

新八丈町クリーンセンター
地質調査業務委託

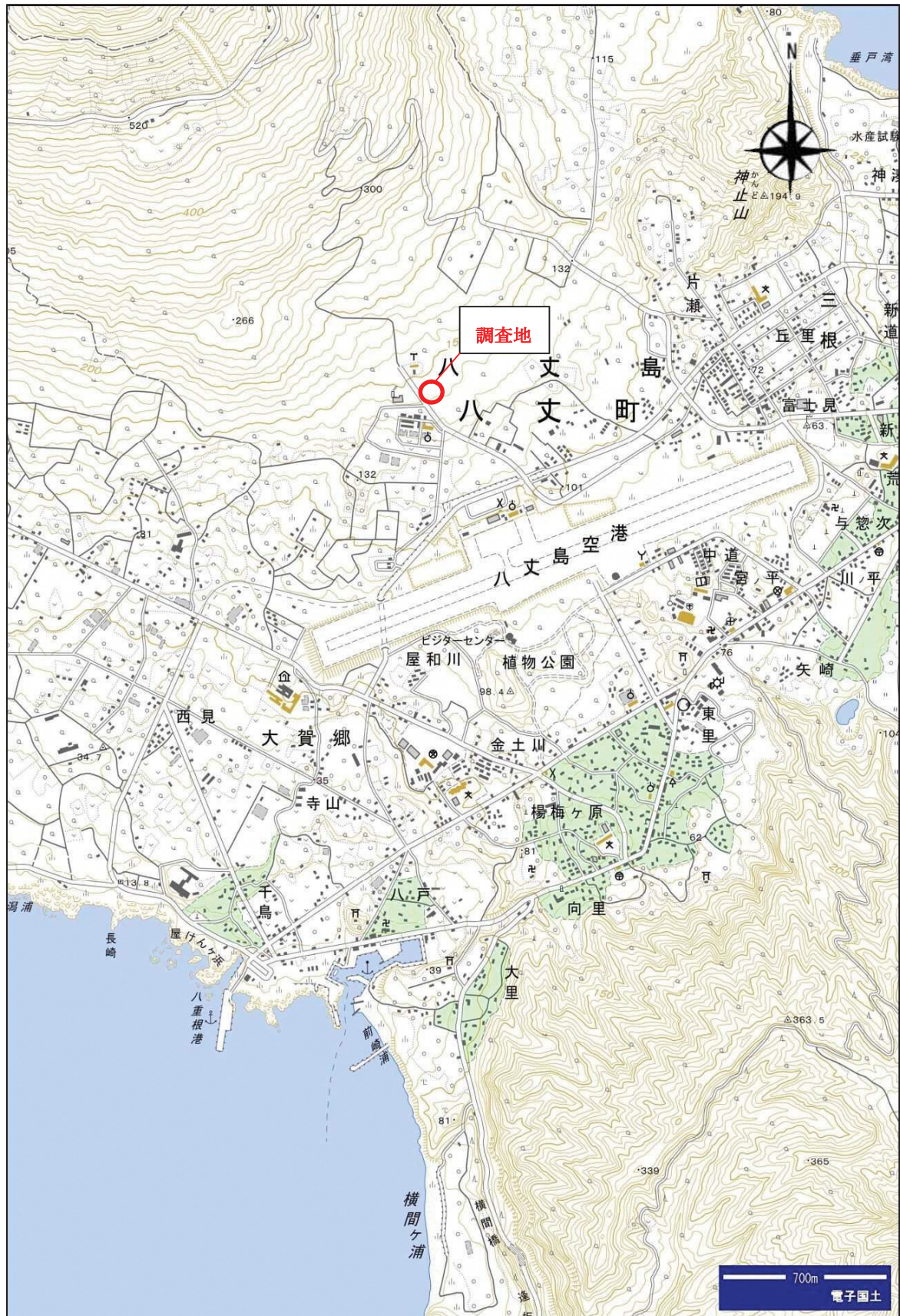
報 告 書

平成30年6月

東京都 八 丈 町



調査地案内図 (縮尺 1 : 25000)



目 次

調査地案内図

| | |
|------------------------|----|
| § 1. 調査概要..... | 1 |
| § 2. 調査方法..... | 5 |
| 2-1 機械ボーリング..... | 5 |
| 2-2 標準貫入試験..... | 6 |
| 2-3 土質試験..... | 7 |
| 2-4 岩石試験..... | 7 |
| § 3. 地形・地質概要..... | 8 |
| 3-1 八丈島の地形概要..... | 8 |
| 3-2 八丈島の地質概要..... | 11 |
| § 4. 調査結果・まとめ..... | 12 |
| 4-1 ボーリング調査結果..... | 12 |
| 4-2 土質試験結果..... | 16 |
| 4-3 岩石試験結果..... | 17 |
| § 5. 設計用土質定数の設定..... | 23 |
| § 6. 地盤の支持力について..... | 29 |
| 6-1 地盤の長期許容支持力の算定..... | 29 |
| 6-2 基礎形式について..... | 31 |
| § 7. 設計・施工上の留意点..... | 35 |

巻末資料

- 地質調査位置図
- ボーリング柱状図
- 地層想定断面図
- 調査記録写真
- 参考資料
- 電子データ（CD—R）
- 土質標本（別添）

§ 1. 調査概要

調査概要は以下のとおり。


- 1) 業 務 名：新八丈町クリーンセンター地質調査業務委託
- 2) 業務場所：東京都八丈島八丈町大賀郷地内
- 3) 委託期間：着 手 日 平成 2 9 年 1 1 月 1 日
 履行期限 平成 3 0 年 6 月 3 0 日
- 4) 調査目的：本業務は、新八丈町クリーンセンターの建設に伴い、今後の設計・施工に必要な地盤情報を得ることを目的とした。
- 5) 調査内容：・機械ボーリング 3 か所-----延べ 37m
 ・標準貫入試験 -----延べ 37 回
 ・室内岩石試験-----1 式
 ・解析等調査業務-----1 式
 表 1.1 に実施数量表を示す。
- 6) 発 注 者：東京都 八丈町
 東京都八丈島八丈町大賀郷 2345 番地 1
 TEL：04996－2－1123
- 7) 受 注 者：
- 8) 適用基準書：本業務の特記仕様書のほか、以下の基準書等を使用した。
 「地盤材料試験の方法と解説」 地盤工学会 H21. 11
 「地盤調査の方法と解説」 地盤工学会 H25. 3
 「設計用地盤定数の決め方 -岩盤編-」 地盤工学会 H19. 7
 「設計用地盤定数の決め方 -土質編-」 地盤工学会 H19. 12

表 1.1 実施数量表 (1)

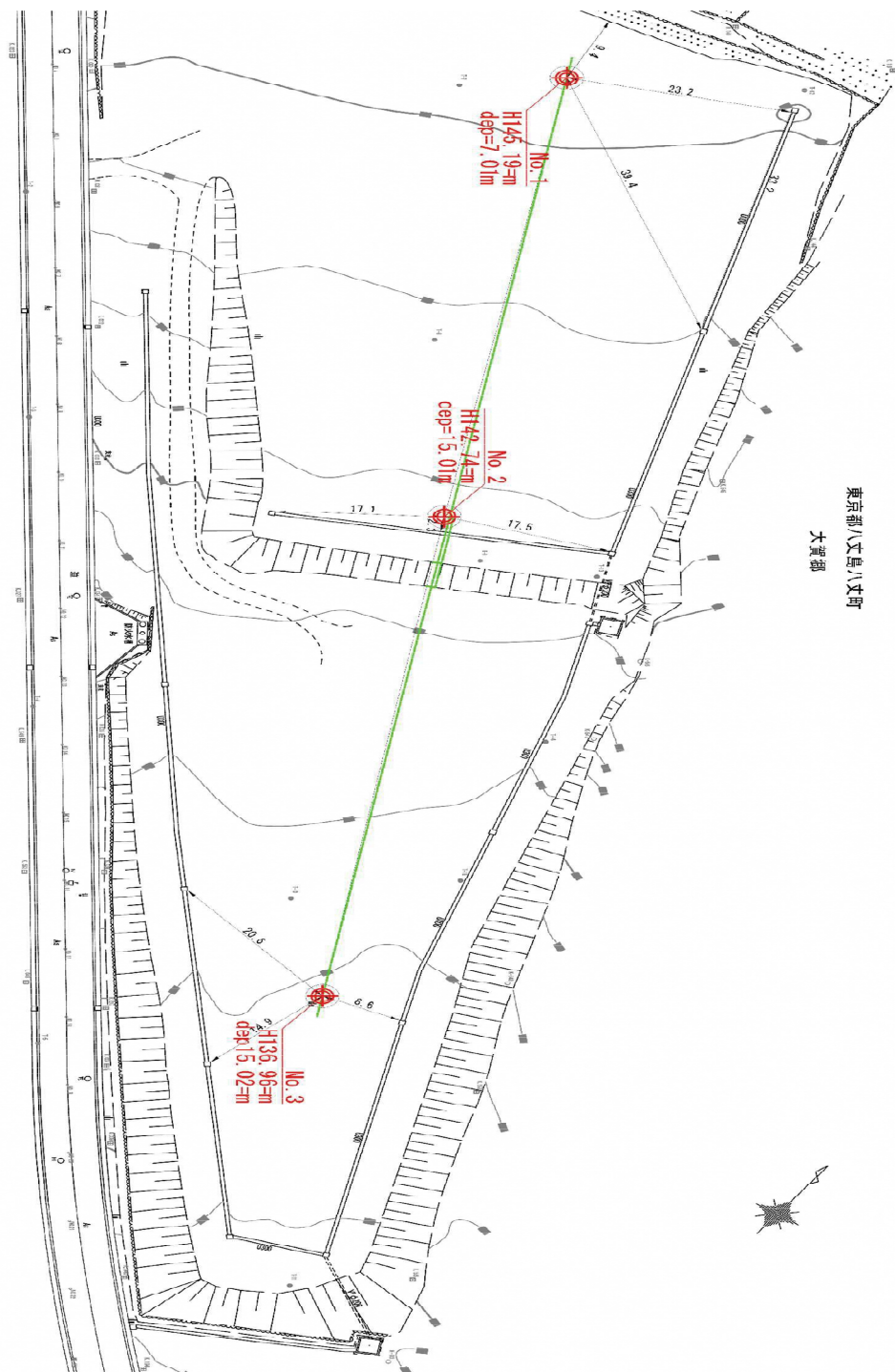
| 項 目 | | | 単位 | 計画 数量 | 実施 | | | | 増減 |
|-----------------|-------------------------|------------|----|----------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | | | | No. 1 | No. 2 | No. 3 | 合計 | |
| 機械 ボー リング | φ66 | 砂・砂質土 | m | 9 | 0.2 | 3.5 | 4.6 | 8.3 | -0.70 |
| | | 礫混じり土砂 | m | 12 | 2.2 | 6.95 | 5.7 | 14.85 | 2.85 |
| | | 粘性土・シルト | m | 9 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | -9.00 |
| | | 軟 岩 | m | 15 | 4.60 | 4.55 | 4.7 | 13.85 | -1.15 |
| | | 合 計 | m | 45 | 7.00 | 15.00 | 15.00 | 37.00 | -8.00 |
| シンウォールサンプリング | | | 本 | 3 | 0 | 0 | 0 | 0 | -3 |
| 標準 貫入 試験 | 砂・砂質土 | | 回 | 9 | 0 | 3 | 4 | 7 | -2 |
| | 礫混じり土砂 | | 回 | 12 | 2 | 7 | 6 | 15 | 3 |
| | 粘性土・シルト | | 回 | 9 | 0 | 0 | 0 | 0 | -9 |
| | 軟 岩 | | 回 | 15 | 5 | 5 | 5 | 15 | 0 |
| | 合 計 | | 回 | 45 | 7 | 15 | 15 | 37 | -8 |
| 室内土質試験 | 物理 試験 | 土粒子の密度試験 | 試料 | 3 | 0 | 1 | 1 | 2 | -1 |
| | | 土の含水比試験 | 試料 | 3 | 0 | 1 | 1 | 2 | -1 |
| | | 土の粒度試験 | 試料 | 3 | 0 | 1 | 1 | 2 | -1 |
| | | 土の液性限界試験 | 試料 | 3 | 0 | 0 | 0 | 0 | -3 |
| | | 土の塑性限界試験 | 試料 | 3 | 0 | 0 | 0 | 0 | -3 |
| | | 土の湿潤密度試験 | 試料 | 3 | 0 | 0 | 0 | 0 | -3 |
| | | 土粒子の密度試験 | 試料 | 3 | 0 | 0 | 0 | 0 | -3 |
| | 力学 試験 | 土の一軸圧縮試験 | 試料 | 3 | 0 | 0 | 0 | 0 | -3 |
| | | 三軸圧縮試験(UU) | 試料 | 3 | 0 | 0 | 0 | 0 | -3 |
| 室内岩石試験 | 岩石の一軸圧縮試験 | | 試料 | 3 | 1 | 1 | 1 | 3 | 0 |
| | 圧裂による岩石の 引っ張り強さ試験 | | 試料 | 3 | 1 | 1 | 1 | 3 | 0 |
| | パレス透過法による 岩石の超音波速度測定 | | 試料 | 3 | 1 | 1 | 1 | 3 | 0 |
| | 岩石の密度試験 | | 試料 | 3 | 1 | 1 | 1 | 3 | 0 |

※土質区分は、土質柱状図の礫混り砂は「砂・砂質土」、スコリアは「礫混り土砂」、溶岩は「軟岩」に分類した

表 1.2 実施数量表（2）

| 項 目 | | | 単位 | 数 量 | | |
|--------------|---------------------|------------|----|-----|-------|-------|
| | | | | 計画 | 第一回変更 | 実施 |
| 機械ボーリング | φ66 | 砂・砂質土 | m | 9 | 8.3 | 8.3 |
| | | 礫混じり土砂 | m | 12 | 14.85 | 14.85 |
| | | 粘性土・シルト | m | 9 | 0.0 | 0.0 |
| | | 軟 岩 | m | 15 | 13.85 | 13.85 |
| | | 合 計 | m | 45 | 37.00 | 37.00 |
| シンウォールサンプリング | | | 本 | 3 | 0 | 0 |
| 標準貫入試験 | 砂・砂質土 | | 回 | 9 | 7 | 7 |
| | 礫混じり土砂 | | 回 | 12 | 15 | 15 |
| | 粘性土・シルト | | 回 | 9 | 0 | 0 |
| | 軟 岩 | | 回 | 15 | 15 | 15 |
| | 合 計 | | 回 | 45 | 37 | 37 |
| 室内土質試験 | 物理試験 | 土粒子の密度試験 | 試料 | 3 | 2 | 2 |
| | | 土の含水比試験 | 試料 | 3 | 2 | 2 |
| | | 土の粒度試験 | 試料 | 3 | 2 | 2 |
| | | 土の液性限界試験 | 試料 | 3 | 0 | 0 |
| | | 土の塑性限界試験 | 試料 | 3 | 0 | 0 |
| | | 土の湿潤密度試験 | 試料 | 3 | 0 | 0 |
| | | 土粒子の密度試験 | 試料 | 3 | 0 | 0 |
| | 力学試験 | 土の一軸圧縮試験 | 試料 | 3 | 0 | 0 |
| | | 三軸圧縮試験(UU) | 試料 | 3 | 0 | 0 |
| 室内岩石試験 | 岩石の一軸圧縮試験 | | 試料 | 3 | 3 | 3 |
| | 圧裂による岩石の引っぱり強さ試験 | | 試料 | 3 | 3 | 3 |
| | パレス透過法による岩石の超音波速度測定 | | 試料 | 3 | 3 | 3 |
| | 岩石の密度試験 | | 試料 | 3 | 3 | 3 |

調査地点位置図（縮小版）



§ 2. 調査方法

2-1 機械ボーリング

機械ボーリングは、ロータリーオイルフィード型試錐機を使用した。

掘削においては後述する標準貫入試験の際、得られた試料を基準に掘削時に用いる循環水の給水圧、スライム、掘削音及び各種計器の反応などにより地層判定を行った。なお、地下水位が確認されるまでは原則として無水堀りとするが、土質により無水堀りが困難な場合は送水を行った。また、掘削時には孔壁の崩壊を防止するためにケーシングパイプを挿入して孔壁を保護しながら掘削した。これらの結果は標準貫入試験結果と併せて「土質柱状図」にまとめた。

ボーリング装置一般図を図 2.1 に示す。

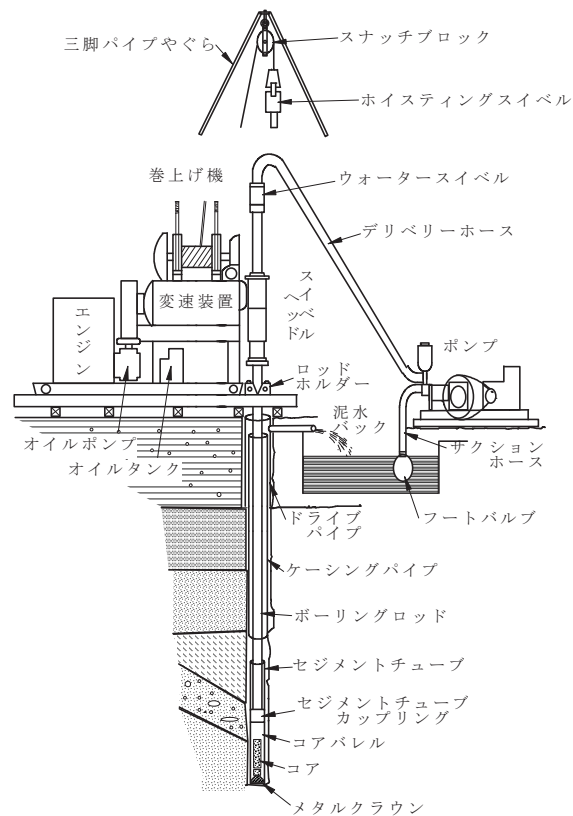


図 2.1 ボーリング装置一般図

2-2 標準貫入試験

標準貫入試験は、JIS A 1219 の規格に基づき、土の硬軟や締り具合の相対的な指標となるN値の判定や肉眼判別による土質分類を行うための試料を得るために原則1 m毎に実施した。

試験方法は、図 2.2 に示すように、試験深度まで掘削した後ハンマー(0.625KN)を76±1 cmの高さから自由落下させ、貫入試験用のサンプラーを土中に30 cm打ち込む打撃回数N値を測定した。

なお試験は60回の打撃回数で貫入量が30 cmに達しない場合には、60回打撃に対する貫入量を記録した。試験後、直ちにサンプラーで採取された試料の観察を行い、土質・地層の判断を行い、所定のビン、箱に収め土質標本とした。

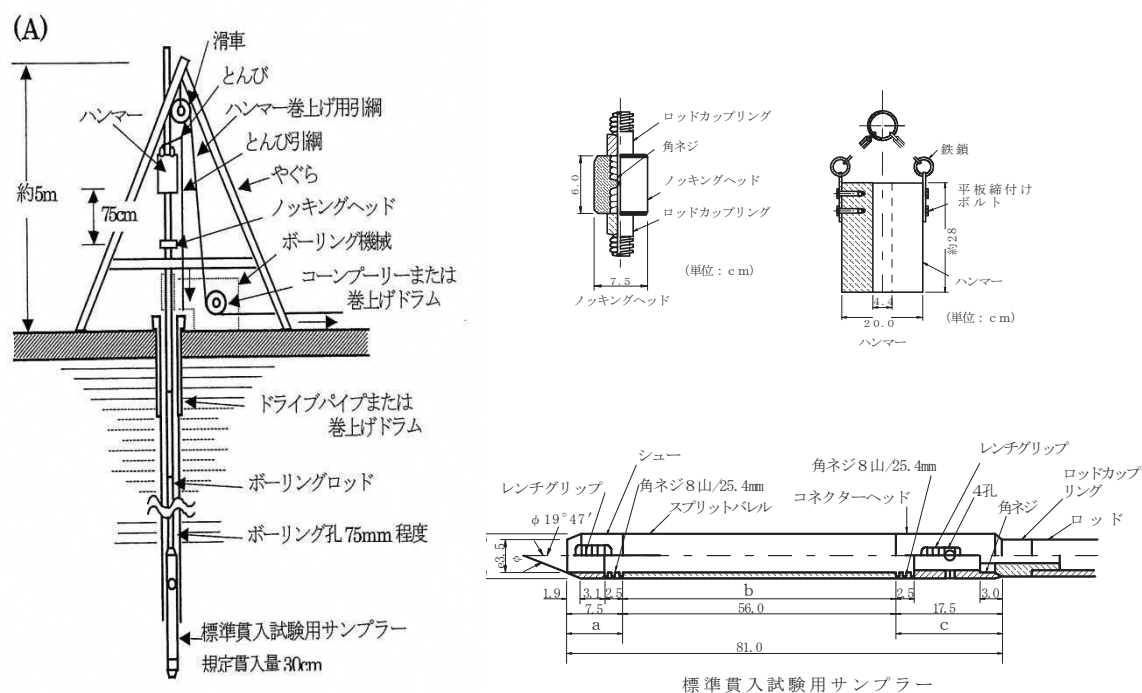


図 2.2 標準貫入試験装置一般図

2-3 土質試験

標準貫入試験時に採取された試料を用いて、下記に示す土質試験を実施した。

表 2.3.1 土質試験項目・試験名・企画・基準

| No | 試験項目・試験名 | 試験規格 | 備考 |
|----|----------|------------|----|
| 1 | 土粒子の密度試験 | JIS A 1202 | |
| 2 | 土の含水比試験 | JIS A 1203 | |
| 3 | 土の粒度試験 | JIS A 1204 | |

JIS：日本工業規格

2-4 岩石試験

ボーリング掘削時に採取された溶岩のコア試料を用いて、下記に示す岩石試験を実施した。

表 2.4.1 岩石試験項目・試験名、規格・基準

| N o | 試験項目・試験名 | 試験規格 | 備考 |
|-----|---------------------|----------|----|
| 1 | 岩石の一軸圧縮試験 | JGS 2521 | |
| 2 | 圧裂による岩石の引っ張り強さ試験 | JGS 2551 | |
| 3 | パルス透過法による岩石の超音波速度試験 | JGS 2110 | |
| 4 | 岩石の密度試験 | JGS 2132 | |

JGS：地盤工学会基準

§ 3. 地形・地質概要

伊豆七島の一つである八丈島は、伊豆七島最南端、東京の南方約 300km、北緯 $33^{\circ} 03'$ ～ $33^{\circ} 09'$ 、東経 $139^{\circ} 44'$ ～ $139^{\circ} 52'$ に位置する最大幅 8km、北西～南東方向 14km の繭型の細長い火山島である。

3-1 八丈島の地形概要

八丈島は、水深 400m に基底をもつ直径 30km の海底のドーム状地形の上に形成されている。島の南東部に東山火山(三原山 701m)、北西部に西山火山(八丈富士 854m)があり、後者は伊豆七島中でいちばん高い山である。

図 3.1.1 八丈島の地形と地質のとおり、本調査地は西山火山の南側に位置し、周囲には小型の火口（スコリア丘）及びカルデラ地形が形成されている。

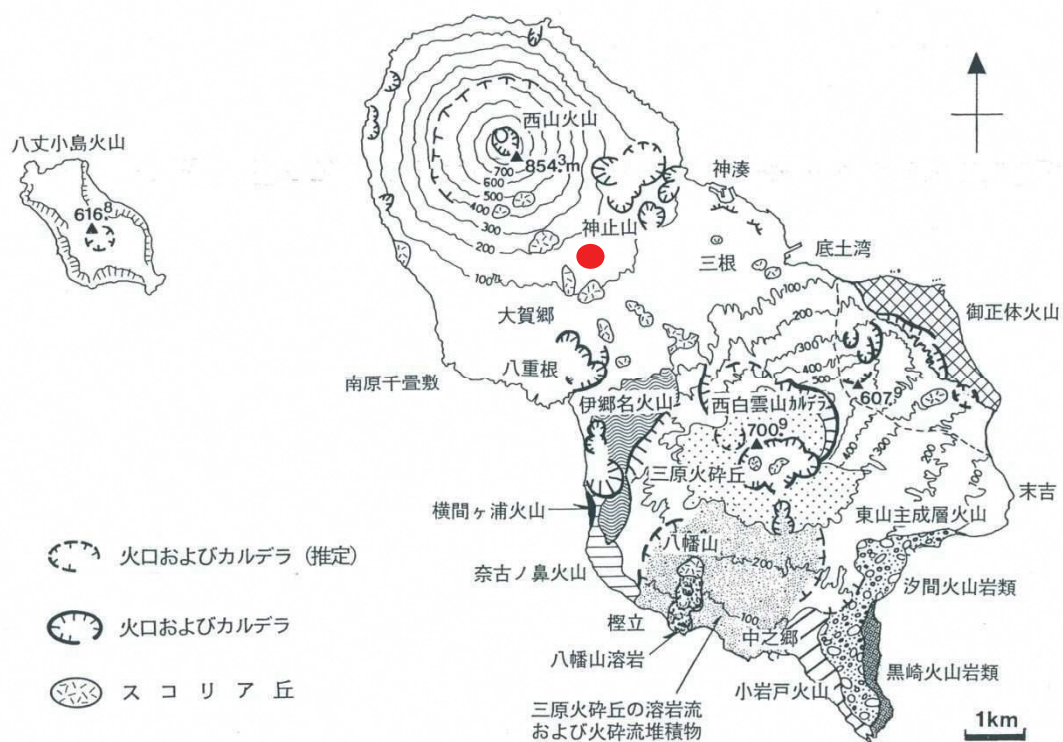


図 3.1.1 八丈島の地形と地質

図 3.1.1 八丈島の地形区分及び図 3.1.2 八丈島の形成史によると、この地域は東山火山の活動が衰退していくなか、約 1 万年前に西山火山の活動が活発化し、約 2500 年前に現在の成層火山に成長したと考えられている。これらの度重なる激しい活動の繰り返しにより火山噴出物や玄武岩質溶岩流が幾重にも重なり、西山火山の南から南東側には起伏の穏やかな山麓低地を形成して現在、八丈島の人口と都市機能が集中している地域となっている。

次頁に参考として、八丈島の形成史を記す。

資料—八丈島の形成史

西山火山

西山火山(八丈富士)は前述のように伊豆諸島中で最高峰の玄武岩質成層火山で、標高 550m 付近の山腹に埋没したカルデラの地形が認められるが、カルデラ形成に伴う噴出物は確認されていない。西山火山の山体は山腹におけるガリーの発達が悪い。山頂には内部を玄武岩で閉塞された直径 500m の火口(通称「大穴」)があり、その北西端には直径 200m のピットクレーター(通称「小穴」)が生じている。また、西山火山の南～南東側山麓低地に八丈島の人工と都市機能が集中する。

西山火山の山腹・山麓には、北西～南東方向に配列した側火山と、同じ方向にのびた噴火割れ目が存在する。このうち南東山麓の神止山は数個の爆裂火口をもつ火山灰丘で、斜面はガリー浸食が進んでいる。一方、南山麓の八重根周辺には少なくとも 4 個の爆裂火口が複合したタフリング群があつて、火口底に西山火山の溶岩流が流れ込んでいる。八重根漁港はこれらの爆裂火口の 1 つに建設されている。西山火山の古記録で信頼できる最新の活動記録は西暦 1605 年のものである。西山火山の活動は 1 万年前に活発化し、約 2500 年前には現在の成層火山に成長したと考えられている。

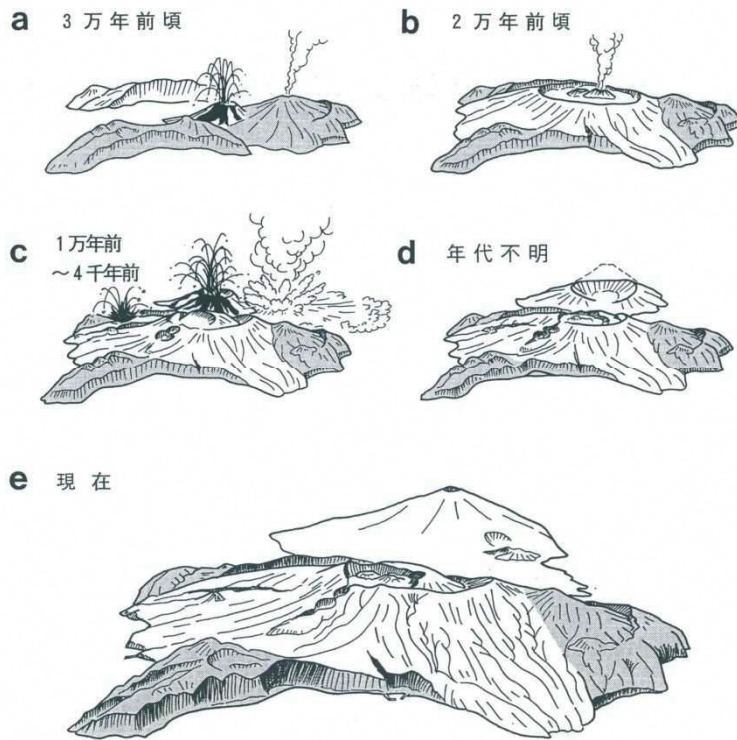
東山火山

東山火山は、西山火山とは対照的に複雑な地形をもち、岩石の組成も玄武岩から流紋岩まで多様である。

東山火山の地形的特徴は、第 1 に 7～8 個の小型成層火山が複合していること。第 2 に陥没型と山体崩壊型の両タイプのカルデラ地形が複数存在することである。東山火山のうち古期成層火山に属する横間ヶ浦火山からは 10 数万年前の年代が得られている。東山火山では、大まかに見ると、平均 2 万年程度の間隔で火山体が建設されてきたと推定され、古い火山ほど海食崖の後退が進んでいる。複雑な山体構造をもつ東山は水量の豊かな河川と地下水に恵まれ、比較的規模が大きな河川はカルデラ壁や火山体の接合部沿いに発達する傾向がある。

東山火山で最も新しい東山主成層火山は基本的には玄武岩の火山である。標高 350m 付近を境に流動性に富む玄武岩溶岩からなる緩傾斜の山麓と、アグルチネートやスコリアからなる急傾斜の山体上部とが地形的対象をなしている。中央部の西白雲山カルデラの内部は直径約 2km の火砕丘(三原山)で占められ、この山頂部には花卉状の複合火口が認められる。

東山主成層火山は 4～5 万年前に玄武岩質マグマの流出を主とする活動を開始したと考えられる。その後デイサイト質軽石を噴出する激しい噴火活動に移行した。その後も東山主成層火山の南部は山体の一部が失われ、後に三原山の成長に伴う噴出物に埋め立てられた。西山火山の活動が活発化した約 1 万年前から活動が衰退し、もっぱら側噴火のみとなり、4000 年前以降は目立った活動をしていない。図 3.1.2 八丈島の形成史を示す。



a : 東山主成層火山（南東側山体）の活動開始, b : 東山主成層火山のカルデラ形成, c : 東山主成層火山の間欠的な側噴火, 西山火山の成長とマグマ水蒸気爆発, d : 西山火山のカルデラ形成, e : 現在.

図 3.1.2 八丈島の形成史

出典 : 「日本の地形 4 関東・伊豆小笠原」(東京大学出版会)

3-2 八丈島の地質概要

八丈島の火山の基盤は、伊豆七島の湯ヶ島層群に類似した第三紀の火山岩であると推定されている。

西山火山は玄武岩の成層火山で、透水性がよい玄武岩溶岩とスコリアからなる。

図 3.2.1 に八丈島の地質図を示した。この地質図によると、調査地周辺は西山火山の主成層火山による玄武岩質溶岩や火山噴出物（スコリアなど）が分布している。

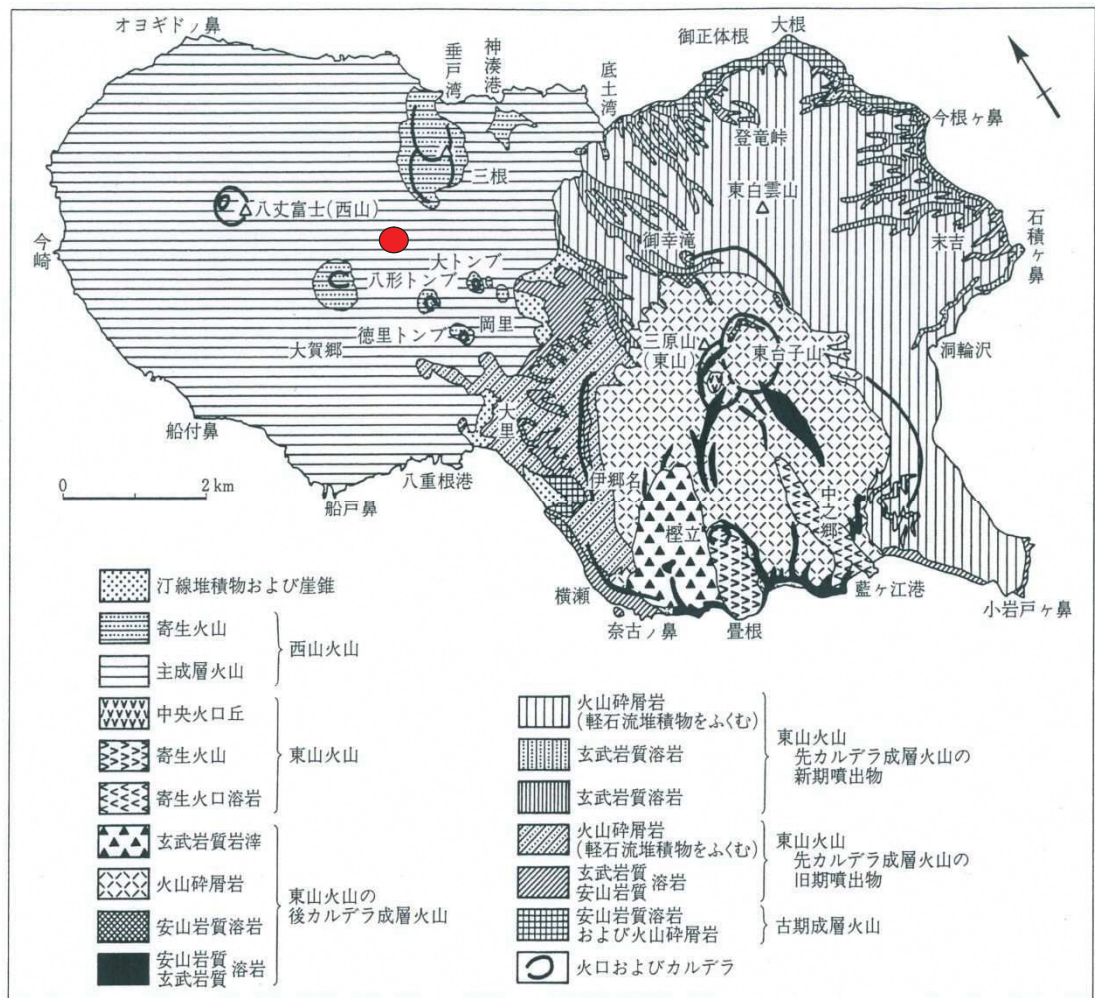


図 3.2.1 八丈島の地質図 「日本の地質 3 関東地方」(共立出版)

§ 4. 調査結果・まとめ

調査は、新八丈町クリーンセンター建設の設計・施工に必要な地盤情報を得るため実施した。機械ボーリングで地盤状況（地層状況）を把握し、地盤の硬軟を明らかにするため標準貫入試験及び室内試験を行った。これらの結果は巻末にボーリング柱状図及び岩石試験結果として巻末に収録した。

4-1 ボーリング調査結果

本調査地は、山麓の傾斜地を造成した敷地と思われる。地表面下は人工的な盛土層があり、以下溶岩やスコリアが堆積分布していた。

表 4.1.1 に地層層序表を示す。また、層毎の N 値をまとめたヒストグラムを図 4.1.1 に示す。

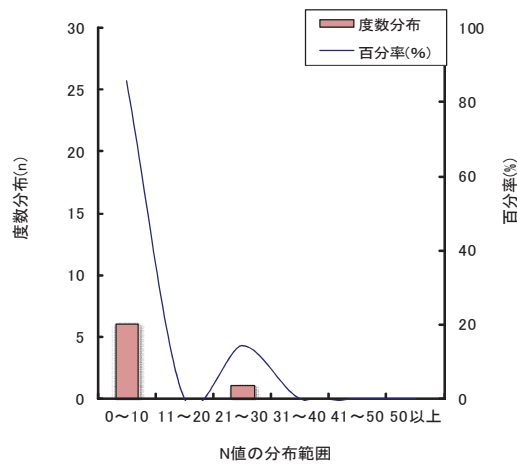
表 4.1.1 調査地の地質層序表

| 地質時代 | | 地層名 | 記号 | N値 (平均) | 層厚 (m) | 記事 |
|------------|-------------|---------|---------|---------------|-----------------|--|
| 新生代 第四紀 | 完新世 ～更新世 | 盛 土 | B | 5～24 (9) | 0.2～4.6 | 礫混り砂主体、細砂～中砂混る。 シルト混る部分あり。不均質。所 処、角礫、亜角礫混入。場所によ りコンクリートガラ混る。 |
| | | 溶 岩 I | L v 1 | 300 (300) | 2.2～3.1 | 玄武岩質。短柱状・棒状コア採取。 コア肌粗く、発泡跡多くあり。最 上部、岩片状呈する所あり。 |
| | | スコリア I | S c o 1 | 10～50 (24) | 2.2～2.7 | 粒子不均一。含水・粘性少なく、 φ2～20 mmの角礫～亜角礫主体、 細砂～中砂まじる。場所により、 溶岩礫（φ60 mm）混る。 |
| | | 溶 岩 II | L v 2 | 300 (300) | 0.8～1.6 | 玄武岩質。岩片、岩礫状、短柱状 でコア採取。コア肌粗く、発泡跡 多い。 |
| | | スコリア II | S c o 2 | 4～17 (9) | 3.0～4.4 | φ2～20 mmの角礫～亜角礫主体。 細砂～中砂～粗砂混る。下部で溶 岩礫混じる。 |
| | | 溶 岩 III | L v 3 | 300 (300) | 1.1 ～ 1.6 以上 | 玄武岩質。岩礫・岩片状、短柱状 でコア採取。5～17 c mコア長 |

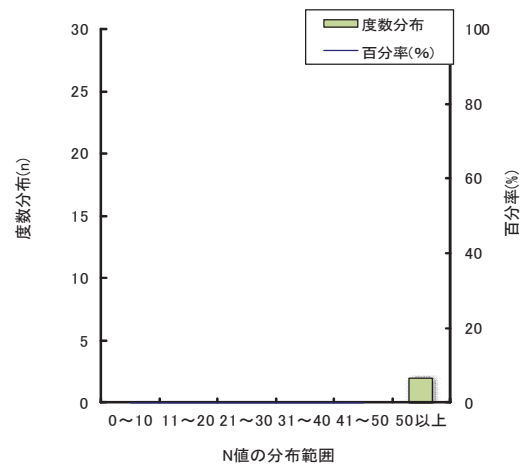
※B 層、Sco1 層、Sco2 層では、礫・岩片に当たり過大な N 値が出ていると想定される。

そのため、過大値と判断した数値は統計から除いている。

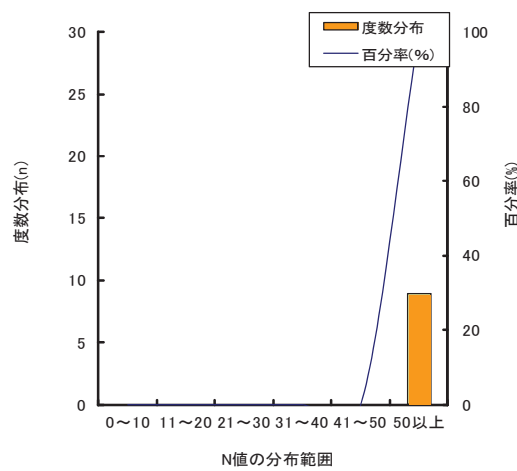
※溶岩の換算 N 値の最大は 300 とした。



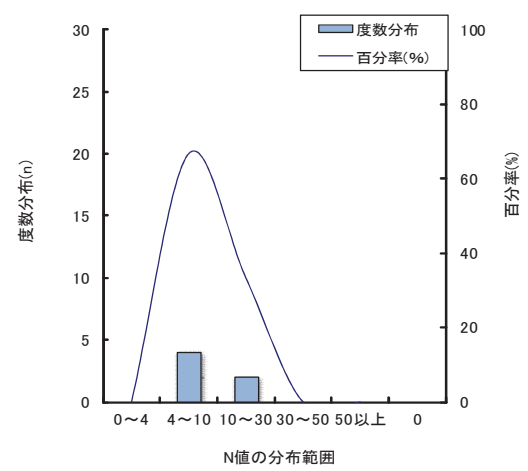
盛土 (B 層)



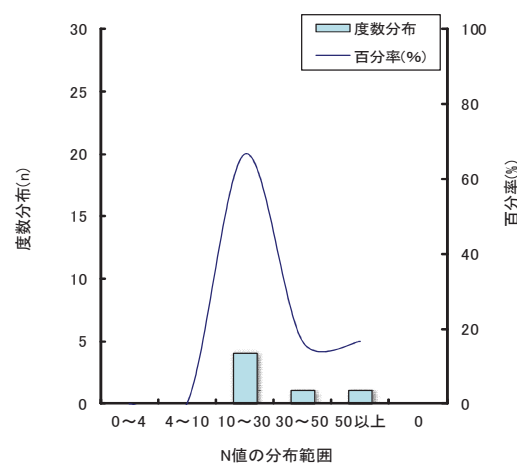
溶岩 (Lv2 層)



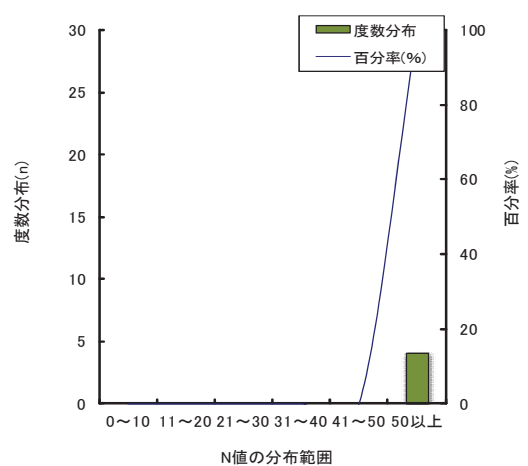
溶岩 (Lv1 層)



スコア (Sco2 層)



スコア (Sco1 層)



溶岩 (Lv3 層)

図 4.1.1 地層毎の N 値のヒストグラムと統計

次に各地層の説明を行う。

●盛土：B（層厚 0.2～4.6m）

暗灰～茶褐色を呈する盛土で不均質な、礫混じり砂主体である。混入する角礫～亜角礫の径は 2～30mm 程度（最大 70 mm）である。全体にシルトが混じる。場所により、植物根、コンクリートガラが混入している。

N 値は 5～24（平均 9）のややルーズな値であった。

●溶岩Ⅰ：Lv 1（層厚 2.2～3.1m）

地表面に一番近く分布する玄武岩質溶岩である。コアは暗灰色を示し、短柱状・棒状で採取される。コアの長さ 4～8 c m（最大 42 c m）程度である。コア肌は粗く、発泡跡の穴が多く見られる。上部の層の変わり目付近でコアは、 ϕ 50～80 mm の岩片状を示す所もある。

N 値は換算値ですべて 300 以上の非常に堅硬・極密な値であった。

●スコリアⅠ：Sco1（層厚 2.2～2.7m）

暗灰～暗朱～茶褐色を示すスコリアである。粒子不均一で、含水、粘性少ない。 ϕ 2～30 mm のスコリア礫（角礫・亜角礫）主体で、細砂～中砂～粗砂混る。所により、 ϕ 60 mm 位の溶岩礫混じる。

N 値は 10～50（平均 24）の中位～やや密な値を示した。

●溶岩Ⅱ：Lv 2（層厚 0.8～1.6m）

地表から数えて 2 番目の玄武岩質溶岩である。コアは暗灰色が主体であるが、所どころ赤紫を帯びる。全体に短柱状～棒状コアが採取され、コア長さは 4～5 c m 程度である。また、コア肌は粗く発泡跡が多く見られる。所により、溶岩礫（ ϕ 60～100 mm）が主体になる。

N 値は換算値ですべて 300 以上の堅硬・極密な値であった。

●スコリアⅡ：Sco2（層厚 3.0～4.4m）

暗灰～暗朱色を示すスコリアである。粒子不均一で、 ϕ 2～20 mm のスコリア礫（亜角礫～角礫）が主体で、細砂～中砂～粗砂が混る。下部で ϕ 30～40 mm の溶岩礫が混る。

N 値は 4～17（平均 9）のややルーズから中位な値を示した。

●溶岩Ⅲ：Lv3（層厚 1.1～1.6m 以上）

No. 2、3 地点の最下部で確認された玄武岩質溶岩である。

コアは暗灰色を示し、採取された短柱状・棒状コアは 5～17 c m 程度であった。No. 2 地点では ϕ 70～120 mm の岩礫片が採取された。

N 値は換算値ですべて 300 以上の堅硬・極密な値を示した。

ボーリング結果より、地層想定断面図を作成した。下図に縮小版を示す。
 なお、溶岩層については想定断面図上では連続層として表現しているが、実際には不連続となっている可能性があることを留意する必要がある。
 なお、地下水については本調査における深度内では確認できなかった。

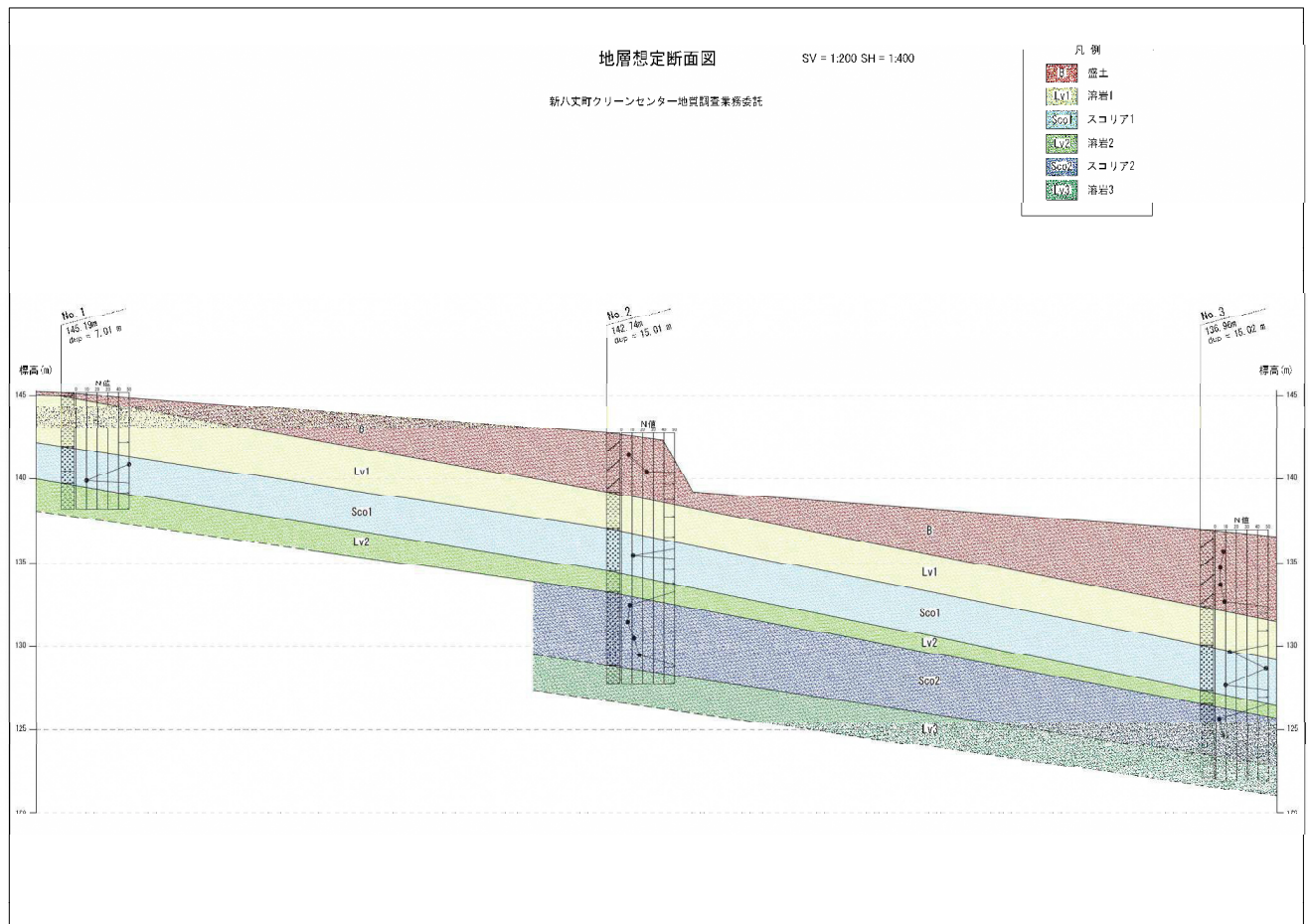


図 4.1.2 地層想定断面図（縮小版）

4-2 土質試験結果

室内土質試験(土質試験)は、盛土(礫混じり砂)にて実施した。試験結果を表 4.2.1 に示す。

表 4.2.1 土質試験結果

| 試 験 番 号 | | No. 2 | No. 3 |
|-------------|---------------------------|-----------------|-----------------|
| 試 験 深 度 (m) | | 1.15～1.45 | 2.15～2.45 |
| 試 験 地 層 | | 盛土 (B) | 盛土 (B) |
| 一 般 | 湿 潤 密 度 ρ_t g/cm^3 | — | — |
| | 乾 燥 密 度 ρ g/cm^3 | — | — |
| | 土粒子の密度 ρ_s g/cm^3 | 2.798 | 2.795 |
| | 自然含水比 W_n % | 19.1 | 22.6 |
| | 間 隙 比 e | — | — |
| | 飽 和 度 S_r % | — | — |
| 粒 度 | 石 分 (75mm 以上) % | — | — |
| | 礫 分 (2～75mm) % | 48.6 | 45.0 |
| | 砂 分 (0.075～2mm) % | 43.8 | 48.7 |
| | シルト分 (0.005～0.075mm) % | 7.6 | 6.3 |
| | 粒土分 (0.005mm 未満) % | | |
| | 最 大 粒 径 mm | 26.5 | 26.5 |
| | 均 等 係 数 U_c | 28.25 | 20.19 |
| | 曲 率 係 数 U_c' | 0.83 | 1.21 |
| 分 類 | 地 盤 材 料 の 分 類 名 | 火山灰質土ま じり砂質礫 | 火山灰質土ま じり礫質砂 |
| | 分 類 記 号 | (GS-V) | (SG-V) |

盛土の物性は土粒子の密度 2.8、自然含水比 20%前後の砂質土及び礫質土の値で、表 4.2.2 の砂質土の一般値に対応している。

また、粒度組成では粗粒分(礫+砂)が 92～94%を占め、礫分砂分がほぼ半々であった。最大粒径は 26.5 mm であるが貫入試験用サンプラーの内径が $\phi 35$ mm になるため、それ以上の礫は採取出来ていない。ボーリング時には $\phi 70$ mm 程度の礫も確認されている。

表 4.2.2 代表的な土の物性値

| 土の種類 | 沖積粘土 | 洪積粘土 | 砂質土 | 関東ローム | 泥炭 | まさ土 | しらす |
|-------------------------------|----------|----------|---------|---------|----------|---------|---------|
| 含 水 比 w (%) | 50～80 | 30～60 | 10～30 | 80～150 | 110～1300 | 6～30 | 15～50 |
| 土粒子密度 ρ_s (g/cm^3) | 2.5～2.75 | 2.5～2.75 | 2.6～2.8 | 2.7～2.9 | 1.4～2.3 | 2.6～2.8 | 2.3～2.5 |
| 湿 潤 密 度 ρ_t (g/cm^3) | 1.5～1.8 | 1.6～2.0 | 1.6～2.0 | 1.3～1.5 | 0.8～1.3 | 1.5～2.0 | 1.0～1.7 |

※地盤調査基本と手引き, H25, (社)地盤工学会

4-3 岩石試験結果

室内土質試験(岩石試験)は、溶岩 I (Lv1) にて実施した。試験結果について下記に示す。

(1) 密度試験

岩石の密度試験は、次式で示される岩石のかさ密度 ρ (g/cm^3) を求めるものである。

$$\rho = m/V$$

ここに、 m : 供試体の質量 (g)

V : 供試体の体積 (cm^3)

今回はボーリングコアの長さと直径を測定し、体積 (V) をだして密度を求めたもので、この方法をノギス法という。

なお、密度にはそれぞれの含水状態におけるものとして、湿潤密度 (ρ_t)、乾燥密度 (ρ_d)、飽和密度 (ρ_{sat}) がある。

試験結果 : No. 1 (0.1~2.0m) $\rho_t = 2.340 \text{ g}/\text{cm}^3$

No. 2 (3.5~4.5m) $\rho_t = 2.509 \text{ g}/\text{cm}^3$

No. 3 (4.6~5.0m) $\rho_t = 2.315 \text{ g}/\text{cm}^3$

試験の結果は、表 4.3.1 に示す玄武岩の密度の一般値の範囲に入っているが、全体的に低めの数値となることから、空隙が多い傾向にあると考えられる。

表 4.3.1 日本の岩石の乾燥密度例

| 岩石名 | | 個数 | 密度 (g/cm^3) | 平均密度 (g/cm^3) |
|------------|-------|----|----------------------------------|------------------------------------|
| 大分類 | 小分類 | | | |
| 堆積岩 | 砂岩 | 4 | 2.5~2.7 | 2.6 |
| | 泥岩 | 6 | 2.2~2.6 | 2.4 |
| | 粘板岩 | 6 | 2.4~2.8 | 2.6 |
| 火山性 堆積岩 | 凝灰岩 | 8 | 1.9~2.5 | 2.3 |
| | 凝灰角礫岩 | 4 | 1.5~2.4 | 1.9 |
| 深成岩 | 花こう岩 | 26 | 2.4~2.8 | 2.6 |
| | 閃緑岩 | 2 | 2.4~2.5 | 2.5 |
| | 斑れい岩 | 13 | 2.4~2.9 | 2.8 |
| 半深成岩 | ひん岩 | 5 | 2.3~2.8 | 2.7 |
| | 石英斑岩 | 4 | 2.6~2.7 | 2.7 |
| 火山岩 | 流紋岩 | 4 | 2.3~2.6 | 2.6 |
| | 安山岩 | 48 | 1.5~2.7 | 2.3 |
| | 玄武岩 | 33 | 2.3~3.0 | 2.9 |
| | 輝緑岩 | 32 | 2.0~3.0 | 2.8 |

※ 地盤材料試験の方法と解説 P. 190

(2) 岩石の超音波速度測定

超音波パルス透過法（超音波パルスを試料端から発信し他端で受信する方法）の測定より、超音波（P波、S波）速度は試料透過時間から算出した速度である。

試験結果（Vp:P波、Vs:S波）は次の通りである。

No. 1 (0.5~2.0m) : Vp=3.365 km/s 、 Vs=1.580 km/s

No. 2 (3.4~5.4m) : Vp=2.227 km/s 、 Vs=1.286 km/s

No. 3 (4.6~5.0m) : Vp=2.449 km/s 、 Vs=1.371 km/s

試験値を図 4.3.1、図 4.3.2 の玄武岩のサンプル（コア）試料の一般値と比べると、P波、S波それぞれ頻度がやや低い部分にあたっている。潜在的な亀裂や空隙等の存在が予想される。

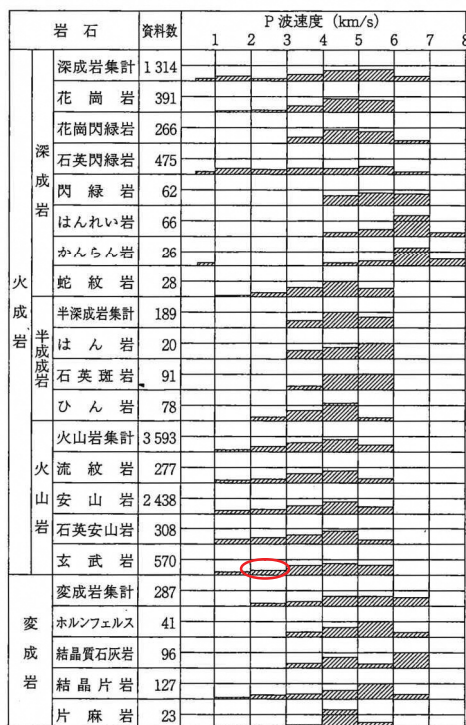


図-3.12.4 各種岩石のP波速度に関する既往データの分布（主にサンプルによる）（物理探査学会¹⁾）

図 4.3.1 岩種別の P 波速度分布

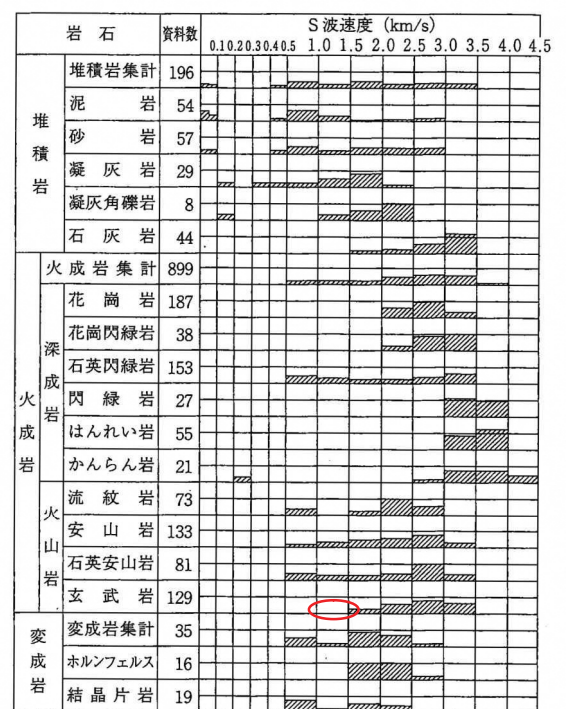


図-3.12.5 各種岩石のS波速度に関する既往データの分布（主にサンプルによる）（物理探査学会¹⁾）

図 4.3.2 岩種別の S 波速度分布

※地盤材料試験の方法と解説, (社)地盤工学会

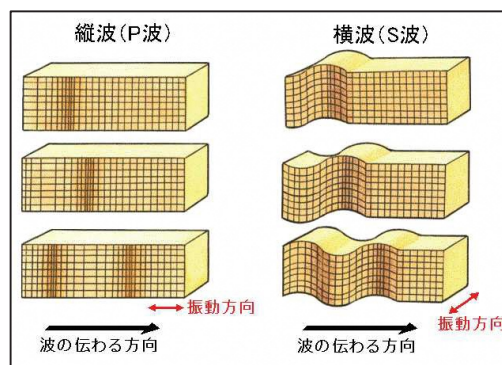


図 4.3.3 P 波・S 波のイメージ図

(3) 岩のせん断強度（岩の一軸圧縮試験、岩の引張り強度試験）

岩の強度は一般には土質と同じように下式に示すモール・クーロンの破壊基準の考え方で表すことが出来る。

$$\tau_s = C + \sigma \tan \phi$$

τ_s : 岩のせん断強度 (kN/m²)

c : 岩の粘着力 (kN/m²)

σ : 破壊面に作用する垂直応力 (kN/m²)

ϕ : 岩の内部摩擦角 (度)

ここに、岩のせん断強度は岩の風化・亀裂などの問題を考慮すると、本来は原位置における直接せん断試験、平板載荷試験等による方法が最も望ましい。しかし、基礎の規模や岩盤の状況、経済性などを考慮すると設計段階で実施することはかなり困難である。そのため、本調査では、室内試験からせん断強度を設定した。

せん断強度を確認する室内試験としては三軸圧縮試験、一面せん断試験及び一軸引張試験（圧裂試験）などがある。今回は、一軸圧縮試験及び引張強度試験結果から次の方法で岩の粘着力と内部摩擦角を推定した。

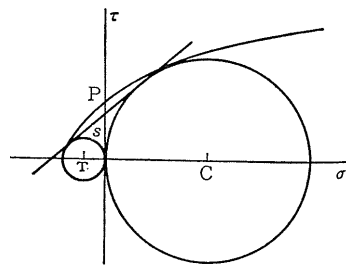


図 4.3.4 モール・クーロン円

一軸試験の破壊円 C と引張試験の破壊円 T を包括する共通接線が τ 軸（縦軸）を切る点をせん断強度 $\tau_s (C)$ とする。また、接戦勾配(接戦の傾き)を内部摩擦角 ϕ とする。

①モール・クーロン円の作図より、粘着力 C 、内部摩擦角 ϕ を推定する。

②次の理論式より推定する。

$$\tau_s (C) = 1/2 \cdot \sqrt{(q_u \cdot T_u)} \quad (\text{一軸圧縮強度 } q_u \cdot \text{引張強度 } T_u)$$

または、

$$\tau_s (C) = (q_u \cdot T_u) / 2 \sqrt{T_u (q_u - 3T_u)}$$

$$\phi = \sin^{-1} [(q_u - T_u) / (q_u + T_u)]$$

表 4.3.2 せん断試験からの強度定数の推定

| 試験番号 (試験深度) | 地層名 | 一軸圧縮強さ q_u (kN/m^2) | せん断強さ τ_c (kN/m^2) | 粘着力 C (kN/m^2) | 内部摩擦角 ϕ (度) | 弾性波 V_{po} (km/s) |
|---------------------|---------------|--|--|-----------------------------------|------------------------|--------------------------------------|
| No. 1 (0.0～1.0m) | 溶岩 I (Lv1) | 62993 | 8154 | 7440 | 63.4 | 3.37 |
| No. 2 (3.5～4.5m) | | 47398 | 6441 | 5828 | 62.4 | 2.23 |
| No. 3 (4.6～5.0m) | | 47786 | 5975 | 5482 | 64.2 | 2.45 |

室内試験に用いられる供試体（コア試料）は地山が均質でない場合、風化・亀裂等により強度・質が低い箇所のコアは取れにくく、また、採取できても試験が実施できないことがある。そのため、室内試験には良質なコアが用いられ、試験で得られた値は平均的な強度よりも高くなる傾向にある。

このことから、室内試験結果から設計定数を決定する場合、地山に風化、亀裂等の影響を考慮するための係数(亀裂係数 C_r)を設定する必要がある。

(4) 亀裂係数 C_r

亀裂係数は、地山の弾性波速度とコアの弾性波速度より式-1 を用いて算出する。

本調査では、溶岩 (Lv1) 地山の弾性波速度 (V_p) の探查結果はないが、採取コアの形状・長さ・亀裂具合・採取率等から岩盤区分を設定し、岩盤の一般値を用いて地山の弾性波速度と亀裂係数を推定する。

$$\text{亀裂係数} : C_r = 1 - (V_p/V_{po})^2 \quad \dots \text{式-1}$$

V_p : 地山の弾性波速度 (m/s)、 V_{po} : コアの弾性波速度 (m/s)

亀裂を考慮した粘着力

$$C = K_c * C_0$$

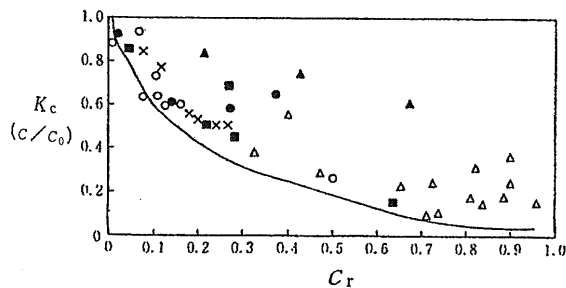


図 4.3.5 亀裂係数と低限值 K_c の関係

亀裂を考慮したせん断抵抗角

$$\phi = K_\phi * \phi_0$$

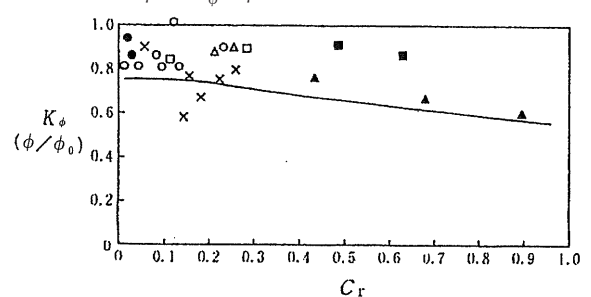


図 4.3.6 亀裂係数と低限值 K_ϕ の関係

※設計用地盤定数の決め方: 岩盤編, 地盤工学会

本調査にて採取したコアの長さは記録写真から 10cm 程度の短円柱状になること、組み合わせることによって円柱状になることから「CM 級」と判断される。

「CM 級」岩盤の地盤定数の一般値は、表 4.3.4 に示す数値が目安とされる。

表 4.3.3 ボーリングコア鑑定についての岩盤等級区分基準（電研式岩盤分類）

| 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800kgf/cm ² 以上のもの。 | |
|----------------|--|---|
| | 新鮮岩の露頭部における岩石の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、コア箱1mにおいては、割れ目の認められないintact rockである。）コア採取率は極めて良い。 |
| 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良い。 |
| 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、ときには風化物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。とき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上割れ目が多量に胚胎していることが多い。その他、岩石は新鮮であっても、開口節理の分布が著しく、クラッキーな状態を示すものもこのクラスに含まれている。 | コアは10cm前後の短柱状が主体をなし、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。節理面は風化汚染され、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とき新たな割れ目が生じる。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挟在が著しい。このクラスの岩石では細かな毛髪状の割れ目の分布が著しく、さらにこの割れ目に沿って風化も進んでいる。その他、岩石は新鮮であっても、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、組合せても円柱状にすることは難しい。岩質は風化しているため、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とき崩壊しやすい。採取率はおおむね80%以下。短柱状コアと砂～粘土状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風化を受けしばしば砂状および粘土状を呈する部分が見られる。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。通常の清水掘りでは、ダブルコアチューブを用いてもコア採取率は著しく悪い。 |

（岩盤分類、応用地質特別号、：日本応用地質学会編 1984）

表 4.3.4 岩盤定数の一般化

| 岩 級 等 級 | 岩盤の 変形係数 (MN/m ²) | 岩盤の 静弾性 係数 (MN/m ²) | 岩盤の 粘着力 (kN/m ²) | 岩盤の 内部摩 擦角 (°) | 岩盤の 弾性波 速度 (km/s) | ロック ハンマー テスト 反発度 | 孔内載荷試験による | | 引抜き試験 による せん断強さ |
|------------|-------------------------------------|--|------------------------------------|-------------------------|----------------------------|---------------------------|------------------------------|------------------------------------|-----------------------|
| | | | | | | | 変形係数 (MN/m ²) | 接線弾性 係数 (MN/m ²) | |
| A～B | 5,000 以上 | 8,000 以上 | 4,000 以上 | 55～65 | 3.7 以上 | 36 以上 | 5,000 以上 | 10,000 以上 | 20 以上 |
| CH | 5,000 ～2,000 | 8,000 ～4,000 | 4,000 ～2,000 | 40～55 | 3.0～3.7 | 36～27 | 6,000 ～1,500 | 15,000 ～6,000 | |
| CM | 2,000 ～500 | 4,000 ～1,500 | 2,000 ～1,000 | 30～45 | 1.5～3.0 | 27～15 | 2,000 ～300 | 6,000 ～1,000 | 20～10 |
| CL | 500 以下 | 1,500 以下 | 1,000 以下 | 15～38 | 1.5 以下 | 15 以下 | 600 以下 | 1,500 以下 | 10～5 |
| D | | | | | | | | | 5 以下 |

※設計用地盤定数の決め方岩盤編, H21, (社)地盤工学会

本調査における室内土質試験より得られた粘着力と岩盤の一般値から、亀裂係数 C_r の推定を行った。地山の一般値の最小値と最大値から推定した亀裂係数を表に示す。

推定の結果、当該地における亀裂係数は 0.30～0.56 程度と想定される。この数値から地山の弾性波速度を算出すると、1.78～2.24 (km/s) 程度となり、一般値に収まる結果となる。

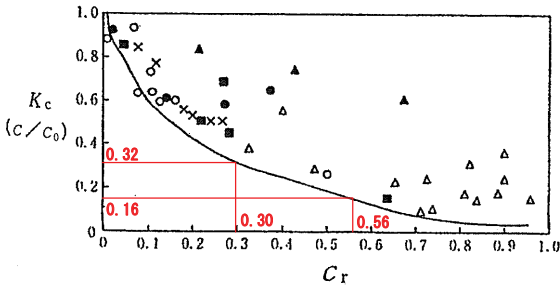
表 4.3.5 岩盤の亀裂係数

| 試験番号 | 粘着力 (kN/㎡) | | | 低減値 Kc | 亀裂係数 Cr |
|-------|------------|------|------------|-----------|------------|
| | 室内試験 | | 地山の 一般値 | | |
| | 試験値 | 平 均 | | | |
| No. 1 | 7440 | 6249 | 1000(最小) | 0.16 | 0.56 |
| No. 2 | 5825 | | 2000(最大) | 0.32 | 0.30 |
| No. 3 | 5482 | | | | |

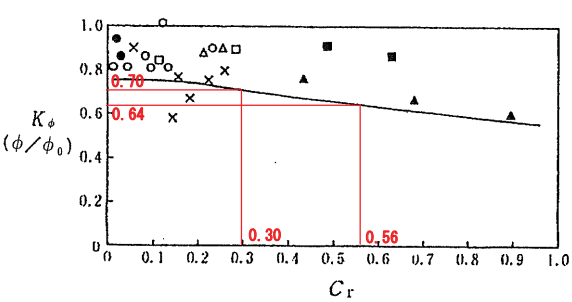
表 4.3.6 岩盤の低限值

| 試験番号 | 弾性波速度 V_{po} (km/s) | | 亀裂係数 C_r | 地山の推定弾性波速度 V_p (km/s) | 低減値 K_c | 低減値 K_ϕ |
|-------|-----------------------|------|------------|-------------------------|-----------|--------------|
| | 試験値 | 平均 | | | | |
| No. 1 | 3.37 | 2.68 | 0.56 | 1.78 [※] | 0.16 | 0.64 |
| No. 2 | 2.23 | | 0.30 | 2.24 [※] | 0.32 | 0.70 |
| No. 3 | 2.45 | | | | | |

※P.19 式-1 より算出



亀裂係数と低限值 K_c の関係



亀裂係数と低限值 K_ϕ の関係

§ 5. 設計用土質定数の設定

本調査結果とP.1に示す基準を用いて土質定数を提案した。

表5.1に土質定数の一覧を示す。

表 5.1 設計用土質定数の提案書

| 地 質 (記 号) | 設計N値 (換算 N 値) | 単位体積重量 γ_t (kN/m ³) | 粘着力 C (kN/m ²) | 内部摩擦角 ϕ (°) | 変形係数 E (kN/m ²) |
|-------------------|------------------|---|-------------------------------|---------------------|--------------------------------|
| 盛土 (B 層) | 5 | 20.0 | 0 | 30(土木) | 14,000 |
| | | | | 30(建設) | |
| 溶岩Ⅰ (Lv1 層) | 60 (300) | 21.0 | 1,000 | 40 | 136,000 |
| スコリアⅠ (Sco1 層) | 10 | 18.0 | 0 | 30(土木) | 28,000 |
| | | | | 30(建設) | |
| 溶岩Ⅱ (Lv2 層) | 60 (300) | 21.0 | 1,000 | 40 | 136,000 |
| スコリアⅡ (Sco2 層) | 6 | 18.0 | 0 | 25(土木) | 16,800 |
| | | | | 25(建設) | |
| 溶岩Ⅲ (Lv3層) | 60 (300) | 21.0 | 1,000 | 40 | 136,000 |

以下、各土質定数を決定した根拠を述べる。

(1) 設計N値

実測N値の異常値を除外し、以下の式より設定した。

$$N\text{値} = \text{単純平均}N\text{値} - (\text{標準偏差 } \sigma / 2)$$

換算N値については、以下の式より求めた。

$$\text{換算}N\text{値} = (\text{打撃回数} \times 30\text{cm}) / \text{貫入長} \quad ※\text{上限値は}300\text{とする。}$$

(2) 単位体積重量 γ_t

B層、Sco層については、試料観察等より表5.2の「土質定数の一般値」より設定した。

溶岩層(Lv1、Lv2、Lv3)については、換算N値(N=300)を用いて次頁の図5.1に示す「岩盤の単位体積重量の測定例」による推定式より算出し、0.5(kN/m³)単位に丸めた値を設定した。

- ① B 層：表5.2の盛土(礫混じり砂)と想定 ----- 20.0(kN/m³)
 ② Sco1層：表5.2の自然地盤(礫-密実ではない)と想定 ----- 18.0(kN/m³)
 ③ Sco2層：表5.2の自然地盤(礫-密実ではない)と想定 ----- 18.0(kN/m³)
 ④ 溶 岩：換算式より設定 -----21.0(kN/m³)

$$\begin{aligned}\gamma_t &= 1.173 + 0.4 \cdot \text{Log} \cdot N \\ &= 1.173 + 0.4 \cdot \text{Log} \cdot \underline{300} \\ &= 2.163 (\text{tf/m}^2) \times 9.807 = 21.2 \div \underline{21.0 (\text{kN/m}^3)}\end{aligned}$$

表5.2 土質定数の一般値

| 種 類 | | 状 態 | | 単位体積重量 (kN/m ³) | せん断抵抗角 (度) | 粘着力 (kN/m ²) | 地盤工学会基準 ^{注2)} |
|--------|-----------|-------------------------------------|----------|--------------------------------|---------------|-----------------------------|------------------------|
| 盛 土 | 礫および礫まじり砂 | 締め固めたもの | | 20 | 40 | 0 | {G} |
| | 砂 | 締め固めたもの | 粒径幅の広いもの | 20 | 35 | 0 | {S} |
| | | | 分級されたもの | 19 | 30 | 0 | |
| | 砂質土 | 締め固めたもの | | 19 | 25 | 30 以下 | {S F} |
| | 粘性土 | 締め固めたもの | | 18 | 15 | 50 以下 | {M}, {C} |
| | 関東ローム | 締め固めたもの | | 14 | 20 | 10 以下 | {V} |
| 自然 地 盤 | 礫 | 密実なものまたは粒径幅の広いもの | | 20 | 40 | 0 | {G} |
| | | 密実でないものまたは分級されたもの | | 18 | 35 | 0 | |
| | 礫まじり砂 | 密実なもの | | 21 | 40 | 0 | {G} |
| | | 密実でないもの | | 19 | 35 | 0 | |
| | 砂 | 密実なものまたは粒径幅の広いもの | | 20 | 35 | 0 | {S} |
| | | 密実でないものまたは分級されたもの | | 18 | 30 | 0 | |
| | 砂質土 | 密実なもの | | 19 | 30 | 30 以下 | {S F} |
| | | 密実でないもの | | 17 | 25 | 0 | |
| | 粘性土 | 固いもの（指で強く押し多少へこむ） ^{注1)} | | 18 | 25 | 50 以下 | {M}, {C} |
| | | やや軟らかいもの（指の中程度の力で貫入） ^{注1)} | | 17 | 20 | 30 以下 | |
| | | 軟らかいもの（指が容易に貫入） ^{注1)} | | 16 | 15 | 15 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） ^{注1)} | | 17 | 20 | 50 以下 | {M}, {C} |
| | | やや軟らかいもの（指の中程度の力で貫入） ^{注1)} | | 16 | 15 | 30 以下 | |
| | | 軟らかいもの（指が容易に貫入） ^{注1)} | | 14 | 10 | 15 以下 | |
| | 関東ローム | | | 14 | 5(ϕ) | 30 以下 | {V} |

注1) ; N値の目安は次のとおりである。

固いもの (N=8~15), やや軟らかいもの (N=4~8), 軟らかいもの (N=2~4)

注2) ; 地盤工学会基準の記号は, およその目安である。

(出典：道路土工 盛土工指針, 日本道路協会より抜粋)

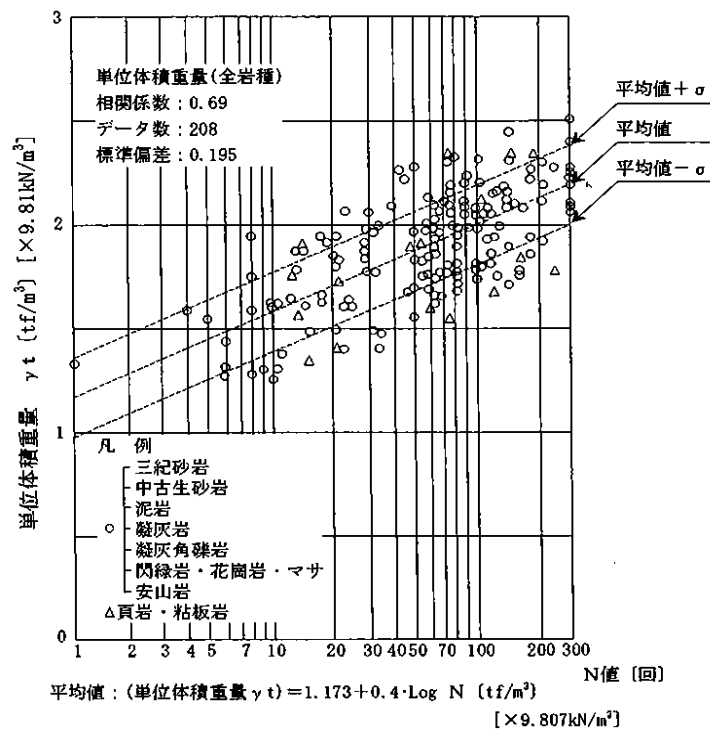


図5.1 岩盤の単位体積重量の測定例
 (出典 設計要領第二集 橋梁建設編: 西・東・中日本高速道路株)

(3) 粘着力C

盛土及びスコリア層(礫まじり土砂)は、安全側に考慮し、ゼロとした。

溶岩は、室内岩石試験の結果をもとに設定した。

①B 層：礫質土層で該当するため、ゼロとする。

②Sco 層：本調査では、Sco 層は2層確認されている。

礫質土層に該当しており、安全側に考慮し、ゼロとした。

③溶岩層：本調査では、溶岩は3層確認されている。

3層のうち、室内岩石試験を実施している溶岩層の結果を代表値として設定した。代表値については、試験値に低減値Kcを考慮した数値にて設定した。

$$\begin{aligned} \cdot \text{粘着力(試験値からの推定)} \times \text{低減値} &= 6249 \times 0.16 \\ &= 999.8 \div 1000 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

(4) 内部摩擦角φ

B層、Sco層については、標準貫入試験のN値から推定式を用いて設定した。

推定式は、土木(日本道路協会)と建築(日本建築学会)を用いてそれぞれ算出した。

溶岩は、室内岩石試験の結果をもとに設定した。

なお、数値については5(°)単位に丸めた値としている。

○推定式 (B層、Sco層)

土木：推定式

$$\begin{aligned} \phi &= 4.8 \times \ln \{170N / (\sigma_v' + 70)\} + 21 \quad (N > 5) \quad \dots \text{道路示方書} \\ \text{ここに } \sigma_v' &: \text{有効上載応力 (kN/m}^2\text{)} \\ \sigma_v' &\text{ が } 50 \text{ kN/m}^2 \text{ 以下の場合、 } \sigma_v' = 50 \text{ kN/m}^2 \text{ とする。} \end{aligned}$$

建築：推定式

$$\begin{aligned} \phi &= 20 + \sqrt{20N_1} \quad (3.5 \leq N_1 \leq 20) \\ \phi &= 40 \quad (20 < N_1) \\ \text{ただし、} N_1 &= N \times \sqrt{98 / \sigma_v'} \end{aligned}$$

地層別の有効上載応力を表5.1に整理した。

なお、各地点の詳細な有効上載応力については、巻末資料に数値を示す。

- ① B 層：設計N値より推定式を用いて設定・・・・・・土木 $\phi = 30^\circ$
 建築 $\phi = 30^\circ$
- ② Sco 1 層：設計N値より推定式を用いて設定・・・・・・土木 $\phi = 30^\circ$
 建築 $\phi = 30^\circ$
- ③ Sco 2 層：設計N値より推定式を用いて設定・・・・・・土木 $\phi = 25^\circ$
 建築 $\phi = 25^\circ$
- ④ 溶岩層：本調査では、溶岩は3層確認されている。

3 層のうち、室内岩石試験を実施している溶岩層の結果を代表値として設定した。代表値については、試験値に低減値Kcを考慮した数値にて設定した。

$$\begin{aligned} & \cdot \text{内部摩擦角(室内試験からの推定)} \times \text{低減値} = 63.3 \times 0.64 \\ & = 40.5 \rightarrow 40^\circ \end{aligned}$$

表5.3 地層別の有効上載応力

| 地層名 | 設計 N値 | 有効土被り圧 (各層の平均値) | 内部摩擦角 ϕ | |
|------------------|----------|--------------------|--------------|------|
| | | | 土木 | 建築 |
| 盛土層 (B層) | 5 | 40.5 | 31.8 | 32.4 |
| スコリア層 (Sco1層) | 10 | 130.5 | 31.2 | 33.1 |
| スコリア層 (Sco2層) | 6 | 230.42 | 25.9 | 28.8 |

(5) 変形係数E

変形係数Eは、室内土質試験結果あるいは設計N値より計算された値に、表-4.1.2の「変形係数の推定方法」より設定される係数 α を乗じた値にて設定する。

B層、Sco層については、表5.4に示す設計N値より推定式を用いて設定した。溶岩層については、図5.3に示す設計N値より推定式(岩盤)を用いて設定した。

表5.4 変形係数Eと α (土質)

| 変形係数の推定方法 | 地盤反力係数の推定に用いる係数 α |
|---|--------------------------|
| 直径0.3mの剛体円板による載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の1/2 | 1 |
| 孔内水平載荷試験で測定した変形係数 | 4 |
| 供試体(土質)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 |
| 標準貫入試験のN値より $E=2800N$ (kN/m ²)で推定した変形係数 | 1 |

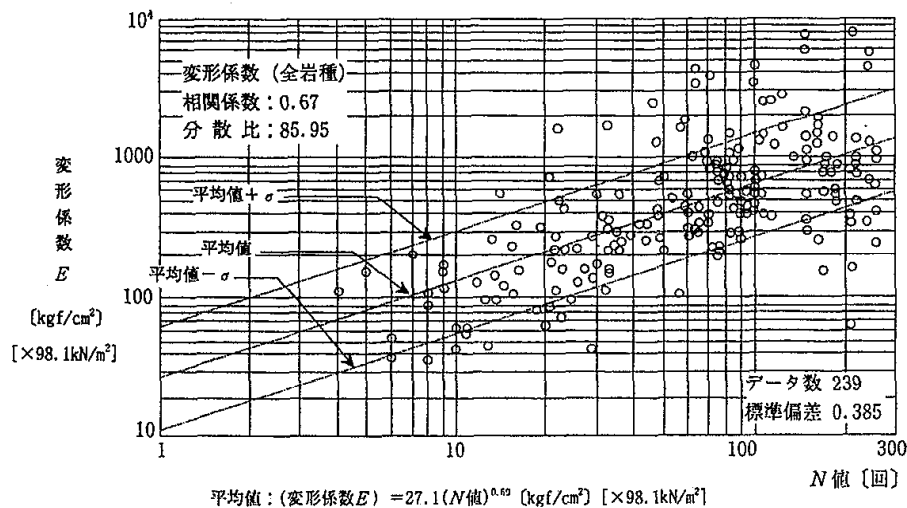


図5.3 岩の変形係数の測定例

※ 設計用地盤定数の決め方 岩盤編 P.138

① B 層：設計N値より、推定式($E=2800N$)を用いて設定した。

$$E=2800 \times 5 = 14,000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

② Sco1層：設計N値より、推定式($E=2800N$)を用いて設定した。

$$E=2800 \times 10 = 28,000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

③ Sco2層：設計N値より、推定式($E=2800N$)を用いて設定した。

$$E=2800 \times 6 = 16,800 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

④ 溶岩層：設計N値より、推定式を用いて設定した。各溶岩層のN値は300である。

$$E=27.1 \times 300^{0.69} \times 98.1 = 136,098$$

$$\rightarrow 136,000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

§ 6. 地盤の支持力について

6-1 地盤の長期許容支持力の算定

支持力の算定は、“建築基礎構造設計指針”に示す計算式を用いて行った。なお、本算定では長期許容支持力の安全率として、3.0 を考慮している。

対象層は、盛土（B層）とし、基礎底盤面と仮定して支持力を算定した。溶岩層はN値 60(換算N値 300)以上になり、支持層と想定されるため、支持力の算定は実施しないものとする。

1) 支持力公式

長期許容支持力度

$$q_a = 1/3 (i_c \cdot \alpha \cdot C \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \eta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$$

q_a : 許容支持力度 (kN/m²)

C : 基礎荷重面下にある地盤の粘着力 (kN/m²)

γ_1 : 基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量 (kN/m³)

地下水位下にある場合は、水中単位体積重量をとる。

γ_2 : 基礎荷重面より上方にある地盤の単位体積重量 (kN/m³)

地下水位下にある場合は、水中単位体積重量をとる。

α 、 β : 形状係数(表 6.1.1 参照)

N_c 、 N_r 、 N_q : 支持力係数(内部摩擦角 ϕ の関数。表 6.1.2 参照)

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 : 基礎荷重面の最小幅 (m)

η : 基礎の寸法効果による補正係数

$$\eta = (B/B_0)^{-1/3}$$

※ B 、 B_0 の単位は m、 $B_0=1\text{m}$

i_c 、 i_γ 、 i_q : 荷重の傾斜に対する補正係数(本算定では“1”とする)

表 6.1.1 形状係数一覧表

| 基礎底面の形状 | 連続 | 正方形 | 長方形 | 円形 |
|----------|-----|-----|-------------------------|-----|
| α | 1.0 | 1.2 | $1.0 + 0.2 \frac{B}{L}$ | 1.2 |
| β | 0.5 | 0.3 | $0.5 - 0.2 \frac{B}{L}$ | 0.3 |

B : 長方形の短辺長さ、 L : 長方形の長辺長さ

表 6.1.2 支持力係数一覧表

| ϕ | N_c | N_q | N_γ |
|--------|-------|-------|------------|
| 0° | 5.1 | 1.0 | 0.0 |
| 5° | 6.5 | 1.6 | 0.1 |
| 10° | 8.3 | 2.5 | 0.4 |
| 15° | 11.0 | 3.9 | 1.1 |
| 20° | 14.8 | 6.4 | 2.9 |
| 25° | 20.7 | 10.7 | 6.8 |
| 28° | 25.8 | 14.7 | 11.2 |
| 30° | 30.1 | 18.4 | 15.7 |
| 32° | 35.5 | 23.2 | 22.0 |
| 34° | 42.2 | 29.4 | 31.1 |
| 36° | 50.6 | 37.8 | 44.4 |
| 38° | 61.4 | 48.9 | 64.1 |
| 40° 以上 | 75.3 | 64.2 | 93.7 |

2) 許容支持力度の算定

① B層の長期許容支持力の検討

表 6.1.3 算定に用いる値（盛土：B層）

| | |
|-------------------------------|--------------|
| c (kN/m ²) | 0.0 |
| ϕ (°) | 30.0 |
| γ (kN/m ³) | 20.0 |
| α | 1.0 |
| β | 0.5 |
| N_c | 30.1 |
| N_r | 15.7 |
| N_q | 18.4 |
| B (m) | 4.5 (m) の連続※ |
| D_f (m) | 0.0 |
| η | 0.60 |

※H=5m の L 型擁壁と仮定

$$\begin{aligned}
 q_a &= 1/3 (\alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \eta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \\
 &= 1/3 (1.0 \times 0.0 \times 30.1 + 0.5 \times 0.60 \times 20.0 \times 4.5 \times 15.7 + 20.0 \times 0.0 \times 18.4) \\
 &= 1/3 (0.0 + 423.9 + 0.00) \\
 &= \underline{141.3 \text{ kN/m}^2}
 \end{aligned}$$

B層に対する長期許容支持力の算定結果は上記の通りである。なお、B層には所々N値が低い箇所が確認されていること、腐食物が混じる箇所が確認されていることから、設計荷重や構造物の基礎構造等が確定した段階で「平板載荷試験」による支持力確認を行うことが望ましい。

6－2 基礎形式について

(1) 基礎形式の条件

一般に構造物を支持する基礎計画の策定は地質調査結果による地層構成ならびに各層の強度特性によるものが大きい。

構造物基礎形式の選択を行う場合、下記の諸条件などに留意しなくてはならない。

- (1) 荷重を安全にささえること
- (2) 沈下量を許容限度以下に抑えること
- (3) 耐久性と安全性を確保すること
- (4) 既存もしくは将来近隣の建築物に支障を与え、また受けないこと
- (5) 施工が容易で完成したものは確実性があり、工費が安く、工期が短くなるようにすること

基礎構造はその支持形式により、以下に大きく分類される。

- a. 直接基礎
- b. 杭基礎
- c. 両者の併用

直接基礎では基礎スラブの形式により、杭基礎では杭の設置方法、杭の支持形式等によりさらに細かく分類されている。

これらの基礎を支持する地盤についても、必ずしも表層に支持地盤が露呈する場合だけでなく、支持可能な地層の出現深度が数十mにも及ぶ場合、それに至る中間部に層厚の薄い中間的な支持層を見出すこともある。

図6.2.1に示すとおり、基礎形式と支持地盤は密接な関係にあり、それぞれ別個に選定するのではなく、両者の組み合わせとして基礎構造を策定することが必要となる。

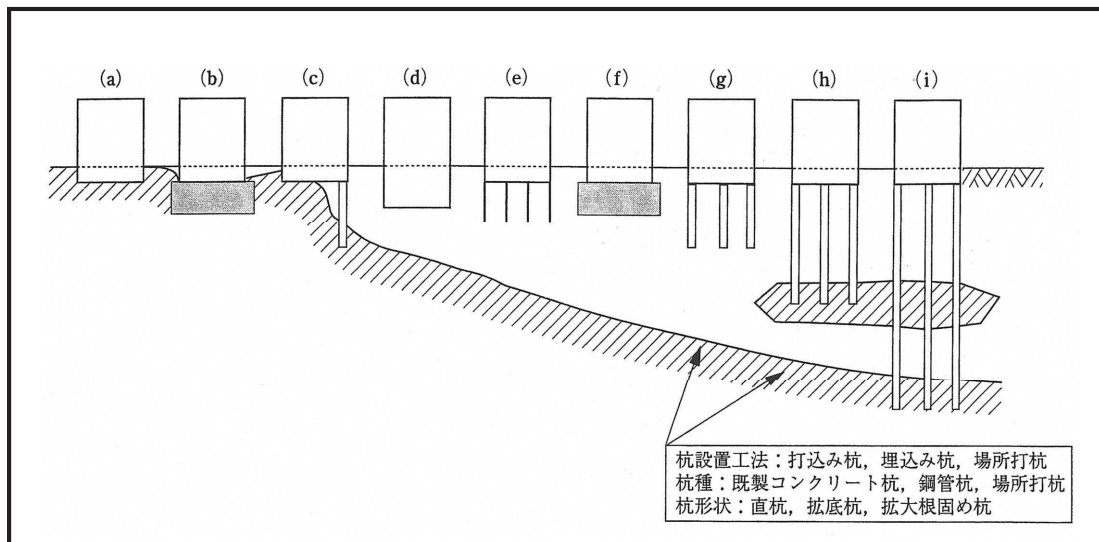


図6.2.1 支持地盤の深さと適用可能な基礎形式

※建築基礎構造設計指針・平成13年10月・日本建築学会・P.58

表6.2.1 基礎形式ごとの検討事項・チェック事項一覧

| 基礎形式 | 基礎部材 | 検討事項 |
|--|--|--|
| (a) 直接基礎 | 基礎スラブ／ べた基礎・布 基礎・独立基 礎等 | 地盤の鉛直支持力，滑動抵抗力，浮上がり抵抗力 即時沈下，圧密沈下 凍結震度，地下水位 |
| (b) 直接基礎＋地盤 改良工法（ラッ プルコンクリー ト地業を含む） | 同上＋改良体， 改良地盤 | 改良地盤の鉛直（水平）支持力，改良地盤の滑動抵抗 力，支持地盤の鉛直支持力 即時沈下，圧密沈下 改良体の設計基準強度，発生（圧縮・せん断）応力度 |
| (c) 併用基礎 （異種基礎） | 基礎スラブ，改 良体，改良地盤， 杭基礎（摩擦杭， 中間支持層への 支持杭，支持杭） | 直接基礎，地盤改良工法，杭基礎の該当欄のほか，傾 斜地盤の鉛直支持力，境界部応力，基礎のねじれ |
| (d) フローティング基礎 | 基礎スラブ | 直接基礎の項のほか，排土重量，地中応力など |
| (e) 併用基礎（パイル ド・ラフト基礎） | べた基礎，摩 擦杭 | 同上＋平均鉛直ばね定数，ラフトの相対剛性 |
| (f) 直接基礎＋地盤改 良工法 | 同上＋改良体， 改良地盤 | (b) 直接基礎＋地盤改良工法の検討事項＋層状地盤の 鉛直支持力 |
| (g) 杭基礎 （摩擦杭） | パイルキャッ プ，杭頭接合 部各種の杭種， 杭工法 | 杭の鉛直支持力，引抜き抵抗力，水平抵抗力 群杭効率，負の摩擦力，地盤変位を考慮した耐震設計， 液状化地盤の水平抵抗，傾斜地盤の鉛直支持力・水平 抵抗力 |
| (h) 杭基礎（中間支 持層への支持杭） | 同上 | 杭基礎の即時沈下，圧密沈下，基礎の変形角・傾斜角 杭体（圧縮，曲げ，せん断）耐力，杭頭接合部耐力 |
| (i) 杭基礎（支持杭） | 同上 | |

(a)～(i)は上図に対応している

※建築基礎構造設計指針・平成13年10月・日本建築学会・P.58

(2) 基礎形式(杭基礎の場合)

当該地にて杭基礎を用いる場合、表6.2.2に示す選定表をもとに、支持層の状態から「場所打ち杭」が選定される。

なお、この選定は地質に基づく判断になり、設計に際しては、施工性や構造形式に応じて詳細に検討を行い、決定することが望ましい。

表-6.2.2 杭の種類と工法選定表

| 杭の種類 及び 杭工法 | | 既 製 杭 | | | | | 場所打ちコンクリート杭 | | | | | 備 考 |
|---------------------|-----------------|---------|---------|-----------------|-----------------|-----------------|------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------|---|
| | | 打ち込み工法 | | 埋め込み工法 | | | アース ドリル 工法 | オールケーシング工法 | | リバース 工法 | 深礎工法 | |
| | | PHC 杭 | 鋼管杭 | プレキャスト 工法 | 中掘工法 | 回転工法 | | 掘削式 | 全周 回転式 | | | |
| 選定項目 | | 300~800 | 400~600 | 300~1000 | 450~800 | 300~600 | 800~3000 | 800~2000 | 800~3000 | 800~4000 | 1200~4000 | |
| 施工杭径 | | | | | | | | | | | | |
| 荷重規模 1) | 2000kN 以下 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | 1) 柱 1 本当たりの耐力を示す。 |
| | 2000~5000kN | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | |
| | 5000~12000kN | ○ | ○ | ○ | ○ | △ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | |
| | 12000kN 以上 | △ | ○ | △ | ○ | × | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | |
| 支持層の深さ | 5m 以下 | ○ | ○ | △ | △ | △ | △ | △ | △ | × | ○ | ・既製杭の中間層の打抜きについては試験杭で確認することが望ましい。 ・砂又は礫の場合、杭周固定液の逸水に注意すること。 |
| | 5~10m | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | △ | ○ | |
| | 10~20m | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | |
| | 20~30m | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | △ | |
| | 30~40m | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | × | |
| | 40~50m | ○ | ○ | ○ | ○ | × | ○ | △ | ○ | ○ | × | |
| | 50~60m | ○ | ○ | ○ | ○ | × | ○ | × | △ | ○ | × | |
| | 60~70m | ○ | ○ | ○ | ○ | × | △ | × | △ | ○ | × | |
| 中間層の状態 (層厚 4~5m) | 粘土 N 値 < 4 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | 1) 細砂層が地下水位下で 5m 以上つくづく締めかためによりケーシングの引き抜きが困難な場合がある。 2) GL-10m までにゆるい砂層があると施工が困難な場合がある。 |
| | N 値 4~10 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | |
| | N 値 10~20 | ○ | ○ | ○ | ○ | △ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | |
| | 砂質土 N 値 < 15 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ ²⁾ | ○ | ○ | ○ ²⁾ | ○ | |
| | N 値 15~30 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ ¹⁾ | ○ | ○ | ○ | |
| | N 値 > 30 | △ | ○ | △ | △ | △ | ○ | △ ¹⁾ | ○ | ○ | ○ | |
| | 礫 5cm 以下 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | |
| | 礫・粗石 5~10cm | △ | △ | △ | △ | △ | ○ | ○ | ○ | △ | ○ | |
| | 10~15cm | △ | △ | △ | △ | △ | △ | ○ | ○ | △ | ○ | |
| | 礫・粗石・巨石 15cm 以上 | × | × | × | × | × | × | ○ | ○ | × | ○ | |
| 支持層の状態 | 軟 岩 | — | — | — | — | — | × | × | ○ | △ | △ | ・岩盤、土丹の場合打ち込み杭は支持層中に貫入させることは前提にしない。 ・場所打ち杭は支持層に貫入可能かどうかを参考に示す。 1) 支持層の変化を事前に十分調査することが必要である。 |
| | 土丹 N 値 < 75 | — | — | — | — | — | ○ | △ | ○ | ○ | ○ | |
| | 砂質土 N 値 30~50 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | |
| | N 値 > 50 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | |
| | 礫 5cm 以下 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | |
| | 礫・粗石 5~10cm | △ | △ | △ | △ | △ | △ | ○ | ○ | ○ | ○ | |
| | 10~15cm | △ | △ | △ | △ | × | × | ○ | ○ | △ | ○ | |
| | 礫・粗石・巨石 15cm 以上 | × | △ | × | × | × | × | △ | ○ | × | ○ | |
| | 土丹 傾斜 30° 以下 | △ | △ | △ | △ | ○ | △ | △ | ○ | △ | ○ | |
| | 傾斜 30~45° | △ | △ | △ | △ | △ | × | △ | ○ | × | ○ | |
| | 支持層の確認 | ○ | ○ | △ ¹⁾ | △ ¹⁾ | △ ¹⁾ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | |
| | 地下水の状態 | 先端の被圧水 | ○ | ○ | ○ | △ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | |
| 伏流水 | | ○ | ○ | △ | △ | △ | △ ¹⁾ | △ ¹⁾ | △ ¹⁾ | △ ¹⁾ | × | |
| 逸水 ① | | ○ | ○ | × | ○ | ○ | △ | ○ | ○ | × | × | |
| | ② | ○ | ○ | △ | ○ | ○ | △ | ○ | ○ | × | × | |
| その他 | 有害ガス | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | △ | △ | ○ | × | |
| | 騒音振動 | × | × | ○ | ○ | ○ | ○ | △ | △ | ○ | ○ | |
| | 作業スペース | △ | △ | △ | △ | △ | △ | △ | △ | △ | ○ | |

(注) 中掘工法:最終打撃又は圧入による工法を対象とする。

・凡例 ○:一般的に使用される場合 △:使用するには慎重な検討が必要となる場合 ×:ほとんど使用されない場合

※建築基礎構造設計基準及び同解説・公共建築協会

表6.2.3 各杭工法の特徴

| | 長 所 | 短 所 | 問題を生じやすい地盤 |
|-------|------------------------------|---|--|
| 打込み杭 | ●施工時に 1 本 1 本の杭についての支持力管理が可能 | ●騒音・振動が大きい ため、市街地での施工が困難 | ●支持層が傾斜している場合→杭の曲がり、破損を生じる。 ●リバウンドの大きい地盤(細砂、シルト)で先端閉そく(塞)杭を用いると貫入困難となる。 ●転石のある地盤→杭が曲がる。破損する。 |
| 埋込み杭 | ●騒音・振動が比較的小さい | ●施工方法、施工者によるばらつきが大きい ●廃泥水処理が困難 | ●被圧水を持つ砂層→ボーリングを生じる。 ●転石のある地盤→掘削に時間がかかる。施工不可能な場合も多い。 |
| 場所打ち杭 | ●騒音・振動が比較的小さい | ●施工者によるばらつきが大きい。 ●廃泥水処理が困難 ●スライム処理が複雑で熟練を要す | ●被圧水を持つ砂層→ボーリングを生じる。 ●水位の低い砂、砂礫層→泥水が流出し、孔壁が崩壊する。 ●転石のある地盤→掘削に時間がかかる。 ●地下水流のある地盤→セメント分が流出する。 |

※杭基礎の調査・設計から施工まで・地盤工学会

(3)基礎形式(直接基礎の場合)

当該地にて直接基礎を用いる場合、必要となる許容支持力によっては対策が必要となる。

本調査にて確認されている盛土(B層)の支持力は、 $q_a=140(\text{kN/m}^2)$ 程度になる。構造物の許容支持力がこの数値以上となる場合、対策が必要となる。

対策工として、一般的に良質土もしくは地盤改良工による基礎地盤の置換え工法が挙げられる。

・良質土による置換え工法

軟弱層が比較的浅く、必要な置換土が容易に手に入り、かつ短期間に軟弱層を処理する場合に適する工法。「道路土工 軟弱地盤対策工指針」では、軟弱層が3 m程度までの場合、適するとされている。

・地盤改良工法による置換え工法

軟弱層にセメントや石灰系などの固化材を入れて地盤の強度を高める工法。改良する深さによって適切な改良機械を選定する必要がある。

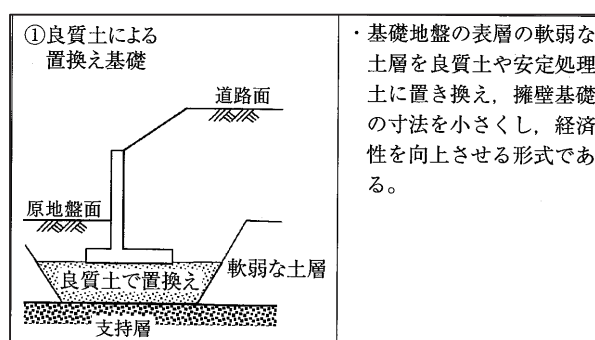


図6.2.2 置換え工法の概念図(良質土)

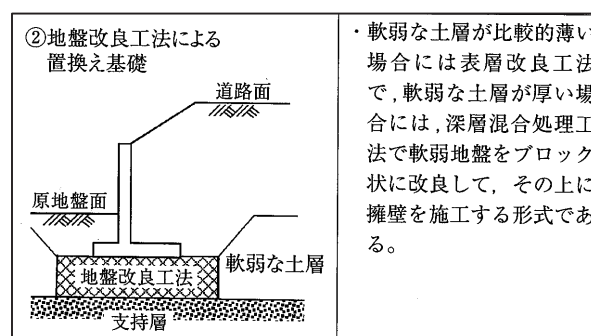


図6.2.3 置換え工法の概念図(地盤改良工)

※道路土工 擁壁工指針, 日本道路協会, P. 30

当該地では、GL-5.0m内にてN値60以上の溶岩が確認されている。溶岩上端まで置換え工法が必要となる場合、置換え深さから、地盤改良工法が適切と判断される。

(4) まとめ

当該地では、杭基礎(場所打ち杭)と直接基礎(地盤改良工法)の両方を用いることが可能と判断されるが、杭基礎(場所打ち杭)の場合、施工者によるバラつきが大きいとされる(表6.2.3)ことから、完成時の安定性を考慮し、ここでは直接基礎(地盤改良工法)が適切と判断した。

なお、基礎形式は、将来構造物やその支持層の位置をもとに、各基礎形式を用いた場合の施工性・経済性を検討し、決定する必要がある。そのため、将来構造物が決定した際に、基礎形式について施工性・経済性を踏まえた検討を行うことが望ましい。

§ 7. 設計・施工上の留意点

設計・施工に対する地質工学的留意点を箇条書きにまとめる。

- ①当該地は、8 %程度の傾斜がある溶岩の上に盛土造成を行い、平坦地に行っていると想定される。現況地盤より溶岩(Lv1 層)の上部まで地盤改良工や杭基礎など施工する場合、溶岩の傾斜を考慮し、設置長を設定する必要がある。
- ②当該地の盛土は、” 礫混じり砂 ” に分類しているが、砂・砂質土の部分はN値が低く、場所によっては算出した許容支持力が確保出来ない可能性がある。そのため、設計荷重や構造物の基礎構造等が確定した段階で「平板載荷試験」による支持力確認を行うことが望ましい。