

平成22年度

加庁建委第1号

新庁舎建設用地造成測量設計業務

地質調査報告書

平成23年 9 月

株式会社 千代田コンサルタント

【目 次】

地質調査編

ページ

1. 業務概要	1
2. 調査方法	5
(1) 機械ボーリング	5
(2) コア判定と土砂および岩盤分類の基準	6
(3) 標準貫入試験	9
(4) 孔内水平載荷試験	12
(5) PS 検層	14
(6) 常時微動測定	19
(7) 不攪乱試料採取	23
(8) 室内土質試験	25
3. 地形・地質概要	26
(1) 地形概要	26
(2) 地質概要	26
4. 調査結果	28
(1) 地盤状況	28
(2) 標準貫入試験結果	35
(3) 孔内水平載荷試験結果	38
(4) PS 検層結果	39
(5) 常時微動測定結果	42
(6) 室内土質試験結果	54
5. 考 察	65
(1) 設計用地盤定数の提案	65
(2) 液状化の検討	71
(3) 模擬地震動作成用地盤モデルの設定	77
(4) 設計・施工上の留意点	82

【巻末資料】

- ・ボーリング柱状図およびコア写真
- ・孔内水平載荷試験記録
- ・PS 検層記録
- ・室内土質試験記録
- ・現場記録写真および室内土質試験記録写真

1. 業務概要

(1) 業務名称：加庁建委第1号 新庁舎建設用地造成測量設計業務

(2) 業務目的：本業務は、新庁舎建設に伴う用地造成のための測量・地質・造成設計を実施するものである。
このうち本報告書は、地質調査結果を取りまとめたものである。

(3) 業務場所：宮城県加美郡加美町字矢越 地内

(図 1-1 調査位置案内図および図 1-2 調査位置図参照)

(4) 調査期間：平成 22 年 6 月 9 日から
平成 23 年 6 月 31 日まで

(5) 発注者：加美町役場

(6) 受注者：株式会社 千代田コンサルタント 仙台支店

〒980-0014 仙台市青葉区本町 1-3-8 及川パークビル

TEL 022-214-6261

FAX 022-214-2545

管理技術者：西村 康弘

照査技術者：梶田 陽介

担当技術者：(設計業務) 池口 和仁, 中島 千寿

(測量業務) 高岡 利徳, 菅原 隆行

(地質調査業務) 高田 正美, 山田 恵寿

(7) 実施数量：本調査の内容および実施数量は表 1-1 に示す。

表 1-1 調査ボーリング等実施数量

a. 調査ボーリング

項目 地点	機械ボーリング(m)																
	φ 66mm						φ 86mm						φ 116mm				合 計
	粘性土・シルト	砂・砂質土	礫混り土砂	固結シルト	軟岩	小計	粘性土・シルト	砂・砂質土	礫混り土砂	固結シルト	軟岩	小計	粘性土・シルト	砂・砂質土	礫混り土砂	小計	
H22B-1	9.50	1.00	9.50			20.00											20.00
H22B-1〔別孔〕							3.20					3.20					3.20
H22B-2							7.75	6.35	17.80	1.00	13.10	46.00					46.00
H22B-2〔別孔〕							5.40	2.10				7.50					7.50
H22B-3	4.40	10.50	18.20	1.20	13.70	48.00											48.00
H22B-3〔別孔〕													3.45	4.05		7.50	7.50
実施	13.90	11.50	27.70	1.20	13.70	68.00	16.35	8.45	17.80	1.00	13.10	56.7	3.45	4.05		7.50	132.20

b. 孔内試験および不攪乱試料採取，室内土質試験

項目 地点	標準貫入試験(回)						孔内 水平 載荷 試験 (回)	P S 検層 (m)	常時 微動 測定 (式)	不攪乱試料採取(本)		室内土質試験(試料)										
	粘性土・シルト	砂・砂質土	礫混り土砂	固結シルト	軟岩	小計						土粒子の密度	土の含水比	土の粒度		土の液性限界	土の塑性限界	土の湿潤密度	土の一軸圧縮	土の三軸圧縮	土の圧密	動的変形特性
										フルイ	フルイ＋沈降											
H22B-1	8	2	10			20				1		1	1		1	1	1	1	1	1		
H22B-2	7	6	18	1	14	46		46	1	2		10									2	
H22B-3	4	10	19	1	14	48	2			1	1	2	2	3	2	2	2	2	2	2		
実施	19	18	47	2	28	114	2	46	1	4	1	13	3	3	3	3	3	3	3	3	2	

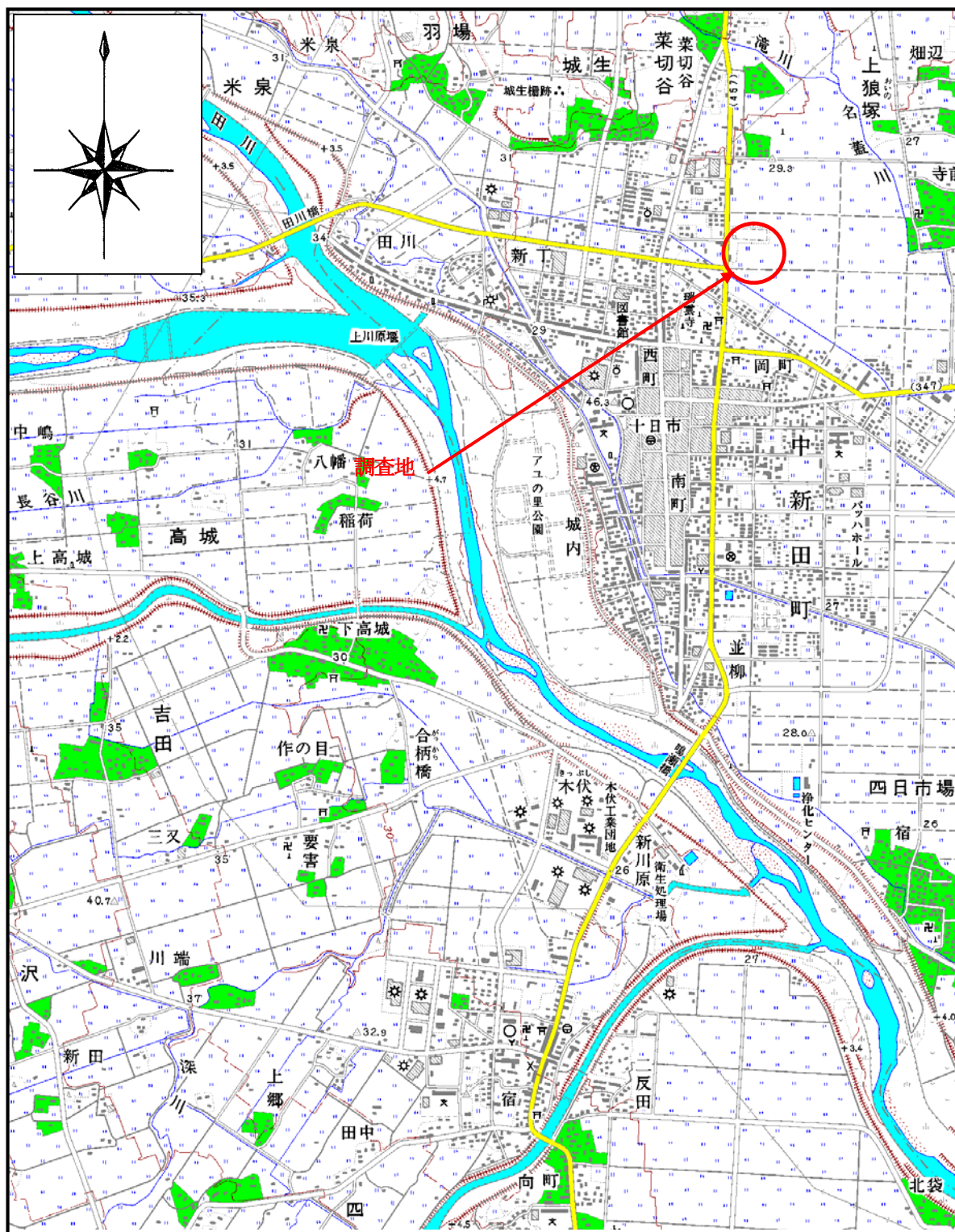
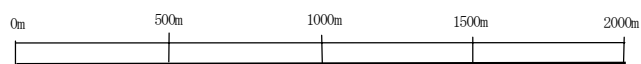


図 1-1 調査位置案内図 (縮尺 1:25,000)

(国土地理院発行の2万5千分の1の数値地図「古川」の一部を使用, 加筆)



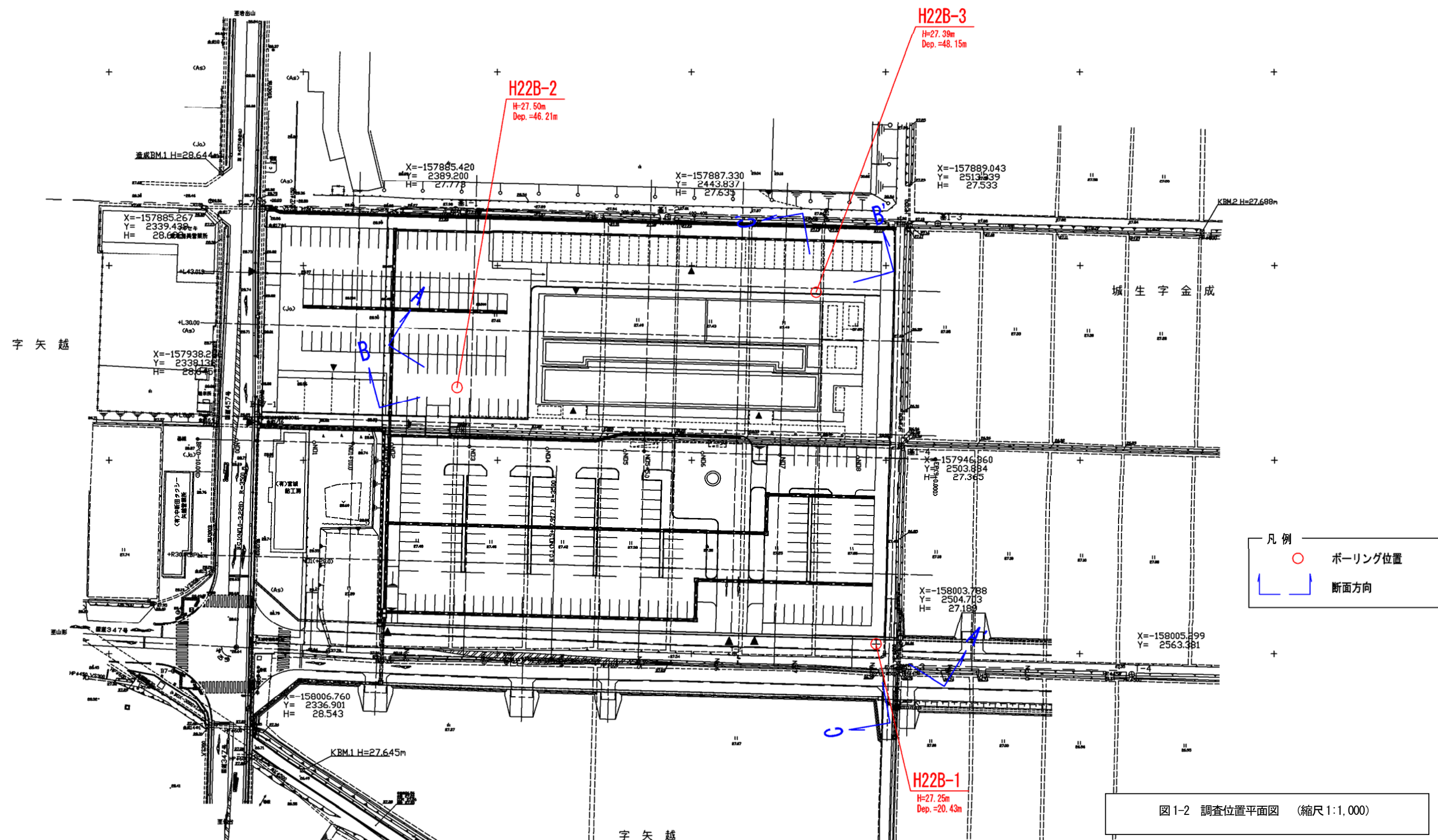
縮尺 1:25,000



加美郡加美町

調査位置平面図 S=1:1,000

城生字金成



2. 調査方法

(1) 機械ボーリング

機械ボーリングは地中の試料を採取し、地層構成等を把握するとともに、標準貫入試験用の試験孔を作成することを目的として実施した。機械は油圧式ロータリーボーリングマシンを用いた。ボーリングマシンの設置状況は図 2-1 に示すとおりである。

掘削にはシングルコアチューブ（メタルクラウン）またはダブルコアチューブ（ダイヤビット）を用い、地質状況に応じてコアチューブやビットを変更し、 $\phi 66\sim 116\text{ mm}$ で標準貫入試験を併用しながら、かつ孔内試験孔に資するように掘削した。

また、地下水位確認後は孔壁保護およびスライム除去を目的として状況に応じてケーシングパイプ（ドライブパイプ）を挿入した。

掘削終了後、担当者の確認を受けたのちボーリング孔をセメントミルクによって閉塞した。

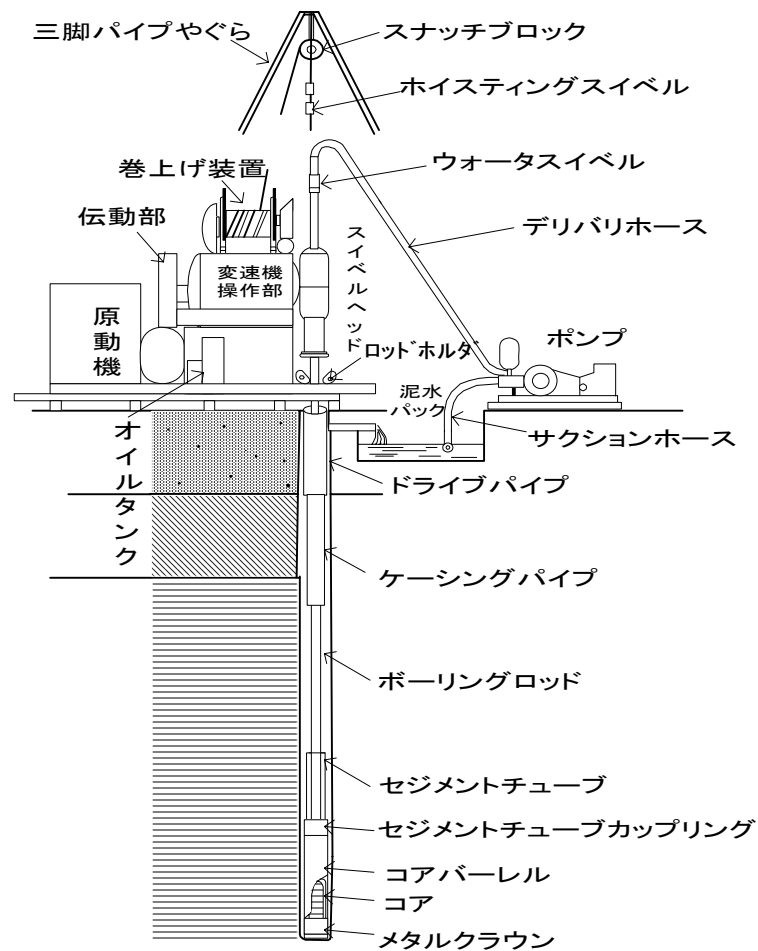


図 2-1 機械ボーリングの概略図

(2) コア判定と土砂および岩盤分類の基準

ボーリングコアの判定はボーリング柱状図作成要領（(財)日本建設情報総合センター）に準じ、巻末の「ボーリング柱状図」を作成した。

土質については表 2-1 に示す土質分類より土質名を判別した。

岩盤については、表 2-2 に示す「菊池・斎藤による岩盤分類」を用い、同基準の「軟岩」の評価に沿って、表 2-3 に示す「コアの硬軟」「コア形状」「割目の状態」「風化」に関する細区分要素の組み合わせにより岩盤分類の判定を行った。

表 2-1 土質名とその定義ならびに工学的分類体系との対応

簡易 分類名	土質名		定義又は説明		工学的分類体系 との対応			
レキ	レキ 粗レキ 中レキ 細レキ 砂レキ		細粒分が 5 %未満	ほとんどのレキが2～75 mmの場合 " 20～75 mmの場合 " 5～20 mmの場合 " 2～5 mmの場合 かなりの砂分を含むレキ	[G]		{G}	G
	シルト 粘土 有機 火山灰	まじり レキ 粗レキ 中レキ 細レキ 砂レキ		細粒分が 5 %以上 15%未満	細粒分がシルト {M} " 粘土性 {C} " 有機質土 {O} " 火山灰質粘性土 {V}	(G-M) (G-C) (G-O) (G-V)	(G-F)	
レキ質土	シルト 粘土 有機 火山灰	質 レキ 粗レキ 中レキ 細レキ 砂レキ	細粒分が 15%以上 50%未満	" シルト {M} " 粘土性 {C} " 有機質土 {O} " 火山灰質粘性土 {V}	(GM) (GC) (GO) (GV)		{G F}	
砂	レキまじり砂 砂 粗砂 細砂		細粒分が 5 %未満	レキを含む砂 ほとんどが75μm から2.0 mmの場合 " 0.42 mmから2.0 mmの場合 " 75μm から0.42 mmの場合	[S]		{S}	S
	シルト 粘土 有機 火山灰	まじり 砂 粗砂 細砂	細粒分が 5 %以上 15%未満	細粒分がシルト {M} " 粘土性 {C} " 有機質土 {O} " 火山灰質粘性土 {V}	(S-M) (S-C) (S-O) (S-V)	(S-F)		
砂質土	シルト 粘土 有機 火山灰	質 砂 粗砂 細砂	細粒分が 15%以上 50%未満	" シルト {M} " 粘土性 {C} " 有機質土 {O} " 火山灰質粘性土 {V}	(SM) (SC) (SO) (SV)		{S F}	
粘性土	シルト 砂質シルト			塑性ひもがもろく、ダイレイタンスー現象が顕著で、乾燥強さが低い	{M}			F
	砂質粘土 シルト質粘土			塑性ひも試験におけるタフネスが中くらい	(CL)	{C}		
	粘土			塑性ひもは非常にねばり強く、乾燥強さが非常に高い	(CH)			
有機質土	有機質シルト 有機質シルト粘土 有機質砂質粘土 有機質粘土		細粒分が 50%以上	黒色、暗色で、有機臭がある有機質シルトまたは有機質粘土質	(OL)		{O}	
				黒色、暗色で、有機臭がある粘土	(OH)			
火山灰質 粘性土	黒ボク、関東ローム（黒色）など			黒色、暗色で、有機臭がある火山灰粘性土	(OV)			
	灰土、関東ロームなど各地のローム			火山灰質粘性土でWL<80 " WL≤80	(VH1) (VH2)		{V}	
高有機質土	ビート、泥炭など 黒泥など		繊維質の高有機質土 分解の進んだ高有機質土		(Pt) (Mk)	{P t}		

（日本建設情報総合センター「ボーリング柱状図作成要領（案）」平成11年より引用）

表 2-2 岩盤分類（菊池・斎藤による岩盤分類）

岩盤等級		硬質岩	中硬質岩	軟質岩
		一応の目安としては新鮮な岩石のテストピースの軸圧縮強度が 80MN/m^2 以上のものである。岩石ハンマーによる打撃では一般に金属音を発する。	一応の目安としては新鮮な岩石のテストピースの乾燥軸圧縮強度が $80\text{MN/m}^2 \sim 20\text{MN/m}^2$ の範囲にあるものである。岩石ハンマーによる打撃ではかなりしなった音を発するが一般に金属音を発しない。この範囲にあるもののうち、軟質側のものは岩石ハンマーの尖頭部による打撃で岩石の表面にさかかづくほみを生ずる場合もある。	一応の目安としては新鮮な岩石のテストピースの乾燥軸圧縮強度が 20MN/m^2 以下のものである。岩石ハンマーによる打撃ではかなり弛緩した音を発し、時には破壊する場合もある。岩石ハンマーの尖頭部による打撃では岩石の表面に容易に窪みが生ずる。
A		岩質は極めて新鮮で、火成岩の造石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。岩盤としては極めて堅牢、固密である。		
B		岩質は新鮮で、火成岩の造石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。また節理の分布は疎らであり、密着している。岩盤としては堅牢、固密である。	岩質は新鮮であり、構成粒子も二次的な風化変質をまったく受けていない。また節理等の割目はほとんど分布していない。岩盤としては堅固である。この場合軟質岩に近いものについては、上記のような性状であっても、すでにこのクラスに属せず C 上級に属するものがある。	
C	C _H	岩質は概ね新鮮、堅硬であるが、火成岩では造石鉱物中、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、時には風化物質がうすく付着していることもあるが、一般には概ね密着している。岩盤としては堅固である。	岩質は新鮮であり、構成粒子も二次的な風化変質を受けていない。また節理の分布は疎らで密着している。岩盤としては概ね堅固である。ただしこの場合、硬質岩に近いものについてはこのような性状でも B 級に属するものがある。	このクラスの対象となる岩石は、中硬質岩に近いもの（新鮮な岩石の乾燥軸圧縮強度が 15MN/m^2 程度以上）である。岩質は新鮮で、構成粒子は風化変質をまったく受けておらず、また節理はほとんど分布していない。
	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、長石類及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特徴的な毛髪状割目が多量に形成していることが多く、この岩石ハンマーで割れば、この毛髪状割目を分離面として崩壊することがしばしばある。こ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。	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やや風化変質しているものが多い。風化程度としてはあまり進んでいないが、原岩が中硬質の岩石であるので、絶対的な硬さとしてはやや軟質な感じを受ける。節理はかなり分布しており、やや開口していることが多く、節理は風化変質をうけて変色汚染されており、しばしば粘土の薄膜、風化物質を挟在している。このクラスの岩盤は毛髪状割目がある程度存在するので、岩石ハンマーによる打撃ではこの毛髪状割目を分離面として、しばしば崩壊する。	岩質は新鮮であり、構成粒子も二次的な風化変質をうけていない。また、節理はほとんど分布していないが、あるいは分布していても疎らでありしかも密着している。岩盤としては風化をほとんど受けていないが、原岩が軟質な岩石であるので、絶対的な硬さとしては、軟質な感じを受ける。この場合、乾燥軸圧縮強度が $6\text{MN/m}^2 \sim 7\text{MN/m}^2$ 程度以下のものではすでにこのクラスに属せず C 下級に属する。
	C _L	火成岩の造石鉱物あるいは堆積岩の構成粒子は著しく風化を受けているために、岩石全体としても一般に褐色あるいは赤褐色を呈する。節理は開口し粘土および風化物質の狭い帯が著しい。このクラスの岩石では特徴的な毛髪状割目の分布が著しくさらにこの割目に沿って風化も進んでいるので、岩石ハンマーによる軽打撃によって容易に崩壊あるいは陥没する。この他、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。	構成粒子は風化変質し、固結程度はかなり低くなっている。原岩が中硬質の岩石であるので、絶対的な硬さとしては、かなり軟質な感じをうける。節理はかなり分布している。節理は開口し、また風化物質、粘土層を著しく挟在している。このクラスの岩盤では毛髪状割目に沿って、かなり風化が進んでいるので、岩石ハンマーによる軽打撃によっても容易に崩壊する。	構成粒子がやや風化変質を受け、固結程度は著しく低下している。岩盤としての絶対的な硬さとしては、極めて軟質な感じを受ける。岩石ハンマーの尖頭部で打撃すると、しばしば鋭角な岩盤が突き刺さる。
D		火成岩の造石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現れる。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。	構成粒子は風化変質が著しくすすみ固結程度は著しく低下し、しばしば砂状および粘土状を呈している。このクラスのものは、割目の分布はむしろ不明瞭である。	構成粒子の固結程度は極めて低くなり、大部分砂状あるいは泥土状を呈している。
該当岩石		(1) 深成岩、半深成岩および火山岩等の火成岩類がこれに該当する。 (2) 中生代以前の砂岩、礫岩、チャート、石灰岩および礫層礫岩等の堆積岩および火山碎屑岩がこれに該当する。ただし粘板岩、頁岩は原則的に除外する。 (3) 変成岩のうち、比較的大塊の片麻岩は、これに該当する。ただし結晶片岩類は除外する。 その他、新第三紀の堆積岩および火山碎屑岩にもこれに該当するものもある。	新第三紀中新世以前の第三紀の堆積岩(泥岩、シルト岩、砂岩および礫岩)および火山碎屑岩(凝灰岩、凝灰角礫岩、火山角礫岩および溶結凝灰岩)の大部分がこれに該当する。ただし第四紀の溶結凝灰岩にはこれに該当するものもある。	新第三紀新世以降の堆積岩(泥岩、シルト岩、砂岩および礫岩)および火山碎屑岩(凝灰岩、凝灰角礫岩、および火山角礫岩)の大部分がこれに該当する。ただし第四紀の火山碎屑岩にはこれに該当するものもある。
摘要		田中式岩盤等級に対応する。		

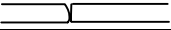
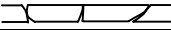
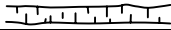
(株)土木工学社「岩盤分類とその適応」平成元年、P44～45 より引用)

表 2-3 コア観察要素細区分

(ボーリングコアの硬軟判定基準)

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砕ける。
E	極軟，マサ状，粘土状

(ボーリングコアの形状判定基準)

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 以下の棒状～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)

(ボーリングコアの割目状態判定基準)

記号	割 目 状 態 区 分
a	密着している。あるいは分離しているが割目沿いの風化・変質は認められない。
b	割目沿いの風化・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。

(ボーリングコアの風化区分)

記号	風 化 区 分
α	非常に新鮮である。造岩鉱物の変質は全くない。
β	新鮮である。長石の変色はないが、有色鉱物の周辺に赤褐色化がある。
γ	弱風化している。有色鉱物の周辺が濁っており、やや黄色を帯びている。長石は一部白濁している。鉱物の一部が溶脱している。
σ	風化している。長石は変質し白色となっている。有色鉱物が褐色粘土化している。黄褐色化が著しい。
ε	強風化している。原岩組織が失われている。

(ボーリングコアの変質区分)

記号	変質区分	変 質 状 況
1	非変質	肉眼的に変質区分の存在が認められないもの。
2	弱変質	現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、現岩組織を明らかに残し、現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，現岩組織を全く～殆ど残さないもの。

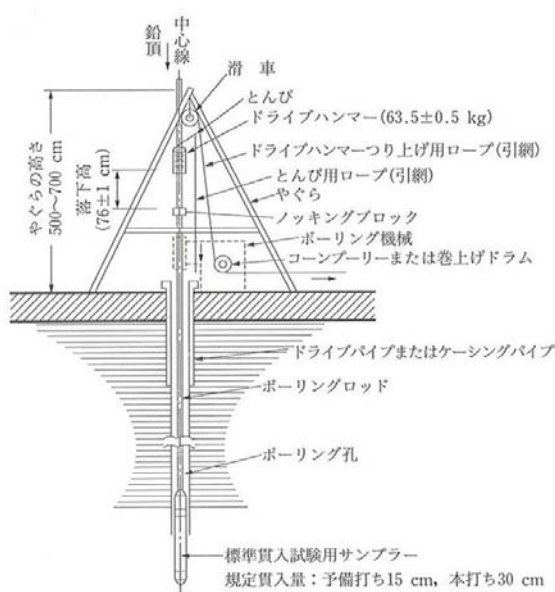
(日本建設情報総合センター発行「ボーリング柱状図作成要領(案)」：平成 11 年より引用)

(3) 標準貫入試験

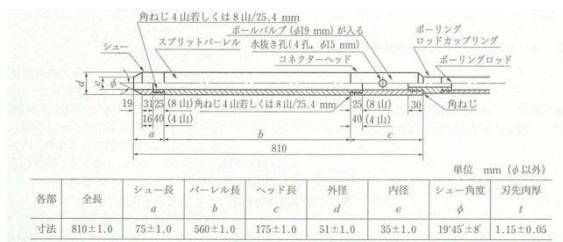
標準貫入試験は、土および岩盤の硬軟、締まり具合の指標となる N 値を求めるとともに、土質の判定・観察を行うための試料を得ることを目的に実施した。また、貫入試験結果 (N 値) からは次頁以降に示すような多くの情報が得られる。

試験方法は、日本工業規格「標準貫入試験方法 (JIS A 1219-2001)」に準じて、図 2-2 に示す要領で行う。深度方向 1.0m 毎にサンプラーをボーリングの孔底に降ろし、ドライブハンマー (63.5kg $\pm$ 0.5kg) を 76cm $\pm$ 1cm の高さから自由落下させ、ロッド上端にあるノッキングブロックを打撃することにより、サンプラーが 30 cm 地中に貫入されるのに要した打撃回数を測定した。 N 値とはこの打撃回数のことである。

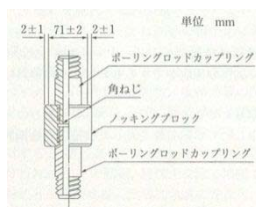
なお、打撃回数の上限は 50 回までとし、試験結果の記録 (試験深度、打撃回数、貫入量) は、「ボーリング柱状図」に記載した。



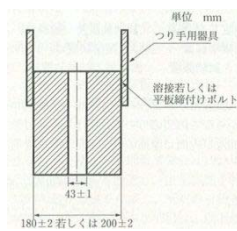
標準貫入試験用装置および器具の名称



標準貫入試験用サンプラー



ノッキングブロックの標準形式



ドライブハンマーの標準形式

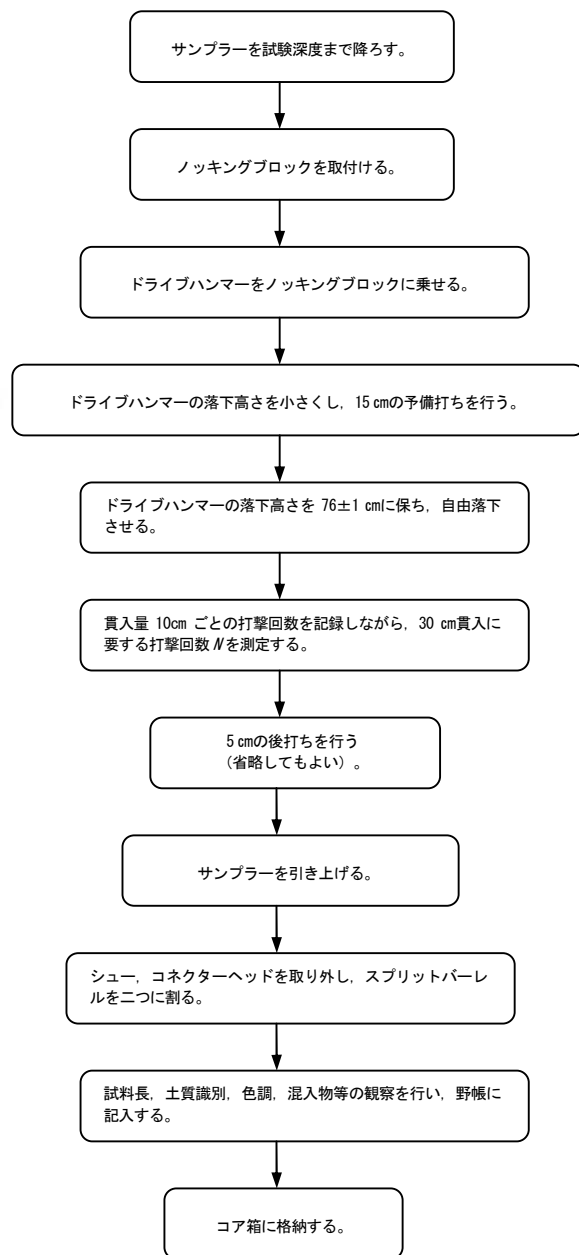


図 2-2 標準貫入試験要領および装置

(地盤工学会「地盤調査の方法と解説」平成 16 年, P. 246~256 より引用)

砂質土の N 値については表 2-4～表 2-5 に示すような相対密度やせん断抵抗角等の地盤定数との関係が、粘性土の N 値については図 2-3 に示すようなコンシステンシーや一軸圧縮強さ等との関係が提案されている。

表 2-4 N 値と砂の相対密度の関係

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

注) 鉄筋は $\phi 13$ mm

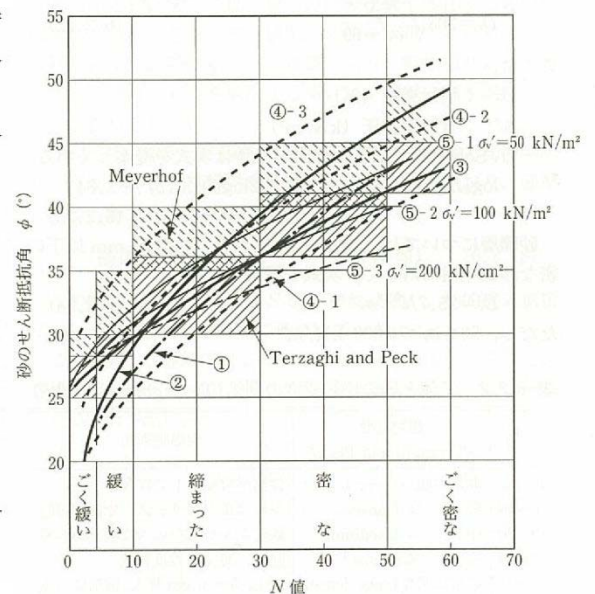
((社)地盤工学会「地盤調査の方法と解説」平成 16 年, P. 263 より引用)

表 2-5 N 値と砂のせん断抵抗角の関係

N 値 (相対密度)	せん断抵抗角 ϕ (度)				
	Terzaghi Peck	Meyerhof	Dunham	大崎※1	道路橋※2
0～4 (非常に緩い)	28.5>	30>	①粒子丸・粒 度一様	$\sqrt{20N}+15$	$\sqrt{15N}+15$ ($N \geq 5$)
4～10 (緩い)	28.5～30	30～35	②粒子丸・粒 度良		
10～30 (中位の)	30～36	35～40	③粒子角・粒 度一様		
30～50 (密な)	36～41	40～45	④粒子角・粒 度一様		
>50 (非常に密な)	>41	>45	⑤		

※ 1 : 建築基礎構造設計指針に引用されている。

※ 2 : 道路橋示方書 1996 年版以前で採用されていた。



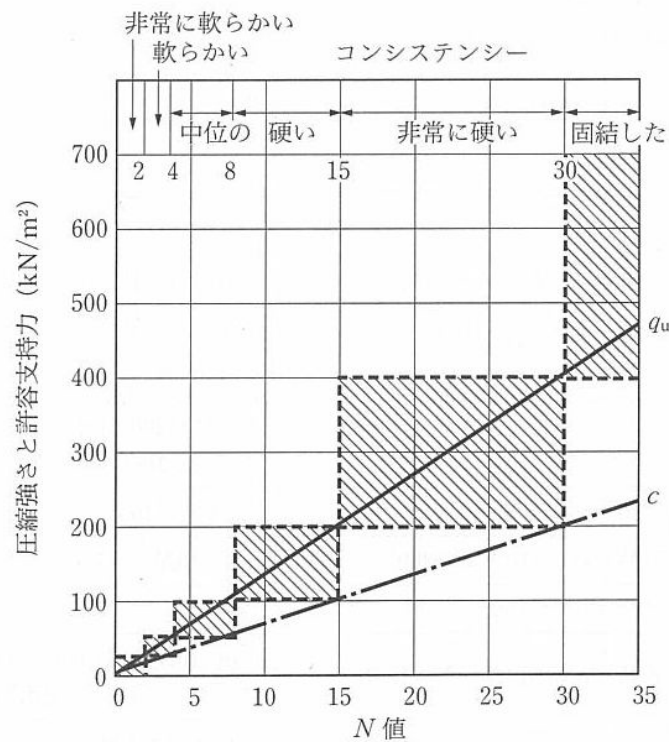
- ① 道路橋示方書 $\phi = 15 + \sqrt{15N}$ ($N \geq 5$)
 ② 大崎 $\phi = 15 + \sqrt{20N}$
 ③ Peck $\phi = 0.3N + 27$
 ④ Dunham
 ④-1. $\phi = 15 + \sqrt{12N}$ (粒子丸・粒度一様)
 ④-2. $\phi = 20 + \sqrt{12N}$ (粒子丸・粒度良, 粒子角・粒度一様)
 ④-3. $\phi = 25 + \sqrt{12N}$ (粒子角・粒度良)
 ⑤ 国鉄建造物設計標準解説

$$\phi = 1.85 \left(\frac{N}{0.01\sigma_v' + 0.7} \right)^{0.6} + 28$$
 ここで, σ_v' : 有効上載圧 (kN/m²)

((社)地盤工学会「地盤調査の方法と解説」平成 16 年, P. 263 より引用)

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 Peck¹⁾)

N 値	q_u (kN/m ²)	コンシステンシー
0～2	0.0～24.5	非常に柔らかい
2～4	24.5～49.1	柔らかい
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



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 Peck¹)に加筆修正)

図 2-3 N 値と粘土のコンシステンシー，一軸圧縮強さの関係

((社)地盤工学会「地盤調査の方法と解説」平成 16 年, P. 267 より引用)

(4) 孔内水平載荷試験

孔内水平載荷試験は、ボーリング孔を利用して水平地盤反力を測定し、これより地盤の水平方向の変形特性を知るための試験であり、ボーリング孔内において孔壁を加圧することによって地盤の変形係数 (E_m)、降伏圧力 (P_y) および極限圧力 (P_l) を求めることを目的としている。

試験方法は、地盤工学会基準「孔内水平載荷試験方法 (JGS 1421-2003)」に準じ、以下に示す測定手順で行った。

なお、図 2-4 に孔内水平載荷試験器 (LLT) の概要図を示す。

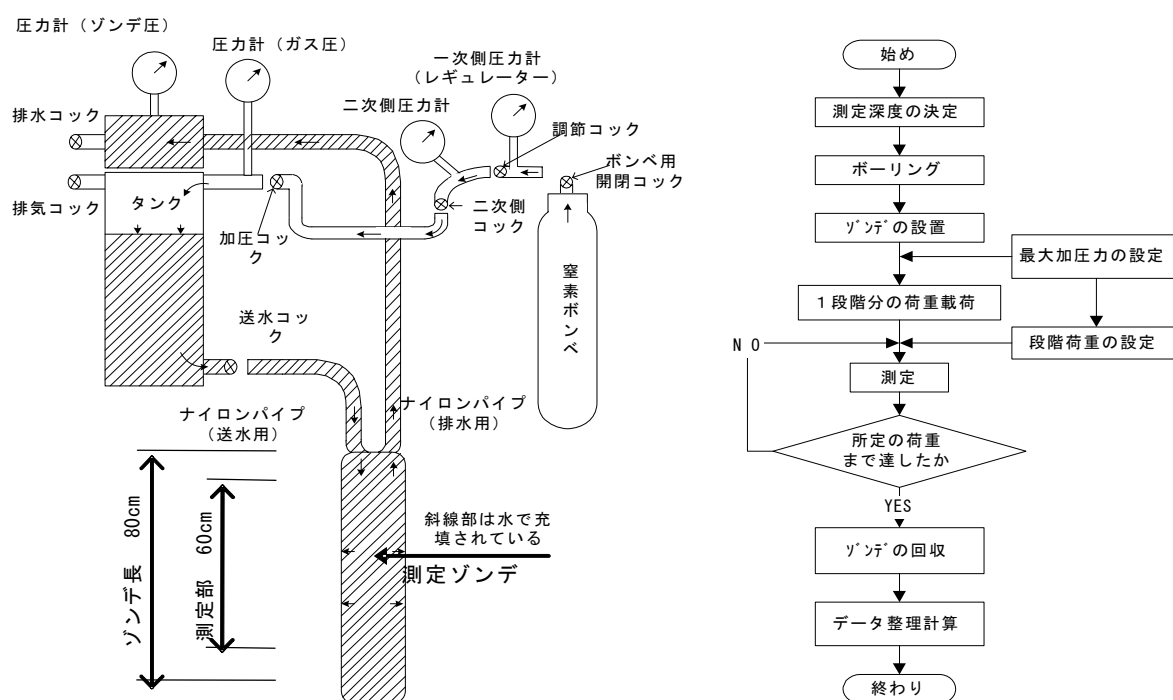


図 2-4 孔内水平載荷試験の概要図

a. 測定手順

- ①試験深度を決定した後、孔壁の乱れが生じないように注意を払いながら試験孔の掘削を行う。
- ②ゾンデを試験深度に設置する。
- ③窒素ガスによりゾンデ内の水を加圧し、ゾンデを膨張させ、孔壁を加圧する。圧力を段階的に上昇させ、ゾンデの膨張に伴うタンク内の水位変化を見る。1 圧力段階において 15, 30, 60, 120 sec ごとに水位を測定する。120 sec 経過後、次の圧力段階へ移行する。
- ④地盤が破壊したと判断された場合、または、ゾンデの膨張限界に達した場合は測定を終了し、ゾンデを回収する。

b. 解析方法

①試験データを図 2-5 に示す圧力 (Pe) ～変形速度 (ΔH) 曲線および圧力 (Pe) ～半径 (r) 曲線に整理する (ΔH: 120sec と 30sec の水位読み取り値の差 (cm))。

②圧力～変形速度曲線の折点と圧力～半径曲線の形状から P0 (静止土圧), Py', P1' を読み取り, 次式により降伏圧 Py および極限圧 P1 を求める。

$$Py = Py' - P0$$

$$P1 = P1' - P0$$

③地盤係数 K_m および変形係数 E_m を次式により求める。

$$K_m = \Delta P / \Delta r \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$E_m = (1 + \nu) \cdot r_m \cdot K_m \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに, ΔP : 圧力～半径曲線で直線を示す区間の圧力差 (kN/m²)

Δr : ΔP を求めた区間の半径の差 (cm)

r_m : ΔP を求めた区間の中間の半径 (cm)

ν : ポアソン比 (一般に 0.3)

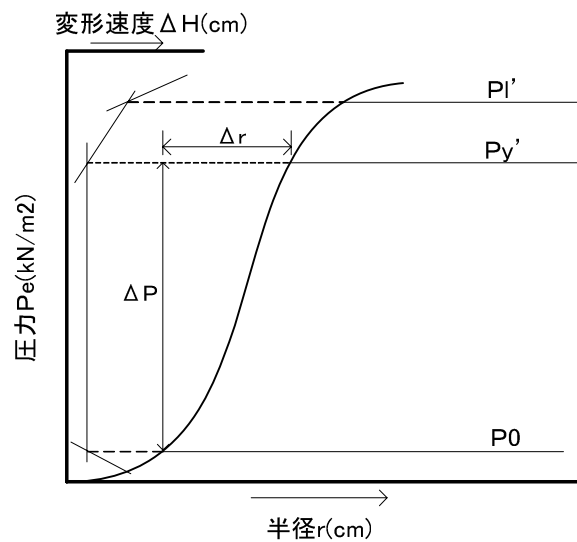


図 2-5 孔内水平載荷試験の解析概念図

(5) PS 検層

a. 弾性波の種類と性質

弾性波には実体波と表面波があり、さらに実体波にはP波（縦波又は疎密波）とS波（横波又はせん断波）、表面波にはレーリー波とラブ波がある。

それぞれの波はその進行に伴い図 2-6 に示すような質点運動を行う。S波にはその振動方向によってSH波とSV波があるが、検層に使われるのは主にSH波の方である。

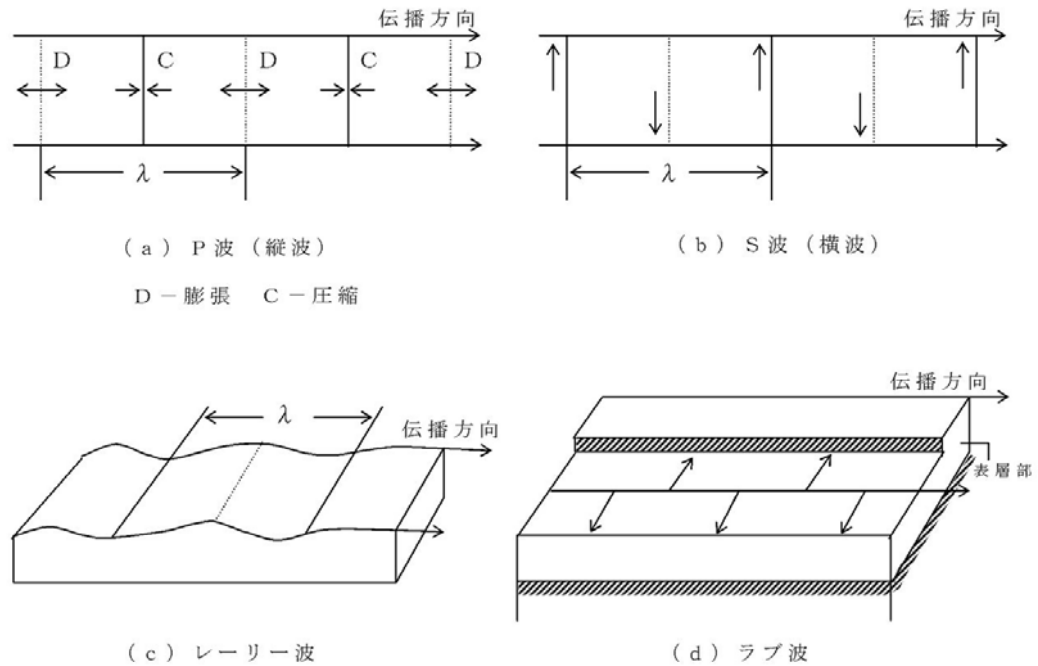


図 2-6 波の伝播と質点運動

PS 検層はボーリング孔を利用して地盤のP波とS波を直接的に測定するもので、一般にはダウンホール法（地表起震，地中受振）が使われている。

P波速度（ V_p ）とS波速度（ V_s ）は地盤の弾性的性質に依存し、それぞれ次式で表される。

$$V_p = \sqrt{\left(K + \frac{4G}{3}\right) / \rho} = \sqrt{\frac{(1-\nu)}{(1-2\nu)(1+\nu)} \cdot \frac{E}{\rho}} \quad \text{①式}$$

$$V_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad \text{②式}$$

K = 体積弾性率

E = ヤ ン グ 率

G = 剛 性 率

ν = ポアソン比

ρ = 密 度

①及び②式からわかるようにP波速度は主にヤング率に、S波速度は剛性率（せん断弾性係数）に依存する。従ってP波速度は地盤の硬さのほかに含水状態に大きく影響され、地下水で飽和した未固結層は水の数値に近い 1,400～1,600 m/s 程度の値を示す。

一方S波速度は含水状態にあまり影響されないため、特に未固結地盤においては他の力学的パラメーター（一軸圧縮強度、変形係数など）との相関性がよい。

このようにP波及びS波速度を測定することによって地盤の状態や力学的特性を把握できるほか、両者の値とは別に測定される密度（ ρ ）を用いて剛性率やポアソン比を求めることができ、これらは地震時における地盤の応答を計算するのに用いられている。

b. 測定方法

測定システムは図 2-7 に示すように孔内受振器、地上測定装置及び震源より構成される。

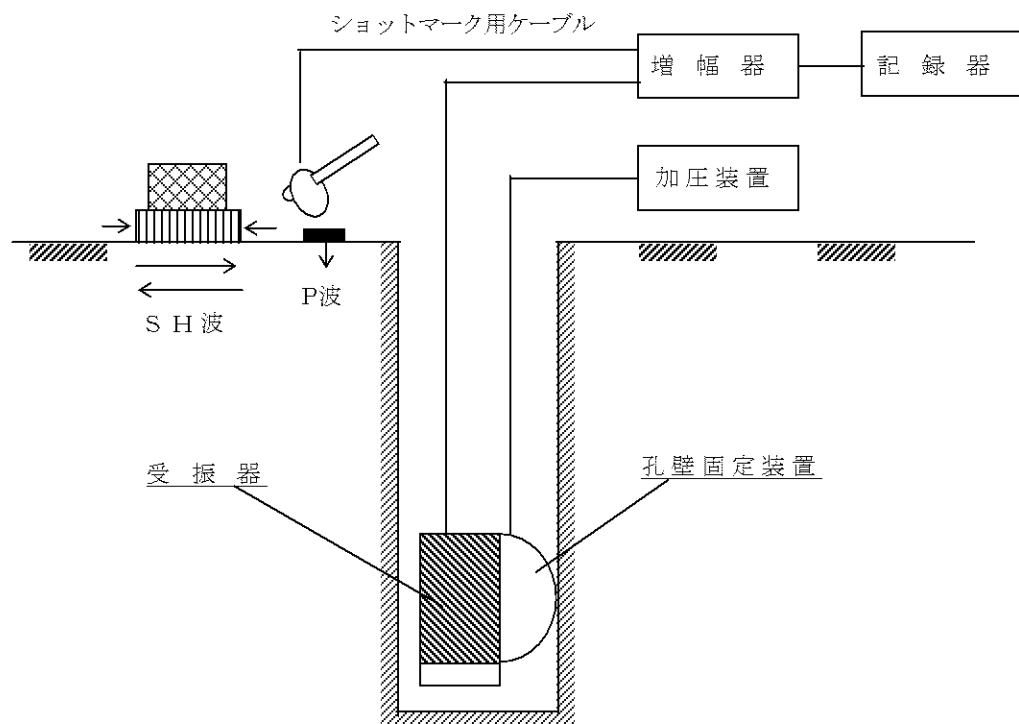


図 2-7 測定システム

(a) 孔内受振器

孔内受振器には水平 2 方向、上下 1 方向の計 3 成分の換振器（固有周波数 28Hz）が組み込まれている。P波は上下動成分で、S波は水平成分で測定する。孔壁への固着はビニールホースを介して地上より高圧ガスを送り、孔内受振器に付属しているゴムパッカーをふくらませ圧着させた。

(b) 測定装置

通常は増幅器と記録器及び加圧装置より構成されるが、深い測定（深さ 50m 以上）やノイズの多いところでの測定はスタッキングユニットを使用した。

加圧装置には水圧ポンプか高圧ガスポンプを使用した。一般に孔内水位が低い場合には高圧ガスが、高い場所では水圧の方が有利である。

(c)震 源

S波震源には板タタキを使用した。板は厚さ 5cm, 巾 50cm, 長さ 1～2m程度のものを使用した。地面の表面を削り, 水平に成型した上に板を設置し, その上に 100kg 程度の荷重をのせた。S波はこの板の両端を叩いて発生させた。

P波は地面を直接, または地面に置いた金属製の円盤を叩いて発生させた。

(d)測定手順

測定はまず孔内受振器を所定の位置まで降ろし, 地上より水压又は高压ガスを送ってパッカーにより孔壁に固着させる。次に地上の増幅器を調整し, P波, S波の順で測定した。

S波の測定においては板の両端を叩いて得た記録を比較し, 位相の反転性をチェックし S波の確認を行った。

c. 解析方法

測定した波形記録より P波, S波それぞれの初動を読み取る。S波の記録は場合によって P波やノイズ等のため不明瞭な場合がある。そのような場合は, S波位相の最大振幅を示す部分を読み取り, 初動位置を決めた。

発振点から受振点まで波が伝播するのに要する時間を走時と呼び, 記録の基準点 (ショットマーク) より P波の初動までの走時を P波走時, S波と判定した初動までの走時を S波走時と呼ぶ。

前項の読み取り法に従い各深度における P波, S波走時は, 縦軸に深度, 横軸に走時を目盛ったグラフに深度と走時の関係をプロットした (これを走時曲線と呼ぶ)。

この走時曲線は, 原記録により作成されたもので, 解析にあたっては, 発振点がボーリング孔口にあるような走時曲線に補正しなければならない。補正は次のように行う (図 2-8)。

走 時 t (msec)

測定深度 d (m)

発振点と孔口の距離 ℓ (m)

受振点と発振点とを結ぶ線が θ (°)

ボーリング孔となす角とすると, 補正走時 t' は次式で示される。

$$\tan \theta = \ell / d$$

$$t' = t \cdot \cos \theta$$

各深度でこのような補正計算を行い、補正走時曲線を作成した。

速度決定に先立ち、まず走時曲線の直線部分からいくつかの走時層に区分を行う。区分は走時曲線から一義的に行えるが、観測誤差の範囲で多少の自由度がある。そのため、決定に際しては柱状図を参照し、また、P波とS波の走時曲線を互いに見比べながら行う。速度の決定は各速度層ごとに、次のようにして走時曲線の勾配からP波、S波の速度を求めた。

速度層の層厚 Δx

速度層の上面と下面の走時差 Δt

とすると速度Vは次式で計算される。

$$V = \Delta x / \Delta t$$

得られた成果は柱状図、N値及びその他の測定値とともに速度柱状図として示した。

また、このようにして決定されたP波及びS波速度から次式を使って弾性定数を計算することができるが、ヤング率（E）や剛性率（G）の計算には別に密度（ ρ ）の情報が必要となる。

$$\nu = \frac{2(V_s / V_p)^2 - 1}{2 \{ (V_s / V_p)^2 - 1 \}}$$

$$G = \rho V_s^2$$

$$E = 2(1 + \nu) G$$

V_p : P波速度

V_s : S波速度

ρ : 密度

ν : ポアソン比

G : 剛性率

E : ヤング率

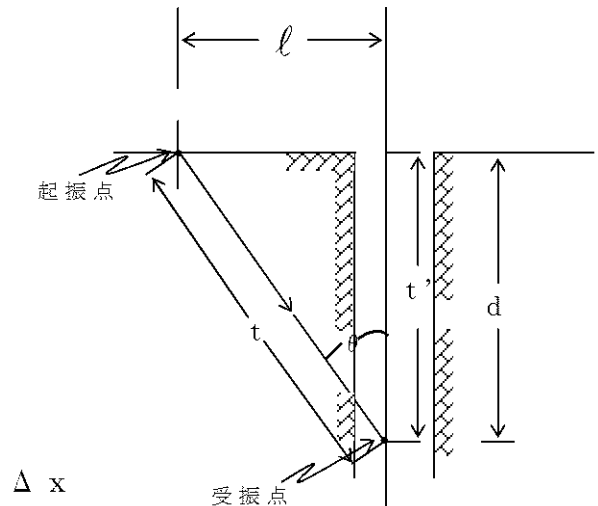


図 2-8 補正時の求め方

表 2-6 測定器使用一覧表

品 名	型 式	仕 様	数 量
測 定 器	McSEIS -SX	・8成分 利得 $\times 4, \times 32, \times 256$ (12,30,48 [db]) ・フィルター 80~1kHz(ローパスフィルター) ・サンプリングレート 33.3, 50, 100, 200, 500 [μs] 1, 2, 4 [ms] ・周波数帯域 2~4600 [Hz] ・信号入力インピーダンス 20 [kΩ] 差動	1 台
孔内受振器	Model 3315	孔壁固着型、固有周波数 28Hz 成分数—水平 2 成分、上下動 1 成分	1 台
そ の 他		板、カケヤ、バッテリー	1 式

(6) 常時微動測定

a. 概 要

微動とは、遠方からの交通機関や工場機械等による人工的なものや潮汐・波浪・火山活動等の自然現象によって起こされた振動が四方八方から伝播してきたものの集まりで、その振幅は極めて小さく数 $\mu\text{m/s}$ 程度、その周期は0.1～数秒程度である。

「常時微動」は周期0.1～1秒程度の微動で、振動源は遠方の交通機関や工場機械等による人工的なものである。周期が1～5秒の微動を「やや長周期微動」といい、潮汐・波浪等自然現象が振動源になっている。

常時微動は各地盤において特有の性質を有し、一見不規則に見える波形の中にその地盤の弾性的性質の情報を含んでいると言われている。常時微動の性質は地震時での地盤振動特性と良い相関性が見出されている。例えば、常時微動の卓越周期は地震時における地盤の卓越周期と調和的であることが知られている。このように常時微動測定は地震時における地盤の振動特性を推定する上で有力な手段とされている。

常時微動測定で測定対象になる周期帯は表層地盤の卓越周期帯の0.1～1秒または2秒である。しかし高層建築物を対象にした場合には高層建築物の固有周期が長い(1.5～5秒程度)ため地下深部構造まで含めた卓越周期帯のやや長周期微動も測定対象とし、高層建築物の固有周期に近い地盤の卓越周期も求める。前者を1秒計、後者を5秒計でそれぞれ測定する。

b. 測定装置および測定方法

常時微動の測定システムを図2-9に、測定の手順を図2-10に示す。

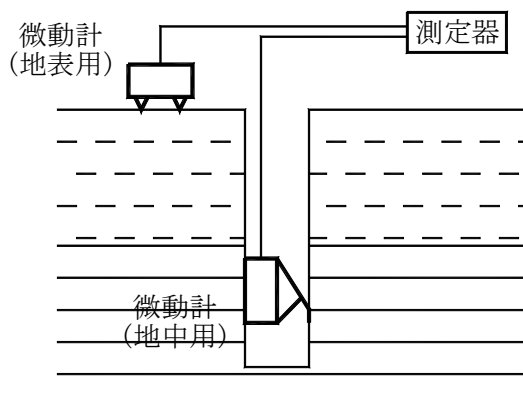


図2-9 常時微動測定システム

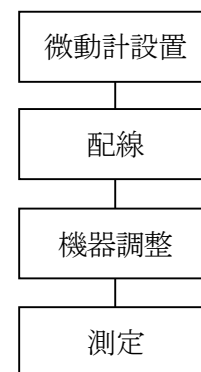


図2-10 測定手順

測定の概要及び手順を次に挙げる。

a) 測定の概要を表 2-7 に示す。

表 2-7 測定の概要

H22B-2

測定日時		測 定 点	使用微動計	サンプリング 間隔	収録 チャンネル数	天 気
1 日 目	2011. 4. 7 16:00 ~ 18:00	地表	地表用1秒計	0.01秒	3	晴れ, 時々風
		地中 (GL-45m)	地中用1秒計		3	
		地表	地表用5秒計		3	
2 日 目	2011. 4. 8 10:00 ~ 12:00	地表	地表用1秒計		3	くもり, 時々風
		地中 (GL-20m)	地中用1秒計		3	
		地表	地表用5秒計		3	

b) 微動計（地表用 1 秒計及び地表用 5 秒計）を地表に水平に設置した。

c) 微動計（地中用 1 秒計）を 1 日目は GL-45m に、2 日目は GL-20m にそれぞれパンタグラフ型アームで固定して設置した。

d) 微動計は地表用及び地中用共に水平動 2 成分と上下動成分の計 3 成分の測定ができるようになっている。

e) 微動計及び測定器の配線をし、測定器の調整を行った。

f) 3 台の微動計（地表用 1 秒計，地中用 1 秒計及び地表用 5 秒計）を用いて測定を行った。測定機器を表 2-8 に示す。

g) 測定記録を測定器に収録した。

h) 測定記録を確認し、測定記録中に解析に必要な時間長 (20.48～40.96 秒) の記録が収録されていることを確認してから測定を終了した。

i) 測定時の天気は 1 日目が晴れで時々風が吹いていた。2 日目はくもりで時々風が吹いていた。

j) 測定地は国道 457 号線の東側に 50m 離れた所に位置する水田内にあり、測定地からおよそ 90m 離れた所に国道 457 号線と国道 347 号線との交差点がある。

表 2-8 常時微動測定機器一覧

項目		型式	仕様		メーカー
微動計	地表用 1秒計	CR4.5-1S	成分数	水平動 2, 上下動 1	物探サービス (株)
			感度	0.0338 V/kine	
			測定周波数	1～20 Hz	
	地表用 5秒計	CR2-5S	成分数	水平動 2, 上下動 1	
			感度	1 V/kine	
			測定周波数	0.2～9 Hz	
	地中用 1秒計	MBPU-45M	成分数	水平動 2, 上下動 1	
			感度	0.0338 V/kine	
			測定周波数	1～20 Hz	
			孔壁固定方法	パンタグラフ型アーム	
測定器		GEODAS15-HS	チャンネル数	12 ch	
			増幅度	0,20,40,60 dB	
			フィルタ	0,25,100,300 Hz	
			分解能	24 bit	
			変換速度	50 kHz	
			許容入力電圧	±2.5 V	
			サンプリング周波数	50,100,200,250,500 Hz	
			測定記録収録先	ハードディスク 64 GB	

c. 解析方法

測定器に収録した測定記録を再生し、特定の振動源（例えば測定地周辺道路の通行車両や風）の影響の少ない区間を選定した。その区間から図 2-11 の解析手順に従ってフーリエスペクトル、スペクトル比及び H/V スペクトルをそれぞれ求めた。

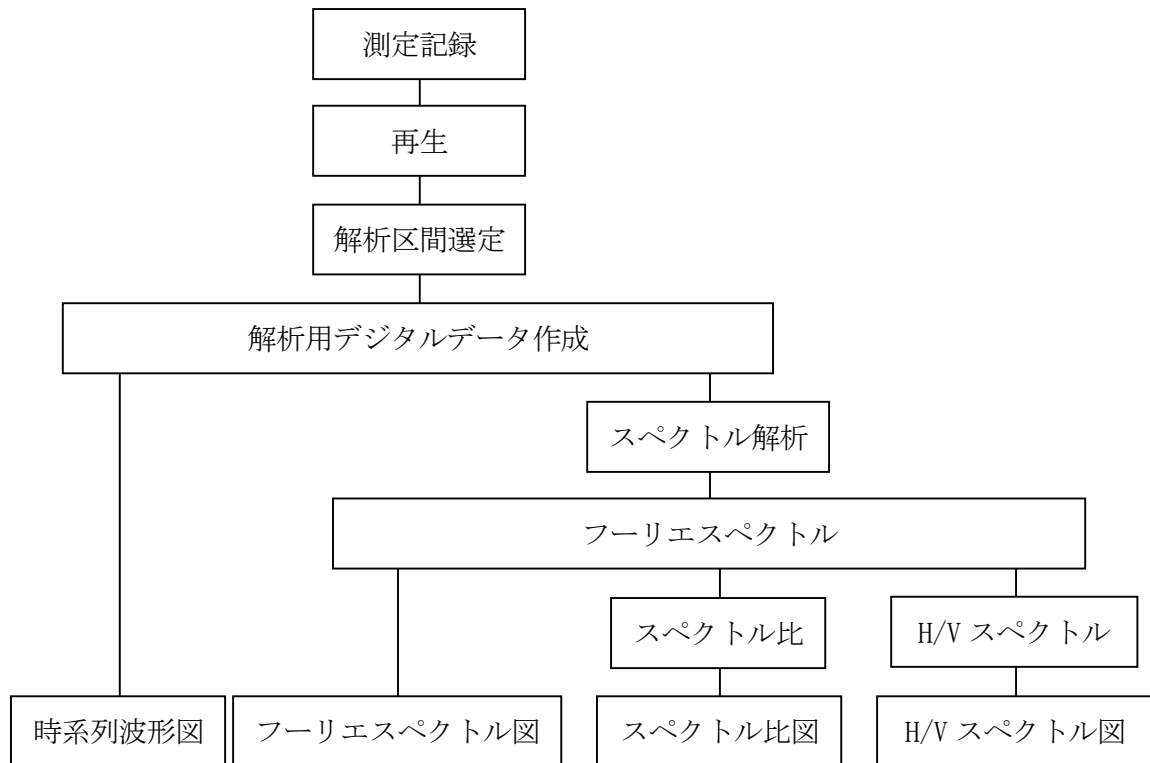


図 2-11 解析手順

(7) 不攪乱試料採取

サンプリングは、土質試験に供する乱れの少ない試料を採取することを目的とした。

試料採取には軟らかい～中位の ($N \leq 8$ 程度) 粘性土を対象に固定ピストン式シンウォールサンプラーを使用し、その方法は、地盤工学会基準「固定ピストン式シンウォールサンプラーによる土試料の採取方法 (JGS 1221-2003)」に準拠する。図 2-12 にシンウォールサンプラーの概略図を示す。

また、硬い ($8 \leq N \leq 15$ 程度) 粘性土を対象にデニソンサンプラーを使用し、その方法は、地盤工学会基準「ロータリー式二重管サンプラーによる土試料の採取方法 (JGS 1222-2003)」に準拠する。図 2-13 にデニソンサンプラーの概略図を示す。

採取した試料は、室内土質試験を実施するまでにその性質が変わらないように、採取後速やかに両端部をシールし、試料の膨張および含水比の変化を防止した。また、試料の運搬や保管に際しては、振動・衝撃・温度変化等を与えないように注意した。

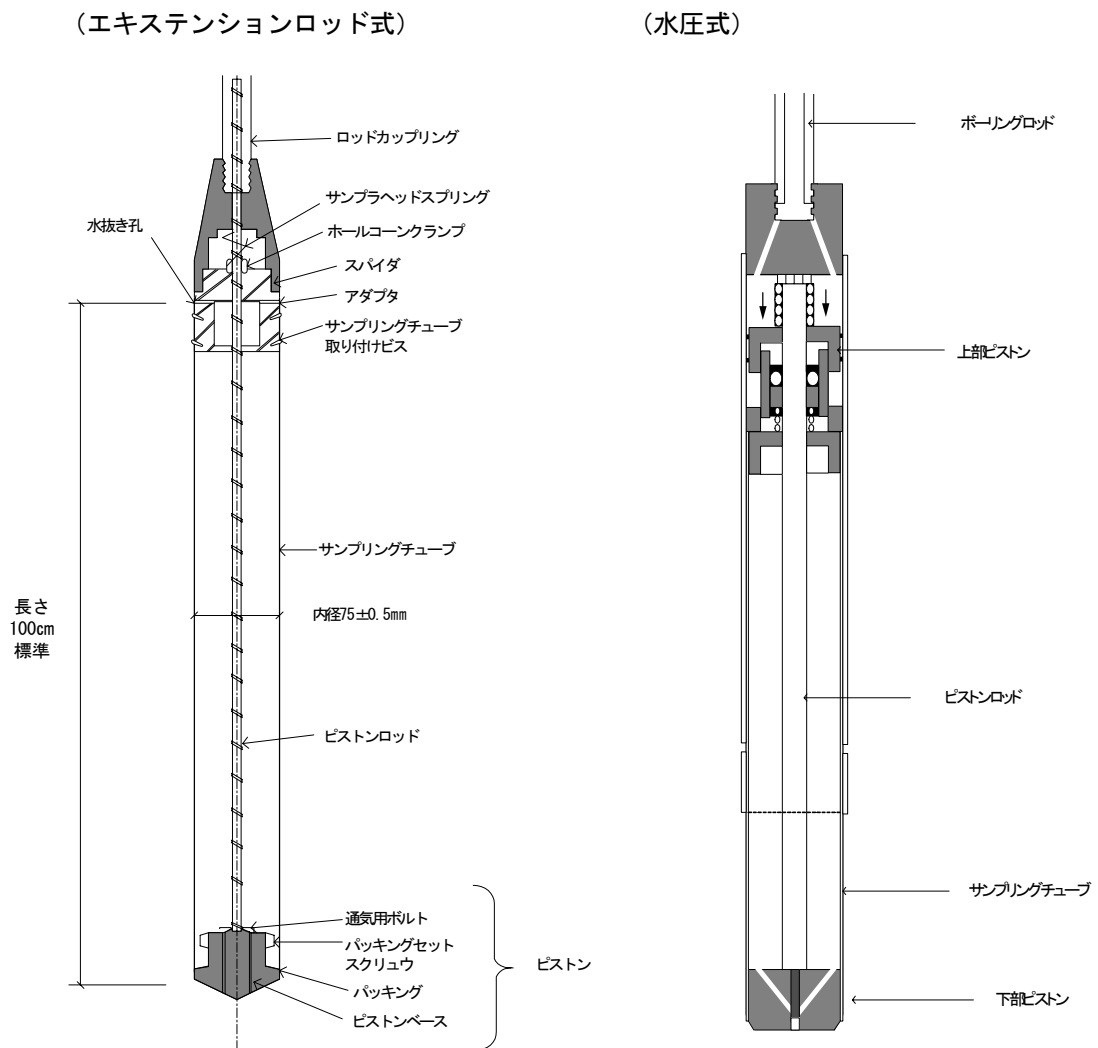


図 2-12 固定ピストン式シンウォールサンプラーの概略図

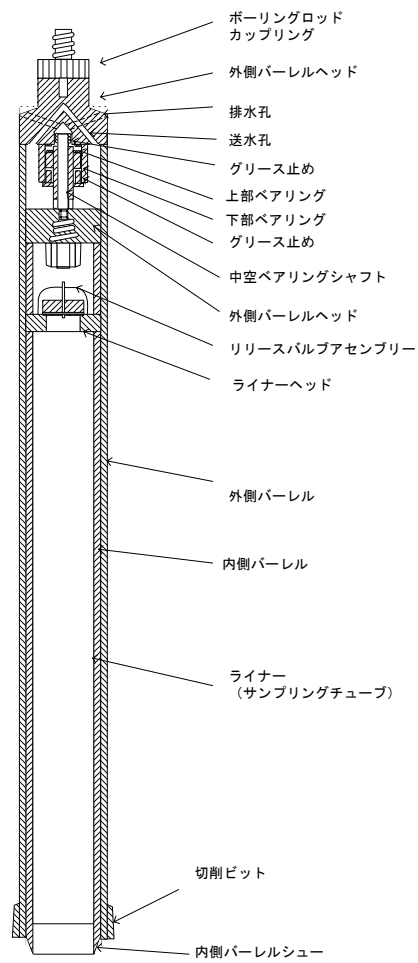


図 2-13 デニソンサンプラーの概略図

(8) 室内土質試験

室内試験は，サンプリング試料（乱れの少ない試料），標準貫入試験試料を用いて，土の物理および力学的な性質を把握することを目的として実施した。

試験の項目および方法・規格を表 2-9 に示す。

表 2-9 室内土質試験一覧

試 験 項 目			規格・基準	仕 様
土質試験	物理試験	土粒子の密度試験	JIS A 1202-2009	1 試料あたり 3 供試体
		土の含水比試験	JIS A 1203-2009	1 試料あたり 3 供試体
		土の粒度試験	JIS A 1204-2009	1 試料あたり 1 供試体
		土の液性・塑性限界試験	JIS A 1205-2009	液性：1 試料あたり 6 供試体 塑性：1 試料あたり 3 供試体
		土の湿潤密度試験	JIS A 1225-2009	ノギス法 1 試料あたり 3 供試体
	力学試験	土の一軸圧縮試験	JIS A 1216-2009	1 試料あたり 2 供試体
		土の非圧密非排水（UU） 三軸圧縮試験	JGS 0521-2009	1 試料あたり 3 供試体
		土の圧密試験	JIS A 1217-2009	1 試料あたり 1 供試体
		地盤材料の繰返し三軸試験	JGS 0542-2000	1 試料あたり 1 供試体

JIS：日本工業規格，JGS：地盤工学会基準

3. 地形・地質概要

(1) 地形概要

本調査地は、宮城県中央部に広がる大崎耕土（低地）と称される東側地域にあり、JR東日本陸羽東線「西古川駅」から西側へ約4km地点に位置する。

当該地周辺は、奥羽脊梁山脈からほぼ東流する江合川と鳴瀬川に挟まれた流域であって、これら二河川沿いに発達する低平地と、その間に残された丘陵地からなる。

図3-1に示すように、調査地付近の地形は以下のように大別される。

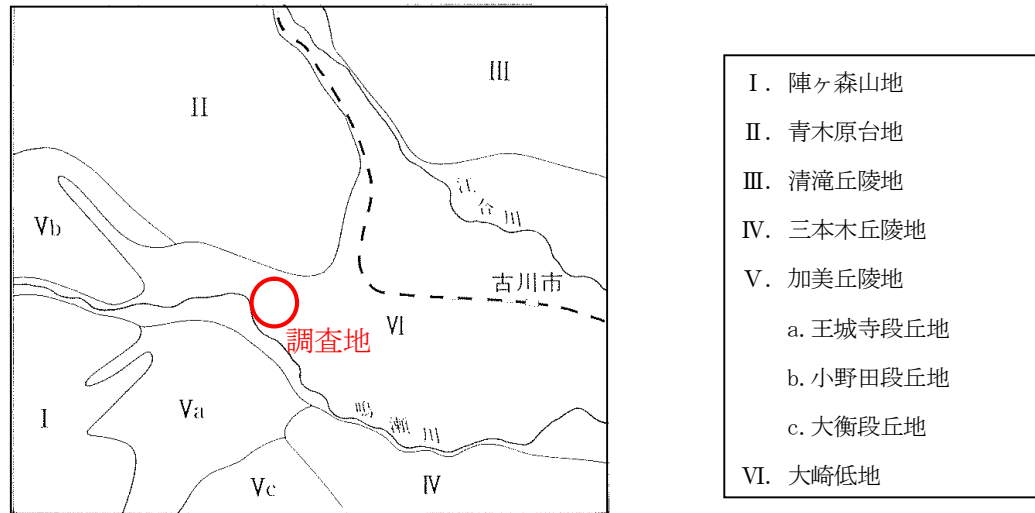


図3-1 調査地周辺の地形区分

((独) 産業技術総合研究所地質調査総合センター，地域地質研究報告5万分の1地質図幅「古川地域の地質」昭和56年，より引用)

図3-1に示されるように、調査地は鳴瀬川の左岸側の大崎低地に位置し、北西から南東に伸長する青木原台地の末端部付近にある。

大崎低地の高さは中央部で標高15～30mで、河川の上流沿岸でも標高80m以下である。低地主面は自然堤防の部分でやや高まるが、比高は1m前後できわめて緩起伏である。

なお、調査地は水田による土地利用がなされている。

(2) 地質概要

調査地の周辺は、大崎市古川を中心とする盆状構造の南縁部と北縁部によって構成されている。北西部の青木原台地を構成するのは第四紀更新世に属する池月凝灰岩や下山里凝灰岩・荷坂凝灰岩および柳沢凝灰岩で、新第三紀鮮新世の小野田層を不整合に覆っている。これらの地層は南東に傾斜し、沖積平野下に没している。

調査地点には、第四紀完新世の砂や泥からなる自然堤防堆積物や泥および泥炭からなる後背湿地堆積物が分布している。

図3-2に調査地付近の地質図を示す。

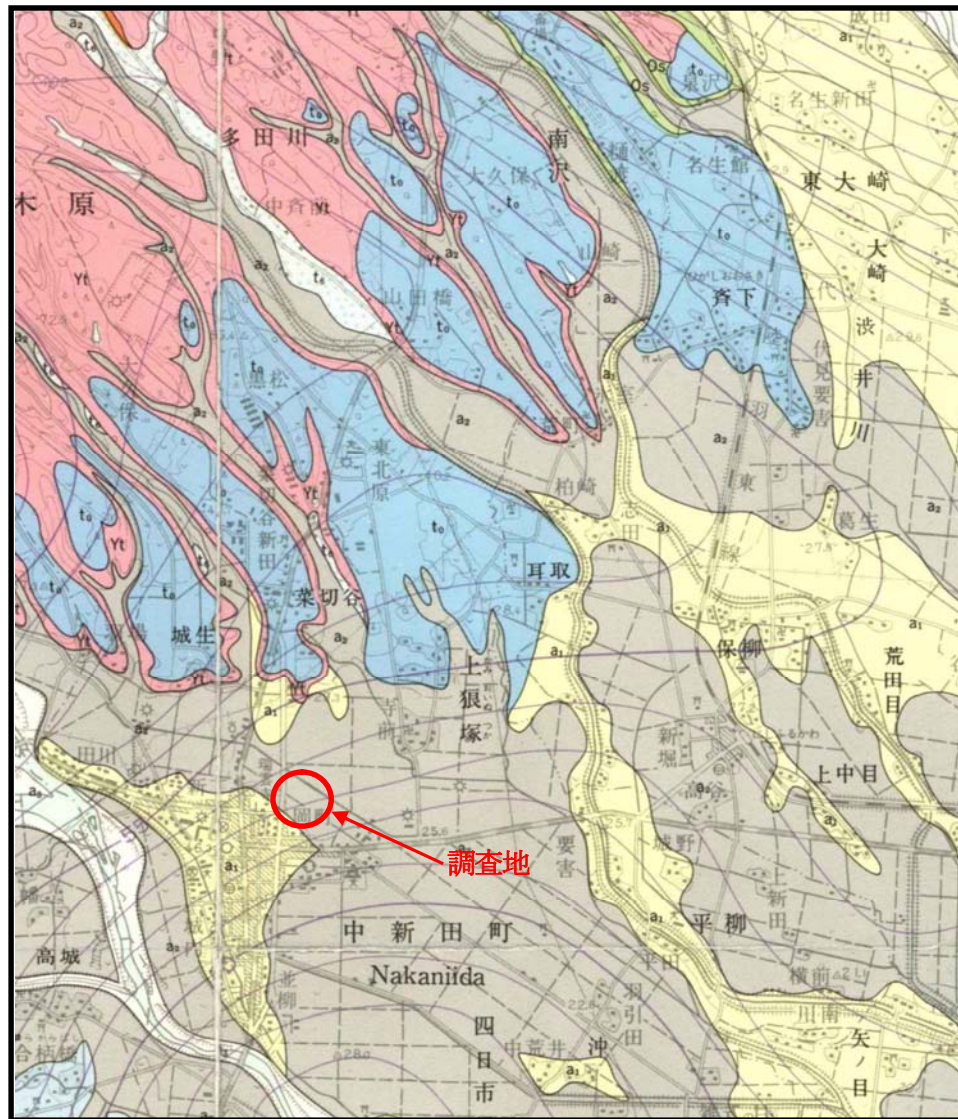


図 3-2 調査地周辺の地質図 (S=1:50,000)

((独) 産業技術総合研究所地質調査総合センター, 地域地質研究報告 5 万分の 1 地質図幅「古川地域の地質」昭和 56 年, より引用)

4. 調査結果

(1) 地盤状況

各ボーリングの諸元を表4-1に示し、以下に本調査地の地盤状況を示す。なお、今回の機械ボーリングおよび標準貫入試験結果の詳細については、巻末のボーリング柱状図に記載した。

表 4-1 各ボーリングの諸元

孔名	標高(m) EL. +m	掘削長 (m)	孔内水位 (G. L. -m) [標高 m]	備 考
H22B-1	27. 25	20. 0	1. 18 [26. 07]	H22. 7. 2 掘削完了
H22B-2	27. 50	46. 0	2. 80 [24. 70]	H23. 4. 6 掘削完了
H22B-3	27. 39	48. 0	2. 95 [24. 44]	H23. 4. 6 掘削完了

a. 地層構成と各層の特徴

機械ボーリング結果より、調査地では新第三紀鮮新世の小野田層に属する凝灰質砂岩と礫岩が当地域の工学的基盤として分布し、その上位に第四紀更新世の礫混じり砂や固結シルトおよび砂礫が 12. 1～13. 3m 程度の層厚で分布し、最上位に第四紀完新世のシルトや砂および砂礫からなる沖積層が 20. 8～21. 9m の層厚をもって分布している。

調査地で確認された地層の概要を以下に記す。

① 第四紀完新世：沖積層 (Ac1～Ag2)

沖積層は、上部に粘土・シルトを主とする粘性土 (Ac1～Ac2) と細砂～礫混じり砂からなる砂質土 (As1～As3) が GL. -10. 50～-13. 00m まで分布し、その下部に礫・砂混じり礫からなる砂礫層 (Ag1, Ag2) が分布している。

上部に分布する粘性土 (Ac1～Ac2) や砂質土 (As1～As3) は、軟質であり未固結状を呈していて、いわゆる軟弱地盤に相当するものである。N値は、粘性土 (Ac1～Ac2) で $N=1\sim4$ 程度、砂質土 (As1～As3) で $N=1\sim15$ 程度を示す。

下部に分布する砂礫層 (Ag1, Ag2) は、礫の混入割合や締まり具合によって2層に区分され、上部Ag1層のN値は $N=19\sim44$ を示し、下部Ag2層のN値は $N=50$ 以上を示している。

② 第四紀更新世：洪積層 (Ds, Dc, Dg)

洪積層は、上部から礫混じり砂 (Ds)、固結シルト (Dc)、砂礫 (Dg) が分布し、全体的な層厚は12. 1～13. 3m程度ある。

礫混り砂 (Ds) は、層厚1.90～3.20m程度あり、火山灰質でφ5～10mm程度の安山岩質の礫と浮石粒を含み、 N 値は概ね50以上を示す。

固結シルト (Dc) は、層厚1.00～1.20m程度あり、少量の砂分を含んでいて硬く固結し指圧でくぼまない。 N 値は $N=11\sim16$ を示す。

砂礫 (Dg) は、層厚7.30～9.30m程度あり、φ10～50mm程度の亜円～亜角礫を50～60%含有し、最大礫径は80mmのものもある。基質（マトリックス）は中～粗砂からなる。

N 値は50以上を占め箇所がほとんどである。

③ 新第三紀鮮新世：小野田層 (0s, 0g)

当地の工学的基盤である小野田層に相当するもので、上部より凝灰質砂岩 (0s) と礫岩 (0g) からなる。

凝灰質砂岩 (0s) は、層厚7.70～8.40m程度あり、石英砂に富む粗粒砂岩を主体とし、浮石粒を少量混入する。若干固結度が低く、指圧で容易に崩せる。 N 値は $N=35\sim115$ とかなりのバラツキが認められる。

礫岩 (0g) は、層厚5.45m以上あり、一部固結状となっているものの低固結であり砂礫状に採取されるが、礫の混入が多くかつ安山岩質のものが多いため締まりはきわめて良好である。基質（マトリックス）は石英砂に富む粗砂である。 N 値は $N=88\sim250$ とバラツキが認められる。

以上、本調査地で確認した地層を整理して表4-2に、図4-1～4-3に地質推定断面図を示す。

表 4-2 調査地の地層層序

地質年代	地層名	地層記号	主な地質	層厚 (m)	N値※1 (平均)	S波速度 Vs (km/s)	性 状	
第四紀	完新世	沖積層	Ac1	粘土 シルト	5.00～5.90	1～4 (1.3)	0.07	最上部は黒褐色を呈す耕作土。 以深は未分解の有機物を混入する粘性土からなる。
			As1	礫混り粗砂 細砂	0.05～2.05	7～15 (11.0)	—	Ac1層中に挟在する。B-1孔では2m程の層厚を有すも、 他の地点では0.3m以下である。
			As2	細砂 礫混り砂	0.40～4.30	1～12 (6.0)	0.19	混入する礫は径5～25mm程の亜円～亜角礫からなる。 下部は浮石粒の混入が認められる。
			Ac2	粘土 シルト	0.95～3.60	1～4 (2.0)	0.11	有機物を混入し、所々に砂分を含む。 粘性強い。
			As3	礫混り砂	0.60～2.25	8～14 (9.8)		径10～20mm程の安山岩礫および浮石粒を混入する。 砂分は中粒で、礫の混入にバラツキが認められる。
			Ag1	砂礫	5.0～8.10	19～44 (30.5)	0.27	径10～50mm程の亜円～亜角礫を主体とする。礫種は凝灰岩 および安山岩質である。礫量は30～60%で、マトリックスは中～ 粗砂からなる。締まり具合の程度によりAg1とAg2に区分した。
			Ag2		1.80～3.90	50	0.39	
	更新世	洪積層	Ds	礫混り砂	1.90～3.20	50	0.39	全体に凝灰質で浮石粒を混入する。砂分は中粒。 固結を呈し、コアは指圧では崩せない。
			Dc	固結シルト	1.00～1.20	11～16 (13.5)	0.18	硬く固結し、指圧で凹まない。 含水少位で少量の砂分を含む。
			Dg	砂礫	7.90～9.30	※2 50	0.42～ 0.61	径10～50mm程の角～亜円礫を主体とする。礫は最大で径80 mm程度である。礫種は凝灰岩および安山岩質で、マトリックス は中～粗砂状である。
新第三紀	鮮新世	小野田層	Os	凝灰質砂岩	7.70～8.40	35～115 (65.0)	0.51	石英砂に富む粗粒砂岩を主体に浮石粒を少量混入する。 低固結であり、指圧で容易に崩れ砂状となる。
			Og	礫岩	5.45～	88～250 (121.8)		一部固結を呈すも低固結のため、砂礫状で採取される。混入 する礫は安山岩質を主体とする。マトリックスは石英砂に富む 粗砂である。

※1 N値は土砂部で50、岩盤部で300を上限とする。

※2 層境界部における過小値は除外する。

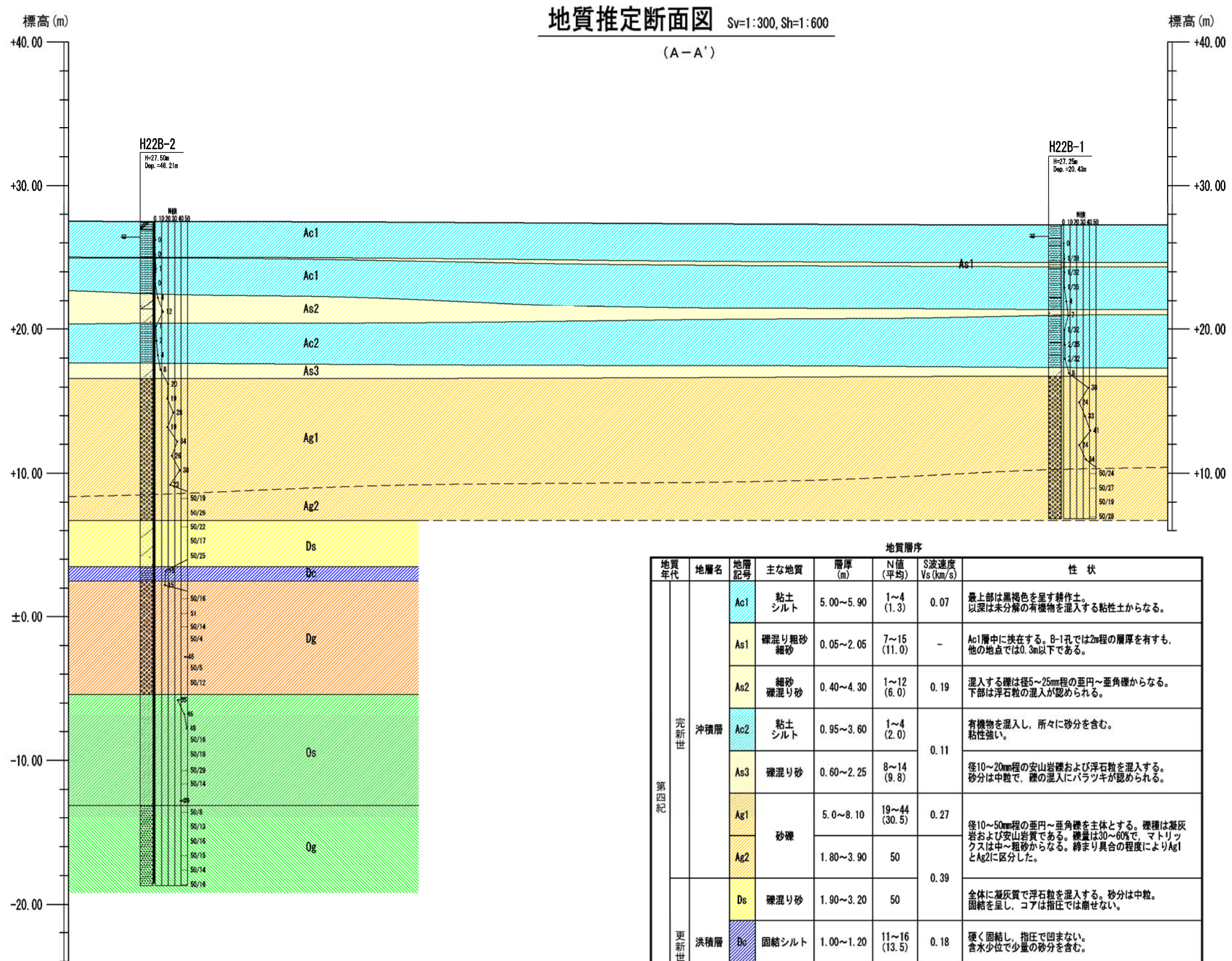
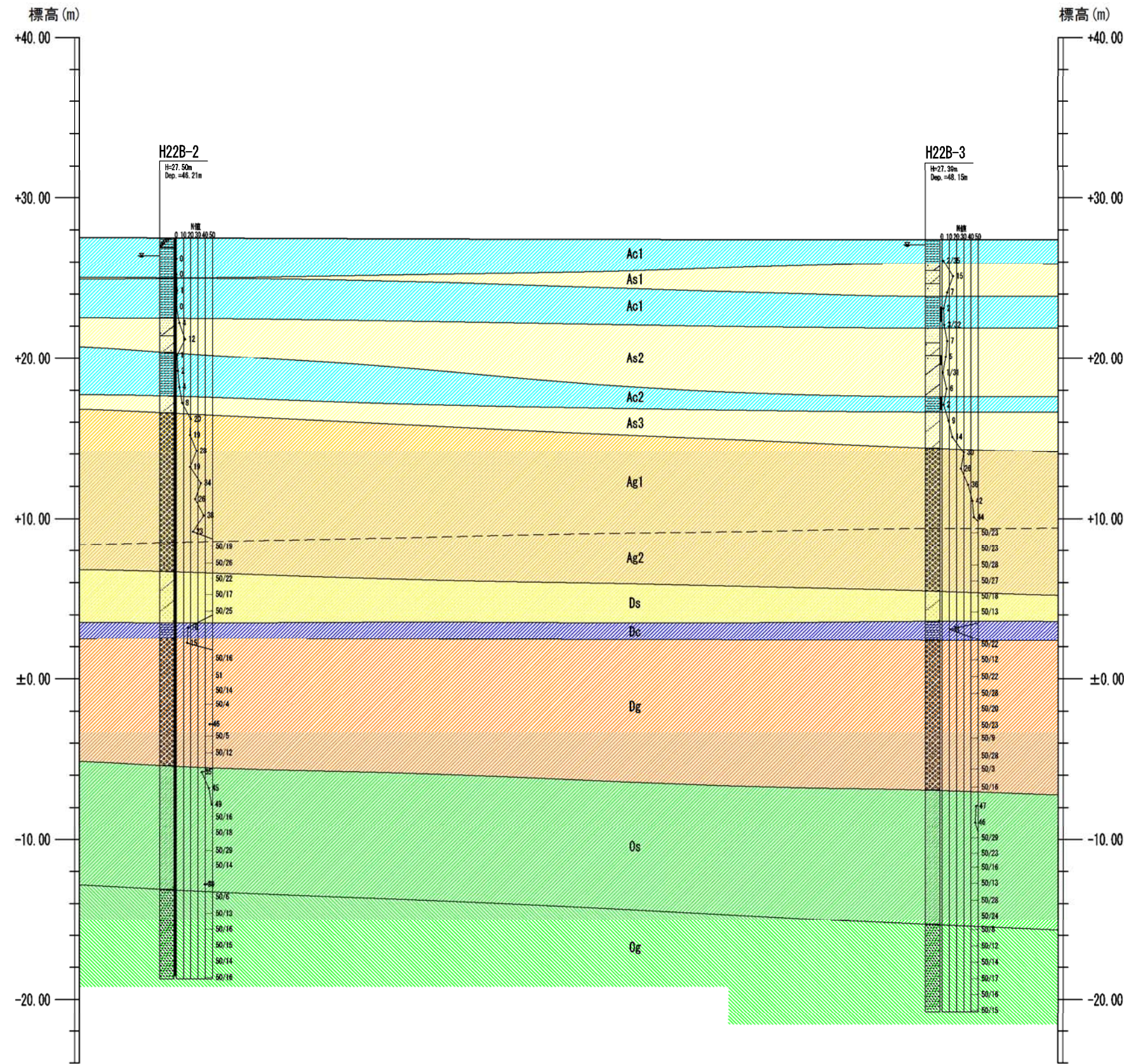


図 4-1 地質推定断面図 (A-A' 断面, 縮尺 縦 1/300 横 1/600)

地質層序								
地質年代	地層名	地層記号	主な地質	層厚 (m)	N値 (平均)	S波速度 Vs (km/s)	性 状	
第四紀	完新世	沖積層	Ac1	粘土シルト	5.00～5.90	1～4 (1.3)	0.07	最上部は黒褐色を呈す耕作土。以深は未分解の有機物を混入する粘性土からなる。
			As1	礫混り粗砂 細砂	0.05～2.05	7～15 (11.0)	—	Ac1層中に挟在する。B-1孔では2m程の層厚を有すも、他の地点では0.3m以下である。
			As2	細砂 礫混り砂	0.40～4.30	1～12 (6.0)	0.19	混入する礫は径5～25mm程の亜円～亜角礫からなる。下部は浮石粒の混入が認められる。
			Ac2	粘土シルト	0.95～3.60	1～4 (2.0)	0.11	有機物を混入し、所々に砂分を含む。粘性強い。
			As3	礫混り砂	0.60～2.25	8～14 (9.8)		径10～20mm程の安山岩礫および浮石粒を混入する。砂分は中粒で、礫の混入にバラツキが認められる。
			Ag1	砂礫	5.0～8.10	19～44 (30.5)	0.27	径10～50mm程の亜円～亜角礫を主体とする。礫種は凝灰岩および安山岩質である。礫量は30～60%で、マトリックスは中～粗砂からなる。締まり具合の程度によりAg1とAg2に区分した。
	Ag2	1.80～3.90	50		0.39	全体に凝灰質で浮石粒を混入する。砂分は中粒。固結を呈し、コアは指圧では崩せない。		
	更新世	洪積層	Ds	礫混り砂			1.90～3.20	50
			Dc	固結シルト	1.00～1.20	11～16 (13.5)		
			Dg	砂礫	7.90～9.30	50	0.42～0.61	径10～50mm程の角～亜円礫を主体とする。礫は最大で径80mm程度である。礫種は凝灰岩および安山岩質で、マトリックスは中～粗砂状である。
新第三紀	鮮新世	小野田層	Os	凝灰質砂岩	7.70～8.40	35～115 (65.0)	0.51	石英砂に富む粗粒砂岩を主体に浮石粒を少量混入する。低固結であり、指圧で容易に崩れ砂状となる。
			Og	礫岩	5.45～	88～250 (121.8)		

※1 N値は土砂部で50、岩盤部で300を上限とする。
※2 層境界部における過小値は除外する。

地質推定断面図 Sv=1:300, Sh=1:600
(B-B')

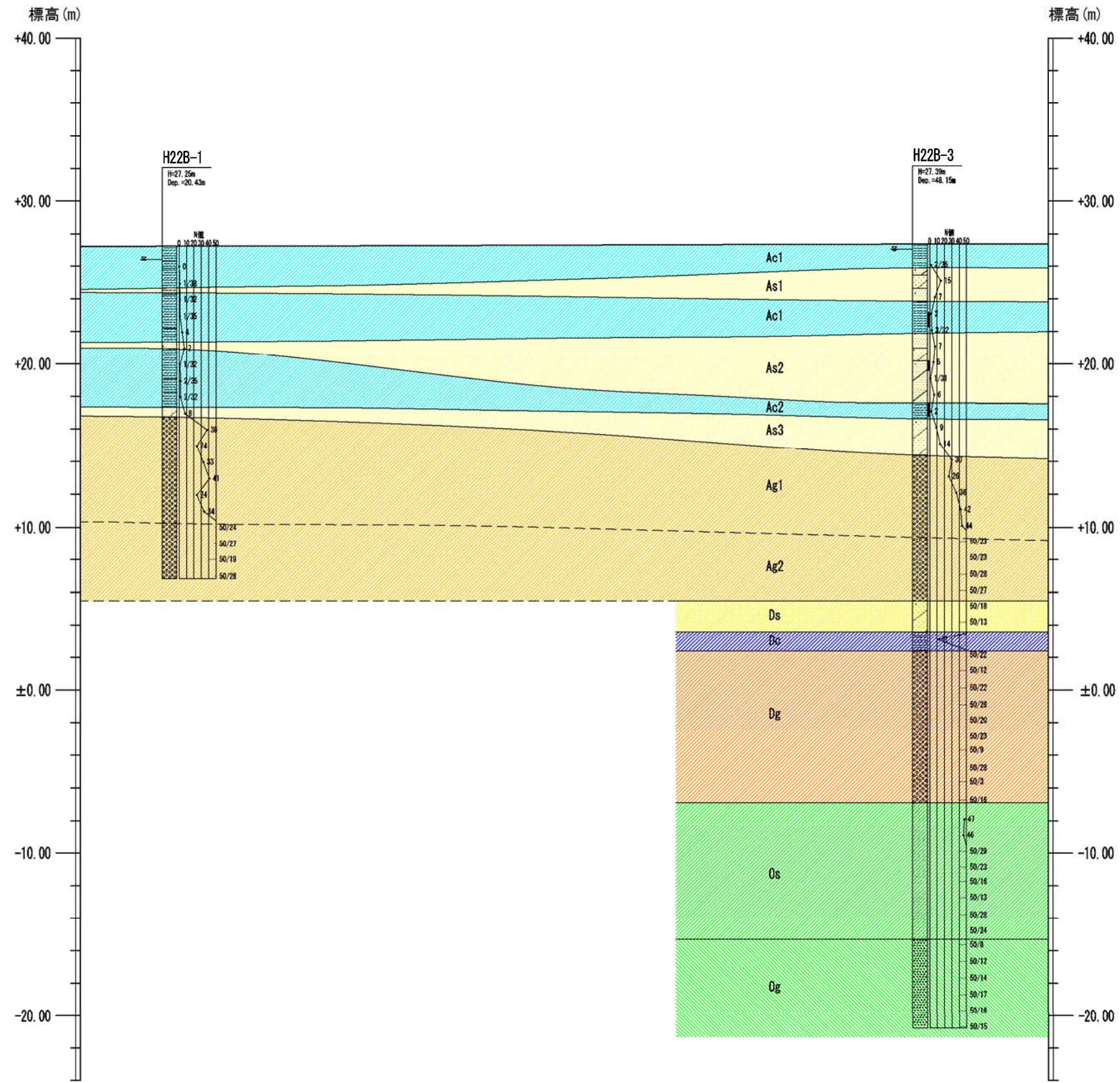


地質層序								
地質年代	地層名	地層記号	主な地質	層厚 (m)	N値 (平均)	S波速度 Vs (km/s)	性 状	
第四紀	完新世	沖積層	Ac1	粘土シルト	5.00~5.90	1~4 (1.3)	0.07	最上部は黒褐色を呈す耕作土。以深は未分解の有機物を混入する粘性土からなる。
			As1	礫混り粗砂細砂	0.05~2.05	7~15 (11.0)	-	Ac1層中に挟在する。B-1孔では2m程の層厚を有すも、他の地点では0.3m以下である。
			As2	細砂礫混り砂	0.40~4.30	1~12 (6.0)	0.19	混入する礫は径5~25mm程の垂円~垂角礫からなる。下部は浮石粒の混入が認められる。
			Ac2	粘土シルト	0.95~3.60	1~4 (2.0)	0.11	有機物を混入し、所々に砂分を含む。粘性強い。
			As3	礫混り砂	0.60~2.25	8~14 (9.8)		径10~20mm程の安山岩礫および浮石粒を混入する。砂分は中粒で、礫の混入にバラツキが認められる。
			Ag1	砂礫	5.0~8.10	19~44 (30.5)	0.27	径10~50mm程の垂円~垂角礫を主体とする。礫種は凝灰岩および安山岩質である。礫量は30~60%で、マトリックスは中~粗砂からなる。締まり具合の程度によりAg1とAg2に区分した。
	Ag2	1.80~3.90	50		0.39			
	更新世	洪積層	Ds	礫混り砂		1.90~3.20	50	全体に凝灰質で浮石粒を混入する。砂分は中粒。固結を呈し、コアは指圧では崩せない。
			Dc	固結シルト	1.00~1.20	11~16 (13.5)	0.18	硬く固結し、指圧で凹まない。含水少位で少量の砂分を含む。
			Dg	砂礫	7.90~9.30	50	0.42~0.61	径10~50mm程の角~垂円礫を主体とする。礫は最大で径80mm程度である。礫種は凝灰岩および安山岩質で、マトリックスは中~粗砂状である。
新第三紀	鮮新世	小野田層	Os	凝灰質砂岩	7.70~8.40	35~115 (65.0)	0.51	石英砂に富む粗粒砂岩を主体に浮石粒を少量混入する。低固結であり、指圧で容易に崩れ砂状となる。
			Og	礫岩	5.45~	88~250 (121.8)		一部固結を呈すも低固結のため、砂礫状で採取される。混入する礫は安山岩質を主体とする。マトリックスは石英砂に富む粗砂である。

※1 N値は土砂部で50、岩盤部で300を上限とする。
※2 層境界部における過小値は除外する。

図 4-2 地質推定断面図 (B-B' 断面, 縮尺 縦 1/300 横 1/600)

地質推定断面図 Sv=1:300, Sh=1:600
(C-C')



地質層序								
地質年代	地層名	地層記号	主な地質	層厚 (m)	N値 (平均)	S波速度 Vs (km/s)	性 状	
第四紀	完新世	沖積層	Ac1	粘土シルト	5.00~5.90	1~4 (1.3)	0.07	最上部は黒褐色を呈す耕作土。以深は未分解の有機物を混入する粘性土からなる。
			As1	礫混り粗砂 細砂	0.05~2.05	7~15 (11.0)	-	Ac1層中に挟在する。B-1孔では2m程の層厚を有すも、他の地点では0.3m以下である。
			As2	細砂 礫混り砂	0.40~4.30	1~12 (6.0)	0.19	混入する礫は径5~25mm程の垂円~垂角礫からなる。下部は浮石粒の混入が認められる。
			Ac2	粘土シルト	0.95~3.60	1~4 (2.0)	0.11	有機物を混入し、所々に砂分を含む。粘性強い。
			As3	礫混り砂	0.60~2.25	8~14 (9.8)		径10~20mm程の安山岩礫および浮石粒を混入する。砂分は中粒で、礫の混入にバラツキが認められる。
			Ag1	砂礫	5.0~8.10	19~44 (30.5)	0.27	径10~50mm程の垂円~垂角礫を主体とする。礫種は凝灰岩および安山岩質である。礫量は30~60%で、マトリックスは中~粗砂からなる。締まり具合の程度によりAg1とAg2に区分した。
			Ag2		1.80~3.90	50	0.39	
	更新世	洪積層	Ds	礫混り砂	1.90~3.20	50	0.18	全体に凝灰質で浮石粒を混入する。砂分は中粒。固結を呈し、コアは指圧では崩せない。
			Dc	固結シルト	1.00~1.20	11~16 (13.5)		硬く固結し、指圧で凹まない。含水少位で少量の砂分を含む。
			Dg	砂礫	7.90~9.30	50		0.42~0.61
新第三紀	鮮新世	小野田層	O _s	凝灰質砂岩	7.70~8.40	35~115 (65.0)	0.51	石英砂に富む粗粒砂岩を主体に浮石粒を少量混入する。低固結であり、指圧で容易に崩れ砂状となる。
			O _g	礫岩	5.45~	88~250 (121.8)		一部固結を呈すも低固結のため、砂礫状で採取される。混入する礫は安山岩質を主体とする。マトリックスは石英砂に富む粗砂である。

※1 N値は土砂部で50、岩盤部で300を上限とする。
※2 層境界部における過小値は除外する。

図 4-3 地質推定断面図 (C-C' 断面, 縮尺 縦 1/300 横 1/600)

b. 地下水位について

ボーリング掘削中の孔内水位は、無水掘削により確認した水位（初期水位）と、掘削完了後の水位（最終水位）を表 4-3 に示す。

表 4-3 ボーリング掘削中の孔内水位

ボーリング 孔番号	掘進深度 (m)	孔内水位 (GL. -m) (□ 内標高 m)		水位が確認された地点の地層（土質・地質）
		初期水位	掘削完了後水位	
H22B-1	20.00	0.80 [26.45]	1.18 [26.07]	沖積粘性土 1 : Ac1（腐植物混じり粘土～粘土）
H22B-2	46.00	1.10 [26.40]	2.80 [24.70]	沖積粘性土 1 : Ac1（シルト）
H22B-3	48.00	0.32 [27.07]	2.95 [24.44]	沖積粘性土 : Ac1（シルト）～ 沖積砂質土 1 : As1（細砂）

表 4-3 に示すように、各孔の孔内水位は比較的浅い深度に位置し、沖積粘性土 1 (Ac1) 層（粘土～シルト）もしくは沖積砂質土 1 (As1) 層（礫混じり粗砂～細砂）中にある。

掘削の進行に伴って孔内水位の変動がみられたが、極端に変化することはなく、特徴としては深部の砂礫層（Ag1 や Ag2）掘削中に若干の水位上昇が認められる程度であった。このことから、当地では地下水を豊富に賦存しているものと考えられる。

(2) 標準貫入試験結果

標準貫入試験結果を表 4-4 に、図 4-4～4-5 に N 値のヒストグラムを示す。
 実測の結果は巻末柱状図に併記する。

表 4-4 各層の標準貫入試験結果

地層名	記号	全体			
		データ範囲	平均	個数	標準偏差
沖積粘性土1	Ac1	0～4	1.3	12	1.3
沖積砂質土1	As1	7～15	11.0	2	5.7
沖積砂質土2	As2	1～12	6.0	7	3.4
沖積粘性土2	Ac2	1～4	2.0	7	1.0
沖積砂質土3	As3	8～14	9.8	4	2.9
沖積礫質土1	Ag1	19～44	30.5	19	8.0
沖積礫質土2	Ag2	50	50.0	10	0.0
洪積砂質土	Ds	50	50.0	5	0.0
洪積粘性土	Dc	11～16	13.5	2	3.5
洪積礫質土	Dg	15～50	47.8	18	8.2
小野田層砂岩	Os	35～115	65.0	16	25.4
小野田層礫岩	Og	88～250	121.8	12	48.4

※ N 値 > 50 の値は換算 N 値。

※ 平均 N 値は小数点第二位以下切り捨て

表 4-4 に示すうち、未固結土砂は実測 N 値（最大 50）で評価し、岩盤は換算 N 値（最大 300）とする。

また、換算 N 値は次式により求める。

< 換算 N 値の求め方（ $N > 50$ の場合） >

換算 N 値 = (実測 N 値 $\times 30$) / (50 回打撃による貫入量)

※ 最大値を 300 とする （地盤調査の方法と解説 p270 : (社)地盤工学会)

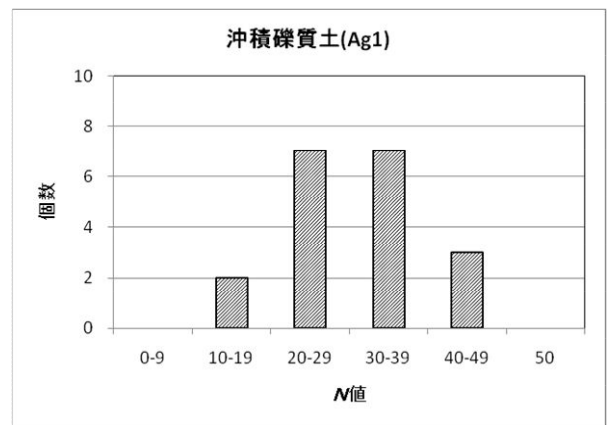
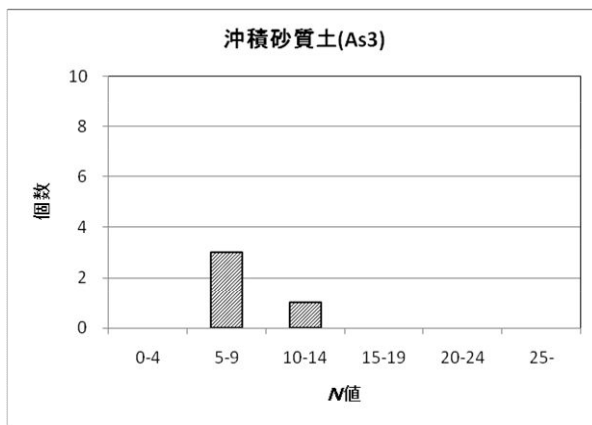
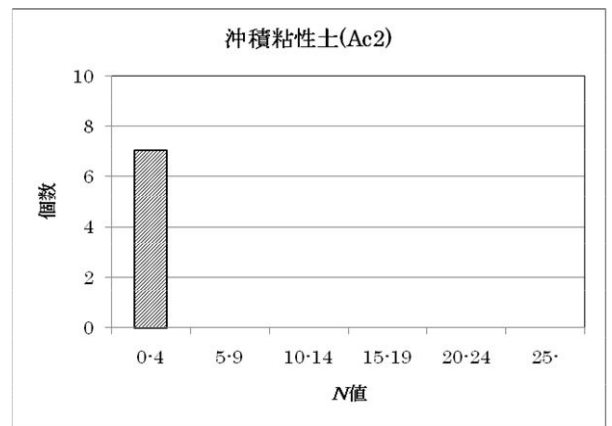
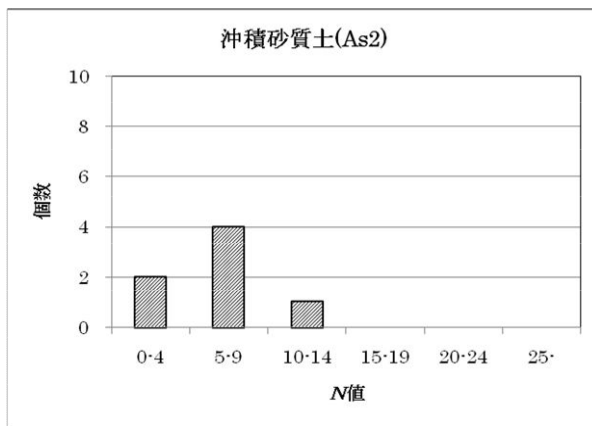
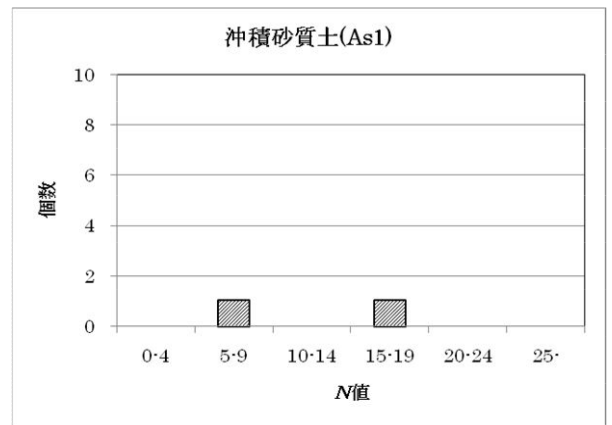
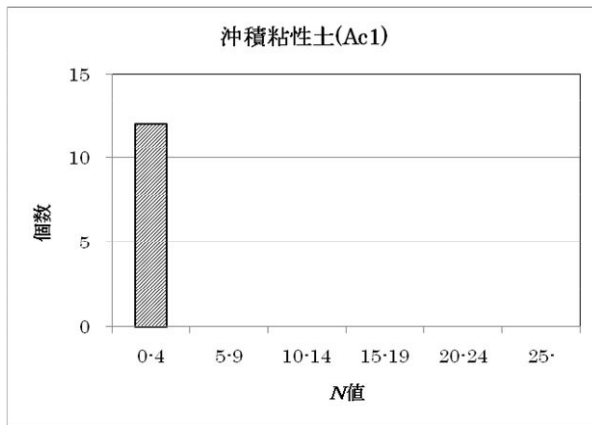


図 4-4 N値の頻度分布図（その 1/2）(Ac1, As1, As2, Ac2, As3, Ag1)

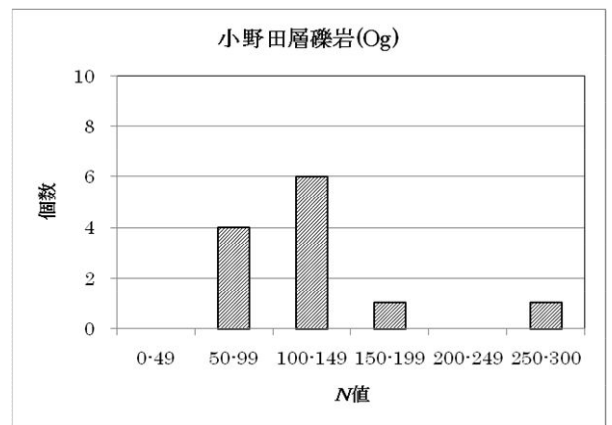
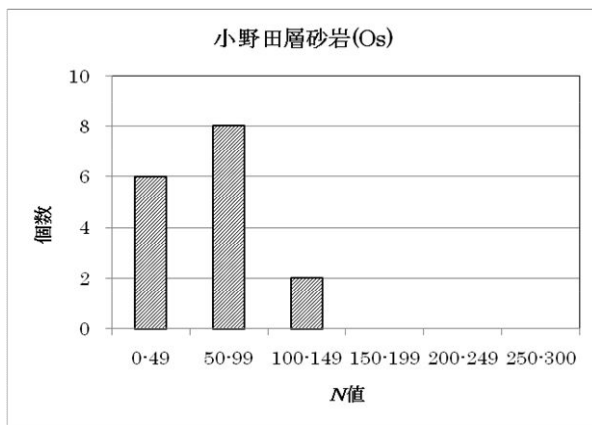
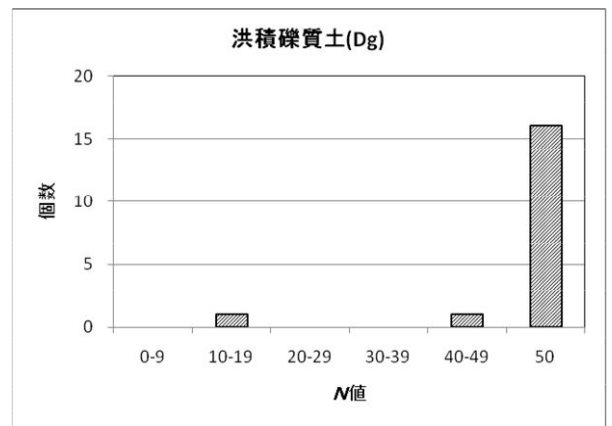
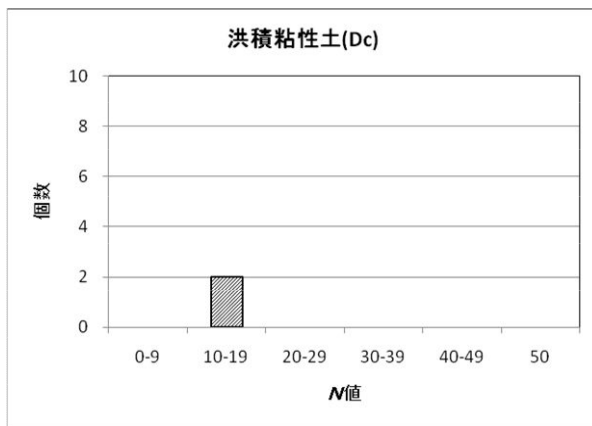
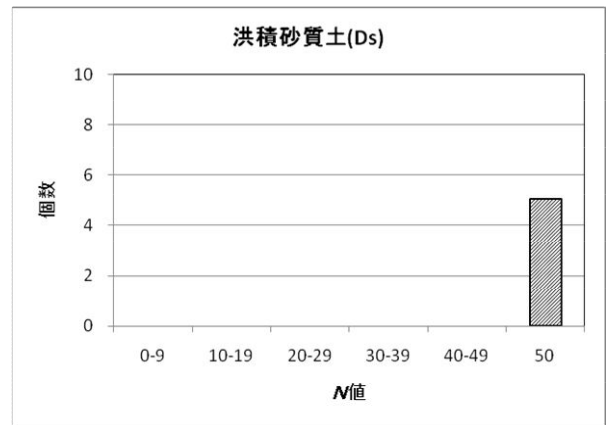
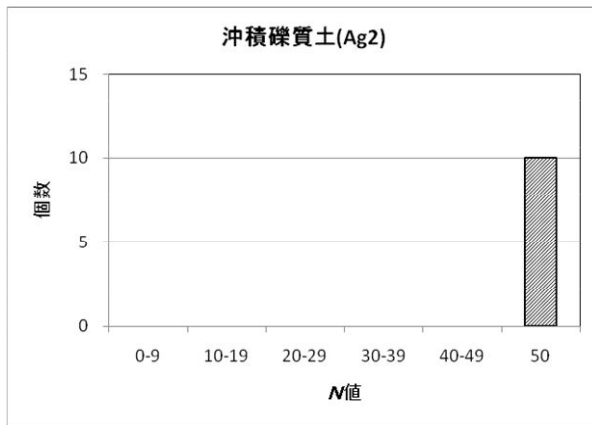


図 4-5 N値の頻度分布図 (その 2/2) (Ag2, Ds, Dc, Dg, Os, Og)

(3) 孔内水平載荷試験結果

孔内水平載荷試験は、H22B-3 孔の深度 4.5m および 7.5m を中心とする箇所での 2 箇所を実施した。試験結果を表 4-5 に、図 4-6 に N 値と変形係数との関係図に今回の結果をプロットして示す。なお、結果の詳細は「孔内水平載荷試験データ」として巻末に添付した。

表 4-5 孔内水平載荷試験結果一覧

地点	試験深度 (GL-m)	地層 (記号)	土質・地質	降伏圧 P_y (kN/m ²)	変形係数 E_m (kN/m ²)	N 値	変形係数 E_m と N 値の関係
H22B-3	4.5	沖積粘性土 1 (Ac1)	シルト	137.91	2,050	2	$E_m=1,025 \cdot N$
	7.5	沖積砂質土 2 (As2)	シルト混じり細砂	49.67	1,146	5	$E_m=229 \cdot N$

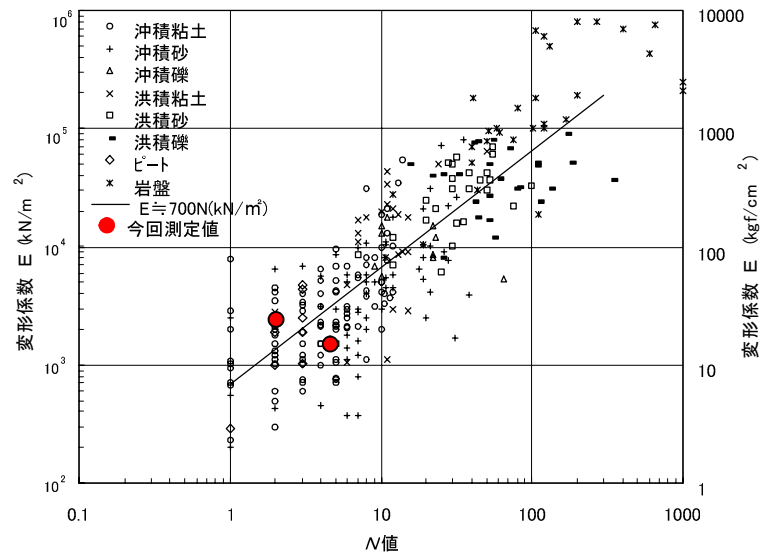


図 4-6 孔内載荷試験より得られた変形係数と N 値との関係

((社)地盤工学会「地盤調査の方法と解説」平成 16 年, P. 324 一部加筆して引用)

「地盤調査法」(地盤工学会 P254) には、一般に E_b と N 値には、地盤材料に関わらず $E = 700N$ kN/m² という関係が近似的に成立するとされているが、今回の試験値は近似しているもののバラツキのある結果が得られている。

(4) PS 検層結果

PS 検層は、H22B-1 孔の 46m 間において 1m 毎に実施した。

表 4-6 に地層毎の PS 検層結果の一覧を示し、図 4-7 に PS 検層解析柱状図を示す。また、図 4-8 に土質別の P 波速度・S 波速度・ポアソン比を示す。

表 4-6 PS 検層解析結果

深度 (G. L-m)	地質 時代	地層名	地層 記号	P 波速度 (km/s)	S 波速度 (km/s)	ポアソン比
3.0	第四紀 完新世	沖積粘性土 1	Ac1	0.32	0.07	0.475
5.0				1.28		0.499
7.0		沖積砂質土 2	As2	1.28	0.19	0.489
9.85		沖積粘性土 2	Ac2	1.28	0.11	0.496
11.0		沖積砂質土 3	As3			
19.0		沖積礫質土 1	Ag1	1.57	0.27	0.485
20.8		沖積礫質土 2	Ag2	1.57	0.39	0.467
23.0	第四紀 更新世	洪積砂質土	Ds	1.57	0.39	0.467
25.0		洪積粘性土	Dc	1.57	0.18	0.493
28.0		洪積礫質土	Dg	1.66	0.42	0.466
33.0					0.61	0.422
46.0	新第三紀 鮮新世	小野田層 凝灰質砂岩～礫岩	0s～0g	1.66	0.51	0.448

H22B-2

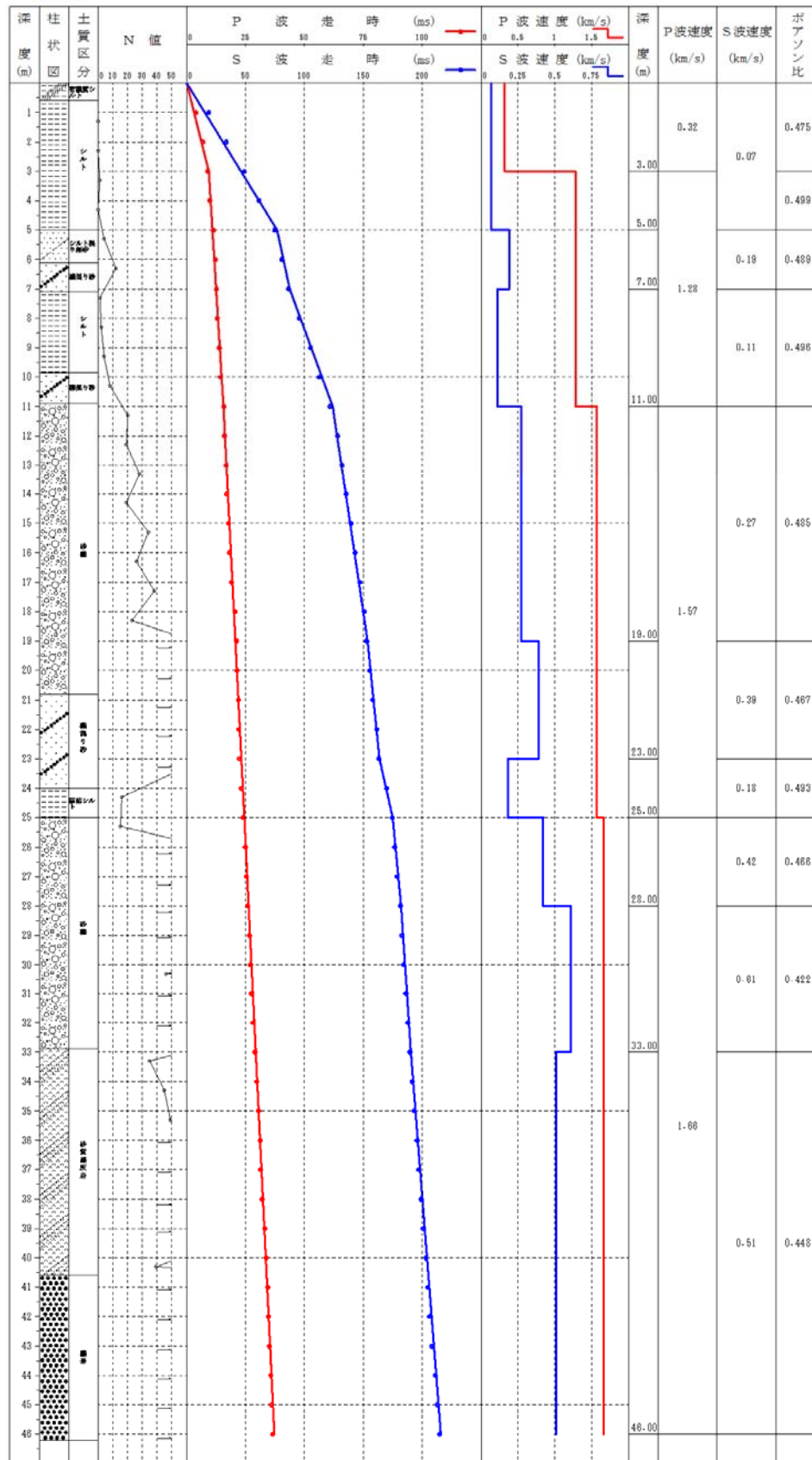


図 4-7 H22B-2 孔 PS 検層解析柱状図

(5) 常時微動測定結果

a. 測定記録

常時微動測定は、ボーリング H23B-3 孔を利用し、地表 2 点、地中 2 点で実施した。

解析条件を表 4-7 に示す。

地表用 5 秒計での測定記録については、サンプリング間隔 0.01 秒で収録した記録をサンプリング間隔 0.02 秒の記録に変換してから解析を行った。

表 4-7 解析条件

微動計	地表用 1 秒計, 地中用 1 秒計	地表用 5 秒計
サンプリング間隔	0.01 秒	0.02 秒
データ数	2,048	2,048
解析区間長	20.48 秒	40.96 秒
解析区間数	2	2

解析は地表用 1 秒計、地中用 1 秒計及び地表用 5 秒計それぞれ 2 区間で行った。

これらの記録の最大振幅及び平均振幅の解析区間毎の値及び 2 区間の平均値を表 4-8 に示し、解析に用いた測定記録を図 4-9 及び図 4-10 に示す。

表 4-8 常時微動の最大振幅及び平均振幅

微動計	測定点	成分		最大振幅 ($\mu\text{m/s}$)			平均振幅 ($\mu\text{m/s}$)		
				解析区間		平均	解析区間		平均
				1	2		1	2	
1 秒計	地表	水平動	南北 (NS)	10.71	8.22	9.46	2.71	1.89	2.30
			東西 (EW)	13.81	8.91	11.36	3.23	2.08	2.66
		上下動 (UD)		6.85	5.15	6.00	1.39	1.08	1.24
	地中 (GL-20m)	水平動	南北 (NS)	1.95	1.96	1.96	0.49	0.43	0.46
			東西 (EW)	2.30	1.63	1.96	0.49	0.39	0.44
		上下動 (UD)		2.93	2.21	2.57	0.63	0.54	0.58
	地表	水平動	南北 (NS)	8.66	10.73	9.70	2.32	3.07	2.69
			東西 (EW)	10.80	12.79	11.80	2.83	3.11	2.97
		上下動 (UD)		6.72	11.82	9.27	1.41	2.17	1.79
	地中 (GL-45m)	水平動	南北 (NS)	1.40	1.38	1.39	0.29	0.27	0.28
			東西 (EW)	1.58	1.51	1.54	0.33	0.33	0.33
		上下動 (UD)		2.33	2.93	2.63	0.53	0.60	0.56
5 秒計	地表	水平動	南北 (NS)	9.00	13.92	11.46	2.18	2.92	2.55
			東西 (EW)	7.77	12.59	10.18	1.74	2.86	2.30
		上下動 (UD)		4.79	6.59	5.69	1.13	1.27	1.20

表 4-8 および図 4-9, 図 4-10 によれば,

(a) 地表での 1 秒計の最大振幅は,

水平動成分で $8.2 \sim 13.8 \mu\text{m/s}$, 上下動成分で $5.2 \sim 11.8 \mu\text{m/s}$

平均振幅は,

水平動成分で $1.9 \sim 3.2 \mu\text{m/s}$, 上下動成分で $1.1 \sim 2.2 \mu\text{m/s}$ を示す。

(b) 地中 (GL-20m) での 1 秒計の最大振幅は,

水平動成分で $1.6 \sim 2.3 \mu\text{m/s}$, 上下動成分で $2.2 \sim 2.9 \mu\text{m/s}$

平均振幅は,

水平動成分で $0.4 \sim 0.5 \mu\text{m/s}$, び上下動成分で $0.5 \sim 0.6 \mu\text{m/s}$ を示す。

(c) 地中 (GL-45m) での 1 秒計の最大振幅は,

水平動成分で $1.4 \sim 1.6 \mu\text{m/s}$, 上下動成分で $2.3 \sim 2.9 \mu\text{m/s}$

平均振幅は

水平動成分で $0.3 \mu\text{m/s}$ 及び上下動成分で $0.5 \sim 0.6 \mu\text{m/s}$ を示す。

(d) 地表での 5 秒計の最大振幅は,

水平動成分で $7.8 \sim 13.9 \mu\text{m/s}$, 上下動成分で $4.8 \sim 6.6 \mu\text{m/s}$

平均振幅は,

水平動成分で $1.7 \sim 2.9 \mu\text{m/s}$ 及び上下動成分で $1.1 \sim 1.3 \mu\text{m/s}$ を示す。

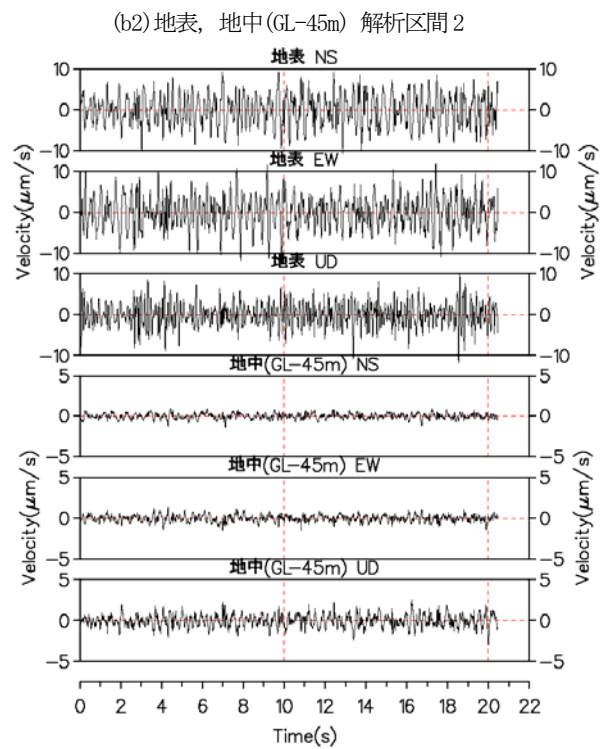
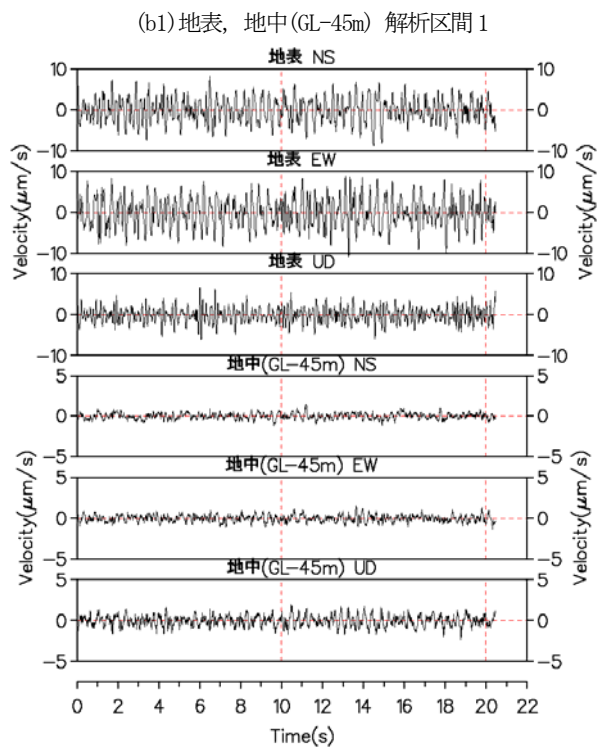
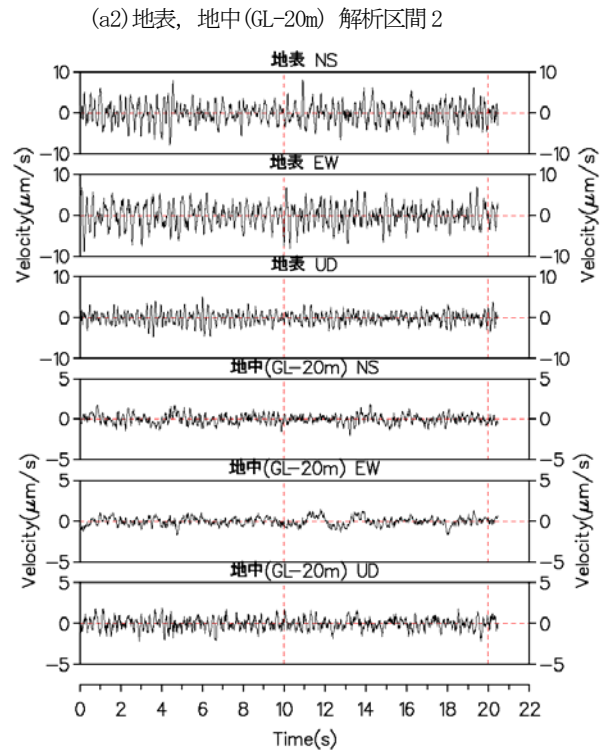
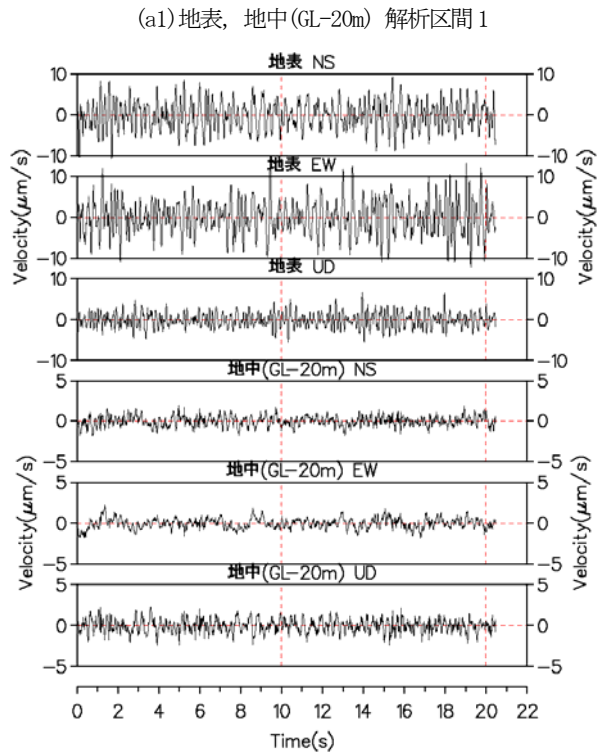
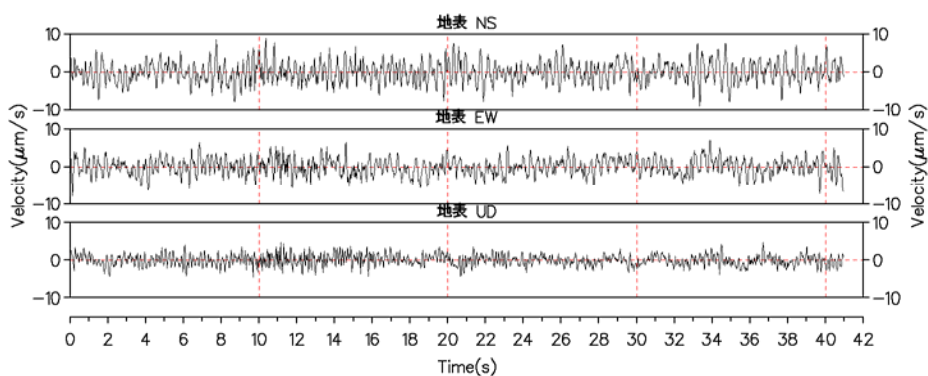


図4-9 測定記録 (1 秒計)

(1) 解析区間 1



(2) 解析区間 2

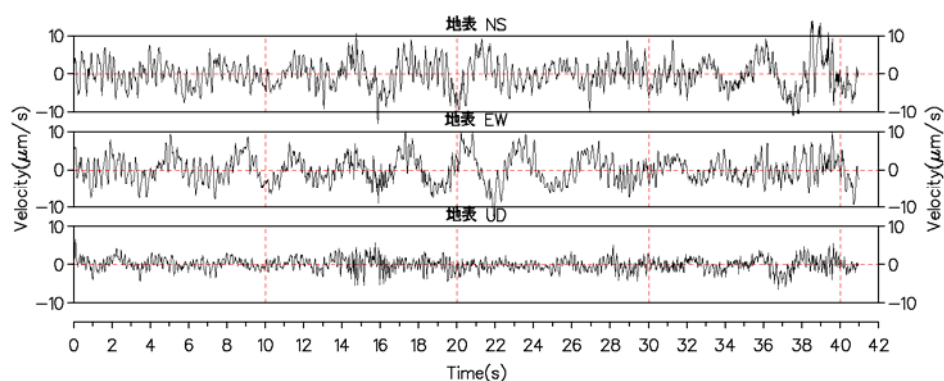


図 4-10 測定記録 (5 秒計)

b. フーリエスペクトル

フーリエスペクトルを図 4-11 および図 4-12 に示す。

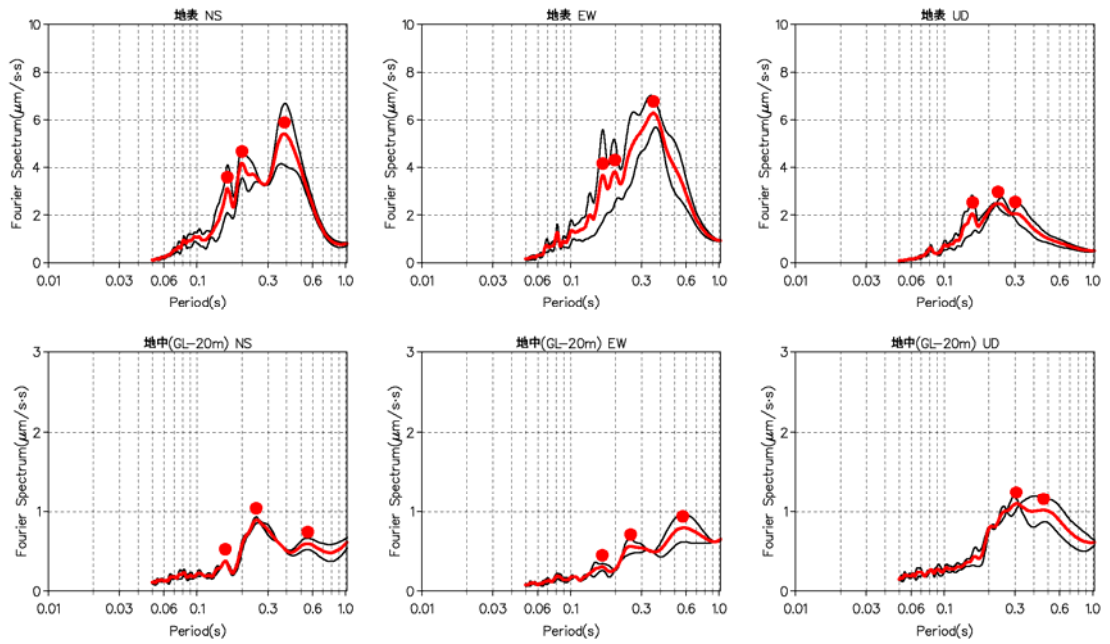
図 4-11 および図 4-12 で黒線は各解析区間のフーリエスペクトルを、赤線は各解析区間のフーリエスペクトルの算術平均をとったもの（平均フーリエスペクトル）を表す。

図 4-11 および図 4-12 の平均フーリエスペクトル（赤線）から代表的なピーク（●印）を与える周期（図の横軸の値）を読み取りフーリエスペクトルの卓越周期一覧表として表 4-9 に示す。

表 4-9 ではフーリエスペクトルの卓越周期を以下のように 7 区分した。

- ① 0.087 秒
- ② 0.12～0.17 秒
- ③ 0.20～0.23 秒
- ④ 0.25～0.32 秒
- ⑤ 0.33～0.42 秒
- ⑥ 0.47～0.57 秒
- ⑦ 2.4～3.2 秒

(a) 地表, 地中(GL-20m)



(b) 地表, 地中(GL-45m)

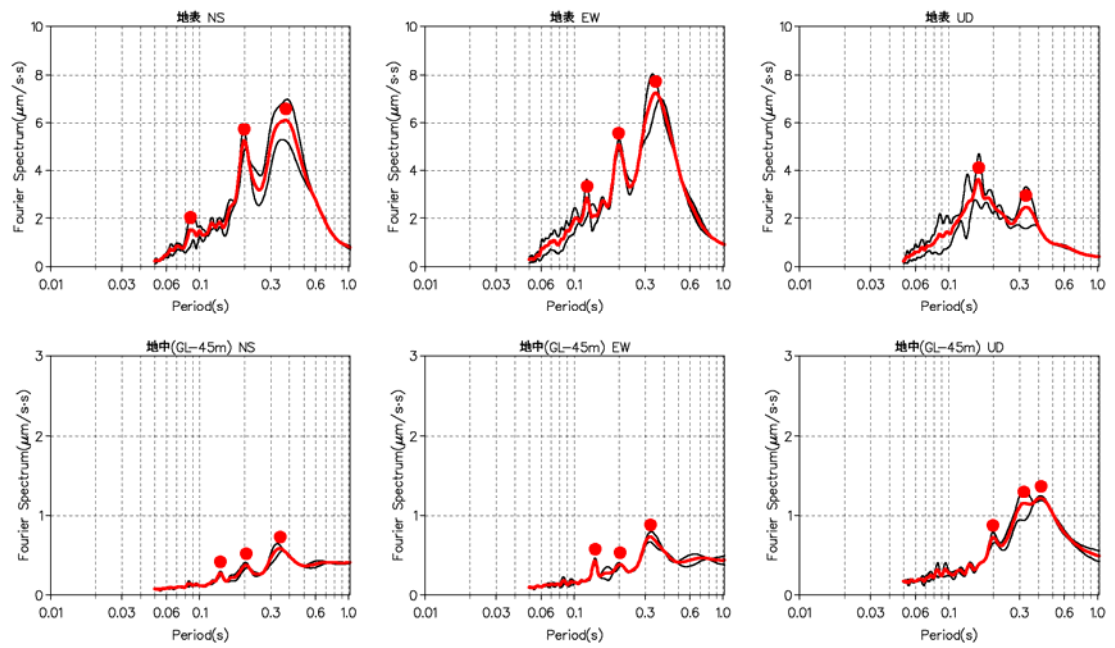


図4-11 フーリエスペクトル (1秒計) (黒線:各解析区間 赤線:平均)

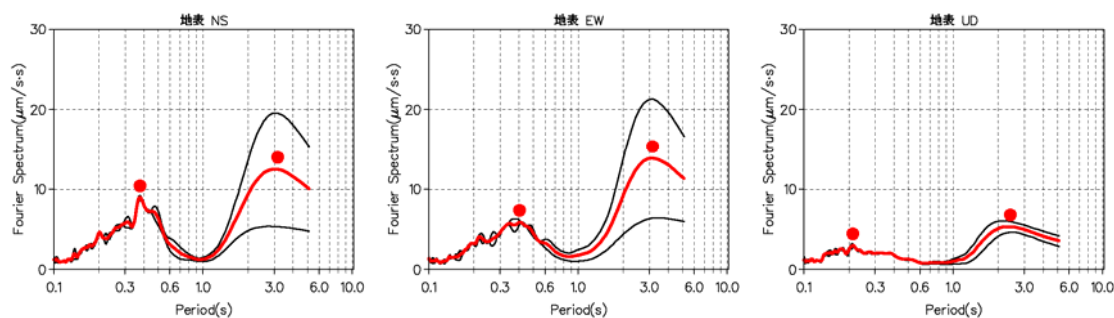


図 4-12 フーリエスペクトル (5 秒計) (黒線:各解析区間 赤線:平均)

表 4-9 フーリエスペクトルの卓越周期一覧

微動計	測定点	成分	卓越周期(s)								
1秒計	地表	NS			0.16	0.20		0.39			
		EW			0.17	0.20		0.36			
		UD			0.16	0.23	0.30				
	地中 (GL-20m)	NS			0.16		0.25		0.55		
		EW			0.16		0.25		0.57		
		UD					0.31		0.47		
	地表	NS	0.087			0.20		0.38			
		EW			0.12	0.20		0.35			
		UD			0.16			0.33			
	地中 (GL-45m)	NS			0.14	0.21		0.35			
		EW			0.14	0.20		0.33			
		UD				0.20	0.32	0.42			
5秒計	地表	NS					0.38			3.2	
		EW					0.41			3.2	
		UD			0.21					2.4	
卓越周期の区分			①		②	③	④	⑤	⑥		⑦

0.39(赤字):最大ピークの周期

0.20(緑字):2番目に大きいピークの周期

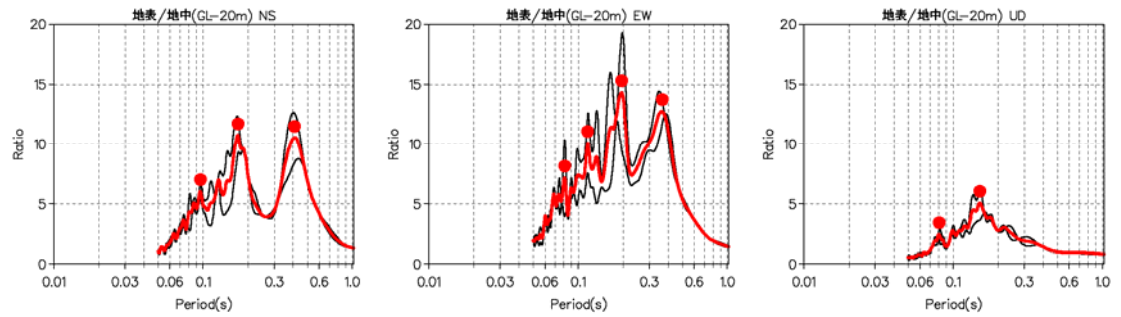
c. スペクトル比

1 秒計の成分毎に求めた地表と地中のフーリエスペクトルの比 (スペクトル比) を図 4-13 に示す (スペクトル比は増幅度を表す)。

図 4-13 で黒線は各解析区間のスペクトル比を、赤線は各解析区間のスペクトル比の算術平均をとったもの (平均スペクトル比) を表す。平均スペクトル比 (赤線) から代表的なピーク (●印) を与える周期 (図の横軸の値) およびそれらの周期での増幅度 (図の縦軸の値) を読み取りスペクトル比の卓越周期一覧表として表 4-10 に示す。表 4-10 には該当する周期に表 4-9 のフーリエスペクトルの卓越周期の区分を合わせて示す。

これらの代表的なピークでの増幅度は、地表―地中(GL-20m)間の水平動成分で 6～14 および上下動成分で 2～5、地表―地中(GL-45m)間の水平動成分で 12～15 および上下動成分で 9～10 となる。

(a) 地表, 地中 (GL-20m)



(b) 地表, 地中 (GL-45m)

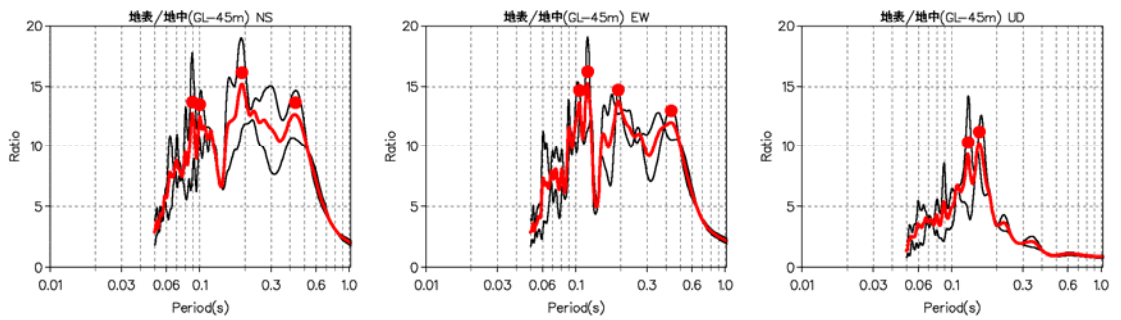


図 4-13 スペクトル比 (黒線:各解析区間 赤線:平均)

表 4-10 スペクトル比の卓越周期一覧表

微動計	比の種類	成分	卓越周期 (s)										
1秒計	地表/地中 (GL-20m)	NS			0.096 (6.0)	0.17 (10.8)				0.41 (10.6)			
		EW	0.081 (7.2)			0.12 (10.1)		0.20 (14.3)		0.37 (12.8)			
		UD	0.080 (2.4)			0.15 (5.1)							
1秒計	地表/地中 (GL-45m)	NS	0.089 (12.7)		0.10 (12.5)		0.19 (15.2)				0.44 (12.7)		
		EW			0.11 (13.7)	0.12 (15.3)	0.19 (13.8)			0.44 (12.0)			
		UD				0.13 (9.3)	0.15 (10.2)						
フーリエスペクトルの卓越周期の区分				①		②		③	④	⑤		⑥	⑦

0.17(赤字):最大ピークの周期

0.41(緑字):2番目に大きいピークの周期
(10.8):増幅度

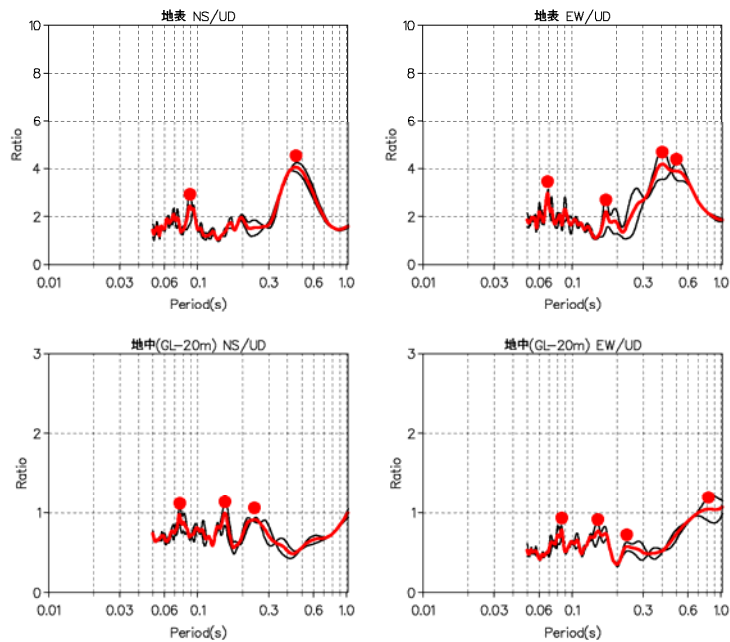
d. H/V スペクトル比

フーリエスペクトルの水平動（NS または EW）成分と上下動（UD）成分の比（H/V スペクトル）を 図 4-14 および図 4-15 に示す。

図 4-14 および図 4-15 で黒線は各解析区間の H/V スペクトル、及び赤線は各解析区間の H/V スペクトルの算術平均をとったもの（平均 H/V スペクトル）をそれぞれ表す。平均 H/V スペクトル（赤線）から代表的なピーク（●印）を与える周期（図の横軸の値）およびそれらの周期での増幅度（図の縦軸の値）を読み取り H/V スペクトルの卓越周期一覧表として表 4-11 に示す。表 4-11 には該当する周期に表 4-9 のフーリエスペクトルの卓越周期の区分を合わせて示す。

これらの代表的なピークでの地表での増幅度は 1 秒計で 2～5 及び 5 秒計で 3～6 となる。

(a) 地表, 地中(GL-20m)



(b) 地表, 地中(GL-45m)

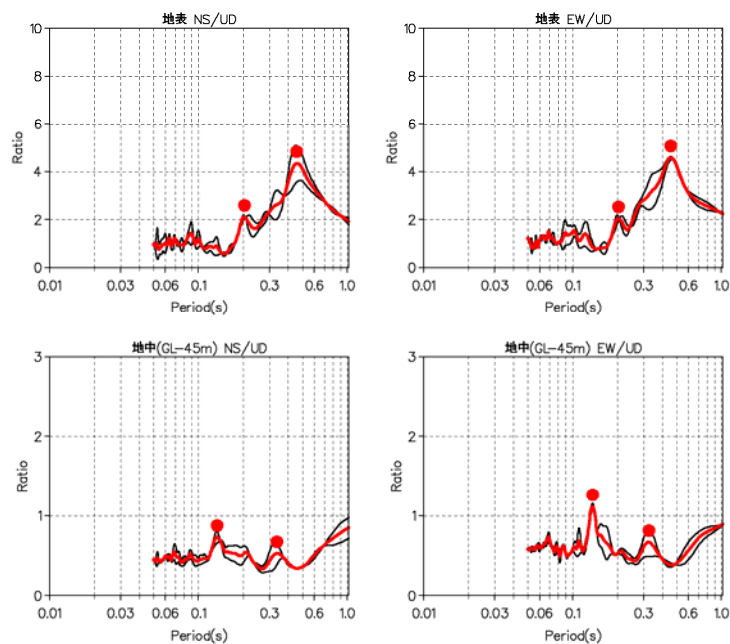


図 4-15 H/V スペクトル（1 秒計）（黒線：各解析区間 赤線：平均）

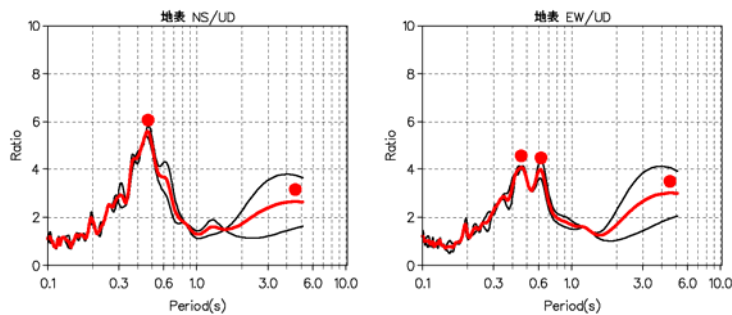


図 4-16 H/V スペクトル (5 秒計) (黒線:各解析区間 赤線:平均)

表 4-11 H/V スペクトル比の卓越周期一覧

微動計	測定点	成分	卓越周期(s)												
1秒計	地表	NS/UD			0.089 (2.4)						0.46 (4.1)				
		EW/UD	0.069 (3.0)			0.17 (2.2)				0.40 (4.2)		0.50 (3.9)			
	地中 (GL-20m)	NS/UD	0.076 (1.0)			0.15 (1.0)		0.24 (0.9)							
		EW/UD	0.085 (0.8)			0.15 (0.8)	0.23 (0.6)						0.82 (1.0)		
1秒計	地表	NS/UD					0.20 (2.1)				0.46 (4.3)				
		EW/UD					0.20 (2.0)				0.46 (4.6)				
	地中 (GL-45m)	NS/UD				0.13 (0.7)				0.34 (0.5)					
		EW/UD				0.14 (1.1)				0.33 (0.7)					
5秒計	地表	NS/UD									0.47 (5.6)				4.6 (2.7)
		EW/UD								0.46 (4.1)		0.62 (4.0)			4.6 (3.1)
フーリエスペクトルの卓越周期の区分				①		②	③		④	⑤		⑥		⑦	

0.46(赤字):最大ピークの周期

0.50(緑字):2番目に大きいピークの周期
(4.1)増幅度

e. 地盤の卓越周期

PS 検層結果を利用して S 波の重複反射理論による各層上部を基盤深度として算出した表層地盤の固有（卓越）周期を表 4-12 に示し、S 波の重複反射理論による増幅特性図を図 4-17 に示す。図 4-17 の増幅特性の算出に用いた地盤のモデルを表 4-13 に示す。

表 4-12 基盤深度を変化させた時の S 波の重複反射理論による表層地盤の固有周期

層No.	基盤深度 (m)	層厚 (m)	S波速度 (km/s)	固有周期 (s)
1	0.0	5.0	0.07	—
2	5.0	2.0	0.19	0.29
3	7.0	4.0	0.11	0.33
4	11.0	8.0	0.27	0.47
5	19.0	4.0	0.39	0.59
6	23.0	2.0	0.18	0.63
7	25.0	3.0	0.42	0.68
8	28.0	5.0	0.61	0.71
9	33.0	13.0	0.51	0.74
10	46.0	—	—	0.84

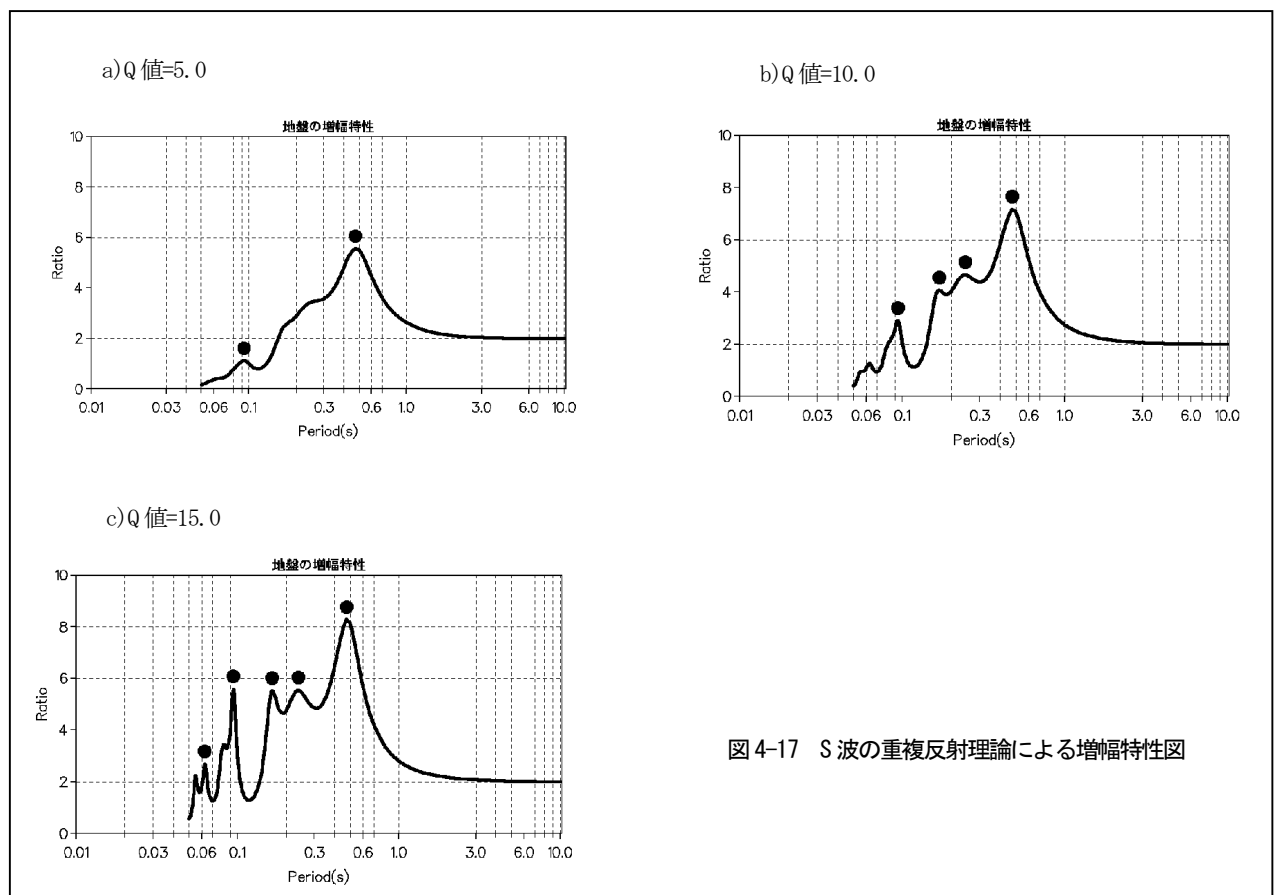


表 4-13 増幅特性の算出に用いた地盤のモデル

層No.	深度 (m)		S波速度 (km/s)	密度 (g/cm ³)	Q値									
1	0.00	～ 0.60	0.07	2.491	5.0	10.0	20.0							
2	0.60	～ 5.00		2.541										
3	5.00	～ 6.10		2.561										
4	6.10	～ 7.00	0.19	2.678										
5	7.00	～ 7.10												
6	7.10	～ 9.85	0.11	2.512										
7	9.85	～ 10.90						2.609						
8	10.90	～ 11.00												
9	11.00	～ 19.00	0.27	2.650										
10	19.00	20.80	0.39					2.447						
11	20.80	23.00												
12	23.00	～ 24.00	0.18	2.635										
13	24.00	～ 25.00												
14	25.00	～ 28.00	0.42	2.717										
15	28.00	～ 32.90	0.61					2.688						
16	32.90	～ 33.00												
17	33.00	～ 40.60	0.51	2.725										
18	40.60	～ 46.00												
19	46.00	～												

(注：Q 値は減衰の程度を表す。)

図 4-17 では代表的なピークを●印で示した。

図 4-17 では Q 値により増幅度 (図の縦軸の値) の違いはあるが 0.48 秒に大きなピークが現れている。Q 値が小さくなる (減衰が大きくなる) と 0.063、0.094、0.16~0.17 及び 0.24 秒に現れているピークが目立たなくなる。

H/V スペクトルは表層地盤の増幅特性を表し H/V スペクトルの卓越周期が表層地盤の卓越周期に相当するという考えがある。また S 波の重複反射理論による増幅特性の卓越周期は表層地盤の卓越周期と調和的と考えられている。

以上のことを考慮して表 4-9 (フーリエスペクトルの卓越周期一覧表)、表 4-11 (H/V スペクトルの卓越周期一覧表)、表 4-12 (基盤深度を変化させた時の S 波の重複反射理論による表層地盤の固有周期) および図 4-17 (S 波の重複反射理論による増幅特性図) より地盤の卓越周期が次のようになると判断した。

- (a) 表 4-9 で周期 1 秒を境にした短周期側では①0.087 秒、②0.12~0.17 秒、③0.20~0.23 秒、④0.25~0.32 秒、⑤0.33~0.42 秒及び⑥0.47~0.57 秒にフーリエスペクトルの卓越周期がある。
- (b) 表 4-9 で④0.25~0.32 秒及び⑤0.33~0.42 秒に現れているフーリエスペクトルの卓越周期は、1 秒計の全てで最大ピークまたは 2 番目に大きいピークとなっている。
- (c) 表 4-11 で 1 秒計の地表での H/V スペクトルの卓越周期は、0.40~0.46 秒で最大ピークとなっている。0.40~0.46 秒は⑤0.33~0.42 秒に一部含まれる。

- (d) 表 4-12 で第 3 層上部（深度 7.0m）を基盤深度とした S 波の重複反射理論による表層地盤の固有周期は、0.33 秒及び第 4 層上部（深度 11.0m）を基盤深度とした S 波の重複反射理論による表層地盤の固有周期は 0.47 秒となっている。従って、⑤0.33～0.42 秒は第 3 層（深度 7.0～11.0m）付近を基盤深度とした重複反射波の周期と考えられる。また、④0.25～0.32 秒は第 3 層上部（深度 7.0m）より浅部を基盤深度とした重複反射波の周期と考えられる。
- (e) 図 4-17 で 0.48 秒に大きなピークが現れている。0.48 秒は⑥0.47～0.57 秒に含まれるが⑤0.33～0.42 秒に近い値でもある。以上により、⑤0.33～0.42 秒が周期 1 秒を境にした短周期側の地盤の卓越周期であると判断した。
- (f) 表 4-9 で周期 1 秒を境にした長周期側では⑦2.4～3.2 秒にのみフーリエスペクトルの卓越周期がある。以上より、⑦2.4～3.2 秒が周期 1 秒を境にした長周期側の地盤の卓越周期であると判断した。

以上をまとめ、調査地における地盤の卓越周期を表 4-14 に示す。

表 4-14 地盤の卓越周期

周期帯	地盤の卓越周期
周期1秒を境にした短周期側	0.33～0.42秒
周期1秒を境にした長周期側	2.4～3.2秒

f. 地盤種別の判定

周期 1 秒を境にした短周期側の地盤の卓越周期が 0.33～0.42 秒なので、表 4-15 の地盤周期と地盤種別との対応表から本調査地の地盤種別は「第二種」と判断できる。

表 4-15 耐震設計上の地盤種別

地盤周期 T_g (秒)	地 盤 種 別 ^(注1)
$T_g \leq 0.2$	第一種
$0.2 < T_g \leq 0.75$	第二種
$0.75 < T_g$	第三種

(全国官報販売協同組合「2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書」H19 年 8 月, P. 269 より引用)

(注1) 「一種相当」地層とは、岩盤、硬質砂礫層、その他主として第三紀以前の地層によって構成されるもの、「三種相当」地層とは、主として腐植土、泥土その他これらに類するもので構成されている沖積層あるいは沼沢、泥海等を埋め立てた所で、埋め立てられてから概ね 30 年を経過していないもの、そして「二種相当」地層とは、「一種相当」および「三種相当」地層以外のものをいう。

(6) 室内土質試験結果

室内土質試験は、沖積粘性土 1～2 (Ac1, Ac2) 層の物理および力学特性を把握する目的で実施した。試験試料は、不攪乱試料（シンウォール～デニソンサンプリング試料）を用いた。

また、液状化判定を行うため液状化の検討対象となる沖積砂質土 1～3 (As1, As2, As3) 層についてボーリング H22B-3 孔の不攪乱試料を用いた粒度試験を実施し、ボーリング H22B-2 孔では常時微動の解析に利用するため、土粒子の密度試験を層毎に攪乱試料を用いて実施した。

表 4-16～4-19 に室内土質試験結果の一覧を示す。なお、室内試験の詳細は巻末の「室内土質試験データ」に示す。

表 4-16 室内土質試験結果一覧（不攪乱試料による）

孔 番		H22B-1	H22B-2	H22B-2	H22B-3	H22B-3
試料番号 (深 度)		B1-1 3.20-4.00	T2-1 2.00-2.80	T2-2 7.50-8.30	T3-1 4.30-5.10	T3-3 9.80-10.60
土 質		腐植物混り粘土	シルト	シルト	シルト	粘土
記 号		Ac1	Ac1	Ac2	Ac1	Ac2
一 般	湿 潤 密 度 ρ_t g/cm ³	1.383			1.552	1.522
	乾 燥 密 度 ρ_d g/cm ³	0.686			0.933	0.895
	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.377			2.541	2.512
	自 然 含 水 比 W_n %	101.5			65.8	71.0
	間 隙 比 e	2.465			1.723	1.807
	飽 和 度 S_r %	97.9			97.0	98.7
	飽 和 度 S_r %	97.9			97.0	98.7
粒 度	礫 分 (2-75mm) %	0.0			0.0	0.0
	砂 分 (0.075-2mm) %	4.9			5.8	3.1
	シルト分 (0.005-0.07mm) %	44.3			53.8	54.9
	粘土分 (0.005mm未満) %	50.8			40.4	42.0
	最 大 粒 径 mm	2			2	2
	均 等 係 数 U_c	-			-	-
	50 % 粒 径 mm	0.0044			0.0086	0.0078
	10 % 粒 径 mm	-			-	-
コン シ ン ス 特 性	液 性 限 界 WL %	112.7			83.2	75.1
	塑 性 限 界 WP %	43.5			29.3	31.1
	塑 性 指 数 IP	69.2			53.9	44.0
	コンシステンシー I_c	0.16			0.32	0.09
分 類	地盤材料の 分 類 名	粘土 (高液性限界)			砂混り粘土 (高液性限界)	粘土 (高液性限界)
	分 類 記 号	(CH)			(CH-S)	(CH)
	試 験 方 法	段階载荷			段階载荷	段階载荷
圧 密	圧 縮 指 数 C_c	1.11			0.68	0.67
	圧密降伏応力 P_c kN/m ²	91.4			176.80	127.10
	一軸圧縮強さ q_u kN/m ²	31.5			81.7	82.4
一 軸 圧 縮	E50 MN/m ²	0.6			2.9	2.50
せん 断	試 験 条 件	Cub			UU	UU
	全応力	c kN/m ²	11.8		22.1	45.4
		ϕ °	23.3		10.6	0.0
	有効応力	c' kN/m ²	0.27			
		ϕ' °	43.2			
	初期せん断剛性率 MN/m ²		8.1	14.6		

表 4-17 粒度試験結果一覧 (H22B-3 孔, 攪乱試料による)

孔 番		H22B-3	H22B-3	H22B-3
試料番号 (深 度)		P3-3 3.15-3.45	P3-9 9.15-9.45	P3-12 12.15-12.45
土 質		細砂	シルト混り細砂	礫混り砂
記 号		As1	As2	As3
粒 度	礫 分 (2-75mm) %	1.0	0.0	21.0
	砂分(0.075-2mm) %	82.9	81.9	74.6
	シルト分(0.005-0.07mm) %	16.1	18.1	4.4
	粘土分(0.005mm未満) %			
	最 大 粒 径 mm	4.75	2	19
	均 等 係 数 U_c	-	-	4.30
	50 % 粒 径 mm	0.20	0.21	0.77
	10 % 粒 径 mm	-	-	0.23
分 類	地盤材料の 分 類 名	細粒分質砂	細粒分質砂	礫質砂
	分 類 記 号	(SF)	(SF)	(SG)

表 4-18 土粒子の密度試験結果一覧 (H22B-2 孔, 攪乱試料による)

試料番号	深度	土質	記号	土粒子の密度 $\rho_s (\text{g/cm}^3)$
S2-1	0.30-0.40	有機質シルト	Ac1	2.491
S2-2	5.15-5.45	シルト混り細砂	As2	2.561
S2-3	6.15-6.45	礫混り砂	As2	2.678
S2-4	10.15-10.45	礫混り砂	As3	2.609
S2-5	14.15-14.45	砂礫	Ag1	2.650
S2-6	23.15-23.40	礫混り砂	Ds	2.447
S2-7	24.15-24.45	固結シルト	Dc	2.635
S2-8	30.15-30.45	砂礫	Dg	2.717
S2-9	33.15-33.45	凝灰質砂岩	Os	2.688
S2-10	43.05-43.21	礫岩	Og	2.725

表 4-19 地層毎の土質試験結果のまとめ

地層名	地質 記号	土粒子 の密度 ρs(g/cm³)	自然 含水比 wn(%)	粒 度				コンパクション特性				湿潤密度 ρt (g/cm³)	分 類		一軸圧縮 強さ σu (kN/m²)	静弾性 係数 E50 (MN/m²)	せん断強度定数 (三軸圧縮UU～OU；全応力)		圧 密		初期せん 断剛性率 (MN/m²)
				曝分 (%)	砂分 (%)	シルト分 (%)	細粒分Fc 粘土分 (%)	液性 限界 wL(%)	塑性 限界 wp(%)	塑性 指数 Ip(%)	地盤材料の 分類名		分類 記号	粘着力 c(kN/m²)			内部摩擦角 φ(°)	圧縮指数Cc	圧密降伏応力 Pc(kN/m²)		
沖積粘性土1	Ac1	2.377～2.541	65.8～101.5	0.0	4.9～5.8	94.2～95.1	83.2～112.7	29.3～43.5	53.9～69.2	1.383～1.552	粘土 (高液性限界) ～ 砂混じり粘土 (高液性限界)	(CH)～ (CH-S)	31.5～81.7	0.6～2.9	11.8～22.1	10.6～23.3	0.68～1.11	91.4～176.80	8.1		
沖積砂質土	As1	-	-	1.0	82.9	16.1	-	-	-	-	細粒分質砂	(SF)	-	-	-	-	-	-	-		
沖積砂質土2	As2	2.561～2.678	-	0.0	81.9	18.1	-	-	-	-	細粒分質砂	(SF)	-	-	-	-	-	-	-		
沖積粘性土2	Ac2	2.512	71.0	0.0	3.1	96.9	75.1	31.1	44.0	1.522	粘土 (高液性限界)	(CH)	82.4	2.5	45.4	0.0	0.67	127.1	14.6		
沖積砂質土3	As3	2.609	-	21.0	74.6	4.4	-	-	-	-	礫質砂	(SQ)	-	-	-	-	-	-	-		
沖積礫質土1	Ag1	2.650	-	-	-	-	-	-	-	-			-	-	-	-	-	-	-		
洪積砂質土	Ds	2.447	-	-	-	-	-	-	-	-			-	-	-	-	-	-	-		
洪積粘性土	Dc	2.635	-	-	-	-	-	-	-	-			-	-	-	-	-	-	-		
洪積礫質土	Dg	2.717	-	-	-	-	-	-	-	-			-	-	-	-	-	-	-		
小野田層凝灰質砂岩	Os	2.688	-	-	-	-	-	-	-	-			-	-	-	-	-	-	-		
小野田層礫岩	Og	2.725	-	-	-	-	-	-	-	-			-	-	-	-	-	-	-		

a. 土粒子の密度 (ρ_s)

土粒子は無機質分と有機質分で構成され、無機質分の主な鉱物は表 4-19 に示すように $2.7 \text{ (g/cm}^3\text{)}$ 付近の値を示す。そのうち、一般的な沖積粘性土は $\rho_s=2.50\sim2.75 \text{ (g/cm}^3\text{)}$ 程度、沖積砂質土は $\rho_s=2.6\sim2.8 \text{ (g/cm}^3\text{)}$ 程度である。

これらの数値を基本とすると、土粒子の密度から土中に含まれる重鉱物・腐植物等の有無を次のように推定することができる。

- $\rho_s=2.5 \text{ g/cm}^3$ 未満 $\longrightarrow$ 腐植物や火山灰等を多く含む土
- $\rho_s=2.5 \sim 2.8 \text{ g/cm}^3$ $\longrightarrow$ 普通土
- $\rho_s=2.8 \text{ g/cm}^3$ 以上 $\longrightarrow$ 砂鉄等の重鉱物を含む土

表 4-20 主な鉱物の土粒子の密度

鉱物名	密度 $\rho_s \text{ (g/cm}^3\text{)}$	土質名	密度 $\rho_s \text{ (g/cm}^3\text{)}$
石英	2.6～2.7	豊浦砂	2.64
長石	2.5～2.8	沖積砂質土	2.6～2.8
雲母	2.7～3.2	沖積粘性土	2.50～2.75
角閃石	2.9～3.5	洪積砂質土	2.6～2.8
輝石	2.8～3.7	洪積粘性土	2.50～2.75
磁鉄鉱	5.1～5.2	泥炭(ピート)	1.4～2.3
クロライト	2.6～3.0	関東ローム	2.7～3.0
イライト	2.6～2.7	まさ土	2.6～2.8
カオリナイト	2.5～2.7	しらす	1.8～2.4
モンモリロナイト	2.0～2.4	黒ぼく	2.3～2.6

((社) 地盤工学会「土質試験の方法と解説」H12 年, P. 58 より引用)

今回試料の試験結果では、沖積層のうち土粒子の密度は、沖積粘性土 1 (Ac1) で $\rho_s=2.377\sim2.541 \text{ (g/cm}^3\text{)}$ 、沖積粘性土 2 (Ac2) で $\rho_s=2.512 \text{ (g/cm}^3\text{)}$ であり、沖積粘性土の一般値もしくはやや小さな値を示す。沖積砂質土 2 (As2) は $\rho_s=2.561\sim2.678 \text{ (g/cm}^3\text{)}$ 、沖積砂質土 3 (As3) は $\rho_s=2.609 \text{ (g/cm}^3\text{)}$ を示し、沖積粘性土同様に沖積砂質土の一般値もしくは若干小さな値を示す。沖積礫質土 1 (Ag1) では $\rho_s=2.650 \text{ (g/cm}^3\text{)}$ を示し、洪積砂質土に相当する値であった。

一方、洪積層にあたる洪積砂質土 (Ds) では $\rho_s=2.447 \text{ (g/cm}^3\text{)}$ 、洪積粘性土 (Ds) は $\rho_s=2.635 \text{ (g/cm}^3\text{)}$ 、洪積礫質土は $\rho_s=2.717 \text{ (g/cm}^3\text{)}$ を示し、洪積層の一般値の範囲内にある。

新第三紀鮮新世の小野田層の凝灰質砂岩 (Os) および礫岩 (Og) の土粒子の密度は、 $\rho_s=2.688\sim2.725 \text{ (g/cm}^3\text{)}$ を示し、概ね一般的な範囲にある。

b. 自然含水比 (W_n)

土の含水比は、土塊を構成している土粒子・水・空気の三要素の内、水と土粒子の質量比を百分率で表したものである。

一般に、沖積層の自然含水比 W_n は表 4-21 に示すように、粘性土で 30～150 (%), 砂質土で 10～30 (%), 高有機質土で 80～1,200 (%) を示す。

今回試料の含水比の結果では、沖積粘性土 1 (Ac1) が W_n=65.8～101.5 (%), 沖積粘性土 2 (Ac2) が W_n=71 (%) を示し、表 4-21 の一般的な沖積粘性土の範囲に含まれる結果であった。

表 4-21 我が国における土の密度と含水比のおおよその範囲

	沖積層		洪積層 粘性土	関 東 ローム	高有機 質 土
	粘性土	砂質土			
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.2～1.8	1.6～2.0	1.6～2.0	1.2～1.5	0.8～1.3
乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	0.5～1.4	1.2～1.8	1.1～1.6	0.6～0.7	0.1～0.6
含 水 比 w (%)	30～150	10～30	20～40	80～180	80～1200

((社) 地盤工学会「土質試験の方法と解説」H12 年, P. 151 より引用)

c. 粒度組成

一般に土は、表 4-22 に示す大小様々な土粒子が混ざりあってできており、土粒子の粒径別の含有割合を粒度と呼んでいる。

表 4-22 地盤材料の粒径区分と呼び名

粒 径 (mm)										
0.005		0.075		0.25	0.85	2	4.75	19	75	300
粘土	シルト	細砂	中砂	粗砂	細礫	中礫	粗礫	粗石	巨石	
								(コブル)	(ボルダー)	
		砂			礫			石		
細粒分		粗 粒 分							石 分	

(出典：社団法人 地盤工学会「土質試験の方法と解説」)

今回は、沖積粘性土 (Ac1, Ac2) および沖積砂質土 (As1, As2, As3) の合計 5 試料において粒度分析を行っている。図 4-18, 図 4-19 に粘性土・砂質土に分けて各層の粒径加積曲線を示し、それらの特徴を以下に示す。

沖積粘性土 1 (Ac1) および沖積粘性土 (Ac2) とも、ほぼ全体がシルトと粘土から構成され、これら細粒分の含有率は 94.2～96.9% を占める。地盤材料の三角座標小分類では、細粒土 (F) ～砂混じり細粒土 (F-S) に分類され、更に塑性図による土質分類では粘土 (高液性限界) (CH) ～砂混じり粘土 (CH-S) に分類される。

沖積砂質土 1 (As1) および沖積砂質土 (As2) は、礫分をほとんど含まず大半が砂分から構成されている。細粒分は 15～18% 程度であり、ともに細粒分質砂 (SF) に分類される。また、沖積砂質土 (As3) は礫分 21%, 砂分 75%, 細粒分 4% 程であり、礫質砂 (SG) に分類される。

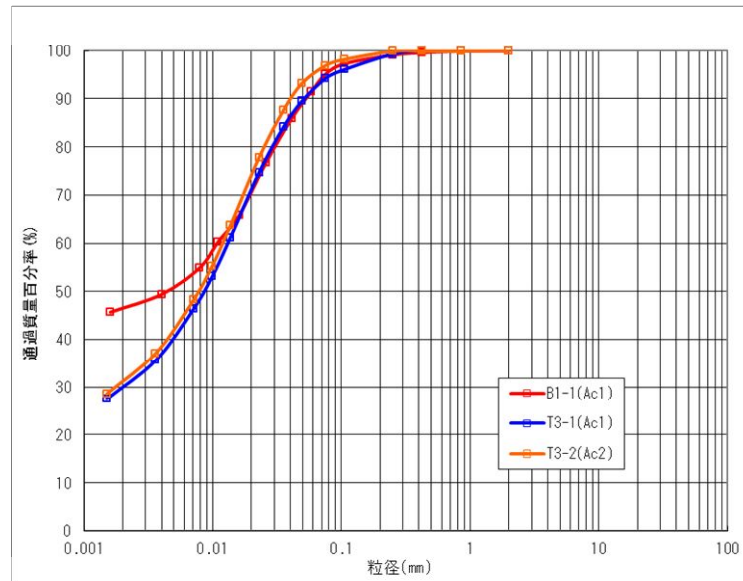


図 4-18 沖積粘性土 (Ac1, Ac2) の粒径加積曲線

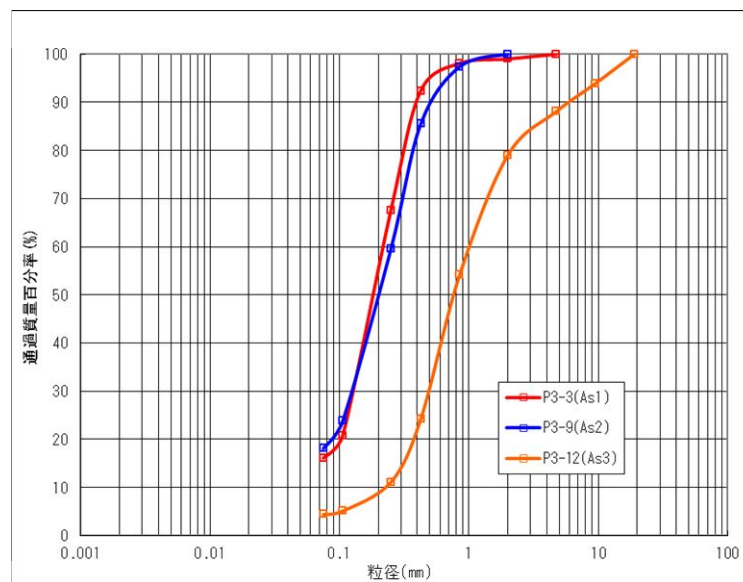


図 4-19 沖積砂質土 (As1, As2, As3) の粒径加積曲線

d. コンシステンシー特性

コンシステンシー特性は、土がその層相を変えるときの限界の含水比を示すもので、細粒土においては粗粒土の粒度特性と同様の意義を持つものである。

ここに、

W_L : 液性限界 土が塑性状態から液状に移るときの含水比

W_p : 塑性限界 土が塑性状態から半固体状に移るときの含水比

I_p : 塑性指数 液性限界と塑性限界の差 $I_p = W_L - W_p$

液性限界 W_L および塑性限界 W_p と自然含水比 W_n から次のような指標が求められ、土の状態や性質を表すのに用いられている。

$$\begin{aligned} \text{コンシステンシー指数} \quad I_c &= (W_L - W_n) / (W_L - W_p) = (W_L - W_n) / I_p \\ \text{液性指数} \quad I_L &= (W_n - W_p) / (W_L - W_p) = (W_n - W_p) / I_p \\ &\quad (W_n : \text{自然含水比または与えられた含水比}(\%)) \end{aligned}$$

コンシステンシー指数 I_c は細粒土の硬軟や安定の程度を表し、 $I_c \geq 1$ である場合は自然含水比が塑性限界に近いあるいはそれ以下となり比較的安定な状態にあることを意味し、 $I_c = 0$ に近い場合は自然含水比が液性限界に近く土を乱せば液状を呈することを示している。

液性指数 I_L は相対含水比とも呼ばれ、与えられた含水比（自然含水比）における土の相対的な硬軟を表す指数で、ゼロに近いほど土は塑性限界に近く硬い状態にあることを示し、1 に近いほど土は軟らかい状態にあり、圧縮性は大きく、また鋭敏なことを示す。

今回の試験で得られた沖積粘性土 1 (Ac1) と沖積粘性土 2 (Ac2) のコンシステンシー特性は次のとおりである。

○沖積粘性土 1 (Ac1)

塑性指数 : $I_p = 53.9 \sim 69.2$

コンシステンシー指数 : $I_c = 0.16 \sim 0.32$

液性指数 : $I_L = 0.67 \sim 0.83$

以上より、当地区の Ac1 層は安定性および圧縮性がやや大きく不安定な粘性土であると判断される。

○沖積粘性土 2 (Ac2)

塑性指数 : $I_p = 44.0$

コンシステンシー指数 : $I_c = 0.09$

液性指数 : $I_L = 0.906$

以上より、Ac2 層は圧縮性が大きい鋭敏で不安定な粘性土であると判断される。

e. 湿潤密度 (ρ_t)

湿潤密度は、湿潤土の単位体積当たりの質量のことをいい、土の基本的性質を示す指標の一つである。一般に、土と湿潤密度は以下のような関係がある。

<湿潤密度が大きい粘性土>

- ・粗粒分を多く含む。 ・よく締まった硬い地盤である。

<湿潤密度が小さい粘性土>

- ・粗粒分を含まない。 ・軟質で含水量が多い。
- ・有機質もしくは有機物を多く含む。 ・火山灰質である。

今回の試験で得られた沖積粘性土 1 (Ac1) と沖積粘性土 2 (Ac2) の湿潤密度は次のとおりである。

Ac1 層の湿潤密度は $\rho_t = 1.383 \sim 1.552 \text{ (g/cm}^3\text{)}$ であり、前出表 4-20 に示す沖積粘性土の一般値の範囲内に含まれる。Ac2 層の湿潤密度は $\rho_t = 1.522 \text{ (g/cm}^3\text{)}$ で、Ac1 層同様に一般値の範囲内にある。

f. 一軸圧縮試験

一軸圧縮試験は、一軸圧縮試験は粘性土の円柱状供試体を側方拘束のない状態で圧縮しその強度（一軸圧縮強度）を求めるものである。

また、土のせん断強度 S_u は一般にモール・クーロンの式で表されるが、飽和した粘性土の非排水状態ではせん断抵抗角 $\phi = 0$ となり、粘着力だけで強度が表される。この場合の非排水状態せん断強度 $S_u = c$ は、一軸圧縮強度 q_u の $1/2$ となる。

今回の試験で得られた沖積粘性土 1 (Ac1) の一軸圧縮強度は $q_u = 31.5 \sim 81.7$ (kN/m²) (平均 $q_u = 56.6$ kN/m²) を示す。ただし、B1-1 (Ac1) の試料における一軸圧縮強度 q_u は、T3-1・T3-2 に比較すると概ね半分以下の値であり、破壊ひずみも 6%を超えていることから、試料の乱れによる強度低下に起因すると考えられ、B1-1 (Ac1) の値は除外して取り扱うことが望ましい。B1-1 (Ac1) の値を除外した場合、粘着力は一軸圧縮強度 q_u の $1/2$ から $c = 40$ (kN/m²) となる。

また、Ac2 層の一軸圧縮強度は $q_u = 82.4$ (kN/m²) であり、粘着力は同様にして $c = 41.2$ (kN/m²) となる。

g. 三軸圧縮試験

三軸圧縮試験は、粘性土の円柱状供試体に軸方向の上下方向と側圧（圧力室内の液圧）を加え、圧縮破壊をおこさせる試験である。

試験方法には、非圧密非排水 (UU)、圧密非排水 (CU)、圧密排水 (CD) の三方法があり、今回は非圧密非排水 (UU) での試験を行った。(注；参考までに、H22B-1 孔の試験では、試験中供試体に発生する間隙水圧を測定し有効応力下での c' 、 ϕ' を求めている)

今回の試験で得られた沖積粘性土 1 (Ac1) と沖積粘性土 2 (Ac2) の三軸圧縮試験によるせん断強度定数は以下のとおりである。

Ac1 層の粘着力 c は $c = 11.8 \sim 22.1$ (kN/m²) (平均 $c = 16.9$ kN/m²)、内部摩擦角 ϕ は $\phi = 10.6 \sim 23.3$ (°) (平均 16.9 °) を示す。また、Ac2 層の粘着力 c は $c = 45.4$ (kN/m²)、内部摩擦角 ϕ は $\phi = 0.0$ (°) を示す。

一軸圧縮強度から求まる粘着力と比較すると、Ac1 層では三軸圧縮の方が小さめに得られ、Ac2 層ではほぼ同様の値が得られている。

h. 圧密特性

圧密試験は、新たに荷重が加えられたときの地層の圧縮性や圧密速度を把握するために行う試験である。また、その土がこれまでに受けた最大上載圧を把握することで圧密沈下が生じやすいかを判断することを主な目的としている。

今回の圧密試験結果をまとめ、図 4-20 に間隙比 e と圧密応力 $\log P$ の関係を、図 4-21 に圧密係数 $\log C_v$ と平均圧密応力 $\log \bar{P}$ の関係として示す。

一般に、圧密試験で求められる圧密降伏応力 P_c と現在の有効土被り圧 σ' には次のような関係があり、粘性土の応力履歴を知ることができる。

- ① $P_c > \sigma'$ の状態で過圧密地盤、
- ② $P_c \doteq \sigma'$ の状態で正規圧密地盤、
- ③ $P_c < \sigma'$ の状態で圧密未了地盤

今回圧密試験を実施した沖積粘性土 1 (Ac1) と沖積粘性土 2 (Ac2) の圧密降伏応力は、Ac1 層が $P_c = 91.4 \sim 176.8$ (kN/m^2)、Ac2 層が $P_c = 127.10$ (kN/m^2) であり、それに対して試験深度における有効土被り圧は Ac1 層が $\sigma' = 21.8 \sim 23.3$ (N/m^2)、Ac2 層が $\sigma' = 51.1$ (N/m^2) であった。

上述の応力履歴の関係に当てはめると Ac1 および Ac2 層とも、「① $P_c > \sigma'$ の状態」を示す過圧密地盤状態にあるが、一般的な沖積粘性土層としてはかなり過圧密状態にあるといえる。

過圧密状態が大きいことの原因としては、過去に上載圧の変化があった（例えば土石流などの堆積が加えられた後、河川による再開析を受け、地下水位が極端に低下した等）可能性や、長い堆積環境下での物理化学的な作用により、土粒子間のセメンテーションが発達してそのような性質を示した場合または砂層の挟有や砂分の含有が多くて圧密が早急に促進された場合の「疑似過圧密粘土」に相当するものと想定される。

なお、沖積粘性土 1 (Ac1) 層の圧縮指数 (C_c) は $C_c = 0.68 \sim 1.11$ 程度であり、沖積粘性土 2 (Ac2) 層の圧縮指数 (C_c) は $C_c = 0.67$ とほぼ同様の値を示す。

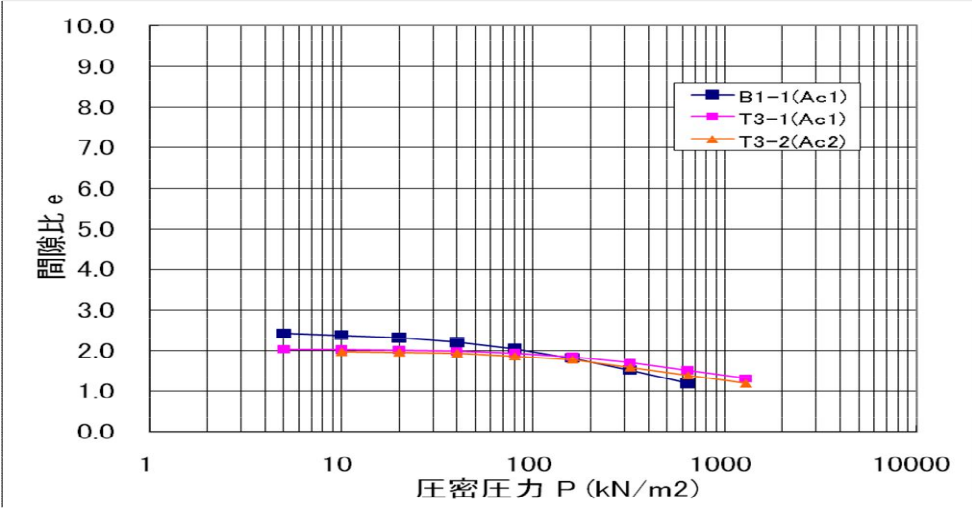


図 4-20 沖積粘性土 1 (Ac1) と沖積粘性土 2 (Ac2) の e - $\log P$ 曲線

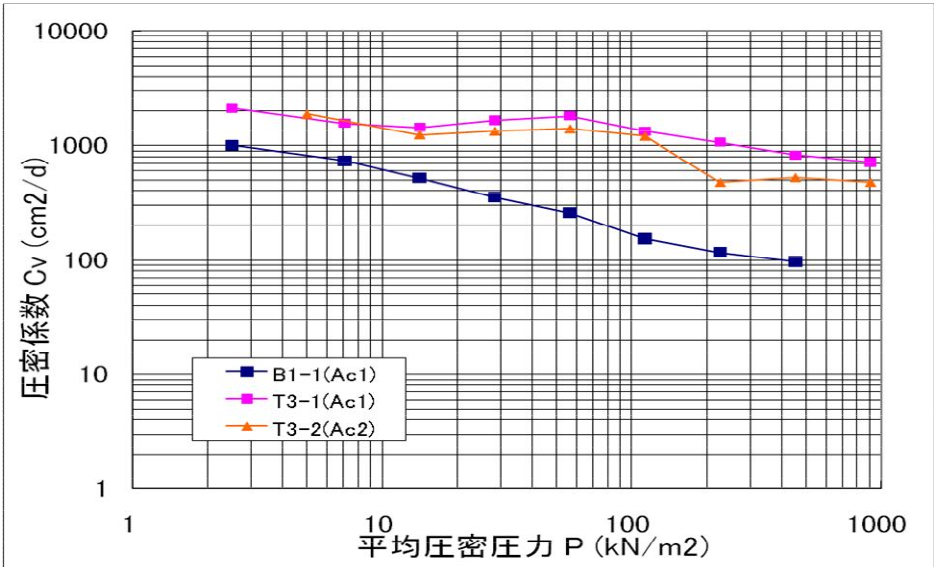


図 4-21 沖積粘性土 1 (Ac1) と沖積粘性土 2 (Ac2) の $\log C_v$ - $\log P$ 曲線

i. 地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験

変形特性を求めるための繰返し試験は、構造物系の地震荷重・交通荷重・機械荷重などに対する数値解析に必要となる「比較的小さいひずみレベルでの繰返し载荷のもとでの地盤材料の変形特性」を求めることにある。

試験は、ボーリング H22B-2 孔の沖積粘性土 1 (Ac1 : T2-1 試料, 深度 2.20~2.80m) と沖積粘性土 2 (Ac2, T2-2 試料, 深度 7.50~8.30m) を対象として行った。

沖積粘性土 1 の試験結果を表 4-23 および図 4-22 に、沖積粘性土 2 の試験結果を表 4-24 および図 4-23 に示す。

表 4-23 沖積粘性土 1 の地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験結果一覧

载荷段階	5波目					10波目				
	片振幅せん断ひずみ	等価せん断剛性率	履歴減衰率			片振幅せん断ひずみ	等価せん断剛性率	履歴減衰率		
	$(\gamma_a)_{SA}$ (%)	G_{eq} (MN/m ²)	h (%)	$1/G$	G/G_0	$(\gamma_a)_{SA}$ (%)	G_{eq} (MN/m ²)	h (%)	$1/G$	G/G_0
1	2.38E-03	7.8	2.13	1.28E-01	0.96	2.40E-03	7.9	2.11	1.27E-01	0.98
2	3.27E-03	7.8	2.40	1.28E-01	0.96	3.23E-03	7.8	2.05	1.28E-01	0.96
3	5.42E-03	7.6	2.37	1.32E-01	0.94	5.37E-03	7.7	2.32	1.30E-01	0.95
4	7.46E-03	7.5	2.49	1.33E-01	0.93	7.49E-03	7.5	2.53	1.33E-01	0.93
5	1.04E-02	7.4	2.77	1.35E-01	0.91	1.05E-02	7.3	2.86	1.37E-01	0.90
6	1.47E-02	7.2	3.18	1.39E-01	0.89	1.49E-02	7.1	3.20	1.41E-01	0.88
7	2.11E-02	6.8	3.68	1.47E-01	0.84	2.12E-02	6.8	3.70	1.47E-01	0.84
8	3.01E-02	6.4	4.38	1.56E-01	0.79	3.02E-02	6.4	4.47	1.56E-01	0.79
9	4.60E-02	5.9	5.42	1.69E-01	0.73	4.60E-02	5.8	5.42	1.72E-01	0.72
10	8.10E-02	5.0	7.20	2.00E-01	0.62	8.30E-02	4.9	7.01	2.04E-01	0.60
11	2.06E-01	3.6	10.04	2.78E-01	0.44	2.13E-01	3.4	9.89	2.94E-01	0.42
12	2.94E-01	3.0	11.17	3.33E-01	0.37	3.09E-01	2.9	11.01	3.45E-01	0.36
13	6.42E-01	2.0	13.97	5.00E-01	0.25	7.30E-01	1.7	13.54	5.88E-01	0.21
14	1.10E+00	1.4	14.87	7.14E-01	0.17	1.36E+00	1.1	14.43	9.09E-01	0.14

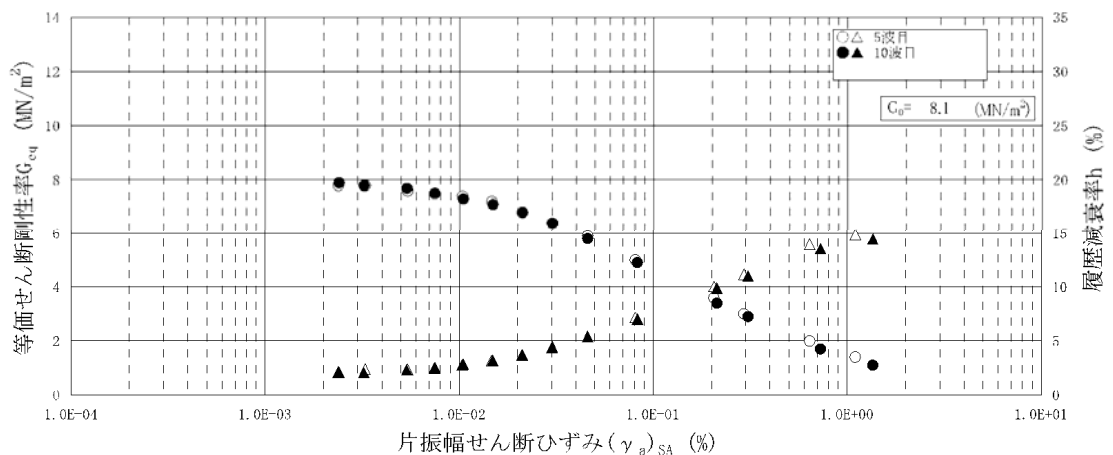


図 4-22 沖積粘性土 1 の地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験による $(\gamma_a)_{SA}$ - G_{eq} - h 曲線

表 4-24 沖積粘性土 2 の地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験結果一覧

荷役段階	5波目						10波目					
	片振幅せん断ひずみ	等価せん断剛性率	履歴減衰率				片振幅せん断ひずみ	等価せん断剛性率	履歴減衰率			
	$(\gamma_a)_{SA}$ (%)	G_{eq} (MN/m ²)	h (%)	$1/G$	G/G_0		$(\gamma_a)_{SA}$ (%)	G_{eq} (MN/m ²)	h (%)	$1/G$	G/G_0	
1	2.18E-03	14.3	2.52	6.99E-02	0.98		2.18E-03	14.4	2.26	6.94E-02	0.99	
2	3.04E-03	14.2	1.88	7.04E-02	0.97		3.03E-03	14.2	1.82	7.04E-02	0.97	
3	4.79E-03	14.0	2.14	7.14E-02	0.96		4.79E-03	14.1	2.01	7.09E-02	0.97	
4	7.25E-03	13.9	2.30	7.19E-02	0.95		7.28E-03	13.8	2.21	7.25E-02	0.95	
5	1.07E-02	13.5	2.45	7.41E-02	0.92		1.08E-02	13.5	2.45	7.41E-02	0.92	
6	1.50E-02	13.2	2.79	7.58E-02	0.90		1.51E-02	13.1	2.74	7.63E-02	0.90	
7	2.77E-02	12.4	3.56	8.06E-02	0.85		2.78E-02	12.4	3.47	8.06E-02	0.85	
8	4.62E-02	11.4	4.66	8.77E-02	0.78		4.67E-02	11.3	4.55	8.85E-02	0.77	
9	6.80E-02	10.5	5.58	9.52E-02	0.72		6.90E-02	10.4	5.46	9.62E-02	0.71	
10	1.04E-01	9.4	6.88	1.06E-01	0.64		1.05E-01	9.3	6.71	1.08E-01	0.64	
11	1.48E-01	8.4	8.09	1.19E-01	0.58		1.50E-01	8.2	7.93	1.22E-01	0.56	
12	2.61E-01	6.7	10.13	1.49E-01	0.46		2.71E-01	6.4	10.02	1.56E-01	0.44	
13	4.81E-01	4.8	13.12	2.08E-01	0.33		5.32E-01	4.4	12.84	2.27E-01	0.30	
14	7.56E-01	3.7	14.62	2.70E-01	0.25		8.83E-01	3.2	14.53	3.13E-01	0.22	

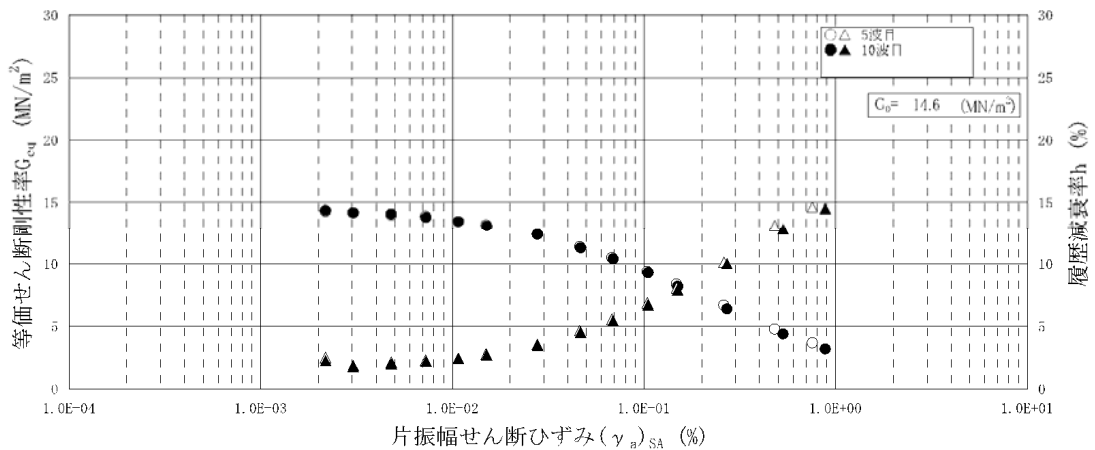


図 4-23 沖積粘性土 2 の繰返し三軸試験による $(\gamma_a)_{SA}$ - G_{eq} - h 曲線

以上の結果、本試料における初期せん断剛性率は以下のように設定される。

表 4-25 沖積粘性土 1 (Ac1) と沖積粘性土 2 (Ac2) の初期せん断剛性率

地層名	沖積粘性土 1 (Ac1)	沖積粘性土 2 (Ac2)
初期せん断剛性率 (MN/m ²)	8.1	14.6

5. 考 察

(1) 設計用地盤定数の提案

今回の調査結果をもとに，調査地に分布する各地層の設計用地盤定数を以下に提案する。

表 5-1 設計用地盤定数一覧

地質時代		地層名	地質記号	主な土質・地質	代表N値	単位体積重量 γ _t (kN/m ³)	せん断強度		変形係数 Eb (MN/m ²)
							粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 φ (°)	
第四紀	完新世	沖積層	Ac1	粘土, シルト	1	14	22	10	2.0
			As1	礫混り粗砂 ～細砂	11	18	0	29	7.7
			As2	細砂～ 礫混り砂	6	17	0	25	1.1
			Ac2	粘土, シルト	2	15	45	0	1.4
			As3	礫混り砂	9	17	0	28	6.3
			Ag1	砂礫	30	19	0	39	21
			Ag2		50	20	0	45	35
	更新世	洪積層	Ds	礫混り砂	50	19	0	45	35
			Dc	固結シルト	13	18	78	0	9.1
			Dg	砂礫	50	20	0	45	35
新第三紀	鮮新世	小野田層	Os	凝灰質砂岩	65	19	59	38	47
			Og	礫岩	120	20	72	39	72

以下に，各地層の地盤定数の設定方法を示す。

a. 代表N値

- ・土砂部の代表N値は実測N値の平均値を設定する（最大値N値を 50 とする）。
- ・岩盤部の代表N値は換算N値の平均値を設定する。

b. 単位体積重量（ γ_t ）

土砂部は，表 5-3 の土質定数表を参考とし，ノギス法による湿潤密度試験を行った粘性土(Ac1，Ac2)は土質試験値を採用する。また，岩盤部は，図 5-1 のN値と単体積重量の関係図を参考として設定する。

表 5-2 単位体積重量 γ_t (kN/m³) の設定値

地層名	土質・地質	地質 記号	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	設定の根拠
沖積層	粘土, シルト	Ac1	14	土質試験値より
	礫混り粗砂～細砂	As1	18	表 5-3 「自然地盤・砂質土・中間値」
	細砂～礫混り砂	As2	17	表 5-3 「自然地盤・砂質土・密実でないもの」
	粘土, シルト	Ac2	15	土質試験値より
	礫混り砂	As3	17	表 5-3 「自然地盤・砂質土・密実でないもの」
	砂礫	Ag1	19	表 5-3 「自然地盤・礫・中間値」
	砂礫	Ag2	20	表 5-3 「自然地盤・礫・密実なもの」
洪積層	礫混り砂	Ds	19	表 5-3 「自然地盤・砂質土・密実なもの」
	固結シルト	Dc	18	表 5-3 「自然地盤・粘性土・固いもの」
	砂礫	Dg	20	表 5-3 「自然地盤・礫・密実なもの」 より
小野田層	凝灰質砂岩	Os	19	図 5-1 岩盤の単位体積重量の測定例より
	礫岩	Og	20	図 5-1 岩盤の単位体積重量の測定例より

※図 5-1 の計算式により求めた場合は小数点以下四捨五入とした。

表 5-3 土質定数表

	種 類	状 態		単位体 積重量 (kN/m ³)	せん断 抵抗角 (°)	粘着力 (kN/m ²)	日本統一 分類記号
盛 土	砂利混じり砂	締め固めたもの		20	40	0	{G}
	砂	締め固 めたも の	粒度の良いもの	20	35	0	{S}
			粒度の悪いもの	19	30	0	
	砂質土	締め固めたもの		19	25	30 以下	{SF}
	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	{V}
自 然 地 盤	礫	密実なものまたは粒度の良いもの		20	40	0	{G}
		密実でないものまたは粒度の悪いもの		18	35	0	
	礫混じり砂	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度の良いもの		20	35	0	{S}
		密実でないものまたは粒度の悪いもの		18	30	0	
	砂質土	密実なもの		19	30	3 以下	{SF}
		密実でないもの		17	25	0	
	粘性土	固いもの（指で強く押し多少凹む N=8～15）		18	25	50 以下	{M} {C}
		やや軟いもの（指の中等度の力で貫入する N=4～8）		17	20	30 以下	
		軟いもの（指が容易に貫入する N=2～4）		16	15	15 以下	
	粘土および シルト	固いもの（指で強く押し多少凹む N=8～15）		17	20	50 以下	{M} {C}
		やや軟いもの（指の中等度の力で貫入する N=4～8）		16	15	30 以下	
		軟いもの（指が容易に貫入する N=2～4）		14	10	15 以下	
	関東ローム			14	5(φu)	30 以下	{V}

(東日本・中日本・西日本高速道路㈱)「設計要領第一集 土工編」平成 18 年 7 月, P1-44 より引用)

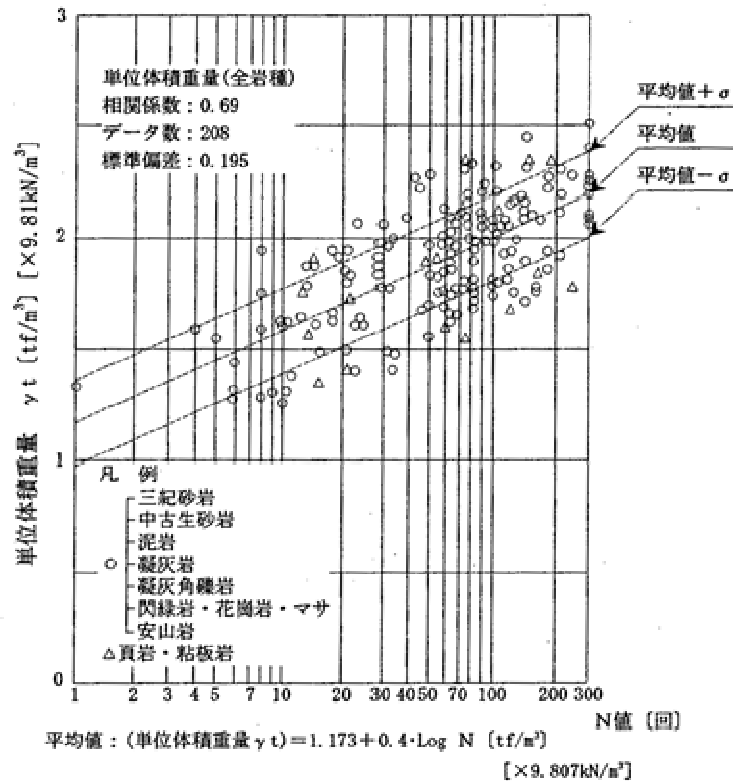


図5-1 岩盤の単位体積重量の測定例

(東日本・中日本・西日本高速道路㈱「設計要領第二集 橋梁建設編」平成18年5月, P4-8より引用)

c. せん断強度定数 (粘着力 c , せん断抵抗角 ϕ)

○砂質土, 礫質土の場合

粘着力を $c=0$ とし, せん断抵抗角 ϕ を次式により求める。

$$\phi = \sqrt{20N} + 15 \quad (\text{建築基礎構造設計指針 P113: 平成13年日本建築学会})$$

ϕ : せん断抵抗角 ($^{\circ}$), N : 代表 N 値

○粘性土

三軸圧縮試験を実施している層 ($Ac1$, $Ac2$) は試験値を採用する。

試験を実施していない層は, $\phi=0$ とし, 粘着力 c は次式により求める。

$$qu = 12.3N \sim 13.1N \div 12.5N \quad (\text{地盤調査の方法と解説 P267: (社)地盤工学会})$$

$$\text{より } c = qu/2 = 6.25N \div 6N$$

c : 粘着力 (kN/m^2), qu : 一軸圧縮強さ (kN/m^2), N : N 値 (代表 N 値)

○岩盤の場合

表 5-4 に示される N 値とせん断強度の関係図および相関式により求めることとする。

表 5-4 換算 N 値による場合の測定例での相関式

		砂岩・礫岩 深成岩類	安山岩	泥岩・凝灰岩 凝灰角礫岩	備 考
粘着力 (kN/m^2) (kgf/cm^2)	換算 N 値と 平均値の関係	$15.2N^{0.327}$ ($0.155N^{0.327}$)	$25.3N^{0.334}$ ($0.258N^{0.334}$)	$16.2N^{0.606}$ ($0.165N^{0.606}$)	
	標準偏差	0.218	0.384	0.464	・Log 軸上の値
せん断 抵抗角 (度)	換算 N 値と 平均値の関係	$5.10\text{Log}N$ +29.3	$6.82\text{Log}N$ +21.5	$0.888\text{Log}N$ +19.3	
	標準偏差	4.40	7.85	9.78	

(東日本・中日本・西日本高速道路株)「設計要領第二集 橋梁建設編」平成 18 年 5 月, P4-11 より引用)

以上より本調査地における各層のせん断強度定数を表 5-5 に示す。

表 5-5 せん断強度定数の設定値

地層名	土質・地質	地質 記号	せん断強度		設定の根拠
			粘着力 c (kN/m^2)	せん断 抵抗角 ϕ (°)	
沖積層	粘土, シルト	Ac1	22	10	T3-1 三軸圧縮試験値より
	礫混り粗砂～細砂	As1	0	29	$\phi = \sqrt{20N} + 15$ (°) より
	細砂～礫混り砂	As2	0	25	$\phi = \sqrt{20N} + 15$ (°) より
	粘土, シルト	Ac2	45	0	T3-2 三軸圧縮試験値より
	礫混り砂	As3	0	28	$\phi = \sqrt{20N} + 15$ (°) より
	砂礫	Ag1	0	39	$\phi = \sqrt{20N} + 15$ (°) より
	砂礫	Ag2	0	45	$\phi = \sqrt{20N} + 15$ (°) より
洪積層	礫混り砂	Ds	0	45	$\phi = \sqrt{20N} + 15$ (°) より
	固結シルト	Dc	78	0	$c = 6 \cdot N$ より
	砂礫	Dg	0	45	$\phi = \sqrt{20N} + 15$ (°) より
小野田層	凝灰質砂岩	Os	59	38	表 5-4 より
	礫岩	Og	72	39	表 5-4 より

※表中の数値は小数点以下切り捨て

d. 変形係数 (Eb)

○土砂部

孔内水平載荷試験を行っている場合は試験値を採用する。

試験を行っていない場合は、 N 値と変形係数 E の相関式 ($E_b=0.7N$) より求める。

○岩盤部

図 5-2 の換算 N 値と変形係数の相関図、相関式より求める。

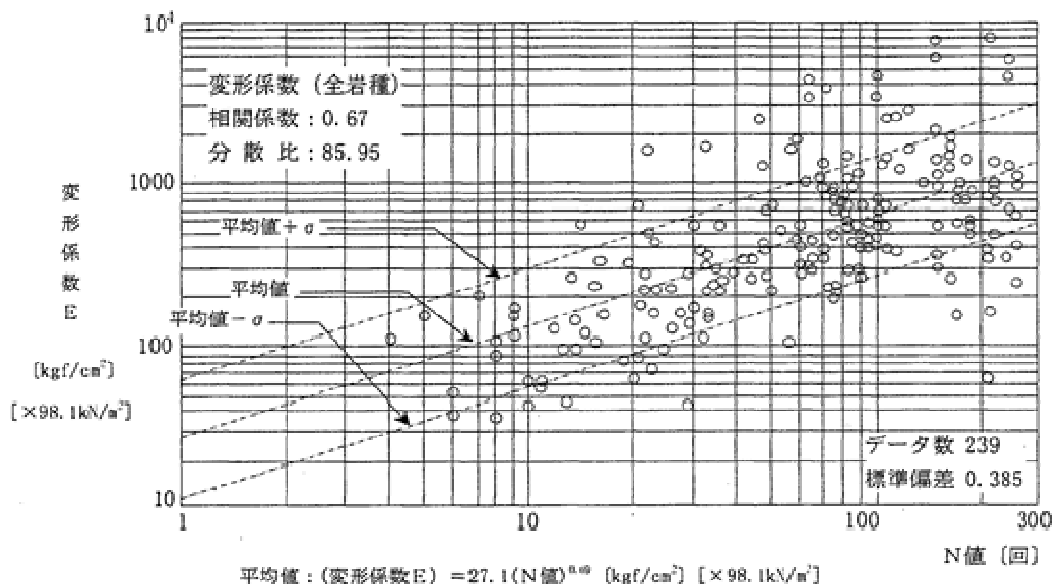


図 5-2 換算 N 値と変形係数の相関図、相関式

(東日本・中日本・西日本高速道路㈱)「設計要領第二集 橋梁建設編」平成 18 年 5 月, P4-14 より引用)

表 5-6 変形係数 E_b (kN/m^2) の設定値

地層名	土質・地質	地質記号	変形係数 E_b (MN/m^2)	設定の根拠
沖積層	粘土, シルト	Ac1	2.0	孔内水平載荷試験値より
	礫混り粗砂～細砂	As1	7.7	$E_b=0.7 \cdot N$ より
	細砂～礫混り砂	As2	1.1	孔内水平載荷試験値より
	粘土, シルト	Ac2	1.4	$E_b=0.7 \cdot N$ より
	礫混り砂	As3	6.3	$E_b=0.7 \cdot N$ より
	砂礫	Ag1	21	$E_b=0.7 \cdot N$ より
	砂礫	Ag2	35	$E_b=0.7 \cdot N$ より
洪積層	礫混り砂	Ds	35	$E_b=0.7 \cdot N$ より
	固結シルト	Dc	9.1	$E_b=0.7 \cdot N$ より
	砂礫	Dg	35	$E_b=0.7 \cdot N$ より
小野田層	凝灰質砂岩	Os	47	図 5-2 より
	礫岩	Og	72	図 5-2 より

(2) 液状化の検討

a. 液状化の検討地盤

「建築基礎構造設計指針 4.5 節」では、液状化判定を行う必要がある地盤は、一般に地表から 20m 程度以浅の飽和砂質土層で、考慮すべき土の種類は細粒分含有率が 35%以下の土とされている。また、細粒分含有率が 35%以上であっても粘土分含有率が 10%以下、または塑性指数が 15 以下の低塑性のシルト層は液状化の検討を行ったほうがよいとされている。

当該地盤で 20m 程度以浅の飽和砂質土層（細粒分含有率が 35%以下の土）となる液状化検討対象層は、沖積砂質土 1 層 (As1) および沖積砂質土 2 層 (As2)、沖積砂質土 3 層 (As3) であり、この 3 層を液状化検討地盤とする。

b. 液状化の検討方法

「建築基礎構造設計指針 4.5 節」では、図 5-3～図 5-5 を用い、以下の計算式で液状化に対する安全性を評価する。

なお、液状化判定時の地表面水平加速度は、損傷限界検討用として $\alpha_{\max}=150, 350, 400\text{gal}$ を採用し、マグニチュードは 8 と仮定した。

<液状化検討式>

$$F_l = \frac{\tau_l / \sigma'_z}{\tau_d / \sigma'_z} \quad N_1 = C_N \cdot N$$

$$\frac{\tau_d}{\sigma'_z} = r_n \frac{\alpha_{\max}}{g} \frac{\sigma_z}{\sigma'_z} r_d \quad C_N = \sqrt{98 / \sigma'_z}$$

$$N_a = N_l + \Delta N_f$$

$$r_d = 1 - 0.015 z$$

F_l : 液状化発生に関する安全率

τ_l / σ'_z : 図-1 において限界ひずみ曲線 5%を用いて補正 N 値 (N_a) に対応する

液状化抵抗比 (=R) として求める。

τ_d : 水平面に生じる等価な一定せん断応力振幅 (kPa)

σ'_z : 検討深さにおける有効土被り圧

r_n : 等価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 (8 と仮定)

$\alpha_{\max}$: 地表面における設計用水平加速度 (cm/s^2) (150, 350, 400 と仮定)

g : 重力加速度 (980 cm/s^2)

σ_z : 検討深さにおける全土被り圧 (鉛直全応力) (kPa)

r_d : 地盤が剛体でないことによる低減係数 (z はメートル単位の地表面からの検討深さ)

N_l : 換算 N 値

ΔN_f : 細粒分含有率 F_c に応じた補正 N 値増分

C_N : 拘束圧に関する換算係数

地盤の液状化の恐れがないことの判定条件として、以下のことを確認するとされる。

- 最大加速度 150gal 以上に対して、次の(a)を満足すること
 - 最大加速度 350gal 以上に対して、次の(a), (b), (c)のいずれかを満足すること
- (a) 液状化発生の可能性がないこと

液状化発生の可能性の判定は、「建築基礎構造設計指針 4.5 節」に従い指標値 (F_l 値) を算定した上で、 F_l 値が 1 を超えると液状化発生の可能性がないと、 F_l 値が 1 以下の場合には液状化発生の可能性があると、それぞれ判断される。

(b) 液状化の程度が軽微な範囲に収まること

「建築基礎構造設計指針 4.5 節」に、液状化に伴う予測地盤変位量の概算値 (D_{cy}) と液状化の程度との関係が、表 5-7 のようにまとめられている。表 5-7 に従い、 D_{cy} が 5cm 以下の場合には液状化の程度が軽微であると判断される。

表 5-7 地盤変位略算値 (D_{cy}) と液状化の程度の関係

D_{cy} (cm)	液状化の程度
0	なし
5 以下	軽微
5 を超え 10 以下	小
10 を超え 20 以下	中
20 を超え 40 以下	大
40 を超える	甚大

(全国官報販売協同組合「2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書」H19 年 8 月, P. 439 より引用)

(c) 液状化による危険度が低いこと

液状化による影響度を示す指標 (P_L 値) に基づいて判定する方法である。

P_L 値は、 F_L 値を用いて、下式により算定される。なお、この時 F_L が 1 以下の層のみを算定の対象とする。

$$P_L \text{ 値} = \int_0^{20} (1-F_L) W(z) dz$$

ここで、 z は帳面からの深さ (m)、 $W(z)$ は深さに対する重み関数で、 $W(z)=10-0.5z$ を用いる。

過去の被害事例から、 P_L 値と液状化危険度の関係が表 5-8 のように示されている。表 5-8 によれば、 P_L 値が 5 以下であると液状化の危険度が低いと判断される。

表 5-8 P_L 値と液状化の危険度の関係

P_L	液状化の危険度
0	かなり低い
5 以下	低い
5 を超え 15 以下	高い
15 を超える	極めて高い

(全国官報販売協同組合「2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書」H19 年 8 月, P. 440 より引用)

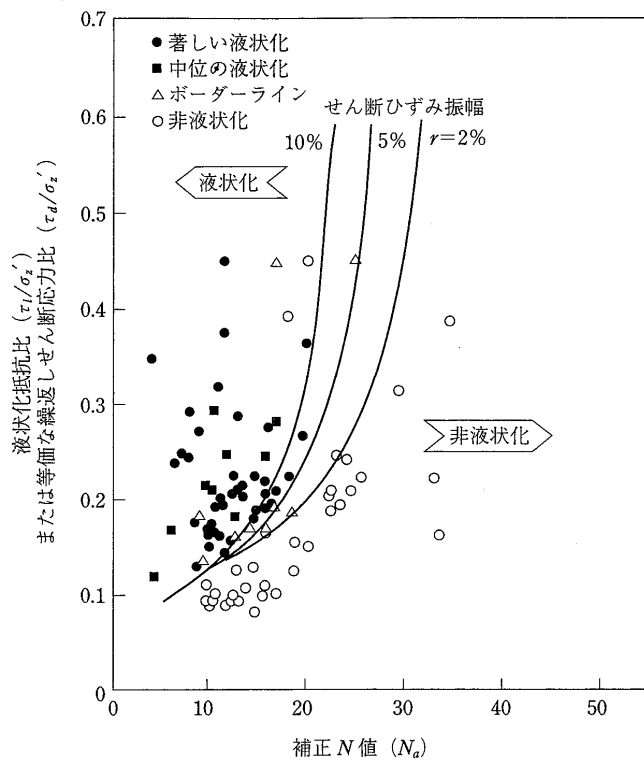


図 5-3 補正 N 値と液状化抵抗、
動的せん断ひずみの関係

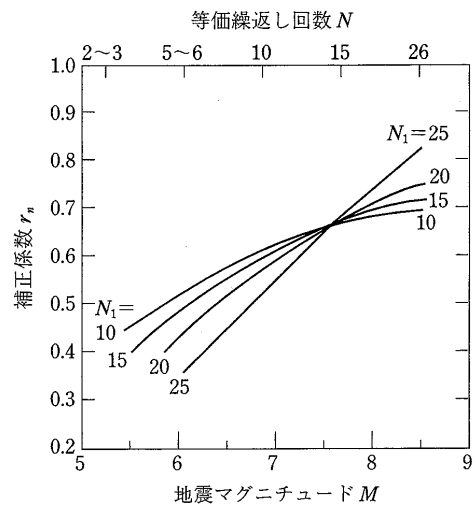


図 5-4 補正 N 値、マグニチュード
繰返し回数と補正係数の関係

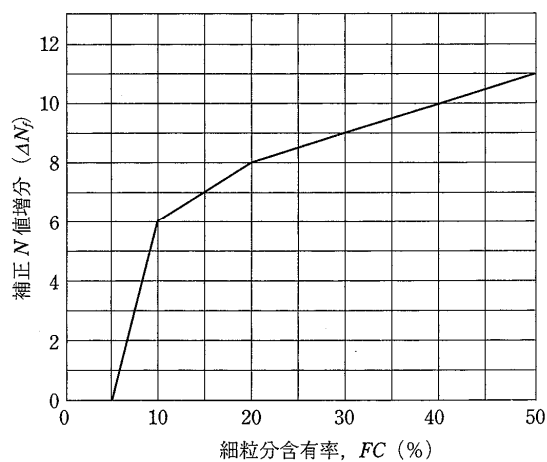


図 5-5 細粒分含有率と N 値の補正係数

(出典；日本建築学会「建築基礎構造設計指針」2001. 10 月，
p. 63～p. 64 より引用)

c. 液状化の検討条件

液状化判定の条件を以下に示す。

- ① 検討地点：ボーリング H22B-3
- ② 液状化検討対象層：地下水以深の飽和砂質土
検討深度は GL. -20m までとする。
- ③ 地表面における設計用水平加速度：損傷限界検討用 $\alpha_{max}=150, 350, 400$ (gal)
- ④ マグニチュード：M=8
- ⑤ 単位体積重量：地盤定数一覧より
- ⑥ 地下水位：ボーリング柱状図より H22B-3 GL. -0.32m
- ⑦ N 値：実測 N 値を採用する。
- ⑧ 細粒分含有率 F_c (シルト分, 粘土分), 塑性指数 IP ：土質試験結果より

d. 液状化判定結果

液状化判定結果を表 5-9 に、その判定結果の詳細を図 5-6～図 5-8 に示す。

設計用水平加速度が最も小さい $\alpha_{max}=150\text{gal}$ においても、沖積砂質土の大半 (As2, As3) が $FL < 1.0$ となり、液状化すると判定される。設計用水平加速度が $\alpha_{max}=350, 400\text{gal}$ では、沖積砂質土 (As1, As2, As3) のすべてが $FL < 1.0$ となり、液状化の危険度がより高まる。

なお、沖積粘性土 (Ac1, Ac2) は塑性指数 $IP=40$ 以上を示す高塑性粘土であるため、液状化しないと判定される。

また、 D_{cy} および P_L 値による評価によれば、設計用水平加速度が $\alpha_{max}=150\text{gal}$ では液状化の程度は小さいものの危険度は高い結果となる。設計用水平加速度が $\alpha_{max}=350, 400\text{gal}$ では液状化の程度は中程度であるが危険度は極めて高くなる結果が得られた。

表 5-9 液状化判定結果一覧

設計用 水平加速度 \ 評価	D_{cy}		P_L 値	
$\alpha_{max}=150\text{gal}$	7.50	小	8.96	高い
$\alpha_{max}=350\text{gal}$	14.00	中	27.44	極めて高い
$\alpha_{max}=400\text{gal}$	14.50	中	29.56	極めて高い

なお、今回発生した「東北地方太平洋沖地震」(平成 23 年 3 月 11 日 14 時 46 分発生) およびその後の余震による調査地での液状化現象は、それほど明瞭には認められない。

これは、表層部に沖積粘性土 1 (Ac1 層) が厚く堆積していることや構造物が少ないことで、地表部では明瞭に現れなかったもしくは被害の程度が軽微であったことによると考えられる。

ただし、液状化についてはその可能性が極めて高い結果が得られたことから、その対策については十分な検討が必要である。

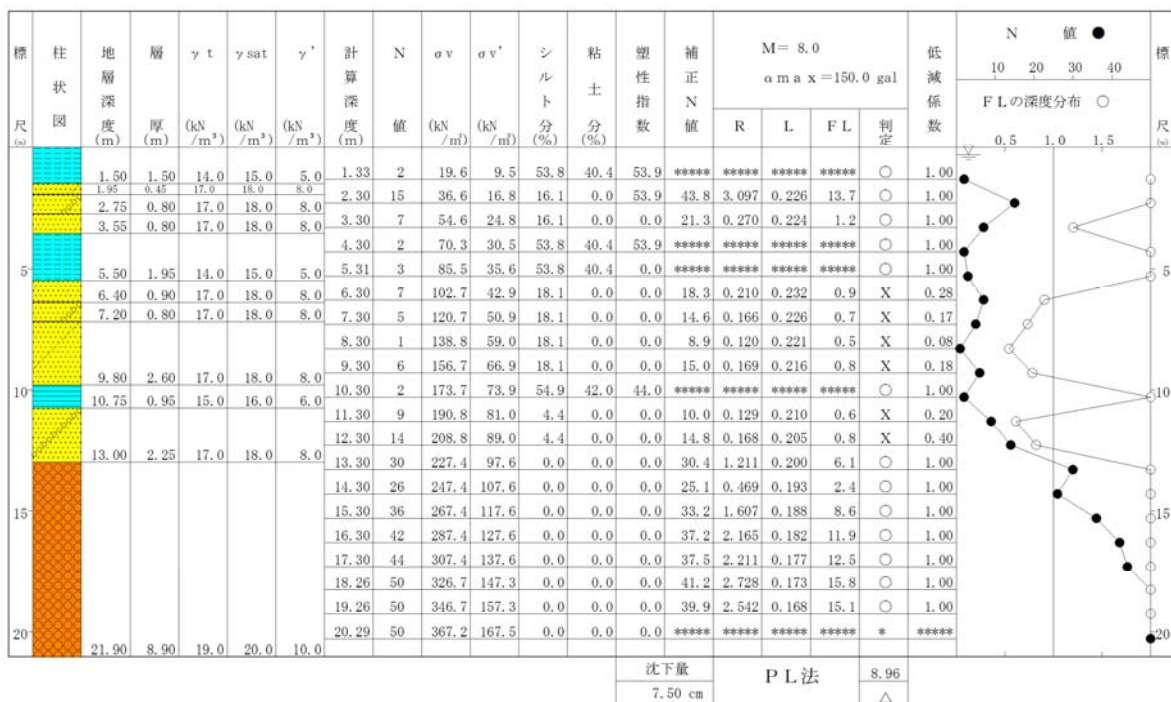


図 5-6 液状化判定結果図 (H22B-3, $\alpha_{max}=150gal$)

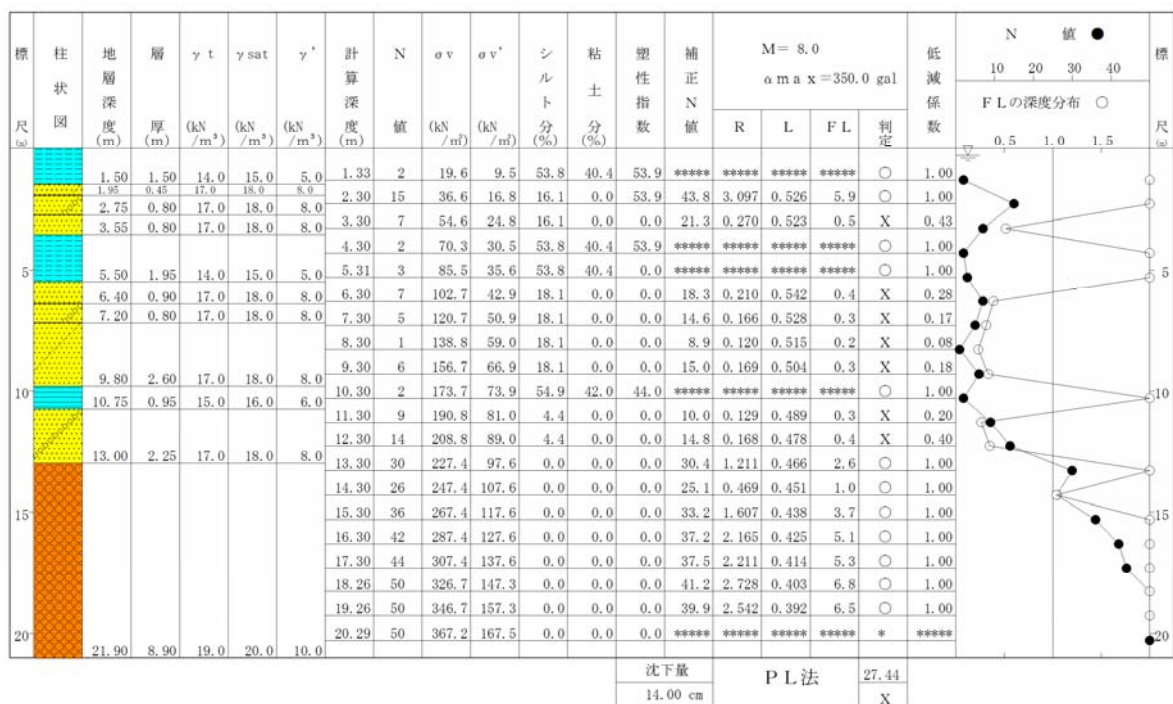


図 5-7 液状化判定結果図 (H22B-3, $\alpha_{max}=350gal$)

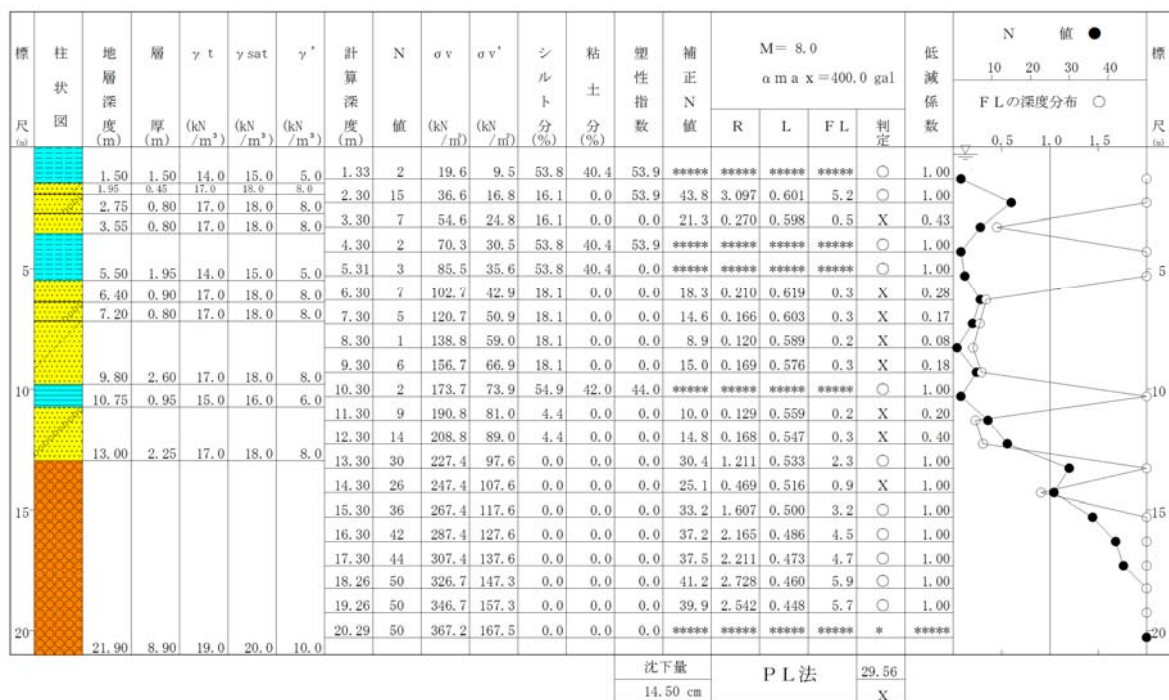


図 5-8 液状化判定結果図 (H22B-3, $\alpha_{max}=400gal$)

(3) 模擬地震動作成用地盤モデルの設定

今回の調査結果（ボーリング結果、PS 検層結果、常時微動測定結果（1 秒計、5 秒計）、地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験結果）および文献調査（既存資料：宮城県地震地盤図、昭和 60 年 3 月）に基づき、工学的基盤^(注1)から地表面までの地盤モデルを設定し、その妥当性を検討した。

（注1）工学的基盤：S 波速度毎秒 300～700m の地層を「工学的基盤」とする考え方が提案されており、一般にはおよそ S 波速度 400m/sec の地層を称す。

a. 工学的基盤面の設定

工学的基盤上面深度は、図 4-7 に示す PS 検層結果から、S 波速度 422(m/sec)、 M 値 50 以上を示す砂礫層（洪積砂礫層（Ds））が出現する深度として GL. -25m に設定した。

なお、図 4-1～図 4-3 の地質推定断面図に示すように、調査地ではほぼ水平成層地盤と仮定できると判断される。

b. 地盤モデルの設定

地盤モデルは、本調査結果から得られた PS 検層結果に基づいて設定した。

設定した地盤モデルを表 5-10 および表 5-11 に示す（地盤の密度は土質試験結果による）。

減衰定数は、 Q 値が V_s の十分の一として換算した。ひずみ依存直線において、測定範囲内の最大ひずみに対応する減衰定数 h および剛性低下率をそのままひずみ 10% 時の値として近似させた。

表 5-10 は入力地震動が小さい場合（稀に発生する地震動 L1^(注1) 相当）の地盤モデルを示し、この場合、地盤のひずみが小さいと予想されるため、等価線形解析による解析が行われると考えている。

一方、表 5-11 は入力地震動が大きい場合（極稀に発生する地震動 L2^(注2) 相当）の地盤モデルを示し、この場合、地盤のひずみが大きいと予想されるため、修正 R0 モデルを使用して非線形を考慮した解析が行われると考えている（修正 R0 モデルのフィッティング状況は図 5-9 に示している）。

なお、地盤モデルは、地表以深をモデル化しており、設計用地震動を作成する際には、基礎床付けレベルに留意する必要がある。

（注1）地震動 L1：レベル 1 地震動・・・比較的生じる可能性の高い中規模程度の地震による地震動を想定

（注2）地震動 L2：レベル 2 地震動・・・発生頻度が低いプレート境界型の大規模な地震による地震動（タイプⅠの地震動）と平成 7 年兵庫県南部地震のように発生頻度が極めて低い内陸直下型地震による地震動（タイプⅡ）を想定

表 5-10 入力地震動が小さい場合（L1 相当）の地盤モデル

深度 (m)	層厚 (m)	層番号	分割数	土質区分	単位体積重量 (t/m ³)	せん断波速度 (m/s)	減衰定数 (%)	歪依存曲線
0.6	0.6	1	1		2.491	70	7.1	加美新庁舎T2-1シルト
5	4.4	2～ 4	3		2.541	70	7.1	加美新庁舎T2-1シルト
6.1	1.1	5	1		2.561	190	2.6	加美新庁舎T2-1シルト
7	0.9	6	1		2.678	190	2.6	加美新庁舎T2-2シルト深い
7.1	0.1	7	1		2.678	110	4.5	加美新庁舎T2-2シルト深い
9.85	2.75	8～ 9	2		2.512	110	4.5	加美新庁舎T2-2シルト深い
10.9	1.05	10	1		2.609	110	4.5	線形
11	0.1	11	1		2.65	110	4.5	線形
19	8	12～ 16	5		2.65	270	1.9	線形
20.8	1.8	17	1		2.65	390	1.3	線形
23	2.2	18	1		2.447	390	1.3	線形
24	1	19	1		2.447	180	2.8	線形
25	1	20	1		2.635	180	2.8	線形
-	-	-	-		2.717	422	1.2	工学的基盤

加美新庁舎T2-1シルト

歪(%)	G/G0	h(%)
0.0024	0.98	2.05
0.00323	0.96	2.05
0.00537	0.95	2.32
0.00749	0.93	2.53
0.0105	0.9	2.86
0.0149	0.88	3.2
0.0212	0.84	3.7
0.0302	0.79	4.47
0.046	0.72	5.42
0.083	0.6	7.01
0.213	0.42	9.89
0.309	0.36	11.01
0.73	0.21	13.54
1.36	0.14	14.43
10	0.14	14.43

加美新庁舎T2-2シルト深い

歪(%)	G/G0	h(%)
0.00218	0.99	1.82
0.00303	0.97	1.82
0.00479	0.97	2.01
0.00728	0.95	2.21
0.0108	0.92	2.45
0.0151	0.9	2.74
0.0278	0.85	3.47
0.0467	0.77	4.55
0.069	0.71	5.46
0.105	0.64	6.71
0.15	0.56	7.93
0.271	0.44	10.02
0.532	0.3	12.84
0.883	0.22	14.53
10	0.22	14.53

表 5-11 入力地震動が大きい場合 (L2 相当) の地盤モデル

深度 (m)	層厚 (m)	層番号	分割数	土質区分	単位体積重量 (t/m ³)	せん断波速度 (m/s)	非線形モデル	τ_y (t/m ²)	$\gamma_{0.5}$ (%)	hmax (%)
0.6	0.6	1	1		2.491	70	修正R-O①	-	0.08	17
5	4.4	2~ 4	3		2.541	70	修正R-O①	-	0.08	17
6.1	1.1	5	1		2.561	190	修正R-O①	-	0.08	17
7	0.9	6	1		2.678	190	修正R-O②	-	0.12	18
7.1	0.1	7	1		2.678	110	修正R-O②	-	0.12	18
9.85	2.75	8~ 9	2		2.512	110	修正R-O②	-	0.12	18
10.9	1.05	10	1		2.609	110	線形	-	-	-
11	0.1	11	1		2.65	110	線形	-	-	-
19	8	12~ 16	5		2.65	270	線形	-	-	-
20.8	1.8	17	1		2.65	390	線形	-	-	-
23	2.2	18	1		2.447	390	線形	-	-	-
24	1	19	1		2.447	180	線形	-	-	-
25	1	20	1		2.635	180	線形	-	-	-
-	-	-	-		2.717	422	線形	工学的基盤		

修正R-O①		
歪(%)	G/G0	h(%)
0.0001	0.987	0.221
0.0003	0.973	0.459
0.001	0.939	1.037
0.003	0.879	2.057
0.01	0.769	3.927
0.02	0.686	5.338
0.03	0.633	6.239
0.05	0.564	7.412
0.07	0.518	8.194
0.1	0.471	8.993
0.2	0.384	10.472
0.3	0.337	11.271
0.5	0.285	12.155
0.7	0.253	12.699
1	0.223	13.209
2	0.173	14.059
3	0.148	14.484
5	0.122	14.926
7	0.107	15.181
10	0.093	15.419

修正R-O②		
歪(%)	G/G0	h(%)
0.0001	0.993	0.126
0.0003	0.985	0.27
0.001	0.963	0.666
0.003	0.919	1.458
0.01	0.827	3.114
0.02	0.749	4.518
0.03	0.697	5.454
0.05	0.626	6.732
0.07	0.577	7.614
0.1	0.526	8.532
0.2	0.43	10.26
0.3	0.378	11.196
0.5	0.318	12.276
0.7	0.282	12.924
1	0.247	13.554
2	0.19	14.58
3	0.162	15.084
5	0.132	15.624
7	0.115	15.93
10	0.099	16.218

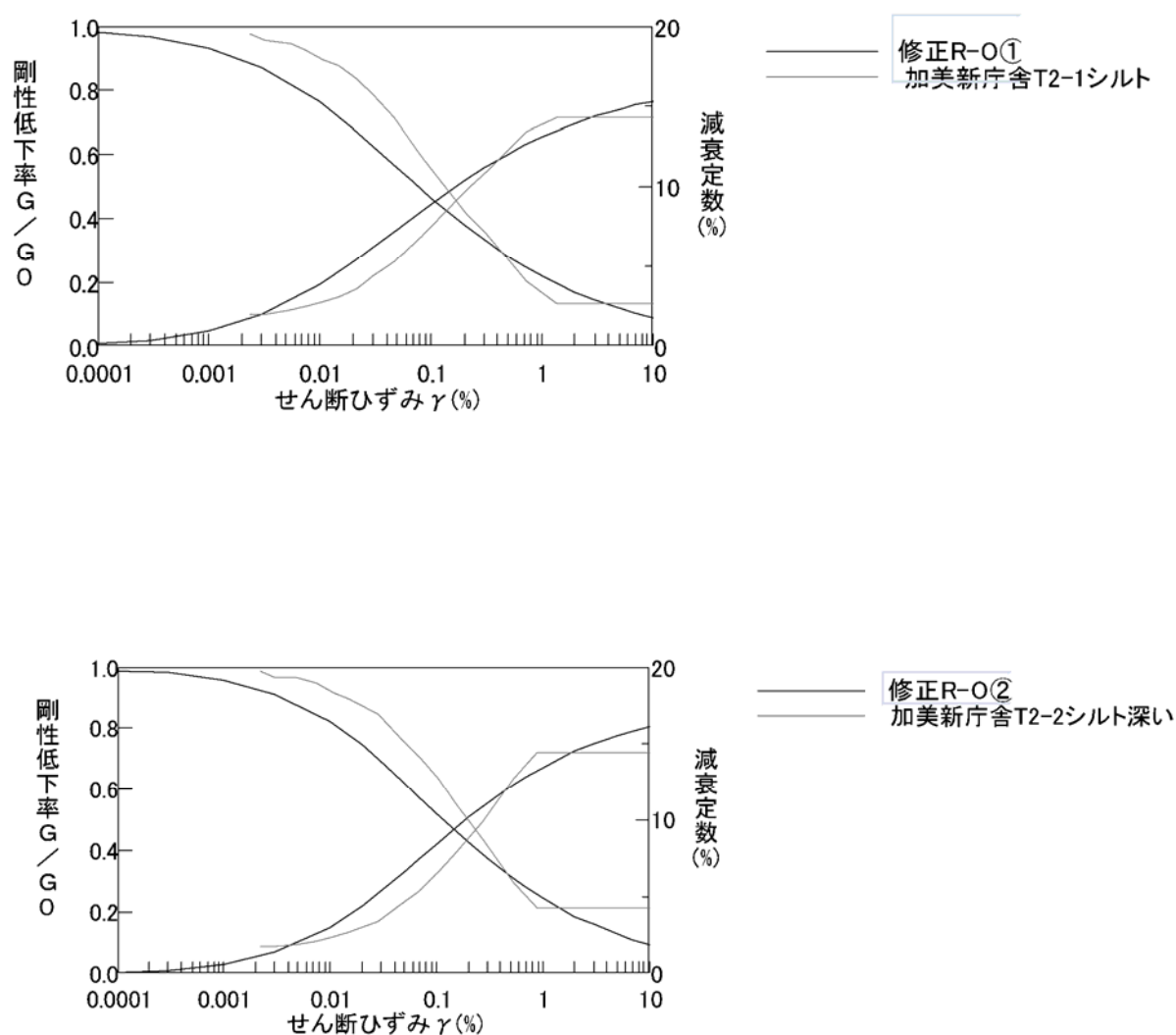


図 5-9 入力地震動が大きい場合（L2 相当）の修正 R0 と動的試験結果の比較

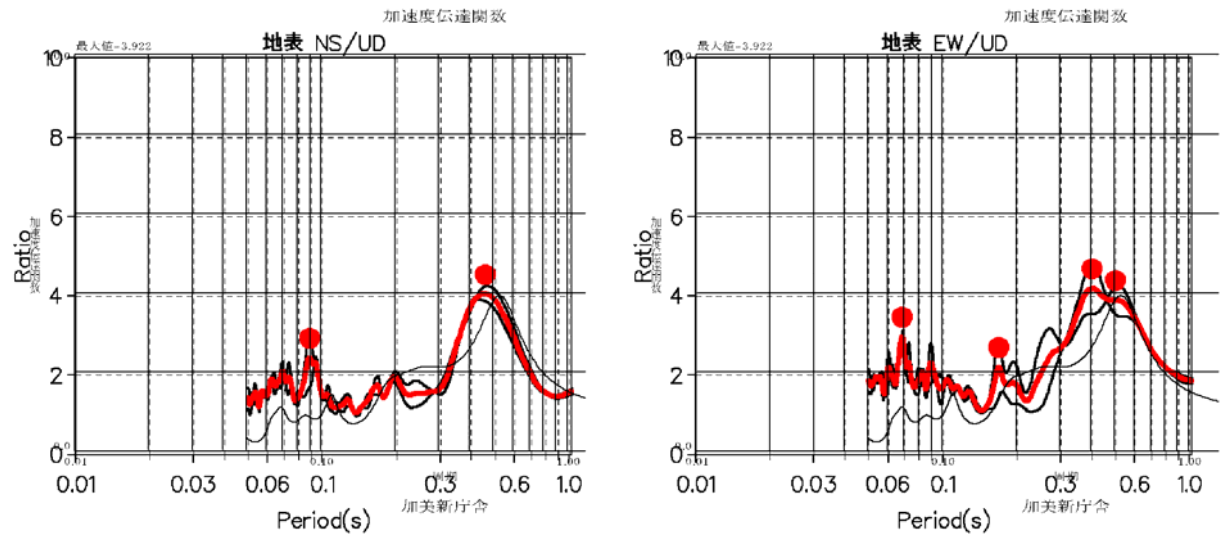
c. 作成した地盤モデルの検証とまとめ

作成した地盤モデルの妥当性を検証するため、表 5-10 に示す稀に発生する入力地震動が小さい場合（L1 相当）の地盤モデルを用い、地盤の伝達関数を計算して微動測定による H/V 比（1 秒計）との比較を行った。結果を図 5-10 に示す。

図 5-10 に示す結果から、今回作成した地盤モデルによる伝達関数は、微動測定による H/V 比（1 秒計）と概ね一致することが示された。

これらのことから、今回作成した模擬地震動作成用地盤モデルは当調査地においては十分妥当性があるものと判断できる。

(a) 地表, 地中(GL-20m)



(b) 地表, 地中(GL-45m)

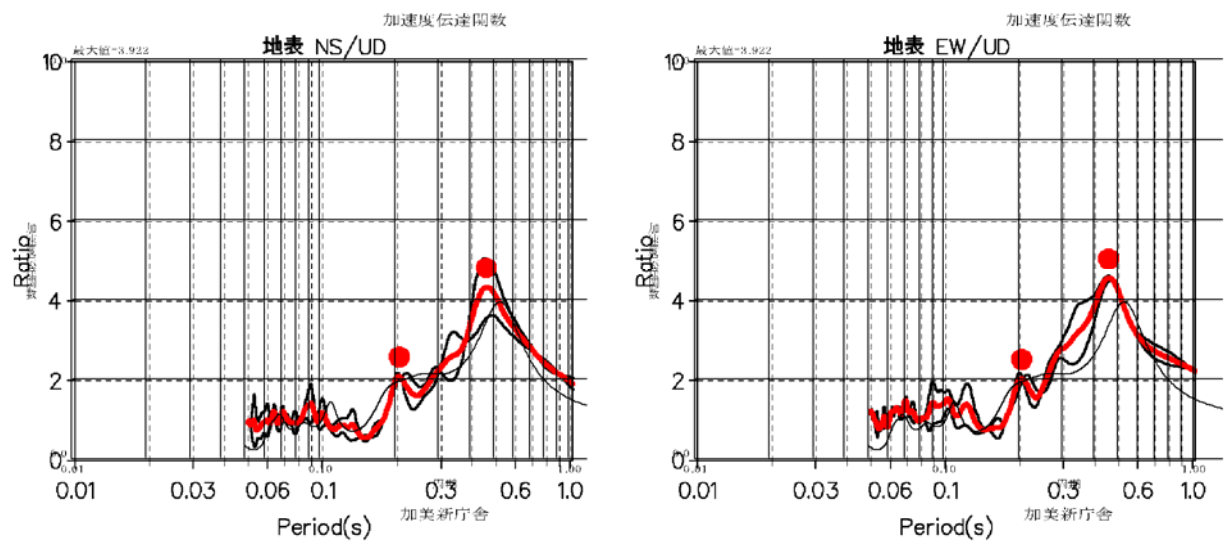


図 5-10 設定した地盤モデルによる伝達関数と微動 H/V の比較

(細い黒実線が設定した地盤モデルによる伝達関数を示す)

(4) 設計・施工上の留意点

ここでは、地質調査結果から得られた情報を基に設計・施工上の留意点について地盤工学的見地から考察を行う。

a. 支持地盤と基礎形式について

一般に構造物基礎の支持層を選定する場合、構造物の重要度や基礎に作用する荷重の規模などによって異なり一律に定めることはできないが「建築基礎構造設計指針：日本建築学会」では、以下のように記述してある。

- ① 支持地盤や基礎の選定にあたっては、要求性能を満足する組み合わせを抽出し、その構造的な性能ほか、施工性や経済性等に関する比較検討を行った上で、最も合理的な基礎形式を選定する。
- ② 基礎の選定にあたっては、敷地周辺に及ぼす影響を十分に考慮する。

(a) 支持地盤について

構造物の支持地盤の選定にあたっては、上部構造物の特性、想定し得る基礎の形式、敷地の状況および地盤状況等から構造物の機能に有害な障害を生じないように、確実に支持しうる地盤を選定する必要がある。

表 5-12 杭基礎の選定表

構 造 規 模		低 層 RC造：2階以下 S 造：3階以下		中 低 層 RC造：3～6階 S 造：4～6階		中 高 層 各種構造 7～9階	低層～中低層～中高層 地下室有
必要 な N 値 の 目 安	杭の種別	支持杭	摩擦杭	支持杭	摩擦杭	支持杭	支持杭
	砂 質 土 地 盤	$N \geq 20$	液状化の恐れのあるものを除く	$N \geq 30$	液状化の恐れのあるものを除く	$N \geq 50$	$N \geq 20 \sim 30 \sim 50$
	粘 性 土 地 盤	$N \geq 15$	地盤沈下の恐れのあるものを除く	$N \geq 20$	地盤沈下の恐れのあるものを除く	$N \geq 30$	$N \geq 15 \sim 20 \sim 30$
必要 な 支持地盤の深さ		5～10 m	10 m 以上	5～20 m	20 m 以上	7～30 m	10～30 m
必要 な 支持層の厚さ		2～3 m 以上		3 m 以上		3 m 以上 5～10 m が望ましい	3～5 m 以上 5～10 m が望ましい
杭の 種別 と 杭 径	既 製 杭	$\phi 300 \sim 450$ mm		$\phi 300 \sim 600$ mm		$\phi 450 \sim 600$ mm	$\phi 450 \sim 600$ mm
	場所打ちコンクリート杭	——	——	$\phi 800 \sim 1000$ mm		$\phi 1000 \sim 2000$ mm	$\phi 1000 \sim 2000$ mm
選 択 す る 基 礎 の 種 類		独立基礎	布基礎 独立基礎	独立基礎	布基礎 独立基礎	独立基礎	独立基礎＋耐圧板

- 必要なN値の目安：地盤調査の結果、支持地盤が深い場合には、杭基礎を採用することになるが、杭先端の支持地盤のN値が小さいと、杭の支持力も小さく、不経済な設計となる。
- 摩擦杭は、地盤調査のデータにより判断すべきであるが、一般には、中低層以下の構造規模の建築物で布基礎として採用される事例が多い。
- 必要な支持地盤の深さ：杭径、地盤とも関係しているが、杭長が短い場合には、杭の受働土圧に対する検討が必要となる場合があるので、「短杭」については注意しなければならない。
- 必要な支持層の厚さ：支持層の厚さは、3 m 以上あるのが理想である。地震力にも関係する。実務図表 2・5「地震力に係わる地盤種類の判定表」をも参考にして判断する。

(学芸出版社「実務から見た基礎構造設計」1997, P. 50 より引用)

当該地で計画される構造物は中低層の RC 造 3 階建であり、表 5-12 に示すように支持地盤の目安としては砂質土地盤では $N \geq 30$ 、粘性土地盤では $N \geq 20$ が必要である。

上記した事項から当該地での地盤状況を検討すると、GL-10~13m 以浅に分布する沖積粘性土 1~2 (Ac1~Ac2) および沖積砂質土 1~3 (As1~As3) は N 値が低く支持層に適さない。

これらの下部に分布する沖積礫質土 1, 2 (Ag1・Ag2) は、設計 N 値=30 および 50 で層厚も十分であることから支持層に成り得るものと判断される。

ただし、沖積礫質土 1 (Ag1) については平均 N 値=30 を示すものの、上部で N 値 30 以下を示す箇所も認められ、やや支持層としての信頼性に欠ける。下位の沖積砂礫層 2 (Ag2) は N 値 50 以上を示しているため、良好な支持層になり得ると判断される。

また、沖積礫質土 1, 2 (Ag1, Ag2) の下位に分布する洪積層のうち洪積砂質土 (Ds) と洪積礫質土 (Dg) は、 N 値=50 以上を示すとともに十分な層厚を有していることから支持層として十分期待できる。これらの間に挟まれる洪積粘性土 (Dc) は、 N 値が 13 程度を示し支持地盤としては期待できないものの硬く固結したシルト層であるため、圧密沈下を生じる可能性はない。

従って、計画構造物の支持地盤としては GL.-18~-19m 以深に分布する沖積礫質土 2 (Ag2) 層以深が考慮される。

なお、GL.-25m 以深に出現する洪積砂礫層 (Ds) (H22B-2 孔データによる) が、ボーリングや PS 検層および常時微動測定結果によって工学的基盤面となることが確認された。このため、本層を計画構造物の支持地盤とすることも考慮されるが、構造物規模や重要性・経済性等に配慮して支持層位置を決定することが望ましい。

(b) 基礎形式について

基礎形式の選定表を表 5-13 に示す。

表 5-13 によれば、一般的に支持層が GL-5m 以浅の場合は直接基礎、それ以深の場合は杭基礎による施工が有利とされている。

当該地では GL.-18~-19m 以深に分布する沖積礫質土 2 (Ag2) 層以深が支持層になると判断されるため、表 5-13「基礎形式の選定表」によれば杭基礎での施工が考慮される。

杭基礎による場合は、地盤構成および周辺の環境や経済性・施工性を考慮して決定する必要がある。比較的振動や騒音の少ない「場所打ちコンクリート杭」や「埋め込み杭工法」が選定される。

表 5-13 基礎形式選定表

基礎形式 選定条件			直 接 基 礎	打込み杭基礎				中掘り杭基礎				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				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 打撃 工法	パイ ロ ン グ 工法	最終 打撃 方法	噴出 攪拌 方式	打 込 設 計 方 式	最終 打撃 方法			噴出 攪拌 方式	打 込 設 計 方 式	深 礎	オール ケー シング ス	リ バ ー	ア ー ス ドリ ル			ニュー マチ ック	深 礎
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 程度以上)	○	×	△	○	△	△	△	○	△	△	△	△	△	△	○	△	△	△			
		支持層面の凹凸が激しい	○	△	△	○	△	△	△	○	△	△	△	△	○	○	○	△	△	○			
	地下水の状態	地下水位が地表面近い	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	○	○	○			
		湧水量が極めて多い	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	△	×	○	○	○	△			
		地表より2m以上の被圧地下水	×	○	○	○	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△	△	×			
構造物の特性	荷重規模	地下水流速 3m/min 以上	×	○	○	○	○	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	△	×			
		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	△	○	○	○	○	△	△	△	△	△	△	○	○	○	△	△	△	△			
	施行条件	水上施行	水深 5m 未満	○	○	○	○	△	△	△	△	△	△	×	×	△	×	△	△	○	×		
			水深 5m 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

(日本道路協会「道路橋示方書・同解説 I 共通編IV下部構造編」平成 14 年, P. 544 より引用)

支持地盤の深度と適用可能な基礎形式を図 5-11 に、基礎形式ごとの検討事項・チェック項目一覧を表 5-14 に示す。一般的な基礎形式を図 5-12 に、代表的な杭工法を図 5-13 に示す。

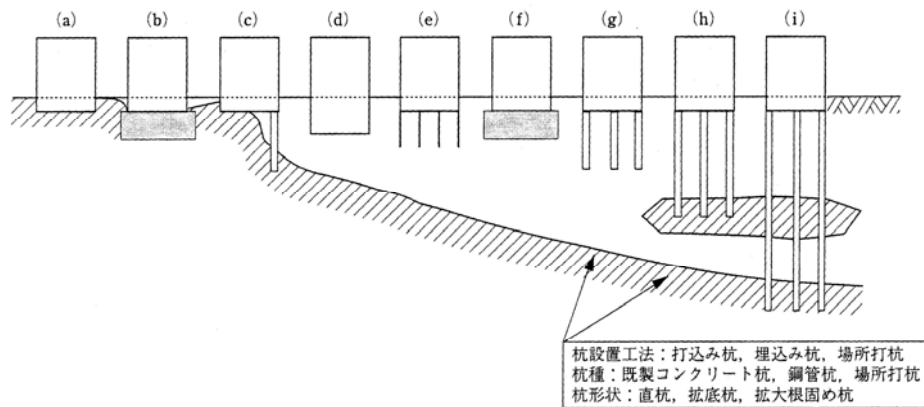


図 5-11 支持地盤の深度と適用可能な基礎形式

(日本建築学会「建築基礎構造設計指針」2001. 10 月, P58 より引用)

表 5-14 基礎形式ごとの検討事項・チェック項目一覧

基礎形式	基礎部材	検 討 事 項	本文該当節
(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	5 章
(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	4.8 5.5 9.4
(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	7.2
(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	7.3
(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	4.8 5.5 9.4
(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	6 章
(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		

(日本建築学会「建築基礎構造設計指針」2001. 10 月, P58 より引用)

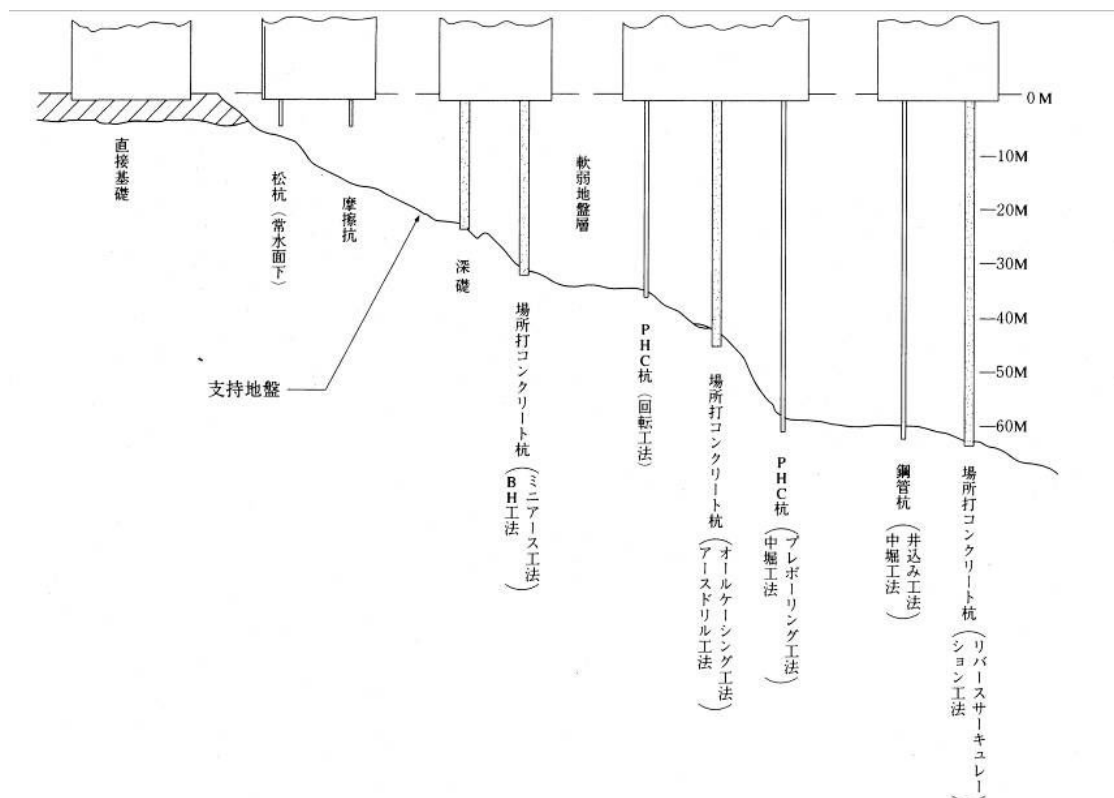


図 5-12 一般的な基礎形式

((日本建築学会「建築基礎構造設計指針」2001.10月より引用))

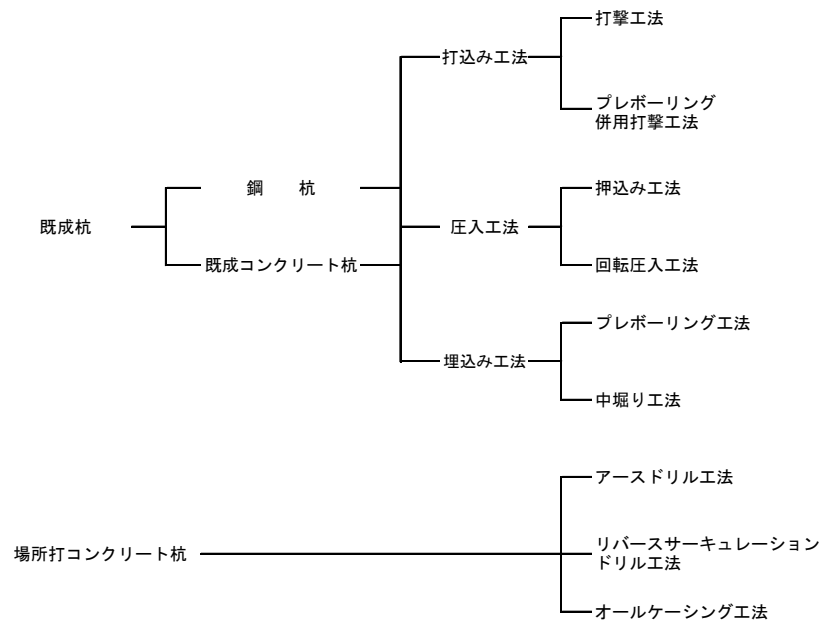


図 5-13 代表的な杭工法の分類

((日本建築学会「建築基礎構造設計指針」2001.10月より引用))

b. 根切りと基礎底面までの掘削

当該地の地下水位は、GL-0.32～-2.95mの沖積粘性土層(Ac1)上部に確認されている。

地下水位が高いことから、基礎掘削時には止水土留め矢板等を使用した掘削や地下水位低下工法などによって周辺地下水位を低下させてから根切り掘削を行うことが望ましい。

なお、土留め矢板の施工に際しては、掘削底面から土留め壁根入れ部より下位に残った軟弱粘土のヒービングに対しての検討が必要である。

c. 地震時の液状化について

当該地の表層部は、軟質な沖積粘性土を主体としているものの、敷地の北東部(H22B-3)付近では砂質土が優勢となっている。この沖積砂質土1～3(As1～As3)は、液状化判定により設計用水平加速度が $\alpha_{\max}=150\text{gal}$ においても液状化の危険度が高く、設計用水平加速度が $\alpha_{\max}=350\text{gal}$ および400galではその危険度がより一層高まる結果となっている。

庁舎の配置計画が敷地北東側にあることから、この液状化が懸念される範囲と重なるため、液状化を防止する対策工の検討を行う必要がある。

図5-14に液状化対策工法の分類を、表5-15に液状化対策工法の一覧を示す。

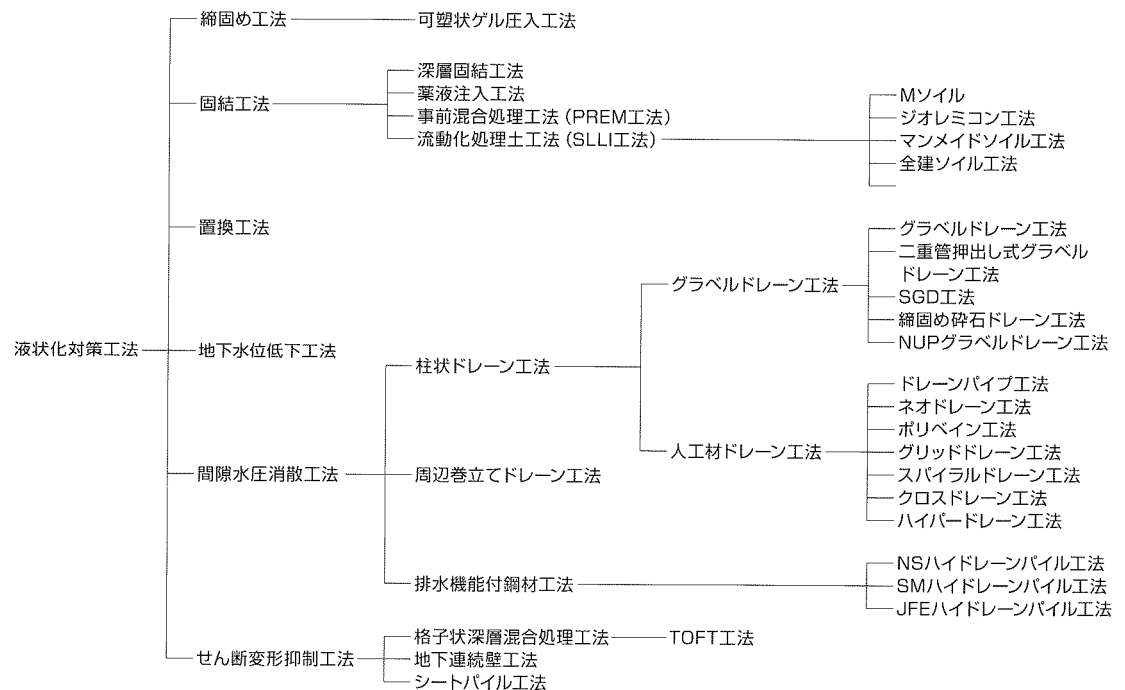


図5-14 液状化対策工法の分類

(産業調査会事典出版センター発行, 「土木工法事典」2010.6.10, P.310より引用)

表 5-15 液状化対策工法一覧

原 理	工 法 名	適用深度	概 要	環 境 へ の 影 響	そ の 他
締 固	サンドコンパクションパイル工法	GL-35m 程度	鋼管ケーシングを地中に貫入させ、引抜き時に砂を圧入して締固めた砂杭を打設し、同時に周辺地盤を側方に締め固める。	騒音・振動が大きいが、その程度は施工機械に応じて異なる。	細粒分含有率25～30％程度までの地盤に対して、締め固め効果が大きい。N値は25～30程度まで増加。
	振動棒工法 (ロッドコンパクション工法)	GL-20m 程度	ロッドの振動圧入と、地表面からの補給材の充填により地盤を締め固める。	サンドコンパクションパイル工法よりはやや少ないが、騒音・振動がある。	細粒分含有率15～20％程度までの地盤に対して、締め固め効果が大きい。N値は15～20程度まで増加。
	バイプロフローテーション工法	GL-20m 程度	偏心荷重を内蔵した振動体による水平振動と先端ノズルからの射水によって周囲の地盤を締め固め、間隙に補給材を充填する。	他の締め固めによる工法と比較して騒音・振動が小さい。	細粒分含有率15～20％程度までの地盤に対して、締め固め効果が大きい。N値は15～20程度まで増加。
	重錘落下工法	GL-10m 程度	10～30tの重錘を自由落下させ衝撃荷重で地盤を締め固める。	振動・衝撃が大きい。	細粒分が多い場合に締め固めが困難になる。
間隙水圧消散	グラベルドレーン工法	GL-20m 程度	ケーシングを所定の位置まで貫入させた後、砕石を入れ、ケニシングを抜き取り砕石パイルを造る。砕石パイルにより地震時の過剰間隙水圧を消散する。	少ない。	締め固めによる対策工法の適用が困難な場合に、細粒分含有率が大きく、低透水性の地盤には適用が困難。
	排水機能付杭		杭あきの杭を地盤中に打設し、液状化対策を行う。	施工法により騒音・振動がある。	杭により浮上りおよび沈下防止効果が期待できる。
固 結	深層混合処理工法	GL-30m 程度	地盤にセメントなどの安定材を機件・混合して固化させる。地盤全体を固めさせる全面改良と壁状などに改良する部分改良がある。	少ない。	盛土などの既設物下部の地盤に液状化の可能性がある場合にも、液状化対策ができる。
	事前混合処理工法		埋立土・砂に事前にセメントなどの安定材を添加混合しておき埋立を行う。そのため、埋立後の液状化対策が不要となる。	安定材の混合された土砂を水中に投下するため、水質管理が必要。	埋立と同時に液状化対策が行えるので、施工できる。
置 換	注入固化工法		地盤内に薬液などを注入し地質を固結させる。	地下水などの水質管理が必要。	地盤の透水性により適用限界がある。
	置 換 工 法	GL-5 m 程度	液状化の可能性のある地盤を液状化しない材料で置き換える。	掘削土の処分が必要。	管理された材料で対象断面を置き換えるため、施工が確実である。
地下水位低下	ディープフウェル工法	15～20m 程度の水位低下	液状化対策地盤の周囲を矢板等の止水壁で囲い、ディープフウェルで地下水位を下げ、液状化の可能性がある地盤を地中壁で囲み、地震時のせん断変形を抑制し液状化防止を図る。	地下水位低下に伴う周囲への影響および地盤の圧密沈下に関する。	ランニングコストがかかる。透水性に不確実性がある。
せん断変形抑制	連続地中壁工法		液状化の可能性がある地盤を地中壁で囲み、地震時のせん断変形を抑制し液状化防止を図る。	少ない。	液状化した周辺地盤から過剰間隙水圧の伝播も阻止できる。
ア レ ロ ード	盛 土	盛土幅との関係	盛土によるアロードを地盤に与え過圧密にする。	少ない。	荷重分散があるので、地盤中に伝播される応力の算定を行っておく。
	ディープフウェル工法	15～20m 程度の水位低下	一度、液状化対策地盤の地下水位を下げ、その後回復させる。	地下水位低下に伴う周囲への影響および地盤の圧密沈下に関する。	既設構造物の下部に適用できる。透水性に不確実性がある。
	杭 基		液状化が発生しても耐えられるように杭の強度を大きくする。	少ない。	
	シートパイル		地盤をシートパイルで囲い液状化後のせん断変形を抑制する。	シートパイル打設時に騒音・振動がある。	液状化した周辺地盤からの過剰間隙水圧の伝播も阻止できる。
構造的対策、その他	こ ま 型 基 礎		こまの形をしたブロックを地盤に敷き直接基礎として用いる。	少ない。	家屋などの小型の建築物に適用されている。

d. 礫径について

沖積礫質土 2 (Ag2) を支持層とする杭基礎形式とした場合, その中間層となる沖積礫質土 1 (Ag1) の礫径が問題となる場合がある。この沖積礫質土 1 (Ag1) に含まれる礫の大きさは, ボーリングコアでは $\phi 10 \sim 50 \text{mm}$ 程度の礫径が確認された。

一般に地盤内での実際の礫径は, ボーリングコアで観察された大きさの 2.5~3 倍程度であることが多いとされる。従って, 最大礫径はおよそ 15cm に達するものが含まれている可能性があり, 杭の打設等に際しては十分配慮する必要がある。

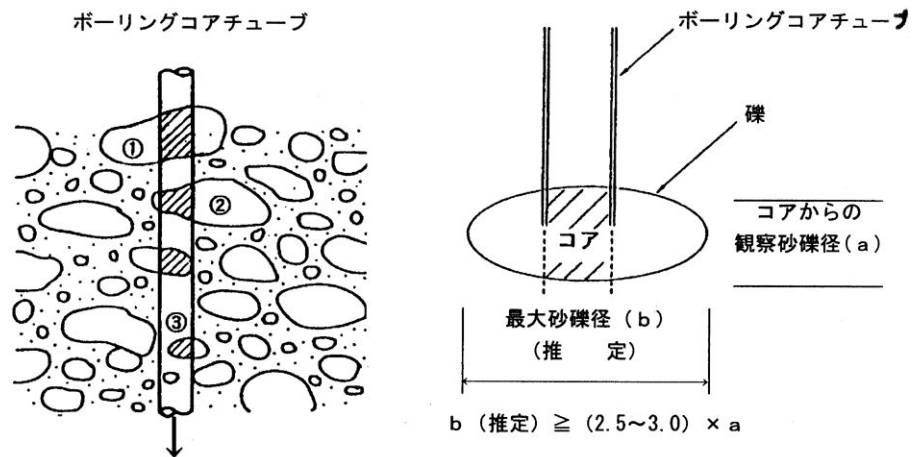


図 5-15 地盤内での実際の礫径

(道路調査設計研究会「道路調査設計ノウハウ集」より引用)

以上