

## 4. 地盤沈下

#### 4. 地盤沈下

##### 4.1 柱状図

実施区域の柱状図は図 4.1.1～4.1.6 に示すとおりである。

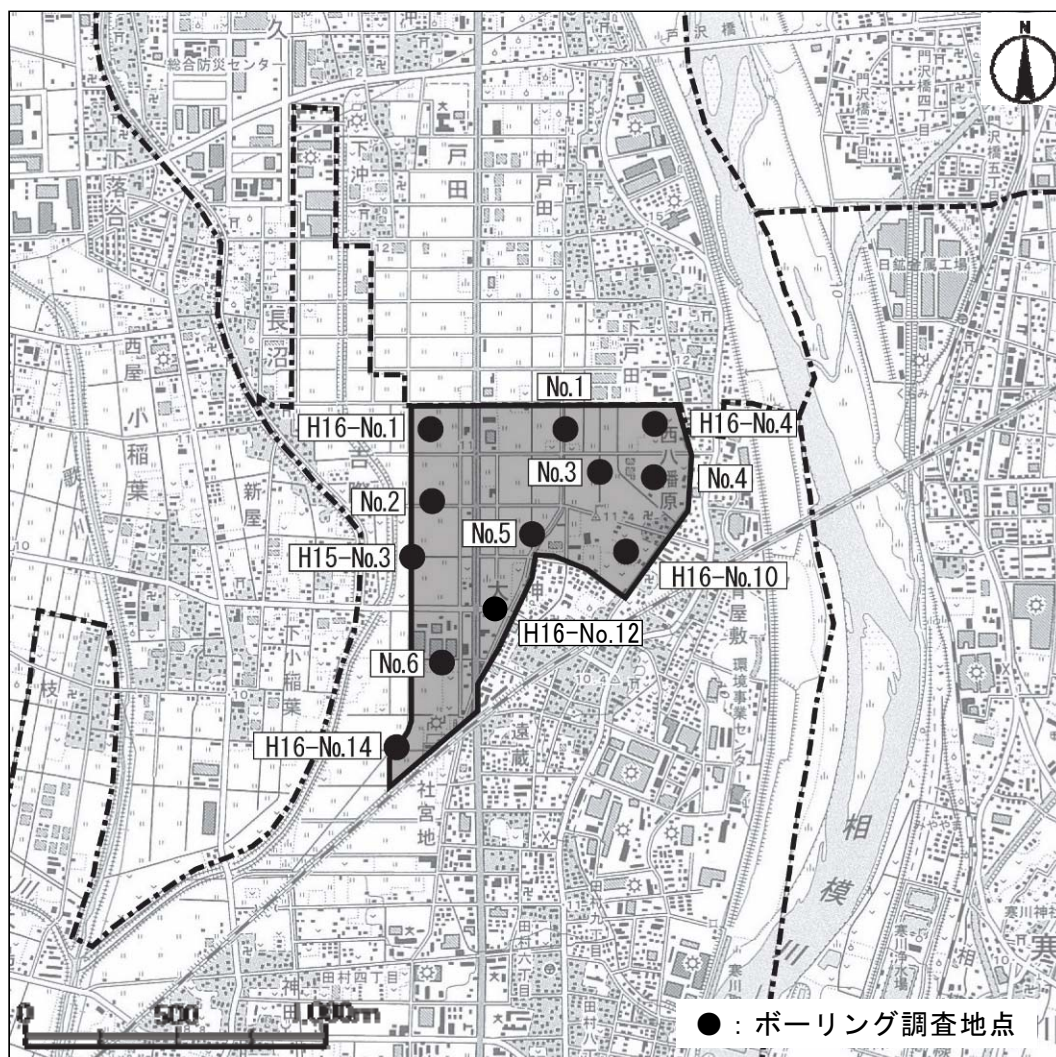


図 4.1.1(1) ボーリング柱状図 (No.1-1)

孔口標高	+10.979m	角	180° 上 90° 下 0°	方	北 0° 270° 西 90° 東 180° 南	地盤勾配	鉛直 90° 水平 0°	使用機種	試錐機 D-1 エンジン NFD-9	ハンマー落下用具	ポンプ 半自動落下 V-6
総掘進長	54.35m	度									

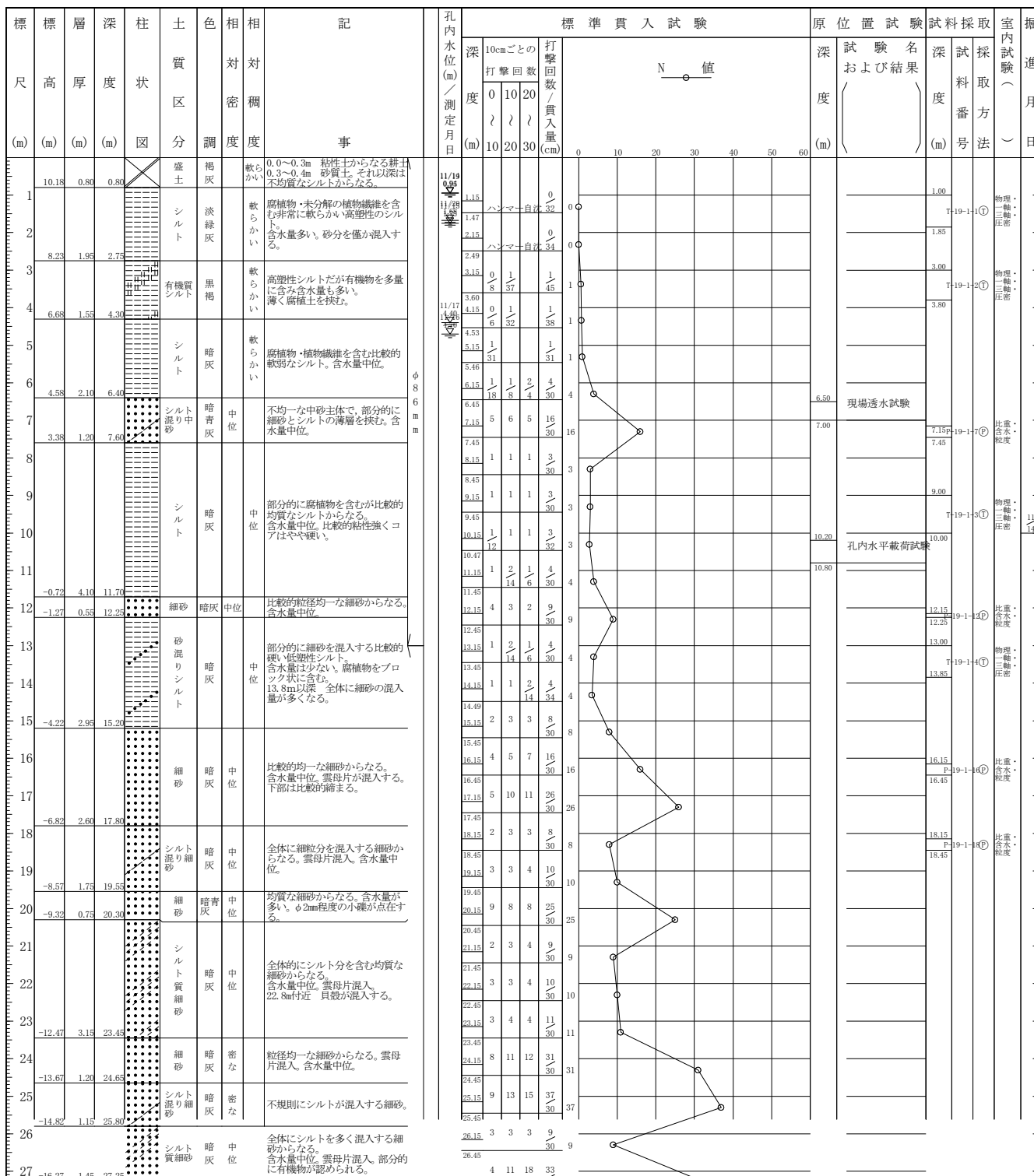


図 4.1.1(2) ボーリング柱状図 (No.1-2)

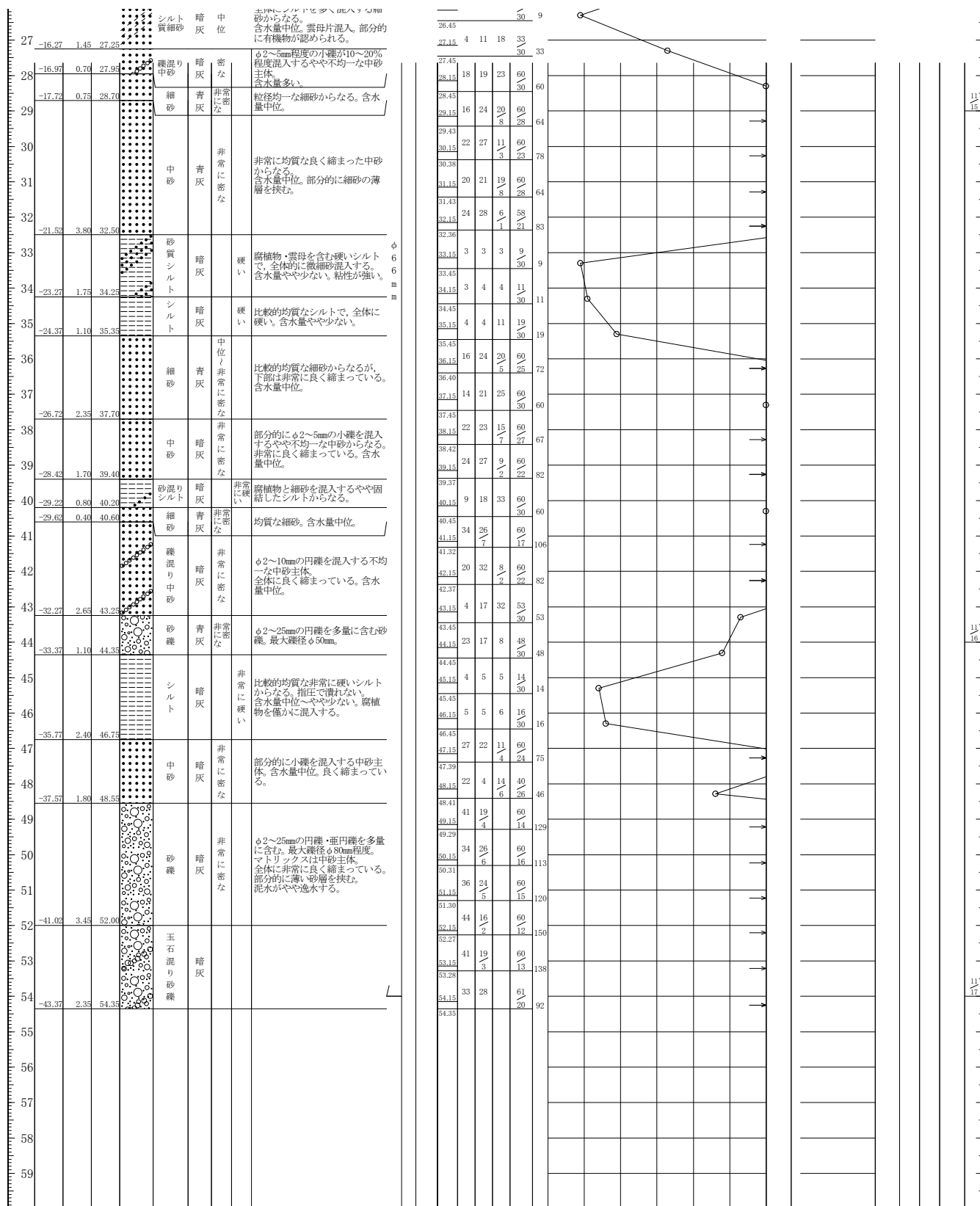


図 4.1.2(1) ボーリング柱状図 (No.2-1)

孔口標高	+10.047m	角	180° 上 90° 下	方	北 0° 西 270° 東 90° 南 180°	地盤勾配	鉛直 水平0° 90°	使用機種	試錐機 D-1 エンジン NFD-9	ハンマー落下用具	ポンプ	半自動落下 V-6
総掘進長	59.45m	度		向								

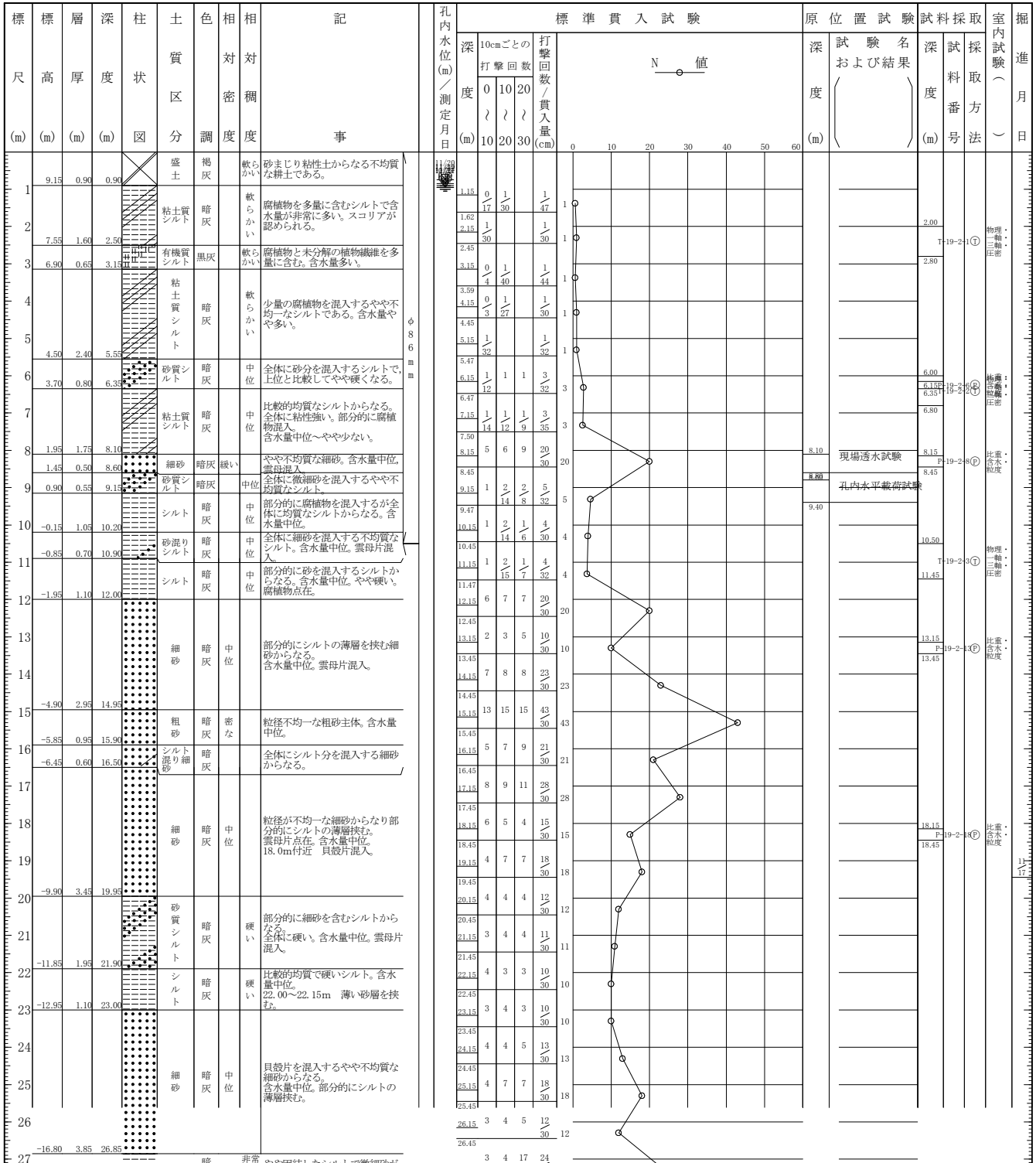


図 4.1.2(2) ボーリング柱状図 (No.2-2)

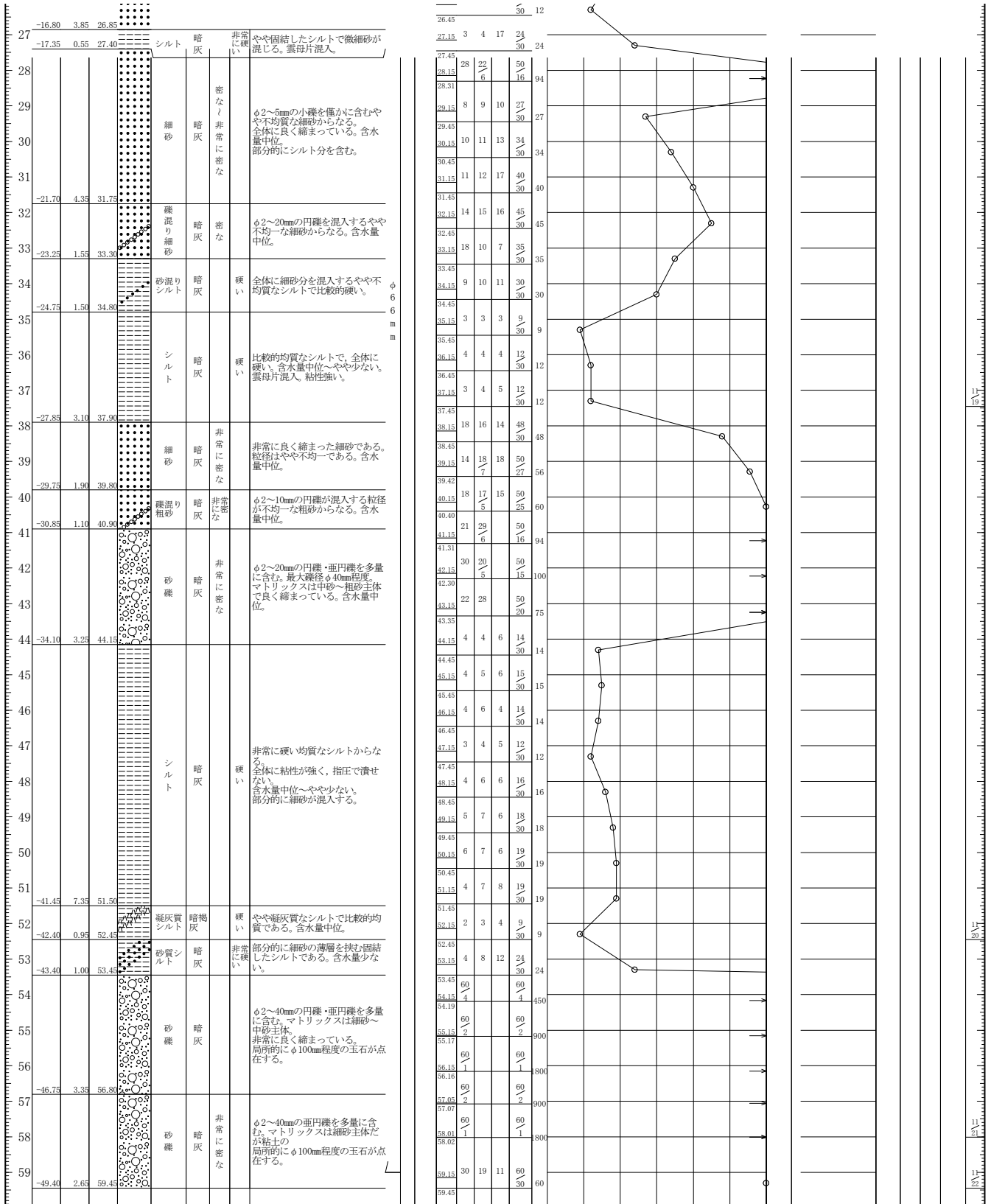


図 4.1.3(1) ボーリング柱状図 (No.3-1)

孔口標高	+10.600m	角	180° 上 下 0°	方	北 0° 西 270° 東 90° 南 180°	地盤勾配	鉛直 水平0°	使用機種	試錐機	D-1	ハンマー落下用具	半自動落下
総掘進長	52.26m	度	90°	向				エンジン	NFD-9		ポンプ	V-6

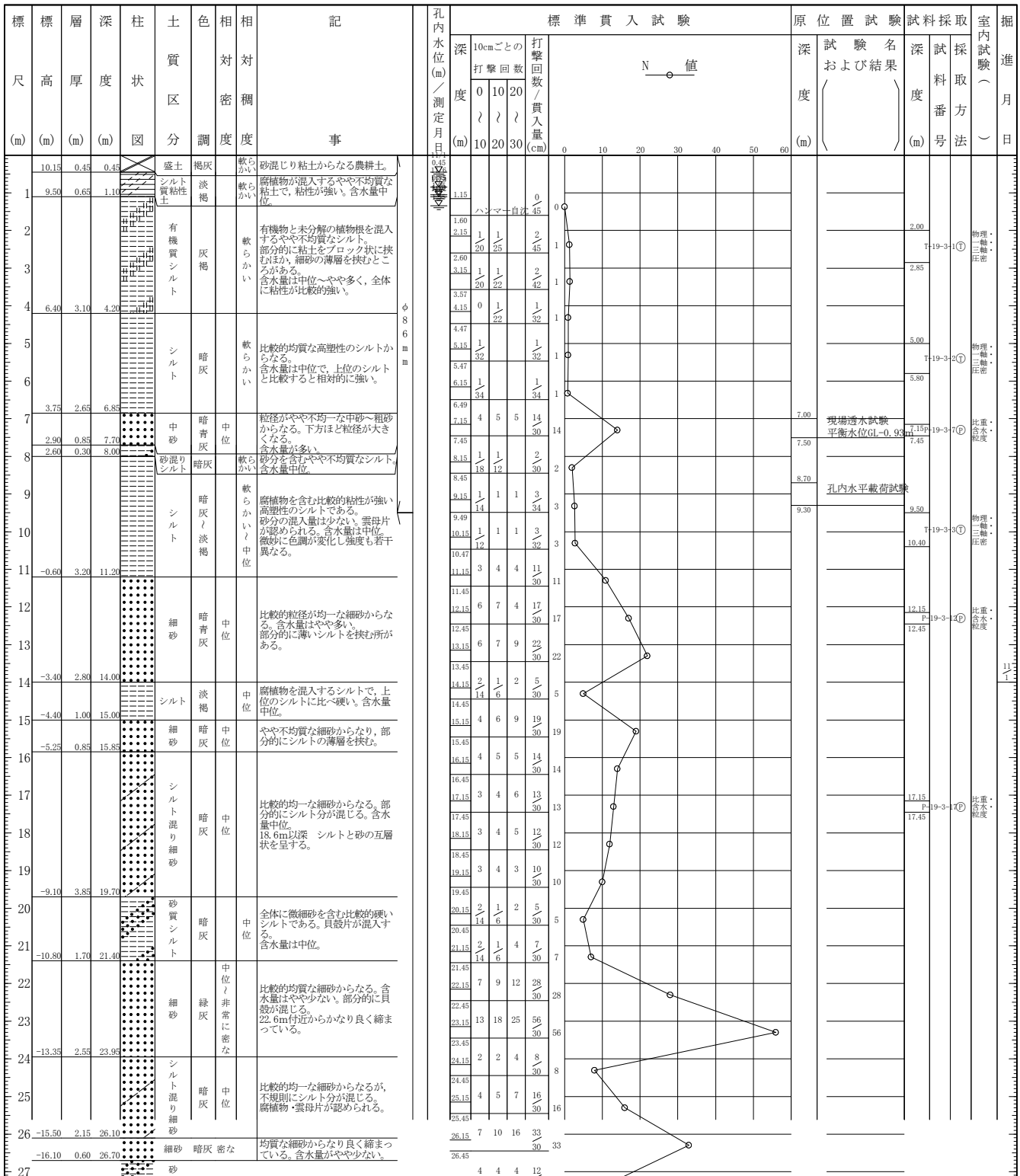


図 4.1.3(2) ボーリング柱状図 (No.3-2)

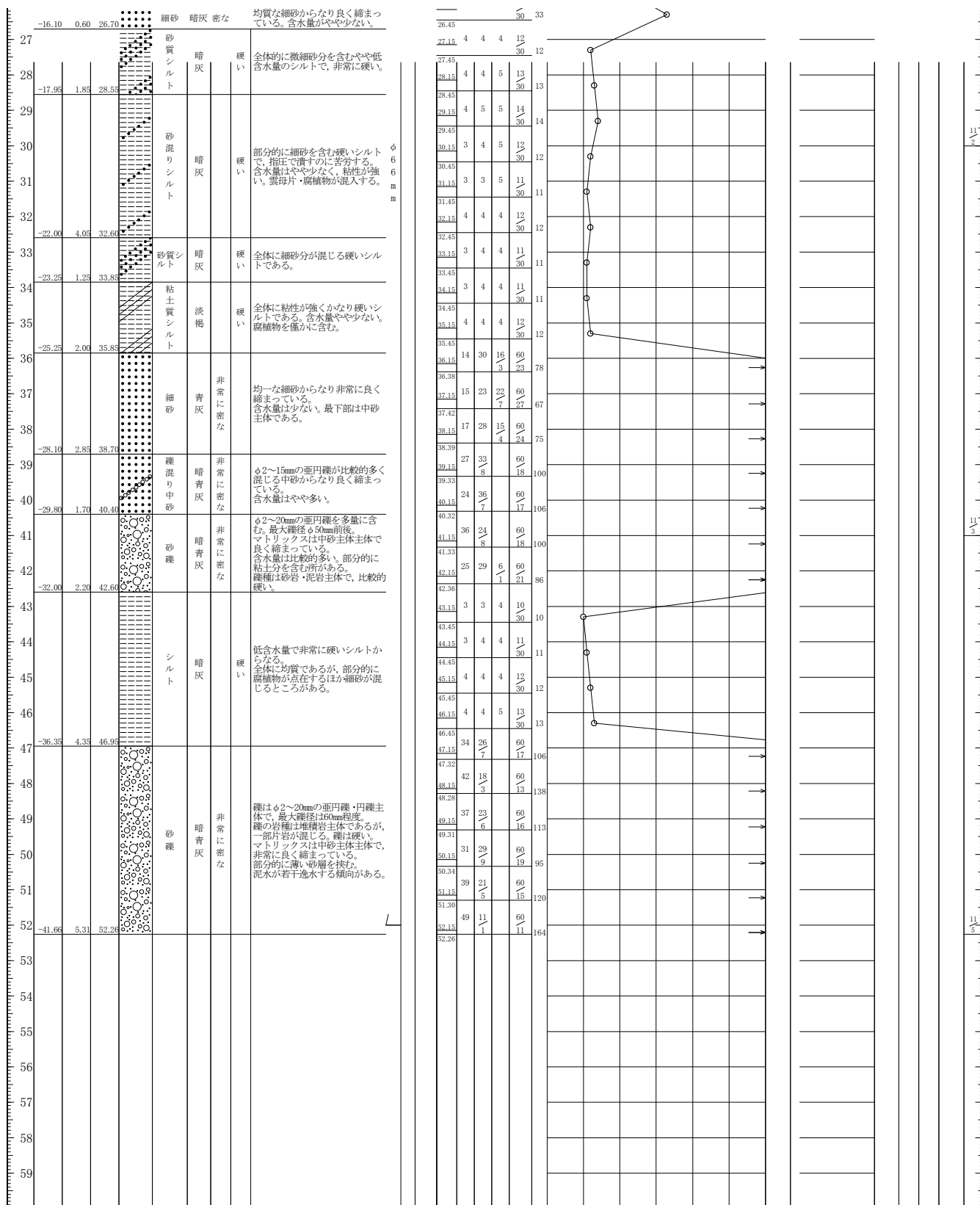




図 4.1.4(1) ボーリング柱状図 (No.4-1)

孔口標高	+11.752m	角	180° 上 90° 下	方	北 0° 270° 西 180° 東 90° 南	地盤勾配	鉛直 0°	使用機種	D-1	ハンマー落下用具	半自動落下
総掘進長	56.33m	度	0°	向				エンジン	NFD-9	ポンプ	V-6

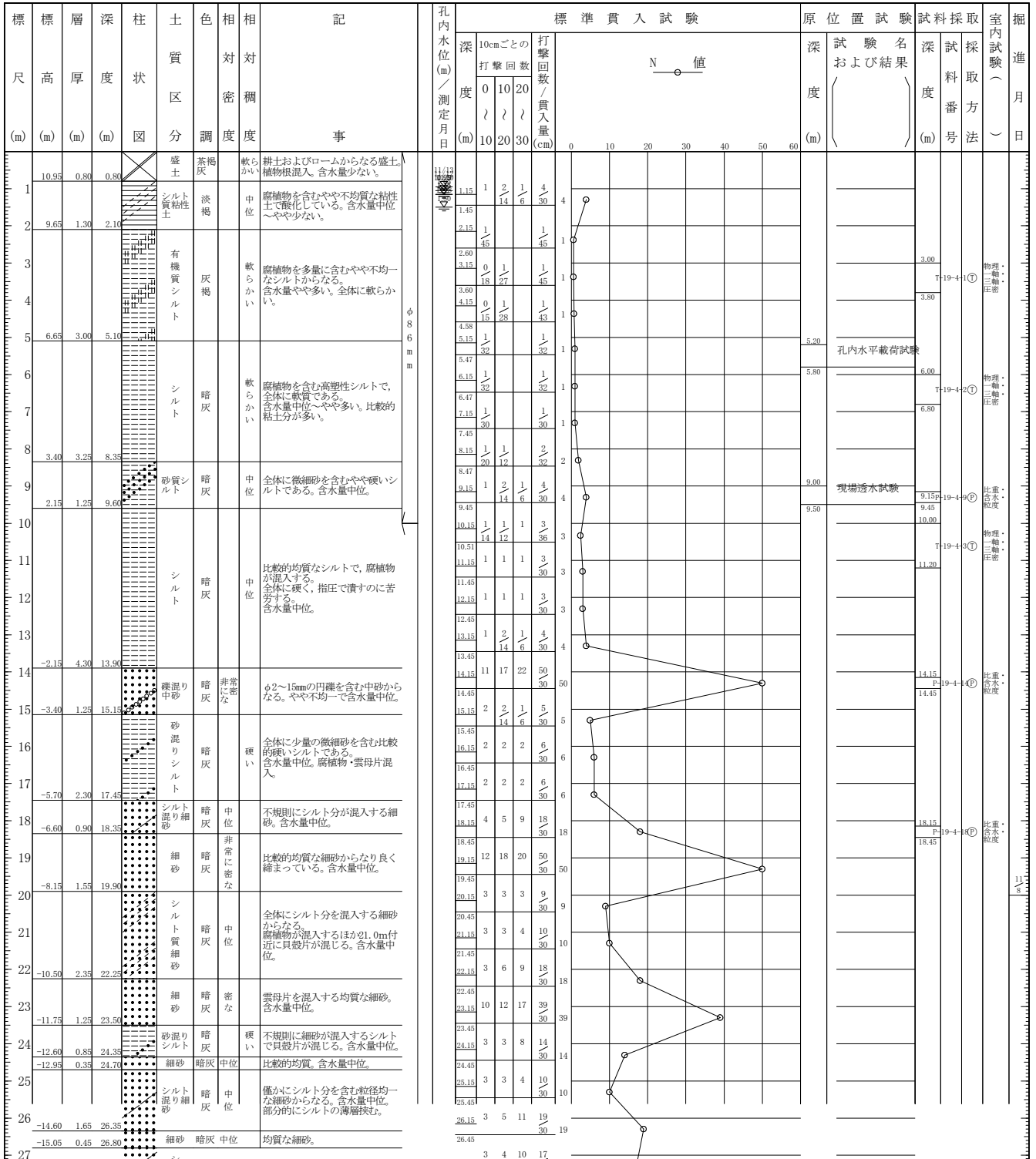


図 4.1.4(2) ボーリング柱状図 (No.4-2)

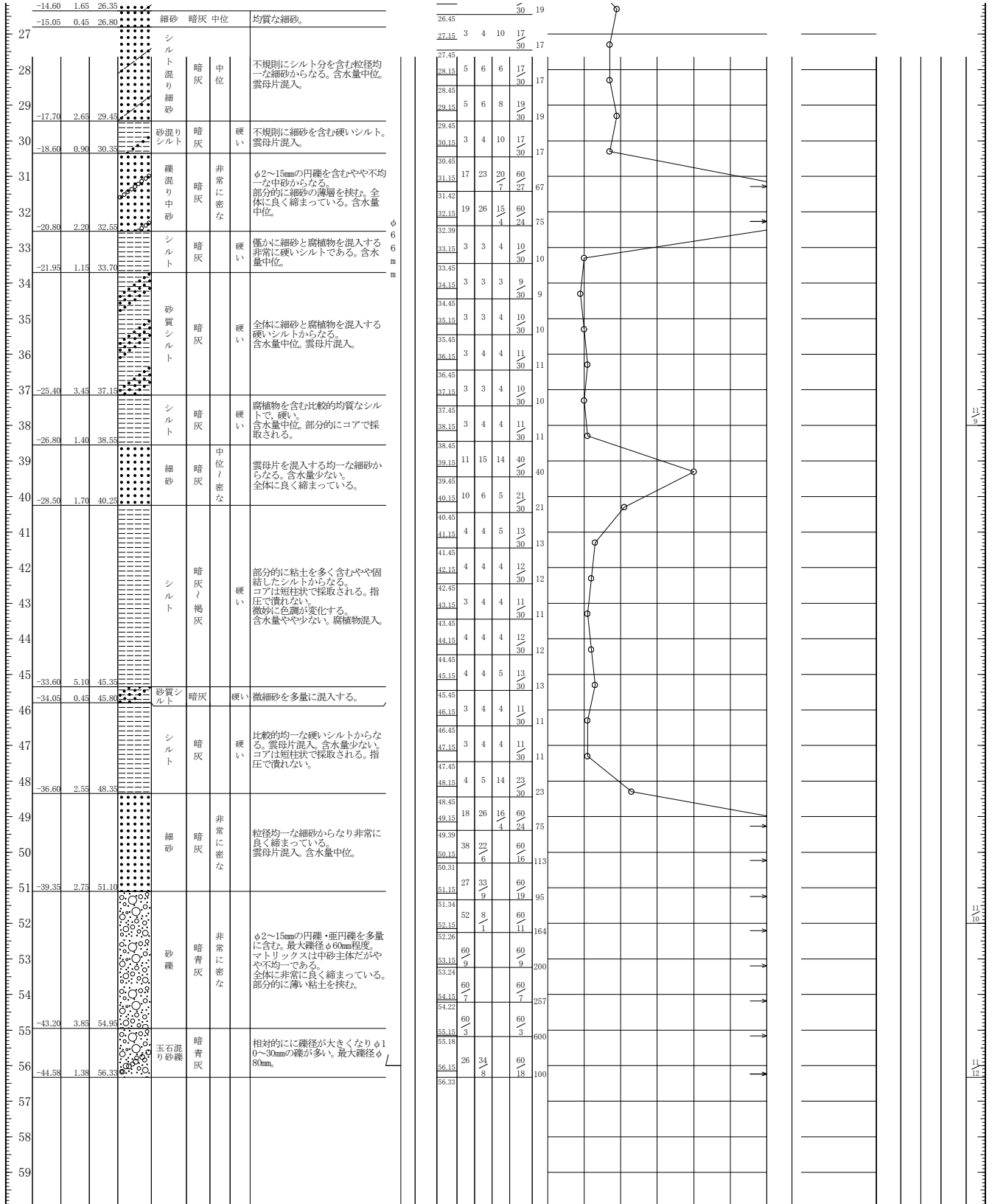


図 4.1.5(1) ボーリング柱状図 (No.5-1)

孔口標高	+10.298m	角	180° 上 下 0°	方	北 0° 西 270° 東 90° 南 180°	地盤勾配	鉛直 0° 水平 90°	使用機種	D-1	ハンマー落下用具	半自動落下
総掘進長	54.19m	度		向				エンジン	NFD-9	ポンプ	V-6

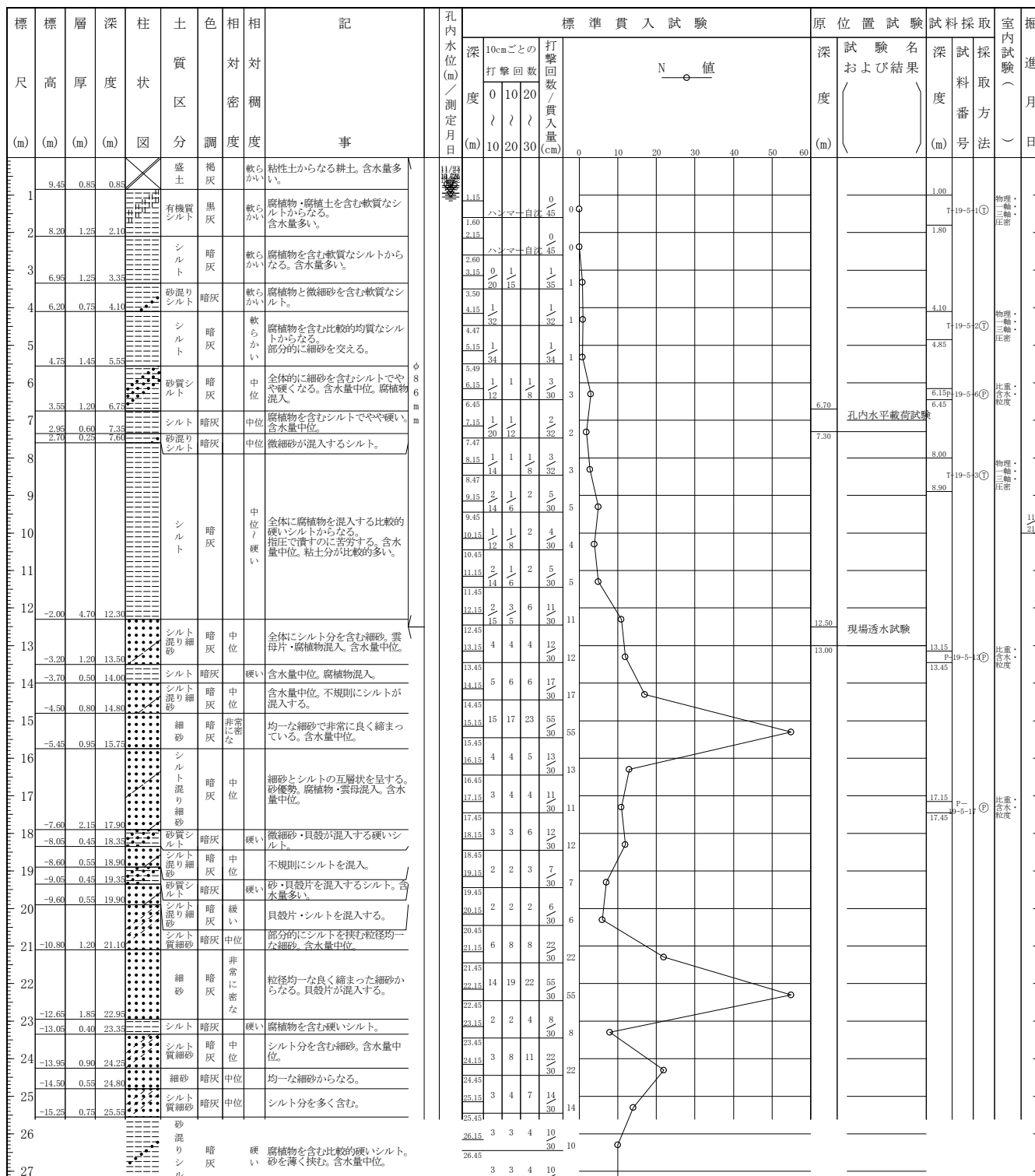


図 4.1.5(2) ボーリング柱状図 (No.5-2)

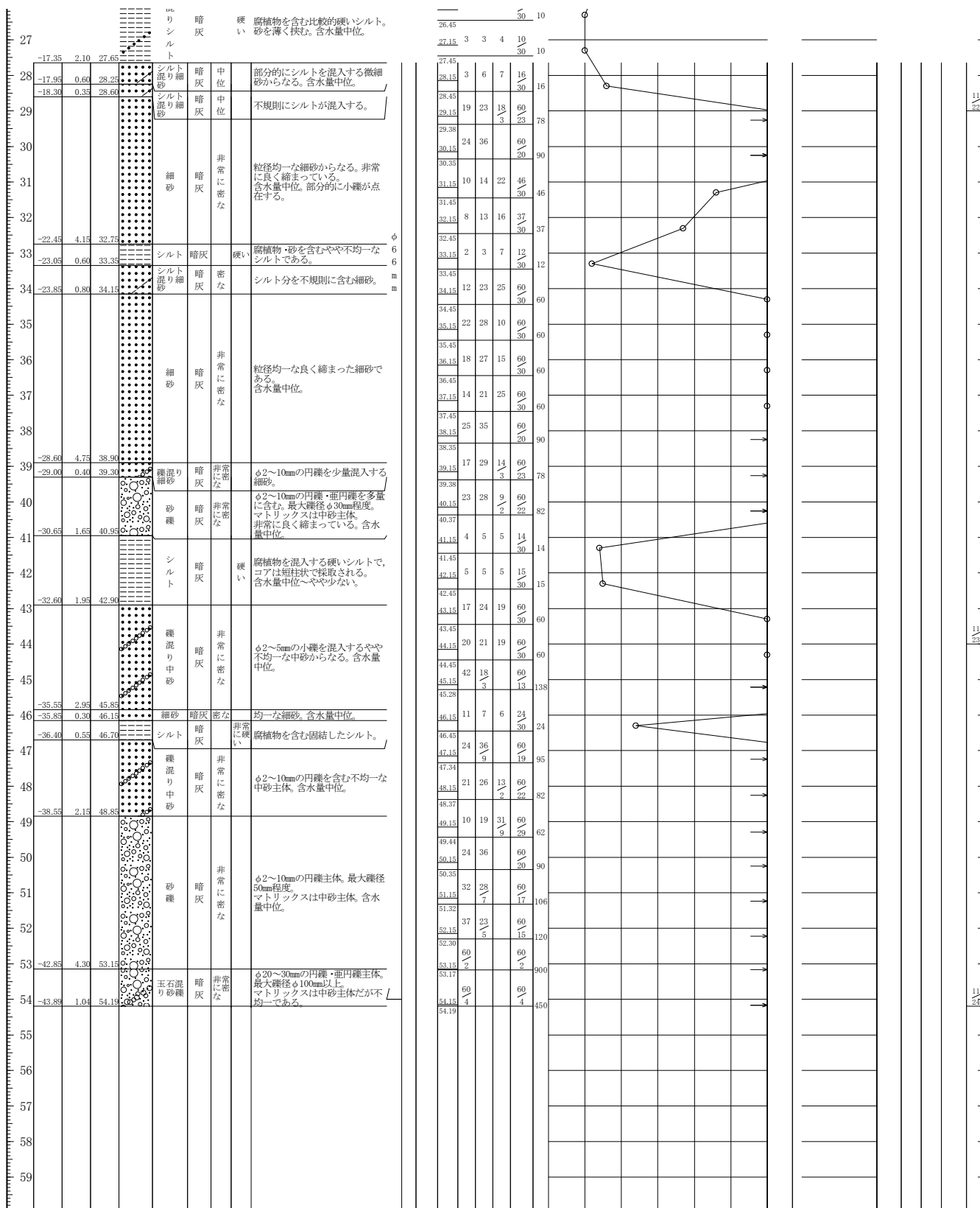


図 4.1.6(1) ボーリング柱状図 (No.6-1)

孔口標高	+10.65m	角	180° 上 90° 下	方	北 0° 西 270° 東 90° 南 180°	地盤勾配	鉛直 水平 0°	使用機種	試錐機	D-1	ハンマー落下用具	半自動落下
総掘進長	55.27m	度	0°	向				エンジン	NFD-9		ポンプ	V-6

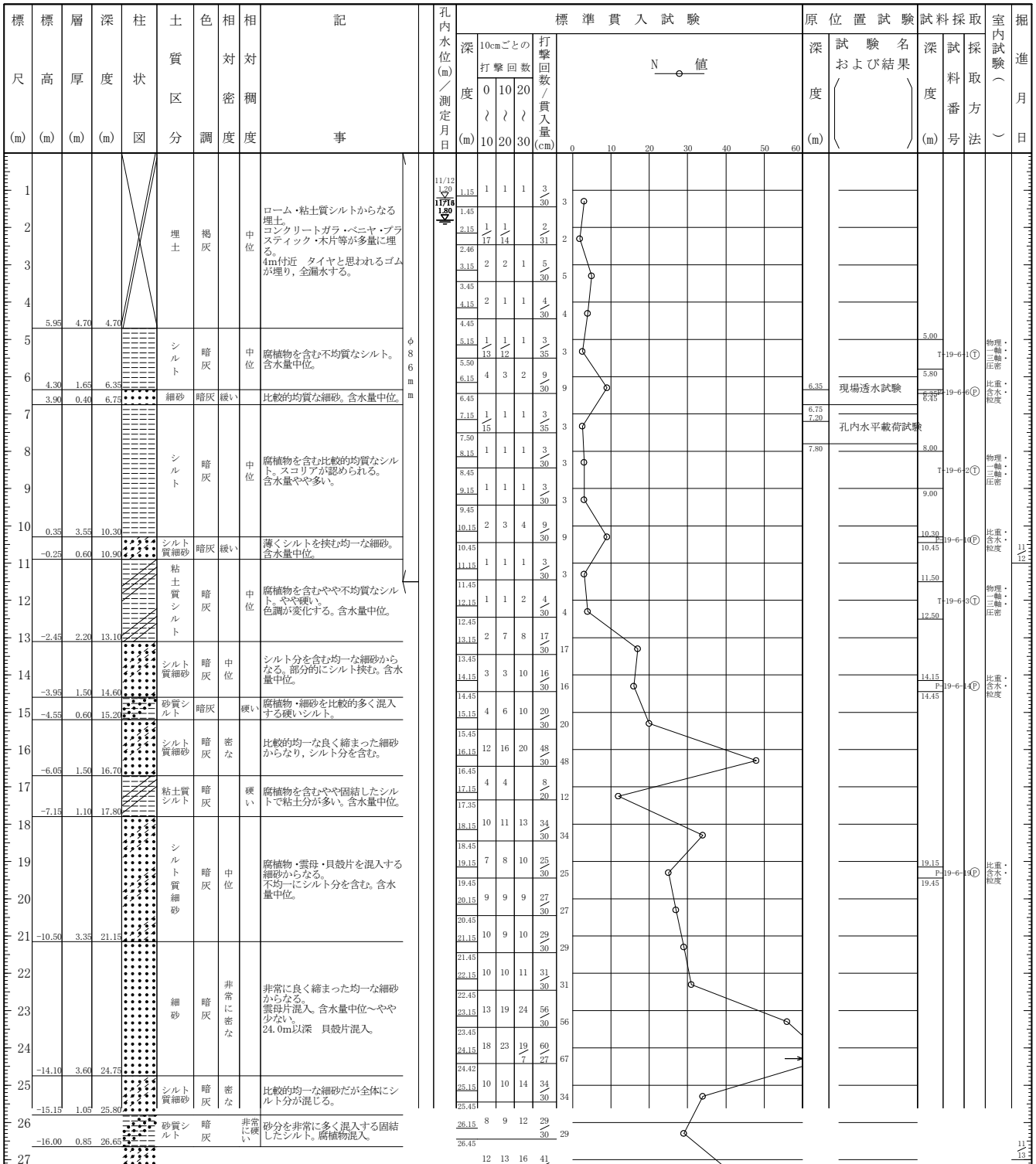
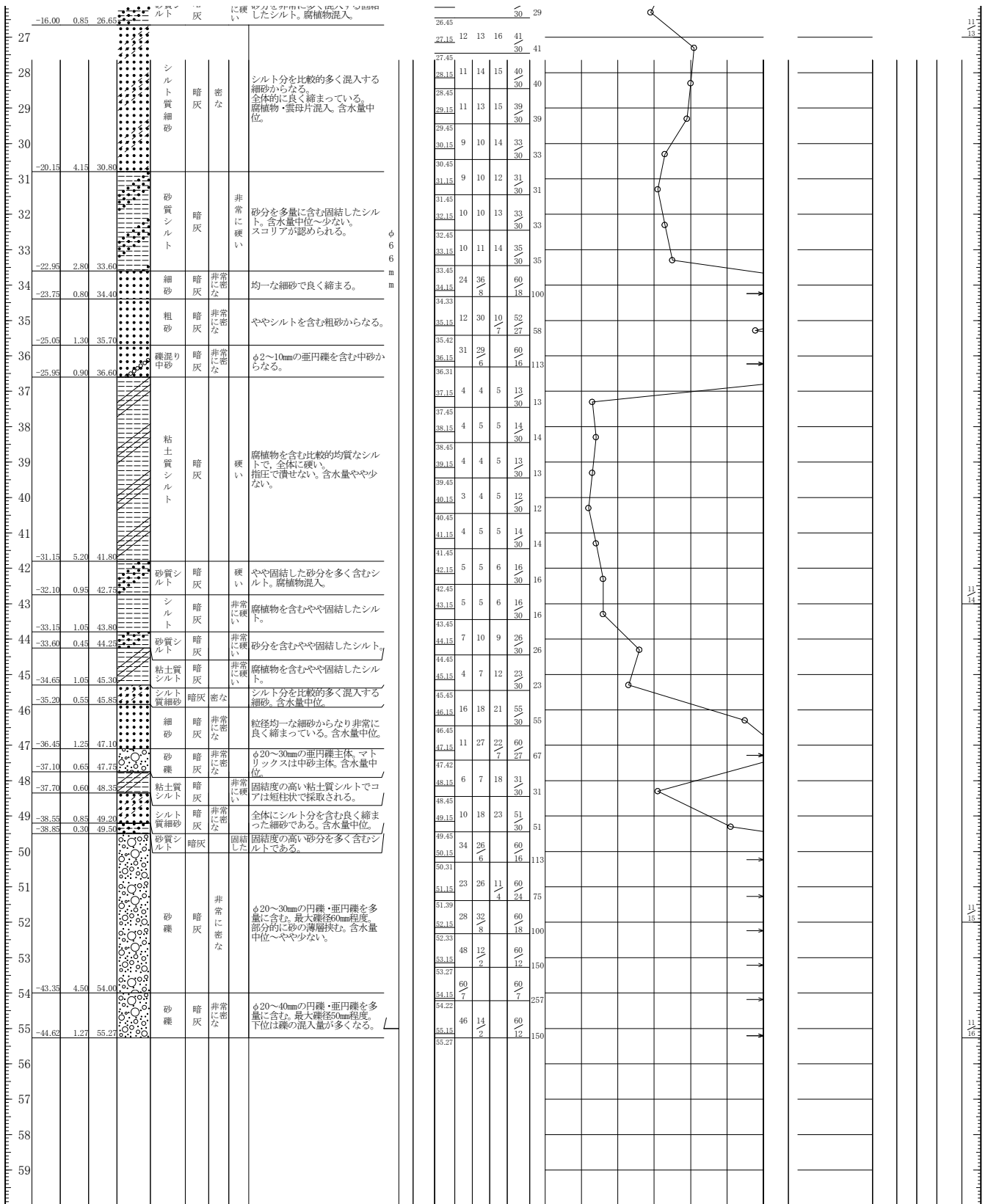


図 4.1.6(2) ボーリング柱状図 (No.6-2)



4.2 予測条件

(1) 土質試験結果

表 4.2.1 土質試験結果

ブロック番号	A-1ブロック H16-No.1			A-2ブロック H15-No.2			A-3ブロック H19-No.1			A-4ブロック H16-No.4			B-1ブロック H19-No.2			B-2ブロック H15-No.1			B-3ブロック H19-No.3		
	No.1	No.1	No.1	No.2	No.2	No.2	No.1	No.1	No.1	No.4	No.4	No.4	No.2	No.2	No.2	No.1	No.1	No.1	No.3	No.3	No.3
試料番号	3.00	9.00	13.00	4.00	10.50	10.50	3.00	9.00	13.00	3.00	7.00	10.00	2.00	6.00	10.50	3.00	10.50	3.00	5.00	5.00	9.50
深度(m)	3.85	9.85	13.85	4.75	11.44	11.44	3.85	9.50	13.85	3.85	7.70	11.00	2.80	6.80	11.55	3.75	11.30	2.85	5.80	5.80	10.40
地層記号	Ac1	Ac2	Ac2	Ac1	Ac2	Ac2	Ac1	Ac2	Ac2	Ac1	Ac2	Ac2	Ac1	Ac2	Ac2	Ac1	Ac2	Ac2			
湿潤密度 ρ <sub>w</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	1.192	1.574	1.722	1.445	1.531	1.531	1.397	1.573	1.886	1.416	1.546	1.507	1.241	1.683	1.606	1.377	1.568	1.377	1.503	1.503	1.587
乾燥密度 ρ <sub>d</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	0.359	0.929	1.152	0.727	0.867	0.867	0.644	0.918	1.421	0.710	0.926	0.867	0.437	0.987	0.987	0.639	0.929	0.616	0.804	0.804	0.943
密度 ρ <sub>s</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	2.841	2.647	2.672	2.633	2.624	2.624	2.529	2.613	2.727	2.571	2.648	2.617	2.325	2.642	2.627	2.549	2.656	2.577	2.611	2.611	2.589
線自然含水率w <sub>n</sub> (%)	231.7	69.4	49.5	99.8	76.6	76.6	117.4	71.5	32.8	99.3	67.0	73.9	184.5	56.1	63.8	135.8	69.1	124.4	88.5	88.5	68.5
間隙比e	6.357	1.849	1.319	2.647	2.028	2.028	2.939	1.851	0.920	2.621	1.860	2.018	4.332	1.470	1.691	3.536	1.864	3.206	2.290	2.290	1.750
飽和度Sr(%)	96.3	99.4	100.3	99.2	99.1	99.1	101.0	97.9	100.9	97.2	95.4	95.8	99.0	100.9	99.3	98.5	98.4	100.0	101.0	101.0	101.4
液性指数I <sub>L</sub>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
均等係数U <sub>c</sub>	1.3	0.2	9.8	1.0	2.0	2.0	3.0	3.0	1.0	50.0	9.2	3.2	0.2	13.0	6.0	8.0	1.0	2.0	1.0	1.0	0.0
シルト分(%)	41.1	28.6	28.8	52.0	49.0	49.0	45.0	40.0	29.0	39.4	33.0	30.4	36.0	62.0	62.0	59.0	54.0	40.0	44.0	44.0	42.0
粘土分(%)	57.6	71.2	61.4	47.0	47.0	47.0	52.0	59.0	21.0	51.4	63.8	69.4	50.0	32.0	37.0	33.0	45.0	58.0	55.0	58.0	58.0
粒Fe(%)	98.7	99.8	90.2	99.0	96.0	96.0	97.0	99.0	50.0	90.8	96.8	99.8	86.0	94.0	99.0	92.0	99.0	98.0	99.0	99.0	100.0
最大粒径(mm)	0.106	0.106	0.425	0.85	4.75	4.75	4.75	2.00	0.85	2.00	0.85	0.25	0.106	4.75	2.00	0.425	4.75	0.85	4.75	2.00	0.425
分類	(OH)	(OH)	(OH-S)	(OH)	(MH)	(MH)	(MH)	(MH)	(MH)	(MH)	(MH)	(MH)	(MH)	(MH)	(MH)	(MH)	(MH)	(MH)	(MH)	(MH)	(MH)
試験方法	段階載荷	段階載荷	段階載荷	段階載荷	段階載荷	段階載荷	段階載荷	段階載荷	段階載荷	段階載荷	段階載荷	段階載荷	段階載荷	段階載荷	段階載荷	段階載荷	段階載荷	段階載荷	段階載荷	段階載荷	段階載荷
圧縮指数Cc	1.480	0.620	0.530	0.860	0.980	0.980	1.240	1.140	0.860	0.290	0.770	0.710	8.600	0.850	0.900	1.240	0.720	1.600	1.050	1.050	0.990
圧縮降伏応力P <sub>c</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	40.1	214.0	203.0	83.1	123.7	123.7	56.4	66.4	270.0	584.0	165.0	197.0	43.6	154.0	136.0	26.5	247.6	50.4	111.0	111.0	185.0
一軸圧縮強度	39.7	85.0	158.0	29.3	83.0	83.0	43.4	68.9	140.0	209.0	106.0	130.0	38.6	103.0	140.0	48.0	65.0	31.1	75.0	75.0	125.0
qu(kN/m <sup>2</sup> )	42.1	156.0	173.0	34.4	65.8	65.8	47.4	52.4	146.0	232.0	131.0	131.0	36.7	116.0	98.0	66.7	80.3	38.5	67.6	67.6	126.0
平均qu(kN/m <sup>2</sup> )	40.9	120.5	165.5	31.9	74.4	74.4	45.4	60.7	143.0	220.5	118.5	130.5	37.7	109.5	119.0	57.4	72.7	34.8	71.3	71.3	125.5
試験条件	UU三軸	UU三軸	UU三軸	UU三軸	UU三軸	UU三軸	UU三軸	UU三軸	UU三軸	UU三軸	UU三軸	UU三軸	UU三軸	UU三軸	UU三軸	UU三軸	UU三軸	UU三軸	UU三軸	UU三軸	UU三軸
全応力Cu(kN/m <sup>2</sup> )	26.0	45.9	81.6	16.9	33.9	33.9	21.5	30.4	68.8	74.3	57.6	64.0	17.5	49.8	51.0	21.6	42.3	22.4	39.8	39.8	61.2
全応力φ <sub>u</sub> (°)	0.0	0.0	0.0	1.2	2.2	2.2	0.7	0.0	3.0	17.6	0.0	4.1	3.8	11.6	5.0	4.7	6.8	2.2	3.3	3.3	2.7
有効応力C'(kN/m <sup>2</sup> )																					
有効応力φ'(°)																					



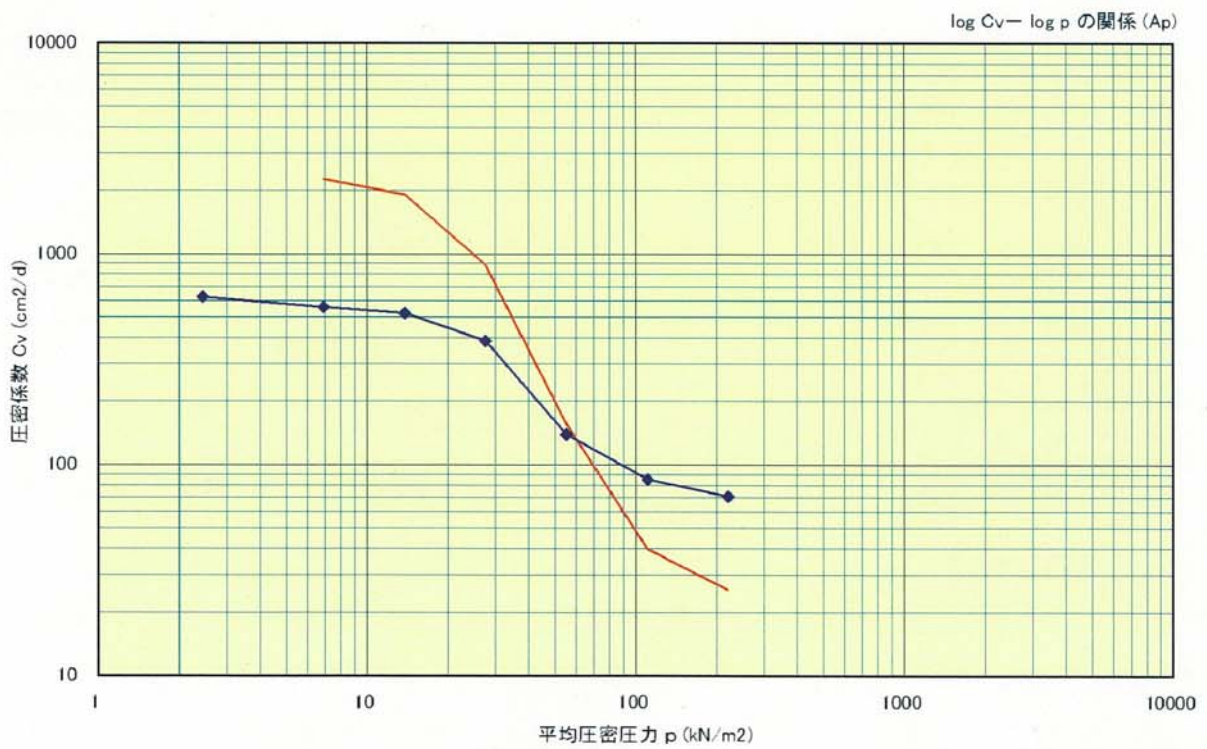
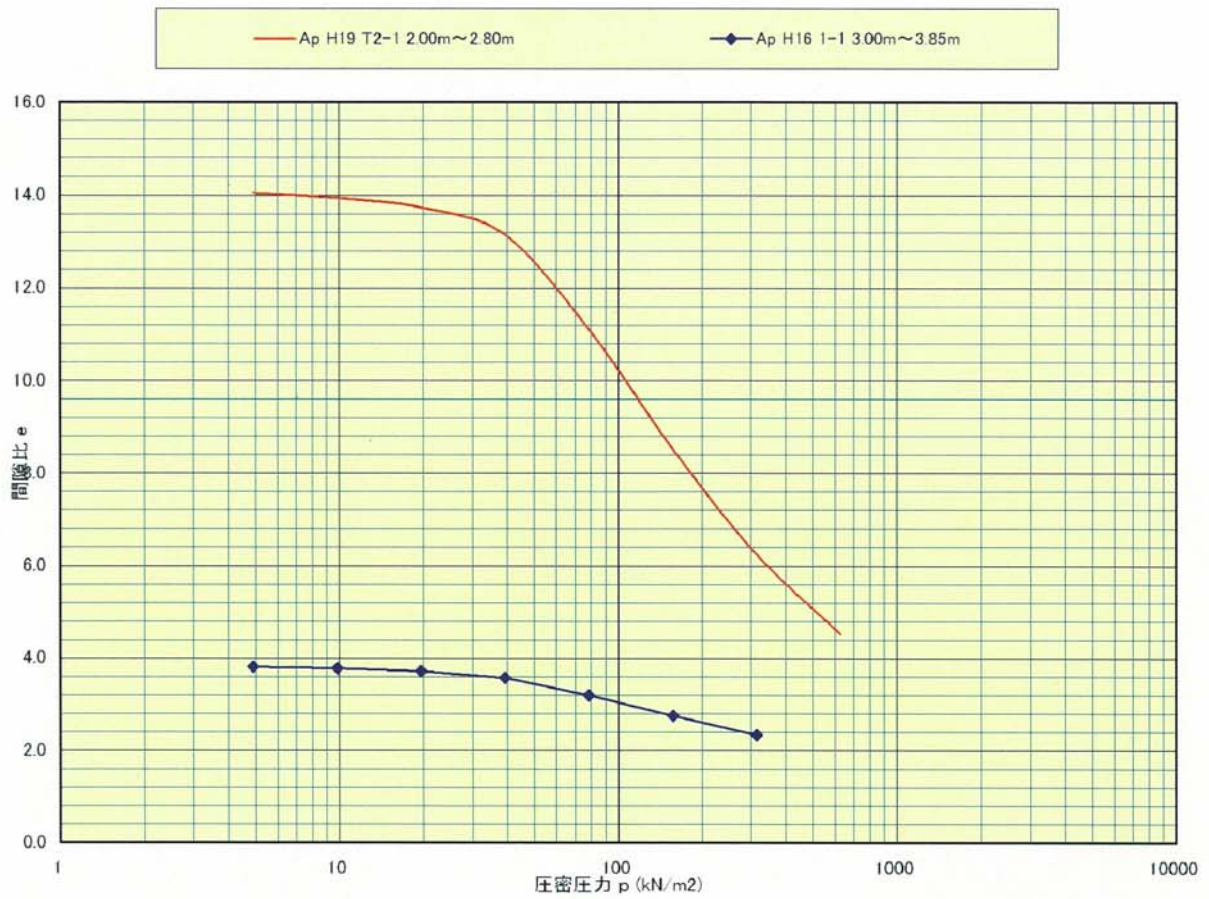


図 4.2.1(1) 土層別  $\log C_v - \log p$  曲線



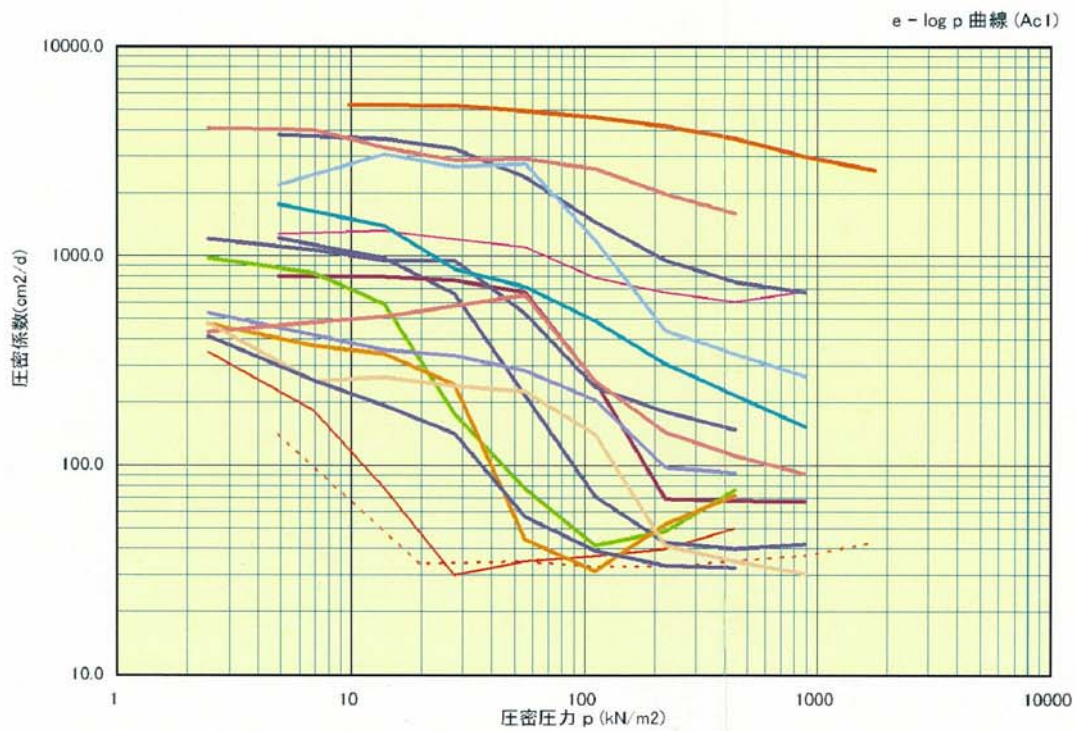
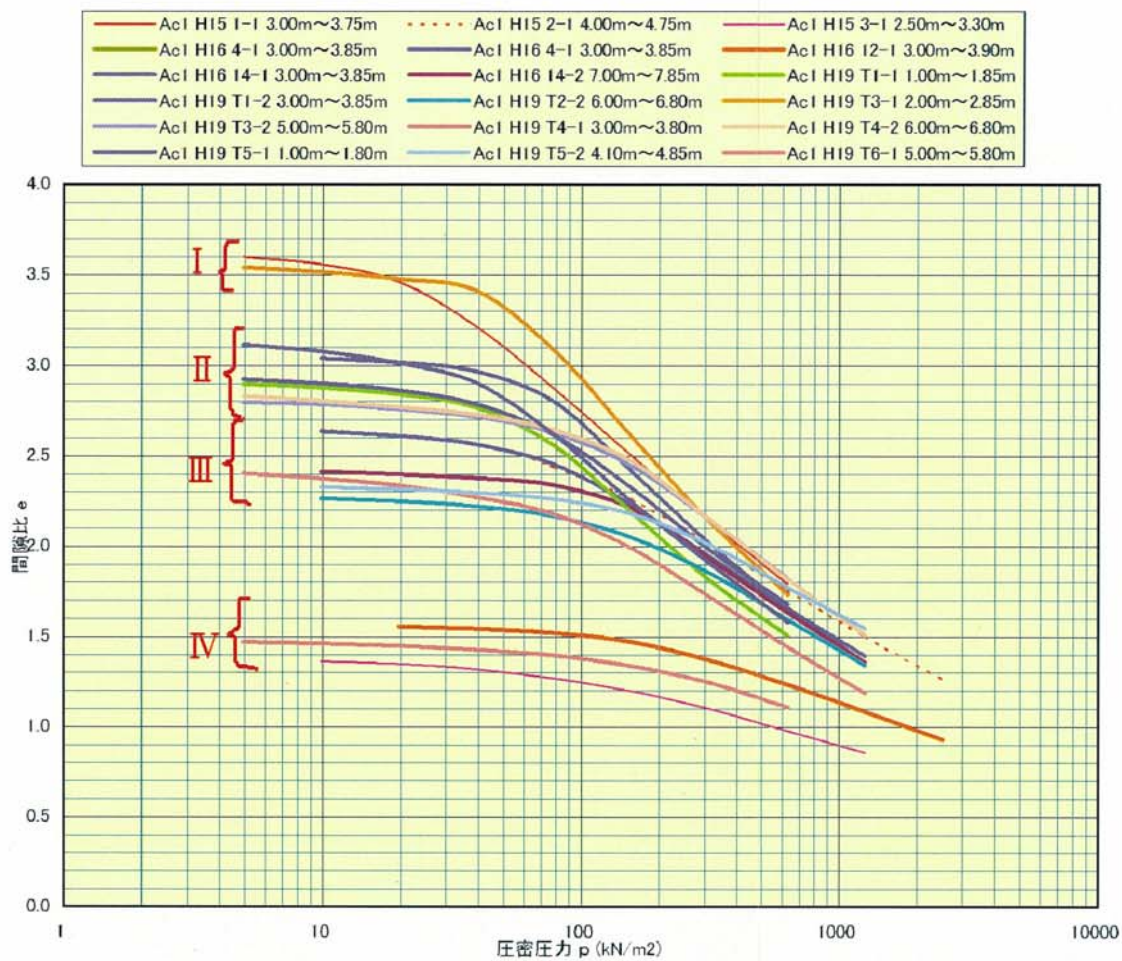


圖 4.2.1(2) 土層別 logC<sub>v</sub>-log p 曲線

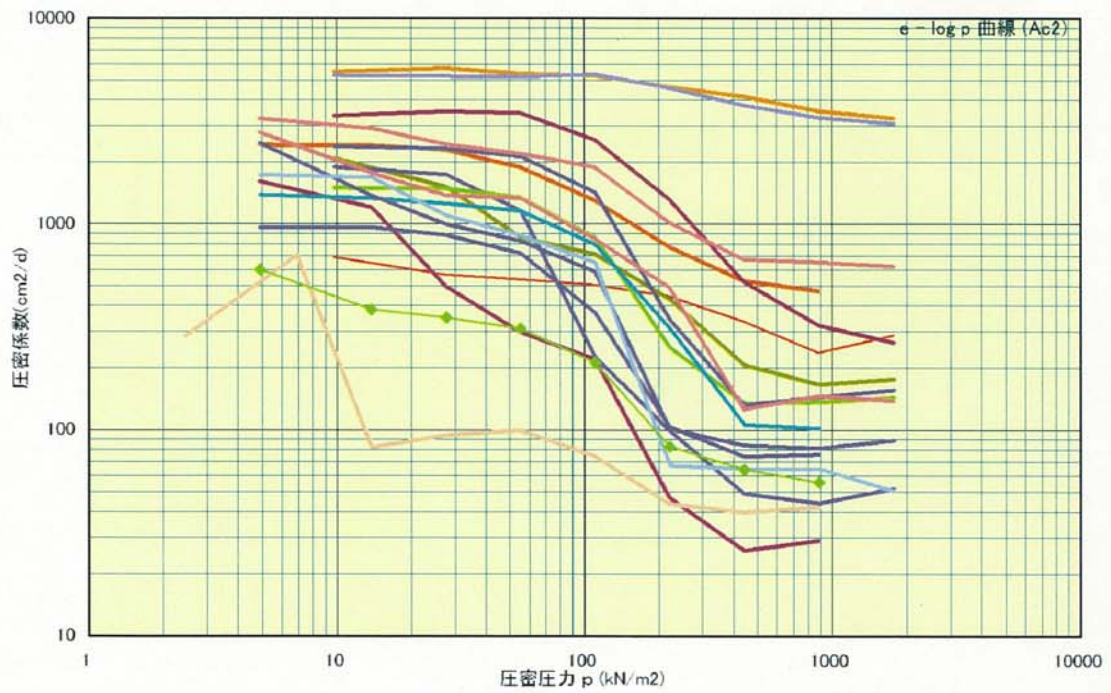
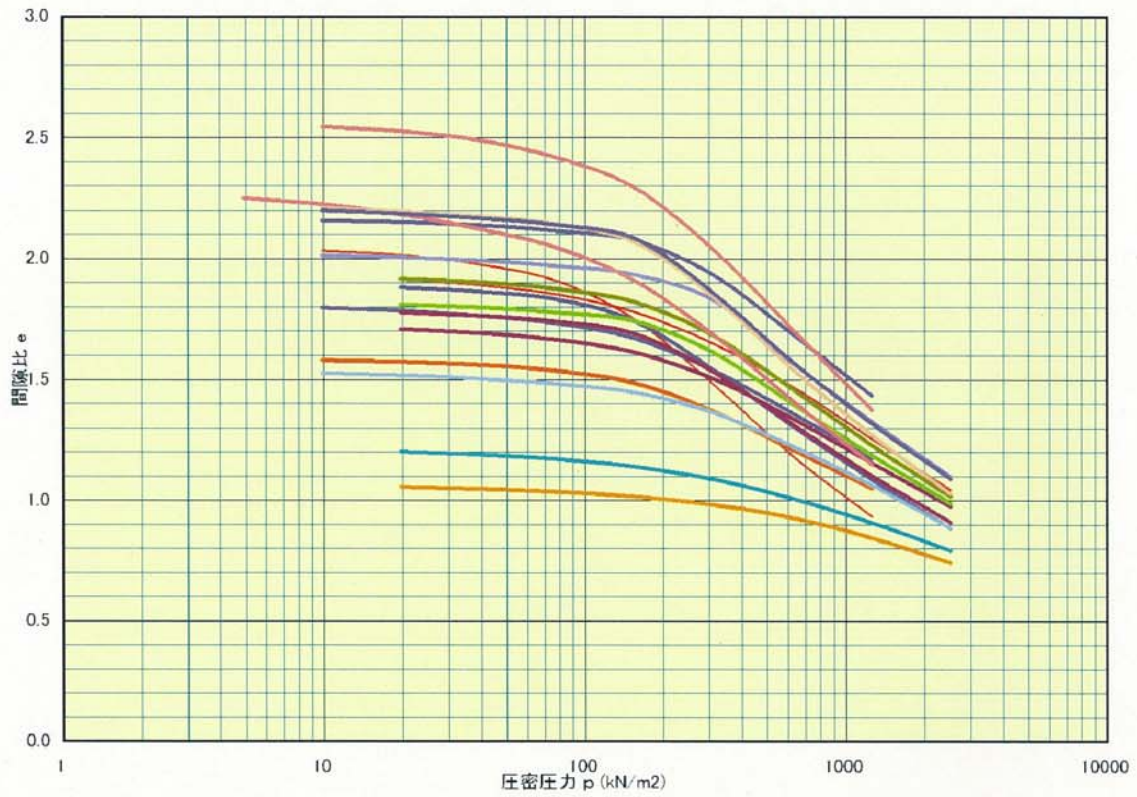


図 4. 2. 1 (3) 土層別  $\log C_v - \log p$  曲線



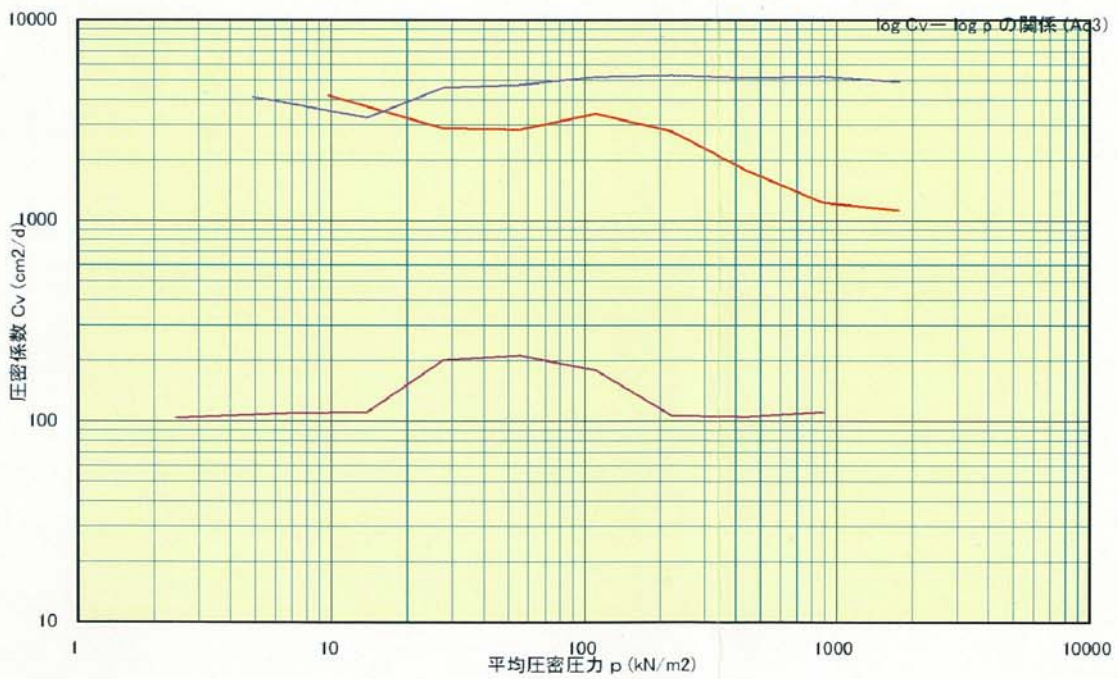
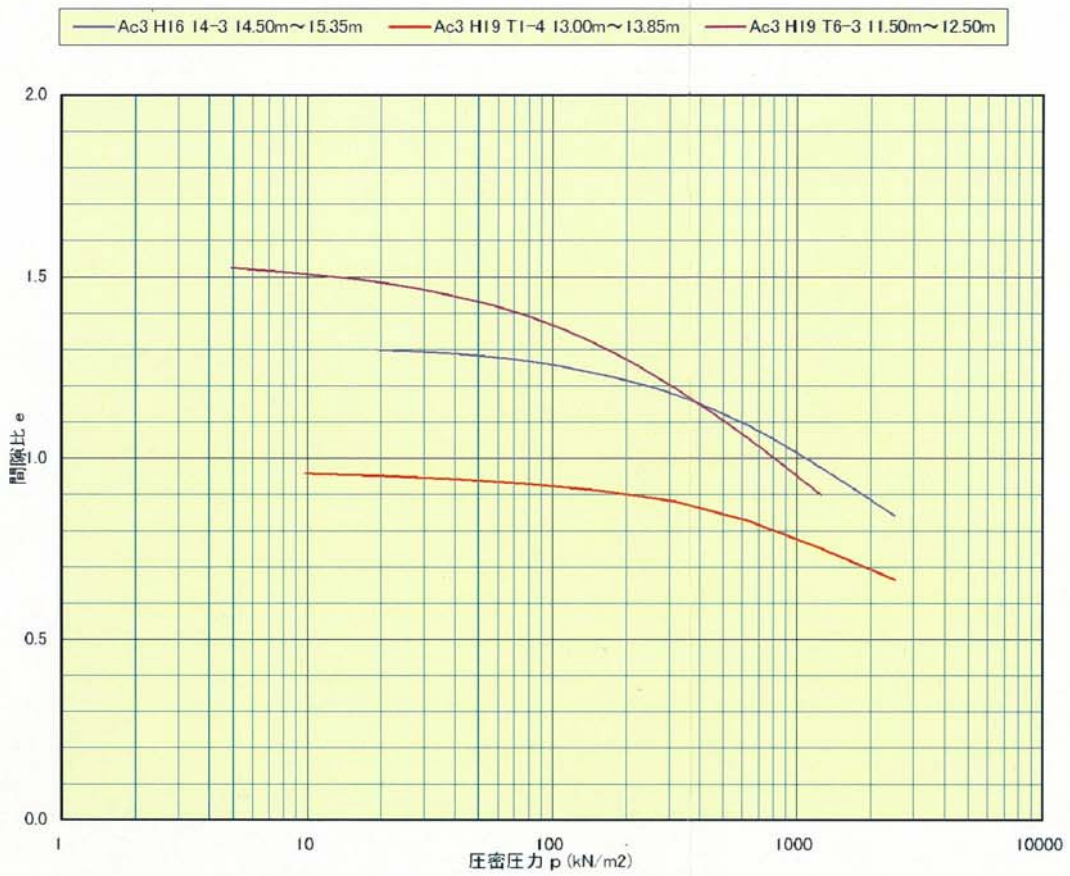


図 4.2.1(4) 土層別 logCv - log p 曲線

### (3) 土質区分

Acl層のe-logP曲線に着目して、土質を4つのグループに区分した。

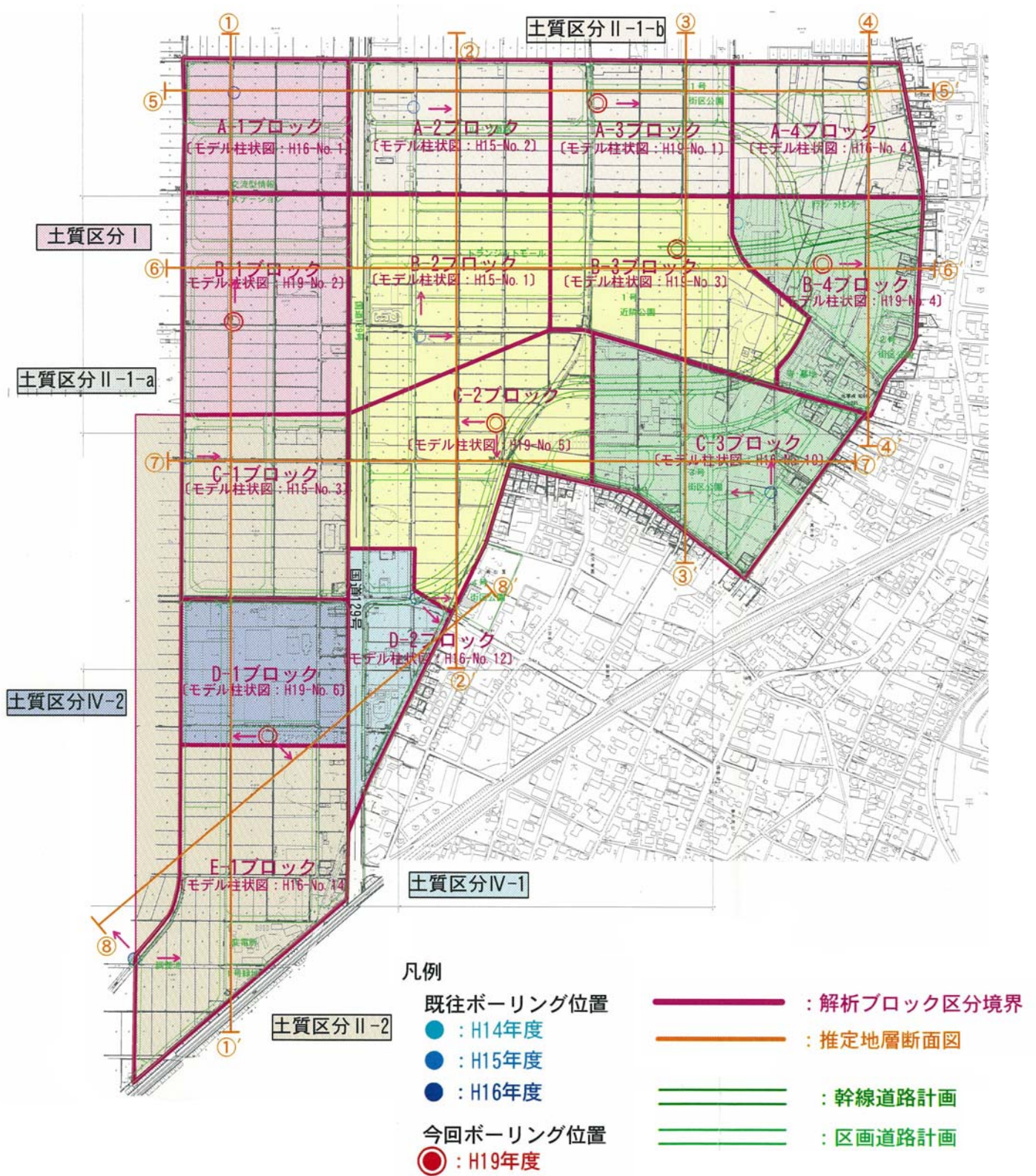


図 4.2.2 土質区分図



#### (4) 土質定数

圧密沈下層中には緩い砂層が狭在している。これは日本道路公団の手法(図 4.2.3 参照)により計算した。

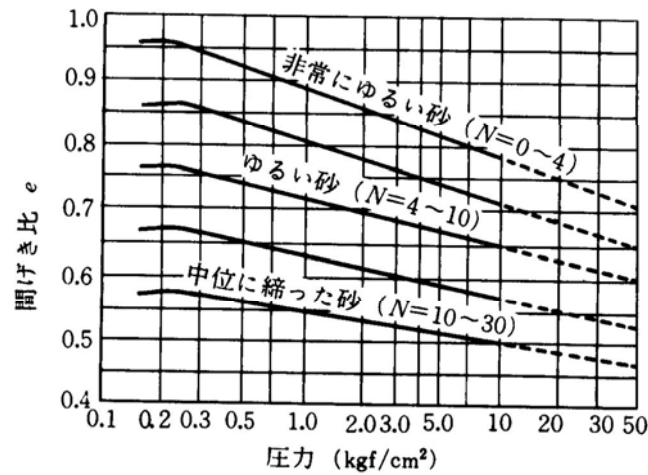


図 4.2.3 砂の e-logP 曲線

#### (5) 施工条件

施工条件は、以下のとおりとした。

##### ①計画盛土高

各ブロックの計画盛土高は 0.8~1.0 程度であることから、1.0m と設定した。

また、サーチャージによる盛土は、検討結果から 0.9m とし、実際には現地盤に 1.9m の盛土がされるとした。

##### ②盛土の施工速度

「宅地防災マニュアルの解説」(平成 19 年、宅地防災研究会)より、実施区域の粘土質地盤の厚さが中程度(圧密沈下を起こしうる地盤が 1.1~1.8 m)であることから、盛土速度は 5 cm/日とした。

##### ③盛土の土質定数

盛土材は、関東ロームとし、この土質定数は以下のとおりとした。

- ・単位体積重量： $\gamma = 15\text{kN/m}^3$
- ・粘着力： $c = 5\text{kN/m}^2$
- ・内部摩擦角： $\phi = 20^\circ$

##### ④造成部の上載荷重

盛土造成部の将来的な上載荷重は  $10\text{ kN/m}^2$  (盛土高に換算すると 0.67m) とした。

##### ⑤道路部の交通相当荷重

計画されている幹線道路については 20 t クラスの大型車の交通を想定した。計画盛土高が 1.0m であるため交通相当荷重は  $45.2\text{ kN/m}^2$  (盛土高に換算すると 3.0m) とした。

## (5) 盛土中心部における圧密沈下量の算定

地盤圧密については、沈下量として「宅地防災マニュアルの解説」（平成 19 年、宅地防災研究会）において、間げきの比を主とした以下の式により計算した。

$$Sc = \sum \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \cdot H \quad \text{ただし、} e_0 > e$$

ここに、

$Sc$  : 求める圧密沈下量（全沈下量）（m）

$e_0$  : 原地盤の初期間隙比（ $e-\log p$ （資料編図 4.2.3）より求める。）

$e$  : 圧密後の間隙比（ $P_0 + \Delta P$  に対する間隙比、 $e-\log p$ （資料編図 4.2.3）より求める。）

$\Delta P$  : 圧密荷重などによる地盤内鉛直増加応力（ $\text{kN/m}^2$ ）

$H$  : 圧密される層の厚さ（m）

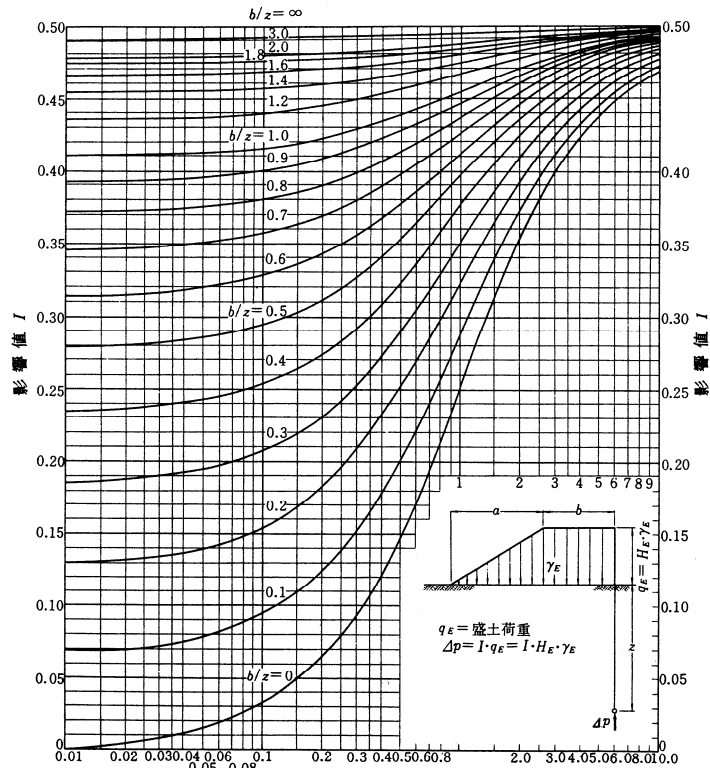
$e_0$  は、ボーリング調査結果の  $P_0$ （有効上載圧）に相当する  $e-\log p$  より求め、 $e$  は、 $\Delta P$ （盛土の上載圧）と  $P_0$  の和（ $P_0 + \Delta P$ ）に相当する  $e-\log p$  より求めた。

$\Delta P$  は図 4.2.4 の右下図に示すとおり、 $\Delta P = I \cdot H_E \cdot \gamma_E$  で表され、盛土高さ（ $H_E$ ）と盛土の湿潤密度（ $\gamma_E$ ）の積に影響値（ $I$ ）を乗じた値である。

影響値  $I$  は、台形盛土では図 4.2.4 に示すとおりである。

盛土中心における影響値  $I$  は、図 4.2.5 に示す各パラメータより、図 4.2.4 を用いて算出した。A-A' の左側部分について  $a_1/z$ 、 $b_1/z$  から  $I_1$  を、A-A' の右側部分について  $a_2/z$ 、 $b_2/z$  から  $I_2$  を算出し、全影響値  $I = I_1 + I_2$  を算出した。

敷地境界付近における影響値  $I$  は、図 4.2.6 に示す各パラメータより、図 4.2.4 を用いて算出した。A-A' の右側部分（点線部分も盛土と仮定する）について  $a_1/z$ 、 $b_1/z$  から  $I_1$  を、点線部分について  $a_2/z$ 、 $b_2/z$  から  $I_2$  を算出し、全影響値  $I = I_1 - I_2$  を算出した。



資料:道路土木 軟弱地盤対策工指針:日本道路協会  
 図 4.2.4 台形荷重による鉛直地中応力影響値

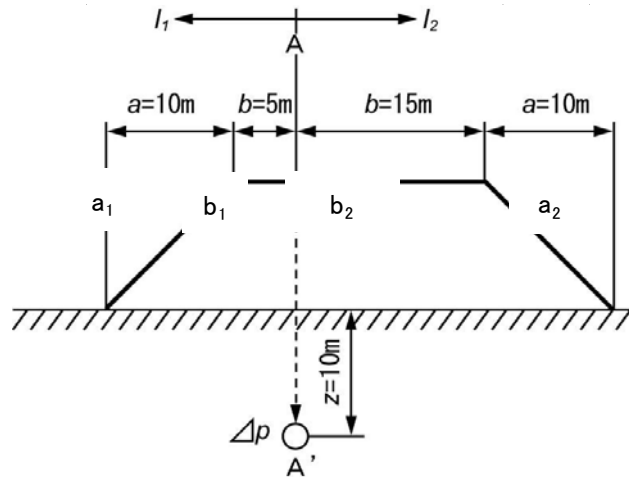


図 4.2.5 影響値算出用パラメータ (盛土中心)

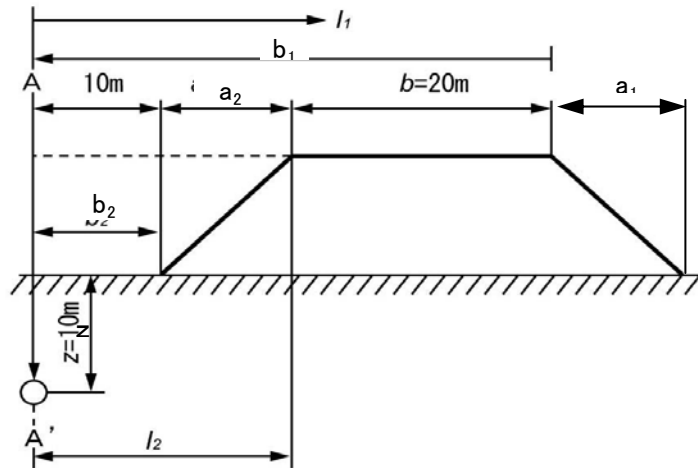


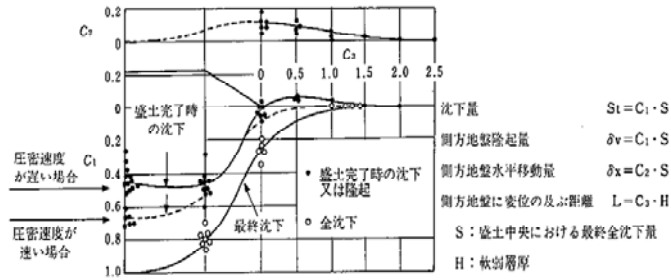
図 4.2.6 影響値算出用パラメータ (敷地境界付近)

## (6) 地盤変形の予測方法及び予測結果

### 【A-4ブロック】

#### ■簡便法による側方変形量

盛土中央沈下量：S(m)	0.21
軟弱層厚：H(m)	13.7



図IX, 6-44 盛土の沈下形状と側方への影響（一般国道、高速道路の場合）

#### 盛土の沈下形状・側方変位に関する係数 C1, C2, C3

係数	備考	天端中央	のり肩	のり尻								
C3	のり尻からの距離	-	-	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00
C1	沈下・隆起量 盛土完了時	0.46	0.46	0.02	-0.04	-0.05	-0.04	-0.03	-0.02	-0.01	0.00	0.00
C1	沈下量 沈下完了時	1.00	0.82	0.27	0.15	0.08	0.04	0.03	0.01	0.00	0.00	0.00

#### ◆沈下・隆起量と側方変位量の算出（上記表に基づく沈下形状の予測結果）

盛土法尻からの距離	C3×H	天端中央	のり肩	0.0	3.4	6.9	10.3	13.7	17.1	20.6	24.0	27.4
沈下・隆起量（盛土完了時）	C1×S	-	-	0.0042	-0.0084	-0.0105	-0.0084	-0.0063	-0.0042	-0.0021	0.0000	0.0000
沈下量（沈下完了時）		0.2100	0.1722	0.0567	0.0315	0.0168	0.0084	0.0063	0.0021	0.0000	0.0000	0.0000

#### ◆予測結果（盛土完了時）

①盛土側（L=7.5m）L=6.9mと10.3mの結果から算出

$$\text{沈下量} S_1 = 1.05 - (1.05 - 0.84) \times (7.5 - 6.9) / (10.3 - 6.9) = 1.01 \text{ cm}$$

②盛土と逆側（L=15.7m）L=13.7mと17.1mの結果から算出

$$\text{沈下量} S_2 = 0.63 - (0.63 - 0.42) \times (15.7 - 13.7) / (17.1 - 13.7) = 0.51 \text{ cm}$$

③相対沈下量

$$S_1 - S_2 = 1.01 - 0.51 = 0.50 \text{ cm}$$

④傾斜角 (a/1000)

$$a = 0.50 / (1570 - 750) \times 1000 = 0.61$$

#### ◆予測結果（沈下完了時）

①盛土側（L=7.5m）L=6.9mと10.3mの結果から算出

$$\text{沈下量} S_1 = 1.68 - (1.68 - 0.84) \times (7.5 - 6.9) / (10.3 - 6.9) = 1.52 \text{ cm}$$

②盛土と逆側（L=15.7m）L=13.7mと17.1mの結果から算出

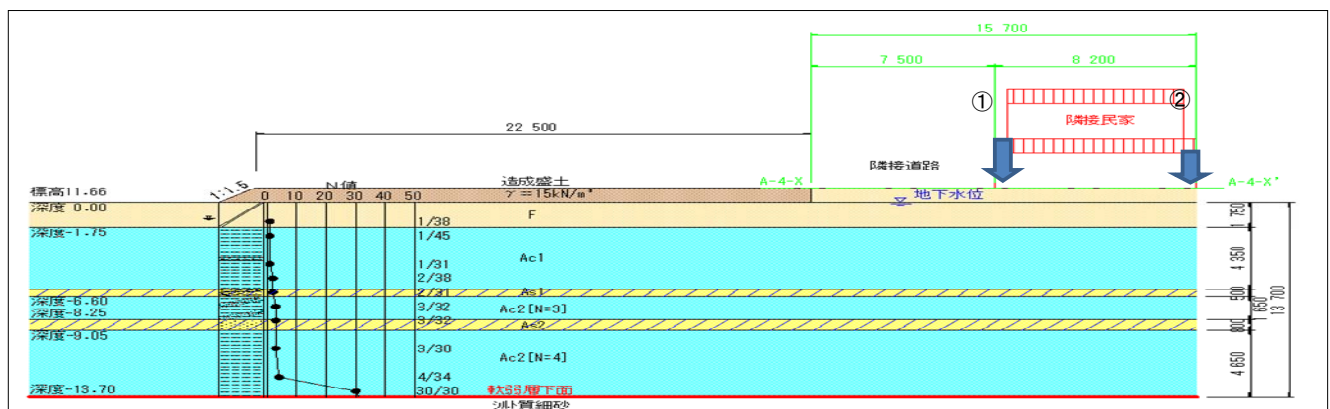
$$\text{沈下量} S_2 = 0.63 - (0.63 - 0.21) \times (15.7 - 13.7) / (17.1 - 13.7) = 0.38 \text{ cm}$$

③相対沈下量

$$S_1 - S_2 = 1.52 - 0.38 = 1.14 \text{ cm}$$

④傾斜角 (a/1000)

$$a = 1.14 / (1570 - 750) \times 1000 = 1.39$$

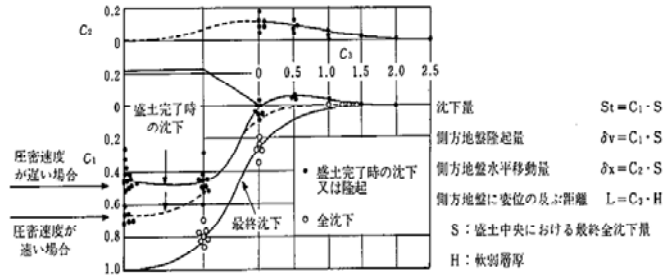




【B-4ブロック】

■簡便法による側方変形量

盛土中央沈下量：S(m)	0.24
軟弱層厚：H(m)	17.45



図IX.6-44 盛土の沈下形状と側方への影響（一般国道、高速道路の場合）

盛土の沈下形状・側方変位に関する係数 C1, C2, C3

係数	備考	天端中央	のり肩	のり尻									
C3	のり尻からの距離	-	-	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	
C1	沈下・隆起量	盛土完了時	0.46	0.46	0.02	-0.04	-0.05	-0.04	-0.03	-0.02	-0.01	0.00	0.00
C1	沈下量	沈下完了時	1.00	0.82	0.27	0.15	0.08	0.04	0.03	0.01	0.00	0.00	0.00

◆沈下・隆起量と側方変位量の算出（上記表に基づく沈下形状の予測結果）

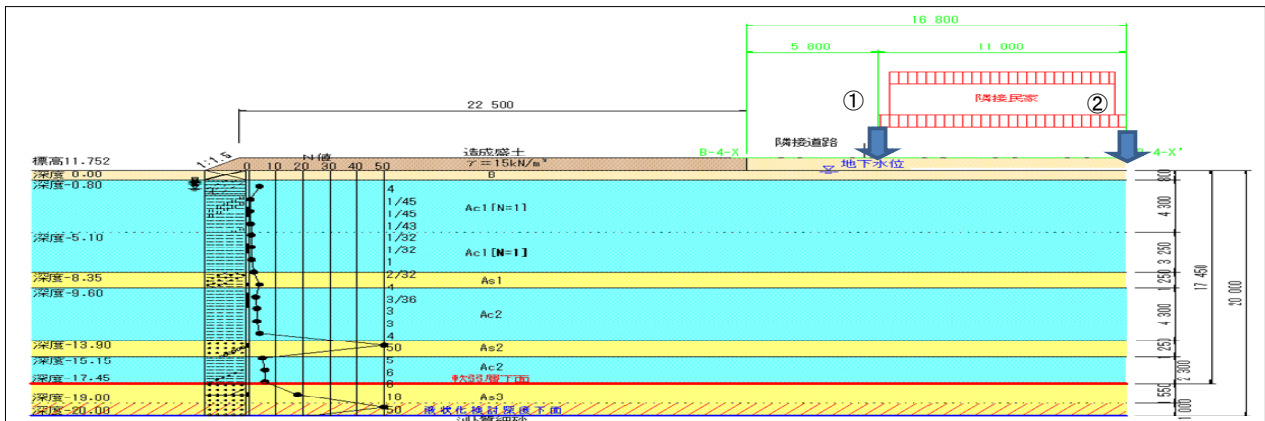
盛土法尻からの距離	C3×H	天端中央	のり肩	0.0	4.4	8.7	13.1	17.5	21.8	26.2	30.5	34.9
沈下・隆起量（盛土完了時）	C1×S	-	-	0.0048	-0.0096	-0.0120	-0.0096	-0.0072	-0.0048	-0.0024	0.0000	0.0000
沈下量（沈下完了時）		0.2400	0.1968	0.0648	0.0360	0.0192	0.0096	0.0072	0.0024	0.0000	0.0000	0.0000

◆予測結果（盛土完了時）

- ①盛土側（L=5.8m）L=4.4mと8.7mの結果から算出  
 $S_1 = 1.20 - (1.20 - 0.96) \times (5.8 - 4.4) / (8.7 - 4.4) = 1.04\text{cm}$
- ②盛土と逆側（L=16.8m）L=13.1mと17.5mの結果から算出  
 $S_2 = 0.96 - (0.96 - 0.72) \times (16.8 - 13.1) / (17.5 - 13.1) = 0.76\text{cm}$
- ③相対沈下量  
 $S_1 - S_2 = 1.04 - 0.76 = 0.28\text{cm}$
- ④傾斜角 (a/1000)  
 $a = 0.28 / (1680 - 580) \times 1000 = 0.26$

◆予測結果（沈下完了時）

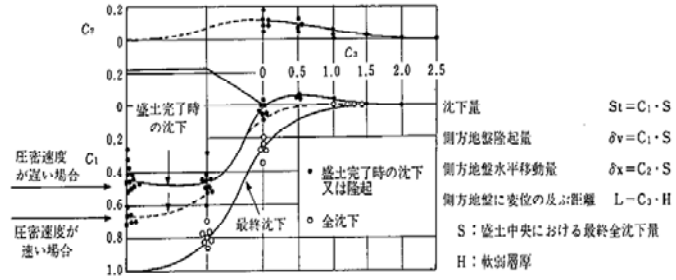
- ①盛土側（L=5.8m）L=4.4mと8.7mの結果から算出  
 $S_1 = 3.60 - (3.60 - 1.92) \times (5.8 - 4.4) / (8.7 - 4.4) = 3.05\text{cm}$
- ②盛土と逆側（L=16.8m）L=13.1mと17.5mの結果から算出  
 $S_2 = 0.96 - (0.96 - 0.72) \times (16.8 - 13.1) / (17.5 - 13.1) = 0.76\text{cm}$
- ③相対沈下量  
 $S_1 - S_2 = 3.05 - 0.76 = 2.29\text{cm}$
- ④傾斜角 (a/1000)  
 $a = 2.29 / (1680 - 580) \times 1000 = 2.08$



【C-3ブロック】

■簡便法による側方変形量

盛土中央沈下量：S(m)	0.19
軟弱層厚：H(m)	12.55



図IX.6-44 盛土の沈下形状と側方への影響（一般国道、高速道路の場合）

盛土の沈下形状・側方変位に関する係数 C1, C2, C3

係数	備考	天端中央	のり肩	のり尻									
C3	のり尻からの距離	-	-	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	
C1	沈下・隆起量 盛土完了時	0.46	0.46	0.02	-0.04	-0.05	-0.04	-0.03	-0.02	-0.01	0.00	0.00	
C1	沈下量 沈下完了時	1.00	0.82	0.27	0.15	0.08	0.04	0.03	0.01	0.00	0.00	0.00	

◆沈下・隆起量と側方変位量の算出（上記表に基づく沈下形状の予測結果）

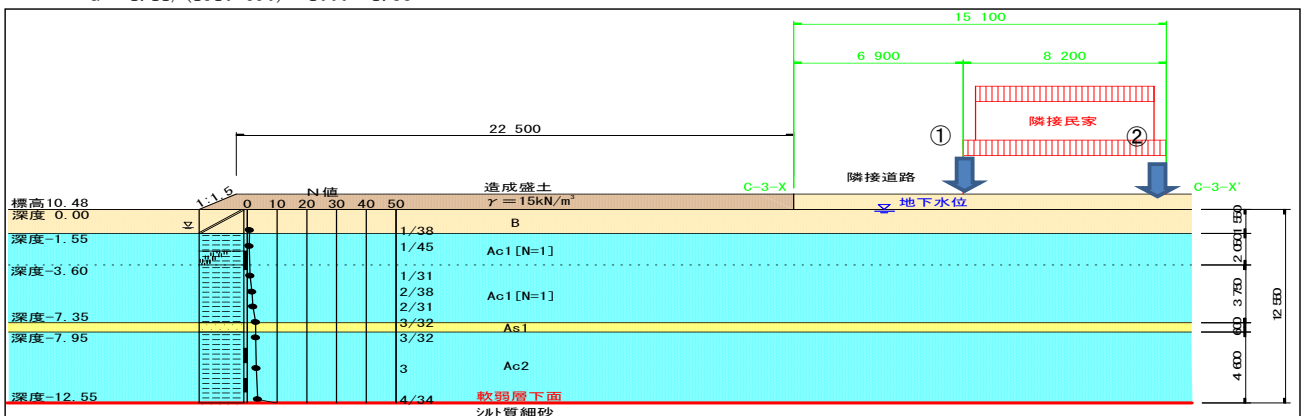
盛土法尻からの距離	C3×H	天端中央	のり肩	0.0	3.1	6.3	9.4	12.6	15.7	18.8	22.0	25.1
沈下・隆起量（盛土完了時）	C1×S	-	-	0.0038	-0.0076	-0.0095	-0.0076	-0.0057	-0.0038	-0.0019	0.0000	0.0000
沈下量（沈下完了時）		0.1900	0.1558	0.0513	0.0285	0.0152	0.0076	0.0057	0.0019	0.0000	0.0000	0.0000

◆予測結果（盛土完了時）

- ①盛土側（L=6.9m） L=6.3mと9.4mの結果から算出  
 $沈下量S1 = 0.95 - (0.95 - 0.76) \times (6.9 - 6.3) / (9.4 - 6.3) = 0.91\text{cm}$
- ②盛土と逆側（L=15.1m） L=12.6mと15.7mの結果から算出  
 $沈下量S2 = 0.57 - (0.57 - 0.38) \times (15.1 - 12.6) / (15.7 - 12.6) = 0.42\text{cm}$
- ③相対沈下量  
 $S1 - S2 = 0.91 - 0.42 = 0.50\text{cm}$
- ④傾斜角 (a/1000)  
 $a = 0.50 / (1510 - 690) \times 1000 = 0.61$

◆予測結果（沈下完了時）

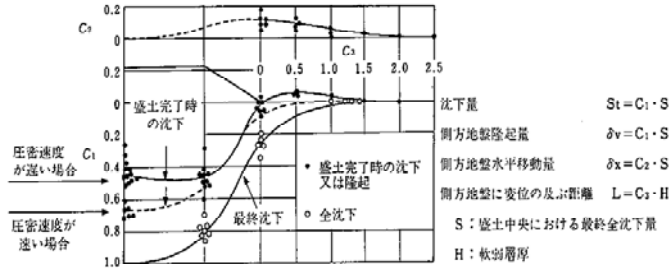
- ①盛土側（L=6.9m） L=6.3mと9.4mの結果から算出  
 $沈下量S1 = 1.52 - (1.52 - 0.76) \times (6.9 - 6.3) / (9.4 - 6.3) = 1.37\text{cm}$
- ②盛土と逆側（L=15.1m） L=12.6mと15.7mの結果から算出  
 $沈下量S2 = 0.57 - (0.57 - 0.19) \times (15.1 - 12.6) / (15.7 - 12.6) = 0.26\text{cm}$
- ③相対沈下量  
 $S1 - S2 = 1.37 - 0.26 = 1.11\text{cm}$
- ④傾斜角 (a/1000)  
 $a = 1.11 / (1510 - 690) \times 1000 = 1.35$



【D-2ブロック】

■簡便法による側方変形量

盛土中央沈下量：S(m)	0.09
軟弱層厚：H(m)	13.1



図IX, 8-44 盛土の沈下形状と側方への影響（一般国道、高速道路の場合）

盛土の沈下形状・側方変位に関する係数 C1, C2, C3

係数	備考	天端中央	のり肩	のり尻									
C3	のり尻からの距離	-	-	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	
C1	沈下・隆起量 盛土完了時	0.46	0.46	0.02	-0.04	-0.05	-0.04	-0.03	-0.02	-0.01	0.00	0.00	
C1	沈下量 沈下完了時	1.00	0.82	0.27	0.15	0.08	0.04	0.03	0.01	0.00	0.00	0.00	

◆沈下・隆起量と側方変位量の算出（上記表に基づく沈下形状の予測結果）

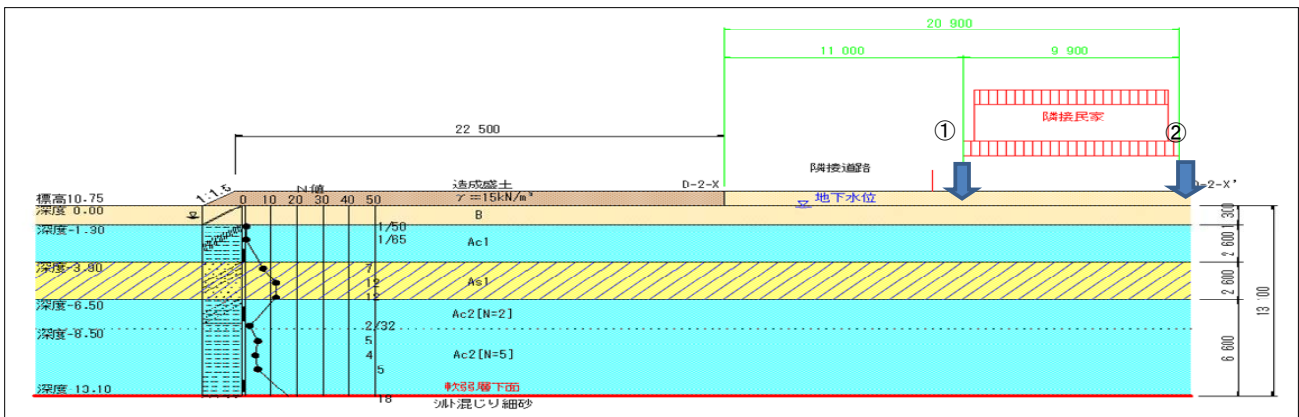
盛土法尻からの距離	C3×H	天端中央	のり肩	0.0	3.3	6.6	9.8	13.1	16.4	19.7	22.9	26.2
沈下・隆起量（盛土完了時）	C1×S	-	-	0.0018	-0.0036	-0.0045	-0.0036	-0.0027	-0.0018	-0.0009	0.0000	0.0000
沈下量（沈下完了時）		0.0900	0.0738	0.0243	0.0135	0.0072	0.0036	0.0027	0.0009	0.0000	0.0000	0.0000

◆予測結果（盛土完了時）

- ①盛土側（L=11.0m）L=9.8mと13.1mの結果から算出  
 $沈下量S1 = 0.36 - (0.36 - 0.27) \times (11.0 - 9.8) / (13.1 - 9.8) = 0.33\text{cm}$
- ②盛土と逆側（L=20.9m）L=19.7mと22.9mの結果から算出  
 $沈下量S2 = 0.09 - (0.09 - 0.00) \times (20.9 - 19.7) / (22.9 - 19.7) = 0.06\text{cm}$
- ③相対沈下量  
 $S1 - S2 = 0.33 - 0.06 = 0.27\text{cm}$
- ④傾斜角（a/1000）  
 $a = 0.27 / (2090 - 1100) \times 1000 = 0.27$

◆予測結果（沈下完了時）

- ①盛土側（L=11.0m）L=9.8mと13.1mの結果から算出  
 $沈下量S1 = 0.36 - (0.36 - 0.27) \times (11.0 - 9.8) / (13.1 - 9.8) = 0.33\text{cm}$
- ②盛土と逆側（L=20.9m）L=19.7mと22.9mの結果から算出  
 $沈下量S2 = 0.00 - (0.00 - 0.00) \times (20.9 - 19.7) / (22.9 - 19.7) = 0.00\text{cm}$
- ③相対沈下量  
 $S1 - S2 = 0.33 - 0.00 = 0.33\text{cm}$
- ④傾斜角（a/1000）  
 $a = 0.33 / (2090 - 1100) \times 1000 = 0.33$



## 5. 水 象

## 5. 水 象

### 笠張川への許容放流量に基づく調整容量算出

#### (1) 笠張川・支川合流点下流（笠張川No. 6）の流下能力不足分

①流域面積：  $A = 380.00$  ha (神奈川県浜田川沿岸排水改良事業誌 昭和54年3月 神奈川県農政部農地整備課 p31)

②流出係数：  $f = 0.50$  (同上 p30)

③流達時間  $t = 300.00$  min (同上 p31)

④降雨強度式：  $r = \frac{3141}{t^{0.77} + 13.4}$  (平塚土木事務所河川砂防第一課資料「金目川水系（金目・鈴川）許容放流量の計算（30年確率）」 p1)

⑤流出量：

$$r = \frac{3141}{t^{0.77} + 13.4} = \frac{3141}{300.00^{0.77} + 13.4} = 33.35 \text{ (mm/hr)}$$

$$Q_{out} = f1 \times r \times A / 360 = 0.50 \times 33.35 \times 380.00 / 360$$

⑥流下能力  $Q = 14.8$   $\frac{m^3}{s}$  (神奈川県浜田川沿岸排水改良事業誌 昭和54年3月 神奈川県農政部農地整備課 p35)

⑦流下能力不足分

$$Q_a = Q_{out} - Q = 17.601 - 14.8 = 2.801 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

#### (2) 調整池許容放流量（⑥の流量を貯留した場合の放流量）

ツインシティ内大神第三排水区面積  $A1 = 26.10$  ha

ツインシティ整備前の流出係数  $f1 = 0.45$

ツインシティ整備後の流出係数  $f2 = 0.60$

ツインシティ整備後の流達時間  $t = 25.1$  分

神奈川県30年確率降雨強度式に代入すると、

$$r1 = \frac{3141}{t^{0.77} + 13.4} = \frac{3141}{25.1^{0.77} + 13.4} = 123.85 \text{ (mm/hr)}$$

$$Q1 = f1 \times r1 \times A1 / 360 = 0.45 \times 123.85 \times 26.10 / 360$$

$$= 4.041 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

調整池許容放流量（⑥の流量を貯留した場合の放流量）

$$Q_c = Q1 - Q_a = 4.041 - 2.801 = 1.240 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

#### (3) 必要調整容量の算出

①許容放流量 $Q_c$ に相当する降雨強度（mm/hr） $r_c$ は、

$$\begin{aligned} r_c &= 360 \times \frac{Q_c}{f2 \times A} \\ &= 360 \times \frac{1.240}{0.60 \times 26.10} \\ &= 360 \times \frac{1.240}{15.660} \\ &= 28.51 \text{ (mm/hr)} \end{aligned}$$

②容量が最大となるときの降雨継続時間 (min)  $t_i$

「下水道雨水調整池技術基準 (案)」 p95に従い、容量が最大となる時間 $t_i$ は、次式の $X$ より求められる。

$$\frac{rc}{2} \cdot X^2 + \left( \frac{2 \times rc}{2} \cdot b + a(n-1) \right) \cdot X + b \left( \frac{rc}{2} \cdot b - a \right) = 0$$

但し、 $r_i = \frac{a}{t_i^{n+b}}$

$$\frac{28.51}{2} \cdot X^2 + \left( 28.51 \times 13.4 + 3141 \times -0.23 \right) \cdot X + 13.4 \times \left( \frac{28.51}{2} \times 13.4 - 3141 \right) = 0$$

$$14.255 \cdot X^2 - 340.396 \cdot X - 39529.772 = 0$$

$$X = \frac{340.396 + \sqrt{(115869.437 + 2253987.599)}}{28.51} = 65.936$$

$$t_i = X^{1/n} = 230.4$$

③降雨継続時間 $t_i$ に対応する降雨強度 (mm/hr)

$$\begin{aligned} r_i &= \frac{3141}{t_i^{0.77} + 13.4} \\ &= \frac{3141}{65.93 + 13.4} \\ &= \frac{3141}{79.33} \\ &= 39.59 \quad (\text{mm/hr}) \end{aligned}$$

④必要調節容量

$$\begin{aligned} v &= (r_i - \alpha \cdot rc) \times 60 \times t_i \times f_2 \times A_1 \times 1/360 \\ &= (39.59 - 0.5 \times 28.51) \times 60 \times 230.4 \times 0.60 \\ &\quad \times 26.10 \times 1/360 \\ &= 25.335 \times 601.344 \\ &= 15235.050 \approx 15235.1 \quad (\text{m}^3) \end{aligned}$$

調整池②の調整容量を求める。

(1) 設計条件

①流域面積：  $A = 19.30$  ha (=ツインシティ分  $19.30$  ha)

②降雨強度式：  $r = \frac{4750}{t^{1.00} + 33}$

③流出係数：事業前ツインシティ  $f_1 = 0.50$ 、事業後ツインシティ  $f_2 = 0.65$

④調節方法： ポンプ排水

(2) 許容放流量

平成21年度変更認可申請書に示す通り、現況の大神第一排水区の流出係数は、0.50である。また、流量表の流達時間に従い降雨強度は、

流量表の計画11路線の流達時間 = 19.5 分  
平塚市5年確率降雨強度式に代入すると、

$$r = \frac{4750}{t^{1.00} + 33} = \frac{4750}{19.5^{1.00} + 33} = 90.48 \text{ (mm/hr)}$$

$$Q_c = f_1 \times r \times A / 360 \times \alpha = 0.50 \times 90.48 \times 19.30 / 360 \times 1.0 = 2.425 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

( $\alpha$  : 降雨補正係数)

(3) 必要調整容量の算出

①許容放流量に相当する降雨強度 (mm/hr)  $r_c$ は、

$$\begin{aligned} r_c &= 360 \times \frac{Q_c}{f_2 \times A} \\ &= 360 \times \frac{2.425}{0.65 \times 19.30} \\ &= 360 \times \frac{2.425}{12.545} \\ &= 69.59 \text{ (mm/hr)} \end{aligned}$$



②容量が最大となるときの降雨継続時間 (min)  $t_i$

「下水道雨水調整池技術基準 (案)」 p95に従い、容量が最大となる時間 $t_i$ は、次式の $X$ より求められる。

$$\frac{rc}{2} \cdot X^2 + \left( \frac{2 \times rc}{2} \cdot b + a(n-1) \right) \cdot X + b \left( \frac{rc}{2} \cdot b - a \right) = 0$$

但し、
$$r_i = \frac{a}{t_i^n + b}$$

$$\frac{69.59}{2} \cdot X^2 + (69.59 \times 33 + 4750 \times 0) \cdot X + 33 \times \left( \frac{69.59}{2} \times 33 - 4750 \right) = 0$$

$$34.795 \cdot X^2 + 2296.47 \cdot X - 118858.245 = 0$$

$$X = \frac{-2296.47 + \sqrt{(5273774.461 + 16542690.539)}}{69.59} = 34.119$$

$$t_i = X^{1/n} = 34.1$$

③降雨継続時間 $t_i$ に対応する降雨強度 (mm/hr)

$$\begin{aligned} r_i &= \frac{4750}{t_i + 33.0} \\ &= \frac{4750}{34.1 + 33.0} \\ &= \frac{4750}{67.10} \\ &= 70.79 \quad (\text{mm/hr}) \end{aligned}$$

④必要調整容量

$$\begin{aligned} v &= (r_i - \alpha \cdot rc) \times 60 \times t_i \times f2 \times A \times 1/360 \\ &= (70.79 - 0.5 \times 69.59) \times 60 \times 34.1 \times 0.65 \\ &\quad \times 19.30 \times 1/360 \\ &= 35.995 \times 71.297 \\ &= 2566.336 \approx 2566.3 \quad (\text{m}^3) \end{aligned}$$

⑤調整池面積

調整池の維持管理面を考慮して内空高を2.0mとし、河川管理施設等構造令の第20条に従い余裕高0.6mを確保して水深を1.4mとすると、

$$\text{調整池面積} \quad 2566.3 \quad / \quad 1.4 \quad = \quad 1833.1 \quad \text{m}^2$$



調整池③の調整容量を求める。

(1) 設計条件

①流域面積：  $A = 23.40$  ha (=ツインシティ分  $23.40$  ha)

②降雨強度式：  $r = \frac{4750}{t^{1.00} + 33}$

③流出係数：事業前ツインシティ  $f_1 = 0.50$ 、事業後ツインシティ  $f_2 = 0.65$

④調節方法： ポンプ排水

(2) 許容放流量

平成21年度変更認可申請書に示す通り、現況の大神第一排水区の流出係数は、0.50である。また、流量表の流達時間に従い降雨強度は、

流量表の計画11路線の流達時間 = 16.9分  
平塚市5年確率降雨強度式に代入すると、

$$r = \frac{4750}{t^{1.00} + 33} = \frac{4750}{16.9^{1.00} + 33} = 95.19 \text{ (mm/hr)}$$

$$Q_c = f_1 \times r \times A / 360 \times \alpha = 0.50 \times 95.19 \times 23.40 / 360 \times 1.0 = 3.094 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

( $\alpha$  : 降雨補正係数)

(3) 必要調整容量の算出

①許容放流量に相当する降雨強度 (mm/hr)  $r_c$ は、

$$\begin{aligned} r_c &= 360 \times \frac{Q_c}{f_2 \times A} \\ &= 360 \times \frac{3.094}{0.65 \times 23.40} \\ &= 360 \times \frac{3.094}{15.210} \\ &= 73.23 \text{ (mm/hr)} \end{aligned}$$

②容量が最大となる時の降雨継続時間 (min)  $t_i$

「下水道雨水調整池技術基準 (案)」 p95に従い、容量が最大となる時間 $t_i$ は、次式の $X$ より求められる。

$$\frac{rc}{2} \cdot X^2 + \left( \frac{2 \times rc}{2} \cdot b + a(n-1) \right) \cdot X + b \left( \frac{rc}{2} \cdot b - a \right) = 0$$

但し、
$$r_i = \frac{a}{t_i^n + b}$$

$$\frac{73.23}{2} \cdot X^2 + (73.23 \times 33 + 4750 \times 0) \cdot X + 33 \times \left( \frac{73.23}{2} \times 33 - 4750 \right) = 0$$

$$36.615 \cdot X^2 + 2416.59 \cdot X - 116876.265 = 0$$

$$X = \frac{-2416.59 + \sqrt{(5839907.228 + 17117697.772)}}{73.23} = 32.430$$

$$t_i = X^{1/n} = 32.4$$

③降雨継続時間 $t_i$ に対応する降雨強度 (mm/hr)

$$\begin{aligned} r_i &= \frac{4750}{t_i + 33.0} \\ &= \frac{4750}{32.4 + 33.0} \\ &= \frac{4750}{65.4} \\ &= 72.63 \quad (\text{mm/hr}) \end{aligned}$$

④必要調節容量

$$\begin{aligned} v &= (r_i - \alpha \cdot rc) \times 60 \times t_i \times f_2 \times A \times 1/360 \\ &= (72.63 - 0.5 \times 73.23) \times 60 \times 32.4 \times 0.65 \\ &\quad \times 23.40 \times 1/360 \\ &= 36.015 \times 82.134 \\ &= 2958.056 \approx 2958.1 \quad (\text{m}^3) \end{aligned}$$

⑤調整池面積

調整池の維持管理面を考慮して内空高を2.0mとし、河川管理施設等構造令の第20条に従い余裕高0.6mを確保して水深を1.4mとすると、

$$\text{調整池面積} = \frac{2958.1}{1.4} = 2112.9 \quad \text{m}^2$$