

委託名：地質・測量・磁気探査等業務委託

位置：浦添市伊奈武瀬地内

## 土質調査報告書

令和元年9月

発注者：浦添市 市民部 環境保全課

受注者：株式会社 イーエーシー



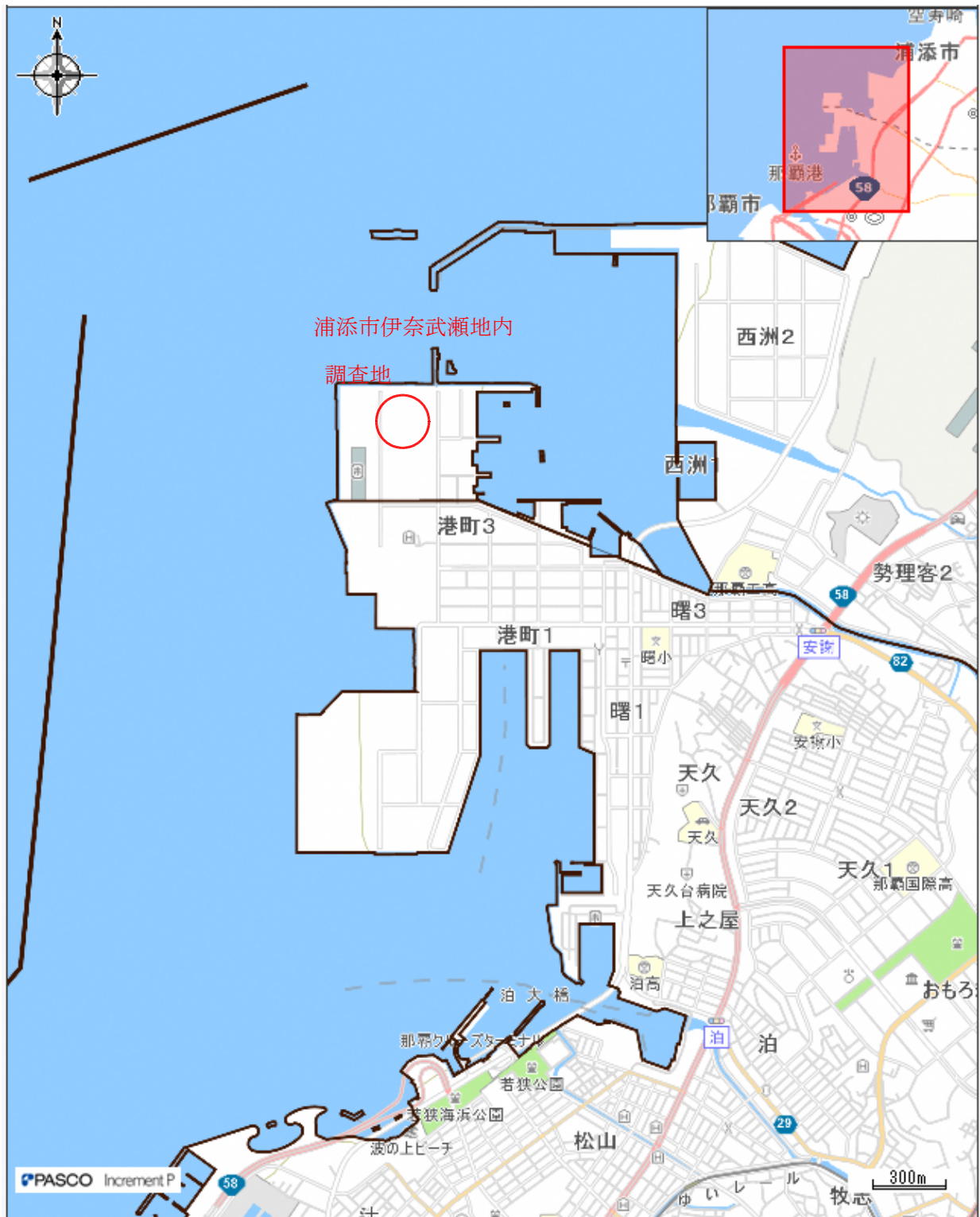
## ま え が き

この報告書は、浦添市市民部環境保全課のご依頼により実施した「地質・測量・磁気探査等業務委託」に伴う土質調査の結果をまとめたものであります。

本調査は、当該地の土層構成・状態とその性状などを明らかにし、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て実施したものであります。

ここに調査を終了しましたので御報告致します。

## 調査地案内図





## 目 次

§ 1. 業 務 概 要	1
1-1. 概 要	1
1-2. 調査方法	2
§ 2. 地形・地質概要	5
§ 3. 調 査 結 果	12
3-1. 地盤概要	12
3-2. 孔内水位	14
3-3. 液状化について	15
§ 4. 地盤定数の推定	17
4-1. 地盤定数の推定式	17
4-2. 標準貫入試験	19
4-3. 各土層の地盤定数	21
§ 5. 許容応力度の算定	24
5-1. 直接基礎の地盤の許容応力度	24
§ 6. 基礎に関する考察	26
6-1. 基礎形式	26
6-2. 支持地盤	27

## ==== 添付図面、資料等 =====

- ・ 調 査 位 置 図
- ・ 推 定 土 層 断 面 図
- ・ ボーリング柱状図
- ・ 調 査 記 録 写 真
- ・ 参 考 資 料
- ・ 磁 気 探 査 報 告 書

## § 1. 業 務 概 要

### 1-1 概 要

- 1) 委 託 名 : 地質・測量・磁気探査等業務委託
- 2) 位 置 : 浦添市伊奈武瀬地内
- 3) 発 注 者 : 浦添市 市民部 環境保全課
- 4) 受 注 者 : 株式会社 イーエーシー
- 5) 履 行 期 間 : (自)令和元年 5月21日  
(至)令和元年 9月27日
- 6) 調 査 内 容
  - a) 試 錐 工 : ロータリー式ボーリング(孔径  $\phi 66\text{mm}$ )  
 孔 数 : 7 孔  
 試錐長 : 385 m
  - b) 原位置試験  
 標準貫入試験 : 385 回
  - c) 安全管理  
 磁気探査(水平) :  $7\text{箇所} \times 3.0\text{m}^2 = 21.0\text{m}^2$   
 磁気探査(鉛直) :  $7\text{箇所} \times 15.0\text{m} = 105.0\text{m}$

表1-1 調 査 数 量 表

孔 番 No.	標 高 EL (m)	掘 進 長 (m)	層 別 掘 進 長 (m)				標 準 貫 入 試 験 (回)			
			$\phi 66\text{mm}$ (オールコア)				内 訳			
			粘性土 シルト	砂 砂質土	礫混り 土 砂	泥 岩	粘性土 シルト	砂 砂質土	礫混り 土 砂	泥 岩
B-1	3.33	52.00	6.95	4.30	38.75	2.00	6	4	39	3
B-2	3.43	53.00	13.60	2.40	35.50	1.50	13	2	36	2
B-3	3.29	60.00	12.20	11.00	34.30	2.50	12	11	34	3
B-4	3.29	55.00	18.50	1.65	30.65	4.20	17	2	31	5
B-5	3.35	55.00	13.05	11.50	28.25	2.20	13	11	28	3
B-6	3.20	55.00	12.65	9.80	26.35	6.20	12	10	26	7
B-7	3.24	55.00	21.85	4.90	24.75	3.50	21	5	25	4
合 計		385.00	98.80	45.55	218.55	22.10	94	45	219	27

## 1-2 調査方法

ボーリング調査は、ロータリー式の hidroリックフィード式試錐機(YBM-05D,)を使用し行った。ボーリング孔径はφ66mmとし掘削を行った。また、必要に応じては孔壁保護を目的とするφ86mmのケーシングイブによる送水掘りを平行して行った(図-2.1参照)。

標準貫入試験は、原則として1m毎に実施し、N値の記録は10cm毎の打撃回数あるいは打撃回数が50回の時の貫入量を記録した。ハンマーの落下方法は「半自動式装置」を採用した。

(図-2.2参照)

### 1) 使用機械器具

ボーリング機械 ——— hidroリックフィード式 (YBM-05DA-2, 吉田鉄鋼)

(図-2.1参照)

標準貫入試験 ——— JIS A 1219に規定されるもの

(図-2.2参照)

コアバーレル ——— シングルチューブコアバーレル

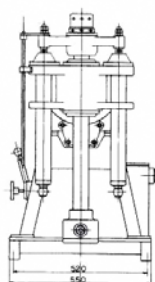
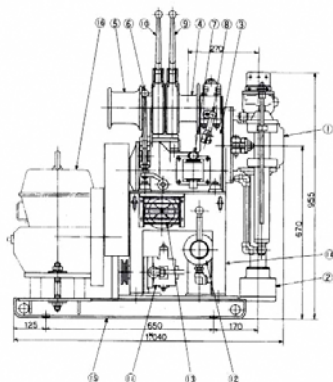
ボーリングビット ——— メタルクラウン

孔壁保護 ——— φ86mmケーシングパイプ

ボーリングポンプ ——— カーツ(株)SX-251

Model YBM-05DA-2

【本体主要部の名称】



- ① スイベルヘッド
- ② スクリューチャック
- ③ トランスミッション
- ④ ホイストドラム
- ⑤ キャットヘッド
- ⑥ メインクラッチレバー
- ⑦ ギヤチェンジレバー
- ⑧ スピンドルシフトレバー
- ⑨ ブレーキレバー
- ⑩ ホイスチェンジレバー
- ⑪ オイルポンプ
- ⑫ マニュアルバルブ
- ⑬ プレッシャゲージ
- ⑭ シャシー
- ⑮ ベース
- ⑯ アルミムーブ

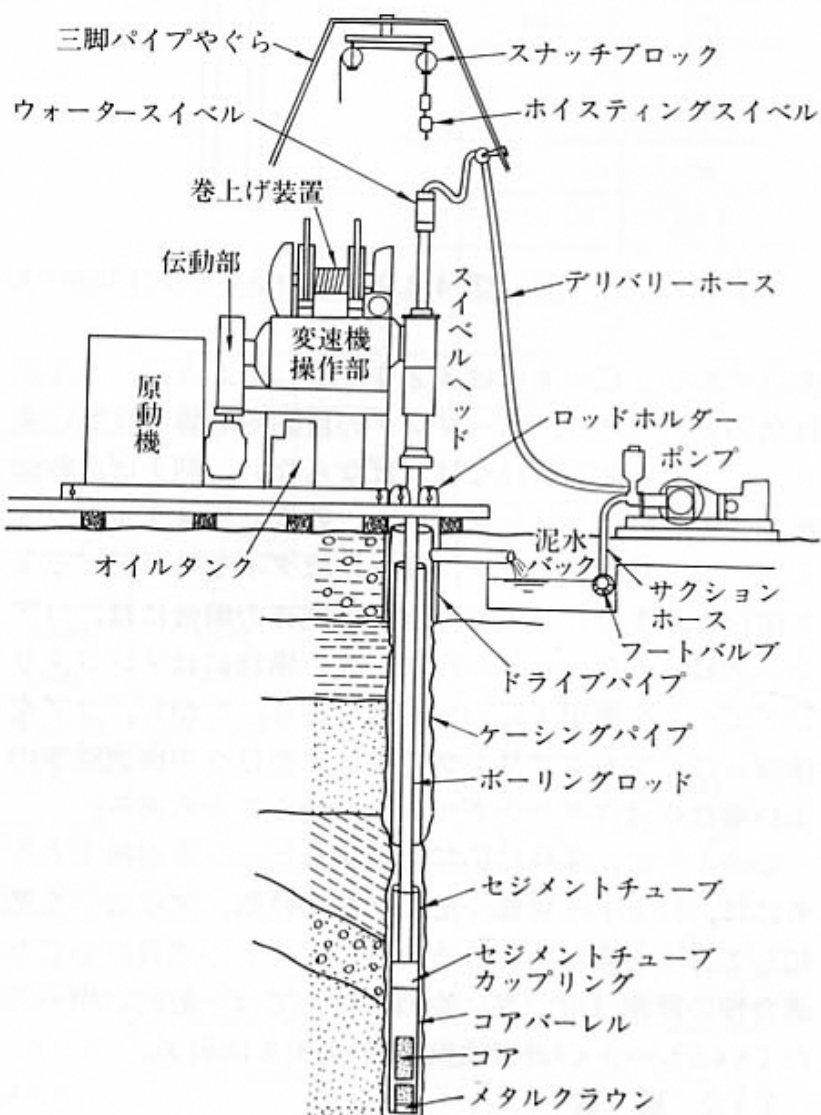
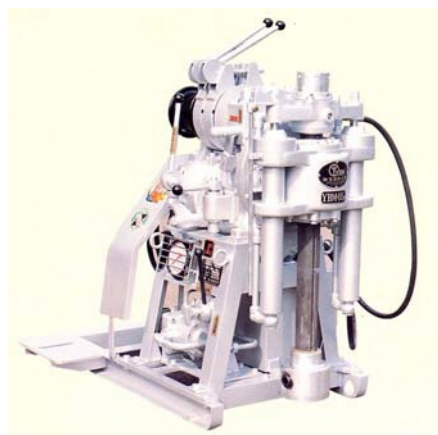


図-2.1 ボーリング装置概念図

標準貫入試験は、原位置における地盤の硬軟、締まり具合の相対値を求めるためのN値の測定と乱した試料採取を目的とする。下記に標準貫入試験の概念図を参照。

図-2.2 標準貫入試験方法

## § 2. 地形・地質概要

調査地は沖縄本島南部の標高5m前後の浦添市伊奈武瀬の埋立地内に位置する。

沖縄本島南部一帯は、標高100m～200mの平坦地をつくる第四紀層が広く分布し、琉球層群とよばれている。この層は一般に層厚40m～50m前後であるが、基盤の構造的凹地には厚く堆積しており、とくに具志頭村港川一帯では最大150m以上に達するといわれている。さらにこの台地の基盤は新第三紀～第四紀早期の島尻層砂岩・泥岩(シルト岩)によって構成されている。さらに、小川沿いの沖積層、海岸沿いの新期砂丘砂層、現世サンゴ礁堆積層などの完新世堆積物がせまい範囲で点々と分布している。

調査地一帯の地質は、新第三紀中新世の島尻層泥岩・砂岩を基盤としているが、その上位に第四紀琉球石灰岩層が厚く堆積している。調査地が位置する南部一帯の地質図を図2-1に、地質層序を表2-1に示す。

基盤層の島尻層群は、青灰色～淡褐色を呈する岩相均一な泥岩及び砂岩からなり、本島中南部一帯に広く分布し基盤を成している。同層群は、層相変化により、下位から上位へ豊見城層、与那原層、新里層に三区分される。最下位の豊見城層は、粒子均一な褐色を呈する石英砂岩を主体とし、一部に青灰色泥岩を挟む。同層は、豊見城市の西海岸沿いから那覇市小緑、そして、西海岸沿いの高台の一部に分布する。

与那原層は層相均一な青灰色を呈する泥岩から成り、所々に数十cm～1m前後凝灰質砂岩を挟む。同層は本島中南部一体に分布する。最上位の新里層は凝灰質砂岩と泥岩の互層から成り、東海岸沿いの一部高台に分布する。

当該地では、基盤層の島尻層群与那原層が確認され、その上位に琉球石灰岩層が不整合に覆っている。

沖縄島南部の地質は、次の諸地質により構成される。

沖 積 層	-----	沖積低地(河川・海岸付近)
琉 球 石 灰 岩	-----	台地面
島尻層泥岩(与那原層)	-----	台地面及びその地下

これらの分布状況を図2-1に示し、以下に既存資料を参考に概略説明する。

### (1) 沖積層

沖積層は段丘を開析する谷及び沖積面に分布し、層厚数m～数十mを有する新期の堆積物である。同層は大きく分けると、陸上河川の運搬に由来する陸成層と海進時の海流運搬に由来する海成層と区分される。陸成層は内陸部に分布し後背湿地性の泥質堆積物を主体に基底付近に礫質堆積物を伴うことが多い。海成層は海岸に近い平坦地を構成しており、相層は枝サンゴの破砕片貝殻片・有孔虫殻等を多量に含むルーズな砂層を主体とする。

### (2) 琉球石灰岩層

琉球石灰岩は第四紀更新世早～中期に形成された“琉球サンゴ海”のサンゴ礁堆積物が、その後の地殻変動によって隆起し、台地化したものである。琉球列島に広く分布しているが、沖縄本島では、中部の宜野湾市や中城村以南に主として台地を形成して広く分布し、那覇市南方付近まで点在するが、特に糸満市一帯では広い地形面をつくっている。

琉球石灰岩の特徴は、その名のとおりに日本では琉球列島だけに分布し、その生成は数十万年前と大変新しく、そのため固結度が低く小さな穴が沢山あり結晶粒も大変細かい。一般に色調は白色～淡黄色を呈していて、

- ①、石サンゴ、貝殻などを含み、硬く固結しているもの。
- ②、石粉の集まりのように崩壊しやすいもの。
- ③、有孔虫や貝殻などの破片が栗粒状に集まったもの(栗石)。
- ④、溶解沈殿して結晶した硬く緻密なもの(トラバーチン)。

などがある。

### (3) 島尻層群泥岩層

調査地の基盤層である島尻層群について詳細を述べる。

島尻層群は沖縄本島中南部に広く分布する他、久米島、宮古島、波照間島などに分布する。主として鮮新世の地層であるが、その堆積は厳密には中新世後期から始まり第四紀更新世の前期まで及んでいる。

沖縄本島の島尻層群は図2-1に示すように主に嘉手納—うるま市具志川を結ぶ線より南に広く分布し、全層厚は2,000m以上に達する。これまでに本島南部では沖縄県(琉球政府)などによって深度1,000mあまりの深層ボーリングがいくつか実施さ



図2-1 島尻層群の分布略図(新城、1983、による)

れており、層序、岩相変化が詳しく研究されてきた。島尻層群は泥岩を主体とするものの、砂岩も多く含まれているのが確認されている。これらの深層ボーリングの結果に基づいて、本島中南部の島尻層群は下位より豊見城層(那覇層)、与那原層、新里層の三つに区分されている。このうち豊見城層の大部分は地下に分布し、地表には小緑砂岩層が分布するのみである。

堆積環境についてみると、下部(豊見城層)では浅海性であり、中部(与那原層)及び上部(新里層)では徐々に深海性の層相になっているが、最上部では急激に浅海性に移り変わっている。

本島南部の表層に分布するものは、大部分は与那原層とよばれるものであり、新里層は本島南端部及び知念から具志頭にかけて分布する。また豊見城層是那覇市南部一帯と浦添市、沖縄市南西部付近に比較的限られて分布する。豊見城層は既述したように砂岩と泥岩が交互に現れるが、全体としては下部の2/3は泥岩が卓越し、上部の1/3は砂岩が卓越している。与那原層は層厚1,400mに及ぶ厚い地層で緑灰～青灰色の泥岩を主体とし、砂岩、凝灰岩(火山岩)を挟む。泥岩は塊状・無層理の場合が多く、砂岩は厚さ5m以下、凝灰岩は大部分が厚さ20cm以下である。与那原層は層位の決め手となる手がかりに乏しく、詳細な層序は不明であるが、下邸(豊見城層との境界面)より約500m上位までを下部、それより上位を上部とすると、下部は青灰色を主とし、厚さ約2～6mの細粒砂岩を多く挟む。上部は同様の泥岩を主体とし、灰色～白色の細粒凝灰岩の薄層を多数挟む。砂岩の挟みは少ない。



島尻層群最上部の新里層は与那原層に酷似した泥岩を主体とし、与那原層に比べてやや凝灰質の部分及び砂岩の挟みが多い。新里層の下底部には厚さ約15mの凝灰岩(新里凝灰岩)や厚さ約8mの細礫を含む細粒砂岩層が分布する。新里層の中部は泥岩を主体とし、その上部に厚さ2～3mの凝灰質砂岩を挟む。中部と上部の境界付近には久手堅凝灰岩と呼ばれる凝灰岩が分布する。上部は全般に砂質となり、琉球石灰岩や国頭礫層によって不整合に覆われる。

本調査地は、海岸埋立地内に位置し、表層部には埋土が施されている。埋土層の下位から海浜性堆積土の砂礫層、第四紀の琉球層群、そして基盤層の第三紀島尻層群へと続く地質層序で確認された。

図2-1 沖縄本島中・南部の地質

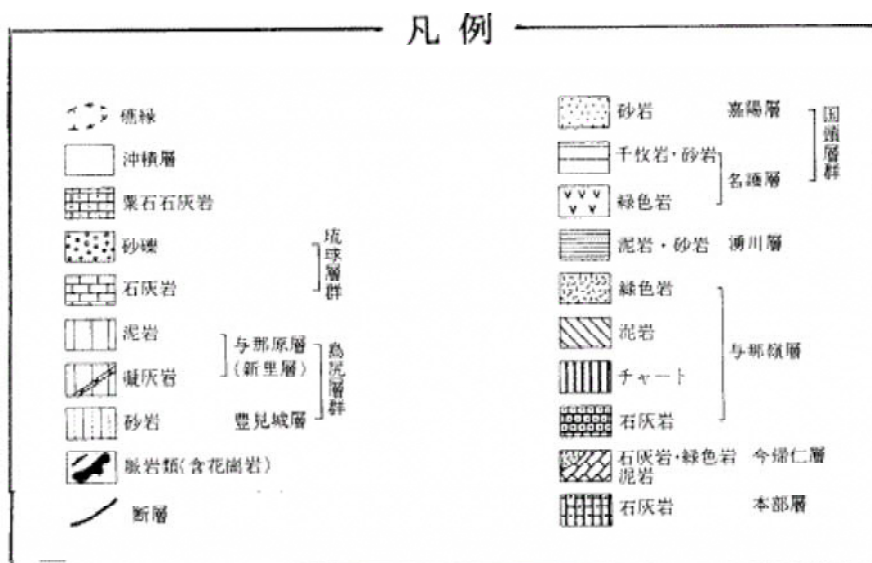
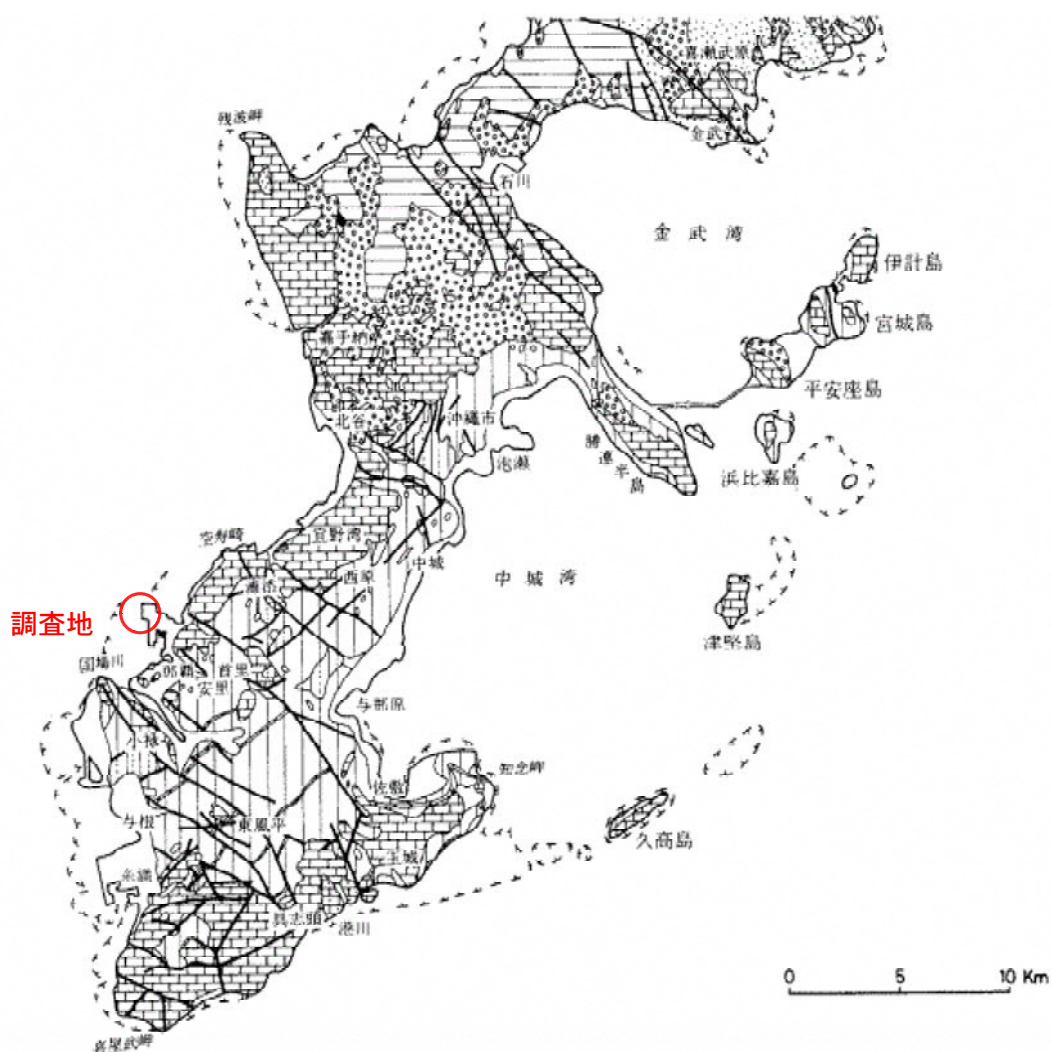


表2-1 沖縄中・南部の地質層序

時代	柱状図	地質区分	岩相・構造	地形	土 壤
第四紀	完新世	現世サンゴ礁堆積物	サンゴを主体とする固結・礫状及び礁池の粘土・シルト・砂・礫を主体とする軟弱部	サンゴ礁地形	土壌化せず
		新期砂丘砂層	石灰質砂層 埋設腐植土をはさむ	砂 丘	砂質未熟土
		沖 積 層	暗灰～暗褐色泥・砂・礫、サンゴ片などの海生化石を含む	沖積低地	灰色低地土壌（沖積土壌）
	更新世	段 丘 石 灰 岩	褐色粘土質土 砂質石灰岩（栗石） 固結し、層理発達 分布は南東に高く北西に低い	段 丘 （中位段丘） 60～5m	褐色土壌 （黄褐色土）
		赤 褐 色 土	島尻マーヅ（石灰岩の風化土） 石灰岩は表層数～10mが再結晶作用をうける	石灰岩台地 （断層ブロックによって断層崖多し）	赤褐色～黄褐色粘土質土壌（島尻マーヅ）
		琉球石灰岩	下部は層理発達し、砂礫主体。固結部と砂礫状未固結部との互層あり		
		知 念 層	石灰質砂層	地形面なし 小起伏丘陵面及び急傾斜面	灰色台地土壌（一部赤褐色土） （ジャーガル）
	第三紀	島尻層群	砂岩（未～半固結）と泥岩（固結）の互層凝灰岩をはさむ		
			厚い泥岩に薄い砂岩と凝灰岩をはさむ		
			小緑砂岩が上部、泥岩が下部		

出典：木崎甲子朗編「琉球弧の地質誌」

表2-2 島尻層群の地質の特徴（福田らによる）

地層名		層 厚	特 徴
新 里 層		250m	1. 与那原層の上に整合に重なる。 2. 琉球石灰岩を主とする第四系におおわれている。 3. 基底部が砂岩を主にそれより上位が粘土岩を主にした互層である。 4. 基底部には磨砂凝灰岩を2～3枚挟むほか、軽石の円礫を多量に含む細～中粒砂岩がある。 5. 本層の主体をなすのは基底部の上に重なる帯緑灰色粘土岩を主とし砂岩を従とする互層で、この部分の上部にも凝灰岩が挟まれており、また中部および上部に貝化石が多産することがある。。
	全 体	900m	1. 島尻層群の主体をなすものでその分布も広い。 2. 本層は主として帯緑あるいは帯青灰色の粘土岩からなる。
	上 部 層	350m	1. 本部層の下限は厚さ4～5mの微細粒砂岩の始まる場所とした。 2. 本部層の上位と下位には厚さ20～30cmの磨砂凝灰岩および安山岩質結晶凝灰岩がある。 3. 本部層は下位の中、下部層に比べ貝化石が多い。
	中 部 層	500m	1. 本部層は主として散在する浮石片に富む粘土岩からなる。 2. 全層にわたって凝灰岩の薄層を夾有するが上半部のものは安山岩質また下半分のものは石英安山岩類である。
	下 部 層	50 ～ 80 m	1. 本部層の最上部には含貝化石細粒砂岩があり与那原層中の良好な鍵層となっている。 2. この砂岩は風化すると黄褐色となり、とくに厚く発達する付近では小緑砂岩に似ているが貝化石が含まれていることおよび重鉱物組成が異なることから両者を区別することができる。 3. 上記砂岩の下に本部層の主体をなす粘土岩があり中位には厚さ10cm以下の細～中粒砂岩と凝灰岩の薄層を夾有する。
那 覇 層		1,150m	1. 層厚約1,150mの厚い地層で地表には最上部の65mほどしか露出していない。そのうち60mは小緑砂岩として知られている砂質岩層である。 2. 小緑砂岩は主として帯緑灰色の粘土、シルト質微細粒～細粒砂岩からなる。 3. 地表において小緑砂岩以下の那覇層がみられるのは那覇市小緑付近を豊見城村我那覇付近だけであり、両地域とも5m前後の帯緑灰色の粘土岩がわずかに頭部を現わしているだけである。

### § 3. 調 査 結 果

#### 3-1. 地 盤 概 要

地形・地質概要を踏まえて、ボーリング調査による土質成層構成を述べる。

調査地は海岸埋め立て地内に位置する。地盤構成は、表層部に島尻粘土を主体とした埋土が見られ、埋土の下位から海浜性の珊瑚礁岩及び貝殻片等を含む砂礫層、第四紀の冲琉球層群、そして調査地の基盤層である第三紀鮮新世の島尻層群へと続く地質層序を示す。

調査結果に基づいて地層毎に区分すると表3-1地質層序表に示す通りである。

表3-1 地 質 層 序 表

地質時代	地質区分	地盤土層区分		層 相	N値範囲
		記号	土 層 名		
現世代	埋 土	Fc	粘 性 土	島尻粘土(ジャーガル)を主体として石灰岩礫や腐植物を混入。	3~7
第 四 紀	完 新 世	海浜堆積	Ag	珊瑚礁砂礫主体でサンゴ片や貝殻片混入。	2~8
	更 新 世	琉球層群	Rlc	粘土分主体でシルト分細砂分混入。含水比は高位。	2~8
			Rls	細砂や粗砂分主体。 シルト分混入。高含水比。	2~8
			Rlg	屑状や破碎礫主体でシルト分混入。	11~50
			Rlr	岩塊状主体で部分的に砂礫状呈す。亀裂面の所々で褐色のサビ色や黒灰色呈す。	20~50
第三紀	中 新 世	島尻層群	Tm-w	灰色を呈したシルト質粘土。	34~47
			Tm	固結粘土主体で凝灰細砂を挟む	50以上

#### 第1層 埋土層(粘性土)

全体的に島尻粘土主体で所々で石灰岩砂礫や腐植物を混入する。含水比は中位~高位で軟らかい状態にある。層厚は3.50m~5.55m程で確認された。

#### 第2層 海浜堆積層(砂礫土)

本層は、海浜堆積土で砂礫状及び一部珊瑚礁岩塊状で採取された。礫は枝サンゴ及び有孔虫及び貝殻片等を主体としている。粒子は不均一で細砂~粗砂及び礫径5~40mm程砂礫分主体を主体とし、所々に若干の腐食物を混入する。層厚は2.35m~5.95m程で確認された。

標準貫入試験によるN値は2～50以上の範囲を示しバラツキがある。相対密度では「軟らかい」～「非常に密な」状態にありバラツキがある。

#### 第3層 琉球石灰岩層（砂質土/粘性土/砂礫土／岩塊土）

琉球石灰岩は、一般に固結した岩塊状のものから未固結な砂礫状及び砂質状のものまであり、著しく変化に富む不均質な構成を成し、鉛直方向・水平方向にも不連続な分布をなしていることが多い。調査地においては上部のGL-20m付近より上方ではシルト分を含む砂礫状を呈した破屑性の未固結石灰岩や短棒状コアにて採取される固結石灰岩（岩塊部）が確認され、N値強度50以上を示す岩塊状及び砂礫状で採取された。一方、琉球層群の下位GL-20m以深ではシルト分や細砂分を含む砂礫状（一部で粘性土や砂質土）で採取されN値強度にバラツキが多くみられた。

※B-7地点のGL-16m付近～GL-32m間は礫混じりの粘性土及び砂質土（砂と粘土の中間的な性質を有する中間土）が確認され、高含水比で軟らかく緩い状態にある。

#### 第4層 島尻層群（風化泥岩/泥岩）

本層は、調査地一帯の基盤を成す第三紀島尻層群与那原層で、与那原層の中でも泥岩・砂岩が互層を成す下部層と思われる。本層の出現深度はB-1地点でGL-46.75m、B-2地点でGL-45.35m、B-3地点でGL-49.00m、B-4地点でGL-46.30m、B-5地点でGL-45.90m、B-6地点でGL-43.90m、B-7地点でGL-43.90m付近から確認された。上部3.25m～8.50m程は風化作用により若干の変色を帯び軟化している。風化部の下位からN値=50以上を連続で示す非常に硬い泥岩層が確認されており、全体的にシルト質固結粘土状を呈している。色調は淡灰色～暗灰色を呈し低含水比で非常に硬い状態にある。

### 3-2. 孔内水位

地下水位の観測方法は、下記に示す方法で確認を行い決定する。

1. 無水掘り時にコアやロッド及びレイモンドサンプラー等の表面が濡れている位置を確認し、尚かつ調査終了後に水位を確認して決定する。
2. 有水掘りを行った場合は、孔内水の汲み上げ前の水位と、汲み上げ後の回復した水位の変動が微小になった時点の水位を確認して決定する。

その結果は次表に示すとおりである。

表3-2 各調査地点の孔内水位

調査孔番号 No.	地盤高 EL (m)	確 認 水 位		土 層 名
		GL (m)	EL (m)	
B-1	+ 3.33	- 2.23	+ 1.10	粘性土(埋土)
B-2	+ 3.43	- 2.78	+ 0.65	粘性土(埋土)
B-3	+ 3.29	- 2.46	+ 0.83	粘性土(埋土)
B-4	+ 3.29	- 2.19	+ 1.10	粘性土(埋土)
B-5	+ 3.35	- 3.12	+ 0.23	粘性土(埋土)
B-6	+ 3.20	- 2.21	+ 0.99	粘性土(埋土)
B-7	+ 3.24	- 1.98	+ 1.26	粘性土(埋土)

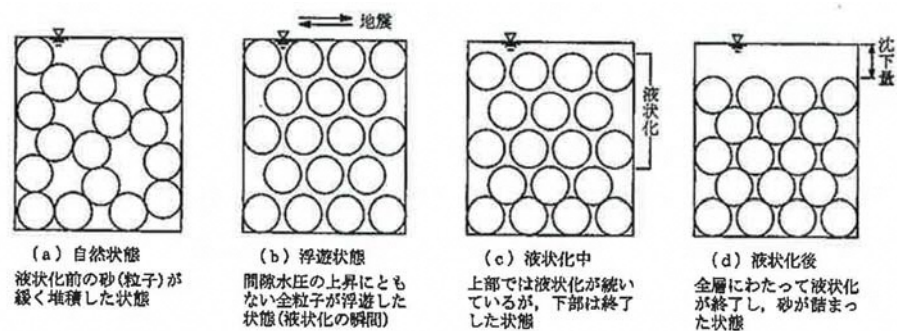
※ 調査地は海岸埋め立て地内に位置し海に近接しているため、潮の干満の影響を受けるものと思われる。

### 3-3. 液状化について

#### 1) 地盤の液状化現象とそのメカニズム

飽和状態にある粒径のそろった緩い砂質土が地震などによって揺すられた場合、粒子間に存在する間隙水の水圧が次第に上昇し、ついには砂粒子のかみ合わせが外れ、砂粒子は水中に浮遊した状態になる。このように、外力によってせん断力が繰返し作用し砂質土が液体状になる現象を液状化現象と呼んでいる。下図は液状化のメカニズムについて模式的に順を追って表現したものである。

地震時に液状化しやすい地盤は、地下水位が高く、かつ緩く堆積した砂質地盤であり、埋立地盤など人工造成地盤や比較的最近に堆積した沖積層がそれに該当する場合が多い。さらに、埋立地では、砂以外のたとえばシルトや礫が多く含まれる地盤でも液状化が発生する場合があることが確認されている。



液状化のメカニズム



## 2) 液状化判定

日本建築学会「建築基礎構造設計指針」<sup>1)</sup>で述べられている液状化の判定を行う必要がある土層の規定はつぎに示すとおりで、これらのすべての条件に該当する沖積層の飽和砂質土は、地震時に液状化が生じる可能性があるため、液状化の判定を行わなければならない。

- (1) 一般に地表面から20m程度以浅の沖積層
- (2) 細粒分含有率 $F_c$ が35%以下の土層(ただし、埋立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も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、粘土分含有率 $P_c \leq 10\%$ または塑性指数 $I_p \leq 15\%$ の埋立あるいは盛土地盤については液状化の検討を行う)
- (3) 細粒土を含む礫や透水性の低い土層に囲まれた礫

※ 今回の調査結果から、調査地の土層構成は上層から粘性土による埋土、珊瑚礁砂礫を主体とした海浜性砂礫層、中間層に第四紀更新世の琉球層群、そして基盤層の第三紀鮮新世の島尻層群へと続く地質層序で確認された。

本報告書P-10 表2-1沖縄中・南部の地質層序から、海浜性砂礫層は大分類的に沖積層に分類されることから上記(1)に該当する。また、調査地の第1層埋土層は埋立地盤であることから上記(2)に該当する。

※ 埋土層及び海浜性砂礫層(沖積砂礫層)は地下水位面下に分布しており、地震時に液状が生じる可能性があるため、液状化の判定を行わなければならない。

※ 液状化の判定については、粒度試験など詳細な追加調査を行う必要がある。

試験実施箇所については、調査地の埋土層及び海浜性砂礫層(沖積砂礫層)のN値等にバラツキがあることから、分布状況とその土性(粒度特性等)を明らかにするため複数箇所での詳細調査を実施することが望ましいと考える。

### ※参考

沖積層と洪積層の区分は、地質年代的には「沖積層」は第四紀更新世末期(約18,000年前)から完新世(現世)までに堆積した地層を、「洪積層」は更新世の始まりから更新世末期までに堆積した地層を言う。

## § 4. 地盤定数の推定

### 4-1. 地盤定数の推定式

成層される各土層の地盤定数を求める方法として以下の推定式が提案されている。

#### (1) 粘着力 (C)

粘性土の場合には一軸圧縮強度 ( $q_u$ ) と粘着力 (C) の関係が次式によって提案されている。

$$\phi = 0 \quad \text{として} \quad c = q_u / 2 \quad (\text{建築基礎構造設計指針})^1)$$

N 値と一軸圧縮強さ ( $q_u$ ) の間には次の関係式が成立する。

$$q_u = 12.3N \sim 13.1N \doteq 12.5N \quad (\text{kn/m}^2) \quad (\text{地盤調査の方法と解説-二分冊の1})^2)$$

#### (2) 内部摩擦角 ( $\phi$ )

対象土質が砂質土・礫質土の場合、次式より推定する。(建築基礎構造設計指針)<sup>1)</sup>

$$\phi = \sqrt{20 \cdot N + 15}^\circ$$

#### (3) 単位体積重量 ( $\gamma$ )

標準貫入試験用サンプラー によって採取した試料の観察とN値などを参考とし、表4-1、表4-2により推定する。

表4-1 土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

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

- (1) 地下水位以下にある土の単位重量は、それぞれの表中の値から9を差し引いた値としてよい。
- (2) 採石は砂利と同じ値とする。また、ずり、岩塊等の場合は種類、形状、大きさ及び間隙等を考慮して定める必要がある。
- (3) 砂利まじり砂質土、あるいは砂利まじり粘性土にあつては、混合割合及び状態に応じて適当な値を定める。
- (4) 地下水位は施工後における平均値を考える。

(日本道路協会「道路橋示方書・同解説 I 共通編 P. 47」)<sup>3)</sup>

(参考資料)

表4-2 N値による土の詳細

粘土のコンシステンシー、N値、 $q_u$ の関係				
粘土のコンシステンシー	N値	現 場 観 察	一軸圧縮強さ ( $\text{kN/m}^2$ )	単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )
非常に軟らかい	2以下	こぶしが容易に10数cm入る	25以下	14～15
軟らかい	2～4	親指が容易に10数cm入る	25～50	16
中ぐらい	4～8	努力すれば親指が10数cm入る	50～100	17
硬 い	8～15	親指で凹ませられるがつつこむことは大変である	100～200	18
非常に硬い	15～30	爪で印がつけられる	200～400	19
大変硬い	30以上	爪で印をつけるのが難しい	400以上	19～20

N値と砂の相対密度との関係			
N 値	相対密度(Terzghi-Peck)による	現 場 判 別 法 (東京都交通局データによる)	単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )
0～4	非常に緩い (very loose)	$\phi$ 13mmの鉄筋が容易に手で貫入する	17
4～10	緩 い (loose)	ショベル(スコップ)で掘削できる	18
10～30	中位の (medium)	$\phi$ 13mmの鉄筋を5ポンドのハンマーで容易に打込める	19
30～50	密 な (dense)	同上で 30cm位入る	20
50以上	非常に密な (very dense)	同上でも5～6cm位しか入らない。掘削につるはしを要し、打込むとき金属音を発する	20

MeyerhofによるN-D r - $\phi$ の関係				
砂 の 状 態	相対密度 (Dr)	N値	内部摩擦角 ( $\phi$ )	静的コン支持力 ( $t/sq, tf$ )
非常に緩い (very loose)	0.2以下	4以下	30 以下	20 以下
緩 い (loose)	0.2～0.4	4～10	30～35	20～40
締まった (compact)	0.4～0.6	10～30	35～40	40～120
密 な (dense)	0.6～0.8	30～50	40～45	120～200
非常に密な (very dense)	0.8 以上	50以上	45 以下	200 以上

参考資料 (土質基礎ライブラリー4. 土質試験結果の解釈と適用例/地盤工学会編) 4) ※一部加筆

## 4-2. 標準貫入試験

各調査孔で得られた標準貫入試験の結果を次表に一覧表としてまとめた。

表4-3 各ボーリング孔のN値結果一覧表

孔番号 深度	B-1	B-2	B-3	B-4	B-5	B-6	B-7	深度
1m	14	18	24	8	11	19	14	1m
2m	3	4	5	3	3	5	4	2m
3m	6	2	2	5	2	3	2	3m
4m	50	50	24	7	4	9	22	4m
5m	50	21	13	8	10	16	11	5m
6m	26	15	24	13	14	25	31	6m
7m	50	14	4	50	50	50	50	7m
8m	34	33	22	50	50	50	31	8m
9m	16	34	28	17	50	50	50	9m
10m	28	50	37	1	50	21	50	10m
11m	50	50	17	50	35	50	50	11m
12m	50	50	10	50	50	50	50	12m
13m	50	5	43	50	23	50	50	13m
14m	50	5	4	50	32	50	50	14m
15m	50	50	4	5	50	8	23	15m
16m	50	25	36	4	22	9	1	16m
17m	50	50	11	50	37	50	2	17m
18m	50	50	50	50	30	6	50	18m
19m	50	50	50	50	5	12	4	19m
20m	37	35	50	50	24	11	3	20m
21m	50	10	12	50	18	14	3	21m
22m	50	40	10	27	31	11	1	22m
23m	13	22	27	13	11	11	2	23m
24m	8	15	19	10	11	10	0	24m
25m	12	12	11	7	11	8	2	25m
26m	16	10	10	14	2	8	1	26m
27m	33	11	11	14	6	20	2	27m
28m	5	15	16	10	8	11	10	28m
29m	7	9	20	12	15	14	8	29m
30m	25	10	12	31	7	13	6	30m
31m	9	16	14	6	9	9	1	31m
32m	15	12	19	8	20	14	8	32m
33m	15	36	14	8	16	30	9	33m
34m	10	14	11	19	10	42	8	34m
35m	9	5	14	28	11	50	7	35m
36m	8	14	12	17	4	50	6	36m
37m	6	13	9	16	30	18	15	37m
38m	14	18	14	22	30	20	6	38m
39m	31	17	16	17	15	27	12	39m
40m	50	17	25	14	12	16	13	40m

41m	50	13	16	20	8	34	13	41m
42m	50	11	18	50	9	17	9	42m
43m	1	6	21	50	8	7	14	43m
44m	50	20	8	50	8	41	50	44m
45m	50	30	42	50	6	50	50	45m
46m	50	21	47	50	21	50	22	46m
47m	31	18	44	25	26	46	41	47m
48m	29	23	45	28	17	45	50	48m
49m	26	26	30	50	21	50	29	49m
50m	50	27	19	30	25	50	49	50m
51m	50	30	50	50	50	50	46	51m
52m	50	50	50	50	30	50	50	52m
53m		50	31	50	50	50	50	53m
54m			50	50	50	50	50	54m
55m			31	50	50	50	50	55m
56m			45					56m
57m			44					57m
58m			50					58m
59m			50					59m
60m			50					60m
地 層 名	各調査孔の平均N値							平均N値
粘性土 (埋土層)	7.7	8.0	10.3	5.3	5.0	10.4	6.7	7.8
砂礫土 (海浜性堆積土)	25.3	23.4	19.2	9.3	12.0	25.0	21.3	19.5
砂質土 (琉球層群)	12.3	11.0	14.7	4.5	12.4	10.0	5.8	11.2
粘性土 (琉球層群)	-	11.3	-	13.9	11.0	9.0	3.4	9.2
砂礫土 (琉球層群)	16.8	17.8	21.5	15.9	18.3	19.5	10.0	33.6
石灰岩 (琉球層群)	46.9	38.2	50.0	48.1	50.0	50.0	47.6	46.3
風化泥岩 (島尻層)	28.7	20.5	38.9	33.3	27.1	46.4	42.1	33.0
泥岩 (島尻層)	50.0	50.0	50.0	50.0	50.0	50.0	50.0	50.0

※石灰岩層・泥岩層 以外の過大N値=50は安全側に算定から除外した。

#### 4-3. 各土層の地盤定数

調査結果を基に、前述の推定式により確認された各土層の地盤定数を導く。

※設計N値（案）

N値にバラツキのある土層は標準偏差を考慮して、次式にて設計N値を求める。

設計N値＝（平均N値）－ 1／2（標準偏差）

$$\text{標準偏差} = \sqrt{\frac{(N_1 - X)^2 + (N_2 - X)^2 + \dots + (N_n - X)^2}{n - 1}}$$

ここに、 $N_1, N_2, \dots, N_n$ ：それぞれのN値

X：平均N値

n：個数

引用文献：地盤工学会発行「土質データーのばらつきと設計」<sup>5)</sup>

表4-4 各土層の標準貫入試験結果(N値整理表)

地質区分	地質名	データ数	範囲	平均N値	標準偏差	設計N値(案)
埋土層	粘性土	24	2～24	7.8	6.3	4.6
海浜性堆積土	砂礫土	23	4～34	19.5	8.9	15.1
琉球層群	砂質土	45	1～31	11.2	6.5	7.9
	粘性土	28	0～31	9.2	7.2	5.6
	砂礫土	113	4～47	33.6	10.7	28.3
	石灰岩	60	1～50	46.3	11.2	40.7
島尻層	風化泥岩	47	6～50	33.0	12.7	26.7
	泥岩	27	50	50.0	0.0	50.0

※バラツキがある土層は標準偏差を加味した設計N値とした。

#### ◎粘性土(埋土層)

本層は粘性土を主体としていることから、粘着力(c)を求める。

本層のN値は2～24の範囲を示し標準偏差6.3である。採用N値は標準偏差N値を採用する。

採用 N 値  $N=4.6$   $7.8-(1/2)6.3=4.6$

粘 着 力  $c=6.25 \times 4.6=28.7(\text{kN/m}^2)$

内 部 摩 擦 角  $\phi=0$

単 位 体 積 重 量  $\gamma=18(\text{kN/m}^2)$

◎砂礫土(海浜性堆積土)

本層は礫質土を主体としていることから、内部摩擦角( $\phi$ )を求める。  
本層のN値は4～34の範囲を示し標準偏差8.9である。採用N値は標準偏差N値を採用する。

採用 N 値  $N=15$   $19.5-(1/2)8.9=15$   
粘 着 力  $c=0$   
内 部 摩 擦 角  $\phi=(20*15)^{(1/2)}+15=32.3$   
単 位 体 積 重 量  $\gamma=19(\text{kN/m}^2)$

◎砂質土(琉球層群)

本層は砂質土を主体としていることから、内部摩擦角( $\phi$ )を求める。  
本層のN値は1～31の範囲を示し標準偏差6.5である。採用N値は標準偏差N値を採用する。

採用 N 値  $N=7.9$   $11.2-(1/2)6.5=7.9$   
粘 着 力  $c=0$   
内 部 摩 擦 角  $\phi=(20*7.9)^{(1/2)}+15=27.5$   
単 位 体 積 重 量  $\gamma=18(\text{kN/m}^2)$

◎粘性土(琉球層群)

本層は粘性土を主体としていることから、粘着力( $c$ )を求める。  
本層のN値は0～31の範囲を示し標準偏差7.2である。採用N値は標準偏差N値を採用する。

採用 N 値  $N=5.6$   $9.2-(1/2)7.2=5.6$   
粘 着 力  $c=6.25 \times 5.6=35.0(\text{kN/m}^2)$   
内 部 摩 擦 角  $\phi=0$   
単 位 体 積 重 量  $\gamma=17(\text{kN/m}^2)$

◎砂礫土(琉球層群)

本層は砂礫土を主体としていることから、内部摩擦角( $\phi$ )を求める。  
本層のN値は4～47の範囲を示し標準偏差10.7である。採用N値は標準偏差N値を採用する。

採用 N 値  $N=28.3$   $33.6-(1/2)10.7=28.3$   
粘 着 力  $c=0$   
内 部 摩 擦 角  $\phi=(20*28.3)^{(1/2)}+15=38.7$   
単 位 体 積 重 量  $\gamma=19(\text{kN/m}^2)$

◎石灰岩(琉球層群)

本層は砂質土を主体としていることから、内部摩擦角( $\phi$ )を求める。  
 本層のN値は1～50の範囲を示し標準偏差11.2である。採用N値は標準偏差N値を採用する。

採用 N 値  $N=40.7$   $46.3-(1/2)11.2=40.7$

粘 着 力  $c=0$

内 部 摩 擦 角  $\phi=(20 \times 40.7)^{(1/2)}+15=43.5$

単 位 体 積 重 量  $\gamma=20(\text{kN}/\text{m}^2)$

◎風化泥岩(島尻層)

本層は粘性土を主体としていることから、粘着力(C)を求める。  
 本層のN値は6～50の範囲を示し標準偏差12.7である。採用N値は標準偏差N値を採用する。

採用 N 値  $N=26.7$   $33.0-(1/2)12.7=26.7$

粘 着 力  $c=6.25 \times 26.7=166.8(\text{kN}/\text{m}^2)$

内 部 摩 擦 角  $\phi=0$

単 位 体 積 重 量  $\gamma=19(\text{kN}/\text{m}^2)$

◎泥岩(島尻層)

本層は粘性土を主体としていることから、粘着力(c)を求める。  
 本層のN値はいずれも50以上を示すことから、平均N値を採用する。

採用 N 値  $N=50$

粘 着 力  $c=6.25 \times 50=312.5(\text{kN}/\text{m}^2)$

内 部 摩 擦 角  $\phi=0$

単 位 体 積 重 量  $\gamma=20(\text{kN}/\text{m}^2)$

表4-5 各土層の地盤定数一覧表

地質区分	地質名	採用N値	粘着力 $c(\text{kN}/\text{m}^2)$	内部摩擦角 $\phi(\text{度})$	単位体積重量 $\gamma^1(\text{kN}/\text{m}^3)$
埋土	粘性土	4.6	28.7	—	18
海浜性堆積土	砂礫土	15.1	—	32.3	19
琉球層群	砂質土	7.9	—	27.5	18
	粘性土	5.6	35.0	—	17
	礫質土	28.3	—	38.7	19
	石灰岩	40.7	—	43.5	20
島尻層	風化泥岩	26.7	166.8	—	19
	泥岩	50	312.5	—	20



## § 5. 地盤の許容応力度の算定

### 5-1. 直接基礎の地盤の許容応力度の算定

許容応力度の算定は、平成13年7月の国土交通省告示第1113号<sup>6)</sup>の次式を用いる。

$$q_a = 1/3 (i_c \cdot \alpha \cdot C \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \cdots (5-1式)$$

記号  $q_a$  : 地盤の許容応力度 (KN/m<sup>2</sup>)

$C$  : 基礎荷重面下にある地盤の粘着力 (KN/m<sup>2</sup>)

$\gamma_1$  : 基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量 (KN/m<sup>3</sup>)

地下水以下にある場合は水中単位体積重量をとる。

$\gamma_2$  : 基礎荷重面下より上方にある地盤の平均単位体積重量 (KN/m<sup>3</sup>)

地下水以下にある部分については水中単位体積重量をとる。

$\alpha \cdot \beta$  : 表5-1に示す基礎荷重面の形状係数

$N_c \cdot N_r \cdot N_q$  : 表5-2に示す地盤内部の摩擦角に応じて定まる支持力係数

$i_c \cdot i_r \cdot i_q$  : 基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角に応じて計算した数値

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

これらの式において、 $\theta$  および  $\phi$  は、それぞれ次の数値を表す

$\theta$  基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角 (度)

( $\theta$  が  $\phi$  を超える場合は、 $\phi$  とする)

$\phi$  地盤の特性によって求めた内部摩擦角(度)

$D_f$  : 基礎に近接した最低地盤面から基礎荷重面までの深さ。(m)

$B$  : 基礎荷重面の短辺又は短径(m)。

表 5-1 形 状 係 数

基礎荷重面の形状 係 数	円 形	円 形 以 外 の 形 状
$\alpha$	1. 2	1. 0+0. 2・B/L
$\beta$	0. 3	0. 5-0. 2・B/L

(注) 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

表 5-2 支持力係数

$\phi$ (度)	$N_c$	$N_r$	$N_q$
0°	5. 1	0. 0	1. 0
5°	6. 5	0. 1	1. 6
10°	8. 3	0. 4	2. 5
15°	11. 0	1. 1	3. 9
20°	14. 8	2. 9	6. 4
26°	22. 2	8. 1	11. 9
28°	25. 8	11. 2	14. 7
30°	30. 1	15. 7	18. 4
32°	35. 5	22. 0	23. 2
34°	42. 2	31. 1	29. 4
36°	50. 6	44. 4	37. 8
38°	61. 4	64. 1	48. 9
40° 以上	75. 3	93. 7	64. 2

調査地の上層で確認された各土層の地盤の許容応力度を安全側に算定してみる。

荷重の傾斜に対する補正係数  $i_c, i_r, i_q$  は考慮しないものとし、安全側に、粘性土では内部摩擦角  $\phi = 0$ 、砂質土では粘着力  $C = 0$  として算定する。

よって(5-1)式は次のように表される。

$$q_a = 1/3 (\alpha \cdot C \cdot N_c + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \cdots \cdots (5-2) \text{ 粘性土}$$

$$q_a = 1/3 (\beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \cdots \cdots (5-3) \text{ 砂質土}$$

※ 基礎様式を正方形基礎1辺 $B=2\text{m}$ 、根入れ $D_f=2.0\text{m}$ と仮定して算定してみる。

#### ◎ 粘性土層(埋土層)

設 計 N 値  $N = 4.6$  (標準偏差を加味したN値)

基礎荷重面の形状は

円形以外の形状(仮定)とし  $\alpha = 1.2$

粘 着 力  $C = 28.7$

支持力係数  $N_c = 5.1 \quad N_q = 1.0$

単位体積重量  $\gamma_2 = 18.0$

基礎の根入れ深さ  $D_f = 2.0$  (仮定)

基礎底面の最小幅  $B = 2.0$  (仮定)

∴ 地盤の許容応力度 $q_a$ は、

$$q_a = 1/3 (1.2 \cdot 28.7 \cdot 5.1 + 18.0 \cdot 2.0 \cdot 1.0) = 70.5 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

#### ◎ 砂礫土層(海浜性堆積土)

[算定条件]

設 計 N 値  $N = 15.1$  (標準偏差を加味したN値)

基礎荷重面の形状は

形以外の形状(仮定)とし  $\beta = 0.3$

内 部 摩 擦 角  $\phi = \sqrt{20 \times 15.1} + 15 = 32.3^\circ$

支持力係数  $N_r = 22.1 \quad N_q = 23.2$

単位体積重量  $\gamma_1 = 19.0 \quad \gamma_2 = 18.0$

基礎の根入れ深さ  $D_f = 2.0$  (仮定)

基礎底面の最小幅  $B = 2.0$  (仮定)

∴ 地盤の許容応力度 $q_a$ は、

$$q_a = 1/3 (0.3 \cdot 19.0 \cdot 2.0 \cdot 22.1 + 18.0 \cdot 2.0 \cdot 23.2) = 362.4 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

表5-3 直接基礎の長期許容支持力

地質区分	土層名	設計N値	根入れ深さ $D_f$ (m)	基礎形式 $D_x \times D_r$ (m)	長期許容支持力 $q_a$ (kN/m <sup>2</sup> )
埋土層	粘性土層	4.1	2.0	2.0×2.0	70.5
海浜堆積土	砂礫層	15.1	2.0	2.0×2.0	362.4

## § 6. 基礎に関する考察

調査結果に基づいて、計画される建築物の基礎に対する検討・考察を行う。

支持地盤と基礎形式は密接な関係にあり、両者の組み合わせとして基礎構造を検討することが重要である。

### 6-1. 基礎形式

建物の基礎構造は、その支持形式により直接基礎と杭基礎に大別される。直接基礎では、基礎スラブの形式によりフーチング基礎とべた基礎に分類され、杭基礎では杭の設置方法によって打ち込み杭、埋め込み杭等に分類され、また、杭材によっても分類される。

直接基礎の計画において、基礎は十分な強さ及び層厚をもつ良質な支持層に接地させることが重要である。

(支持層の目安について)

支持層の目安は砂質土や礫質土ではN値50(または60)以上、粘性土では20～30以上とすることが多いが、地盤条件や建築の要求性能、想定される基礎形式を勘案して設計者が適切に判断する。

「建築基礎設計のための地盤調査計画指針：日本建築学会」<sup>7)</sup> P25

一般に、計画地盤高より2～3m程度に支持層が出現する場合は直接基礎が採用され、支持層がやや深い場合でもラップルコンクリート地業を含む支持力増強系に地盤改良工法の併用により、直接基礎が可能な場合もある。

深い基礎形式には、杭基礎が用いられるが、詳細な杭基礎の設計を行う前に概略の支持力や沈下の性能面からの検討、杭の施工性の検討、概算による工期やコスト面からの検討等総合的に判断し、諸条件を満足させるように、摩擦杭、中間層支持杭、支持杭等の支持形式と杭先端の支持地盤を選定する必要がある。

今回の調査結果から、表5-3に示すように調査地上部で確認された各土層を基礎底面とした場合の支持力を仮の条件で安全側に算定した。設計荷重に対して支持力不足がするようであれば、地盤改良工法あるいは杭基礎工法等の検討が必要になってくる。

## 6-2. 支持地盤

支持地盤選定の原則は、上部構造物の特性、想定し得る基礎形式、敷地の状況及び条件などからみて、建物自体ならびにその機能に有害な障害を生じないように建物を確実に支持できる地盤を選ぶことである。

地盤の支持力は、原地盤の地盤定数を推定し、支持力を用いる方法によるか、原位置の載荷試験によって求められる。

本報告書では、支持力算定式による方法で地盤の支持力の検討を行った。

今回の調査地は伊奈武瀬野球場内に位置しほぼ平坦である。調査地のおおまかな地盤構成は上位より、埋土(粘性土)・海浜性堆積土層(砂礫土)・琉球層群(砂礫土/石灰岩岩塊/粘性土/砂質土)・第三紀島尻層群によって構成されている。

計画建築物の設計荷重や基礎形式が現段階では不明であるが、基礎形式を直接基礎とした場合の概略的な支持力は表5-3に示してある。

埋土層直下に分布する海浜性砂礫層はN値＝4～50以上の範囲(平均N値=19)を示しバラツキが大きいことから当層に支持を求める場合は何らかの対策が必要とされる。表6-1に示す琉球石灰岩岩塊層は層相変化(岩塊状及び砂礫状)が顕著で風化の度合いにもバラツキがある。上記海浜砂礫相同様当層に支持を求める場合には詳細な調査が必要になる

表6-1 琉球石灰岩層(N値=50以上)の出現深度と層厚

孔番号	出現深度(GL-) (m)	層 厚(m)	RQD (%)	備 考
B-1	10.80～20.00	9.50	20～85%	棒状コア採取でやや新鮮。
B-2	9.45～20.90	11.45	11～90%	一部棒状コア採取。
B-3	17.70～21.00	3.30	26～97	亀裂面は牝色呈す。
B-4	10.80～15.00	4.20	47～70	上部の亀裂面は黒灰色呈す。
B-5	7.00～10.90	3.90	43～69	一部灰色呈し緩い。
B-6	11.00～15.00	7.00	29～42	短棒状コア。亀裂面に牝色呈す。
B-7	6.60～15.00	8.40	38～89	一部灰色呈し緩い。

本調査地では、B-1地点でGL-50.00m、B-2地点でGL-51.50m、B-3地点でGL-57.50m、B-4地点でGL-50.80m、B-5地点でGL-52.80m、B-6地点でGL-48.80m、B-7地点でGL-51.50m付近より調査地の基盤層であるN値強度50以上を連続で示す第三紀島尻層群が確認された。島尻層群層は、広く沖縄本島中南部の基盤を形成すると共に、多種多様な構築物の基礎支持地盤として地盤強度の強さ・安定性が非常に高いことから支持地盤として対象とされている。

本調査においても、層上位で風化による軟質化のため若干の強度低下はあるものの、深くなるに従い地盤強度は高まり安定した高強度の地盤特性を示す。

計画建築物の支持層は琉球石灰岩層よりさらに深層に位置する島尻層群泥岩層を支持層とすることが一般的である。厚い層厚の琉球石灰岩層を貫通して杭を打設することは困難を伴うため、琉球石灰岩を支持層にできれば、施工コストの縮減、工期の短縮に有意義である。今回の調査地ではN値強度や層厚(表5-4)に若干のバラツキはあるもののN値 $\geq 50$ を示す琉球石灰岩層が確認された。今回のような中間層の琉球石灰岩層を支持層とした事例(表6-2)もあることから、計画建築物の支持地盤としては、中間層の琉球石灰岩層及び島尻層群泥岩層(N値=50以上)が検討対象になると思われる。

表6-2 琉球石灰岩を支持層とした基礎事例

橋梁名	基礎形式	載荷試験方法
瀬底大橋 昭和59年	・ 鋼管杭（打撃） ・ 鋼管矢板井筒基礎	鉛直載荷試験
サングートブリッジ 平成5年	・ 鋼管杭（打撃） （先端拡大ビット中掘工法 （クラウト注入）+最終打撃	静的載荷試験
古宇利大橋 平成17年	・ 鋼管杭基礎 （打撃、補助工法）	静的載荷試験 急速載荷試験 動的載荷試験 水平載荷試験
若狭高架橋 平成22年	・ 場所打ち杭	静的載荷試験

表6-3 基礎形式選定表 「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説」

選定条件			基礎形式	直接基礎	打込み杭基礎				中継り杭基礎				鋼管ソイルセメント杭基礎	プレボーリング杭基礎	場所打ち杭基礎				ケーソン基礎		鋼管矢板基礎	地中連続壁基礎						
					R C 杭	P H C 杭・S C 杭	鋼管杭		P H C 杭・S C 杭		鋼管杭				コンクリート打撃方式	コンクリート打撃方式	コンクリート打撃方式	コンクリート打撃方式	コンクリート打撃方式	コンクリート打撃方式			コンクリート打撃方式	コンクリート打撃方式	コンクリート打撃方式	コンクリート打撃方式		
							打撃工法	パイプロハンマ工法	最終打撃方式	噴出攪拌方式	コンクリート打撃方式	最終打撃方式															噴出攪拌方式	コンクリート打撃方式
地盤条件	支持層までの状態	中間層に極軟弱層がある	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	○	○	○	○					
		中間層に極硬い層がある	○	×	△	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	△	○	△	△	○					
		中間層にれきがある	れき径 50mm以下	○	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○					
			れき径 50～100mm	○	×	△	△	○	△	△	△	△	△	△	○	○	○	△	○	○	○	△	○					
			れき径 100～500mm	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△	×	×	○	○	△	×					
		液状化する地盤がある	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○					
	支持層の状態	支持層の深度	5m未満	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	×	×	×	×				
			5～15m	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	○	○	○	△	△				
			15～25m	×	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○				
			25～40m	×	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	○	○	○	○	○				
			40～60m	×	×	△	○	△	△	△	△	○	○	○	○	○	△	○	×	×	△	○	○	○				
			60m以上	×	×	×	△	△	×	×	×	×	×	×	△	△	×	△	×	×	×	△	△	△				
		支持層の土質	粘性土(20≦N)	○	○	○	○	○	○	×	△	○	×	△	△	×	○	○	○	○	○	○	○	○				
			砂・砂れき(30≦N)	○	○	○	○	○	○	×	○	○	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○				
		傾斜が大きい(30度程度以上)	○	×	△	○	○	△	△	△	△	○	○	△	△	△	○	△	△	○	○	△	△	△				
		支持層面の凹凸が激しい	○	△	△	○	○	△	△	△	△	○	△	△	△	△	○	○	○	○	○	△	△	○				
	地下水の状態	地下水位が地表に近い	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	○	○	○	○					
		湧水量が極めて多い	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	○	△	×	○	○	○	△					
		地表より2m以上の被圧地下水	×	○	○	○	○	×	×	×	×	×	×	○	×	×	×	×	×	△	△	○	×					
地下水流速3m/min以上		×	○	○	○	○	○	×	×	○	×	×	×	×	×	×	×	×	○	△	○	×						
構造物の特性	荷重規模	鉛直荷重が小さい(支間20m以下)	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	△	×	×					
		鉛直荷重が普通(支間20m～50m)	○	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○					
		鉛直荷重が大きい(支間50m以上)	○	×	△	○	○	△	△	△	△	○	○	△	△	○	△	○	○	○	○	○	○					
		鉛直荷重に比べ水平荷重が小さい	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	△					
		鉛直荷重に比べ水平荷重が大きい	○	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○					
	支持形式	支持杭	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	△					
摩擦杭		△	○	○	○	○	△	△	△	△	△	△	△	○	○	○	○	△	△	△	△	△						
施工条件	水上施工	水深5m未満	○	○	○	○	○	△	△	△	△	△	△	△	×	×	○	△	×	△	△	○	×					
		水深5m以上	×	△	△	○	○	△	△	△	△	△	△	△	△	×	×	△	×	×	△	△	○					
	作業空間が狭い	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	×	△					
	斜杭の施工	△	△	△	○	○	×	×	×	△	△	△	△	△	△	×	×	×	×	△	△	△	△					
	有毒ガスの影響	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	×	○	○	○					
周辺環境	振動騒音対策	○	×	×	×	△	△	△	△	△	△	△	△	○	○	△	○	○	○	△	△	△	△					
	隣接構造物に対する影響	○	×	×	△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	○	○	○	△	△	△	△	△	△					

○:適合性が高い △:適合性がある ×:適合性が低い

財団法人 経済調査会発行「地質調査要領」<sup>8)</sup> P91

表6-3に基礎形式選定表を示してありますが、支持地盤及び基礎工法の選定には、施工法、施工期間、経済比較検討のうえ施工性、安全性を考慮して決定して下さい。

以上ご報告いたします。

## 参 考 資 料





参考資料－ 1 )



# 建築基礎構造設計指針

Recommendations

for

Design of Building Foundations

2001 改 定

日本建築学会

液状化地盤における基礎構造の設計の流れは、1)液状化判定と地盤変形予測、2)液状化を考慮した基礎の設計に分けられる。以下、液状化判定、地盤変形予測、地盤反力と剛性の評価、基礎設計の考え方について解説する。

## 1. 液状化判定

### (1) 対象とすべき土層

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 20 m 程度以浅の沖積層で、考慮すべき土の種類は、細粒分含有率が 35% 以下の土とする。ただし、埋立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% 以下の埋立あるいは盛土地盤については液状化の検討を行う。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が否定できないので、そのような場合にも液状化の検討を行う。

### (2) 液状化危険度予測

液状化判定は図 4.5.1～4.5.4 を用い、以下の手順により行ってよい。

(a) 検討地点の地盤内の各深さに発生する等価な繰返しせん断応力比を次式から求める。

$$\frac{\tau_d}{\sigma'_z} = r_n \frac{\alpha_{\max}}{g} \frac{\sigma_z}{\sigma'_z} r_d \quad (4.5.1)$$

ここに、 $\tau_d$  は水平面に生じる等価な一定繰返しせん断応力振幅 (kN/m<sup>2</sup>)、 $\sigma'_z$  は検討深さにおける有効土被り圧 (鉛直有効応力) (kN/m<sup>2</sup>)、 $r_n$  は等価の繰返し回数に関する補正係数で  $0.1(M-1)$ 、 $M$  はマグニチュード、 $\alpha_{\max}$  は地表面における設計用水平加速度 (cm/s<sup>2</sup>)、 $g$  は重力加速度 (980 cm/s<sup>2</sup>)、 $\sigma_z$  は検討深さにおける全土被り圧 (鉛直全応力) (kN/m<sup>2</sup>)、 $r_d$  は地盤が剛体でないことによる低減係数で次式で与えられる。

$$r_d = 1 - 0.015z \quad (4.5.2)$$

ここに、 $z$  はメートル単位で表した地表面からの検討深さである。

(b) 対応する深度の補正  $N$  値 ( $N_a$ ) を、次式から求める。

$$N_1 = C_N \cdot N \quad (4.5.3)$$

$$C_N = \sqrt{98/\sigma'_z} \quad (4.5.4)$$

$$N_a = N_1 + \Delta N_f \quad (4.5.5)$$

ここに、 $N_1$  は換算  $N$  値、 $C_N$  は拘束圧に関する換算係数、 $\Delta N_f$  は細粒分含有率  $F_c$  に応じた補正  $N$  値増分で、図 4.5.2 による。 $N$  はトンビ法または自動落下法による実測  $N$  値とする。

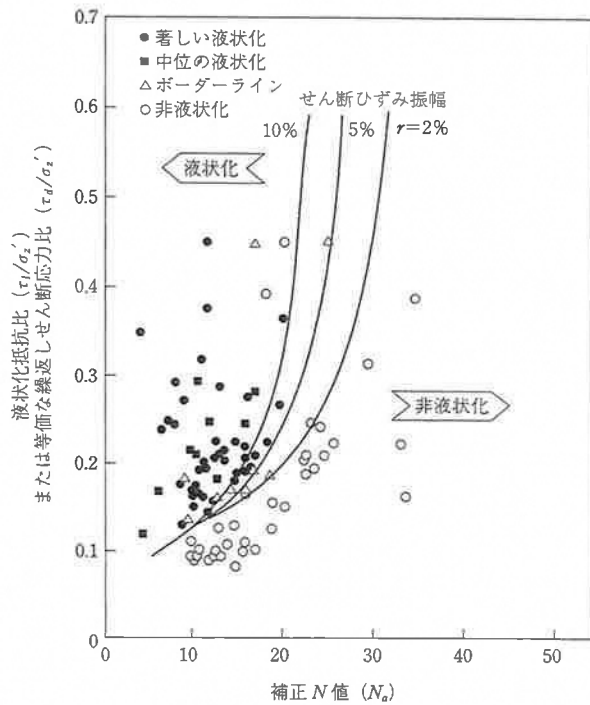


図 4.5.1 補正  $N$  値と液状化抵抗，動的せん断ひずみの関係<sup>(4.5.3)</sup>

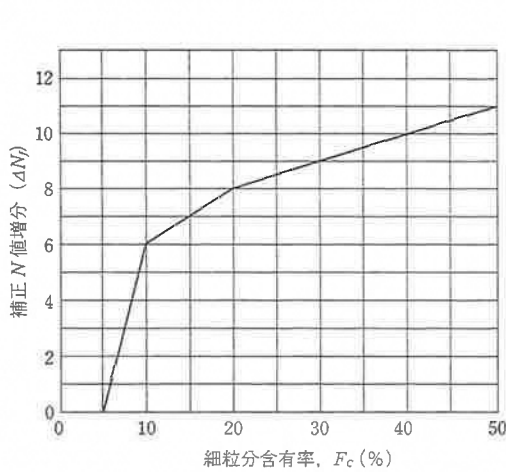


図 4.5.2 細粒分含有率と  $N$  値の補正係数<sup>(4.5.3)</sup>

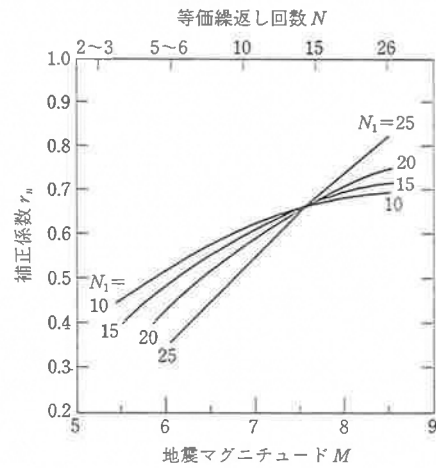


図 4.5.3 補正  $N$  値，マグニチュード，繰り返し回数と補正係数の関係<sup>(4.5.3)</sup>

表 5.2.3 平板載荷試験結果を用いる場合の  $N_q$  の推奨値

支 持 地 盤	$\phi$ の下限値	$N_q$ の推奨値
密 実 な 砂 質 土	30°	15
密実以外の砂質土	20°	6
粘 性 土	0	1

## 2. 支持力式に用いる地盤定数

支持力式に用いる地盤定数は、支持地盤のせん断強度を表す粘着力  $c$ 、内部摩擦角  $\phi$  と、支持地盤および根入れ部の土の単位体積重量 ( $\gamma_1, \gamma_2$ ) である。

砂の内部摩擦角  $\phi$  を室内土質試験に基づいて測定する際には、試験方法によって応力状態が異なるため異なる  $\phi$  が測定されることに注意する<sup>5.2.12)</sup>。平面ひずみ圧縮試験と三軸圧縮試験で測定される内部摩擦角（それぞれ  $\phi_{pl}$  と  $\phi_l$  とする）は、おおむね  $\phi_{pl} \approx 1.1\phi_l$  の関係にある。また、直接せん断試験あるいは単純せん断試験においては、上下のせん断箱等の拘束があるため、実際よりも大きめの  $\phi$  が測定される。したがって、これらの試験方法のうちでは、三軸圧縮試験で得られる  $\phi$  が最も小さい値を与えるといえる。さらに龍岡らによれば、実験によって得られた支持力値は、三軸圧縮試験の  $\phi_l$  を用いて算定した支持力値と近いことが報告されている<sup>5.2.12)</sup>。

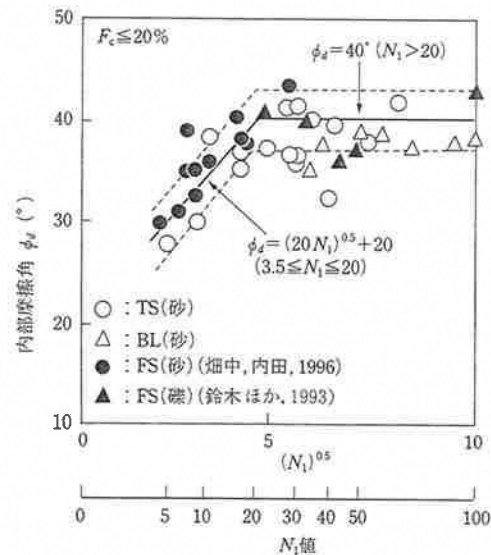
そこで、本指針では  $\phi$  を室内土質試験によって評価する場合には、三軸圧縮試験の  $\phi_l$  を用いることとする。具体的には、サンプリング試料の排水条件における三軸圧縮試験によって、安全側に評価した  $\phi$  を用いる。

次に、 $\phi$  を標準貫入試験の  $N$  値等から推定する方法をいくつか示す。

大崎は、実験結果に基づき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<sup>5.2.24)</sup>。なお、実験結果の  $\phi$  は、(5.2.17) 式の値に対してほぼ  $\pm 8^\circ$  の範囲内である。

$$\phi = \sqrt{20N} + 15^\circ \quad (5.2.17)$$

ほかにも  $N$  値のみから推定する方法としていくつかの提案があるが、いずれも実験値と推定値の対応は、ばらつきが大きなものとなっていることに注意する必要がある。図 5.2.7 に、最近の畑中らの研究<sup>5.2.25)</sup> から、凍結サンプリング試料によって得られた砂地盤の  $\phi$  と  $N$  値との関係を示す。これより、高品質なサンプリング試料の実験結果と比較すると、大崎の提案式はばらつきが大きいものの安全側の値であることがわかる。

図 5.2.8  $N_1$  値と  $\phi$  の関係<sup>5.2.28)</sup>

粘性土地盤においても、圧密非排水条件で三軸圧縮試験を行って  $c$ ,  $\phi$  を評価するか、一軸圧縮試験を行って一軸圧縮強さ  $q_u$  から下式を用いて  $c$  を設定する。この場合には、 $\phi = 0^\circ$  と仮定する。

$$c = \frac{q_u}{2} \quad (\text{kN/m}^2) \quad (5.2.20)$$

土の単位体積重量も、サンプリング試料の室内試験によることが望ましい。なお概略的な値としては、大崎がまとめた東京における主要な地盤の単位体積重量（表 5.2.4）等が参考となる<sup>5.2.23)</sup>。

表 5.2.4 東京における地盤の単位体積重量<sup>『文庫 5.2.23』全 51 号誌品に参照</sup>

地 層	沖 積 層			関 東 ローム層	渋 谷 粘土層	東 京 層		
	砂 質	シルト質	粘土質			砂 質	シルト質	粘土質
単位体積重量(kN/m <sup>3</sup> )	16.7~18.8	14.8~17.0	13.7~15.7	12.3~14.1	14.0~16.3	17.2~19.2	15.5~17.3	14.1~16.2

地下水位以下にある部分においては、土の単位体積重量 ( $\gamma_1$ ,  $\gamma_2$ ) に、浮力を考慮して 9.8 (kN/m<sup>3</sup>) を差し引いた値を用いる。すなわち、

$$\gamma'_1 = \gamma_1 - 9.8 \quad (\text{kN/m}^3) \quad (5.2.21)$$

$$\gamma'_2 = \gamma_2 - 9.8 \quad (\text{kN/m}^3) \quad (5.2.22)$$

とする。地下水位の設定に関しては、荷重条件に応じて、安全側となるように設定する。

ここで、砂地盤における平板載荷試験の結果<sup>5.2.27)</sup>と (5.2.1) 式を用いた場合の支持力計算値と





参考資料－ 2)



# 地盤調査の方法と解説

Japanese Standards and Explanations of  
Geotechnical and Geoenvironmental  
Investigation Methods

— 二分冊の 1 —

公益社団法人 地盤工学会

$$N_1 = 170 \frac{N}{\sigma'_v + 70} \quad (2.5.35)$$

## ② 港湾の施設の技術上の基準

$$(N)_{65} = \frac{N - 0.019(\sigma'_v - 65)}{0.0041(\sigma'_v - 65) + 10} \quad (2.5.36)$$

## ③ 鉄道構造物等設計標準

$$N_1 = 250 \frac{N}{\sigma'_v + 150} \quad (2.5.37)$$

## ④ 建築基礎構造設計指針

$$N_1 = \sqrt{\frac{98}{\sigma'_v}} \times N \quad (2.5.38)$$

2) 物理特性による  $N$  値の補正 物理特性による  $N$  値の補正は、液状化の判定を目的として導入されたものであり、他の物性の評価に適用されるものではない。

基準に示された物理特性による補正方法には、以下に示す  $N$  値を補正する方法（道路、港湾、建築）と、 $R_L$  を直接補正する方法（鉄道）がある。なお、式中の補正  $N$  値  $N_a$  及び  $(N)_{65}$  (補正後) は、 $\sigma'_v$  及び物理特性による補正後の最終的な補正値である。また、基準では図に示されている関係を、ここでは式の形で表現した。

## ① 道路橋示方書

<砂質土:  $D_{50} < 2 \text{ mm}$ >

$$\cdot 0 \% \leq F_c < 10 \% : N_a = N_1 \quad (2.5.39)$$

$$\cdot 10 \% \leq F_c < 60 \% : N_a = \{(F_c + 40)/50\} N_1 + (F_c - 10)/18 \quad (2.5.40)$$

$$\cdot 60 \% \leq F_c : N_a = (F_c/20 - 1) N_1 + (F_c - 10)/18 \quad (2.5.41)$$

<礫質土:  $2 \text{ mm} \leq D_{50}$ >

$$\cdot N_a = \{1 - 0.36 \log_{10}(D_{50}/2)\} N_1 \quad (2.5.42)$$

## ② 港湾の施設の技術上の基準

$\cdot I_p < 10$  あるいは  $F_c < 5 \% :$

$$(N)_{65}(\text{補正後}) = (N)_{65} \quad (2.5.43)$$

$\cdot I_p < 10$  あるいは  $5 \% \leq F_c < 15 \% :$

$$(N)_{65}(\text{補正後}) = (N)_{65} / \{1 - 0.05(F_c - 5)\} \quad (2.5.44)$$

$\cdot 10 \leq I_p < 20$  かつ  $15 \% \leq F_c :$  以下の2条件で条件判定

$$(N)_{65}(\text{補正後}) = (N)_{65} / 0.5 \quad (2.5.45)$$

$$(N)_{65}(\text{補正後}) = (N)_{65} + 8 + 0.4(I_p - 10) \quad (2.5.46)$$

$\cdot 20 \leq I_p$  かつ  $15 \% \leq F_c :$  式 (6.2.46) による。

## ③ 鉄道構造物等設計標準

以下に示す  $f$  を直接  $R_L$  に割増す。

$\cdot D_{50} < 0.075 \text{ mm}$  かつ  $F_c > 50 \% :$

$$f = 0.0027 F_c + 0.065 \quad (2.5.47)$$

$\cdot 0.075 \text{ mm} \leq D_{50} < 0.5 \text{ mm} :$

$$f = 0.21 \log_{10}(0.2/D_{50}) + 0.065 \{ \log_{10}(F_c + 1) + \log_{10}(\sigma'_v/100) \} \quad (2.5.48)$$

$\cdot 0.5 \text{ mm} \leq D_{50} :$

$$f = 0.084 + 0.065 \{ \log_{10}(F_c + 1) + \log_{10}(\sigma'_v/100) \} \quad (2.5.49)$$

## ④ 建築基礎構造設計指針

$$\cdot F_c < 5 \% : N_a = N_1 \quad (2.5.50)$$

$$\cdot 5 \% < F_c \leq 10 \% : N_a = N_1 + 1.2(F_c - 5) N_1 \quad (2.5.51)$$

$$\cdot 10 \% < F_c \leq 20 \% : N_a = N_1 + 6 + 0.2(F_c - 10) \quad (2.5.52)$$

$$\cdot 20 \% < F_c \leq 50 \% : N_a = N_1 + 8 + 0.1(F_c - 20)$$

(2.5.53)

(3) 粘性土の  $N$  値とコンシステンシー、一軸圧縮強さ

コンシステンシーは、粘土の硬軟や流動性の度合いを意味し、「軟らかい (soft)」、「中位の (medium)」、「硬い (stiff)」あるいは「特別に硬い (hard)」などと概念的に表され、土木工学的な地盤の定性的・経験的な評価に古くから用いられてきた。現在においても、土質柱状図や粘土の状態を表現するうえで広く用いられているが、コンシステンシーを判断する尺度が曖昧であることが多い。

Terzaghi and Peck<sup>1)</sup>は、コンシステンシーの曖昧さに対して  $N$  値によって定量的に評価することを検討し、粘土のコンシステンシーと  $N$  値、一軸圧縮強さ  $q_u$  の関係を表-2.5.4、図-2.5.26のように与えた。

上記の関係より、範囲の中央を通る  $N$  値と  $q_u$  の関係は  $q_u = 12.3N \sim 13.1N \approx 12.5N \text{ (kN/m}^2\text{)}$  となり、コンシステンシーとの関係よりも  $N$  値と  $q_u$  の関係として利用されることがあるが、Terzaghi and Peck は、 $N$  値と  $q_u$  の対応についてはバラツキが多く密接な関係に乏しいと指摘しており、設計などへの適用は避けることが望ましい。

一方、大崎<sup>44)</sup>は東京の地盤について  $q_u = 40 + 5N \text{ (kN/m}^2\text{)}$  を示した。また、竹中・西垣<sup>53)</sup>、奥村<sup>54)</sup>は、Terzaghi and Peck の  $N$  値と  $q_u$  の関係が標準貫入試験用サンプラーで採取された乱れた試料の結果であり、過小であることを指摘した。

表-2.5.4  $N$  値と粘土のコンシステンシー、一軸圧縮強さの関係 (Terzaghi and Peck<sup>1)</sup>)

$N$ 値	$q_u \text{ (kN/m}^2\text{)}$	コンシステンシー
0~2	0.0~24.5	非常に軟らかい
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

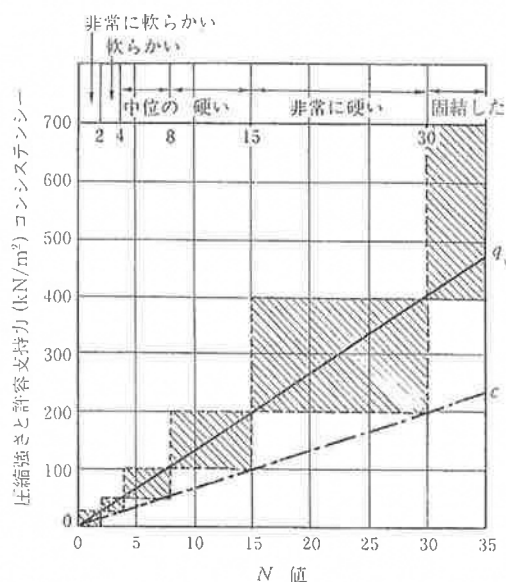


図-2.5.26  $N$  値と粘土のコンシステンシー、一軸圧縮強さとの関係 (Terzaghi and Peck<sup>1)</sup>に加筆修正)

参考資料 - 3 )



# 道路橋示方書・同解説

I 共 通 編  
IV 下 部 構 造 編

平成 24 年 3 月

公益社団法人 日本道路協会

に主働土圧の場合には正，受働土圧の場合には負をとるものとする。

クーロンの受働土圧は  $(-\theta)$ ， $\alpha$ ， $(-\delta)$  の大きな値に対し過大となるので，受働土圧の計算の際公式の適用に次のような制限を設ける。すなわち  $(-\delta)$  の値は，裏込土のせん断抵抗角の  $1/3$  とし， $\alpha$  及び  $(-\theta)$  の値は最大  $20$  度とする。

土圧の計算に使用する土の単位体積重量  $\gamma$  ( $\text{kN/m}^3$ ) は施工箇所から採取した土質試料を用いて求めるべきであるが，概略設計の場合には表-解 2.2.4 の値を用いてもよい。

粘性土の場合は，主働土圧及び受働土圧の算定には粘着力の影響を考慮することとし，便宜的にクーロンの土圧係数を用いて表すこととしている。しかし，一般に粘性土は含水比によって著しくその性質を変え，構造物の存置期間中の背面の粘性土の性質を的確に把握することは難しい。すなわち，設計にあたって，原位置試験又は採取試験による室内試験の結果から粘着力を求めても，その時の値を知り得るに過ぎない。このような事情から，土の粘着力を正確に推定できない場合には粘着力の影響を無視し，せん断抵抗角を小さくとして土圧係数を求めるのがよい。

表-解 2.2.4 土の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )

地 盤	土 質	緩いもの	密なもの
自然 地盤	砂及び砂れき	18	20
	砂 質 土	17	19
	粘 性 土	14	18
盛 土	砂及び砂れき	20	
	砂 質 土	19	
	粘 性 土	18	

- (注) (1) 地下水位以下にある土の単位体積重量は，それぞれの表中の値から  $9$  を差し引いた値としてよい。
- (2) 碎石は砂利と同じ値とする。また，ずり，岩塊等の場合は種類，形状，大きさ及び間隙等を考慮して定める必要がある。
- (3) 砂利まじり砂質土，又は砂利まじり粘性土については，混合割合及び状態に応じて適当な値を定める。
- (4) 地下水位は施工後における平均値を考える。

静止土圧係数は土質や締固めの方法によって異なり  $0.4$  から  $0.7$  程度であると言われているが，通常の砂質土や粘性土 ( $LL < 50$ ) に対しては， $0.5$  程度は考えておくのが望ましい。ただし，軟弱地盤等については，別途検討する必要がある。

壁背面の地表に荷重が作用する場合の土圧は載荷荷重に土圧係数を乗じたものとしている。橋台に対する地表面載荷荷重としては，一般に  $q = 10 \text{kN/m}^2$  としてよい。これは，橋台のように壁面寸法に対して載荷面積が大きい場合にいえることであって，実際に荷重の載荷面積が小さい場合には，深さとともに土圧強度は低減する。したがって，パラ



参考資料 - 4 )



土質基礎工学ライブラリー4

# 土質調査試験結果の解釈と適用例

— 第一回改訂版 —

土 質 工 学 会 編

土 質 工 学 会

て作成したもので、上載圧をそれぞれの土性によって深さに換算し、同一  $N$  値でも深さの深いところでは相対密度が小さいこと、同様に、同一相対密度でも深さが深くなると  $N$  値が大きくなることを示している。

例えば地下水面が地表面と一致している粗砂の地盤条件の図-2.7において、深さ-24m のところで  $N=50$  の場合、同じ相対密度の砂が -12m のところで  $N=30$ 、地表面では  $N=11$  と測定されることを示している。この数字は一般にわれわれが想像している地盤の『かたさ』と異なっている。すなわち、-24m の  $N=50$  は、杭ケーソンなどの支持地盤として十分であると考えられるが、同じ層が地表面にあるときは  $N=11$  となるからである。

## 5. $N$ 値と土性との関係

### 5.1 $N$ 値から推定される土性

標準貫入試験を行ない、柱状図と土質層位図を作成し、総合的に検討すると、地盤を構成する土質とその分布、支持層の位置、厚さ、傾斜、圧密沈下を生ずる恐れのある軟弱層の位置、厚さ、排水条件などが判明し、基礎構造の構想、概略の寸法、今後の調査方針などの作業を進めることができる。

同時に、サンプラーで採取した試料について、粒度、真比重、単位体積重量、間隙比、自然含水比、液性限界、塑性限界などの試験並びに肉眼による視察を行って、なるべく地質学的な時代の判別を行うと共に、測定した  $N$  値とあわ

表-2.3  $N$ 値から推定又は算定される事項

砂質土及び砂質地盤	粘性土及び粘土質地盤	一般的な地盤として
<ul style="list-style-type: none"> <li>○相対密度</li> <li>○内部摩擦角</li> <li>○沈下を考慮したときの地盤の許容支持力</li> <li>○地盤の支持力係数</li> <li>○間隙比</li> <li>○液状化の可能性</li> </ul> <p>など</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○コンシステンシー</li> <li>○一軸圧縮強さ（粘着力）</li> </ul> <p>など</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○支持層としての適性</li> <li>○杭の貫入の可能性</li> <li>○矢板の貫入の可能性</li> <li>○軟弱層の発見</li> <li>○すべり破壊面の推定</li> <li>○地盤改良効果の判定</li> <li>○掘削方法の検討</li> </ul> <p>など</p>
<ul style="list-style-type: none"> <li>○地盤の極限支持力</li> <li>○杭の水平変位</li> <li>○水平方向地盤反力係数</li> <li>○横波速度</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○杭の鉛直支持力</li> <li>○鉛直方向地盤反力係数</li> <li>○変形係数</li> </ul> <p>など</p>	

せて、土層の特性をつかむことが大切である。

$N$  値と試料の分類特性から、表-2.3 のような事項の推定、算定を行う方法などが提案されている。

## 5.2 $N$ 値と砂の相対密度、内部摩擦角との関係

### (1) $N$ 値と砂の相対密度 ( $D_r$ ) との関係

#### (i) Terzaghi-Peck (1948) の提案

$N$  値と砂の相対密度との関係を 表-2.4 のように提案した。

表-2.4 $N$ 値と砂の相対密度との関係		
$N$ 値	相対密度 (Terzaghi-Peck による)	現場判別法 (東京都交通局データによる)
0~4	非常に緩い (very loose)	$\phi$ 13mm の鉄筋が容易に手で貫入する。
4~10	緩い (loose)	ショベル (スコップ) で掘削できる。
10~30	中位の (medium)	$\phi$ 13mm 鉄筋を 5 ポンドのハンマで容易に打込める。
30~50	密な (dense)	同上で 30cm くらい入る。
>50	非常に密な (very dense)	同上でも 5~6cm くらいしか入らない。掘削に はしを要し、打込むとき金属音を発する。

#### (ii) Meyerhof<sup>53)</sup> (1956) の提案

Meyerhof は  $N$  値と砂の相対密度並びに内部摩擦角との関係を 表-2.5 のように提案した。

表-2.5 Meyerhof による $N$ - $D_r$ - $\phi$ の関係				
砂の状態	相対密度 ( $D_r$ )	$N$ 値	内部摩擦角 ( $\phi$ )	静的コーン 支持力 (t/sq.ft)
非常に緩い (very loose)	<0.2	<4	<30	<20
緩い (loose)	0.2~0.4	4~10	30~35	20~40
結まった (compact)	0.4~0.6	10~30	35~40	40~120
密な (dense)	0.6~0.8	30~50	40~45	120~200
非常に密な (very dense)	>0.8	>50	>45	>200

### (2) $N$ 値と砂の内部摩擦角 ( $\phi$ ) との関係

#### (i) Terzaghi-Peck (1948) の提案

乾いた砂に対する内部摩擦角の値として適当な数値を 表-2.6 のように提案している。

表-2.6 乾いた砂の内部摩擦角の代表的な値

		均一な粒度で丸い粒子	粒度の良い角ばった粒子
緩 密	い	28.5°	34°
	な*	35°	46°

\* 垂直応力度 (Vertical stresses) が  $0 \sim 3 \text{ kg/cm}^2$  であるときの最大値の平均。垂直応力度が増加すると、 $\phi$  の値はやや減少する傾向にある。

(ii) Peck-Hanson-Thornburn<sup>54)</sup>(1953) の提案

$N$ - $\phi$  の関係、 $N$  と支持力係数の関係及び  $N$  と  $D_r$  との関係を 図-2.8 のように提案した。

(iii) Dunham<sup>55)</sup>(1954) の提案

Terzaghi-Peck (1948) の与えた 表-2.6 における粒子の形状、粒度と相対密度に対する内部摩擦角の関係から、近似式を導いている。すなわち、緩い

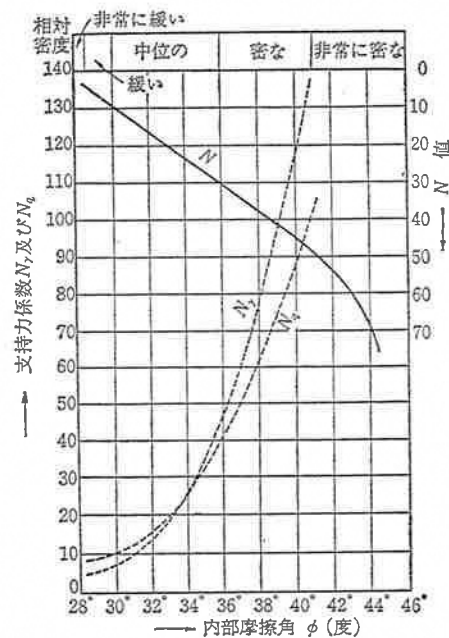


図-2.8  $N$  値と砂の相対密度、内部摩擦角及び支持力係数との関係 (Peck, Hanson, Thornburn による)

砂の平均値として  $N=7$ 、密な砂の平均値として  $N=40$  を採用し、 $\phi=\sqrt{12N}+15$  と  $\phi=\sqrt{12N}+25$  の式により計算すれば、表-2.6 に近似する。

そこで次のような関係式を提案した。

粒度が一様で丸い粒子..... $\phi=\sqrt{12N}+15$

粒度分布のよい角ばった粒子..... $\phi=\sqrt{12N}+25$

粒度分布が良く丸い粒子  
粒度が一様で角ばった粒子 }..... $\phi=\sqrt{12N}+20$

(iv) Meyerhof (1956) の提案

$N$ - $\phi$  関係 (表-2.5) に関する意見は次のようなものである。すなわち、土の種類、土かぶり重量、地下水の状況、ロッドの重量などに影響されるから、相対密度と  $N$  値との関係と同様  $N$  値と  $\phi$  の関係も相当にばらついたある幅のものとなる。従って 表-2.5 の数値のうち小さい方の数字は、粒径のそろった砂 (Uniform clean sand) に対するものであり、シルト質砂でせん断試験を行わないときには  $0^\circ\sim5^\circ$  小さい値を採用してよい。又大きい方の数値は、粒度の良好な砂に対するもので、砂礫でチェックのためせん断試験を行ったときは、 $0^\circ\sim5^\circ$  大きい数値が採用できるであろう。

(v) 大崎<sup>50)</sup>(1959) の提案

大崎は、東京地盤図を作成したとき、東京における沖積層、段丘層、東京層の砂層について、 $N$  値と  $\phi$  に関する多くの実測と実験を行った結果を整理し

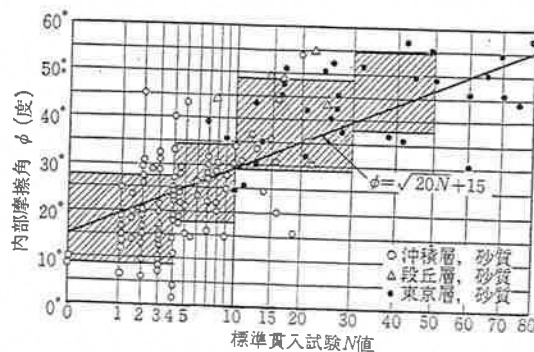


図-2.9 砂質地盤に対する  $N$  値と内部摩擦角の関係 (大崎による)

(図-2.9) 最小自乗法によって  $N$ - $\phi$  関係式を求めた。

$$\phi = \sqrt{20N} + 15$$

(vi) 道路橋下部構造小委員会 (案)<sup>57)</sup>

$$\phi = 15 + \sqrt{15N} \quad \text{ただし, } N > 5$$

なお,  $N$  値として次の修正を行ったものとする。

ロッド長さによる修正 
$$N = N' \left( 1 - \frac{x}{200} \right) \quad \dots\dots\dots (4.3(3) \text{ 参照})$$

上載圧による修正 
$$N = N' \left( \frac{5}{1.4P + 1} \right) \quad \dots\dots\dots (4.4(\text{ii}) \text{ 参照})$$

土の粒度と含水状態による修正 
$$N = 15 + \frac{1}{2}(N' - 15) \quad \dots\dots (4.2(2) \text{ 参照})$$

### 5.3 $N$ 値と相対密度 ( $D_r$ ) と上載圧 ( $p$ ) との関係

Gibbs-Holtz<sup>58)</sup>(1957) は, 径 0.9m, 高さ 1.2m, 載荷重にスプリングを用いた鉄製タンクで実験を行い, 上載圧すなわち深さが,  $N$  値と相対密度の関係

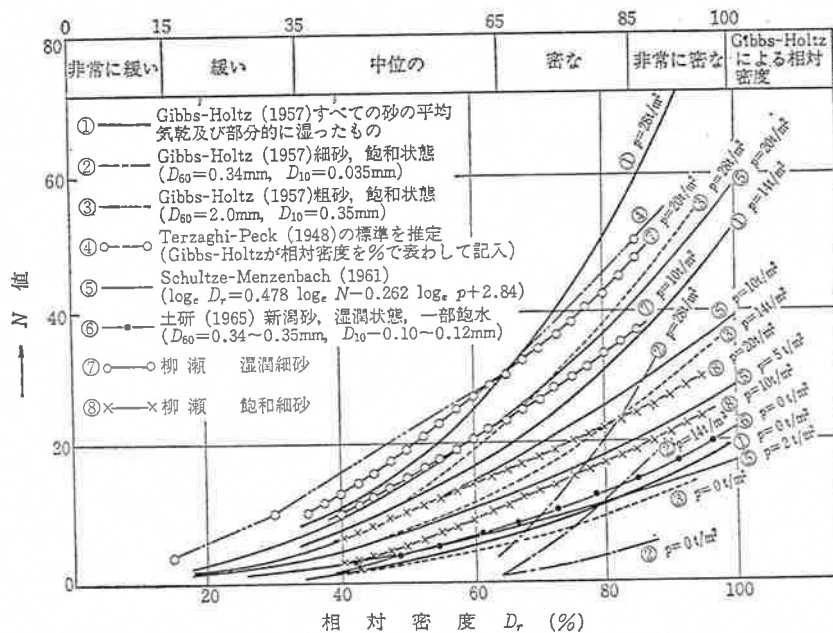


図-2.10  $N$ 値と砂の相対密度との関係 (藤田, 1968)



に影響を及ぼしていることを見出した。Schultze-Menzenbach<sup>59)</sup>(1961) は、現場実験を主体として、同様の関係を求めている。このほか、土研(1965)、柳瀬なども関係を与えている。

図-2.10 は Gibbs-Holtz の原図にこれらの関係式のほとんどすべてを加えたもので、この図中に示されている Terzaghi-Peck の線は、表-2.4 の相対密度の言葉が 図-2.10 の相対密度の位置に対応すると考えて Gibbs-Holtz が曲線化したものであろう。

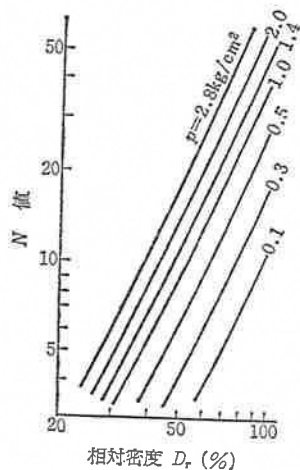


図-2.11 上載荷重による  $N$  値の変化 (柴田による)

なお Gibbs-Holtz はロッドの長さ、重量などの  $N$  値に及ぼす影響を調査し、実際の場合に適合するように関係を求めているが、Schultze-Menzenbach の文献ではこの点が明らかにされていない。

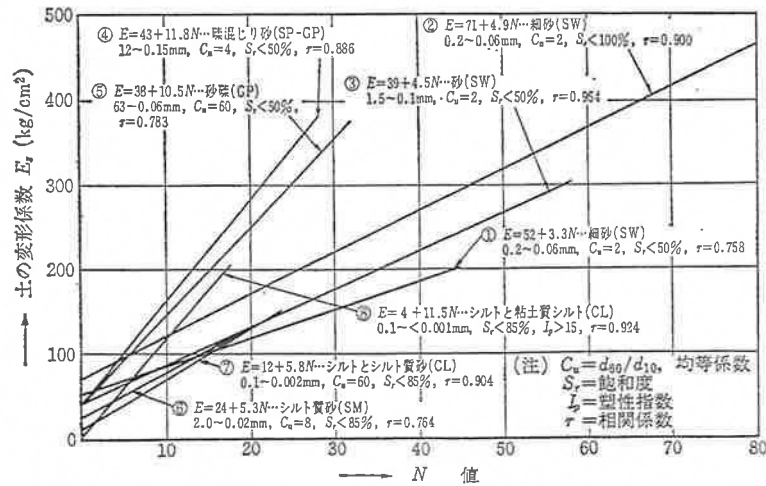
柴田<sup>60)</sup>は、図-2.10 を整理して平均な  $N$  値—相対密度—上載圧の関係を求め、図-2.11 のようにまとめた。

以上の関係はいずれも室内実験によっているが、実際面において上載圧の減少が  $N$  値に影響を及ぼしたものと考えられる例が 図-2.2 に示されている。

#### 5.4 $N$ 値と変形係数 ( $E_s$ ) との関係

Moussa (1960) は相対密度と変形係数  $E_s$  との関係を直接に求めたが、Schultze-Menzenbach<sup>61)</sup>(1961) は 12 種類の土の  $N$  値と変形係数  $E_s$  との関係 (図-2.12) を求め、土の種類によってその関係が相当に変わりうることを示した。この実験は主として現場において実施されたものであるが、 $N$  値の修正がどのように行われたか述べられていない。

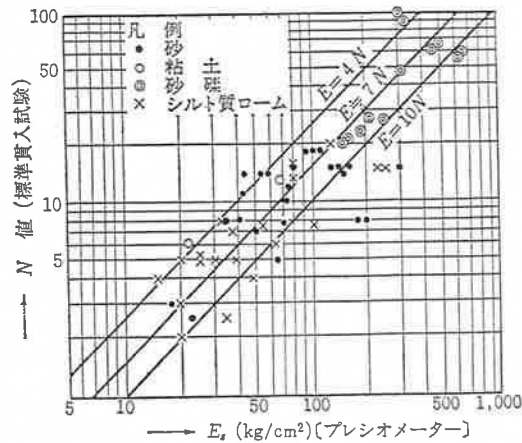
$N$  値と変形係数  $E_s$  との間には、砂、礫及び乾燥したシルト質の土については、良い直線比例関係があるが、粘性土特に飽和度  $S_r$  が 85% 以上のものでは粒径が小さくなると共に相関性が乏しくなる。これは間隙水圧のためと考えられる。

図-2.12 土の変形係数  $E_s$  と  $N$  値の関係

砂質土では、地下水位以下では  $N$  値が減少し、変形係数も減少する。

又、粘性土の変形係数について、竹中が  $E_s = 210c$  の関係を与えているが、 $c = q_u/2$  と  $q_u - N$  との関係 (後述) から、粘性土に関しておよそその  $E_s - N$  の関係が与えられよう。

宇都<sup>62)</sup>(1967) は、 $N$  値とプレシオメーターによる横方向変形係数 ( $E_s$ ) との関係を図-2.13 のように与えている。この図によれば、 $E_s \approx 7N$  を中心に

図-2.13  $N$  値とプレシオメーターによる変形係数 ( $E_s$ ) の関係

(宇都一馬:「基礎地盤の調査」構造物の基礎. 土木学会関東支部 42.10.12 に  $E = 4N, 10N$  を加筆)

$E_s=4N\sim 10N$  の間にあって、土質による差がほとんど認められない。

### 5.5 $N$ 値と粘土の一軸圧縮強さ ( $q_u$ )、コンシステンシーとの関係

#### (1) 粘土のコンシステンシー、 $N$ 値と一軸圧縮強さとの関係

##### (i) Terzaghi-Peck (1948) の提案

Terzaghi-Peck は、粘土のコンシステンシー、 $N$  値、 $q_u$  の関係を表-2.7 のように与えている。この関係を整理すると、中庸値は、ほぼ  $q_u=N/8$  くらいとなるが、Terzaghi-Peck は、 $N$  値と  $q_u$  の対応については、ばらつきが多く密接な関係に乏しいとしている。

なお、この表には、Peck-Hanson-Thornborn<sup>63)</sup> (1953) による現場観察の項を追加してある。

表-2.7 粘土のコンシステンシー、 $N$ 値、 $q_u$ の関係			
粘土のコンシステンシー	$N$ 値	現 場 観 察	一軸圧縮強さ ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )
非常に軟らかい	$<2$	こぶしが容易に 10 数センチ入る	$<0.25$
軟  ら  か い	$2\sim 4$	親指が容易に 10 数センチ入る	$0.25\sim 0.5$
中  く ら い	$4\sim 8$	努力すれば親指が 10 数センチ入る	$0.5\sim 1.0$
硬  い	$8\sim 15$	親指で凹ませられるが、つっこむことは大変である	$1.0\sim 2.0$
非常に硬い	$15\sim 30$	つめでしるしがつけられる	$2.0\sim 4.0$
大変硬い	$>30$	つめでしるしをつけるのが難しい	$>4.0$

##### (ii) 大崎<sup>64)</sup> (1959) の提案

大崎は東京の地盤について  $N-q_u$  の関係をプロットし、最小自乗法でその関係を次のように求めた。

$$q_u = 0.4 + \frac{N}{20} (\text{kg}/\text{cm}^2)$$

#### (2) 粘土地盤に対する標準貫入試験の適用性

村山一森田一赤井一能城<sup>65)</sup> (1954) は、大阪において、砂質粘土、シルト質粘土及び純粘土における  $N$  値と土のせん断強さの相関性を調査し、次のような結論を得ている。

砂質粘土においては、Terzaghi-Peck の提案値の概数を与える  $q_u \doteq N/8$  ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ) の関係が適用できない。これは、砂質粒子によって、 $q_u$  が小さくでるため、三軸圧縮試験機を用いた非排水急速せん断による土のせん断強さ  $s$  との相関性は 図-2.14 のように良い。

シルト質粘土では、 $q_u \doteq N/8$  の関係が成立する。純粘土に近いものでは、相当ばらつきがあるが、まず、 $q_u \doteq N/8$  が成立すると考えてよい。しかし、非常に軟らかいところでは  $q_u > N/8$  (およそ  $q_u = (1 \sim 2.5)N/8$ , ただし  $N < 5$ ), 非常に硬いところでは  $q_u < N/8$  ( $q_u = (0.5 \sim 1)N/8$ , ただし、 $N > 15$ ) となる傾向にある。これは軟

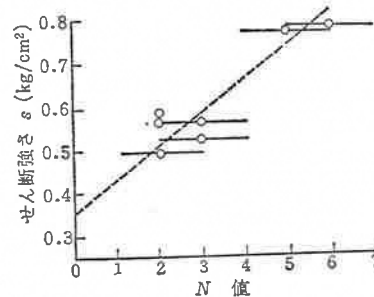


図-2.14  $N$  値と土のせん断強さとの関係  
(村山, 森田, 赤井, 能城による)

らかいところではハンマやロッド類の重量の影響が  $N$  を過小に与え、硬いところでは、ロッドのたわみと横ゆれにより  $N$  値を過大に与えるからである。

いずれにせよ、 $N$  値と土のせん断強さとの対応は、粘土を含めあらゆる地盤に対して価値あるもので粘土質地盤においては、標準貫入試験時の現地の条件を十分に考慮に入れば、高度に正確な、又完全に信用できる調査法とはいえないまでも、 $N$  値はこれらの地層のせん断強さに関する有効な予測的指示を与えると同氏は解釈している。

### 5.6 $N$ 値と横波速度 ( $V_s$ ) との関係

砂質土中を伝わる横波 ( $S$ 波ともいう) の速度と砂の間隙率及び有効上載圧力との関係について、土岐が理論的考察を行い、これを他の人々の実験データを整理して裏付けた柴田<sup>66), 67)</sup> (1969, 1970) の研究がある。柴田は地盤と構造物系の動的応答解析において必要な地盤定数としての横波速度  $V_s$  を、地盤の  $N$  値から求めるのも一つの方法であるとして、次式を提案している。

$$V_s^2 = N \times 10^3 (\text{m/sec})^2, \quad V_s \doteq 32N^{0.5} (\text{m/sec})$$

金井・吉村<sup>68), 69), 70)</sup> も同じころ多くの実測値を整理して、すべての種類の土に対して同様の提案を行っている。

$$V_s = 52N^{0.5} \quad (\text{m/sec})$$

$$V_s = 76N^{0.39} \quad (\text{m/sec})$$

$$V_s = 92.1N^{0.329} \quad (\text{m/sec})$$

金井も  $N$  値と横波速度の関係について数多くの実測値を求めている。又、

参考資料 - 5 )



# 土質データのばらつきと設計

社団法人 地盤工学会



しつつも、設計に際して考えを整理する上で参考にしても  
らえろと信じ、また、これを契機に、設計との関連でデー  
ターの取得と処理を実施する、より良い考え方が読者の中  
から生み出されることを期待したい。

本講座では、上記のような経緯のもとに、表に示す内容  
を今後の各号に順次掲載する。執筆者には、それぞれの分  
野で多くの実績をつんでこられ、現在第一線で活躍中の方  
々をお願いした。具体的に各章の課題で執筆していただい

ているのは表のとおりだが、先にも述べたように、講座全  
体の流れや基本的な考えに関する議論と理解を経てまとめ  
てもらっており、更に、各章間に重複や不統一がないよう  
種々の調整を図った上のものであることは言うまでもない。

各章の内容や互いの関連については、第1章の中で簡単  
に説明する。実務や将来の展開に参考にしていただけるこ  
とを願っている。

本講座企画担当委員：西村昭彦、藤田久也、見波 潔

## 土質データのばらつきと設計

### 1. 設計法および地盤の不確実性と設計地盤諸係数の評価

まつ 松 尾

みのる 稔\*

うえ の 野

まこと 誠\*\*

#### 1.1 序

##### (1) 設計地盤諸係数設定の現状

土質や岩盤など地盤を対象とする各種構造物の設計に際  
し、地盤諸係数がばらつくことはよく知られている。通常  
の設計では、ばらつきのある地盤データから、設計に用  
いる諸係数をばらつきの程度や構造物の重要度などをふま  
えて設定し、設計計算の結果に安全率のような設計余裕を  
見込んで設計案を採択する。設計用地盤諸係数を設定する  
ために、現状では地盤調査や試験から得られたばらついた  
データに対し、次のような処理を行っている。

i) 平均値を採用する方法：通常よく用いられている方  
法である。

ii) データの最小（最大）値を設計値とする方法：得  
られたデータのうち、抵抗側の諸係数に関しては最  
小値またはそれに近い値を、荷重側の諸係数に対して  
は最大値もしくはそれに近い値を採択する方法である。  
この方法はデータが少ない場合や、地盤の最弱点が  
構造物の力学的挙動や安全性を支配している、いわゆ  
る“極値問題”<sup>1)</sup>を扱う場合によく用いられる。

iii) データの平均と分散を考慮して設計値を設定する  
方法：データのばらつきを統計処理し、標準偏差を  
用いて平均値を補正し、統計値とする方法である。た  
とえば、フィルダムの例では<sup>2)</sup>

$$\text{設計値} = \text{平均値} - \frac{1}{2} \times (\text{標準偏差})$$

としてデータのばらつきの影響を設計値の設定に反  
映させており、建築基礎などでも同様な提案が行われ  
ている<sup>3)</sup>。

以上、i)～iii)に示した現行の考え方は、ばらつきのある  
地盤データからある確定的な設計値を得るための便法で  
あるという側面は否定できない。また、ばらつきという概  
念を設計値の設定に直接導入した iii)の方法でも、平均値を  
補正する標準偏差の重み係数（フィルダムの例では1/2）  
の選び方にはいろいろな議論がある。ただ、現行設計にお  
いても、全体的には不確実性の存在を考慮に入れながら設  
計地盤諸係数を推定しようとする傾向にあることは疑いな  
い。この点については、本講座“5.2 構造物基礎”の基礎  
設計におけるデータのばらつきの処理に関するアンケート  
からも裏付けされている（詳細は5.2に述べる予定）。

##### (2) 設計地盤諸係数の評価の手順

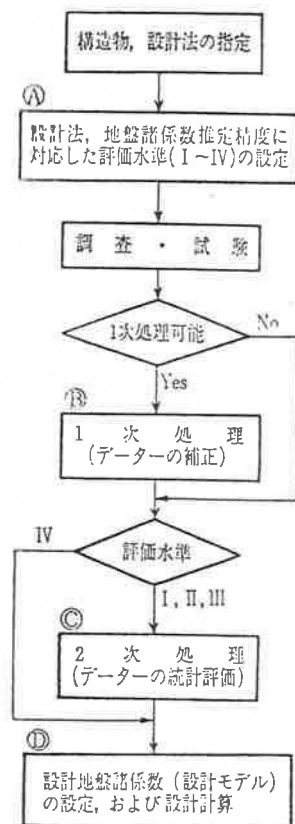
最近、地盤の不確実性だけでなく、荷重の不確実性や設  
計法の不確実性も考慮に入れ、構造物の安全性を信頼度  
によって定量的に評価するとともに、信頼度をベースにし  
てより合理的な意思決定を行うために、信頼性設計法が提案  
されてきている。この方法は、抵抗や荷重の統計処理を基  
礎にしているが、いかなる場合にも、このような処理が妥  
当であるとは限らないことに注意しなければならない。設  
計上の不確実性が大きく、地盤諸係数の推定精度が低い場  
合には、統計処理や確率論的な扱いがほとんど意味をもた  
ないこともある。また、地盤諸係数のばらつきの原因や発  
生プロセスを無視して不確実性の評価を行うと、不合理な  
設計になることもある。要するに、設計法や地盤諸係数推  
定法の精度に対応した設計地盤諸係数の評価が望まれる。  
信頼性設計のような高度な数理設計を行う場合には、ばら  
つきの原因や発生プロセスの分析と処理によりさらに精度  
の高い設計諸係数の推定も必要となる。

以上述べてきた現状と今後の動向をふまえ、ばらつき  
のある地盤データから設計値あるいは設計モデルを採択す  
るフローを図-1.1に示す。フロー中の各項目の内容は次

\*名古屋大学教授 工学部地盤工学教室

\*\*大日本土木学会 技術第一技術課長





図—1.1 設計における地盤諸係数の評価

この評価水準Ⅰ～Ⅳの内容については、1.3で述べる。

③：評価水準が決まると、生データの事前処理が必要となる。これを「一次処理」と名付ける。これは、地盤の調査・試験の過程でデータに生ずる真値からの乖離や誤差の修正、設計に用いるべき地盤諸係数への換算など各種の補正を行うことを意味する。特に「一次処理」は、地盤諸係数の平均的性質の補正という側面が強い。

④：「一次処理」により補正が行われた地盤諸係数に対し、不確実性の評価を中心とした処理を行うのが「二次処理」である。すなわち、ばらつきの特性の解明とモデル化がこのステップで行われる。なお、評価水準Ⅳではデータの最大値や最小値を設計値とするため、このステップは不要である。

⑤：「一次処理」、「二次処理」によって得られた地盤諸係数の各種（統計的）性質を基にして、設計用の地盤諸係数値または確率モデルを設定し、設計計算を行うのがこのステップである。

以上、ステップ④～⑤を経て、設計用の地盤諸係数値あるいは確率モデルが決定され、これを用いて設計計算を行うことになる。なお、ステップ④、⑤、⑥、⑦の内容はそれぞれ、本講座の1、2、3、4章と対応しており、図—1.1のフローの全部かまたは一部に沿って設計評価を行った事例を、地盤との関連が深い代表的な構造物ごとに5章で述べている。なお、5.1では設計だけでなく、土質データのばらつきの性質に着目した施工管理の事例も示される。

のようである。

④：当面する設計問題において、地盤諸係数のどのような性質が必要かを概略評価する部分である。例えば設計地盤諸係数の平均値だけが必要なのか、あるいは分散や分布型まで正確に推定する必要があるのかなどを判断するのである。このような設計地盤諸係数の評価水準は、後に詳しく述べるが、地盤諸係数の推定精度と、設計上考慮しなければならない不確実性および構造物の破壊に伴うリスクの大きさから決まるものと考えられる。そこで、地盤諸係数の推定精度と、設計上の不確実性や破壊に伴うリスクの大きさを表わす指標としての設計安全率に着目して、設計地盤諸係数の評価水準（Ⅰ～Ⅳの4段階）を提示している。

本講座の内容は、あくまで地盤諸係数の不確実性評価と設計に関することが中心であるが、現状では図—1.1の評価フロー通りの一、二次処理が可能なのは粘性土の非排水せん断強度  $c_u$  や  $N$  値など一部の土質諸係数に限られ、それ以外の土質諸係数や岩盤諸係数は、この処理フローが適用できるまでに至っていない。これとは別に、構造物や設計法によっては地盤諸係数はもちろん、荷重の評価が非常に重要な場合もある。ただし、荷重に関し同様な評価を行うことは本講座の範囲外でもあるため、荷重の中でも特に構造物に対するインパクトが大きく、しかも不確実性が高い地震荷重や、動的な地盤特性と設計の関連についての5.4で別途述べることにする。したがって、本章では静的な地盤諸係数と設計法に議論を限定する。

## 1.2 不確実性に着目した設計法、地盤諸係数の分類

### 1.2.1 分類の目的

荷重による影響を除外すれば、設計に用いる地盤諸係数の設定に影響する要因として次の二つが考えられる。第1の要因は、設計地盤諸係数の推定精度である。この場合の推定精度の良し悪しとは、ばらつきの大小を示すのではなく、母集団の性質を統計的に推定するときの精度の高低をいう。推定精度は、地盤諸係数の特性、調査試験方法、データ数、データからの設計値の推定あるいは換算方法などによって左右される。

第2の要因は、地盤諸係数が設計結果に及ぼす影響度である。これは次のようなことを意味する。いま、設計地盤諸係数の推定に誤差があったとしても、それが設計結果に与える影響が小さい場合には、推定そのものに神経を使わなくてもよい。しかし、地盤諸係数の推定が設計結果に敏感に影響する場合は、推定精度が重要な問題となる。本来は地盤諸係数の設計値を定めてから設計を行うのであるが、設計法の側から逆にみれば設計計算に必要な地盤諸係数の質（あるいは推定精度）がどの程度であるのが妥当かを判断できるわけである。

設計安全率は、強度、荷重、設計式などの不確実性の大きさと、対象とする構造物の重要度や破壊時の損失と補修性すなわち破壊に伴うリスクの大きさより決まる。設計安全率が大きく採られている構造物は、設計における不確実性の程度が高いか、あるいは不確実性自体はそれほどではなくても破壊に伴うリスクが大きなものであると考えられる。全体の不確実性が大きい場合には、地盤諸係数のばらつきや分布型まで正確に推定しても、その情報が設計に生かされない。また、破壊に伴うリスクの大きな重要構造物では、当然高い信頼度で設計されるべきであるが、各種不確実性に関する研究の現状からみればこの信頼度（＝1－破壊確率）を厳密に求めることは困難である。それゆえ、調査・試験数を増やして地盤諸係数の分散や分布型の推定精



参考資料 - 6 )



## (補則)

第94条 第89条から前条までに定めるもののほか、構造耐力上主要な部分の材料の長期に生ずる力に対する許容応力度及び短期に生ずる力に対する許容応力度は、材料の種類及び品質に応じ、建設大臣が建築物の安全を確保するために必要なものとして定める数値によらなければならない。

## (擁壁)

第142条 第138条第1項第五号に掲げる擁壁については、第36条の2から第39条まで、第51条第1項、第62条、第71条第1項、第72条、第73条第1項、第74条、第75条、第79条、第3章第7節（第51条第1項、第62条、第71条第1項、第72条、第74条及び第75条の準用に関する部分に限る。）、第80条の2、第7章の8（第136条の6を除く。）及び第139条第3項の規定を準用するほか、次の各号のいずれかに適合するものとしなければならない。

一 その構造が、次に定めるところによること。

イ 鉄筋コンクリート造、石造その他これらに類する腐らない材料を用いた構造とすること。

ロ 石造の擁壁は、裏込めにコンクリートを用い、石と石とを十分に結合すること。

ハ 擁壁の裏面の排水をよくするために水抜穴を設け、擁壁の裏面で水抜穴の周辺に砂利等を詰めること。

二 擁壁の構造が、その破壊及び転倒を防止することができるものとして建設大臣が定めた構造方法を用いるものであること。

## ○ 国土交通省告示第1113号

建築基準法施行令（昭和25年政令第338号）第93条の規定に基づき、地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力を求めるための地盤調査の方法を第1に、その結果に基づき地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力を定める方法を第2から第6に定め、並びに同令第94条の規定に基づき、地盤アンカーの引抜き方向の許容応力度を第7に、くい体又は地盤アンカー体に用いる材料の許容応力度を第8に定める。

平成13年7月2日

国土交通大臣 林 寛子

地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力を求めるための地盤調査の方法並びにその結果に基づき地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力を定める方法を定める件

第1 地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力を求めるための地盤調査の方法は、次の各号に掲げるものとする。

- 一 ボーリング調査
- 二 標準貫入試験
- 三 静的貫入試験
- 四 ベーン試験
- 五 土質試験
- 六 物理探査
- 七 平板載荷試験
- 八 載荷試験
- 九 くい打ち試験
- 十 引抜き試験

第2 地盤の許容応力度を定める方法は、次の表の(1)項、(2)項又は(3)項に掲げる式によるものとする。ただし、地震時に液状化するおそれのある地盤の場合又は(3)項に掲げる式を用いる場合において、基礎の底部から下方2メートル以内の距離にある地盤にスウェーデン式サウンディングの荷重が1キロニュートン以下で自沈する層が存在する場合若しくは基礎の底部から下方2メートルを超え5メートル以内の距離にある地盤にスウェーデン式サウンディングの荷重が500ニュートン以下で自沈する層が存在する場合にあっては、建築物の自重による沈下その他の地盤の変形等を考慮して建築物又は建築物の部分に有害な損傷、変形及び沈下が生じないことを確かめなければならない。



	長期に生ずる力に対する地盤の許容応力度を定める場合	短期に生ずる力に対する地盤の許容応力度を定める場合
(1)	$q_a = \frac{1}{3}(i_c a C N_c + i_y \beta \gamma B N_y + i_q \gamma_2 D_f N_q)$	$q_a = \frac{2}{3}(i_c a C N_c + i_y \beta \gamma B N_y + i_q \gamma_2 D_f N_q)$
(2)	$q_a = q_t + \frac{1}{3} N \gamma_2 D_f$	$q_a = 2q_t + \frac{1}{3} N \gamma_2 D_f$
(3)	$q_a = 30 + 0.6 \overline{N_{sw}}$	$q_a = 60 + 1.2 \overline{N_{sw}}$

この表において、 $q_a, i_c, i_y, i_q, a, \beta, C, B, N_c, N_y, N_q, \gamma_1, \gamma_2, D_f, q_t, N$  及び  $\overline{N_{sw}}$  は、それぞれ次の数値を表すものとする。

$q_a$  地盤の許容応力度 (単位 1 平方メートルにつきキロニュートン)

$i_c, i_y$  及び  $i_q$  基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角に応じて次の式によって計算した数値

$$i_c = i_q = (1 - \theta / 90)^2$$

$$i_c = (1 - \theta / \phi)$$

これらの式において、 $\theta$  及び  $\phi$  は、それぞれ次の数値を表すものとする。  
 $\theta$  基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角 (単位 度)  
 (  $\theta$  が  $\phi$  を超える場合は、 $\phi$  とする。 )  
 $\phi$  地盤の特性によって求めた内部摩擦角 (単位 度)

$a$  及び  $\beta$  基礎荷重面の形状に応じて次の表に掲げる係数

基礎荷重面の形状 係数	円 形	円形以外の形状
$a$	1.2	$1.0 + 0.2 \frac{B}{L}$
$\beta$	0.3	$0.5 - 0.2 \frac{B}{L}$

この表において、 $B$  及び  $L$  は、それぞれの基礎荷重面の短辺又は短径及び長辺又は長径の長さ (単位 メートル) を表すものとする。

$C$  基礎荷重面下にある地盤の粘着力 (単位 1 平方メートルにつきキロニュートン)

$B$  基礎荷重面の短辺又は短径 (単位 メートル)

$N_c, N_y$  及び  $N_q$  地盤内部の摩擦角に応じて次の表に掲げる支持力係数

内部摩擦角 支持力 係数	0 度	5 度	10 度	15 度	20 度	25 度	28 度	32 度	36 度	40 度 以上
$N_c$	5.1	6.5	8.3	11.0	14.8	20.7	25.8	35.5	50.6	75.3
$N_y$	0	0.1	0.4	1.1	2.9	6.8	11.2	22.0	44.4	93.7
$N_q$	1.0	1.6	2.5	3.9	6.4	10.7	14.7	23.2	37.8	64.2

この表に掲げる内部摩擦角以外の内部摩擦角に応じた  $N_c, N_y$  及び  $N_q$  は、表に掲げる数値をそれぞれ直線的に補間した数値とする。

$\gamma_1$  基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量又は水中単位体積重量 (単位 1 立方メートルにつきキロニュートン)

$\gamma_2$  基礎荷重面より上方にある地盤の平均単位体積重量又は水中単位体積重量 (単位 1 立方メートルにつきキロニュートン)

$D_f$  基礎に近接した最低地盤面から基礎荷重面までの深さ (単位 メートル)

$q_t$  平板載荷試験による降伏荷重度の 2 分の 1 の数値又は極限応力度の 3 分の 1 の数値のうちいずれか小さい数値 (単位 1 平方メートルにつきキロニュートン)

$N$  基礎荷重面下の地盤の種類に応じて次の表に掲げる係数

地盤の種類 係数	密実な砂質地盤	砂質地盤（密実なものを除く。）	粘土質地盤
$N$	12	6	3

$N_{sw}$  基礎の底部から下方 2メートル以内の距離にある地盤のスウェーデン式サウンディングにおける 1メートルあたりの半回転数（150を超える場合は 150とする。）の平均値（単位 回）

第 3 セメント系固化材を用いて改良された地盤の改良体（セメント系固化材を改良前の地盤と混合し固結したものをいう。以下同じ。）の許容応力度を定める方法は、次の表に掲げる改良体の許容応力度によるものとする。この場合において、改良体の設計基準強度（設計に際し採用する圧縮強度をいう。以下第 3 において同じ。）は、改良体から切り取ったコア供試体若しくはこれに類する強度に関する特性を有する供試体について行う強度試験により得られた材齢が 28 日の供試体の圧縮強度の数値又はこれと同程度に構造耐力上支障がないと認められる圧縮強度の数値以下とするものとする。

長期に生ずる力に対する改良体の許容応力度 (単位 1 平方メートルにつきキロニュートン)	短期に生ずる力に対する改良体の許容応力度 (単位 1 平方メートルにつきキロニュートン)
$\frac{1}{3}F$	$\frac{2}{3}F$
この表において、 $F$ は、改良体の設計基準強度（単位 1 平方メートルにつきキロニュートン）を表すものとする。	

第 4 第 2 及び第 3 に定めるもののほか、改良された地盤の許容応力度を定める方法は、適用する改良の方法、改良の範囲及び地盤の種類ごとに、基礎の構造形式、敷地、地盤その他の基礎に影響を与えるものの実況に応じた平板載荷試験又は載荷試験の結果に基づいて、次の表に掲げる式によるものとする。

長期に生ずる力に対する改良された地盤の許容応力度を定める場合	短期に生ずる力に対する改良された地盤の許容応力度を定める場合
$q_a = \frac{1}{3}q_b$	$q_a = \frac{2}{3}q_b$
この表において、 $q_a$ 及び $q_b$ は、それぞれ次の数値を表すものとする。 $q_a$ 改良された地盤の許容応力度（単位 1 平方メートルにつきキロニュートン） $q_b$ 平板載荷試験又は載荷試験による極限応力度（単位 1 平方メートルにつきキロニュートン）	

第 5 基礎ぐいの許容支持力を定める方法は、基礎ぐいの種類に応じて、次の各号に定めるところによるものとする。

- 一 支持ぐいの許容支持力は、打込みぐい、セメントミルク工法による埋込みぐい又はアースドリル工法、リバースサーキュレーション工法若しくはオールケーシング工法による場所打ちコンクリートぐい（以下「アースドリル工法等による場所打ちぐい」という。）の場合にあつては、次の表の（1）項又は（2）項の式（基礎ぐいの周囲の地盤に軟弱な粘土質地盤、軟弱な粘土質地盤の上部にある砂質地盤又は地震時に液状化するおそれのある地盤が含まれる場合にあつては（2）項の式）、その他の基礎ぐいの場合にあつては、次の表の（1）項の式（基礎ぐいの周囲の地盤に軟弱な粘土質地盤、軟弱な粘土質地盤の上部にある砂質地盤又は地震時に液状化するおそれのある地盤が含まれない場合に限る。）によりそれぞれ計算した地盤の許容支持力又はぐい体の許容耐力のうちいずれか小さい数値とすること。ただし、同表の（1）項の長期に生ずる力に対する地盤の許容支持力は、同表の（1）項の短期に生ずる力に対する地盤の許容支持力の数値未満の数値で、かつ、限界沈下量（載荷試験からぐい頭荷重の載荷によって生ずるぐい頭沈下量を求め、ぐい体及び建築物又は建築物の部分に有害な損傷、変形及び沈下が生じないと認められる場合におけるぐい頭沈下量をいう。以下同じ。）に対応したぐい頭荷重の数値とすることができる。



	長期に生ずる力に対する地盤の許容支持力	短期に生ずる力に対する地盤の許容支持力
(1)	$R_a = \frac{1}{3} R_u$	$R_a = \frac{2}{3} R_u$
(2)	$R_a = q_p A_p + \frac{1}{3} R_F$	$R_a = 2q_p A_p + \frac{1}{3} R_F$

この表において、それぞれ次の数値を表すものとする。

$R_a$  地盤の許容支持力 (単位 キロニュートン)

$R_u$  載荷試験による極限支持力 (単位 キロニュートン)

$q_p$  基礎ぐいの先端の地盤の許容応力度 (次の表の上欄に掲げる基礎ぐいにあつては下欄の当該各項に掲げる式により計算した数値とする。) (単位 1 平方メートルにつきキロニュートン)

基礎ぐいの種類	基礎ぐいの先端の地盤の許容応力度
打込みぐい	$q_p = \frac{300}{3} \bar{N}$
セメントミルク工法による埋込みぐい	$q_p = \frac{200}{3} \bar{N}$
アースドリル工法等による場所打ちぐい	$q_p = \frac{150}{3} \bar{N}$

この表において、 $\bar{N}$  は、基礎ぐいの先端付近の地盤の標準貫入試験による打撃回数 の平均値 (60 を超えるときは 60 とする。) (単位 回) を表すものとする。

$A_p$  基礎ぐいの先端の有効断面積 (単位 平方メートル)

$R_F$  次の式により計算した基礎ぐいとその周囲の地盤 (地震時に液状化するおそれのある地盤を除き、軟弱な粘土質地盤又は軟弱な粘土質地盤の上部にある砂質地盤にあつては、建築物の自重による沈下その他の地盤の変形等を考慮して建築物又は建築物の部分に有害な損傷、変形及び沈下が生じないことを確かめたものに限る。以下この表において同じ。) との摩擦力 (単位 キロニュートン)

$$R_F = \left[ \frac{10}{3} \bar{N}_s L_s + \frac{1}{2} \bar{q}_u L_c \right] \phi$$

この式において、 $\bar{N}_s$ 、 $L_s$ 、 $\bar{q}_u$ 、 $L_c$  及び  $\phi$  はそれぞれ次の数値を表すものとする。

$\bar{N}_s$  基礎ぐいの周囲の地盤のうち砂質地盤の標準貫入試験による打撃回数 (30 を超えるときは 30 とする。) の平均値 (単位 回)

$L_s$  基礎ぐいとその周囲の地盤のうち砂質地盤に接する長さの合計 (単位 メートル)

$\bar{q}_u$  基礎ぐいの周囲の地盤のうち粘土質地盤の一軸圧縮強度 (200 を超えるときは 200 とする。) の平均値 (単位 1 平方メートルにつきキロニュートン)

$L_c$  基礎ぐいとその周囲の地盤のうち粘土質地盤に接する長さの合計 (単位 メートル)

$\phi$  基礎ぐいの周囲の長さ (単位 メートル)

- 二 摩擦ぐいの許容支持力は、打込みぐい、セメントミルク工法による埋込みぐい又はアースドリル工法等による場所打ちぐいの場合にあつては、次の表の (1) 項又は (2) 項の式 (基礎ぐいの周囲の地盤に軟弱な粘土質地盤、軟弱な粘土質地盤の上部にある砂質地盤又は地震時に液状化するおそれのある地盤が含まれる場合にあつては (2) 項の式)、その他の基礎ぐいの場合にあつては、次の表の (1) 項の式 (基礎ぐいの周囲の地盤に軟弱な粘土質地盤、軟弱な粘土質地盤の上部にある砂質地盤又は地震時に液状化するおそれのある地盤が含まれない場合に限る。) によりそれぞれ計算した基礎ぐいとその周囲の地盤との摩擦力又はくい体の許容耐力のうちいずれか小さい数値とすること。ただし、同表の (1) 項の長期に生ずる力に対する基礎ぐいとその周囲の地盤との摩擦力は、同表 (1) 項の短期に生ずる力に対する基礎ぐいとその周囲の地盤との摩擦力の数値未満の数値で、かつ、限界沈下量に対応したくい頭荷重の数値とすることができる。



参考資料－ 7 )



# 建築基礎設計のための 地盤調査計画指針

Recommendation Procedures for Planning Soil Investigations  
for Design of Building Foundations

1985 制定

2009 改定（第二次）

日本建築学会

基礎形式に直接基礎を想定する場合、基本的に建物重量による載荷の影響がほとんど及ばない深さまでとすべきで、地盤改良工法の採用も考慮した上で決定する。杭基礎を想定する場合、建物規模や杭仕様にもよるが、支持層に相当する地層の厚さを5～10m程度以上確認する。支持杭の場合は、杭先端深さ（支持層深さ＋杭の必要根入れ長）より杭先端径の一般に2～3倍の深さまでとすることが多いが、採用予定の杭工法の先端支持力の評価方法や形状に留意して設定する必要がある。また、基礎形式に係わらず、支持層以深に沈下が懸念される層の存在が想定される場合には、そのような層の有無が確認できる深さまで調査する。

支持層の目安は砂質土、礫質土ではN値50（または60）以上、粘性土では20～30以上とすることが多いが、地盤条件や建物の要求性能、想定される複数の基礎形式を勘案して設計者が適切に判断する。なお、粘性土ではサンプリング試料を用いた室内土質試験により強度・変形特性（2.3.8項参照）を確認することが望ましい。

地震応答解析（時刻歴解析）を行う場合は、入力地震動評価のための工学的基盤を確認できる深さまで調査を行う。工学的基盤は、一般には一定の厚さがあって水平方向にも連続したせん断波速度 $V_s=300\sim700\text{m/s}$ の層とされているが、建築の設計においては便宜的に $V_s=400\text{m/s}$ 、厚さ5m以上を目安とすることが多い。調査は、通常は2.3.11項に示すPS検層を行うが、基盤の傾斜が予想される場合<sup>1.7.4), 1.7.5)</sup>には複数本実施することが望ましいが、敷地の広さや周辺の資料により判断する。また、標準貫入試験を補助的に用いる場合の目安としては、N値50では $V_s=400\text{m/s}$ には足りず、洪積層であればN値60以上で概ね対応するとされているが、N値と $V_s$ の関係はばらつきが大きいことに留意する（付録I.3参照）。なお、1.5節に示すようにサイト波設定のための地震基盤深さは資料調査により推定することが多い。

## 2. 施工性確認のための地盤調査の規模

施工性確認のための必要な地盤情報は設計のための情報と共通するものが多いが、地下水調査など施工上の要求から調査仕様が決まる調査もあり、また共通する地盤定数でも、データが必要な深さも違う可能性もある。したがって1.6節に示したように、施工のための調査を追加で実施するのではなく、初期段階から施工計画に配慮した計画とし、調査規模を決定することが望ましい。

ただし、施工計画のためにボーリング本数を増やすことは基本的には必要なく、設計のために実施するボーリング調査において施工計画のための調査を併せて行う。（ただし、地下水調査のために多孔式揚水試験を行う場合は、そのためのボーリングが必要である。）この場合、前述のように、ボーリング深さについては施工計画のために必要な深さが設計のために必要な深さを上回ることもあるので、表1.7.2に示す目安を参考に調査深さを決定する。また、調査位置についても、山留め壁の配置や地下水処理を考慮することが望ましい。

## 参考文献

- 1.7.1) 貝塚爽平：東京の自然史＜増補第二版＞，p.153，1988
- 1.7.2) 日本建築学会：建築基礎設計のための地盤調査計画指針，1995
- 1.7.3) 金子 治，金井重夫：地盤調査の現状と最新の動向，2006年度日本建築学会大会パネルディスカッション

参考資料－ 8 )







効率的な地質調査を実施するために

# 改訂 地質調査要領

編集 社団法人全国地質調査業協会連合会

発行 財団法人経済調査会



## 2.5 橋梁・高架構造物基礎の地質調査

## 2.5.1 調査の目的

橋梁・構造物基礎の地質調査においては、構造物の基礎形式選定とその設計・施工のための地盤情報・土質定数を得ることが調査の目的となる。表2-5-1は「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解

表 2-5-1 基礎形式選定表<sup>1)</sup>

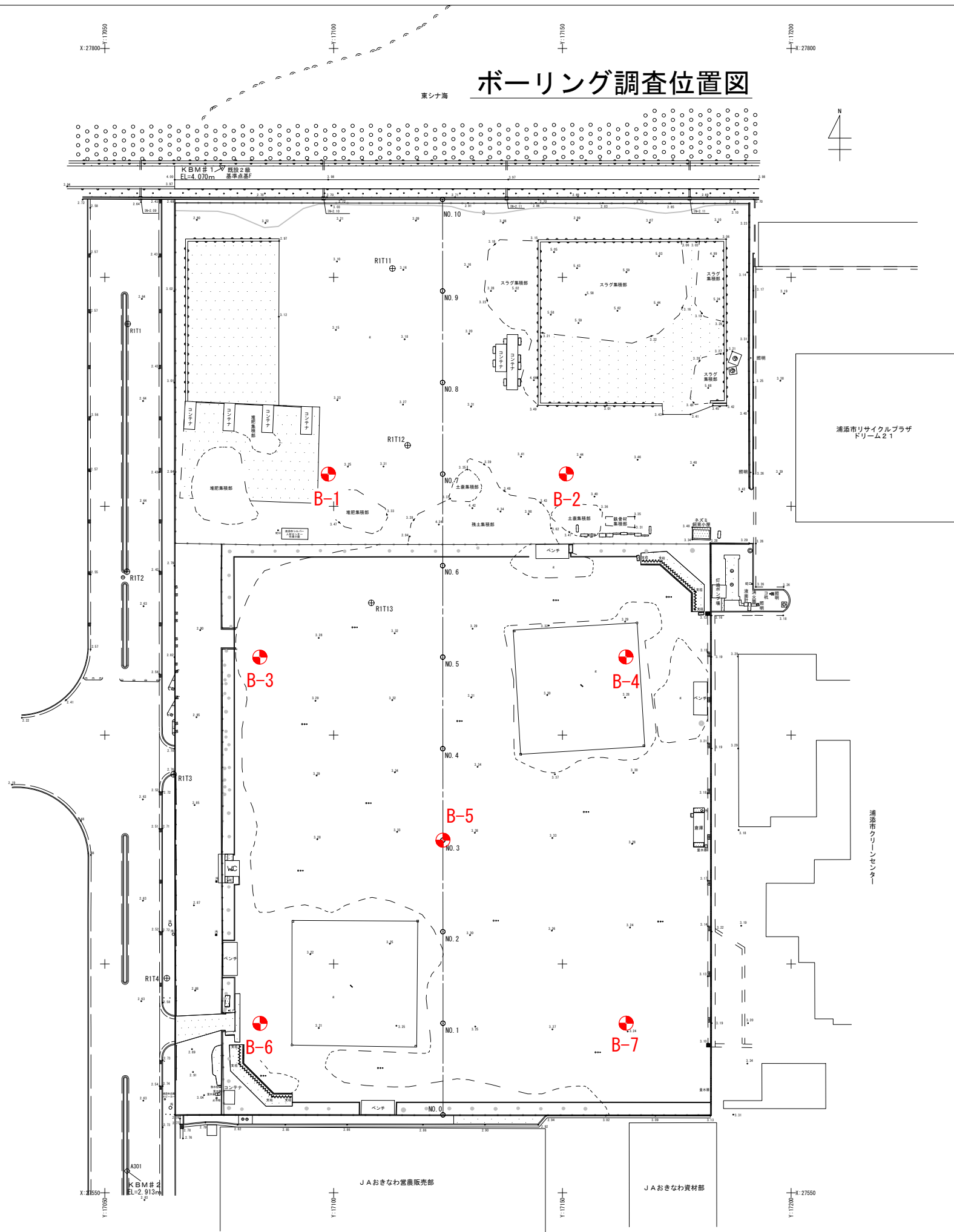
基礎形式 選定条件			直 接 基 礎	打込み杭基礎			中掘り杭基礎					杭 鋼 管 ソ イ ル セ メ ン ト 基 礎	杭 ブ レ ボ ー リ ン グ 基 礎	場所打ち杭基礎				ケーソン基礎		鋼 管 矢 板 基 礎	地 中 連 続 壁 基 礎		
				P C 杭	P H C 杭・ S C 杭	鋼管杭 打撃工 法	鋼管杭 工パイ ロハン マ	PHC杭 最終打撃 方式	SC杭 噴出攪拌 方式	コン グ レ ー ト 打 設 方 式	鋼管杭 最終打撃 方式			鋼管杭 噴出攪拌 方式	コン グ レ ー ト 打 設 方 式	オール ケー シ ン グ	リ バ ー ス	ア ー ス ド リ ル	深 礎			ニ ュー マ チ ツ ク	オ ー ブ ン
地 盤 条 件	支持層までの状態	中間層に極軟弱層がある	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	○	○	○	○		
		中間層に極硬い層がある	○	×	△	△	△	○	○	○	○	○	○	○	△	○	△	○	△	△	○		
		中間層に礫がある	礫径 50mm 以下	○	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
			礫径 50～100mm	○	×	△	△	○	△	△	△	△	△	○	○	○	△	○	○	△	○	○	
			礫径 100～500mm	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△	×	×	○	○	△	×	
	液状化する地盤がある	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
	支持層の深度	支持層の深度	5 m 未満	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	×	×	×	×
			5～15m	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	○	○	△	△
			15～25m	×	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
			25～40m	×	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	○	○	○	○
40～60m			×	×	△	○	△	△	△	○	○	○	○	○	○	△	○	×	×	△	○	○	
60m 以上			×	×	×	△	△	×	×	×	×	×	△	△	×	△	×	×	×	△	△	△	
支持層の土質		粘性土 (20≦N)	○	○	○	○	○	○	×	△	○	×	△	△	×	○	○	○	○	○	○	○	
	砂・砂礫 (30≦N)	○	○	○	○	○	○	○	×	○	○	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
傾斜が大きい (30度程度以上)	○	×	△	○	○	△	△	△	○	○	○	△	△	○	△	△	○	△	△	△	△		
支持層面の凸凹が激しい	○	△	△	○	○	△	△	△	○	△	△	△	△	△	○	○	○	△	△	△	○		
地下水の状態	地下水位が地表に近い	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	○	○	○		
	湧水量がきわめて多い	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	○	△	×	○	○	△		
	地表より2m以上の被圧地下水	×	○	○	○	○	×	×	×	×	×	×	○	×	×	×	×	×	△	△	○	×	
	地下水流速 3 m/min 以上	×	○	○	○	○	○	×	×	○	×	×	×	×	×	×	×	×	○	△	○	×	
	構造物の特性	荷重規模	鉛直荷重が小さい (支間20m以下)	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	△	×	×
鉛直荷重が普通 (支間20～50m)			○	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
鉛直荷重が大きい (支間50m以上)			○	×	△	○	○	△	△	△	○	○	○	○	△	○	○	△	○	○	○	○	
鉛直荷重に比べ水平荷重が小さい			○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	△	
鉛直荷重に比べ水平荷重が大きい			○	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
支持形式		支持杭	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	△	
	摩擦杭	△	○	○	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△		
施工条件	水上施工	水深 5 m 未満	○	○	○	○	○	△	△	△	△	△	△	×	×	○	△	×	△	△	○	×	
		水深 5 m 以上	×	△	△	○	○	△	△	△	△	△	△	×	×	△	×	×	△	△	○	×	
	作業空間が狭い	斜杭の施工	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	△	△	×	△
		有害ガスの影響	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	×	○	○	○	○
	周辺環境	振動騒音対策	○	×	×	×	△	△	○	○	△	○	○	○	○	△	○	○	○	○	△	○	○
隣接構造物に対する影響		○	×	×	△	△	△	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	○	○	

○：適合性が高い △：適合性がある ×：適合性が低い



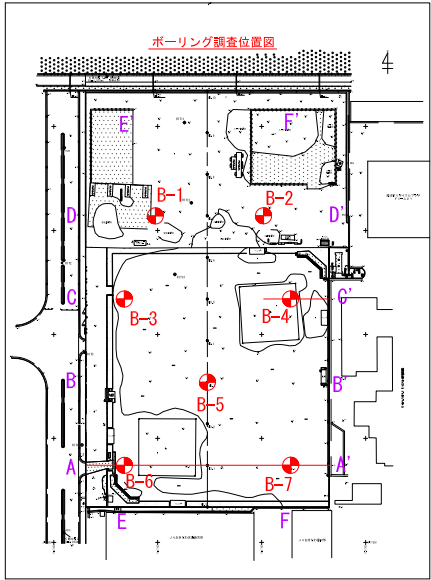
# 調査位置図





業 務 名	地質・測量・磁気探査調査業務委託		
図 面 名	ボーリング調査位置図		
作成日付	令和元年9月		
縮 尺	1/500	図面番号	1
計画機関	浦 添 市 役 所		
作業機関	株 式 会 社 イーエーシー		

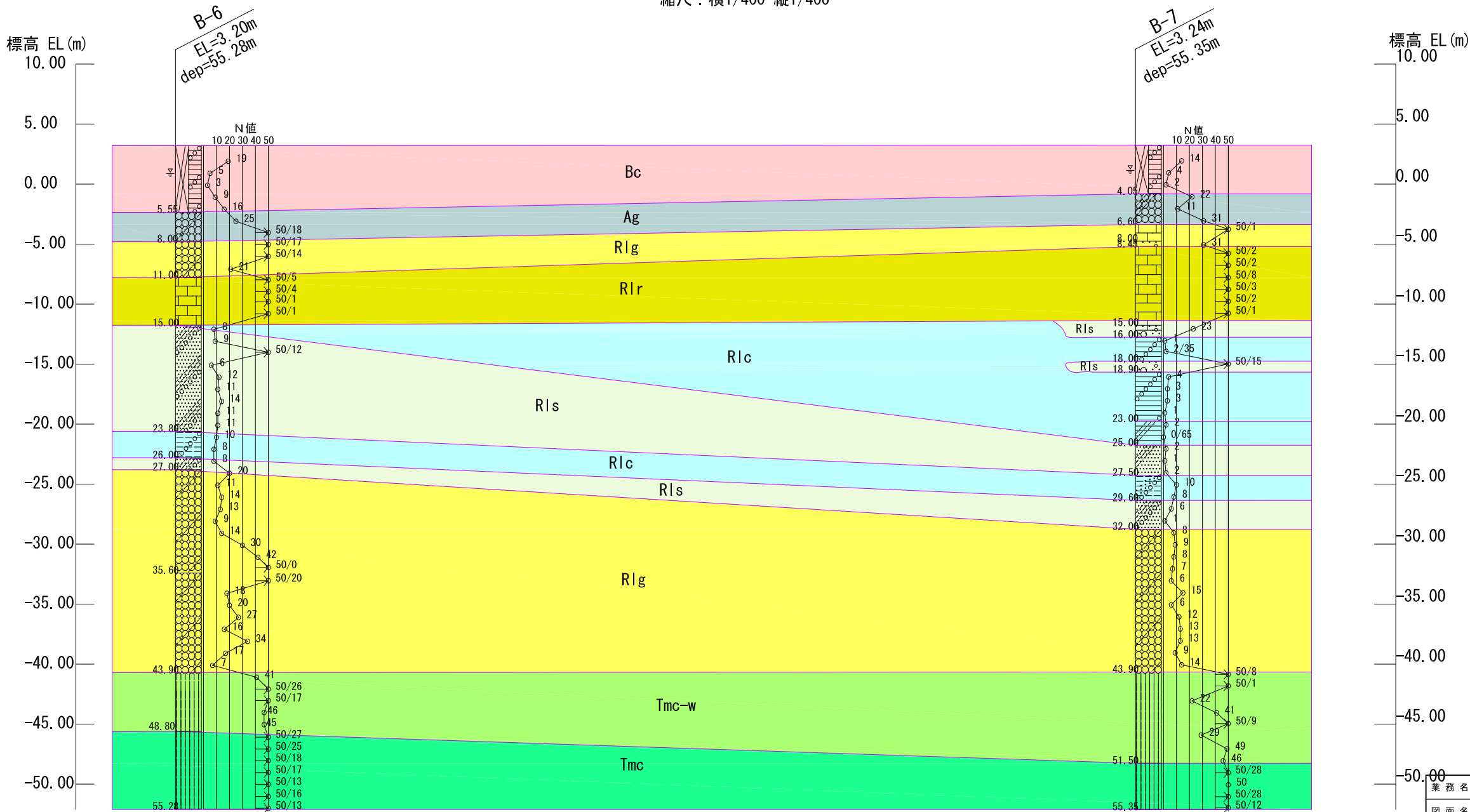
推定土層断面図



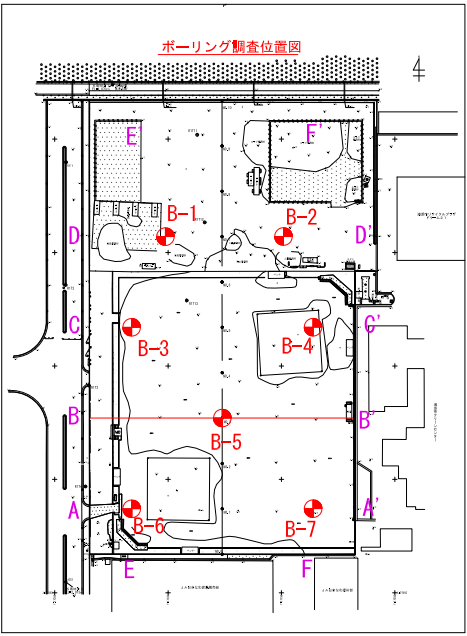
推定土層断面図 (A~A')

縮尺：横1/400 縦1/400

凡例		
Bc	粘性土	埋土
Ag	砂礫土	海浜性堆積土
Rls	砂質土	琉球層群
Rlc	粘性土	
Rlg	砂礫土	琉球層群
Rlr	石灰岩	
Tmc-w	風化泥岩	島尻層
Tmc	泥岩	



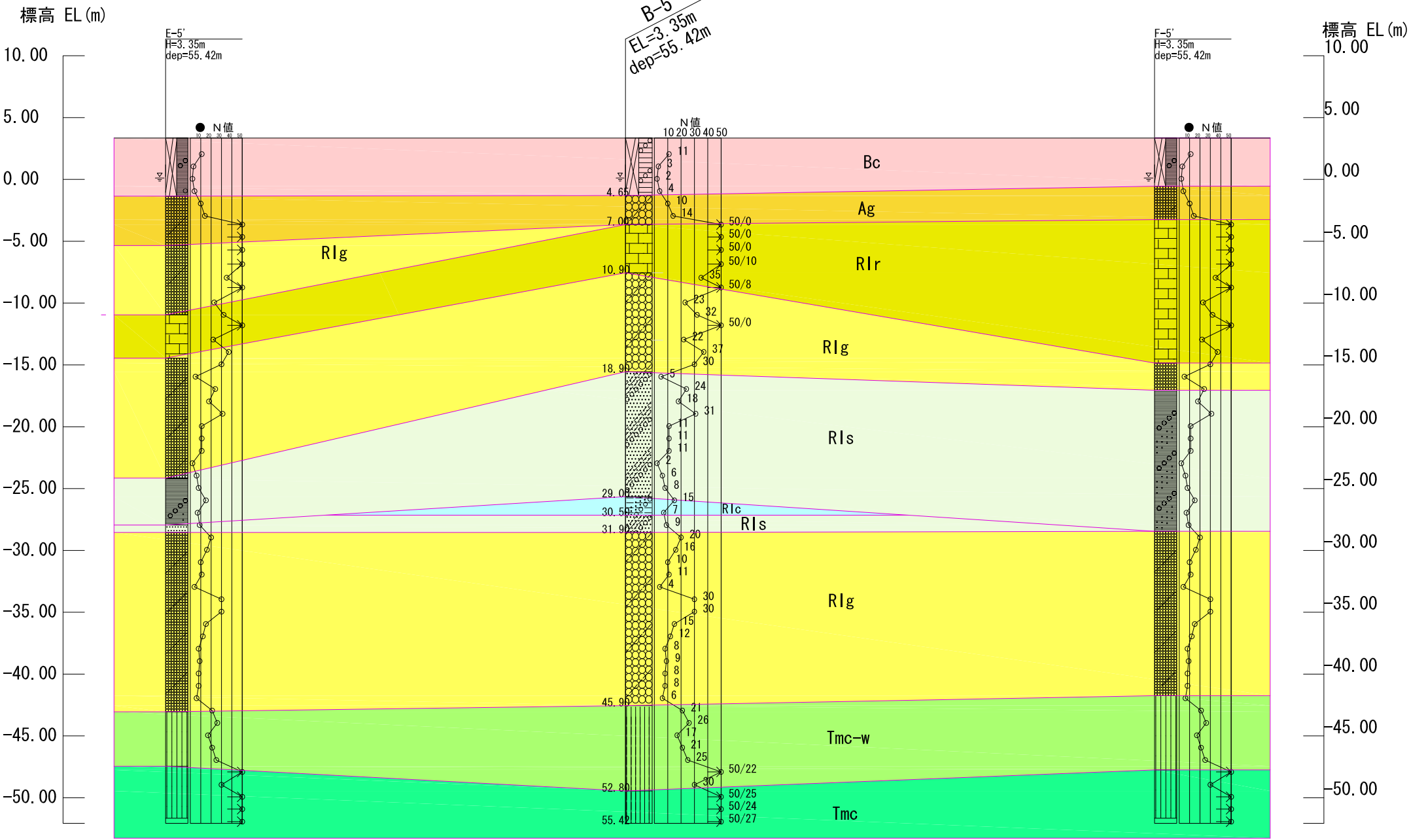
業務名	地質・測量・磁気探査調査業務委託		
図面名	推定土層断面図・・・		
作成日付	令和元年9月		
縮尺	1/400 (A3)	図面番号	
計画機関	浦添市役所		
作業機関	株式会社イーエーシー		

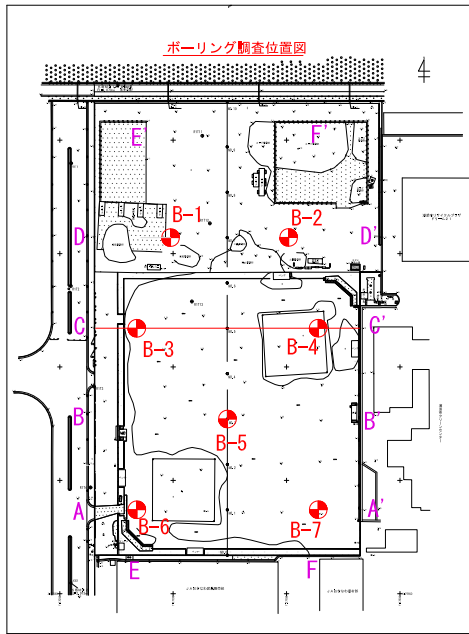


推定土層断面図(B~B')

縮尺：横1/400 縦1/400

凡例		
Bc	粘性土	埋土
Ag	砂礫土	海浜性堆積土
RI s	砂質土	琉球層群
RI c	粘性土	
RI g	砂礫土	
RI r	石灰岩	
Tmc-w	風化泥岩	島尻層
Tmc	泥岩	

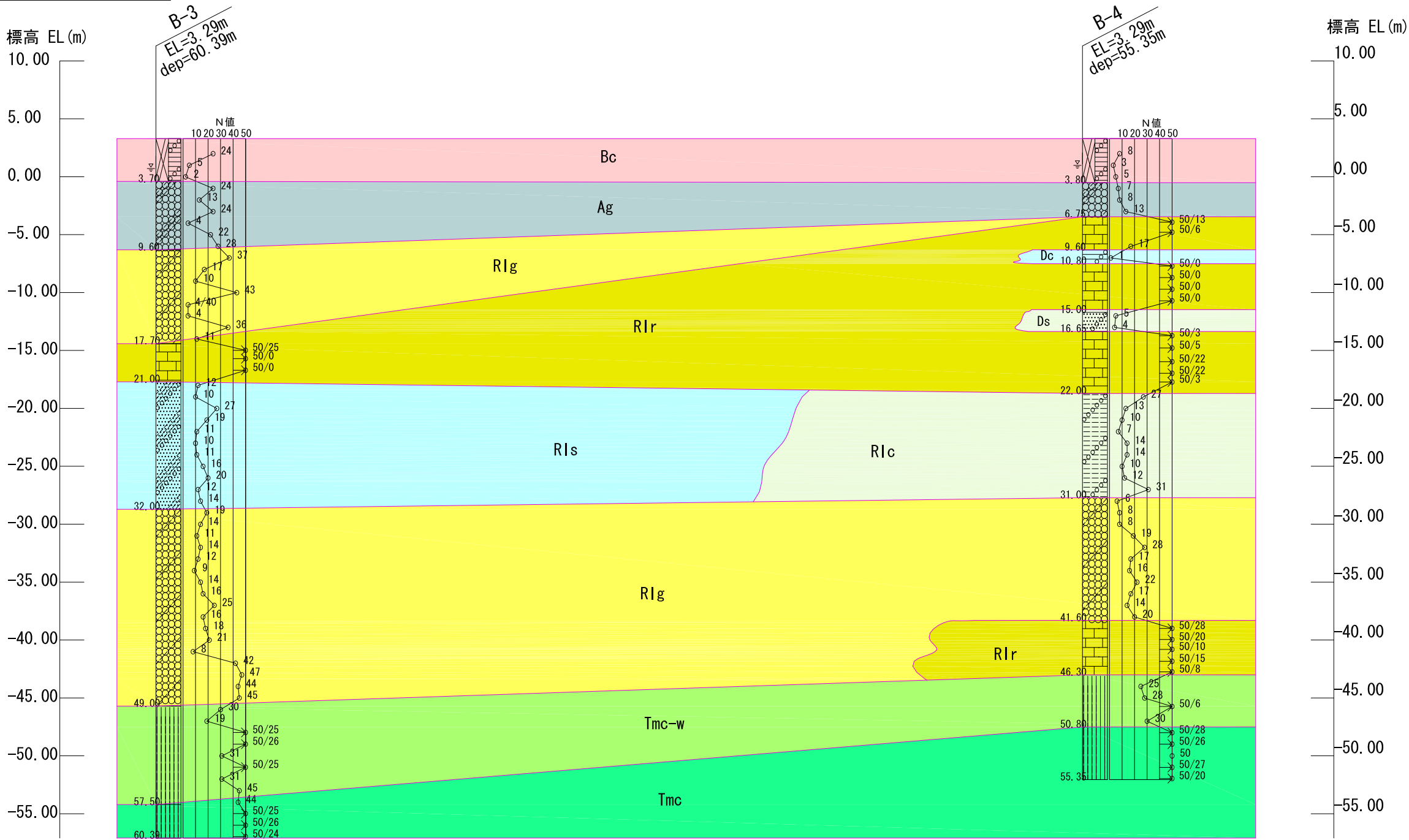


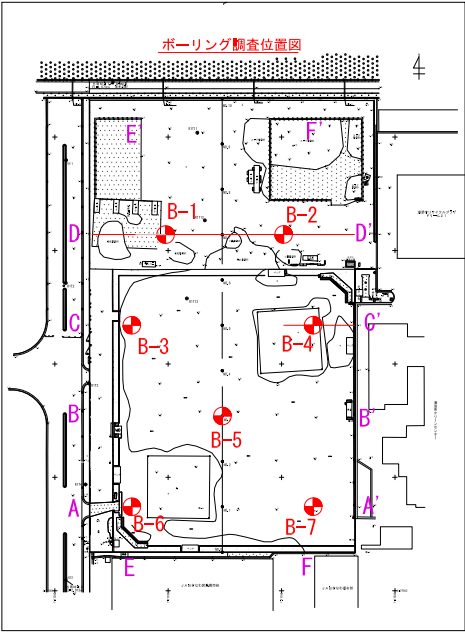


推定土層断面図(C~C')

縮尺：横1/400 縦1/400

凡例		
Bc	粘性土	埋土
Ag	砂礫土	海浜性堆積土
RI s	砂質土	琉球層群
RI c	粘性土	
RI g	砂礫土	
RI r	石灰岩	島尻層
Tmc-w	風化泥岩	
Tmc	泥岩	

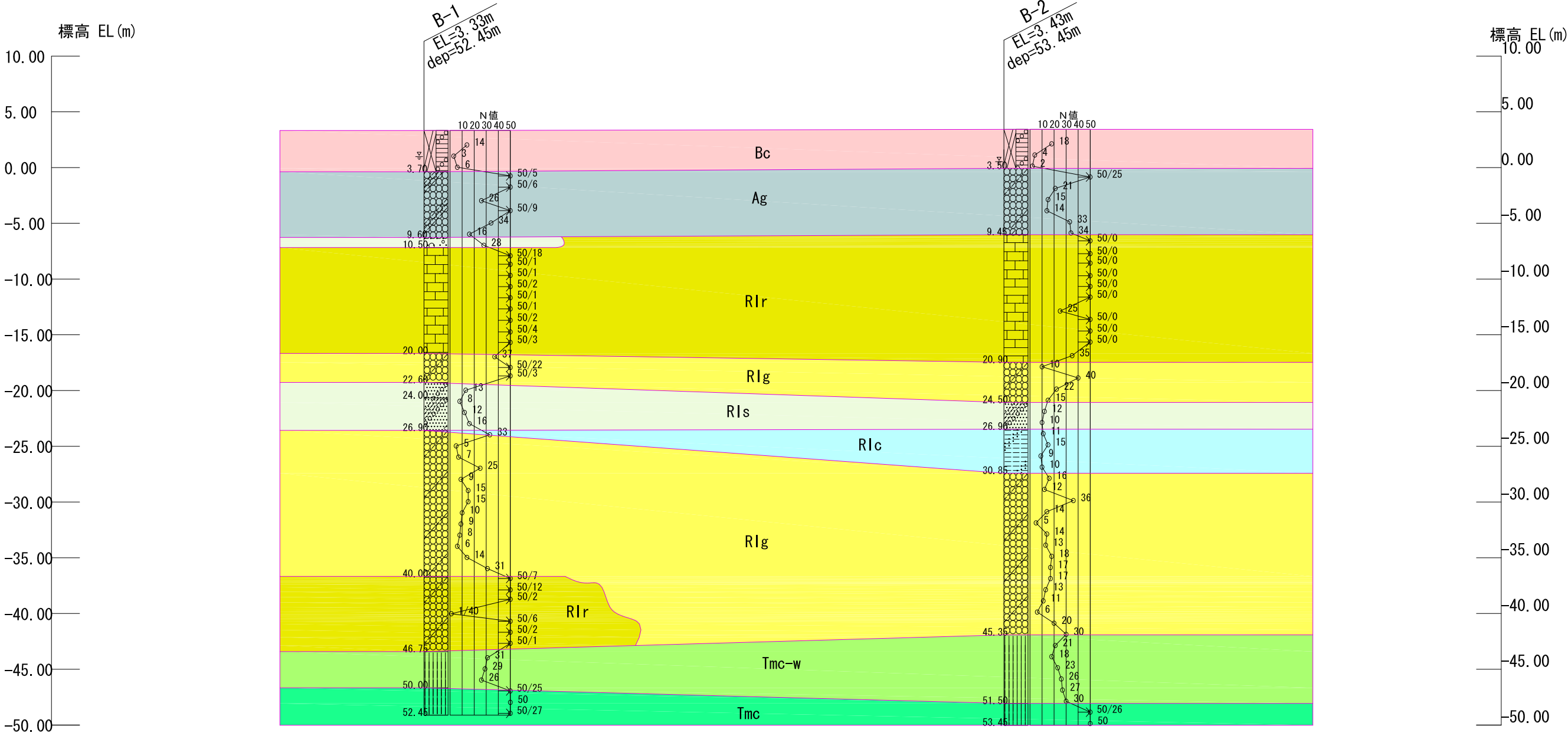




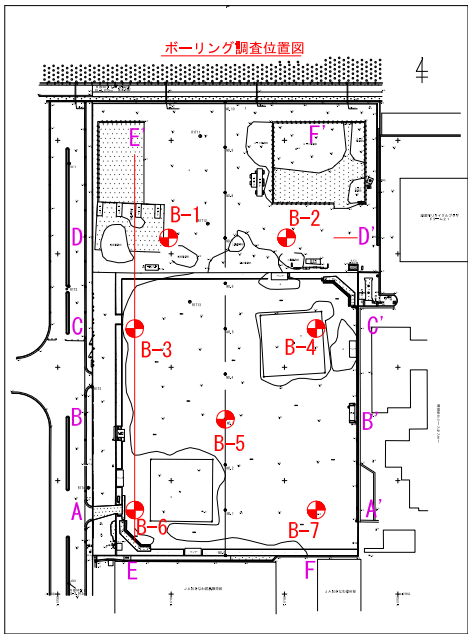
推定土層断面図(D~D')

縮尺：横1/400 縦1/400

凡例		
Bc	粘性土	埋土
Ag	砂礫土	海浜性堆積土
RI s	砂質土	琉球層群
RI c	粘性土	
RI g	砂礫土	
RI r	石灰岩	
Tmc-w	風化泥岩	島尻層
Tmc	泥岩	

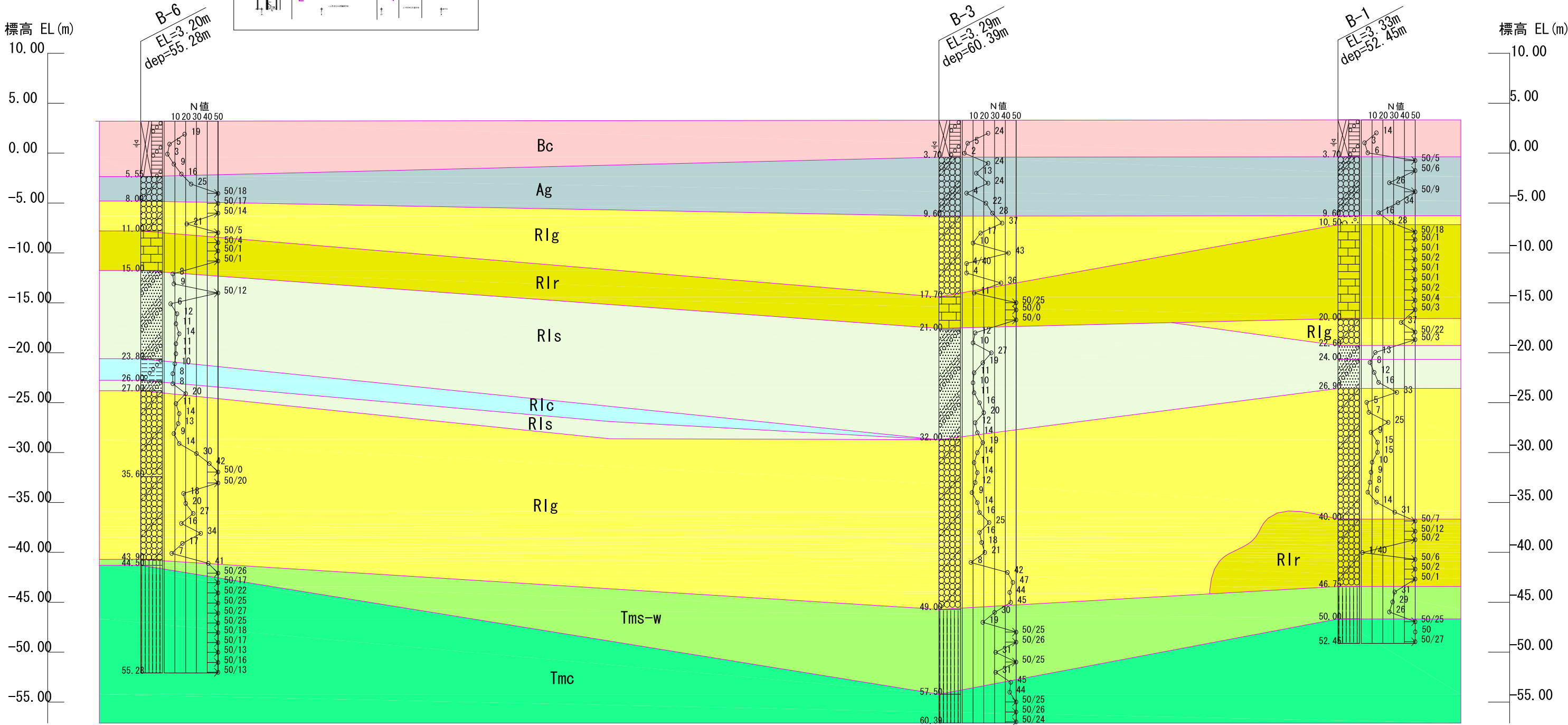
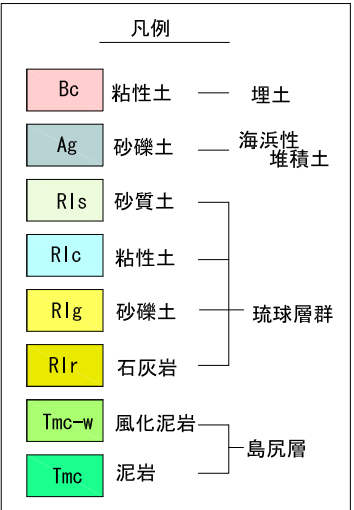






推定土層断面図(E~E')

縮尺：横1/400 縦1/400





ボーリング柱状図



ボーリング柱状図

調査名

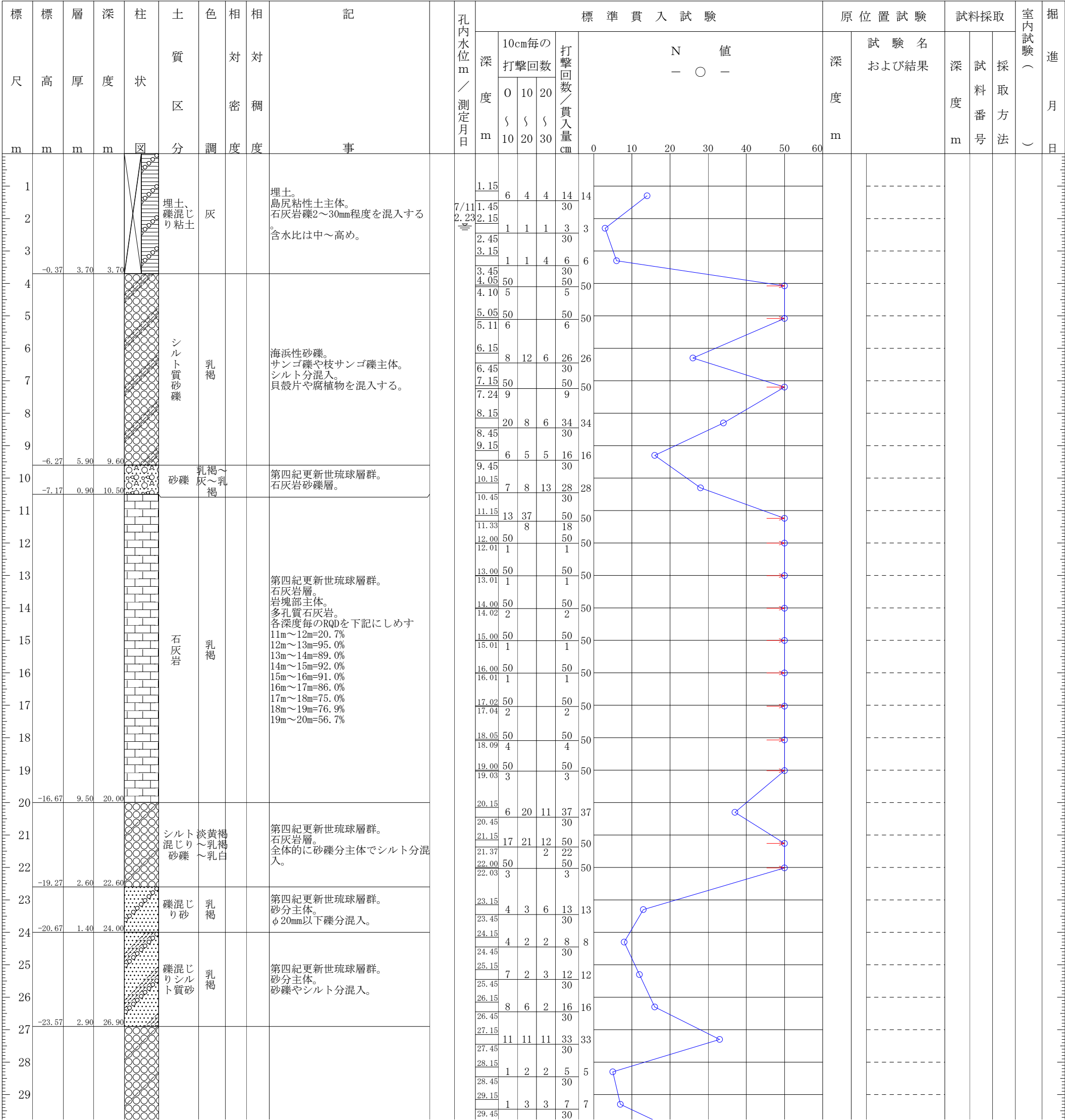
地質・測量・磁気探査等調査業務委託

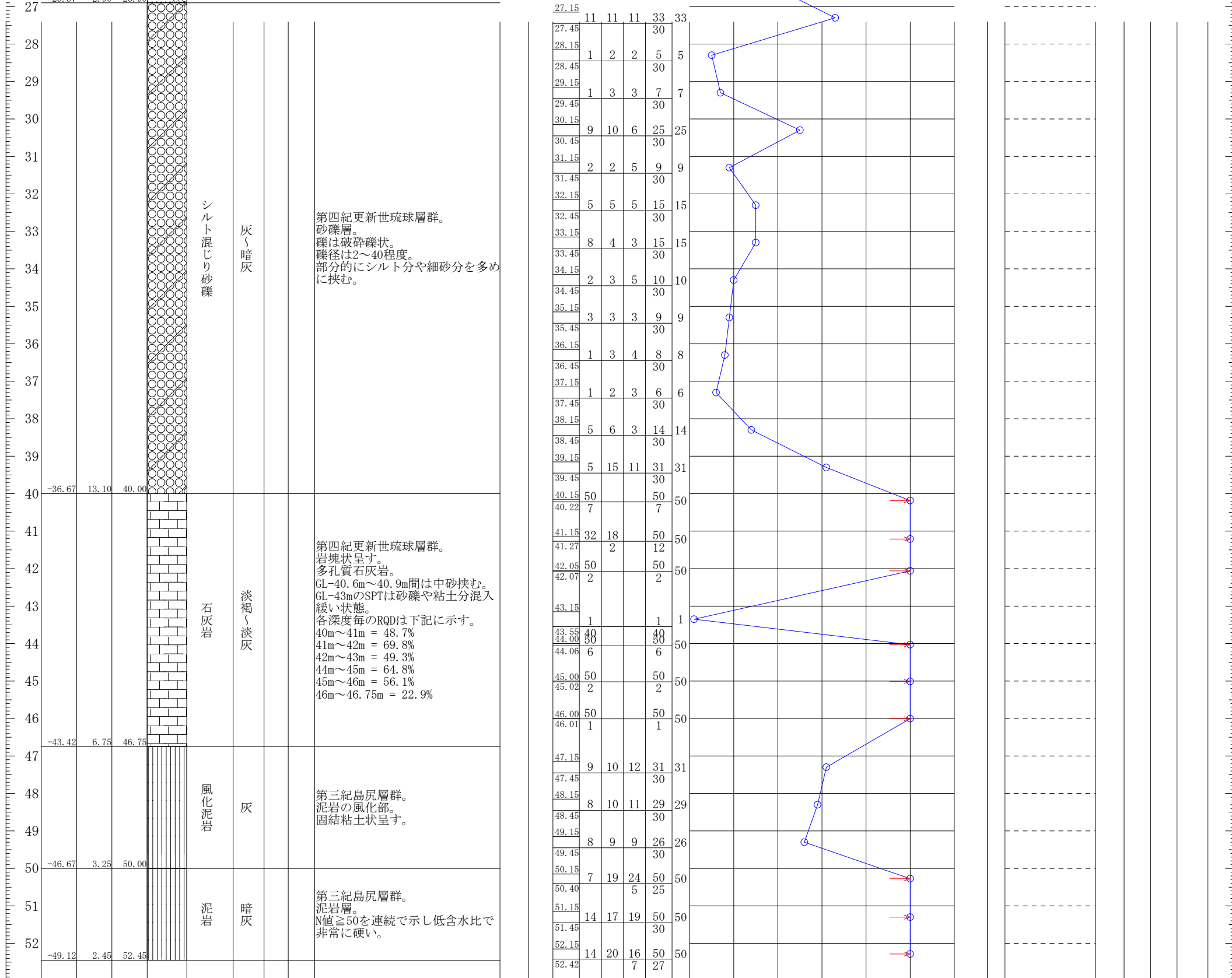
ボーリングNo.

事業・工事名

シートNo.

ボーリング名	B-1			調査位置		浦添市伊奈武瀬地内					北緯	26° 15′ 0.0326″		
発注機関	浦添市役所					調査期間		2019年7月3日～2019年7月11日				東経	127° 40′ 16.2051″	
調査業者名	株式会社 イーエーシー 電話 (098-942-0085)			主任技師		荒本直俊		現場代理人	荒本直俊	コア鑑定者	松本幸光	ボーリング責任者	山城和也	
孔口標高	EL +3.33m	角 度	<div><div>180°</div><div>上</div><div>90°</div><div>下</div><div>0°</div></div>	方 向	<div><div>北</div><div>0°</div><div>270°</div><div>西</div><div>180°</div><div>南</div><div>90°</div><div>東</div></div>	地盤勾配	<div><div>水平 0°</div><div>鉛直</div><div>90°</div></div>	使用機種	試験機	YBM-05		ハンマー落下用具	半自動落下装置	
総掘進長	52.45m								エンジン	ヤンマーNFD9		ポンプ	SR-55	





ボーリング柱状図


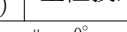

調査名

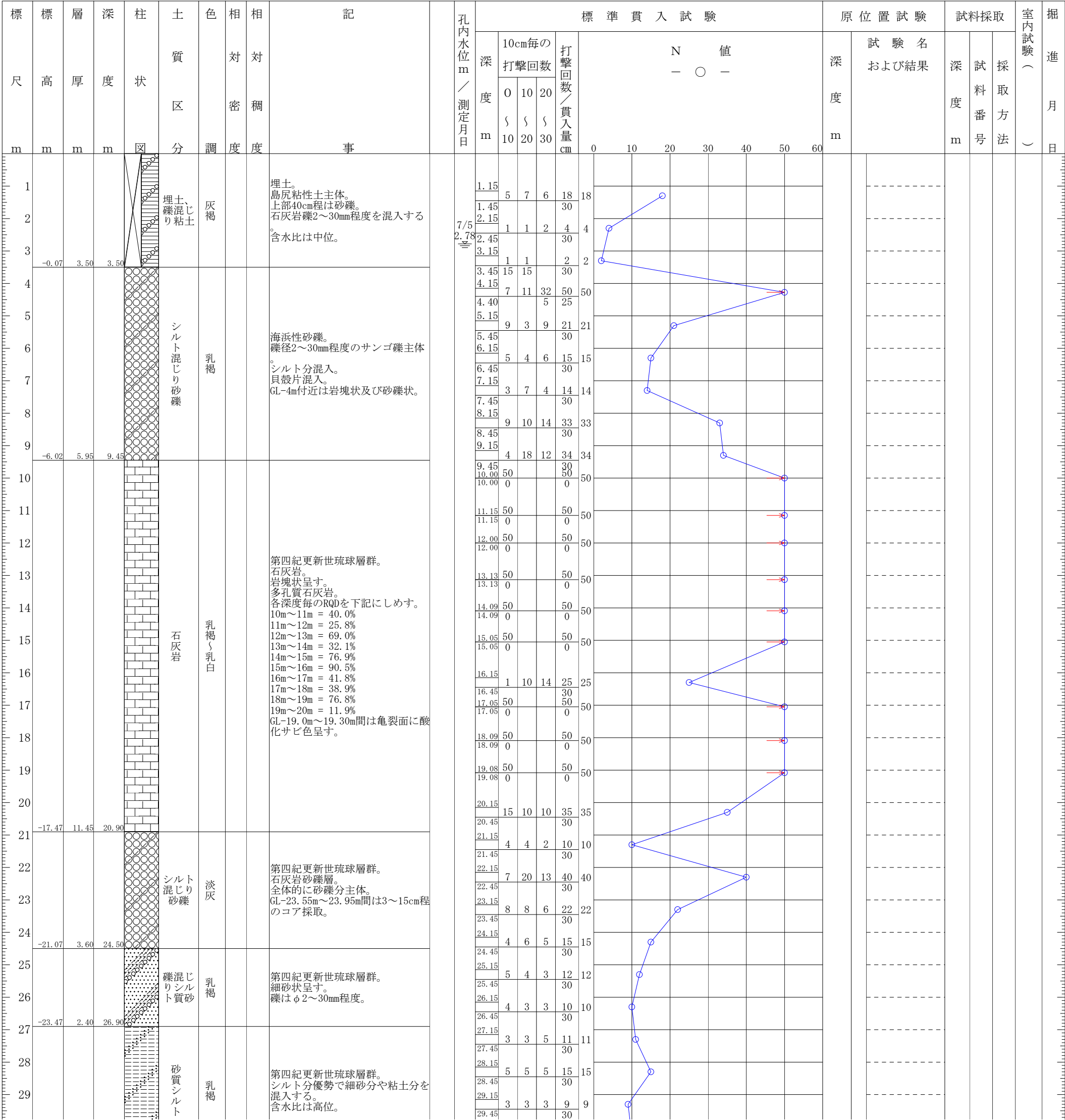
地質・測量・磁気探査等調査業務委託

ボーリングNo.

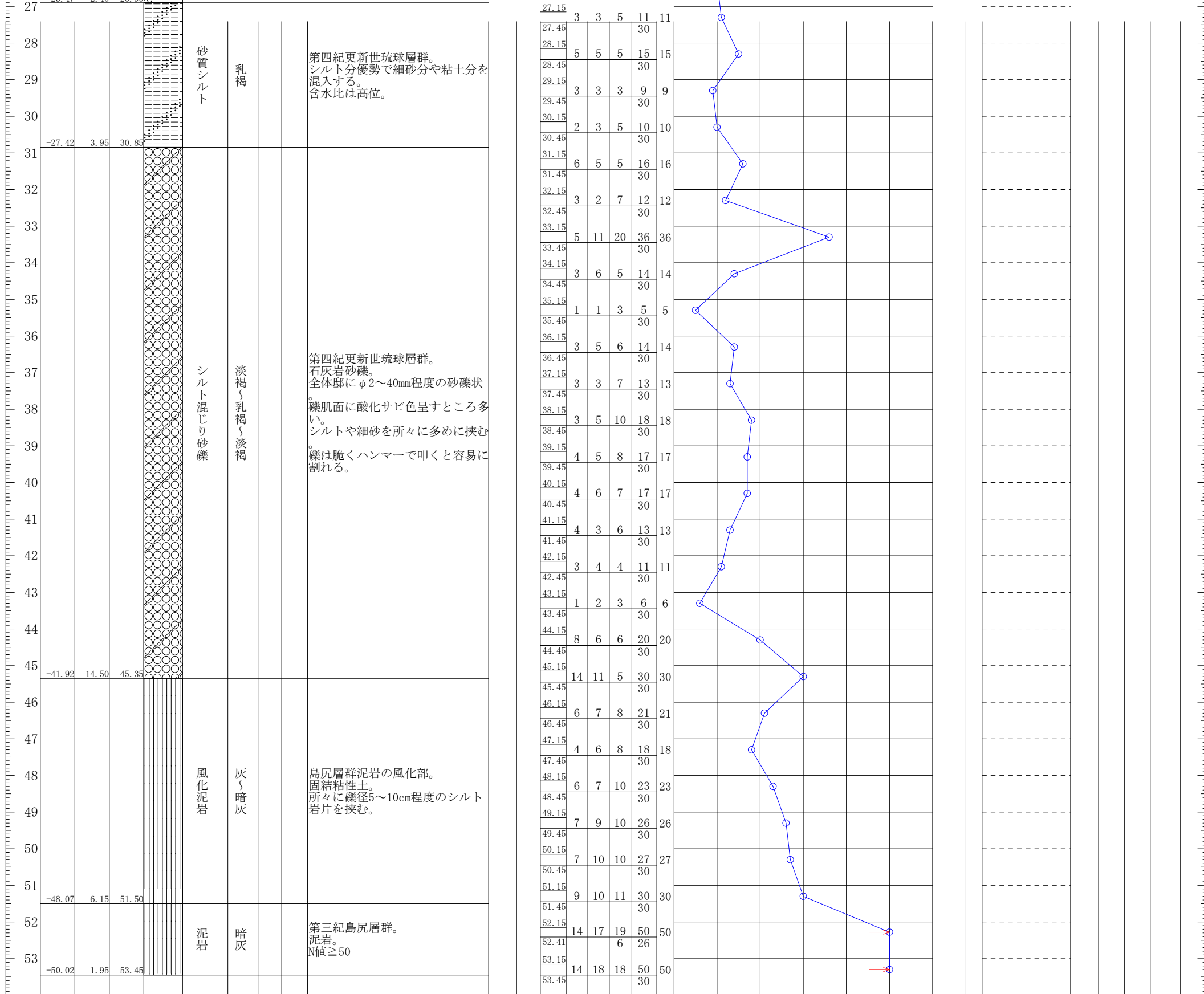
事業・工事名

シートNo.

ボーリング名	B-2			調査位置	浦添市伊奈武瀬地内						北 緯	26° 15' 0.0312″		
発 注 機 関	浦添市役所					調査期間	2019年6月28日～2019年7月5日					東 経	127° 40' 18.0789″	
調査業者名	株式会社 イーエーシー 電話 (098-942-0085)			主任技師	荒本直俊		現 場 代理人	荒本直俊	コ ア 鑑定者	松本幸光		ボーリ ング責任者	池宮 真	
孔口標高	EL +3.43m	角  度		方  向		地盤勾配		使用機種	試 錐 機	YBM-05		ハンマー 落下用具	半自動落下装置	
総掘進長	53.45m								エンジン	ヤンマーNFD9		ポ ン プ	S R - 5 5	









ボーリング柱状図


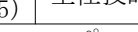

調査名

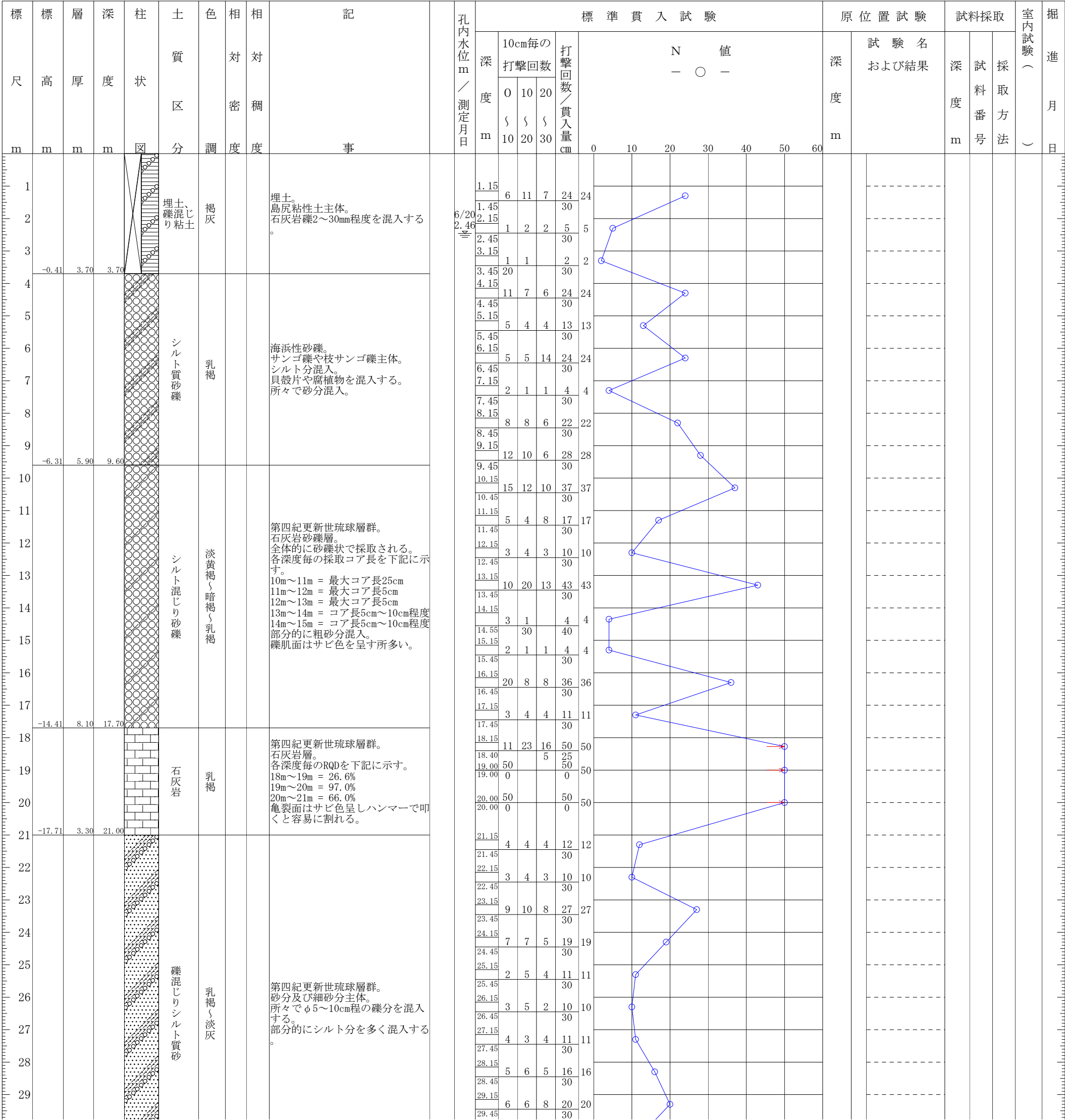
地質・測量・磁気探査等調査業務委託

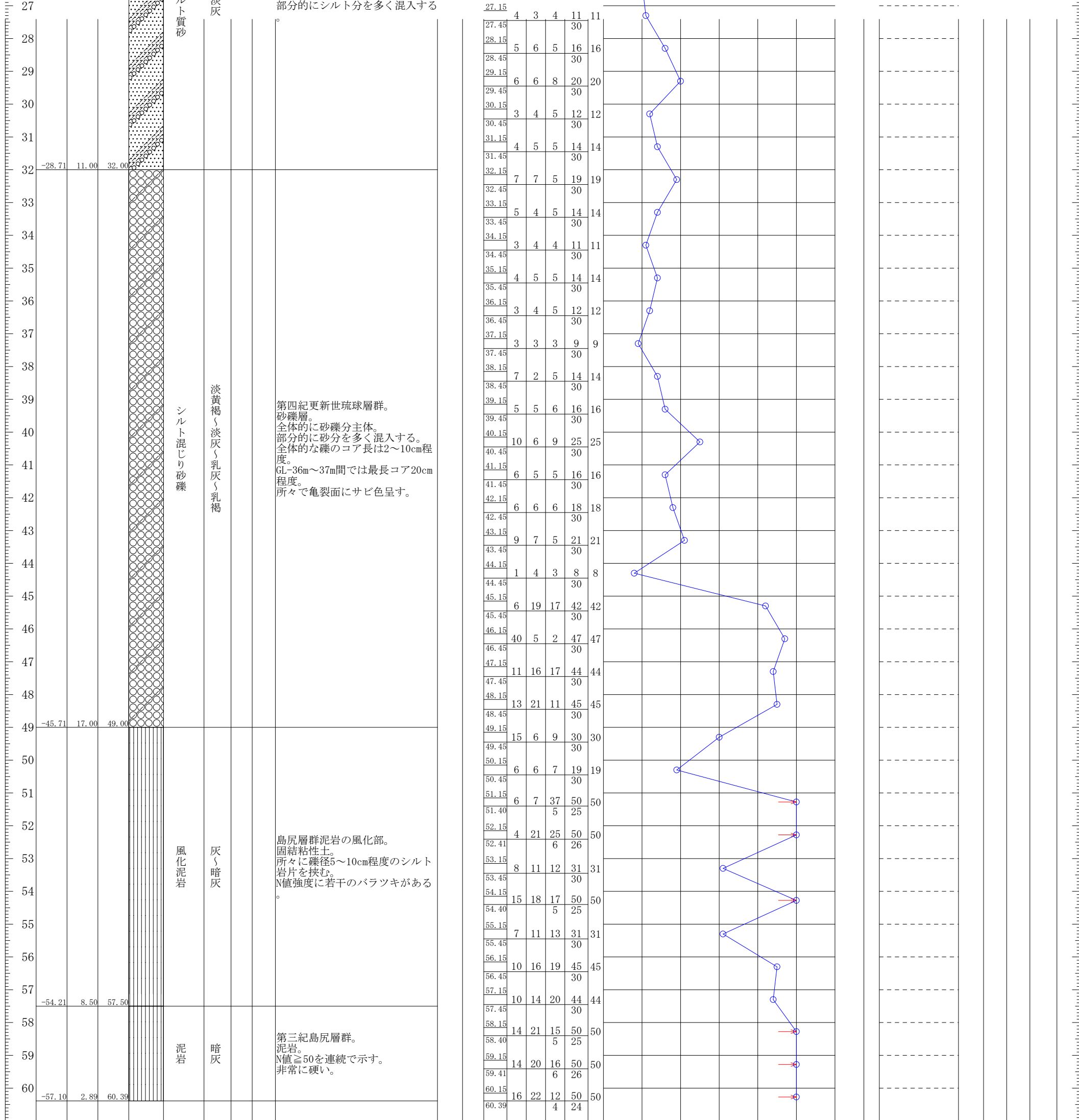
ボーリングNo.

事業・工事名

シートNo.

ボーリング名	B-3			調査位置	浦添市伊奈武瀬地内						北 緯	26° 14′ 58.7331″		
発 注 機 関	浦添市役所					調査期間	2019年6月11日～2019年6月20日					東 経	127° 45′ 15.6635″	
調査業者名	株式会社 イーエーシー 電話 (098-942-0085)			主任技師	荒本直俊		現 場 代理人	荒本直俊	コ ア 鑑定者	松本幸光		ボーリ ング責任者	池宮 真	
孔口標高	EL +3.29m	角  度		方  向		地盤勾配		使用機種	試 錐 機	YBM-05		ハンマー 落下用具	半自動落下装置	
総掘進長	60.39m								エンジン	ヤンマーNFD9		ポ ン プ	S R - 5 5	





ボーリング柱状図

調査名

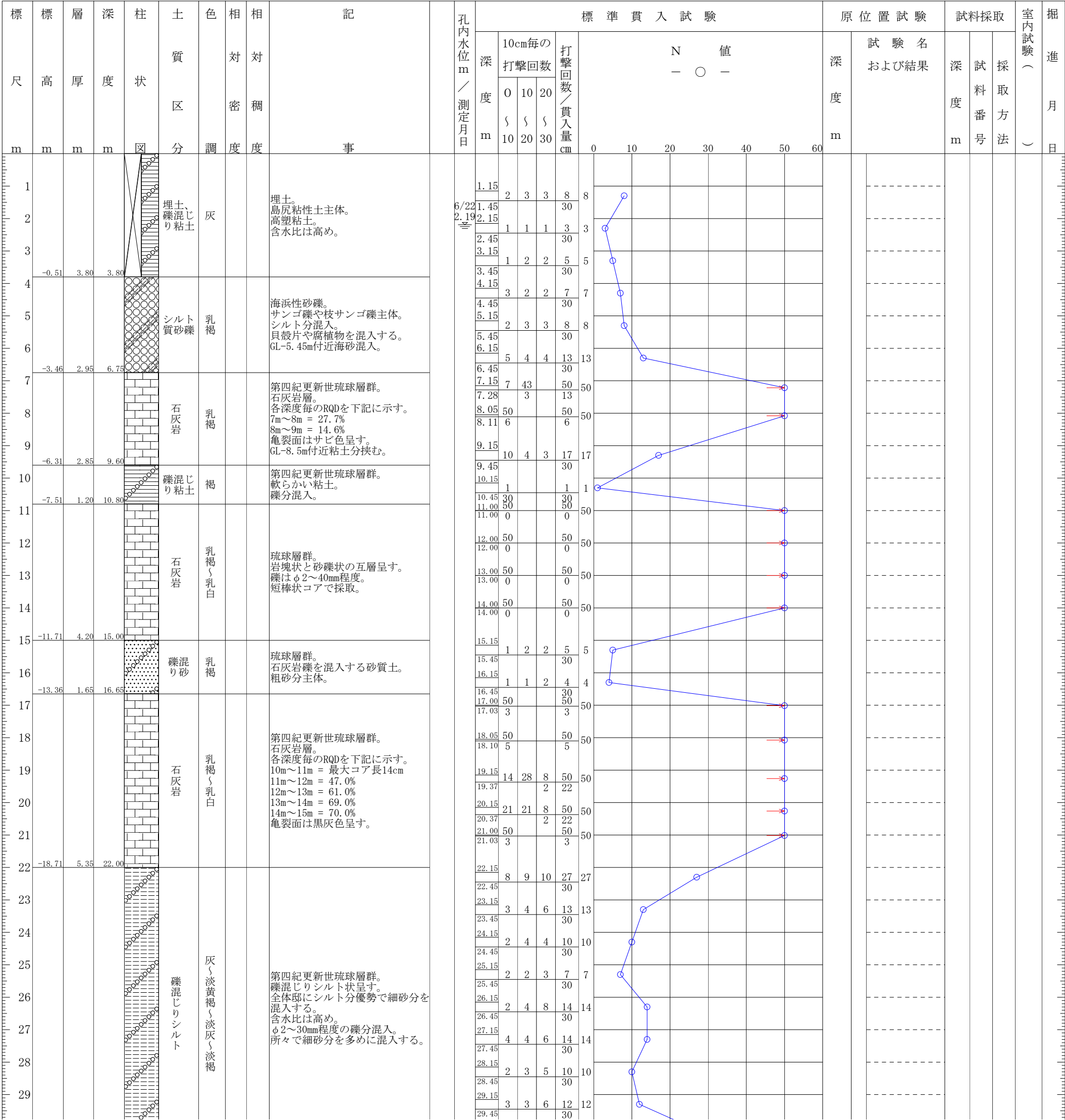
地質・測量・磁気探査等調査業務委託

事業・工事名

ボーリングNo.

シートNo.

ボーリング名	B-4				調査位置		浦添市伊奈武瀬地内					北 緯	26° 14′ 58.731″				
発 注 機 関	浦添市役所						調査期間		2019年6月11日～2019年6月20日				東 経	127° 45′ 19.5465″			
調査業者名	株式会社 イーエーシー 電話 (098-942-0085)				主任技師		荒本直俊		現 場 代理人		荒本直俊 コ ア 鑑定者		比嘉順昌		ボーリン グ責任者	松本幸光	
孔口標高	EL +3.29m		角 <div><div>180° 上</div><div>90° 下</div><div>0°</div></div>	方 向	<div><div>北</div><div>0°</div><div>270° 西</div><div>180° 南</div><div>90° 東</div></div>	地盤勾配 <div><div>鉛直</div><div>90°</div></div>	使用機種	試 錐 機	東邦D-1 B58 s 型				ハンマー 落下用具	半自動落下装置			
総掘進長	55.35m							エンジン	ヤンマーNFD 9				ポ ン プ	SR-55			





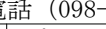
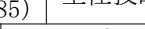
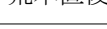
## ボーリング柱状図

調 査 名 地質・測量・磁気探査等調査業務委託

ボーリングNo.

事業・工事名

シートNo

ボーリング名	B-5			調査位置		浦添市伊奈武瀬地内					北 緯	26° 14' 57.4322″						
発 注 機 関	浦添市役所					調査期間		2019年6月20日～2019年6月27日				東 経	127° 40' 17.1039″					
調査業者名	株式会社 イーエーシー 電話 (098-942-0085)			主任技師		荒本直俊		現 場 代理人		荒本直俊		コ ア 鑑定者		松本幸光		ボーリ ング責任者	池宮 真	
孔口標高	EL +3.35m	角 	方 	地 盤 勾 配 	使用 機種	試 錐 機		YBM-05			ハンマー 落下用具		トンビ法					
総掘進長	55.42m					エンジン		ヤンマーNFD9			ポ ン プ		SR-55					

標高 尺 m	標高 m	層厚 m	深度 m	柱状図	土質区分	色調	相対密度	相対稠度	地質調査事項	孔内水位m／測定月日	標準貫入試験					原位試験		試料採取			室内試験（掘進月日）					
											深度 m	10cm毎の打撃回数			N 値 — ○ —	深度 m	試験名 および結果	深度 m	試料番号	採取方法						
												0 10	10 20	20 30												
1					埋土、礫混じり粘土	灰			埋土。 島尻粘性土主体。 石灰岩礫2～30mm程度を混入する。	6/27 3.12	1.15	3	4	4	11	11										
2											1.45				30											
3											2.15	1	1	1	3	3										
4	-1.30	4.65	4.65								2.45	1	1		30											
5					シルト混じり砂礫	乳褐～淡灰			海浜性砂礫。 珊瑚礫主体。 貝殻片混入。 砂分混入。	6/27 3.12	3.15	1	1		2	30										
6											3.45		20		30											
7	-3.65	2.35	7.00								4.15	1	1	2	4	4										
8											4.45	1	1		30											
9					石灰岩	乳褐			第四紀更新世琉球層群。 石灰岩層。 各深度毎のRQDを下記に示す。 7m～8m = 45.0% 8m～9m = 69.0% 9m～10m = 43.1% 10m～11m = 56.0%	6/27 3.12	5.15	3	3	4	10	10										
10											5.45				30											
11	-7.55	3.90	10.90								6.15	5	4	5	14	14										
12											6.45	50			30	50										
13									第四紀更新世琉球層群。 石灰岩層。 全体的に砂礫分主体。 部分的に岩塊状呈す。	6/27 3.12	7.00	0			0	50										
14											8.00	50			50	50										
15											8.45	50			50	50										
16											9.05	0			0	50										
17					シルト混じり砂礫	淡黄褐～乳褐～乳白			第四紀琉球層群。 石灰岩層。 全体的に砂礫分主体。 部分的に岩塊状呈す。	6/27 3.12	10.15	50			50	50										
18											10.25	50			10	50										
19	-15.55	8.00	18.90								11.15	5	11	19	35	35										
20											11.45	50			30	50										
21									第四紀更新世琉球層群。 礫混じりシルト質砂状呈す。 全体的に細砂及び中砂状。 GL-20.45m～20.70m間で3～8cm程の短棒状コア採取。 GL-21.70m～21.80m間で褐色粘土分挟む。 所々で2～30mm程度のシルト岩混入。	6/27 3.12	12.05	8			8	50										
22											12.13	4	4	15	23	23										
23											13.15	10	7	15	32	32										
24											13.45	50			30	50										
25					礫混じりシルト質砂	乳褐～黄褐～淡灰			第四紀更新世琉球層群。 礫混じりシルト質砂状呈す。 全体的に細砂及び中砂状。 GL-20.45m～20.70m間で3～8cm程の短棒状コア採取。 GL-21.70m～21.80m間で褐色粘土分挟む。 所々で2～30mm程度のシルト岩混入。	6/27 3.12	14.15	4	4	15	23	23										
26											14.45	10	7	15	32	32										
27											14.55	50			30	50										
28											15.15	0			0	50										
29	-25.65	10.10	29.00						第四紀更新世琉球層群。 粘土状呈す。	6/27 3.12	16.15	5	10	7	22	22										
30											16.45	5	10	7	22	22										
31											17.15	12	13	12	37	37										
32											17.45	8	12	10	30	30										
33									第四紀更新世琉球層群。 粘土状呈す。	6/27 3.12	18.15	8	12	10	30	30										
34											18.45	8	12	10	30	30										
35											19.15	1	2	2	5	5										
36											19.45	1	2	2	5	5										
37									第四紀更新世琉球層群。 粘土状呈す。	6/27 3.12	20.15	12	5	7	24	24										
38											20.45	12	5	7	24	24										
39											21.15	6	7	5	18	18										
40											21.45	6	7	5	18	18										
41									第四紀更新世琉球層群。 粘土状呈す。	6/27 3.12	22.15	12	9	10	31	31										
42											22.45	12	9	10	31	31										
43											23.15	2	3	6	11	11										
44											23.45	2	3	6	11	11										
45									第四紀更新世琉球層群。 粘土状呈す。	6/27 3.12	24.15	2	4	5	11	11										
46											24.45	2	4	5	11	11										
47											25.15	2	2	7	11	11										
48											25.45	2	2	7	11	11										
49									第四紀更新世琉球層群。 粘土状呈す。	6/27 3.12	26.15	1	1		2	2										
50											26.45	1	1		2	2										
51											27.15	2	2	2	6	6										
52											27.45	2	2	2	6	6										
53									第四紀更新世琉球層群。 粘土状呈す。	6/27 3.12	28.15	2	2	4	8	8										
54											28.45	2	2	4	8	8										
55											29.15	7	3	5	15	15										
56											29.45	7	3	5	15	15										





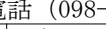
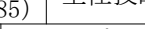

ボーリング柱状図

調 査 名 地質・測量磁気探査等調査業務委託

ボーリングNo

事業・工事名

シートNo. \_\_\_\_\_

ボーリング名	B-6			調査位置	浦添市伊奈武瀬地内						北 緯	26° 14' 56.1334″		
発 注 機 関	浦添市役所					調査期間	2019年7月13日～2019年6月29日					東 経	127° 45' 15.6613″	
調査業者名	株式会社 イーエーシー 電話 (098-942-0085)			主任技師	荒本直俊		現 場 代理人	荒本直俊	コ ア 鑑定者	松本幸光		ボーリ ング責任者	玉城 真	
孔口標高	EL +3.20m	角 	方 	地盤 勾配 	使用 機種	試 錐 機	YBM-05			ハンマー 落下用具	半自動落下装置			
総掘進長	55.28m					度	向	配	エンジン	TF90V-E			ポ ン プ	SX551

[illegible]





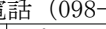
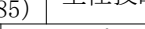

## ボーリング柱状図

調 査 名 地質・測量・磁気探査等調査業務委託

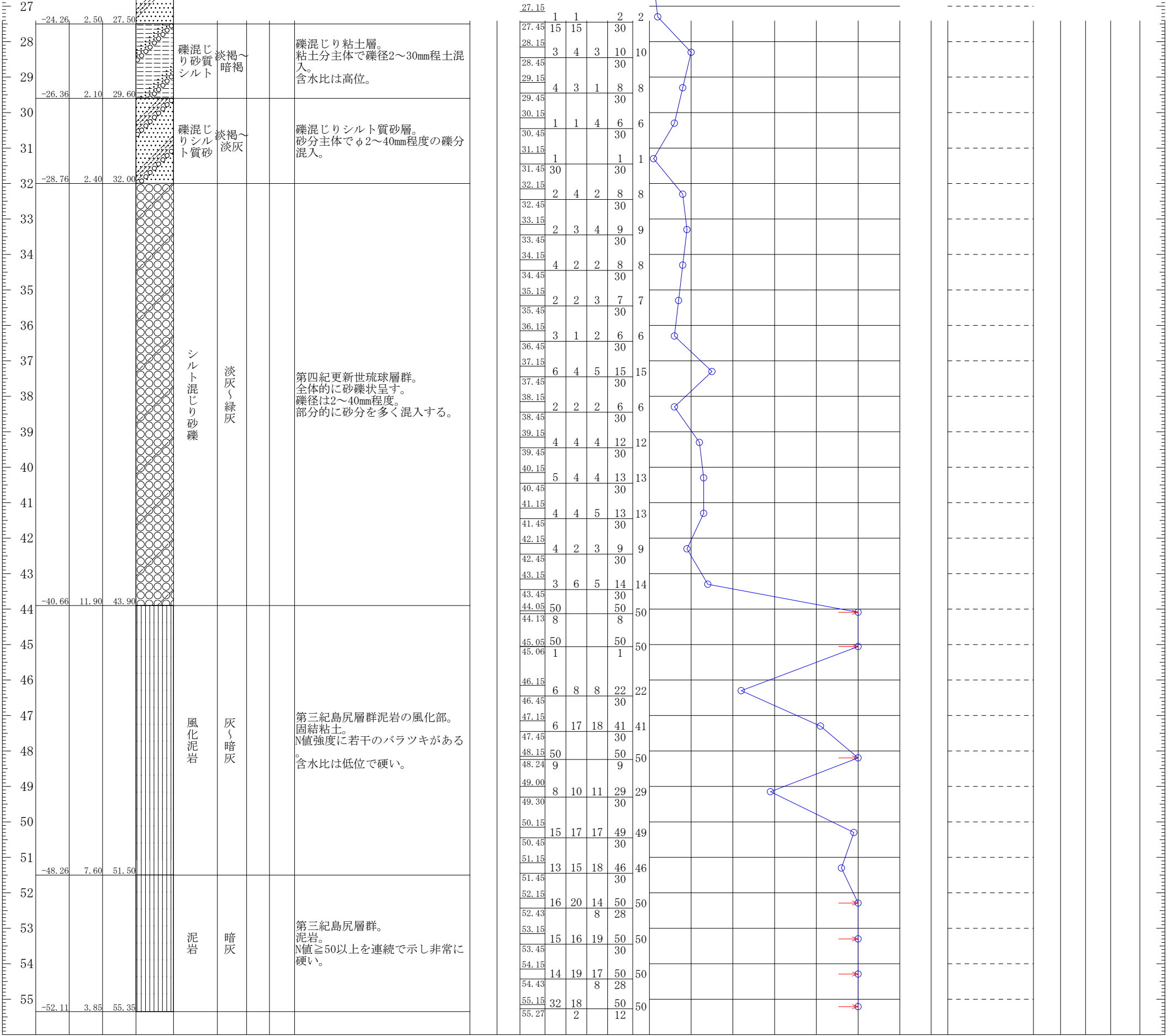
ボーリングNo.

事業・工事名

シート No. \_\_\_\_\_

ボーリング名	B-7			調査位置	浦添市伊奈武瀬地内						北 緯	26° 14' 56.1318″		
発 注 機 関	浦添市役所					調査期間	2019年6月21日～2019年6月28日					東 経	127° 40' 18.1839″	
調査業者名	株式会社 イーエーシー 電話 (098-942-0085)			主任技師	荒本直俊		現 場 代理人	荒本直俊	コ ア 鑑定者	松本幸光		ボーリ ング責任者	山城和也	
孔口標高	EL +3.24m	角 	方 	地盤 勾配 	使用 機種	試 錐 機	YBM-05			ハンマー 落下用具	半自動落下装置			
総掘進長	55.35m					度	向	配	エンジン	ヤンマーNFD9			ポ ン プ	SR-55

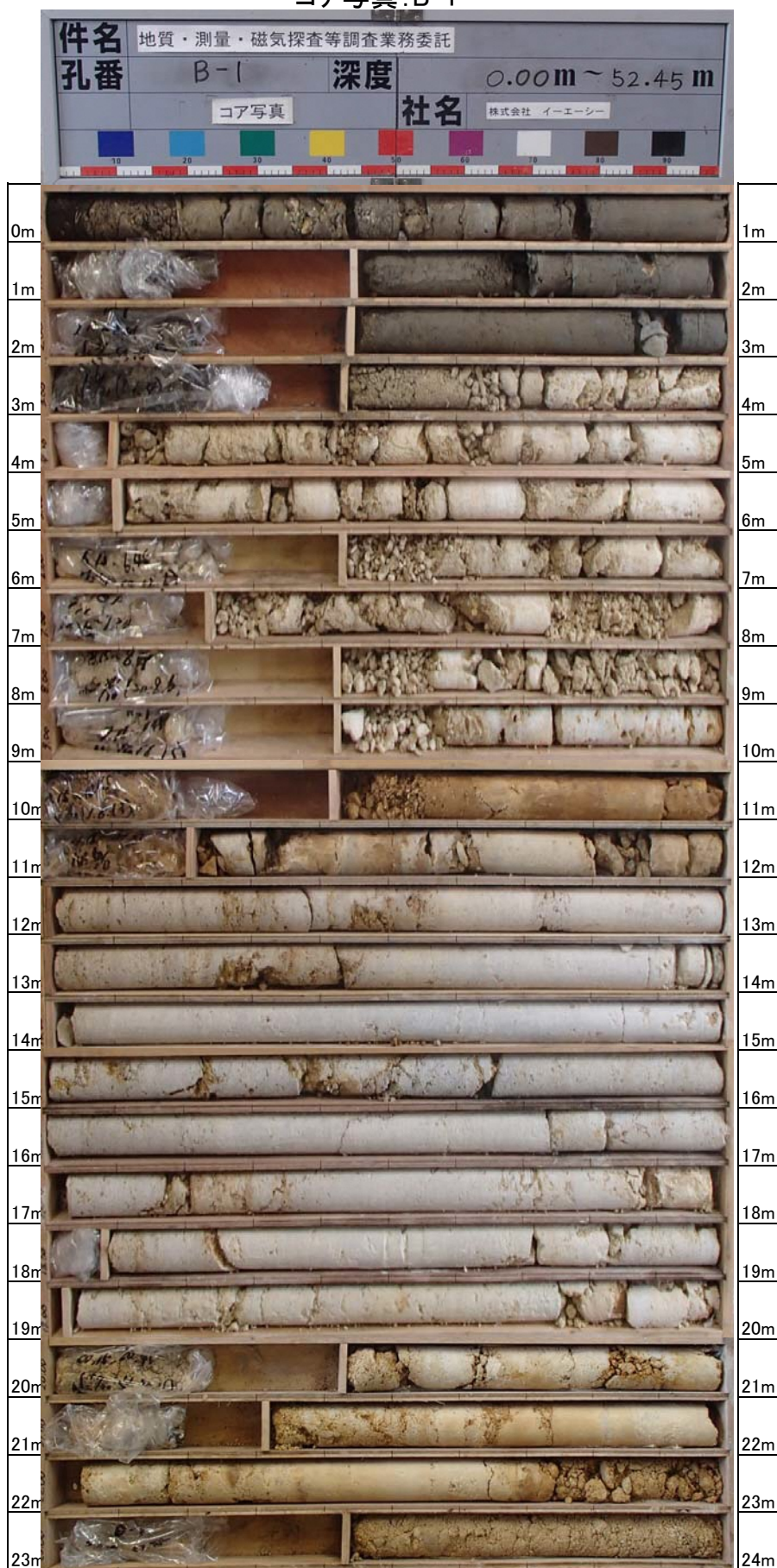
標高	層厚	深度	柱状図	土質区分	色相対密度	相対稠度	記号	孔内水位m／測定月日	標準貫入試験					原位試験		試料採取			室内試験（掘進月日）				
									深度	10cm毎の打撃回数			N値	深度	試験名および結果	深度	試料番号	採取方法					
										0	10	20											
m	m	m	m	図	分調度	度	事		m	10	20	30	cm	m		m				日			
1					埋土、礫混じり粘土	灰	埋土。 島尻粘性土主体。 石灰岩礫2～30mm程度を混入する。	6/28 1.98 ≡	1.15	4	5	5	14	14									
2			2.15										30										
3			2.45						1	3			4	4									
4	-0.81	4.05	4.05						3.15	1	1		2	2									
5					シルト暗灰～質砂礫緑灰		海浜性砂礫。 サンゴ礫や枝サンゴ礫主体。 シルト分混入。 貝殻片を混入する。 下位は海砂。		3.45	15	15		30	22									
6			4.15						9	8	5	22	22										
			5.15						3	4	4	11	11										
	-3.36	2.55	6.60						6.15	8	13	10	31	31									
7					石灰岩	褐灰	石灰岩。 RQDは 6.60m～7.00m = 62.5% 7.01m～8.00m = 84.8%		6.45	50			30	50									
8	-4.76	1.40	8.00						7.00	50			50	50									
	-5.21	0.45	8.45						7.01	1			1	50									
9									8.15	5	10	16	31	31									
10					石灰岩	乳褐	第四紀更新世琉球層群。 岩塊状。 各深度毎のRQDを下記に示す。 8.45m～9.00m = 63.6% 9.02m～10.00m = 38.7% 10.02m～11.00m = 63.6% 11.08m～12.00m = 43.4% 12.03m～13.00m = 53.6% 13.02m～14.00m = 89.7% 14.01m～15.00m = 87.8% 15.45m～16.00m = 47.2% 亀裂面は灰色呈す。		8.45	50			30	50									
11			9.00						50			50	50										
12			9.02						2			2	50										
13			10.00						50			50	50										
14			10.02						2			2	50										
15			11.00						50			50	50										
			11.08						8			8	50										
16			12.00						50			50	50										
17			12.03						3			3	50										
18			13.00						50			50	50										
19			13.02	2			2	50															
20					砂礫	乳褐	砂礫層。 礫径2～40mm程度。		14.00	50			50	50									
21			14.01						1			1	50										
22	-11.76	6.55	15.00						15.15	3	8	12	23	23									
23			15.45									30	30										
24					礫混じり粘土	淡灰	礫混じり粘土層。 高塑性粘土。 含水比は高位。		16.15	1			1	1									
25			16.45						30			30	30										
26			17.00						1	1		2	2										
27	-14.76	2.00	18.00						17.35	15	20	35	50										
28					砂礫	灰	砂礫層。 礫径2～40mm程度。		18.15	22	28		50	50									
29	-15.66	0.90	18.90						18.30	5		15	15										
30									19.15	1	1	2	4	4									
31			19.45									30	30										
32					礫混じり粘土	褐～淡褐～淡灰	礫混じり粘土層。 高塑性粘土で高含水比。 軟らかい。		20.15	1	1	1	3	3									
33			20.45						1	1	1	3	3										
34			21.15						1	1	1	3	3										
35			21.45									30	30										
36					シルト質粘土	淡灰	シルト質粘土層。 粘性土主体でシルト分混入。 高含水比で非常に軟らかい。		22.15	1			1	1									
37			22.45						30			30	30										
38	-19.76	4.10	23.00						23.15	1	1		2	2									
39									23.45	15	15		30	30									
40					シルト質砂	淡褐	シルト質砂層。 細砂分主体。 高含水比で非常に軟らかい。		24.00	0			0	0									
41			24.65						65			65	65										
42			25.15						1	1		2	2										
43			25.45						15	15		30	30										
44					礫混じり砂質シルト	淡褐～暗褐	礫混じり粘土層。 粘土分主体で礫径2～30mm程土混入。 含水比は高位。		26.15	1			1	1									
45			26.45						30			30	30										
46			27.15									30	30										
47	-24.26	2.50	27.50						27.45	15	15		30	30									
48					礫混じり砂質シルト				28.15	3	4	3	10	10									
49			28.45									30	30										
50			29.15						4	3	1	8	8										
51	-26.36	2.10	29.60						29.45			30	30										



ボーリングコア写真



コア写真: B-1





24m		25m
25m		26m
26m		27m
27m		28m
28m		29m
29m		30m
30m		31m
31m		32m
32m		33m
33m		34m
34m		35m
35m		36m
36m		37m
37m		38m
38m		39m
39m		40m
40m		41m
41m		42m
42m		43m
43m		44m
44m		45m
45m		46m
46m		47m
47m		48m
48m		49m
49m		50m
50m		51m
51m		52m
52m		53m



コア写真:B-2







## コア写真: B-3







コア写真:B-4







コア写真:B-5









コア写真:B-6



26m			27m
27m			28m
28m	試料落下		29m
29m	試料落下		30m
30m	試料落下		31m
31m	試料落下		32m
32m	試料落下		33m
33m	試料落下		34m
34m	試料落下		35m
35m			36m
36m			37m
37m	試料落下		38m
38m			39m
39m			40m
40m			41m
41m			42m
42m	試料落下 42.15-45		43m
43m			44m
44m			45m
45m			46m
46m			47m
47m			48m
48m			49m
49m			50m
50m			51m
51m			52m
52m			53m
53m			54m
54m			55m



コア写真:B-7



26m			27m
27m			28m
28m			29m
29m			30m
30m			31m
31m			32m
32m			33m
33m			34m
34m			35m
35m			36m
36m			37m
37m			38m
38m			39m
39m			40m
40m			41m
41m			42m
42m			43m
43m			44m
44m			45m
45m			46m
46m			47m
47m			48m
48m			49m
49m			50m
50m			51m
51m			52m
52m			53m
53m			54m
54m			55m