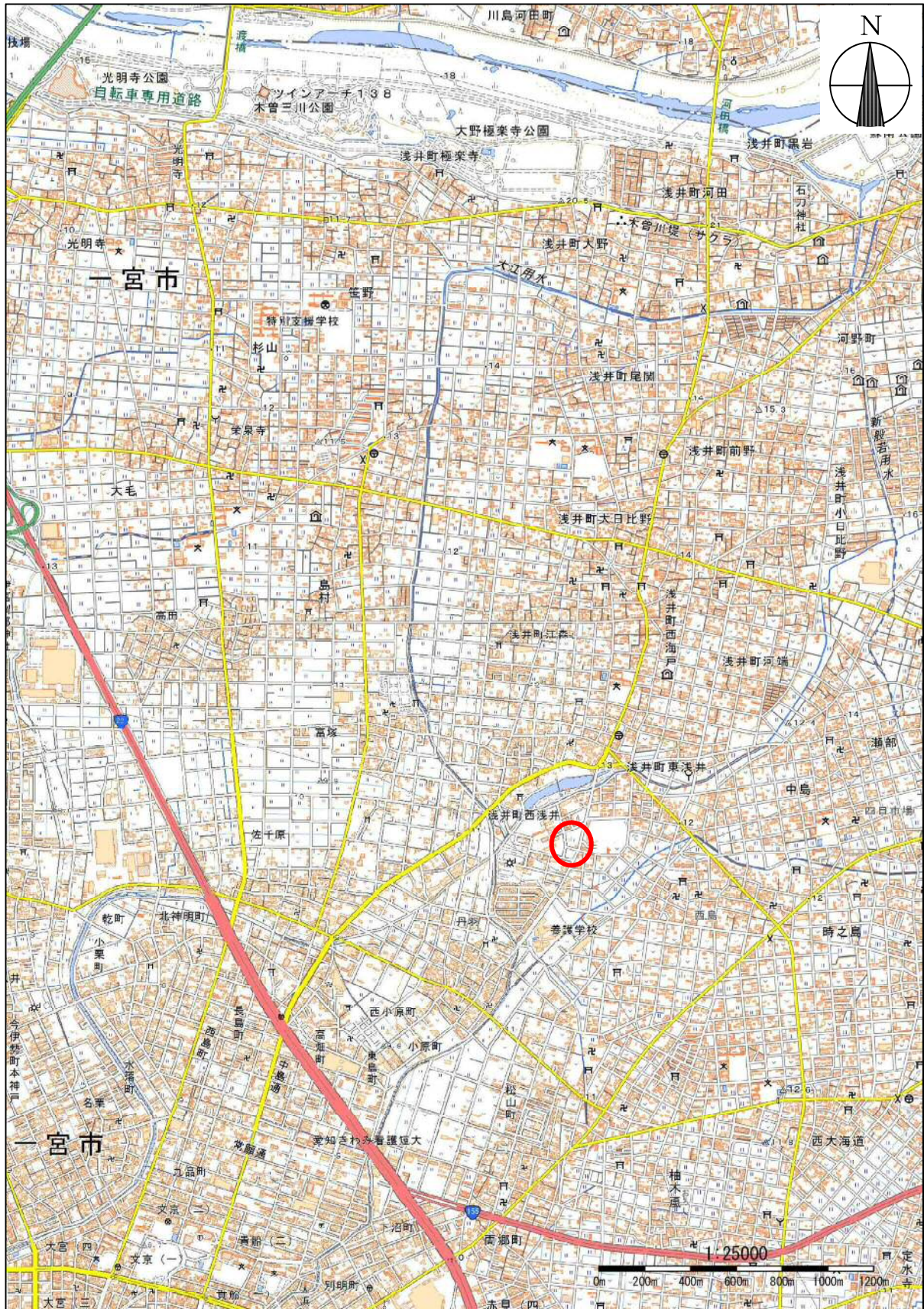


(仮称) 一宮給食センター建設計画に伴う  
地質調査

報 告 書

令和2年1月

株式会社 東建ジオテック



○：調査地

### 調査地案内図

※この地図は国土地理院の地理院地図から2万5千分の1の地形図をダウンロードし、加筆修正したものである。

## 目 次

	頁
1. 調査概要 .....	1
2. 調査方法 .....	3
2.1 ボーリング調査 .....	3
2.2 標準貫入試験 .....	4
2.3 室内土質試験 .....	5
3. 調査結果 .....	6
3.1 地形・地質概要 .....	6
3.2 ボーリング調査および標準貫入試験結果 .....	11
3.3 室内土質試験結果 .....	14
4. 調査結果に対する所見 .....	16
4.1 地震時の液状化の検討 .....	16
4.2 支持層と基礎形式 .....	22
4.3 設計・施工上の留意点 .....	23

## 巻末資料

・調査地点位置図	1 葉
・ボーリング柱状図	3 葉
・想定地質断面図	1 葉
・室内土質試験結果データシート	一式
・液状化判定結果データシート	一式
・現場記録写真	一式
・土質標本	一式(別納)

## 1. 調査概要

本調査は、株式会社東建ジオテックが実施した下記件名の調査結果をまとめたものである。

(1) 発注者：株式会社 大建設計

(2) 調査件名：（仮称）一宮給食センター建設計画に伴う地質調査

(3) 調査場所：愛知県一宮市浅井町東浅井大島 1547 番地 2 外

(4) 調査目的：本調査は標準貫入試験併用の機械ボーリングをおこない、計画予定地の地盤構成を明らかにし、計画建築物の設計・施工に供する地盤資料を得ることを目的としたものである。

(5) 調査内容：機械ボーリング	3箇所	33 m
標準貫入試験（1mピッチ）		33回
土の粒度試験（ふるい）		1試料

(6) 調査期間：2019年12月17日～2019年12月24日（現地調査期間）

(7) 調査担当：株式会社 東建ジオテック 名古屋支店

名古屋市南区笠寺町字迫間9番地の2

TEL：052-824-1531、FAX：052-824-6228

担当技術者 平山 瑞紗

照査技術者 奥 一步（技術士：応用理学部門）

(8) 調査数量：

表 1.1 実施数量表

ボーリング番号		No. 1	No. 2	No. 3	実施数量	
調査ボーリング φ 66mm	ノ ン コ ア	砂質土・粘性土	2.20	2.25	1.10	5.55
		礫混じり土砂	2.15	0.75	0.00	2.90
		玉石混じり土砂	9.65	6.00	8.90	24.55
合計		14.00	9.00	10.00	33.00	
標準貫入試験	砂質土・粘性土	2	2	1	5	
	礫混じり土砂	3	1	0	4	
	玉石混じり土砂	9	6	9	24	
	固結シルト	0	0	0	0	
合計		14	9	10	33	
土質試験	土の粒度試験(ふるい)	1	0	0	1	
仮設関係	平坦足場	1	1	1	3	
	調査孔閉塞	1	1	1	3	
	環境保全(仮囲い)	1	1	1	3	

## 2. 調査方法

### 2.1 ボーリング調査

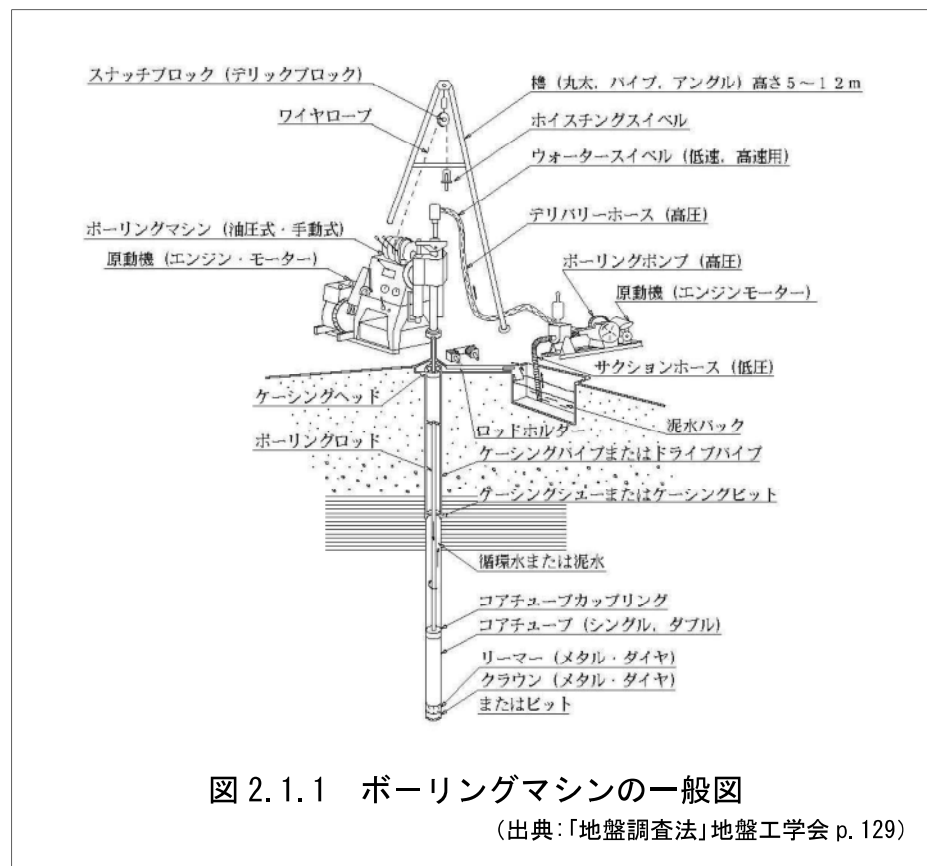
ボーリング調査の実施にあたっては、以下のとおりにおこなった。

#### (1) ボーリング位置

ボーリング地点は、巻末資料の「調査地点位置図」に示す箇所にて実施した。

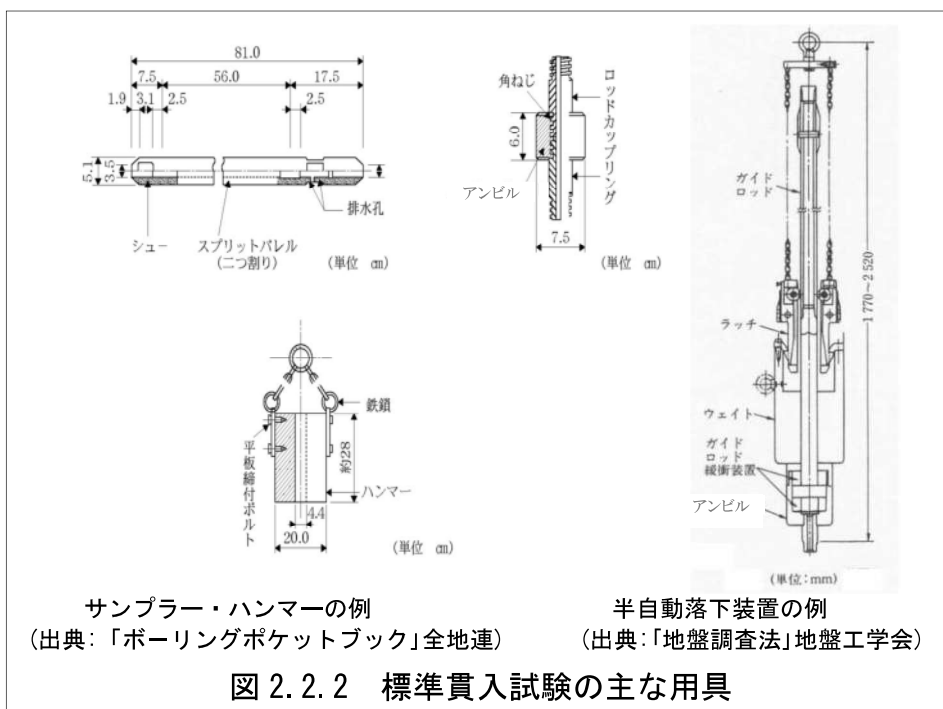
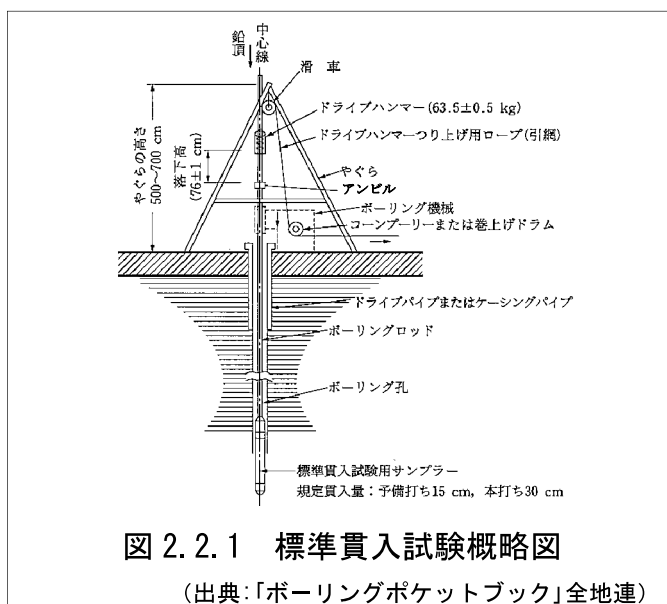
#### (2) 掘進方法

- ・ ボーリング掘進は、ロータリー式 hidroリックフィード型試錐機を使用し、掘進孔径 66mm のノンコアボーリングをおこなった。
- ・ 掘進に用いるコアバーレルはシングルチューブコアバーレルを用い、メタルビットにて掘進した。
- ・ 掘進時における孔壁保護はベントナイト泥水を使用した。
- ・ 調査目的が達成された深度で写真検尺をおこなった。
- ・ 検尺終了後は速やかにボーリングマシン類を撤去し、全作業終了後は調査範囲の原形復旧おこない、ボーリング孔は閉塞した。
- ・ ボーリングマシンの一般図を図 2.1.1 に示す。



## 2.2 標準貫入試験

- ・標準貫入試験は、土の硬軟や相対的な締まり具合を測定するとともに、肉眼判定用ならびに土質標本に供する乱した試料の採取を目的として実施した。
- ・試験の概略は、図 2.2.1 に示すとおりで、GL-1.00mより深度 1m間隔でおこなった。
- ・試験の方法は、標準貫入試験方法(JIS A 1219-2013)に準拠し、図 2.2.2 に示す用具を用いておこなった。なお、ハンマーの落下は半自動落下方式とした。
- ・標準貫入試験により採取されたコアは、土質状態などを観察した後、標本ビンに封入し、土質標本とした。



## 2.3 室内土質試験

室内土質試験は、液状化検討を目的として、標準貫入試験で採取した試料を用いて「土の粒度試験（ふるい）」を実施した。

試験の方法は、表 2.3.1 に示す日本工業規格（JIS）および地盤工学会（JGS）「地盤材料試験の方法と解説」に基づいて行い、試験結果の報告もこれに準じた。

表 2.3.1 室内土質試験の仕様

試験項目		日本工業規格	地盤工学会基準	備考
物理	土の粒度試験 （ふるい）	JIS A 1204	JGS 0131	



### 3. 調査結果

#### 3.1 地形・地質概要

調査地は、東海北陸自動車道「一宮木曾川 IC」の南東約 3.0km の愛知県一宮市浅井町東浅井大島 1547 番地 2 外に位置する。

図 3.1.1 は濃尾平野の地形概念図を示したものである。愛知県西部の多くを占める濃尾平野は、平野上流部（北側）から木曾川扇状地（犬山扇状地）、自然堤防帯（一宮氾濫平野）、三角洲地帯（蟹江三角洲）の 3 地形帯が配列している。

調査地は「犬山扇状地」と称される扇状地の扇端付近に位置する。犬山扇状地は、犬山城付近を扇頂に半径約 12km に及び、かつての木曾川の分流が放射状に発達し、扇状地面に 2~3m の深さをもつ開析谷を形成している。

調査地点は、現在空き地となっており、周辺は宅地・田畑などに囲まれている。

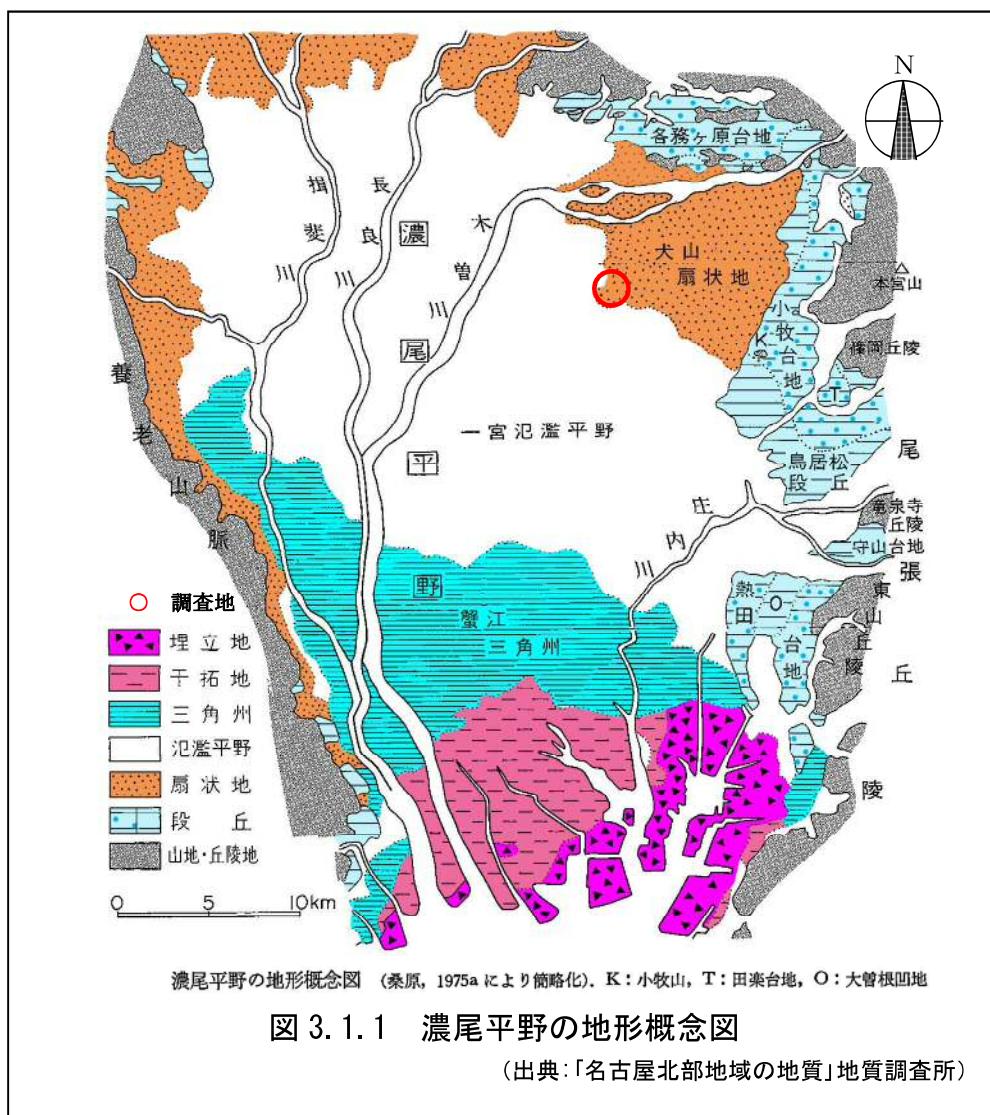
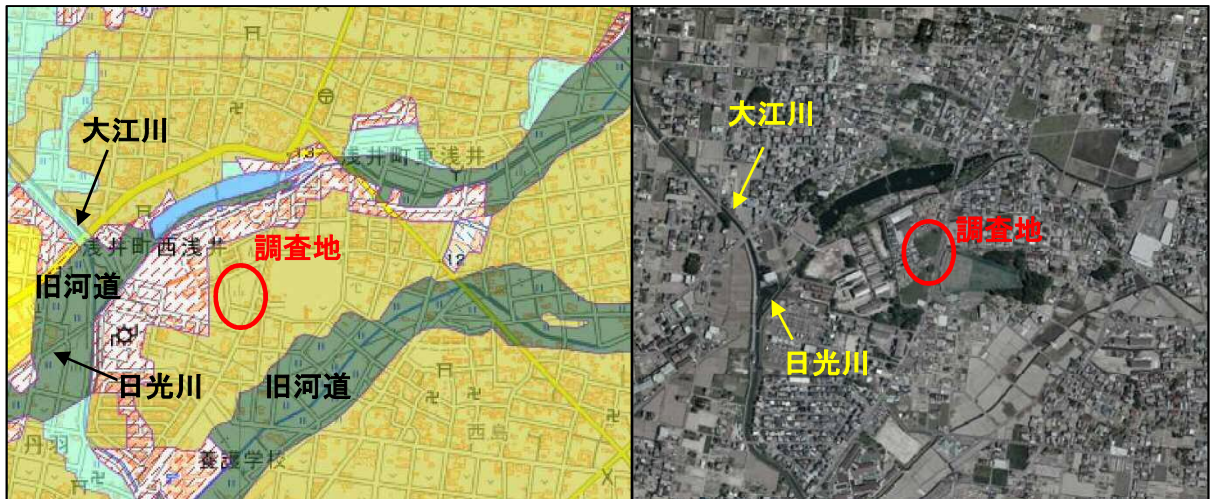


図 3.1.1 濃尾平野の地形概念図

(出典:「名古屋北部地域の地質」地質調査所)

図 3.1.2 に調査地周辺の土地条件図と空中写真を示す。調査地は西方に大江川、北方から西方にかけて日光川が流下する。周囲は水路が分布し、旧河道も確認できる。

地理院地図によれば、調査地の標高は約 12~13m 程度であり、周辺の河川や水路の標高は約 10~11m 程度である。



### 凡 例

		扇状地	河川が山地から平地に出た地点に砂礫が堆積してできた地形。
低地の微高地		自然堤防	洪水時に運ばれた砂等が、流路沿いに堆積してできた微高地。
		砂州・砂堆・砂丘	砂州・砂堆は、現在及び過去の海岸、湖岸付近にあつて波浪、沿岸流によってできた砂礫からなる微高地。砂丘は、風によって運ばれた砂からなる小高い丘。
		天井川・天井川沿いの微高地	河床が周囲の低地よりも高い河川と、その周辺の微高地。
		凹地・浅い谷	台地・段丘や扇状地などの表面に形成された浅い流路跡や侵食谷。豪雨時に地表水が集中しやすい。
低地の一般面		谷底平野・氾濫平野	河川の氾濫により形成された低平な土地。
		海岸平野・三角州	海水面の低下によって海底が陸化した平坦地や、河口部にあつて砂や粘土等が堆積してできた平坦地。
		後背低地	河川の堆積作用が比較的及ばない低湿地。水はけが悪い。
		旧河道	低地の中で周囲より低い帯状の凹地で、過去の河川流路の跡。
頻水地		高水敷・低水敷・浜	増水時に水没する河川敷や、高波で冠水する沿岸地。
		湿地	地下水位が著しく浅く、水はけが極めて悪い土地。
水部		河川・水涯線及び水面	海・河川・湖沼など、現在の水面。
		旧水部	過去に海や湖沼だったところを埋め立てによって陸化した部分。

図 3.1.2 調査地周辺の土地条件図・空中写真

(出典：「地理院地図」国土地理院 HP に加筆)

図 3.1.3 に調査地付近の模式断面図、図 3.1.4 に地質層序と調査地付近の地質図を示した。

両図から、調査地付近で調査深度内に出現する地層は、第四紀完新世に堆積した「南陽層 (A)」と、第四紀更新世後期に堆積した「第一礫層 (D5)」であると推定される。

南陽層 (A) は、完新世の縄文海進期の堆積物である。その層序は一般的に、下部粘土層 (中部泥層)、上部砂層、最上部粘土層の三層に区分される。ここでは、表層のみ薄く分布すると想定される。

第一礫層 (D5) は、大礫を主体とし、構造物の支持層として利用される場合もある。また、最も浅い帯水層であり井戸として用いられている。

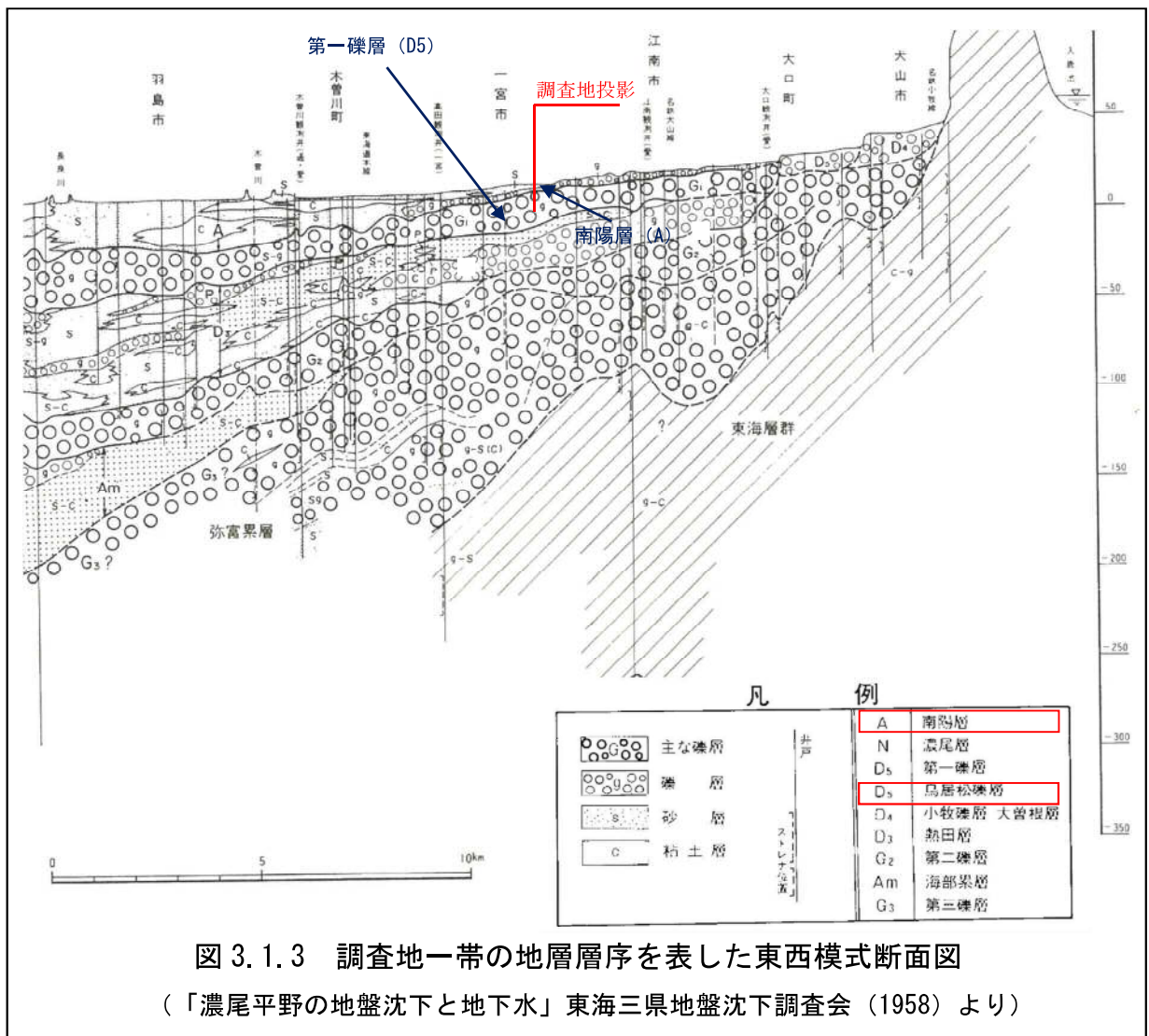


図 3.1.3 調査地一帯の地層層序を表した東西模式断面図  
 (「濃尾平野の地盤沈下と地下水」東海三県地盤沈下調査会 (1958) より)

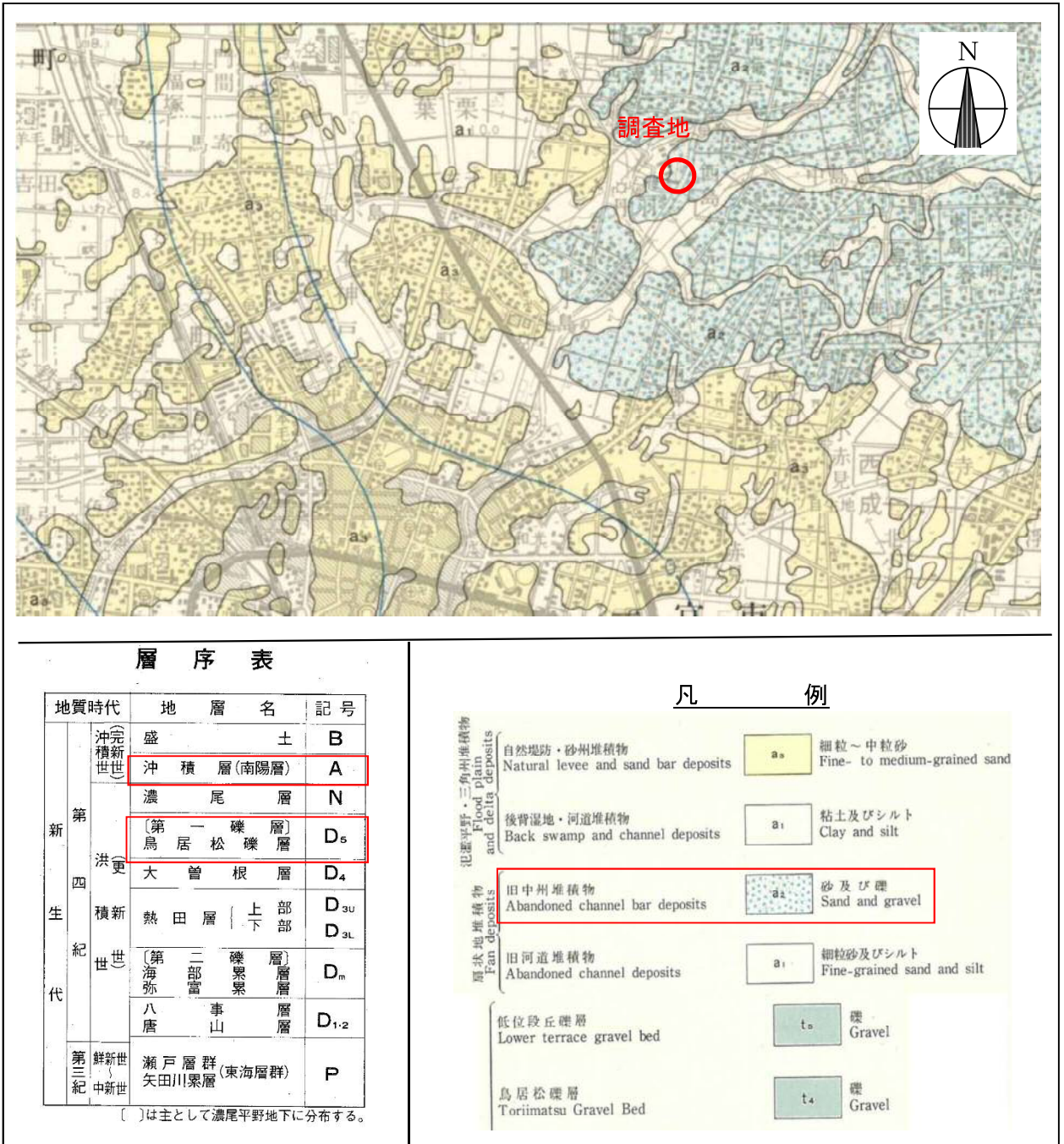


図3.1.4 地質層序と調査地付近の地質図

(「名古屋北部地域の地質」地質調査所より)

図 3.1.5 は、一宮市の公式ホームページから引用した、東海地震が発生した場合の調査地周辺の震度分布と液状化危険度を示したものである。これによれば東海地震では調査地付近での震度は「5弱」、液状化危険度は、「極めて低い」と評価されている。



図 3.1.5 想定東海地震の深度分布と液状化危険度

(出典:「想定地震に基づく被害想定 想定東海地震」一宮市 HP に加筆)

### 3.2 ボーリング調査および標準貫入試験結果

ボーリング調査は、調査地における地盤構成および強度の確認を目的として、巻末資料の「調査地点位置図」に示す3箇所にて実施した。調査深度は、GL-9～14 mである。

調査結果の詳細は、巻末資料の「ボーリング柱状図」、各調査地点を通過する「想定地質断面図」に示す。

ボーリング調査結果より調査深度までの地盤構成は、上位より南陽層 (As)、第一礫層 (D5g) の分布が確認された。

これらの地層の層序 (地層区分) および地盤特性は表3.2.1にまとめた。また、表3.2.2に各地層の  $N$  値を一覧表に示し、図3.2.1には深度分布図を示した。

表 3.2.1 調査地の地層構成

地質時代			地層名	記号	主な土質名	$N$ 値 (平均 $N$ 値)	分布深度 GL-(m)	層厚 (m)	地質特徴
新生代	第四紀	完新世	南陽層	As	砂・シルト混じり砂	3~6 (4.5)	0.00 ~ 1.70	0.60 ~ 1.70	主に細~中砂主体。シルト分を少量含む。
		更新世	第一礫層	D5g	砂礫・玉石混じり砂礫	10~60以上 (127.9)	0.60 ~ 14.40以深	7.35 ~ 12.70以上	主にφ2~35mmの亜角礫を主体。最大礫径150~200mm程度の玉石を混じる。

$N \geq 60$  は、換算  $N$  値 (=  $60 \times 30 / \text{貫入量}$ ) を用いて計算した。

表 3.2.2 標準貫入試験結果一覧表

地層名	As		D5g					
	No.1	No.2	No.1		No.2		No.3	
換算N値	3	6	129	200	78	450	82	257
			23	180	22		14	200
			58	360	67		48	150
			59	113	600		43	
			53	55	90		53	
			10	72	75		94	
			40		200		90	
個数	1	1	13		8		10	
最小値	3	6	10		22		14	
最大値	3	6	360		600		257	
平均値	3.0	6.0	103.9		197.7		103.1	
標準偏差	0.0	0.0	92.3		198.3		72.9	
個数	2		31					
最小値	3		10					
最大値	6		600					
平均値	4.5		127.9					
標準偏差	1.5		130.9					

N<sub>60</sub> は、換算 N 値 (=60×30/貫入量) を用いて計算した。

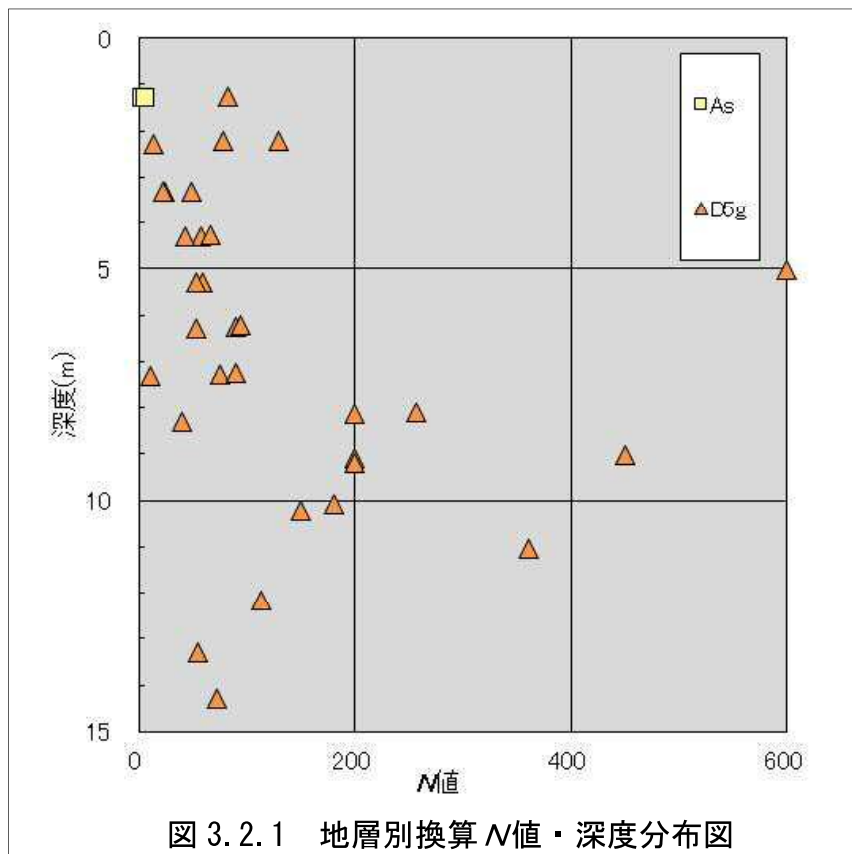


図 3.2.1 地層別換算 N 値・深度分布図

以下、各地層の土質的特徴および地下水位について記す。

### (1) 南陽層砂質土層 (As)

表層より GL-1.70mまで分布する。

土質は、主に細～中砂が主体である。シルト分を少量含む。

N値は、 $N=3\sim6$  (平均  $N=4.5$ ) を示す。

### (2) 第一礫層礫質土層 (D5g)

As層の下位に、GL-0.60～-14.40m以深に分布し、確認した層厚は7.35～12.70mである。

土質は、主に $\phi 2\sim 35\text{mm}$ の垂角礫を主体とする砂礫である。最大礫径150～200mm程度の玉石を混じる。GL-2～-3m付近は、やや礫量が少ない。

N値は、 $N=10\sim 60$ 以上 (平均  $N=127.9$ ) を示し、相対密度は、主に「非常に密な」となるが、GL-2～-3m付近は、「中位」である。

### (3) 地下水位

ボーリング孔内で測定された水位は、表3.2.3に示すとおりである。

孔内水位の確認は無水掘を原則としたが、孔壁の崩壊により行えなかった。このため、泥水による確認を行った。

孔内水位は比較的浅くGL-3.40～-3.80m (KBM-2.61～-2.95m) で確認されており、おおむね同じ深度付近に分布している。

また、試料観察の結果、GL-3m以深の玉石混じり砂礫 (D5g) は、試料の含水量が多くなることから、調査地の自然水位はこの付近にあると考えられる。

これらの水位は、季節の推移や降雨の影響等によって多少の地下水位変動が生じるものと推定される。

表 3.2.3 孔内水位一覧表

ボーリング 番 号	孔口標高 KBM( m)	孔内水位		確認方法	確認年月日
		孔口標高-(m)	KBM-(m)		
No. 1	1.04	3.80	2.76	泥水位	R1.12.17
No. 2	0.87	3.48	2.61	泥水位	R1.12.18
No. 3	0.45	3.40	2.95	泥水位	R1.12.24



### 3.3 室内土質試験結果

室内土質試験は、液状化の検討を目的として、標準貫入試験で採取した乱した試料を用いて、粒度（ふるい）試験を実施した。

試験結果は、表 3.3.1 の室内土質試験結果一覧表に示し、詳細は巻末資料の「室内土質試験データシート」に示したとおりである。

表 3.3.1 粒度試験（ふるい）結果一覧表

ボーリング番号		No1
地層記号		D5g
試料番号		1P-1
深 度 (GL- m)		7.15 ∩ 7.45
粒度	礫分 (2~75mm)	61.3
	砂分 (0.075~2mm)	31.1
	シルト分 (0.005~0.075mm)	7.6
	粘土分 (0.005mm未満)	
分類	地盤材料の分類名	細粒分まじり 砂質礫
	分類記号	(GS-F)

粒度試験の結果より日本統一土質分類（図3.3.1）による土の分類を行った。また、粒径加積曲線を図3.3.2に示した。

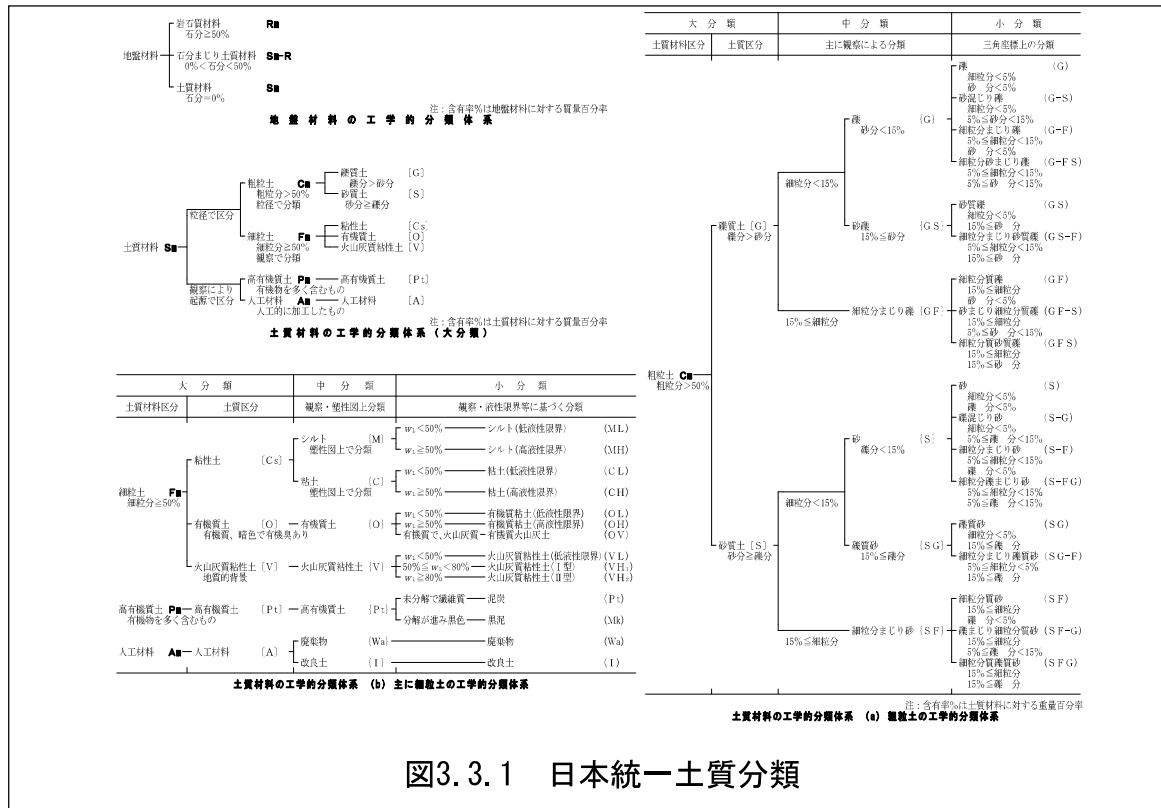
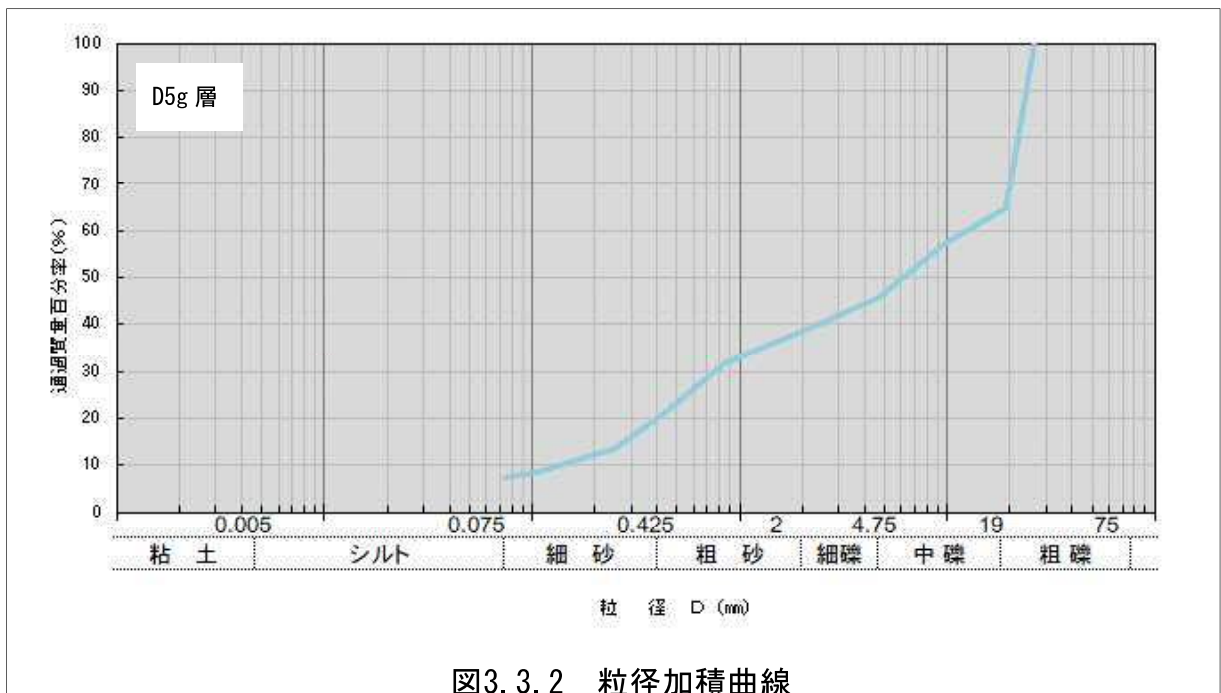


図3.3.1 日本統一土質分類

1) 第一礫層礫質土層 (D5g 層)

粒度組成は礫分=61.3%、砂分=31.1%、細粒分  $FC$  (粘土・シルト) =7.6%を示し、粗粒分土 (礫分+砂分) が90%以上を占める。土質分類では「細粒分まじり砂質礫 (GS-F)」に分類される。



## 4. 調査結果に対する所見

### 4.1 地震時の液状化の検討

#### (1) 液状化判定対象土層

「建築基礎構造設計指針(日本建築学会 2001)」では、以下の条件に該当する土層は地震時に液状化が生じる可能性があるため、液状化の判定をおこなうものとしている。

- |  |
|--|
| 1) 地表面から20m以浅の沖積飽和土層。  |
| 2) 細粒分(0.075mm以下の粒径をもつ土粒子)含有率が35%以下。                         |
| 3) 粘土分(0.005mm以下の粒径をもつ土粒子)含有率が10%以下、または塑性指数が15以下の埋立あるいは盛土地盤。 |

調査結果より調査地の地盤は、表層からの南陽層(A)・第一礫層(D5)が確認された。調査地の地下水位は、表3.2.3の値を設定した。

調査地では沖積飽和土層は、南陽層が確認されているが、安全側にたち20m以浅に分布する第一礫層(D5)も対象に液状化の判定を実施した。参考までに、本節末には同指針による液状化の判定方法の概要を示した。

#### (2) 判定方法

液状化の判定は、「建築基礎構造設計指針」より検討地点の地盤内の各深さに発生する等価な繰返しせん断応力比(地震時せん断強度比)  $L$  と、飽和土層の液状化抵抗比(動的せん断強度比)  $R$  から、液状化発生に対する安全率(液状化抵抗率)  $FL$  を求める。

$FL > 1$  となれば液状化は発生しない。 $FL \leq 1$  の場合は、液状化の可能性があり、値が小さくなるほど危険性は高くなる。さらに、 $FL \leq 1$  の土層の層厚が厚くなるほど危険性は高くなる。また、液状化指数  $PL$  により地盤全体の液状化の可能性を評価する。 $FL$  値・ $PL$  値による評価区分は表4.1.1のとおりである。

表 4.1.1  $FL$  値・ $PL$  値の評価区分

$FL$ 値	$FL > 1$	液状化しない
	$FL \leq 1$	液状化する
$PL$ 値	$PL = 0$	液状化の危険性が極めて低い。
	$0 < PL \leq 5$	液状化の危険性が低い。
	$5 < PL \leq 15$	液状化の危険性が高い。
	$15 < PL$	液状化の危険性が極めて高い。

### (3) 液状化の判定条件

液状化判定条件、地下水位および地震動の条件は以下のとおりとする。

- ・判定基準名 : 建築基礎構造設計指針(日本建築学会 2001)
- ・設計水平加速度 :  $\alpha_{max}=150gal$ 、 $200gal$ (損傷限界)・ $350gal$  (終局限界)
- ・マグニチュード :  $M=7.5$
- ・ $N$  値 : 実測 $N$ 値
- ・地下水位 :  $GL-3.40\sim 3.80m$  (表 3.2.3)
- ・単位体積重量 : 表 4.1.3 の値を参考に設定した (表 4.1.2)。
- ・細粒分含有率  $F_c$  : 土質試験結果 (表 3.3.1 参照) より設定した。  
(試験を実施していない礫質土は、 $FC=0.0\%$ とした。)

表 4.1.2 各層の単位体積重量

地層記号	単位体積重量 $\gamma_t(kN/m^3)$
As	17
D5g	20

表 4.1.3 土の単位体積重量の参考値 ( $kN/m^3$ )

(出典:「道路橋仕方書・同解説 I 共通編」日本道路協会より)

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	18	

表 4.1.4 土の単位体積重量一般値(日本建築学会)

(出典:「小規模建築物基礎設計指針」(社)日本建築学会(2008) p.77)

土の種類	沖積層				洪積層			
	砂質土	シルト	粘性土	腐植土	砂質土	シルト	粘性土	ローム
単位体積重量 $\gamma$ ( $kN/m^3$ )	18 (17~19)	16 (15~17)	15 (14~16)	10 (8~13)	19 (18~20)	17 (16~18)	16 (15~17)	14 (12~15)

[注] ( ): ばらつきの程度

#### (4) 判定結果

判定結果は巻末資料の「液状化判定結果資料」に示したとおりである。判定結果より得られた液状化抵抗率  $FL$  および液状化指数  $PL$  は表 4.1.5 にまとめた。

設計水平加速度 150gal（損傷限界）では、全箇所では  $FL > 1 \cdot PL = 0.00$  となり「液状化の危険性が極めて低い」と判定された。

設計水平加速度 200gal（損傷限界）・350gal（終局限界）では、No.1 地点の、GL-7.3mのみ、 $FL \leq 1$  を示した。 $PL = 0.27 \sim 2.60$  となり「液状化の危険性が低い」と判定された。

表 4.1.5(a) 液状化判定結果

No. 1						
深度	地層	N 値	細粒分含有率 (%)	FL		
				150gal	200gal	350gal
1.30	As	3	0.0	検討対象外		
2.22	D5g	60	0.0			
3.30		23	0.0			
4.30		58	0.0	6.056	4.542	2.595
5.30		59	0.0	5.597	4.198	2.399
6.30		53	0.0	5.310	3.983	2.276
7.30		10	7.6	1.269	0.951	0.544
8.30		40	0.0	5.000	3.750	2.143
9.10		60	0.0	4.934	3.700	2.114
10.10		60	0.0	4.879	3.659	2.091
11.02		60	0.0	4.851	3.638	2.079
12.18		60	0.0	4.838	3.629	2.073
13.30		55	0.0	4.845	3.634	2.077
14.27		60	0.0	4.865	3.648	2.085
				PL		
				0.00	0.27	2.60

表 4.1.5 (b) 液状化判定結果

No. 2

深度	地層	N 値	細粒分含有率 (%)	FL			
				150gal	200gal	350gal	
1.30	As	6	0.0	検討対象外			
2.21	D5g	60	0.0				
3.30		22	0.0				
4.28		60	0.0	5.815	4.362	2.492	
5.01		60	0.0	5.492	4.119	2.354	
6.25		60	0.0	5.150	3.862	2.207	
7.27		60	0.0	4.979	3.734	2.134	
8.15		60	0.0	4.882	3.661	2.092	
9.02		60	0.0	4.816	3.612	2.064	
				PL			
				0.00	0.00	0.00	

表 4.1.5 (c) 液状化判定結果

No. 3

深度	地層	N 値	細粒分含有率 (%)	FL		
				150gal	200gal	350gal
1.26	D5g	60	0.0	検討対象外		
2.30		14	0.0			
3.30		48	0.0			
4.30		43	0.0	5.771	4.328	2.473
5.30		53	0.0	5.381	4.036	2.306
6.23		60	0.0	5.150	3.863	2.207
7.25		60	0.0	4.984	3.738	2.136
8.09		60	0.0	4.892	3.669	2.097
9.19		60	0.0	4.814	3.610	2.063
10.21		60	0.0	4.773	3.580	2.046
				PL		
				0.00	0.00	0.00

**〔PL値法の概要〕**

液状化指数  $PL$  は、判定地点で求めた液状化抵抗率  $FL$  に深さの重み関数をかけることにより、地盤全体としての液状化の危険度を表す指標で、以下のようにランク付けされている。

- ・  $PL=0.0$  : 液状化の危険性が極めて低い
- ・  $0.0 < PL \leq 5.0$  : 液状化の危険性が低い
- ・  $5.0 < PL \leq 15.0$  : 液状化の危険性が高い
- ・  $15.0 < PL$  : 液状化の危険度が極めて高い

$$PL = \sum_{i=1}^n F \cdot W(z) \cdot \Delta z$$

$$F = 1.0 - FL \quad ( \geq 0.0 )$$

$$W(z) = 10.0 - 0.5 \times z$$

ここで、 $FL$  :  $FL$  値

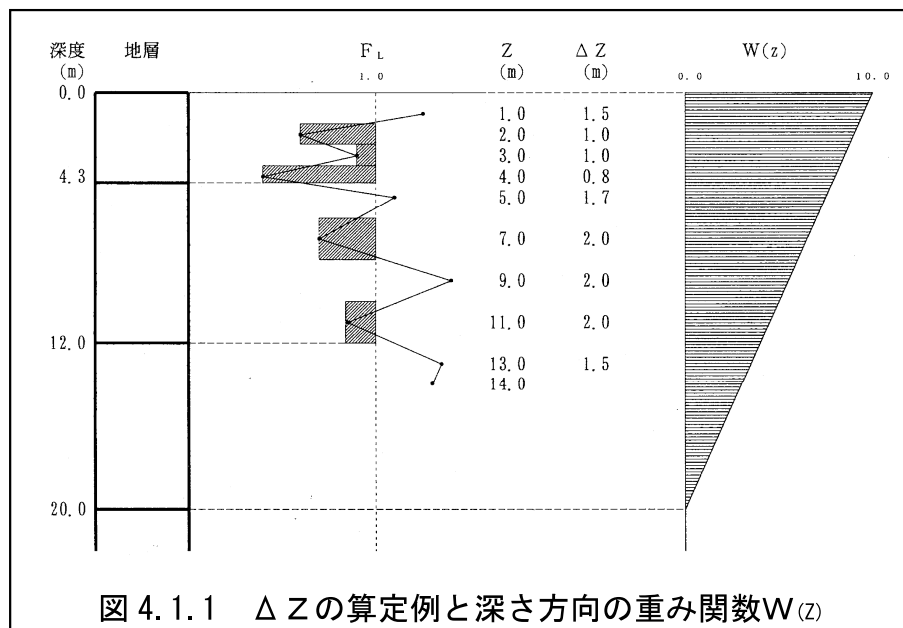
$W(z)$  : 深さ方向の重み係数

$z$  : 地表面からの深さ (m)

$\Delta z$  : ある深度の  $FL$  の分布すると想定される土層厚

$\Delta z$  算定のための境界は下のよう定める。

- 隣接する  $FL$  が同一な土層のとき … 両  $FL$  の深さの中間深度
- 隣接する  $FL$  が異なる土層のとき … 土層の境界深度



## 地盤の液状化

建築基礎構造設計指針(2001: 日本建築学会)61~64 頁より抜粋

### 4.5 節 地盤の液状化

1. 飽和砂地盤においては、地震時における液状化の可能性を適切な方法により評価する。
2. 液状化の可能性が高いと判断された地盤においては、液状化の程度、液状化後の地盤変形、変状の程度と地盤剛性、地盤反力の低下などを適切な方法により評価する。
3. 液状化の可能性の高いと判断された地盤における基礎構造物設計の際には、液状化による影響を考慮して基礎形式の選定をおこなうとともに、必要に応じて適切な対策を講じるようにする。

#### 1. 液状化判定

##### (1) 対象とすべき土層

液状化の判定をおこなう必要がある飽和土層は、一般に地表面から20m程度以浅の沖積層で、考慮すべき土の種類は、細粒分含有率が35%以下の土とする。

ただし、埋立地盤などの人工造成地盤では、細粒分含有率が35%以上の低液性シルト、液性限界に近い含水比を持ったシルトなどが液状化した事例も報告されているので、粘土分(0.005mm以下の粒径を持つ土粒子)含有率が10%以下、または塑性指数が15以下の埋立あるいは盛土地盤について液状化の検討をおこなう。

細粒分を含む礫や透水性の低い土層に囲まれた礫は液状化の可能性が否定できないので、そのような場合も液状化の検討をおこなう。

#### (2) 液状化危険度予測

液状化判定は図4.5.1・4.5.2を用い、以下の手順によりおこなってよい。

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

$$\frac{\tau_d}{\sigma_z} = \gamma_n \frac{\alpha_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_z}{\sigma_z} \cdot \gamma_d \quad (4.5.1)$$

ここに、

$\tau_d$  : 水平面に生じる等価な一定繰返しせん断応力振幅 (kPa)

$\sigma_z$  : 検討深さにおける有効土被り圧(鉛直有効応力) (kPa)

$\gamma_n$  : 等面の繰返し回数に関する補正係数で0.1(M-1)、Mはマグニチュード

$\alpha_{max}$  : 地表面における設計用水平加速度 (cm/s<sup>2</sup>)

$g$  : 重力加速度 (980cm/s<sup>2</sup>)

$\sigma_z$  : 検討深さにおける全土被り圧(鉛直全応力) (kPa)

$\gamma_d$  : 地盤が剛体でないことによる低減係数で次式で与えられる。

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

ここに、 $z$  はメートル単位で表した地表面からの検討深さである。

(b) 対応する深度の補正N値( $N_c$ )を次式から求める。

$$N_c = C_v \cdot N \quad (4.5.3)$$

$$C_v = \sqrt{98/\sigma_z} \quad (4.5.4)$$

$$N_c = N_c + \Delta N_c \quad (4.5.5)$$

ここに、

$N_c$  : 換算N値

$C_v$  : 拘束圧に関する換算係数

$\Delta N_c$  : 細粒分含有率FCに応じた補正N値増分で、図4.5.2による

$N$  : トンビ法または自動落下法による実測N値

(c) 図4.5.1中の限界せん断ひずみ曲線5%を用いて、補正N値( $N_c$ )に対応する飽和土層の液状化抵抗比  $R = \tau_1/\sigma'$  を求める。ここに、 $\tau_1$ は、水平面における液状化抵抗である。

(d) 各深さにおける液状化発生に対する安全率FLを次式により計算する。

$$FL = \frac{\tau_1/\sigma'_z}{\tau_d/\sigma_z} \quad (4.5.6)$$

(4.5.6)式から求めたFL値が1より大きくなる土層については液状化発生の可能性はないものと判定し、逆に1以下となる場合は、その可能性があり、値が小さくなるほど液状化発生危険度が高く、また、FLの値が1を切る土層が厚くなるほど危険度が高くなるものと判断する。

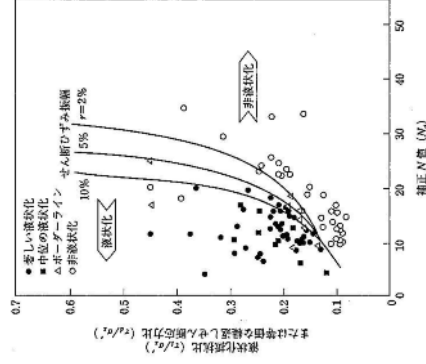


図4.5.1 補正N値と液状化抵抗、動的せん断ひずみの関係

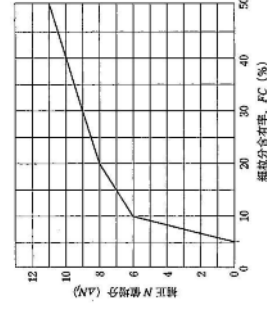


図4.5.2 細粒分含有率とN値の補正係数



## 4.2 支持層と基礎形式

ボーリング調査結果より確認された調査地の地盤構成の概略は、表 4.2.1 にまとめたとおりである。

表 4.2.1 概略地盤構成一覽

地質時代			地層名	記号	主な土質名	N値 (平均N値)	分布深度 GL-(m)	層厚 (m)	地質特徴
新生代	第四紀	完新世	南陽層	As	砂・シルト混じり砂	3~6 (4.5)	0.00 ~ 1.70	0.60 ~ 1.70	主に細~中砂主体。シルト分を少量含む。
		更新世	第一礫層	D5g	砂礫・玉石混じり砂礫	10~60以上 (127.9)	0.60 ~ 14.40以深	7.35 ~ 12.70以上	主にφ2~35mmの亜角礫を主体。最大礫径150~200mm程度の玉石を混じる。

一般に、N値 30 以上の砂質土層、あるいは N値 20 以上の粘性土層が支持層の目安として挙げられるが、建造物の荷重規模や基礎形式によってはそれ以下の N値を示す地層についても支持層となりうる。

調査地では、第一礫質土層 (D5g) を支持層とした直接基礎が挙げられる。

この場合、長期許容応力度は 300kN/m<sup>2</sup>程度と見込まれる (表 4.2.2)。ただし、D5g 層は、部分的に上記条件を満足しない部分がある。

表 4.2.2 地盤の許容支持力度 (建築基準法施行令第93条より)

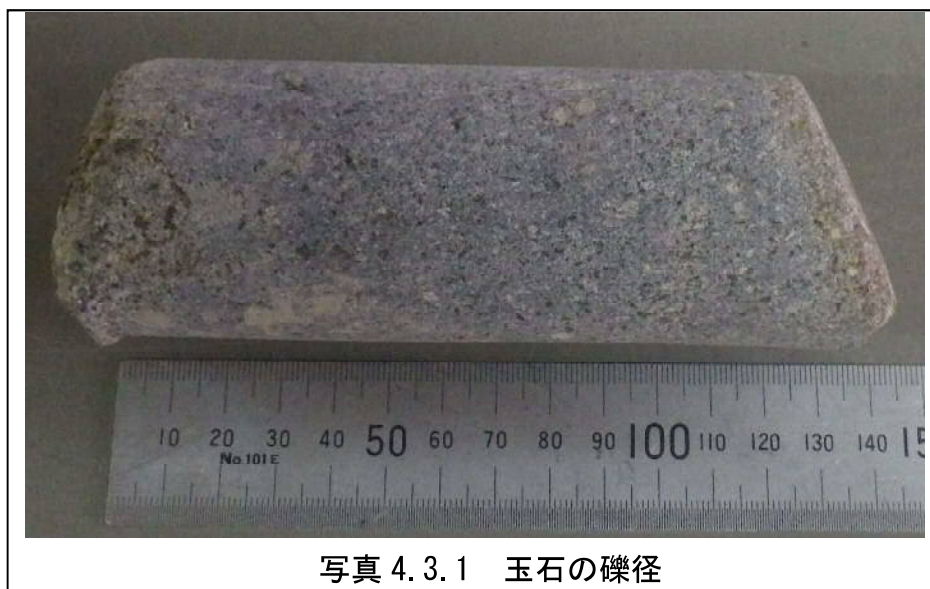
地盤	長期に生ずる力に対する許容応力度 (単位 kN/m <sup>2</sup> )	短期に生ずる力に対する許容応力度 (単位 kN/m <sup>2</sup> )
岩盤	1000	長期に生ずる力に対する許容応力度のそれぞれの数値の2倍
固結した砂	500	
土丹盤	300	
密実な礫層	300	
密実な砂質地盤	200	
砂質地盤 (地震時に液状化のおそれのないものに限る)	50	
堅い粘土質地盤	100	
粘土質地盤	20	
堅いローム層	100	
ローム層	50	

### 4.3 設計・施工上の留意点

以下に、設計・施工上の留意点を述べる。

#### (1) D5g 層の玉石について

D5g 層では、硬質な玉石が最大コア長 20cm 程度と予想され、15m 程度で採取されたものも確認している（写真 4.3.1）。



一般に、礫・玉石の形は球状ではなく、扁平で寝ているような形で堆積しているため、ボーリングでコア状に採取された礫径・玉石径は短径を測っている可能性が高い（図 4.3.1 参照）。

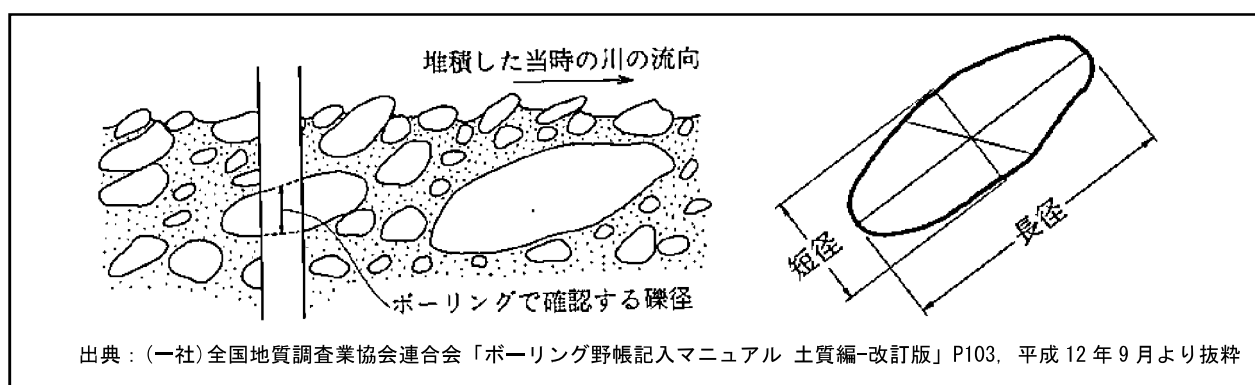


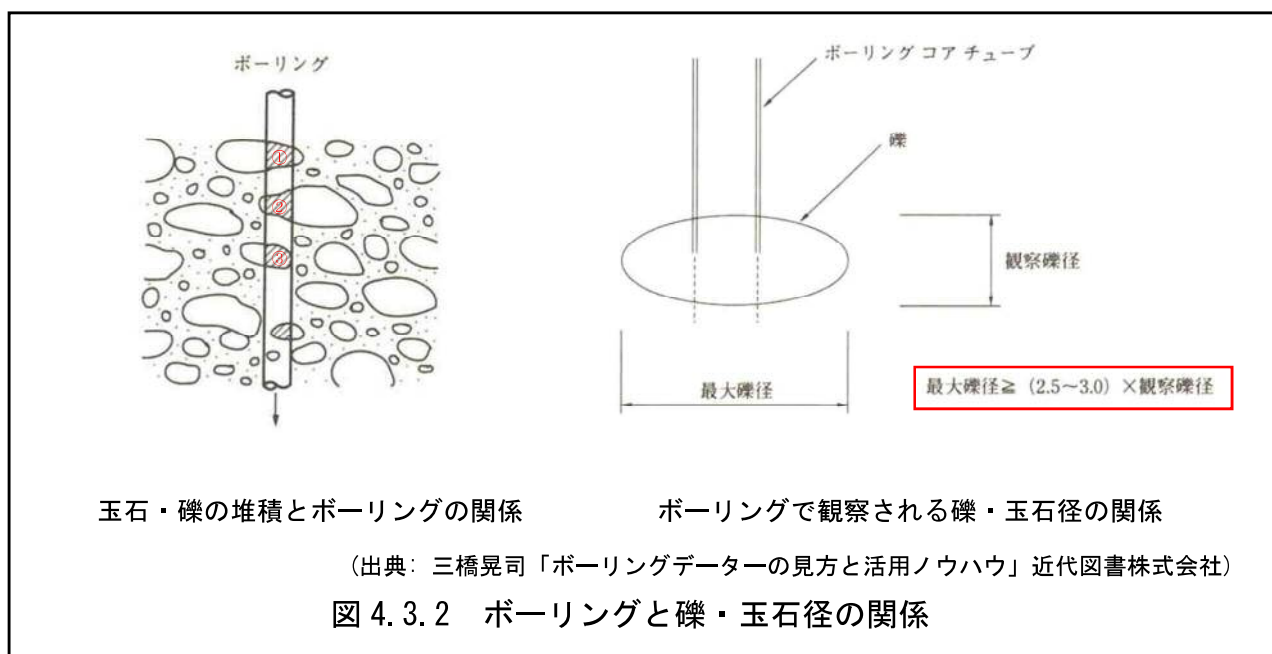
図 4.3.1 ボーリングによる礫径の掘削

（一社）全国地質調査業協会連合会「ボーリング野帳記入マニュアル 土質編-改訂版」P112～113 では、第 29 回土質工学シンポジウム発表論文集（1984）の「施工例から見た巨礫地盤における土質調査のあり方」の巨石の径別分布図を示し、礫を含

む地盤では『ボーリング調査による最大径の2倍～4倍の石がかなり含まれている』としている。

「ボーリングデータの見方と活用ノウハウ」では、『最大礫径 $\geq (2.5\sim 3.0)\times$ 観察礫径』として提案している。

また、経験的一般論として、「ボーリングで採取された礫径の3倍程度を目安にする事例が多い」としている。



これらの資料を基にすると、推定される玉石の最大径は450～600mm（コア長15～20cmの3倍程度）である。

よって、D5g層を掘削する場合には、設計や工法の選定に留意する必要がある。

## (2) 地下水位について

無水掘削による地下水位の確認はできなかったが、泥水位・試料観察の結果から、GL-3.40～-3.80m（KBM-2.61～-2.95m）付近に自然水位があると考えられる。ただし、これらの水位は、季節の推移や降雨の影響等によって多少の地下水位変動が生じるものと推定される。

## (3) 地震時の地盤の液状化について

液状化検討の結果から、水平加速度150galでは、対象層のすべてで $FL > 1$ となり、液状化の可能性は非常に低いと判断された。

200・350gal では、No.1 地点のみ  $FL \leq 1$  を示したが、 $PL$  法では  $PL \leq 5$  ( $PL=0.27 \sim 2.60$ ) となり、液状化の可能性は低いと判断された。

以上のことから、調査地では地震時に地盤の液状化現象が発生する可能性は低いと考える。

#### (4) 支持層と基礎形式

調査地では、第一礫質土層 (D5g) を支持層とした直接基礎が挙げられ、長期許容応力度は  $300\text{kN/m}^2$  程度と見込まれる。ただし、GL-2~-3m 付近は、 $N$  値 30 回以上を満足せず。地下水位上面付近に相当する可能性もあり、注意を必要とする。

基礎形式の選定にあたっては、計画する建築物の規模と重要性、支持力・経済性・施工性・周辺環境などの総合的な検討による選定が望まれる。

以 上