

## 第4編 資料編



## 第4編 資料編 目次

### 第1章 用水路

1.1 積雪寒冷地の設計.....	1-1
1.1.1 適用の範囲.....	1-1
1.1.2 設計荷重.....	1-1
1.2 凍結指数.....	1-3
1.3 ほ場内小水路落差調節施設.....	1-6
1.3.1 適用.....	1-6
1.3.2 形式選定.....	1-6
1.4 低側壁トラフの設計.....	1-11
1.4.1 目的.....	1-11
1.4.2 適用範囲.....	1-11
1.4.3 採用基準.....	1-11
1.4.4 標準図及び規格等.....	1-12
1.4.5 品質管理等.....	1-15
1.5 Q&A.....	1-17

### 第2章 排水路

2.1 排水路敷地（用地）の設定.....	2-1
2.2 低水護岸流量（1年もしくは2年確率）について.....	2-3
2.3 計画排水量の計算.....	2-4
2.3.1 角屋・福島公式による場合.....	2-4
2.3.2 クラーヘン公式による場合.....	2-6
2.4 柵渠工の構造計算.....	2-9
2.4.1 柵板の設計（法勾配が3分）.....	2-9
2.4.2 H型鋼親柱の選定.....	2-10
2.5 Q&A.....	2-15



# 第 1 章 用水路

# 第 1 章 用水路 目次

1.1	積雪寒冷地の設計 .....	1-1
1.1.1	適用の範囲 .....	1-1
1.1.2	設計荷重 .....	1-1
1.2	凍結指数 .....	1-3
1.3	ほ場内小水路落差調節施設 .....	1-6
1.3.1	適用 .....	1-6
1.3.2	形式選定 .....	1-6
1.4	低側壁トラフの設計 .....	1-11
1.4.1	目的 .....	1-11
1.4.2	適用範囲 .....	1-11
1.4.3	採用基準 .....	1-11
1.4.4	標準図及び規格等 .....	1-12
1.4.5	品質管理等 .....	1-15
1.5	Q & A .....	1-17

# 第1章 用水路

## 1.1 積雪寒冷地の設計

積雪寒冷地特有の凍上力、雪庇力を荷重として構造設計に考慮する場合は、北海道開発局農業水産部「寒地フルーム水路設計施工要領」に準じて検討する。

過去の施工実績から積雪寒冷地の条件を加味することが妥当であると判断した場合に適用する。

### 1.1.1 適用の範囲

プレキャストコンクリート水路、現場打ちコンクリート水路に適用する。

水路壁高はおおよそ1.0m～2.5mの範囲とする。これ以外で準用する場合は、実態を十分に考慮する必要がある。

### 1.1.2 設計荷重

構造設計に用いる設計荷重は下記を標準とする。

- ・凍上力、雪庇力

凍上力

凍上力の算定は下記を標準とする。

背面土の凍結抑制をするため、難凍上性の砂礫材を用いた置換方法をとることとしているが、凍上を安全に除去することは難しいので、安全のため側壁高に従い以下の凍上力荷重を計上する。

$$P_t = 6.15 \cdot H^{-1.867} + 0.29 \quad (\text{kN/m}) \dots\dots\dots (1.1)$$

$H$  = 壁高 (m)

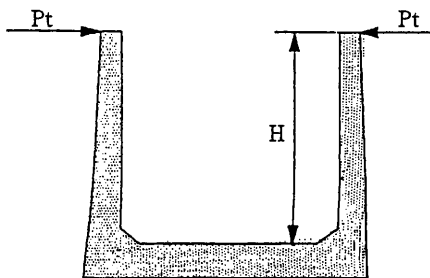


図-1.1.1 凍上( $P_t$ )作用点

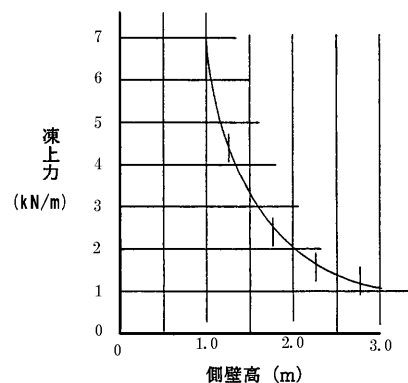


図-1.1.2 側壁高と凍上力の関係

凍上力は、**図-1.1.2**、**表-1.1.1**に示されているように凍結の程度(Fmax)にあまり影響を受けず、むしろ壁高の影響が大きいことから、地域別凍結指数(Fmax)を標準化し側壁高(H)と凍上力(Pt)の関係式を求め、計算を省力化したものでもある。

**表-1.1.1** 壁高と凍結指数(Fmax)による凍上力 (kN/m)

Fmax H	600	700	800	900	1000	1100	1200
1.00	6.17	6.24	6.30	6.37	6.44	6.27	6.54
1.50	2.92	2.96	2.99	3.03	3.06	3.08	3.10
2.00	1.87	1.90	1.92	1.93	1.95	1.97	1.99
2.50	1.35	1.36	1.38	1.40	1.41	1.42	1.43
3.00	1.02	1.03	1.03	1.04	1.06	1.07	1.08

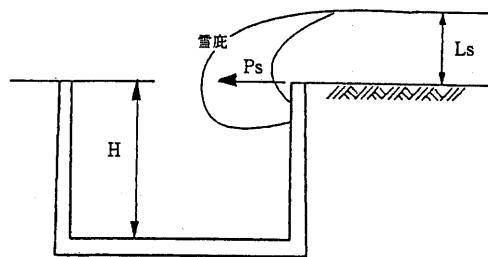
雪庇力(Ps)

積雪が進むとフルーム側壁頂点に雪庇が発生することがあるので、安全のため以下の方法により雪庇の荷重を計上する。

$$P_s = \frac{M}{H} \dots\dots\dots (1.2)$$

$$M = 0.0407 \cdot W_s^3 \dots\dots\dots (1.3)$$

- H : 側壁内高(m)      Ls : 設計積雪深(m)
- M : 曲げモーメント kN・m…過去10年の最大積雪深
- Ws : 設計積雪荷重 kN/m<sup>2</sup>  
= Ls × 3.5 ≤ 8kN/m<sup>3</sup>



**図-1.1.3** 雪庇荷重図

**式(1.2)**、**式(1.3)**は直壁を想定し、凍上力と同様に計算式を簡略化したものである。

設計に当たって

冬期間に作用する積雪荷重、凍上力、雪庇力は、土圧やその他の一般的な荷重を加えて冬期間の荷重と、夏期間に作用する水圧、土圧、群集荷重、並びに輪荷重を加えた夏期間の荷重を比較し、大きな荷重状態を設計荷重とする。



## 1.2 凍結指数

表-1.2.1 10年確率凍結指数（1983～2004）（1）

（舗装設計施工指針による）

支庁名	観測所名	データ採用年	10年確率凍結指数	支庁名	観測所名	データ採用年	10年確率凍結指数
渡島	長万部		516	空知	滝川		820
	八雲		427		芦別		751
	森	～2001	370		月形		699
	南茅部		332		美唄		772
	大野		444		岩見沢		628
	函館	～1992	410		長沼		721
	木古内		318		夕張		803
	松前		288		中川		1,794
	熊石		283		音威子府		1,000
檜山	瀬棚		445	美深		1,054	
	今金	～1999	405	名寄		1,075	
	奥尻		295	下川		1,067	
	鶉		428	士別		1,013	
	江差		242	朝日		968	
胆振	厚真		796	和寒		976	
	穂別		963	江丹別		1,093	
	大滝		894	比布		998	
	森野		621	上川		998	
	苫小牧	～1987	498	旭川	～2003	829	
	大岸		506	東川		983	
	白老		487	忠別	～1992	1,207	
	鶴川		712	美瑛		1,056	
	伊達		474	上富良野		988	
	登別		505	富良野		1,010	
	室蘭	～1983	30	麓郷		1,039	
後志	美国		507	幾寅		1,026	
	神恵内		336	占冠		1,207	
	余市		483	天塩		696	
	小樽		401	遠別		730	
	岩内		427	初山別		567	
	蘭越		515	焼尻		449	
	倶知安	～1990	773	羽幌		539	
	寿都	～1988	485	達布		746	
	真狩		829	留萌		507	
	喜茂別		881	増毛		423	
	黒松内		527	幌糠		790	
石狩	浜益		420	宗谷岬		623	
	厚田		475	船泊	～2002	562	
	石狩	～1989	622	稚内		579	
	新篠津		741	浜鬼志別		809	
	山口		495	沼川		890	
	札幌	～1991	497	杓形		525	
	西野幌	～1999	717	豊富		765	
	恵庭島松		746	浜頓別		867	
	支笏湖畔		585	中頓別		1,077	

表-1.2.1 10年確率凍結指数(1983~2004)(2)

(舗装設計施工指針による)

支庁名	観測所名	データ採用年	10年確率 凍結指数	支庁名	観測所名	データ採用年	10年確率 凍結指数	
空知	朱鞠内		1,104	宗谷	北見枝幸		739	
	幌加内		1,005		歌登		1,039	
	石狩沼田		877	釧路	太田		700	
	深川		868		白糠		754	
	空知吉野		819		釧路	~1999	586	
日高	静内		429	釧路	知方学		592	
	三石		559		境野		1,146	
	中札白		732		美幌		1,039	
	浦河		319		津別		1,134	
	えりも岬		290	根室	羅臼	~1990	644	
	日高		909		標津		716	
	日高門別		612		中標津		856	
	新和		832		計根別	~2002	833	
十勝	陸別		1,267	根室	別海		838	
	糠平		1,260		根室	~1991	566	
	上士幌		910		納沙布		485	
	足寄		1,021		厚床		745	
	本別		935					
	新得		732					
	鹿追		808					
	駒場		940					
	芽室		936					
	帯広	~1997	753					
	池田		920					
	浦幌		789					
	糠内		1,135					
	上札内		961					
	更別		985					
	大津		876					
	大樹		981					
	広尾		512					
	網走	雄武		704				
		興部		879				
西興部			994					
紋別			894					
湧別			978					
滝上			1,093					
常呂			697					
遠軽			737					
佐呂間			1,161					
網走			1,091					
宇登呂			978					
白滝		~1992	927					
生田原			876					
北見		1,152						

表-1.2.1 10年確率凍結指数 1983～2004) (3)

(舗装設計施工指針による)

支庁名	観測所名	データ採用年	10年確率凍結指数	支庁名	観測所名	データ採用年	10年確率凍結指数
網走	小清水		802				
	斜里		877				
	留辺蕊		950				
釧路	川湯		1,152				
	弟子屈		897				
	阿寒湖畔		1,240				
	標茶		942				
	鶴居		866				
	中徯別		939				
	榺町		712				

### 1.3 ほ場内小水路落差調節施設

#### 1.3.1 適用

北海道の農業農村整備事業において、農政部規格のV型コンクリートトラフを用いる用水路における落差工（落差1～5mの範囲）について、水理模型実験により検証し落差調節施設（案）を設定した。

ほ場内小水路（案）の適用条件は次のとおりである。

- ① 水路形式は、用水路の開水路形式を原則とする。
- ② 上下流の水路は、V型コンクリートトラフを標準とする。
- ③ 水路断面は、標準型以下を原則とする。
- ④ 水の流れの領域は常流を原則とする。

#### 1.3.2 形式選定

表-1.3.1 形式選定

形式区分		適用条件	
型式	区分	上流の落差 F	地形制限条件
シュート型	開水路式	F = 1.0～3.0m	開水路として利用できる場合
	管路式	F = 1.0～5.0m	管路流下が有利な場合
柵型	-	F = 3.0m以下	開水路式が設置できない場合

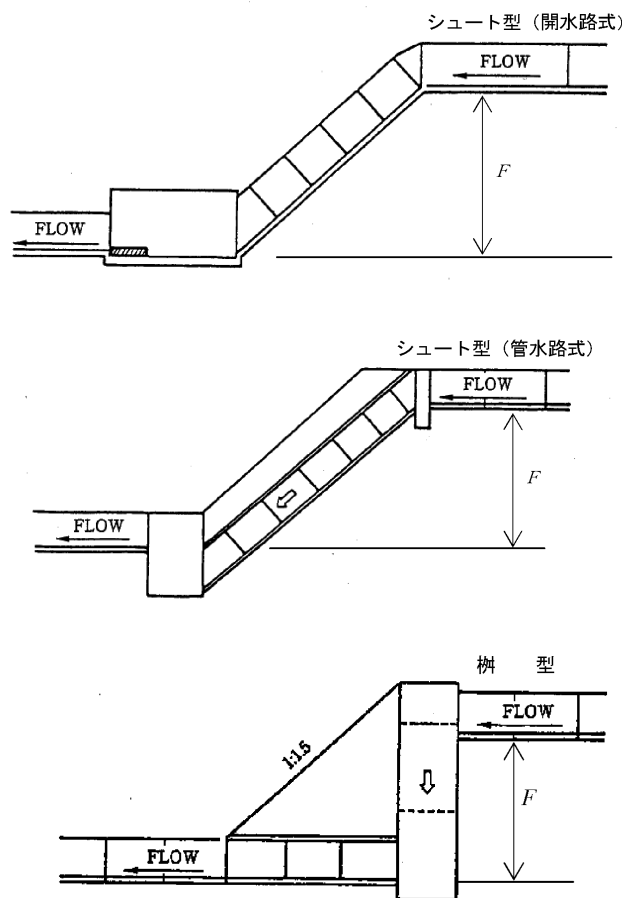


図-1.3.1 用水路落差調節施設模式図

(1) シュート型（開水路式）

シュート型（開水路式）の静水柵形状寸法は、下記に示す計算条件の場合、V型コンクリートトラフの規格別に次のように定め、計算条件と異なる場合は個別に算定するものとした。

表-1.3.2 シュート型(開水路式)静水柵形状寸法

呼び名	$l_1$ (m)	$l_2$ (m)	L (m)	備 考
V24	0.80	0.40	1.20	
V30	1.00	0.50	1.50	
V34、V40	1.30	0.60	1.90	
V45、V50	1.60	0.80	2.40	
V60	2.00	1.00	3.00	

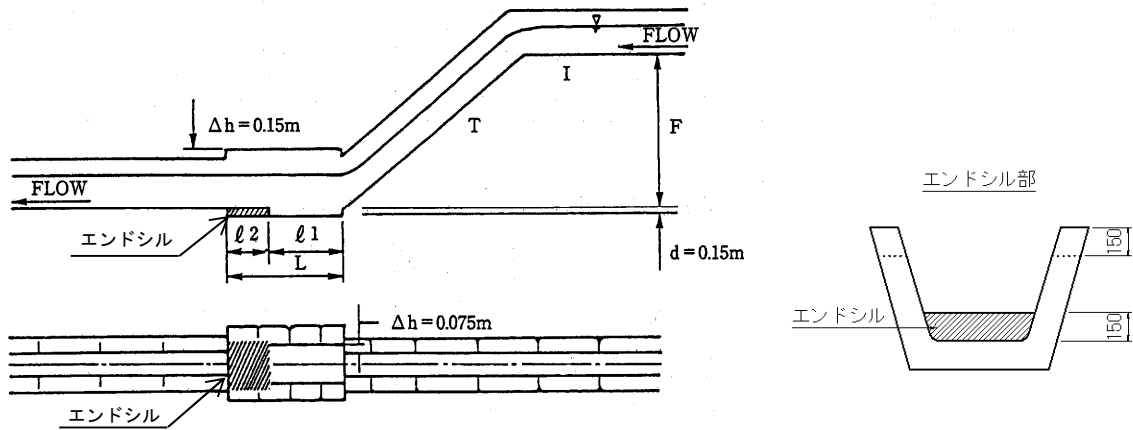


図-1.3.2 シュート型(開水路式) 模式図

(計算条件)

- $Q$  : 設計流量 (m<sup>3</sup>/s) ~ 2/3 水深(常流域とする)
- $h_0$  : 流入水深 (m) ~ 水面追跡計算値
- $h_1$  : 下流水深 (m) ~  $h_1 = 2/3 \cdot H$
- $l_1$  : クッション長 (m) ~  $l_1 = 6(h_1 - h_0)$  (Smetana 式)
- $l_2$  : 取付長 (m) ~  $l_2 = 1/2 \cdot l_1$
- $L$  :  $L = l_1 + l_2$  (m)
- $H$  : トラフ水路壁高 (m)
- $\Delta h$  : 静水柵天端嵩上げ高 (m) ~  $\Delta h = 0.15m$

(寸法模式図)

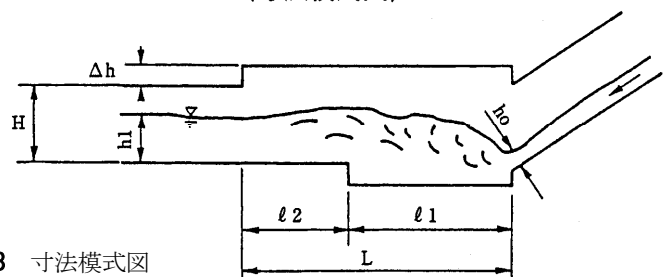


図-1.3.3 寸法模式図

シュート型（管路式）

シュート型（管路式）の形状寸法は、V型コンクリートトラフの規格別に当面次のように定め、現場における流況が水理実験流況と一致することの確認を得た後、最終形状とする。

表 1.3.3 シュート型(管路式)形状寸法

呼び名	管径 $\phi$ (m)	下流柵形状 (m)		
		横断方向幅 B	縦断方向長 L	積柵高 H
V24	0.35	0.60	0.60	1.05
V30	0.45	0.70	0.70	1.20
V34	0.50	0.80	0.80	1.35
V40	0.60	0.90	0.90	1.50
V45	0.60	1.00	1.00	1.55
V50	0.70	1.15	1.15	1.70
V60	0.80	1.35	1.35	1.95

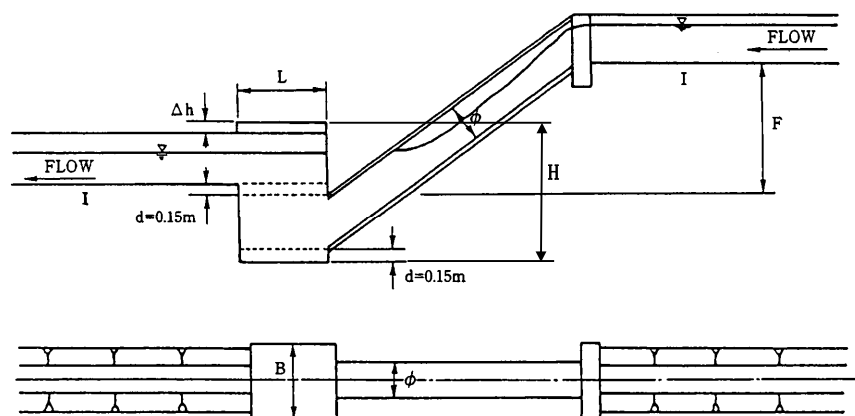


図-1.3.4 シュート型(管路式) 模式図

(計算条件)

- $Q$  : 設計流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )  $\sim 2/3$  水深(常流域とする)
- 管径  $\phi$  : トラフ断面に対する内接円直径とした。
- 横断方向の柵幅 B 及び縦断方向の柵長 L
- 昭和 61 年度 水理模型実験結果より流量比による下流柵容量を算定し、水理模型実験にて検証。
- 柵天端余裕高  $\Delta h$  : 水理模型実験の結果、不足分を考慮し  $\Delta h=0.05\text{m}$  とする
- 柵底クッション深さ :  $d=0.15\text{m}$

## 柵 型

柵型の形状寸法は、下記に示す計算条件の場合、V型コンクリートトラフの規格別に次のように定め、計算条件と異なる場合は個別に算定するものとした。

表 1.3.4 柵型形状寸法

呼び名	柵内幅 B(m)	柵 長 L(m)		
		F=1.00 未満	F=1.00~2.00m	F=2.00~3.00m
V24	0.50	0.70	0.80	1.10
V30	0.60	0.80	0.90	1.25
V34	0.65	0.90	1.05	1.45
V40	0.75	0.95	1.10	1.45
V45	0.85	1.05	1.20	1.65
V50	0.95	1.10	1.30	1.75
V60	1.15	1.25	1.55	1.75

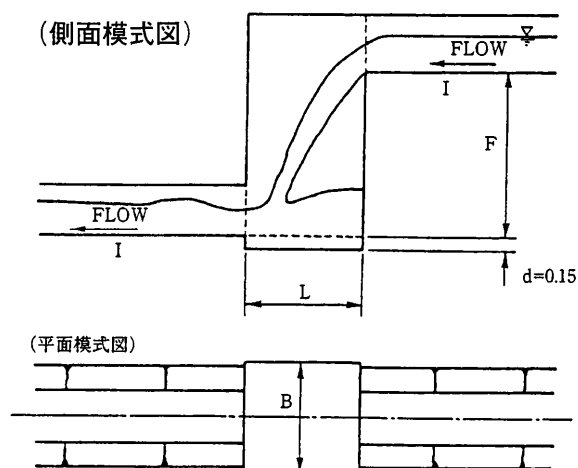


図 1.3.5 柵型 模式図

(計算条件)

- $Q$  : 設計流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )     $\sim 2/3$  水深 (常流域とする)
- 横断方向の柵幅 :  $B$  = トラフ天端幅 + 余裕幅 ( $1 \sim 4 \text{ cm}$ ) =  $0.05\text{m}$  単位
- 縦断方向の柵長 :  $L$  = 参考式の  $x$  又は  $Ld$  の長い方を採用し、水理模型実験結果により検証
- 柵底クッション深さ :  $d=0.15(\text{m})$

参考式(2式のうち長い方を採用)

落下水脈中心の軌跡

$$x/H = 1.477 \cdot \left\{ \left( \frac{y}{H} \right) + 0.242 \right\}^{0.567} \quad (\text{堰上げのない場合}) \dots \dots \dots (1.3.1)$$

ランドの式

$$Ld = 4.30 \cdot W \cdot D^{0.27} \dots \dots \dots (1.3.2)$$

【解説】

式(1.3.1)で求まる $x$ は、水クッション型減勢工において落下水脈中心の軌跡から落ち口下流端を原点として下流向きに測った水平距離を示すもので、式(1.3.2)の $Ld$ は、静水池型減勢工において落下水脈中心が水路床に衝突する位置までの水平距離を示すものである。

両式とも水理実験により導かれた式であり、式(1.3.1)については「土地改良事業計画設計基準 水路工 8.1.5(3)④a」に水クッション型落差工としてその詳細が示されている。また、式(1.3.2)については「昭和46年度版 水理公式集 5.3」にRandの実験式として示されたものである。

式(1.3.2)に示す $W$ は、図-1.3.5に示す落下高( $h$ )を表し、 $D$ は落ち口単位幅流量( $q$ )によるドロップナンバーを示す。

$$D = \frac{q^2}{g \cdot Y^3} \dots \dots \dots (1.3.3)$$

なお、最新版「水理公式集」には、式(1.3.2)が記載されていないが、静水池型減勢工におけるドロップナンバーに対応する落下水脈形状の詳細は、「土地改良事業計画設計基準 水路工 8.1.5(3)④b」に示されているため、これを参照することができる。

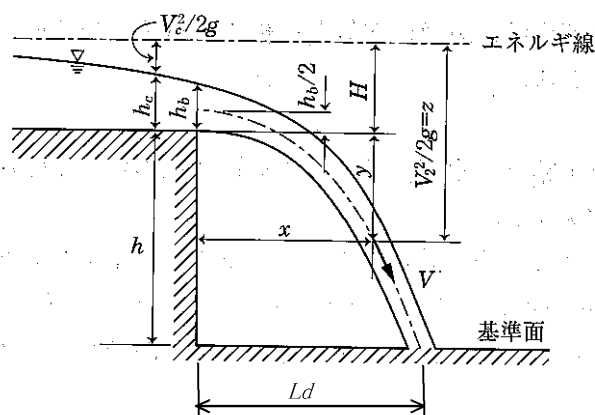


図-1.3.6 落下水脈軌跡の基本図



## 1.4 低側壁トラフの設計

### 1.4.1 目的

既製コンクリートフルームを用いた水路（トラフ水路）は、農道側溝や中小規模の農業用排水路として、道内各地で幅広く利用されている。

トラフ水路の凍上対策としては、現在の「用排水路設計指針」及び「農道設計指針」では置換工法を基本として、砂利等を用いた裏込材により凍上力の軽減を図ることとしている。

しかし、このような対策にもかかわらず、今もなお、一部の水路において凍上に起因する損傷を受けている状況にある。

トラフ水路の凍上被害の実態については、これまでいくつかの調査が行われており、平成4年に十勝管内で行われた調査では、調査延長72kmのうち、およそ8%が凍上被害を受けていたと報告されている。また、平成8年に同じ十勝管内で、247kmの破損状況を調査したところ、U形トラフの約10%、V形1種トラフで約8%、同2種トラフでは約3%が破損していたと報告されている。

このような中、工事コストの縮減も踏まえた新たな対策として、トラフ水路の側壁高さを低くすることによって構造物が受ける凍上力を低減しようとするタイプの水路（低側壁トラフ）が、特に凍上被害の著しい地域を中心に試験的に施工されており、現在までのところ凍上による側壁の傾倒等の被害が生じていないことから、この低側壁トラフが凍上被害軽減に関して一定の効果があるものと判断される。

本設計は、平成17年度～平成18年度にかけて現地実証試験により基礎データを蓄積し、これを基にその適用の条件や規格及び品質管理の方法等を定めたものであり、今後、設計施工の各段階において適切な運用を図り、整備の品質向上と工事コストの縮減に努められたい。

### 1.4.2 適用範囲

- (1) 農道工事の側溝
- (2) 農業用の排水路

#### 【解説】

低側壁トラフは、同じ底幅の従来形状トラフと比較すれば通水断面が小さくなる一方、同じ許容モーメントでも力の作用位置が低くなるため、より大きな荷重に耐えることができる。

従って低側壁トラフの適用は掘り込み水路となる区間、特に凍上による水路破損のおそれがある路線において採用を検討すること。

### 1.4.3 採用基準

- (1) 計画排水量が流下可能な断面を採用する。
- (2) 凍上対策用の裏込砂利は設置しない。
- (3) 構造計算は通常のV形トラフと同様に行う。

#### 【解説】

- (1) 水理計算により、計画排水量が低側壁トラフによって流下可能な断面を採用する。

なお、トラフ断面はV300×200、V400×250、V450×300、V500×350及びV600×400の5タ

イプとする。

- (2) 低側壁トラフは凍上力によって底版下端に作用する曲げモーメントが通常のトラフと比較して小さくなるため、相対的にみてトラフ構造の補強と同等の効果を得ることができる。従って低側壁トラフを採用する場合には、凍上対策のための裏込砂利を省略できるものとする。湧水対策等水抜きのある場合には、裏込砂利 150mm を計上する。

また、凍上の機構は気温、水分及び土質条件などが複雑に作用して発生するものであることから、近傍で低側壁トラフの凍上による側壁の傾倒等の被害が発生している場合、採用にあたって安全性を十分に検討すること。

- (3) 低側壁トラフの構造計算は「第 1 編 開水路 6.2.4 構造設計」に準じて行うものとし、通常の V 形トラフと同様、上載荷重から求められる最大曲げモーメントを計算してトラフの許容抵抗モーメントと比較して安全であることを確認する。

#### 1.4.4 標準図及び規格等

- (1) 標準図

鉄筋コンクリートトラフ（低側壁タイプ） 側壁勾配 1 : 0.3

名 称	底 幅(mm)	高 さ(mm)	長 さ(mm)
V300×200 型	300	200	2,000
V400×250 型	400	250	2,000
V450×300 型	450	300	2,000
V500×350 型	500	350	2,000
V600×400 型	600	400	2,000

- (2) 形状寸法及び鉄筋

形状寸法及び鉄筋は、**図-1.4.1** 及び **表-1.4.1** による。

- (3) 許容抵抗モーメント

許容抵抗モーメントは、**表-1.4.2** による。

- (4) 基礎寸法

基礎寸法は、**図-1.4.2** による。

#### 【解説】

- (1) 低側壁トラフのタイプは V300×200、V400×250、V450×300、V500×350 及び V600×400 の 5 タイプとする。

- (2) 各規格の低側壁トラフは、従来型ロングトラフの側壁高を低くした形とする。例えば V300×200 型とは、現在の V300×300 ロングトラフの天端高を 100mm 低くした形状を基本とする。

**表-1.4.1** に示す形状寸法のうち、底幅、上幅、高さ及び長さを除く詳細な部材厚等は標準的なものであり、許容抵抗モーメントを満足していることを確認すること。

- (3) 低側壁トラフの側壁下端における許容抵抗モーメントは、従来型ロングトラフと同値とする。また、低側壁トラフは凍上被害に対応することを目的とするため、許容抵抗モーメントの大きい 2 種のみを規格化する。

設計にあたっては計算書を添付して許容抵抗モーメントを満足する構造であることを確認する。

- (4) 基礎材の幅は**図-1.4.2** のとおりとし、厚さについては「第 1 編 開水路 **表-6.2.9** コンクリ

ートトラフ水路（標準型）の基礎砂利厚・裏込砂利厚」による。

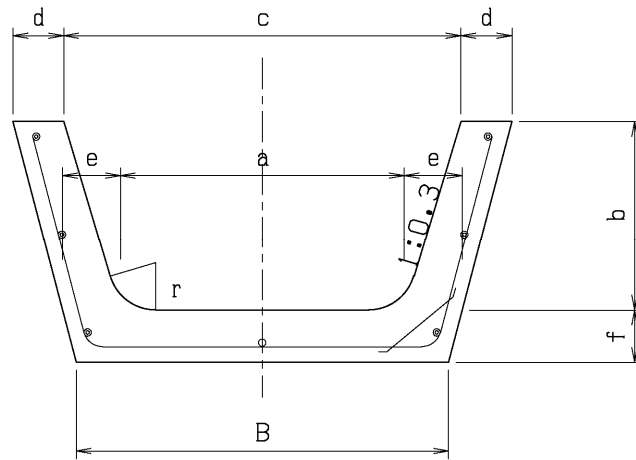


図-1.4.1 低側壁トラフ標準図

表-1.4.1 形状寸法及び鉄筋

(単位 mm)

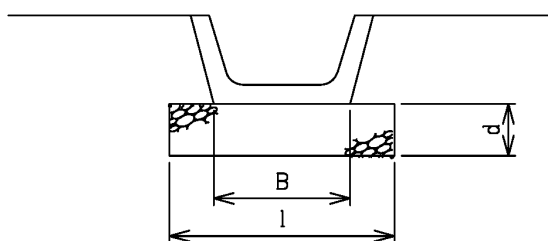
呼び名	a	b	C	d	e	f	B	r	l	縦鉄筋		横鉄筋		標準重量
										φ mm	本数	φ mm	本数	
V300 × 200	300	200	420	53	60	60	388	50	2000	—	—	—	—	kg
V400 × 250	400	250	550	56	65	65	496	50	2000	—	—	—	—	—
V450 × 300	450	300	630	60	70	70	553	60	2000	—	—	—	—	—
V500 × 350	500	350	710	63	70	70	601	60	2000	—	—	—	—	—
V600 × 400	600	400	840	74	80	80	715	100	2000	—	—	—	—	—

表-1.4.2 許容抵抗モーメント (単位 kN・m)

種類規格	標準型	ロ ン グ	
		1 種	2 種
V300×200	—	—	1.08
V400×250	—	—	1.96
V450×300	—	—	2.55
V500×350	—	—	3.14
V600×400	—	—	4.61

図-1.4.2 基礎寸法

a. 標準タイプ

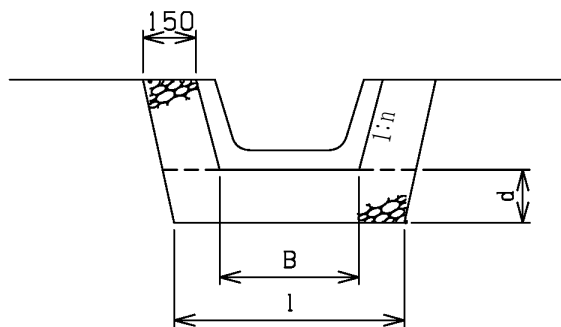


基礎幅  $l = B + 2 \times 0.10$

標準タイプ基礎幅 (単位 mm)

種類規格	標準タイプ基礎幅
V300×200	588
V400×250	696
V450×300	753
V500×350	801
V600×400	915

b. 水抜きとして裏込砂利を計上する場合



基礎幅  $l = B + 2(150 - n \cdot d)$

nはトラフ背面の勾配

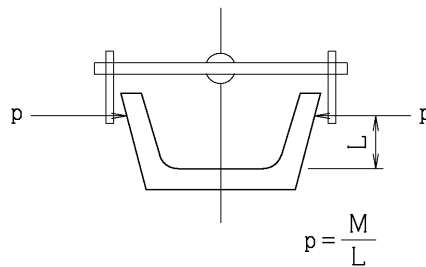
## 1.4.5 品質管理等

品質管理等は次の項目を行うこと。

- (1) 許容誤差
- (2) 品質
- (3) 曲げ試験方法
- (4) 検査
- (5) 表示

### 【解説】

- (1) 寸法の許容誤差は、各部について $\pm 4\text{mm}$ 以内とする。ただし、壁厚は、原寸及び承認図の寸法 $+3\text{mm}$ 、 $-1\text{mm}$ 以内とする。
- (2) 品質は以下を満足すること。
  - ① 材令 14 日における圧縮強度を基準とし、 $\sigma_{14}=24\text{N/mm}^2$  ( $240\text{kg/cm}^2$ ) 以上とする。
  - ② 製品出荷時の圧縮強度  $\sigma_c=18\text{N/mm}^2$  ( $180\text{kg/cm}^2$ ) 以上とする。
- (3) 曲げ試験方法は油圧式又は手動式の加圧機を使用し、図のように機械を据え、加圧はできるだけ徐々に加圧し、ひび割れが初めてできた時に試験材が示す加重を求め、ひび割れ抵抗モーメントを確認する。

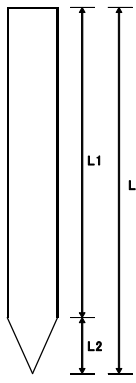


- (4) 検査は以下を満足すること。
  - ① 検査は、形状・寸法・外観・コンクリート強度試験・配筋について行う。
  - ② 形状・寸法  
100 個を 1 組とし、またその端数を 1 組とする。1 組から 2 個抽出し、2 個とも合格すれば、その組は合格、1 個以上不合格であれば全数検査とする。
  - ③ 曲げ試験  
300 個を 1 組とし、またその端数を 1 組とする。  
1 組から 1 個試験し、合格すれば、その組全部を合格とする。合格しない場合、さらに 2 個試験し、2 個とも合格すれば、その組全部を合格とする。その他の場合は、その組全部を不合格とする。
  - ④ 配筋  
曲げ試験と同じ要領で行う。
- (5) 低側壁トラフには、次の事項を明示しなければならない。
  - a. 製造工場名または略号
  - b. 製造年月日
  - c. 種別



## 1.5 Q & A

### 【開水路】

設 問	回 答
<p>最小許容流速</p> <p>① 用水路中の許容流速の記述について、パイプラインでは、最低 0.3m/s 以上、施肥等を考慮した場合は 0.6m/s 以上とされている。ところが、開水路では最低流速は 0.45～0.90m/s となっている。開水路がパイプラインに対し速いのは、どのような理由ですか。</p> <p>② 設計流速の見直しは、少なくとも 1 水理ユニット間で検討する必要があり、ファームpondや分土工等の施設設計も関係してくるので、本年度工事への反映は困難である また、1 水理ユニット間を施工中の場合、いつの時点で見直すべきか。</p> <p>杭基礎工法の検討</p> <p>③ 松杭（木杭）を用いる場合に、先端を角すい形に削る場合、角すい形の高さはいくらに設定するのか。</p> <p>④ 松杭（木杭）を用いる場合の長さ区分はどうするか。</p> <p>⑤ 松杭（木杭）を摩擦杭とした設計を行う際に先端を角すい形に削る場合の、設計に用いる杭長範囲を示されたい。</p>	<p>① 一般にパイプラインでは、沈砂池等の設備によって浮遊土砂等が除去されており、最小許容流速は開水路よりも小さくなるものと考えられる。</p> <p>② 工事着手して間もない路線やある程度工事が進捗している場合でも、管径を分土工等で変更可能な場合や路線変更を実施する場合など現場条件で判断されたい。 なお、見直しの目安としては、口径 <math>\phi 800</math> mm 以上、1.5m/s 以下の場合では口径が 1 ランク変わる場合が多い。</p> <p>③ 特に指定のない場合にあっては、北海道森林土木共通仕様書にあるとおり、角すい形の高さは杭末口径の 1.5 倍程度とする。</p> <p>④ 一般に市販されている長さを用いて設計するものとする。なお、標準としては「1.8m」「2.7m」「3.65m」「4.6m」等と区分されている。 フルーム水路の基礎の場合は、下記の規格の組合わせで比較検討を行うことを標準とする。 杭径…<math>\phi 12</math>cm、<math>\phi 15</math>cm、<math>\phi 18</math>cm 杭長…3.6m、4.5m、5.4m、6.3m、7.2m ※木杭の規格については地域の実態を考慮して決定する。</p> <p>⑤ 松杭（木杭）の設計にあたっては基本的に杭径と杭長の決定が必要とされる。 松杭（木杭）の先端を角錐型に削る場合に設計に用いる杭長範囲は、<b>図-1.4.1</b> のとおりとする。</p> <div style="text-align: center;">  <p>L : ④で示す標準杭長 L1 : 設計に用いる杭長範囲 L2 : ③で示す先端削り部分 (杭末口径の 1.5 倍程度)</p> </div> <p><b>図-1.4.1</b> 木杭の概念</p>

【開水路】

設 問	回 答
<p>⑥ また、計画水路高の設定により盛土となる部分については、摩擦力を考慮してよいか。</p> <p>⑦ 開水路6. 2. 5で、鉄筋コンクリート二次製品水路において、必要に応じて厚さ5cmの均しコンクリートを設置するとあるが、どのような場合に設置の検討が必要か。</p>	<p>⑥ 盛土部分については、一般的に粘着力の発生が十分に期待できるとは言えないことから、摩擦力を期待しない。</p> <p>⑦ 急勾配下での施工性や、地盤の支持力が均等となり、不陸が生じないよう、各現場条件を考慮し、均しコンクリートの設置について検討を行う。</p>



【パイプライン】

設 問	回 答
<p>許容設計流速</p> <p>① 平均流速の算出方法は。</p> <p>② 2.0m/s以下で設計している低圧の場合も必ず数値解析の検討が必要か。特にチェックを要する条件を示されたい。</p> <p>③2.5m/sにした根拠は如何に。</p>	<p>① ユニット内(管路を枝状に分割した場合の1系統のパイプライン)の加重平均流速とする。</p> <p>② 水田用パイプライン等の低圧(静水圧 0.20~0.29Mpa [2.0~3.0kgf/cm<sup>2</sup>])で延長の短いパイプラインは必要ないと考える。また、一筆分水のある末端配管も必要ない。</p> <p>③ 継手材等の技術向上による。また、現行基準におけるポンプ圧送系の平均流速が1600mm以上において1.4~2.5m/sとの整合を図る意図もある。</p> <p>なお、水道施設基準では3.0m/sまで許容しているが、維持管理等体制の違いで2.5m/sを上限とした。</p>
<p>埋設深</p> <p>④ 埋設深30cm以上とするほ場内道路について具体的に示されたい。</p>	<p>④ 今回の見直しで30cmとした根拠は、VP管で埋設深30cm、自動車荷重14tのケースで構造計算し安全性を確認したことが背景にある。しかしながら、ほ場内道路でも予想し得ない大型車の交通荷重もあることから、耕作道路以下の軽車両の交通に限定された農道等を目安とされたい。</p>

【パイプライン】

設 問	回 答
<p>基礎及び埋戻し材料</p> <p>⑤ 基床部と管側部の材料を区分してもよいか。 また、この2層に区分した場合の地盤反力係数 <math>e'_0</math> と設計支持角の考え方は。</p> <p>⑥ 現地発生材が利用可能な場合、基床部分を掘削せず現地盤を基床としてよいか。</p>	<p>⑤ 原則として基床部と管側部は、良質な同一材料で施工する。ただし、大口径の場合等で管頂まで良質な基礎材を施工するのに経済性を欠く場合は、例えば管心までを礫質土とし、管頂までを砂質土で施工するとよい。その場合は礫質土の <math>e'_0</math> と礫質土の設計支持角を適用する。また、基床部を礫質土、管側部を砂質土とする場合は砂質土の <math>e'_0</math> と砂質土の設計支持角を適用する。なお、この場合であっても、管頂部まで粘性土で施工することは好ましくない。</p> <p>⑥ 掘削による基床地盤の緩み、締固めによる均等支持確保の観点から、現地発生土を使用する場合であっても基床部まで掘削締固めを行う。 ただし、各地域における調査結果をもとに、無基礎工法を採用している場合にあつては、この限りではない。</p>
<p>管体の横断方向の設計</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・基礎材の反力係数 <math>e'</math></li> </ul> <p>⑦ <math>e'=3,000\text{kN/m}^2</math> とした根拠は。(良質な基礎材料を使用しても同じか)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・基準反力係数 <math>e'_0</math></li> </ul> <p>⑧ 礫質土、砂質土、粘性土の判定基準は</p> <p>⑨ 現地盤の土質が粒度試験で砂質土と判断されても、力学的性質が例えばN値30と5の場合があるが、同じ <math>e'_0</math> と評価するのか。</p> <p>⑩ “その他”の現地盤の定義と土質試験による判断方法は。</p>	<p>⑦ 小口径管は、<math>e'</math>の大小が管種に与える影響が比較的少ないこと、また、過去の実績より <math>e'=3,000\text{kN/m}^2</math> としている。</p> <p>⑧ 粒度試験(日本統一分類1996版)による。</p> <p>⑨ 力学的性質の違いは、施工方法(矢板施工と素掘施工)に反映させている。したがって、一般的にはN値30の場合素掘工となりN値5の場合矢板施工となり、それぞれの <math>e'_0</math> が適用される。</p> <p>⑩ その他とは、高有機質土やN値0程度の極めて軟弱な膨潤するような地盤であり、普通の軟弱地盤(N=1~3程度)については、粘性土を適用してよい。その判定基準は、粒度試験(日本統一分類)及びN値等から判断されたい。</p>

【パイプライン】

設 問	回 答
<p>・地下水位の影響による補正</p> <p>⑪ 地下水位の設定は常時、かんがい期最大時、他いずれを採用か。</p> <p>⑫ 補正係数 <math>\alpha_w</math> の考え方で地下水位以下に埋設する場合、締固め I とすれば、<math>\alpha_w = (90-45)/50 = 0.9</math> でよいか。 また、地下水位が管体の中間に位置している場合はどうするのか。</p> <p>⑬ 現地盤が岩盤の場合は如何に。(基準値 <math>e'_d</math>)</p> <p>⑭ 現地盤の土質区分はそこを指すのか。また、土質が管側部付近で下層の岩盤が粘性土に変わる場合の現地盤の判定はどうか。</p>	<p>⑪ 常時(耕地下においてはかんがい期)を採用。 ただし、浮上の検討では想定される最高の地下水位とする。</p> <p>⑫ 地下水位の影響による補正係数は <math>\alpha_w</math> は、谷地田部など地下水位がある場合に補正し、地下水位がない場合は補正する必要はない。 水田等に埋設する場合は、耕地の基盤下部が透水性なのか不透水性なのか、また、基盤部が年間の大半が地下水位以下なのかによって判断されたい。ここで、地下水位がある場合を低減している理由は、締固め I 程度で締固めても、水の影響で土の強度が低減することが実験等や現場実績から明らかになっているからである。したがって、このような現場条件では、締固め II により施工しないと補正係数 <math>\alpha_w = 1</math> は期待できない。なお、締固め I (締固め度 85%以上) では設計を 90%、締固め II (締固め度 90%以上) では設計を 95% で計算してよい。</p> <p>⑬ 礫質土の値を適用してよい。</p> <p>⑭ パイプに影響を及ぼす管心レベルに占める割合で判断されたい。よって、管側部で岩盤から粘性土に変わる場合で、岩盤線が管心レベルより上にあるケースでは礫質土を採用し、管心レベルより下にあるケースでは粘性土とする。</p>

(白紙)

## 第 2 章 排水路

## 第2章 排水路 目次

2.1	排水路敷地（用地）の設定.....	2-1
2.2	低水護岸流量（1年もしくは2年確率）について.....	2-3
2.3	計画排水量の計算.....	2-4
2.3.1	角屋・福島公式による場合.....	2-4
2.3.2	クラーク公式による場合.....	2-6
2.4	柵渠工の構造計算.....	2-9
2.4.1	柵板の設計（法勾配が3分）.....	2-9
2.4.2	H型鋼親柱の選定.....	2-10
2.5	Q & A.....	2-15

## 第2章 排水路

### 2.1 排水路敷地（用地）の設定

農業農村整備事業で排水路を施工する場合は、排水路断面に伴う排水路用地と更に排水路を管理するために必要な管理用通路を加味した用地を排水路敷地として設定する必要がある。

ここで排水路断面の取り方は、農業側が設定した10年確率計画排水断面によるものである。

また、管理用通路については、次の「管理用通路敷地の設定」によるものとする。

#### (1) 管理用通路敷地の設定

管理用通路敷地の設定理由は、日常、並びに洪水時等の巡視に必要な通路を存置させることを目的としており、敷地幅員については表-2.1.1によることを原則とする。

表-2.1.1 管理用通路の幅員

川幅(単位m)	管理用通路の幅員(単位m)	
	左岸又は右岸	右岸又は左岸
5未満	1	1
5以上10未満	3	1
10以上	3	3

- ① 管理用通路敷地の設定については、「解説・河川管理施設等構造令」の第27条・規則第15条による。

ただし、左右岸各3.0mの場合、1.0mと5.0mで計6.0mとすることは不適當である。また、河川完成断面に見合う管理通路の幅員の確保は必要ない。

- ② 表-2.1.1の場合に、構造令規則第36条により、川幅10m未満の小河川については、3mを2.5mとできる特例が設けられているが、「2.5mの意味」は支障物件、或は地形的条件によって、やむを得ず不連続的に2.5mとなることは可であることの意味である。

- ③ 原則としては、表-2.1.1の管理幅を確保するように努力しなければならないが、構造令の第27条より「管理用通路に代わるべき他の通路がある場合は、管理幅を縮小することができる。」また、特別な場合にあつては、協議により取決めるものとする。

「管理用通路に代わるべき他の通路」とは図-2.1.1のような場合である。

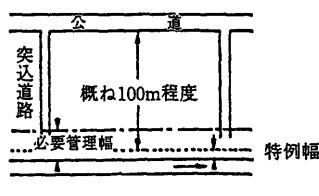


図-2.1.1 管理用通路に代わるべき他の通

- ④ 水田地帯で、畦畔を設ける時は、掘込水路が基本であることにより管理幅 (B') を設定後に畦畔(私有財産)の設置が原則。

ただし、地形上、既施設等の条件より、法面に沿わせて盛土を行う場合にあっては、管理幅を確保の後に、これを畦畔兼用として施設管理者と協議を行う必要がある。また、管理幅はBとし、天端幅は1.0mである。

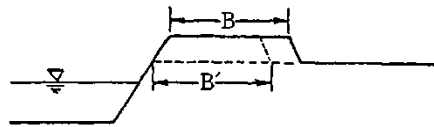


図-2.1.2 管理幅

- ⑤ 敷地幅の設定は、次のとおりとする。

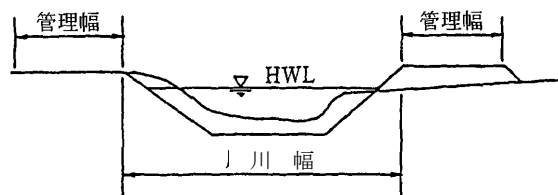


図-2.1.3 敷地幅の設定

川幅の定義とは、構造令で示される水面幅と河川側流量を想定した場合の扱いであり、(当部が使用している)流量に対する水面幅とは意味が異なっている。

(河川側の意向は農業側の流下可能量を洪水量としており、したがって)水面幅とは水路肩幅を指している。



## 2.2 低水護岸流量（1年もしくは2年確率）について

北海道の農業農村整備事業における排水路低水護岸の検討に用いる流量は、農政部制定の「用排水路設計指針」において、昭和55年から「1年もしくは2年確率流量」と同等であるとして「10年確率流量の55%流量」を用いている。

今回の検討にあたり、北海道における地域ごとの雨量観測所から得られる資料として、北海道土木部河川課監修の「北海道の大雨資料 第11編（平成18年11月）」から得たデータを用い、各支庁の代表地点における「日雨量」（mm）を使用して求めたものが次の表である。

表-2.2.1 低水護岸流量の検討

NO	地名	支庁	①確率雨量	②確率雨量	③確率雨量	①/③	②/③
			1/1.5年	1/2年	1/10年		
1	札幌	石狩	50.3	61.9	109.1	46.1%	56.7%
2	岩見沢	空知	46.6	59.3	116.3	40.0%	51.0%
3	倶知安	後志	48.0	57.9	97.0	49.5%	59.7%
4	函館	渡島	60.7	71.1	109.0	55.7%	65.2%
5	江差	檜山	58.6	70.5	118.2	49.6%	59.7%
6	旭川	上川	44.8	55.4	99.4	45.1%	55.8%
7	留萌	留萌	50.7	61.2	102.1	49.7%	60.0%
8	稚内	宗谷	48.4	58.6	98.9	49.0%	59.3%
9	室蘭	胆振	68.0	77.7	111.4	61.0%	69.8%
10	浦河	日高	55.9	66.0	103.8	53.8%	63.5%
11	帯広	十勝	57.1	68.0	109.2	52.3%	62.3%
12	網走	網走	38.6	46.6	78.6	49.1%	59.3%
13	釧路	釧路	66.5	77.4	116.5	57.1%	66.5%
14	根室	根室	56.8	68.6	114.7	49.5%	59.8%
平均			53.6	64.3	106.0	50.5%	60.6%

注) 確率雨量の算出は、岩井法による。なお、1.5年確率雨量は、2～5年確率相当値から回帰的に導いている。

上表から、北海道の主要地点における「1.5年と10年確率雨量の比」と「2年と10年確率雨量の比」の平均値は、それぞれ約51%、61%であることがわかる。このことから、「10年確率流量の55%流量」は、農林水産省農村振興局制定の「土地改良事業計画設計基準 水路工」に記されている「1年もしくは2年確率流量」と同等の値であると考えられる。

また、「10年確率流量の55%流量」を用いて整備を行った過去の整備箇所において、低水護岸高さが原因とされる排水路再整備の事例は、ほとんど報告されていない。

よって、北海道の農業農村整備事業における排水路低水護岸の検討に用いる流量は、現行のとおり「10年確率流量の55%流量」とする。

## 2.3 計画排水量の計算

合理式による計画排水量の算定を行う。計画排水量算定における洪水到達時間は、推定式によるものとして、角屋・福島公式による場合と流下時間をクラーク・ヘン公式による場合について計算例を示す。

### 2.3.1 角屋・福島公式による場合

(1) 洪水到達時間（角屋、福島公式）

$$t_p = C \cdot A^{0.22} \cdot r_e^{-0.35}$$

$$r_e = f_p \cdot r_T$$

$t_p$  : 洪水到達時間 (min)

$C$  : 土地利用係数

$A$  : 流域面積 (km<sup>2</sup>)

$r_e$  : 洪水到達時間内の平均有効降雨強度 (mm/h)

$f_p$  : ピーク流出係数

$r_T$  : 確率降雨強度 (mm/h)

表-2.3.1 土地利用係数 ( $C$ ) の値

土地の利用状況	土地利用係数 ( $C$ )
自然山地	250~350 ≒ 290
放牧地	190~210 ≒ 200
ゴルフ場	130~150 ≒ 140
粗造成宅地 (水路道路整備)	90~120 ≒ 100
開畑地 (数 ha 程度の小面積)	50~130 ≒ 90
運動場	80
市街地	60~90 ≒ 70

表-2.3.2 ピーク流出係数  $f_p$

地形の状態	$f_p$
急峻な山地	0.75~0.90
三紀層山地	0.70~0.80
起伏のある土地及び樹林地	0.50~0.75
平らな耕地	0.45~0.60
かんがい中の水田	0.70~0.80
山地河川	0.75~0.85
平地小河川	0.45~0.75
流域なかば以上が平地である大河川	0.50~0.75

洪水到達時間内の平均有効降雨強度 ( $r_e$ ) は、前述の 2 式を同時に満足するものでなければならない。計算条件は以下のように仮定する。

計算地点 : 札幌

確率年 : 10 年、30 年

確率降雨強度  $r_T$  : 「大雨資料」より  $r_T = I = \frac{a}{t^n + b}$

$$\text{確率 10 年 : } r_{T10} = \frac{9.05}{t^{0.17} + (-0.70)}$$

$$\text{確率 30 年 : } r_{T30} = \frac{11.09}{t^{0.16} + (-0.71)}$$

流域面積 : 6.50 km<sup>2</sup>  
 土地利用係数 : 自然山地 C=290  
 ピーク流出係数 : 山地河川 f<sub>p</sub>=0.80

tp = t となる平均有効降雨強度、洪水到達時間を試算より求めると表-2.3.3 に示す値が得られる。

表-2.3.3 tp=t となる平均有効降雨強度、洪水到達時間

項目	10 年確率	30 年確率
平均有効降雨強度 (r <sub>e</sub> )	14.6 (mm/h)	19.5 (mm/h)
洪水到達時間 (t <sub>p</sub> )	2.84 (h)	2.59 (h)

## (2) 検証

### ① 10 年確率の場合

$$t_p = 290 \times 6.50^{0.22} \times 14.8^{-0.35} = 170.5 \text{ min} = 2.84 \text{ hr}$$

$$r_{r10} = \frac{9.05}{2.84^{0.17} + (-0.70)} = 18.3 \text{ mm/h}$$

$$r_{e10} = 0.80 \times 18.3 = 14.6 \text{ mm/h}$$

### ② 30 年確率の場合

$$t_p = 290 \times 6.50^{0.22} \times 19.4^{-0.35} = 155.1 \text{ min} = 2.59 \text{ hr}$$

$$r_{r30} = \frac{11.09}{2.59^{0.16} + (-0.71)} = 24.4 \text{ mm/h}$$

$$r_{e30} = 0.80 \times 24.4 = 19.5 \text{ mm/h}$$

よって、いずれも洪水到達時間推定式と平均有効降雨強度式の両方を満足していることがわかる。

## (3) 計画排水量の決定

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

r<sub>e</sub> : 平均有効降雨強度 (mm/h)

A : 流域面積 (km<sup>2</sup>)

$$Q_{1/10} = \frac{1}{3.6} \times 14.6 \times 6.50 = 26.36 \text{ (m}^3/\text{s)} \rightarrow 27 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

$$Q_{1/30} = \frac{1}{3.6} \times 19.5 \times 6.50 = 35.21 \text{ (m}^3/\text{s)} \rightarrow 36 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

### 2.3.2 クラーヘン公式による場合

(1) 洪水到達時間 (T)

$$T = t_1 + t_2$$

$t_1$  : 流入時間 (hr) 農業側手法の場合、「3.4.2 (2) ④ (b)」より  $t_1$  として算定  
河川側手法の場合、「3.4.2 (6) ③ (a)」より  $t_0$  として算定

$t_2$  : 流下時間 (hr) クラーヘン公式により算定

① 流入時間

河道最上流部より上流の面積が  $2\text{ km}^2$  (山地流域) 以上とすると、 $t_1 = t_0 = 0.5$  (hr) となる。

② 流下時間

$$t_2 = \frac{L}{W}$$

表-2.3.4 洪水の流下速度

$I$	1/100 以上	1/100~1/200	1/200 以下
$W'$	3.50m/sec	3.0m/sec	2.1m/sec
$W$	12.6km/hr	10.8km/hr	7.6km/hr

$I$  : 流路勾配

$W$  : 洪水の流下速度 (km/hr)

$L$  : 常時河谷の形をなす最上流点から流出量を求めようとする地点までの河道又は溪谷に沿って測った水平距離 (km)

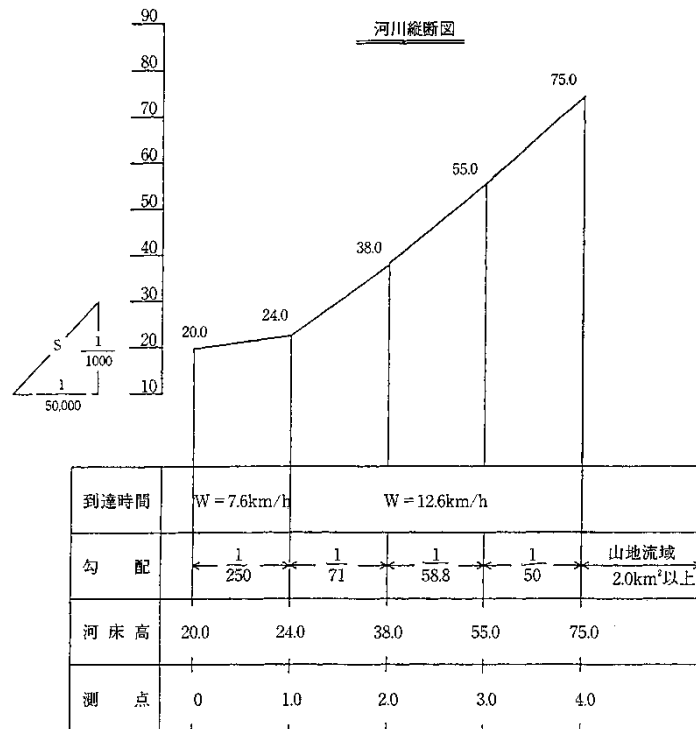


図-2.3.1 河川縦断面図

$$t_2 = \frac{1.0}{7.6} + \frac{3.0}{12.6}$$

$$= 0.37 \text{ (hr)}$$

③ 洪水到達時間

$$T = 0.5 + 0.37 = 0.87 \approx 0.9$$

∴洪水到達時間 T=0.9 (hr) とする。

(2) 時間雨量強度 ( $\gamma t$ )

確率時間雨量は、「北海道の大雨資料」第12編のⅡ、札幌を採用する。

表-2.3.5 時間雨量強度(1)

確率年=10

時間 \ 1/10	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	<u>0.90</u>
0.0						47.9	41.7	37.5	34.4	<u>32.1</u>
1.0	30.2	28.6	27.3	26.2	25.2	24.4	23.6	22.9	22.3	21.8
2.0	21.3	20.8	20.4	20.0	19.7	19.3	19.0	18.7	18.4	18.2
3.0	17.9	17.7	17.4	17.2	17.0	16.8	16.7	16.5	16.3	16.2
4.0	16.0	15.8	15.7	15.6	15.4	15.3	15.2	15.1	14.9	14.8

表-2.3.5 時間雨量強度(2)

確率年=30

時間 \ 1/30	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	<u>0.90</u>
0.0						59.9	52.4	47.3	43.5	<u>40.6</u>
1.0	38.2	36.3	34.7	33.3	32.1	31.1	30.1	29.3	28.5	27.9
2.0	27.2	26.7	26.1	25.6	25.2	24.8	24.4	24.0	23.6	23.3
3.0	23.0	22.7	22.4	22.2	21.9	21.7	21.4	21.2	21.0	20.8
4.0	20.6	20.4	20.2	20.1	19.9	19.7	19.6	19.4	19.3	19.1

確率時間内雨量強度

•  $\frac{1}{10}$  年  $\gamma t = 32.1$  (mm/hr)

•  $\frac{1}{30}$  年  $\gamma t = 40.6$  (mm/hr)

(3) 流出係数( $f$ )

流出係数は、農業側手法による場合は**表-2.3.2**、河川側手法による場合は**表-2.3.6**より求める。

農業側手法 山地河川として 0.80

河川側手法 山地として 0.7

表-2.3.6 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

本計算例では、 $f=0.7$ として計算を行う。

(4) 計画排水量の決定

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

$f$  : 流出係数

$re$  : 平均有効降雨強度 (mm/h)

$A$  : 流域面積 (km<sup>2</sup>)

$$Q_{1/10} = \frac{1}{3.6} \times 0.7 \times 32.6 \times 6.50 = 41.20 \text{ (m}^3/\text{s)} \rightarrow 42 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

$$Q_{1/30} = \frac{1}{3.6} \times 0.7 \times 40.3 \times 6.50 = 50.93 \text{ (m}^3/\text{s)} \rightarrow 51 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

河川側手法の計画排水量は、**表-2.3.7**より次のようになる。

$$Q_{1/10} = \frac{1}{3.6} \times 0.7 \times 32.6 \times 6.50 = 41.20 \text{ (m}^3/\text{s)} \rightarrow 45 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

$$Q_{1/30} = \frac{1}{3.6} \times 0.7 \times 40.3 \times 6.50 = 50.93 \text{ (m}^3/\text{s)} \rightarrow 55 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

表-2.3.7 流出係数

流 量	算 出 単 位	例
10 m <sup>3</sup> /s 未満	少数点以下を切り上げ 1 m <sup>3</sup> /s 単位とする	$Q = 3.2 \div 4.0$
10 m <sup>3</sup> /s ~ 100 m <sup>3</sup> /s	5 m <sup>3</sup> /s 以下を切り上げ 5 m <sup>3</sup> /s 単位とする	$Q = 52.1 \div 55$ $Q = 55.2 \div 60$
100 m <sup>3</sup> /s 以上	10 m <sup>3</sup> /s 以下を切り上げ 10 m <sup>3</sup> /s 単位とする	$Q = 112.1 \div 120$

## 2.4 柵渠工の構造計算

### 2.4.1 柵板の設計（法勾配が3分）

(1) 柵板の幅は30cmを標準とし、②式によりSP1～SP4の限界高を算定する。

基本式

$$Pn = \gamma \cdot Ka \cdot \left[ H + h - \left\{ \frac{b'n}{2} + \left( \frac{\sum b'n}{n-1} \right) \right\} \right] \cdot b'n \quad \dots\dots\dots \text{①式}$$

$$Mn = \frac{Pn \cdot \ell^2}{8} \quad \dots\dots\dots \text{②式}$$

$\gamma$  : 10 または 18kN/m<sup>3</sup>

$$Ka = \frac{\cos^2(\phi + j)}{\cos^3 j \left( 1 + \frac{\sin \phi}{\cos j} \right)^2}$$

$\ell$  : 親柱間隔  
 $\cos j$  : 柵渠勾配による 0.958  
 $\phi$  : 内部摩擦角  
 $b'$  : 柵板幅の(b)の垂直幅 =  $b / 1.044$   
 $h$  : 上載荷重換算高(m)

設計曲げモーメント・Ma の柵板の使用限界高

$$H' = \left( \frac{8 \cdot Ma}{\gamma \cdot Ka \cdot B^2} - h \right) a \quad \dots\dots\dots \text{③式}$$

$a$  : 0.958

表-2.4.1 柵板の設計曲げモーメント・Ma (kN・m/m)

名 称		設計曲げ モーメント
PC 版 RC 版	SP-1	3.43
	SP-2	5.69
	SP-3	7.85
	SP-4	10.79
	USP-1	3.43

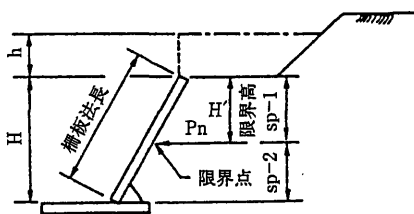
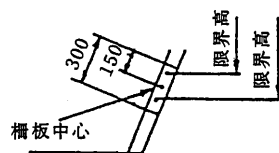


図-2.4.1 柵板の使用限界高

(2) 選定要領



- a 限界高が柵板幅の中心より下側の場合、その柵板迄を同一規格とする。
- b 限界高が柵板幅の中心より上側の場合、その柵板は1ランク上の規格とする。

## 2.4.2 H型鋼親柱の選定

### (1) 適用

コンクリート柵渠水路に使用するH型鋼親柱の標準的な設計の指針を示すものである。

### (2) H型鋼親柱の標準タイプ

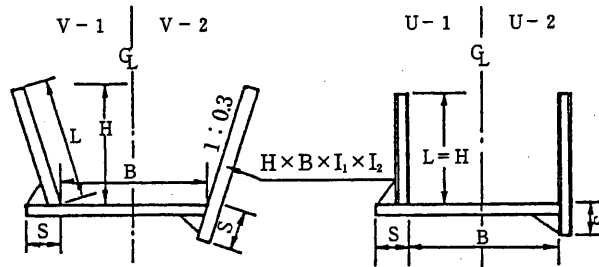


図-2.4.2 H型鋼親柱の標準タイプ

### (3) 親柱の強度

#### ① H型鋼の許容最大抵抗曲げモーメント

表-2.4.2 H型鋼の許容最大抵抗曲げモーメント

(kN・m/m)

H 型 鋼 規 格 寸 法		記 号	断 面	有 効 断 面	許 容 最 大 低 曲 げ モー メ ン ト $M$
断 面	寸 法 (mm) $H \times B \times t_1 \times t_2$		2 次 モー メ ン ト $f$ (cm <sup>4</sup> )	2 次 モー メ ン ト $I$ (cm <sup>4</sup> )	
 SS400	100×100×6×8	$H_1$	378	270	7.575
	200×100×5.5×8	$H_2$	1,810	1,271	17.630
	250×125×6×9	$H_3$	3,960	2,928	32.400

注1) 有効断面は、錆代として両面で2.0mmを控除した断面である。

2) H型鋼の材質はSS400とする。

#### ② 鋼接部の各部寸法

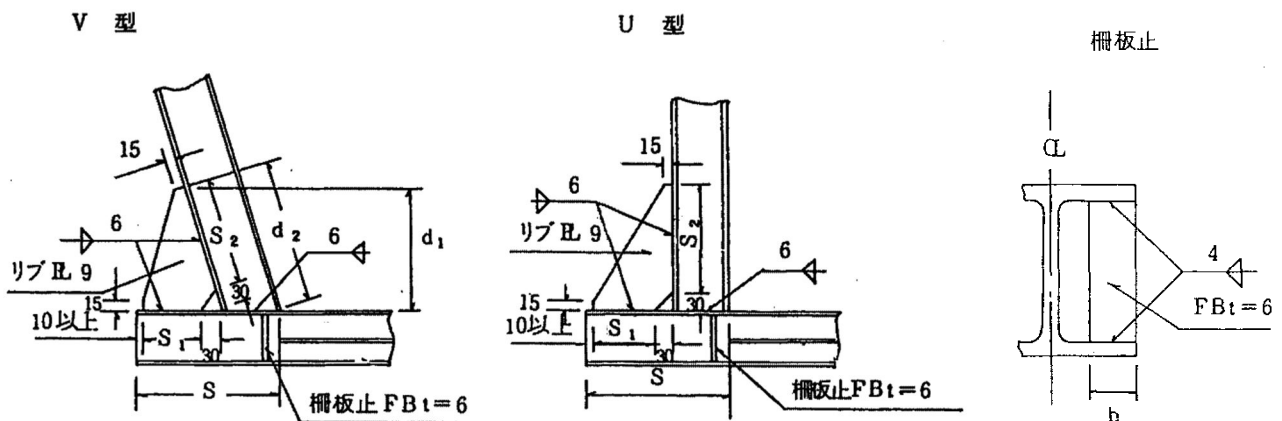


図-2.4.3 鋼接部各部寸法



表-2.4.3 鋼接部寸法

(単位：mm)

H型鋼 区分	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S	(参考)		b	備考
				d <sub>1</sub>	d <sub>2</sub>		
H <sub>1</sub>	100	160	250	182	220	38	
H <sub>2</sub>	100	250	350	268	340	38	
H <sub>3</sub>	150	340	460	354	445	50	

- 注 1) 剛接構造は、脚長 6mm の両面連続溶接とする。ただし、柵板止平鋼の取付に当たっては脚長 4mm とする。  
 2) リブ金物は、SS400 厚さ  $t=9\text{mm}$  の厚鋼板、柵板止金物は SS400 厚さ  $t=6\text{mm}$  の平鋼とする。  
 3) リブ金物のスカラップは 30mm を標準とする。  
 4) 柵板止の位置は、2 面装工、3 面装工の別、または吸出し防止或いはヒービング対策による柵板差込み程度に合わせて決定する。  
 この場合、本表の S 長に不足を生じたときは所要長に延長するものとする。  
 5) 一般的 3 面舗装の場合の側板と底板の重ね代は、原則として柵板厚程度とする。

(4) 親柱に作用する外力の設定

- ① 本指針 5.2 による。
- ② 最大条件における外力を全て上載荷重に換算する。

(5) 外力に対応する親柱規格の計算

側柱及び底梁についてそれぞれ外力による最大モーメント及び許容最大たわみ量に相応する所要断面 2 次モーメントを求め、H 型鋼強度(許容最大抵抗モーメント及び有効断面 2 次モーメントから親柱の規格寸法を求める。

① 側柱部

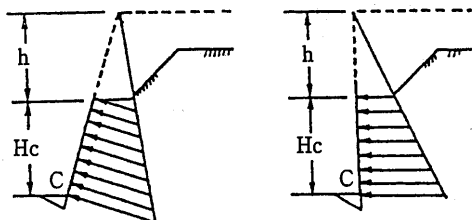


図-2.4.4 側柱部

a C 点の外力モーメント

$$M_c = 1/6 \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot K_a \cdot B (3h + H) \cdot H^2 \dots\dots\dots \text{④式}$$

$M_c$  : 外力による C 点の曲げモーメント ( $t \cdot m$ )

$\alpha$  = 側柱の傾斜による補正係数

V 型 ( $n = 0.3$ )  $\dots \alpha = 1.044$

U 型 ( $n = 0.0$ )  $\dots \alpha = 1.000$

$\gamma$  : 背面土の単位体積重量、 $\gamma = 10 \text{ or } 18$  ( $\text{kN/m}^3$ )

$K_a$  : 土圧係数

表-2.4.4 Kaの表

内角摩擦角	$\phi = 0$	5	10	15	20	25	30	35
V 型	1.044	0.825	0.651	0.511	0.397	0.305	0.231	0.171
U 型	1.00	0.840	0.704	0.589	0.490	0.406	0.333	0.271

注) B : 親柱間隔、B=1.5or2.0 (m)  
 C点 : V・Uの1型2型とも側柱と底梁の内法接点とする。

b 側柱天端の許容たわみ量に相応する所要断面2次モーメント

$$I_a = \frac{0.833 \cdot \beta \cdot \gamma \cdot K_a \cdot B}{\alpha} \cdot (15h + 4H_c) \cdot H_c^3 \dots\dots\dots \text{⑤式}$$

$I_a$  : 所要断面2次モーメント (cm<sup>4</sup>)

$\beta$  : 側柱傾斜による補正係数

V型 ( $n=0.3$ )  $\dots \beta = 1.190$

U型 ( $n=0.0$ )  $\dots \beta = 1.000$

$\alpha$ 、 $\beta$ 、 $\gamma$ 、 $K_a$ 、 $B$  : 前項 (A) に同じ

$H_c$  : V・Uとも2型にあつては、側柱と底梁の内法接点とし、1型にあつては、リブ金物の上端部とし、下表の値を側柱高 (H) から控除して $H_c$ を求める。

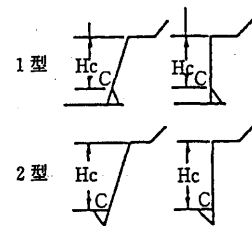


表-2.4.5 控除の値 (単位 : m)

H 型 鋼 区 分	$H_1$	$H_2$	$H_3$	備 考
V 型	d=0.20	0.32	0.42	$H_c = H - d$ d=控除値 (m)
U 型	0.18	0.27	0.36	

注) 側柱天端での許容変位 (たわみ) 量は  $H_c/200$  である。

$$H_c = H - d$$

d=控除値

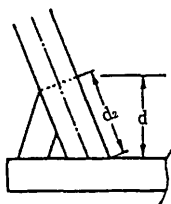


表-2.4.6 寸法表 (単位 : mm)

H鋼区分	$S_1$	$S_2$	$S$	(参考)		$b$	$d$	
				$d_1$	$d_2$		$v$	$u$
$H_1$	100	160	250	182	220	38	200	180
$H_2$	100	250	350	268	340	38	320	270
$H_3$	150	340	460	354	445	50	420	360

V型の場合  $d = (d_2 - 6) \times \cos j$   $j$  : 法勾配

U型の場合  $d = d_1 - 6$  (U型は上図  $d_2$  に相当するのが  $d_1$ )

c 側柱H型規格の選定

表-2.4.2 に示す  $M$  及び  $I$  との対応において

$$M_c \leq M$$

$$I_a \leq I$$

を満足するH型鋼を選定する。

② 底梁部

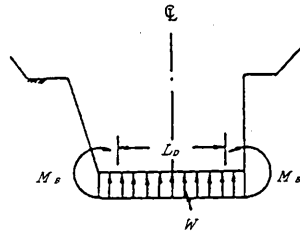


図-2.4.5 底梁部

a 外力による端モーメント及び中央点の曲げモーメント

$M_B$  = 前項 (④式) の  $M_c$

$$M_D = \frac{1}{8} w \cdot L_D^2 - M_B \dots\dots\dots \text{⑥式}$$

$M_B$  = 端モーメント (kN/m)

$M_D$  = 底梁中央の曲げモーメント

$W$  : 底版にかかる等分布荷重(側壁鋼材自重及び地盤反力等)によって底梁に作用する線荷重 (kN/m)

$L_D$  : 計算上のスパン長(m)

V・U型の1型、2型とも、側柱と底梁の内法接点間(水路底幅長:B)の長さとする。

注) 一般的には $W$ はほとんど0とみなされているので $M_D$ については考えなくてもよい。

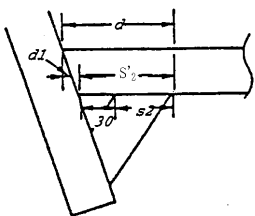
b 底梁の許容たわみ量に相応する所要断面2次モーメント

$$I_a = (1.953 \cdot w \cdot L_D^2 - 18.75 \cdot M_B) \cdot L_D \dots\dots\dots \text{⑦式}$$

$I_a$  : 所要断面2次モーメント (cm<sup>4</sup>)

$L_D$  : 計算上のスパン長(m)

V・U型とも、1型にあたっては、側柱と底梁の内法接点間(水路底幅:B)の長さとし、2型にあたっては、リブ金物の先端部分の長さとし、下表の値を水路底幅(B)から控除して $L_D$ を求める。



$$L_D = B - d$$

$$d : (\text{控除値}) = 2 \cdot d'$$

$$d \approx S_2 + d_1 - 6$$

$$= S_2 + 30 + d_1 - 6$$

$$d_1 = \text{H鋼高さ} \times 0.3 (\text{但しU型の場合は} 0)$$

表-2.4.7 底梁部寸法 (単位: mm)

H鋼区分	$S_2$	$d_1$	$d$	
			$v$	$u$
$H_1$	160	30	430	370
$H_2$	250	60	670	550
$H_3$	340	75	880	730

図-2.4.6 鋼接部

注) 底梁中央の許容変位(たわみ)量は  $L_D/300$

表-2.4.8 控除の値 (単位：m)

H型鋼区分	$H_1$	$H_2$	$H_3$	備 考
V 型	$d=0.43$	0.67	0.88	$L_D=B-d$ $d$ =控除値 (m)
U 型	0.37	0.55	0.73	

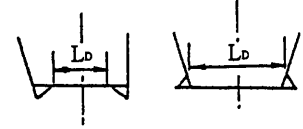


図-2.4.7 底梁の計画スパン長

c 底梁H型鋼規格の選定

表-2.4.2 に示す  $M$  及び  $I$  との対応において

$$M_B \text{ or } \begin{cases} M_c \leq M \\ I_a \leq I \end{cases}$$

を満足するH型鋼を選定する。

## 2.5 Q & A

### 【排水路】

設 問	回 答
<p>排水路断面と護岸工</p> <p>① 指針 3.7 (4) 護岸工において、低水護岸の高さは低水護岸を検討するための流量（1年もしくは2年確率流量）時の水位を原則とし、次のような場合には護岸高さを高くしてもよい、とあり、「張芝装工を行っても法面崩壊のおそれがある土質の場合」とあるが、指針 4.2.2 最大許容流速に記載されている低水護岸を検討する場合の排水路の最大許容流速（表-4.2.2 の値）の 1.5 倍を超えた場合と判断してよいか。</p> <p>最大許容流速</p> <p>② 現場打ち鉄筋コンクリート水路で、流速が 3.0m/s を超える場合は、かぶり厚さを増す方法で設計して良いか。</p> <p>③ 低水護岸等の無い「単断面の排水路」の場合、低水護岸を検討するための流量（1年もしくは2年確率流量）での検討はしておらず、計画最大流量（通常は10年）の検討しか行っていない場合、最大流速の検討は不要と解釈してよいか。</p>	<p>① 「張芝装工を行っても法面崩壊のおそれがある土質の場合」とは、通常の状態、土羽部の法面が崩壊し、水路の形状が確保できない（低水護岸に土羽部の石等が崩落し通水断面が確保できない場合等）土質を示したものであり、洪水時（1/10 確率流量時）の流速が土羽部で最大許容流速の 1.5 倍以上となることで判断するものではない。</p> <p>② そのように設計してよい。</p> <p>③ 概略として計画最大流量でのチェックを行い、その場合の流速が表-4.2.2 の値の 1.5 倍以下であればよい。1.5 倍を超える場合は、1～2 年確率流量（常時流量）を別途算出して、その時の流速でチェックすることが望ましい。</p>

(白紙)