

## 数量計算書



## 1. $\phi 1200$ 泥水式推進工数量計算書



1－1． $\phi 1200$  泥水式推進工



泥 水 式 推 進 工 （ HP φ 1200mm ） 集 計 表

【補助】

種 別	細 目	単位	数 量
路線延長	HP φ 1200mm	m	37.00
推進延長	HP φ 1200mm	m	30.70
管体延長	HP φ 1200mm	m	35.75
管布設延長	HP φ 1200mm	m	5.05
下水道推進用鉄筋コンクリート管	φ 1200標準管	本	14
E形1種50管	φ 1200標準管カラー無し	本	1
	φ 1200切り管カラー無し	本	0
	φ 1200半管	本	0
	φ 1200可とう継手	本	0
クッション材数量		組	0
推進工	土質:砂礫土 5.8 m/日	m	30.70
切羽作業工	昼間8時間	m	30.70
坑内作業工	昼間8時間	m	30.70
滑材	土質:砂礫土	ℓ/日	794.6
坑外作業工	昼間8時間	m	30.70
発生土処分工	一般残土処分	m <sup>3</sup>	55.2
	泥水処分	m <sup>3</sup>	33.3
裏込め	裏込日進量: 34 m/日	m	30.70
注入材料	土質:砂礫土	m <sup>3</sup> /日	4.66
管目地		箇所	14

仮 設 備 工 ( 泥 水 式 ) 集 計 表 (1/2)

【補助】

種 別	細 目	単位	数 量
支圧壁		箇所	1
クレーン設備組立撤去		箇所	1
	クレーン設備工	箇所	1
発進坑口		箇所	1
	坑口止め輪	組	1
	鋼材溶接工	m	5.8
	コンクリート工	m <sup>3</sup>	2.17
	型枠工	m <sup>2</sup>	6.00
	コンクリート取壊し工	m <sup>3</sup>	2.17
到達坑口		箇所	1
	坑口止め輪	組	1
	鋼材溶接工	m	6.10
鏡切り	発進にHP φ 1200mm 11.0 m/箇所	箇所	1
	到達にHP φ 1200mm 11.0 m/箇所	箇所	1
推進用機器据付撤去	HP φ 1200mm No.6～No.7	箇所	1
	床板材	m <sup>3</sup>	0.50
掘進機据付	HP φ 1200mm No.6～No.7	台	1
掘進機搬出	HP φ 1200mm No.6～No.7	台	1
殻搬出	Coガラ	m <sup>3</sup>	10.53
殻運搬処理	Coガラ	m <sup>3</sup>	10.53
	×1.48	t	15.6



仮 設 備 工 ( 泥 水 式 ) 集 計 表 (2/2)

【補助】

[illegible]

通 信 ・ 換 気 設 備 工 （ 泥 水 式 ） 集 計 表

【補助】

種 別	細 目	単位	数 量
通信配線設備		式	1
	電話機	個	3
	通信用ビニル電線	m	121.01
換気設備工		式	
鋼管 φ 100mm	1スパン推進延長が100m未満であるため計上しない	m	0.00

注 入 設 備 工 （ 泥 水 式 ） 集 計 表

【補助】

種 別	細 目	単位	数 量
注入設備工	HP φ 1200mm	箇所	1

送 排 泥 設 備 工 ( 泥 水 式 ) 集 計 表

【補助】

種 別	細 目	単位	数 量
送排泥管設置撤去工		式	1
	①地上・立坑用 = 39.804 m		
	②坑内用 = 25.70 m		
送泥ポンプ据付撤去工	定速ポンプ 100型 11KW直・実揚程15m	台	1
排泥ポンプ据付撤去工	定速ポンプ 100型 15KW直・実揚程20m	台	1
中継ポンプ据付撤去工	排泥ポンプの規格で排泥揚程を満たすので必要なし	台	0
計測機器類設置撤去工		箇所	1
ポンプ及び計測機器類機械器具損料等		式	1

泥 水 処 理 設 備 工 ( 泥 水 式 ) 集 計 表

【補助】

種 別	細 目	単位	数 量
泥水处理装置据付撤去工		式	1
処理設備付帯作業工	一次処理	式	1
処理設備機械器具損料等		式	1
作泥材		式	1
	粘土 = 5697.0 kg		
	ベントナイト = 949.5 kg		
	CMC = 38.1 kg		
	水 = 36.2 m3		
	PAC = 0.0 kg		

推 進 水 替 工 ( 泥 水 式 ) 集 計 表

【補助】

種 別	細 目	単位	数 量
推進用水替		式	1
ポンプ運転工	常時排水	日	6

管 挿 入 工 集 計 表

【補助】

種 別	細 目	単位	数 量
管挿入工		式	1
リフトイン工法(参考工法)			
施工延長	35.80		
裏込注入スパン数	1.00	スパン	1
裏込材注入延長	さや管Φ1200 挿入管外形Φ922 注入延長 35.10	m	35.1
裏込材注入量	断面積 1.13 - 0.67 = 0.46 × 35.10 = 16.15	m <sup>3</sup>	16.2
裏込注入用鋼管延長	L=[L1+(立坑深-2.0m)]×2本×1地点		
	[ 20.0 +( 8.6 - 2.0 )]× 2 × 1 = 33.20	m	33.2
プラント設備設置・撤去工	1	式	1
間仕切工・注入工	2	箇所	2
浮上防止工設置か所数	配管本数 9 本	箇所	9
接合用滑剤数量	0.29 kg×( 9 + 1 )/ 2.00 = 1.45	缶	2

泥 水 式 推 進 工 (HPφ1200mm) 数 量 算 定 表

(1/3)

[illegible]

泥 水 式 推 進 工 (HPφ1200mm) 数 量 算 定 表 (2/3)

泥水式							【補助】	
種 別	細 目	算 定 式					単位	数 量
下水道推進用鉄筋コンクリート管	φ1200標準管	管割図より $n = 14.0$ 本 + 本 $\div 14.0$					本	14
E形1種50管	φ1200標準管カラー無し	管割図より $n = 1.0$ 本 + 本 $\div 1.0$					本	1
	φ1200切り管カラー無し	管割図より $n =$ 本 + 本 $\div$					本	
	φ1200半管	管割図より $n =$ 本 + 本 $\div$					本	
	φ1200可とう継手	管割図より $n =$ 箇所 + 箇所 $\div$					箇所	
クッション材数量								
		上下面	mm	左右面	mm	組 × = 組		
		上下面	mm	左右面	mm	組 × = 組		
		上下面	mm	左右面	mm	組 × = 組		
		合 計				= 組	組	
推進工	土質:砂礫土	※8時間日進量=5.8m/日(白本P.192) 別紙計算書より平均日進量: 5.80 m/日					m	30.70
切羽作業工	昼間8時間	L=					m	30.70
坑内作業工	昼間8時間	L=					m	30.70
滑材	土質:砂礫土	$V = 137.0 \text{ ㏍/m} \times 5.80 \text{ m/日} = 794.60 \text{ ㏍}$					㏍/日	794.6
		(白本P.195)						
坑外作業工	昼間8時間	L=					m	30.70



泥水式推進工法 平均日進量の算定(概算)

呼び径 φ 1200mm

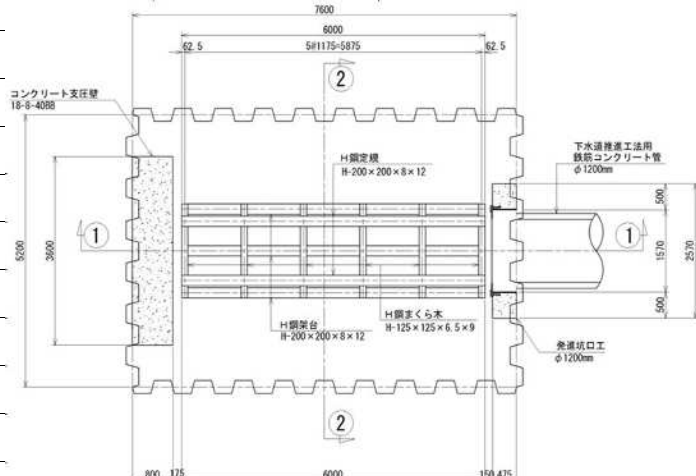
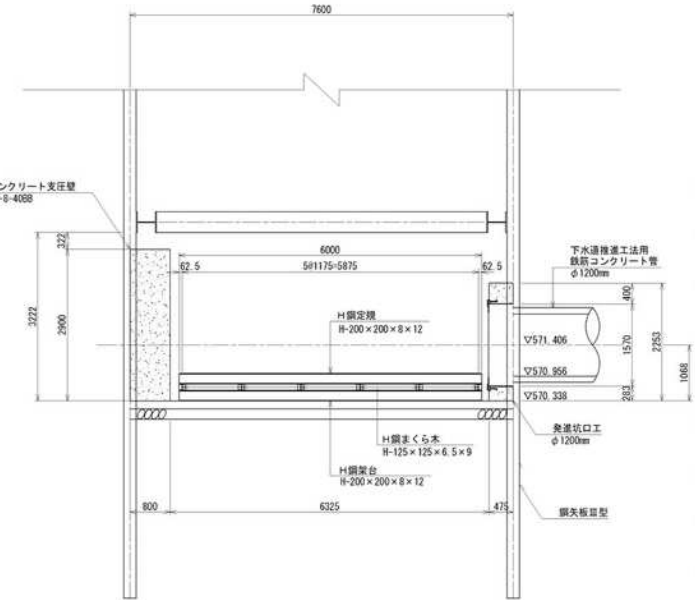
	距離 L (m)	日進量 n (m/日)	L/n (日)	平均日進量 L÷(L/n) (m/日)	
直線	30.700	白本P.192 表-73-1より 砂礫土 5.80	5.293		
合 計	30.700		5.293	5.8	

運転日数		6 日
供用日数	$(2.0+5.293+1.0) \times 1.30 =$	11 日

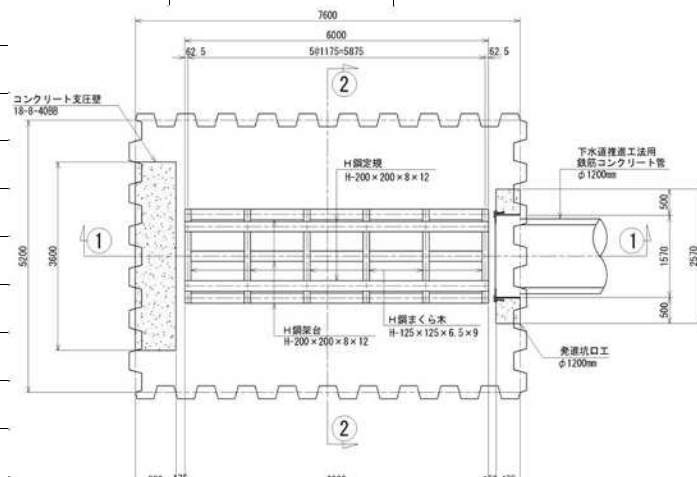
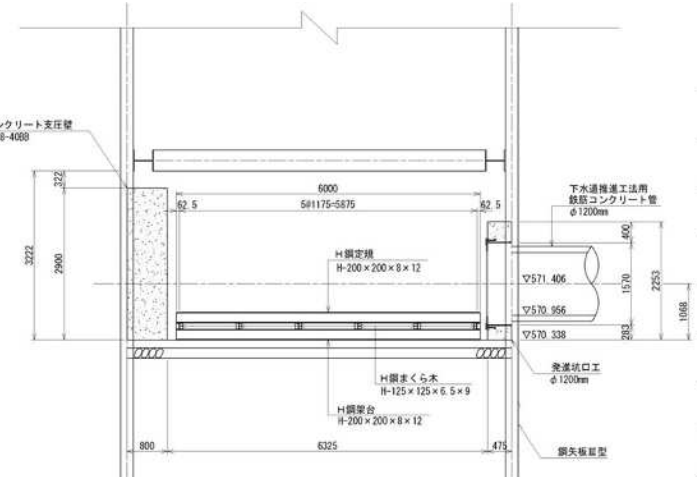
白本P.196より  
掘進機据付日数＝2.0日  
掘進機撤去日数＝1.0日



(1/5)

泥水式			【補助】	
種 別	細 目	算 定 式	単位	数 量
支圧壁		幅3.60m×高さ2.90m×厚さ0.80m	箇所	1
	コンクリート工	$V=3.60\text{ m} \times 2.90\text{ m} \times 0.80\text{ m}=8.352\text{ m}^2$	m <sup>3</sup>	8.35
	型枠工	$A=3.60\text{ m} \times 2.90\text{ m} \times 2=10.440\text{ m}^2$		
		$A=0.80\text{ m} \times 2.90\text{ m} \times 2\text{ 箇所}=4.640\text{ m}^2$	m <sup>2</sup>	15.08
	コンクリート取壊し工	V= コンクリート工に同じ	m <sup>3</sup>	8.35
<div><div></div><div></div></div>				
クレーン設備組立撤去		白本P.208, 表-75-1 より	箇所	1
	クレーン設備工	ラフテレーンクレーン16.0t吊賃料とする	箇所	1

仮設備工（泥水式）数量算定表 (2/5)

泥水式			【補助】	
種 別	細 目	算 定 式	単位	数 量
発進坑口		白本P.210,表-76-2参照	箇所	1
	坑口止め輪		組	1
	鋼材溶接工	L=	m	5.8
	φ 1570	幅2.570m×高さ2.253m×厚さ0.475m		
	コンクリート工	V= (2.570m×2.253m - π/4×1.570m <sup>2</sup> ) ×0.475m = 2.173 m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	2.17
	型枠工	A= 2.570m×2.253m + 0.475m×2.253m×2 - π/4×1.570m <sup>2</sup> = 5.995 m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	6.00
	コンクリート取壊し工	V=	m <sup>3</sup>	2.17
<div><div></div><div></div></div>				
到達坑口		白本P.211,表-76-3参照	箇所	1
	坑口止め輪		組	1
	鋼材溶接工	L=	m	6.1

仮設備工（泥水式）数量算定表 (3/5)

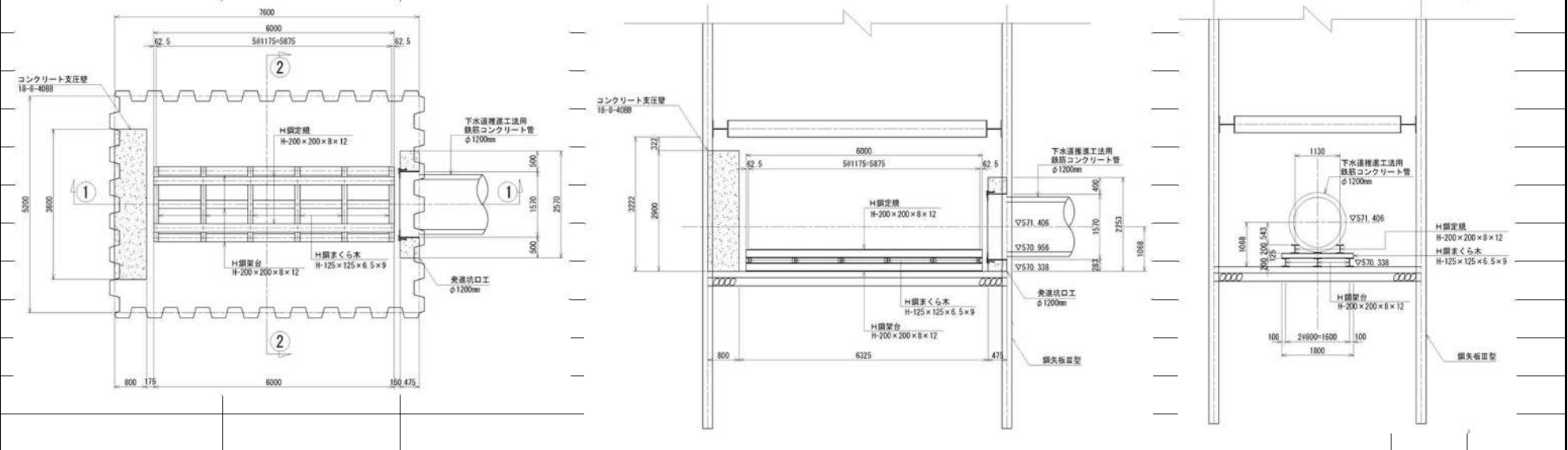
泥水式				【補助】	
種 別	細 目	算 定 式		単位	数 量
鏡切り	発進口	HP φ 1200mm	白本P.213,表-55-10参照	11.0 m/箇所	箇所 1
	到達口	HP φ 1200mm	白本P.213,表-55-10参照	11.0 m/箇所	箇所 1
推進用機器据付撤去	HP φ 1200mm				箇所 1
	床板材	泥水式推進工法編2013年改訂版(日推協)P.223		m <sup>3</sup>	0.50
掘進機据付	HP φ 1200mm	白本P.222,表-82-2より	砂礫土:ラフテレーンクレーン排出ガス対策型(第2次基準値)油圧伸縮ジブ型3	台	1
掘進機搬出	HP φ 1200mm	白本P.225,表-84-2より	砂礫土:ラフテレーンクレーン排出ガス対策型(第2次基準値)油圧伸縮ジブ型3	台	1
殻搬出	Coガラ	支圧壁Co + 坑口Co + 坑口調整Co			
		V= 8.35 m <sup>3</sup> + 2.17 m <sup>3</sup> + m <sup>3</sup> = 10.53 m <sup>3</sup>		m <sup>3</sup>	10.53
殻運搬処理	Coガラ	V= 同上		m <sup>3</sup>	10.53

仮設備工（泥水式） 数量算定表 (4/5)

泥水式				【補助】	
種 別	細 目	算 定 式		単位	数 量
引上用受台設置撤去	HP φ 1200mm	H-200*200*8*12(定規)	w'= 0.055 t/m 加工材		
		H-125*125*6.5*9(枕木)	w'= 0.024 t/m		
		H-200*200*8*12(架台)	w'= 0.550 t/m 加工材		
	定規:H-200	W1= 5.40 m × 2 本 × 0.055 t/m	= 0.594 t		
	枕木:H-125	W2= 1.80 m × 6 本 × 0.024 t/m	= 0.259 t		
	架台:H-200	W3= 5.40 m × 3 本 × 0.055 t/m	= 0.891 t		
			Σ W= 1.744 t	t	1.744
<div><div></div><div></div><div></div></div>					

仮 設 備 工 ( 泥 水 式 )      数 量 算 定 表      (5/5)

泥水式				【補助】	
種 別	細 目	算 定 式		単位	数 量
発進用受台設置撤去	HP φ 1200mm	H-200*200*8*12(定規)	w'= 0.055 t/m 加工材		
		H-125*125*6.5*9(枕木)	w'= 0.024 t/m		
		H-200*200*8*12(架台)	w'= 0.550 t/m 加工材		
	定規:H-200	W1= 6.00 m × 2 本 ×	0.055 t/m	= 0.660 t	
	枕木:H-125	W2= 1.80 m × 6 本 ×	0.024 t/m	= 0.259 t	
	架台:H-200	W3= 6.00 m × 3 本 ×	0.055 t/m	= 0.990 t	
			Σ W= 1.909 t	t	1.909



通 信 ・ 換 気 設 備 工 ( 泥 水 式 ) 数 量 算 定 表

[illegible]

注 入 設 備 工 ( 泥 水 式 ) 数 量 算 定 表

[illegible]

送排泥設備工（泥水式）数量算定表

泥水式			【補助】
種 別	細 目	算 定 式	単位 数 量
送排泥管設置撤去工		白本P.252より	
	配管延長	①地上・立坑用	式 1
		L送泥=L排泥=Lp +H Lp:泥水処理設備より立坑上までの延長(標準30m)	
		= 30 + 9.804 H:立坑上から推進管管底までの延長 9.804 m	
		= 39.804 m	
		②坑内用	
		L送泥=L排泥=推進延長 - (5m+3m×n) 推進延長= 30.70 m	
		= 30.70 - ( 5 + 3 × 0.00 ) n:最終スパンの中押段数= 0.00 段	
		= 25.70 m	
送泥ポンプ据付撤去工	泥水輸送設備計画より	定速ポンプ 100型 11KW直・実揚程15m	台 1
排泥ポンプ据付撤去工	泥水輸送設備計画より	定速ポンプ 100型 15KW直・実揚程20m	台 1
中継ポンプ据付撤去工		排泥ポンプの規格で排泥揚程を満たすので必要なし	台 0
計測機器類設置撤去工			箇所 1
ポンプ及び計測機器類機械器具損料等			式 1



泥 水 処 理 設 備 工 ( 泥 水 式 ) 数 量 算 定 表

泥水式				【補助】	
種 別	細 目	算 定 式		単位	数 量
泥水処理装置据付撤去工		白本P.270より			
	一次処理	機器容量は物質収支計算書を参照		式	1
		①ユニット式一次処理機据付撤去工 : 2.0m3/min - 50.0KW		= 1.0 基	
		②二次処理機 : 1.10m3/h - 24.0KW		= 基	
		③追加調整槽 : 20m3 - 3.7KW (攪拌式水槽)		= 槽	
		④余剰泥水槽 : 10m3 - 2.2KW (泥水槽)		= 槽	
		⑤スラリー槽 : 10m3 - 2.2KW (泥水槽)		= 槽	
		⑥沈殿槽 : 10m3 (水槽)		= 1.0 槽	
		⑦清水槽 : 10m3 (水槽)		= 1.0 槽	
		⑧PAC槽 : 6m3		= 槽	
		⑨アルカリ中和装置 : 不要		= 槽	
		⑩土砂ホッパー : 10m3 600mm×20m		= 槽	
		⑩土砂ホッパー : 30m3 600mm×20m		= 槽	
処理設備付帯作業工	一次処理			式	1
処理設備機械器具損料等				式	1
作泥材	物質収支計算集計より	初期作泥量 + 補給作泥量① + 補給作泥量②		式	1
	粘土	= 5697.0 kg + 0.0 kg + kg = 5697.0 kg			
	ベントナイト	= 949.5 kg + 0.0 kg + kg = 949.5 kg			
	CMC	= 19.0 kg + 19.1 kg + kg = 38.1 kg			
	水	= 17.1 m3 + 19.1 m3 + m3 = 36.2 m3			
	PAC	= kg + kg + kg = 0 kg			
		貯留泥水量 泥水処分量			
泥水運搬処理		V= 18.990 m3 + 14.28 m3 + m3 = 33.27 m3		m <sup>3</sup>	33.3

推進水替工（泥水式） 数量算定表 (1/1)

[illegible]

日当り配管布設本数(参考)

※ 1 日当り平均配管布設本数算定(リフトイン工法・バッテリーカー搬入)

1. 1 日当り配管布設本数

(1) 配管布設 1 日目布設本数

配管布設作業初日の日当り布設本数は、管の芯出し、接合、高さ・方向調整、管固定作業の難易性を考慮し、1 日当り 1 本とする。

(2) 配管布設 2 日目布設本数

配管布設作業 2 日目の日当り布設本数は、1 日目と同様に作業の難易性を考慮し、配管布設 3 日目以降の日当り標準布設本数から 1 本減じた本数とする。

(3) 配管布設 3 日目以降布設本数

配管布設作業 3 日目以降の日当り布設本数は、下記 1 日当り標準布設本数算定計算により算定された本数とする。

※配管本数が少ない場合は、1 日目と 2 日目を合わせて 1 日目とする

2. 1 日当り標準布設本数算定

以下に配管布設 3 日目以降の 1 日当り標準布設本数算定計算を示す。

(1) 算定条件

管 径	φ900	(mm)		
運搬延長	35.80	(m)	(運搬・布設差違	0.00 m)
配管延長L	35.80	(m)	1 方向搬入(a)	
布設算定運搬延長	35.80	(m)		
標準布設本数算定延長	35.80	(m)		
配管本数	9	(本)		
平均管長	4.000	(m/本)		
搬入方法	：カゴ型運搬台車使用、バッテリーカー搬入			

(2) 1 日当り標準布設本数

(単位:分)

項目等	管径毎所要時間				計算	備 考
	φ500 ～1200	φ1350 ～1650	φ1800 ～2400	φ2600	φ900 L=35.80	
T①管吊り降し、台車セット	10	11	13	15	10.0	
T②管搬入 =(延長/2)/搬入速度	(L/2)/10.0	(L/2)/15.0	(L/2)/15.0	(L/2)/15.0	1.8	速度=m/分
T③滑剤塗布、芯出し接合	40	35	37	40	40.0	
T④台車搬出=(延長/2)/搬出速度	(L/2)/20.0	(L/2)/30.0	(L/2)/30.0	(L/2)/30.0	0.9	速度=m/分
T⑤高さ・方向調整、管固定	24	20	23	27	24.0	
T⑥その他別途考慮時間						
Tr=T (①+②+③+④+⑤+⑥)					76.7	
1 日当り配管布設本数	1 日当り実労働時間÷Tr= 480÷Tr				6.3 本/日	

3. 1 日当り平均配管布設本数算定

1 日当り平均配管布設本数は、上記 3 日目以降の 1 日当り標準布設本数、及び配管布設 1 日目・2 日目の布設本数を考慮して算定する。



## 1－2. $\phi 1200$ 泥水輸送計画



## 泥水輸送設備計画

工区名           $\phi 1200$ 推進区間  
区 間          No.    6    $\rightarrow$  No.    7                      BorNo.        7

### 1. 仕様条件

#### 1) 施工条件

呼び径	HP $\phi$	1200
掘進機外径	Bs	= 1.450 m
土被り	H	= 8.64 m
推進延長	L	= 30.70 m
推進速度	S	= 4.00 cm/min
地下水位	hw	= 5.30 kN/m <sup>2</sup>
泥水加圧力	$\Delta P$	= 20.0 kN/m <sup>2</sup>
バルブ及びエルボの直管相当長	Lo	= 20.0 m
立坑から調整槽までの距離	L1	= 20.0 m
立坑から処理機までの距離	L2	= 20.0 m
G.Lからの処理吐出高さ	h	= 5.0 m

#### 2) 送排泥管の仕様

送泥管径	呼び径	100 mm	内径 d1	=	105.3 mm
排泥管径	呼び径	100 mm	内径 d2	=	105.3 mm

#### 3) 送泥流体仕様

液の種類	泥水
固形物真比重	$\rho_s$ = 2.745
送泥水比重	$\rho_1$ = 1.15
母液比重	$\rho_o$ = 1.00

#### 4) 地山の仕様

土粒子の真比重	Gs	=	2.745
水の比重	$\rho_w$	=	1.00
含水比	$\omega$	=	8.0 %

#### 5) 限界流速に関する係数

粒径と濃度から決る定数	FL	=	1.345	砂の場合	1.33~1.36
-------------	----	---	-------	------	-----------

#### 6) その他諸元

重力加速度	g	=	9.8 m/sec <sup>2</sup>
電動機の電源	200 V - 50 Hz		

## 2. 送泥・排泥流量の検討

### 1) 地山の取込量

① 掘削断面積 : A (m<sup>2</sup>)

$$A = \frac{\pi}{4} \times Bs^2 = \frac{\pi}{4} \times 1.450^2 = 1.651 \text{ m}^2$$

② 地山の含泥率 : K (vol%)

$$\begin{aligned} K &= \frac{1}{1+e} = \frac{1 / \left\{ 1 - \frac{1}{1 + \omega/100} \times \left( 1 - \frac{\rho_w}{G_s} \right) \right\} - 1}{\frac{G_s}{\rho_w} - 1} \times 100 \\ &= \frac{1 / \left\{ 1 - \frac{1}{1 + 8.0/100} \times \left( 1 - \frac{1.000}{2.745} \right) \right\} - 1}{\frac{2.745}{1.000} - 1} \times 100 = 81.99 \text{ vol\%} \end{aligned}$$

③ 掘削土量(真体積) : q (m<sup>3</sup>/min)

$$q = A \times \frac{S}{100} = 1.651 \times \frac{4.00}{100} = 0.066 \text{ m}^3/\text{min}$$

④ 掘削土量中の乾砂量 : G (m<sup>3</sup>/min)

$$G = q \times \frac{K}{100} = 0.066 \times \frac{81.99}{100} = 0.054 \text{ m}^3/\text{min}$$

ここに、Bs : 掘進機外径 = 1.450 m  
ω : 地山の含水比 = 8.00 %  
ρ<sub>w</sub> : 水の比重 = 1.000  
G<sub>s</sub> : 地山土粒子の真比重 = 2.745  
S : 掘進速度 = 4.00 cm/min



## 2) 送泥・排泥流量の決定

① 排泥管内断面積 :  $a_2$  (m<sup>2</sup>)

$$a_2 = \frac{\pi}{4} \times d_2^2 = \frac{\pi}{4} \times 0.1053^2 = 0.0087 \text{ m}^2$$

② 管内限界沈殿流速 :  $V_L$  (m/sec)

掘削土砂の流体輸送には、輸送土粒子が管内で沈殿しないように一定の管内流速を確保する必要がある。この管内流速を管内限界沈殿流速として「Durandの公式」で表す。

$$\begin{aligned} V_L &= FL \times \sqrt{2 \times g \times d_2 \times \frac{G_s - \rho_o}{\rho_o}} \quad (\text{Durandの公式}) \\ &= 1.345 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 0.1053 \times \frac{2.745 - 1.000}{1.000}} = 2.552 \text{ m/sec} \end{aligned}$$

③ 排泥流量 :  $Q_2$  (m<sup>3</sup>/min)

$$Q_2 = a_2 \times V_L \times 60 = 0.0087 \times 2.552 \times 60 = 1.332 \text{ m}^3/\text{min}$$

④ 送泥流量 :  $Q_1$  (m<sup>3</sup>/min)

$$Q_1 = Q_2 - q = 1.332 - 0.066 = 1.266 \text{ m}^3/\text{min}$$

ここに、FL : 粒径と濃度から決る定数	=	1.345
g : 重力加速度	=	9.8 m/sec <sup>2</sup>
d <sub>2</sub> : 排泥管内径	=	0.1053 m
G <sub>s</sub> : 土粒子の真比重	=	2.745
ρ <sub>o</sub> : 母液比重	=	1.000
q : 掘削土量	=	0.066 m <sup>3</sup> /min

### 3) 送泥濃度、排泥濃度の検討

#### ① 送泥濃度 : C1 (vol%)

$$C1 = \frac{\rho 1 - \rho o}{\rho s - \rho o} \times 100 = \frac{1.150 - 1.000}{2.745 - 1.000} \times 100 = 8.596 \text{ vol\%}$$

#### ② 排泥濃度 : C2 (vol%)

$$C2 = \frac{C1 \times Q1 + 100 \times G}{Q2} = \frac{8.596 \times 1.266 + 100 \times 0.0540}{1.332} = 12.224 \text{ vol\%}$$

#### ③ 排泥比重 ( $\rho 2$ )

$$\begin{aligned} \rho 2 &= \rho o + \frac{C2 \times (Gs - \rho o)}{100} \\ &= 1.000 + \frac{12.224 \times (2.745 - 1.000)}{100} = 1.213 \end{aligned}$$

ここに、 $\rho 1$ : 送泥水比重	=	1.150
$\rho o$ : 母液比重	=	1.000
$\rho s$ : 固形物真比重	=	2.745
$Q1$ : 送泥流量	=	1.266 m <sup>3</sup> /min
$Q2$ : 排泥流量	=	1.332 m <sup>3</sup> /min
$G$ : 掘削土量中の乾砂量	=	0.0540 m <sup>3</sup> /min
$Gs$ : 地山土粒子の真比重	=	2.745

### 3. 管径と管内流速の検討

#### 1) 送泥管

① 送泥管内断面積 :  $a_1$  (m<sup>2</sup>)

$$a_1 = \frac{\pi}{4} \times d_1^2 = \frac{\pi}{4} \times 0.1053^2 = 0.0087 \text{ m}^2$$

② 管内流速 :  $V_1$  (m/sec)

$$V_1 = \frac{Q_1}{a_1 \times 60} = \frac{1.266}{0.0087 \times 60} = 2.425 \text{ m/sec}$$

$$\begin{aligned} \text{ここに、} d_1 : \text{送泥管径} &= 0.1053 \text{ m} \\ Q_1 : \text{送泥流量} &= 1.266 \text{ m}^3/\text{min} \end{aligned}$$

#### 2) 排泥管

① 排泥管の管内流速 :  $V_2$  (m/sec)

$$V_2 = V_L = 2.552 \text{ m/sec}$$

$$\text{ここに、} V_L : \text{管内限界沈殿流速} = 2.552 \text{ m/sec}$$

#### 4. ポンプの特性検討

##### 1) 送泥ポンプの特性検討

① 送泥流量 :  $Q1$  (m<sup>3</sup>/min)       $Q1 = 1.266 \text{ m}^3/\text{min}$

② 送泥管 1 m 当りの抵抗損失 :  $hf1$  (m液柱/m)      (ヘーゼン・ウィリアムス公式)

$$hf1 = \frac{98.9 \times V1^2 \times \rho 1}{C^{1.85} \times d1^{1/6} \times V1^{0.15} \times d1 \times 2 \times g}$$

$$= \frac{98.9 \times 2.425^2 \times 1.15}{120^{1.85} \times 0.1053^{1/6} \times 2.425^{0.15} \times 0.1053 \times 2 \times 9.8}$$

$$= 0.059 \text{ m液柱/m}$$

ここに、 $V1$  : 送泥流速      =    2.425 m/sec

$\rho 1$  : 送泥水比重      =    1.15

$C$  : 流速係数      =    120

$d1$  : 送泥管内径      =    0.1053 m

$g$  : 重力加速度      =    9.8 m/sec<sup>2</sup>

③ 送泥側ポンプ総揚程 :  $\Sigma H1$  (m)

$$\Sigma H1 = (L + H + Bs + L1 + Lo) \cdot hf1 - (H + Bs) + \frac{10^{-1} \cdot Pw}{\rho 1}$$

$$= (30.70 + 8.64 + 1.450 + 20.0 + 20.0) \times 0.059 - (8.64 + 1.450)$$

$$+ \frac{10^{-1} \times 60.65}{1.15} = -0.049 \text{ m}$$

ここに、 $L$  : 推進延長      =    30.70 m

$Bs$  : 掘進機外径      =    1.450 m

$H$  : 土被り      =    8.64 m

$hw$  : 地下水位      GL-    5.30 m

$L1$  : 立坑から調整槽までの距離      =    20.0 m

$Lo$  : バルブおよびエルボの相当直管長さ      =    20.0 m

$Pw$  : 切羽水圧

$$= (H - hw + Bs/2) \cdot \gamma w + \Delta P$$

$$= (8.64 - 5.30 + 1.450/2) \times 10.0 + 20.00 = 60.65 \text{ kN/m}^2$$

$\Delta P$  : 泥水加圧力      =    20.0 kN/m<sup>2</sup>

$\rho 1$  : 送泥水比重      =    1.15

$\gamma w$  : 水の単位体積重量      =    10.0 kN/m<sup>3</sup>

##### 2) 送泥ポンプの選定

送泥ポンプ選定表      電動機の電源    200 V - 50 Hz

送泥管径 mm	実揚程 m	ポンプ 型式	電動機			回転数 rpm	極数 P	駆動方式	台数 (台)	採用
			形式	Kw	Hz					
100	15	送排泥	定速	11.0	50	1430	4	直結	1	○
	20	送排泥	定速	15.0	50	1430	4	直結	1	
	25	送排泥	定速	22.0	50	1430	4	直結	1	

$\Sigma H1 = -0.049 \text{ m}$  より、実揚程 15 m のポンプを採用する。      回転数 = 1430 rpm

### 3) 排泥ポンプの特性検討

① 排泥流量：Q2 (m3/min)                      Q2 = 1.332 m3/min

② 排泥管 1 m 当りの抵抗損失：hf2 (m液柱/m)                      (ヘーゼン・ウィリアムス公式)

$$hf2 = \frac{98.9 \times V2^2 \times \rho 2}{C^{1.85} \times d2^{1/6} \times V2^{0.15} \times d2 \times 2 \times g}$$

$$= \frac{98.9 \times 2.552^2 \times 1.21}{120^{1.85} \times 0.1053^{1/6} \times 2.552^{0.15} \times 0.1053 \times 2 \times 9.8}$$

$$= 0.068 \text{ m液柱/m}$$

ここに、V2：送泥流速 = 2.552 m/sec

ρ2：排泥水比重 = 1.213

C：流速係数 = 120

d2：送泥管内径 = 0.1053 m

g：重力加速度 = 9.8 m/sec<sup>2</sup>

③ 排泥側ポンプ総揚程：ΣH2 (m液柱)

$$\Sigma H2 = (L + H + Bs + L2 + h + Lo) \cdot hf2 + H' + Bs + h - \frac{10^{-1} \cdot P}{\rho 2}$$

$$= (30.70 + 8.64 + 1.450 + 20.0 + 5.0 + 20.0) \times 0.068 + 8.64 + 1.450 + 5.0$$

$$- \frac{10^{-1} \times 60.7}{1.21} = 15.924 \text{ m}$$

ここに、L：推進延長 = 30.70 m

Bs：掘進機外径 = 1.450 m

H：土被り = 8.64 m

hw：地下水位 GL- 5.30 m

L2：立坑から処理機までの距離 = 20.0 m

h：処理吐出高さ(+GL) = 5.0 m

Lo：バルブおよびエルボの相当直管長さ = 20.0 m

P：切羽水圧

$$= (H - hw + Bs/2) \cdot \gamma w + \Delta P$$

$$= (8.64 - 5.30 + 1.450/2) \times 10.0 + 20.00 = 60.65 \text{ kN/m}^2$$

ΔP：泥水加圧力 = 20.0 kN/m<sup>2</sup>

ρ2：排泥水比重 = 1.213

γw：水の単位体積重量 = 10.0 kN/m<sup>3</sup>

### 4) 排泥ポンプの選定

排泥ポンプ選定表                      電動機の電源                      200 V - 50 Hz

排泥管径	実揚程	ポンプ	電動機			回転数	極数	駆動方式	台数	採用
mm	m	型式	形式	Kw	Hz	rpm	P		(台)	
100	15	送排泥	定速	11.0	50	1430	4	直結	1	
	20	送排泥	定速	15.0	50	1430	4	直結	1	○
	25	送排泥	定速	22.0	50	1430	4	直結	1	

ΣH2 = 15.924 m より、実揚程 20 m のポンプを採用する。                      回転数 = 1430 rpm

## 5) ポンプ仕様の決定

以上の検討より、次表にポンプ仕様を示す。

項 目	単 位	排泥ポンプ		送泥ポンプ
		立坑内	中継ポンプ	送泥 P1
口 径	mm	100	－	100
ポンプ型式		送排泥	－	送排泥
濃 度	Vol %	12.22		8.60
液 比 重		1.213		1.150
揚 量	m3/min	1.332		1.266
揚 程	m	15.924		(0.049)
ポンプ実揚程	m3/min	20.000	－	15.000
回 転 数	rpm	1430	－	1430
電 動 機		定速	－	定速
電 源	V-Hz	200 V - 50 Hz		
出 力	Kw	15.0	－	11.0
極 数	P	4	－	4
駆動方式		直結	－	直結

### 1－3. $\phi 1200$ 物質収支計算

# 物質収支計算

工区名      φ1200推進区間      区 間   No.   6   →   No.   7      BorNo.      7

## 1. 計画条件

施工条件	呼び径	HP φ	1200	mm
	推進機外径	Bs	=	1.450 m
	推進延長	L	=	30.70 m
	推進管長	Lp	=	2.43 m/本
	掘進速度	S	=	40.00 mm/min
	送泥水の比重	ρ1	=	1.15
	清水比重	ρo	=	1.00

土質条件	土粒子真比重	Gs	=	2.745	
	地山の含水比	ω	=	8.0	%
	地山の粒度構成				
	礫	S1	=	67.0	%
	砂	S2	=	25.9	%
	シルト・粘土	S3	=	7.1	%

送排泥管の仕様	送泥管径	呼び径	=	100	mm	内径 d1	=	105.3	mm
	排泥管径	呼び径	=	100	mm	内径 d2	=	105.3	mm

粒径と濃度から決る定数      FL      =      1.345      砂の場合 1.33~1.36

## [送排泥流量の計算]

$$\text{掘削断面積} \quad A = \frac{\pi}{4} \times Bs^2 = \frac{\pi}{4} \times 1.450^2 = 1.651 \text{ m}^2$$

$$\text{掘削土量 (真体積)} \quad q = A \times \frac{S}{1000} = 1.6510 \times \frac{40.00}{1000} = 0.066 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$\text{排泥管管径} \quad d2 = 0.1053 \text{ m}$$

$$\text{排泥管内断面積} \quad a2 = \frac{\pi}{4} \times d2^2 = \frac{\pi}{4} \times 0.1053^2 = 0.0087 \text{ m}^2$$

$$\text{重力加速度} \quad g = 9.8 \text{ m/sec}^2$$

$$\begin{aligned} \text{管内限界沈殿流速} \quad VL &= FL \times \sqrt{2 \times g \times d2 \times \frac{Gs - \rho o}{\rho o}} \quad (\text{R. DURANDの公式}) \\ &= 1.345 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 0.1053 \times \frac{2.745 - 1.00}{1.00}} = 2.552 \text{ m/sac} \end{aligned}$$

$$\text{排泥流量} \quad Q2 = a2 \times VL \times 60 = 0.0087 \times 2.552 \times 60 = 1.332 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$\text{送泥流量} \quad Q1 = Q2 - q = 1.332 - 0.066 = 1.266 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$\text{送泥流速} \quad V1 = \frac{4 \cdot Q1}{\pi \times d1^2 \times 60} = \frac{4 \times 1.266}{\pi \times 0.1053^2 \times 60} = 2.423 \text{ m/sec}$$



[掘進開始前]

掘進するための必要貯留泥水量は、10分間に流れる送泥水量の1.5倍とする。

$$\text{貯留泥水容量} \quad V_0 = 10 \times \text{送泥流量}(Q_1) \times 1.5 = 10 \times 1.266 \times 1.5 = 18.990 \text{ m}^3$$

$$\text{貯留泥水質量} \quad W_0 = V_0 \times \text{送泥水比重}(\rho_1) = 18.990 \times 1.15 = 21.839 \text{ t}$$

$$\begin{aligned} \text{貯留泥水} \\ \text{質量濃度} \quad C_0 &= \frac{G_s \times (\rho_1 - \rho_0)}{\rho_1 \times (G_s - \rho_0)} \times 100 \\ &= \frac{2.745 \times (1.15 - 1.00)}{1.15 \times (2.745 - 1.00)} \times 100 = 20.518 \text{ Wt\%} \end{aligned}$$

$$\text{土粒子質量} \quad W_{a0} = W_0 \times \frac{C_0}{100} = 21.839 \times \frac{20.518}{100} = 4.481 \text{ t}$$

$$\text{水分質量} \quad W_{w0} = W_0 \times \frac{100 - C_0}{100} = 21.839 \times \frac{100 - 20.518}{100} = 17.358 \text{ t}$$

$$\text{質 量} \quad W_0 = W_{a0} + W_{w0} = 4.481 + 17.358 = 21.839 \text{ t}$$

$$\text{土粒子容積} \quad V_{a0} = \frac{W_{a0}}{G_s} = \frac{4.481}{2.745} = 1.632 \text{ m}^3$$

$$\text{水分容積} \quad V_{w0} = \frac{W_{w0}}{\rho_0} = \frac{17.358}{1.00} = 17.358 \text{ m}^3$$

$$\text{容 積} \quad V_0 = V_{a0} + V_{w0} = 1.632 + 17.358 = 18.990 \text{ m}^3$$

## 2. 物質収支計算

### ① 送 泥 水

送泥流量	$V1 = Q1 \times T = 1.266 \times 60.750$	= 76.910 m <sup>3</sup> /本
掘進時間	$T = \frac{Lp}{S} \times 1000 = \frac{2.43}{40} \times 1000$	= 60.75 min/本
送泥質量	$W1 = V1 \times \rho 1 = 76.910 \times 1.150$	= 88.447 t/本
送泥質量濃度	$C1 = \frac{Gs \times (\rho 1 - \rho o)}{\rho 1 \times (Gs - \rho o)} \times 100$ $= \frac{2.745 \times (1.15 - 1.00)}{1.15 \times (2.745 - 1.00)} \times 100$	= 20.518 Wt%
土粒子質量	$Wa1 = W1 \times \frac{C1}{100} = 88.447 \times \frac{20.518}{100}$	= 18.148 t/本
水分質量	$Ww1 = W1 \times \frac{100 - C1}{100} = 88.447 \times \frac{100 - 20.518}{100}$	= 70.299 t/本
質 量	$W1 = Wa1 + Ww1 = 18.148 + 70.299$	= 88.447 t/本
土粒子容積	$Va1 = \frac{Wa1}{Gs} = \frac{18.148}{2.745}$	= 6.611 m <sup>3</sup> /本
水分容積	$Vw1 = \frac{Ww1}{\rho o} = \frac{70.299}{1.00}$	= 70.299 m <sup>3</sup> /本
容 積	$V1 = Va1 + Vw1 = 6.611 + 70.299$	= 76.910 m <sup>3</sup> /本

② 掘削地山

$$\text{掘削容量} \quad V_2 = \pi/4 \times B_s^2 \times L_p = \pi/4 \times 1.450^2 \times 2.43 = 4.013 \text{ m}^3/\text{本}$$

$$\text{見掛比重} \quad \gamma_t = \frac{\omega + 100}{\omega + 100/G_s} = \frac{8.0 + 100}{8.0 + 100/2.745} = 2.431$$

$$\text{掘削質量} \quad W_2 = V_2 \times \gamma_t = 4.013 \times 2.431 = 9.756 \text{ t/本}$$

$$\text{土粒子質量} \quad W_{a2} = W_2 \times \frac{100}{100 + \omega} = 9.756 \times \frac{100}{100 + 8.0} = 9.033 \text{ t/本}$$

$$\text{水分重量} \quad W_{w2} = W_2 \times \frac{\omega}{100 + \omega} = 9.756 \times \frac{8.0}{100 + 8.0} = 0.723 \text{ t/本}$$

$$\text{質 量} \quad W_2 = W_{a2} + W_{w2} = 9.033 + 0.723 = 9.756 \text{ t/本}$$

$$\text{土粒子容積} \quad V_{a2} = \frac{W_{a2}}{G_s} = \frac{9.033}{2.745} = 3.291 \text{ m}^3/\text{本}$$

$$\text{水分容積} \quad V_{w2} = \frac{W_{w2}}{\rho_o} = \frac{0.723}{1.00} = 0.723 \text{ m}^3/\text{本}$$

$$\text{容 積} \quad V_2 = V_{a2} + V_{w2} = 3.291 + 0.723 = 4.014 \text{ m}^3/\text{本}$$

《地山粒度構成》

$$\text{礫質量} \quad W_{r2} = W_{a2} \times \frac{S1}{100} = 9.033 \times \frac{67.0}{100} = 6.052 \text{ t/本}$$

$$\text{砂質量} \quad W_{s2} = W_{a2} \times \frac{S2}{100} = 9.033 \times \frac{25.9}{100} = 2.340 \text{ t/本}$$

$$\text{シルト、粘土質量} \quad W_{c2} = W_{a2} \times \frac{S3}{100} = 9.033 \times \frac{7.1}{100} = 0.641 \text{ t/本}$$

$$\text{水分質量} \quad W_{w2} = \quad = 0.723 \text{ t/本}$$

$$\begin{aligned} \text{質 量} \quad W2 &= W_{r2} + W_{s2} + W_{c2} + W_{w2} \\ &= 6.052 + 2.340 + 0.641 + 0.723 \end{aligned} \quad = 9.756 \text{ t/本}$$

$$\text{礫容積} \quad V_{r2} = \frac{W_{r2}}{G_s} = \frac{6.052}{2.745} \quad 2.205 \text{ m}^3/\text{本}$$

$$\text{砂容積} \quad V_{s2} = \frac{W_{s2}}{G_s} = \frac{2.340}{2.745} \quad = 0.852 \text{ m}^3/\text{本}$$

$$\text{シルト・粘土容積} \quad V_{c2} = \frac{W_{c2}}{G_s} = \frac{0.641}{2.745} \quad = 0.234 \text{ m}^3/\text{本}$$

$$\text{水分容積} \quad V_{w2} = \frac{W_{w2}}{\rho_o} = \frac{0.723}{1.00} \quad = 0.723 \text{ m}^3/\text{本}$$

$$\begin{aligned} \text{容 積} \quad V2 &= V_{r2} + V_{s2} + V_{c2} + V_{w2} \\ &= 2.205 + 0.852 + 0.234 + 0.723 \end{aligned} \quad = 4.014 \text{ m}^3/\text{本}$$

③ 排泥水 (① + ②)

砂・礫質量	$Wb3 = Wr2 + Ws2$	$= 6.052 + 2.340$	$= 8.392 \text{ t/本}$
シルト・粘土質量	$Wc3 = Wa1 + Wc2$	$= 18.148 + 0.641$	$= 18.789 \text{ t/本}$
砂・礫容積	$Vb3 = Vr2 + Vs2$	$= 2.205 + 0.852$	$= 3.057 \text{ t/本}$
シルト・粘土容積	$Vc3 = Va1 + Vc2$	$= 6.611 + 0.234$	$= 6.845 \text{ t/本}$
土粒子質量	$Wa3 = Wb3 + Wc3$	$= 8.392 + 18.789$	$= 27.181 \text{ t/本}$
水分質量	$Ww3 = Ww1 + Ww2$	$= 70.299 + 0.723$	$= 71.022 \text{ t/本}$
質 量	$W3 = Wa3 + Ww3$	$= 27.181 + 71.022$	$= 98.203 \text{ t/本}$
土粒子容積	$Va3 = Vb3 + Vc3$	$= 3.057 + 6.845$	$= 9.902 \text{ m3/本}$
水分容積	$Vw3 = Vw1 + Vw2$	$= 70.299 + 0.723$	$= 71.022 \text{ m3/本}$
容 積	$V3 = Va3 + Vw3$	$= 9.902 + 71.022$	$= 80.924 \text{ m3/本}$
液比重	$\rho 3 = \frac{W3}{V3}$	$= \frac{98.203}{80.924}$	$= 1.214$
質量濃度	$C3 = \frac{Wa3}{W3} \times 100$	$= \frac{27.181}{98.203} \times 100$	$= 27.68 \text{ Wt\%}$

#### ④ 一次分離

礫：砂の回収率は 100%とし、シルト及び粘土の回収量は 一次処理される礫について 10Wt(%)、砂については 40Wt(%)の泥水(排泥水中の礫及び砂を除いた付着泥水)を含むものとする。

$$\text{礫質量} \quad W_{r4} = W_{r2} = 6.052 \text{ t/本}$$

$$\text{砂質量} \quad W_{s4} = W_{s2} = 2.340 \text{ t/本}$$

$$\begin{aligned} \text{シルト・粘土質量} \quad W_{c4} &= (W_{r4} \times 0.1 + W_{s4} \times 0.4) \times \frac{W_{a3} - (W_{r4} + W_{s4})}{W_{w3} + \{W_{a3} - (W_{r4} + W_{s4})\}} \\ &= (6.052 \times 0.1 + 2.340 \times 0.4) \times \frac{27.181 - (6.052 + 2.340)}{71.022 + \{27.181 - (6.052 + 2.340)\}} = 0.322 \text{ t/本} \end{aligned}$$

$$\text{礫容積} \quad V_{r4} = \frac{W_{r4}}{G_s} = \frac{6.052}{2.745} = 2.205 \text{ m}^3/\text{本}$$

$$\text{砂容積} \quad V_{s4} = \frac{W_{s4}}{G_s} = \frac{2.340}{2.745} = 0.852 \text{ m}^3/\text{本}$$

$$\text{シルト・粘土容積} \quad V_{c4} = \frac{W_{c4}}{G_s} = \frac{0.322}{2.745} = 0.117 \text{ m}^3/\text{本}$$

$$\begin{aligned} \text{土粒子質量} \quad W_{a4} &= W_{r4} + W_{s4} + W_{c4} \\ &= 6.052 + 2.340 + 0.322 = 8.714 \text{ t/本} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水分質量} \quad W_{w4} &= (W_{r4} \times 0.1 + W_{s4} \times 0.4) - W_{c4} \\ &= (6.052 \times 0.1 + 2.340 \times 0.4) - 0.322 = 1.219 \text{ t/本} \end{aligned}$$

$$\text{質 量} \quad W_4 = W_{a4} + W_{w4} = 8.714 + 1.219 = 9.933 \text{ t/本}$$

$$\begin{aligned} \text{土粒子容積} \quad V_{a4} &= V_{r4} + V_{s4} + V_{c4} \\ &= 2.205 + 0.852 + 0.117 = 3.174 \text{ m}^3/\text{本} \end{aligned}$$

$$\text{水分容積} \quad V_{w4} = \frac{W_{w4}}{\rho_o} = \frac{1.219}{1.00} = 1.219 \text{ m}^3/\text{本}$$

$$\text{容 積} \quad V_4 = V_{a4} + V_{w4} = 3.174 + 1.219 = 4.393 \text{ m}^3/\text{本}$$

$$\text{含水比} \quad \omega_4 = \frac{W_{w4}}{W_{a4}} \times 100 = \frac{1.219}{8.71} \times 100 = 13.99 \text{ Wt\%}$$

⑤ サイクロンオーバー泥水

土粒子質量	$Wa5 = Wa3 - Wa4$	$= 27.181 - 8.714$	$= 18.467$	t/本
水分質量	$Ww5 = Ww3 - Ww4$	$= 71.022 - 1.219$	$= 69.803$	t/本
質 量	$W5 = Wa5 + Ww5$	$= 18.467 + 69.803$	$= 88.270$	t/本
土粒子容積	$Va5 = \frac{Wa5}{Gs}$	$= \frac{18.467}{2.745}$	$= 6.728$	m <sup>3</sup> /本
水分容積	$Vw5 = \frac{Ww5}{\rho_o}$	$= \frac{69.803}{1.00}$	$= 69.803$	m <sup>3</sup> /本
容 積	$V5 = Va5 + Vw5$	$= 6.728 + 69.803$	$= 76.531$	m <sup>3</sup> /本
液比重	$\rho_5 = \frac{W5}{V5}$	$= \frac{88.270}{76.531}$	$= 1.153$	
質量濃度	$C5 = \frac{Wa5}{W5} \times 100$	$= \frac{18.47}{88.27} \times 100$	$= 20.92$	Wt%

## ⑥ 調整槽内比重

調整槽容量は、必要貯留泥水量 (V0=10分×送泥流量×1.5) を貯留できる容量とする。

$$\text{必要貯留泥水量 } V0 = 18.990 \text{ m}^3$$

比重調整後の調整槽内の土粒子及び水分の重量は

$$\begin{aligned} \text{土粒子質量 } W_{ac1} &= V0 \times \rho_1 \times C1 / 100 \\ &= 18.990 \times 1.15 \times 20.52 / 100 = 4.481 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水分質量 } W_{wc1} &= V0 \times \rho_1 \times (100 - C1) / 100 \\ &= 18.990 \times 1.15 \times (100 - 20.52) / 100 = 17.358 \text{ t} \end{aligned}$$

となる。

ここで、調整槽内比重を上記の比重調整後の調整槽内泥水にオーバー泥水と送泥水の差 { (「サイクロンオーバー泥水」 - 「送泥水」) /  $\alpha$  } を加えたものの比重とし、それに対して比重調整を行なう事とする。

$$\alpha = \frac{\text{送泥流量 (V1)}}{\text{貯留泥水量 (V0)}} = \frac{76.910}{18.990} = 4.050$$

$$\begin{aligned} \text{土粒子質量 } W_{ac2} &= W_{ac1} + \frac{W_{a5} - W_{a1}}{\alpha} \\ &= 4.481 + \frac{18.467 - 18.148}{4.050} = 4.560 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水分質量 } W_{wc2} &= W_{wc1} + \frac{W_{w5} - W_{w1}}{\alpha} \\ &= 17.358 + \frac{69.803 - 70.299}{4.050} = 17.236 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\text{質 量 } W_c = W_{ac2} + W_{wc2} = 4.560 + 17.236 = 21.796 \text{ t}$$

$$\text{土粒子容積 } V_{ac2} = \frac{W_{ac2}}{G_s} = \frac{4.560}{2.745} = 1.661 \text{ m}^3$$

$$\text{水分容積 } V_{wc2} = \frac{W_{wc2}}{\rho_o} = \frac{17.236}{1.00} = 17.236 \text{ m}^3$$

$$\text{容 積 } V_c = V_{ac2} + V_{wc2} = 1.661 + 17.236 = 18.897 \text{ m}^3$$

$$\text{液比重 } \rho_c = \frac{W_c}{V_c} = \frac{21.796}{18.897} = 1.153$$

$$\text{質量濃度 } C_c = \frac{W_{ac2}}{W_c} \times 100 = \frac{4.560}{21.796} \times 100 = 20.92 \%$$



比重調整を行なうに際しては、下記の条件を用いる。

- (a) 比重調整後の容量は、貯留泥水容量 (V0) とする。
- (b) 比重調整後の比重は、送泥水比重 ( $\rho 1$ ) とする。
- (c) 比重調整泥水は、質量濃度 (C9) = 50.0 wt% とする。

従って、比重調整泥水の比重 ( $\rho 9$ ) は、

$$\text{調整泥水比重 } \rho 9 = \frac{2 \times G_s}{G_s + 1} = \frac{2 \times 2.745}{2.745 + 1} = 1.466$$

となる。

以下に示す各ケースに分類して、比重調整を行なう事とする。

	V1<V5	V1=V5	V1>V5
$\rho 1 < \rho c$	Case 1	Case 4	Case 7
$\rho 1 = \rho c$	Case 2	Case 5	Case 8
$\rho 1 > \rho c$	Case 3	Case 6	Case 9

ここで、 V1：送泥流量 = 76.910 m3/本  
V5：オーバー泥水 = 76.531 m3/本  
 $\rho 1$ ：送泥水比重 = 1.150  
 $\rho c$ ：調整槽内比重 = 1.153

1	Case1, 4	送泥水比重 ( $\rho 1$ ) < 調整槽内比重 ( $\rho c$ ) のため清水による比重調整を行う
2	Case2, 5	送泥水比重 ( $\rho 1$ ) = 調整槽内比重 ( $\rho c$ ) のため比重調整は行わない
3	Case3, 6	送泥水比重 ( $\rho 1$ ) > 調整槽内比重 ( $\rho c$ ) のため泥水による比重調整を行う
4	Case7	送泥水比重 ( $\rho 1$ ) < 調整槽内比重 ( $\rho c$ ) のため清水による比重調整を行う
5	Case8, 9	泥水及び清水による比重調整を行う

よって、 V1>V5  $\rho 1 < \rho c$  より Case 7 となり  
今回は上表に示す 1~5 の調整方法のうち 4 の方法を採用する。

引 抜 泥 水	=	a	} 各水量 (m3/本) を 左記の変数で表す。
余 剰 泥 水	=	b	
比重調整泥水	=	c	
比重調整清水	=	d	

1	Case1, 4の場合
---	-------------

### 非対象Case

調整槽内比重( $\rho c$ )が送泥水比重( $\rho 1$ )より重いため清水による比重調整を行う。  
 ここで、引抜泥水量及び比重調整清水量を  $z$  とすると、

$$(V0 - z) \times \rho c + z \times \rho o = V0 \times \rho 1$$

$$\therefore z = (\rho 1 - \rho c) \times V0 / (\rho o - \rho c)$$

= \*\*\*

=

\*\*\* m3

引 抜 泥 水 :	$a'$	=	$z$	=	*** m3
余 剰 泥 水 :	$b'$	=	$V5 - V1$	=	*** m3
比重調整泥水 :	$c'$	=		=	*** m3
比重調整清水 :	$d'$	=	$z$	=	*** m3

比重調整清水 $z$ ( $\rho o = 1.0$ )
$V0 - z$ ( $\rho c$ )

$z$   
→ 引抜泥水( $\rho c$ )

2	Case2, 5の場合
---	-------------

### 非対象Case

調整槽内比重( $\rho c$ )と送泥水比重( $\rho 1$ )が等しいため比重調整は行わない。

引 抜 泥 水 :	$a'$	=		=	*** m3
余 剰 泥 水 :	$b'$	=	$V5 - V1$	=	*** m3
比重調整泥水 :	$c'$	=		=	*** m3
比重調整清水 :	$d'$	=		=	*** m3

3	Case3, 6の場合
---	-------------

### 非対象Case

調整槽内比重( $\rho c$ )が送泥水比重( $\rho 1$ )より軽いため泥水による比重調整を行う。  
 ここで、引抜泥水量及び比重調整泥水量を  $z$  とすると、

$$(V0 - z) \times \rho c + z \times \rho 9 = V0 \times \rho 1$$

$$\therefore z = (\rho 1 - \rho c) \times V0 / (\rho 9 - \rho c)$$

= \*\*\*

=

\*\*\* m3

引 抜 泥 水 :	$a'$	=	$z$	=	*** m3
余 剰 泥 水 :	$b'$	=	$V5 - V1$	=	*** m3
比重調整泥水 :	$c'$	=	$z$	=	*** m3
比重調整清水 :	$d'$	=		=	*** m3

調整槽内比重 ( $\rho c$ ) が送泥水比重 ( $\rho 1$ ) より重いため清水による比重調整を行う。  
 ここで、引抜泥水量を  $z$  とし、 $\{ \text{送泥流量 (V1)} - \text{オーバー泥水 (V5)} \} \div \alpha$  を  $y$  とすると、  
 (比重調整清水 =  $z + y$ )

$$y = (V1 - V5) \div \alpha = (76.910 - 76.531) \div 4.050 = 0.094 \text{ m3}$$

$$(Vc - z - y) \times \rho c + (z + y) \times \rho o = V0 \times \rho 1$$

$$\begin{aligned} \therefore z &= \{ (\rho 1 - \rho c) \times V0 + (\rho c - \rho o) \times y \} \div (\rho o - \rho c) \\ &= \{ (1.15 - 1.153) \times 18.990 + (1.153 - 1.00) \times 0.094 \} \div (1.00 - 1.153) = 0.278 \text{ m3} \end{aligned}$$

ここで、 $z \geq 0.0$  ならば

引 抜 泥 水：	$a'$	=	$z$	=	0.278 m3
余 剰 泥 水：	$b'$	=		=	0.000 m3
比重調整泥水：	$c'$	=		=	0.000 m3
比重調整清水：	$d'$	=	$z + y$	=	0.372 m3

比重調整清水 $z$	
$z + y$ ( $\rho o$ )	$[y = (V1 - V5) \div \alpha]$
$V0 - z - y$	
( $\rho c$ )	$z$
	→ 引抜泥水 ( $\rho c$ )

ここで、 $z < 0.0$  ならば

引抜泥水が負になり、清水のみによる比重調整では条件を満足できないので、  
 清水及び泥水による比重調整を行なう。 ( 5 の調整方法)

泥水及び清水による比重調整を行う。  
 ここで、比重調整泥水を  $x$  とし、{ 送泥流量 (V1) - オーバー泥水 (V5) }  $\div \alpha$  を  $y$  とすると  
 (比重調整清水 =  $y - x$  )

$$y = (V1 - V5) \div \alpha = *** = *** \text{ m3}$$

$$(Vc - y) \times \rho c + x \times \rho 9 + (y - x) \times \rho 0 = V0 \times \rho 1$$

$$\begin{aligned} \therefore x &= \{ (\rho 1 - \rho c) \times V0 + (\rho c - \rho 0) \times y \} \div (\rho 9 - \rho 0) \\ &= *** \end{aligned} \qquad \qquad \qquad *** \text{ m3}$$

ここで、 $x \leq y$  ならば

引 抜 泥 水：	$a'$	=		=	*** m3
余 剰 泥 水：	$b'$	=		=	*** m3
比重調整泥水：	$c'$	=	$x$	=	*** m3
比重調整清水：	$d'$	=	$y - x$	=	*** m3

比重調整清水 $y - x$ ( $\rho 0$ )
比重調整泥水 $x$ ( $\rho 9$ )
$V0 - y$ ( $\rho c$ )

$$[y = (V1 - V5) \div \alpha]$$

ここで、 $x > y$  ならば、泥水のみによる比重調整を行なう。

ここで、引抜泥水量を  $z$  とし、{ 送泥流量 (V1) - オーバー泥水 (V5) }  $\div \alpha$  を  $y$  とすると、  
 ( 比重調整泥水 =  $z + y$  )

$$y = (V1 - V5) \div \alpha = *** = *** \text{ m3}$$

$$(V0 - z - y) \times \rho c + (z + y) \times \rho 9 = V0 \times \rho 1$$

$$\begin{aligned} \therefore z &= \{ (\rho 1 - \rho c) \times V0 + (\rho c - \rho 9) \times y \} \div (\rho 9 - \rho c) \\ &= *** \\ &= *** \text{ m3} \end{aligned}$$

引 抜 泥 水：	$a'$	=	$z$	=	*** m3
余 剰 泥 水：	$b'$	=		=	*** m3
比重調整泥水：	$c'$	=	$z + y$	=	*** m3
比重調整清水：	$d'$	=		=	*** m3

泥水比重調整ケース Case 7 より、 4 Case7 の調整方法により調整する。

※ ここで、各水量を 1 本当り水量に換算する。  $\alpha = 4.050$

引 抜 泥 水	$a = a' \times \alpha$	$= 0.278 \times 4.050$	$= 1.130$	$\text{m}^3/\text{本}$
余 剰 泥 水	$b = b'$	$=$	$= 0.000$	$\text{m}^3/\text{本}$
比重調整泥水	$c = c' \times \alpha$	$= 0.000 \times 4.050$	$= 0.000$	$\text{m}^3/\text{本}$
比重調整清水	$d = d' \times \alpha$	$= 0.372 \times 4.050$	$= 1.510$	$\text{m}^3/\text{本}$

⑦ 引抜泥水

土粒子質量	$Wa7 = Va7 \times Gs$	$= 0.100 \times 2.745$	$= 0.270$	$\text{t}/\text{本}$
水分質量	$Ww7 = Vw7$		$= 1.030$	$\text{t}/\text{本}$
質 量	$W7 = Wa7 + Ww7$	$= 0.270 + 1.030$	$= 1.300$	$\text{t}/\text{本}$
土粒子容積	$Va7 = a \times \rho c \times Cc / Gs / 100$ $= 1.130 \times 1.153 \times 20.920 / 2.745 / 100$		$= 0.100$	$\text{m}^3/\text{本}$
水分容積	$Vw7 = a - Va7$	$= 1.130 - 0.100$	$= 1.030$	$\text{m}^3/\text{本}$
容 積	$V7 = Va7 + Vw7$	$= 0.100 + 1.030$	$= 1.130$	$\text{m}^3/\text{本}$

⑧ 余剰泥水

土粒子質量	$Wa8 = Va8 \times Gs$	$= 0.000 \times 2.745$	$= 0.000$	$\text{t}/\text{本}$
水分質量	$Ww8 = Vw8$		$= 0.000$	$\text{t}/\text{本}$
質 量	$W8 = Wa8 + Ww8$	$= 0.000 + 0.000$	$= 0.000$	$\text{t}/\text{本}$
土粒子容積	$Va8 = b \times \rho c \times Cc / Gs / 100$ $= 0.000 \times 1.153 \times 20.920 / 2.745 / 100$		$= 0.000$	$\text{m}^3/\text{本}$
水分容積	$Vw8 = b - Va8$	$= 0.000 - 0.000$	$= 0.000$	$\text{m}^3/\text{本}$
容 積	$V8 = Va8 + Vw8$	$= 0.000 + 0.000$	$= 0.000$	$\text{m}^3/\text{本}$

⑨ 比重調整泥水

土粒子質量	$W_{a9} = V_{a9} \times G_s$	$= 0.000 \times 2.745$	$= 0.000 \text{ t/本}$
水分質量	$W_{w9} = V_{w9}$		$= 0.000 \text{ t/本}$
質 量	$W_9 = W_{a9} + W_{w9}$	$= 0.000 + 0.000$	$= 0.000 \text{ t/本}$
土粒子容積	$V_{a9} = \frac{c \times \rho_9 \times C_9}{G_s \times 100}$ $= \frac{0.000 \times 1.466 \times 50.00}{2.745 \times 100}$		$= 0.000 \text{ m}^3/\text{本}$
水分容積	$V_{w9} = c - V_{a9}$	$= 0.000 - 0.000$	$= 0.000 \text{ m}^3/\text{本}$
容 積	$V_9 = V_{a9} + V_{w9}$	$= 0.000 + 0.000$	$= 0.000 \text{ m}^3/\text{本}$

⑩ 比重調整清水

質 量	$W_{10} = V_{10}$		$= 1.510 \text{ t/本}$
容 積	$V_{10} = d$		$= 1.510 \text{ m}^3/\text{本}$

⑪ 処理泥水

土粒子質量	$W_{a11} = W_{a7} + W_{a8}$	$= 0.270 + 0.000$	$= 0.270 \text{ t/本}$
水分質量	$W_{w11} = W_{w7} + W_{w8}$	$= 1.030 + 0.000$	$= 1.030 \text{ t/本}$
質 量	$W_{11} = W_{a11} + W_{w11}$	$= 0.270 + 1.030$	$= 1.300 \text{ t/本}$
土粒子容積	$V_{a11} = V_{a7} + V_{a8}$	$= 0.100 + 0.000$	$= 0.100 \text{ m}^3/\text{本}$
水分容積	$V_{w11} = V_{w7} + V_{w8}$	$= 1.030 + 0.000$	$= 1.030 \text{ m}^3/\text{本}$
容 積	$V_{11} = V_{a11} + V_{w11}$	$= 0.100 + 1.030$	$= 1.130 \text{ m}^3/\text{本}$
液比重	$\rho_{11} = \frac{W_{11}}{V_{11}}$	$= \frac{1.300}{1.130}$	$= 1.150$
質量濃度	$C_{11} = \frac{W_{a11}}{W_{11}} \times 100$	$= \frac{0.270}{1.300} \times 100$	$= 20.770 \text{ Wt}\%$

⑫ 水過不足

水 分 (W)			
質量	$W_{12} = -W_{w9} - W_{10}$	$= 0.000 - 1.510$	$= -1.510 \text{ t/本}$
容積	$V_{12} = W_{12}$		$= -1.510 \text{ m}^3/\text{本}$

# バランスシート

## 一次処理

① 送泥水  $\rho 1 = 1.150$

①	土粒子	水	計
t/本	18.148	70.299	88.447
m3/本	6.611	70.299	76.910

② 掘削地山 (含水比= 8.0 %)

②	土粒子	水	計
t/本	9.033	0.723	9.756
m3/本	3.291	0.723	4.014

③ 排泥水  $\rho 3 = 1.214$

① + ②	土粒子	水	計
t/本	27.181	71.022	98.203
m3/本	9.902	71.022	80.924

④ 一次分離 含水比= 14.0 %

④	土粒子	水	計
t/本	8.714	1.219	9.933
m3/本	3.174	1.219	4.393

⑤ オーバー泥水  $\rho = 1.153$

③ - ④	土粒子	水	計
t/本	18.467	69.803	88.270
m3/本	6.728	69.803	76.531

⑨ 比重調整泥水  $C = 50.00 \text{ Wt\%}$

⑨	水	土粒子	計
m3/本	0.000	0.000	0.000
t/本	0.000	0.000	0.000

$\rho = 1.47$

⑩ 比重調整清水

⑩	土粒子	水	計
t/本	—	1.510	1.510
m3/本	—	1.510	1.510

⑥ 調整槽内比重  $C = 20.92 \text{ Wt\%}$

⑥	土粒子	水	計
t	4.560	17.236	21.796
m3	1.661	17.236	18.897

⑫ 一次水過不足

-1.510	m3/本
-1.510	t/本

⑦ 引抜泥水

⑦	土粒子	水	計
t/本	0.270	1.030	1.300
m3/本	0.100	1.030	1.130

⑧ 余剰泥水

⑧	土粒子	水	計
t/本	0.000	0.000	0.000
m3/本	0.000	0.000	0.000

⑪ 処理泥水  $\rho = 1.150$

⑦ + ⑧	土粒子	水	計
t/本	0.270	1.030	1.300
m3/本	0.100	1.030	1.130

$C = 20.77 \text{ Wt\%}$

バキューム車処理

### 3. ユニット式泥水処理装置の規格及び台数の決定

#### 1) ユニット式一次処理機

一次処理機の規格は、排泥流量 [V3] と一次分離砂礫量（処理乾燥量）[Wa4] とにより決定する。

排泥流量に対し、

$$V3 \times \frac{S}{L} = 80.924 \times \frac{0.04}{2.43} = 1.332 \text{ m}^3/\text{min}$$

一次分離砂礫量に対し、

$$Wa4 \times \frac{S \times 60}{L} = 8.714 \times \frac{0.04 \times 60}{2.43} = 8.606 \text{ t/hr}$$

ここに、  
V3：排泥流量 = 80.924 m<sup>3</sup>/本  
Wa4：一次分離砂礫量 = 8.714 t/本  
S：掘進速度 = 0.04 m/min  
L：掘進管長 = 2.43 m/本

よって、ユニット式一次処理機の規格は、下表より次の通りとする。

処理量 2.0 m<sup>3</sup>/min 出力 38.8 kW

ユニット式一次処理設備規格

処理量		全体寸法	出力		重量		調整槽容量	
0.5	m <sup>3</sup>	3100L×1700W×2300H	11.4	kW	2	t	3.5	m <sup>3</sup>
1.0	m <sup>3</sup>	4200L×2500W×4200H	15.6	kW	4	t	10.0	m <sup>3</sup>
2.0	m <sup>3</sup>	9400L×3500W×4500H	38.8	kW	10	t	27.0	m <sup>3</sup>
4.0	m <sup>3</sup>	9400L×3400W×4900H	63.8	kW	20	t	30.0	m <sup>3</sup>



## 2) 調整槽

調整槽容量は、ユニット式一次処理機に含まれる設備であり、10分間に送泥水量の1.5倍[V0]を満足するものとしているが、必要に応じて別途計上する。

必要容量	V0	=	18.990	m <sup>3</sup>
一次処理機調整槽容量			27.0	m <sup>3</sup>
調整槽容量不足分			0.00	m <sup>3</sup>

よって、一次処理機に含まれる調整槽容量で足りるので不要である。

攪拌式水槽      V =    -    m<sup>3</sup>                      - kW    とする。

### 攪拌式水槽規格

容 量	標準寸法	攪拌機出力	重 量
10 m <sup>3</sup>	φ 2350×2375	2.20 kW	2.50 t
20 m <sup>3</sup>	φ 3000×3200	3.70 kW	3.40 t
30 m <sup>3</sup>	φ 3500×3400	7.50 kW	4.60 t

### 3) 沈殿槽

掘進 1 日当りに発生する処理泥水量 [V11] × n を満足するものをN台で使用するものとする。

1 日当たり処理泥水量

$$V = V11 \times n = 1.130 \times 2.39 = 2.70 \text{ m}^3/\text{日}$$

ここに、 V11 : 処理泥水量 = 1.130 m<sup>3</sup>/本

n : 1 日当り施工本数 = 2.39 本/日

沈殿槽を 1 台 使用する場合の規格は下表より次の通りとする。

$$\text{沈殿槽 1 台当り必要量} = 2.70 \div 1 = 2.70 \text{ m}^3/\text{台}$$

$$\text{水槽} \quad V = 10 \text{ m}^3 \times 1 \text{ 台}$$

水槽規格

容 量	標準寸法	重量 (t)
10 m <sup>3</sup>	3.60 × 1.80 × 1.80	1.83
20 m <sup>3</sup>	5.00 × 2.10 × 2.10	2.84
30 m <sup>3</sup>	5.80 × 2.40 × 2.40	3.75

### 4) 清水槽

清水槽容量は、比重調整用清水投入量 [V10] を満足するものとする。

$$\text{比重調整清水量} \quad V10 = 1.510 \text{ m}^3/\text{本}$$

よって、清水槽の規格は前の水槽規格より次の通りとする。

$$\text{水槽} \quad V = 10 \text{ m}^3$$

#### 4. 作泥材料の計算

##### 1) 初期作泥材料

$$\begin{aligned}
 \text{粘土} &= V0 \times 300.0 = 18.990 \times 300.0 = 5697.0 \text{ kg} \\
 \text{ベントナイト} &= V0 \times 50.0 = 18.990 \times 50.0 = 949.5 \text{ kg} \\
 \text{CMC} &= V0 \times 1.0 = 18.990 \times 1.0 = 19.0 \text{ kg} \\
 \text{水} &= V0 \times 0.9 = 18.990 \times 0.9 = 17.1 \text{ m}^3 \\
 V0: \text{必要貯留泥水量} &= 18.990 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

##### 2) 補給作泥材料

$$\begin{aligned}
 \text{粘土} &= Wa9 \times \frac{\text{推進延長}}{\text{推進管長}} = 0 \times \frac{30.70}{2.43} = 0.0 \text{ kg} \\
 &0.000 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$Wa9: \text{比重調整泥水土粒子質量} = 0 \text{ kg/本}$$

上記質量は乾砂質量であり、掘削粘土を用いる場合は次により粘土の含水比を考慮すること。

$$\begin{aligned}
 \text{掘削粘土質量 } Wn &= \frac{Wa9}{\gamma n \times (1 - Gsn/100)} \\
 &= \frac{0.000}{1.60 \times (1 - 40.0/100)} = 0.000 \text{ t/本} \\
 \text{掘削粘土容積 } Vn &= \frac{Wn}{\gamma n} = \frac{0.000}{1.60} = 0.000 \text{ m}^3/\text{本} \\
 &0.000 \text{ m}^3/\text{m}
 \end{aligned}$$

$$\gamma n: \text{粘土の見掛け比重 } 1.5 \sim 1.7 \text{ t/m}^3 = 1.60 \text{ t/m}^3$$

$$Gsn: \text{粘土の含水率 } 35 \sim 45\% = 40.0 \%$$

$$\begin{aligned}
 \text{CMC} &= (V9 + V10) \times 1\text{kg} \times \frac{\text{推進延長}}{\text{推進管長}} \\
 &= (0.000 + 1.510) \times 1\text{kg} \times \frac{30.70}{2.43} = 19.1 \text{ kg} \\
 &0.621 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$V9: \text{比重調整泥水容積} = 0.000 \text{ m}^3/\text{本}$$

$$V10: \text{比重調整清水容積} = 1.510 \text{ m}^3/\text{本}$$

$$\begin{aligned} \text{水} &= V12 \times \frac{\text{推進延長}}{\text{推進管長}} = 1.510 \times \frac{30.70}{2.43} = 19.1 \text{ m}^3 \\ &-0.621 \text{ m}^3/\text{m} \end{aligned}$$

収支計算において、[V12]がマイナス（不足）となった場合に計上する。

$$V14 : \text{水過不足水分量} = -1.510 \text{ m}^3/\text{本}$$

$$\begin{aligned} \text{アルカリ中和剤} &= V12 \times 0.44\text{kg} \times \frac{\text{推進延長}}{\text{推進管長}} \\ &= 0.000 \times 0.44\text{kg} \times \frac{30.70}{2.43} = 0.0 \text{ kg} \\ &0.000 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

収支計算において、[V14]がプラス（余剰）となった場合に計上する。

$$V12 : \text{水過不足水分量} = -1.510 \text{ m}^3/\text{本}$$

## 5. 処分量の計算

残土処分量

$$\begin{aligned} V_s &= V4 \times \frac{\text{推進延長}}{\text{推進管長}} = 4.393 \times \frac{30.70}{2.43} = 55.5 \text{ m}^3 \\ &1.808 \text{ m}^3/\text{m} \end{aligned}$$

$$V4 : \text{一次分離容積} = 4.393 \text{ m}^3/\text{本}$$

泥水処分量

$$\begin{aligned} V_d &= V11 \times \frac{\text{推進延長}}{\text{推進管長}} = 1.130 \times \frac{30.70}{2.43} = 14.28 \text{ m}^3 \\ &0.465 \text{ m}^3/\text{m} \end{aligned}$$

$$V11 : \text{処理泥水容積} = 1.130 \text{ m}^3/\text{本}$$

## 土砂処分量の算出（一次処理）

### ①残土処分量

$$\text{残土処分量} = V_4 \times L / L_p$$

ここに、	$V_4$	:	一次分離土粒子容積＝	$\frac{4.393}{\text{m}^3/\text{本}}$	(物質収支計算より)
	$L$	:	推進延長＝	$\frac{30.700}{\text{m}}$	
	$L_p$	:	掘進管長＝	$\frac{2.430}{\text{m}}$	

$$\begin{aligned} V &= 4.393 \times 30.7 / 2.43 \\ &= 55.5 \quad \text{m}^3 \end{aligned}$$

### ②泥水処分量

$$\text{泥水処分量} = V_0 + V_{11} \times L / L_p$$

ここに、	$V_0$	:	貯留泥水容量＝	$\frac{18.990}{\text{m}^3}$	(物質収支計算より)
	$V_{11}$	:	処理泥水容積＝	$\frac{1.130}{\text{m}^3/\text{本}}$	(物質収支計算より)

$$\begin{aligned} V &= 18.99 + 1.13 \times 30.7 / 2.43 \\ &= 33.3 \quad \text{m}^3 \end{aligned}$$

## 作泥量の算出（一次処理）

### ①粘土

$$= 5697 + 0 = 5697.0 \text{ kg}$$

### ②ベントナイト

$$= 949.5 + 0 = 949.5 \text{ kg}$$

### ③CMC

$$= 19 + 19.1 = 38.1 \text{ kg}$$

### ④水

$$= 17.1 + 19.1 = 36.2 \text{ m}^3$$

## ユニット式一次処理機の設定

一次処理機の規格は、排泥流量  $[V_3]$  と一次分離砂礫量（処理乾砂量）  $[W_{a4}]$  とにより決定する。

①排泥流量に対し

$$\begin{aligned} & V_3 \times V / L \\ &= 80.92 \times 0.04 / 2.43 \\ &= 1.3 \text{ m}^3/\text{分} \end{aligned}$$

②一次分離砂礫量に対し

$$\begin{aligned} & W_{a4} \times V \times 60 / L \\ &= 8.71 \times 0.04 \times 60 / 2.43 \\ &= 8.6 \text{ t/h} \end{aligned}$$

ここに、	$V_3$	： 排泥流量＝	<u>80.924</u> $\text{m}^3/\text{本}$
	$W_{a4}$	： 一次分離砂礫量＝	<u>8.714</u> $\text{t/本}$
	$V$	： 掘進速度＝	<u>0.04</u> $\text{m/分}$
	$L$	： 推進管長さ＝	<u>2.43</u> $\text{m}$

よって、一次処理機の規格は、 $2.0\text{m}^3/\text{分}$  とする。

## 調整槽の設定

ユニット式一次処理機に含まれる設備であり、10分間に流れる送泥量の1.5倍の量  $[V_0]$  を満足するものとしているが、必要に応じて計上する。

$$\text{ここに、 } V_0 \text{ : 10分間送泥量の1.5倍} = \underline{18.990} \text{ m}^3$$

よって、調整槽の規格は、一次処理機に含まれる調整槽 $30\text{m}^3$ で満足できる。

## 沈殿槽の設定

掘進1日当りに発生する余剰泥水量  $[V_{11}] \times n$  を満足するものとする。

$$\begin{aligned} \text{ここに、 } V_{11} & \text{ : 余剰泥水量} = \underline{1.130} \text{ m}^3/\text{本} \\ n & \text{ : 1日当り施工本数} = \underline{2.39} \text{ 本/日} \\ & \text{ (推進日進量/管長)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & V_{11} \times n \\ &= 1.13 \times 2.39 \\ &= 2.7 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

よって、沈殿槽はの規格・台数は、 $10\text{m}^3$  を1槽とする。

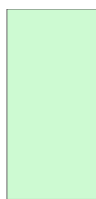
## 清水槽の設定

比重調整用清水投入量  $[V_{10}]$  を満足するものとする。

$$\text{ここに、 } V_{10} \text{ : 比重調整用清水投入量} = \underline{1.51} \text{ m}^3/\text{本}$$

よって、清水槽容量は比 $10\text{m}^3$ とする。

1－4.  $\phi 1200$  空伏工





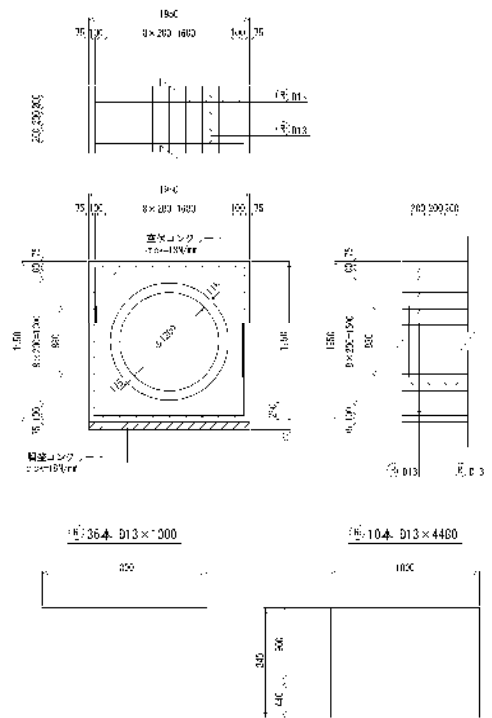
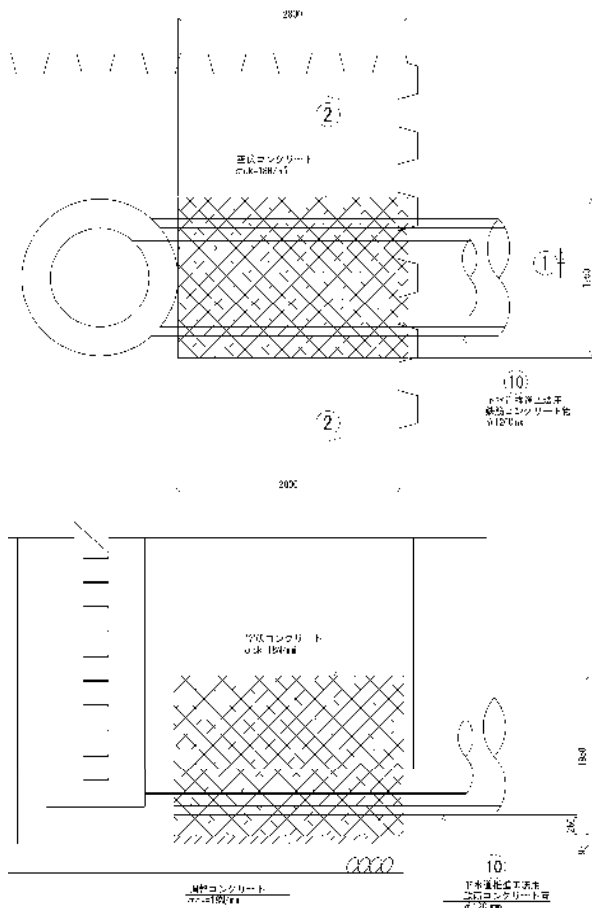


空伏せ工数量総括表

[illegible]

空伏工 (No. 6)

名称	種別		算出式	単位	数量
◆調整コンクリート					
	コンクリート	18N/mm <sup>2</sup>			
	無筋	HP φ 1200	$V = 1.950 \times 0.093 \times 2.800 = 0.508$	m <sup>3</sup>	0.51
	同上型枠	無筋	$A = 0.093 \times 2.800 \times 2 = 0.521$	m <sup>2</sup>	0.52
◆空伏工					
	コンクリート	18N/mm <sup>2</sup>			
	鉄筋	HP φ 1200	$V = (1.950 \times 1.950 - \pi/4 \times 1.430^2) \times 2.800 = 6.150$	m <sup>3</sup>	6.15
	同上型枠	鉄筋	$A = 1.950 \times 2.800 \times 2 = 10.920$	m <sup>2</sup>	10.92
◆鉄筋工					
	R1	D-13	$W = 35.820 \times 2.800 = 100.296$	kg	
	R2	D-13	$W = 44.576 \times 2.800 = 124.813$	kg	
			$\Sigma = 225.109$	kg	225.109

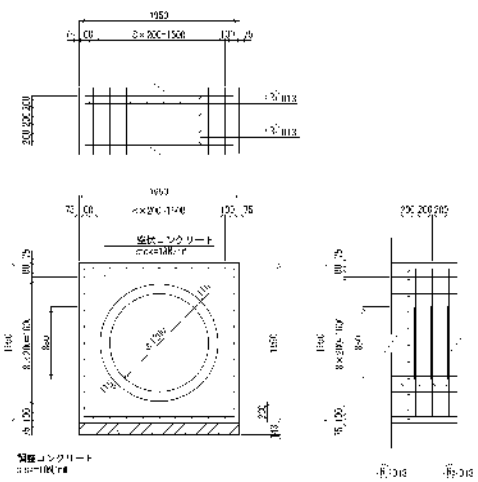
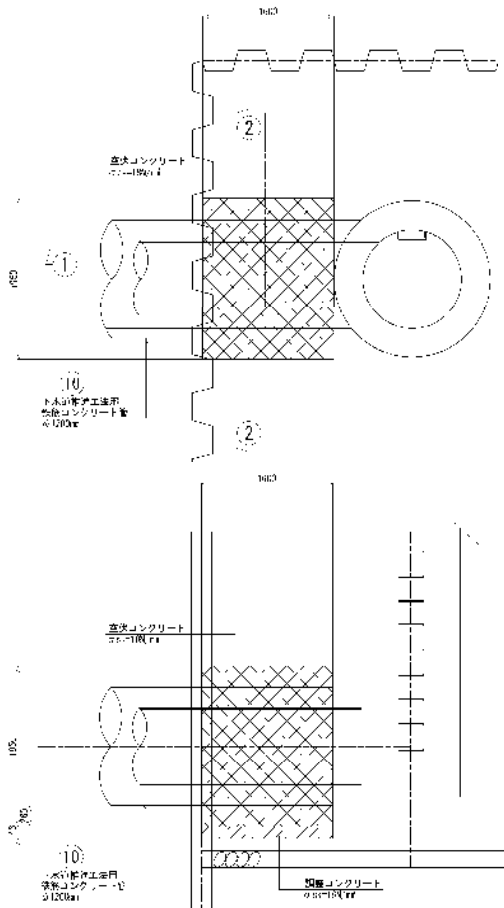


鉄筋材料表 (φ1200)

P: 側方鉄筋					R: 後方鉄筋					合計	
本数	長さ (m)	重量 (kg)	形状	単位	本数	長さ (m)	重量 (kg)	形状	単位	重量 (kg)	重量 (kg)
D13	36	0.935	St 620	—	D13	7	4.480	St 620	—	30.395	30.395

空伏工 (No. 7)

名称	種別		算出式	単位	数量
◆調整コンクリート					
	コンクリート	18N/mm <sup>2</sup>			
	無筋	HP φ 1200	$V = 1.950 \times 0.143 \times 1.600 = 0.446$	m <sup>3</sup>	0.45
	同上型枠	無筋	$A = 0.143 \times 1.600 \times 2 = 0.458$	m <sup>2</sup>	0.46
◆空伏工					
	コンクリート	18N/mm <sup>2</sup>			
	鉄筋	HP φ 1200	$V = (1.950 \times 1.950 - \pi/4 \times 1.430^2) \times 1.600 = 3.514$	m <sup>3</sup>	3.51
	同上型枠	鉄筋	$A = 1.950 \times 1.600 \times 2 = 6.240$	m <sup>2</sup>	6.24
◆鉄筋工					
	R1	D-13	$W = 35.820 \times 1.600 = 57.312$	kg	
	R2	D-13	$W = 44.576 \times 1.600 = 71.322$	kg	
			$\Sigma = 128.634$	kg	128.634



鉄筋材料表 (φ 1200)

縦方向鉄筋							横方向鉄筋						
品名	長さ (mm)	本数	重量 (kg)	重量 (kg)	長さ (mm)	本数	品名	長さ (mm)	本数	重量 (kg)	重量 (kg)	長さ (mm)	本数
D 3	56	0.995	35.820	—	315	10	D 3	4480	0.995	44.576	—	50.306	—



## 2. 立坑工数量計算書





## 立坑工数量総括表

1/2

名 称	種 別	単位	立坑工						
			No. 6	No. 7					小計
◆管路土工									
立坑面積		m <sup>2</sup>	39.52	35.84					75.36
立坑掘削工									
バックホウ掘削	平積0.6m <sup>3</sup> 20m <sup>2</sup> <A≤50m <sup>2</sup> , H≤6.0m	m <sup>3</sup>	235.1	215.0					450.1
	平積0.6m <sup>3</sup> 50m <sup>2</sup> <A≤100m <sup>2</sup> , H≤6.0m	m <sup>3</sup>							
クラムシェル掘削	平積0.4m <sup>3</sup> 20m <sup>2</sup> <A≤50m <sup>2</sup> , 6.0m<H≤19.0m	m <sup>3</sup>	188.6	185.7					374.3
	平積0.4m <sup>3</sup> 50m <sup>2</sup> <A≤100m <sup>2</sup> , 6.0m<H≤19.0m	m <sup>3</sup>							
埋戻工	最大幅 W<1.0m	m <sup>3</sup>							
	最大幅 1.0m≤W<4m	m <sup>3</sup>							
	最大幅 4m≤W	m <sup>3</sup>	332.2	307.5					639.7
埋戻土（搬入分）	埋戻流用土（砂質土）の不足分	m <sup>3</sup>	332.2	307.5					639.7
発生土処分	砂質土（埋戻土へ流用）	m <sup>3</sup>							
	礫質土（全量処分）	m <sup>3</sup>	54.6	31.6					86.2
◆土留工									
油圧圧入引抜き工									
鋼矢板圧入	油圧圧入 50<Nmax≤100 SP-Ⅲ型 L=14.2m	枚	64	60					124
鋼矢板引抜き	油圧圧入 50<Nmax≤100 SP-Ⅲ型 L=14.2m	枚	57	53					110
	油圧圧入 50<Nmax≤100 SP-Ⅲ型 L=8.3m	枚	7						7
	油圧圧入 50<Nmax≤100 SP-Ⅲ型 L=8.7m	枚		7					7
鋼矢板重量	賃料 SP-Ⅲ型	t	52.050	48.810					100.860
	全損 SP-Ⅲ型	t	2.478	2.310					4.788
鋼矢板賃料	日数	日	127	85					
	1日～90日 90 日×t		4684.5	4148.9					8833.4
	91日～180日 37 日×t		1925.9						1925.9
スクラップ重量	SP-Ⅲ型	t							
矢板継施工		箇所							
矢板溶接長		m							
矢板切断長	SP-Ⅲ型	m	4.116	4.116					8.23

## 立坑工数量総括表

2/2

[illegible]



名称	種別	算出式	単位	数量
◆立坑面積		$A = 7.60(L) \times 5.20(B)$	$m^2$	39.52
◆立坑掘削工		舗装厚 ポンプ場内 $t=0.05m$		

[illegible]

## 立坑工 (No. 6) -管路土工-

[illegible]

## 立坑工 (No. 6) -土留工-

[illegible]

## 立坑工 (No. 6) -土留工-

[illegible]

## 立坑工 (No. 6) -土留工-

[illegible]

## 立坑工 (No. 6) -土留工-

名称	種別	算出式	単位	数量
◎ 3段目	設置・撤去			
(1) 腹起し		H-400×400×13×21--1段設置		
		w = 200.0kg/m		
		$W1 = (7.35 + 4.15) \times 2 \times 200.0\text{kg/m} \div 1000 = 4.600$	t	4.600
(2) 火打ち		H-300×300×10×15		
		w = 100.0kg/m		
		$W1 = (1.273 + 1.273) \times 2 \times 100.0\text{kg/m} \div 1000 = 0.509$	t	0.509
(3) 切梁		H-		
		w =		
		$W3 =$	t	0.000
(4) 鋼材重量	主部材	$\Sigma W = W1+W2+W3 = 5.109$	t	5.109
	副部材 (A)	$WA = \Sigma W \times 67\% = 3.423$	t	3.423
	副部材 (B)	$WB = \Sigma W \times 6\% = 0.307$	t	0.307
	計	主部材+副部材 (A)+副部材 (B) = 8.839	t	8.839
【支保工総重量】	主部材	= 15.327	t	15.327
	副部材 (A)	= 10.269	t	10.269
	副部材 (B)	= 0.921	t	0.921
	計	主部材+副部材 (A)+副部材 (B) = 26.517	t	26.517

## 立坑工 (No. 6) -基礎工-

[illegible]



## 立坑工 (No. 6) - 立坑水替工 -

[illegible]

名称	種別	算出式	単位	数量
◆立坑面積		$A = 6.40(L) \times 5.60(B)$	$m^2$	35.84
◆立坑掘削工		舗装厚 空地 $t=0.00m$		

[illegible]

## 立坑工 (No. 7) -管路土工-

[illegible]

## 立坑工 (No. 7) -土留工-

[illegible]

## 立坑工 (No. 7) -土留工-

[illegible]

## 立坑工 (No. 7) -土留工-

[illegible]

## 立坑工 (No. 7) -土留工-

名称	種別	算出式	単位	数量
◎ 3段目	設置・撤去			
(1) 腹起し		H-400×400×13×21--1段設置		
		w = 200.0kg/m		
		$W1 = (6.15 + 4.55) \times 2 \times 200.0\text{kg/m} \div 1000 = 4.280$	t	4.280
(2) 火打ち		H-300×300×10×15		
		w = 100.0kg/m		
		$W1 = (1.273 + 1.273) \times 2 \times 100.0\text{kg/m} \div 1000 = 0.509$	t	0.509
(3) 切梁		H-		
		w =		
		$W3 =$	t	0.000
(4) 鋼材重量	主部材	$\Sigma W = W1+W2+W3 = 4.789$	t	4.789
	副部材 (A)	$WA = \Sigma W \times 67\% = 3.209$	t	3.209
	副部材 (B)	$WB = \Sigma W \times 6\% = 0.287$	t	0.287
	計	主部材+副部材 (A)+副部材 (B) = 8.285	t	8.285
【支保工総重量】	主部材	= 14.367	t	14.367
	副部材 (A)	= 9.627	t	9.627
	副部材 (B)	= 0.861	t	0.861
	計	主部材+副部材 (A)+副部材 (B) = 24.855	t	24.855



## 立坑工 (No. 7) -基礎工-

[illegible]

## 立坑工 (No. 7) - 立坑水替工 -

[illegible]

### 3. 薬液注入工数量計算書





補助地盤改良 薬液注入工 集計表

[illegible]

二重管ダブルパッカー薬液注入工 数量計算書集計表

項目		単位	No. 6	No. 6	No. 7	No. 7	総量
			坑口防護工	発進防護工	坑口防護工	到達防護工	
施工本数	n	本	3	21	3	10	
削孔 1本当り 削孔時間	TD	分/本	114	114	118	117	
グラウト注入 1本当り 注入量	QG	リットル/本	133.8	132.9	138.6	137.3	
総注入量		リットル	401.4	2790.9	415.8	1373.0	4981.1
一次注入 1本当り 注入時間	TP1	分/本	61	114	65	68	
一次注入 1本当り 注入量	QP1	リットル/本	330	386	360	378	
一次注入 総注入量		リットル	990	8,106	1,080	3,780	13956.0
二次注入 1本当り 注入時間	TP2	分/本	99	112	106	111	
二次注入 1本当り 注入量	QP2	リットル/本	710	830	773	813	
二次注入 総注入量		リットル	2,130	17,430	2,319	8,130	30009.0
粘性土 削孔長	Ln	m	0.000	0.000	0.000	0.000	
砂質土 削孔長	Ls	m	0.000	0.000	0.000	0.000	
礫質土 削孔長	Lr	m	11.151	11.079	11.551	11.439	
削孔長	L	m	11.151	11.079	11.551	11.439	
総削孔長		m	33.453	232.659	34.653	114.390	415.2

二重管ダブルパッカー工法      \*削孔は1セット、注入は4セットを標準とする

No. 6 坑口防護工

$A=4.60 \times 0.50$

【施工面積  $A=2.30 \text{ m}^2$ 】      【施工本数  $n=3$  (本)】

施工箇所 土層種別	削孔長 L <sub>0</sub> (m)	注入長		角度補正 α	対象土量 V (m <sup>3</sup> )	一次注入材		二次注入材	
		N値	L <sub>1</sub> (m)			注入率	注入量	注入率	注入量
						λ <sub>1</sub>	V <sub>P1</sub>	λ <sub>2</sub>	V <sub>P2</sub>
						(%)	(kL)	(%)	(kL)
	11.151		4.300	1.0	9.89		0.99		2.13
粘性土		0～ 4	0.000	30° 未満	0.00	10	0.00	18.0	0.00
		4～ 8	0.000	1.0	0.00	10	0.00	14.0	0.00
砂質土		0～30	0.000	100° 未満	0.00	5	0.00	35.5	0.00
		30以上	0.000	1.35	0.00	5	0.00	26.5	0.00
砂礫土	11.151	0～50	0.000	100° 以上	0.00	10	0.00	26.0	0.00
		50以上	4.300	1.5	9.89	10	0.99	21.5	2.13

1 本 当 り 削 孔 施 工 時 間

機械準備 時間	削孔時間		薬液注入管準備時間		施工時間 $T_1+T_2+T_3$	1日当り	施工
	m当り 時間	$\alpha * \gamma_1 * L_0$	m当り 時間	$\alpha * \gamma_2 * L_0$		施工本数	日数
						$H*60/TD$	$n/N$
$T_1$ (分)	$\gamma_1$ (分/m)	$T_2$ (分)	$\gamma_2$ (分/m)	$T_3$ (分)	$T_D$ (分)	$N_1$ (本/日)	$D_1$ (日)
14		66.9	3.0	33.5	114	3.4	0.9
粘性土	3.0	0.0	※ $T_1$ ＝機械移動、機械据付、機械洗浄の時間で、 打設間隔は1 mを標準とする。				
砂質土	5.0	0.0					
砂礫土	6.0	66.9					
※ $H$ ＝6.5時間とする。							

1 本 当 り グ ラ ウ ト 注 入 材 料 使 用 量

$Q_G = \gamma_5 \times L_0 = 133.8 \text{ (L)}$       ※  $\gamma_5 = 12 \text{ (L/m)}$

1 本 当 り 一 次 注 入 施 工 時 間

$Q_{P1} = V_{P1} \times 1000 / n = 330 \text{ (L)}$        $L_2 = L_0 - L_1 = 6.851 \text{ (m)}$

機械準備 時間	注入時間		土被り部引抜時間		施工時間 $T_1 + T_2 + T_3$	1日当り	施工
	時間当り	$Q_{P1} / q_{P1}$	m当り	$\alpha * \gamma_3 * L_2$		施工本数	日数
	注入量		時間			$4 * H * 60 / T_{P1}$	$n / N$
$T_1$ (分)	$q_{P1}$ (L/分)	$T_2$ (分)	$\gamma_3$ (分/m)	$T_3$ (分)	$T_{P1}$ (分)	$N_2$ (本/日)	$D_2$ (日)
13	8	41.3	1.0	6.9	61	28.7	0.1

※  $T_1$ =機械移動、機械据付、機械洗浄の時間      ※  $H=7.3$ 時間とする。

1 本 当 り 二 次 注 入 施 工 時 間

$Q_{P2} = V_{P2} \times 1000 / n = 710 \text{ (L)}$        $L_2 = L_0 - L_1 = 6.851 \text{ (m)}$

機械準備 時間	注入時間		土被り部引抜時間		施工時間 $T_1 + T_2 + T_3$	1 日 当 り	施 工
	時間当り	$Q_{P2} / q_{P2}$	m 当 り	$\alpha * \gamma_4 * L_2$		施工本数	日 数
	注 入 量		時 間			$N_3$ (本/日)	$n / N$
$T_1$ (分)	$q_{P1}$ (L/分)	$T_2$ (分)	$\gamma_4$ (分/m)	$T_3$ (分)	$T_{P2}$ (分)	$N_3$ (本/日)	$D_3$ (日)
13	9	78.9	1.0	6.9	99	17.7	0.2

※  $T_1$ =機械移動、機械据付、機械洗浄の時間      ※  $H=7.3$ 時間とする。

二重管ダブルパッカー工法      \*削孔は1セット, 注入は4セットを標準とする

No. 6 発進防護工

$A=4.50 \times 4.50$

【施工面積  $A = 20.25 \text{ m}^2$ 】      【施工本数  $n = 21$  (本)】

施工箇所 土層種別	削孔長 L <sub>0</sub> (m)	注入長		角度補正 α	対象土量 V (m <sup>3</sup> )	一次注入材		二次注入材	
		N値	L <sub>1</sub> (m)			注入率	注入量	注入率	注入量
						λ <sub>1</sub>	V <sub>P1</sub>	λ <sub>2</sub>	V <sub>P2</sub>
						(%)	(kL)	(%)	(kL)
	11. 079		4. 000	1. 0	81. 00		8. 10		17. 42
粘性土		0～ 4	0. 000	30° 未満	0. 00	10	0. 00	18. 0	0. 00
		4～ 8	0. 000	1. 0	0. 00	10	0. 00	14. 0	0. 00
砂質土		0～30	0. 000	100° 未満	0. 00	5	0. 00	35. 5	0. 00
		30以上	0. 000	1. 35	0. 00	5	0. 00	26. 5	0. 00
砂礫土	11. 079	0～50	0. 000	100° 以上	0. 00	10	0. 00	26. 0	0. 00
		50以上	4. 000	1. 5	81. 00	10	8. 10	21. 5	17. 42

1 本 当 り 削 孔 施 工 時 間

機械準備 時間	削孔時間		薬液注入管準備時間		施工時間 $T_1+T_2+T_3$	1日当り	施工
	m当り 時間	$\alpha * \gamma_1 * L_0$	m当り 時間	$\alpha * \gamma_2 * L_0$		施工本数	日数
						$H*60/TD$	$n/N$
$T_1$ (分)	$\gamma_1$ (分/m)	$T_2$ (分)	$\gamma_2$ (分/m)	$T_3$ (分)	$T_D$ (分)	$N_1$ (本/日)	$D_1$ (日)
14		66.5	3.0	33.2	114	3.4	6.2
粘性土	3.0	0.0	※ $T_1$ ＝機械移動, 機械据付, 機械洗浄の時間で、 打設間隔は1 mを標準とする。				
砂質土	5.0	0.0					
砂礫土	6.0	66.5					
※ $H=6.5$ 時間とする。							

1 本 当 り グ ラ ウ ト 注 入 材 料 使 用 量

$Q_G = \gamma_5 * L_0 = 132.9 \text{ (L)}$       ※  $\gamma_5 = 12 \text{ (L/m)}$

1 本 当 り 一 次 注 入 施 工 時 間

$Q_{P1} = V_{P1} * 1000 / n = 386 \text{ (L)}$        $L_2 = L_0 - L_1 = 7.079 \text{ (m)}$

機械準備 時間	注入時間		土被り部引抜時間		施工時間 $T_1 + T_2 + T_3$	1 日 当 り	施 工
	時間当り 注入量 $Q_{P1} / q_{P1}$	m 当 り 時間 $\alpha * \gamma_3 * L_2$	施工本数 $4 * H * 60 / T_{P1}$	日 数 $n / N$			
$T_1$ (分)	$q_{P1}$ (L / 分)	$T_2$ (分)	$\gamma_3$ (分 / m)	$T_3$ (分)	$T_{P1}$ (分)	$N_2$ (本 / 日)	$D_2$ (日)
13	8	48.3	1.0	7.1	68	25.8	0.8

※  $T_1$ ＝機械移動, 機械据付, 機械洗浄の時間      ※  $H = 7.3$ 時間とする。

1 本 当 り 二 次 注 入 施 工 時 間

$Q_{P2} = V_{P2} * 1000 / n = 830 \text{ (L)}$        $L_2 = L_0 - L_1 = 7.079 \text{ (m)}$

機械準備 時間	注入時間		土被り部引抜時間		施工時間 $T_1+T_2+T_3$ $T_{P2}$ (分)	1日当り 施工本数	施工 日数
	時間当り 注入量	$Q_{P2}/q_{P2}$	m当り 時間	$\alpha*\gamma_4*L_2$		$4*H*60/T_{P2}$	$n/N$
	$T_1$ (分)	$q_{P1}$ (L/分)	$T_2$ (分)	$\gamma_4$ (分/m)		$T_3$ (分)	$N_3$ (本/日)
13	9	92.2	1.0	7.1	112	15.6	1.3

※  $T_1$ ＝機械移動, 機械据付, 機械洗浄の時間      ※  $H = 7.3$ 時間とする。



二重管ダブルパッカー工法      \*削孔は1セット, 注入は4セットを標準とする

No. 7 坑口防護工

$A=4.70 \times 0.50$

【施工面積  $A=2.35 \text{ m}^2$ 】      【施工本数  $n=3$  (本)】

施工箇所 土層種別	削孔長 L <sub>0</sub> (m)	注入長		角度補正 α	対象土量 V (m <sup>3</sup> )	一次注入材		二次注入材	
		N値	L <sub>1</sub> (m)			注入率	注入量	注入率	注入量
						λ <sub>1</sub>	V <sub>P1</sub>	λ <sub>2</sub>	V <sub>P2</sub>
						(%)	(kL)	(%)	(kL)
	11.551		4.600	1.0	10.81		1.08		2.32
粘性土		0～ 4	0.000	30° 未満	0.00	10	0.00	18.0	0.00
		4～ 8	0.000	1.0	0.00	10	0.00	14.0	0.00
砂質土		0～30	0.000	100° 未満	0.00	5	0.00	35.5	0.00
		30以上	0.000	1.35	0.00	5	0.00	26.5	0.00
砂礫土	11.551	0～50	0.000	100° 以上	0.00	10	0.00	26.0	0.00
		50以上	4.600	1.5	10.81	10	1.08	21.5	2.32

1 本 当 り 削 孔 施 工 時 間

機械準備 時間	削孔時間		薬液注入管準備時間		施工時間 $T_1+T_2+T_3$ $T_D$ (分)	1日当り	施工
	m当り	$\alpha * \gamma_1 * L_0$	m当り	$\alpha * \gamma_2 * L_0$		施工本数	日数
	時間		時間			$H*60/TD$	$n/N$
$T_1$ (分)	$\gamma_1$ (分/m)	$T_2$ (分)	$\gamma_2$ (分/m)	$T_3$ (分)	$T_D$ (分)	$N_1$ (本/日)	$D_1$ (日)
14		69.3	3.0	34.7	118	3.3	0.9
粘性土	3.0	0.0	※ $T_1$ ＝機械移動, 機械据付, 機械洗浄の時間で、 打設間隔は1 mを標準とする。				
砂質土	5.0	0.0					
砂礫土	6.0	69.3					
※ $H=6.5$ 時間とする。							

1 本 当 り グ ラ ウ ト 注 入 材 料 使 用 量

$Q_G = \gamma_5 \times L_0 = 138.6 \text{ (L)}$       ※  $\gamma_5 = 12 \text{ (L/m)}$

1 本 当 り 一 次 注 入 施 工 時 間

$Q_{P1} = V_{P1} \times 1000 / n = 360 \text{ (L)}$        $L_2 = L_0 - L_1 = 6.951 \text{ (m)}$

機械準備 時間	注入時間		土被り部引抜時間		施工時間 $T_1 + T_2 + T_3$	1 日 当 り	施 工
	時間 当 り	$Q_{P1} / q_{P1}$	m 当 り	$\alpha * \gamma_3 * L_2$		施 工 本 数	日 数
	注 入 量		時 間			$4 * H * 60 / T_{P1}$	$n / N$
$T_1$ (分)	$q_{P1}$ (L/分)	$T_2$ (分)	$\gamma_3$ (分/m)	$T_3$ (分)	$T_{P1}$ (分)	$N_2$ (本/日)	$D_2$ (日)
13	8	45.0	1.0	7.0	65	27.0	0.1

※  $T_1$ =機械移動, 機械据付, 機械洗浄の時間      ※  $H=7.3$ 時間とする。

1 本 当 り 二 次 注 入 施 工 時 間

$Q_{P2} = V_{P2} \times 1000 / n = 773 \text{ (L)}$        $L_2 = L_0 - L_1 = 6.951 \text{ (m)}$

機械準備 時間	注入時間		土被り部引抜時間		施工時間 $T_1 + T_2 + T_3$	1日当り	施工
	時間当り	$Q_{P2} / q_{P2}$	m当り	$\alpha * \gamma_4 * L_2$		施工本数	日数
	注入量		時間			$4 * H * 60 / T_{P2}$	$n / N$
$T_1$ (分)	$q_{P1}$ (L/分)	$T_2$ (分)	$\gamma_4$ (分/m)	$T_3$ (分)	$T_{P2}$ (分)	$N_3$ (本/日)	$D_3$ (日)
13	9	85.9	1.0	7.0	106	16.5	0.2

※  $T_1$ =機械移動, 機械据付, 機械洗浄の時間      ※  $H=7.3$ 時間とする。

# 二重管ダブルパッカー工法

\* 削孔は1セット、注入は4セットを標準とする

No. 7 到達防護工

$A=4.50 \times 2.10$

【施工面積  $A=9.45 \text{ m}^2$ 】

【施工本数  $n=10$  (本)】

施工箇所 土層種別	削孔長 L <sub>0</sub>	注入長		角度補正 α	対象土量 V	一次注入材		二次注入材	
						注入率	注入量	注入率	注入量
		N 値	L <sub>1</sub>		λ <sub>1</sub>	V <sub>P1</sub>	λ <sub>2</sub>	V <sub>P2</sub>	
	(m)		(m)		(m <sup>3</sup> )	(%)	(kL)	(%)	(kL)
	11.439		4.000	1.0	37.80		3.78		8.13
粘性土		0～ 4	0.000	30° 未満	0.00	10	0.00	18.0	0.00
		4～ 8	0.000	1.0	0.00	10	0.00	14.0	0.00
砂質土		0～30	0.000	100° 未満	0.00	5	0.00	35.5	0.00
		30以上	0.000	1.35	0.00	5	0.00	26.5	0.00
砂礫土	11.439	0～50	0.000	100° 以上	0.00	10	0.00	26.0	0.00
		50以上	4.000	1.5	37.80	10	3.78	21.5	8.13

## 1 本 当 り 削 孔 施 工 時 間

機械準備 時間	削孔時間		薬液注入管準備時間		施工時間 $T_1+T_2+T_3$ $T_D$ (分)	1日当り 施工本数 $H*60/TD$	施工 日数 $n/N$
	m当り 時間	$\alpha*\gamma_1*L_0$	m当り 時間	$\alpha*\gamma_2*L_0$		$N_1$ (本/日)	$D_1$ (日)
	$\gamma_1$ (分/m)	$T_2$ (分)	$\gamma_2$ (分/m)	$T_3$ (分)			
$T_1$ (分)	$\gamma_1$ (分/m)	$T_2$ (分)	$\gamma_2$ (分/m)	$T_3$ (分)	$T_D$ (分)	$N_1$ (本/日)	$D_1$ (日)
14		68.6	3.0	34.3	117	3.3	3.0
粘性土	3.0	0.0	※ $T_1$ =機械移動、機械据付、機械洗浄の時間で、 打設間隔は1mを標準とする。 ※ $H=6.5$ 時間とする。				
砂質土	5.0	0.0					
砂礫土	6.0	68.6					

## 1 本 当 り グ ラ ウ ト 注 入 材 料 使 用 量

$Q_G = \gamma_5 * L_0 = 137.3 \text{ (L)}$  ※  $\gamma_5 = 12 \text{ (L/m)}$

## 1 本 当 り 一 次 注 入 施 工 時 間

$Q_{P1} = V_{P1} * 1000 / n = 378 \text{ (L)}$   $L_2 = L_0 - L_1 = 7.439 \text{ (m)}$

機械準備 時間	注入時間		土被り部引抜時間		施工時間 $T_1+T_2+T_3$ $T_{P1}$ (分)	1日当り 施工本数 $4*H*60/T_{P1}$	施工 日数 $n/N$
	時間当り 注入量	$Q_{P1}/q_{P1}$	m当り 時間	$\alpha*\gamma_3*L_2$		$N_2$ (本/日)	$D_2$ (日)
	$q_{P1}$ (L/分)	$T_2$ (分)	$\gamma_3$ (分/m)	$T_3$ (分)			
$T_1$ (分)	$q_{P1}$ (L/分)	$T_2$ (分)	$\gamma_3$ (分/m)	$T_3$ (分)	$T_{P1}$ (分)	$N_2$ (本/日)	$D_2$ (日)
13	8	47.3	1.0	7.4	68	25.8	0.4

※  $T_1$ =機械移動、機械据付、機械洗浄の時間 ※  $H=7.3$ 時間とする。

## 1 本 当 り 二 次 注 入 施 工 時 間

$Q_{P2} = V_{P2} * 1000 / n = 813 \text{ (L)}$   $L_2 = L_0 - L_1 = 7.439 \text{ (m)}$

機械準備 時間	注入時間		土被り部引抜時間		施工時間 $T_1+T_2+T_3$ $T_{P2}$ (分)	1日当り 施工本数 $4*H*60/T_{P2}$	施工 日数 $n/N$
	時間当り 注入量	$Q_{P2}/q_{P2}$	m当り 時間	$\alpha*\gamma_4*L_2$		$N_3$ (本/日)	$D_3$ (日)
	$q_{P1}$ (L/分)	$T_2$ (分)	$\gamma_4$ (分/m)	$T_3$ (分)			
$T_1$ (分)	$q_{P1}$ (L/分)	$T_2$ (分)	$\gamma_4$ (分/m)	$T_3$ (分)	$T_{P2}$ (分)	$N_3$ (本/日)	$D_3$ (日)
13	9	90.3	1.0	7.4	111	15.8	0.6

※  $T_1$ =機械移動、機械据付、機械洗浄の時間 ※  $H=7.3$ 時間とする。

#### 4. 特殊マンホール数量計算書





集計表

管路

## 特殊マンホール工

[illegible]

集計表

管路

## 特殊マンホール工

[illegible]

No.6 特殊マンホール工 (伏越しマンホール) 数量算定表 (1/4)

□3700×2400mm						
種 別	細 目	算 定 式			単位	数 量
躯体工						
	頂版部面積	A= 4.40 m × 3.10 m = 13.640 m <sup>2</sup>				
	上部側壁面積	A= 4.40 m × 3.10 m − 3.70 m × 2.40 m = 4.760 m <sup>2</sup>				
	上部底板面積	A= 4.40 m × 3.10 m −( 1.20 ^2 × π /4) = 12.509 m <sup>2</sup>				
	下部側壁面積	A= 1.90 ^2 × π /4 − 1.200 ^2 × π /4 = 1.704 m <sup>2</sup>				
	下部底板面積	A= 1.90 ^2 × π /4 = 2.835 m <sup>2</sup>				
コンクリート	頂版	V= 13.640 m <sup>2</sup> × 0.35 m = 4.774 m <sup>3</sup>				
24N/mm <sup>2</sup>	控除	V= ( 0.90 ^2 × π /4× 1 + 0.60 ^2 × π /4× 2 )× −0.35 = −0.421 m <sup>3</sup>				
	上部側壁	V= 4.760 m <sup>2</sup> × 2.592 m = 12.338 m <sup>3</sup>				
	控除	V= ( 1.496 m × 1.348 m × π ) ÷ 4 × −0.35 = −0.554 m <sup>3</sup>				
	上部底板	V= 12.509 m <sup>2</sup> × 0.35 m = 4.378 m <sup>3</sup>				
	下部側壁	V= 1.704 m <sup>2</sup> × 6.360 m = 10.837 m <sup>3</sup>				
	控除	V= ( 1.105 ^2 × π /4) × 1 × −0.35 = −0.336 m <sup>3</sup>				
	下部底板	V= 2.835 m <sup>2</sup> × 0.450 m = 1.276 m <sup>3</sup>				
		Σ V= 32.292 m <sup>3</sup>			m <sup>3</sup>	32.3

No.6 特殊マンホール工（伏越しマンホール）数量算定表 (2/4)

□3700×2400mm				
種 別	細 目	算 定 式	単位	数 量
型 枠	鉄筋構造物			
	頂版下面	$A = 3.70 \text{ m} \times 2.40 \text{ m} = 8.880 \text{ m}^2$		
	控除	$A = (0.90^2 \times \pi/4 \times 1 + 0.60^2 \times \pi/4 \times 2) = -1.202 \text{ m}^2$		
	頂版開口部	$A = 0.90 \times \pi \times 0.35 + 0.60 \times \pi \times 0.35 \times 2 \text{ 箇所} = 2.309 \text{ m}^2$		
	上部側壁(外面)	$A = (4.40 + 3.10) \times 2 \times 3.342 = 50.130 \text{ m}^2$		
	控除	$A = (1.496 \text{ m} \times 1.348 \text{ m} \times \pi) \div 4 = -1.584 \text{ m}^2$		
	上部側壁(内面)	$A = (3.70 + 2.40) \times 2 \times 2.592 = 31.622 \text{ m}^2$		
	控除	$A = (1.496 \text{ m} \times 1.348 \text{ m} \times \pi) \div 4 = -1.584 \text{ m}^2$		
		$\Sigma V = 88.571 \text{ m}^2$	m <sup>2</sup>	88.6
円形型枠	鉄筋構造物			
	下部外側面	$A = 1.90^2 \times \pi/4 \times 6.810 = 19.308 \text{ m}^2$		
	控除	$A = 1.105^2 \times \pi/4 \times 1 = -0.959 \text{ m}^2$		
	下部内側面	$A = 1.20^2 \times \pi/4 \times 6.760 = 7.645 \text{ m}^2$		
	控除	$A = 1.105^2 \times \pi/4 \times 1 = -0.959 \text{ m}^2$		
		$\Sigma V = 25.035 \text{ m}^2$	m <sup>2</sup>	25.0
鉄筋		図面より	kg	3329
砕石基礎工	t=200mm	$A = 4.40 \text{ m} \times 3.10 \text{ m} - 1.90^2 \times \pi/4 = 10.805 \text{ m}^2$	m <sup>2</sup>	10.8



## No.6 特殊マンホール工（伏越しマンホール）数量算定表

(3/4)

[illegible]

No.6 特殊マンホール工（伏越しマンホール）数 量 算 定 表 (4/4)

□3700×2400mm				
種 別	細 目	算 定 式	単位	数 量
インバート工				
コンクリート	18N/mm <sup>2</sup>	$V = 3.70 \text{ m} \times 2.40 \text{ m} \times 0.776 = 6.891 \text{ m}^3$		
		$V = -1.90 \text{ m} \times 1.20^2 \times \pi / 4 \div 2 = -1.074 \text{ m}^3$		
		$V = -0.776 \text{ m} \times 1.20^2 \times \pi / 4 = -0.878 \text{ m}^3$		
		$V = 0.168 \text{ m} \times 1.20^2 \times \pi / 4 = 0.190 \text{ m}^3$		
		$\Sigma V = 5.129 \text{ m}^3$	m <sup>3</sup>	5.1
型 枠	円形	$A = 1.20 \times \pi / 2 \times 1.90 = 3.581 \text{ m}^3$		
		$\Sigma V = 3.581 \text{ m}^3$	m <sup>3</sup>	3.6
モルタル上塗り	1:2,モルタル厚20mm	$A = \text{m} \times \text{m} = \text{m}^2$		
		$A = \text{m} \times \text{m} = \text{m}^3$		
		$A = ^2 \times \pi / 4 = \text{m}^2$		
		$A = 1.20 \times \pi / 2 \times 1.90 = 3.581 \text{ m}^3$		
		$A = \times \pi / 2 \times = \text{m}^3$		
		$A = ^2 \times \pi / 4 = \text{m}^2$		
		$\Sigma V = 3.581 \text{ m}^3$	m <sup>3</sup>	3.6

No.7 特殊マンホール工（伏越しマンホール）数量算定表 (1/4)

□3700×2700mm				
種 別	細 目	算 定 式	単位	数 量
躯体工				
	頂版部面積	$A = 4.40 \text{ m} \times 3.40 \text{ m} = 14.960 \text{ m}^2$		
	上部側壁面積	$A = 4.40 \text{ m} \times 3.40 \text{ m} - 3.70 \text{ m} \times 2.70 \text{ m} = 4.970 \text{ m}^2$		
	上部底板面積	$A = 4.40 \text{ m} \times 3.40 \text{ m} - (1.20^2 \times \pi / 4) = 13.829 \text{ m}^2$		
	下部側壁面積	$A = 1.90^2 \times \pi / 4 - 1.200^2 \times \pi / 4 = 1.704 \text{ m}^2$		
	下部底板面積	$A = 1.90^2 \times \pi / 4 = 2.835 \text{ m}^2$		
コンクリート	頂版	$V = 14.960 \text{ m}^2 \times 0.35 \text{ m} = 5.236 \text{ m}^3$		
24N/mm <sup>2</sup>	控除	$V = (0.90^2 \times \pi / 4 \times 1 + 0.60^2 \times \pi / 4 \times 2) \times -0.35 = -0.421 \text{ m}^3$		
	上部側壁	$V = 4.970 \text{ m}^2 \times 2.724 \text{ m} = 13.538 \text{ m}^3$		
	控除	$V = (1.547 \text{ m} \times 1.348 \text{ m} \times \pi) \div 4 \times -0.35 = -0.573 \text{ m}^3$		
	上部底板	$V = 13.829 \text{ m}^2 \times 0.45 \text{ m} = 6.223 \text{ m}^3$		
	下部側壁	$V = 1.704 \text{ m}^2 \times 6.309 \text{ m} = 10.751 \text{ m}^3$		
	控除	$V = (1.105^2 \times \pi / 4) \times 1 \times -0.35 = -0.336 \text{ m}^3$		
	下部底板	$V = 2.835 \text{ m}^2 \times 0.500 \text{ m} = 1.418 \text{ m}^3$		
		$\Sigma V = 35.836 \text{ m}^3$	m <sup>3</sup>	35.8

No.7 特殊マンホール工（伏越しマンホール）数量算定表 (2/4)

□3700×2700mm				
種 別	細 目	算 定 式	単位	数 量
型枠	鉄筋構造物			
	頂版下面	$A = 3.70 \text{ m} \times 2.70 \text{ m} = 9.990 \text{ m}^2$		
	控除	$A = (0.90^2 \times \pi/4 \times 1 + 0.60^2 \times \pi/4 \times 2) = -1.202 \text{ m}^2$		
	頂版開口部	$A = 0.90 \times \pi \times 0.35 + 0.60 \times \pi \times 0.35 \times 2 \text{ 箇所} = 2.309 \text{ m}^2$		
	上部側壁(外面)	$A = (4.40 + 3.40) \times 2 \times 3.524 = 54.974 \text{ m}^2$		
	控除	$A = (1.547 \text{ m} \times 1.348 \text{ m} \times \pi) \div 4 = -1.638 \text{ m}^2$		
	上部側壁(内面)	$A = (3.70 + 2.70) \times 2 \times 2.724 = 34.867 \text{ m}^2$		
	控除	$A = (1.547 \text{ m} \times 1.348 \text{ m} \times \pi) \div 4 = -1.638 \text{ m}^2$		
		$\Sigma V = 97.662 \text{ m}^2$	m <sup>2</sup>	97.7
円形型枠	鉄筋構造物			
	下部外側面	$A = 1.90^2 \times \pi/4 \times 6.809 = 19.305 \text{ m}^2$		
	控除	$A = 1.105^2 \times \pi/4 \times 1 = -0.959 \text{ m}^2$		
	下部内側面	$A = 1.20^2 \times \pi/4 \times 6.759 = 7.644 \text{ m}^2$		
	控除	$A = 1.105^2 \times \pi/4 \times 1 = -0.959 \text{ m}^2$		
		$\Sigma V = 25.031 \text{ m}^2$	m <sup>2</sup>	25.0
鉄筋		図面より	kg	3418
砕石基礎工	t=200mm	$A = 4.40 \text{ m} \times 3.40 \text{ m} - 1.90^2 \times \pi/4 = 12.125 \text{ m}^2$	m <sup>2</sup>	12.1

No.7 特殊マンホール工 (伏越しマンホール) 数量算定表 (3/4)

[illegible]

## No.7 特殊マンホール工（伏越しマンホール）数 量 算 定 表

(4/4)

□3700×2700mm				
種 別	細 目	算 定 式	単位	数 量
インバート工				
コンクリート	18N/mm <sup>2</sup>	$V = 3.70 \text{ m} \times 2.70 \text{ m} \times 0.722 = 7.213 \text{ m}^3$		
		$V = -1.90 \text{ m} \times 1.20^2 \times \pi/4 \div 2 = -1.074 \text{ m}^3$		
		$V = -0.722 \text{ m} \times 1.20^2 \times \pi/4 = -0.817 \text{ m}^3$		
		$V = 0.168 \text{ m} \times 1.20^2 \times \pi/4 = 0.190 \text{ m}^3$		
		$\Sigma V = 5.512 \text{ m}^3$	m <sup>3</sup>	5.5
型 枠	円形	$A = 1.20 \times \pi/2 \times 1.90 = 3.581 \text{ m}^3$		
		$\Sigma V = 3.581 \text{ m}^3$	m <sup>3</sup>	3.6
モルタル上塗り	1:2,モルタル厚20mm	$A = \text{m} \times \text{m} = \text{m}^2$		
		$A = \text{m} \times \text{m} = \text{m}^3$		
		$A = ^2 \times \pi/4 = \text{m}^2$		
		$A = 1.20 \times \pi/2 \times 1.90 = 3.581 \text{ m}^3$		
		$A = \times \pi/2 \times = \text{m}^3$		
		$A = ^2 \times \pi/4 = \text{m}^2$		
		$\Sigma V = 3.581 \text{ m}^3$	m <sup>3</sup>	3.6

## 鋼材運搬重量

工種	名称						単位 ( t )	合計
		No. 6	No. 7					
搬入	覆工板						t	0.000 0.000
	受桁 桁受他						t	0.000 0.000
	仮設ケーシング*						t	0.000 0.000
	ライナープレート						t	0.000
	補強リング*						t	0.000
	鋼矢板	54.528	51.120				t	105.648
	支保材	19.311	18.105				t	37.416
	発進架台	1.909					t	0.000 1.909
	引上架台	0.000	1.744				t	0.000 1.744
	支圧壁						t	0.000
	合計	75.748	70.969				t	146.717

工種	名称						単位 ( t )	合計
		No. 6	No. 7			0		
搬出	覆工板	0.000	0.000			0.000	t	0.000 0.000
	受桁 桁受他	0.000	0.000			0.000	t	0.000 0.000
	仮設ケーシング*	0.000	0.000				t	0.000 0.000
	ライナープレート						t	0.000
	補強リング*						t	0.000
	鋼矢板	52.050	48.810				t	100.860
	支保材	19.311	18.105				t	37.416
	発進架台	1.909	0.000				t	0.000 1.909
	引上架台		1.744				t	0.000 1.744
	支圧壁	0.000	0.000				t	
	スクラップ*						t	0.000 0.000
	合計	73.270	68.659				t	141.929

(1/1)

[illegible]



中段幹線 2工区

数 量 計 算 書 (開削工)



## 2 工区（開削工） 総括表

RPR呼び径1200mm

工 種	細 別	計								数 量	
		A-1 S A-3 未舗装	A-4	B-1 場内道路					計		
管路延長		32.36	20.40	42.80					95.56	95.5 m	
管渠延長		32.36	16.78	38.77					87.91	87.9 m	
管体延長		32.36	15.96	38.27					86.59	86.5 m	
掘削工	(土留あり) 0.28 BH									m <sup>3</sup>	
	(土留あり) 0.45 BH	178.0	137.6	308.0					623.6	620 m <sup>3</sup>	
	(土留あり) 0.80 BH									m <sup>3</sup>	
碎石基礎工	0.28 BH									m <sup>3</sup>	
	0.45 BH	60.8	31.2	98.3					190.3	190.3 m <sup>3</sup>	
	0.80 BH									m <sup>3</sup>	
埋戻工B	RC40（再生材） 0.28BH									m <sup>3</sup>	
	RC40（再生材） 0.45BH	19.4		23.5					42.9	43 m <sup>3</sup>	
	RC40（再生材） 0.80BH									m <sup>3</sup>	
埋戻工A	発生土									m <sup>3</sup>	
	発生土	38.8	60.2						99.0	99 m <sup>3</sup>	
										m <sup>3</sup>	
埋戻工C	RC40（再生材）									m <sup>3</sup>	
	RC40（再生材）	19.4	12.5	26.3					58.2	58 m <sup>3</sup>	
	RC40（再生材）									m <sup>3</sup>	
残土処分工	0.28BH 4tDT L= .0km									m <sup>3</sup>	
	0.45BH 10tDT L= .0km	134.9	70.7	308.0					513.6	510 m <sup>3</sup>	
	0.80BH 10tDT L= .0km									m <sup>3</sup>	
管布設工		32.36	16.78	38.77					87.91	87.9 m	
強化 プラスチック複合管	C形 2種	32.36	16.78	36.77					85.91	22 本	85.9 m ÷ 4.00m/本
	マンホール短管 挿し口用			1.00					1.00	1.0 本	1.0 m ÷ 1.00m/本
	マンホール短管 受け口用			1.00					1.00	1.0 本	1.0 m ÷ 1.00m/本
埋設表示シート		32.36	15.96	38.27					86.59	86.5 m	86.5/40m/巻＝ 2.2巻
埋設表示テープ		32.36	15.96	38.27					86.59	86.5 m	86.5/20m/巻＝ 4.3巻
土留工	建込簡易土留 H=2.0m									m	
	建込簡易土留 H=2.5m									m	
	建込簡易土留 H=3.0m									m	
	建込簡易土留 H=3.5m	32.36							32.36	32.3 m	平均掘削深2.75m
	建込簡易土留 H=4.0m		20.40	42.80					63.20	63.2 m	平均掘削深3.47m
	建込簡易土留 H=4.5m									m	
	供用日数	土留め工数量計算書より				H=3.5未満 12.90	+	H=3.5m以上 37.90	50.8	51 日	
	賃料					83.00	+	105.00	188.0	188 m <sup>2</sup>	
	修理・損耗費					454.00			454.0	454 m <sup>2</sup>	3 工区へ計上

人孔設置工 総括表

工 種	種 別	計 算						数 量	適 用
							計		
人孔設置工	No5 矩形マンホール 3000×2000	1							
人孔設置工	矩形マンホール □3000×2000	1					1	1 箇所	
人孔鉄蓋	親子蓋 900*600 T-25	1					1	1 組	
	Φ300用蓋 T-25	2					2	2 組	
調整リング	10 cm							個	
	15 cm							個	
斜壁	内径 600/900 30 cm							個	
	45 cm							個	
	60 cm							個	
直壁	内径 900 30 cm							個	
	60 cm							個	
	90 cm							個	
	120 cm							個	
	150 cm							個	
	180 cm							個	
頂版	内法 3000*2000用 30 cm	1					1	1 個	
直壁	内法 3000×2000 90 cm							個	
	120 cm							個	
	150 cm							個	
	180 cm	1					1	1 個	
	210 cm							個	
	240 cm							個	
底版付管取付壁	内法 2100×2100 90 cm							個	
	120 cm							個	
	150 cm	1					1	1 個	
	180 cm							個	
	210 cm							個	
	240 cm							個	
調整金具	調整高 25 mmまで							個	
	調整高 45 mmまで	1					1	1 個	
底版	mm							個	
底部工		1					1	1 箇所	
ブロック据付工	人孔深 ～ 4.00 m	1					1	箇所	
	人孔深 4.01 ～ 5.00 m							箇所	

## 総括表

[illegible]

2工区（開削工） 総括表

RPR呼び径1200mm

工 種		細 別		計							数 量		
		A-1 S A-3 未舗装	A-4	B-1 場内道路						計			
構造物取壊し工													
擁壁取壊し	Aタイプ			2.50						2.5	2.5 m		
街渠撤去工				6.00						6.0	6.0 m		
取壊し殻運搬					1.14 +		0.73			1.9	2 m3		
処分工	無筋		1.90 ×		2.30					4.4	4 t		
舗装版撤去工													
舗装切断工										=			
舗装版撤去工 渚ポンプ場内		50.00 × 3.00 =								150.0	150 m2		
殻運搬工		150.00 × 0.10 =								15.0	15 m3		
処分		15.00 × 2.30 =								34.5	35 t		
構造物復旧工													
街渠側溝復旧工										6.0	6.0 m		
舗装復旧工													
舗装工													
下層路盤工	RC40-0 t=0.15m		50.00 ×		3.00					=	150.0	150 m2	
上層路盤工	M25-0 t=0.10		50.00 ×		3.00					=	150.0	150 m2	
基層工	粗粒度AS20 t=0.05			×						=		m2	
表層工	密粒度As20F t=0.05		50.00 ×		3.00					=	150.0	150 m2	
区画線復旧工													
外側線	実線 白 溶融 W0.15									=		m	
	破線 白 溶融 W0.15									=		m	
	横断線 白 溶融 W0.45									=		m	
	横断線 白 溶融 W0.30									=		m	
反射板 撤去・復旧										=		か所	
安全管理工													
交通誘導員	昼間		30 日 ×		2 名配置					=	60.0	60 人	
交通誘導員	夜間		日 ×		名配置					=		人	

延長および平均掘削深の算出      土工断面   A-1    ~A-2

条件 (単位: mm)		
管種	呼径	管外径
RPR	Φ1200	Φ1248

未舗装

路線番号	MH No.	～	MH No.	管路延長 (m) a	MH内径控除長 (m)			MH外径控除長 (m)			管渠延長 (m) d=a-b	管体延長 (m) e=a-c	掘削深 (m)				g=a×f	上層路盤無 t=0.0m		土留め 種類	備考 (土工断面)
					上流側	下流側	計 b	上流側	下流側	計 c			上流側	下流側	最大 掘削深	平均 f		掘削幅	面積		
9-2-3	4+5.94	～	4+8.96	3.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.02	3.02	3.49	2.33	3.49	2.91	8.79	2.00		3.50	A-1
	4+8.96	～	4+38.30	29.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	29.34	29.34	2.33	3.12	3.12	2.73	80.10	2.00		3.50	A-2
合計				32.36							32.36	32.36			3.49		88.89				

平均掘削深 =  $\Sigma g \div \Sigma a = 88.89 \div 32.36 = 2.75 \text{ m}$

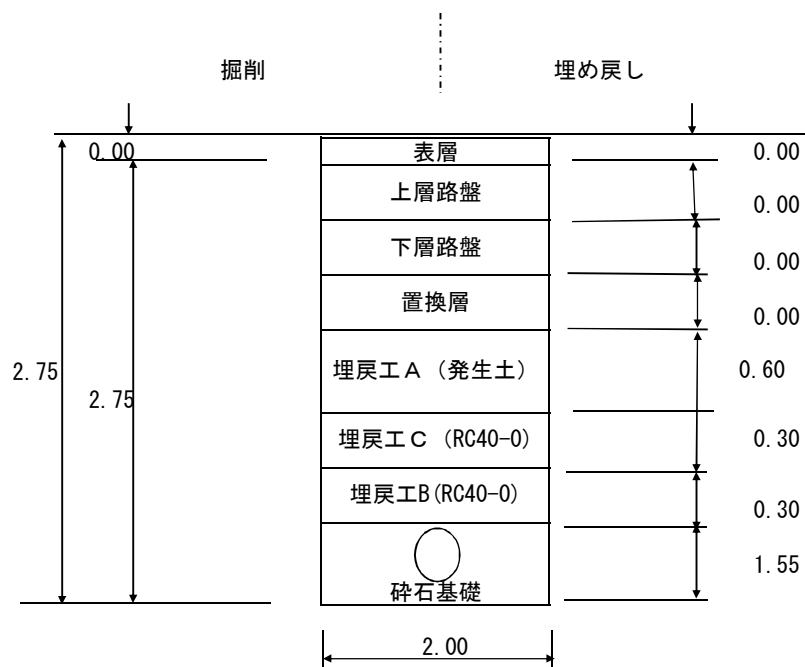
布設    本数    8.1    本

管外形    管下基礎    土被り  
平均土被り    1.25    0.30    1.20

	土留め延長	加重計	平均掘削深	最大掘削深
建込簡易土留    H=1.5m未満	-	-	-	
建込簡易土留    H=2.0m未満	-	-	-	
建込簡易土留    H=2.5m未満	-	-	-	
建込簡易土留    H=3.0m未満	-	-	-	
建込簡易土留    H=3.5m未満	32.36	88.89	2.75	3.49
建込簡易土留    H=4.0m未満	-	-	-	
計	32.36	88.89	2.75	3.49

標準断面図  
A-1 (未舗装)

管種	RPR
管径	φ1200
管外径	1.248
掘削深	2.75
管路延長	32.36 m
管渠延長	32.36 m
管体延長	32.36 m



掘削深さ 3.5m以上 管外径1.25+余裕幅0.6+土留め厚0.21≒2.05m  
掘削深さ 3.5m以下 \* 管外径1.25+余裕幅0.6+土留め厚0.13≒2.00m

舗装切断工			
$32.36 * 0$	=	0.0	m
舗装版掘削工			
	=	0.0	m <sup>2</sup>
掘削工			
$2.75 * 2.00 * 32.36$	=	178.0	m <sup>3</sup>
碎石基礎工			
$(1.55 * 2.00 - 1.248^2 * 3.14 / 4) * 32.36$	=	60.8	m <sup>3</sup>
埋戻工B (RC40-0)			
$0.30 * 2.00 * 32.36$	=	19.4	m <sup>3</sup>
埋戻工A (発生土)			
$0.60 * 2.00 * 32.36$	=	38.8	m <sup>3</sup>
埋戻工C (RC40-0)			
$0.30 * 2.00 * 32.36$	=	19.4	m <sup>3</sup>
残土処理工 (土砂)			
$178.0 - (38.8 / 0.9)$	=	134.9	m <sup>3</sup>
残土処理工 (As)			
$0.00 * 2.00 * 32.36$	=	0.0	m <sup>3</sup>
上層路盤工、下層路盤			
$2.00 * 32.36$	=	64.7	m <sup>2</sup>
表層工			
$2.00 * 32.36$	=	64.7	m <sup>2</sup>



延長および平均掘削深の算出 土工断面 A-4

条件 (単位:mm)

管種	呼径	管外径
RPR	Φ1200	Φ1248

路線番号	MH No.	～	MH No.	管路延長 (m) a	MH内径控除長 (m)			MH外径控除長 (m)			管渠延長 (m) d=a-b	管体延長 (m) e=a-c	掘削深 (m)				g=a×f	上層路盤無 t=0.0m		土留め 種類	備考 (土工断面)
					上流側	下流側	計 b	上流側	下流側	計 c			上流側	下流側	最大 掘削深	平均 f		掘削幅	面積		
11-1	4+38.30	～	No. 5	4.60	0.00	1.00	1.00	0.00	1.30	1.30	3.60	3.30	3.43	3.74	3.74	3.59	16.51	2.05		4.00	A-4
	No. 7	～	No. 8-0.84	15.80	2.56	0.90	3.46	2.92	1.06	3.98	13.18	12.66	3.78	2.62	3.78	3.20	50.56	2.05		4.00	-0.84
合計				20.40							16.78	15.96					67.07				

平均掘削深 =  $\Sigma g \div \Sigma a = 67.07 / 20.40 = 3.29$  m m

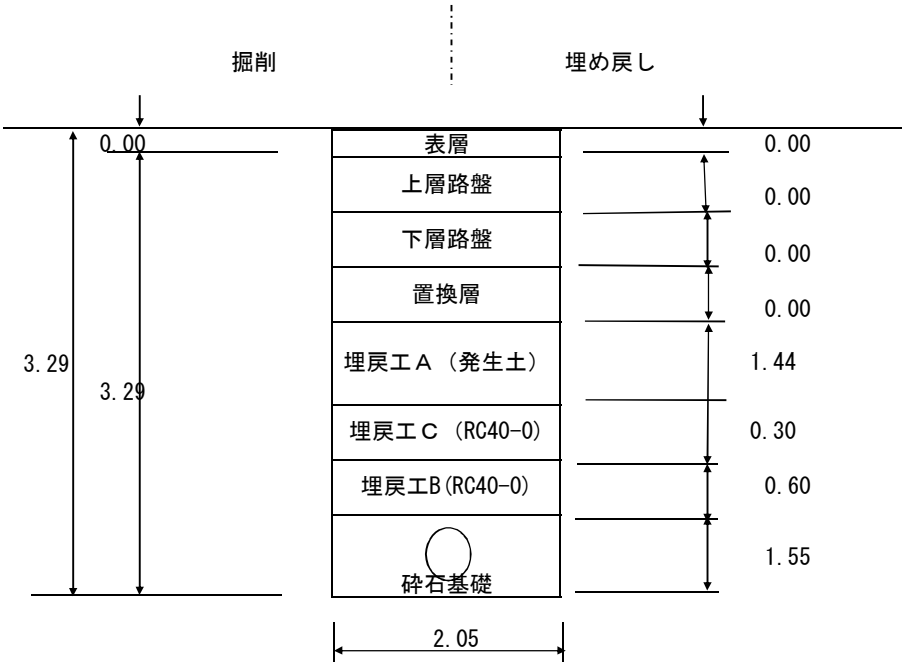
布設 本数 4.0 本

	管外形	管下基礎	土被り
平均土被り	1.25	0.30	1.74

	土留め延長	加重計	平均掘削深	最大掘削深
建込簡易土留 H=1.5m未満	-	-	-	
建込簡易土留 H=2.0m未満	-	-	-	
建込簡易土留 H=2.5m未満	-	-	-	
建込簡易土留 H=3.0m未満	-	-	-	
建込簡易土留 H=3.5m未満	-	-	-	
建込簡易土留 H=4.0m未満	20.40	67.07	3.29	3.78
計	20.40	67.07	3.29	3.78

標準断面図  
A-4

管種	RPR
管径	φ1200
管外径	1.248
掘削深	3.29
管路延長	20.40 m
管渠延長	16.78 m
管体延長	15.96 m



掘削深さ 3.5m以上 管外径1.25+余裕幅0.6+土留め厚0.21≒2.05m  
掘削深さ 3.5m以下 \* 管外径1.25+余裕幅0.6+土留め厚0.13≒2.00m

舗装切断工			
$20.40 * 0$	=	0.0	m
舗装版掘削工			
	=	0.0	m <sup>2</sup>
掘削工			
$3.29 * 2.05 * 20.40$	=	137.6	m <sup>3</sup>
碎石基礎工			
$(1.55 * 2.05 - 1.248^2 * 3.14 / 4) * 15.96$	=	31.2	m <sup>3</sup>
埋戻工B (RC40-0)			
$0.00 * 2.05 * 15.96$	=	0.0	m <sup>3</sup>
埋戻工A (発生土)			
$1.44 * 2.05 * 20.40$	=	60.2	m <sup>3</sup>
埋戻工C (RC40-0)			
$0.30 * 2.05 * 20.40$	=	12.5	m <sup>3</sup>
残土処理工 (土砂)			
$137.6 - (60.2 / 0.9)$	=	70.7	m <sup>3</sup>
残土処理工 (As)			
$0.00 * 2.05 * 20.40$	=	0.0	m <sup>3</sup>
上層路盤工、下層路盤			
	=		m <sup>2</sup>
表層工			
	=		m <sup>2</sup>

延長および平均掘削深の算出      土工断面 B-1   （渚ポンプ場内）

条件 (単位:mm)		
管種	呼径	管外径
RPR	Φ1200	Φ1248

路線番号	MH No.	～	MH No.	管路延長 (m) a	MH内径控除長 (m)			MH外径控除長 (m)			管渠延長 (m) d=a-b	管体延長 (m) e=a-c	掘削深 (m)				g=a×f	上層路盤無 t=0.0m		土留め 種類	備考 (土工断面)
					上流側	下流側	計 b	上流側	下流側	計 c			上流側	下流側	最大 掘削深	平均 f		掘削幅	面積		
9-2-4	5	～	6	42.80	1.50	2.53	4.03	1.75	2.78	4.53	38.77	38.27	3.76	3.36	3.76	3.56	152.37	2.05		4.00	
															0.00					0.00	
合計				42.80							38.77	38.27					152.37				

平均掘削深 =  $\Sigma g \div \Sigma a = 152.37 \div 42.80 = 3.56 \text{ m}$

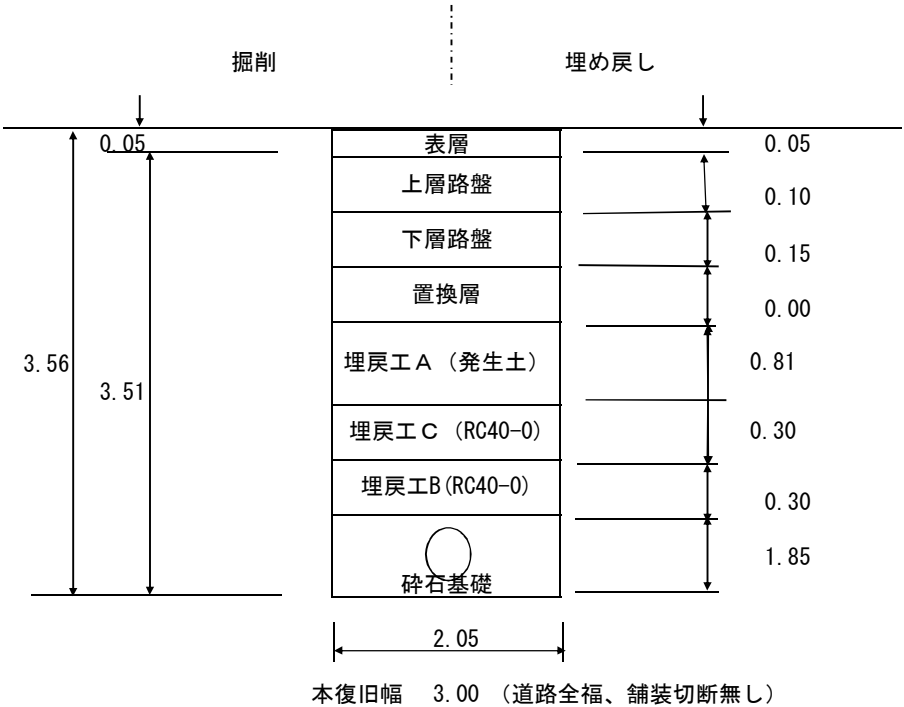
布設 本数 9.6 本

	管外形	管下基礎	土被り
平均土被り	1.25	0.30	2.01

	土留め延長	加重計	平均掘削深	最大掘削深
建込簡易土留 H=1.5m未満	-	-	-	
建込簡易土留 H=2.0m未満	-	-	-	
建込簡易土留 H=2.5m未満	-	-	-	
建込簡易土留 H=3.0m未満	-	-	-	
建込簡易土留 H=3.5m未満	-	-	-	
建込簡易土留 H=4.0m未満	42.80	152.37	3.56	3.76
計	42.80	152.37	3.56	3.76

標準断面図  
B-1

管種	RPR
管径	φ1200
管外径	1.248
掘削深	0.00
管路延長	42.80 m
管渠延長	38.77 m
管体延長	38.27 m



掘削深さ 3.5m以上 管外径1.25+余裕幅0.6+土留め厚0.21≒2.05m  
掘削深さ 3.5m以下 \* 管外径1.25+余裕幅0.6+土留め厚0.13≒2.00m

舗装切断工		=	m
舗装版掘削工			
3.00 * 42.80		=	128.4 m <sup>2</sup>
掘削工			
3.51 * 2.05 * 42.80		=	308.0 m <sup>3</sup>
碎石基礎工			
( 1.85 * 2.05 - 1.248 ^ 2 * 3.14 / 4 ) * 38.27		=	98.3 m <sup>3</sup>
埋戻工B (RC40-0)			
0.30 * 2.05 * 38.27		=	23.5 m <sup>3</sup>
埋戻工A (発生土)			
0.00 * 2.05 * 42.80		=	0.0 m <sup>3</sup>
埋戻工C (RC40-0)			
0.30 * 2.05 * 42.80		=	26.3 m <sup>3</sup>
残土処理工 (土砂)			
308.0 - ( 0.0 / 0.9 )		=	308.0 m <sup>3</sup>
残土処理工 (As)			
0.05 * 2.05 * 42.80		=	4.4 m <sup>3</sup>
上層路盤工、下層路盤			
3.00 * 50.00		=	150.0 m <sup>2</sup>
表層工			
3.00 * 50.00		=	150.0 m <sup>2</sup>

## No,1

[illegible]

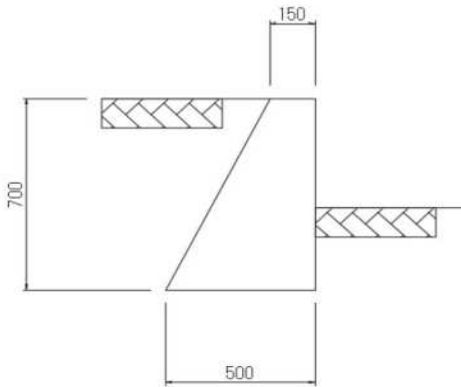


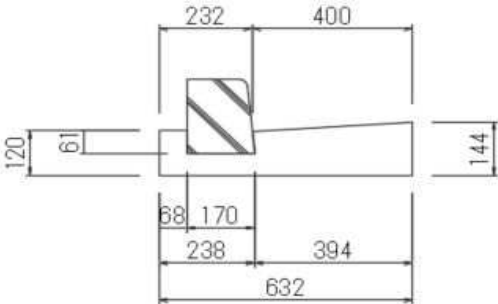
[illegible]

□3000×2000 角 型 人 孔 削 孔 ・ 接 続 工 ・ 可 と う 継 ぎ 手 員 数 表

人 孔 番 号	流 入 本 数	副 管 管 径			削 孔 (流入管径 mm)					接 続 工 (流出入管径 mm)					可とう継ぎ手 (流出入管径 mm)					備  考
		200mm	250mm	300mm	350	400	450	900	1200	350	500	600	900	1200	350	500	600	900	1200	
No. 5	3				1				2				1	1					1	
小計	3			0	1				2				1	1					1	
合計	3			0	1				2				1	1					1	



付 帯 工 (擁壁Aタイプ)		数量計算書	一式当り	
略 図				
				
種 別	規 格	算 式	単 位	数 量
擁壁撤去工	Aタイプ	L= 2.5 m		
撤去工				
コンクリートガラ		$(0.15+0.50) \times 0.70 \times 2.50$	m3	1.14

付 帯 工 (街渠工)		数量計算書	一式当り	
略 図				
				
種 別	規 格	算 式	単 位	数 量
街渠撤去復旧工		L= 6.0 m		
撤去工				
コンクリートガラ		$((0.12+0.144) \times 0.394)+(0.12 \times 0.238-0.061 \times 0.17)) \times 6.00$	m3	0.73
復旧工				
	街渠ブロック設置工		m	6.00
	型枠工	$(0.12+0.144) \times 6.0$	m2	1.58
	コンクリート工	$((0.12+0.144) \times 0.394)+(0.12 \times 0.238-0.061 \times 0.17)) \times 6.00$	m3	0.73

中段幹線 3工区

数 量 計 算 書



3工区 総括表

RPR 呼び径 1200 mm

工 種	細 別	計										計	数 量	
		A-1	A-2	A-3	A-4			昼間施工	夜間施工					
管路延長		21.50	20.90	12.10	13.90			42.40	26.00		68.40	68.4 m		
管渠延長		20.45	20.90	8.10	13.00			41.35	21.10		62.45	62.4 m		
管体延長		20.30	20.90	7.60	12.84			41.20	20.44		61.64	61.6 m		
掘削工	(土留あり) 0.28 BH											m³		
	(土留あり) 0.45 BH	113.1	134.5	56.2	107.9			247.60	164.10		411.7	410 m³		
砕石基礎工	0.28 BH											m³		
	0.45 BH	38.1	40.9	15.2	25.1			79.00	40.30		119.3	110 m³		
埋戻工B	RC40（再生材）											m³		
	RC40（再生材）	12.2		4.6				12.20	4.60		16.8	16 m³		
埋戻工A	発生土 0.28 BH											m³		
	発生土 0.45 BH											m³		
砕石埋戻工	RC40（再生材）											m³		
	RC40（再生材）	18.5	40.3					58.80			58.8	58 m³		
土砂運搬	BH 4tDT L=1.0km								164.10		164.1	160 m³		
残土処分工	4tDT L= .0km											m³		
	10tDT L= .0km	99.5	134.5	56.2	107.9			234	164		398.1	390 m³		
管布設工		20.45	20.90	8.10	13.00			41.4	21.1		62.45	62.5 m		
強化プラスチック複合管	C形 2種	19.45	20.90	7.10	12.00						59.45	15 本	59.5 m ÷ 4.00m/本	
	マンホール短管 挿し口用	1.00		1.00							2.00	2 本	2.0 m ÷ 1.00m/本	
	マンホール短管 受け口用				1.00						1.00	1 本	1.0 m ÷ 1.00m/本	
	マンホール短管 受け口用											本	1.50m/本	
	調整管 両端挿し口											本	1.20m/本	
	調整管 片受口直管											本	4.00m/本	
埋設表示シート		20.45	20.90	8.10	13.00						62.45	62.4 m	62 m/40m巻 1.6巻	
埋設表示テープ		20.45	20.90	8.10	13.00						62.45	62.4 m	62 m/20m巻 3.2巻	
土留工	建込簡易土留 H=2.0m							昼間施工	夜間施工			m		
	建込簡易土留 H=2.5m			12.10					12.1		12.10	12.1 m	平均H=1.99m	
	建込簡易土留 H=3.0m	21.50						21.5			21.50	21.5 m	平均H=2.73m	
	建込簡易土留 H=3.5m		20.90					20.9			20.90	20.9 m	平均H=3.24m	
	建込簡易土留 H=4.0m				13.90				13.9		13.90	13.9 m	平均H=3.47m	
	建込簡易土留 H=4.5m											m		
												m		
	供用日数	土留め工数量計算書より				H=3.5未満 21.20	+	H=3.5m以上 7.90			29.1	30 日		
	賃料					83.00	+	105.00			188.0	188 m²		
		2工区 3工区												
	修理・損耗費	最大掘削深 3.64 × 15.0m × 2面 × (使用回数 7 + 5 + 1) = 1419.60										1419.6	1420 m²	

3工区 総括表

RPR 呼び径 1200 mm

[illegible]

3工区 総括表

**RPR**      呼び径    **1200**    mm

[illegible]

総括表

工 種	種 別	計 算						数 量	適 用
							計		
人孔設置工	4 号マンホールΦ1800	1					1	1 箇所	
人孔鉄蓋	内径 60 cm T-14							組	
	60 cm T-25	1					1	1 組	
調整リング	10 cm	2					2	2 個	
	15 cm	1					1	1 個	
斜壁	内径 600/900 30 cm							個	
	45 cm	1					1	1 個	
	60 cm							個	
直壁	内径 900 30 cm							個	
	60 cm	1					1	1 個	
	90 cm							個	
	120 cm							個	
	150 cm							個	
	180 cm							個	
頂版	内径 900/1800 30 cm	1					1	1 個	
直壁	内径 1800 90 cm							個	
	120 cm							個	
	150 cm							個	
	180 cm							個	
	210 cm							個	
	240 cm							個	
躯体ブロック	内径 1800 90 cm							個	
	120 cm							個	
	150 cm							個	
	180 cm							個	
	210 cm	1					1	1 個	
	240 cm							個	
調整金具	調整高 25 mmまで	1					1	1 個	
	調整高 45 mmまで							個	
底版	外径 2190 mm 厚20cm	1					1	1 個	
底部工		1					1	1 箇所	

総括表

[illegible]



人孔設置工 総括表

工 種	種 別	計 算						数 量	適 用
							計		
人孔設置工	矩形マンホール □2100×2100	1					1	1 箇所	
人孔鉄蓋	内径 60 cm T-14							組	
	60 cm T-25	1					1	1 組	
調整リング	10 cm	1					1	1 個	
	15 cm	1					1	1 個	
斜壁	内径 600/900 30 cm							個	
	45 cm							個	
	60 cm							個	
直壁	内径 900 30 cm							個	
	60 cm							個	
	90 cm							個	
	120 cm							個	
	150 cm							個	
	180 cm							個	
頂版	内法 2100×2100用 30 cm							個	
頂版付管取付壁	内法 2100×2100 90 cm	1					1	1 個	
	120 cm							個	
	150 cm							個	
	180 cm							個	
	210 cm							個	
	240 cm							個	
底版付管取付壁	内法 2100×2100 90 cm	1					1	1 個	
	120 cm							個	
	150 cm							個	
	180 cm							個	
	210 cm							個	
	240 cm							個	
調整金具	調整高 25 mmまで							個	
	調整高 45 mmまで	1					1	1 個	
底版	mm							個	
底部工								箇所	
ブロック据付工	人孔深 ～ 4.00 m	1					1	1 箇所	
	人孔深 4.01 ～ 5.00 m							箇所	

## 総括表

[illegible]

[illegible]

---

延長および平均掘削深の算出 土工断面 A-1

条件 (単位: mm)		
管種	呼径	管外径
RPR	Φ1200	Φ1248

路線番号	MH No.	～	MH No.	管路延長 (m) a	MH内径控除長		(m) 計 b	MH外径控除長		(m) 計 c	管渠延長 (m) d=a-b	管体延長 (m) e=a-c	掘削深 (m)				g=a×f	上層路盤無 t =0.0m		土留め 種類	備考 (土工断面)	
					上流側	下流側		上流側	下流側				上流側	下流側	最大 掘削深	平均 f		掘削幅	面積			
		～								0.00	0.00	0.00										
9-2-2	No. 2	～	No. 2+21.5	21.50	1.05	0.00	1.05	1.20	0.00	1.20	20.45	20.30	2.47	2.99	2.99	2.73	58.70	2.00	43.00	3.00		
合計				21.50							20.45	20.30					58.70	2.00				

平均掘削深 =  $\Sigma g \div \Sigma a = 58.70 / 21.50 = 2.73 \text{ m}$

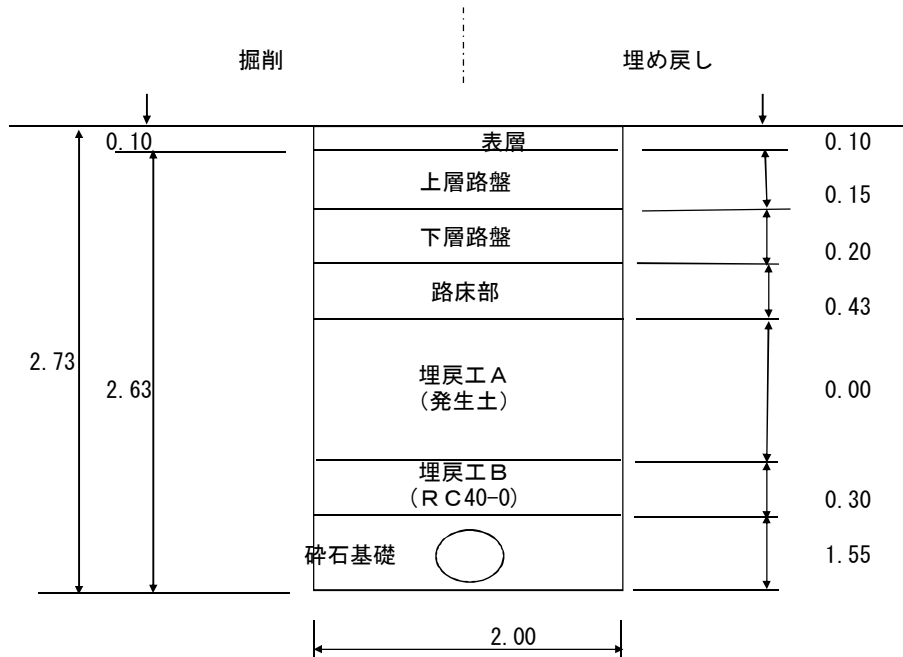
布設 本数 5.1 本

管外形 管下基礎 土被り  
平均土被り 1.25 0.30 1.18

	土留め延長	加重計	平均掘削深	最大掘削深
建込簡易土留 H=1.5m未満	-	-	-	
建込簡易土留 H=2.0m未満	-	-	-	
建込簡易土留 H=2.5m未満	-	-	-	
建込簡易土留 H=3.0m未満	21.50	58.70	2.73	2.99
建込簡易土留 H=3.5m未満	-	-	-	
建込簡易土留 H=4.0m未満	-	-	-	
計	21.50			

標準断面図  
A-1

管種	RPR
管径	φ1200
管外径	1.248
掘削深	2.73
管路延長	21.50 m
管渠延長	20.45 m
管体延長	20.30 m



掘削深さ 3.5m以上 管外径1.25+余裕幅0.6+土留め厚0.21≒2.05m  
掘削深さ 3.5m以下 \* 管外径1.25+余裕幅0.6+土留め厚0.13≒2.00m

舗装切断工		
$21.50 * 2$	=	43.0 m
舗装版掘削工		
$2.00 * 21.50$	=	43.0 m <sup>2</sup>
掘削工		
$2.63 * 2.00 * 21.50$	=	113.1 m <sup>3</sup>
碎石基礎工		
$(1.55 * 2.00 - 1.248^2 * 3.14 / 4) * 20.30$	=	38.1 m <sup>3</sup>
埋戻工B (RC40-0)		
$0.30 * 2.00 * 20.30$	=	12.2 m <sup>3</sup>
埋戻工A (発生土)		
$0.00 * 2.00 * 21.50$	=	0.0 m <sup>3</sup>
路床部		
$0.43 * 2.00 * 21.50$	=	18.5 m <sup>3</sup>
残土処理工(土砂)		
$113.1 - (0.0 + 12.2) / 0.9$	=	99.5 m <sup>3</sup>
残土処理工(As)		
$0.10 * 2.00 * 21.50$	=	4.3 m <sup>3</sup>
上層路盤工、下層路盤		
$2.00 * 21.50$	=	43.0 m <sup>2</sup>
表層工		
$2.00 * 21.50$	=	43.0 m <sup>2</sup>

延長および平均掘削深の算出 土工断面 A-2

条件 (単位:mm)		
管種	呼径	管外径
RPR	Φ1200	Φ1248

路線番号	MH No.	～	MH No.	管路延長 (m) a	MH内径控除長 (m)			MH外径控除長 (m)			管渠延長 (m) d=a-b	管体延長 (m) e=a-c	掘削深 (m)				g=a×f	上層路盤無 t=0.0m		土留め 種類	備考 (土工断面)
					上流側	下流側	計 b	上流側	下流側	計 c			上流側	下流側	最大 掘削深	平均 f		掘削幅	面積		
		～								0.00	0.00	0.00									
9-2-2	No2+21.50	～	No2+42.4	20.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	20.90	20.90	2.99	3.49	3.49	3.24	67.72	2.05	42.85	3.50	
合計				20.90							20.90	20.90					67.72	2.05			

平均掘削深 =  $\Sigma g \div \Sigma a = 67.72 / 20.90 = 3.24 \text{ m}$

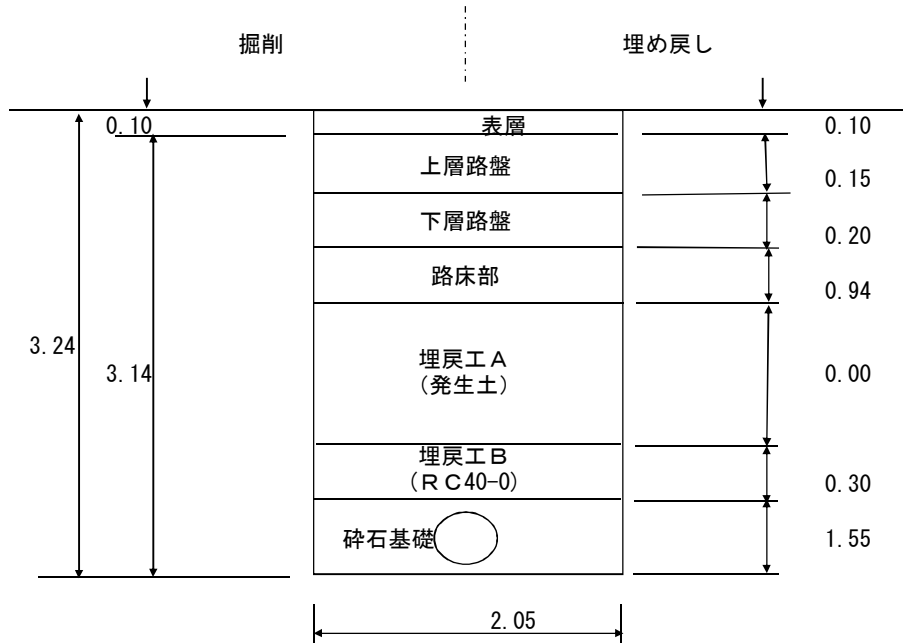
布設 本数 5.2 本

	管外形	管下基礎	土被り
平均土被り	1.25	0.30	1.69

	土留め延長	加重計	平均掘削深	最大掘削深
建込簡易土留 H=1.5m未満	-	-	-	
建込簡易土留 H=2.0m未満	-	-	-	
建込簡易土留 H=2.5m未満	-	-	-	
建込簡易土留 H=3.0m未満	-	-	-	
建込簡易土留 H=3.5m未満	20.90	67.72	3.24	3.49
建込簡易土留 H=4.0m未満	-	-	-	
計	20.90			

標準断面図  
A-2

管種	RPR
管径	φ1200
管外径	1.248
掘削深	3.24
管路延長	20.90 m
管渠延長	20.90 m
管体延長	20.90 m



掘削深さ 3.5m以上 管外径1.25+余裕幅0.6+土留め厚0.21≒2.05m  
掘削深さ 3.5m以下 \* 管外径1.25+余裕幅0.6+土留め厚0.13≒2.00m

舗装切断工			
20.90 * 2	=	41.8	m
舗装版掘削工			
2.05 * 20.90	=	42.8	m <sup>2</sup>
掘削工			
3.14 * 2.05 * 20.90	=	134.5	m <sup>3</sup>
碎石基礎工			
( 1.55 * 2.05 - 1.248 ^ 2 * 3.14 / 4 ) * 20.90	=	40.9	m <sup>3</sup>
埋戻工B (RC40-0)			
0.30 * 2.05 * 20.90	=	12.9	m <sup>3</sup>
埋戻工A (発生土)			
0.00 * 2.05 * 20.90	=	0.0	m <sup>3</sup>
路床部			
0.94 * 2.05 * 20.90	=	40.3	m <sup>3</sup>
残土処理工(土砂)			
134.5 - ( 0.0 / 0.9 )	=	134.5	m <sup>3</sup>
残土処理工(As)			
0.10 * 2.05 * 20.90	=	4.3	m <sup>3</sup>
上層路盤工、下層路盤			
2.05 * 20.90	=	42.8	m <sup>2</sup>
表層工			
2.05 * 20.90	=	42.8	m <sup>2</sup>

延長および平均掘削深の算出 土工断面 A-3

条件 (単位: mm)		
管種	呼径	管外径
RPR	Φ1200	Φ1248

路線番号	MH No.	～	MH No.	管路延長 (m) a	MH内径控除長 (m)			MH外径控除長 (m)			管渠延長 (m) d=a-b	管体延長 (m) e=a-c	掘削深 (m)				g=a×f	上層路盤無 t=0.0m		土留め 種類	備考 (土工断面)
					上流側	下流側	計 b	上流側	下流側	計 c			上流側	下流側	最大 掘削深	平均 f		掘削幅	面積		
9-2-1	No. 1	～	No. 2	12.10	0.00	1.05	1.05	0.35	1.20	1.50	7.60	8.10	2.15	2.23	2.23	2.19	26.50	2.00	26.02	2.50	
合計				12.10							7.60	8.10					26.50	2.00			

平均掘削深 =  $\Sigma g \div \Sigma a = 26.50 / 12.10 = 2.19 \text{ m}$

布設 本数 2.0 本

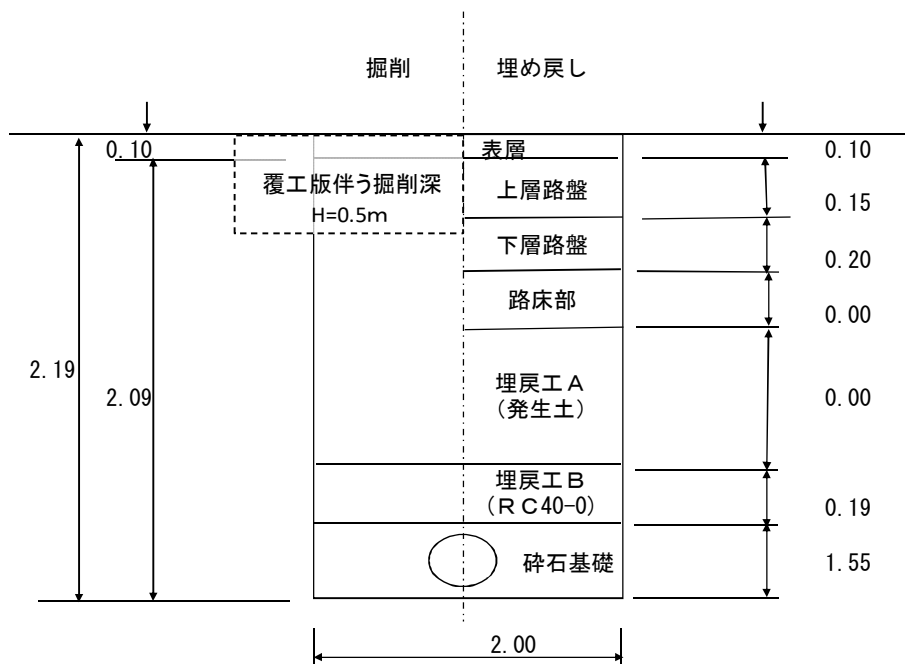
管外形	管下基礎	土被り
1.25	0.30	0.64

	土留め延長	加重計	平均掘削深	最大掘削深
建込簡易土留 H=1.5m未満	-	-	-	
建込簡易土留 H=2.0m未満	-	-	-	
建込簡易土留 H=2.5m未満	12.10	26.50	2.19	2.23
建込簡易土留 H=3.0m未満				
建込簡易土留 H=3.5m未満				
建込簡易土留 H=4.0m未満	-	-	-	
計	12.10			



標準断面図  
A-3

管種	RPR
管径	φ1200
管外径	1.248
掘削深	2.19
管路延長	12.10 m
管渠延長	7.60 m
管体延長	8.10 m



掘削深さ 3.5m以上 管外径1.25+余裕幅0.6+土留め厚0.21≒2.05m  
掘削深さ 3.5m以下 \* 管外径1.25+余裕幅0.6+土留め厚0.13≒2.00m

舗装切断工			
12.10	*	2	= 24.2 m
舗装版掘削工			
3.16	*	12.10	= 38.2 m <sup>2</sup>
掘削工			
0.4	*	3.16 * 12.10	= 15.3
1.69	*	2.00 * 12.10	= 40.9 = 56.2 m <sup>3</sup>
碎石基礎工			
( 1.55 * 2.00 - 1.248 ^ 2 * 3.14 / 4 ) * 8.10			= 15.2 m <sup>3</sup>
埋戻工B (RC40-0)			
0.19	*	2.00 * 12.10	= 4.6 m <sup>3</sup>
埋戻工A (発生土)			
0.00	*	2.00 * 12.10	= 0.0 m <sup>3</sup>
路床部			
0.00	*	2.00 * 12.10	= 0.0 m <sup>3</sup>
残土処理工 (土砂)			
56.2	-	( 0.0 / 0.9 )	= 56.2 m <sup>3</sup>
残土処理工 (As)			
0.10	*	2.00 * 12.10	= 2.4 m <sup>3</sup>
上層路盤工、下層路盤			
3.16	*	12.10	= 38.2 m <sup>2</sup>
表層工			
3.16	*	12.10	= 38.2 m <sup>2</sup>

延長および平均掘削深の算出 土工断面 A-4

条件 (単位:mm)		
管種	呼径	管外径
RPR	Φ1200	Φ1248

路線番号	MH No.	～	MH No.	管路延長 (m) a	MH内径控除長 (m)			MH外径控除長 (m)			管渠延長 (m) d=a-b	管体延長 (m) e=a-c	掘削深 (m)				g=a×f	上層路盤無 t =0.0m		土留め 種類	備考 (土工断面)
					上流側	下流側	計 b	上流側	下流側	計 c			上流側	下流側	最大 掘削深	平均 f		掘削幅	面積		
9-2-2	No. 2+42.4	～	No. 3	13.90	0.00	0.90	0.90	0.00	1.06	1.06	13.00	12.84	3.49	3.84	3.84	3.67	51.01	2.05	28.50	4.00	
合計				13.90							13.00	12.84					51.01	2.05			

平均掘削深 = Σg ÷ Σa = 51.01 / 13.90 = 3.67 m

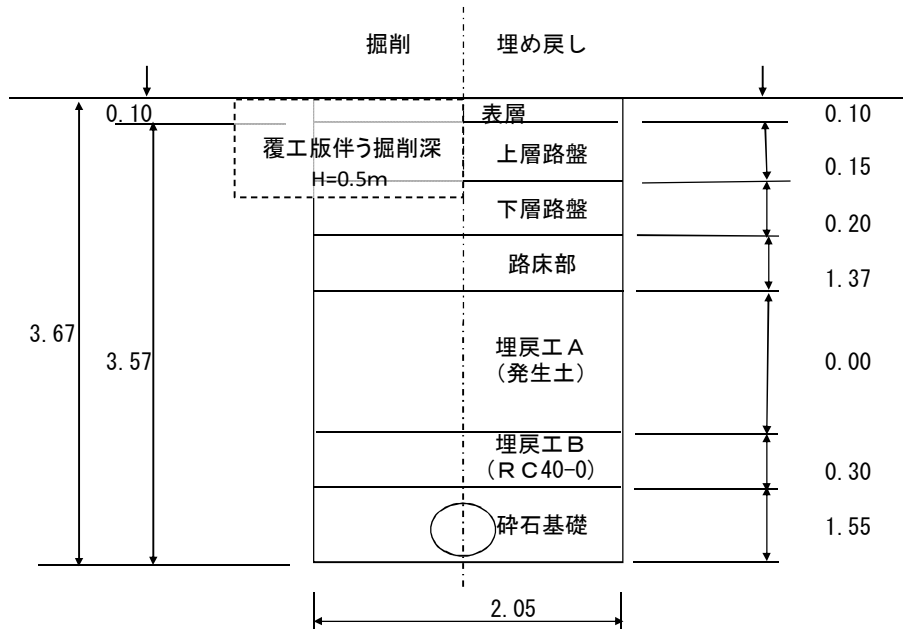
布設 本数 3.2 本

管外形 管下基礎 土被り  
平均土被り 1.25 0.30 2.12

	土留め延長	加重計	平均掘削深	最大掘削深
建込簡易土留 H=1.5m未満	-	-	-	
建込簡易土留 H=2.0m未満	-	-	-	
建込簡易土留 H=2.5m未満	-	-	-	
建込簡易土留 H=3.0m未満	-	-		
建込簡易土留 H=3.5m未満	-	-		
建込簡易土留 H=4.0m未満	13.90	51.01	3.67	3.84
計	13.90			

標準断面図  
A-4

管種	RPR
管径	φ1200
管外径	1.248
掘削深	3.67
管路延長	13.90 m
管渠延長	13.00 m
管体延長	12.84 m



掘削深さ 3.5m以上 管外径1.25+余裕幅0.6+土留め厚0.21≒2.05m  
掘削深さ 3.5m以下 \* 管外径1.25+余裕幅0.6+土留め厚0.13≒2.00m

舗装切断工

$$13.90 * 2 = 27.8 \text{ m}$$

舗装版掘削工

$$3.16 * 13.90 = 43.9 \text{ m}^2$$

掘削工

$$0.40 * 3.16 * 13.90 = 17.6$$

$$3.17 * 2.05 * 13.90 = 90.3$$

$$= 107.9 \text{ m}^3$$

砕石基礎工

$$(1.55 * 2.05 - 1.248^2 * 3.14 / 4) * 12.84 = 25.1 \text{ m}^3$$

埋戻工B (RC40-0)

$$0.30 * 2.05 * 12.84 = 7.9 \text{ m}^3$$

埋戻工A (発生土)

$$0.00 * 2.05 * 13.90 = 0.0 \text{ m}^3$$

路床部

$$1.37 * 2.05 * 13.90 = 39.0 \text{ m}^3$$

残土処理工 (土砂)

$$107.9 - (0.0 / 0.9) = 107.9 \text{ m}^3$$

残土処理工 (As)

$$0.10 * 2.05 * 13.90 = 2.8 \text{ m}^3$$

上層路盤工、下層路盤

$$3.16 * 13.90 = 43.9 \text{ m}^2$$

表層工

$$3.16 * 13.90 = 43.9 \text{ m}^2$$

土留工数量表

No.1

工 種	種 別	計 算							数 量	適 用
		土留め H=2.5m未満	土留め H=3.0m未満	土留め H=3.5m未満	土留め H=4.0m未満			計		
	平均掘削深 H=3.5m以下	2.19	2.73	3.24				-	2.81 m	加重平均値
	平均土留深 H=3.5m以下	※ 1.99	2.73	3.24				-	2.76 m	加重平均値 ※H=3.5m覆工板控除
	平均掘削深 H=4.0m以下				3.67				3.67	//
	平均土留深 H=4.0m以下				※ 3.47			-	3.47 m	加重平均値 ※H=4.0m覆工板控除
	最大掘削深	2.23	2.99	3.49	3.84			-	3.84 m	最大値
	土留高	2.23	2.99	3.29	3.64				3.64 m	A-3/A-4 覆工板0.2m厚控除
	掘削幅	2.00	2.00	2.05	2.05					
	土留設置延長	12.10	21.50	20.90	13.90			68.4	68.4 m	
建て込み簡易土留 建込工	BH0.45	12.10	21.50	20.90	13.90			68.4	68.4 m	
建て込み簡易土留 引抜工		12.10	21.50	20.90	13.90			68.4	68.4 m	
機材質料 供用日数分	土留規格 L= 15.0 m	2.50	3.00	3.50	4.00				m	規格 H
	締切面積 H=3.5m未満	2.76	*	15.00	* 2面			82.8	83 m <sup>2</sup>	平均掘削深*規格延長*2面
	H=3.5m以上	3.47	*	15.00	* 2面			104.1	105 m <sup>3</sup>	平均掘削深*規格延長*3面
	供用日数 H=3.5m未満	5.40	8.60	7.20				21.2	21.2 日	
	供用日数 H=3.5m以上				7.90			7.9	7.9 日	
							計		29.1 日	
機材質料 修理費損耗費	土留規格 L= 15.0 m							4.0	4.0 m	
	転用回数	68.40	/	15.0				4.6	5.0 回	
	使用面積	3.64 *		15.0*2面*1/2*( 5+1)				327.6	328 m <sup>2</sup>	最大深×規格延長*2面*1/2*(転用回数+1)
水替日数		5.4	8.6	7.2	0.0			21.2	21.0	

工期(開削工)算定表(当初)3工区											
工 種	規 格	日施工量	適 用	数 量	計 算 式	日		日 数			備 考
								×1.0 昼間	×1.0 夜間	×1.7	
(1) 不稼働期間											
(2) 準備工				30.0 日	昼間 夜間	30.0			3.0	6.0	
(3) 付帯工						4.7	6.0	1.5	4.5	11.0	
舗装版切断	15cm以下	240 m/日	I-12-①-65	136.8 m	136.8 m ÷ 240 m/日	0.6	1.0	1.0			
舗装版破砕	直接掘削・積込	810 m <sup>2</sup> /日	I-12-①-64	167.9 m <sup>2</sup>	85.8 56.3 m <sup>2</sup> ÷ 810 m <sup>2</sup> /日	0.2	1.0	0.5	0.5		
構造物取壊し工											
覆工版設置・撤去		20.4 m <sup>2</sup> /日	I-5-⑥-1	79.0 m <sup>2</sup>	79.0 m <sup>2</sup> ÷ 20.4 m <sup>2</sup> /日	3.9	4.0		4.0		
(4) 不稼働期間				30.0 日		0.0					申請許可期間
(5) 土留工							32.0	16.0	16.0	55.0	
掘削工～管布設～埋戻	A-1	2.24 m/日	ネットワーク計算書	12.1 m	12.1 m ÷ 2.24 m/日	5.4	6.0	6.0			
	A-2	2.50 m/日	ネットワーク計算書	21.5 m	21.5 m ÷ 2.50 m/日	9.1	10.0	10.0			
	A-3	2.90 m/日	ネットワーク計算書	20.9 m	20.9 m ÷ 2.90 m/日	4.2	5.0		5.0		
	A-4	1.76 m/日	ネットワーク計算書	13.9 m	13.9 m ÷ 1.76 m/日	10.1	11.0		11.0		
		m/日	ネットワーク計算書	m							
		m/日	ネットワーク計算書	m							
		m/日	ネットワーク計算書	m							
(6) 付帯工							3.0	3.0	0.0	6.0	
No1既設マンホールとの接続							3.0	3.0			
(7) 汚水桝設置及び取付管工									0.0	0	
汚水桝設置工	1.50m以下	0.05 日/カ所	下歩:参考資料P23	カ所	カ所 × 0.05 日/カ所	0.0			0.0		特殊作業員
取付管工	φ 150mm	0.02 日/m	下歩:参考資料P24	m	m × 0.02 日/m	0.0			0.0		特殊作業員
									0.0		
(8) 復旧工						0.8	4.0	3.0	1.0	7.0	
舗装工	表層	250 m <sup>2</sup> /日	I-12-①-55	168.0 m <sup>2</sup>	168 m <sup>2</sup> ÷ 250 m <sup>2</sup> /日	0.7	1.0	1.0			
				m <sup>2</sup>	0 250 m <sup>2</sup> /日	0.0	0.0	0.0	0.0		
	基層	250 m <sup>2</sup> /日		86.0 m <sup>2</sup>	86 m <sup>2</sup> ÷ 250 m <sup>2</sup> /日	0.4	1.0	1.0			
				82.0 m <sup>2</sup>	82 250 m <sup>2</sup> /日	0.4	1.0		1.0		
	区画線復旧						1.0	1.0			
(7) 後片付け期間				30.0 日		30.0					
合 計								23.5	24.5	85	
				交通誘導警備員(昼間) 4 名配置				94	人		(0.0)
				交通誘導警備員(夜間) 4 名配置					98 人		(0.0)
				水 替 工(作業時)					日		(土留工実日数)



4 号 人 孔 削 孔 ・ 接 続 工 ・ 可 と う 継 ぎ 手 員 数 表

人 孔 番 号	流 入 本 数	副 管 管 径			削 孔 (流入管径 mm)					接 続 工 (流出入管径 mm)					可とう継ぎ手 (流出入管径 mm)					備  考
		200mm	250mm	300mm	1000	1100	1200	1350	1500	1000	1100	1200	1350	1500	1000	1100	1200	1350	1500	
No. 3	1						1					1								
小計	1			0			1					1								
合計	1			0			1					1								

矩 形 人 孔 築 造 員 数 表																																
人 孔 番 号	深  さ (m) H1	ブ積 口上 ツゲ ク高 H1+0. 558	ス テ ッ プ H2	管 内 径	軀最 体小 ブ壁 口高 ッ クH3	調整リング			斜 壁 600/900			直 壁 径900						頂版		頂版付管取付壁 内法□2100×2100						底版付管取付壁 内法2100×2100						
						5	10	15	30	45	60	30	60	90	120	150	180	30		90	120	150	180	210	240	90	120	150	180	210	240	
No. 2	2. 15	2. 20	0. 02	1. 20	1. 98		1	1											1							1						
小計	- 4. 00		1																													
	4. 01 - 5. 00						1	1											1							1						
合計	- 4. 00		1																													
	4. 01 - 5. 00						1	1											1							1						



矩 形 人 孔 削 孔 ・ 接 続 工 ・ 可 と う 継 ぎ 手 員 数 表

人 孔 番 号	流 入 本 数	副 管 管 径			削 孔 (流入管径 mm)					接 続 工 (流出入管径 mm)					可とう継ぎ手 (流出入管径 mm)					備  考
		200mm	250mm	300mm	1000	1100	1200	1350	1500	1000	1100	1200	1350	1500	1000	1100	1200	1350	1500	
No. 2	1						1					1					1			
小計	1			0			1					1					1			
合計	1			0			1					1					1			

[illegible][illegible]

区画線工の種類が1つのみの場合

リスト 番号	名称・規格・仕様	① 設計数量 (m)	② 日当たり標準 作業量 (m)	①／②	設計計上数量(m)		
					全ての費用	機・労のみ	材料費のみ

区画線工の種類が複数ある場合

リスト 番号	名称・規格・仕様	① 設計数量 (m)	② 日当たり標準 作業量 (m)	①／②	$\alpha$	設計計上数量(m)		
						全ての費用	機・労のみ	材料費のみ
25	溶融式 実線 15cm 供用区間	53	1,000	0.053	8.72	-	231	53
41	溶融式 破線 15cm 供用区間	25	900	0.02778	8.72	-	109	25
33	溶融式 実線 30cm 供用区間	11	625	0.0176	8.72	-	48	11
37	溶融式 実線 45cm 供用区間	9	550	0.01636	8.72	-	39	9
計				0.11474				