

第4章 B建物の調査結果

4.1 基礎および杭の調査結果

5 4.1.1 調査目的

本調査は、B建物の基礎梁、パイルキャップおよび杭に係る実態把握を目的とした。B建物の位置を図4.1.1-1に、解体工事前（令和5年4月18日）の対象建物全景を写真4.1.1-1に示す。

また、本調査に係る調査試験実施期間は、令和6年7月14日から令和6年7月18日であった。

地理院地図
GSI Maps



* 赤枠内が調査対象建物位置

図 4.1.1-1 B建物の位置



a) 南側

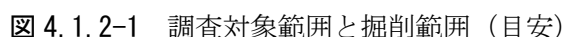


b) 東側

写真 4.1.1-1 B建物の全景（解体工事前）

5 4.1.2-1 に示す。

5 4.1.2-1 に示す。



10 4.1.3 調査内容

(1) 調査内容

解体工事に伴う杭頭部の掘り出し作業で露出された部分の損傷状態の確認

15 (2) 調査方法

目視観察もしくは写真撮影等による。

(3) 調査数量

コンクリート躯体面が露出されたすべて（目視観察可能な範囲）の基礎梁およびパイルキャップを対象とする。

(1) 調査内容

頭部が露出された杭について、平面位置および基準レベルからの高さを把握する。

(2) 調査方法

平面位置は、検尺、簡易 GPS 測量等による。

(3) 調査数量

頭部が露出された杭（本杭 3 本）を対象とする。

5

4.1.3.3 杭先端深度

(1) 調査内容

頭部が露出された杭の先端深度を確認する。

(2) 調査方法

10 調査方針は、調査対象とする杭の中空部を利用して、杭先端深度を検尺により直接確認する。

(3) 調査数量

頭部が露出された杭（おそらく捨て杭と推察されるもの）2 本を対象とする。

4.1.3.4 杭損傷状態

15 (1) 調査内容

頭部が露出された杭の損傷状態を把握する。

(2) 調査方法

調査方針は、目視観察もしくは写真等の記録確認により、杭の損傷状態を直接把握する。

(3) 調査数量

20 頭部が露出された杭（本杭 3 本）を対象とする。

4.1.4 調査結果

4.1.4.1 基礎梁およびパイルキャップの状態

解体工事に伴う杭頭部の掘り出し作業で露出された部分の損傷状態を確認した。

- 5 基礎梁およびパイルキャップには、顕著な損傷は確認できなかった（写真 4.1.4-1 参照）。

基礎梁およびパイルキャップの寸法については、基礎梁のせいが 1300mm 程度、パイルキャップの厚さが 1000mm 程度であることを確認した（図 4.1.4-1 参照）。



a) X2-Y3 通り (①)



b) X2-Y4 通り (②)

※括弧内の数字は図 4.1.2-1 の調査対象図参照（撮影方向の目安）

写真 4.1.4.1 基礎梁およびパイルキャップの損傷状態目視観察

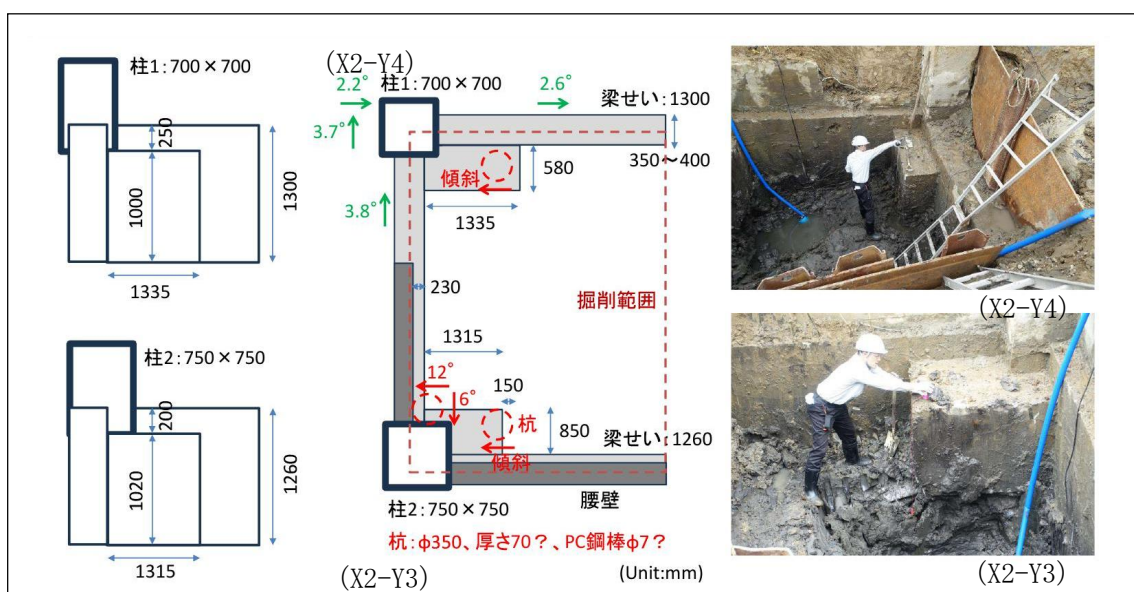


図 4.1.4-1 基礎梁およびパイルキャップの寸法実測記録

4.1.4.2 杭頭位置

解体工事に伴う掘り出しにより頭部が露出された杭は、X2-Y3 通りで 2 本、X2-Y4 通りで 1 本であった（写真 4.1.4-2）。また、躯体と無関係の位置に 2 本の杭頭部が確認できた（写真 4.1.4-3）。この 2 本の杭の平面位置は、簡易 GPS 測量により座標データを測定した（表 4.1.4-1 および写真 4.1.4-3）。この 2 本の杭は、建設当時の捨て杭であった可能性も考えられる。



a) 左杭頭損傷大・右杭傾斜大 (①)

b) 杭傾斜特大 (②)

X2-Y3 通り：2 本

X2-Y4 通り：1 本

括弧内の数字は図 4. 1. 2-1 の調査対象図参照 (撮影方向の目安)

写真 4. 1. 4-2 解体工事時の掘り出しにより露出された杭

表 4. 1. 4-1 躯体と無関係の杭頭部の簡易 GPS 測量結果 (座標データ)

測量点名称 (仮称)	X 座標 (度分秒)	Y 座標 (度分秒)
No. 1 杭 (刻印あり)	37° 23' 28.36430"	136° 54' 08.25740"
No. 2 杭 (刻印なし)	37° 23' 28.36410"	136° 54' 08.20710"
マンホール 1 : 歩道 (基点)	37° 23' 28.12650"	136° 54' 06.95890"
マンホール 2 : 隣接敷地内	37° 23' 29.35300"	136° 54' 08.31740"

測量点の名称 (略称) は図 4. 1. 2-1 の調査対象図参照



a) 躯体と無関係の杭：③

b) マンホール 1

c) マンホール 2

撮影対象は図 4. 1. 2-1 の調査対象図参照 (③は撮影方向の目安)

写真 4. 1. 4-3 杭頭部と基点等のマンホール GPS 簡易測量対象

4. 1. 4. 3 杭先端深度

杭先端深度の測定を試行することができた頭部が露出された躯体と無関係の杭 (2 本) の結果を参考情報として以下に示す。杭の中空部を利用して先端深度の検尺を行ったが、杭孔内の障害物により杭先端を確認することはできなかった (写真 4. 1. 4-4 参照)。



a) 検尺状況（1.5m程度）杭 No. 1



b) 検尺状況（4.5m程度）杭 No. 2

写真 4.1.4-4 杭孔からの杭先端位置の測定・試行（検尺状況）

5 4.1.4.4 杭損傷状態

頭部が露出された杭（X2-Y3 通りの 2 本、X2-Y4 通りの 1 本）の損傷状態は、写真 4.1.4-2 に示しているとおり、杭体の圧壊と大きな傾斜を確認することができた。損傷の程度は X2-Y4 通りの方が大きかった。

4.2 地盤調査結果

本節では、基礎の大きな沈下が生じたB建物に関する地盤調査についてまとめる。

4.2.1 調査位置

- 5 地盤調査の位置を図 4.2.1-1 に示す。表層の地盤特性を評価するため、B建物の隣地における既存ボーリング柱状図を参考にして、同敷地内においてGL～GL-10m程度までの地盤調査(ボーリング、標準貫入試験、PS 検層、別孔にて乱れの少ない土質試料採取)を R6-No.1 にて行った。

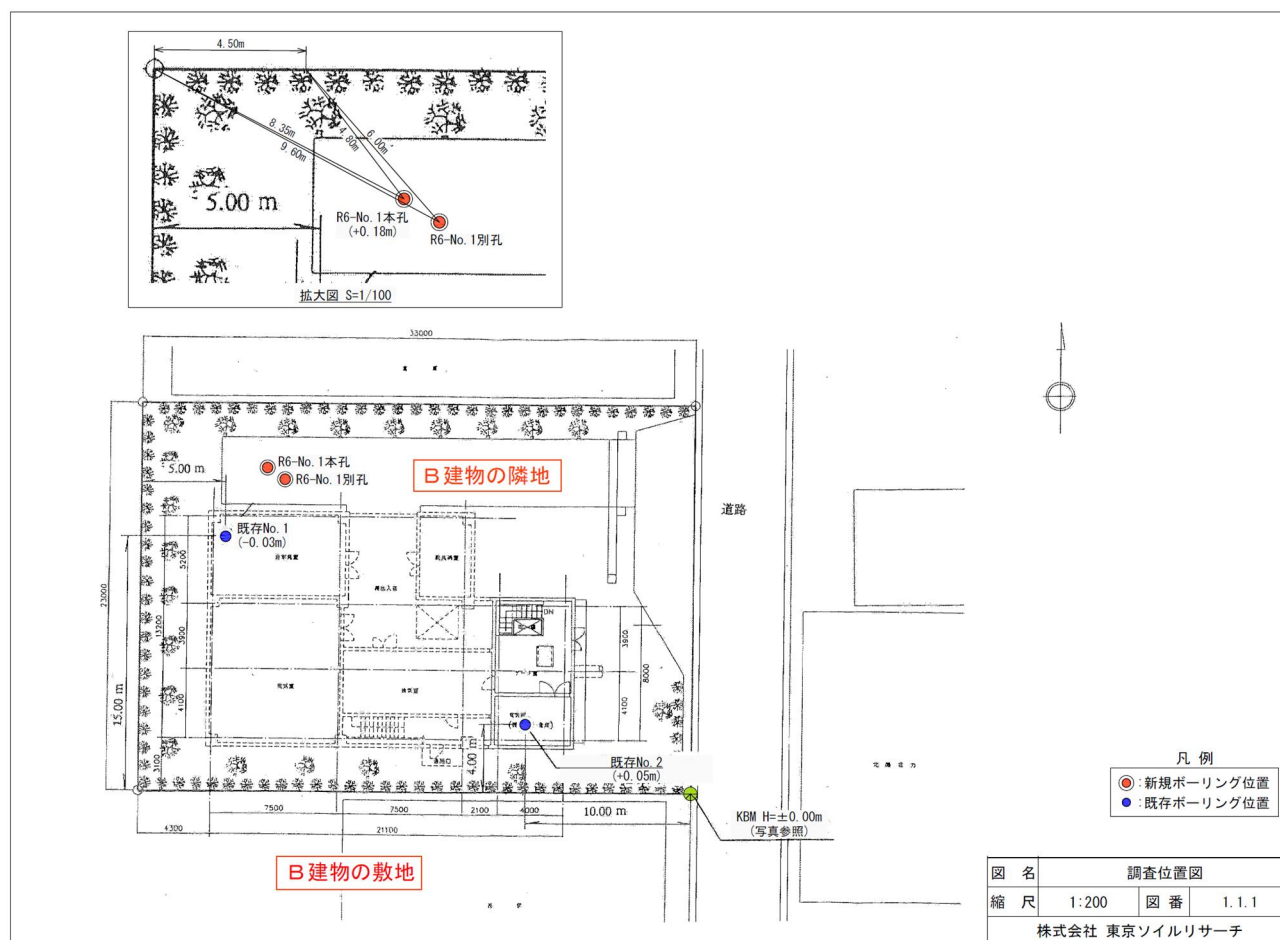


図 4.2.1-1 地盤調査位置 (R6-No. 1)

4.2.2 土質ボーリング柱状図

土質ボーリング柱状図を図 4.2.2-1 に示す。GL～GL-1.5m はアスファルト・埋土、GL-1.5m～GL-4.7m は粘性土（ハンマー自沈～N 値 2）、GL-4.7m～GL-8m は砂質土（N 値 2～13）、GL-8m～GL-15m は粘性土（N 値 3～5）である。

5

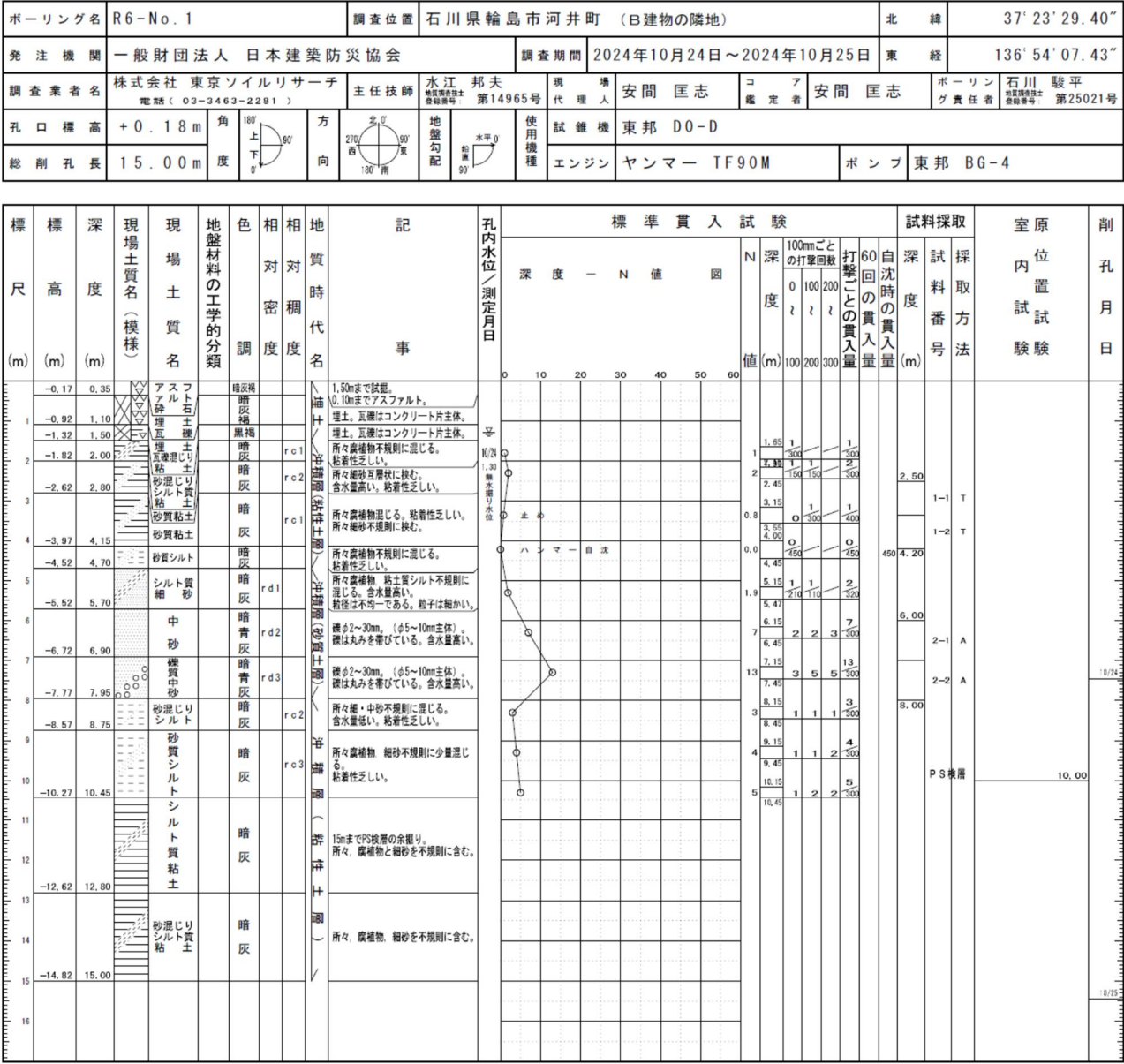


図 4.2.2-1 土質ボーリング柱状図（B 建物の隣地 R6-No. 1）

5

II. 4-9



4.2.4 P S検層

P S 検層結果を表 4.2.4-1、図 4.2.4-1 に示す。測定された S 波速度は 80～140m/s であった。

表 4.2.4.1 P S 検層結果

深 度 (m)	P 波速度 Vp (m/s)	S 波速度 Vs (m/s)	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	ポアソン比 ν_d	ヤング率 Ed (kN/m ²)	剛 性 率 Gd (kN/m ²)
0.00 ～ 1.50	490	90	1.80	0.483	43200	14600
1.50 ～ 4.70	1320	80	1.71	0.498	32800	10900
4.70 ～ 5.70	1320	80	1.79	0.498	34300	11500
5.70 ～ 7.95	1540	140	1.79	0.496	105000	35100
7.95 ～ 10.00	1310	120	1.69	0.496	72800	24300

[1kN/m²≒0.0102kgf/cm²]

5

ボーリング R6-No. 1

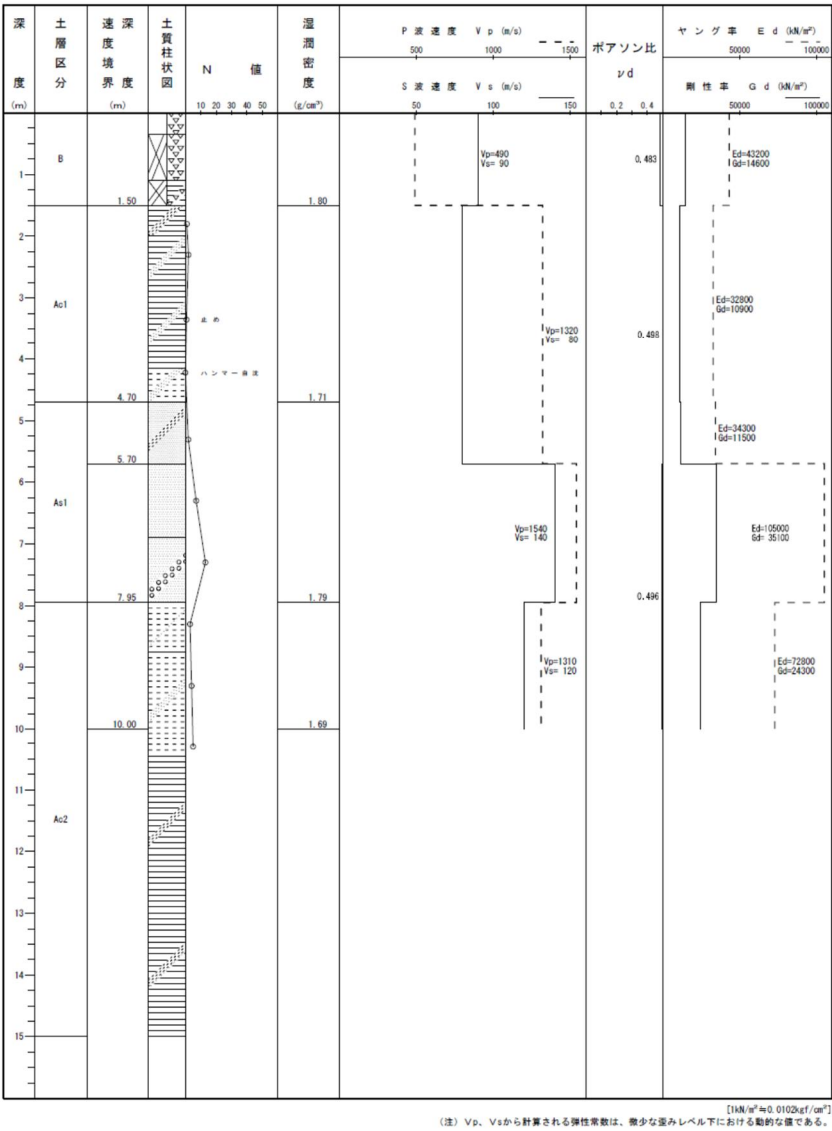


図 4.2.4-1 P S 検層結果 (B 建物の隣地 R6-No. 1)

4.2.5 室内土質試験

4.2.5.1 実施項目

室内土質試験と規格・基準の一覧を表 4.2.5-1、試料採取した深度と内容を図 4.2.5-1 に示す。

5

表 4.2.5-1 実施した室内土質試験と規格・基準

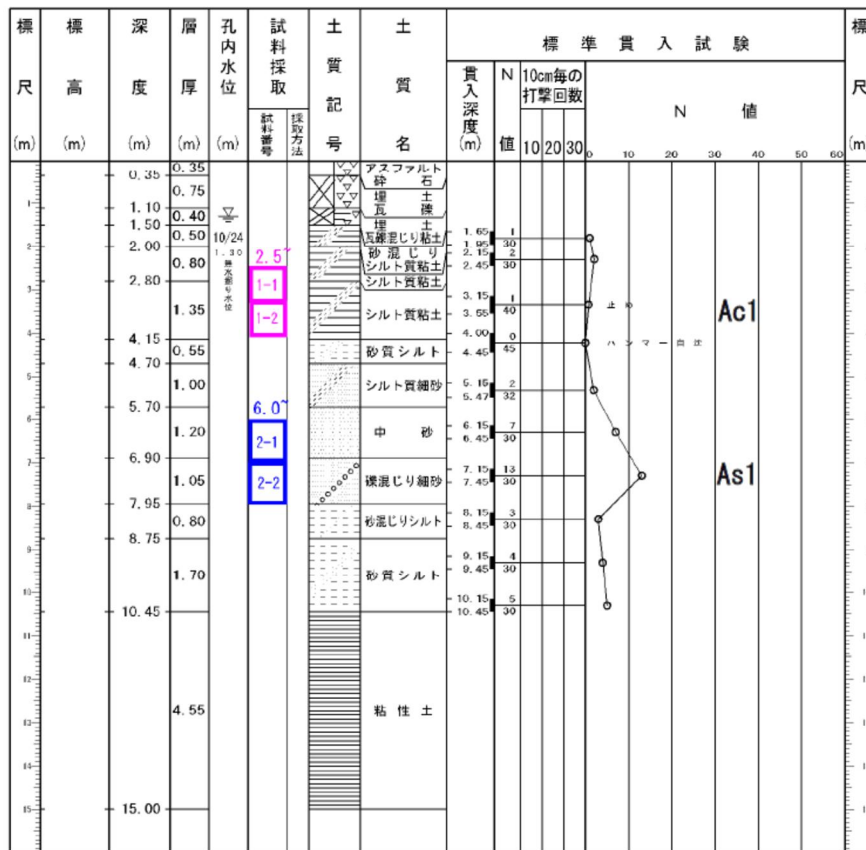
分類	規格・基準名	基準番号	規格番号	対象	
				粘性土 1-1, 1-2	砂質土 2-1, 2-2
物理 試験	土粒子の密度試験方法	JGS 0111	JIS A1202	○	○
	土の含水比試験方法	JGS 0121	JIS A1203	○	○
	土の粒度試験方法	JGS 0131	JIS A1204	○	○
	土の液性限界・塑性限界試験方法	JGS 0141	JIS A1205	○	
	土の湿潤密度試験方法	JGS 0191	JIS A1225	○	○
	砂の最小・最大密度試験方法	JGS 0162	JIS A1224	—	○
せん断 試験	土の一軸圧縮試験方法		JIS A1216	○	—
	土の非圧密非排水(UU)三軸圧縮試験方法	JGS 0521		○	—
	土の圧密非排水(CUb)三軸圧縮試験方法	JGS 0523		○	—
	土の圧密排水(CD)三軸圧縮試験方法	JGS 0524		—	○
	土の変形特性を求めるための繰返しせん断試験	JGS 0542		○	○
圧密 試験	土の段階載荷による圧密試験法	JGS 0411	JIS A1217	○	—

No. R6-No. 1

孔口標高

【別孔調査項目 提案】

孔内載荷試験、サブリング深度+土質試験



4.2.5.2 室内土質試験結果

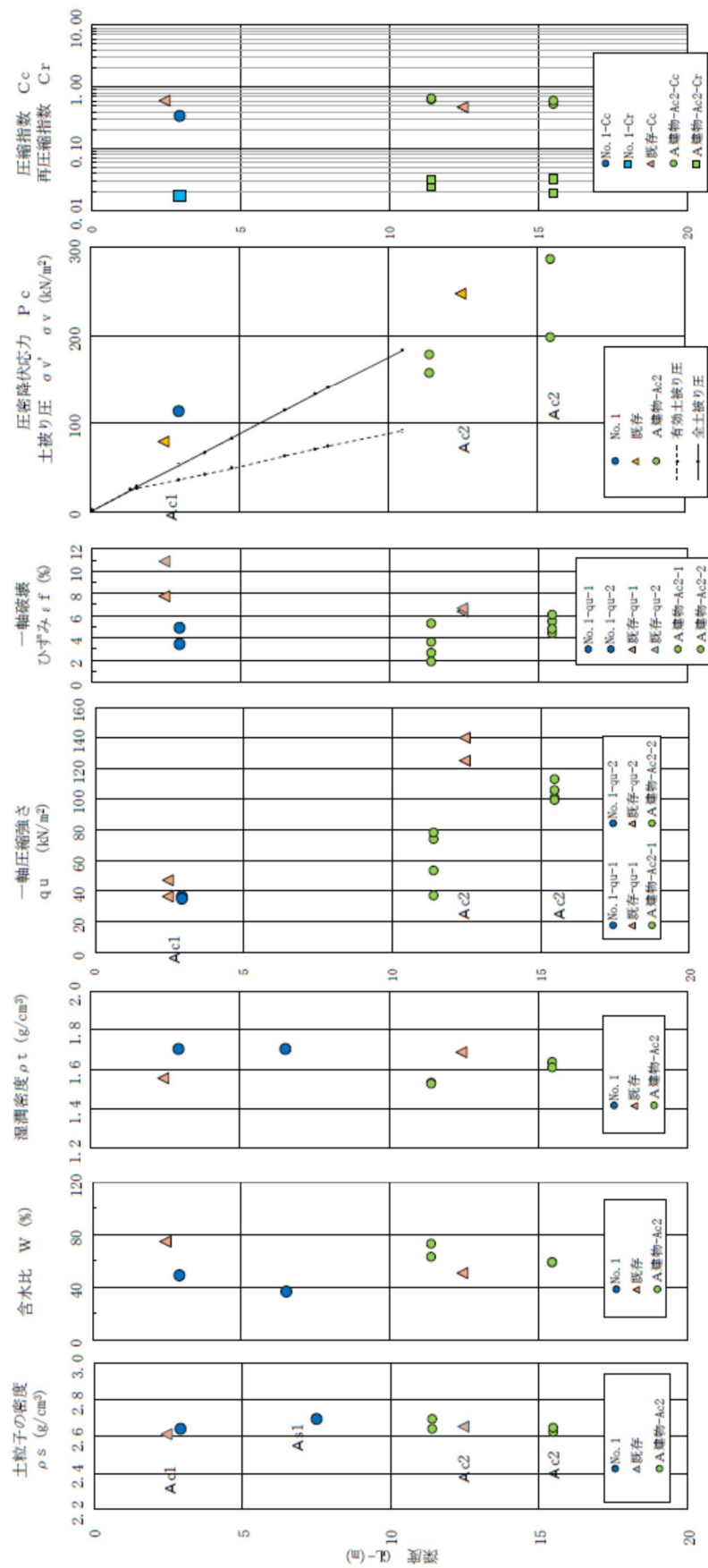
室内土質試験結果の数値一覧を表 4.2.5-2 に、土質定数の深度分布を図 4.2.5-2、図 4.2.5-3 に示す。

表 4.2.5-2 室内土質試験結果の数値一覧

Bor No.	土質名 (層区分)	試料No.	中心 深さ (G.L-m)	湿潤 密度 ρ _w (g/cm ³)	土粒子 密度 ρ _s (g/cm ³)	含水比 w _n (%)	孔隙比 e	砂分 含有率 (%)	剪断 強度 τ _v (%)	相対 密度 D _r (%)	一軸 qu-1 (kN/m ²)	一軸 qu-2 (kN/m ²)	繰返し qu (kN/m ²)	縦断比 St	一軸 ES0-1 (MN/m ²)	一軸 ES0-2 (MN/m ²)	一軸 ε _v -1 (%)	一軸 ε _v -2 (%)	三軸UU 粘着力 C _u (kN/m ²)	三軸OUB 過圧密 C _{cu} (kN/m ²)	三軸OUB 正規圧密 φ _{cu} (°)	三軸OUB 正規圧密 φ _v (°)	三軸CD C _d (kN/m ²)	三軸CD φ _d (°)	圧密降 伏応力 P _c (kN/m ²)	圧縮 指数 C _c	再圧縮 指数 C _r	
R6- No. 1	粘土 (Ac1)	1-1-1	2.93	1.710	2.643	49.0	1.302	42.7			35.1	35.3	12.5	2.9	1.7	1.4	3.42	4.53							113.2	0.333	0.017	
		1-1-2	3.78																	20.9	24.4	13.4	19.8					
	砂質中砂 (As1)	1-2-1	6.50	1.705		36.5		87.7		74.0														2.4	32.2			
		1-2-2 (車橋成)	7.50		2.638						71.3													C.0	32.0			
貯留 ポンプ場	Ac1	T2-1	2.43	1.558	2.613	74.0	1.920	3.0			47.0	36.2			1.24	0.84	7.77	10.88							78.0	0.600		
	Ac2	T2-2	12.43	1.694	2.654	50.7	1.351	16.0			140.1	125.2			3.56	3.40	6.35	6.61							247.0	0.470		

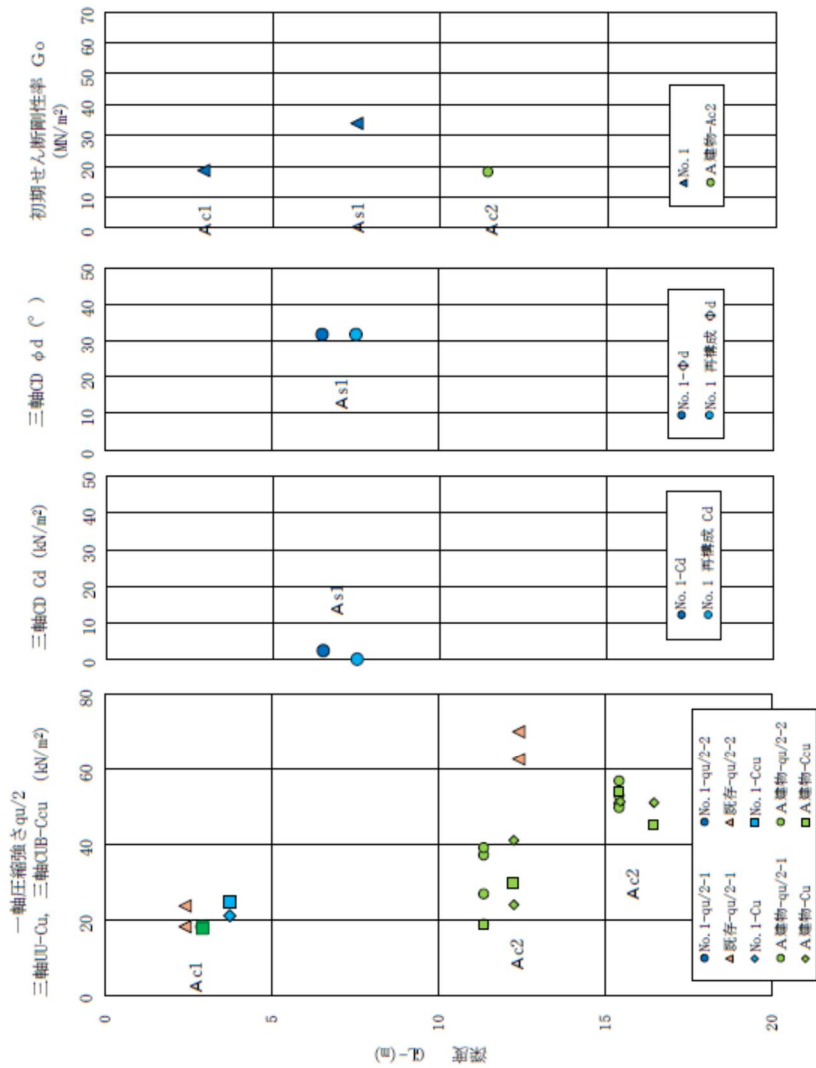
・ No. 1-1-2 三軸UU-Cuは、土核の正規圧密圧力の供試体の
圧縮風さφd/2 を粘着力Cuとした(φu=0° として)。

Bor No.	土質名 (層区分)	試料No.	中心 深さ (G.L-m)	割増変形試験 初期せん断圧縮率 Go (kN/m ²)
R6- No.1	粘土 (Ac1)	1-1-1	2.93	18.6
		1-1-2	3.78	
	砂質中砂 (As1)	1-2-1	6.50	



・ B 建物跡地の既往調査結果と A 建物の調査結果 (A c 2 層の一部) も参考として表示。

図 4.2.5-2 室内土質試験結果(1)



・ B 建物隣地の既往調査結果と A 建物の調査結果 (A c 2 層の一部) も参考として表示。

図 4.2.5-3 室内土質試験結果 (2)

4.2.5.3 一軸・三軸 UU・三軸 CUB・三軸 CD・繰返し圧密結果

土試料の力学試験結果について、以下の通り示す。

- 図 4.2.5-4：一軸圧縮試験結果
- 図 4.2.5-5：三軸圧縮試験結果[UU]
- 5 • 図 4.2.5-6：三軸圧縮試験結果[CU]
- 図 4.2.5-7：三軸圧縮試験結果[CU]
- 図 4.2.5-8：三軸圧縮試験結果[CU 再構成]
- 図 4.2.5-9：繰返し段階載荷圧密試験結果
- 図 4.2.5-10：圧密応力と非排水せん断強さの関係

10

JIS A 1216 JGS 0511	土の一軸圧縮試験 (強度・変形特性)	
------------------------	--------------------	--

調査件名 _____ 試験年月日 2024年 11月 11日

試料番号 (深さ) R6-No. 1-1-1 (2.50~3.35m) 試験者 田村 浩由

土質名称		供試体 No.	1	2	3	
液性限界 w_L %	58.0	試料の状態	乱れの少ない	乱れの少ない	練返した	
塑性限界 w_p %	21.5	高さ H_0 cm	9.96	9.94	9.80	
ひずみ速度 %/min	1.0	直径 D_0 cm	5.06	5.04	5.00	
特記事項 1) 必要に応じて記載する。 $E_{50} = \frac{\frac{q_u}{2}}{\epsilon_{50}} / 10$		質量 m g	341.75	339.84	357.56	
		湿潤密度 ρ_s g/cm ³	1.706	1.714	1.858	
		含水比 w %	49.2	48.7		
		一軸圧縮強さ q_u kN/m ²	36.1	35.3	12.5	
		破壊ひずみ ϵ_f %	3.42	4.93	15.00	
		変形係数 E_{50} MN/m ²	1.7	1.4	0.2	
		鋭敏比 S_t	2.9	2.8		

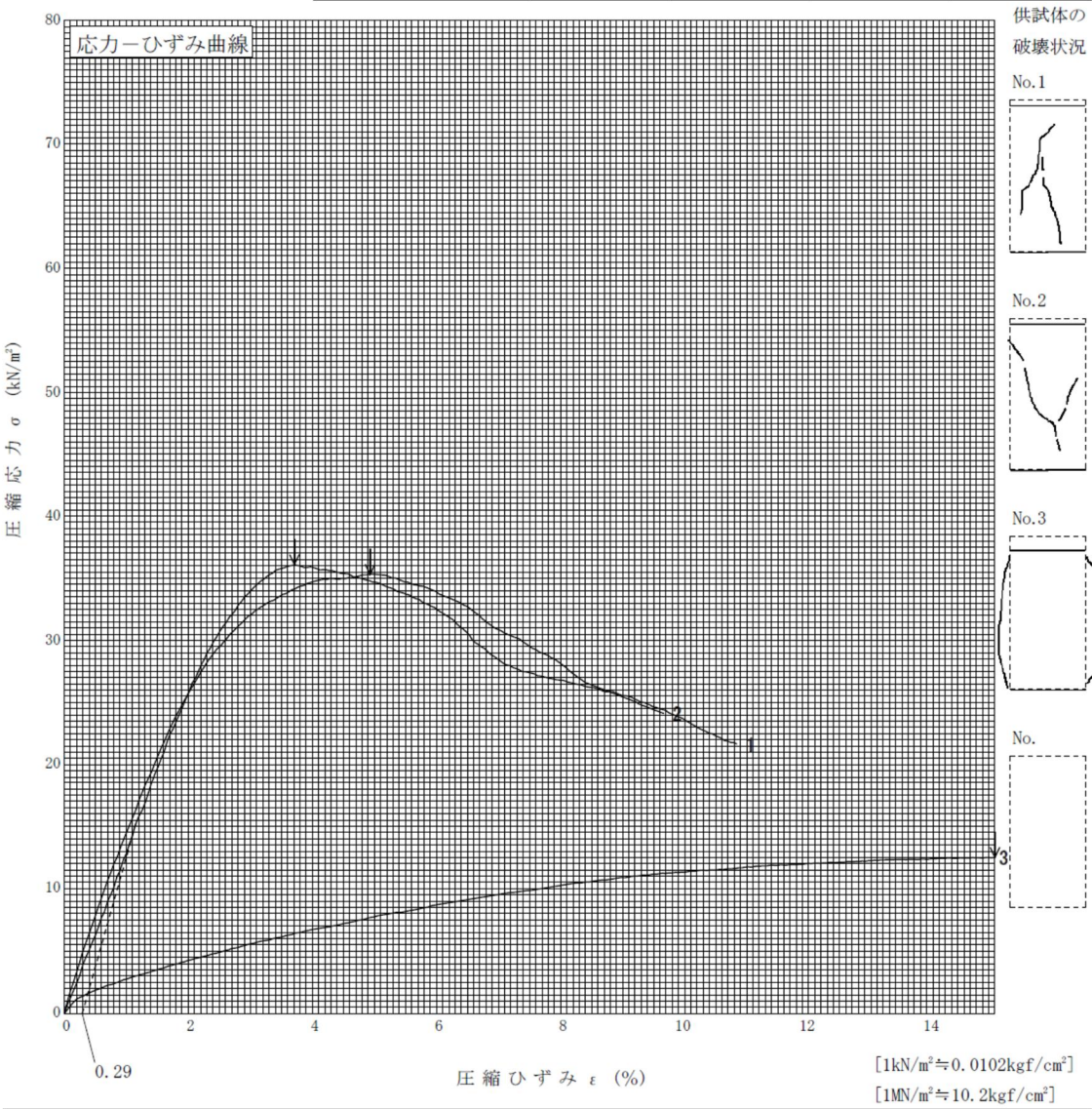


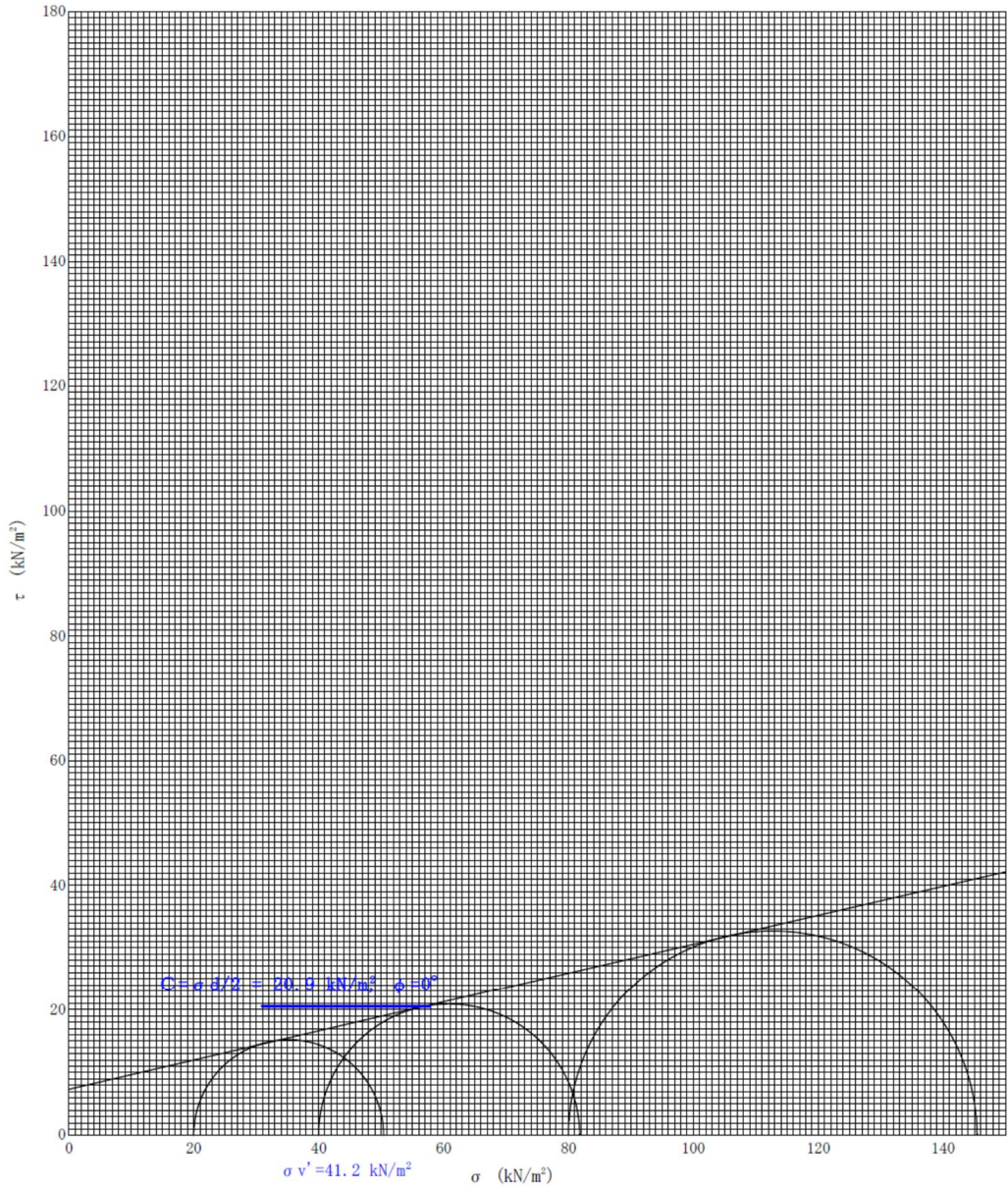
図 4.2.5-4 土の一軸試験結果 (B 建物の隣地)

JGS	0521	土の強度特性	土の三軸圧縮試験 [UU]	
-----	------	--------	---------------	--

調査件名 _____ 試験年月日 2024年 11月 27日

試料番号 (深さ) R6-No. 1-1-2 (3.35~4.20m) 試験者 田村 浩由

強度定数 応力範囲	全 応 力			有 効 応 力	
	c kN/m ²	ϕ °	$\tan \phi$	c' kN/m ²	ϕ' °
正 規 圧 密 領 域					
過 圧 密 領 域					
	7.3	13.1	0.23		



特記事項 _____

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]

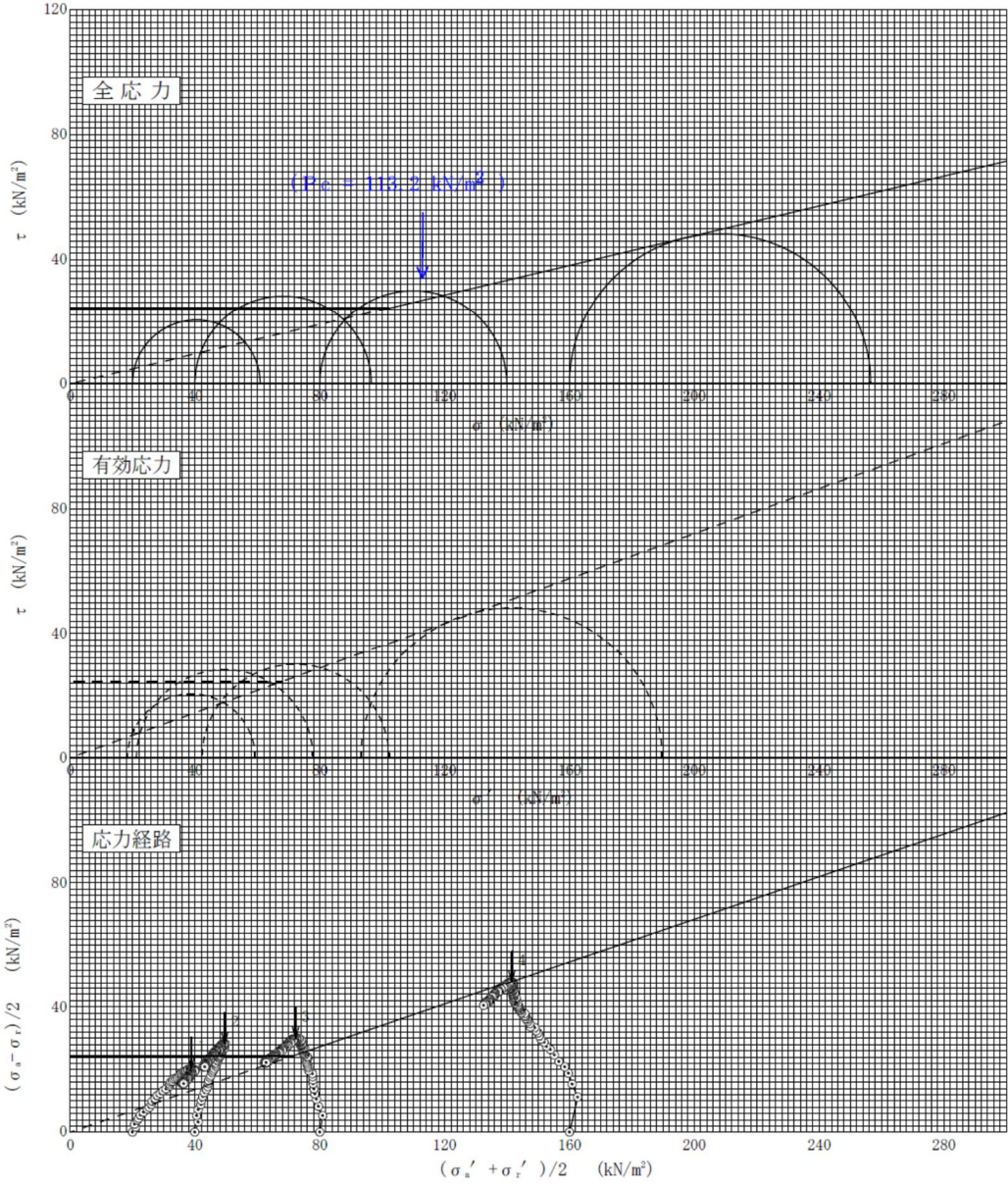
図 4.2.5-5 土の三軸圧縮試験 [UU] 結果 (B 建物の隣地)

JGS	0523	土の強度特性	土の三軸圧縮試験 [CU]	
-----	------	--------	---------------	--

調査件名 _____ 試験年月日 2024年 12月 23日

試料番号 (深さ) R6-No. 1-1-2 (3.35~4.20m) 試験者 田村 浩由

強度定数	全 応 力			有 効 応 力	
応 力 範 囲	c_{cu} kN/m ²	ϕ_{cu} °	$\tan \phi_{cu}$	c' kN/m ²	ϕ' °
正 規 圧 密 領 域	0.0	13.4	0.24	0.0	19.8
過 圧 密 領 域	24.4	0.0	0.00	24.4	0.0



特記事項 _____

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]

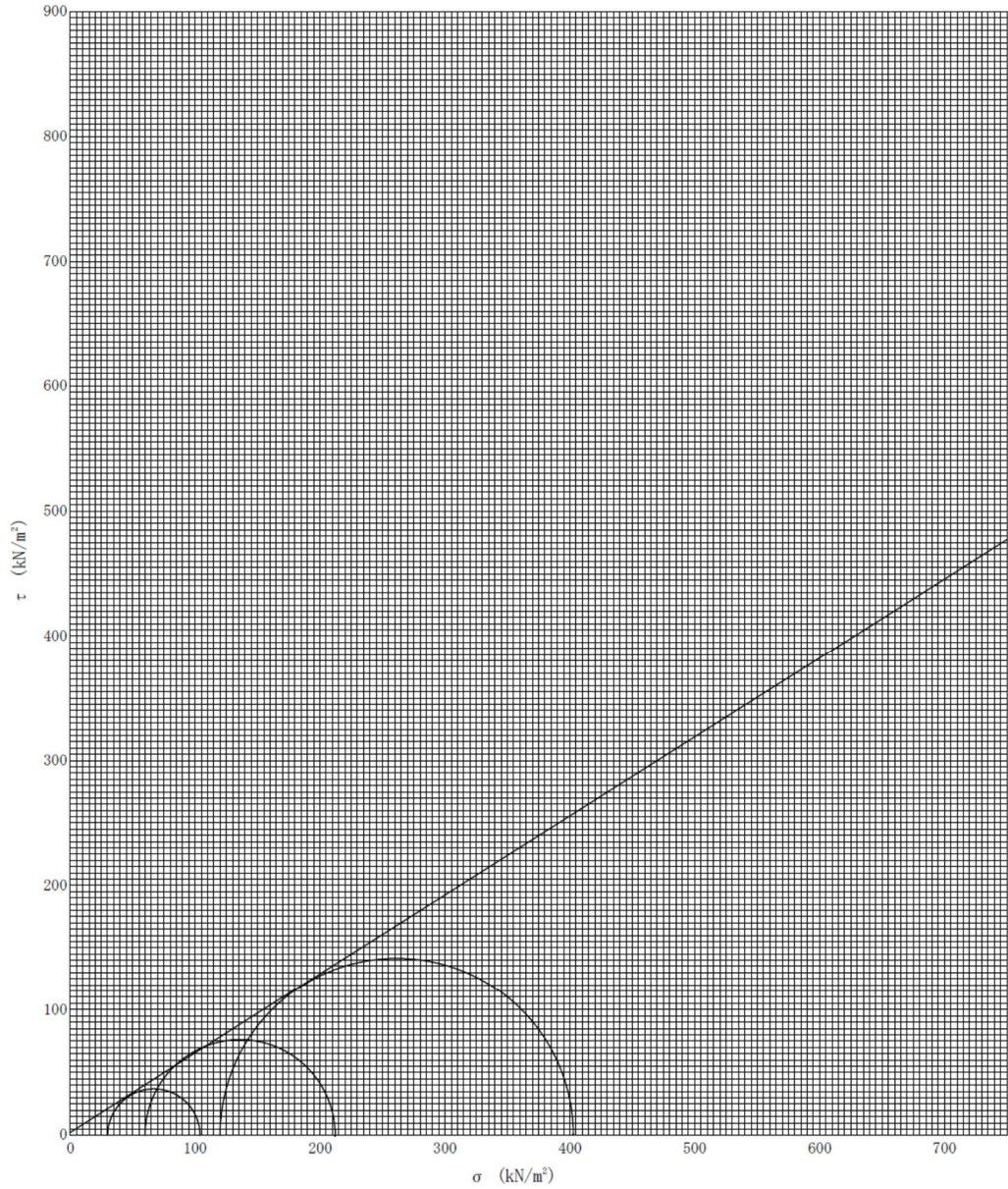
図 4.2.5-6 土の三軸圧縮試験[CU]結果 (B建物の隣地)

JGS	0524	土の強度特性 土の三軸圧縮試験 [CD]	
-----	------	----------------------	--

調査件名 _____ 試験年月日 2024年 12月 3日

試料番号 (深さ) R6-No. 1-2-1 (6.00~7.00m) 試験者 田村 浩由

強度定数 応力範囲	全 応 力			有 効 応 力	
	c_d kN/m ²	ϕ_d °	$\tan \phi_d$	c' kN/m ²	ϕ' °
正 規 圧 密 領 域					
過 圧 密 領 域					
	2.4	32.3	0.633		



特記事項 _____

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]

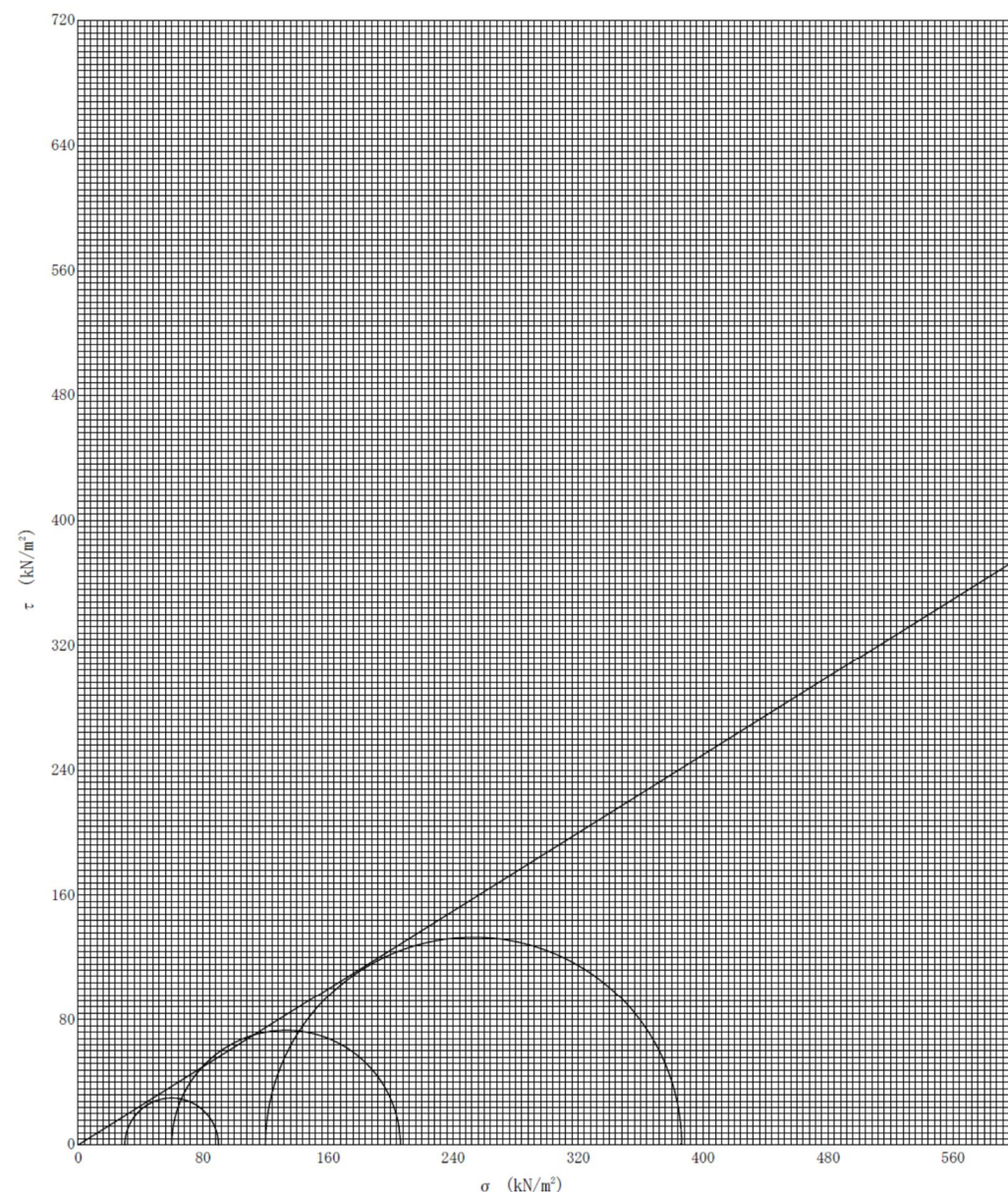
図 4.2.5-7 土の三軸圧縮試験[CD]結果 (B建物の隣地)

JGS	0524	土の強度特性 土の三軸圧縮試験 [CD]	
-----	------	----------------------	--

調査件名 _____ 試験年月日 2025年 1月 28日

試料番号 (深さ) R6-No. 1-2-1-再構成 (6.00~7.00m) 試験者 田村 浩由

強度定数	全 応 力			有 効 応 力	
応 力 範 囲	c_d kN/m ²	ϕ_d °	$\tan \phi_d$	c' kN/m ²	ϕ' °
正 規 圧 密 領 域					
過 圧 密 領 域					
	0.0	32.0	0.624		



特記事項 _____

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]

図 4.2.5-8 土の三軸圧縮試験[CD 再構成試料]結果 (B 建物の隣地)

試料No. R6-1-1-1 (GL-2.50~-3.35m)

・対象試料：砂質粘土， $N=0.8$ ，含水比 $w_o=49.0\%$ ，初期間隙比 $e=1.206$

a) 測定結果 圧密圧力，(平均圧密圧力)～体積圧縮係数～間隙比

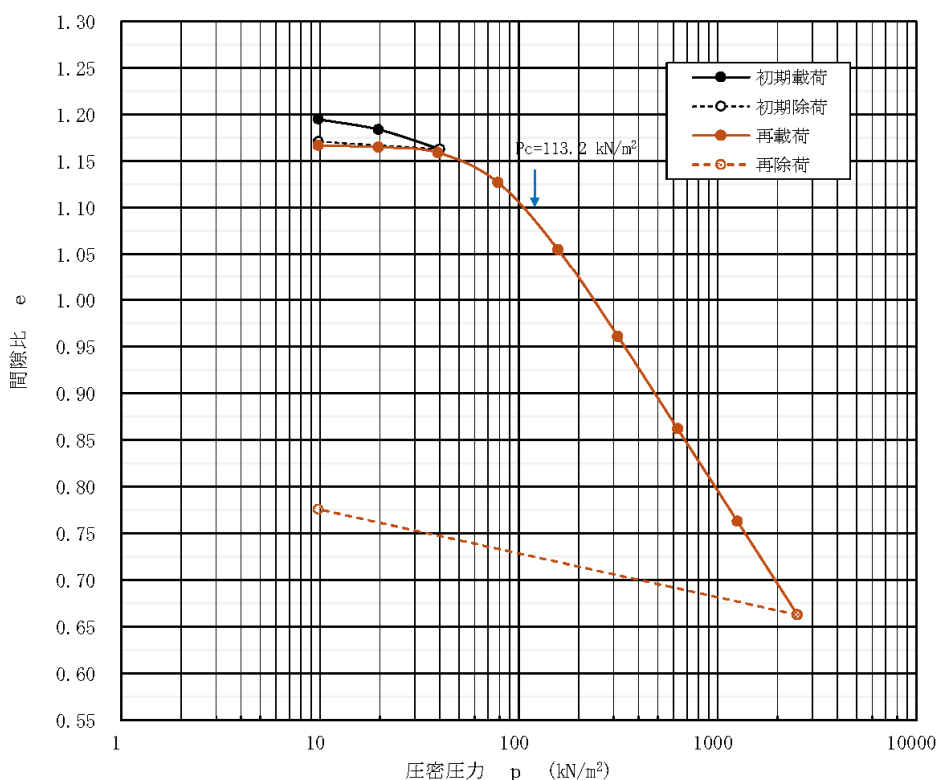
载荷ケース	载荷段階	圧密圧力 p (kN/m ²)	平均圧密圧力 p (kN/m ²)	体積圧縮係数 m_v (m ² /kN)	間隙比 e
初期载荷	0	0.0			1.206
	1	9.8	4.9	5.31E-04	1.195
	2	19.6	13.9	4.90E-04	1.184
	3	40.0	28.0	4.80E-04	1.163
	4	9.8	19.8	1.13E-04	1.171
再载荷	0	0.0			1.206
	1	9.8	4.9	1.82E-03	1.167
	2	19.6	13.9	1.12E-04	1.165
	3	39.2	27.7	1.63E-04	1.159
	4	78.5	55.5	3.82E-04	1.127
	5	157.0	111.0	4.39E-04	1.055
	6	314.0	222.0	2.98E-04	0.961
	7	628.0	441.0	1.65E-04	0.862
	8	1256.0	888.1	8.76E-05	0.763
	9	2510.0	1775.5	4.62E-05	0.663
	10	9.8	156.8	2.63E-05	0.776

・初期载荷 最大圧密圧力： $P=40$ kN/m²

・圧密降伏応力： $P_c=113.2$ kN/m²

・圧縮指数： $C_c=0.333$

・再圧縮指数(過圧密領域)： $C_r=0.017$



b) 圧密圧力～間隙比の関係 $e \sim \log P$ 曲線 (圧縮曲線)

図 4.2.5-9 繰返し段階载荷圧密試験結果

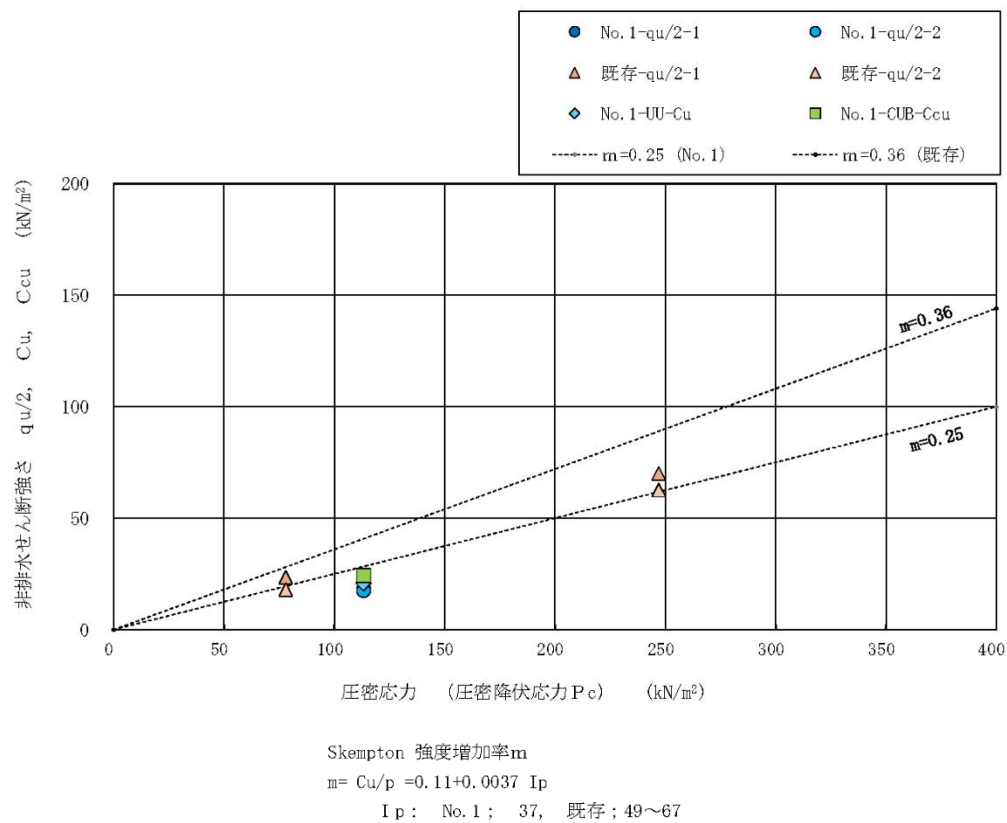


図 4.2.5-10 圧密応力と非排水せん断強さの関係

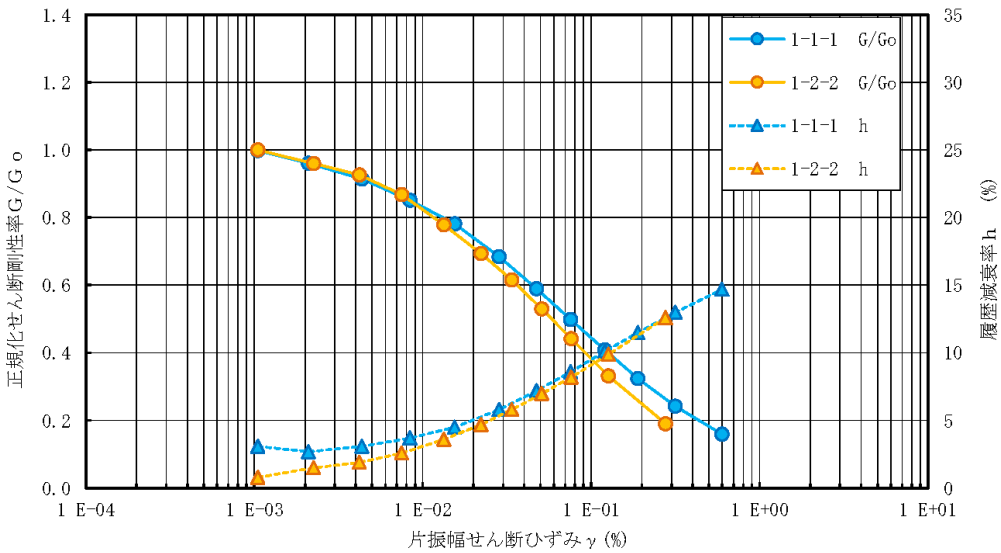
4.2.5.4 動的変形試験結果

試料の諸元と圧密応力 $\sigma c'$ 、初期せん断剛性率 G_0 を表 4.2.5-3 に、繰返し三軸（動的変形）試験による G/G_0 $h \sim \gamma$ 関係を図 4.2.5-11 に示す。また、各試料の繰返し三軸（動的変形）試験による G/G_0 $h \sim \gamma$ 関係を図 4.2.5-12～図 4.2.5-15 に示す。

5

表 4.2.5-3 試料の諸元と圧密応力 $\sigma c'$ 初期せん断剛性率 G_0

調査地点	試料No.	採取深度 GL-(m)	土質	N 値	圧密圧力 $\sigma c'$ (kN/m ²)	初期せん断 剛性率 G_0 (MN/m ²)
R6-1	1-1-1	2.50～3.35	砂質粘土	0.8	40	18.6
	1-2-2	7.00～8.00	礫質中砂	13	60	33.8



10

図 4.2.5-11 繰返し三軸（動的変形）試験 G/G_0 $h \sim \gamma$ 関係

試料No. R6-No.1-1-1 (2.50m~3.35m) 圧密圧力σc' : 40 kN/m² (砂質粘土, N= 0.8)

step	5 サイクル目				10 サイクル目			
	ε _a (%)	E _{eq} (MN/m ²)	γ (%)	G/G _o	h (%)	ε _a (%)	E _{eq} (MN/m ²)	γ (%)
1	0.00070	55.7	1.05E-03	18.6	1.00	0.00070	55.7	1.05E-03
2	0.00140	53.6	2.10E-03	17.9	0.96	0.00140	53.6	2.10E-03
3	0.00290	51.0	4.35E-03	17.0	0.91	0.00290	51.0	4.35E-03
4	0.00560	47.5	8.40E-03	15.8	0.85	0.00560	47.5	8.40E-03
5	0.01020	43.9	1.53E-02	14.6	0.79	0.01030	43.6	1.55E-02
6	0.01860	38.9	2.79E-02	13.0	0.70	0.01890	38.2	2.84E-02
7	0.03100	33.6	4.65E-02	11.2	0.60	0.03160	32.9	4.74E-02
8	0.04910	28.6	7.37E-02	9.5	0.51	0.05040	27.8	7.56E-02
9	0.07730	23.6	1.16E-01	7.9	0.42	0.08010	22.8	1.20E-01
10	0.12000	19.0	1.80E-01	6.3	0.34	0.12600	18.1	1.89E-01
11	0.19400	14.7	2.91E-01	4.9	0.26	0.21000	13.5	3.15E-01
12	0.34800	10.2	5.22E-01	3.4	0.18	0.39900	8.9	5.99E-01
13								
14								

初期せん断剛性率G_o : 18.6 (MN/m²)
ポアソン比ν : 0.5

- 等価せん断剛性率G_{eq} : $G_{eq} = E_{eq} / 2(1 + \nu)$
- せん断ひずみγ : $\gamma = \epsilon_a(1 + \nu)$

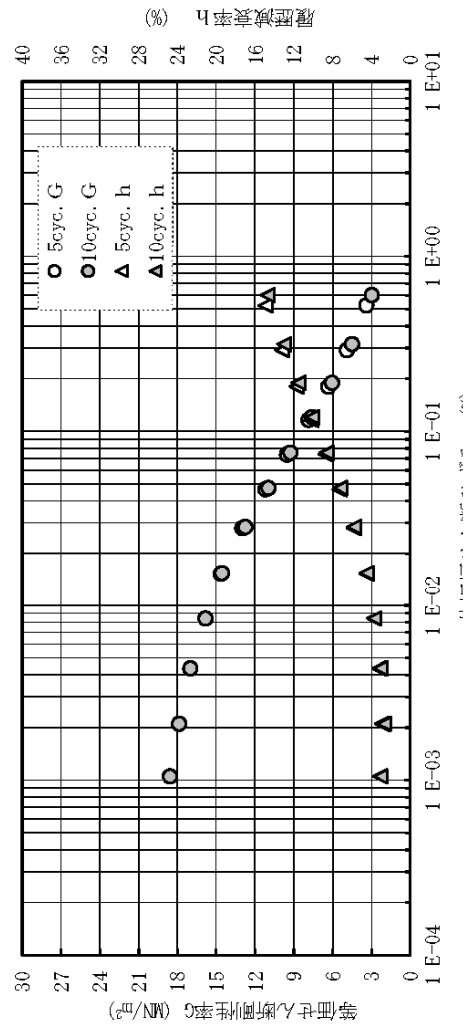


図 4.2.5-12 繰返し三軸 (動的変形) 試験 G/G_o, h~γ (R6-No.1-1-1)

試料No. R6-No.1-2-2 (7.00m~8.00m) 圧密圧力 σ_c' : 60 kN/m² (礫質中砂, N=13)

step	5 サイクル目						10 サイクル目					
	ε_a (%)	Eeq (MN/m ²)	γ (%)	Geq (MN/m ²)	G / G o	h (%)	ε_a (%)	Eeq (MN/m ²)	γ (%)	Geq (MN/m ²)	G / G o	h (%)
1	0.00070	101.4	1.05E-03	33.8	1.00	1.0	0.00070	101.4	1.05E-03	33.8	1.00	0.8
2	0.00150	97.3	2.25E-03	32.4	0.96	1.3	0.00150	97.3	2.25E-03	32.4	0.96	1.5
3	0.00280	93.9	4.20E-03	31.3	0.93	1.9	0.00280	93.9	4.20E-03	31.3	0.93	1.9
4	0.00500	88.0	7.50E-03	29.3	0.87	2.6	0.00500	88.0	7.50E-03	29.3	0.87	2.6
5	0.00890	79.0	1.34E-02	26.3	0.78	3.7	0.00890	78.9	1.34E-02	26.3	0.78	3.6
6	0.01450	71.7	2.18E-02	23.9	0.71	4.9	0.01480	70.3	2.22E-02	23.4	0.69	4.7
7	0.02200	63.7	3.30E-02	21.2	0.63	6.2	0.02250	62.4	3.38E-02	20.8	0.62	5.8
8	0.03280	55.5	4.92E-02	18.5	0.55	7.3	0.03390	53.7	5.09E-02	17.9	0.53	7.0
9	0.04790	47.5	7.19E-02	15.8	0.47	8.5	0.05070	44.8	7.61E-02	14.9	0.44	8.2
10	0.07470	38.0	1.12E-01	12.7	0.37	10.1	0.08440	33.6	1.27E-01	11.2	0.33	9.9
11	0.13300	26.7	2.00E-01	8.9	0.26	12.2	0.18400	19.3	2.76E-01	6.4	0.19	12.6
12												
13												
14												

初期せん断剛性率G_o: 33.8 (MN/m²)
ポアソン比 ν : 0.5

- 等価せん断剛性率G_{eq}: $G_{eq} = E_{eq} / 2(1 + \nu)$
- せん断ひずみ γ : $\gamma = \varepsilon_a(1 + \nu)$

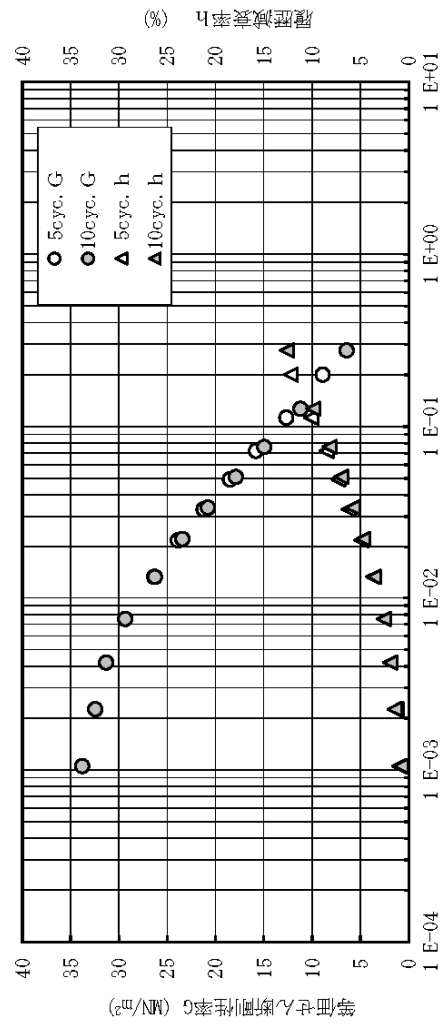


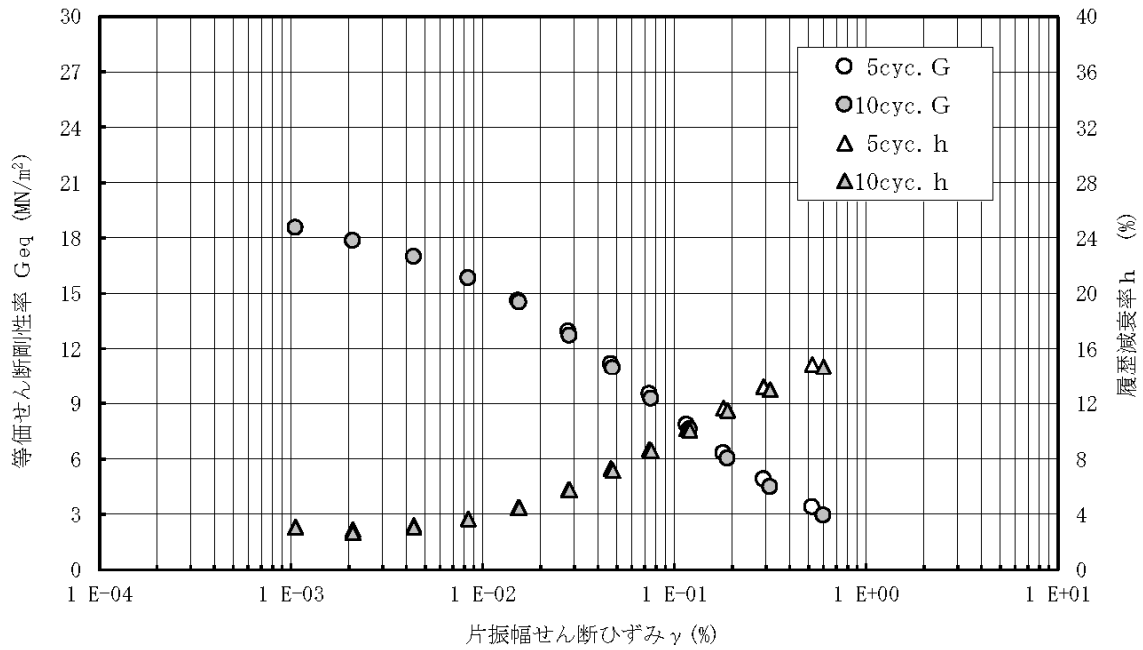
図 4.2.5-13 繰返し三軸 (動的変形) 試験 G/G₀, h~ γ (R6-No. 1-2-2)

試料No. R6-No. 1-1-1 (2.50m～3.35m)

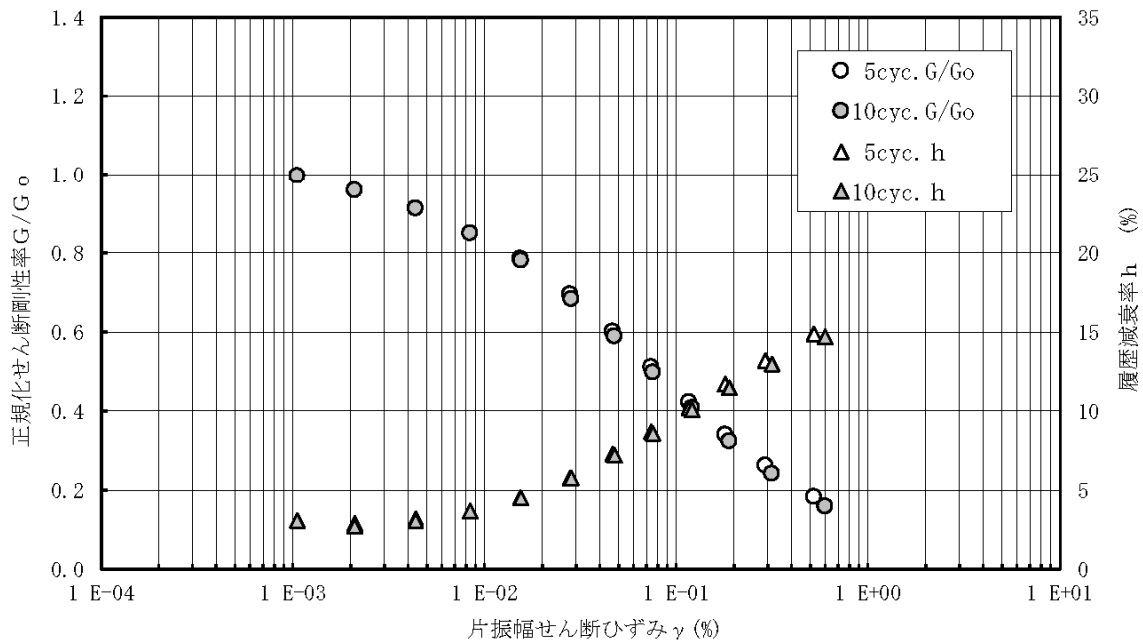
圧密圧力 $\sigma'_{c'}$ 40 kN/m²

初期せん断剛性率 G_o : 18.6 MN/m²

(砂質粘土, $N = 0.8$)



a) G , h ひずみ依存性



b) G/G_o , h ひずみ依存性

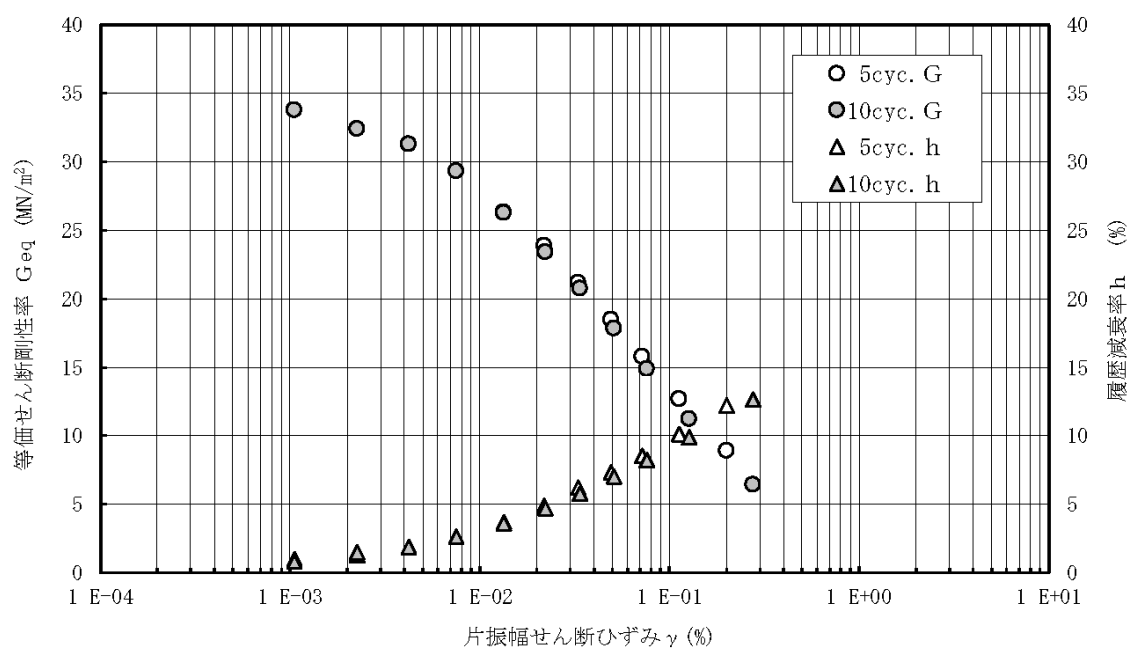
図 4.2.5-14 繰返し三軸 (動的変形) 試験 G/G_o , $h \sim \gamma$ (R6-No. 1-1-1)

試料No. R6-No. 1-2-2 (7.00m~8.00m)

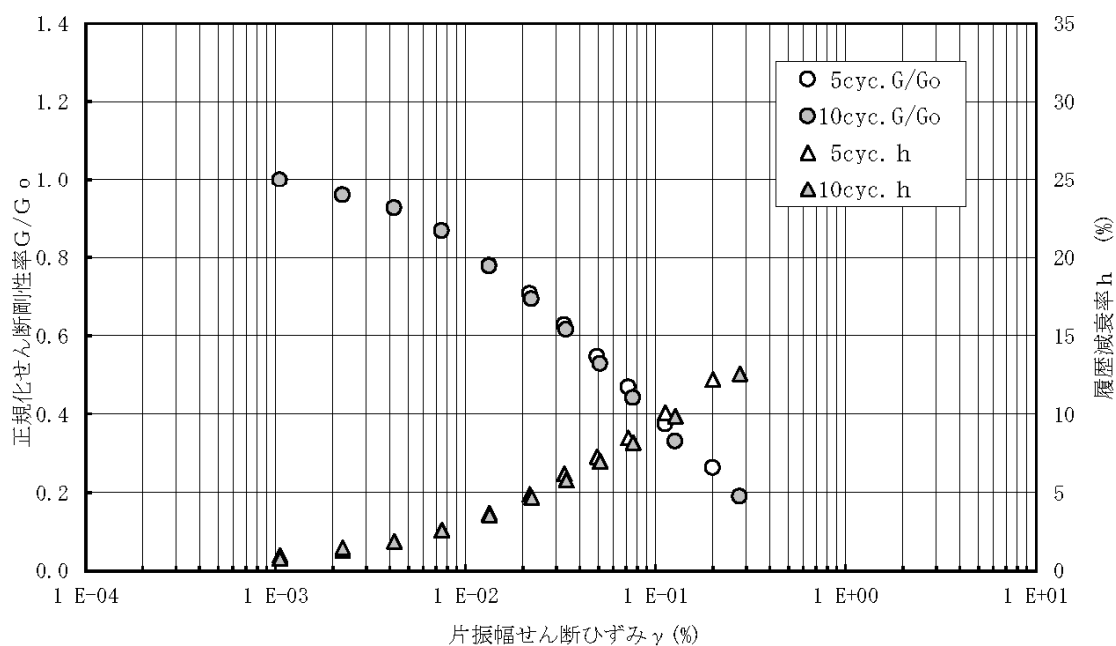
圧密圧力 σ_c' 60 kN/m²

初期せん断剛性率 G_o : 33.8 MN/m²

(礫質中砂, N= 13)



a) G , h ひずみ依存性



b) G/G_o , h ひずみ依存性

図 4.2.5-15 繰返し三軸 (動的変形) 試験 G/G_o , $h \sim \gamma$ (R6-No. 1-2-2)

4.3 微動アレイ探査

B建物の敷地に関する微動アレイ探査を令和6年11月11日の日中に実施した。探査の目的は、4.2地盤調査結果を踏まえて、敷地のS波速度構造を把握することである。

- 5 アレイの形状は中心1点を持つ5角形（等価半径2、5、10、40m）とした。等価半径5m以上のアレイにおけるセンサ配置を図4.3-1に、調査中の様子を写真4.3-1と写真4.3-2に、それぞれ示す。各アレイともセンサには固有周期1sの鉛直動速度計6台を用い、アレイごとに微動を同時観測した。観測波形は増幅後、サンプリング周波数100-200HzでA/D変換（24bit）した。記録波形が定常性を保っている区間を選び、1024ポイントのデータを30-60セット程度作成して、以後の解析に用いた。

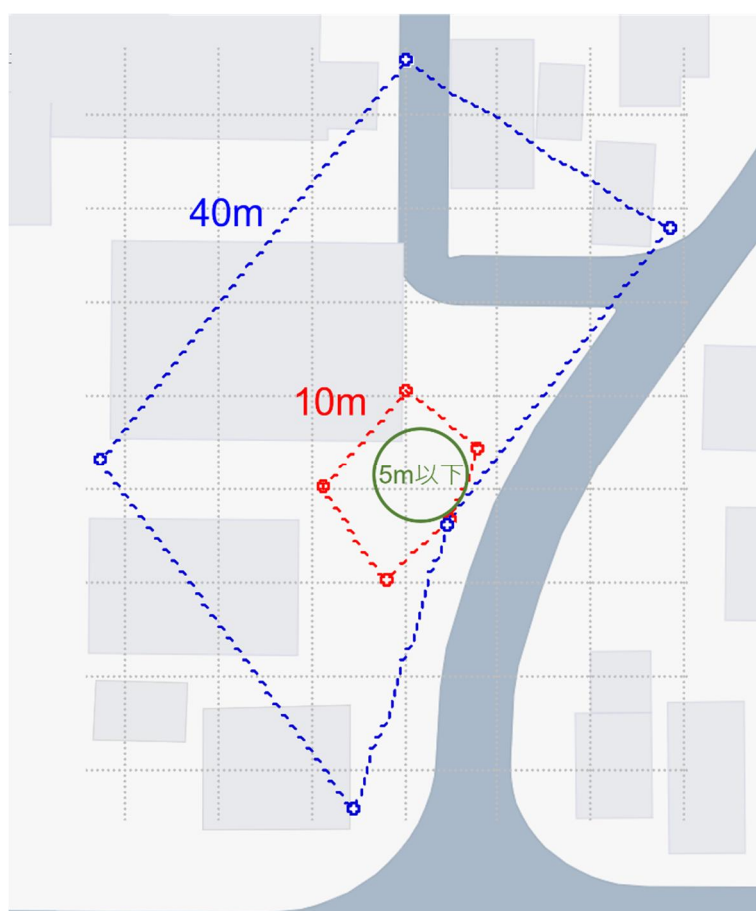


図 4.3-1 等価半径 5m 以上のアレイにおけるセンサ配置



写真 4. 3-1 調査中の様子（微動観測）



写真 4. 3-2 調査中の様子（微動観測）

得られた鉛直動データセットに対して最尤法による F-k スペクトル解析^{4.3.1)}を行い、周期一位相速度の関係（分散曲線）を求め、微動 H/V スペクトルと並べて図 4.3-2 に○印で示す。これらがレイリー波および表面波によるものと考え、高次モードの影響を考慮した同時逆解析^{4.3.2)}を行った。この際、4.2 地盤調査結果および隣接するポンプ場における既存ボーリング柱状図を参考に、地盤構造は深さ 30m 程度までを 9 層にモデル化し（最下層は半無限体）、各層の厚さ・密度・P 波速度は検層データから仮定して、S 波速度 (V_s) のみを同定した。設定した地盤構造モデルを表 4.3-1 に示す。ただし、レイリー波分散曲線に対する感度解析を行って、表 4.3-1 における第 8-9 層の V_s は、検層データの値を参考に固定した（背景が緑色のセル）。なお、水平動のレイリー波／ラブ波振幅比の値は 0.7 とした^{4.3.3)}。

逆解析から推定された地盤の S 波速度構造を図 4.3-3 に赤線で示す。表 4.3-1 には、各層で同定された V_s の値も示している。ここで、図 4.3-2 の実線は、推定地盤構造に対応する高次モードの影響を考慮したレイリー波の理論分散曲線^{4.3.4)}と表面波の理論 H/V スペクトル^{4.3.3)}である。図 4.3-2 から、いずれの理論値も観測値の傾向を概ね説明しており、推定 V_s 構造の妥当性が示唆される。

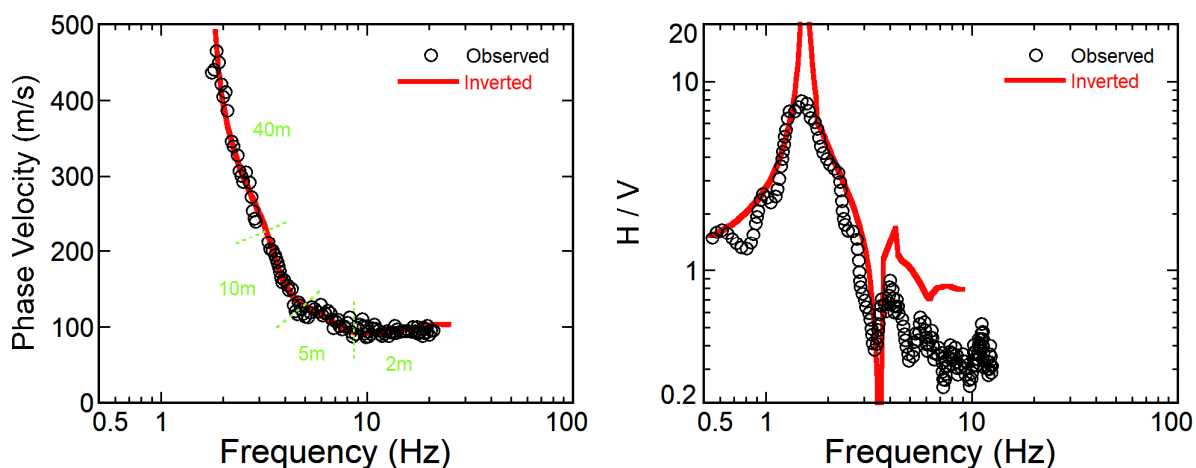


図 4.3-2 鉛直動の分散曲線と H/V スペクトル（実線は逆解析理論値）

表 4.3-1 設定した地盤構造モデル

	仮定値			推定結果
層 番号	層厚 (m)	密度 (t/m ³)	V _P (m/s)	V _S (m/s)
1	1.50	1.80	490	125.44
2	4.20	1.71	1320	81.50
3	2.25	1.79	1540	182.66
4	2.05	1.69	1310	120.00
5	3.90	1.69	1310	123.38
6	3.70	1.71	1560	193.91
7	5.30	1.65	1490	173.25
8	2.70	2.00	1900	350.00
9		1.80	1830	610.00

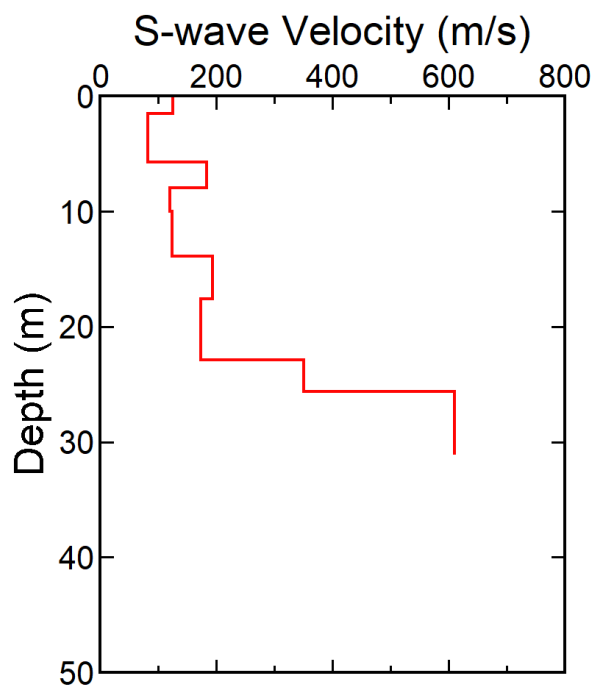


図 4.3-3 推定された地盤の S 波速度構造

5 【4.3 節 参考文献】

- 4.3.1) Capon, J.: High-Resolution Frequency-Wavenumber Spectrum Analysis, Proc. IEEE, Vol. 57, No. 8, pp. 1408-1418, 1969.
- 4.3.2) Arai, H. and Tokimatsu, K.: S-Wave Velocity Profiling by Joint Inversion of Microtremor Dispersion Curve and Horizontal-to-Vertical (H/V) Spectrum, Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 95, No. 5, pp. 1766-1778, 2005.
- 4.3.3) 時松孝次, 新井洋: レイリー波とラブ波の振幅比が微動の水平鉛直スペクトル比に与える影響, 日本建築学会構造系論文集, No. 511, pp. 69-75, 1998.
- 4.3.4) Tokimatsu, K.: Geotechnical Site Characterization Using Surface Waves, Proc. IS-Tokyo' 95 / 1st Intl. Conf. Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, Japan, Vol. 3, pp. 1333-1368, 1997.

山留めに関する計画を図 4. 4. 4-1 及び図 4. 4. 4-2 に示す。

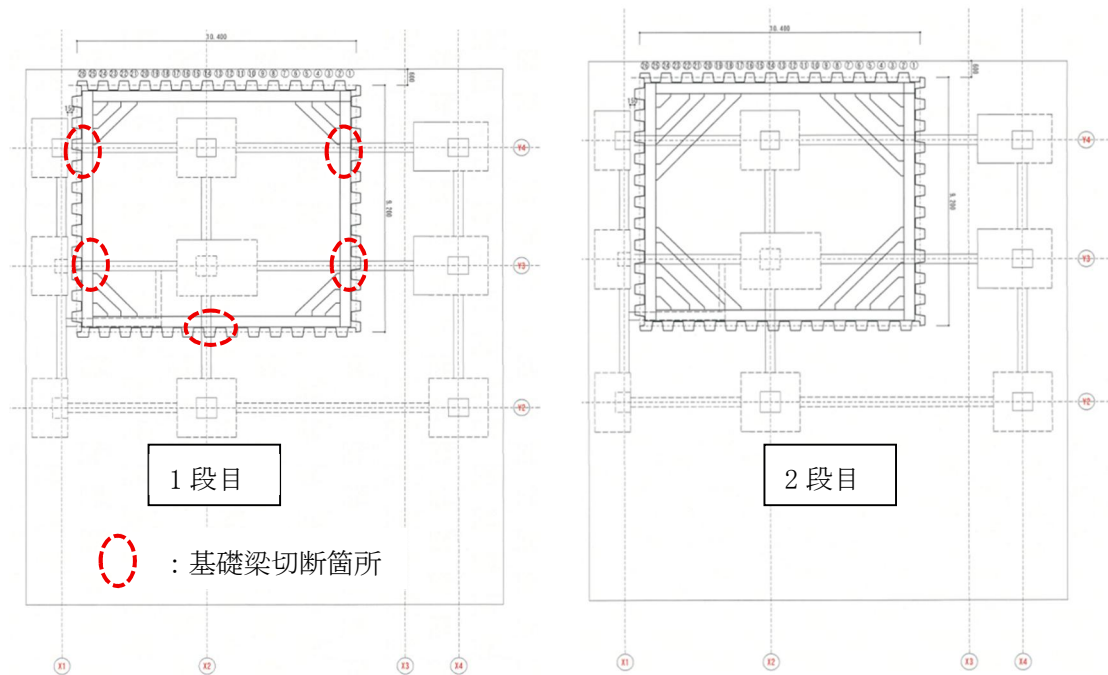


図 4. 4. 4-1 山留め計画平面図

5

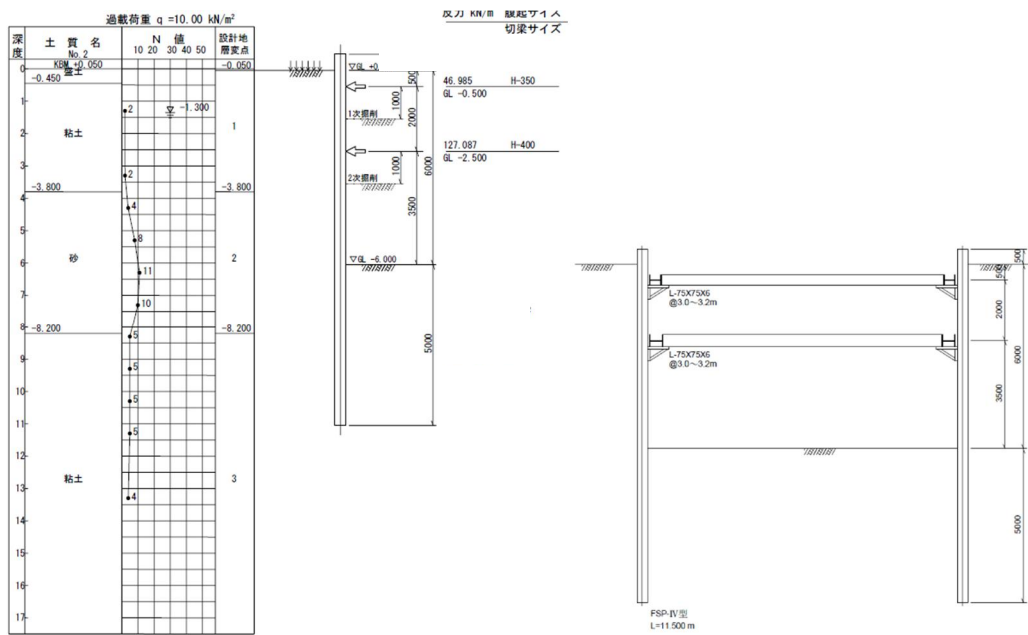


図 4. 4. 4-2 山留め計画断面図

(2) 基礎梁およびパイルキャップの状態

10 損傷状況調査及び断面計測、配筋状況調査は目視観察もしくは写真撮影等による。断面仕様は、検尺による。

材料強度は露出された基礎梁から試料（コンクリートおよび鉄筋）を採取して、材料強度を確認する。コンクリートの圧縮強度は JIS A1107 及び JIS A1108、鉄筋の引張強度は JIS G3112 を参考に実

施する。（材料強度試験は必要に応じて実施する。）

(3) 杭頭位置および断面仕様

5 頭部が露出された杭について、平面位置、断面仕様（杭径、壁厚、PC 鋼材の径、PC 鋼材の本数、PC 鋼材の配置半径）を確認する。平面位置、断面仕様は検尺による。

(4) 杭体材料強度

10 頭部が露出された杭から試料（コンクリートおよび PC 鋼材）を採取して、材料強度を確認する。コンクリートの圧縮強度は JIS A1107 及び JIS A1108、PC 鋼材の引張強度は、JIS G3536 を参考に実施する。（材料強度試験は必要に応じて実施する。）

(5) 杭先端深度

15 杭の中空部を利用して、杭先端深度を検尺により直接確認する。杭の中空部に土砂などが堆積している場合は、杭頭部における IT 試験を行い、杭先端深度の推定を行うことにする。

(6) 杭損傷状態

20 目視観察もしくは写真等の記録確認により、杭の損傷状態を直接把握する。杭中空部をボーリングした後洗浄しボアホールカメラにより調査する。可能な杭において別途 IT 試験により間接的に杭損傷深度（もしくは損傷の有無）を推定する。