

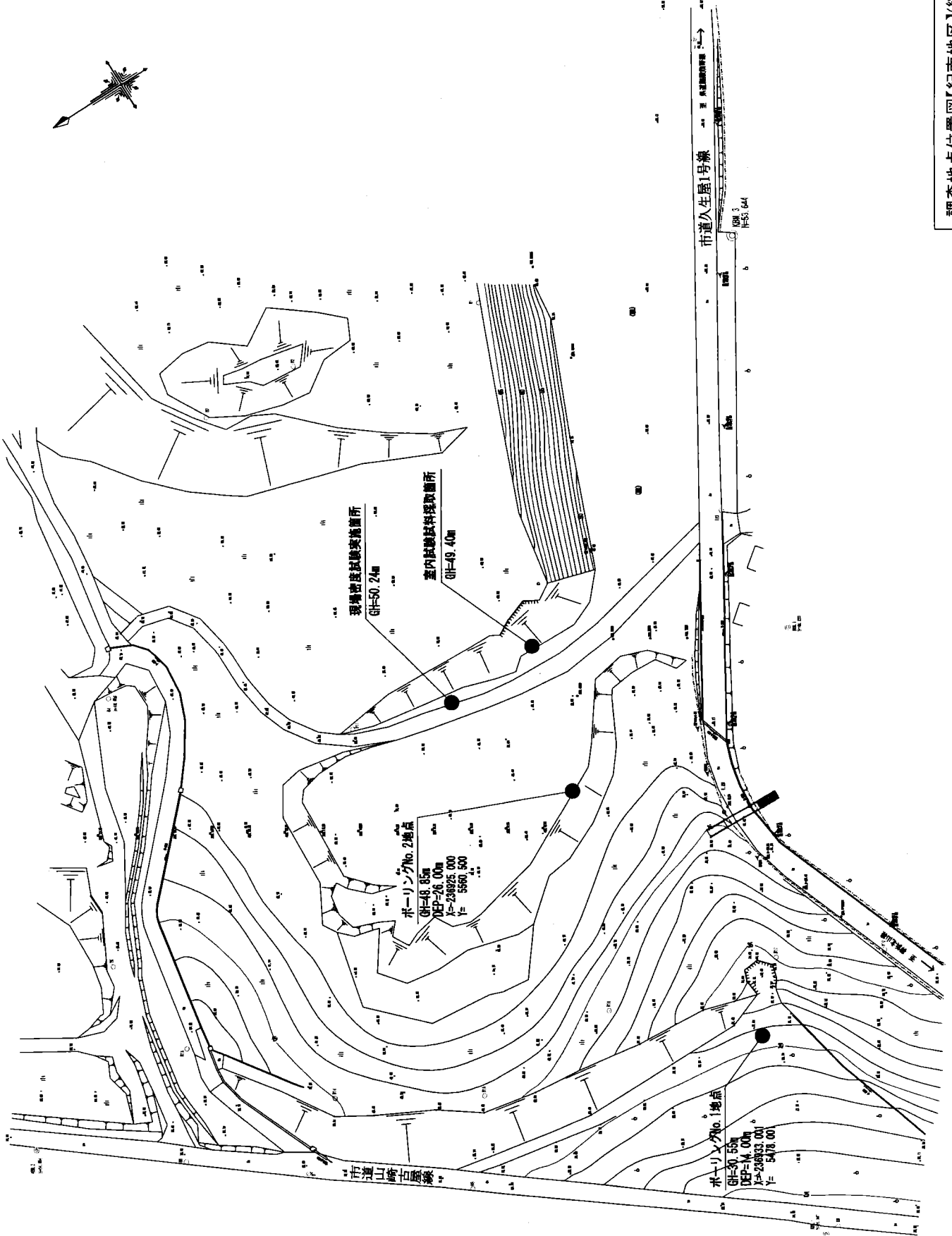
平成 17 年度 拠点第 5 号

東紀州防災拠点施設整備地質調査業務委託

報 告 書

平成 18 年 2 月

三重県 防災危機管理局 防災対策室
三伸コンサルタント株式会社



調査地点位置図【紀南地区】(縮尺1:1,000)

§ 6. 調査結果

6. 1. ボーリング結果

調査地の地質状況と工学的特性を把握する目的で、「調査地点位置図」に示した 2 箇所 (いずれも紀南地区) で標準貫入試験併用のオールコアボーリングを実施した。地点ごとのボーリング調査結果の詳細は巻末資料の「ボーリング柱状図」に示すとおりである。また、ボーリング結果を用いて作成した「地層推定断面図」についても巻末資料に示した。

(1) ボーリング地点の諸元

各ボーリング地点の孔番、孔口標高、調査深度の一覧を表 6. 1. 1. に示す。

表 6. 1. 1. 各ボーリング地点の諸元

調査孔番	孔口標高 (m)	調査深度 (GL - m)	備考
No. 1	30. 55	14. 00	紀南地区
No. 2	48. 85	26. 00	

(2) ボーリング柱状図作成基準

ボーリング調査結果を整理するにあたり、原則として「ボーリング柱状図作成要領 (案) : (財) 日本情報総合センター編」に従ってボーリング柱状図を作成した。作成基準は以下のとおりである。

【土砂部の相対密度と相対稠度の目安】

土砂部では標準貫入試験により得られた N 値から、表 6. 1. 2. ~ 6. 1. 4. を目安として、地盤の相対密度と相対稠度を区分した。

表 6. 1. 2. 砂地盤の相対密度の表現法

相 対 密 度	N 値
非常に緩い	0~4
緩い	4~10
中ぐらい	10~30
密な	30~50
非常に密な	50以上

表 6. 1. 3. 細粒土の相対稠度区分と状態表現法

状 態 表 現	現場における判別方法 (原位置土に対する親指試験)
軟らかい	親指をたやすく押し込める
中位	かなり力を入れないと親指は押し込めない
硬い	親指でへこませることはできるが、親指を貫入させるには大きな力を要する。
非常に硬い	親指の爪はたやすく入る
固結した	親指の爪も入らない

(「ボーリング柱状図作成要領 (案)」 (S61. 11) : (財) 日本建設情報総合センター編 P. 34)

表 6. 1. 4. 粘土のコンシステンシー・ N 値・ qu 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 (kg/cm ²)
非常に軟らかい	< 2	こぶしが簡単に10数cm入る	< 0.25
軟らかい	2~4	親指が簡単に10数cm入る	0.25~0.5
中ぐらい	4~8	努力すれば親指が10数cm入る	0.5~1.0
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	1.0~2.0
非常に硬い	15~30	つめでしるしがつけられる	2.0~4.0
大変硬い	> 30	つめでしるしをつけるのが難しい	> 4.0

(「土質調査試験結果の解釈と適用例」 (S54. 6) : 地盤工学会編 P. 56)

【岩盤部の岩級区分】

岩盤部では、次に示すボーリングコアによる判定基準を参考に、総合的に判断して岩盤等級区分(以下、岩級区分とする)を決定した。

1) 硬 軟

硬軟はそれぞれのコア性状の代表部分でハンマー打撃によって岩片の硬軟を判定した。硬軟の目安は表 6. 1. 5. のとおりである。

表 6. 1. 5. コア硬軟区分判定表

記号	硬 軟 区 分
A	極硬, ハンマーで容易に割れない。
B	硬, ハンマーで金属音。
C	中硬, ハンマーで容易に割れる。
D	軟, ハンマーでボロボロに碎ける。
E	極軟, マサ状, 粘土状。

(「ボーリング柱状図作成要領(案)」(S61. 11): (財)日本建設情報総合センター編 P. 10)

2) コアの形状

コア形状は主に割れ目頻度を表現するもので、表 6. 1. 6. の判定表によって区分した。

表 6. 1. 6. コア形状区分判定表

記号	模 式 図	コ ア 形 状
I		長さ50cm以上の棒状コア。
II		長さが50~15cmの棒状コア。
III		長さが15~5cmの棒状~片状コア。
IV		長さが5cm以下棒状~片状コアでかつコアの外周の一部が認められるもの。
V		主として角礫状のもの。
VI		主として砂状のもの。
VII		主として粘土状のもの。
VIII		コアの採取ができないもの。スライムも含む。(記事欄に理由を書く)

(「ボーリング柱状図作成要領(案)」(S61. 11): (財)日本建設情報総合センター編 P. 11)

3) 割れ目の状態

割れ目の状態は表 6. 1. 7. の判定表によって区分した。

表 6. 1. 7. コア割れ目状態判定表

記号	割れ目状態区分
a	密着している, あるいは分離しているが割れ目沿いの風化・変質は認められない。
b	割れ目沿いの風化・変質は認められるが, 岩片はほとんど風化・変質していない。
c	割れ目沿いの岩片に風化・変質が認められ軟質となっている。
d	割れ目として認識できない角礫状, 砂状, 粘土状コア。

(「ボーリング柱状図作成要領(案)」(S61. 11): (財)日本建設情報総合センター編 P. 12)

4) 風化の程度

風化については、岩種・風化時の環境条件により風化状況が異なり一律に区分することはできない。ここでは、泥質岩の風化区分表を参考に区分した。

表 6. 1. 8. 風化区分表 (泥質岩)

記号	風化の程度
α	非常に新鮮である。
β	新鮮である。層理面、片理面にそって僅かに変色があり割れやすい。
γ	弱風化している。層理面、片理面にそって風化している。
δ	風化している。岩芯まで風化している。ハンマーで簡単に崩せる。
ε	強風化している。黄褐色化し、指先で簡単に壊すことができる。

(「ボーリング柱状図作成要領(案)」(S61. 11) : (財)日本建設情報総合センター編 P. 13)

5) 変質

変質については、変質が認められる場合に記入するが、岩種・変質作用の種類によって、変質状況が異なり一律に区分することはむずかしい。ここでは、次表の一例を参考に区分した。

表 6. 1. 9. 変質区分表の例

記号	変質区分	変質状況
1	非変質	肉眼的に変質鉱物の存在が認められないもの。
2	弱変質	原岩組織を完全に残し、変質程度(脱色)が低いもの。あるいは非変質部の割合が高いもの(肉眼で50%以上)。
3	中変質	肉眼で変質が進んでいると判定できるが、原岩組織を明らかに残し、原岩判定が容易なもの。または非変質部を残すものおよび網状変質部。
4	強変質	構成鉱物、岩片等が変質鉱物で完全置換され、原岩組織を全く殆ど残さないもの。

(「ボーリング柱状図作成要領(案)」(S61. 11) : (財)日本建設情報総合センター編 P. 15)

6) コア採取率・最大コア長・RQD

コア採取率はサンプラーを引上げるごとに、最大コア長・RQDは1m区間での値をグラフに示し、数字を併記した。個々のコアの長さはコアの中心線上で測定した。

RQDとは岩盤の良否を表す指数で、図6.1.1.のようにして求め、表6.1.10.のような評価を行うことができる。

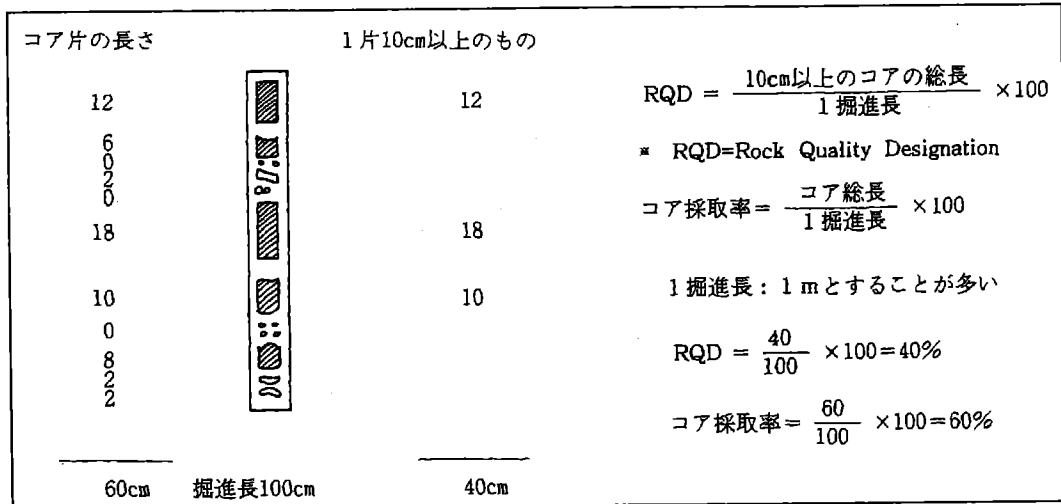


図 6. 1. 1. コア採取の状況と RQD 表示との関係

(「ボーリング柱状図作成要領(案)」(S61.11):(財)日本建設情報総合センター編 P.17)

表 6. 1. 10. RQD と岩盤良好度

RQD [%]	岩盤良好度の表示
0~25	非常に悪い (very poor)
25~50	悪い (poor)
50~75	普通 (fair)
75~90	良い (good)
90~100	非常に良い (excellent)

(「ボーリング柱状図作成要領(案)」(S61.11):(財)日本建設情報総合センター編 P.17)

7) 岩級区分

岩級区分は、先に示したコアの硬軟、コア形状、割れ目の状態、風化、コア採取率、最大コア長、RQDなどの岩盤性状をもとに、表 6. 1. 11. を参考として総合的に判断した。

表 6. 1. 11. ボーリングコア鑑定についての岩盤等級区分基準 (硬質塊状岩盤)

岩盤等級	対象岩盤の一般的な目安としては、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打撃によって、一般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よい。
B	岩質は新鮮で、火成岩の造岩鉱物あるいは堆積岩の構成粒子はほとんど風化変質していない。また節理の分布はまばらであり、密着している。岩盤としては堅牢、固密である。	コアは40～50cm前後の長柱状が主体をなし、岩質は新鮮で、コアの表面はなめらかである。節理の分布は少なく、密着している。節理面は希れに汚染されていることもある。コアの採取率は極めてよい。
Ch	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附着していることもあるが、一般にはおおむね密着している。岩盤としては堅固である。	コアは10～30cm前後の柱状が主体をなし、岩質はおおむね新鮮で、コアの表面はおおむねなめらかである。節理はやや発達し、節理面はしばしば淡褐色に風化変質しているが、風化変質は内部まで進んでいない。時に節理面には薄く風化物質が付着することもある。コアの採取率はよい。
Cm	岩質は一般にやや風化変質している。このうち火成岩では石英を除き、長石類および有色鉱物は風化を受け、しばしば褐色あるいは赤褐色を呈している。また堆積岩類では構成粒子として二次的に存在する長石類および有色鉱物が風化変質し、火成岩の場合と同様、しばしば褐色あるいは赤褐色を呈している。節理は開口し、しばしば粘土あるいは風化物質を挟在している。このクラスの岩石中には細かな毛髪状割れ目が多量に胚胎していることが多い。その他、岩質は新鮮であっても、開口節理の分布が著しく、クラッキーな状態を示すもの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合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時新たな割目が生じる。コアの採取率はおおむね80%以上。岩質が新鮮でも、開口節理が発達し、コア長の短いものはこの岩級に含まれる。
Cl	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、岩質は新鮮であっても、開口節理の分布が著しく、石積状の産状を示すものもこのクラスに含まれる。	コアはおおむね岩片状が主体をなし、組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為、コアの表面はザラザラし、一般に褐～茶褐色を呈する。風化変質は節理付近のみならず全体に進んでいる。コアバレルからコアを抜いた時崩壊し易い。採取率はおおむね80%以下。短柱状コアと砂～粘土状コアが繰り返す場合もこの岩級に含まれる。
D	火成岩の造岩鉱物あるいは堆積岩の構成粒子は著しく変化を受けしばしば砂状および粘土状を呈する部分が見られる。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採取率は著しく悪い。

(「ボーリング柱状図作成要領(案)」(S61.11): (財)日本建設情報総合センター編 P.18)

(3) ボーリング結果

2地点のボーリング結果から下表 6.1.12. に示したように地層区分を行い、地層推定断面図を作成した。地層推定断面図は次々頁の図 6.1.2. に示す。

表 6.1.12. 地層区分表

地質時代		地層名	主な構成土質	記号	岩級区分 (コア形状)	層厚 (m)	N値もしくは 換算N値 (平均値)	
新 生 代	第 四 紀	現世	埋土層 (礫混じり粘土)	B	—	5.7	3~12 (7)	
		完新世	崖錐堆積物	dt	—	9.0~15.0	4~19 (8)	
	古 第 三 紀	暁 新 世	四万十層群	泥岩	Sm1	D~CL (砂状-礫状)	0.3~2.6	100~300 (171)
					Sm2	CL~CM (片状-短柱状)	2.4~5.0 確認	貫入不能

※No.2地点のGL-5mのN値は礫打撃と考えられるため除外した。

調査地において確認された地層状況としては、周辺地域の基盤を形成する四万十層群の泥岩(Sm)の上位に、層厚9~15mの礫質土層が分布している。この礫質土層は崖錐堆積物もしくは旧盛土と考えられるが、ここでは崖錐堆積物(dt)として区分した。また、No.2地点ではdt層の上位に、造成に伴う埋土層が分布している。なお、Sm層のN値は全て50以上であったため、ここでは30cm貫入した場合の換算N値を用いた。

以下、各層について説明を加える。

1) 埋土層:B【層厚 5.70m】

本層は造成に伴う人工的な埋土であり、構成土質は礫混じり粘土を主体とする。

礫はφ2~30mmが主体である。

含水は少ない。

色調は褐-暗褐色である。

N値は3~12である。

2) 崖錐堆積物:dt【層厚 9.00~15.00m】(旧盛土の可能性あり)

本層の構成土質は礫質土を主体とする。

礫はφ5~40mmの泥岩質の角礫を主体とし、風化礫を多く含む。

マトリックスは粗砂主体である。

No.2地点のGL-19m付近に木根の混入が認められた。

掘進時には孔壁の崩壊がみられ、孔壁保護のためケーシングを設置した。

含水は中位-多い。

色調は褐-暗緑灰色である。

N値は4~19で「非常に緩い-中ぐらい」の相対密度である。

3) 泥岩:Sm1, Sm2【層厚 5.00~5.30m 確認】

本層は周辺地域の基盤岩(四万十累帯)である。今回はボーリングコアの状況から Sm1 層と Sm2 層に区分した。

・ Sm1 層【層厚 0.30~2.60m】

No.1 地点の上部で確認された。コアは風化が著しく砂状-礫状コア主体である。また、粘土化している部分も多くみられた。

色調は黒灰色である。

N値は 50 以上もしくは貫入不能であり、標準貫入試験が実施できた部分の換算 N値は 100~115 であった。

・ Sm2 層【層厚 2.40~5.00m 確認】

No.1 地点と No.2 地点で確認された。コアは亀裂は発達しているが、外周が認められる部分が多く、片状-短柱状コア主体である。

色調は黒灰色である。

標準貫入試験は全て貫入不能であった。

○地下水状況

確認された孔内水位は表 6.1.13. に示すとおりである。ただし、この水位は無水掘りでの掘進時に確認されたものではなく、Sm1 層まで掘進・ケーシング打設後に確認されたものである。よって、確認された水位は Sm1 層掘進に用いた残水と考えられる。

図 6.1.1. に水位を確認した時の掘進状況概念図を示す。

地形状況を考慮すれば、本調査地の地下水は Sm1 層の上面付近を流下していると考えられることから、自然水位は dt 層と Sm1 層の境界付近に分布していると推察される。

表 6.1.13. 孔内水位一覧表

調査地点	孔内水位 (m)		確認された地層	dt層とSm1層の境界深度 [GL(m)]	ケーシング打設深度 [GL(m)]	測定月日
	GL	標高				
No.1	-8.20	22.35	dt	-9.00	-10.00	平成17年12月16日
No.2	-18.45	30.40	dt	-20.70	-21.00	平成18年1月25日

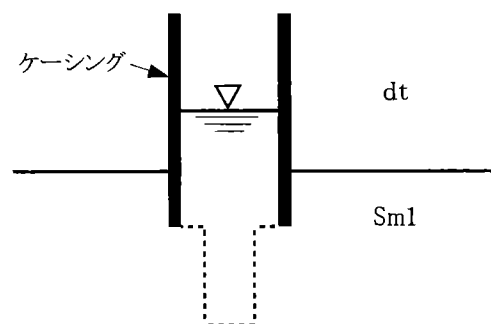
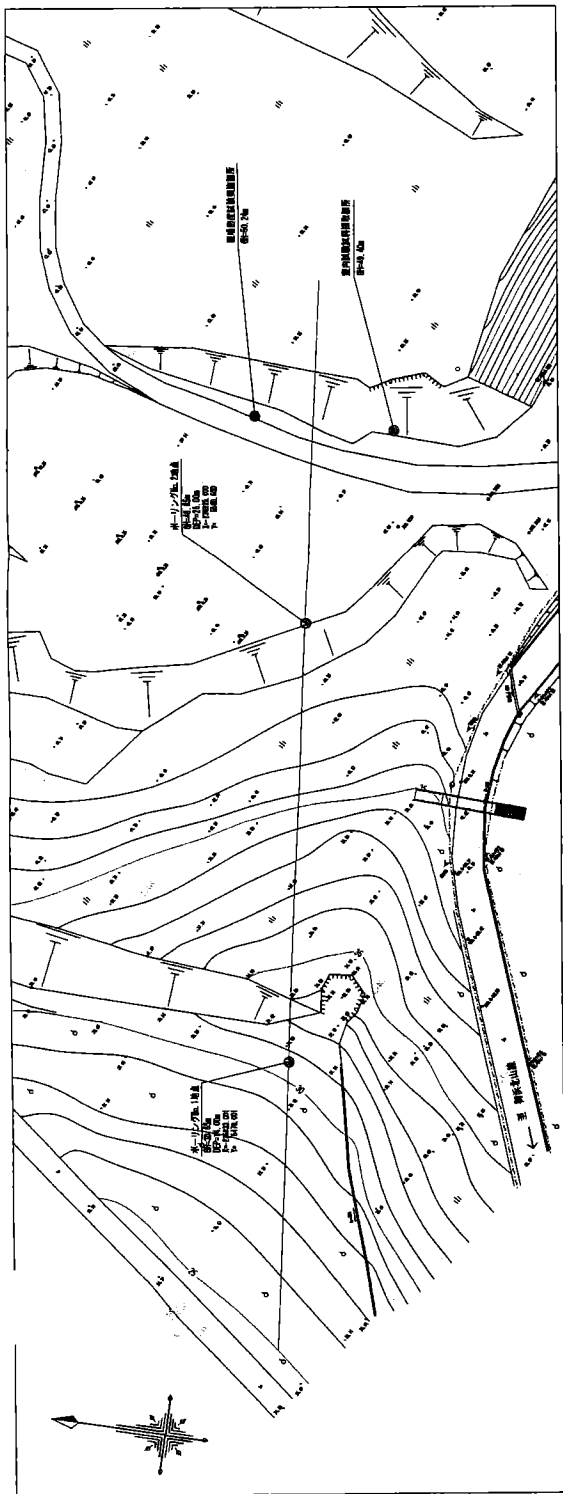


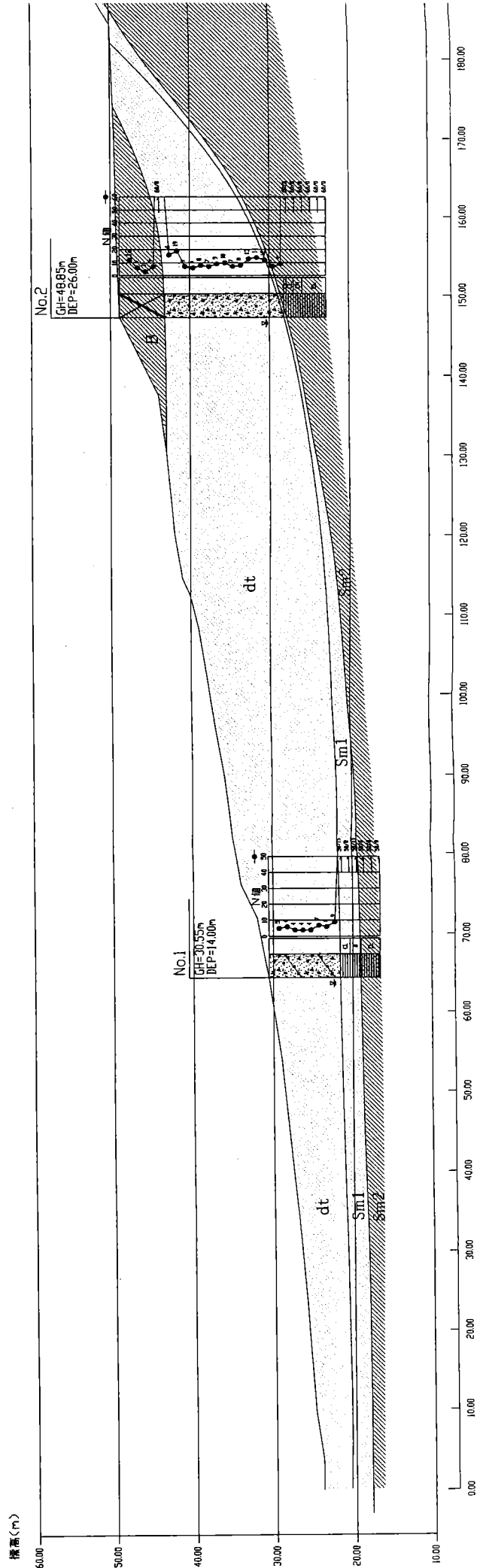
図 6.1.1. 水位確認時の掘進状況概念図

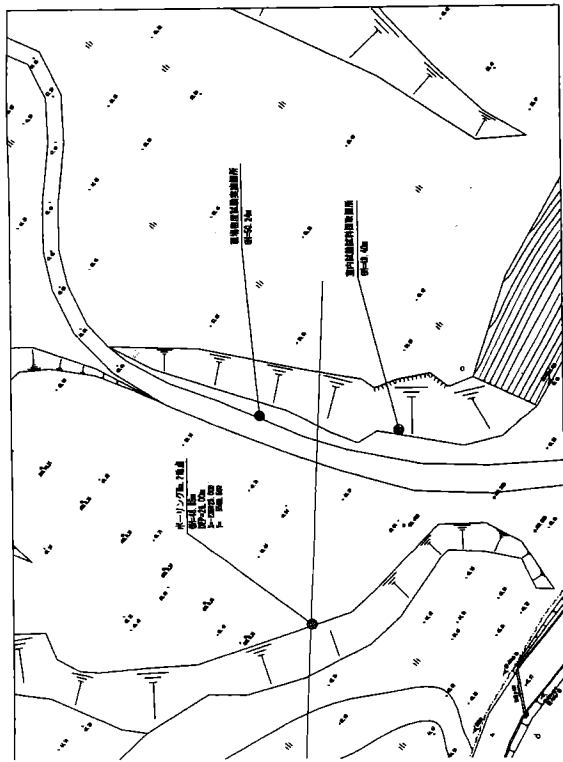
地層区分凡例

地質時代	地層名	主な構成土質	記号
第 四 紀	崖錐堆積物	砂 礫	dt
現 世	四万十層群	泥 岩	Sm1
完 新 世			Sm2
晚 新 世			
古 第 三 紀			



断面位置図(縮尺1:1,000)



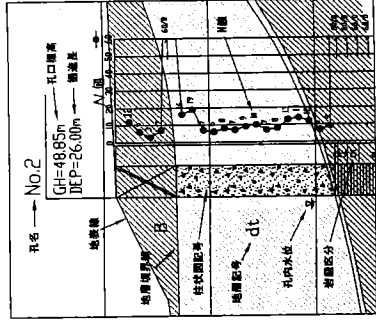


1/尺:1,000)

地層区分凡例

地質時代	地層名	主な構成土質	記号	岩級区分 (コア形状)	層厚 (m)	A値もしくは 換算A値 (平均値)
新 生 代	現世	埋土 (礫混じりの粘土)	B	-	5.7	3~12 (7)
	第四紀					
古 第 三 紀	完新世	砂 礫	dt	-	9.0~15.0	4~19 (8)
	四万十層群	泥 岩	Sm1 Sm2	D~CL (砂状-礫状) CL~CM (片状-短柱状)	0.3~2.6 2.4~5.0 確認	100~300 (171) 真入不能

断面図凡例



柱状図凡例

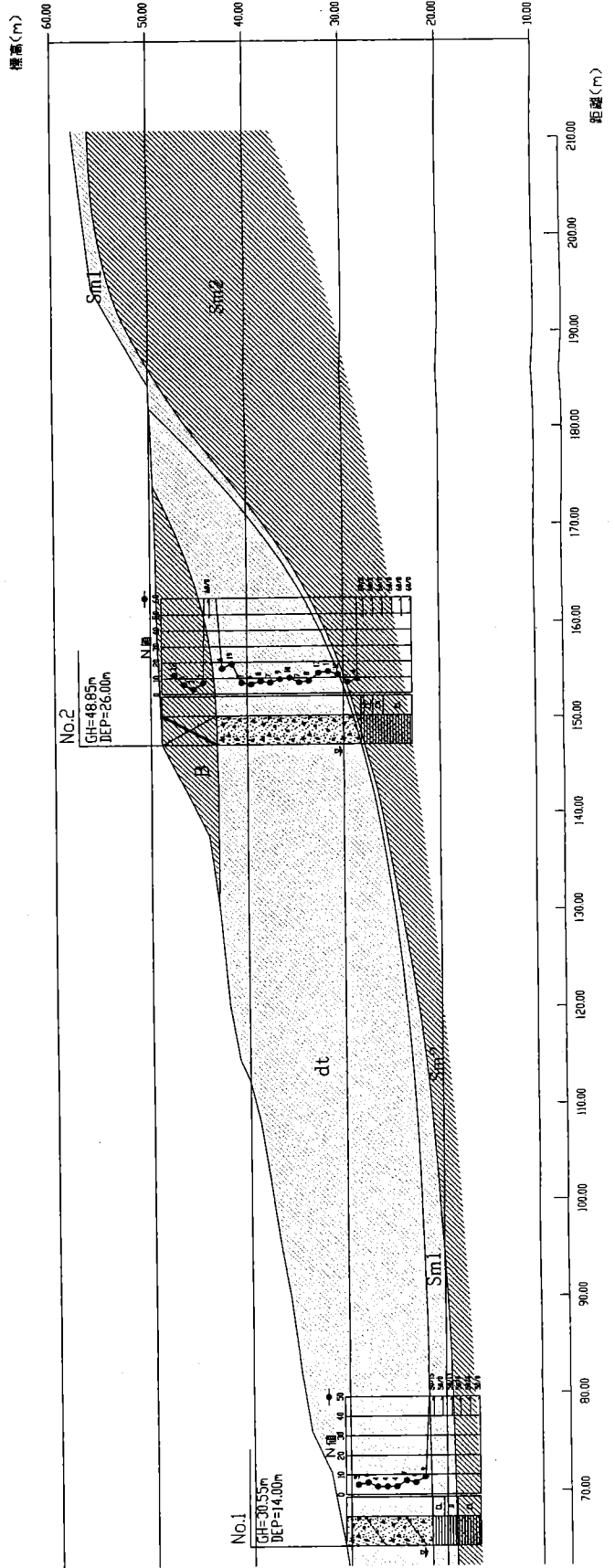
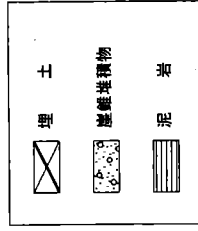


図6.1.2. 地層推定断面図
(縮尺1:500)

§ 7. 考察

7. 1. 調査結果に基づく地盤定数の設定

紀南地区でのボーリング結果を基に、本地区の地盤定数を設定した。詳細な算定方法を以下に示す。

(1) 設計 N 値

B 層、dt 層の設計 N 値は実測 N 値の平均値とした。ただし、B 層の実測 N 値のうち No. 2 地点の GL-5. 0m では 60 回/0cm (貫入不能) となった。これは礫打撃によるものであることから、設計 N 値の算定から除外した。

Sm1 層の実測 N 値は全て 50 以上であることから、下式 7. 1. 1. により換算 N 値を求め、その平均値を設計 N 値とした。表 7. 1. 1. にその算定結果を示す。

$$\text{換算 } N \text{ 値} = \frac{30(\text{cm})}{50\text{回(もしくは60回)打撃時の貫入量}(\text{cm})} \times 50 \text{ (もしくは } 60) \dots\dots\dots \text{式 } 7. 1. 1.$$

※ただし、同式の適用範囲は換算 N 値 300 を上限とする。

(「設計要領 第二集」(H10. 7) 日本道路公団 P. 4-6)

表 7. 1. 1. Sm1 層の換算 N 値

地点名	深度 (GL-m)	標準貫入試験による実測値		換算 N 値*1 [A*30/B]	換算 N 値の平均
		打撃回数 [A]	貫入量(cm) [B]		
No.1	9.15~9.30	50	15	100	171
	10.15	50	0	300*2	
	11.05~11.18	50	13	115	

※1:換算 N 値は、貫入量を30cmと仮定した場合の打撃回数

※2:貫入量0cmであったため、式7.1.1.の適用範囲の上限である300とした

Sm2 層は全て貫入不能であったことから設計 N 値は定めず、この他の地盤定数については岩級区分を基に評価した。

(2) 単位体積重量 (γ)

土砂部の単位体積重量は、表 7. 1. 2. に示される一般値を参考に推定した。

表 7. 1. 2. 単位体積重量 γ の一般値 (kN/m³)

地盤	土質	ゆるいもの	密なもの
自然地盤	砂および砂れき	18	20
	砂質土	17	19
	粘性土	14	18
盛土	砂および砂れき	20	
	砂質土	19	
	粘性土(ただし W _L < 50%)	18	

(注)地下水位以下にある土の単位重量は、それぞれ表中の値から9を差し引いた値としてよい。

(「道路土工 擁壁工指針」(H11. 3) 日本道路協会 P. 20)

岩盤部の単位体積重量は、Sm1層については N 値を用いた式 7.1.2. から求めた。

$$\gamma = 1.173 + 0.4 \log N \text{ (tf/m}^3\text{)} \quad [\times 9.807 \text{ kN/m}^3] \dots\dots\dots \text{式 7.1.2.}$$

(「設計要領 第二集」(H10.7) 日本道路公団 P.4-7)

$$\text{Sm1層} : \gamma = (1.173 + 0.4 \times \log 171) \times 9.8 = 20.2 \approx 20 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

Sm2層については全て貫入不能であり、設計 N 値を定めなかったことから岩級区分を基準として、次頁の表 7.1.3. の C_L の値(中間値を採用)を参考に求めた。

$$\text{Sm2層} : \gamma = [(1.9 + 2.4) / 2] \times 9.8 \approx 21 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

表 7.1.3. 地盤材料の工学的な分類の概念

岩盤区分	乾燥密度 (g/cm ³)
A~B	3.0~
C _H	2.8~3.0
C _M	2.0~2.7
C _L	1.9~2.4
D _H	1.5~2.3
D _M	0.9~2.1
D _L	0.8~1.9

(「岩盤分類とその適用」土木工学社 P.154, 155 一部抜粋)

(3) 粘着力 (c)

粘着力は、B層については N 値を用いた式 7.1.3. を参考に、安全側を考慮し $c = 6N$ を用いて定めた。礫質土を主体とする dt 層については $c=0$ (kN/m²) とした。

$$c = 6N \sim 10N \quad (\text{kN/m}^2) \dots\dots\dots \text{式 7.1.3.}$$

(「道路土工 擁壁工指針」(H11.3) 日本道路協会 P.19)

$$\text{B層} : c = 6 \times 7 = 42 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

岩盤部の粘着力は、設計 N 値を定めた Sm1 層については、式 7.1.4. に示した泥岩等の粘着力の推定式から求めた。

$$c = 16.2N^{0.606} \text{ (kN/m}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{式 7.1.4.}$$

(「設計要領 第二集」(H10.7) 日本道路公団 P.4-9)

$$\text{Sm1層} : c = 16.2 \times 171^{0.606} = 365 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

設計 N 値を定めなかった $Sm2$ 層については、岩級区分を基準に、次表 7.1.4. に示したせん断定数の測定例のうち粘板岩の値を参考に求めた。

表 7.1.4. せん断定数の測定例

岩級		粘板岩 (ダムサイトの例)				花崗岩 (本四連絡橋基礎の例)		
		c (kN/m ² (kg/cm ²))		ϕ (°)		c (kN/m ² (kg/cm ²))	ϕ (°)	
		範囲	平均	範囲	平均	範囲	代表値	代表値
硬岩	B	2250~2750 (22.5~27.5)	2500 (25)	40~50	45	1500~2500 (15.0~25.0)	1500 (15)	45
	CH	1750~2250 (17.5~22.5)	2000 (20)	35~45	40	1000~2000 (10.0~20.0)	1000 (10)	40
	CM	750~1750 (7.5~17.5)	1250 (12.5)	35~45	40	500~1000 (5.0~10.0)	500 (5)	40
軟岩	CL	250~750 (2.5~7.5)	500 (5)	30~40	35	100~1000 (1.0~10.0)	100 (1)	37
	D	100(1)以下	0 (0)	20~30	25	0~500 (0~5.0)	0 (0)	30~35

(「設計要領 第二集」(H10.7) 日本道路公団 P.4-11)

(4) せん断抵抗角 (ϕ)

せん断抵抗角は、 dt 層については N 値を用いた式 7.1.4. を参考に推定した。粘性土を主体とする B 層については $\phi=0(^{\circ})$ とした。

$$\phi = 15 + \sqrt{15 \cdot N} \leq 45^{\circ} \quad \text{ただし、} N > 5 \quad \dots\dots\dots \text{式 7.1.5.}$$

(「道路土工 擁壁工指針」(H11.3) 日本道路協会 P.19)

$$dt \text{ 層} : \phi = 15 + \sqrt{15 \times 8} \doteq 25 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

岩盤部のせん断抵抗角は、設計 N 値を定めた $Sm1$ 層については、泥岩等のせん断抵抗角の推定式により求めた。

$$\phi = 0.888 \log N + 19.3 (^{\circ}) \dots\dots\dots \text{式 7.1.6.}$$

(「設計要領 第二集」(H10.7) 日本道路公団 P.4-9)

$$Sm1 \text{ 層} : \phi = 0.888 \times \log 171 + 19.3 \doteq 21 (^{\circ})$$

設計 N 値を定めなかった $Sm2$ 層については、岩級区分を基準に、表 7.1.4. のうち粘板岩の値を参考に求めた。

(5) 変形係数 (E_0)

変形係数は、一般に下表 7.1.5. に示す方法によって推定できる。このうち B 層、dt 層の変形係数は、標準貫入試験の N 値を基に $E_0=2,800N$ で推定した。

B 層 : $E_0 = 2,800 \times 7 = 19,600$ (kN/m²)

dt 層 : $E_0 = 2,800 \times 8 = 22,400$ (kN/m²)

表 7.1.5. 変形係数 E_0 と α

変形係数 E_0 の推定方法	地盤反力係数の推定に用いる係数 α	
	常時	地震時
直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の1/2	1	2
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値より $E_0=2,800N$ で推定した変形係数	1	2

(「道路橋示方書・同解説 下部構造編」日本道路協会 P.255)

岩盤部の変形係数は、設計 N 値を定めた Sm1 層については N 値を用いた岩盤の変形係数の推定式 7.1.7. により求めた。なお、同式より求めた E_0 から地盤反力係数を推定する場合には係数 α (常時;4, 地震時 8) を乗じる必要がある。

$E = 27.1N^{0.69}$ [kgf/cm²] [×98.1kN/m²] 式 7.1.7.

(「設計要領 第二集」(H10.7) 日本道路公団 P.4-12)

Sm1 層 : $E_0 = 27.1 \times 171^{0.69} \times 98 \approx 92,200$ (kN/m²)

設計 N 値を定めなかった Sm2 層については、岩級区分を基準に、表 7.1.6. に示した変形係数の測定例を参考に求めた。

表 7.1.6. 変形係数の測定例 [kN/m² (kgf/cm²)]

岩級	粘板岩 (ダムサイトの例)		花崗岩 (本四連絡橋基礎の例)	
	範囲	平均	範囲	代表値
B	3,000,000以上 (30,000以上)	※3,000,000 (※30,000)	1,200,000~3,000,000 (12,000~30,000)	2,000,000 (20,000)
CH	1,000,000~3,000,000 (10,000~30,000)	2,000,000 (20,000)	600,000~1,200,000 (6,000~12,000)	800,000 (8,000)
CM	500,000~1,000,000 (5,000~10,000)	750,000 (7,500)	300,000~600,000 (3,000~6,000)	450,000 (4,500)
CL	100,000~500,000 (1,000~5,000)	300,000 (3,000)	150,000~300,000 (1,500~3,000)	200,000 (2,000)
D	100,000以下 (1,000以下)		5,000~150,000 (50~1,500)	10,000~100,000 (100~1,000)

※最小値を示す。

(「設計要領 第二集」(H10.7) 日本道路公団 P.4-12)

以上の方法で求めた地盤定数を下表に示す。

表 7. 1. 7. 本調査地の地盤定数

地層記号 (岩級区分)	N値		単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)	変形係数 E_0 (kN/m ²)
	範囲	設計N値				
B	3~12	7	18	42	0	19,600
dt	4~19	8	18	0	25	22,400
Sm1 (D~CL)	100~300	171	20	365	21	92,200*
Sm2 (CL~CM)	貫入不能	-	21	500	35	300,000*

※地盤反力係数の推定には常時4、地震時8の係数を乗じる必要がある。

7.2. 支持地盤について

本調査地のうち紀南地区では造成が計画されており、また、ボーリング No. 1 地点付近では調整池の建設も予定されている。よって、擁壁等の構造物が建設される場合、支持地盤を選定する必要がある。

一般的に構造物の支持地盤および基礎形式・基礎工法などの検討を行う場合、支持地盤や、それより上位の地盤の地下地層構成および土質性状・上部構造物の規模・周辺環境・経済性等を考慮する必要がある。

参考までに、「道路橋示方書・同解説」によれば、支持地盤選定方法について以下のように示されている。

- 1) 粘性土層は砂質土層に比べて大きな支持力が期待できず、沈下量も大きい場合が多いため、支持層とする際には十分な検討が必要であるが、 N 値が 20 程度以上（一軸圧縮強度 q_u が 0.4N/mm^2 程度以上）あれば良質な支持層と考えてよい。
- 2) 砂層、砂れき層は N 値が 30 程度以上あれば良質な支持層とみなしてよい。ただし、砂れき層ではれきをたたいて N 値が過大にでる傾向があるので、支持層の決定には十分な注意が必要である。
- 3) 岩盤は材料としての強度が大きく、均質な岩盤を支持層とした場合には大きな支持力が期待できる。しかし、岩盤に不連続面が存在したり、スレーキング等の影響を受けやすい場合には、均質な岩盤に比べて十分な支持力が得られないことがある。したがって、岩盤を支持地盤とする場合には、これらの影響について事前に検討を行っておく必要がある。

なお、 N 値から判断して良質な支持層と考えられる層でも、その層厚が薄い場合やその下に相対的に弱い層あるいは圧密層がある場合には、支持力と沈下についてその影響を検討しなければならない。この良質な支持層としての層厚は荷重の規模によっても異なるが、基礎幅に比例して大きな層厚が必要となる。

調査地で確認された地層のうち B 層、dt 層は N 値が小さいことから現状では構造物の支持地盤には適さない。Sm1 層、Sm2 層は全て N 値 50 以上であり、構造物の良質な支持地盤となる。

ボーリング柱状図

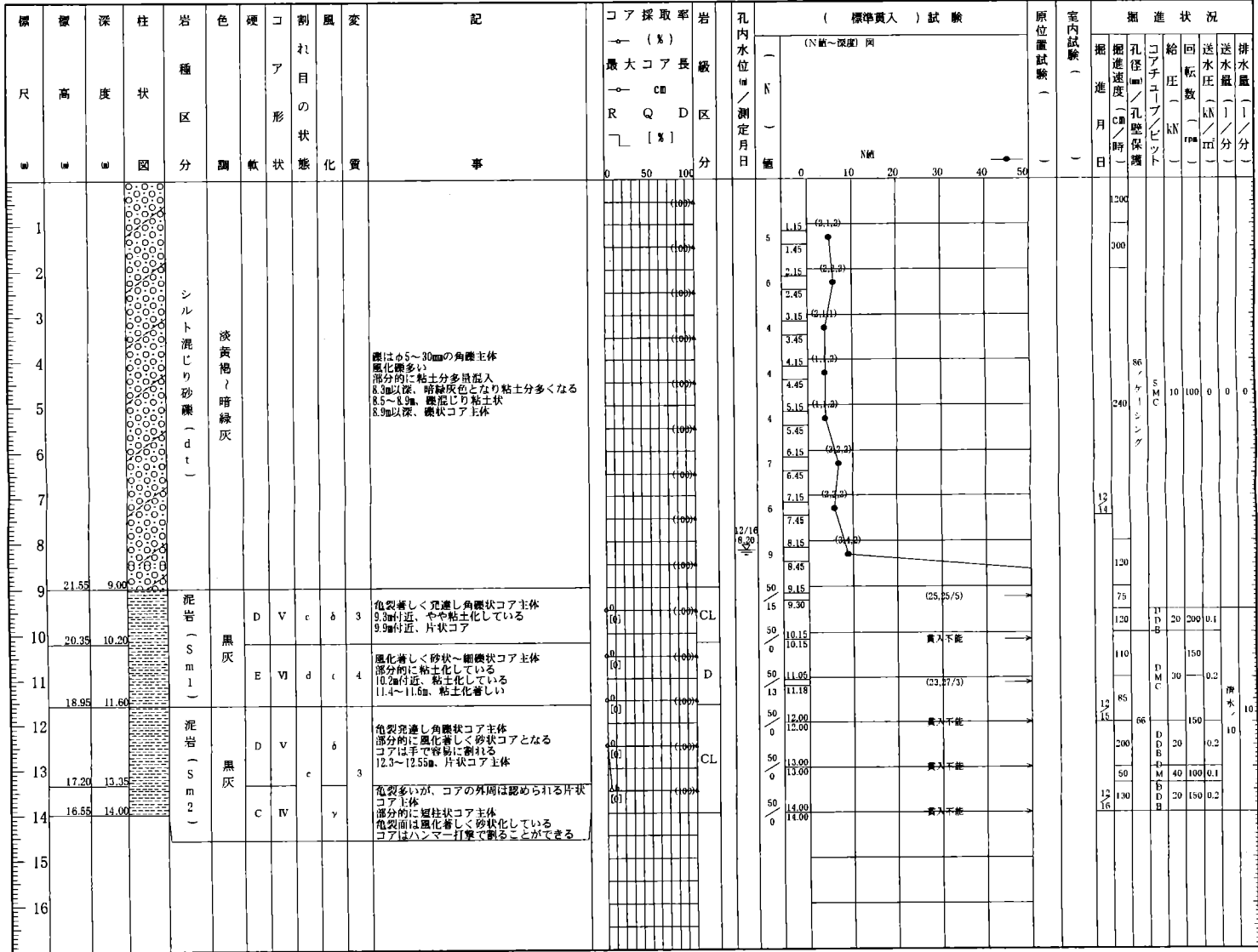
調査名 平成17年度拠点第5号東紀州防災拠点施設整備地質調査業務委託

ボーリングNo.

事業・工事名

シートNo.

ボーリング名	No. 1		調査位置	三重県熊野市久生屋地内				北緯	33° 51' 38.59"		
発注機関	三重県防災危機管理局 防災対策室 防災グループ			調査期間	平成17年12月14日 ~ 17年12月16日			東経	136° 03' 43.39"		
調査業者名	三伸コンサルタント株式会社 電話 (059-334-8010)		主任技師	山口勝		現代理人	山口勝		コ	ア	
孔口標高	30.55m	角			地盤勾配	鉛直 0°		使用機種	KR-100H		
総掘進長	14.00m	度	0° 0'		向	北		エンジン	NFD-9K	ポンプ	V-6



ボーリング柱状図

調査名 平成17年度拠点第5号東紀州防災拠点施設整備地質調査業務委託

ボーリングNo.	
----------	--

事業・工事名

シートNo.

ボーリング名	No. 2	調査位置	三重県熊野市久生屋町地内			北緯	33°51'38.85"
発注機関	三重県防災危機管理局防災対策室防災グループ			調査期間	平成18年1月19日～18年1月25日		
調査業者名	三伸コンサルタント株式会社 電話(059-334-8010)	主任技師	山口勝	現場代理人	山口勝	コ監定者	松本辰夫
ボーリング責任者				ボーリング責任者	松本辰夫		
孔口標高	48.85m	角		方位	北 0° 東 90° 南 180° 西 270°	地盤勾配	水平 0°
総掘進長	26.00m	度	0°	向		使用機種	カノボーリングH-1
		エンジン	ヤンマーNFD9.5		ポンプ	オリンパス35	

