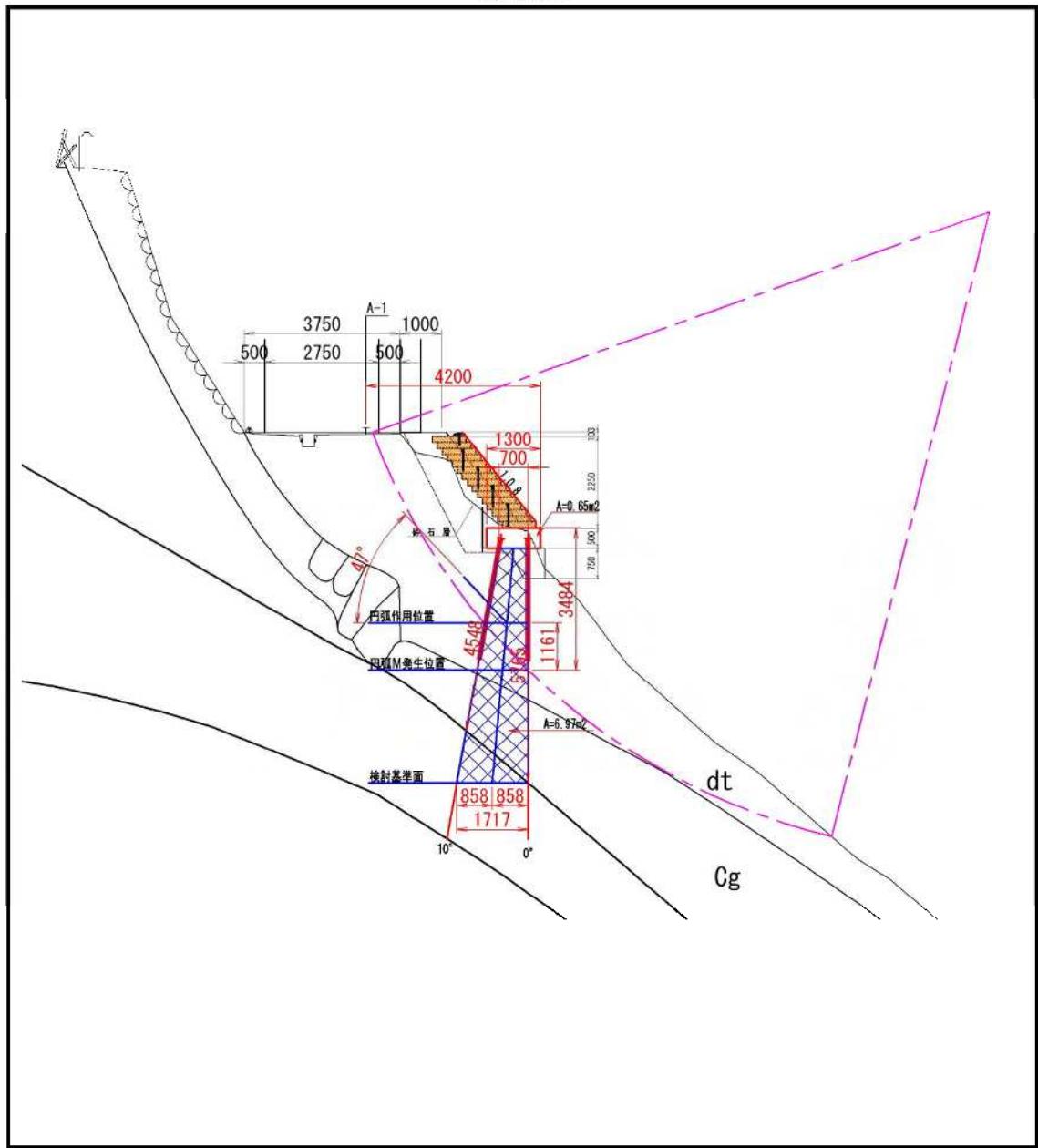


検討断面



### (1) 使用材料の形状寸法

芯材(SPボルト)		(腐食しろ考慮しない)				
項目	単位	形状寸法				
ボルト呼称	mm	SP32N	SP32S	SP32S	SP38	
削孔呼び径	mm	$\phi 115$			$\phi 135$	
外径	$d_s$	mm	31.4	31.4	31.4	38.0
中空径		mm	17	14	14	16
単位重量	$W_s$	kg/m	3.4	4.3	4.3	6.3
断面積	$A_s$	$mm^2$	468	541	541	805
周長	$I_s$	mm	99	99	99	119

※SPフィックスパイプは引張力が発生しない圧縮補強目的である為、鋼管杭同様に口元補強管に1mm厚の腐食しろを考慮する設計とし、芯材(SPボルト)は加圧された注入材で確実に防護されるため、一般には腐食しろを考慮せずまた溶融亜鉛メッキも実施しないことを標準とする。

### 口元補強管

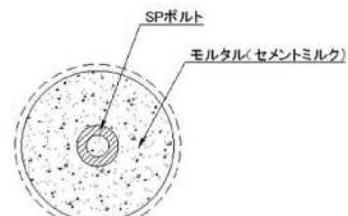
項目	単位	形状寸法		
鋼管径	mm	76.3	89.1	101.6
鋼管厚さ	mm	3.2~5.2	4.2~5.5	4.2~5.7
钢管長	m	2.0~3.0	2.0~3.0	2.0~3.0
単位重量	kg/m	7.47~10.40	8.79~13.4	10.1~13.5

※  $\phi 76.3$ は在庫状況に応じて周面摩擦抵抗に優れた凹凸面状のディンプル管( $t=3.2mm$ )も選択できる。  
通常の钢管の場合は市場流通を考え $t=4.2mm$ とする。

### モルタル(セメントミルク)

項目	単位	形状寸法	
直径	$d_c$	mm	115 135
断面積	$A_c$	$mm^2$	10,387 14,314
周長	$I_c$	mm	361 424

※直径はロータリーパーカッショング式の削孔径を基準とする



補強材の断面構成

(2) 使用材料の許容応力度

芯材(SPボルト)			(腐食しろ考慮しない)					
項目	記号	単位	SP32N		SP32S		SP38	
設計条件	-	-	常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時
降伏荷重	-	kN	204		296		400	
断面積	-	mm <sup>2</sup>	468		541		805	
設計許容荷重(※)	-	kN	136	184	197	266	267	360
許容引張応力度	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	291	393	364	492	332	447
許容圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	291	393	364	492	332	447
許容せん断応力度	$\tau_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	168	227	210	284	192	258

※設計に用いる許容荷重は下記より算出。

(常時) : SPボルトの降伏荷重×(2/3)

(地震時) : SPボルトの降伏荷重×0.9 (90%)

※許容せん断応力度は、許容圧縮応力度の1/ $\sqrt{3}$ とする。

口元補強管

項目	記号	単位	常時	地震時	鋼管材質
許容圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	140	210	STK400
許容引張応力度	$\sigma_{ta}$	N/mm <sup>2</sup>	140	210	
許容せん断応力度	$\tau_a$	N/mm <sup>2</sup>	80	120	

(地震時) : 常時の1.5倍

注入モルタル(セメントミルク)

- ・ 設計基準強度 :  $\sigma_{ek} = 24$  N/mm<sup>2</sup>
- ・ 許容曲げ圧縮応力度 :  $\sigma_{ca} = 8$  N/mm<sup>2</sup>
- ・ 許容付着応力度 :  $\tau_{ca} = 1.6$  N/mm<sup>2</sup>

項目	記号	単位	セメントミルク			FIXモル(S)
設計基準強度	$\sigma_{ek}$	N/mm <sup>2</sup>	24	27	30	80
許容圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	8	9	10	26.6
許容せん断応力度	$\tau_{al}$	N/mm <sup>2</sup>	0.23	0.24	0.25	0.61
許容付着応力度	$\tau_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	1.6	1.7	1.8	2.8

※許容圧縮応力度は地震時・短期(仮設)は上表の1.5倍値。

※セメントミルク(コンクリート)の許容応力度は、道路橋示方書・同解説:共通編、下部構造編に準拠。

※超高強度FIXパイルモル(S)の許容圧縮応力度もセメントミルクと同じ安全率(SF=3.0)とした。

※超高強度FIXパイルモル(S)の許容付着応力度は、コンクリート標準示方書の(解5.2.2)に準

拠し、4.2N/mm<sup>2</sup>を超えないように、地震時・短期(仮設)は上表の1.5倍値を採用することとした。

### (3)補強材周面摩擦力

補強材と地盤との間の周面摩擦力は、地盤の種類や土性などを勘案して決定するが、一般的には、標準貫入試験値(N値)を指標として、グラウンドアンカーや杭の周面摩擦抵抗の考え方を準拠した手法により推定する。

地盤と補強材周面との間の周面摩擦力は、地盤工学会「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」に示される下記表を参考にして推定する。

アンカーの極限周面摩擦抵抗

地盤の種類		摩擦抵抗(N/mm <sup>2</sup> )	
岩盤	硬 岩	1.5	～ 2.50
	軟 岩	1.0	～ 1.50
	風化岩	0.6	～ 1.00
	土丹	0.6	～ 1.20
砂礫	N値	10	0.10 ～ 0.20
		20	0.17 ～ 0.25
		30	0.25 ～ 0.35
		40	0.35 ～ 0.45
		50	0.45 ～ 0.70
砂	N値	10	0.10 ～ 0.14
		20	0.18 ～ 0.22
		30	0.23 ～ 0.27
		40	0.29 ～ 0.35
		50	0.30 ～ 0.40
粘性土			1.0C

支持層(岩)を定着層とし、

風化岩層の値を採用。

$$\tau = 0.60 \text{ N/mm}^2 \text{ を採用}$$

### 周面摩擦力に対する安全率

周面摩擦力( $\tau$ )に対する安全率は、SPフィックスパイプが比較的密にボルトを配置して地盤支持力を改善するルートパイプ工法であることから、地盤工学会「地山補強土工法設計・施工マニュアル」の補強材の引抜けに対する安全率に準用し、以下とする。

- ・ 常時 :  $f_s = 2.00$  ※採用
- ・ 地震時 :  $f_s = 1.25$
- ・ 仮設時(短期) :  $f_s = 1.50$

#### (4) 弹性係数

- SPボルト  $E_s = 200,000 \text{ N/mm}^2$   
※鋼及び鉄鋼のヤング係数  
(道路橋示方書・同解説: I 共通編、IV下部構造編p.86より)
- モルタル  $E_c = 13,300 \text{ N/mm}^2$   
※モルタルとSPボルトの弾性係数比  $n = 15$  より算出。  
(道路橋示方書・同解説: I 共通編、IV下部構造編p.87より)
- フィックスパイプ 検討芯材組合せ : パターン①  
 $E_c = 13,300 \text{ N/mm}^2 \quad (E_c = E_s/n)$   
※ SP32N -  $\phi 115 \text{ mm}$  (下表参照)
- 補強された土  $E_{soil} = 14.0 \text{ N/mm}^2$   
※土の弾性係数(変形係数:  $E_{soil}$ )  
(道路橋示方書・同解説: I 共通編、IV下部構造編P285より)  
・N値からの推定  
 $E_{soil} = 2.8N(\text{N/mm}^2)$  平均N値 = 5.0  
(表層(dt層)の値)

$E_{pile}$  計算集計表

		パターン①	パターン②	パターン③	パターン④
		SP32N	SP32S	SP32S	SP38
削孔径		$\phi 115$	$\phi 115$	$\phi 135$	$\phi 135$
モルタルの弾性係数	$E_c$	13,300	13,300	13,300	13,300
SPボルトの弾性係数	$E_s$	200,000	200,000	200,000	200,000
SPボルトの断面積	$A_s$	468	541	541	805
フィックスパイプの断面積	$A_c$	10,387	10,387	14,314	14,314

#### (5) 弹性係数比

- モルタルとSPボルト  $n = E_s/E_c = 15$
- モルタル換算されたフィックスパイプと補強された土  $m = E_c/E_{soil} = 950$

## (6)地盤の許容圧縮力

被補強地盤の許容圧縮力は地盤の許容支持力を用いる。

地盤の許容支持力は「道路土工 擁壁工指針P69」日本道路協会文献を参考に推定することにする。

基礎地盤の種類と許容鉛直支持力度(常時値)

基礎地盤の種類		許容鉛直支持力度 qa (kN/m <sup>2</sup> )	目安とする値	
			一軸圧縮強度 qu (kN/m <sup>2</sup> )	N値
岩盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1000	10,000以上	
	亀裂の多い硬岩	600	10,000以上	-
	軟岩・土丹	300	1,000以上	
礫層	密なもの	600	-	-
	密でないもの	300	-	-
砂質地盤	密なもの	300	-	30~50
	中位なもの	200	-	20~30
粘性土地盤	非常に硬いもの	200	200~400	15~30
	硬いもの	100	100~200	10~15

※ 地震時は上記表の1.5倍値を採用する。

被補強地盤とは「検討基準面」レベルの地盤であって、その部位で土の許容圧縮応力度などの照査を行う。

なお、上表に合致しない場合は、以下の経験式から推定するものとする。この経験式は地盤工学会「N値およびC・ $\phi$ -考え方と利用方法」、P21より引用している。

$$\text{砂質土} \quad qa = (0.8 \sim 1.0) \times 10 \times N$$

$$\text{沖積粘土} \quad qa = (1.0 \sim 1.2) \times 10 \times N$$

$$\text{洪積粘土} \quad qa = (2.0 \sim 5.0) \times 10 \times N$$

$$\text{関東ローム} \quad qa = 3 \times 10 \times N$$

本設計での検討基準面は表層(dt層)でN値5程度の砂質土となる。

$$qa = 0.8 \times 10 \times 5.0$$

$$qa = 40 \text{ kN/m}^2 \quad \text{とする。}$$

### 【地震時】

地震時は、テラセル擁壁同様、レベル1地震動を作用させた検討を実施する。

圧縮補強の設計では、検討基準面より上位の荷重について、鉛直力と水平力により発生するキャッピングビームの底面における曲げモーメントを考慮する。

作用する外力の集計 (設計水平震度:Kh= 0.13 )

項目	鉛直力N (kN/m)	水平力H (kN/m)	作用位置 (m)	モーメントM (kN・m/m)
①新設盛土自重	62.19	23.42	-	35.16
②キャッピングビーム自重	15.93	2.07	0.25	0.52
③補強体自重	139.40	-	-	-
④抑止力(Pr)	36.47	40.50	1.27	51.44
合計	253.99	65.99	-	87.12

※①新設盛土自重:計画される盛土重量。

- 別途計算のテラセル擁壁工の計算(H=3.90m)より求まる最大地盤反力がテラセル擁壁の設計底版幅に作用する事とする。

$$q_{max}=93.240 \text{ kN/m}^2$$

テラセル擁壁の設計底版幅=0.667m

$$N=93.240 \text{ kN/m}^2 \times 0.667 \text{ m}=62.19 \text{ kN/m}$$

H=テラセル擁壁に作用する水平力を採用。

※②キャッピングビーム自重:キャッピングビームの重量。

- 基礎断面積 0.650 m<sup>2</sup> × 単位体積重量 24.5kN/m<sup>3</sup>
- 水平力 : 鉛直力(N)×kh(0.13) 、 作用位置はキャッピングビーム高さ1/2位置とする。

※③補強体自重:検討基準面までの補強領域の土塊重量。

- 補強体断面積 6.970 m<sup>2</sup> × 単位体積重量 20.0kN/m<sup>3</sup>
- 水平力 : 土中構造物であり、水平力は検討基準面に影響しない。

※④抑止力(Pr):別途計算で求まる、円弧すべり力(抑止力)を鉛直成分と水平成分にして作用させる。

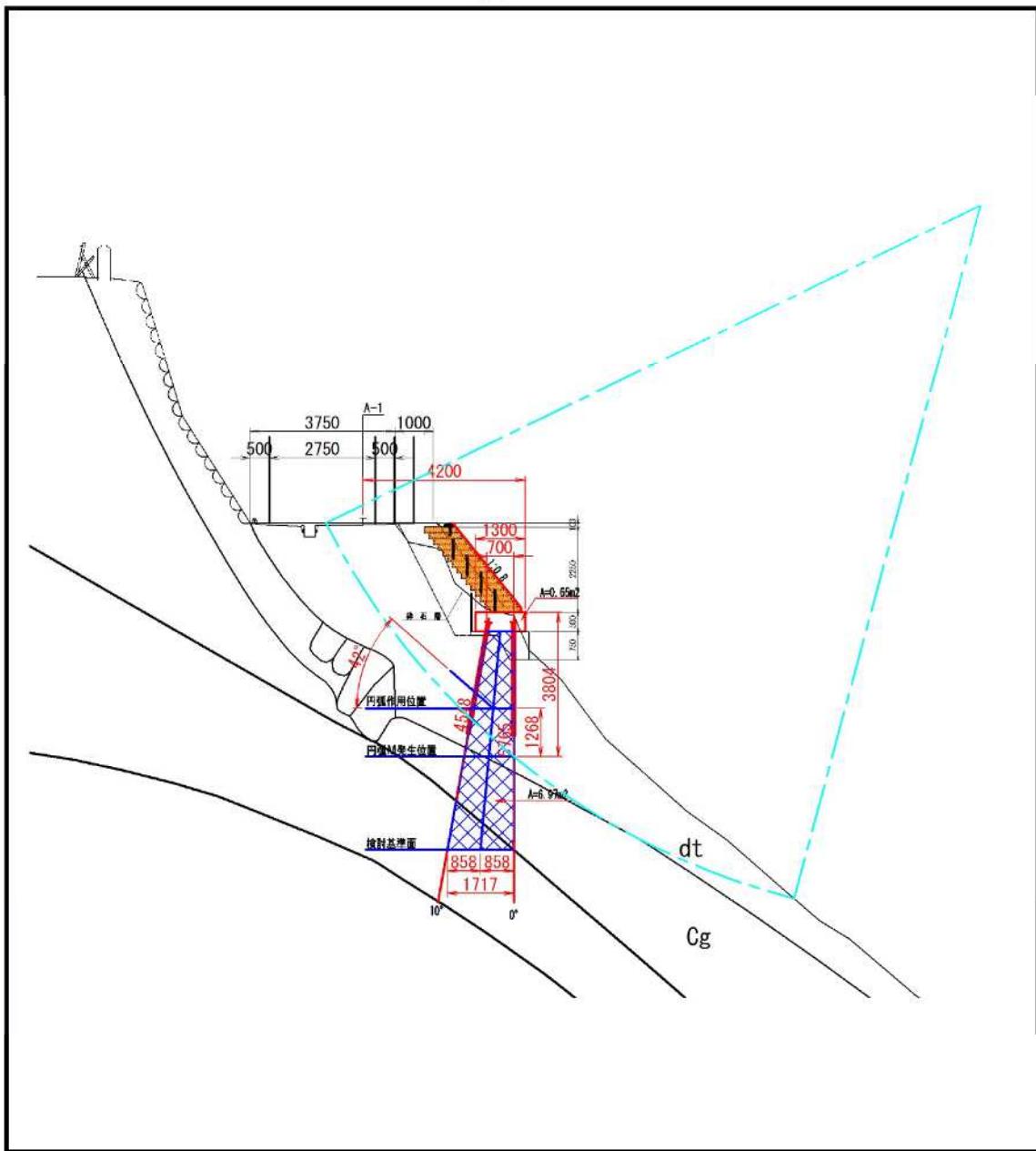
- 抑止力の鉛直分力

$$\begin{aligned} Pr_v &= Pr \times \sin \theta & Pr &= 54.50 \text{ kN/m} & \theta &= 42.0^\circ \\ &= 54.50 \times \sin 42.0 & & & & \\ &= 36.47 \text{ kN/m} & & & & \end{aligned}$$

- 抑止力の水平分力

$$\begin{aligned} Pr_H &= Pr \times \cos \theta & Pr &= 54.50 \text{ kN/m} & \theta &= 42.0^\circ \\ &= 54.50 \times \cos 42.0 & & & & \\ &= 40.50 \text{ kN/m} & & & & \end{aligned}$$

検討断面



### 3.5.4 根入れ部の検討

今回対象としている、A箇所の地質は表面には盛土と崩積土が堆積しており、その下には基盤となる礫岩と砂岩が分布している。

網状鉄筋挿入工は対象範囲の中心位置で最も地盤の情報量が多いA-1断面でN値50以上のCL層(礫岩層)に根入れを行う計画としている。

以下に各箇所の根入れ状況を示す断面図を掲載する。

ただし、想定している定着部の $\tau$ 値  $0.6\text{N/mm}^2$  を満足しているか施工時に確認することとする。

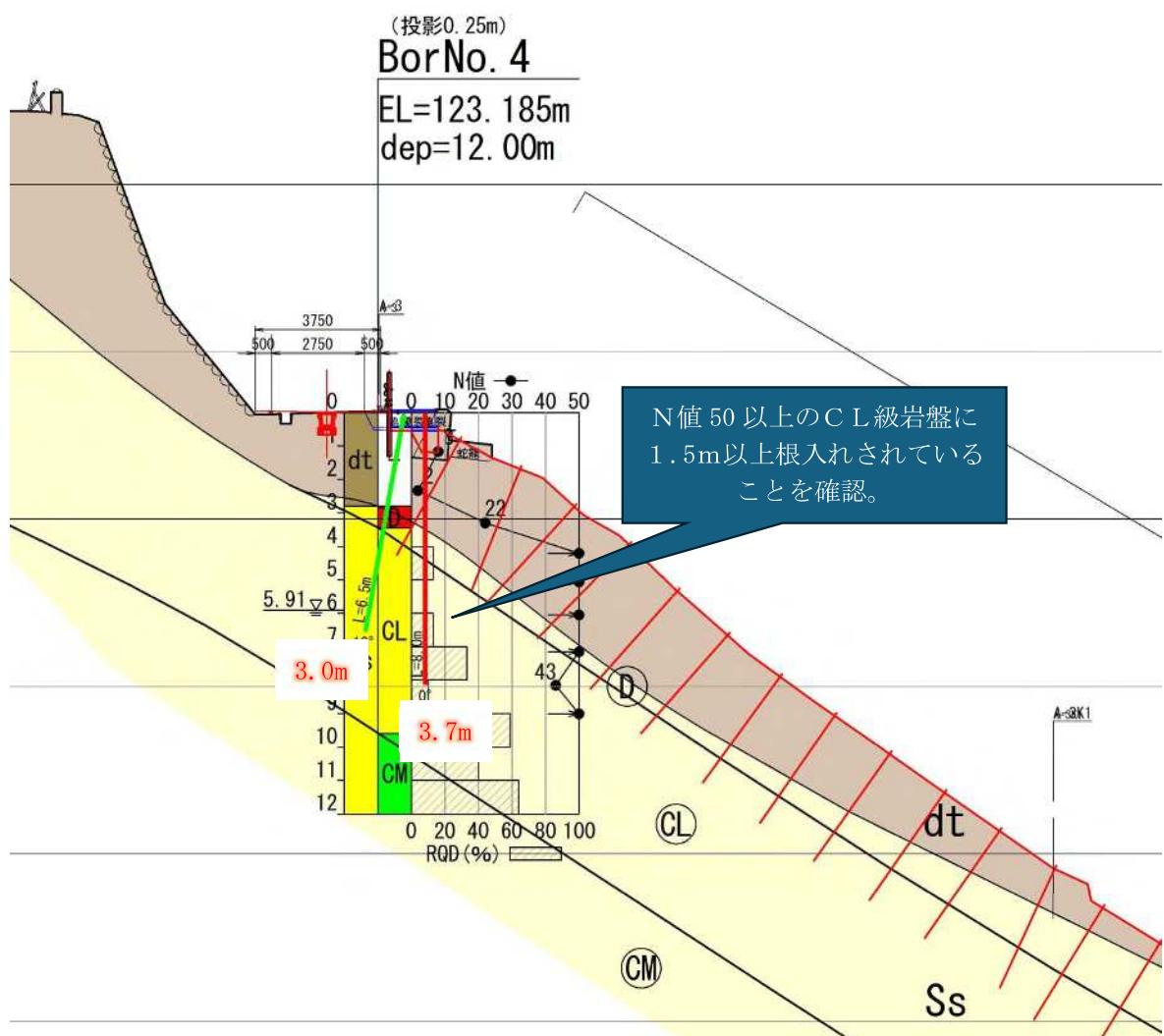


図3.5.1 A-3断面根入れの状況

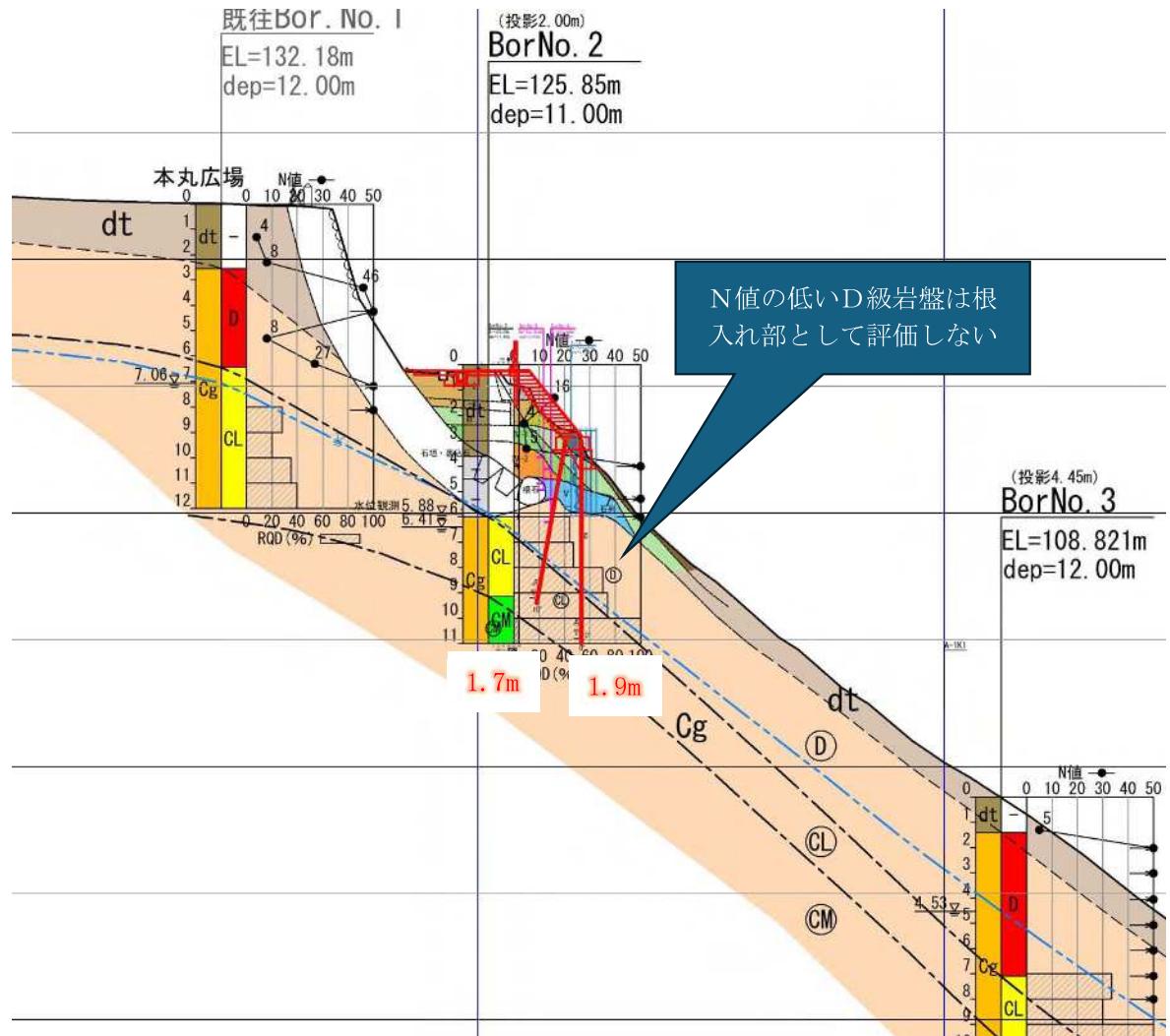


図 3.5.2 A-1断面根入れの状況

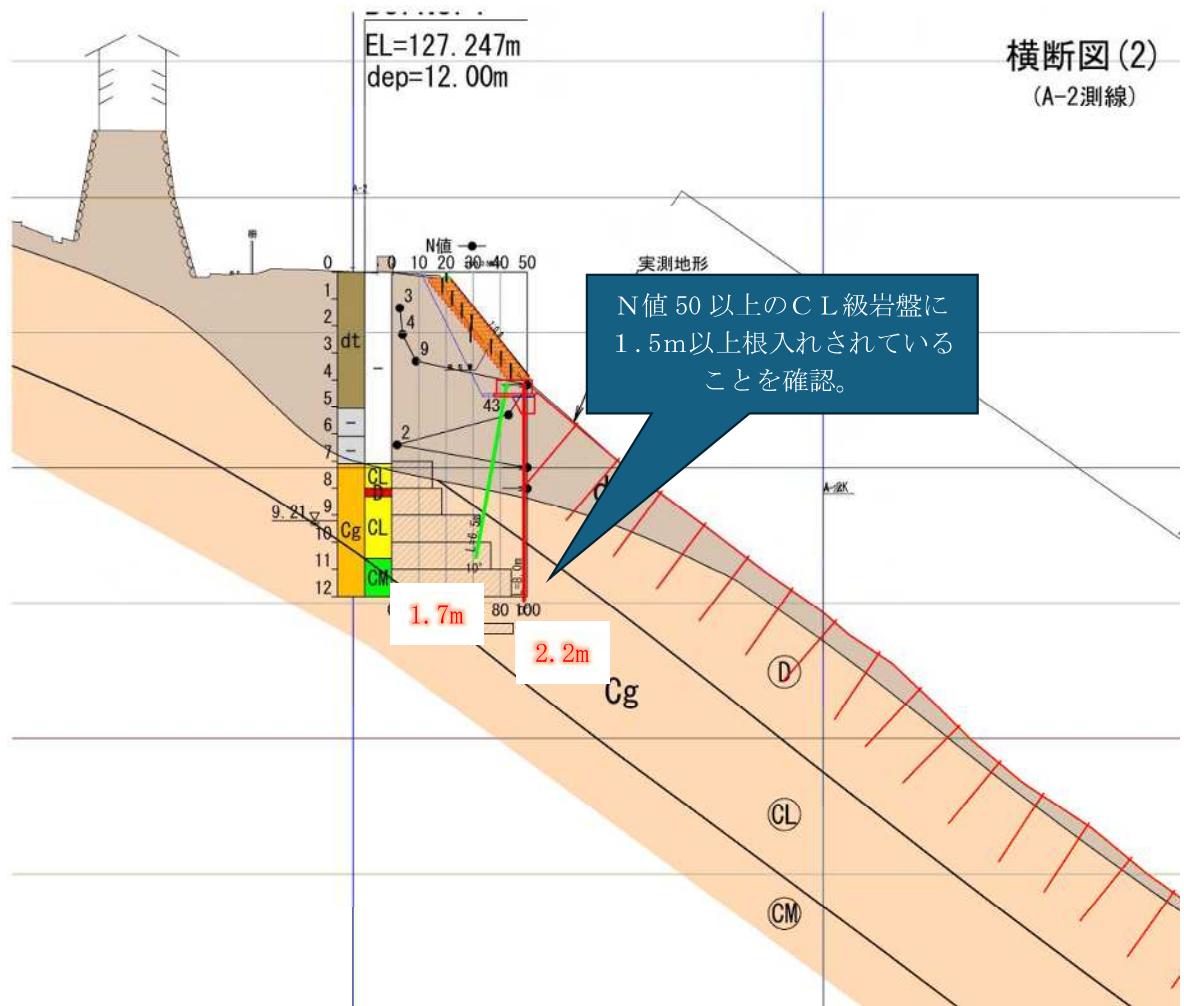


図 3.5.3 A-2 断面根入れ部の状況

### 3.5.4 検討結果

#### 1) 支持力の照査

【常時】

①上部構造物を含めた支持力に対する照査

補強体及び補強材の断面算定

	材料	記号	単位	計算値	許容値	判定
補強体の最大圧縮	補強された土	$\sigma_{RPmax}$	kN/m <sup>2</sup>	5.0	40	OK
補強体の最小圧縮	補強された土	$\sigma_{RPmin}$	kN/m <sup>2</sup>	3.1	$\geq 0$	OK
モルタルの圧縮応力度	115mm 24N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	4.8	8.0	OK
芯材の圧縮応力度	SP32N	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	72.0	291.0	OK
基礎底面の水平せん断力	SP32N鋼管	$\Sigma H \cdot b$	kN	8.0	271.6	OK
円弧の水平分力によるせん断力	SP32N 24N/mm <sup>2</sup>	$Pr_H \times b$	kN	9.8	161.8	OK

補強材の配置長さ

	補強材の必要根入れ長さ $L_a(m)$	補強体形成部内の補強材長さ $L_i(m)$	補強材の必要計画長さ $L_1(m)$	頭部張出余長 $L_2(m)$	補強材設計全長 $\Sigma L(m)$	全長まるめ (m)
1本目	1.000	3.960	4.960	0.350	5.310	5.5
2本目	1.000	3.725	4.725	0.350	5.075	5.5
3本目						

※補強材の設計長は50cm単位でまるめることとする。

※A1測線の結果で決定

※補強材の計画長さ(L)は4.0m以上とする。

※詳細計算は巻末に付す。

【地震時】

①上部構造物を含めた支持力に対する照査

補強体及び補強材の断面算定

	材料	記号	単位	計算値	許容値	判定
補強体の最大圧縮	補強された土	$\sigma_{RPmax}$	kN/m <sup>2</sup>	8.6	60	OK
補強体の最小圧縮	補強された土	$\sigma_{RPmin}$	kN/m <sup>2</sup>	3.6	$\geq 0$	OK
モルタルの圧縮応力度	115mm 24N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	8.2	12.0	OK
芯材の圧縮応力度	SP32N	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	123.0	393.0	OK
基礎底面の水平せん断耐力	SP32Nと鋼管	$\Sigma H \cdot b$	kN	52.8	384.0	OK
円弧の水平分力によるせん断力	SP32N 24N/mm <sup>2</sup>	$P_{rH} \times b$	kN	32.4	219.3	OK

補強材の配置長さ

	補強材の必要根入れ長さ $L_a(m)$	補強体形成部内の補強材長さ $L_f(m)$	補強材の必要計画長さ $L_1(m)$	頭部張出余長 $L_2(m)$	補強材設計全長 $\Sigma L(m)$	全長まるめ (m)
1本目	1.000	5.765	6.765	0.350	7.115	7.5
2本目	1.000	4.548	5.548	0.350	5.898	6.0
3本目						
4本目						

※補強材の設計長は50cm単位でまるめることとする。

※常時で決定

※補強材の計画長さ(L)は4.0m以上とする。

### 3.6 道路詳細設計

#### 3.6.1 横断設計

##### 1) 道路幅員

「造園施工管理・技術編」では道路幅員は以下の通り設定されている。

表 3.6.1 造園施工管理上の幅員

園路の機能	幅員
広場的な機能	15m以上
来園者とトラック2台がすれ違いできる	10~12m
来園者とトラック1台がすれ違いできる	5~6m
管理用トラックが入る	3m以上
2人歩き	1.5~2m
1人歩き	0.8~1m

【出典:『造園施工管理・技術編』((一社)日本公園緑地協会)】

道路構造令の解説と運用では3種4級（小型道路）の場合、単路部の車線の幅員と路肩は以下の通り設定されており、基本構造は道路構造令に準拠し、最低限管理用トラックが入れる全幅員3.0mを確保するものとする。

表 3.6.2 小型道路の車線の幅員

表 2-4 小型道路の車線の幅員

小型道路を設ける道路の区分	標準値(m)	特例値(m)
第1種	第1級	3.50
	第2級	3.50
	第3級	3.25
	第4級	3.00
第2種	第1級	3.25
	第2級	3.00
第3種	第1級	3.00
	第2級, 第3級, 第4級	2.75
第4種	第1級, 第2級, 第3級	2.75

道路構造令の解説と運用 p209

表 3.6.3 路肩の規定

区分		車道の右側に設ける路肩の幅員 (単位 メートル)		
第 1 種	第 1 級 及び 第 2 級	普通道路	1.25	
	第 3 級 及び 第 4 級	小型道路	0.75	
	第 2 種	普通道路	0.75	
		小型道路	0.5	
第 3 種		普通道路	0.5	
第 4 種		普通道路	0.5	

道路構造令の解説と運用 p229

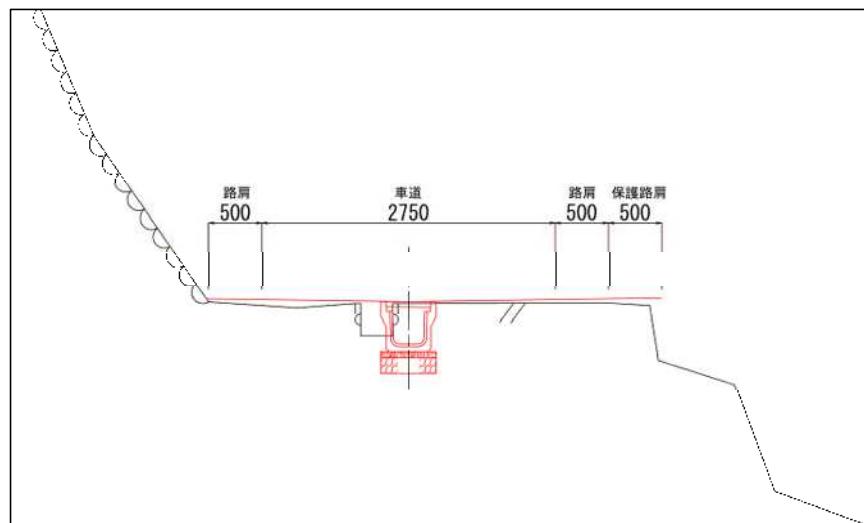


図 3.6.1 道路横断標準図

## 2) 橫斷勾配

石垣への影響を避けるため、道路排水路は道路センターに配置する計画としている。

今回、アスファルト舗装を行うため、道路構造令による 1.5%以上 2 以下のうち、片側 1 車線の場合を適用し、1.5%勾配とした。

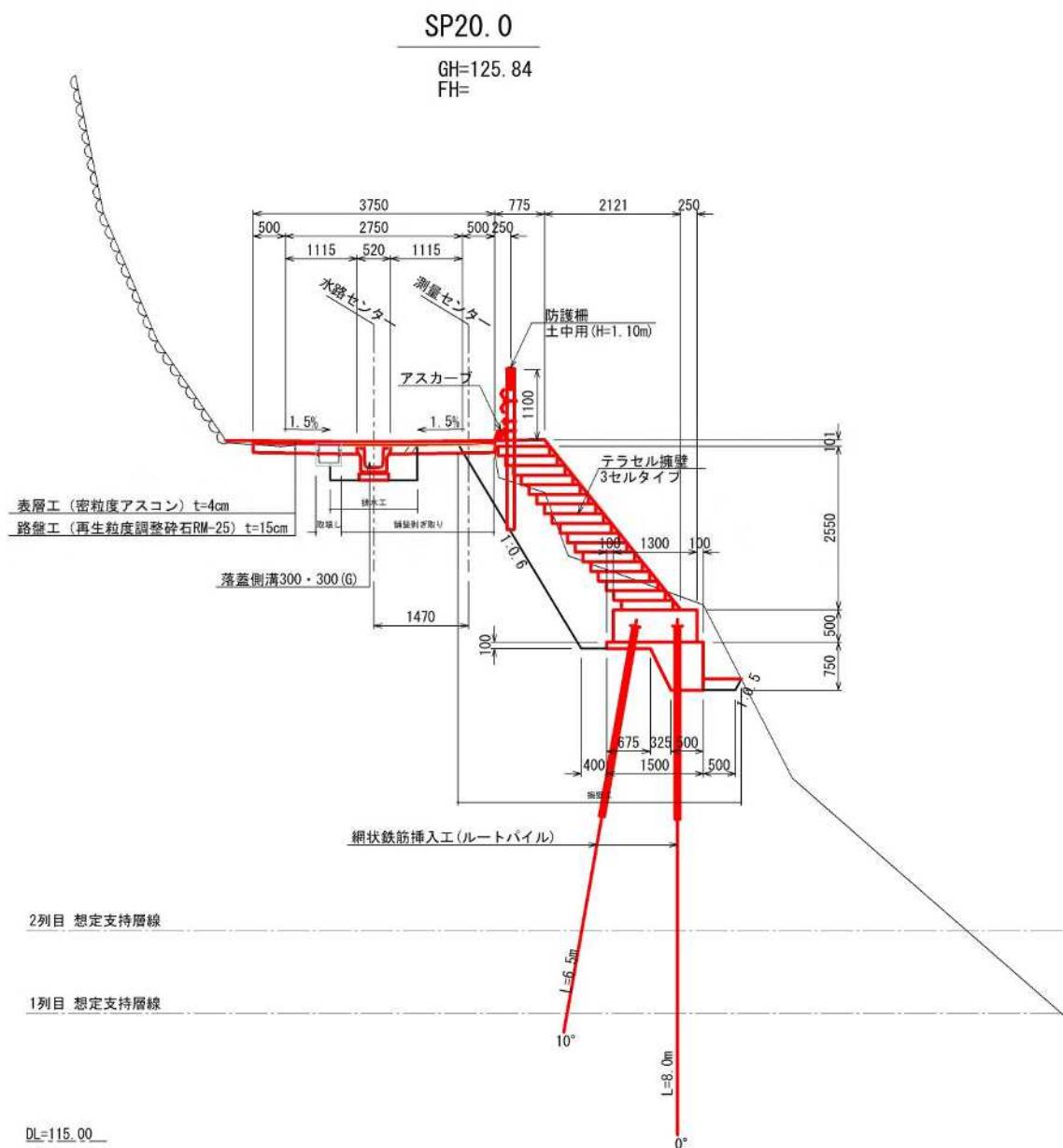


図 3.6.2 緊急車両用道路標準断面図

### 3.6.2 縱斷設計

縦断勾配は現況勾配に合わせて 14%と設定した。

参考までに 14%の根拠となる林道規定の抜粋を添付する。

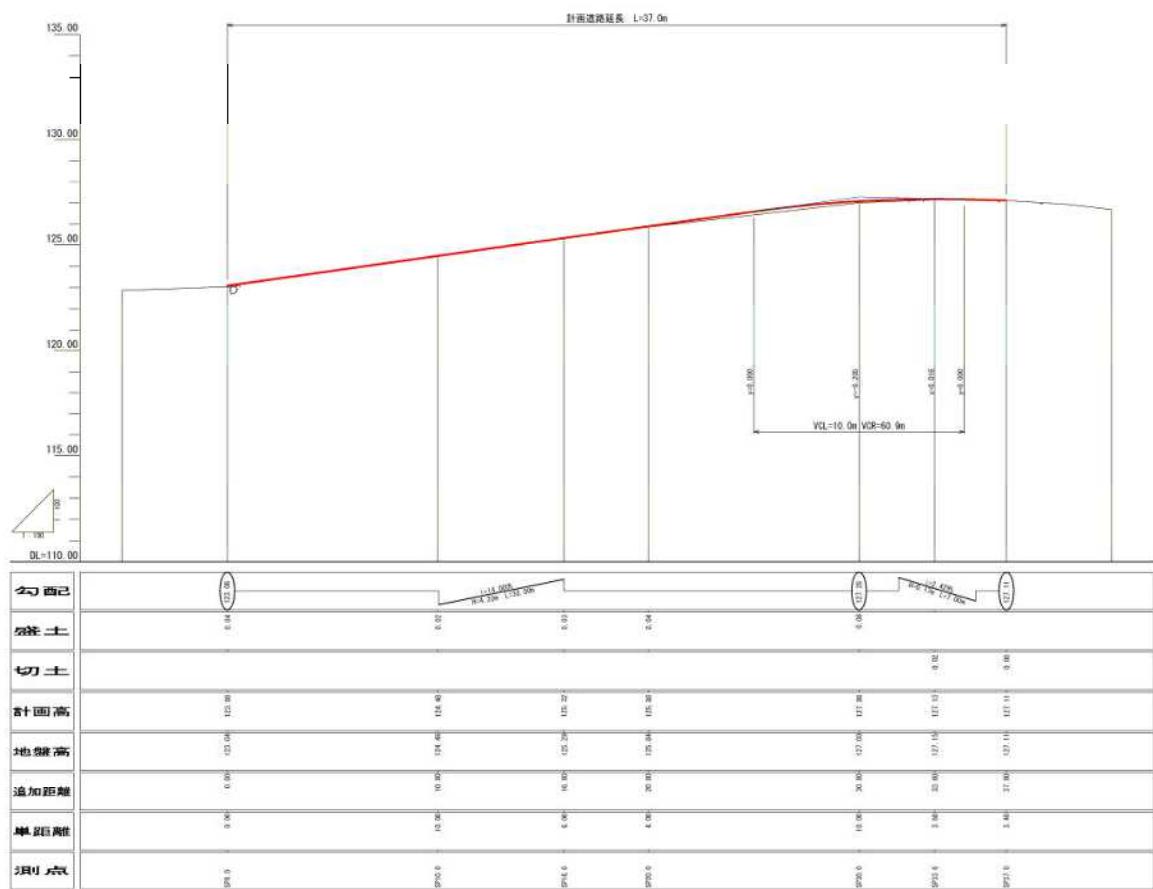


図 3.6.3 緊急車両用道路縦断図

#### イ 制限長100mの縦断勾配

例外値のうち、制限長を100mとする場合の縦断勾配は、以下により定められている。

- ① 下り走行においてはLowギアを使用することになり、エンジンブレーキの駆動限界、制動装置の負荷や運転手の緊張感、疲労感等から14%が限界とされている。
- ② 設計速度20km/hでは、登坂時の駆動力に余裕を考えず、許容速度10km/hの場合の値172.0kg/tを基にすると、直近下位の走行抵抗力は170.2kg/tであるから、計算上の縦断勾配は16%となるが、安全面も考慮し上限値を14%とする。
- ③ 設計速度15km/hの場合は、20km/hよりも駆動力に余裕があり縦断勾配も急勾配にできるが、安全面も考慮し、設計速度20km/hと同じ14%とする。

制限長 100m 以下の縦断勾配 林道規定 p203

### 3.6.3 平面設計

平面線形は石垣末端部を基準として、既定の幅員を満足するする線形とする。

その場合、緊急車両は艮東続樋下で転回することは困難であるため、バックで坂路に侵入する計画とした。

切り返しで坂路に侵入可能となるか、軌跡検討によって検討を実施し、侵入可能であることを軌跡図により確認した。



図 3.6.4 緊急車両用道路復旧図

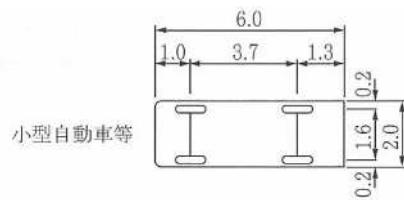


図 1-16 小型道路の設計車両の諸元 (単位 : m)

表 1-12 小型道路の設計車両諸元

諸元 (単位: メートル)	長さ	幅	高さ	前端 オーバハンジ	軸距	後端 オーバハンジ	最小回転 半径
小型自動車等	6.0	2.0	2.8	1.0	3.7	1.3	7.0

図 3.6.5 切り返し検討用、設計車両諸元

### 6.3.4 小構造物設計

#### 1) 防護柵

防護柵は、Gr-C-4Eを使用することとし、車両用防護柵標準仕様・同解説に記載されている検討方法により安定性の検討を実施する。

表-1.4 各仕様における支柱1本が関与する背面土質量（標準型防護柵）

仕 様 記 号	支柱1本が 関与する 背面土質量 (t) <sup>※1</sup>	備 考			
		支柱の形状 (mm)	標 準 埋込み深さ (m)	荷 重 作用高さ (m)	支 柱 の 極限支持力 $P_u$ (kN)
路 側 用	分 離 带 歩 車 道 境 界 用	2.51	$\phi 139.8 \times 4.5$	1.65	40
Gr-A-4E	Gr-SAm-2E			1.50	
Gc-A-6E	Gp-Ap-2E			1.40	
Gp-A-3E				1.65	
Gp-A-3E2					
Gp-SC-3E2					
Gp-B-3E2					
Gp-C-3E2					
Gr-SC-4E					
	Gp-Ap-2E2	1.75		1.10	28
	Gp-SCp-2E2			1.05	24
	Gp-Bp-2E2	1.60			
	Gp-Cp-2E2	1.20		0.95	18
Gr-B-4E		1.01	$\phi 114.3 \times 4.5$	0.60	15
Gc-B-6E					
Gp-B-3E					
Gp-B-3E3					
Gp-B-3E4					
	Gr-Cm-4E	2.34	$\phi 114.3 \times 4.5$	1.50	35
	Gr-Bm-4E				
	Gr-Am-4E				
	Gr-Scm-2E				
	Gr-SBm-2E				
	Gc-Bm-6E				
	Gp-Bp-2E				
	Gp-Bp-3E3				
	Gp-Bp-3E4				
Gr-C-4E		0.82	$\square 125 \times 125 \times 6$	1.40	12
Gr-C-4E2					
Gc-C-6E					
Gp-C-3E					
	Gp-Cp-2E	2.14	$H-125 \times 60 \times 6 \times 8$	1.65	32
	Gr-SSm-2E	3.75			
Gr-SS-2E		2.86			
Gr-SB-2E		2.19			
Gr-SA-3E					
	Gb-Am-2E	2.51	$H-100 \times 50 \times 5 \times 7$	1.50	40
	Gb-Bm-2E	2.35			

※1: 背面土量 (m<sup>3</sup>) × 土の単位体積質量 (1.8t/m<sup>3</sup>, 1.6t/m<sup>3</sup>)

## 1. 設計条件

本計算書は「車両用防護柵標準仕様・同解説」社団法人日本道路協会 平成16年3月に基づいて計算しております。

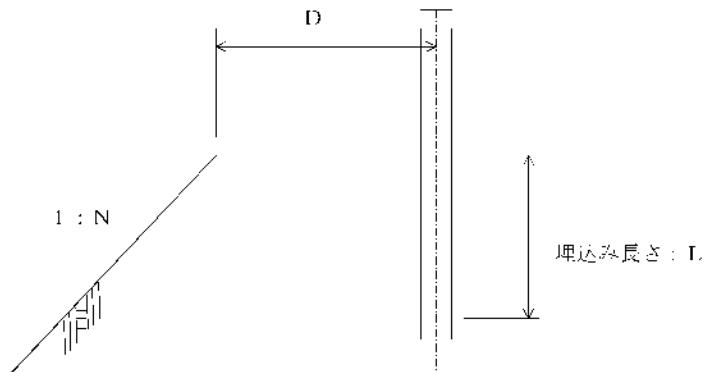
### 1-1 設置概要

形式: Gr-C-4E

$$D = 0.5 \text{ m}$$

$$L = 1.400 \text{ m}$$

$$N = 0.8$$



### 1-2 設計条件

- 支柱1本当たりの衝突に関する土などの質量  $W_0 = 8.20 \text{ kN}$
- 土の単位体積質量  $\gamma_g = 18.0 \text{ kN/m}^3$

2. 体積の算定  
埋込み長さ  $L = 1.400$  m

図-2 側面側

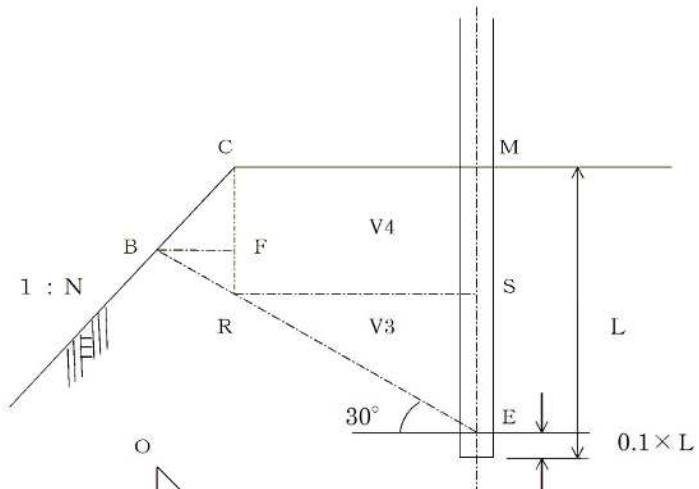
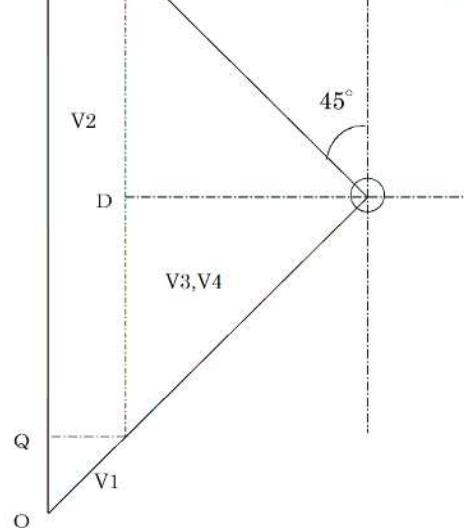


図-3 平面図



### ・土の体積

点Eを(0,0)とした座標軸を考え、点B、点C、点F、点M、点R、点Sの各座標を求め、各々の体積を求める。

$$CR = 0.9713 \quad BR = 0.6138 \quad BF = 0.5315 \quad OQ = 0.5315$$

$$CM = 0.500 \quad SE = 0.2887 \quad QQ = 1 \quad \tan^{-1}(1/N) = 51.3$$

$$V1 = \frac{CR \times BF \times OQ}{2} \times \frac{1}{3} \times 2 = 0.09148 \text{ m}^3$$

$$V2 = \frac{CR \times BF}{2} \times QQ = 0.25815 \text{ m}^3$$

$$V3 = \frac{(CM)^2}{2} \times SE \times \frac{1}{3} \times 2 = 0.02406 \text{ m}^3$$

$$V4 = QQ \times \frac{CM}{2} \times CR = 0.24283 \text{ m}^3$$

$$\Sigma V = V1 + V2 + V3 + V4 = 0.61652 \text{ m}^3$$

### 3. 背面土質量の算定

#### 土の重量

$$W_g = \Sigma V \times \gamma_g = 11.097 \text{ kN}$$

$$W = W_g + W_c = 11.097 > W_o = 8.200$$

よって安全である。

### 4. 結論

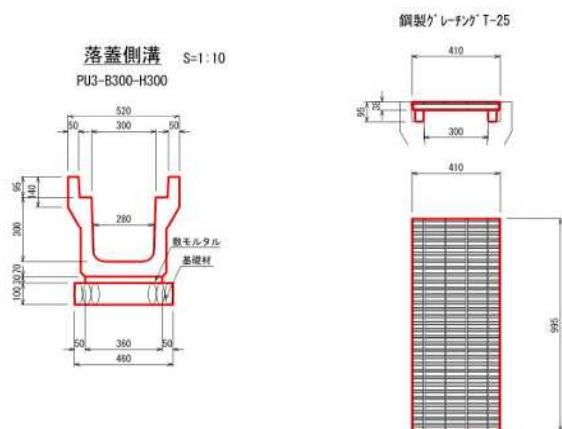
盛土材の単位体積重量が  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$  の時、法肩よりガードレールの中心まで 50cm あればガードレールは安定している。

## 2) 排水路設計

図3.6.6に示すとおり緊急車両用道路および艮門南側広場、艮門南埠屈曲箇所からの雨水速やかに流路工に接続させる計画とする。

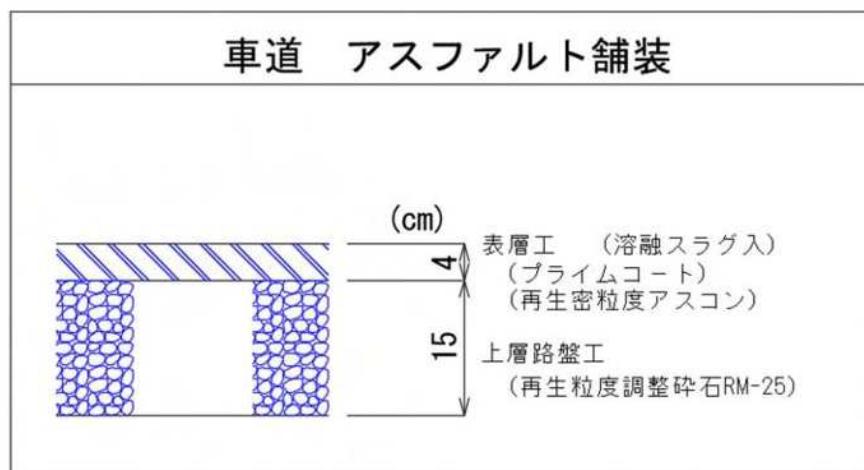


図 3.6.6 道路排水平面図



### 3) 補装構成

補装構成は、既存で用いられている、下記の構造とした。



### 3.7 集水ボーリング工設計

#### 3.7.1 配置計画

今回対象とする地下水の排除は、地すべり面が形成された地盤ではなく、ゴミや強風化した地山の中に滞留する地下水の上昇を抑制することを目的としている。

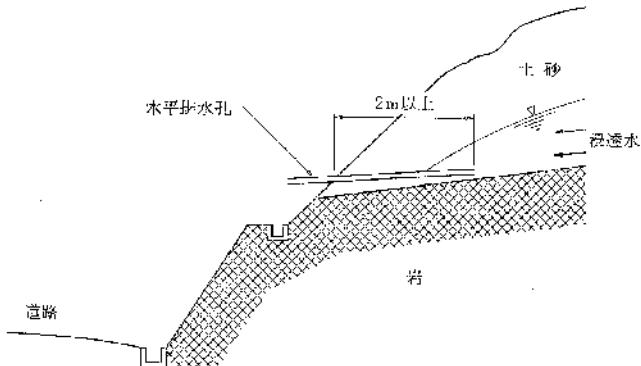
よって、「道路土工 切土工・斜面安定工指針 平成21年度版；日本道路協会」に記載されている水平排水工を参考にして、集水ボーリングの配置を検討した。

##### 3) 水平排水孔

のり面に小規模な湧水があるような場合には、解図7-4に示すような孔を掘って穴あき管等を挿入して水を抜くとよい。孔の長さは一般に2m以上とする。

長大のり面が地下水により安定性が脅かされると考えられる場合には帶水層まで孔をあけ水を抜く。この場合はボーリングにより孔をあけ、ストンナーを付けた管を挿入する。削孔傾斜角は5度程度とし、上向きに帶水層をねらって削孔する。この場合帶水層の水の流出に伴って地山の細粒土が洗い流されたりパイピングを起こしたりするので、この点に注意して施工する必要がある。排水孔の孔口は排水により洗掘されたりするので、じやかごやコンクリート壁等で保護するのがよい。

また、排水孔は土砂や酸性水による錆等のため詰まる場合があるので、定期的な清掃を行うとよい。水量によって排水トンネルを掘り、それに横ボーリングを組み合わせることもあるが、工費がかさむので特別の場合を除きあまり用いられない。



解図7-4 水平排水孔

道路土工 切土工・斜面安定工指針 平成21年度版；日本道路協会 p174～175

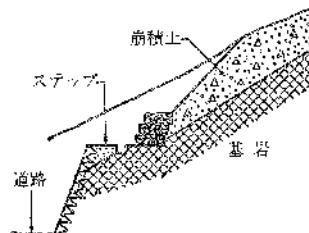
湧水が確認される箇所に重点的に配置を行うことが望ましいが、打設ピッチに関しては、地すべり対策工に準じて5m～10mの内、最低ピッチの5mを採用する。

## (2) 崩壊、崩積土、強風化斜面の場合

崖錐、泥流堆積地、土石流堆積地、崩壊跡地、強風化斜面等の土砂は、自然のままでも降雨時の水の飽和による強度低下と過剰潤隙水圧の発生、地震等により、極めて不安定となり、さらには崩壊に至るものもある。このような箇所の切土の調査については、「6-2-3 (2) 崩壊、崩積土、強風化斜面」を参照されたい。調査の結果、「1-3 のり面・斜面の災害発生形態」に示す「表 1-1(a) B ①、C ①」のような崩壊が予想される場合には、次のような検討、対策が必要である。また、このような崩積土、強風化斜面の切土のり面勾配の検討に当たっては、「付録 2、高速道路における切土のり面勾配の実態」を設計の参考にするとよい。

### (a) B ① (参考表 1-1(a) 参照) のような崩壊が予想される場合

解説 6-2 のように、基盤部分を比較的急勾配(必要に応じてブロック等で保護)としてでも基岩線付近に広いステップを設け、上からの崩壊土砂がステップ(平場)に留まりやすくする。崩積土や強風化層部分の切土のり面勾配は可能な限り緩くする。



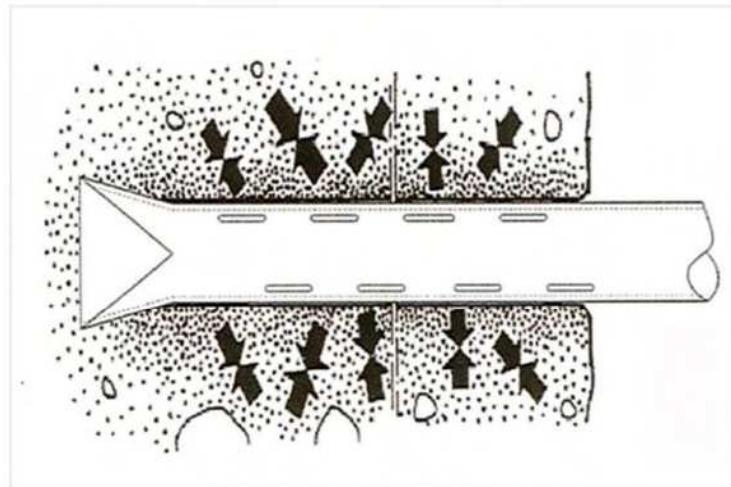
解説 6-2 崩壊対策模式図

道路土工 切土工・斜面安定工指針 平成 21 年度版；日本道路協会 p137

### 3.7.2 材料の選定

一般的な保孔管は塩ビパイプ (VP50) にストレーナ加工を施した製品を横ボーリングで削孔した横穴に挿入する。

削孔にはロータリーパーカッションを用いることが一般的であるが、施工性を考慮して、打設式でも施工可能となる排水補強パイプを採用することとした。



地盤の締め固めによる強度増化  
地盤を拘束することによる変形抑制効果



図 3.7.1 排水補強パイプ (岡三リビック HP より抜粋)

### 3.8 溪流保全工詳細設計

今回の土砂流出の発生源と目される A 箇所ならびに同様の堆積物が分布する B 箇所に対する“発生源対策”の下流（上流部（下部）～下流部）に残る“不安定土砂”の流出防止を念頭に置いた流路工（水路工）の整備、土留め工等を設計した。

なお、水の浸透や地下水の湧出による悪影響等も懸念されることから、表面排水だけでなく暗渠も併設して地下水排除も行うこととした。

#### 3.8.1 流出量の算出

##### 1) 超過確率ごとのピーク流量

溪流保全工（水路工）最下流と応急対策（待受け VCCO）地点の年超過確率 1/2～1/100 のピーク流量は以下のとおりである。

###### (1) 計算式

###### ・有効降雨強度

$$P_e = \left( \frac{P_{24}}{24} \right)^{1.21} \cdot \left( \frac{\frac{24 \cdot K_{fl}^2}{K_{p1} \cdot A^{0.22}}}{60} \right)^{0.606}$$

$$P_e = K_{fl} \cdot P_a$$

$K_{fl}$ : ピーク流出係数

$$P_a = \frac{P_{24}}{24} \left( \frac{T_f}{24} \right)^{K_{p2}}$$

$P_a$ : 洪水到達時間内の平均降雨強度 (mm/h)

$P_{24}$ : 24時間雨量 ( $P_{24}$  が得られない場合は、日雨量  $P_{day}$  としてよい ( $P_{24} \doteq P_{day}$ ))

$K_{p2}$ : 定数 ( $K_{p2} = -1/2$ )

$$T_f = K_{p1} \cdot A^{0.22} \cdot P_e^{-0.35}$$

$T_f$ : 洪水到達時間 (分)

$A$ : 流域面積 ( $km^2$ )

$P_e$ : 有効降雨強度 (mm/h)

$K_{p1}$ : 係数 (120)

###### ・ピーク流量

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \cdot K_{fl} \cdot P_a \cdot A = \frac{1}{3.6} \cdot P_e \cdot A$$

(砂防技術指針 改訂版, 平成 29 年 8 月, 愛媛県土木部河川港湾局 砂防課, p.1-3-19～1-3-20)

(2) 計算諸元

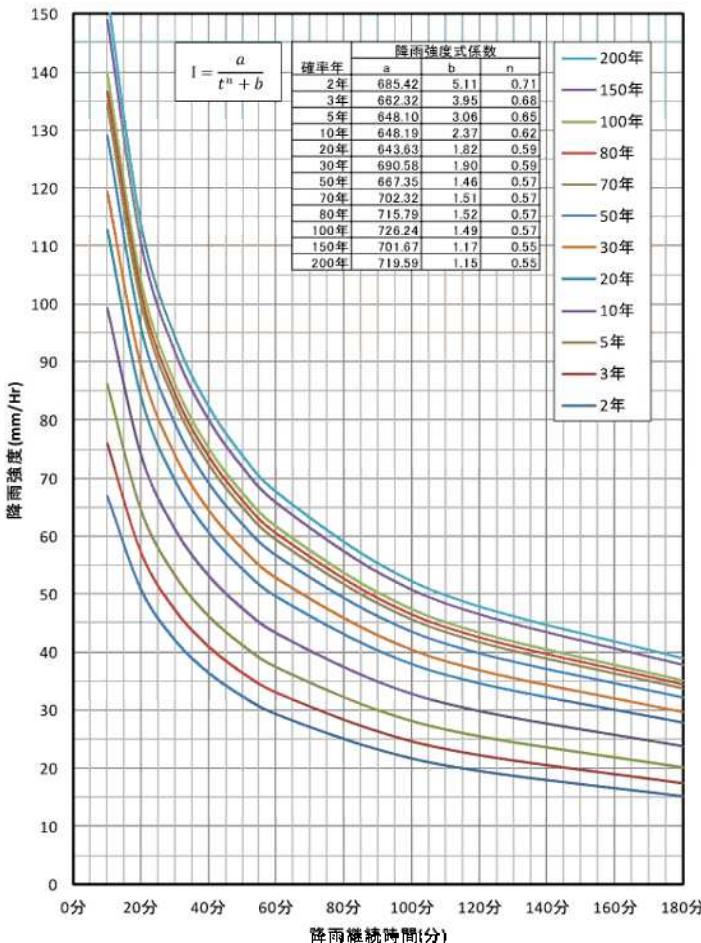
a) 24 時間雨量

計画規模別雨量データ(24時間雨量)

地区番号	観測地点	既往最大 [mm] (24時間雨量)	発生年月日	確率24時間雨量							
				1/100	1/70	1/50	1/30	1/20	1/10	1/5	1/2
1	四国中央	348.0	1990年9月18日	366.7	347.1	328.6	300.3	277.7	241.4	193.1	123.7
2	高擧	448.0	2004年10月20日	467.7	453.5	439.4	416.7	397.3	360.3	312.2	223.5
3	新居浜	330.0	2004年10月20日	416.8	394.0	372.6	339.8	313.6	268.1	220.6	148.8
4	西条	313.0	2004年10月20日	402.3	374.3	348.6	310.9	282.0	234.4	188.4	125.8
5	平川	270.0	2004年10月20日	333.5	327.5	306.7	275.8	252.1	212.5	172.9	121.5
6	松山	262.5	2001年6月20日	254.6	242.1	230.3	212.2	191.9	169.7	143.6	99.7
7	久万	284.0	1982年8月27日	337.1	321.2	306.3	283.4	265.1	223.8	200.2	150.2
8	中山	244.0	2005年7月3日	277.7	264.4	251.8	232.7	215.8	190.9	163.0	121.0
9	大洲	203.0	1995年7月4日	208.1	204.7	201.0	194.7	188.8	176.5	158.6	128.6
10	八幡浜	191.0	2004年8月30日	210.7	205.5	200.4	192.1	185.0	171.3	155.0	124.4
11	瀬戸	233.0	1989年9月13日	275.6	263.3	251.6	225.1	214.1	193.9	169.2	128.3
12	宇和	292.0	1996年7月19日	343.8	327.5	312.0	288.5	269.6	236.8	202.7	151.1
13	宇和島	402.0	2005年9月6日	371.2	351.8	333.6	305.7	283.4	242.5	203.4	138.0
14	近永	309.0	2005年9月6日	321.1	315.4	309.3	298.5	288.5	239.8	234.8	186.1
15	御荘	230.0	2011年10月22日	234.1	231.2	228.1	222.5	217.1	205.3	189.0	154.1
16	大三島	181.5	2013年6月20日	195.2	186.3	177.8	165.0	154.7	136.8	118.2	88.0

(砂防技術指針 改訂版, 平成 29 年 8 月, 愛媛県土木部河川港湾局 砂防課, p. 1-2-4)

b) 短時間降雨強度式



中予地区 降雨強度式

(N=123 - H23~H30 (一部欠測あり) 、Gumbel)

(愛媛県内の降雨強度式, 2024 年 8 月公開, 令和 2 年 4 月 1 日以降適用)

c) 松山市提供資料

d) 係数  $K_p1 = 120$

(砂防技術指針 改訂版, 平成 29 年 8 月, 愛媛県土木部河川港湾局 砂防課, p. 1-3-19)

e) ピーク流出係数  $K_f1 = 0.80$

標準的な流出係数	
密集市街地	0.9
一般市街地	0.8
畑、原野	0.6
水田	0.7
山地	0.7

- ・急峻な山地及び三紀層山岳 0.7~0.9 (標準値 0.8)
  - ・その他、山地及び灌漑中の水田 0.6~0.8 (標準値 0.7)
  - ・平坦な耕地及び樹林 0.45~0.75 (標準値 0.6)

(砂防技術指針 改訂版, 平成 29 年 8 月, 愛媛県土木部河川港湾局 砂防課, p. 1-3-20)

f) 土砂混入率  $\alpha = 0.05$  (下記の渓流保全工に適用する土砂混入率を準用)

- ① 砂防工事が施工中及びおよび屈曲、乱流防止の場合 ..... 10%  
 (上流の砂防工事が計画流出上砂量に対して原則として 50% 以上完了している)

② 砂防工事が施工済みの場合 ..... 5%  
 (上流の砂防工事が 100% 完了している)

(砂防技術指針 改訂版, 平成 29 年 8 月, 愛媛県土木部河川港湾局 砂防課, p. 3-3-3)

g) 流域面積

最下流流域面積 : 0.055km<sup>2</sup>

応急対策地点流域面積 : 0.034km<sup>2</sup>

B 箇所上 (城壁石垣下) 流域面積 : 0.002km<sup>2</sup>

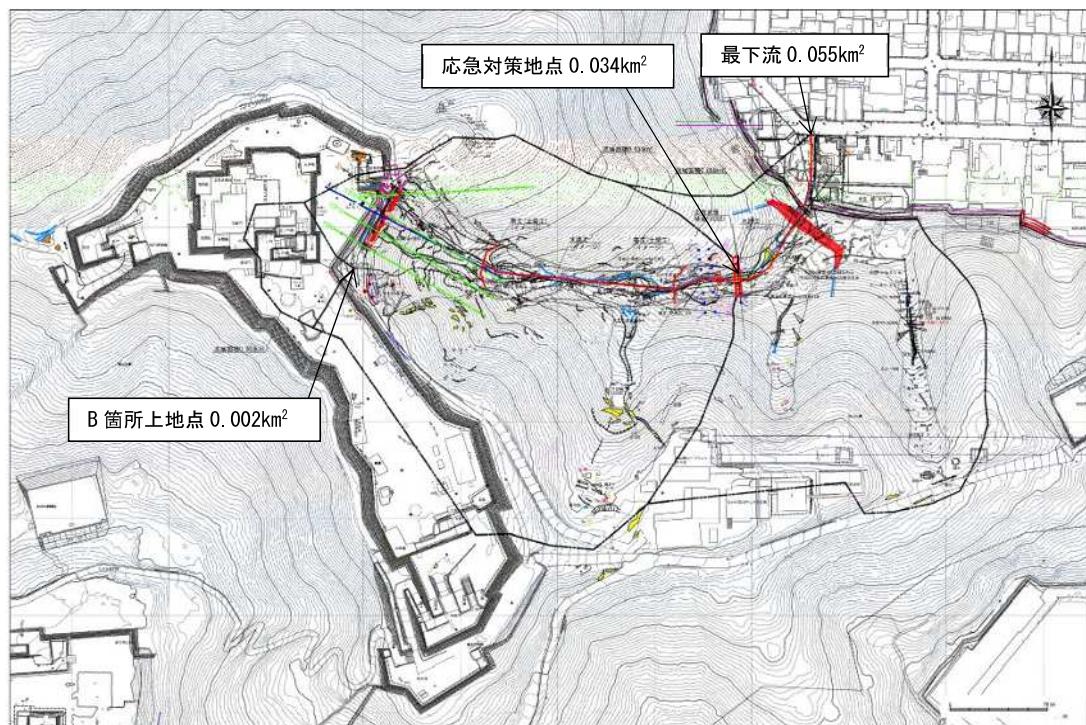


図 3.8.1 流域面積

### (3) ピーク流量

対象とする流量は、下流の雨水排水に合わせて年超過確率 1/10 とする。

ただし、上流においては、土砂災害防止において一般に対象とされる年超過確率 1/100 あるいは既往最大の流量時にも堆積土砂の侵食を防止し得るようにすることが望ましい。

なお、参考に、2024 年 7 月 10~16 日の最大 1 時間~72 時間降水量を下表に示す。最大 24 時間降水量は 156.5mm/24h であり、前記の確率雨量では年超過確率 1/5~1/10 に該当する。観測史上 10 位以下である（下表）。最大 1 時間降水量は 47.5mm/h であり、前記の確率降雨強度では年超過確率 1/10~1/20 に該当する。観測史上 6 位である（下表）。

表 3.8.1 気象庁松山地方気象台の 2024 年 7 月 10~16 日の最大 1 時間~72 時間降水量

日	N時間降水量													
	最大1時間降水量(10分間隔)		最大3時間降水量		最大6時間降水量		最大12時間降水量		最大24時間降水量		最大48時間降水量		最大72時間降水量	
	値(mm)	時分	値(mm)	時分	値(mm)	時分	値(mm)	時分	値(mm)	時分	値(mm)	時分	値(mm)	時分
10	9	24:00:00	9	24:00:00	9	24:00:00	9	24:00:00	9	24:00:00	9	24:00:00	9	24:00:00
11	47.5	4:10	79	6:00	104.5	5:50	124	11:30	138.5	23:50	143	24:00:00	143	24:00:00
12	23.5	0:40	43.5	5:10	77	5:20	89	7:40	156.5	3:10	213	23:30	213	24:00:00
13	2.5	13:00	3	13:20	3.5	15:30	3.5	21:30	68.5	0:10	199.5	0:10	216.5	23:30
14	3	15:40	3	17:40	3	20:40	4	17:30	4.5	9:30	72	0:10	203	0:10
15	19	12:00	20	12:10	21	12:20	22	16:10	25	14:40	28.5	12:00	76	0:10
16	3	11:10	3.5	13:10	3.5	16:10	3.5	22:10	22	4:10	28.5	14:40	31.5	12:00

表 3.8.2 気象庁松山地方気象台の観測史上 1~10 位の降水量

要素名/順位	1位	2位	3位	4位	5位	6位	7位	8位	9位	10位	統計期間
日最低海面気圧 (hPa)	958.6 (1896/8/18)	959.3 (1916/7/12)	964.3 (1945/9/17)	967.1 (1951/10/14)	968.3 (1954/9/26)	970.9 (1970/8/21)	972 (1961/9/16)	972.8 (2004/8/30)	975.3 (1993/9/3)	975.7 (1993/9/4)	1890/1 Oct-24
日降水量 (mm)	215.1 (1943/7/23)	206 (2018/7/6)	195.1 (1945/7/12)	187.5 (2017/9/17)	187 (2005/7/3)	182.5 (1995/7/3)	168.5 (1979/6/27)	167 (2001/6/19)	165.2 (1943/7/22)	158.5 (2010/7/12)	1890/1 Oct-24
日最大10分間降水量 (mm)	24 (2012/8/19)	21.5 (1992/8/2)	20.5 (1972/7/10)	20 (2004/8/23)	20 (1976/8/16)	18.5 (2015/7/9)	18.5 (2006/11/10)	18 (1999/7/3)	17.7 (1948/9/10)	17.5 (1991/7/1)	13516 Oct-24
日最大1時間降水量 (mm)	60.5 (1992/8/2)	55 (2004/8/23)	52.8 (1963/8/30)	52 (1961/10/26)	48 (2015/7/9)	47.5 (2024/7/11)	47.5 (2010/7/12)	47 (2001/6/20)	46.6 (1943/8/27)	46.5 (2023/7/1)	1890/1 Oct-24
月最大24時間降水量 (mm)	262.5 (2001/6/19)	245 (2016/7/6)	242 (2023/6/30)	212 (2023/7/1)	199 (2020/7/7)	195 (2005/7/3)	190.5 (1995/7/3)	187.5 (2017/9/17)	181.5 (1979/6/27)	179.5 (2013/10/25)	1890/1 Oct-24

A) 日雨量からのピーク流量

a) 流路工（水路工）計画最下流における日雨量からのピーク流量

条件

$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\sigma$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$C_*$	f	C	土砂混入率 $\alpha$
1200.00	2600.00	35.00	0.60	0.80	120.00	0.05

番号	種別	流域面積 A (km <sup>2</sup> )	日雨量 r24 (mm/日)	有効降雨強度 re (mm/h)	洪水到達時間 tp (分)	水のみの流量 Qp' (m <sup>3</sup> /s)	土砂混入の流量 Qp (m <sup>3</sup> /s)
1	最下流 年超過確率1/100	0.055	254.6	88.21	13.22	1.35	1.42
2	最下流 年超過確率1/70	0.055	242.1	82.99	13.50	1.27	1.33
3	最下流 年超過確率1/50	0.055	230.3	78.12	13.79	1.19	1.25
4	最下流 年超過確率1/30	0.055	212.2	70.76	14.28	1.08	1.13
5	最下流 年超過確率1/20	0.055	191.9	62.65	14.90	0.96	1.01
6	最下流 年超過確率1/10	0.055	169.7	53.99	15.69	0.82	0.86
7	最下流 年超過確率1/5	0.055	143.6	44.11	16.85	0.67	0.70
8	最下流 年超過確率1/2	0.055	99.7	28.37	19.66	0.43	0.45

b) 応急対策工（待受けVCCO）地点における日雨量からのピーク流量

条件

$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\sigma$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$C_*$	f	C	土砂混入率 $\alpha$
1200.00	2600.00	35.00	0.60	0.80	120.00	0.05

番号	種別	流域面積 A (km <sup>2</sup> )	日雨量 r24 (mm/日)	有効降雨強度 re (mm/h)	洪水到達時間 tp (分)	水のみの流量 Qp' (m <sup>3</sup> /s)	土砂混入の流量 Qp (m <sup>3</sup> /s)
0	応急対策位置 既往最大	0.034	262.5	97.59	11.48	0.92	0.97
1	応急対策位置 年超過確率1/100	0.034	254.6	94.05	11.63	0.89	0.93
2	応急対策位置 年超過確率1/70	0.034	242.1	88.49	11.88	0.84	0.88
3	応急対策位置 年超過確率1/50	0.034	230.3	83.30	12.13	0.79	0.83
4	応急対策位置 年超過確率1/30	0.034	212.2	75.44	12.56	0.71	0.75
5	応急対策位置 年超過確率1/20	0.034	191.9	66.80	13.10	0.63	0.66
6	応急対策位置 年超過確率1/10	0.034	169.7	57.57	13.81	0.54	0.57
7	応急対策位置 年超過確率1/5	0.034	143.6	47.03	14.82	0.44	0.46
8	応急対策位置 年超過確率1/2	0.034	99.7	30.25	17.29	0.29	0.30

c) B箇所上地点における日雨量からのピーク流量

条件

$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\sigma$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$C_*$	f	C	土砂混入率 $\alpha$
1200.00	2600.00	35.00	0.60	0.80	120.00	0.05

番号	種別	流域面積 A (km <sup>2</sup> )	日雨量 r24 (mm/日)	有効降雨強度 re (mm/h)	洪水到達時間 tp (分)	水のみの流量 Qp' (m <sup>3</sup> /s)	土砂混入の流量 Qp (m <sup>3</sup> /s)
1	最下流 年超過確率1/100	0.002	254.6	137.21	5.46	0.08	0.08
2	最下流 年超過確率1/70	0.002	242.1	129.10	5.58	0.07	0.07
3	最下流 年超過確率1/50	0.002	230.3	121.53	5.70	0.07	0.07
4	最下流 年超過確率1/30	0.002	212.2	110.07	5.90	0.06	0.06
5	最下流 年超過確率1/20	0.002	191.9	97.46	6.16	0.05	0.05
6	最下流 年超過確率1/10	0.002	169.7	83.99	6.49	0.05	0.05
7	最下流 年超過確率1/5	0.002	143.6	68.62	6.96	0.04	0.04
8	最下流 年超過確率1/2	0.002	99.7	44.13	8.12	0.02	0.02

### B) 降雨強度式によるピーク流量

d) 流路工（水路工） 計画最下流における降雨強度式からのピーク流量

#### ・中予地区の降雨強度式による流量

愛媛県中予地区降雨強度式を使用する場合の洪水到達時間および洪水到達時間内降雨強度

洪水到達時間および洪水到達時間内降雨強度  
水路工最下流地点 流出係数 0.80  
年超過確率1/10

$$\text{降雨強度式 } r = \frac{a}{t^c + b}$$

a 648.190 「愛媛県内の降雨強度式、2024年8月公開、  
b 2.370 令和2年4月1日以降適用」の中予地区の降雨強度式  
c 0.620

$$\text{洪水到達時間 } \quad t_p = C \cdot A^{0.22} \cdot r e^{-0.35}$$

流出係数f 0.80

係数C 120

流域面積A 0.055 km<sup>2</sup>

入力洪水到達時間 t(分)	降雨強度式による降雨強度 r(mm/hr)	有効降雨強度 $re = r \cdot f(\text{mm/hr})$	洪水到達時間 tp(分)
14.3	85.585	68.468	14.442
14.4	85.331	68.265	14.457
14.468	85.161	68.129	14.468
14.6	84.830	67.864	14.487
14.7	84.582	67.666	14.502

## ピーク流量

$$Q = \frac{1}{3.6} f \cdot r \cdot A = \frac{1}{3.6} r_e \cdot A =$$

$$\text{土砂混入流量} = 1.09 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{土砂混入率} = 0.05$$

愛媛県中予地区の降雨強度式による流量は  $1.09\text{m}^3/\text{s}$  となる。前記の日雨量からのピーク流量  $0.86\text{m}^3/\text{s}$  より少し大きい。したがって、この流量を採用する。

- ・下水道流量計算表記載の降雨強度式による流量  
愛媛県中予地区降雨強度式を使用する場合の洪水到達時間および洪水到達時間内降雨強度

洪水到達時間および洪水到達時間内降雨強度  
水路工最下流地点  
流出係数 0.80  
年超過確率1/ 10

$$\text{降雨強度式 } r = \frac{a}{t^c + b}$$

a 3,560.000  
b 28.000 下水道流量計算書記載の降雨強度式  
c 1.000

$$\text{洪水到達時間 } tp = C \cdot A^{0.22} \cdot r e^{-0.35}$$

流出係数f 0.80

係数C 120

流域面積A 0.055 km<sup>2</sup>

入力洪水到達時間 t(分)	降雨強度式による降雨強度 r(mm/hr)	有効降雨強度 re=r·f(mm/hr)	洪水到達時間 tp(分)
14.4	83.962	67.170	14.540
14.5	83.765	67.012	14.552
14.559	83.650	66.920	14.559
14.7	83.372	66.698	14.575
14.8	83.178	66.542	14.587

ピーク流量

$$Q = \frac{1}{3.6} f \cdot r \cdot A = \frac{1}{3.6} r_e \cdot A = 1.02 \text{ m}^3/\text{s}$$

土砂混入流量 = 1.07 m<sup>3</sup>/s 土砂混入率 0.05

下水道流量計算表記載の降雨強度式による流量は 1.07m<sup>3</sup>/s であり、愛媛県中予地区の降雨強度式による流量 1.09m<sup>3</sup>/s とほぼ同流量である。

e) 応急対策工（待受け VCCO）地点における降雨強度式からのピーク流量

### ○年超過確率 1/10 の流量

- #### ・中予地区の降雨強度式による流量

愛媛県中予地区降雨強度式を使用する場合の洪水到達時間および洪水到達時間内降雨強度

洪水到達時間および洪水到達時間内降雨強度 待受応急対策 (VCCO) 地点 流出係数 年超過確率1/10

$$\text{降雨強度式} \quad r = \frac{a}{t^c + b}$$

a 648.190 「愛媛県内の降雨強度式、2024年8月公開、  
b 2.370 令和2年4月1日以降適用」の中予地方の降雨強度式  
c 0.620

$$\text{洪水到達時間 } \quad t_p = C \cdot A^{0.22} \cdot r e^{-0.35}$$

流出係数f 0.80

係数C 120

流域面積A 0.034 km<sup>2</sup>

入力洪水到達時間t(分)	降雨強度式による降雨強度r(mm/hr)	有効降雨強度 $re = r \cdot f$ (mm/hr)	洪水到達時間tp(分)
12.6	90.265	72.212	12.752
12.7	89.969	71.975	12.767
12.779	89.738	71.791	12.779
12.9	89.385	71.508	12.796
13.0	89.097	71.278	12.811

### ピーク流量

$$Q = \frac{1}{3.6} f \cdot r \cdot A = \frac{1}{3.6} r_e \cdot A = 0.68 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{土砂混入流量} = 0.71 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{土砂混入率} = 0.05$$

愛媛県中予地区の降雨強度式による流量は  $0.71\text{m}^3/\text{s}$  となる。前記の日雨量からのピーク流量  $0.57\text{m}^3/\text{s}$  より少し大きい。したがって、年超過確率  $1/10$  の流量としてはこの流量を採用する。

- ・下水道流量計算表記載の降雨強度式による流量  
愛媛県中予地区降雨強度式を使用する場合の洪水到達時間および洪水到達時間内降雨強度

洪水到達時間および洪水到達時間内降雨強度	流出係数	0.80
待受応急対策 (VCCO) 地点	年超過確率1/	10

降雨強度式  $r = \frac{a}{t^c + b}$

a	3,560.000
b	28.000
c	1.000

下水道流量計算書記載の降雨強度式

$$\text{洪水到達時間 } \quad t_p = C \cdot A^{0.22} \cdot R^{-0.35}$$

流出係数f 0.80

係数C 120

流域面積A 0.034 km<sup>2</sup>

入力洪水到達時間 t(分)	降雨強度式による降雨強度 r(mm/hr)	有効降雨強度 $re = r \cdot f$ (mm/hr)	洪水到達時間 tp(分)
12.7	87.469	69.975	12.894
12.8	87.255	69.804	12.905
12.918	87.004	69.603	12.918
13.0	86.829	69.463	12.927
13.1	86.618	69.294	12.938

## ピーク流量

$$Q = \frac{1}{3.6} f \cdot r \cdot A = \frac{1}{3.6} r_e \cdot A = 0.66 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{土砂混入流量} = 0.69 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{土砂混入率} = 0.05$$

下水道流量計算表記載の降雨強度式による流量は  $0.69\text{m}^3/\text{s}$  であり、愛媛県中予地区の降雨強度式による流量  $0.71\text{m}^3/\text{s}$  とほぼ同流量である。

○年超過確率 1/100 の流量

・中予地区の降雨強度式による流量

愛媛県中予地区降雨強度式を使用する場合の洪水到達時間および洪水到達時間内降雨強度

洪水到達時間および洪水到達時間内降雨強度 流出係数 0.80  
待受応急対策 (VCCO) 地点 年超過確率1/100

$$\text{降雨強度式 } r = \frac{a}{t^c + b}$$

a 726.240 「愛媛県内の降雨強度式、2024年8月公開、  
b 1.490 令和2年4月1日以降適用」の中予地方の降雨強度式  
c 0.570

$$\text{洪水到達時間 } tp = C \cdot A^{0.22} \cdot r e^{-0.35}$$

流出係数f 0.80

係数C 120

流域面積A 0.034 km<sup>2</sup>

入力洪水到達時間 t(分)	降雨強度式による降雨強度 r(mm/hr)	有効降雨強度 $r_e = r \cdot f$ (mm/hr)	洪水到達時間 tp(分)
10.9	134.678	107.743	11.086
11.0	134.171	107.337	11.101
11.118	133.582	106.866	11.118
11.2	133.175	106.540	11.130
11.3	132.685	106.148	11.144

ピーク流量

$$Q = \frac{1}{3.6} f \cdot r \cdot A = \frac{1}{3.6} r_e \cdot A = 1.01 \text{ m}^3/\text{s}$$

土砂混入流量 = 1.06 m<sup>3</sup>/s 土砂混入率 0.05

愛媛県中予地区の降雨強度式による流量は 1.06m<sup>3</sup>/s となる。前記の日雨量からのピーク流量 0.93m<sup>3</sup>/s より少し大きい。したがって、年超過確率 1/100 の流量としてはこの流量を採用する。

f) B箇所上地点（城壁石垣下）における降雨強度式からのピーク流量

### ○年超過確率 1/10 の流量

- #### ・中予地区の降雨強度式による流量

愛媛県中予地区降雨強度式を使用する場合の洪水到達時間および洪水到達時間内降雨強度

洪水到達時間および洪水到達時間内降雨強度  
B箇所上地点 流出係数 0.80  
年超過確率1/ 10

$$\text{降雨強度式 } r = \frac{a}{t^c + b}$$

a 648.190 「愛媛県内の降雨強度式、2024年8月公開、  
b 2.370 令和2年4月1日以降適用」の中予地方の降雨強度式  
c 0.620

$$\text{洪水到達時間 } \quad t_p = C \cdot A^{0.22} \cdot r e^{-0.35}$$

流出係数f 0.80

係数C 120

流域面積A 0.002  $\text{km}^2$

入力洪水到達時間 t(分)	降雨強度式による降雨強度 r(mm/hr)	有効降雨強度 re=r·f(mm/hr)	洪水到達時間 tp(分)
6.0	119.878	95.903	6.191
6.1	119.189	95.351	6.204
6.218	118.389	94.711	6.218
6.3	117.845	94.276	6.228
6.4	117.191	93.753	6.240

### ピーク流量

$$Q = \frac{1}{3.6} f \cdot r \cdot A = \frac{1}{3.6} r_e \cdot A =$$

$$\text{土砂混入流量} = 0.06 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{土砂混入率} = 0.05$$

愛媛県中予地区の降雨強度式による流量は  $0.06\text{m}^3/\text{s}$  となる。前記の日雨量からのピーク流量  $0.05\text{m}^3/\text{s}$  より少し大きい。したがって、年超過確率  $1/10$  の流量としてはこの流量を採用する。

・下水道流量計算表記載の降雨強度式による流量

愛媛県中予地区降雨強度式を使用する場合の洪水到達時間および洪水到達時間内降雨強度

洪水到達時間および洪水到達時間内降雨強度  
B箇所上地点

流出係数 0.80  
年超過確率1/ 10

$$\text{降雨強度式 } r = \frac{a}{t^c + b}$$

a 3,560.000  
b 28.000 下水道流量計算書記載の降雨強度式  
c 1.000

$$\text{洪水到達時間 } tp = C \cdot A^{0.22} \cdot r e^{-0.35}$$

流出係数f 0.80

係数C 120

流域面積A 0.002 km<sup>2</sup>

入力洪水到達時間 t(分)	降雨強度式による降雨強度 r(mm/hr)	有効降雨強度 re=r·f(mm/hr)	洪水到達時間 tp(分)
6.3	103.790	83.032	6.511
6.4	103.488	82.791	6.518
6.526	103.110	82.488	6.526
6.6	102.890	82.312	6.531
6.7	102.594	82.075	6.538

ピーク流量

$$Q = \frac{1}{3.6} f \cdot r \cdot A = \frac{1}{3.6} r_e \cdot A = 0.05 \text{ m}^3/\text{s}$$

土砂混入流量 = 0.05 m<sup>3</sup>/s 土砂混入率 0.05

下水道流量計算表記載の降雨強度式による流量は 0.05m<sup>3</sup>/s であり、愛媛県中予地区の降雨強度式による流量 0.06m<sup>3</sup>/s より少し小さいがほぼ同流量である。

○年超過確率 1/100 の流量

・中予地区の降雨強度式による流量

愛媛県中予地区降雨強度式を使用する場合の洪水到達時間および洪水到達時間内降雨強度

洪水到達時間および洪水到達時間内降雨強度  
B箇所上地点  
流出係数 0.80  
年超過確率1/ 100

降雨強度式  $r = \frac{a}{t^c + b}$

a 726.240 「愛媛県内の降雨強度式、2024年8月公開、  
b 1.490 令和2年4月1日以降適用」の中予地方の降雨強度式  
c 0.570

洪水到達時間  $tp = C \cdot A^{0.22} \cdot r e^{-0.35}$

流出係数f 0.80

係数C 120

流域面積A 0.002  $\text{km}^2$

入力洪水到達時間 t(分)	降雨強度式による降雨強度 r(mm/hr)	有効降雨強度 $r_e = r \cdot f(\text{mm/hr})$	洪水到達時間 tp(分)
5.2	179.349	143.479	5.377
5.3	178.120	142.496	5.390
5.403	176.882	141.505	5.403
5.5	175.741	140.593	5.415
5.6	174.588	139.671	5.428

ピーク流量

$$Q = \frac{1}{3.6} f \cdot r \cdot A = \frac{1}{3.6} r_e \cdot A = 0.08 \text{ m}^3/\text{s}$$

土砂混入流量 = 0.08  $\text{m}^3/\text{s}$  土砂混入率 0.05

愛媛県中予地区の降雨強度式による流量は 0.08m<sup>3</sup>/s となる。前記の日雨量からのピーク流量 0.08m<sup>3</sup>/s と同流量である。したがって、年超過確率 1/100 の流量としてはこの流量を採用する。

## 2) 水路断面

水路工の縦断勾配は、下図のとおりとなる。

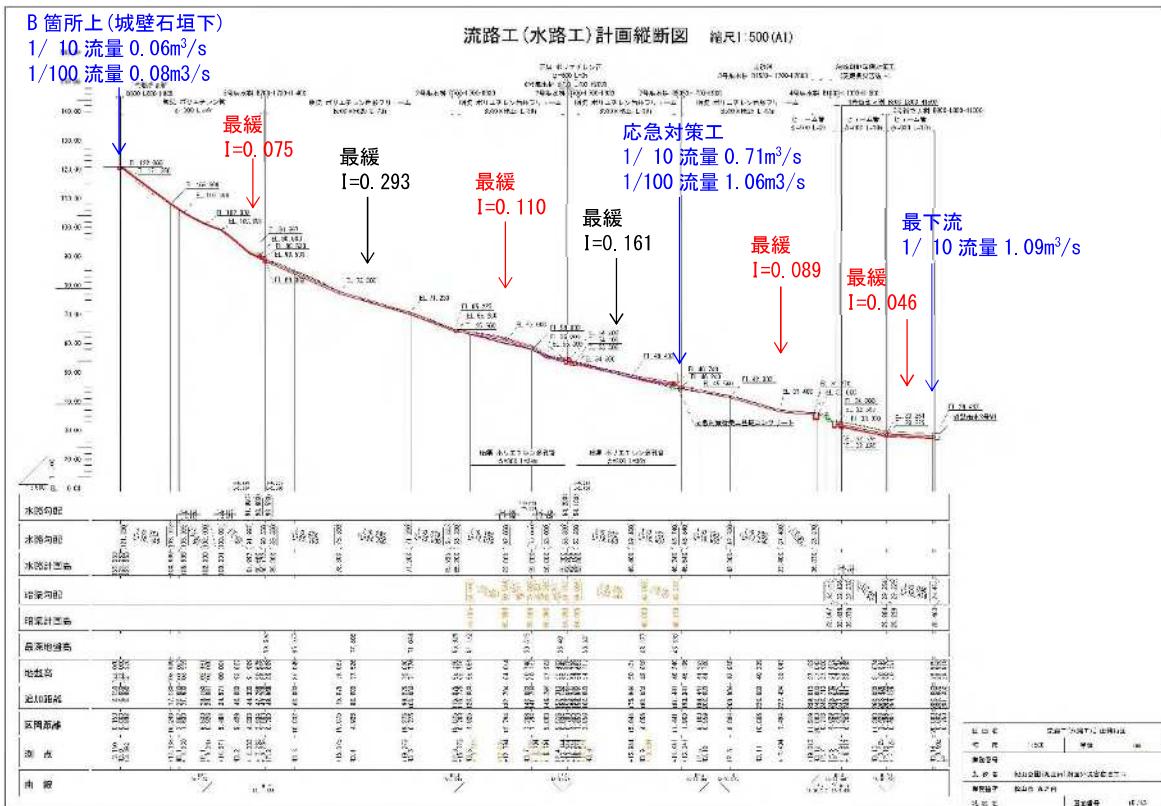


図 3.8.2 水路工計画箇所 縦断図

流量と水路断面を一覧にして下表に示す。

表 3.8.3 流量と水路断面一覧

地点	種別	年超過確率 1/10流量 (m <sup>3</sup> /s)	年超過確率 1/100流量 (m <sup>3</sup> /s)	水路最 緩勾配	8割水深で流下可能な水路断面			ポリエチ レン管	ヒューム 管	備考
					コンクリー トU字溝 (U 形構造)	コルゲート フリューム	ポリエチレ ンフリューム			
最下流 (雨水3号MH) 地点		1.09	—	0.046	—	—	—	—	φ600	
応急対策工～急傾斜地崩壊対策工		1.09	—	0.089	B600×H600	B600×H600	B500×H625	—	—	
応急対策工 (VCCO) 地点		0.71	—	0.110	B450×H450	B500×H500	B400×H500	—	—	
〃		—	1.06	0.110	B450×H450	B550×H550	B500×H625	—	—	
B箇所上 (城壁石垣下) 流量		0.06	0.08	0.075	—	—	—	φ300	—	

水路の流下能力計算結果を以下に示す。

a)-1 水路工計画最下流（急傾斜地崩壊対策工下流、最緩勾配 0.046）における水路断面

急傾斜地崩壊対策工（愛媛県災害復旧）の下流側は、今後の土地利用が未定であり、地形改変される可能性もあることから、対応が容易なよう管渠とする。

○年超過確率 1/10 の流量 :  $1.09\text{m}^3/\text{s}$

・ヒューム管  $\phi = 500\text{mm}$

8割水深の流下能力  $0.686 < 1.09\text{m}^3/\text{s}$   $\therefore \text{NG}$

Manning式による円形水路の等流計算

○計算条件

粗度係数	n	0.015	(ヒューム管)
水路勾配	I	0.046	( $1/21.73913$ )
水路直径	D	0.500	(m)

○計算結果

水深h(m)	h/D	水面中心角		流積A( $\text{m}^2$ )	潤辺S(m)	径深R(m)	流速v(m/s)	流量Q( $\text{m}^3/\text{s}$ )	備考
		(rad)	(°)						
0.025	0.050	0.902	51.684	0.004	0.226	0.016	0.918	0.003	
0.050	0.100	1.287	73.740	0.010	0.322	0.032	1.434	0.015	
0.075	0.150	1.591	91.146	0.018	0.398	0.046	1.847	0.034	
0.100	0.200	1.855	106.260	0.028	0.464	0.060	2.199	0.061	
0.125	0.250	2.094	120.000	0.038	0.524	0.073	2.505	0.096	
0.150	0.300	2.319	132.844	0.050	0.580	0.085	2.774	0.137	
0.175	0.350	2.532	145.085	0.061	0.633	0.097	3.013	0.185	
0.200	0.400	2.739	156.926	0.073	0.685	0.107	3.225	0.237	
0.225	0.450	2.941	168.522	0.086	0.735	0.117	3.411	0.292	
0.250	0.500	3.142	180.000	0.098	0.785	0.125	3.575	0.351	
0.275	0.550	3.342	191.478	0.111	0.835	0.132	3.715	0.411	
0.300	0.600	3.544	203.074	0.123	0.886	0.139	3.833	0.472	
0.325	0.650	3.751	214.915	0.135	0.938	0.144	3.930	0.531	
0.350	0.700	3.965	227.156	0.147	0.991	0.148	4.003	0.588	
0.375	0.750	4.189	240.000	0.158	1.047	0.151	4.052	0.640	
0.400	0.800	4.429	253.740	0.168	1.107	0.152	4.074	0.686	$< 1.09\text{m}^3/\text{s}$
0.425	0.850	4.692	268.854	0.178	1.173	0.152	4.066	0.723	
0.450	0.900	4.996	286.260	0.186	1.249	0.149	4.019	0.748	
0.475	0.950	5.381	308.316	0.193	1.345	0.143	3.914	0.754	
0.500	1.000	6.283	360.000	0.196	1.571	0.125	3.575	0.702	

・ヒューム管  $\phi = 600\text{mm}$

8割水深の流下能力  $1.116 \geq 1.09\text{m}^3/\text{s}$   $\therefore \text{OK}$

Manning式による円形水路の等流計算

○計算条件

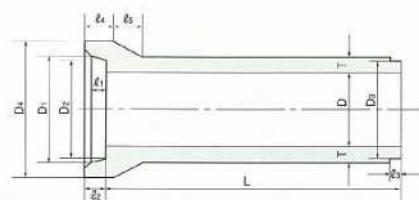
粗度係数	n	0.015	(ヒューム管)
水路勾配	I	0.046	(1/ 21.73913)
水路直径	D	0.600	(m)

○計算結果

水深h(m)	h/D	水面中心角		流積A( $\text{m}^2$ )	潤辺S(m)	径深R(m)	流速v(m/s)	流量Q( $\text{m}^3/\text{s}$ )	備考
		(rad)	(°)						
0.030	0.050	0.902	51.684	0.005	0.271	0.020	1.037	0.005	
0.060	0.100	1.287	73.740	0.015	0.386	0.038	1.619	0.024	
0.090	0.150	1.591	91.146	0.027	0.477	0.056	2.086	0.055	
0.120	0.200	1.855	106.260	0.040	0.556	0.072	2.483	0.100	
0.150	0.250	2.094	120.000	0.055	0.628	0.088	2.828	0.156	
0.180	0.300	2.319	132.844	0.071	0.696	0.103	3.133	0.224	
0.210	0.350	2.532	145.085	0.088	0.760	0.116	3.403	0.300	
0.240	0.400	2.739	156.926	0.106	0.822	0.129	3.642	0.385	
0.270	0.450	2.941	168.522	0.123	0.882	0.140	3.852	0.475	
0.300	0.500	3.142	180.000	0.141	0.942	0.150	4.037	0.571	
0.330	0.550	3.342	191.478	0.159	1.003	0.159	4.195	0.668	
0.360	0.600	3.544	203.074	0.177	1.063	0.167	4.329	0.767	
0.390	0.650	3.751	214.915	0.195	1.125	0.173	4.437	0.863	
0.420	0.700	3.965	227.156	0.211	1.189	0.178	4.520	0.956	
0.450	0.750	4.189	240.000	0.227	1.257	0.181	4.575	1.041	
0.480	0.800	4.429	253.740	0.242	1.329	0.183	4.601	1.116	$\geq 1.09\text{m}^3/\text{s}$
0.510	0.850	4.692	268.854	0.256	1.408	0.182	4.591	1.176	
0.540	0.900	4.996	286.260	0.268	1.499	0.179	4.538	1.216	
0.570	0.950	5.381	308.316	0.277	1.614	0.172	4.420	1.226	
0.600	1.000	6.283	360.000	0.283	1.885	0.150	4.037	1.141	

ヒューム管（外圧管 1種）規格

B形管



単位: mm

呼び径	内 径 D	D <sub>1</sub>	D <sub>2</sub>	D <sub>3</sub>	D <sub>4</sub>	厚 さ T	l <sub>1</sub>	l <sub>2</sub>	l <sub>3</sub>	l <sub>4</sub>	l <sub>5</sub>	有効長 L	参考質量 (kg)
150	150	210	206	194	262	26						50	77
200	200	262	258	246	316	27						55	103
250	250	314	310	298	370	28						60	131
300	300	368	364	350	424	30						65	165
350	350	422	418	404	482	32						70	204
400	400	478	474	460	544	35						75	306
450	450	534	530	516	606	38	70	95	125	130	135	85	373
500	500	592	588	574	672	42			125	130	135	100	459
600	600	708	704	690	804	50	75	100	125	130	140	115	660
700	700	824	820	802	936	58	75	105	125	135	140	115	899
800	800	940	936	918	1068	66	80	110	125	130	150	130	1170
900	900	1058	1054	1036	1204	75	85	115	120	125	160	150	1520
1000	1000	1172	1168	1150	1332	82	96	120	125	130	165	165	1850
1100	1100	1286	1282	1260	1458	88	100	125	125	130	175	175	2190
1200	1200	1400	1396	1374	1586	95	104	130	135	142	185	190	2600
1350	1350	1566	1562	1540	1768	103	108	135	135	195	205	205	3190

注) 呼び径150及び200の管の有効長は500mm又は1000mm、呼び径250~350の管の有効長は1000mm、呼び径400~1350の管の有効長は1200mmとすることができる。

a)-2 応急対策工～急傾斜地崩壊対策工（最緩勾配 0.089）における水路断面

○年超過確率 1/10 の流量 :  $1.09 \text{m}^3/\text{s}$

・コンクリートU字溝の場合 (B450×H450)

8割水深の流下能力  $0.995 < 1.09 \text{m}^3/\text{s}$   $\therefore \text{NG}$

Manning式による等流計算

粗度係数 n	0.013	$(\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s})$	（コンクリートU字溝）
水路勾配 I	0.089	$= 1/ 11.236$	（応急対策工下流最緩勾配）
断面形状 水路底幅 B	0.450	(m)	
右岸勾配 1:	0.000		
左岸勾配 1:	0.000		

水深 h (m)	流積 A ( $\text{m}^2$ )	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V ( $\text{m}/\text{s}$ )	流量 Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	フルード数 $V/\sqrt{(g \cdot R)}^{1/2}$	備考
0.050	0.023	0.550	0.041	2.725	0.061	4.302	
0.100	0.045	0.650	0.069	3.869	0.174	4.696	
0.150	0.068	0.750	0.090	4.609	0.311	4.906	
0.200	0.090	0.850	0.106	5.136	0.462	5.040	
0.250	0.113	0.950	0.118	5.534	0.623	5.135	
0.300	0.135	1.050	0.129	5.846	0.789	5.206	
0.350	0.158	1.150	0.137	6.097	0.960	5.261	
0.360	0.162	1.170	0.138	6.142	0.995	5.271	8割水深
0.450	0.203	1.350	0.150	6.479	1.312	5.342	満流

・コンクリートU字溝の場合 (B600×H600)

8割水深の流下能力  $2.143 \geq 1.09 \text{m}^3/\text{s}$   $\therefore \text{OK}$

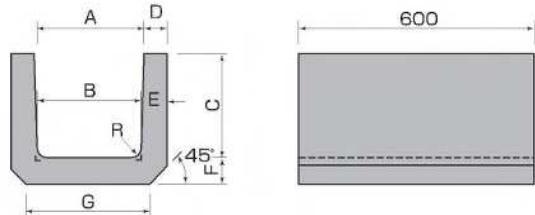
Manning式による等流計算

粗度係数 n	0.013	$(\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s})$	（コンクリートU字溝）
水路勾配 I	0.089	$= 1/ 11.236$	（応急対策工下流最緩勾配）
断面形状 水路底幅 B	0.600	(m)	
右岸勾配 1:	0.000		
左岸勾配 1:	0.000		

水深 h (m)	流積 A ( $\text{m}^2$ )	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V ( $\text{m}/\text{s}$ )	流量 Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	フルード数 $V/\sqrt{(g \cdot R)}^{1/2}$	備考
0.050	0.030	0.700	0.043	2.810	0.084	4.335	
0.100	0.060	0.800	0.075	4.081	0.245	4.759	
0.150	0.090	0.900	0.100	4.944	0.445	4.993	
0.200	0.120	1.000	0.120	5.583	0.670	5.147	
0.250	0.150	1.100	0.136	6.080	0.912	5.257	
0.300	0.180	1.200	0.150	6.479	1.166	5.342	
0.350	0.210	1.300	0.162	6.807	1.429	5.408	
0.400	0.240	1.400	0.171	7.082	1.700	5.462	
0.450	0.270	1.500	0.180	7.316	1.975	5.506	
0.480	0.288	1.560	0.185	7.440	2.143	5.530	8割水深
0.500	0.300	1.600	0.188	7.518	2.255	5.544	
0.550	0.330	1.700	0.194	7.694	2.539	5.576	
0.600	0.360	1.800	0.200	7.848	2.825	5.604	満流

U字溝（U形側溝）規格

上ぶた式U形側溝 (JIS A 5372)



呼称	寸法仕様(mm)								参考質量 (kg)
	A	B	C	D	E	F	G	R	
150	150	140	150	30	35	35	160	30	24
180	180	170	180	35	40	40	190	50	34
240	240	220	240	45	50	50	240	50	55
300A	300	260	240	50	60	60	300	50	70
300B	300	260	300	50	60	60	300	50	79
300C	300	260	360	50	60	65	300	50	92
360A	360	310	300	50	65	65	360	50	90
360B	360	310	360	50	65	65	360	50	100
450	450	400	450	55	70	70	430	70	134
600	600	540	600	70	80	80	600	70	209

・コルゲートフリュームの場合 (B550×H550)

8割水深の流下能力  $0.920 < 1.09\text{m}^3/\text{s}$   $\therefore \text{NG}$

Manning式による等流計算

粗度係数 n	0.024	$(\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s})$ (コルゲートフリューム1形)
水路勾配 I	0.089	$= 1/ 11.236$ (応急対策工下流最緩勾配)
断面形状 水路底幅 B	0.550	(m)
右岸勾配 1:	0.000	
左岸勾配 1:	0.000	

水深 h (m)	流積 A (m <sup>2</sup> )	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m <sup>3</sup> /s)	フルード数 $V/(g \cdot R)^{1/2}$	備考
0.050	0.028	0.650	0.042	1.509	0.042	2.343	
0.100	0.055	0.750	0.073	2.178	0.120	2.568	
0.150	0.083	0.850	0.097	2.625	0.217	2.691	
0.200	0.110	0.950	0.116	2.953	0.325	2.771	
0.250	0.138	1.050	0.131	3.205	0.441	2.829	
0.300	0.165	1.150	0.143	3.407	0.562	2.872	
0.350	0.193	1.250	0.154	3.571	0.687	2.906	
0.400	0.220	1.350	0.163	3.709	0.816	2.934	
0.440	0.242	1.430	0.169	3.803	0.920	2.952	8割水深
0.450	0.248	1.450	0.171	3.825	0.947	2.956	
0.500	0.275	1.550	0.177	3.925	1.079	2.975	
0.550	0.303	1.650	0.183	4.012	1.213	2.992	満流

・コルゲートフリュームの場合 (B600×H600)

8割水深の流下能力  $1.161 \geq 1.09\text{m}^3/\text{s}$   $\therefore \text{OK}$

Manning式による等流計算

粗度係数 n	0.024	$(\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s})$ (コルゲートフリューム1形)
水路勾配 I	0.089	$= 1/ 11.236$ (応急対策工下流最緩勾配)
断面形状 水路底幅 B	0.600	(m)
右岸勾配 1:	0.000	
左岸勾配 1:	0.000	

水深 h (m)	流積 A (m <sup>2</sup> )	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m <sup>3</sup> /s)	フルード数 $V/(g \cdot R)^{1/2}$	備考
0.050	0.030	0.700	0.043	1.522	0.046	2.348	
0.100	0.060	0.800	0.075	2.211	0.133	2.578	
0.150	0.090	0.900	0.100	2.678	0.241	2.704	
0.200	0.120	1.000	0.120	3.024	0.363	2.788	
0.250	0.150	1.100	0.136	3.293	0.494	2.848	
0.300	0.180	1.200	0.150	3.509	0.632	2.893	
0.350	0.210	1.300	0.162	3.687	0.774	2.929	
0.400	0.240	1.400	0.171	3.836	0.921	2.958	
0.450	0.270	1.500	0.180	3.963	1.070	2.983	
0.480	0.288	1.560	0.185	4.030	1.161	2.995	8割水深
0.500	0.300	1.600	0.188	4.072	1.222	3.003	
0.550	0.330	1.700	0.194	4.167	1.375	3.020	
0.600	0.360	1.800	0.200	4.251	1.530	3.035	満流

コルゲートフリューム規格

■ A形

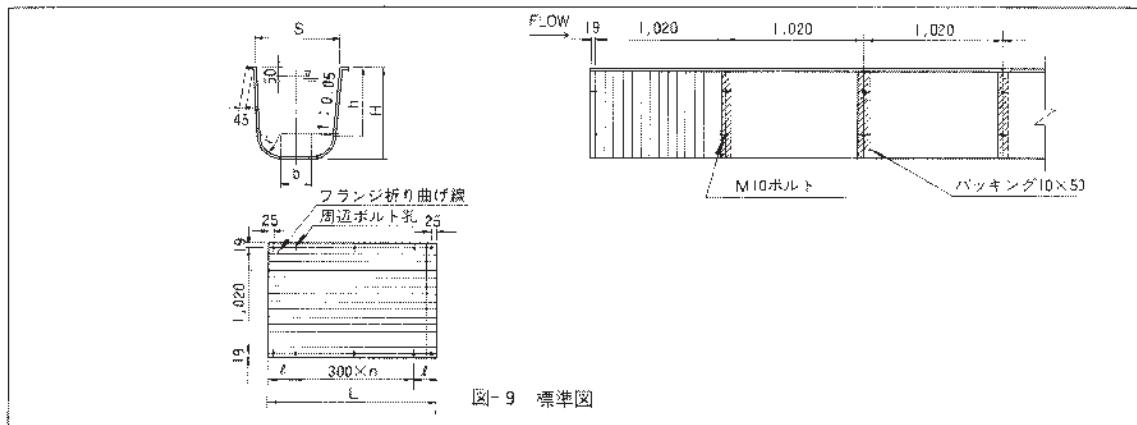


図-9 標準図

表-4 標準寸法

(単位mm)

形 式	S	H	r	h	b	L	ℓ	n	標準板厚
A-350×350	350	350	140	217	50	1,027	213.5	2	1.6
A-400×400	400	400	140	267	95	1,172	136	3	1.6
A-450×450	450	450	140	317	140	1,318	209	3	1.6
A-500×500	500	500	140	367	185	1,463	281.5	3	1.6
A-550×550	550	550	140	417	230	1,608	204	4	1.6
A-600×600	600	600	140	467	275	1,753	276.5	4	1.6
A-650×650	650	650	140	517	320	1,898	199	5	1.6
A-700×700	700	700	140	567	365	2,043	271.5	5	2.0
A-750×750	750	750	140	617	410	2,188	194	6	2.7

- ・ポリエチレン角形フリュームの場合 (B400×H500)

8割水深の流下能力  $0.779 < 1.09 \text{m}^3/\text{s}$   $\therefore \text{NG}$

Manning式による等流計算

粗度係数 n	0.016	$(\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s})$ (ポリエチレン角型フリューム)
水路勾配 I	0.089	$= 1/ 11.236$ (応急対策工下流最緩勾配)
断面形状 水路底幅 B	0.400	(m)
右岸勾配 1:	0.000	
左岸勾配 1:	0.000	

水深 h (m)	流積 A (m <sup>2</sup> )	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m <sup>3</sup> /s)	フルード数 $V / (g \cdot R)^{1/2}$	備考
0.050	0.020	0.500	0.040	2.181	0.044	3.482	
0.100	0.040	0.600	0.067	3.066	0.123	3.791	
0.150	0.060	0.700	0.086	3.625	0.217	3.954	
0.200	0.080	0.800	0.100	4.017	0.321	4.056	
0.250	0.100	0.900	0.111	4.309	0.431	4.128	
0.300	0.120	1.000	0.120	4.536	0.544	4.182	
0.350	0.140	1.100	0.127	4.718	0.660	4.223	
0.400	0.160	1.200	0.133	4.866	0.779	4.256	8割水深
0.450	0.180	1.300	0.138	4.990	0.898	4.283	
0.500	0.200	1.400	0.143	5.095	1.019	4.305	満流

- ・ポリエチレン角形フリュームの場合 (B500×H625)

8割水深の流下能力  $1.412 \geq 1.09 \text{m}^3/\text{s}$   $\therefore \text{OK}$

Manning式による等流計算

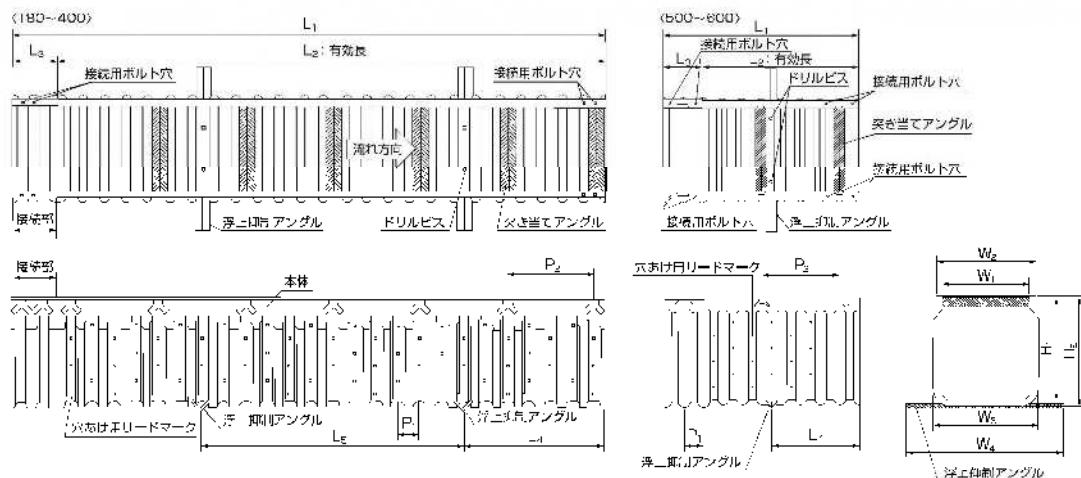
粗度係数 n	0.016	$(\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s})$ (ポリエチレン角型フリューム)
水路勾配 I	0.089	$= 1/ 11.236$ (応急対策工下流最緩勾配)
断面形状 水路底幅 B	0.500	(m)
右岸勾配 1:	0.000	
左岸勾配 1:	0.000	

水深 h (m)	流積 A (m <sup>2</sup> )	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m <sup>3</sup> /s)	フルード数 $V / (g \cdot R)^{1/2}$	備考
0.050	0.025	0.600	0.042	2.241	0.056	3.506	
0.100	0.050	0.700	0.071	3.210	0.160	3.835	
0.150	0.075	0.800	0.094	3.848	0.289	4.013	
0.200	0.100	0.900	0.111	4.309	0.431	4.128	
0.250	0.125	1.000	0.125	4.661	0.583	4.210	
0.300	0.150	1.100	0.136	4.940	0.741	4.272	
0.350	0.175	1.200	0.146	5.166	0.904	4.320	
0.400	0.200	1.300	0.154	5.353	1.071	4.358	
0.450	0.225	1.400	0.161	5.512	1.240	4.390	
0.500	0.250	1.500	0.167	5.647	1.412	4.417	8割水深
0.550	0.275	1.600	0.172	5.764	1.585	4.440	
0.600	0.300	1.700	0.176	5.866	1.760	4.459	
0.625	0.313	1.750	0.179	5.913	1.848	4.468	満流

## ポリエチレン角形フリューム規格

### フリューム

#### 製品寸法図



#### 製品規格(参考寸法)

単位: mm

規格	W <sub>1</sub>	W <sub>2</sub>	W <sub>3</sub>	W <sub>4</sub>	H <sub>1</sub>	H <sub>2</sub>	L	L <sub>2</sub>	L <sub>3</sub>	L <sub>4</sub>	L <sub>5</sub>	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	参考質量 kg/ 本
SF 180	180	246	240	540	225	240	2180	2020	160	520	960	80	320	5.5
SF 240	240	310	306	600	290	305	2180	2015	165	520	960	80	320	7.5
SF 300	306	372	392	680	381	404	2180	2020	160	520	960	80	320	10.5
SF 400	416	486	486	800	500	520	2180	2015	165	520	960	80	320	15
SF 500	500	620	630	1000	625	655	1200	960	240	540	—	120	480	12
SF 600	600	718	732	1200	750	780	1200	960	240	540	—	120	480	14

注: W1・H1は±4.0%, L1は0~+14%、その他の寸法は参考値です。

b) 応急対策工 (待受け VCCO) 地点上流 (最緩勾配 0.110) における水路断面

○年超過確率 1/10 の流量 :  $0.71\text{m}^3/\text{s}$

- コンクリート U字溝の場合 (B360×H360)

8割水深の流下能力  $0.610 < 0.71\text{m}^3/\text{s}$   $\therefore \text{NG}$

Manning式による等流計算

粗度係数 n	0.013	$(\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s})$	(コンクリートU字溝)
水路勾配 I	0.110	$= 1/ 9.091$	(応急対策工上流最緩勾配)
断面形状 水路底幅 B	0.360	(m)	
右岸勾配 1:	0.000		
左岸勾配 1:	0.000		

水深 h (m)	流積 A ( $\text{m}^2$ )	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V ( $\text{m}/\text{s}$ )	流量 Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	フルード数 $V/(g \cdot R)^{1/2}$	備考
0.050	0.018	0.460	0.039	2.941	0.053	4.747	
0.100	0.036	0.560	0.064	4.094	0.147	5.156	
0.150	0.054	0.660	0.082	4.808	0.260	5.368	
0.200	0.072	0.760	0.095	5.302	0.382	5.501	
0.250	0.090	0.860	0.105	5.666	0.510	5.593	
0.288	0.104	0.936	0.111	5.884	0.610	5.646	8割水深
0.300	0.108	0.960	0.113	5.945	0.642	5.660	
0.338	0.122	1.036	0.117	6.119	0.745	5.701	
0.350	0.126	1.060	0.119	6.168	0.777	5.713	
0.360	0.130	1.080	0.120	6.207	0.804	5.722	満流

- コンクリート U字溝の場合 (B450×H450)

8割水深の流下能力  $1.106 \geq 0.71\text{m}^3/\text{s}$   $\therefore \text{OK}$

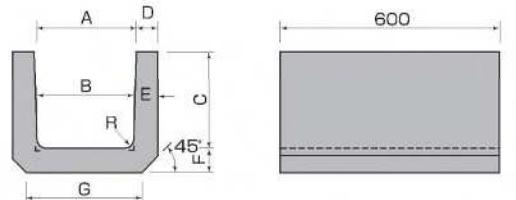
Manning式による等流計算

粗度係数 n	0.013	$(\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s})$	(コンクリートU字溝)
水路勾配 I	0.110	$= 1/ 9.091$	(応急対策工上流最緩勾配)
断面形状 水路底幅 B	0.450	(m)	
右岸勾配 1:	0.000		
左岸勾配 1:	0.000		

水深 h (m)	流積 A ( $\text{m}^2$ )	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V ( $\text{m}/\text{s}$ )	流量 Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	フルード数 $V/(g \cdot R)^{1/2}$	備考
0.050	0.023	0.550	0.041	3.029	0.068	4.782	
0.100	0.045	0.650	0.069	4.301	0.194	5.220	
0.150	0.068	0.750	0.090	5.124	0.346	5.454	
0.200	0.090	0.850	0.106	5.710	0.514	5.604	
0.250	0.113	0.950	0.118	6.152	0.692	5.709	
0.300	0.135	1.050	0.129	6.499	0.877	5.788	
0.350	0.158	1.150	0.137	6.779	1.068	5.849	
0.360	0.162	1.170	0.138	6.828	1.106	5.860	8割水深
0.400	0.180	1.250	0.144	7.009	1.262	5.898	
0.410	0.185	1.270	0.145	7.050	1.301	5.907	
0.450	0.203	1.350	0.150	7.202	1.458	5.938	満流

## U字溝（U形側溝）規格

上ぶた式U形側溝 (JIS A 5372)



呼称	寸法仕様(mm)								参考質量(kg)
	A	B	C	D	E	F	G	R	
150	150	140	150	30	35	35	160	30	24
180	180	170	180	35	40	40	190	50	34
240	240	220	240	45	50	50	240	50	55
300A	300	260	240	50	60	60	300	50	70
300B	300	260	300	50	60	60	300	50	79
300C	300	260	360	50	60	65	300	50	92
360A	360	310	300	50	65	65	360	50	90
360B	360	310	360	50	65	65	360	50	100
450	450	400	450	55	70	70	430	70	134
600	600	540	600	70	80	80	600	70	209

- コルゲートフリュームの場合 (B450×H450)

8割水深の流下能力  $0.599 < 0.71 \text{m}^3/\text{s}$   $\therefore \text{NG}$

Manning式による等流計算

粗度係数 n	0.024	$(\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s})$	(コルゲートフリューム1形)
水路勾配 I	0.110	$= 1/ 9.091$	(応急対策工上流最緩勾配)
断面形状 水路底幅 B	0.450	(m)	
右岸勾配 1:	0.000		
左岸勾配 1:	0.000		

水深 h (m)	流積 A (m <sup>2</sup> )	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m <sup>3</sup> /s)	フルード数 $V / (g \cdot R)^{1/2}$	備考
0.050	0.023	0.550	0.041	1.641	0.037	2.590	
0.100	0.045	0.650	0.069	2.330	0.105	2.828	
0.150	0.068	0.750	0.090	2.775	0.187	2.954	
0.200	0.090	0.850	0.106	3.093	0.278	3.035	
0.250	0.113	0.950	0.118	3.333	0.375	3.092	
0.300	0.135	1.050	0.129	3.520	0.475	3.135	
0.350	0.158	1.150	0.137	3.672	0.578	3.168	
0.360	0.162	1.170	0.138	3.699	0.599	3.174	8割水深
0.400	0.180	1.250	0.144	3.797	0.683	3.195	
0.450	0.203	1.350	0.150	3.901	0.790	3.217	満流

- コルゲートフリュームの場合 (B500×H500)

8割水深の流下能力  $0.794 \geq 0.71 \text{m}^3/\text{s}$   $\therefore \text{OK}$

Manning式による等流計算

粗度係数 n	0.024	$(\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s})$	(コルゲートフリューム1形)
水路勾配 I	0.110	$= 1/ 9.091$	(応急対策工上流最緩勾配)
断面形状 水路底幅 B	0.500	(m)	
右岸勾配 1:	0.000		
左岸勾配 1:	0.000		

水深 h (m)	流積 A (m <sup>2</sup> )	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m <sup>3</sup> /s)	フルード数 $V / (g \cdot R)^{1/2}$	備考
0.050	0.025	0.600	0.042	1.661	0.042	2.598	
0.100	0.050	0.700	0.071	2.379	0.119	2.843	
0.150	0.075	0.800	0.094	2.852	0.214	2.974	
0.200	0.100	0.900	0.111	3.194	0.319	3.060	
0.250	0.125	1.000	0.125	3.455	0.432	3.120	
0.300	0.150	1.100	0.136	3.661	0.549	3.166	
0.350	0.175	1.200	0.146	3.829	0.670	3.202	
0.400	0.200	1.300	0.154	3.968	0.794	3.230	8割水深
0.450	0.225	1.400	0.161	4.085	0.919	3.254	
0.500	0.250	1.500	0.167	4.185	1.046	3.274	満流

コルゲートフリューム規格

■ A形

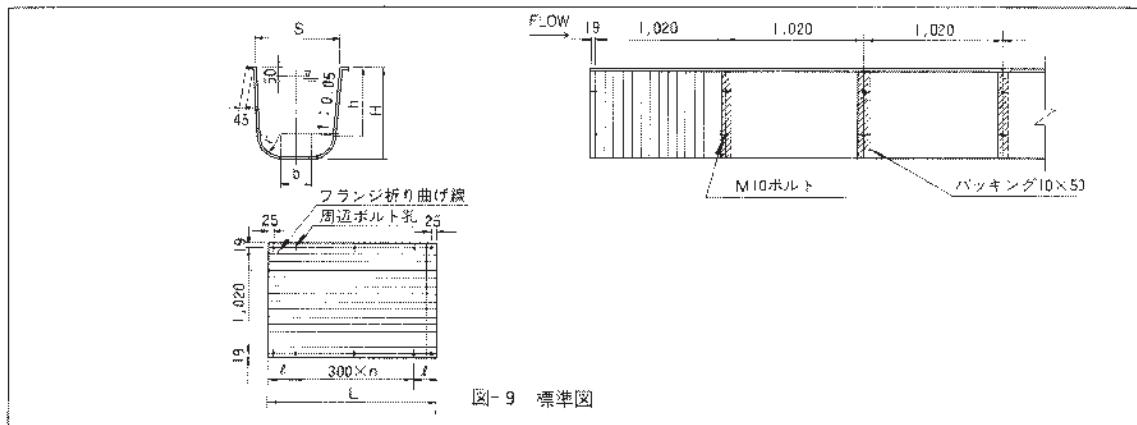


図-9 標準図

表-4 標準寸法

(単位mm)

形 式	S	H	r	h	b	L	ℓ	n	標準板厚
A-350×350	350	350	140	217	50	1,027	213.5	2	1.6
A-400×400	400	400	140	267	95	1,172	136	3	1.6
A-450×450	450	450	140	317	140	1,318	209	3	1.6
A-500×500	500	500	140	367	185	1,463	281.5	3	1.6
A-550×550	550	550	140	417	230	1,608	204	4	1.6
A-600×600	600	600	140	467	275	1,753	276.5	4	1.6
A-650×650	650	650	140	517	320	1,898	199	5	1.6
A-700×700	700	700	140	567	365	2,043	271.5	5	2.0
A-750×750	750	750	140	617	410	2,188	194	6	2.7

- ・ポリエチレン角形フリュームの場合 (B300×H381)

8割水深の流下能力  $0.410 < 0.71\text{m}^3/\text{s}$   $\therefore \text{NG}$

#### 応急対策工上流 等流計算

Manning式による等流計算

粗度係数 n	0.016	$(\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s})$ (ポリエチレン角型フリューム)
水路勾配 I	0.110	$= 1/ 9.091$ (応急対策工上流最緩勾配)
断面形状 水路底幅 B	0.300	(m)
右岸勾配 1:	0.000	
左岸勾配 1:	0.000	

水深 h (m)	流積 A ( $\text{m}^2$ )	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V ( $\text{m}/\text{s}$ )	流量 Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	フルード数 $V/(g \cdot R)^{1/2}$	備考
0.050	0.015	0.400	0.038	2.322	0.035	3.830	
0.100	0.030	0.500	0.060	3.177	0.095	4.142	
0.150	0.045	0.600	0.075	3.687	0.166	4.299	
0.200	0.060	0.700	0.086	4.030	0.242	4.395	
0.250	0.075	0.800	0.094	4.278	0.321	4.461	
0.300	0.090	0.900	0.100	4.466	0.402	4.510	
0.305	0.091	0.910	0.101	4.482	0.410	4.514	8割水深
0.350	0.105	1.000	0.105	4.614	0.484	4.547	
0.381	0.114	1.062	0.108	4.690	0.536	4.565	満流

- ・ポリエチレン角形フリュームの場合 (B400×H500)

8割水深の流下能力  $0.866 \geq 0.71\text{m}^3/\text{s}$   $\therefore \text{OK}$

#### Manning式による等流計算

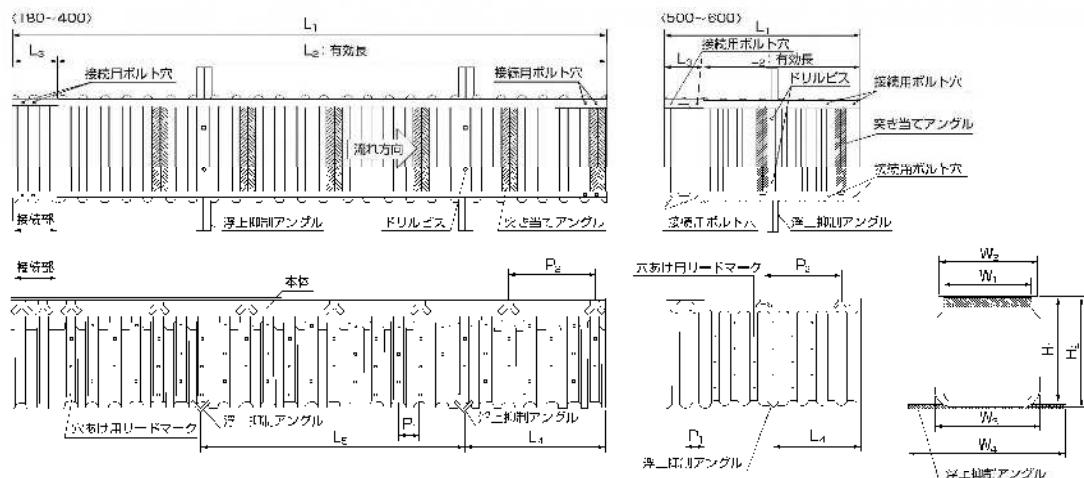
粗度係数 n	0.016	$(\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s})$ (ポリエチレン角型フリューム)
水路勾配 I	0.110	$= 1/ 9.091$ (応急対策工上流最緩勾配)
断面形状 水路底幅 B	0.400	(m)
右岸勾配 1:	0.000	
左岸勾配 1:	0.000	

水深 h (m)	流積 A ( $\text{m}^2$ )	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V ( $\text{m}/\text{s}$ )	流量 Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	フルード数 $V/(g \cdot R)^{1/2}$	備考
0.050	0.020	0.500	0.040	2.424	0.048	3.871	
0.100	0.040	0.600	0.067	3.408	0.136	4.215	
0.150	0.060	0.700	0.086	4.030	0.242	4.395	
0.200	0.080	0.800	0.100	4.466	0.357	4.510	
0.250	0.100	0.900	0.111	4.791	0.479	4.590	
0.300	0.120	1.000	0.120	5.043	0.605	4.649	
0.350	0.140	1.100	0.127	5.245	0.734	4.695	
0.400	0.160	1.200	0.133	5.410	0.866	4.731	8割水深
0.450	0.180	1.300	0.138	5.548	0.999	4.761	
0.500	0.200	1.400	0.143	5.665	1.133	4.786	満流

## ポリエチレン角形フリューム規格

## フリューム

## 製品寸法図



### 製品規格 (參考寸法)

規格	W <sub>1</sub>	W <sub>2</sub>	W <sub>3</sub>	W <sub>4</sub>	H <sub>1</sub>	H <sub>2</sub>	L <sub>1</sub>	L <sub>2</sub>	L <sub>3</sub>	L <sub>4</sub>	L <sub>5</sub>	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	參考質量kg/本
SF 180	180	246	240	540	225	240	2180	2020	160	520	960	80	320	5.5
SF 240	240	310	306	600	290	305	2180	2015	165	520	960	80	320	7.5
SF 300	306	372	392	680	381	404	2180	2020	160	520	960	80	320	10.5
SF 400	416	486	486	800	500	520	2180	2015	165	520	960	80	320	15
SF 500	500	620	630	1000	625	655	1200	960	240	540	—	120	480	12
SF 600	600	718	732	1200	750	780	1200	960	240	540	—	120	480	14

注：W1・H1は±4.0%、L1は0～+4%、その他の寸法は参考値です。

○年超過確率 1/100 の流量 :  $1.06\text{m}^3/\text{s}$

・コンクリートU字溝の場合 (B360×H360)

8割水深の流下能力  $0.610 < 1.06\text{m}^3/\text{s}$   $\therefore \text{NG}$

Manning式による等流計算

粗度係数 n	0.013	$(\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s})$ (コンクリートU字溝)
水路勾配 I	0.110	$= 1/ 9.091$ (応急対策工上流最緩勾配)
断面形状 水路底幅 B	0.360	(m)
右岸勾配 1:	0.000	
左岸勾配 1:	0.000	

水深 h (m)	流積 A (m <sup>2</sup> )	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m <sup>3</sup> /s)	フルード数 $V/\sqrt{(g \cdot R)}$	備考
0.050	0.018	0.460	0.039	2.941	0.053	4.747	
0.100	0.036	0.560	0.064	4.094	0.147	5.156	
0.150	0.054	0.660	0.082	4.808	0.260	5.368	
0.200	0.072	0.760	0.095	5.302	0.382	5.501	
0.250	0.090	0.860	0.105	5.666	0.510	5.593	
0.288	0.104	0.936	0.111	5.884	0.610	5.646	8割水深
0.300	0.108	0.960	0.113	5.945	0.642	5.660	
0.338	0.122	1.036	0.117	6.119	0.745	5.701	
0.350	0.126	1.060	0.119	6.168	0.777	5.713	
0.360	0.130	1.080	0.120	6.207	0.804	5.722	満流

・コンクリートU字溝の場合 (B450×H450)

8割水深の流下能力  $1.106 \geq 1.06\text{m}^3/\text{s}$   $\therefore \text{OK}$

Manning式による等流計算

粗度係数 n	0.013	$(\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s})$ (コンクリートU字溝)
水路勾配 I	0.110	$= 1/ 9.091$ (応急対策工上流最緩勾配)
断面形状 水路底幅 B	0.450	(m)
右岸勾配 1:	0.000	
左岸勾配 1:	0.000	

水深 h (m)	流積 A (m <sup>2</sup> )	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m <sup>3</sup> /s)	フルード数 $V/\sqrt{(g \cdot R)}$	備考
0.050	0.023	0.550	0.041	3.029	0.068	4.782	
0.100	0.045	0.650	0.069	4.301	0.194	5.220	
0.150	0.068	0.750	0.090	5.124	0.346	5.454	
0.200	0.090	0.850	0.106	5.710	0.514	5.604	
0.250	0.113	0.950	0.118	6.152	0.692	5.709	
0.300	0.135	1.050	0.129	6.499	0.877	5.788	
0.350	0.158	1.150	0.137	6.779	1.068	5.849	
0.360	0.162	1.170	0.138	6.828	1.106	5.860	8割水深
0.400	0.180	1.250	0.144	7.009	1.262	5.898	
0.410	0.185	1.270	0.145	7.050	1.301	5.907	
0.450	0.203	1.350	0.150	7.202	1.458	5.938	満流

- コルゲートフリュームの場合 (B500×H500)

8割水深の流下能力  $0.794 < 1.06 \text{m}^3/\text{s}$   $\therefore \text{NG}$

Manning式による等流計算

粗度係数 n	0.024	$(\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s})$	(コルゲートフリューム1形)
水路勾配 I	0.110	$= 1/ 9.091$	(応急対策工上流最緩勾配)
断面形状 水路底幅 B	0.500	(m)	
右岸勾配 1:	0.000		
左岸勾配 1:	0.000		

水深 h (m)	流積 A (m <sup>2</sup> )	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m <sup>3</sup> /s)	フルード数 $V / (g \cdot R)^{1/2}$	備考
0.050	0.025	0.600	0.042	1.661	0.042	2.598	
0.100	0.050	0.700	0.071	2.379	0.119	2.843	
0.150	0.075	0.800	0.094	2.852	0.214	2.974	
0.200	0.100	0.900	0.111	3.194	0.319	3.060	
0.250	0.125	1.000	0.125	3.455	0.432	3.120	
0.300	0.150	1.100	0.136	3.661	0.549	3.166	
0.350	0.175	1.200	0.146	3.829	0.670	3.202	
0.400	0.200	1.300	0.154	3.968	0.794	3.230	8割水深
0.450	0.225	1.400	0.161	4.085	0.919	3.254	
0.500	0.250	1.500	0.167	4.185	1.046	3.274	満流

- コルゲートフリュームの場合 (B550×H550)

8割水深の流下能力  $1.290 \geq 1.06 \text{m}^3/\text{s}$   $\therefore \text{OK}$

Manning式による等流計算

粗度係数 n	0.024	$(\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s})$	(コルゲートフリューム1形)
水路勾配 I	0.110	$= 1/ 9.091$	(応急対策工上流最緩勾配)
断面形状 水路底幅 B	0.600	(m)	
右岸勾配 1:	0.000		
左岸勾配 1:	0.000		

水深 h (m)	流積 A (m <sup>2</sup> )	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m <sup>3</sup> /s)	フルード数 $V / (g \cdot R)^{1/2}$	備考
0.050	0.030	0.700	0.043	1.692	0.051	2.611	
0.100	0.060	0.800	0.075	2.458	0.147	2.866	
0.150	0.090	0.900	0.100	2.977	0.268	3.006	
0.200	0.120	1.000	0.120	3.362	0.403	3.099	
0.250	0.150	1.100	0.136	3.661	0.549	3.166	
0.300	0.180	1.200	0.150	3.901	0.702	3.217	
0.350	0.210	1.300	0.162	4.099	0.861	3.257	
0.400	0.240	1.400	0.171	4.265	1.023	3.289	
0.450	0.270	1.500	0.180	4.406	1.189	3.316	
0.480	0.288	1.560	0.185	4.481	1.290	3.330	8割水深
0.500	0.300	1.600	0.188	4.527	1.358	3.339	
0.550	0.330	1.700	0.194	4.633	1.529	3.358	
0.600	0.360	1.800	0.200	4.726	1.701	3.375	満流

- ・ポリエチレン角形フリュームの場合 (B400×H500)

8割水深の流下能力  $0.866 < 1.06 \text{m}^3/\text{s}$   $\therefore \text{NG}$

Manning式による等流計算

粗度係数 n	0.016	$(\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s})$ (ポリエチレン角型フリューム)
水路勾配 I	0.110	$= 1/ 9.091$ (応急対策工上流最緩勾配)
断面形状 水路底幅 B	0.400	(m)
右岸勾配 1:	0.000	
左岸勾配 1:	0.000	

水深 h (m)	流積 A (m <sup>2</sup> )	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m <sup>3</sup> /s)	フルード数 $V / (g \cdot R)^{1/2}$	備考
0.050	0.020	0.500	0.040	2.424	0.048	3.871	
0.100	0.040	0.600	0.067	3.408	0.136	4.215	
0.150	0.060	0.700	0.086	4.030	0.242	4.395	
0.200	0.080	0.800	0.100	4.466	0.357	4.510	
0.250	0.100	0.900	0.111	4.791	0.479	4.590	
0.300	0.120	1.000	0.120	5.043	0.605	4.649	
0.350	0.140	1.100	0.127	5.245	0.734	4.695	
0.400	0.160	1.200	0.133	5.410	0.866	4.731	8割水深
0.450	0.180	1.300	0.138	5.548	0.999	4.761	
0.500	0.200	1.400	0.143	5.665	1.133	4.786	満流

- ・ポリエチレン角形フリュームの場合 (B500×H625)

8割水深の流下能力  $1.569 \geq 1.06 \text{m}^3/\text{s}$   $\therefore \text{OK}$

Manning式による等流計算

粗度係数 n	0.016	$(\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s})$ (ポリエチレン角型フリューム)
水路勾配 I	0.110	$= 1/ 9.091$ (応急対策工上流最緩勾配)
断面形状 水路底幅 B	0.500	(m)
右岸勾配 1:	0.000	
左岸勾配 1:	0.000	

水深 h (m)	流積 A (m <sup>2</sup> )	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m <sup>3</sup> /s)	フルード数 $V / (g \cdot R)^{1/2}$	備考
0.050	0.025	0.600	0.042	2.491	0.062	3.897	
0.100	0.050	0.700	0.071	3.569	0.178	4.264	
0.150	0.075	0.800	0.094	4.278	0.321	4.461	
0.200	0.100	0.900	0.111	4.791	0.479	4.590	
0.250	0.125	1.000	0.125	5.182	0.648	4.681	
0.300	0.150	1.100	0.136	5.492	0.824	4.749	
0.350	0.175	1.200	0.146	5.743	1.005	4.802	
0.400	0.200	1.300	0.154	5.952	1.190	4.845	
0.450	0.225	1.400	0.161	6.127	1.379	4.881	
0.500	0.250	1.500	0.167	6.278	1.569	4.910	8割水深
0.550	0.275	1.600	0.172	6.408	1.762	4.936	
0.600	0.300	1.700	0.176	6.522	1.956	4.957	
0.625	0.313	1.750	0.179	6.573	2.054	4.967	満流

年超過確率 1/10 と 1/100 で水路断面に大きい差はないことから、年超過確率 1/100 流量に対応する水路とすることが望ましい。

c) B 箇所 (最緩勾配 0.075) における水路断面

B 箇所上部から下部までの管路は、道路側溝の幅と合わせ、また閉塞の恐れが小さいよう余裕を持たせて、 $\phi 300\text{mm}$  とする。

年超過確率 1/10 の  $0.06\text{m}^3/\text{s}$  の場合と 1/100 の  $0.08\text{m}^3/\text{s}$  の場合に大きい差はない。

Manning式による円形水路の等流計算

○計算条件

粗度係数	n	0.016	(ポリエチレン管)
水路勾配	I	0.075	(1/ 13.33333)
水路直径	D	0.300	(m)

○計算結果

水深h(m)	h/D	水面中心角		流積A( $\text{m}^2$ )	潤辺S(m)	径深R(m)	流速v(m/s)	流量Q( $\text{m}^3/\text{s}$ )	備考
		(rad)	(°)						
0.015	0.050	0.902	51.684	0.001	0.135	0.010	0.782	0.001	
0.030	0.100	1.287	73.740	0.004	0.193	0.019	1.221	0.004	
0.045	0.150	1.591	91.146	0.007	0.239	0.028	1.573	0.010	
0.060	0.200	1.855	106.260	0.010	0.278	0.036	1.872	0.019	
0.075	0.250	2.094	120.000	0.014	0.314	0.044	2.133	0.029	
0.090	0.300	2.319	132.844	0.018	0.348	0.051	2.363	0.042	
0.105	0.350	2.532	145.085	0.022	0.380	0.058	2.566	0.057	
0.120	0.400	2.739	156.926	0.026	0.411	0.064	2.746	0.073	$\geq 0.06\text{m}^3/\text{s}$
0.130	0.450	2.874	164.675	0.029	0.431	0.068	2.854	0.084	$\geq 0.08\text{m}^3/\text{s}$
0.150	0.500	3.142	180.000	0.035	0.471	0.075	3.044	0.108	
0.165	0.550	3.342	191.478	0.040	0.501	0.079	3.164	0.126	
0.180	0.600	3.544	203.074	0.044	0.532	0.083	3.265	0.145	
0.195	0.650	3.751	214.915	0.049	0.563	0.086	3.346	0.163	
0.210	0.700	3.965	227.156	0.053	0.595	0.089	3.409	0.180	
0.225	0.750	4.189	240.000	0.057	0.628	0.091	3.450	0.196	
0.240	0.800	4.429	253.740	0.061	0.664	0.091	3.469	0.210	
0.255	0.850	4.692	268.854	0.064	0.704	0.091	3.462	0.222	
0.270	0.900	4.996	286.260	0.067	0.749	0.089	3.422	0.229	
0.285	0.950	5.381	308.316	0.069	0.807	0.086	3.333	0.231	
0.300	1.000	6.283	360.000	0.071	0.942	0.075	3.044	0.215	

### 3.8.2 水路工の検討

### 1) 配置計画

渓流保全工（水路工）の全体配置を下図に示す。



図 3.8.3 溪流保全工（水路工）全体配置 縮尺 1:2,000

松山城からB箇所上部に流出する流水をB箇所斜面に管渠を設置して斜面下部まで導水し、斜面下部に設置する土留工（1号かご枠工）から下流では周辺から集水しつつ明渠で排水する。

斜面下部下流 70~80m 地点から応急対策工 (VCCO) 地点までの 80~90m の区間では、堆積土砂が侵食されガリー状の流路が形成されている。流路は左右に蛇行して形成されていることから、堆積土砂を均して、明渠をある程度直線化して設置するとともに、蛇行している流路沿いに暗渠を設置して浸透水を排水する。

応急対策工（VCCO）地点から急傾斜崩壊対策工（愛媛県災害復旧）計画地点までは現流路が蛇行していないことから、現流路沿いに明渠を設置する。

また、D箇所谷地形の合流付近に土留工（2号かご枠工）を設置して侵食防止を図る。

さらに、D 地区からの表流水排水のため、D 地区谷出口に柵を設置して水を受け、水路を設置して排水して土留工（2 号かご枠工）上流で合流させる。

なお、急傾斜地崩壊対策工計画地点から下流では、今後の土地利用が未定であり、地形改変される可能性もあることから、対応が容易なよう管渠とした。

— 5 —

前節に示した流量と水路断面を一覧にして下表に再掲する。下表には使用する水路の断面を赤い枠で囲って示した。

表 3.8.4 流量と水路断面一覧

地点	種別	年超過確率 1/10流量 (m <sup>3</sup> /s)	年超過確率 1/100流量 (m <sup>3</sup> /s)	水路最 緩勾配	8割水深で流下可能な水路断面			ポリエチ レン管	ヒューム 管	備考
					コンクリー トU字溝（U 形側溝）	コルゲート フリューム	ポリエチレ ンフリューム			
最下流（雨水3号MH）地点		1.09	—	0.046	—	—	—	—	φ 600	
応急対策工～急傾斜地崩壊対策工		1.09	—	0.089	B600 × H600	B600 × H600	B500 × H625	—	—	
応急対策工（VCCO）地点		0.71	—	0.110	B450 × H450	B500 × H500	B400 × H500	—	—	
“		—	1.06	0.110	B450 × H450	B550 × H550	B500 × H625	—	—	
B箇所上（城壁石垣下）流量		0.06	0.08	0.075	—	—	—	φ 300	—	

## 2) 構造検討

### (1) 水路工計画最下流（急傾斜地崩壊対策工下流）の水路構造

急傾斜地崩壊対策工（愛媛県災害復旧）の下流側は、今後の土地利用が未定であり、地形改変される可能性もあることから、対応が容易なよう管渠とした。必要な断面は前節に示したとおり  $\phi = 600\text{mm}$  である。

管渠標準断面を下図に示す。

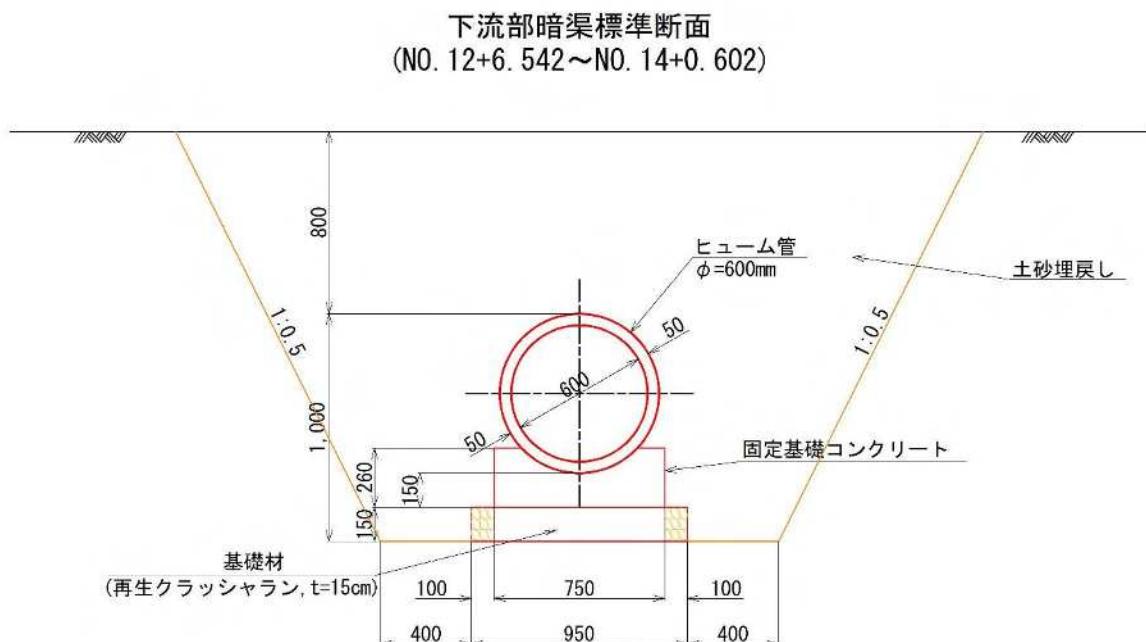
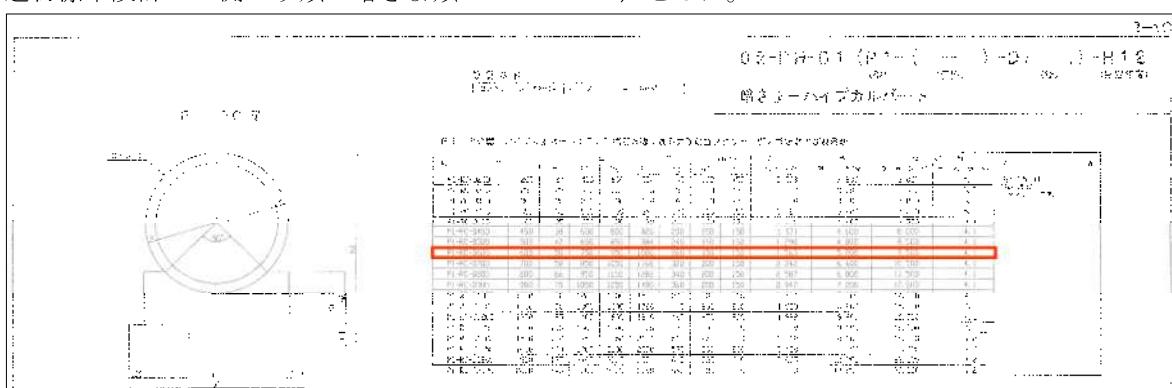


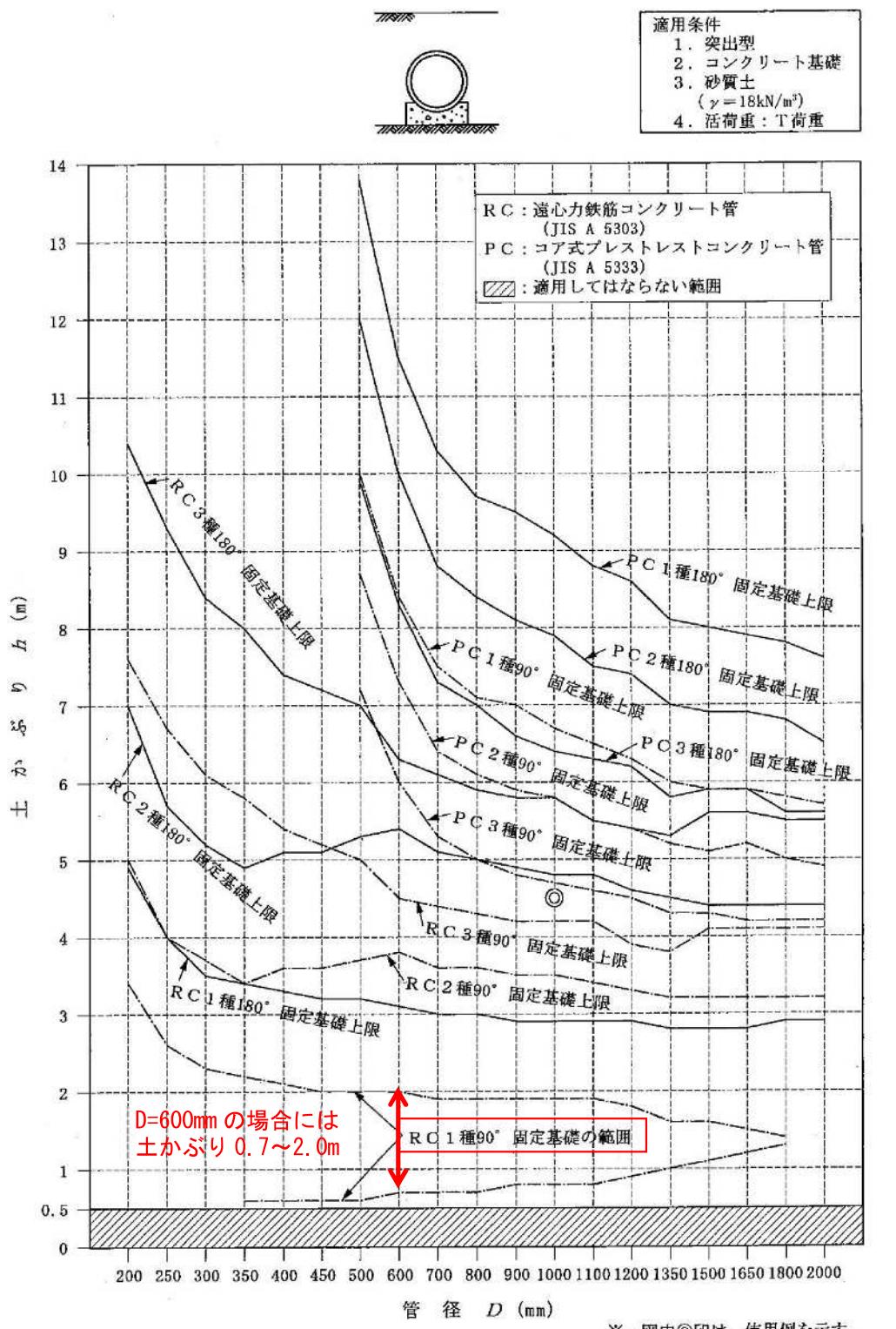
図 3.8.4 最下流部管渠標準断面 縮尺 1:25

管渠は、パイプカルバート :  $90^\circ$  固定基礎 : 遠心力鉄筋コンクリート管（建設省制定 土木構造物標準設計 1 側こう類・暗きよ類 P1-RC-D600）とした。



(建設省制定 土木構造物標準設計 1 側こう類・暗きよ類, p. 1-10)

適用できる土かぶりは、次図に示されている 0.7～2.0m の範囲である。



図参-2.2 パイプカルバートの基礎形式選定図 (突出型: コンクリート基礎, 砂質土)

図 3.8.5 パイプカルバートの管径と土かぶり

(建設省制定 土木構造物標準設計第1巻解説書 (側こう類。暗きよ類), p. 68 に一部加筆)

(2) 応急対策工～急傾斜地崩壊対策工（愛媛県災害復旧）の水路構造

明渠の標準断面を次図に示す。

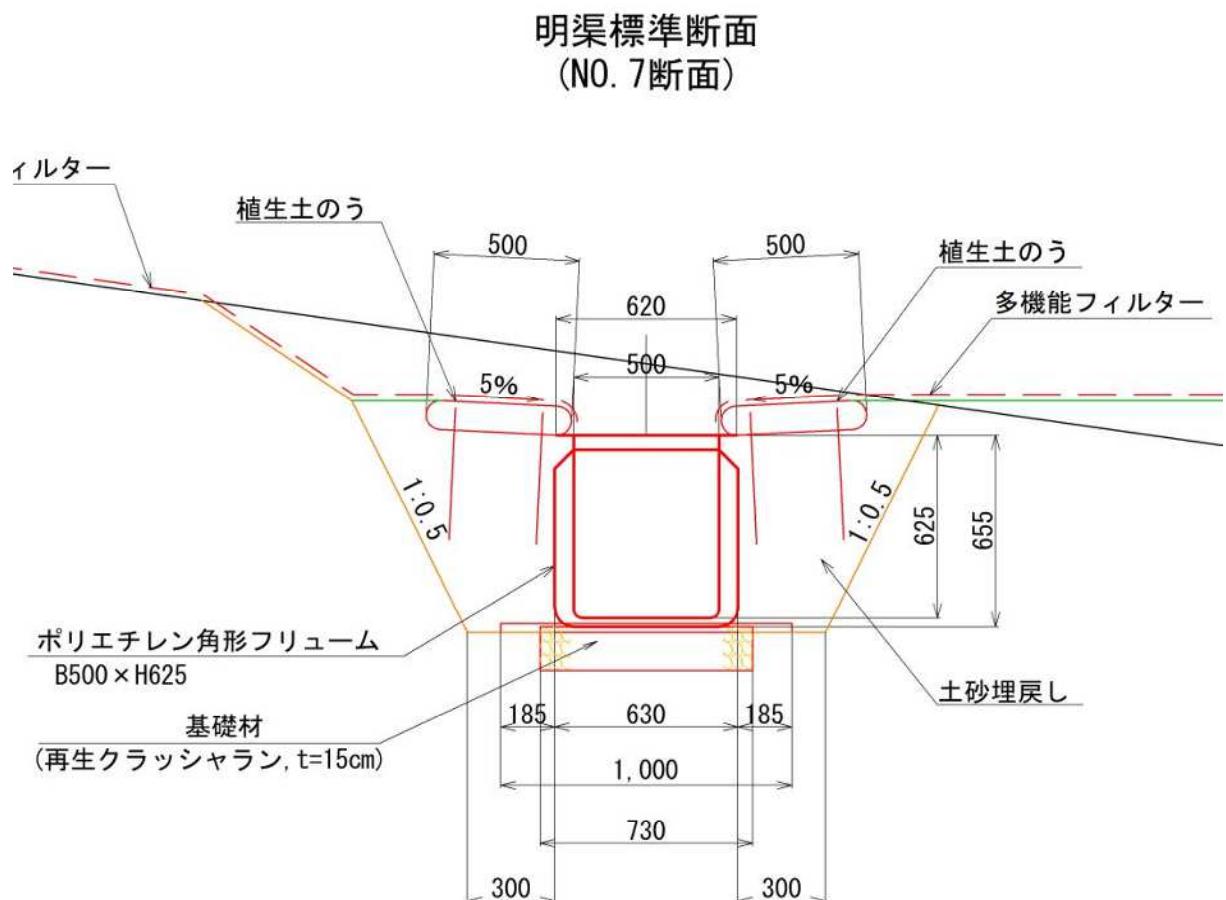


図 3.8.6 応急対策工～急傾斜地崩壊対策工明渠標準断面 縮尺 1:25

水路材料として、コンクリートU字溝（U形側溝）、コルゲートフリューム、ポリエチレンフリュームが考えられた。これらの比較を次表に示す。

ポリエチレン角型フリュームが、経済性では他の2材料より高額であるが、可撓性に優れており、また加工が容易で、軽量で人力施工も可能であるなど、信頼性および施工性の面で優れており、渓流状の斜面で、早急な復旧工事が求められる当現場に最も適する。したがって、ポリエチレンフリュームを採用した。

表 3.8.5 水路工（材料）の比較

項目	コンクリートU字溝（U形側溝）	コルゲートフリューム	ポリエチレン角型フリューム
概要	排水側溝等に広く用いられるコンクリート製のU字溝である。	コルゲートフリュームは、軽量で強度・耐久性に優れ、ボルト組立のため熟練工を必要とせず人力運搬が可能で、道路・鉄道・下水・処分場・河川・砂防・ダム工事等、幅広く用いられている。	ポリエチレンを材料とするポリエチレン管・角型フリュームは衝撃に強く、可撓性があるため地山の動きに追従する。軽量で加工が容易であることと施工性が非常に高い。
			
必要規格	B600×H600	B600×H600	B500×H625
施工性	広く用いられる材料であり、施工に慣れている。B600 (L=0.6m) は 212kg/個あり、運搬、据え付けに重機が必要である。	ボルト組立のため熟練工を必要とせず、またポリエチレン製と比べると重くなる (26.5kg/m) が、人力運搬が可能である。	製品重量はコルゲート製品よりも軽量であり (12kg/0.96m)、人力運搬が可能で、また加工が容易であるため施工性は高い。
	△：1点	○：2点	◎：3点
信頼性	・道路排水側溝等に広く用いられる材料であり、信頼性は高い。 ・可撓性は他の2材料に比べれば劣る。	・鋼製材料であるためさびが発生しやすく、再利用にはあまり適さない。 ・コンクリートに比べれば可撓性に優れている。	・耐寒性・耐薬品性に優れ腐食しにくく耐久性が高いため、低ライフサイクルコストのメリットがある。 ・可撓性に優れており、地山の動きに追従し、耐震性もあること、軽量で施工が容易であるため災害復旧にも多く用いられる。
	△：1点	○：2点	◎：3点
経済性 (概算直接工事費)	材料費：7,830円/0.6m=130,500/10m 設置費：78,000円/10m（市場単価） 合計：208,500円/10m	材料費：13,300円/m=133,000円/10m 設置費：45,000円/10m（標準単価） 合計：178,000円/10m	材料費：19,500円/0.96m=203,125円/10m 設置費：0.286人/10m×19,700円/人=6,000円/10m (メーカー参考歩掛) 合計 209,000円/10m
	○：2点	◎：3点	○：2点
評価	経済性では中間であるが、信頼性および施工性の面で他案に劣る。	経済性では優れているが、信頼性および施工性がポリエチレンフリュームに劣る。	経済性では他案より高額であるが、信頼性および施工性で優れており、当現場に最も適する。
	△：4点	○：7点	◎：8点

(3) 応急対策工（待受け VCCO）地点上流の水路構造

明渠の標準断面を次図に示す。

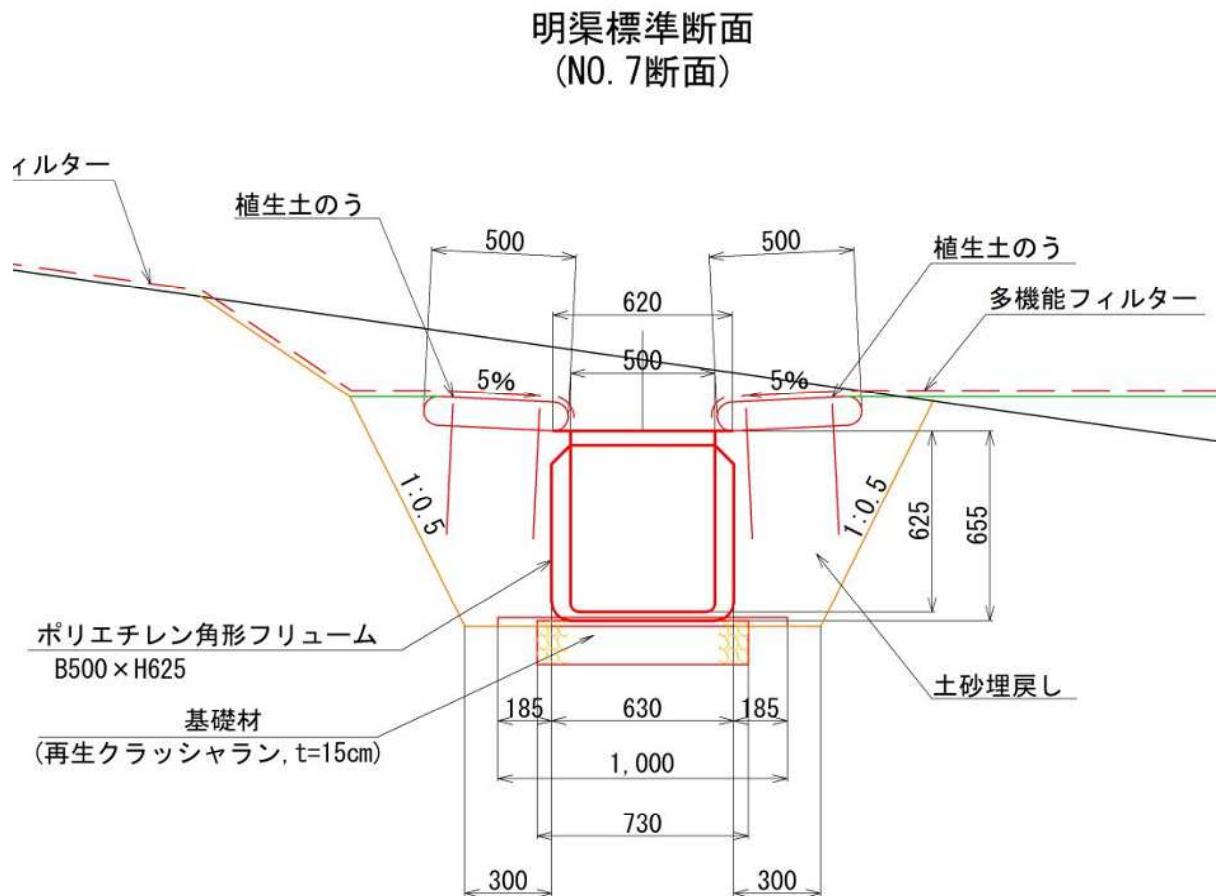


図 3.8.7 応急対策工上流明渠標準断面 縮尺 1:25

また、応急対策工（待受け VCCO）上流においては、堆積土砂が侵食されガリー状の流路が左右に蛇行して形成されていることから、堆積土砂を均して、明渠をある程度直線化して設置とともに、蛇行している流路沿いに暗渠を設置して浸透水を排水する。

暗渠の標準断面を次図に示す。

暗渠標準断面  
(No. 7断面)

左岸

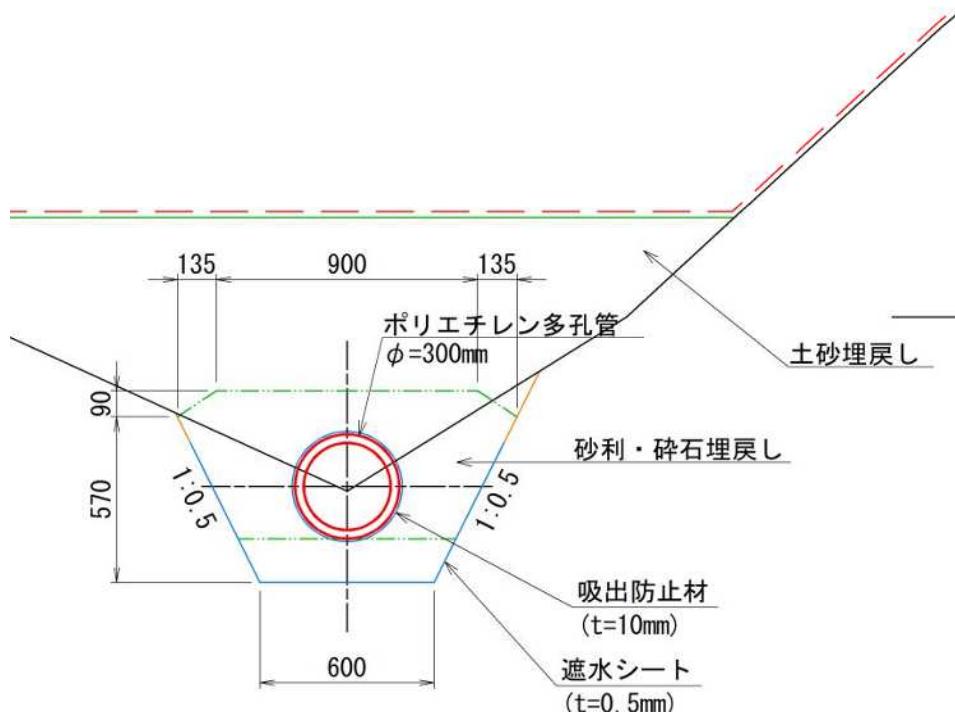


図 3.8.8 応急対策工上流暗渠標準断面 縮尺 1:25

暗渠構造は、下図を参考に設定した。

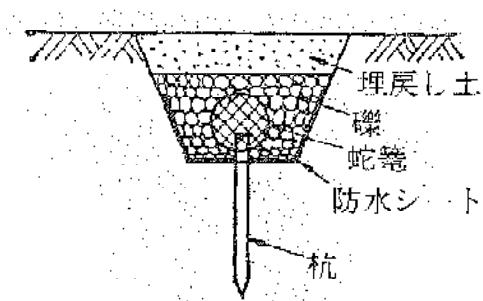


図 4-3 蛇竈暗渠

図 3.8.9 暗渠の標準的な構造

(改訂新版 建設省河川砂防技術基準(案) 同解説・設計編 [II], 平成9年10月, p.45、令和6年3月時点改訂なし)

(4) B 箇所の水路構造

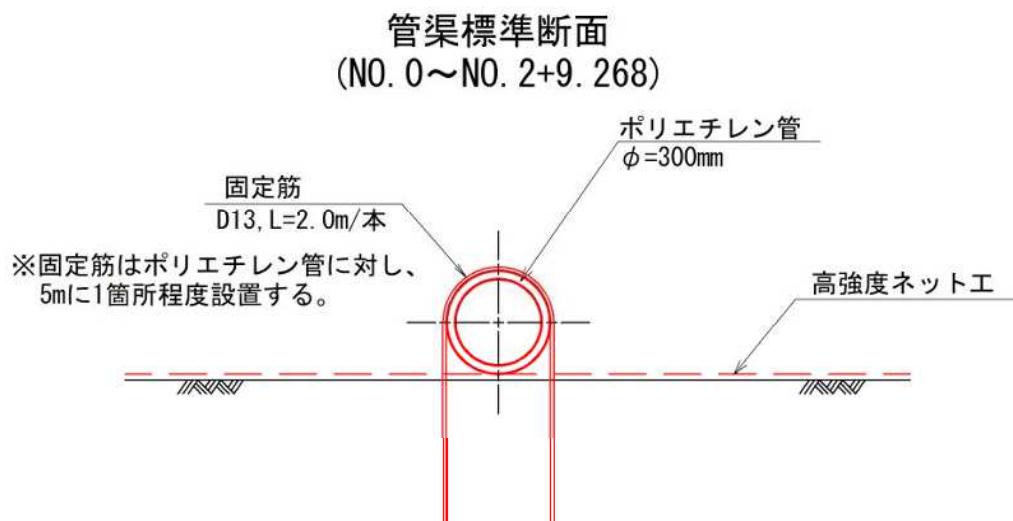


図 3.8.10 B 箇所斜面管渠標準断面 縮尺 1:25

(5) 構造

構造は、「建設省制定 土木構造物標準設計 1 側こう類・暗きよ類」に則った構造とした。次ページおよび次々ページに、各構造の適用形状を示す。

0.1-HM-0.2 (G1-S1-L1-H1)-h12

(整) (鴉) (膠) (代) (制) (年) (稿)

• (3-03-03)

（三）總計

-----

## 幾つも一歩きと歩く(その2)

## 卷之三 (七律の癡翁)

卷之三



### 3.8.3 土砂流出抑制工

#### 1) 配置計画

山腹土留工の配置は①崩落斜面の末端部、②谷地形D出口付近の堆積土砂部、③谷地形Dに接続する水路呑み口部の3箇所に設置する。

それぞれの配置目的を表●に示す。

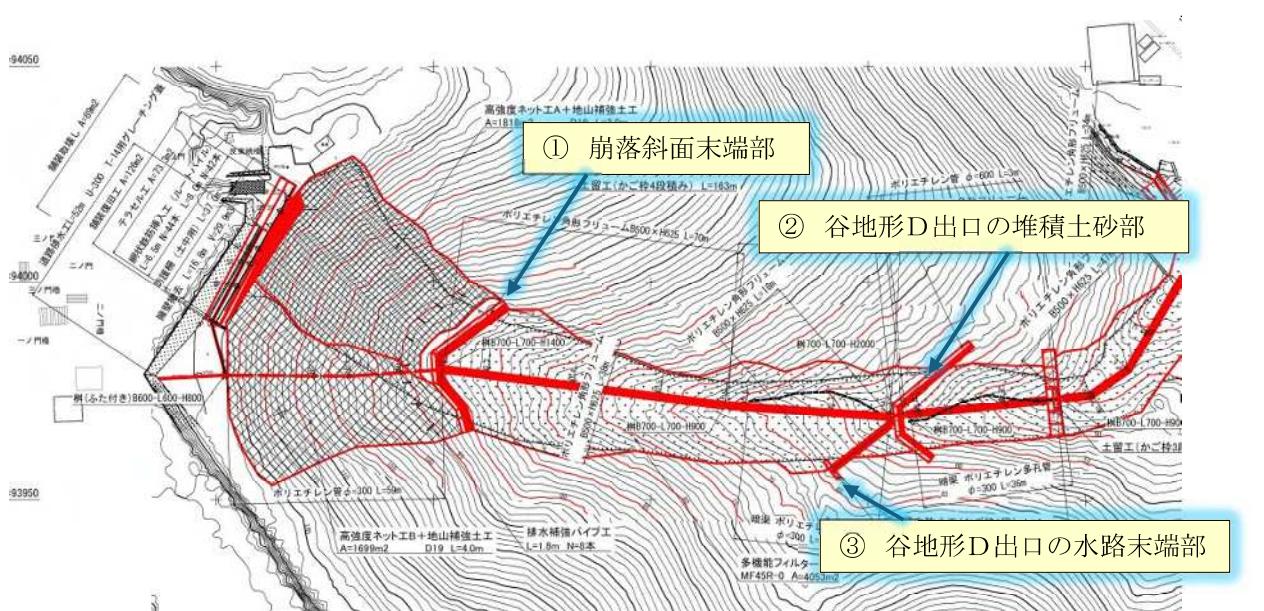
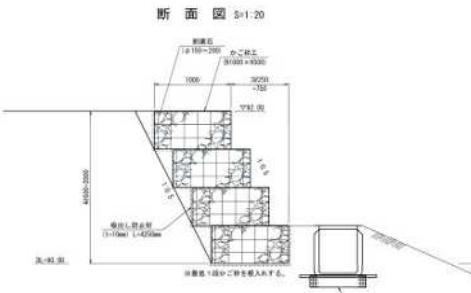
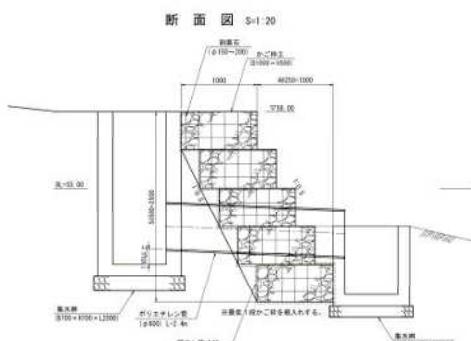
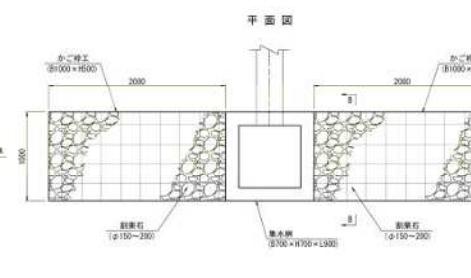


図 3.8.11 山腹土留工配置計画図

構造については、地下水を遮水させないかご枠構造とする。

ここに

表 3.8.6 山腹土留工の目的一覧

現地状況写真	目的および配置の考え方	構 造
	<p>崩壊地末端部は、浸透流解析での結果のとおり地下水が上昇しやすく、湧水も確認されることから、洗掘によって斜面が不安定化することが懸念される。よって、土砂の流出を抑えることを目的とした土留工を設置する。</p>	<p>断面図 5:1:20</p> 
	<p>谷地形D出口には、崩落土砂が不安定な状態で厚く堆積している状況にある。堆積した土砂は極力排土することとするが、下流に設置した応急対策 (VCCO) を残置する計画においては、高出力な重機の乗り入れが困難になることが予想されるため、土砂流出を抑制することを目的とした土留工を設置する。</p>	<p>断面図 5:1:20</p> 
	<p>谷地形Dは、他の谷地形に比べ降雨時の出水量が多いため、出口付近から水路工を配置する計画としている。水路上端部に柵を設置するが、柵周辺が流水によって洗掘を受けないよう土留工を配置する。</p>	<p>平面図</p> 

## 2) 構造計算

### ①設計条件

検討に用いる設計条件を表 3.8.7 に示す。構造計算は、最も高さが高くなる  $H=2.5\text{m}$  の条件で実施した。

表 3.8.7 設計条件一覧

項目	記号	単位	数値
構造物形状	全体の高さ	$H_l$	mm 2500
	天端幅	$B_l$	mm 1000
	底版幅	$B_2$	mm 1000
	壁前面勾配	$1:N_l$	— 0.50
	単位体積重量 (水位より上 / 水位以下)	$\gamma_c / \gamma_{cw}$	kN/m <sup>3</sup> 18.0 / —
背面土	上載盛土高	$H_0$	mm 1000
	天端背後の平地幅	$B_t$	mm 3000
	載荷位置 (始点 / 終点)	$L_l / L_2$	mm 0 / —
	上載荷重	$q$	kN/m <sup>2</sup> 0.0
	上載のり勾配	$1:N_2$	— 1.50
	内部摩擦角	$\phi_s$	° 34.0
	壁面摩擦角	$\delta$	° 22.7
	掘削余裕幅	$B_c$	mm —
	掘削勾配	$1:N_3$	— —
	地山と切土面の摩擦角	$\delta'$	° —
	単位体積重量 (水位より上 / 水位以下)	$\gamma_s / \gamma_{sw}$	kN/m <sup>3</sup> 20.0 / —
	粘着力	$C_s$	kN/m <sup>2</sup> —
水位・水圧	粘着高	$z$	m —
	すべり面長	$l$	m —
	設計水深	$H_d$	mm —
	根入れ深さ	$D_f$	mm —
流体力・掃流力	背面の水位	$H_2$	mm —
	水の単位体積重量	$\gamma_w$	kN/m <sup>3</sup> —
	設計流速 (前面 / 背面)	$V_d / V_D$	m/s — / —
	抗力係数	$C_d$	— —
その他	水の密度	$\rho_w$	g/cm <sup>3</sup> —
	中詰め材の粒径	$D_m$	mm —
	無次元掃流力	$\tau_d$	— —
	重力加速度	$g$	m/s <sup>2</sup> —
	中詰め材の水中比重	$s$	— —
	基礎地盤の付着力	$c$	kN/m <sup>2</sup> 0.0
	基礎地盤と構造物の摩擦係数	$\mu_0$	— 0.50
摩擦係数 (ブロック間 / 盛土と構造物)		$\mu_1 / \mu_2$	— / —
設計水平震度		$kh$	— —

## ②計算結果

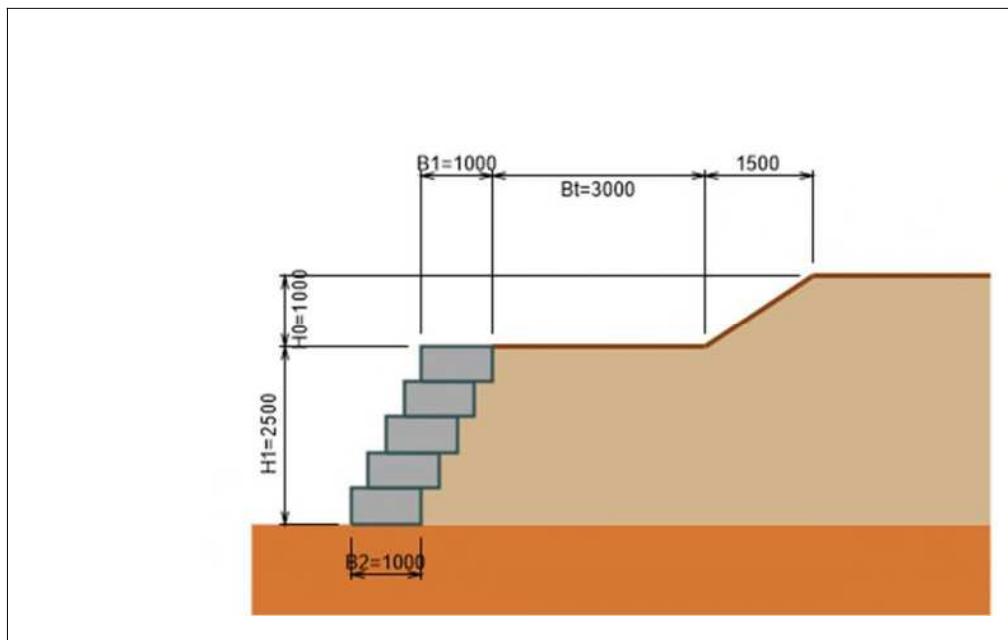


図 3.8.12 検討断面図

表 3.8.8 計算結果

項目	記号	数値		判定
滑動	$F_s$	3.511	$\geq$	1.50
転倒	$F_o$	9.462	$\geq$	1.50
転倒	$e$	-0.504	$\leq$	0.167
支持力	$q_{max}$	89.142	$\leq$	100.0

## ③自重の算出

表 3.8.9 各段の自重の算出

各段		面積 $A$ (m <sup>2</sup> )	単位体積重量 $\gamma_c$ (kN/m <sup>3</sup> )	鉛直力 $V$ (kN/m)	作用位置 $x$ (m)	抵抗モーメント $Mr$ (kN·m/m)
5	水位より上	0.500	18.0	9.000	1.625	14.625
4	水位より上	0.500	18.0	9.000	1.375	12.375
3	水位より上	0.500	18.0	9.000	1.125	10.125
2	水位より上	0.500	18.0	9.000	0.875	7.875
1	水位より上	0.500	18.0	9.000	0.625	5.625

表 3.8.10 自重の合計

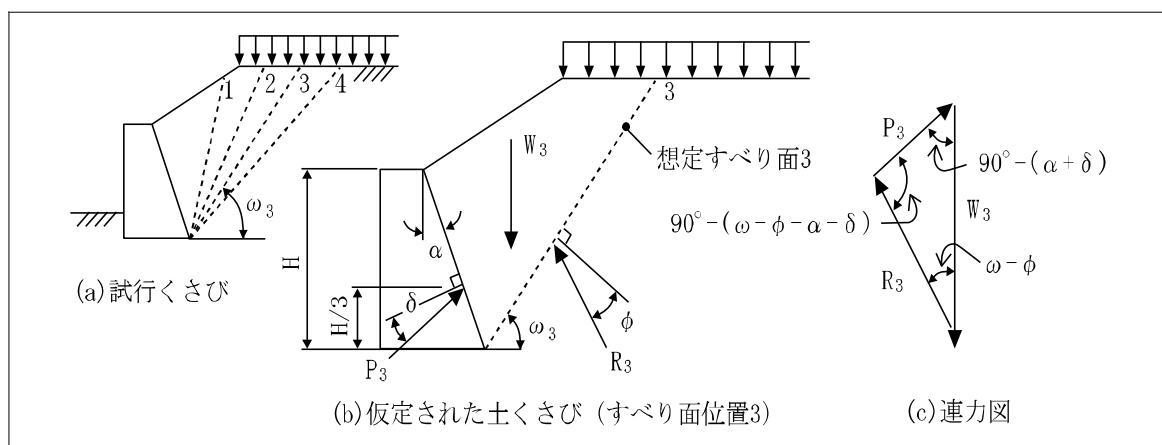
鉛直力 $V$ (kN/m)		抵抗モーメント $Mr$ (kN·m/m)	
水位より上	水位以下	水位より上	水位以下
45.000	—	50.625	—

#### ④背面に作用する土圧の算出

### (1) 試行くさび法による最大土圧の計算

検討断面図(図 2-1)に対し、試行くさび法により最大土圧を与えるすべり角  $\omega$  を算出する。土くさび上の上載荷重を含んだ土くさびの重量  $W$ 、すべり面における地盤からの反力  $R$ 、擁壁に作用する土圧合力の反力  $P$  が釣り合うという条件の下で未知の  $P$  の大きさを定める。今回は盛土部土圧を採用する。

以下に概念図を示す。



(社)日本道路協会 道路土工-擁壁工指針(平成24年度版) p.101より一部修正

図 3.8.13 土圧の概念図

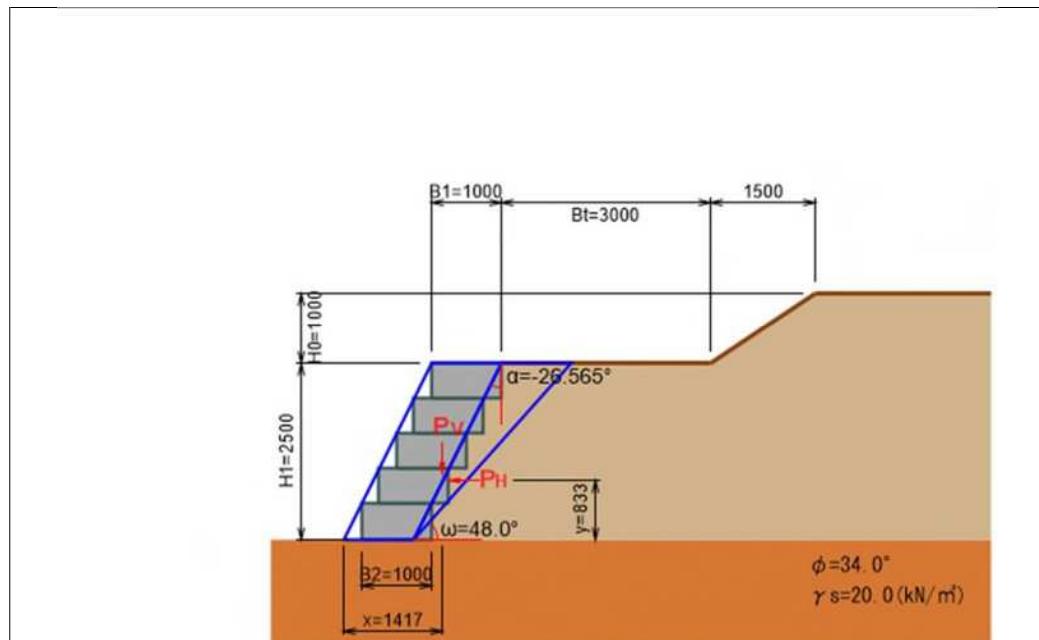


図 3.8.14 土圧 作用位置図

(2) 土くさびの重量

$$W = S1 \cdot \gamma_s + S2 \cdot \gamma_{sw} + B_q \cdot q = 1.251 \times 20.0 + 0.000 \times 20.0 + 0.000 \times 0.0 \\ = 25.020 \text{ (kN/m)}$$

ここで、

- $S1$  : 水位より上の土塊面積 ( $\text{m}^2$ )
- $S2$  : 水位以下の土塊面積 ( $\text{m}^2$ )
- $\gamma_s$  : 水位より上の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )
- $\gamma_{sw}$  : 水位以下の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )
- $B_q$  : 上載荷重の作用幅 (m)
- $q$  : 上載荷重 ( $\text{kN/m}^2$ )

(3) 土圧の算出

$$P = \frac{W \cdot \sin(\omega - \varphi_s)}{\cos(\omega - \varphi_s - \alpha - \delta)}$$

ここで、

- $P$  : 土圧合力 ( $\text{kN/m}$ )
- $W$  : 土くさびの重量 (上載荷重含む) ( $\text{kN/m}$ )
- $\alpha$  : 壁背面と鉛直面のなす角 ( $^\circ$ )
- $\varphi_s$  : 背面土の内部摩擦角 ( $^\circ$ )
- $\delta$  : 壁面摩擦角 ( $^\circ$ )
- $\omega$  : 仮定したすべり面と水平面がなす角 ( $^\circ$ )

$$P = \frac{W \cdot \sin(\omega - \varphi_s)}{\cos(\omega - \varphi_s - \alpha - \delta)} = \frac{25.020 \times \sin(48.0 - 34.0)}{\cos(48.0 - 34.0 - (-26.565) - 22.7)} \\ = 6.360 \text{ (kN/m)}$$

以上より  $\omega = 34.0 \sim 63.4 (^\circ)$  の範囲において、最大土圧  $P$  を求めた結果、 $\omega = 48.0 (^\circ)$  の時、 $P$  は最大値 6.360(kN/m) となる。

$$P_H = P \cdot \cos(\delta + \alpha) = 6.360 \times \cos(22.7 + (-26.565)) = 6.346 \text{ (kN/m)}$$

$$P_V = P \cdot \sin(\delta + \alpha) = 6.360 \times \sin(22.7 + (-26.565)) = -0.429 \text{ (kN/m)}$$

(4) 試行くさび法における作用土圧

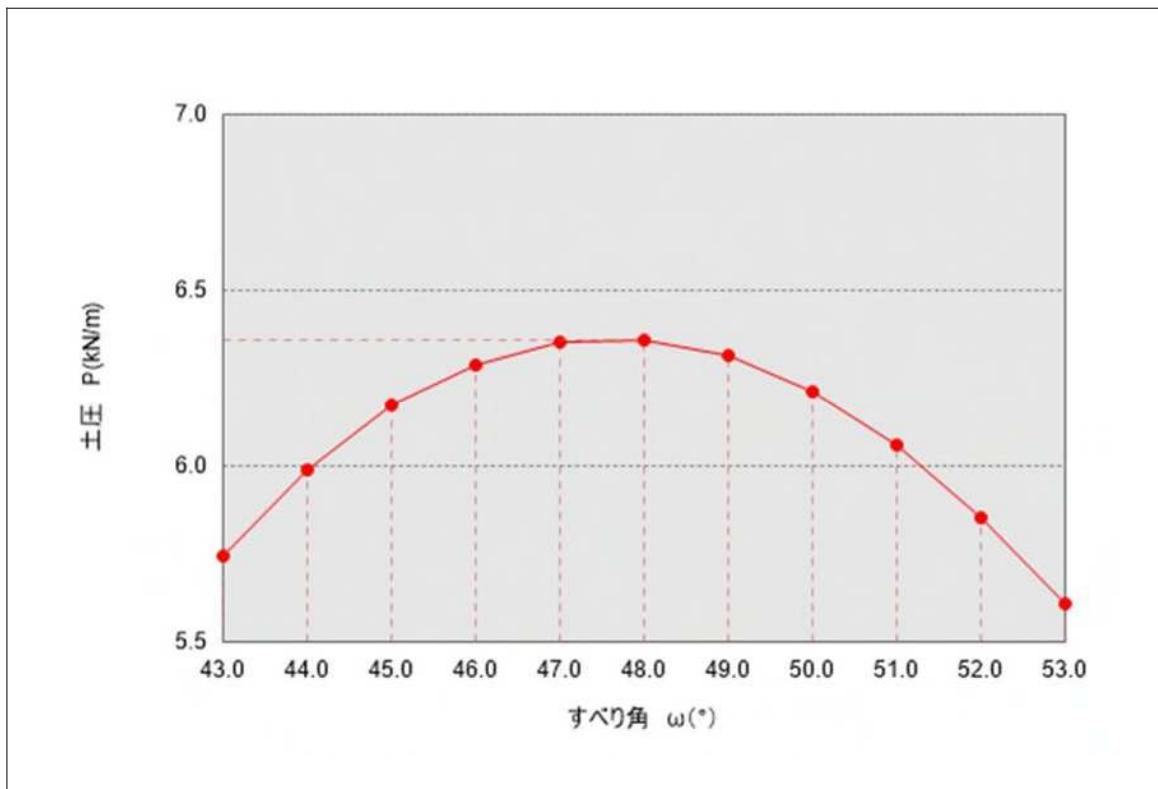


図 3.8.15 すべり角一土圧関係図

表 3.8.11 すべり角と各土圧

すべり角 $\omega$ (°)	主働土圧 $P$ (kN/m)	鉛直土圧 $P_V$ (kN/m)	水平土圧 $P_H$ (kN/m)	備考
43.0	5.741	-0.387	5.728	
44.0	5.988	-0.404	5.974	
45.0	6.171	-0.416	6.157	
46.0	6.290	-0.424	6.276	
47.0	6.351	-0.428	6.337	
48.0	6.360	-0.429	6.346	最大土圧
49.0	6.313	-0.426	6.299	
50.0	6.213	-0.419	6.199	
51.0	6.058	-0.408	6.044	
52.0	5.854	-0.395	5.841	
53.0	5.604	-0.378	5.591	

(5) 作用する土圧とモーメント

表 3.8.12 作用する土圧

高さ (m)	すべり角 $\omega$ (°)	主働土圧 $P_{max}$ (kN/m)	鉛直土圧 $P_V$ (kN/m)	水平土圧 $P_H$ (kN/m)
3.500	48.0	6.360	-0.429	6.346

表 3.8.13 作用する土圧によるモーメント

作用位置		モーメント	
$x$ (m)	$y$ (m)	抵抗 $Mr$ (kN·m/m)	転倒 $Mo$ (kN·m/m)
1.417	0.833	-0.608	5.286

④ 作用荷重の集計

表 3.8.14 作用力(荷重)の集計結果

鉛直荷重 (kN/m)				水平荷重 (kN/m)				
自重	土圧	水圧	合計	自重	土圧	水圧	流体力	合計
45.000	-0.429	—	44.571	—	6.346	—	—	6.346

表 3.8.15 モーメントの集計結果

抵抗モーメント (kN·m/m)				転倒モーメント (kN·m/m)				
自重	土圧	水圧	合計	自重	土圧	水圧	流体力	合計
50.625	-0.608	—	50.017	—	5.286	—	—	5.286

## ⑥外的安定に対する検討

### (1) 滑動に対する検討

滑動に対する安全率を次式より求め、安全性を照査する。

$$F_s = \frac{\sum V \cdot \mu_0 + c \cdot B_2}{\sum H} \geq 1.50$$

ここで、

$F_s$  : 滑動に対する安全率

$\sum V$  : 底版に作用する鉛直荷重 (kN/m)

$\sum H$  : 底版に作用する水平荷重 (kN/m)

$\mu_0$  : 基礎地盤と構造物との摩擦係数

$c$  : 基礎地盤の付着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$B_2$  : 底版の幅 (m)

以上より、安全率は以下のとおりとなる。

$$F_s = \frac{44.571 \times 0.50 + 0.0 \times 1.000}{6.346} = 3.511 \geq 1.50 \quad \underline{\text{OK}}$$

## (2) 転倒に対する検討

安全率  $F_o$  および底版前面からの合力の作用点位置  $d$ 、偏心量  $e$  を次式で求め、 $F_o$  および  $|e|$  が許容の範囲内に収まることを照査する。なお、もたれ式の場合、良好な背後地盤に設置すると考え、合力作用点位置が底版中央の  $1/3$  よりも後方であれば安定として検討する。

転倒に対する安定条件

$$F_o \geq 1.50, \quad e \leq \frac{B_2}{6}$$

転倒に対する安全率  $F_o$  は、次式によって求められる。

$$F_o = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo}$$

ここで、

$\Sigma Mr$  : 抵抗モーメント合計 (kN·m/m)

$\Sigma Mo$  : 転倒モーメント合計 (kN·m/m)

$$F_o = \frac{50.017}{5.286} = 9.462$$

擁壁底面のつま先から荷重の合力の作用位置までの距離  $d$  は以下の式で表される。

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V}$$

ここで、

$\Sigma Mr$  : 抵抗モーメント合計 (kN·m/m)

$\Sigma Mo$  : 転倒モーメント合計 (kN·m/m)

$\Sigma V$  : 鉛直力の合計 (kN/m)

$$d = \frac{50.017 - 5.286}{44.571} = 1.004 \text{ (m)}$$

擁壁底面の中央から荷重の合力の作用位置までの偏心量  $e$  は以下の式で表される。

$$e = \frac{B_2}{2} - d = \frac{1.000}{2} - 1.004 = -0.504 \text{ (m)}$$

以上より、

$$F_o = 9.462 \geq 1.50 \quad \underline{\text{OK}}$$

$$e = -0.504 \leq \frac{B_2}{6} = 0.167 \quad \underline{\text{OK}}$$

### (3) 支持力に対する検討

支持力に対する安定性の検討は、構造物底面における鉛直地盤反力度が基礎地盤の許容支持力度  $q_a$  を超えないことを照査する。

支持力に対する安定条件

$$q_{max} \leq q_a$$

$|e| \leq \frac{B_2}{6}$  の場合、地盤反力度は、底面全体に台形分布するとして

$$q_{max} = \frac{\Sigma V}{B_2} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{B_2}\right)$$

それ以外の場合、地盤反力度は、底面全体に三角形分布するとして

$$q_{max} = \frac{2 \cdot \Sigma V}{B_2}$$

ここで、

$q_{max}$  : 基礎地盤に作用する最大地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$\Sigma V$  : 鉛直力の合計 (kN/m)

$B_2$  : 底版の幅 (m)

$e$  : 偏心量 (m)

$q_a$  : 許容支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$|e| = 0.504 > \frac{B_2}{6} = 0.167 \text{ のため、}$$

$$q_{max} = \frac{2 \cdot \Sigma V}{B_2} = \frac{2 \times 44.571}{1.000} = 89.142 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

よって、

$$q_{max} = 89.142 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 100.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \underline{\text{OK}}$$

※施工に際して地盤反力が 100kN/m<sup>2</sup> 確保出来るか確認すること。

#### 4) 植生工

土砂流出防止のため、堆積した崩落土砂は極力排土する計画とするが、すべてを取り除くことは困難であるため、植生工によって表層のガリー浸食防止を計画する。

対策範囲は、斜面崩落によって裸地もしくは堆積した斜面を対象とした。

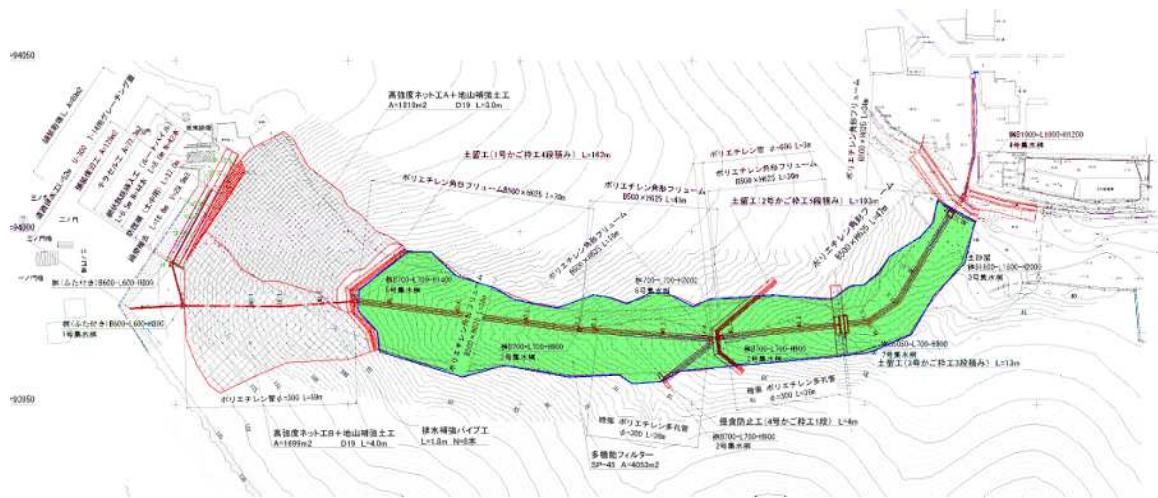


図 3.8.16 植生工平面配置図

自然斜面を保護することから、切土のり面として扱い、道路土工 切土工斜面安定工指針 p228 のフローにより、植生マットを選定する。

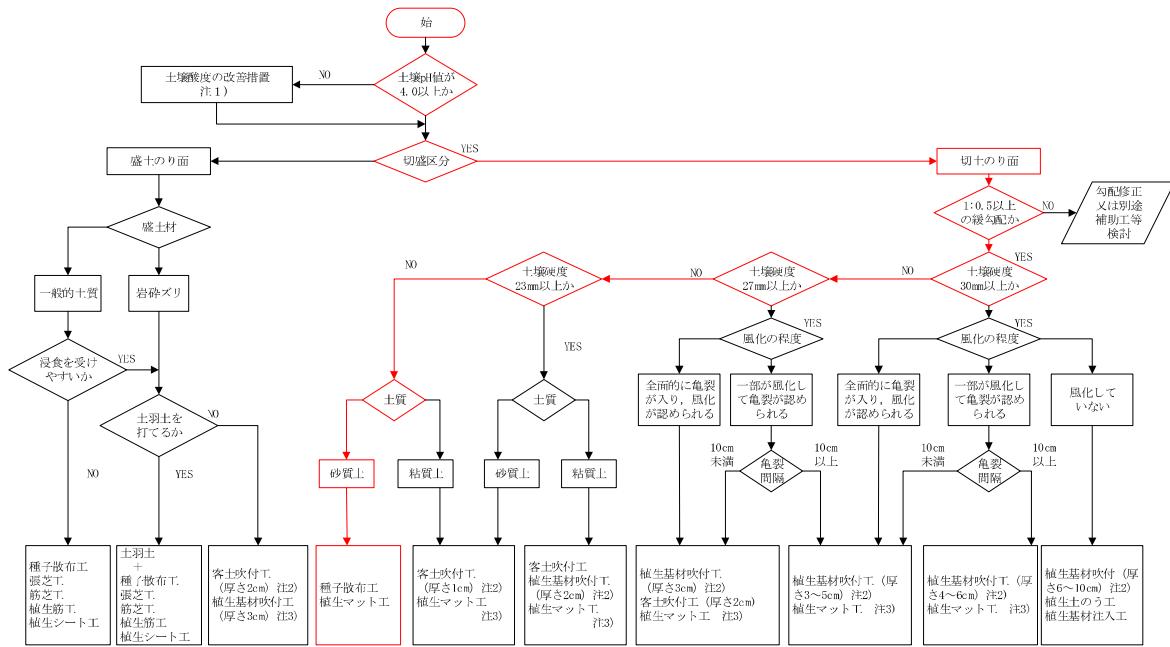


図8-3 のり面条件を基にした植生工の選定フロー（草木類播種工等）

図 3.8.17 緑化工選定フロー

植生マットの材料選定比較は表 3.8.16 に示す。

材料の選定では史跡に指定される用地内での対策となるため、NETISに登録されている製品で待ち受けタイプの製品を選定した。

使用する製品のタイプの選定では、①のり長は10m以上ある。②大雨がしばしば降る。(30mm/h程度)に該当するため、SP-45を選定する。

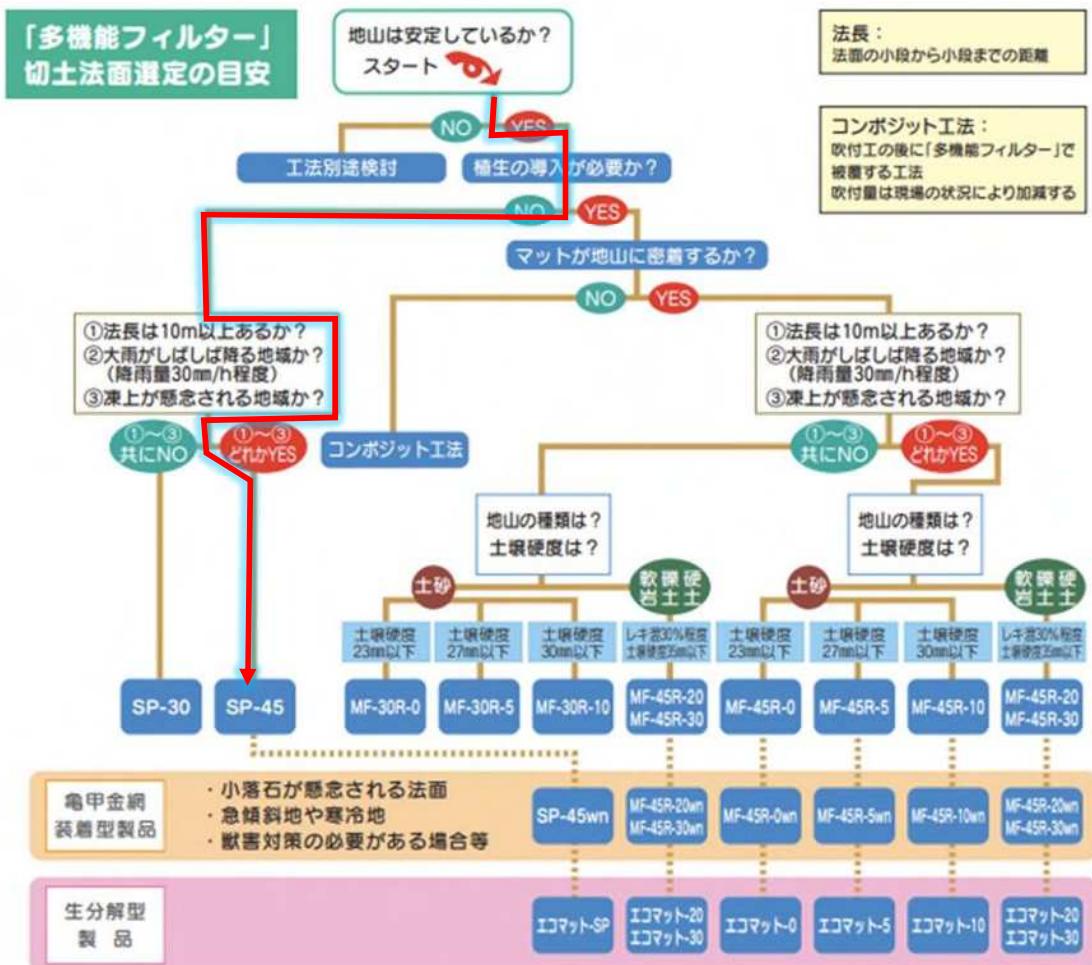


表 3.8.16 植生マット工比較表

工 法	第1案: ガンリヨクマット工					第2案: イースターマット工法					第3案: 多機能フィルター							
	NETIS:【CB-030036-V】					NETIS:【CB-050059-VE】※NETIS掲載終了					NETIS:【CG-980018-VE】※NETIS掲載終了							
対策工概略図																		
工法概要	マットの敷設によって、法面に育成基盤を造成する厚層タイプの植生マット工である。					本製品のシート部には、地山に密着し、表面水を速やかに排除する機能を持つ。さらに装着された土壤凝集剤が、土壤微粒子を団粒化させ移動を抑制し、濁水の発生を抑える。					マットを敷設するだけでフィルター構造の不織布の機能により土粒子の動きを止め、雨水等による侵食を防ぐことができるため、流末への環境保全のみならず、草本類、木本類の計画的導入が可能となる。							
概算工費 単位:円 施工規模 10m当り	工 種	規 格	単位	数 量	単 価	金 額	工 種	規 格	単位	数 量	単 価	金 額	工 種	規 格	単位	数 量	単 価	金 額
	ガンリヨクマット		m2	1,000	4,800	4,800,000	イースターマット		m2	1,000	5,010	5,010,000	多機能フィルター	SP-45	m2	1,000	1,280	1,280,000
	直接工事費		¥4,800,000			直接工事費		¥5,010,000			直接工事費		¥1,280,000					
			経済比率	3.750					経済比率	3.914					経済比率	1.000		
工 期	78m <sup>2</sup> /日					90m <sup>2</sup> /日					120m <sup>2</sup> /日							
施工実績	32件					6件					400件							
総合評価											◎							

※施工実績はNETIS掲載分を記載

