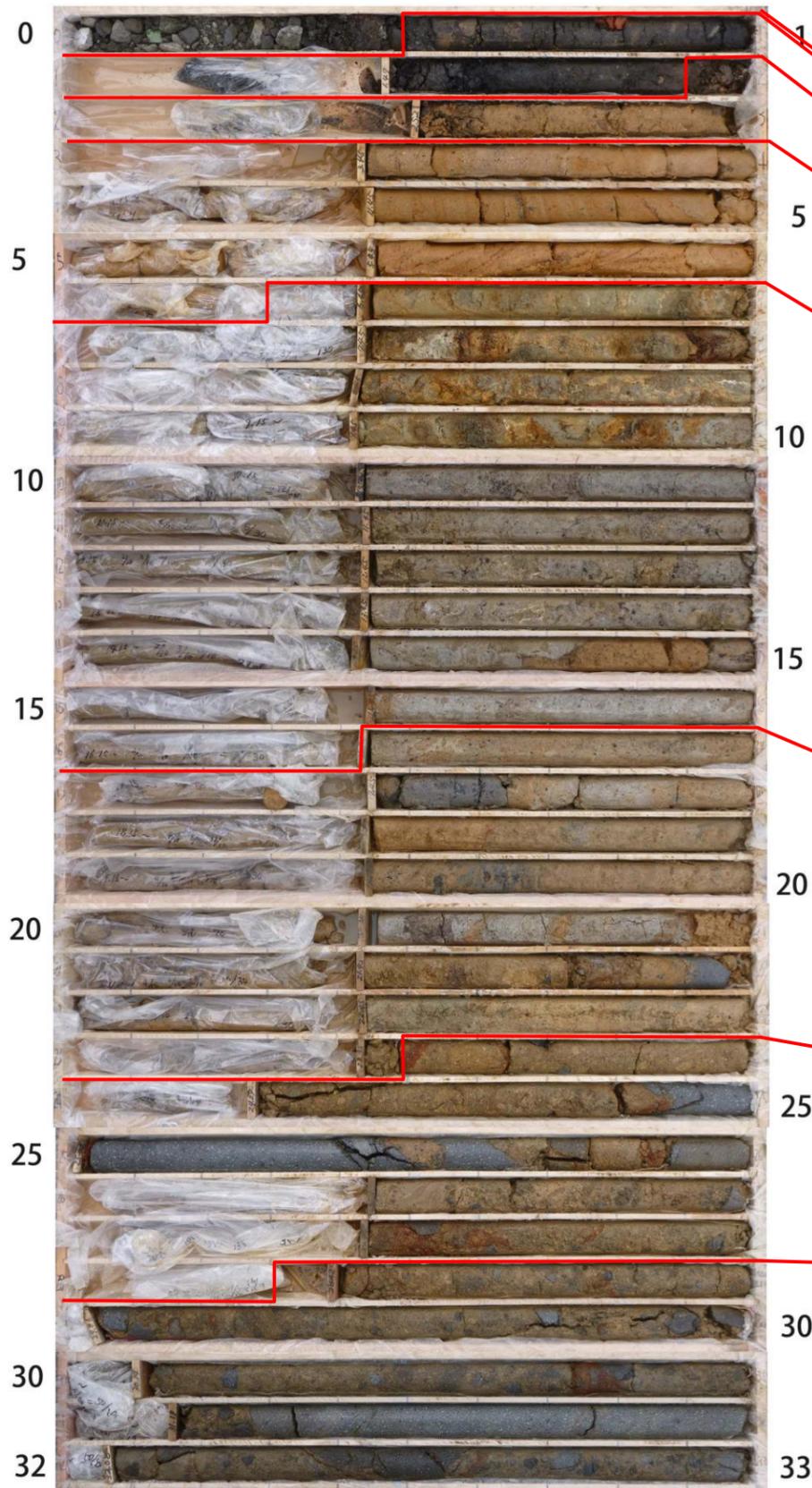


図-4-1 H24-No.1 ボーリング結果概要図

H24-No.3



ボーリング名	H24-No.3		調査位置	岡谷市 内山	
発注機関	岡谷市			調査期間	平成 24年 6月 13日 ~ 24年 6月 24日
調査業者名	株式会社 長野技研 電話 (0263-47-7677)	主任技師	太田勝一	現場代理人	コア 下田 力 鑑定者
孔口標高	984.48m	角	180° 上 90° 0° 下 0°	方	北 0° 0° 270° 西 90° 東 180° 南
総掘進長	33.07m	地盤勾配	鉛直 90° 0° 水平 0°	使用機種	YBM-2Z エンジン ヤンマーNFD12

標高 (m)	層厚 (m)	柱状図	土質区分	色相対	相対密度	相対含水量	相対稠度	記号	孔内水位 (m) / 測定月日	標準貫入試験			
										深 (m)	10cmごとの打撃回数 / 貫入量 (cm)	0	10
983.88	0.50		砕石	灰	中位			φ5~20mm角礫主体		1.15	1.14	1.1	3.32
982.58	1.40		有機質シルト	黒	軟			含水中位、黒ボク状で軟らかい。		1.47	2.15	2.7	3.3
981.48	1.10		ローム	灰	軟			含水中位で粘性あり。		2.52	2.0	17.3	27.1
980.78	0.70		砂質シルト	淡褐	硬			凝灰角礫岩の風化礫、粘土に著し。	6/14 3.45	4.12	1.15	1.1	3.31
980.18	0.60		粘土	褐	軟			含水中位で粘性強い。	6/19 5.45	5.45	1.1	1.1	3.3
978.18	2.00		シルト	褐	軟			含水中位で粘性あり。4.80mまではほぼ水平な堆積構造が見られるが、以降は傾斜が急になり、4.9m付近で45°、5.50~5.80m付近では60°以上になる。	6/18 6.15	6.15	1.3	2.6	5.8
977.28	0.90		砂質シルト	淡褐	中位			含水中位でやや硬い。凝灰質で粘性があり、礫は含まない。	6.45	7.10	2.3	3.3	8.30
974.58	2.70		凝灰角礫岩	淡褐	硬			凝灰角礫岩の風化礫で、粘土化が進む。含水中位程度で粘性あり。風化の進んだ安山岩礫を点し、粗砂状に容易に砕ける。	7.45	8.15	2.3	3.6	10.30
974.58	2.70		凝灰角礫岩	淡褐	硬			凝灰質の風化土で、粗砂粒が認められるが、容易につぶれてシルト状になる。比較的均質で、礫はほとんど混入していない。	8.45	9.15	2.3	3.4	9.30
967.88	6.70		砂質シルト	淡青	中位			14.70~15.00m褐灰色に変色が顕著。粗砂粒が目立ち、風化して容易につぶれる。	9.45	10.15	4.4	4.4	12.30
967.03	0.85		砂質シルト	淡褐	中位			含水やや高く軟質。	10.45	11.15	3.2	3.3	8.30
966.98	6.06		凝灰質シルト	暗褐	硬			凝灰質のシルトで、中~粗砂の割合が多い。砂粒は風化し指でつぶれるものが多い。風化の進んだ安山岩の小礫を含む。17.45~17.60m安山岩硬質礫。20.50~20.90m淡茶色。21.90m安山岩礫で5cm短柱状。	11.45	12.15	2.3	2.7	7.30
966.98	6.06		凝灰質シルト	暗褐	硬			10~20cm棒状コアで採取されるが、指圧で容易に崩れる。基質は黄褐色の凝灰質で、1~2mmの小角礫を多く含む。φ10~30mmの安山岩角礫が多い。24.85~26.00m安山岩角礫が連続する。硬質棒状コア。	12.45	13.15	2.2	2.3	7.30
956.18	4.80		風化凝灰角礫岩	暗褐	硬			基質は黄褐色の凝灰質で、φ10~30mmの安山岩角礫を含む。棒状コアになるが、指圧で割れる部分が多い。31.30~32.00m安山岩角礫。32.40~32.60m安山岩礫主体。	13.45	14.15	7.7	7.7	21.30
956.18	4.80		風化凝灰角礫岩	暗褐	硬			基質は黄褐色の凝灰質で、φ10~30mmの安山岩角礫を含む。棒状コアになるが、指圧で割れる部分が多い。31.30~32.00m安山岩角礫。32.40~32.60m安山岩礫主体。	14.45	15.15	10.12	13.35	20.30
956.18	4.80		風化凝灰角礫岩	暗褐	硬			基質は黄褐色の凝灰質で、φ10~30mmの安山岩角礫を含む。棒状コアになるが、指圧で割れる部分が多い。31.30~32.00m安山岩角礫。32.40~32.60m安山岩礫主体。	15.45	16.15	16.16	16.4	20.30
956.18	4.80		風化凝灰角礫岩	暗褐	硬			基質は黄褐色の凝灰質で、φ10~30mmの安山岩角礫を含む。棒状コアになるが、指圧で割れる部分が多い。31.30~32.00m安山岩角礫。32.40~32.60m安山岩礫主体。	16.45	17.15	22.28	22.9	20.30
956.18	4.80		風化凝灰角礫岩	暗褐	硬			基質は黄褐色の凝灰質で、φ10~30mmの安山岩角礫を含む。棒状コアになるが、指圧で割れる部分が多い。31.30~32.00m安山岩角礫。32.40~32.60m安山岩礫主体。	17.45	18.15	31.18	31.4	20.30
956.18	4.80		風化凝灰角礫岩	暗褐	硬			基質は黄褐色の凝灰質で、φ10~30mmの安山岩角礫を含む。棒状コアになるが、指圧で割れる部分が多い。31.30~32.00m安山岩角礫。32.40~32.60m安山岩礫主体。	18.45	19.15	50.50	50.6	20.30
956.18	4.80		風化凝灰角礫岩	暗褐	硬			基質は黄褐色の凝灰質で、φ10~30mmの安山岩角礫を含む。棒状コアになるが、指圧で割れる部分が多い。31.30~32.00m安山岩角礫。32.40~32.60m安山岩礫主体。	19.45	20.15	50.50	50.6	20.30
956.18	4.80		風化凝灰角礫岩	暗褐	硬			基質は黄褐色の凝灰質で、φ10~30mmの安山岩角礫を含む。棒状コアになるが、指圧で割れる部分が多い。31.30~32.00m安山岩角礫。32.40~32.60m安山岩礫主体。	20.45	21.15	50.50	50.6	20.30
956.18	4.80		風化凝灰角礫岩	暗褐	硬			基質は黄褐色の凝灰質で、φ10~30mmの安山岩角礫を含む。棒状コアになるが、指圧で割れる部分が多い。31.30~32.00m安山岩角礫。32.40~32.60m安山岩礫主体。	21.45	22.15	50.50	50.6	20.30
956.18	4.80		風化凝灰角礫岩	暗褐	硬			基質は黄褐色の凝灰質で、φ10~30mmの安山岩角礫を含む。棒状コアになるが、指圧で割れる部分が多い。31.30~32.00m安山岩角礫。32.40~32.60m安山岩礫主体。	22.45	23.15	50.50	50.6	20.30
956.18	4.80		風化凝灰角礫岩	暗褐	硬			基質は黄褐色の凝灰質で、φ10~30mmの安山岩角礫を含む。棒状コアになるが、指圧で割れる部分が多い。31.30~32.00m安山岩角礫。32.40~32.60m安山岩礫主体。	23.45	24.15	50.50	50.6	20.30
956.18	4.80		風化凝灰角礫岩	暗褐	硬			基質は黄褐色の凝灰質で、φ10~30mmの安山岩角礫を含む。棒状コアになるが、指圧で割れる部分が多い。31.30~32.00m安山岩角礫。32.40~32.60m安山岩礫主体。	24.45	25.15	50.50	50.6	20.30
956.18	4.80		風化凝灰角礫岩	暗褐	硬			基質は黄褐色の凝灰質で、φ10~30mmの安山岩角礫を含む。棒状コアになるが、指圧で割れる部分が多い。31.30~32.00m安山岩角礫。32.40~32.60m安山岩礫主体。	25.45	26.15	50.50	50.6	20.30
956.18	4.80		風化凝灰角礫岩	暗褐	硬			基質は黄褐色の凝灰質で、φ10~30mmの安山岩角礫を含む。棒状コアになるが、指圧で割れる部分が多い。31.30~32.00m安山岩角礫。32.40~32.60m安山岩礫主体。	26.45	27.15	50.50	50.6	20.30
956.18	4.80		風化凝灰角礫岩	暗褐	硬			基質は黄褐色の凝灰質で、φ10~30mmの安山岩角礫を含む。棒状コアになるが、指圧で割れる部分が多い。31.30~32.00m安山岩角礫。32.40~32.60m安山岩礫主体。	27.45	28.15	50.50	50.6	20.30
956.18	4.80		風化凝灰角礫岩	暗褐	硬			基質は黄褐色の凝灰質で、φ10~30mmの安山岩角礫を含む。棒状コアになるが、指圧で割れる部分が多い。31.30~32.00m安山岩角礫。32.40~32.60m安山岩礫主体。	28.45	29.15	50.50	50.6	20.30
956.18	4.80		風化凝灰角礫岩	暗褐	硬			基質は黄褐色の凝灰質で、φ10~30mmの安山岩角礫を含む。棒状コアになるが、指圧で割れる部分が多い。31.30~32.00m安山岩角礫。32.40~32.60m安山岩礫主体。	29.45	30.15	50.50	50.6	20.30
956.18	4.80		風化凝灰角礫岩	暗褐	硬			基質は黄褐色の凝灰質で、φ10~30mmの安山岩角礫を含む。棒状コアになるが、指圧で割れる部分が多い。31.30~32.00m安山岩角礫。32.40~32.60m安山岩礫主体。	30.45	31.15	50.50	50.6	20.30
956.18	4.80		風化凝灰角礫岩	暗褐	硬			基質は黄褐色の凝灰質で、φ10~30mmの安山岩角礫を含む。棒状コアになるが、指圧で割れる部分が多い。31.30~32.00m安山岩角礫。32.40~32.60m安山岩礫主体。	31.45	32.15	50.50	50.6	20.30
956.18	4.80		風化凝灰角礫岩	暗褐	硬			基質は黄褐色の凝灰質で、φ10~30mmの安山岩角礫を含む。棒状コアになるが、指圧で割れる部分が多い。31.30~32.00m安山岩角礫。32.40~32.60m安山岩礫主体。	32.45	33.15	50.50	50.6	20.30
956.18	4.80		風化凝灰角礫岩	暗褐	硬			基質は黄褐色の凝灰質で、φ10~30mmの安山岩角礫を含む。棒状コアになるが、指圧で割れる部分が多い。31.30~32.00m安山岩角礫。32.40~32.60m安山岩礫主体。	33.45	34.15	50.50	50.6	20.30

図-4-3 H24-No.3 ボーリング結果概要図

表-4.2 ボーリングコア鑑定についての岩盤等級基準 (硬質塊状岩盤)

岩盤等級	対象岩盤の一般的目安としては、新鮮な岩石のテストピースの自然乾燥一軸圧縮強度が 800 kg f/cm ² 以上のもの。新鮮岩の露頭頭における岩盤ハンマーの打撃によって、一般的に金属音が発生する。	
	岩盤の一般的性状	ボーリングコアの状態
A	岩質はきわめて新鮮で、火成岩の造岩鉱物あるいは堆積岩の構成粒子は全く風化変質しておらず、また節理はほとんど分布していない。岩盤としてはきわめて堅牢、固密である。	コアは 100cm 以上の棒状をなし岩質極めて新鮮で、コアの表面は非常になめらかであり、節理は認められない。(すなわち、コア 1 m においては、割れ目の認められない intact rock である) コアの採取率は極めてよい。
B	岩質は新鮮で、火成岩の造岩鉱物あるいは堆積岩の構成粒子はほとんど風化変質していない。また節理の分布はまばらであり、密着している。岩盤としては堅牢、固密である。	コアは 40~50cm 前後の長柱状が主体をなし、岩質は新鮮で、コアの表面はなめらかである。節理の分布は少なく、密着している。節理面は稀に汚染されていることもある。コアの採取率は極めてよい。
C _H	岩質はおおむね新鮮、堅硬であるが、火成岩では造岩鉱物中、長石類および雲母、角閃石などの有色鉱物がわずかに風化変質している場合もあり、また堆積岩類では構成粒子として二次的に存在する長石類および有色鉱物がわずかに風化変質している場合もある。節理はかなり分布しており、また節理面は風化変質をうけて変色汚染されている場合が多く、ときには風化変質がうすく付着していることもあるが、一般にはおおむね密着している。岩盤としては堅固である。	コアは 10~30cm 前後の柱状が主体をなし、岩質はおおむね新鮮で、コアの表面はおおむねなめらかである。節理はやや発達し、節理面はしばしば淡褐色に風化変質しているが、風化変質は内部まで進んでいない。時に節理面には薄く風化物質が付着することもある。コアの採取率はよい。
C _M	岩質は一般にやや風化変質している。このうち火成岩では石英を除き、長石類および有色鉱物は風化を受け、しばしば褐色あるいは赤褐色を呈している。また堆積岩類では構成粒子として二次的に存在する長石類および有色鉱物が風化変質し火成岩の場合と同様、しばしば褐色あるいは赤褐色を呈している。節理は開口し、しばしば粘土あるいは風化物質を挟在している。このクラスの岩石中には細かな毛髪状割れ目が多量に胚胎していることが多い。その他岩質は新鮮であっても、開口節理の分布が著しく、クラッキーな状態を示すものがこのクラスに含まれている。	コアは 10 cm 前後の短柱状が主体となし、岩片状をなす場合でも組み合わせると円柱状になる。岩質はやや風化変質しておりコアの表面はおおむね粗面を呈する。節理面は汚染され、内部まで風化が進んでいる。コアバレルからコアを抜いた時新たな割目が生じる。コアの採取率はおおむね 80% 以上。岩質が新鮮でも、開口節理が発達し、コア長の短いものはこの岩級に含まれる。
C _L	火成岩の造岩鉱物あるいは堆積岩の構成粒子は著しく風化を受けているために、岩石全体としても一般に褐色あるいは赤褐色を呈する。節理は開口し、粘土および風化物質の狭在が著しい。このクラスの岩石では細かな毛髪状の割れ目が著しく、さらに割目に沿って風化も進んでいる。その他、岩質は新鮮であっても、開口節理の分布が著しく、石積状の産状を示すものもこのクラスに含まれる。	コアはおおむね岩片状が主体をなし、組み合わせても円柱状にすることは難しい。岩質は風化している為、コアの表面はザラザラし、一般に褐~茶褐色を呈する。風化変質は節理付近のみならず全体に進んでいる。コアバレルからコアを抜いた時崩壊し易い。採取率はおおむね 80% 以下。短柱状コアと砂~粘土状のコアが繰り返す場合もこの岩級に含まれる。
D	火成岩の造岩鉱物あるいは堆積岩の構成粒子は著しく変化を受け、しばしば砂状および粘土状を呈する分布が見られる。このクラスの岩盤では節理の分布はむしろ不明瞭である。	コアはおおむね砂~粘土状を呈し、一見岩盤被覆層との区別は難しいが、相対的に締り度よい。通常の清水堀では、ダブルコアチューブを用いてもコアの採取は著しく悪い

(出典：ボーリング柱状図作成要領 (案) 解説書 (1999), P18)

4.2. 標準貫入試験結果

試験結果を巻末資料のボーリング柱状図に示した。結果の概要を表-4.5～表-4.7に整理し、昭和58年に行った調査結果を表-4.8に示した。崖錐1(dt1)は湿地堆積物(dt1-m)を部分的に含んでいるが、両者はほぼ同様の性状を示し、N値にも有意な差が見られない。このため、崖錐1(dt1)と崖錐1-湿地(dt1-m)は一括して扱う。

標準貫入試験結果のまとめについては、JIS-A-1219、地盤調査の方法と解説(地盤工学会：2004)等に従った。標準貫入試験によって求まるN値は、砂の相対密度(締めり具合)や粘性土のコンシステンシー(硬さ)との間に、表-4.3～表-4.4に示す相関があるとされている。これらは、標準貫入試験一覧表を見る際の参考となる。

なお、標準貫入試験は、本来砂質土・粘性土地盤に対して行われる試験である。礫を含む地盤の場合には、礫をたたいて過大なN値が出ることもある(道路橋示方書・同解説IV下部構造編 P.141より)。従って、安全のために、礫質土の場合は10cmごとの打撃回数のうち、最も小さい値を3倍する方法でN値の修正を行うこととする(修正N値)。土砂盤の場合、修正N値が50以上になった場合には補正N値を50とした。また、岩盤の場合修正N値300以上の場合に補正N値を300とした。

試験結果の解釈については、「5.4.(1)設計N値」の項で行う。

表-4.3 N値と砂の相対密度の関係

N値	相対密度 (Terzaghi and Peck)	現場判別法
	0～4	
4～10	緩い(loose)	ショベル(スコップ)で掘削可能
10～30	中位の(medium)	鉄筋を5ポンドハンマで打込み容易
30～50	密な(dense)	同上、30cm程度貫入
>50	非常に密な(very dense)	同上、5～6cm貫入、掘削につるはし必要、打込み時金属音

表-4.4 N値と粘土のコンシステンシー、一軸圧縮強さの関係

N値	一軸圧縮強度 qu (kN/m ²)	コンシステンシー
	0～2	
2～4	24.5～49.1	軟らかい
4～8	49.1～98.1	中位の
8～15	98.1～196.2	硬い
15～30	196.2～392.4	非常に硬い
30～	392.4～	固結した

(出典：地盤調査の方法と解説・地盤工学会編(2004), P246)

表-4.5 標準貫入試験結果 (H24-No. 1)

孔番	深度 (m)	地質区分	土質名	実測 N 値 (回/cm)	修正 N 値	補正 N 値
H24-No. 1	1.15	Bs	シルト質礫	9/30	9	9
	2.15	Bs	シルト質礫	6/30	6	6
	3.15	Ts	有機質シルト	1/30	1	1
	4.15	Ts	有機質シルト	2/40	1.5	1.5
	5.15	Lm	ローム	1/30	1	1
	6.15	dt1	礫混じり砂質シルト	11/30	11	11
	7.15	dt1	礫混じり砂質シルト	9/30	9	9
	8.15	dt1	礫混じり砂質シルト	7/30	7	7
	9.15	dt1	シルト質砂質礫	50/23	45	45
	10.15	dt1	シルト質砂質礫	31/30	26	26
	11.15	dt1	シルト質砂質礫	17/30	17	17
	12.15	dt1	砂質シルト	4/30	4	4
	13.15	dt1	シルト質砂質礫	15/30	15	15
	14.15	Enw	風化凝灰角礫岩	50/22	68	68
	15.15	Enw	風化凝灰角礫岩	35/30	35	35
	16.15	Enw	風化凝灰角礫岩	50/16	94	94
	17.00	En	凝灰角礫岩	50/3	500	300
	18.15	En	凝灰角礫岩	50/25	60	60
	19.15	En	凝灰角礫岩	50/21	71	71
	20.15	En	凝灰角礫岩	50/0	-	300

表-4.6 標準貫入試験結果 (H24-No. 2)

孔番	深度(m)	地質区分	土質名	実測N値 (回/cm)	修正N値	補正N値
H24-No. 2	1.15	Bs	シルト混じり礫	8/30	8	8
	2.15	Bs	シルト混じり礫	16/30	16	16
	3.15	Bs	シルト混じり礫	10/30	10	10
	4.15	Bs	シルト混じり礫	14/30	14	14
	5.15	Bs	礫混じり有機質シルト	6/30	6	6
	6.15	Bs	礫混じり有機質シルト	9/30	9	9
	7.15	Bs	礫混じり有機質シルト	8/30	8	8
	8.15	Ts	有機質シルト	2/31	1.9	1.9
	9.15	Lm	ローム	2/30	2	2
	10.15	dt1-m	粘土	6/30	6	6
	11.15	dt1-m	砂質シルト	8/30	8	8
	12.15	dt1-m	粘土	14/30	9	9
	13.15	dt1-m	粘土	7/30	7	7
	14.15	dt1-m	砂混じりシルト	9/30	9	9
	15.15	dt1-m	砂混じり有機質シルト	9/30	9	9
	16.15	dt1-m	砂混じりシルト	7/30	7	7
	17.15	dt1-m	砂混じりシルト	13/30	13	13
	18.15	dt1-m	砂混じりシルト	16/30	15	15
	19.15	dt1-m	砂混じりシルト	10/30	10	10
	20.15	dt1-m	粘土	9/30	9	9
	21.15	dt1-m	砂混じりシルト	26/30	26	26
	22.15	dt2	礫混じり砂質粘土	17/30	17	17
	23.15	dt2	礫混じり砂質粘土	20/30	12	12
	24.15	dt2	礫混じり砂質粘土	39/30	39	39
	25.15	dt2	礫混じり砂質粘土	46/30	23	23
	26.15	dt2	礫混じり砂質粘土	19/30	19	19
	27.15	Enw	風化凝灰岩	23/30	23	23
	28.15	Enw	風化凝灰岩	24/30	24	24
	29.15	Enw	風化凝灰岩	19/30	19	19
	30.15	Enw	風化凝灰岩	22/30	22	22
	31.15	Enw	風化凝灰岩	29/30	29	29
	32.15	Enw	風化凝灰岩	45/30	45	45
	33.15	Enw	風化凝灰岩	43/30	43	43
	34.15	Enw	風化凝灰岩	34/30	34	34
	35.15	En	凝灰岩	50/28	54	54
	36.05	En	凝灰岩	50/12	125	125
	37.05	En	凝灰岩	50/12	125	125
	38.05	En	凝灰岩	50/16	94	94
	39.05	En	凝灰岩	50/13	115	115

表-4.7 標準貫入試験結果 (H24-No. 3)

孔番	深度 (m)	地質区分	土質名	実測 N 値 (回/cm)	修正 N 値	補正 N 値
H24-No. 3	1.15	Ts	有機質シルト	3/32	2.8	2.8
	2.15	Lm	ローム	2/37	1.6	1.6
	3.15	dt1-m	砂質シルト	10/30	10	10
	4.15	dt1-m	シルト	3/31	2.9	2.9
	5.15	dt1-m	シルト	3/30	3	3
	6.15	dt1-m	砂質シルト	6/30	6	6
	7.15	dt1	砂混じりシルト	8/30	8	8
	8.15	dt1	礫混じり砂質シルト	10/30	10	10
	9.15	dt1	礫混じり砂質シルト	9/30	9	9
	10.15	dt1	砂質シルト	12/30	12	12
	11.15	dt1	砂質シルト	8/30	8	8
	12.15	dt1	砂質シルト	7/30	7	7
	13.15	dt1	砂質シルト	7/30	7	7
	14.15	dt1	砂質シルト	8/30	8	8
	15.15	dt1	砂質シルト	11/30	11	11
	16.15	dt1	砂質シルト	7/30	7	7
	17.15	dt1	砂質シルト	4/30	4	4
	18.15	dt2	礫混じり砂質シルト	22/30	22	22
	19.15	dt2	礫混じり砂質シルト	13/30	13	13
	20.15	dt2	礫混じり砂質シルト	16/30	16	16
	21.15	dt2	礫混じり砂質シルト	20/30	20	20
	22.15	dt2	礫混じり砂質シルト	24/30	24	24
	23.15	dt2	礫混じり砂質シルト	23/30	23	23
	24.10	Enw	風化凝灰角礫岩	50/19	79	79
	25.00	Enw	風化凝灰角礫岩	50/3	500	300
	26.15	Enw	風化凝灰角礫岩	21/30	21	21
	27.15	Enw	風化凝灰角礫岩	35/30	35	35
	28.15	En	凝灰角礫岩	50/27	56	56
	29.00	En	凝灰角礫岩	50/6	250	250
	30.00	En	凝灰角礫岩	50/14	107	107
	31.00	En	凝灰角礫岩	50/19	79	79
	32.00	En	凝灰角礫岩	50/8	188	188
	33.00	En	凝灰角礫岩	50/7	214	214

表-4.8 標準貫入試験結果(昭和58年度実施資料より)

孔番	深度(m)	地質区分	土質名	実測N値 (回/cm)	修正N値	補正N値
既-No.1	1.15	Bs	盛土	19/30	19	19
	2.15	Bs	盛土	3/30	3	3
	3.15	Bs	盛土	30/30	30	30
	4.15	Bs	盛土	7/30	7	7
	5.15	Ts	表土	4/30	4	4
	6.15	Lm	礫混じりローム	7/30	7	7
	7.15	dt1	礫混じり粘土	9/30	9	9
	8.15	dt1	礫混じり粘土	3/30	3	3
	9.15	dt1	礫混じり粘土	4/30	4	4
	10.15	dt1	腐植土	9/30	9	9
	11.15	dt1	礫混じり粘土	6/30	6	6
	12.15	dt1	礫混じり粘土	8/30	8	8
	13.15	dt1	礫混じり粘土	7/30	7	7
	14.15	dt1	礫混じり粘土	11/30	11	11
	15.15	dt1	礫混じり粘土	10/30	10	10
	16.15	dt2	礫混じり粘土	20/30	20	20
	17.15	dt2	礫混じり粘土	10/30	10	10
	18.15	dt2	礫混じり粘土	18/30	18	18
	19.15	dt2	礫混じり粘土	15/30	15	15
	20.15	dt2	礫混じり粘土	37/30	37	37
	21.15	dt2	礫混じり粘土	8/30	8	8
	22.15	dt2	礫混じり粘土	50/10	150	50
	23.15	Enw	礫混じり粘土	24/30	24	24
	24.15	Enw	礫混じり粘土	22/30	22	22
	25.15	Enw	礫混じり粘土	22/30	22	22
	26.15	Enw	礫混じり粘土	23/30	23	23
	27.15	Enw	礫混じり粘土	24/30	24	24
	28.15	Enw	礫混じり粘土	22/30	22	22
	29.15	Enw	礫混じり粘土	24/30	24	24
	30.15	Enw	礫混じり粘土	22/30	22	22
	31.15	Enw	礫混じり粘土	25/30	25	25
	32.15	En	凝灰岩	50/27	56	56
	33.15	En	凝灰岩	50/8	188	188
	34.15	En	凝灰岩	50/10	150	150
	35.15	En	凝灰岩	50/13	115	115

孔番	深度(m)	地質区分	土質名	実測N値 (回/cm)	修正N値	補正N値
既-No.2	1.15	Lm	ローム	3/30	3	3
	2.15	dt1	礫混じりシルト	14/30	14	14
	3.15	dt1	粘土	6/30	6	6
	4.15	dt1	粘土	8/30	8	8
	5.15	dt1	粘土	6/30	6	6
	6.15	dt1	粘土	7/30	7	7
	7.15	dt1	粘土	7/30	7	7
	8.15	dt1	粘土	7/30	7	7
	9.15	dt1	粘土	7/30	7	7
	10.15	dt1	粘土	10/30	10	10
	11.15	dt2	礫混じり粘土	40/30	9	9
	12.15	dt2	礫混じり粘土	11/30	11	11
	13.15	dt2	礫混じり粘土	12/30	12	12
	14.15	dt2	礫混じり粘土	50/24	24	24
	15.15	dt2	礫混じり粘土	15/30	15	15
	16.15	dt2	礫混じり粘土	14/30	14	14
	17.15	dt2	粘土	16/30	16	16
	18.15	dt2	粘土	19/30	19	19
	19.15	dt2	粘土	20/30	20	20
	20.15	dt2	粘土	33/30	24	24
	21.15	dt2	粘土	14/30	14	14
	22.15	Enw	粘土	18/30	18	18
	23.15	Enw	粘土	14/30	14	14
	24.15	Enw	粘土	18/30	18	18
	25.15	Enw	粘土	15/30	15	15
	26.15	Enw	粘土	24/30	18	18
	27.15	Enw	粘土	33/30	33	33
	28.15	En	風化凝灰角礫岩	50/30	50	50
	29.15	En	風化凝灰角礫岩	50/24	63	63
	30.15	En	風化凝灰角礫岩	50/24	63	63
	31.15	En	風化凝灰角礫岩	50/22	68	68
	32.00	En	風化凝灰角礫岩	50/0	-	300
	33.15	En	風化凝灰角礫岩	50/8	188	188

孔番	深度(m)	地質区分	土質名	実測N値 (回/cm)	修正N値	補正N値
既-No.3	1.15	Ts	表土	2/30	2	2
	2.15	Lm	ローム	2/30	2	2
	3.15	Lm	ローム	2/30	2	2
	4.15	dt1	礫混じり粘土	3/30	3	3
	5.15	dt1	礫混じり粘土	16/30	16	16
	6.15	dt1	礫混じり粘土	12/30	12	12
	7.15	dt1	礫混じり粘土	7/30	7	7
	8.15	dt1	粘土質腐植土	6/30	6	6
	9.15	dt1	粘土質腐植土	44/30	6	6
	10.15	dt1	礫混じり粘土	6/30	6	6
	11.15	dt2	礫混じり粘土	14/30	14	14
	12.15	dt2	礫混じり粘土	19/30	19	19
	13.15	dt2	礫混じり粘土	13/30	13	13
	14.15	dt2	礫混じり粘土	12/30	12	12
	15.15	dt2	礫混じり粘土	21/30	14	14
	16.15	dt2	礫混じり粘土	12/30	12	12
	17.15	dt2	礫混じり粘土	10/30	10	10
	18.15	dt2	礫混じり粘土	10/30	10	10
	19.15	Enw	礫混じり粘土	21/30	21	21
	20.15	Enw	礫混じり粘土	19/30	19	19
	21.15	Enw	礫混じり粘土	34/30	34	34
	22.15	En	凝灰岩	50/12	125	125
	23.15	En	凝灰岩	50/7	214	214
	24.15	En	凝灰岩	50/16	94	94
	25.15	En	凝灰岩	50/8	188	188

4.3. 現場透水試験結果

現場透水試験は場内の雨水排水を検討するために実施し、主に表層付近で行った。試験結果を巻末資料に整理し、表-4.9に概要を示す。試験対象地盤は、盛土(Bs)・旧表土(Ts)・崖錐1(dt1)であり、いずれも粘性土を多く含んだ土層である。透水係数は $10^{-5} \sim 10^{-6} \text{m/sec}$ のオーダーとなり、透水性は「低い」に区分される地盤である。

表-4.9 現場透水試験結果

ボーリング No.	試験区間 GL-(m)	地質区分	土質	試験方法	地下水位 GL-(m)	透水係数 (m/sec)
H24-No.1	3.50~4.50	Ts	有機質シルト	非定常法	3.04	8.53×10^{-6}
H24-No.1	7.50~8.50	dt1	礫混じり砂質シルト	非定常法	5.43	1.19×10^{-6}
H24-No.2	2.00~3.00	Bs	シルト混じり礫	非定常法	無し	7.91×10^{-5}
H24-No.2	7.00~8.00	Bs	礫混じり有機質シルト	非定常法	無し	3.41×10^{-6}
H24-No.2	10.00~11.00	dt1	粘土~砂混じりシルト	非定常法	3.26	1.99×10^{-5}
H24-No.3	10.00~11.00	dt1	砂質シルト	非定常法	3.96	1.54×10^{-6}

透水性	10 ⁻¹¹	10 ⁻¹⁰	10 ⁻⁹	10 ⁻⁸	10 ⁻⁷	10 ⁻⁶	10 ⁻⁵	10 ⁻⁴	10 ⁻³	10 ⁻²	10 ⁻¹	10 ⁰
透水性	実質上不透水		非常に低い	低い	中位	高い						
対応する土の種類	粘性土 {C}		微細砂、シルト、砂-シルト-粘土混合土 {SF} {S-F} {M}			砂および礫 {GW} {GP} {SW} {SP} {G-M}		清浄な礫 {GW} {GP}				
透水係数を直接測定する方法	特殊な変水位透水試験		変水位透水試験			定水位透水試験		特殊な変水位透水試験				
透水係数を間接的に測定する方法	圧密試験結果から計算		なし			清浄な砂と礫は粒度と間隙比から計算						

(出典：地盤調査の方法と解説・地盤工学会編(2004)より抜粋)

4.4. 孔内水平載荷試験結果

地盤の横方向の変形性を求めるために孔内水平載荷試験を実施した。試験結果を巻末資料に整理し、表-4.10に概要を示す。

試験の対象地盤は、盛土(Bs)とローム(Lm)である。孔内水平載荷試験の試験機は、普通型(LLT)と中圧型(エラストメーター)を使用した。試験結果の解釈については、第5章・5.4節・(6)「変形係数E」の項で行う。

孔内水平載荷試験の結果から求められる変形係数Eと標準貫入試験結果のN値との間には、土質に関係なく相関関係が認められている(図-4.4)。これによると、今回の試験結果は一般的な値よりやや小さいことが分かる。

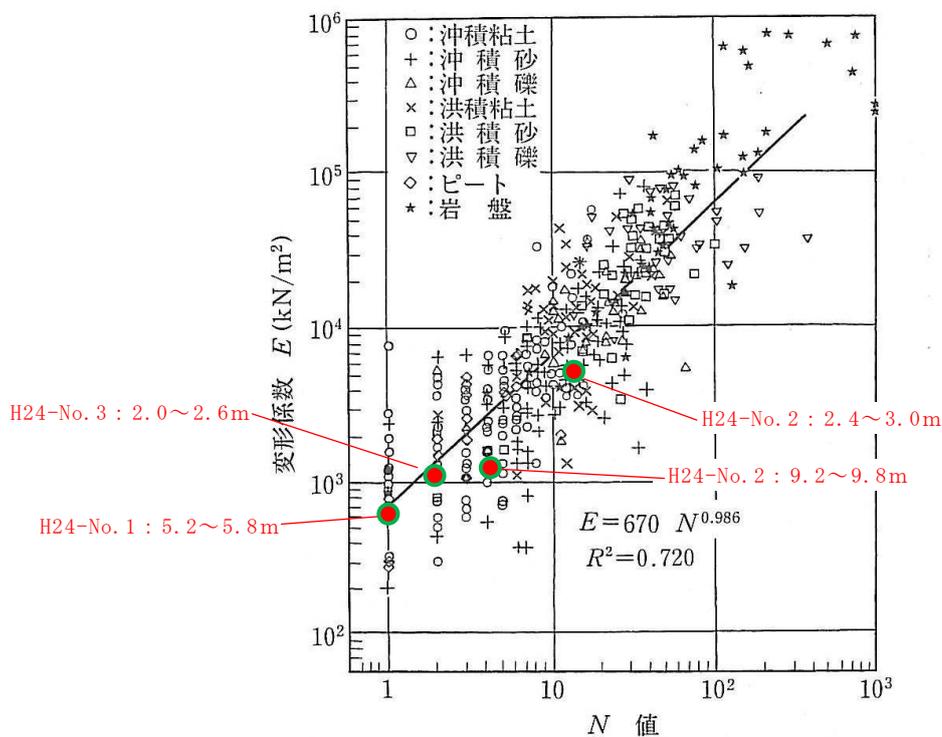


図-4.4 孔内水平載荷試験より得られた変形係数とN値との関係

(出典：地盤調査の方法と解説・地盤工学会編(2004))

表-4.10 孔内水平載荷試験結果

試験機種	ボーリング No.	試験区間 GL-(m) N値	地質区分	土質	降伏応力 P _y (kN/m ²)	地盤反力係数 K _m (MN/m ²)	変形係数 E _m (kN/m ²)	備考
LLT	H24-No. 1	5.20~5.80 N=1	Lm	ローム	131.41	9.37	653.57	
	H24-No. 2	2.40~3.00 N=10~16	Bs	シルト混じり礫	398.15	73.2	4348.79	
	H24-No. 2	9.20~9.80 N=2~6	Lm	ローム	227.51	19.13	1217.65	
	H24-No. 3	2.00~2.60 N=2	Lm	ローム	128.47	18.99	1154.16	
エラストメーター	H24-No. 1	8.12 N=7	dt1	礫混り砂質シルト				有意なデータが得られなかった
	H24-No. 2	7.3 N=8	Bs	盛土				

普通型機 (LLT) はN値が4程度以下の軟弱地盤を対象としている。また、中圧型機 (エラストメーター) はN値が20~30以上の締まった地盤を対象としている。従って、N値が5~20程度の地盤については、最適な機種がない。

H24-No. 2の2.4~3.0m (N値=10~16) でLLTを実施したところ、やや締まった礫質土であったため、測定ゾンデのゴムチューブが破裂した。そこで、N値 \geq 5以上の礫質地盤ではエラストメーターを使用することとした。

H24-No. 1の8.1mとH24-No. 2の7.3mはN値が7~8であるため、エラストメーターを使用した。試験の正常なデータは、ゾンデが孔壁まで拡張した後に、圧力が上昇する (図-4.5の赤線)。しかし、No. 1とNo. 3の地盤はエラストメーターの加圧には耐えられず、低圧で破壊強度を超えてしまったため、有意なデータが得られなかった。そこで、これらの深度についてはN値等から変形係数を推定する。

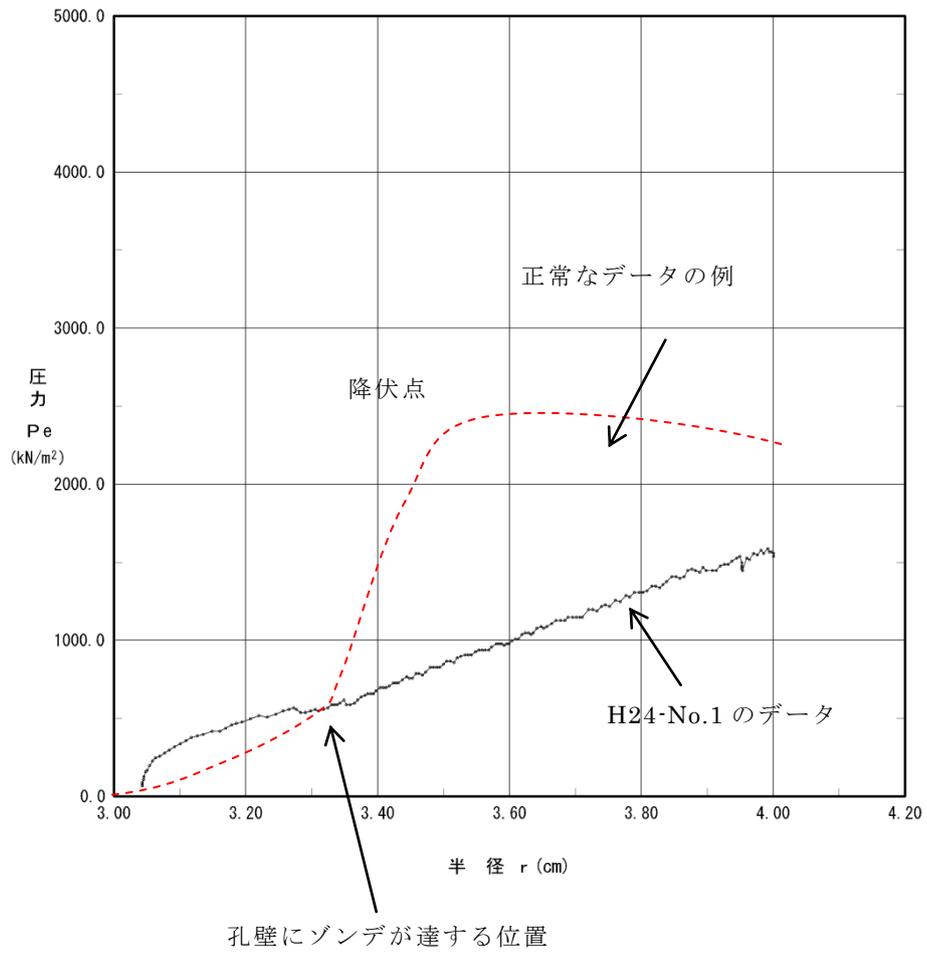


図-4.5 エラストメーター結果図 (H24-No.1)

4.5. PS 検層結果

PS 検層は対象地の中央に当る H24-No. 2 において実施した。結果を巻末資料に整理し、概要を表-4.11 と図-4.6 に示す。

表-4.11 PS 検層結果表 (H24-No. 2)

土層名	記号	下端深度	P波速度	S波速度	採用N値
		GL-(m)	Vp(m/sec)	Vs(m/sec)	
盛土	Bs	7.80	920	290	7.7
旧表土	Ts	8.80	1050	200	2.3
ローム	Lm	9.60			2.0
崖錐1-湿地	dt1 -m	15.80			1120
		21.70			
崖錐2	dt2	26.55	1430	350	13
風化塩嶺累層	Enw	35.00	1930	390	21
塩嶺累層	En	39.18	3110	1010	89

現場で計測された波形記録から P 波あるいは S 波の初動を読み取る。S 波の場合、左右打撃の記録波形の位相が反転する箇所を初動とする。ダウンホール法では、縦軸に深度、横軸に初動読み取り時間をとって走時曲線図を作成し、曲線の勾配の変化点から速度層を区分して、速度層ごとの区間速度（P 波速度）を算出する。また、P 波速度及び S 波速度を用いて、各速度層のポアソン比を求めた。

$$\text{ポアソン比} \quad \nu d = \frac{(V_p \div V_s)^2 - 2}{2 \times \{(V_p \div V_s)^2 - 1\}}$$

P 波あるいは S 波の速度区分は、ほぼ地層区分に対応した深度において速度の変化が認められたが、崖錐層の dt1 は 2 層に区分され、表土 (Ts) とローム (Lm) は dt1 の上部と同等の速度層であった。

また、弾性波速度と N 値には図-4.6 に示す関係が知られており、土質地盤においては S 波速度と N 値の間に特に有意な相関が認められている。

$$V_s = 91.0 N^{0.337}$$

これによると、今回の試験結果は一般的な値よりや大きいことが分かる。

図-4.7 の標準貫入試験欄には S 波速度から換算した N 値を赤線で併記した。Ts～dt1 上部にかけての速度層を除いて全般に実測された N 値より大きな換算 N 値が推定

されている。これは、一般的にN値は地盤及び岩盤の硬軟の程度を反映するのに対して、弾性波速度（特にS波速度）は硬軟に加えて締めり程度の影響が大きいためである。

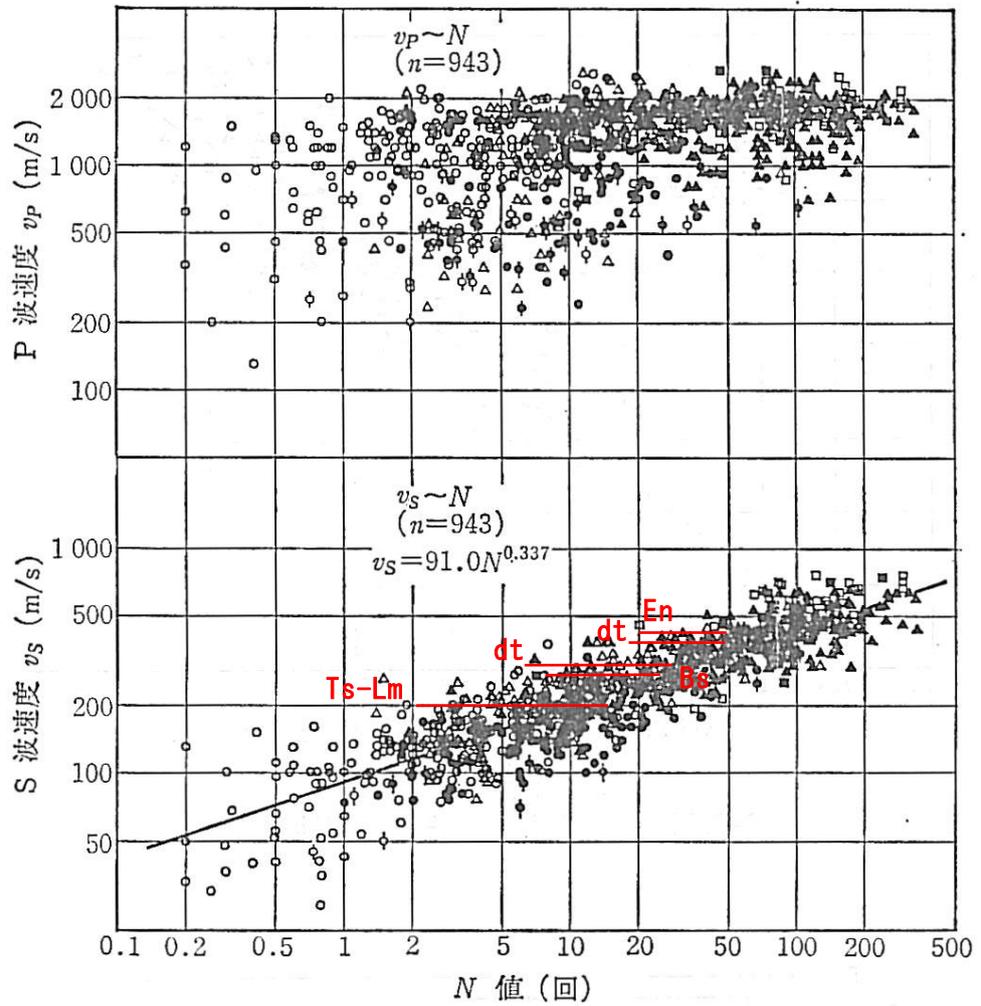
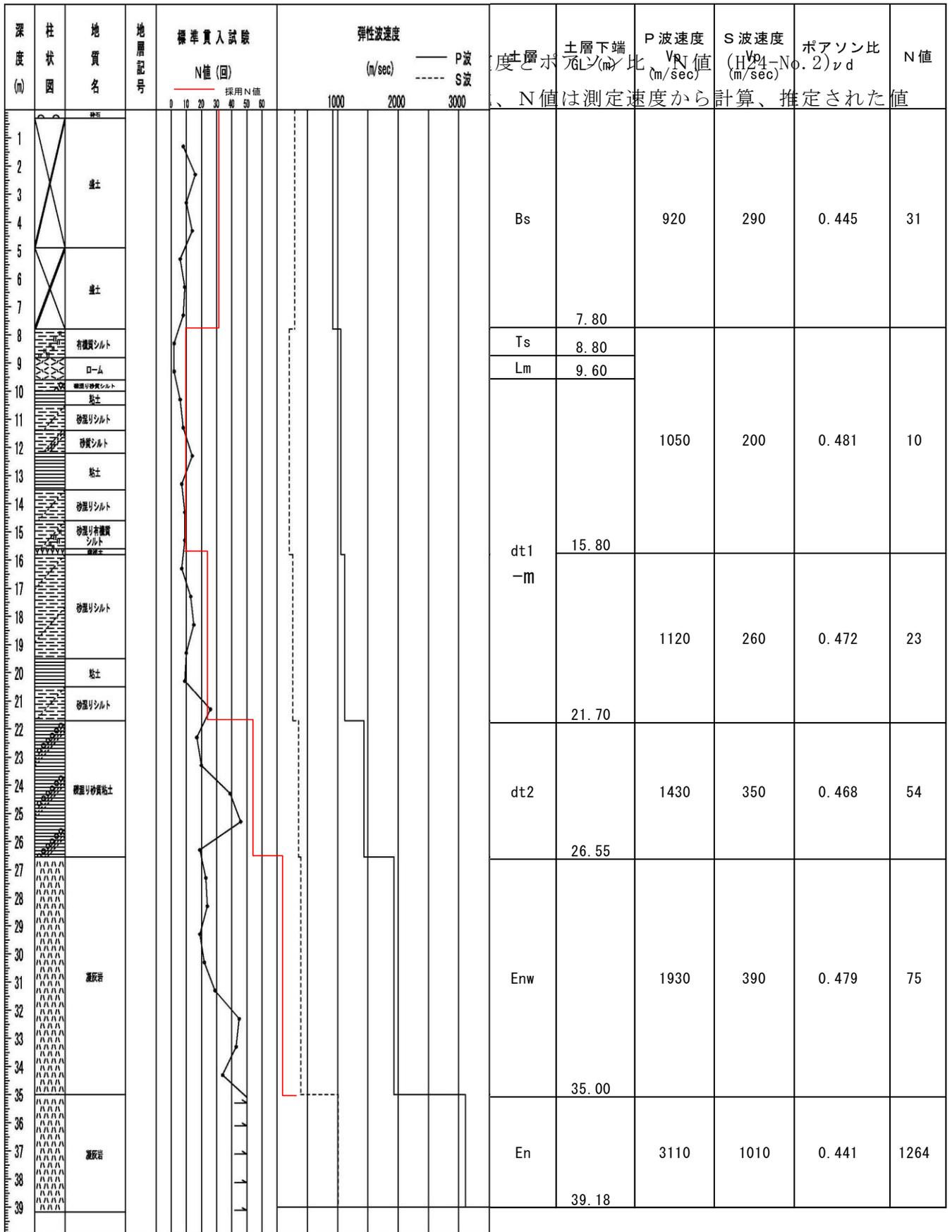


図-4.6 N値とP波速度及びS波速度

(出典：土と基礎の物理探査・地盤工学会 (1981))



4.6. 室内土質試験結果

軟弱地盤の物性を検討するために、室内土質試験を実施した。試験試料はボーリング孔を用いたシンウォール・サンプリングにより採取した。試験結果を巻末資料に整理し、表-4.12に概要を示す。

表-4.12 室内土質試験結果

No.	H24-No.3	
深度 (m)	2.00~2.90	
土層名	ローム(Lm)	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.799	
自然含水比 w_n (%)	64.5	
粒度特性	最大粒径 D_{max} (mm)	9.5
	礫分 2~75mm (%)	10.1
	砂分 75 μ m~2mm (%)	27.8
	シルト分 5~75 μ m (%)	30.6
	粘土分 5 μ m未満 (%)	31.5
コンシステンシ特性	液性限界 W_L (%)	68.6
	液性限界 W_L (%)	29.9
	塑性限界 I_p	38.7
分類名	礫混じり砂質火山灰質粘土 I 型	
分類記号	VH1S-G	
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.611	
せん断特性	試験条件	三軸UU(全応力)
	粘着力 c_u (kN/m ²)	42.6
	せん断抵抗角 ϕ_u (°)	3.11
圧密特性	圧縮指数 C_c	0.781
	圧密降伏応力 P_c (kN/m ²)	135.5

- 1) 採取された土層はローム(Lm)層であったが、自然含水比はローム(Lm)としてはやや低く、土質的には礫分、砂分を若干混入し、液性限界がやや低いことから、火山灰質粘性土であることは間違いないものの、二次堆積していると思われる。
- 2) せん断特性では、不飽和土のために若干のせん断抵抗角 ϕ_u が見られるが、全応力であることから $\phi_u=0$ に近似して考えられる。
- 3) 圧密特性において、試料の深度を 2.5m とすると地中応力は $\sigma = 16 \times 2.5 = 40$ (kN/m²) となり、圧密降伏応力は土被り圧の 3 倍以上で、過圧密状態であることがわかる。ロームでは一般に過圧密状態を示すことが知られている。

4.7. スウェーデン式サウンディング試験結果

軟弱地盤の分布と厚さを確認するために、現状の南側駐車場において7箇所スウェーデン式サウンディングを行った。駐車場の表面には碎石が40cm程度の厚さで施工されており、スウェーデン式サウンディング試験では貫入不能であったことから、深さ50cm程度のテストピットを掘削した後に試験を行った。表-4.13に貫入深さ及び軟弱地盤である粘性土の厚さをまとめた。

表-4.13 スウェーデン式サウンディング試験結果

No.	標高(m)	貫入深度(m)	粘性土厚(m)	礫質土厚(m)
1	985.38	1.68	1.65	0.03
2	983.58	1.08	1.00	0.08
3	982.81	2.45	2.25	0.20
4	983.88	3.89	3.85	0.04
5	984.65	3.96	3.90	0.06
6	986.30	1.18	1.00	0.18
7	983.85	3.82	3.50	0.32
合計		18.06	17.15	0.91

ボーリング結果と対応させると、スウェーデン式サウンディング試験で確認された粘性土は、旧表土(Ts)及びローム(Lm)と考えられ、崖錐1(dt1)の上部に堆積する礫質土あるいは砂質土によって貫入不能になったと考えられる。

5. 地質総合解析

5.1. 地すべり地形

調査地周辺の丘陵地は段差や凹凸が著しいため、既往資料で地すべり地形と判断されている。本業務では空中写真判読と現地踏査により地すべり地形の詳細を把握した。

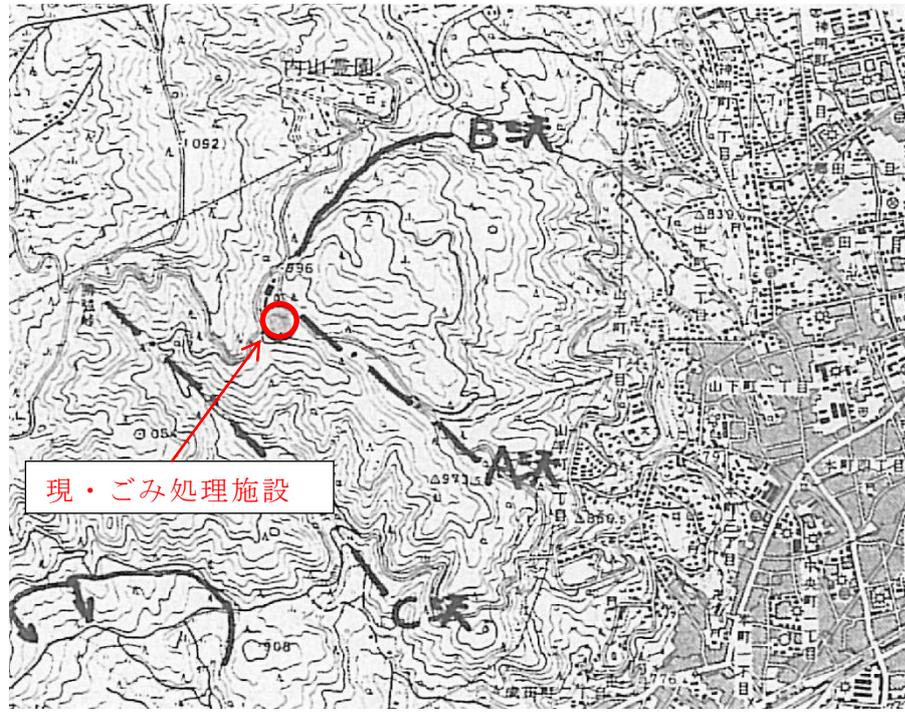
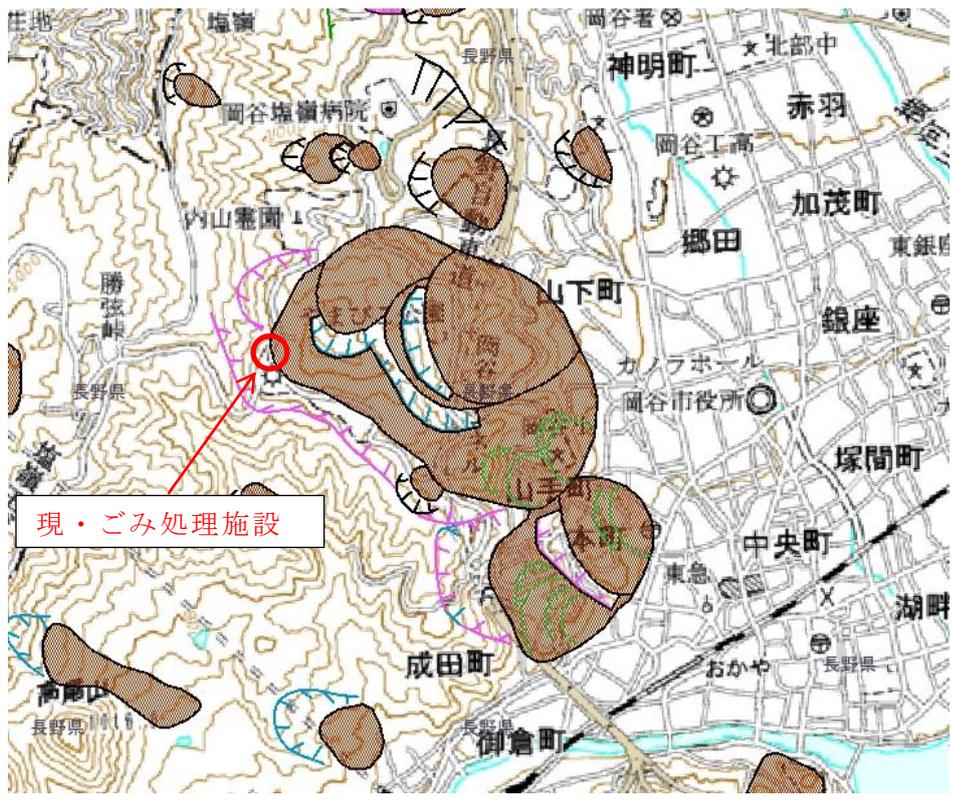
(1) 既往資料の地すべり地形

調査地の位置するやまびこ公園周辺の丘陵地は、段差や凹凸の多いことから、下記の既往資料1及び資料2により地すべり地形であると判断されている(図-5.1及び図-5.2)。

- ・ 既往資料1：地すべり地形分布図（独立行政法人 防災科学研究所）
- ・ 既往資料2：岡谷市清掃工場整備事業に伴う地質調査業務・報告書
(昭和58年9月，大成基礎設計株式会社)

既往資料2では、地すべり地形の性状について次のように記述されている。

- ・ やまびこ公園周辺は地すべり地形を示し、調査地はその頭部に当たる。
- ・ 地すべりは古い時代に滑動したもので、現在は安定状態にあると考えられる。



(2) 空中写真判読結果

調査地周辺の地形・地質構成について広域的な観点から予察を行うために、空中写真の実体視により地形判読を実施した。結果を図-5.3に示す。

用いた空中写真は、国土地理院発行による以下の4年度分である。

1947（昭和22）年, 1962（昭和37）年

1969（昭和39）年, 1975（昭和50）年

やまびこ公園周辺は、大規模で起伏の多い凹状～凸状台地地形をなしている。背後に馬蹄形の急斜面帯を擁し、その直下に段差・凹地・分離丘の繰返しからなる丘陵状の緩斜面が位置する。斜面下部は周辺斜面と異なり、低地側に顕著に張り出す。

これらの特徴から、やまびこ公園周辺は大規模な地すべり地形をなしていると判断される。滑落崖は西北西-東南東方向に伸びるものが顕著であり、中央部の滑落崖を境として上半部のAブロックとB下半部のブロックに大別される。

Aブロックは左右非対称な形状を示し、滑落崖も南側では直線的で明瞭だが、北西側では背後からの二次すべりブロックによりやや不明瞭となっている。線状凹地（頭部～側部の陥没帯）は滑落崖直下に大規模に連続している。内部は比較的凹凸が少ないが、末端部は中～小規模なブロックに分化している。

Bブロックは顕著な凹状多丘地形をなす。半馬蹄形の滑落崖の直下に、段差・凹地・分離小丘が集中し、起伏が著しい。

ごみ処理施設付近は、Aブロック頭部の陥没凹地内に位置すると考えられる。凹地内は、背後斜面からもたらされた崖錐堆積物や沖積錐堆積物により覆われていると予想される。

沖積低地面が沢地形沿いに斜面内に入り込んでいることから、地すべりの末端部は沖積層（市街地となっている）の下に埋没していると考えられる。また、地すべり地形は浸食が進んでおり、段差や凹地等がややなだらかとなっている。これらの状況から、本地すべりが活動したのは洪積世中～後期（約2万年前より以前）と推定される。

(3) 現地踏査結果

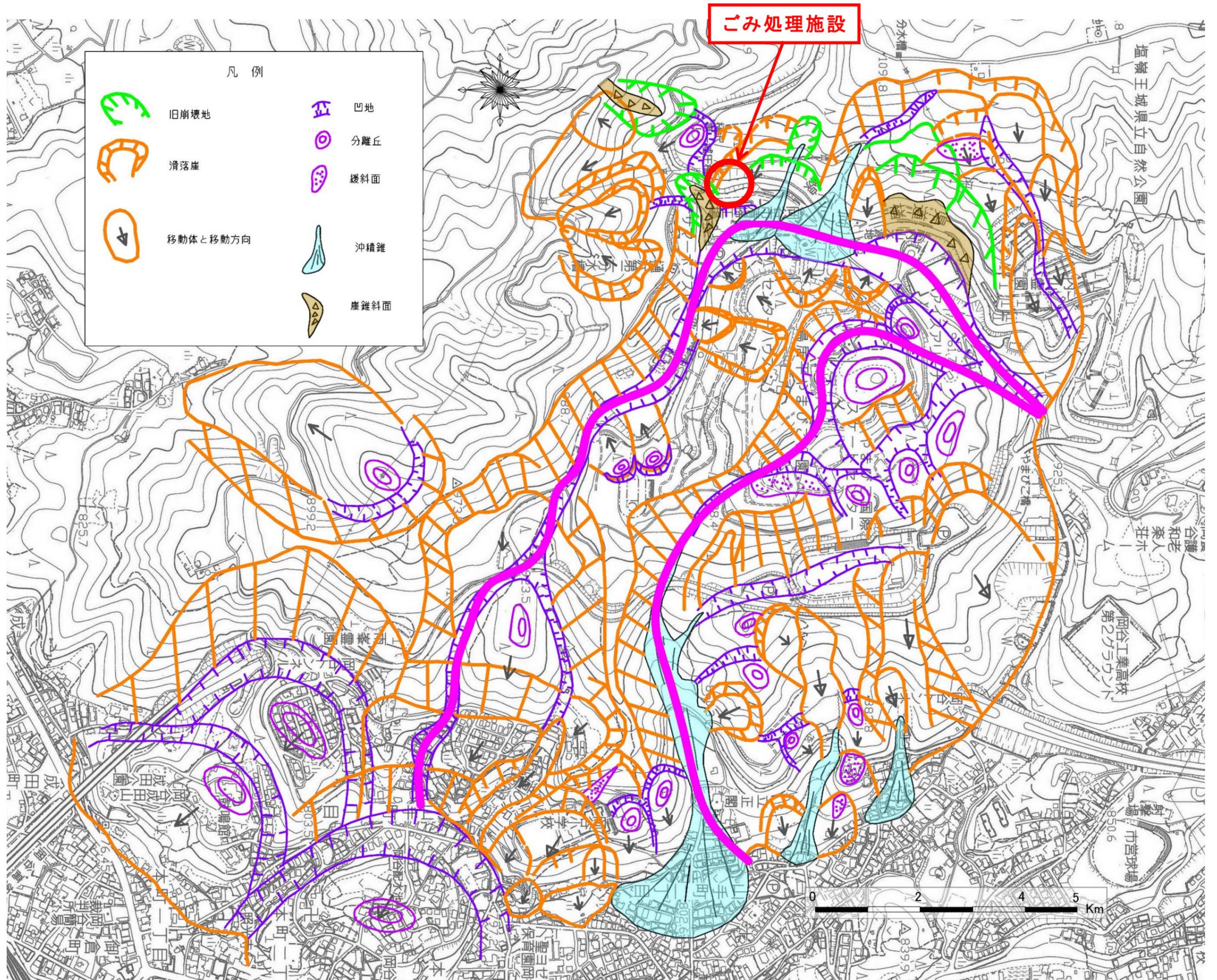
地形判読で抽出された地すべり地形の実態を把握するために、現地の地質概査を実施した。その結果、地形判読（図-5.3）で認定した滑落崖・線状凹地・分離小丘・張出し地形等が、現地でも実際に分布することを確認した。

地すべり地形の中～上部の大半はやまびこ公園として利用されており、下部は耕地及び宅地となっている。これらの範囲には、地表の亀裂、建築物の変形等の新しい変状や顕著な植生異常等の最近の滑動徴候は認められない。

また、地すべり地形の末端部には中央道塩嶺トンネルが通過しているが、トンネルに変状は発生していない。

(4) 地すべりの安定性

以上の状況から、地すべり全体として現在は十分に安定していると考えられる。従って、ごみ処理施設の建設地としては問題ないと判断される。



5.2. 地質構成

以上の調査結果をもとに対象地の地質構成を検討し、地質断面図を作成した(図-5.5～5.8)。地質構成を推定するに当たり、昭和58年度実施の「岡谷市清掃工場整備事業に伴う地質調査業務(大成基礎設計株式会社)」報告書も参考にした。昭和58年度に実施した3本の調査ボーリングは、既-No.1～既-No.3として記載する。

(1) 地質区分

表-5.1 地質構成表

地質年代	記号	地層名	記 事
完新世	Bs	盛 土	清掃工場造成時に施工された盛土。盛土は不均質で盛土の底部には有機質土を主体とした部分も含まれる。盛土の上部は全体として礫分が多いが、コンクリート片などを多く含んでいる。
	Ts	旧表土	旧地表面で有機質粘性土よりなり黒ボク状であるが、N値は2～4で比較的硬い部分もある。
第四紀 更新世	Lm	ローム	御岳起源と思われる火山灰質粘性土で、礫分や砂分を混入しており、二次堆積のロームの可能性がある。N値は2～7で比較的硬い。
	dt1-m	崖錐1-湿地	崖錐1内の一部に分布する。砂質シルトを主とし、腐植土を挟在し、平行ラミナが発達する。性状は崖錐1とほぼ同様のため、設計上は崖錐1に含める。
	dt2	崖錐1	礫を混入した粘性土のほか、砂質シルト、粘土などを主体としている。N値は11以下の箇所が多く比較的均一でバラツキが少ない。全体的にグライ化している部分が多い。
	dt2	崖錐2	強風化した岩盤状であるが、岩盤組織は乱れが顕著で、地すべり土塊と考えられる。粘性土を主体とし風化の進んだ安山岩礫が多い。N値は20～30。
	Enw	風化塩嶺累層	凝灰角礫岩あるいは凝灰岩で、岩盤組織は明瞭であるが、風化が進み全体に軟質である。コアは短柱状あるいは棒状であるが、指圧で容易につぶすことができる。N値は20～40でD級と判断される。
	En	塩嶺累層	凝灰角礫岩あるいは凝灰岩で、岩盤組織は明瞭であり硬質になる。コアは10～30cm程度の棒状コアになるが、指圧で割れる。N値は50以上であり、岩級区分はCL級程度である。

調査地の地質は第四紀更新世と完新世の地層からなる。完新世の地層は旧表土(Ts)と盛土(Bs)からなる。更新世の地層は基盤の塩嶺累層(En)と崖錐堆積物およびローム(Lm)からなる。以下に各地層の性状を個別に解説する。

① 盛土(Bs)

清掃工場造成時に施工された盛土(Bs)で、H24-No.1、H24-No.2において認められ、昭和58年度に実施された調査時点でも、既-No.1においては4.60mの厚さで確認された。盛土(Bs)は不均質で箇所によって大きなムラがあると考えられ、盛土(Bs)の底部には有機質土を主体とした部分も含まれる。盛土(Bs)の上部は全体として礫分が多く、コンクリート片などを多く含んでいる。各地点での盛土(Bs)の土質を表-5.2にまとめる。

表-5.2 盛土(Bs)の土質詳細

No.	深度(m)	土質	記事
H24-No.1	0.00～0.30	碎石	φ5～30mm角礫主体。砂分多い。
	0.30～1.00	シルト混じり礫	φ10～50mm亜角礫主体。コンクリート片混入。
	1.00～3.10	シルト質礫	φ5～30mm亜角礫主体。マトリックスはシルト～粘土で、含水が高く粘性が強い。
H24-No.2	0.00～0.30	碎石	φ5～30mm亜角礫主体。
	0.30～4.90	シルト混じり礫	φ10～40mm亜角礫主体。コンクリート片の混入多い。マトリックスは有機質の多いシルトで、空隙も認められる。 4.40～4.90mコンクリート片主体。
	4.90～7.80	礫混じり有機質シルト	含水中位でやや硬い。有機質の混入が多く砂分も多い。φ10～50mm亜角礫混入し、木片も含む。
既-No.1	0.00～4.60	礫混じりシルト	礫、コンクリート片を混じる粘土等で、上部玉石多く混じる。1.70～2.70m凝灰質粘土で小礫混じる。2.70mより大礫、鉄筋入りコンクリート片多く混じる。

② 旧表土(Ts)

旧地表面で有機質粘性土よりなる。ローム(Lm)が表土化していることから黒ボク状であるが、N値は2～4で比較的硬い部分も見られる。

③ ローム(Lm)

御岳起源と思われる火山灰質粘性土で、礫分や砂分を少量混入しており、室内土質試験の結果からは二次堆積のローム(Lm)の可能性がある。N値は2～7で旧表土(Ts)と同様比較的硬い部分もある。

④ 崖錐1(dt1) および崖錐1-湿地(dt1-m)

崖錐堆積物は土層の硬さや締まり具合、土色などから、上部の崖錐1(dt1)と下部の崖錐2(dt2)に区分した。

崖錐 1 (dt1) は礫混じり土のほか、砂質シルト、粘土など礫の認められない土層などからなり、いずれも粘性土を主体としている。N値は 10 以下の箇所が多く、比較的均一でバラツキが少ない。

H24-No. 2～H24-No. 3 においてグライ化している箇所があり、特に H24-No. 2 では顕著で、淡青灰～暗青灰の箇所が認められ還元状態が進んでいる。

H24. No. 1 でも粘性土部分の N 値は他地点と同程度を示しており、GL-9. 20～-11. 80m、-12. 50～-13. 65m には安山岩礫を多く含み、玉石を点在する礫質土を挟んでいる。有機質土あるいは木片等が所々認められるが、明確に連続していると認められる部分はない。

H24-No. 2 の 9. 6～21. 7m と H24-No. 3 の 3. 0～6. 30m は均質な砂質粘性土を主とし、腐植土を挟在する。平行ラミナ(葉理)が発達し、ラミナは 20～45° 程度に傾斜している部分が多い。これらの状況から、本層は旧地すべりの陥没部にかつて形成された湿地に堆積したものと考えられる(崖錐 1-湿地 (dt1-m))。崖錐 1 (dt1) と崖錐 1-湿地 (dt1-m) は、ほぼ同様な土質性状を示し、崖錐 1-湿地 (dt1-m) の分布は部分的である。

⑤ 崖錐 2 (dt2)

崖錐 1 (dt1) の下位にある土層で、強風化した岩盤状であるが、岩盤組織の乱れが顕著なため地すべり土塊と考えられる。ラミナ等の堆積構造はほとんど確認されない。粘性土を主体とし礫を含んでいるが、硬質礫はほとんどなく、風化の進んだ安山岩礫が多い。N値は 20～30 であり、礫の多い箇所で過大になる。

⑥ 風化塩嶺累層 (Enw)

塩嶺累層 (En) の凝灰角礫岩あるいは凝灰岩で、岩盤組織は明瞭であるが、風化が進み全体に軟質である。風化帯の厚さは 3. 25～8. 45m であり、対象地中央部の H24-No. 2 が最も厚くなっている。コアは短柱状あるいは棒状であるが、指圧で容易につぶすことができ、硬質の安山岩礫を含む。岩級区分は表-4. 2 から D 級と判断される。

⑦ 塩嶺累層 (En)

塩嶺累層 (En) の凝灰角礫岩あるいは凝灰岩で、岩盤組織は明瞭であり、上部に比べて硬質である。コアは 10～30cm 程度の棒状で採取されるが、指圧で割れる程度の硬さである。岩相は安山岩の硬質礫を含んだ凝灰角礫岩が主体であるが、H24-No. 2 においては安山岩の硬質礫はほとんど含まず、凝灰岩様の産状になっている。既-No. 1 と既-No. 3 についても凝灰岩と記載されている。N値は硬質礫に当たらない箇所においても 50 以上であり、岩級区分は表-4. 2 から CL 級程度である。

(2) 地質断面図

敷地内において直交する3断面について地質構成を検討した。東西方向をA断面、南北方向をB断面およびC断面として図-5.5～図-5.8に示した。

【A断面】(グリッドNo. 1+20 付近)

敷地の東西方向に、計画建屋のほぼ中央を通る測線である。H24-No. 1とH24-No. 2は現清掃工場の盛土(Bs)上で実施し、H24-No. 3は盛土(Bs)下の駐車場で実施した。

対象地の基盤となる塩嶺累層(En)は、対象地東側のH24-No. 2～H24-No. 3においては、旧地表面とほぼ平行に5°以下の緩傾斜で確認され、西側に向かって急激に浅くなっている。岩盤上部の風化塩嶺累層(Enw)は、対象断面の中央部でやや厚くなっており、3～8mの厚さがある。

岩盤上には崖錐1(dt1)～崖錐2(dt2)からなる粘性土を主体とした土層が堆積している。崖錐1(dt1)の一部には、湿地の堆積物(崖錐1-湿地(dt1-m))が分布する。調査地は地すべり地形の陥没帯に位置しており、湿地の堆積物も存在することから、崖錐1(dt1)～崖錐2(dt2)は地すべり土塊と推定される。崖錐1(dt1)を約1万年前のローム(Lm)が覆っていることから、地すべりの活動年代は古いことがわかる。

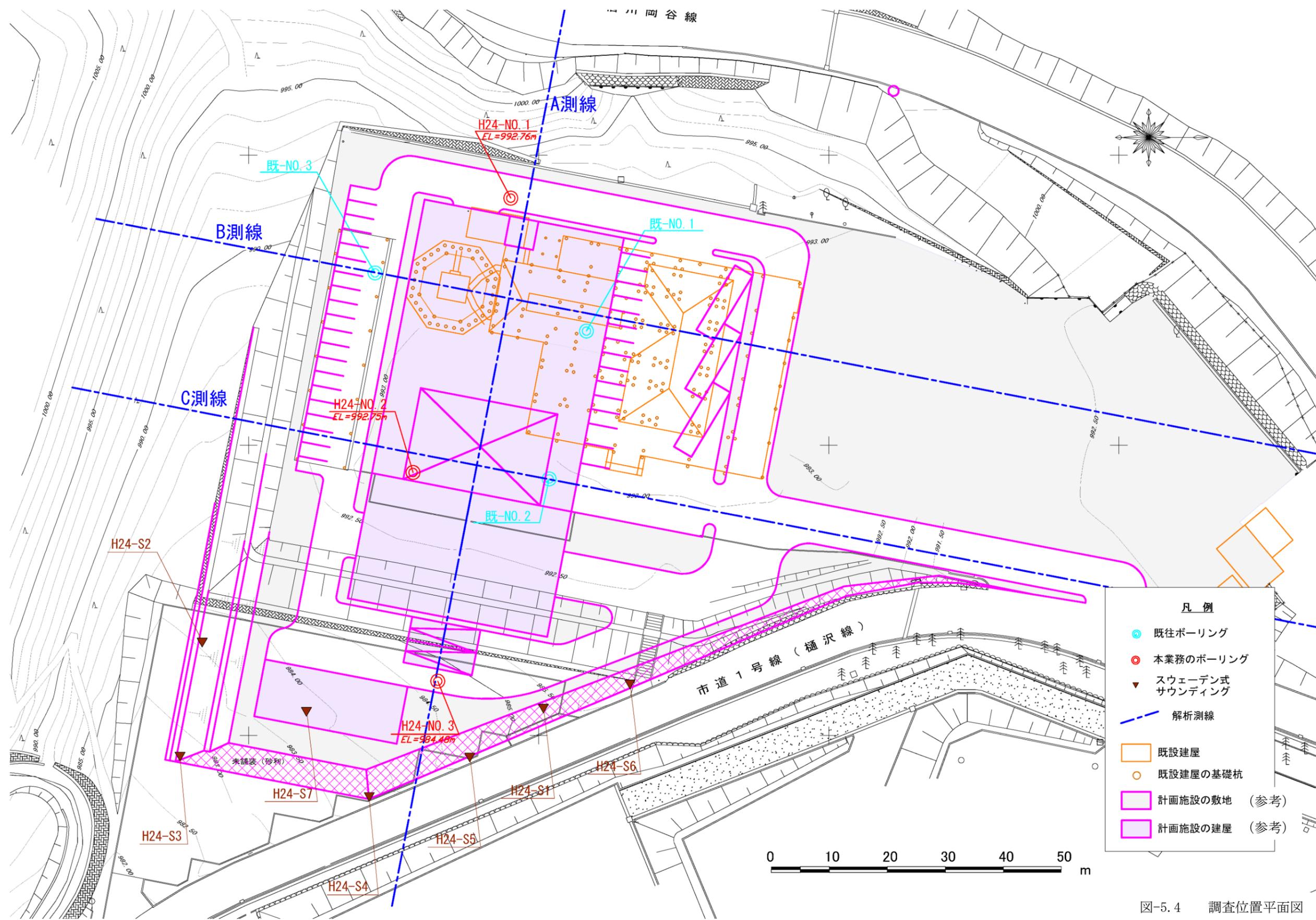
H24-No. 3の崖錐1(dt1)上部にはN値が3程度の軟弱地盤があり、旧表土(Ts)、ローム(Lm)とともに軟らかい土層が広がっており、現盛土(Bs)ののり尻部分で厚くなっている。

【B断面】(グリッドP. 130 付近)

南北方向の断面のうち、計画されている施設の西側(山側)に位置する。この断面では昭和58年度実施の既-No. 1、既-No. 3を通る。基盤となる塩嶺累層(En)は、円弧状の境界面となっていると推定される。風化塩嶺累層(Enw)は既-No. 1付近で厚くなっており、崖錐2(dt2)との境界面は船底状の形態になっていると考えられる。南側の沢の側壁に向かって、各土層が薄くなっていると推定される。

【C断面】(グリッドP. 100 付近)

南北方向の断面のうち、計画されている施設の東側(谷側)に位置する。この断面ではH24-No. 2と既-No. 2を通る。B断面と同様、基盤となる塩嶺累層(En)は円弧状の境界面、風化塩嶺累層(Enw)はH24-No. 2付近で厚くなっており、崖錐2(dt2)との境界面は船底状の形態になっていると考えられる。崖錐2(dt2)は既-No. 2において厚くなっており、ローム(Lm)も既-No. 2付近で厚くなっている。

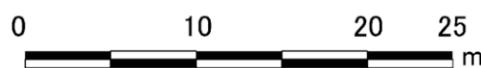
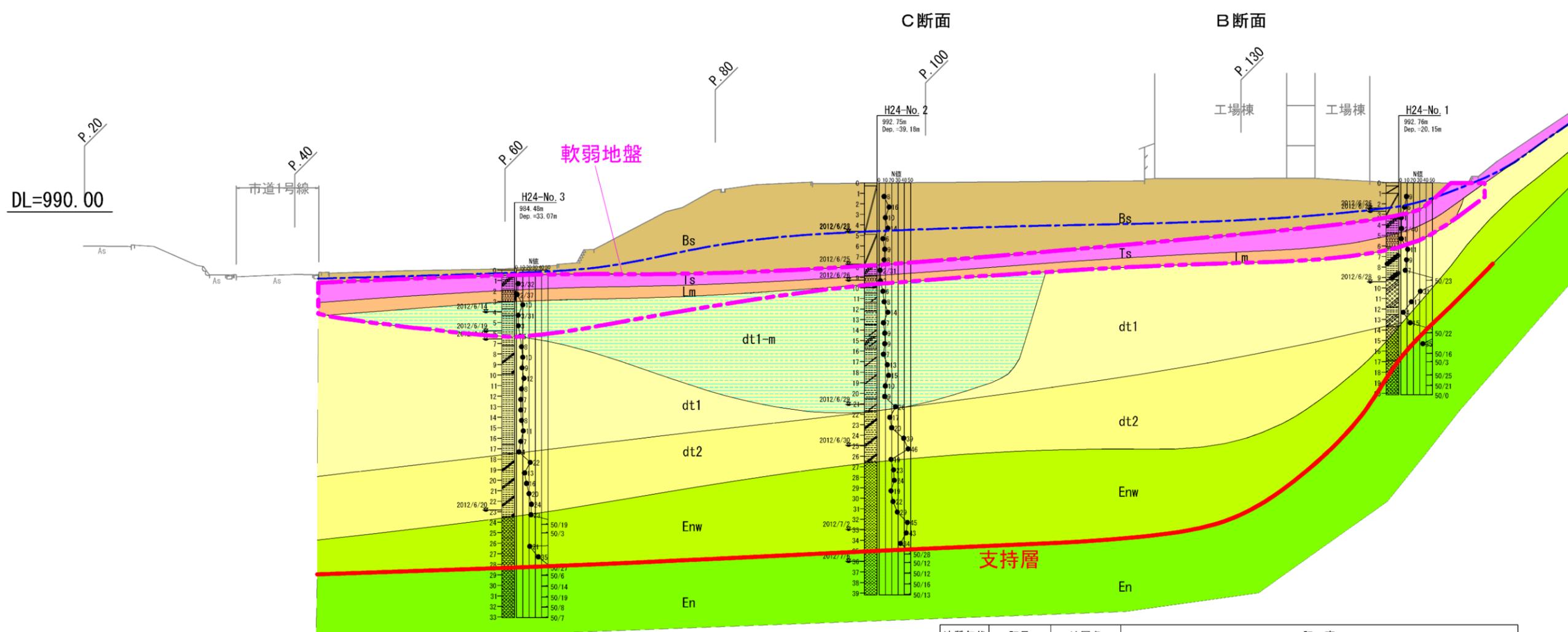


- 凡例
- 既往ボーリング
 - 本業務のボーリング
 - ▼ スウェーデン式サウンディング
 - - - 解析測線
 - 既設建屋
 - 既設建屋の基礎杭
 - 計画施設の敷地 (参考)
 - 計画施設の建屋 (参考)

図-5.4 調査位置平面図

A 断面

NO. 1+20
GH=992.78
FH=

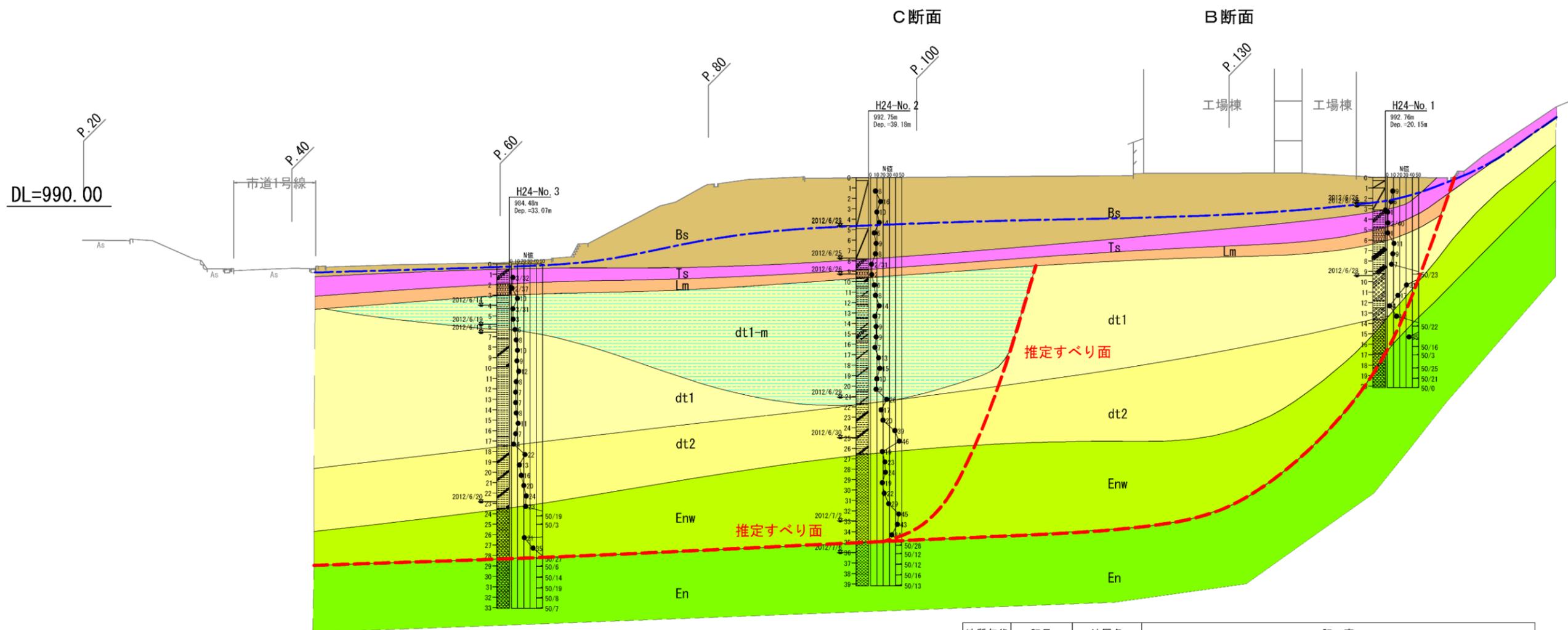


地質年代	記号	地層名	記事
完新世	Bs	盛土	礫径・礫率・基質の性状は不均質。底部に有機質土を主体とした部分あり。上部は全体として礫分が多いが、コンクリート片などを多く含んでいる。
	Ts	旧表土	旧地表土で有機質粘性土からなる。N値は2~4で比較的硬い部分もある。
第四紀	Lm	ローム	御岳起源と思われる火山灰質粘性土で、礫分や砂分を混入しており、二次堆積のロームの可能性が高い。N値は2~7で比較的硬い。
	dt1-m	崖錐1-湿地	崖錐1内の一部に分布する。砂質シルトを主とし、腐植土を挟み、平行ラミナが発達する。性状は崖錐1とほぼ同様のため、設計上は崖錐1に含める。
更新世	dt1	崖錐1	礫を混入した粘性土のほか、砂質シルト、粘土などを主体としている。N値は10以下の箇所が多く比較的均一でバラツキが少ない。
	dt2	崖錐2	強風化した岩盤状であるが、岩盤組織は乱れが顕著で、地すべり土塊と考えられる。粘性土を主体とし風化の進んだ安山岩礫が多い。N値は20~30。
	Enw	風化塩礫累層	凝灰角礫岩あるいは凝灰岩で、岩盤組織は明瞭であるが、風化が進み全体に軟質である。コアは短柱状あるいは棒状であるが、指圧で容易につぶすことができる。N値は20~40。
	En	塩礫累層	凝灰角礫岩あるいは凝灰岩で、岩盤組織は明瞭であり硬質になる。コアは10~30cm程度の棒状コアになるが、指圧で割れる。N値は50以上である。

図-5.5 地質断面図 A 断面

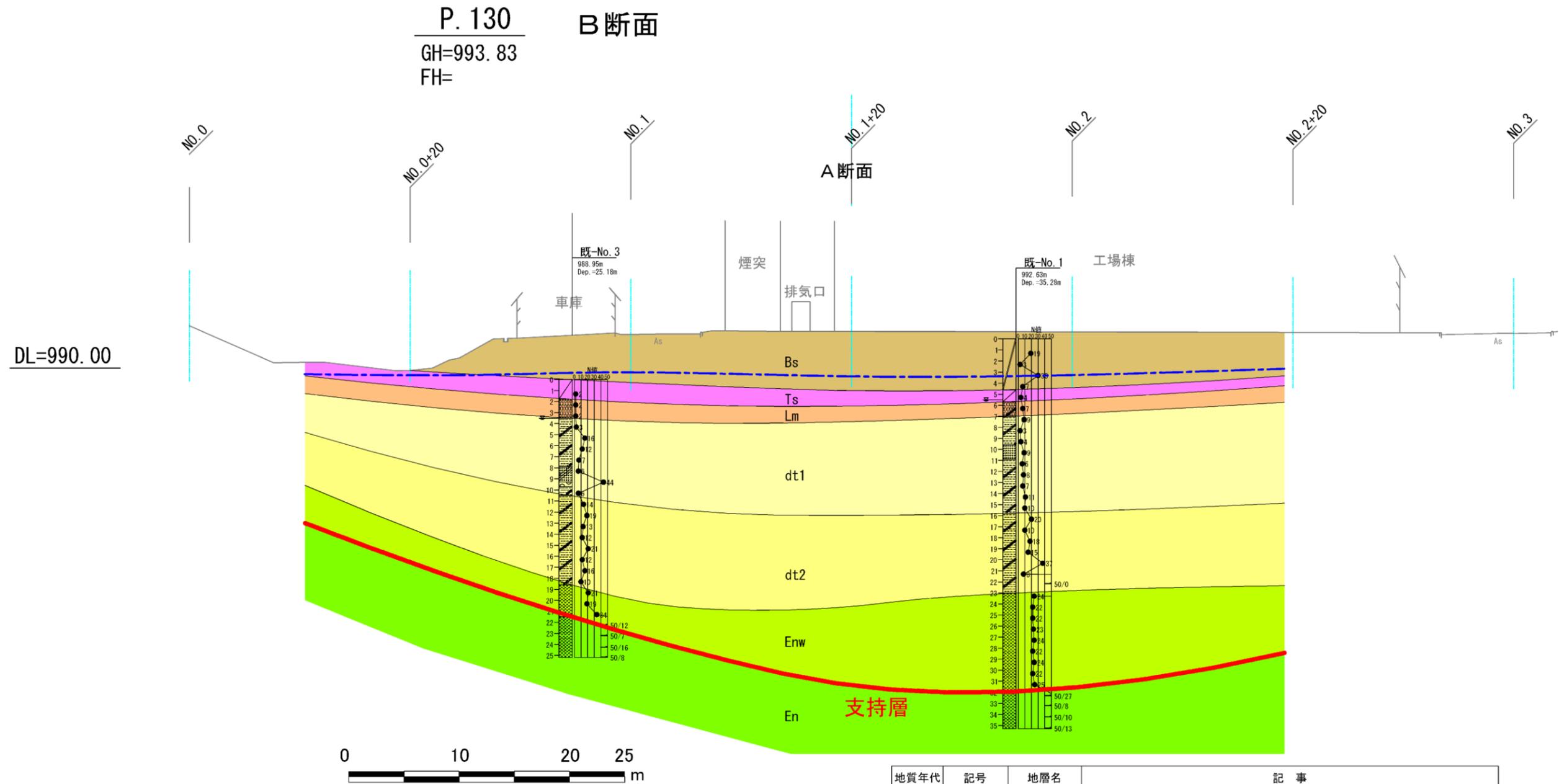
A 断面

NO. 1+20
GH=992.78
FH=



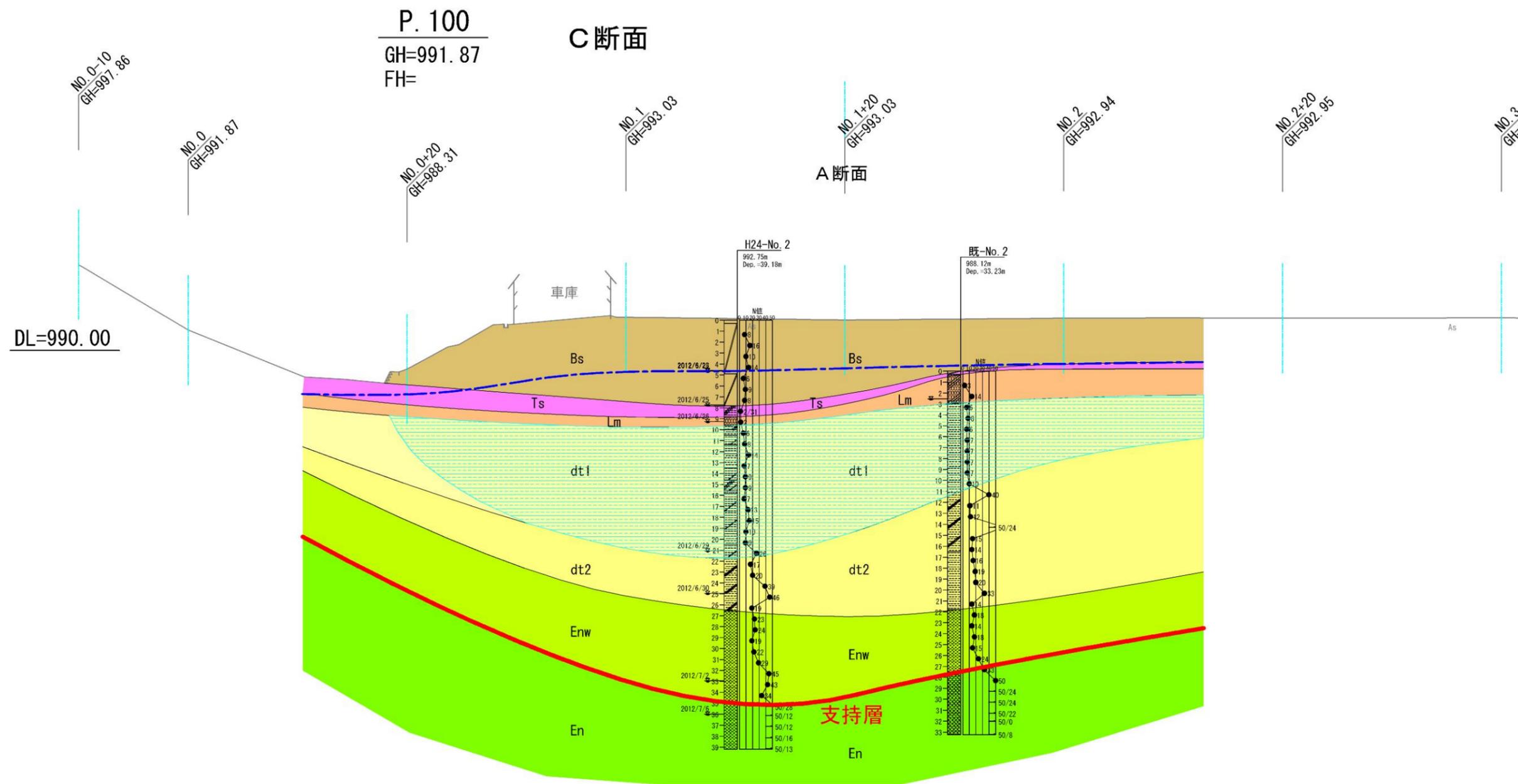
地質年代	記号	地層名	記事
完新世	Bs	盛土	礫径・礫率・基質の性状は不均質。底部に有機質土を主体とした部分あり。上部は全体として礫が多いが、コンクリート片などを多く含んでいる。
	Ts	旧表土	旧地表土で有機質粘性土からなる。N値は2~4で比較的硬い部分もある。
	Lm	ローム	御岳起源と思われる火山灰質粘性土で、礫分や砂分を混入しており、二次堆積のロームの可能性もある。N値は2~7で比較的硬い。
第四紀	dt1-m	崖錐1-湿地	崖錐1内の一部に分布する。砂質シルトを主とし、腐植土を挟み、平行ラミナが発達する。性状は崖錐1とほぼ同様のため、設計上は崖錐1に含める。
	dt1	崖錐1	礫を混入した粘性土のほか、砂質シルト、粘土などを主体としている。N値は10以下の箇所が多く比較的均一でバラツキが少ない。
更新世	dt2	崖錐2	強風化した岩盤状であるが、岩盤組織は乱れが顕著で、地すべり土塊と考えられる。粘性土を主体とし風化の進んだ安山岩礫が多い。N値は20~30。
	Enw	風化塩礫累層	凝灰角礫岩あるいは凝灰岩で、岩盤組織は明瞭であるが、風化が進み全体に軟質である。コアは短柱状あるいは棒状であるが、指圧で容易につぶすことができる。N値は20~40。
	En	塩礫累層	凝灰角礫岩あるいは凝灰岩で、岩盤組織は明瞭であり硬質になる。コアは10~30cm程度の棒状コアになるが、指圧で割れる。N値は50以上である。

図-5.6 地質断面図 A断面 (すべり面入り)



地質年代	記号	地層名	記事
完 新 世	Bs	盛土	礫径・礫率・基質の性状は不均質。底部に有機質土を主体とした部分あり。上部は全体として礫分が多いが、コンクリート片などを多く含んでいる。
	Ts	旧表土	旧地表土で有機質粘性土からなる。N値は2~4で比較的硬い部分もある。
第 四 更 紀 新 世	Lm	ローム	御岳起源と思われる火山灰質粘性土で、礫分や砂分を混入しており、二次堆積のロームの可能性ある。N値は2~7で比較的硬い。
	dt1-m	崖錐1-湿地	崖錐1内の一部に分布する。砂質シルトを主とし、腐植土を挟み、平行ラミナが発達する。性状は崖錐1とほぼ同様のため、設計上は崖錐1に含める。
	dt1	崖錐1	礫を混入した粘性土のほか、砂質シルト、粘土などを主体としている。N値は10以下の箇所が多く比較的均一でバラツキが少ない。
	dt2	崖錐2	強風化した岩盤状であるが、岩盤組織は乱れが顕著で、地すべり土塊と考えられる。粘性土を主体とし風化の進んだ安山岩礫が多い。N値は20~30。
	Enw	風化塩礫累層	凝灰角礫岩あるいは凝灰岩で、岩盤組織は明瞭であるが、風化が進み全体に軟質である。コアは短柱状あるいは棒状であるが、指圧で容易につぶすことができる。N値は20~40。
	En	塩礫累層	凝灰角礫岩あるいは凝灰岩で、岩盤組織は明瞭であり硬質になる。コアは10~30cm程度の棒状コアになるが、指圧で割れる。N値は50以上である。

図-5.7 地質断面図 B 断面



地質年代	記号	地層名	記事
完新世	Bs	盛土	礫径・礫率・基質の性状は不均質。底部に有機質土を主体とした部分あり。上部は全体として礫分が多いが、コンクリート片などを多く含んでいる。
	Ts	旧表土	旧地表土で有機質粘性土からなる。N値は2~4で比較的硬い部分もある。
第四紀	Lm	ローム	御岳起源と思われる火山灰質粘性土で、礫分や砂分を混入しており、二次堆積のロームの可能性はある。N値は2~7で比較的硬い。
	dt1-m	崖錐1-湿地	崖錐1内の一部に分布する。砂質シルトを主とし、腐植土を挟み、平行ラミナが発達する。性状は崖錐1とほぼ同様なため、設計上は崖錐1に含める。
	dt1	崖錐1	礫を混入した粘性土のほか、砂質シルト、粘土などを主体としている。N値は10以下の箇所が多く比較的均一でバラツキが少ない。
	dt2	崖錐2	強風化した岩盤状であるが、岩盤組織は乱れが顕著で、地すべり土塊と考えられる。粘性土を主体とし風化の進んだ安山岩礫が多い。N値は20~30。
新世	Enw	風化塩礫累層	凝灰角礫岩あるいは凝灰岩で、岩盤組織は明瞭であるが、風化が進み全体に軟質である。コアは短柱状あるいは棒状であるが、指圧で容易につぶすことができる。N値は20~40。
	En	塩礫累層	凝灰角礫岩あるいは凝灰岩で、岩盤組織は明瞭であり硬質になる。コアは10~30cm程度の棒状コアになるが、指圧で割れる。N値は50以上である。

図-5.8 地質断面図 C断面

5.3. 地下水について

本業務ではボーリング孔を調査終了後に閉塞しており、地下水位の観測を実施していないため、地下水状況については不明な点が多い。このため、ボーリング掘削時の水位変化等から地下水の状況を推定する。ボーリング掘削時における作業前と作業後の孔内水位を記録し、日報解析図として整理した(図-5.9~5.11)。これにもとづき、地下水位と地盤の透水性を推定し、図-5.12に帯水層区分図として示した。

(1) ボーリング孔ごとの水理状況

① H24-No. 1

● 試錐日報解析

深度 2.0m までの盛土(Bs) 区間には、孔内水位は認められなかった。8月26日の掘削深度 15.0m までの孔内水位は、作業後・作業前ともに 2~3m でほぼ安定しており、ほぼ非漏水区間とみなされる。しかし、深度 15.0m 以深では翌朝水位が大きく低下し、部分漏水区間となった。

深度 15.0m は崖錐 1(dt1) と岩盤の境界付近に相当することから、H24-No. 1 では崖錐 1(dt1) までの低透水性で、岩盤はやや透水性を有すると考えられる。ただし、岩盤もボーリング掘削中の掘削水がほとんど漏水しなかったことから、透水性は大きくはない。

● ボーリングコアの状況

深度 3.1m までの盛土(Bs) は礫を主とするが、基質は粘性土である。深度 3.1~6.1m は旧表土(Ts) とローム(Lm) からなる粘性土である。深度 6.1~13.65m の崖錐 1(dt1) は、褐色の粘性土~礫質土からなる。礫質土の基質は粘性土を主としている。深度 13.65m 以深の岩盤は褐色で亀裂が多い。

● 現場透水試験結果

透水係数は、旧表土(Ts) = 8.53×10^{-6} m/sec、崖錐 1(dt1) = 1.19×10^{-6} m/sec であった。

② H24-No. 2

● 試錐日報解析

深度 8.0m までの盛土(Bs) 区間には、孔内水位は認められなかった。8月27日の掘削深度 21.0m までの孔内水位は、作業後・作業前ともに 5~7m を主とし、作業後水位の方がやや高かった。このため、ほぼ非漏水区間とみなされる。しかし、深度 21.0m 以深では翌朝水位が大きく低下し、部分漏水区間となった。

深度 21.0m は、崖錐 1-湿地(dt1-m) と崖錐 2(dt2) の境界付近に相当する。このため H24-No. 2 では、崖錐 1-湿地(dt1-m) は低透水性で、崖錐 2(dt2) と岩盤はやや

透水性を有すると考えられる。ただし、岩盤もボーリング掘削中の掘削水がほとんど漏水しなかったことから、透水性は大きくはない。

- ボーリングコアの状況

深度 7.8m までの盛土 (Bs) は礫を主とするが、基質は粘性土である。深度 7.8~9.6 m は旧表土 (Ts) とローム (Lm) からなる粘性土である。深度 9.6~21.7m の崖錐 1-湿地 (dt1-m) は灰色の粘性土からなる。深度 21.7~26.55m の崖錐 2 (dt2) は褐色の粘性土を主とするが、礫が多い。

深度 26.55~35.0m の風化岩盤は褐色で亀裂が多い。深度 35.0m 以深は灰色の新鮮岩からなる。

- 現場透水試験結果

透水係数は、盛土 (Bs) = 7.91×10^{-5} m/sec, 3.41×10^{-6} m/sec、崖錐 1-湿地 (dt1-m) = 1.99×10^{-5} m/sec であった。

③ H24-No. 3

- 試錐日報解析

6月18日の掘削深度 24.0m までの孔内水位は、作業後・作業前ともに 5~7m を主とし、作業後水位の方が若干低かった。このため、一部漏水区間とみなされる。しかし、深度 24.0m 以深では翌朝水位が大きく低下し、部分漏水区間となった。

深度 24.0m は、崖錐 2 (dt2) と岩盤の境界付近に相当する。このため H24-No. 3 では、崖錐 1 (dt1) ~ 崖錐 2 (dt2) は低透水性で、岩盤はやや透水性を有すると考えられる。ただし、岩盤もボーリング掘削中の掘削水がほとんど漏水しなかったことから、透水性は大きくはない。

- ボーリングコアの状況

深度 0.5m までの盛土 (Bs) は礫を主とする。深度 0.5~3.0m は旧表土 (Ts) とローム (Lm) からなる粘性土である。深度 3.0~17.45m の崖錐 1-湿地 (dt1-m) ~ 崖錐 1 (dt1) は灰色~褐灰色の粘性土からなる。深度 17.45~23.5m の崖錐 2 (dt2) は褐灰色の粘性土からなる。深度 23.5m 以深の岩盤は褐色で亀裂が多い。

- 現場透水試験結果

透水係数は、崖錐 1 (dt1) = 1.54×10^{-6} m/sec であった。

(2) 地盤の水理状況

① 地盤の透水性

以上の状況から地盤の透水性については以下のように考えられる。

- ・盛土(Bs), 旧表土(Ts), ローム(Lm), 崖錐1(dt1) = 不透水性
- ・崖錐2(dt2) = やや透水性(ただし、不均質)
- ・岩盤 = やや透水性

② 地下水位

降雨時にはH24-No.3南側の駐車場において湧水が認められた。また、スウェーデン式サウンディングの際に地表付近を人力で掘削したところ、盛土(Bs)と旧表土(Ts)との境界から湧水があった。旧表土(Ts)・ローム(Lm)・崖錐1-湿地(dt1-m)・崖錐1(dt1)は粘性土からなり実質的に不透水層であることから、盛土(Bs)が自由地下水帯となっていると考えられる(「低透水層1」とする)。

盛土(Bs)内の地下水位は、ボーリング掘削時における翌朝の孔内水位のうち最高のものを便宜的に用い、H24-No.1=2.41m、H24-No.2=4.59mとする。ただし、H24-No.3では掘削時の水位が崖錐2(dt2)内にまで低下したため、スウェーデン式サウンディングの際に湧水の認められた旧表土(Ts)との境界付近とした。

昭和58年度の既往ボーリングの掘削時孔内水位は、旧地表面から0.9~2.5m下に記録されている。その後5~8mの高さの盛土(Bs)が敷地前面に施工されたことから、ボーリング掘削時より地下水位が上昇して、盛土(Bs)内に水位が形成されていると考えられる。

また、旧表土(Ts)・ローム(Lm)・崖錐1-湿地(dt1-m)・崖錐1(dt1)からなる不透水層の下位に、崖錐2(dt2)及び岩盤からなるやや透水する層が存在する。このため、崖錐2(dt2)~岩盤は別の低透水層(「低透水層2」とする)を形成していると考えられる。

低透水層2の掘削中には掘進に伴って翌朝の孔内水位が低下し、被圧水も認められなかった。またH24-No.2で、掘削終了後にPS検層を実施するために塩ビパイプを挿入したところ、孔内に地下水はほとんど認められなかった。これらの状況からは、低透水層2の水頭はボーリング深度より深い可能性がある。低透水層2内に地下水を包蔵しているか否かと、その水頭を把握するためには、旧表土(Ts)・ローム(Lm)・崖錐1-湿地(dt1-m)・崖錐1(dt1)からなる不透水層までを遮水し、低透水層2のみを対象とした地下水観測孔が必要である。

+++++

***試錐日報解析図の用語解説**

- 逸水面 : 地下水検層図において比抵抗のピークが暫時低下し、ある深さでこの現象が消滅する場合逸水面と呼ぶ。いわゆる鉛直下降流の底面である。
- 非漏水層 : 作業後の水位と翌朝作業前の水位が変わらない掘削区間。不透水層に相当し明らかに制限床と判断されるもの。
- 一部漏水層 : 作業後の水位に比べ翌朝作業前水位がわずかに低下したもの。一応低透水層に相当し、制限床となりうるものと判断されるもの。
- 部分漏水層 : 作業後の水位に比べ翌朝作業前水位がかなり大きく低下した掘削区間。かなりの透水性を持つが実際に地下水を包蔵するか否かは、試錐日報解析のみでは不明で、地下水検層において地下水の流入が検出された場合には地下水帯と判定される。
- 全面漏水層 : 翌日作業前水位が孔底まで低下している掘削区間。かなりの透水性を持ち、地下水の包蔵がないと推定される区間。
- 自由地下水帯 : 地下水を包蔵し、その上位に制限床を伴わない地下水帯。
- 有圧地下水帯 : 地下水を包蔵し、その上下位に一部漏水層または非漏水層によって区切られたもの。作業後の水位に比べて翌朝作業前水位がかなり上昇したものと判断される。

ボーリング日報解析図

H24-No. 1

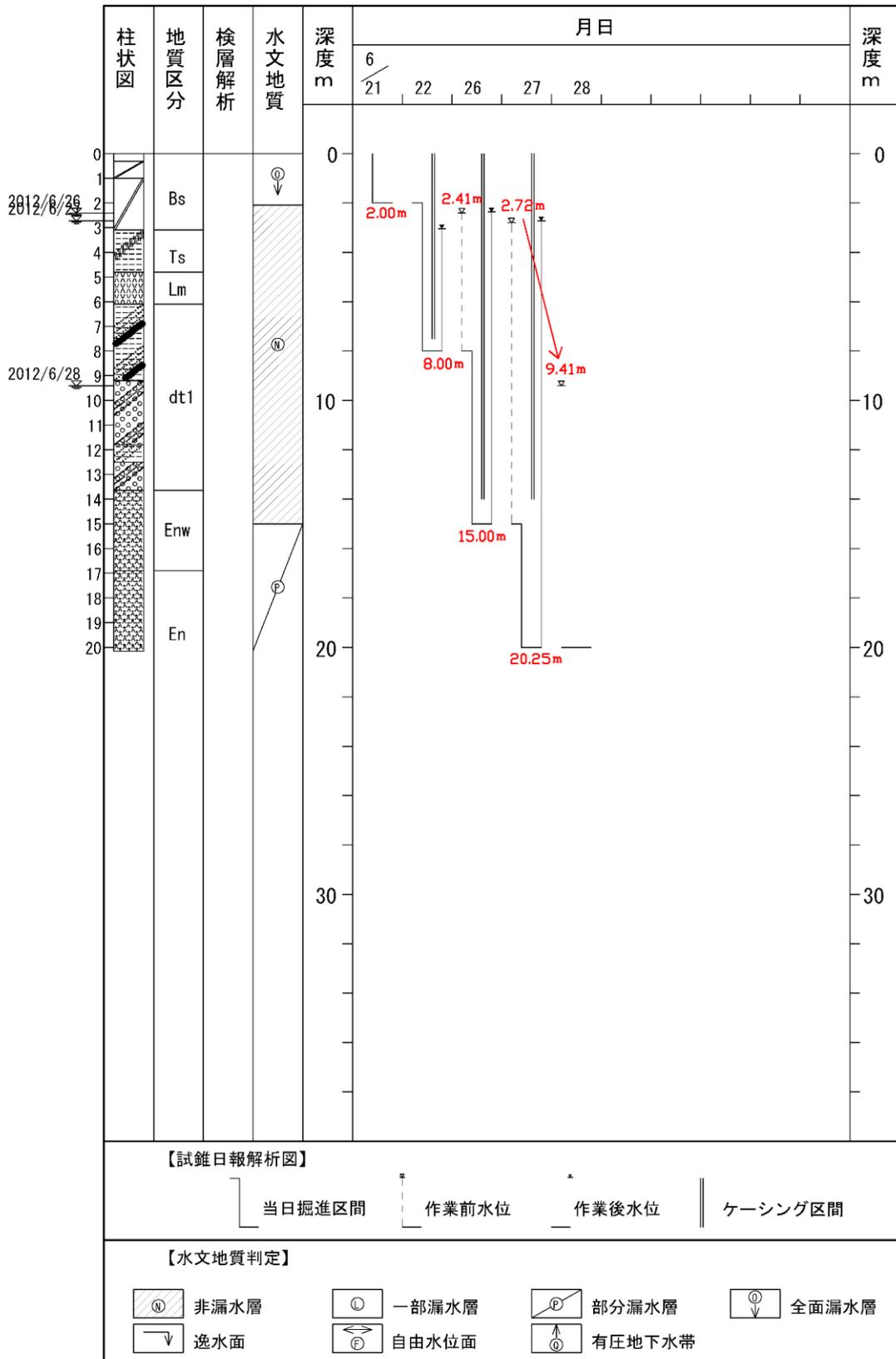


図-5.9 試錐日報解析図 (H24-No. 1)

ボーリング日報解析図

H24-No. 2

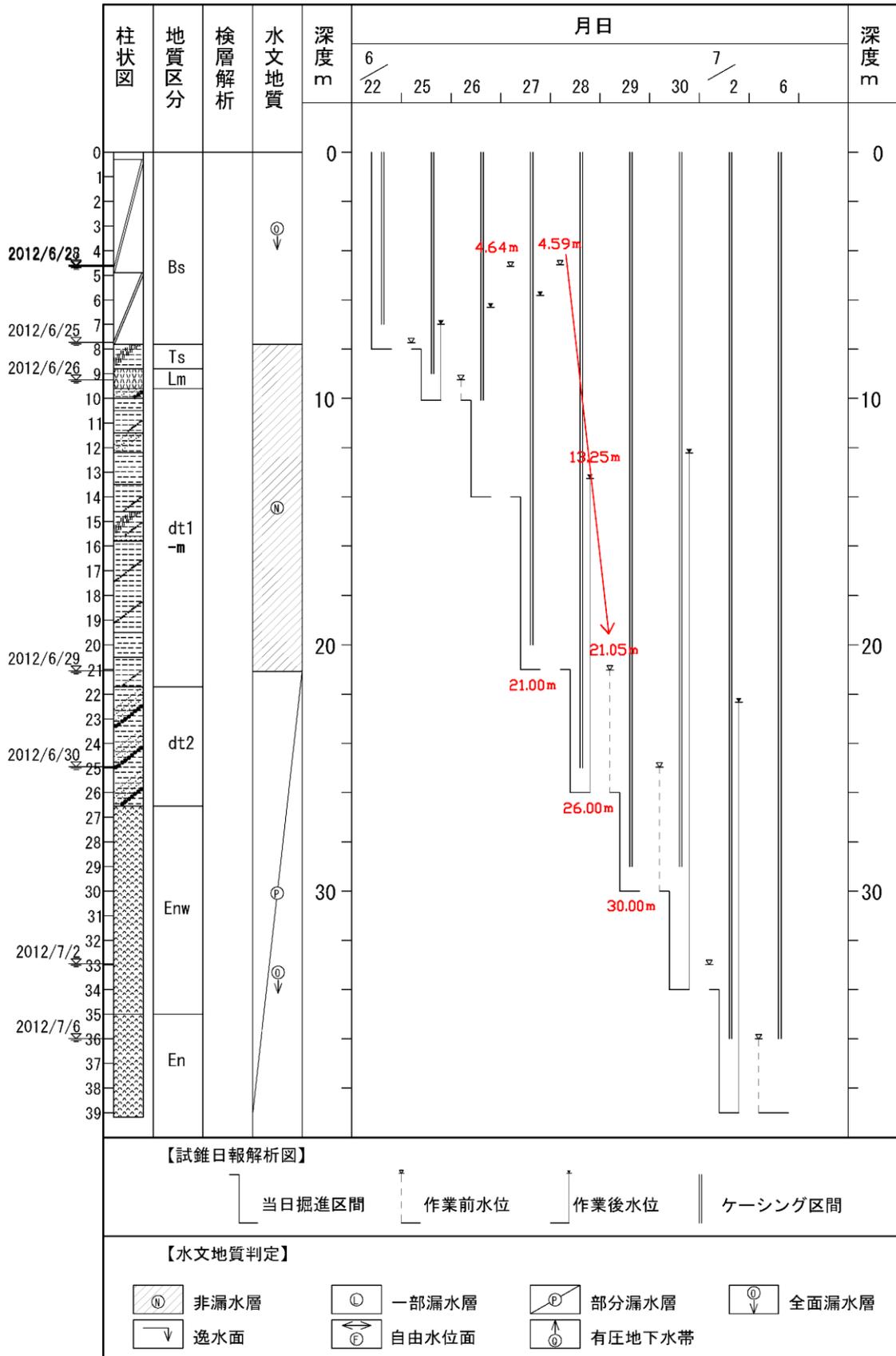


図-5.10 試錐日報解析図 (H24-No. 2)

ボーリング日報解析図

H24-No. 3

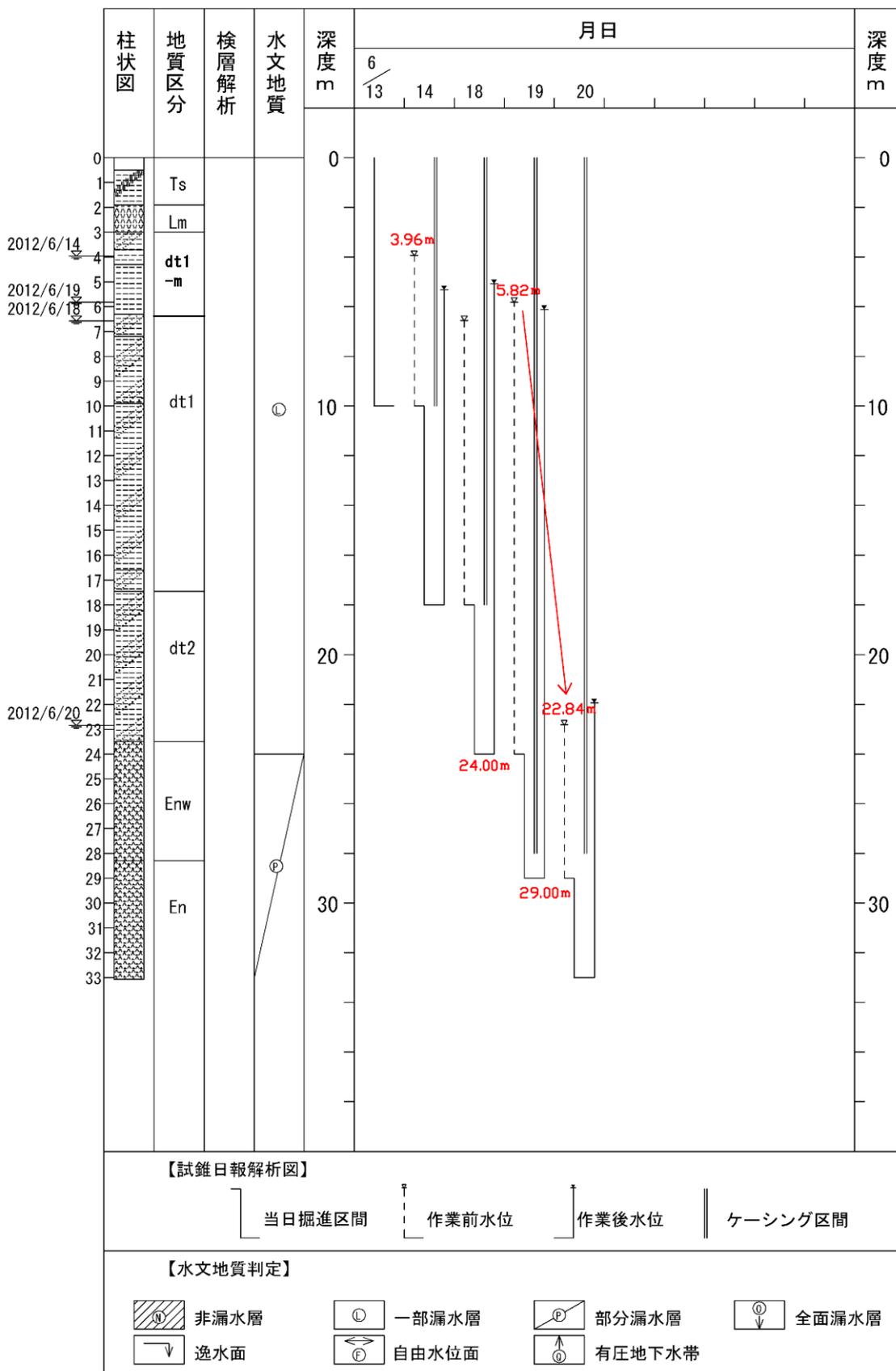


図-5.11 試錐日報解析図 (H24-No. 3)

A 断面 NO. 1+20
GH=992.78
FH=

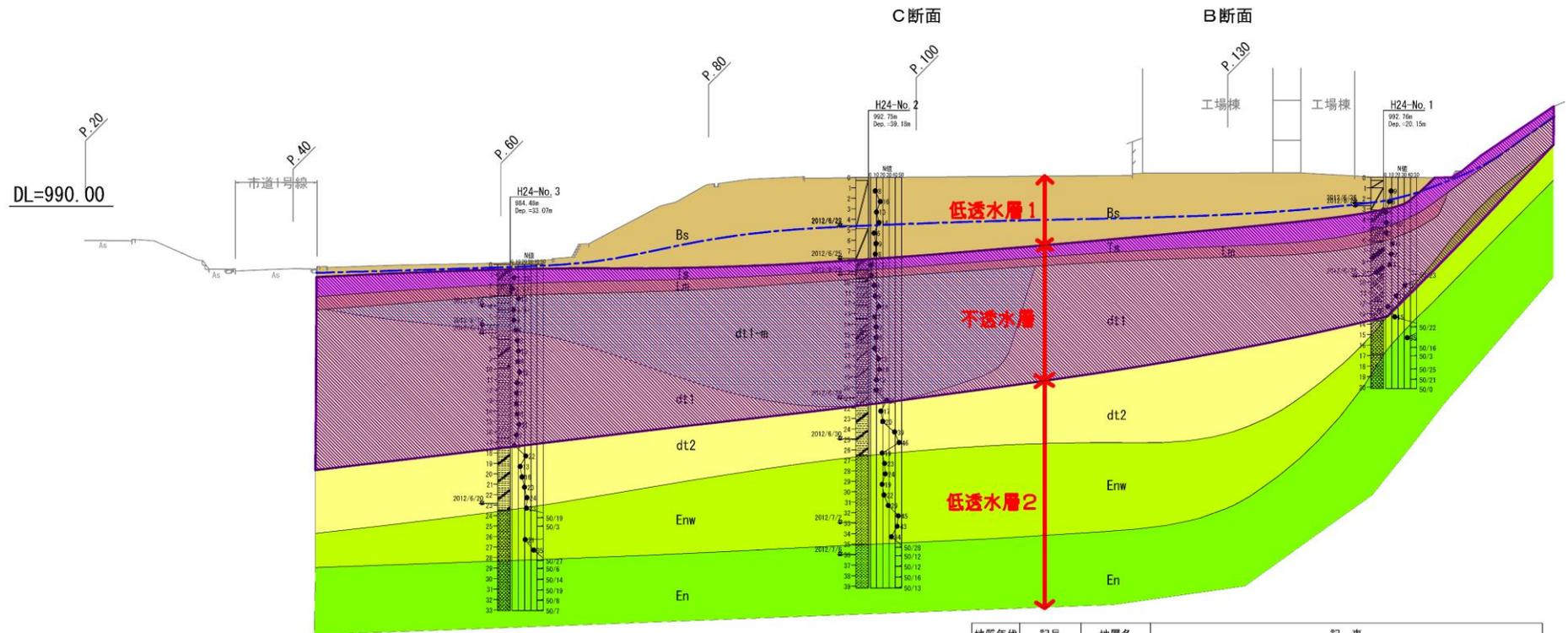


図-5.12 帯水層区分図

地質年代	記号	地層名	記事
完 新 世	Bs	盛土	礫径・礫率・基質の性状は不均質。底部に有機質土を主体とした部分あり。上部は全体として礫が多いが、コンクリート片などを多く含んでいる。
	Ts	旧表土	旧地表土で有機質粘性土からなる。N値は2~4で比較的硬い部分もある。
	Ln	ローム	御岳起源と思われる火山灰質粘性土で、礫分や砂分を混入しており、二次堆積のロームの可能性がある。N値は2~7で比較的硬い。
四 更 紀	dt1-m	崖錐1-湿地	崖錐1内の一部に分布する。砂質シルトを主とし、腐植土を挟み、平行ラミナが発達する。性状は崖錐1とほぼ同様のため、設計上は崖錐1に含める。
	dt1	崖錐1	礫を混入した粘性土のほか、砂質シルト、粘土などを主体としている。N値は10以下の箇所が多く比較的均一でバラツキが少ない。
四 更 新 世	dt2	崖錐2	強風化した岩盤状であるが、岩盤組織は乱れが顕著で、地すべり土塊と考えられる。粘性土を主体とし風化した連んだ安山岩礫が多い。N値は20~30。
	Enw	風化塩礫累層	凝灰角礫岩あるいは凝灰岩で、岩盤組織は明瞭であるが、風化が進み全体に軟質である。コアは短柱状あるいは棒状であるが、指圧で容易につぶすことができる。N値は20~40。
	En	塩礫累層	凝灰角礫岩あるいは凝灰岩で、岩盤組織は明瞭であり硬質になる。コアは10~30cm程度の棒状コアになるが、指圧で割れる。N値は50以上である。

5.4. 基礎地盤に関する検討

調査地を構成する盛土(Bs), 旧表土(Ts), ローム(Lm), 崖錐1(dt1), 崖錐2(dt2), 風化塩嶺累層(Enw), 塩嶺累層(En)について、地層ごとに土質定数の検討を行う。

なお、崖錐1-湿地(dt1-m)は崖錐1(dt1)とほぼ同様な土質性状を示し、その分布は部分的である。このため、これ以降の地盤性状の検討においては、崖錐1-湿地(dt1-m)は崖錐1(dt1)に一括して扱う。

(1) 設計N値

NEXCO「設計要領第二集」(2010)、p.4-4によると、試験結果数量が多い場合、統計的な処理を行うに足りるデータ数以上の試験結果が得られている場合には、これらのバラツキを考慮し、次式により設計値を提案している。

$$\text{設計値} = \text{平均値} - \alpha \cdot \sigma$$

σ : 標準偏差

α : 補正係数(技術者の判断と安全率を考慮して決定するもので、明文化したものは少ないが、農林水産省構造改善局編「土地改良事業計画設計基準-設計「農道」(1998) p.576等より、今回の設計値算出に当たっては $\alpha = 0.5$ とした)

標準貫入試験の結果から、各地質区分のN値は表-5.3のとおり集計される。昭和58年度の調査結果についても、本調査と同じ基準で土層を再区分した上でまとめた。集計に当たって、明らかに礫に当たり過大に測定されていると判断した箇所については赤字で示し、棄却して集計に使用していない。岩盤については修正N値が300になった箇所は、過大と判断し集計に含めない。

表-5.3 設計N値

土層	記号	土質名	N値						平均値	標準偏差	設計N値	採用N値
			H24-1	H24-2	H24-3	既-1	既-2	既-3				
盛土	Bs	シルト質礫	9	8		19			11.2	6.9	7.7	7.7
		シルト混じり礫	6	16		3						
		礫混じり有機質シルト		10		30						
				14		7						
				6								
		9										
		8										
旧表土	Ts		1.9	2.8	4		2	2.7	0.8	2.3	2.3	
ローム	Lm		2	1.6	7	3	2	2.9	1.9	2.0	2.0	
							2					
崖錐1	dt1	礫混じり砂質シルト	11	6	10	9	14	3	8.3	3.2	6.7	6.7
		シルト質砂質礫	9	8	2.9	3	6	16				
		砂質シルト	7	9	3	4	8	12				
		粘土	45	7	6	9	6	7				
		砂混じりシルト	26	9	8	6	7	6				
		礫混じり砂質粘土	17	9	10	8	7	6				
		シルト	4	7	9	7	7	6				
		礫混じり粘土	15	13	12	11	7					
		粘土質腐植土		15	8	10	10					
				10	7							
				9	7							
				26	8							
					11							
			7									
			4									
崖錐2	dt2	礫混じり砂質粘土		17	22	20	9	14	15.9	4.7	13.6	13
		礫混じり砂質シルト		12	13	10	11	19				
				39	16	18	12	13				
				23	20	15	24	12				
				19	24	37	15	14				
					23	8	14	12				
						50	16	10				
							19	10				
							20					
							24					
					14							
風化塩類 累層	Enw	風化凝灰角礫岩	68	23	79	24	18	21	25.1	7.6	21.3	21
		風化凝灰岩	35	24	300	22	14	19				
			94	19	21	22	18	34				
				22	35	23	15					
				29		24	18					
				45		22	33					
				43		24						
				34		22						
				25								
塩類 累層	En	凝灰角礫岩	300	54	56	56	50	125	119.2	58.8	89.8	89
		凝灰岩	60	125	250	188	63	214				
			71	125	107	150	63	94				
			300	94	79	115	68	188				
				115	188		300					
			214		188							

※採用N値は設計N値の上2桁を有効桁数とし、切捨てにより求めた。

赤字は棄却したN値。

(2) 土質地盤の密度

土層の密度としては表-5.4を参考に決定する。盛土(Bs)は自然地盤のうち「礫混じり砂の密実でないもの」として19(kN/m³)とする。ローム(Lm)層は湿潤密度試験の結果から1.611(g/cm³)が求まっているため、16(kN/m³)とする。旧表土(Ts)層についてもローム(Lm)層と同等と考えられ、16(kN/m³)とする。崖錐層(dt1, dt2)は礫を混入している部分もあり比較的硬いことから、「粘性土の硬いもの」として18(kN/m³)とする。

表-5.4 土質定数

種 類		状 態		湿潤 密度 (t/m ³)	せん断 抵抗角 (度)	粘着力 (kN/m ²) [tf/m ²]	地盤工学会 基準
盛 土	礫および 礫まじり砂	締固めたもの		2.0	40	0[0]	{G}
	砂	締固めたもの	粒径幅の広いもの	2.0	35	0[0]	{S}
			分級されたもの	1.9	30	0[0]	
	砂質土	締固めたもの		1.9	25	30[3]以下	{SF}
	粘性土	締固めたもの		1.8	15	50[5]以下	{M}, {C}
関東ローム	締固めたもの		1.4	20	10[1]以下	{V}	
自 然 地 盤	礫	密実なものまたは粒径幅の広いもの		2.0	40	0[0]	{G}
		密実でないものまたは分級されたもの		1.8	35	0[0]	
	礫まじり砂	密実なもの		2.1	40	0[0]	{G}
		密実でないもの		1.9	35	0[0]	
	砂	密実なものまたは粒径幅の広いもの		2.0	35	0[0]	{S}
		密実でないものまたは分級されたもの		1.8	30	0[0]	
	砂質土	密実なもの		1.9	30	30[3]以下	{SF}
		密実でないもの		1.7	25	0[0]	
粘 性 土	固いもの(指で強く押し多少へこむ)		1.8	25	50[5]以下	{M}, {C}	
	やや軟らかいもの(指の中程度の力で貫入)		1.7	20	30[3]以下		
	軟らかいもの(指が容易に貫入)		1.6	15	15[1.5]以下		
粘 土 お よ び シ ルト	固いもの(指で強く押し多少へこむ)		1.7	20	50[5]以下	{M}, {C}	
	やや軟らかいもの(指の中程度の力で貫入)		1.6	15	30[3]以下		
	軟らかいもの(指が容易に貫入)		1.4	10	15[1.5]以下		
関東ローム			1.4	5(ϕ u)	30[3]以下	{V}	

(出典：設計要領第一集.NEXCO(2010))

(3) 岩盤の密度

図-5.13NEXCO「設計要領第二集」P4-8の値を参考にし、次式より求める。

$$\gamma = (1.173 + 0.4 \cdot \text{Log } N) \times 9.807 \quad \text{①}$$

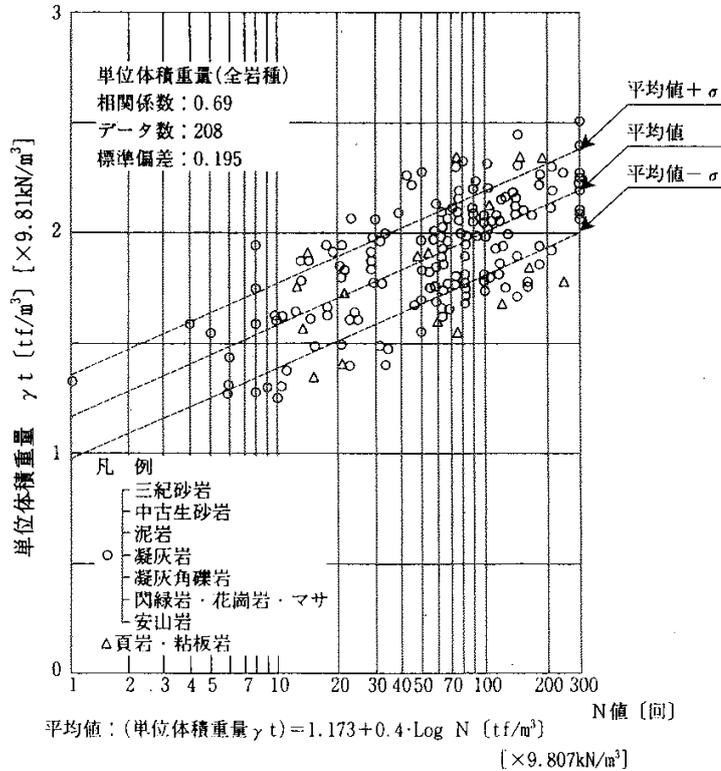


図-5.13 岩盤の単位体積重量の測定例及び推定式

(出典：設計要領第二集・NEXCO(2010), P4-8, 図 4-2-4)

標準貫入試験の結果から、

風化塩嶺累層 (Enw) N値 : 21

$$\gamma = (1.173 + 0.4 \cdot \text{Log } 21) \times 9.807 = 16.69 \div 16 (\text{kN}/\text{m}^3)$$

塩嶺累層 (En) N値 : 89

$$\gamma = (1.173 + 0.4 \cdot \text{Log } 89) \times 9.807 = 19.15 \div 19 (\text{kN}/\text{m}^3)$$

(4) 土質地盤のせん断抵抗角 ϕ 、粘着力 c

対象地の地盤のうち、盛土(Bs)は礫を主体とした箇所が多いが、自然地盤の旧表土(Ts)、ローム(Lm)、崖錐(dt1、dt2)は粘性土を主体としている。

盛土(Bs)は礫を主体としていることから、粘着力 $c = 0$ と仮定し、せん断抵抗角 ϕ をN値から推定する。

ϕ の推定式は各指針によってさまざまなものが提案されているが、日本建築学会では大崎の式と呼ばれる次の式が提案されている。(小規模建築物基礎設計指針(2008)など)

$$\phi = \sqrt{(20N) + 15} \quad \text{ただし、} \phi \leq 40^\circ$$

盛土(Bs)は設計N値=7.7より、 $\phi = \sqrt{(20 \times 7.7) + 15} = 27.4 \approx 27^\circ$ となる。

ローム(Lm)については、軟弱地盤としての検討が必要になる可能性があるため、シンウォール・サンプラーを使用して乱れの少ない試料を採取し、三軸圧縮試験(UU試験)を実施した。試験結果は、

$$\phi_u = 3.11^\circ, \quad c_u = 42.6 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ であった。}$$

ローム(Lm)は不飽和土のために若干のせん断抵抗角 ϕ_u が見られるが、間隙水を排水しない全応力試験であることから $\phi_u = 0$ に近似して考えられる。また粘着力は端数を切り捨てて採用する。

旧表土(Ts)についてはN値がローム(Lm)とほぼ同じであることから、同程度と判断する。

崖錐(dt1、dt2)については、粘性土と判断されることから、N値から推定を行う。一般的に粘性土地盤の粘着力は、 $\phi = 0$ と仮定してN値から Terzaghi-Peck の関係式をもとに以下の関係式より求める。

$$q_u = 12.5 N \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (\text{出典：小規模建築物基礎設計指針(2008)など})$$

$$c = q_u / 2 \text{ より、}$$

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

$$\text{崖錐 1 (dt1) (dg1) は } N = 6.7 \text{ より、} \quad c = 6.25 \times 6.7 = 41.87 \approx 40 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{崖錐 2 (dt2) (dg2) は } N = 13 \text{ より、} \quad c = 6.25 \times 13 = 81.25 \approx 80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(5) 岩盤のせん断抵抗角 ϕ 、粘着力 c

表-5.5に示す、NEXCO「設計要領第二集」P4-10の値を参照してN値から検討する。

風化塩嶺累層 (Enw) 凝灰角礫岩・凝灰岩 N値 = 21

$$\phi = 0.888 \text{ Log}21 + 21.5 = 20.47 \doteq 20(^{\circ})$$

$$c = 16.2 \times 21^{0.606} = 102.51 \doteq 100 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

塩嶺累層 (En) 凝灰角礫岩・凝灰岩 N値 = 89

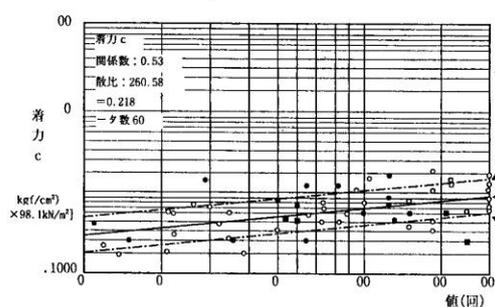
$$\phi = 0.888 \text{ Log}89 + 21.5 = 21.03 \doteq 20(^{\circ})$$

$$c = 16.2 \times 89^{0.606} = 245.95 \doteq 240 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

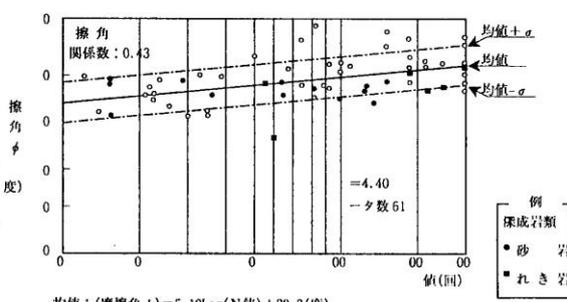
表-5.5 岩盤のせん断定数の測定例

		砂岩・礫岩 深成岩類	安山岩類	泥岩・凝灰岩 凝灰角礫岩	備考
粘着力 (kN/m ²)	換算N値と 平均値の関係	15.2N ^{0.327}	25.3N ^{0.334}	16.2N ^{0.606}	
	標準偏差	0.218	0.384	0.464	Log 軸上の値
せん断 抵抗角 (°)	換算N値と 平均値の関係	5.10 Log N + 29.3	6.82 Log N + 21.5	0.888Log N + 19.3	
	標準偏差	4.40	7.85	9.78	

(出典：設計要領第二集・NEXCO(2010), P4-11, 表 4-2-5)

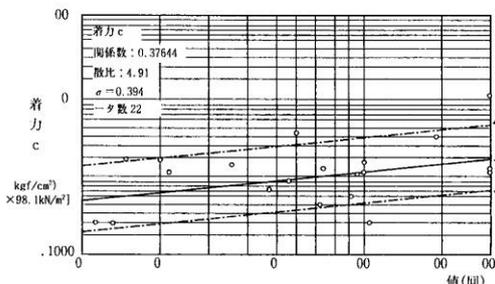


注)ただし、粘着力と摩擦角はあるN値に対して一組の組合せとして用いなければならない。

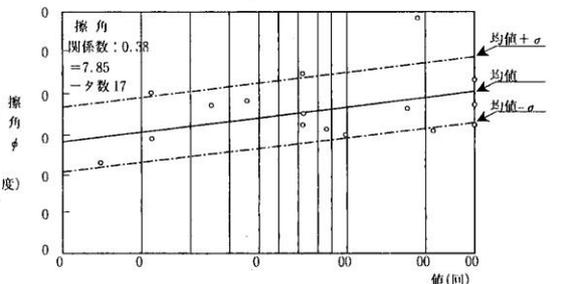


ただし、深成岩類は花コウ岩、マサ土を示す。

せん断定数の測定例 (砂岩・れき岩・深成岩)

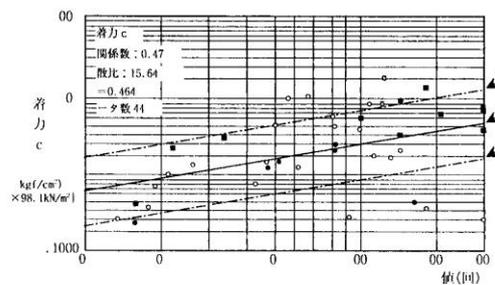


注)ただし、粘着力と摩擦角はあるN値に対して一組の組合せとして用いなければならない。

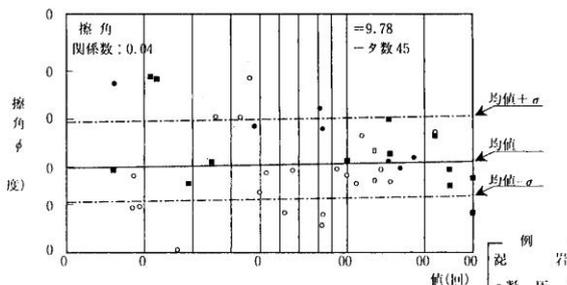


注)ただし、粘着力と摩擦角はあるN値に対して一組の組合せとして用いなければならない。

せん断定数の測定値 (安山岩)



注)ただし、粘着力と摩擦角はあるN値に対して一組の組合せとして用いなければならない。



注)ただし、粘着力と摩擦角はあるN値に対して一組の組合せとして用いなければならない。

せん断定数の測定例 (泥岩・凝灰岩・凝灰角れき岩)

(6) 変形係数 E

変形係数の推定については、道路橋示方書では試験方法ごとに換算係数（ α ）を設定している（表-5.6）。本業務では、孔内水平載荷試験と標準貫入試験から変形係数を推定する。

表-5.6 変形係数 E_o と α

変形係数 E_o (kN/m ²) の推定方法	地盤反力係数の推定に用いる係数 α	
	常時	地震時
直径 30cm の剛体円盤による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値より $E_o=2800N$ で推定した変形係数	1	2

（出典：道路橋示方書・日本道路協会（2012），P285，表-解 9.6.1）

設計 N 値をもとに上表の $E_o=2800N$ より換算変形係数を算出すると、以下のようになる。標準貫入試験からの換算においては、常時の換算係数は $\alpha=1$ である。

盛土 (Bs)	$E_o=2800 \times 7.7=21560 \div 21000$ (kN/m ²)
旧表土 (Ts)	$E_o=2800 \times 2.3=6440 \div 6400$ (kN/m ²)
ローム (Lm)	$E_o=2800 \times 2.0=5600$ (kN/m ²)
崖錐 1 (dt1)	$E_o=2800 \times 6.7=18760 \div 18000$ (kN/m ²)
崖錐 2 (dt2)	$E_o=2800 \times 13=36400 \div 36000$ (kN/m ²)

N 値より求められる変形係数は表-5.6 に示す通りである。この結果から、盛土 (Bs) とローム (Lm) については、実測値が N 値から求められる変形係数よりやや小さくなったことから、安全側を考慮して孔内水平載荷試験の結果を採用することとした。

盛土 (Bs) については $E_o=17000$ (kN/m²) とし、ローム (Lm) は 3 回の試験結果の平均値 (=4032) から $E_o=4000$ (kN/m²) とした。旧表土 (Ts) は、ローム (Lm) と同等と判断した。

表-5.7 孔内水平載荷試験の実測値とN値からの推定値

ボーリング No.	深度 (m)	地層名	水平載荷試験からの推定			N値からの推定	
			LLTによる E (kN/m ²)	α	αE	設計 N値	N値からの換算 E (kN/m ²) ($\alpha = 1$)
H25-No. 1	5.20~5.80	Lm	653	4	2612	2.0	5600
H26-No. 2	2.40~3.00	Bs	4348	4	17392	7.7	21560
H27-No. 2	9.20~9.80	Lm	1217	4	4868	2.0	5600
H28-No. 3	2.00~2.60	Lm	1154	4	4616	2.0	5600

岩盤部については図-5.14 から岩盤の設計N値を使用して次式より求める。なお、ここで求まる変形係数は孔内水平載荷試験の変形係数に対応することから、補正係数 α は表-5.6より $\alpha = 4$ となる。

$$E_m = 27.1 N^{0.69} \times 98.1$$

風化塩嶺累層 (Enw) $E_m = 27.1 \times 21^{0.69} \times 98.1 = 21725 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$$E_o = E_m \times \alpha = 21725 \times 4 = 86900 \div 86000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

塩嶺累層 (En) $E_m = 27.1 \times 89^{0.69} \times 98.1 = 58846 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$$E_o = E_m \times \alpha = 58846 \times 4 = 235384 \div 230000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

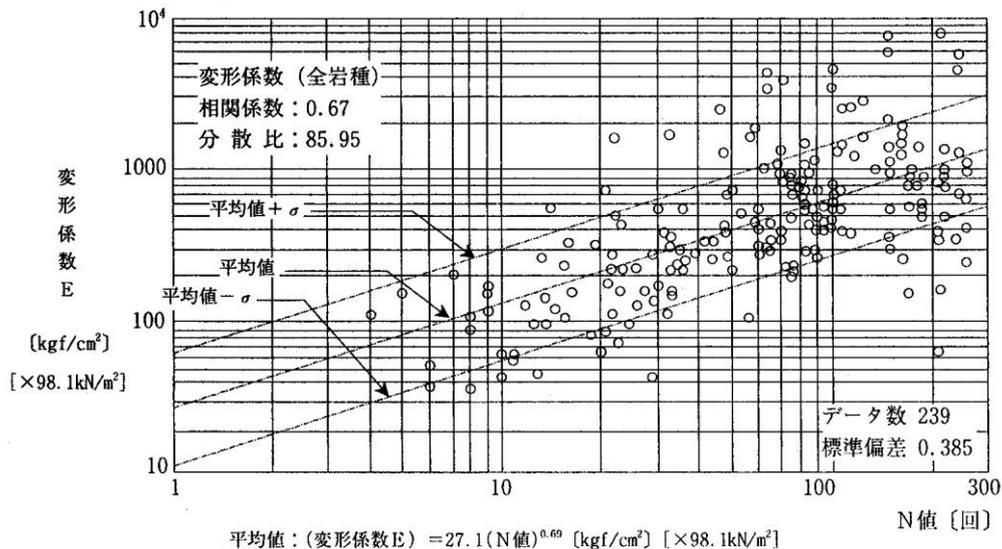


図-5.14 岩の変形係数の測定例

(出典：設計要領第二集・日本道路公団(2010), P4-14, 図 4-2-10)

(7) 許容支持力度 q_a

地盤の許容支持力度は表-5.8、表-5.9を参考に求める。

盛土(Bs)は礫の混入は多いものの締まりはゆるく、有機質土を主体とした部分もあり、50(kN/m²)程度と考えられる。旧表土(Ts)、ローム(Lm)、崖錐1(dt1)はやや軟らかい粘性土を主体としており、表-5.9の「粘性土地盤の中位なもの」として50(kN/m²)とする。崖錐2(dt2)は、表-5.8の「粘性土地盤の硬いもの」として100(kN/m²)とする。

風化塩嶺累層(Enw)については、表-5.8の「粘性土地盤の非常に硬いもの」相当として200(kN/m²)とする。塩嶺累層(En)については、表-5.8の「軟岩・土丹」に相当するとして300(kN/m²)とする。

表-5.8 支持地盤の種類と許容支持力度(常時値)

支持地盤の種類		許容支持力度 q_a (kN/m ² (tf/m ²))	備 考	
			q_u (kN/m ² (kgf/cm ²))	N 値
岩 盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1000 (100)	10000 以上 (100 以上)	-
	亀裂の多い硬岩	600 (60)	10000 以上 (100 以上)	-
	軟岩・土丹	300 (30)	1000 以上 (10 以上)	-
砂礫層	密なもの	600 (60)	-	-
	密でないもの	300 (30)	-	-
砂 質 地 盤	密なもの	300 (30)	-	30~50
	中位なもの	200 (20)	-	20~30
粘性土 地 盤	非常に硬いもの	200 (20)	200~400 (2.0~4.0)	15~30
	硬いもの	100 (10)	100~200 (1.0~2.0)	10~15

(出典：道路土工-擁壁工指針・日本道路協会(2012))

表-5.9 基礎地盤の種類と設計定数

基礎地盤の種類		許容支持力度 q a tf/m ² (kN/m ²) 注 1)	擁壁底面の滑動 安定計算に用い る摩擦係数 μ 注 2)	備 考	
				q u (kgf/cm ²) (N/m ²)	N 値
岩盤	亀裂の少ない 均一な硬岩	100 (981)	0.7	100 以上 (9.8)	-
	亀裂の多い硬岩	60 (588)	0.7	100 以上 (9.8)	-
	軟岩・土丹	30 (294)	0.6	10 以上 (1.0)	-
砂礫層	密なもの	60 (588)	0.6	-	-
	密でないもの	30 (294)		-	
砂質地盤	密なもの	30 (294)	0.6	-	30~50
	中位なもの	20 (196)		-	15~30
粘性土地盤	非常に硬いもの	20 (196)	0.5	2.0~4.0 (0.2~0.4)	15~30
	硬いもの	10 (98)	0.45	1.0~2.0 (0.1~0.2)	10~15
	中位なもの	5 (50)	-	0.5~1.0 (0.05~0.1)	4~8

注 1) 数値は常時の場合を示し、地震時は常時の 1.5 倍の値とする。

2) 場所打ちコンクリートによるもの。

3) 現場の土質状況や土質試験結果から判定する。

(出典：土地改良事業計画設計基準・設計「農道」)

(8) 土質定数の集計(基礎地盤)

基礎構造を設計するに当たり必要となる地盤の土質定数を、土層ごとにまとめて表-5.10に示す。

表-5.10 土質定数一覧表(基礎地盤)

地層名	土層名	設計N値	粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 φ (°)	単位体積重量 γ t (kN/m ³)	変形係数 E (kN/m ²)	許容支持力 (kN/m ²)
盛土	Bs	7.7	0	27	19	1.7×10 ⁴	50
旧表土	Ts	2.3	40	0	16	4.0×10 ³	
ローム	Lm	2			18	1.8×10 ⁴	
崖錐1	dt1	6.7			3.6×10 ⁴	100	
崖錐2	dt2	13	80				
風化塩嶺累層	Enw	21	100	20	16	8.6×10 ⁴	200
塩嶺累層	En	89	240		19	2.3×10 ⁵	300

5.5. 基礎形式に関する検討

調査地の地盤は、基盤である塩嶺累層 (En) の凝灰岩類の岩盤以外は設計N値が 30 以下であり、十分な支持層にはなりえない。従って、清掃工場施設の支持層としては、塩嶺累層 (En) の岩盤とする必要がある。支持層の深度は、H24-No.2 において確認されているように、B断面付近までは 35m 程度であるが、B断面より西側においては急激に浅くなると考えられる。

塩嶺累層 (En) の岩盤を支持層とした場合の基礎形式としては、杭基礎が考えられる。この場合、中間層の崖錐層 (dt1、dt2)、風化塩嶺累層 (Enw) は更新世の地層で、N値も比較的大きいことから、圧密沈下等の危険性はなく、周辺摩擦を期待できる地層であると考えられる。

旧表土 (Ts)、ローム (Lm) は軟弱な粘性土で、圧密試験においては過圧密であることが確認できた。これらの上に、圧密降伏応力にはほぼ相当する盛土 (Bs) が施工されていることから、安全を考慮すると周辺摩擦は期待しない方がよい。盛土 (Bs) は不均一で、良質土が使用されているとは言いがたく、十分な転圧もされていないと推定されることから、周辺摩擦は期待できない。

5.6. 軟弱地盤に関する検討

(1) 軟弱地盤の分布

地質断面図に示したとおり、現在の敷地の南側に計画されている盛土造成箇所には、H24-No. 3 付近を中心に旧表土(Ts)、ローム(Lm)とともに、崖錐1(dt1)の表層にもN値が3以下の軟弱地盤が確認された。

盛土の基礎地盤として軟弱地盤の分布を把握する必要があるため、スウェーデン式サウンディング試験を実施した。スウェーデン式サウンディング試験とボーリングによる軟弱地盤の深度を表-5.11に整理し、軟弱地盤の等層厚線を図-5.12に示す。

表-5.11 軟弱地盤のまとめ

調査位置	標高(m)	軟弱層下端		軟弱層厚(m)	備考	
		深度(m)	標高(m)			
ボーリング	H24-No. 1	992.76	6.10	986.66	3.00	
	H24-No. 2	992.75	9.60	983.15	1.80	
	H24-No. 3	984.48	6.30	978.18	6.30	dt1上部粘性土を含む
	既-No. 1	992.63	7.00	985.63	2.40	
	既-No. 2	988.12	2.00	986.12	2.00	
	既-No. 3	988.95	4.50	984.45	4.50	
スウェーデン式	H24-S1	985.38	1.65	983.73	1.65	
	H24-S2	983.58	1.00	982.58	1.00	
	H24-S3	982.81	2.25	980.56	2.25	
	H24-S4	983.88	3.85	980.03	3.85	
	H24-S5	984.65	3.90	980.75	3.90	
	H24-S6	986.30	1.00	985.30	1.00	
	H24-S7	983.85	3.50	980.35	3.50	

N値3以下の軟弱層は、計画施設の南側端部に沿って帯状に分布している。帯状分布の内部でも厚さは不均質であることから、旧地すべり地形内の陥没帯を埋積して形成されたものと考えられる。厚さが4m以上の部分は、計画施設の南西端部と駐車場付近の一部に限定的に分布するのみである。



- 凡例
- 既往ボーリング
 - 本業務のボーリング
 - ▼ スウェーデン式サウンディング
 - - - 解析測線
 - 軟弱地盤の等層厚線
 - 既設建屋
 - 既設建屋の基礎杭
 - 計画施設の敷地 (参考)
 - 計画施設の建屋 (参考)

図-5.15 軟弱地盤 等層厚線図等

(2) 軟弱地盤の土質定数

盛土の安定性を検討する上での、軟弱地盤の土質定数についてまとめる。

① 設計N値

軟弱地盤を構成する旧表土(Ts)、ローム(Lm)およびH24-No.3の崖錐1(dt1)の上部についてN値を整理すると、表-5.11のようになる。

表-5.11 軟弱地盤のN値一覧

土層	記号	N値						平均値	標準偏差	設計N値	採用N値
		H24-1	H24-2	H24-3	既-1	既-2	既-3				
旧表土	Ts		1.9	2.8	4		2	2.5	0.7	2.1	2.1
ローム	Lm		2	1.6	7	3	2				
							2				
崖錐1	dt1			10 2.9 3							

赤字は棄却された数値

実測N値のうち、7と10は例外的に大きな値であることから、集計から除外した。その結果、平均N値=2.5で、採用N値=2.1となった。

② 単位体積重量

湿潤密度は土質試験結果より、 $\rho = 16$ (kN/m³)とする。

③ せん断強度

対象となる軟弱地盤のうち旧表土(Ts)、ローム(Lm)は、表-5.11に示すとおりほぼ同程度の強度を有していると考えられる。また、H24-No.3の3.00~6.30mに存在する崖錐1(dt1)に区分される軟弱な粘性土層も、旧表土(Ts)、ローム(Lm)と同程度の強度であると推定される。

せん断強度は三軸圧縮試験結果をもとに設定するが、N値からの換算とスウェーデン式サンウンディング試験からの換算とを参考として示す。

● 三軸圧縮試験結果

ローム (Lm) で実施した三軸圧縮試験 (UU 試験) 結果は、不飽和土のために若干のせん断抵抗角 ϕ_u が見られた。しかし、全応力試験であることから $\phi_u = 0$ に近似して考える。また、粘着力は端数を切り捨てて採用する。

表-5.13 軟弱地盤のせん断強度

実測値		採用値	
ϕ_u	c_u	ϕ	c
3.11°	42.6 kN/m^2	0°	40 kN/m^2

● N値からの換算

N 値から粘着力を推定する方法としては、図-5.16 において最も安全側を考慮した次式が提案されている。

$$q_u = 12.5 N \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (\text{小規模建築物基礎設計指針(2008) など})$$

$$\text{採用 N 値} = 2.1 \text{ より } q_u = 12.5 \times 2.1 = 26.25 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

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

ここで、 $c = 6.25 \times 2.1 = 13.1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ となる。

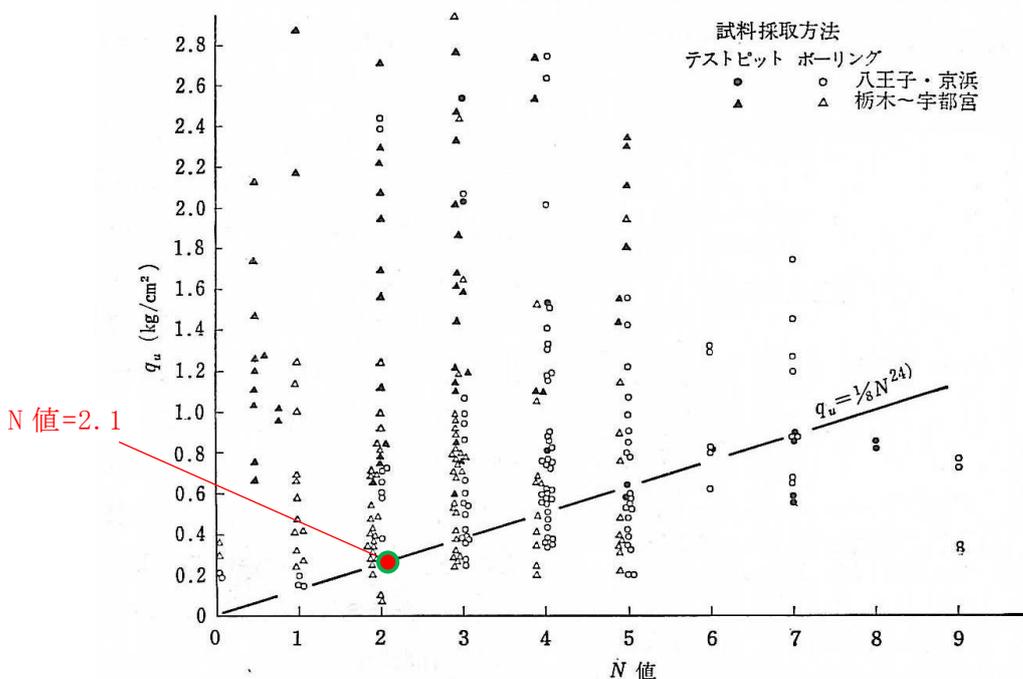


図-5.16 ローム層における一軸圧縮強度と N 値
(出典：関東ロームの土工・高速道路調査会 (1973))

- スウェーデン式サンウンディング試験からの換算

スウェーデン式サンウンディング試験の結果から、一軸圧縮強度との相関は図-に示した通りで、次の関係が提案されている。

$$q_u = 0.045W_{sw} + 0.75N_{sw}$$

q_u : 一軸圧縮強さ (kN/m²)

W_{sw} : 荷重 (N)

N_{sw} : 半回転数 (回/m)

調査結果では、軟弱地盤の貫入抵抗は 1000N で自沈する箇所が多いが、部分的に 750N で貫入している。ここでは 1000N、750N 自沈時の強度を推定する。

1000N 自沈 $q_u = 0.045 \times 1000 = 45.00$ (kN/m²)

750N 自沈 $q_u = 0.045 \times 750 = 33.75$ (kN/m²)

ここで、粘着力 $c_u = q_u/2$ より、

1000N 自沈 $c_u = 45.00/2 = 22.5$ (kN/m²)

750N 自沈 $c_u = 33.75/2 = 16.8$ (kN/m²)

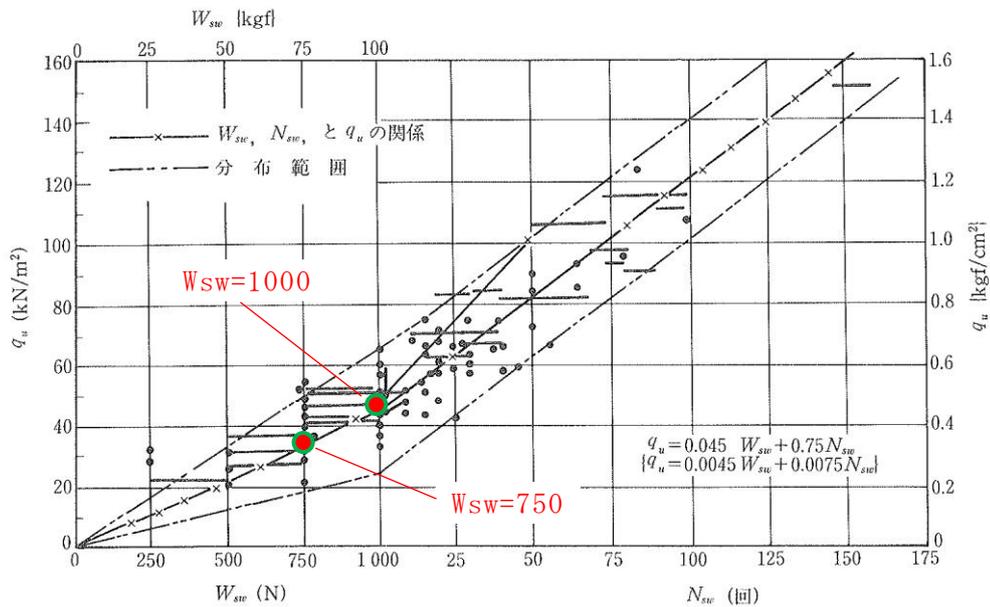


図-5.17 一軸圧縮強さと W_{sw}, N_{sw} との関係

(出典：地盤調査法・(社)地盤工学会(1995), P218, 図 6-4-5)

- せん断強度の設定

図-5.16 ではローム層の強度はN値との相関が顕著でないため、換算式はそのほぼ最小値を示している。スウェーデン式サウンディング試験結果と一軸圧縮強度の関係でも、バラツキが大きい。

これに対して、三軸圧縮試験結果と換算値の差はわずかであり、図-5.16 と図-5.17 の精度では誤差範囲内といえる。このため、本業務では三軸圧縮試験結果をローム層の粘着力 $c = 40 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ とした。

ただし図-5.16 に示されているように、一般的にローム (L_m) 層はN値が小さい場合でも、乱れの少ない状態では一定の強度を有することが多い。このため、設計・施工に際しては、平板載荷試験等により地山のせん断強度を確認することが望ましい。

(3) 圧密沈下について

軟弱地盤の沈下特性について検討する。「4.6.室内土質試験結果」に示したように、ローム(Lm)は土被りによる地中応力 $\sigma = 40$ (kN/m²)に対して、圧密降伏応力は3倍以上の $P_c = 135.5$ (kN/m²)である。このため、過圧密状態にあることがわかる。

ローム層については一般に圧密降伏応力が大きい、土被り圧と先行荷重とはあまり相関がなく、圧密降伏応力は先行荷重を示すものではなく、圧縮性の降伏点を示すものと考えられる。このため、ロームにおいて地山の土性が問題になることは少ないとされている(関東ロームの土工・高速道路調査会(1973)より)。

従って、圧密降伏応力 $P_c = 135.5$ (kN/m²)に相当する盛土高=約8.5m程度までは、大きな圧密沈下は発生しないと考えられる。これは、既往盛土(Bs)の確認最大厚=7.8mにおいても、沈下が生じていないことから裏付けられる。

ただし、これを大きく上回る規模の盛土を行った場合は、盛土荷重によって軟弱地盤が圧密沈下し、変状を及ぼす危険性がある。

なお、盛土の圧密沈下量を求める方法としては、「道路土工-軟弱地盤対策工指針」などによって以下の方法が示されている。

1) e-logP 曲線から求まる間隙比より求める方法

$$S_c = \frac{e_0 - e_1}{1 - e_0}$$

S_c : 一時圧密沈下量 (cm)

e_0 : 圧密層の初期間隙比

e_1 : 圧密層の圧密後間隙比

H : 圧密層の層厚 (cm)

2) 圧縮指数 C_c より求める方法

$$S_c = \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$$

p_0 : 盛土前土かぶり圧

Δp : 盛土荷重による荷重増加

3) 体積圧縮係数 m_v より求める方法

$$S_c = m_v \cdot \Delta p \cdot H$$

ここで、2)、3)の方法は、正規圧密土からなる軟弱地盤において適応可能な方法であることから、対象地の場合1)の方法で検討することが望ましい。

5.7. 設計・施工の留意点

以上の検討結果をもとに、設計・施工の留意点を整理する。

(1) 既設の基礎杭について

既設の基礎杭は昭和 60 年に施工されており、27 年を経ている。施工時の資料として、基礎杭の平面的な配置図と杭長の一覧表が残されている。しかし、杭の配置図には杭番号が記入されていないため一覧表と対比することができず、各既設杭の杭長は不明である。また、杭の位置についても不確実性が残る。

このような条件下で既設杭を再利用する場合は、次の調査が必要となる。

- ・ 既存建屋を撤去し、杭頭を露出させる
- ・ 杭の健全性調査：杭頭からの非破壊試験（インティグリティ試験＝IT 試験や衝撃弾性波法ともいう）により、杭長と杭の健全性を確認する
- ・ 杭の耐久性調査：コンクリートコアの圧縮強度試験と中性化試験および鉄筋の引張強度試験を行う

また、既設杭を撤去する場合は、撤去後の空洞を閉塞する必要がある。

(2) 新設の基礎杭について

① 杭の周面摩擦

崖錐層 (dt1、dt2)、風化塩嶺累層 (Enw) は更新世の地層で、N 値も比較的大きいことから、圧密沈下等の危険性はなく、周辺摩擦を期待できる地層であると考えられる。

旧表土 (Ts)、ローム (Lm) は軟弱な粘性土で、圧密試験においては過圧密であることが確認できた。しかし、これらの上に圧密降伏応力にはほぼ相当する盛土 (Bs) が施工されていることから、安全を考慮すると周辺摩擦は期待しない方が良い。

盛土 (Bs) は不均一で、良質土が使用されているとは言いがたく、十分な転圧もされていないと推定されることから、周辺摩擦は期待できない。

② 杭の工法

崖錐 2 (dt2) および風化塩嶺累層 (Enw) は、安山岩礫を含んでいる。礫は径 0.5～3cm で風化したものが大半であるが、ボーリングコア長で 10～20cm (最大長＝60cm) の硬質礫もまれに混じっている。

また、風化塩嶺累層 (Enw) は風化の程度が不均質なため、N 値 30～50 以上の固結部も不規則に残留している。

これらの状況から、打込み杭工法を計画する場合は杭の破損や高止まりを防ぐために、中掘工法やプレボーリング工法等を併用することが候補に挙げられる。

調査ボーリングの掘削時には、盛土 (Bs) 以外の地山部分では孔壁の崩壊はなく安定していた。また、低透水層 1 および低透水層 2 の掘削中にも掘削水の顕著な漏水や湧

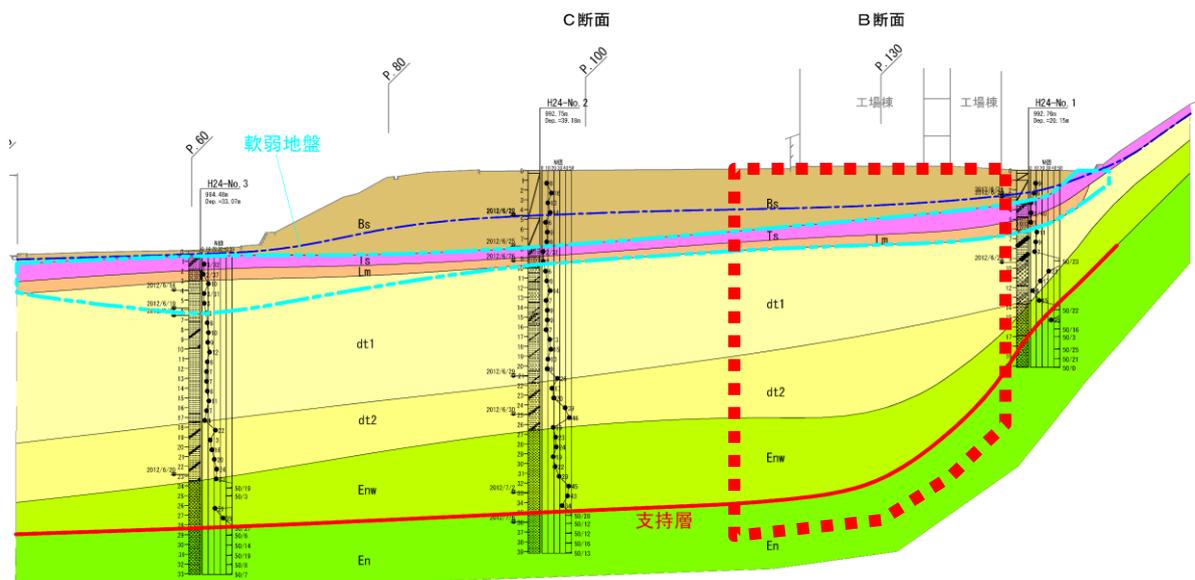


図-5.17 支持層深度が変化しやすい部分

(3) 盛土計画について

① 沈下

H24-No. 3 付近を中心として、計画盛土範囲には厚さ 3~6m のローム層を主体とした軟弱地盤が分布する。H24-No. 3 での圧密試験の結果、圧密降伏応力 $P_c = 135.5 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ に相当する盛土高=約 8.5m 程度までは、大きな圧密沈下は発生しないと考えられる。

ただし、これを大きく上回る規模の盛土を行った場合は、盛土荷重によって軟弱地盤が圧密沈下し、変状を及ぼす危険性がある。

② すべり破壊

盛土のすべり破壊については、安定計算により検討する必要がある。ただし、その際の軟弱層のせん断強度の設定については注意を要する。

本業務で実施した三軸圧縮試験の結果は、ローム層の一般的な値の範囲内では小さい。また、軟弱層上に施工した既往盛土にも変状は生じていない。

一般的にローム (Lm) 層は N 値が小さい場合でも、乱れの少ない状態では一定の強度を有することが多い。このため施工に際しては、平板載荷試験等により地山のせん断強度を確認することが望ましい。

③ 予想される対策工

沈下またはすべり破壊の検討により軟弱地盤対策工が必要になった場合は、軟弱地盤が地表浅部に存在することから、良質材での置換えや混合処理による地盤改良、または補強材の敷設等が候補として挙げられる。