

第15章 土砂吐きの水理設計

関連条項[基準10、運用10-10]

土砂吐きは、一般に取水堰の取入口側に設けられ、取入口前面に堆積した土砂を短時間に掃砂し、取水時に水路内への土砂の流入を極力防止することができる機能が求められる。

ここでは、土砂吐きにおける水理現象とその設計手法について解説する。

15.1 土砂の流入現象

取入口を設ける地点は河道が安定していること、すなわち、ミオ筋が安定していることが第一条件である。もし取水時に水路内へ土砂の流入があるとすれば、次のような場合である。

- (1) 取水の位置が河川の蛇行形態上不適当である場合
- (2) 洪水時でも取水する必要のある場合
- (3) 取入れ敷高が河床に近く、かつ取水時の接近流速が大きい場合

上記(1)の項については、流水と土砂の移動現象から河床湾曲部の凹岸中央直下流付近が防砂のために望ましい地点である。(2)の項は、上水及び発電などと共用の場合であって、洪水時といえども取水を停止することが不可能な条件を有するときである。(3)の項は、取水時の接近流速が40 cm/sを超えると0.3 mm径の粒子が移動するようになる。したがって、接近流速を小さくするよう取水堰によってダムアップすることが望ましいが、この場合は、沈砂池を含めて工事費との関連を検討することが必要である。

15.2 取入口前面における堆砂現象

流水力が砂粒子の移動限界掃流力を超えると、その砂粒子は移動を始める。この砂粒子の移動によって河床表面が各種の形態 [砂れん(漣)(ripple)、砂堆(dune)、平滑河床(plane-bed)及び反砂堆(antidune)等]をとる。

最も代表的な形としては砂堆を考えることができる。この砂堆の形態で河床の砂粒子が移動するとき、砂粒子は単体としての移動ではなく、ある集団として河床表面を連続移動する。このような場合には河川の一部に低いコンクリートの床面を設けたとしても、コンクリートによる粗度効果はあまり期待できない。しかし、洪水の減衰とともにコンクリート床面での掃流効果が現れてくるが完全ではない。掃流効果を完全に発揮させるためにはコンクリート床標高を現河床に一致させ、かつ水路形式とする方がよい。すなわち、取入口前面に土砂吐き水路を設ける必要性の理由がこれであり、実験的にも確かめられている。しかし、現河床より土砂吐き水路床をかなり低く設置すればここに土砂が堆積する。

したがって、取入口の敷高を現況河床より低くすることは避けねばならないが、やむを得ず低くしなければならない場合は、水理模型実験等により十分検討して堆砂が生じないよう敷高を決定することが重要になる。

15.3 土砂吐き水路の水理設計に関する基本的な考え方

取入口前面に設ける土砂吐き水路の水理設計に関する基本的な考え方は、次のとおりである。

- (1) 掃流時の流水領域は射流とする。
- (2) 急流河川にあっては頭首工設置地点を中心として、存在する最大粒径（質量通過百分率の90%径）までの掃砂能力を与える。
- (3) 土砂吐き水路の敷標高は現河床におけるミオ筋標高と同程度にすることを原則とする。
- (4) 土砂吐き水路の勾配は原則として一定とするが、河床勾配及び下流水位によっては、土砂吐き水路下流部の勾配を大きくできる。
- (5) 排砂基準流量は急流河川においては平均粒径の移動限界時の河川流量、緩流河川ではかんがい期間の平均流量とする。

15.4 急流河川と緩流河川の土砂吐き水路設計上の相違点及び接点部の設計方針

河川は、上流と下流とではかなりその様相を異にする。流量、勾配及び粒径について両者を比較すれば次表のようになる。

表-15.4-1 河川勾配と河床材料の粒径等の関係

	勾配 (i)	Fr	勾配	粒径	流量
溪流	$>1/140$	1	大	大	小
急流	$1/140 \sim 1/800$	↓	↓	↓	↓
緩流	$<1/800$	0.44	小	小	小

土砂吐きの設計を行うに当たって、急流河川においては流量が、緩流河川では勾配がそれぞれ設計上の制約条件となる場合がある。

また、急流河川では河床材料のうち、最大粒径のものをいかに早く排除するか水理設計の重点がおかれる。それに対して、緩流河川では排砂時間を短くして、いかに水の損失を少なくするかに注意が払われる。

排砂時間を短くするためには土砂吐きゲート開放後、ゲート上流の水位を下げることなく、直ちに射流水路が形成されることが望ましい。この条件を与えるには土砂吐き導流壁の天端標高は計画取水水位程度とすることが望ましい。しかし、この導流壁が取水時に障害となることのないよう十分留意すべきである。導流壁を計画取水水位程度にしても支障のない条件は、土砂吐きの幅は取入れ幅より大きい場合である。

急流河川と緩流河川の接点付近においては、両者について土砂吐きの設計を行い安全側のものを採用する。

15.5 急流河川における土砂吐きの水理設計法

15.5.1 土砂吐き水路流入部の設計

土砂吐き水路内の流れを射流とする条件からこの水路の流入口においては限界流が生じる。この限界流をもって河床材料の最大粒径を移動させるよう設計する。

土砂移動に必要な限界流速 V_c は実験的に式 (15.5-1) で与えられ*1、限界水深 h_c 及び単位幅流量 q_c はそれぞれ式 (15.5-2)、式 (15.5-3) で示される。

*1 出口利祐・川合 亨：頭首工土砂吐水理設計の新理念、農工研、31(7)(1964)

$$V_c = \sqrt{20d_\ell} \dots\dots\dots (15.5-1)$$

$$h_c = \frac{20d_\ell}{g} \dots\dots\dots (15.5-2)$$

$$q_e = \sqrt{\frac{(20d_\ell)^3}{g^2}} \dots\dots\dots (15.5-3)$$

ここに、 d_ℓ : 河床材料の最大粒径 (m)

g : 重力の加速度 (m/s²)

また、土砂吐き水路を形成するために必要な導流壁高 H は、この水路の流入地点において $1.5h_c$ とする。

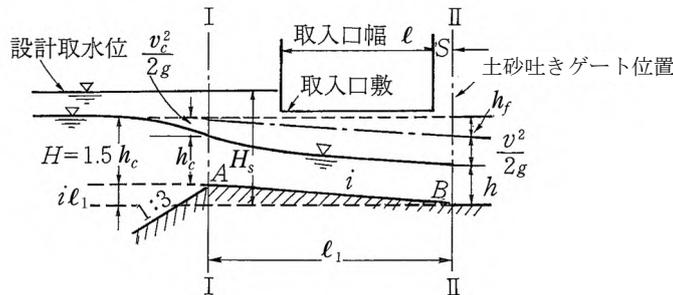


図-15.5-1 土砂吐き上流部水路説明図

15.5.2 土砂吐き水路上流部の設計

図-15.5-1 における ℓ_1 は式 (15.5-4) によって求める。

$$\ell_1 = S + \ell + 1.5H_s \dots\dots\dots (15.5-4)$$

ここに、 S : 土砂吐きゲートの上流端と取入口下流端との間隔 (m)

ℓ : 取入口幅 (m)

H_s : 土砂吐き水路床標高と設計取水水位との差 (m)

土砂吐き水路流入点 A 点の標高は、現況河床標高程度を原則とし、A 点から上流へは 3 割の逆勾配を与えて河床表面から深さ 1.5 m ほど貫入させるのが一般的である。水路内の射流条件は下流水位とも関係してくるが、断面 I ~ II 間では限界流に近い射流となるよう勾配 i を与える。 i は式 (15.5-5) で求められる。

$$i = \frac{1}{\ell_1} \left(h + \frac{h_c^3}{2h^2} - 1.5h_c \right) + \frac{n^2 g h_c^3}{h_m^{10/3}} \dots\dots\dots (15.5-5)$$

式 (15.5-5) の右辺第 2 項は土砂吐き水路内の堆砂礫を掃流するために必要なエネルギー勾配 I_e を表す。この I_e は式 (15.5-8) h_c に見合う限界流勾配 I_c より、多量の砂礫を移動するために失われるエネルギー分だけ大きくする。一方、固定床での I_e は移動床での平均粒径に対する限界掃流力時のエネルギー勾配 I_{lg} より小さくてよい。ここに、 I_c は Manning 平均流速公式から、また、 I_{lg} は岩垣の簡易公式のうち、 $d_m > 0.303 \text{ cm}$ の領域から、それぞれ式 (15.5-6)、式 (15.5-7) で与えられる。

$$I_c = n^2 g / h_c^{1/3} \dots\dots\dots (15.5-6)$$

$$I_{ig} = 8.25 \times 10^{-2} d_m / h_m \dots\dots\dots (15.5-7)$$

したがって、式(15.5-5)の第2項を式(15.5-8)で表される条件の範囲として*i*を式(15.5-5)から求める。式(15.5-8)は必ずしも絶対条件ではないが、望ましい条件である。

$$I_c < \frac{n^2 g \cdot h_c^3}{h_m^{10/3}} < I_{ig} \dots\dots\dots (15.5-8)$$

式(15.5-5)から式(15.5-8)において、

n : マニングの粗度係数

h_c : 土砂吐き流入口の限界水深 (m) で、式(15.5-2)から求める。

h : 水路下流側の断面 (ゲート戸当り部) の水深 (m)

h_m : (*h_c* + *h*) / 2 (m)

d_m : 河床の平均粒径 (m)

なお、下流側水深 *h* は最大粒径 *d_ℓ* と等しいか、それ以上とする。この水深が小さ過ぎると掃砂対象砂礫の頂部が水面上に露出し、掃流能力が低下する。また、*I_e* を決定する *n* 値は 0.017~0.018 でよい。ただし、式(15.5-5)で得た *i* において、*n* = 0.015 の条件で下流側水深 *h* をチェックし、この時 *h* ≥ *d_ℓ* であることを確かめ、最終的に土砂吐き水路上流部の勾配 *i* を定める。通常 *i* の値は 1/100 程度である。

15.5.3 土砂吐き水路下流部の設計

土砂吐き水路下流部のうち図-15.5-2における *ℓ₂* の長さはおおよそ水路幅の 1.5 倍を目安とする。また図-15.5-2において、水路下流端 D から上流へ、排砂時の下流側設計水深 *h₃* (*h₃* ≒ *h₃* と考えて) の 4.5~6 倍をとった点を C とし、CD 間は水路床を水平に設ける。この *ℓ₃* は下流側水深 *h₃* を共役水深として跳水するときの跳水長である。BC 間の勾配 *i₂* は C 点における水深 *h₂* と下流水深 *h₃* とが共役となるように定める。すなわち、式(15.5-9)を満足させるよう設計する。

$$i_2 \ell_2 + h + x \doteq h_3 = \left(\frac{h_2}{2} \right) \cdot \left(-1 + \sqrt{8F_2^2 + 1} \right) \dots\dots\dots (15.5-9)$$

ここに、*i₂ℓ₂* はエネルギー方程式と連続の式及びマニングの平均流速公式から式(15.5-10)で与えられる。

$$i_2 \ell_2 = - \left\{ (h - h_2) + \frac{q_e^2}{2g} \left(\frac{1}{h^2} - \frac{1}{h_2^2} \right) \right\} + \frac{n^2 q_e^2 \ell_2}{\left(\frac{h + h_2}{2} \right)^{10/3}} \dots\dots\dots (15.5-10)$$

ここに、*h* : II断面における水深 (m)

x : 下流河川水位とゲート敷上の水深の水位との差 (m)

h₂ : III断面における水深 (m)

F₂ : *h₂* に対するフルード数、*F₂*² = *q_e*² / *gh₂*³

i_2 を求めるには式 (15.5-9) で h_2 を仮定し、式 (15.5-10) を満足するよう試算するが、 $i_2 \geq i$ (B 点より上流の勾配) を満足させる必要がある。下流側の導流壁の長さは、水路下流端 D までとする。その高さは掃砂時における下流水位 + 0.50 m を最小限とし、取水位でゲートを全開したとき土砂吐きゲート敷で発生する限界水深 h_{c1} の水位を最大値とする。

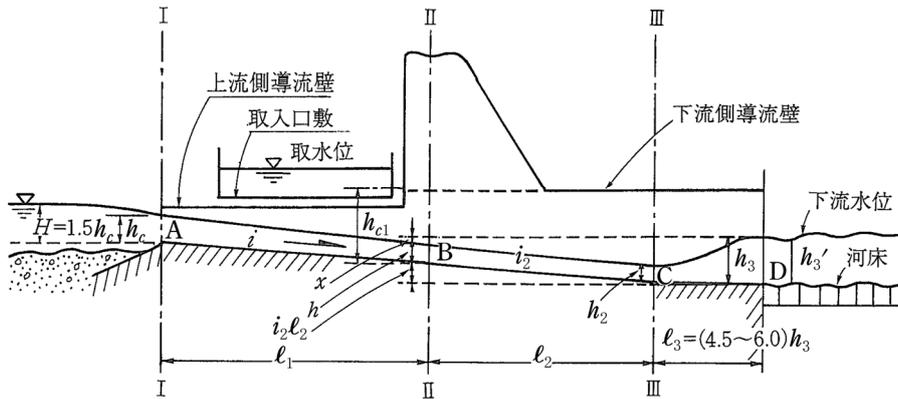


図-15.5-2 土砂吐き水路説明図

15.6 緩流河川における土砂吐きの水理設計法

緩流河川では、河床材料の大きさが小さく、河川勾配は非常に小さい。砂粒子が小さいことは小さな水の力で移動されうることを意味する一方、河床勾配が小さいため、上下流のエネルギー差が小さく、必要な勾配をとりにくいことも意味する。このことから、土砂吐き水路の流れの領域を常流とした設計では、土砂排除に時間がかかり、水の無効放流となりやすいので、流れの領域を射流とすることを設計の基本とする。

図-15.6-1 において、射流条件を満足するための水路底落差 y は式 (15.6-1) によって求める。

$$y = h - 1.5h_c + \frac{v^2}{2g} + \frac{n^2 g h_c^3 \ell}{h_m^{10/3}} \dots \dots \dots (15.6-1)$$

ここに、 $h_m = (h_c + h)/2$
 $q_c = v \cdot h$ (単位幅流量)
 $h_c = (q_c^2 / g)^{1/3}$

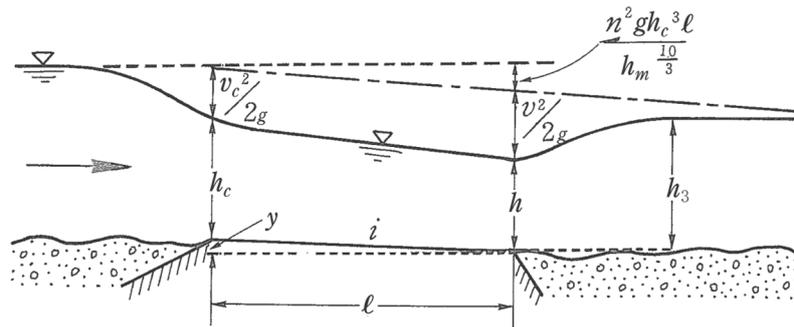


図-15.6-1 緩流河川における土砂吐きの縦断面形

式(15.6-1)において、水深 h に対するフルード数は1.75以上が望ましいが、仮に1.75とすれば、 $h \approx 0.5 h_3$ 及び、 $v = 1.75 \sqrt{gh}$ の関係が成立する。すなわち、 h_3 、 n 、 ℓ を与えることにより y 値を求めることができる。

緩流河川においては、一般に堰上流の貯留量が多い。この貯留エネルギーを利用して、ゲート操作により排砂することも考えられる。したがって、式(15.6-1)を満足させるために、土砂吐き水路の幅員が無効河積として取り扱われるほど小さくなる場合は、この貯留エネルギー利用の可能性について十分検討する。

貯留エネルギーの利用を前提とする場合、上流側の導流壁の高さは取水位まで高めておく必要がある。このことによる取水機能への影響を与えない水理条件の目安は、土砂吐き水路の幅>取入口幅である。

なお、下流の跳水区間はコンクリートにて保護することが望ましい。

15.7 土砂吐きの幅の決定

掃砂に必要な単位幅流量 q_e （急流河川）、 q_c （緩流河川、式(15.6-1)参照）をまず決定し、ついで急流河川では平均粒径(質量通過百分率の60%径とする)の移動限界時の河川流量 Q_s 、緩流河川ではかんがい期間の平均流量 Q_m を確定する。すなわち、急流河川と緩流河川のそれぞれの土砂吐きの幅を B_s 、 B_m とすれば、次式で与えられる。

$$B_s \leq Q_s / q_e \dots\dots\dots (15.7-1)$$

$$B_m \leq Q_m / q_c \dots\dots\dots (15.7-2)$$

式(15.7-1)又は、式(15.7-2)により計算された土砂吐きの幅が構造令の規定に合致するか否かを検討し、その条件を満たさないときは別途対策を検討する。すなわち、具体的には、土砂の堆砂しない位置の選定、取水時における接近流速の低下及び効率のよい沈砂池の設計等である。

土砂吐き水路の幅は、土砂吐き水路の長さの1/2以下にすることが望ましい。

15.8 設計に必要な資料

- (1) 既往洪水量とその確率
- (2) 河川流量の期別変化
- (3) 水位～流量曲線
- (4) 粒径(90%径及び平均径)

- (5) 掃砂時の下流水位
- (6) 河川勾配

15.9 平均粒径移動限界時の河川流量の算定

まず、平均粒径移動限界の水深 h_{sc} を式 (15.9-1) によって求める。

$$h_{sc} = U_{*c}^2 / g \cdot i \dots\dots\dots (15.9-1)$$

ここに、 U_{*c}^2 は平均粒径移動限界摩擦速度で、岩垣の簡易公式から

$$U_{*c}^2 = 80.9 d_m \dots\dots\dots (15.9-2)$$

$$d_m \geq 0.303 \text{ cm}$$

である。ここに、 d_m : 河床の平均粒径 (cm)

次に、 $h = (q^2 / gF^2)^{1/3}$ で得られる $h-q$ 曲線において、 $h = h_{sc}$ なるときの q 値は平均粒径移動限界時の単位幅流量であり、これに当該河川の幅を乗じて河川流量を概算することができる。

15.10 土砂吐き水路の計算例(急流河川の場合)

(1) 設計条件

- ・ 河川幅 $B = 100 \text{ m}$ 、・ 河川勾配 $i = 1/300$ 、・ 河床の平均粒径 $d_m = 0.05 \text{ m}$
- ・ 最大粒径 (質量通過百分率 90% の粒径) $d_l = 0.30 \text{ m}$
- ・ 河川の平水量 $Q = 170 \text{ m}^3/\text{s}$ ・ 平水時における堰下流水位 $EL = 34.00 \text{ m}$
- ・ 堰上流側の土砂吐き水路長さ = 40 m (計画)
- ・ 土砂吐き水路流入口における原河床標高
- ・ 堰下流側の土砂吐き水路の長さ = 20 m (計画)、・ 河川の洪水量

(2) 平均粒径移動限界時の河川流量の推定

河川のフルード数 F_r は次式で概算する。

$$F_r = 9.82(\sqrt{i})^{0.933} - 300(\sqrt{i})^{3.5} \cong 0.67 \dots\dots\dots (15.10-1)$$

平均粒径移動限界摩擦速度 $U_{*c}^2 = 80.9 d_m = 404.5 \text{ (cm/s)}^2$ (岩垣の簡易公式)

平均粒径移動限界水深 $h_{sc} = U_{*c}^2 / gi = 124 \text{ cm}$

単位幅流量 q に対する水深 h_3 と粗度係数 n 値の概算

$$h_3 = (q^2 / gF_r^2)^{1/3} \dots\dots\dots (15.10-2)$$

$$n = h_3^{5/3} \cdot i^{1/2} / q \dots\dots\dots (15.10-3)$$

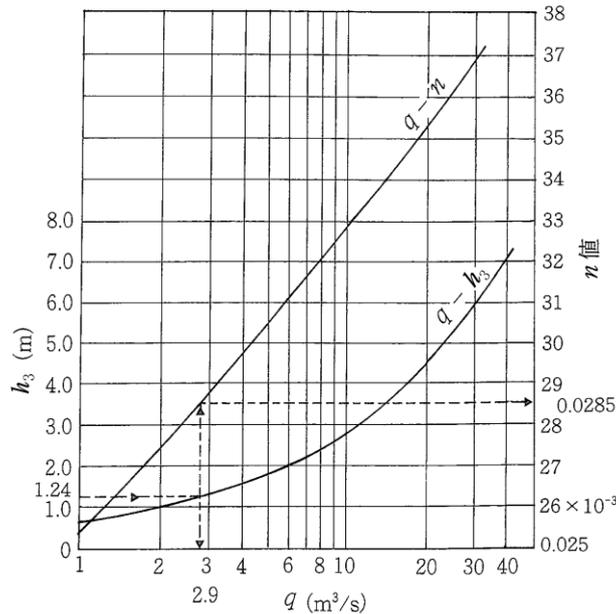


図-15.10-1 単位幅流量に対する水深と粗度係数

これを図示したものが図-15.10-1であり、この図から平均粒径移動限界時の単位幅流量 q と粗度係数 n は、それぞれ $q = 2.9 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $n = 0.0285$ となることがわかる。いま、河川の低水路幅100 mとすれば、平均粒径移動限界時の河川流量は $2.9 \times 100 = 290 \text{ m}^3/\text{s}$ と見積られる。

(3) 土砂吐き流入口の掃砂能力と土砂吐き水路幅の検討

土砂吐き流入口の限界水深 h_c 、単位幅流量 q_e は、 $h_c = 20d_\ell/g$ 、 $q_e = \sqrt{(20d_\ell)^3/g^2}$ であり、 $d_\ell = 0.30 \text{ m}$ 、 $g = 9.8 \text{ m/s}^2$ を代入すれば、 $h_c = 0.612 \text{ m}$ 、 $q_e = 1.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ となる。また導流壁の高さは $H = 1.5 \text{ m}$ 、 $h_c = 0.918 \text{ m}$ である。

いま、実際の施工と安全率を考えて、次のように修正する。

$$H = 1.0 \text{ m}、h_c = 0.666 \text{ m}、q_c = \sqrt{ghc^3} \doteq 1.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} \text{ とする。}$$

土砂吐き水路幅 B は、河川の平水量 $170 \text{ m}^3/\text{s}$ と平均粒径移動限界時の流量 $290 \text{ m}^3/\text{s}$ に対して、それぞれ100 m、170 m以下とすることが必要となり、構造令の適用範囲内で設計可能なことが分かる。

土砂吐き排除機能からみた幅は水路長さの半分以下であるとき、その流れの方向性を規制しやすい。このような観点から、この例では土砂吐きの幅を20 m程度とすることが望ましい。

(4) 土砂吐き水路ゲート上流側の勾配設計

射流水路の勾配を求める条件式は、式(15.5-6)、式(15.5-7)、式(15.5-8)から

$$\frac{n^2 g}{h_c^{1/3}} < \frac{n^2 g h_c^3}{h_m^{10/3}} < \frac{8.25 \times 10^{-2} d_m}{h_m}$$

であり、ここに、 $h_m = (h_c + h)/2$ 、 $d_m = 0.05 \text{ m}$ 、 $h_c = 0.666 \text{ m}$ である。いま、射流水路下流端の水深 h と水路の n 値を仮定することにより、表-15.10-1が得られる。

表-15.10-1から、土砂吐き水路の下流端水深 h は、掃砂すべき流砂量を考慮して最大粒径より

も大きな値を考え、さらに土砂輸送のために失われるエネルギーを勘案し、粗度係数 $n = 0.018$ とすれば $h = 0.40 \text{ m}$ となる。ゆえに、水路の長さ $l_1 = 40 \text{ m}$ として次式から水路底勾配を求める。

$$i = \frac{1}{l_1} \left(h + \frac{h_c^3}{2h^2} - 1.5h_c \right) + \frac{n^2 g h_c^3}{h_m^{10/3}} = 0.01562 \doteq 1/64$$

また、限界勾配 i_c は、 $i_c = n^2 g / h_c^{1/3} = 1/275$

となり、射流条件を十分満足することが分かる。

射流水路の下流端、すなわちゲート敷標高は流入口標高 34.00 m とすれば、

$$i l_1 = 40/64 = 0.625 \text{ m}$$

$$\therefore 34.00 - 0.625 = 33.375 \text{ m (ゲート敷標高)}$$

表-15.10-1 n 、 h と勾配要素の関係

h (m)	h_m	$\frac{8.25 \times 10^{-2} d_m}{h_m}$	$>$	$n^2 g h_c^3 / h_m^{10/3}$		
				$n=0.017$	$n=0.018$	$n=0.020$
0.60	0.633	1/153		1/262	1/229	1/189
0.55	0.608	1/147		1/228	1/204	1/165
0.50	0.583	1/141		1/199	1/177	1/144
0.45	0.558	1/135		1/172	1/153	1/124
0.40	0.533	1/129		1/147	1/131	1/107
0.35	0.508	1/123		1/125	1/112	1/91
0.30	0.483	1/117		1/106	1/95	1/77

(5) ゲート下流側土砂吐き水路の設計

所要の掃流力をもった射流水路の条件は次式による。

$$i_2 l_2 + h + x \leq \frac{h_2}{2} \left(-1 + \sqrt{8F_2^2 + 1} \right) \dots\dots\dots (15.10-4)$$

いま、ゲート敷上水位と下流水位との標高差 x を求める。

ゲート敷上の水位標高は、

$$33.375 + 0.40 = 33.775 \text{ m}$$

$$\therefore x = 34.00 - 33.775 = 0.225 \text{ m}$$

いま、下流水路の長さ $l_2 = 20 \text{ m}$ とすれば、水路末端水深 h_2 を仮定することにより、所要の掃流力を持った水路勾配 i_2 は次式より求められる。

$$i_2 l_2 = \left\{ (h - h_2) + \frac{q_e^2}{2g} \left(\frac{1}{h_2} - \frac{1}{h^2} \right) \right\} + \frac{n^2 q_e^2 l_2}{\left(\frac{h + h_2}{2} \right)^{10/3}} \dots\dots\dots (15.10-5)$$

ここに、 $q_e = 1.7 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ 、 $n = 0.018$ 、 $F_2^2 = q_e^2/g \cdot h_2^3$ 、 $h = 0.40 \text{ m}$ である。2 ~ 3 の試算により、 $h_2 = 0.45 \text{ m}$ でその条件を満足することになる。

このときの水路底勾配は $i_2 = 1/71.2$ となる。しかし、 $i_2 < i$ であるので、 i_2 は $i_2 = i$ すなわち $i_2 = 1/64$ とする。

次に、堰下流に堆砂現象が生ずると思われるときの下流導流壁高さ H は次式によって求める。ただし、この H_2 はゲート敷を基準とする。

$$H_2 = \{(\text{計画取水水位}) - (\text{ゲート敷標高})\} \times \frac{2}{3} \dots\dots\dots (15.10-6)$$

この H_2 は、ゲート上流水位が計画取水水位のとき、敷上においてほぼ限界水深となる値である。