

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がある場合
- (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。

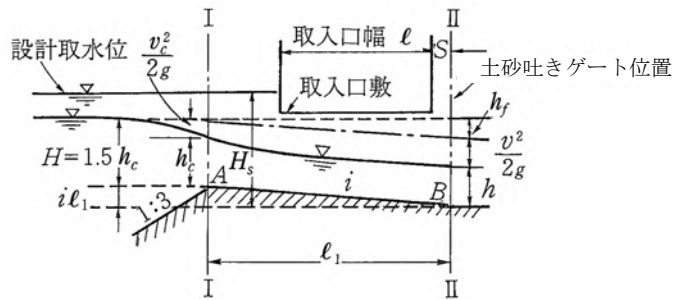


図-15.5-1 土砂吐き上流部水路説明図

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。

$$l_1 = S + l + 1.5H_s \dots\dots\dots (15.5-4)$$

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 1.5m 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。

$$i = \frac{1}{l_1} \left(h + \frac{h_c^3}{2h^2} - 1.5h_c \right) + \frac{n^2 g h_c^3}{h_m^{10/3}} \dots\dots\dots (15.5-5)$$

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_c 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、 $n = 0.015$ の条件下で下流側水深 h をチェックし、この時 $h \geq d_\ell$ 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 ℓ_2 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 h_3 ($h_3' \doteq h_3$ 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 ℓ_3 は下流側水深 h_3 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 i_2 は C 点における水深 h_2 と下流水深 h_3 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、 $i_2 \ell_2$ 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)

h_2 : III 断面における水深 (m)

F_2 : h_2 に対するフルード数、 $F_2^2 = q_e^2 / g h_2^3$

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。

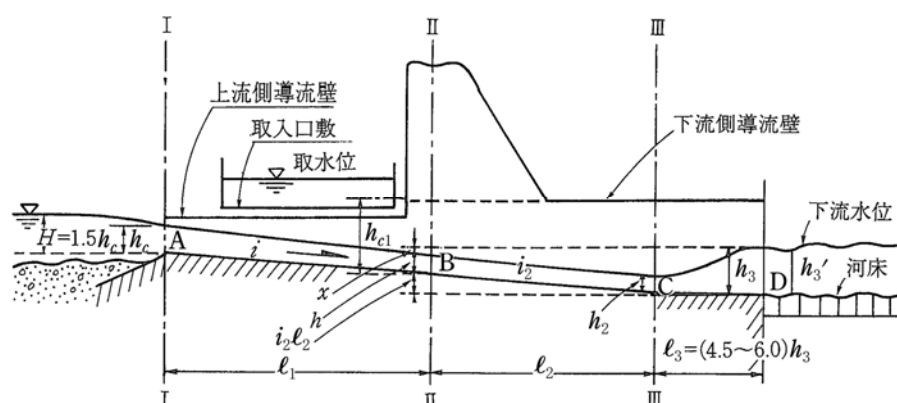


図-15.5-2 土砂吐き水路説明図

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の意味する一方、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)

$h_c = (q_c^2 / g)^{1/3}$

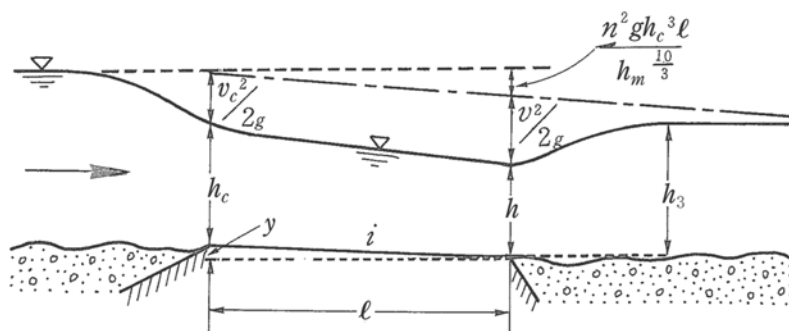


図-15.6-1 緩流河川における土砂吐きの縦断面形

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、 $h \doteq 0.5 h_3$ 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

$$\begin{aligned} U_{*c}^2 &= 80.9 d_m \dots\dots\dots (15.9-2) \\ d_m &\geq 0.303 \text{ cm} \end{aligned}$$

である。ここに、 d_m : 河床の平均粒径 (cm)

次に、 $h = (q^2 / g F^2)^{1/3}$ 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) $d_\ell = 0.30 \text{ m}$
- ・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 $\text{EL} = 34.00 \text{ m}$
- ・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。

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

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 $h_{sc} = U_{*c}^2 / g i = 124 \text{ cm}$

単位幅流量 q に対する水深 h_3 と粗度係数 n 値の概算

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

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

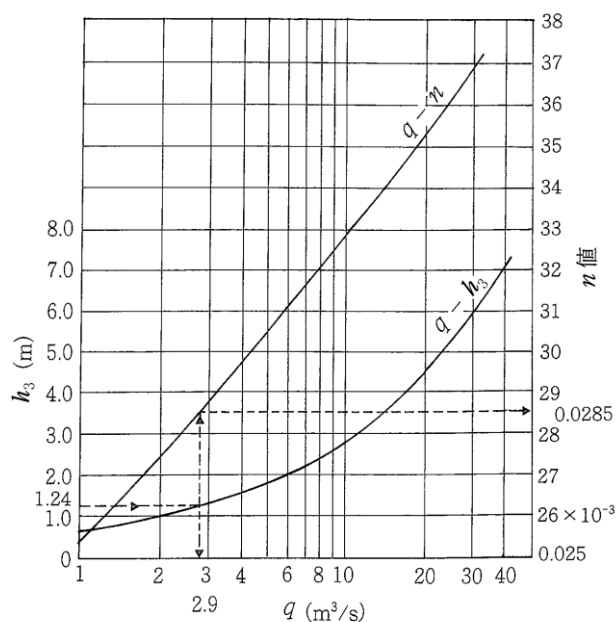


図-15.10-1 単位幅流量に対する水深と粗度係数

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、 $h_c = 0.612 \text{ m}$ 、 $q_e = 1.5 \text{ m}^3/\text{s/m}$ 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。

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

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 $\ell_1 = 40 \text{ m}$ として次式から水路底勾配を求める。

$$i = \frac{1}{\ell_1} \left(h + \frac{h_c^3}{2h^2} - 1.5h_c \right) + \frac{n^2 g h_c^3}{h_m^{10/3}} = 0.01562 \div 1/64$$

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、

$$i \ell_1 = 40/64 = 0.625 \text{ m}$$

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

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。

$$i_2 \ell_2 + h + x \leq \frac{h_2}{2} \left(-1 + \sqrt{8F_2^2 + 1} \right) \dots\dots\dots (15.10-4)$$

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 $\ell_2 = 20 \text{ m}$ 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。

$$i_2 \ell_2 = - \left\{ (h - h_2) + \frac{q_e^2}{2g} \left(\frac{1}{h_2} - \frac{1}{h^2} \right) \right\} + \frac{n^2 q_e^2 \ell_2}{\left(\frac{h + h_2}{2} \right)^{10/3}} \dots\dots\dots (15.10-5)$$

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時の下流導流壁高さ 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。

第 16 章 護床工の設計

関連条項 [基準10、運用10-24、25]

護床工は、河床の洗掘を防止するために下流エプロンに連続して設けられる。河床の洗掘は水の持つエネルギーの局所的な消費の代償として、流砂量の断絶、さらには渦によって生ずることは明らかである。この洗掘要因を除去する工法によって護床工の目的を達することができる。

基準 10 及び運用 10-24、25 では、護床工が満足すべき機能を次のように規定している。

- (1) 取水堰を越えた高速流を漸次減勢し、護床工下流端の流速が下流河川の流速と等しくなること。
- (2) 将来の河床変動に伴う護床工自体の沈下に柔軟に順応する屈曲性と連結性を有すること。
- (3) 洪水時の土砂の流下に対する所定の耐摩耗性を有すること。
- (4) 河川における自然の土砂移動を極端に阻害しないような構造とすること。
- (5) 流水の作用に対して移動や転倒など不安定な状態とならないこと。

護床工については、一般にコンクリートブロック工法が採用され、局所洗掘の防止や高流速の減勢を考慮し、頭首工に適合するブロックを合理的に設計する必要がある。また、護床工の設計においては、個々の河川協議の状況を踏まえつつ必要に応じて「床止めの構造設計の手引き」、「改訂護岸の力学設計法」等の関連する技術書を参考とし適切に設計する。

ここでは、基準及び運用で定める機能を満足する護床工の水理設計・構造設計の一般的手法・諸元を解説し、従来から使用されているイボ型ブロックについて設計事例を紹介する。

16.1 護床工設計の基本的な考え方

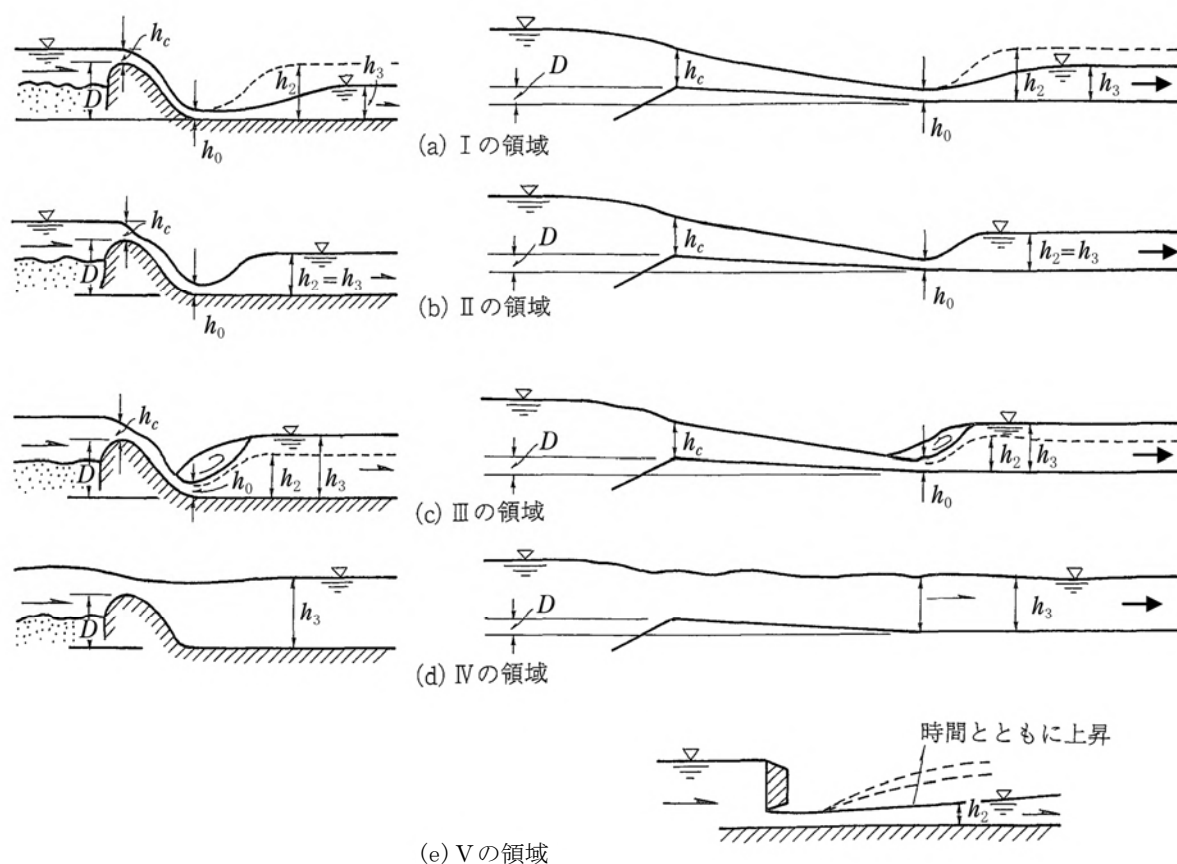
堰下流部の局所洗掘を防止する基本的な考え方としては、堰体を流下した高速流のもつエネルギーを護床工の抵抗によって漸次減勢し、護床工の下流部分の流速をこれに続く下流河川の流速と等しくすることである。このときの流れの条件は河床材料の平均粒径の移動限界時における水理量から与えられる。これは、土砂の移動限界を超えた流れでは流砂の連続性があり、河床の平衡が保たれることを前提としている。

16.2 流水領域の判定

16.2.1 流れの領域

堰下流の流れの領域により、下流河床に与えるエネルギーの大きさが異なり、護床工を設ける範囲や護床工に与えるべき流水抵抗(粗度)も異なってくる。したがって、まず流れの領域を判定する必要がある。

流れの領域は次の五つに区分される (図-16.2-1 参照)。



固定堰部

可動堰部

図-16.2-1 堰を越える流れ及び土砂の流れ

I の領域は、下流水深 h_3 が堤址(堰の下流端で、エプロンとの接合部)における水深 h_0 に対応する共役水深 h_2 より小さい場合であり、露出射流が出現し、河床面に沿って高速流が生じるので、最も局所洗掘が大きくなる領域である。

II の領域は、下流水深 h_3 が共役水深 h_2 と一致したときで、堤址から直ちに跳水を起こし、流水それ自身によってエネルギーを消耗する。この領域では理想的な減勢が行われる。

III の領域は、下流水位 h_3 が堰頂における限界水深 h_c の水位よりも低く、かつ h_0 に対する共役水深 h_2 よりも高い場合である。この領域では底層流に最大流速点があるので、護床工法に注意を要する。

IV の領域は、堰頂における限界水深の水位より下流水位が高い場合であって、いわゆる潜越流となる。この領域では、最大流速点は水面近くにあり、局所洗掘への影響が小さい。

V の領域は、ゲートの開度に応じた不定流の現象で、露出射流の継続時間が長いほど局所洗掘への影響が大きい。

16.2.2 流れの領域の判定

流れの領域の判定は、堰高 D (堤址から堰頂までの高さ)、単位幅流量 q に対する下流水深 h_3 を既知として作図した図-16.2-2、図-16.2-3 を用いると便利である。

具体的には、図-16.2-2、図-16.2-3 から次のように判定する。

- (1) $D + h_c$ の点線は、堰高 D と堰頂における限界水深 h_c を加えた高さを示す。すなわち、これより下流水位が高い場合は潜り堰になる。
- (2) H_2 の実線はそれぞれの堰高 D に対する完全越流時の共役水深を示す。
- (3) h_c の実線は下流側河川の限界水深を示す。
- (4) $D + h_c$ の点線と H_2 の実線の交点より大きな流量においては完全跳水が生じない。
- (5) $D + h_c$ の点線と H_2 線の交点より小さな流量において、この両線に囲まれた領域は潜流となり、高速流が底層に存在する。
- (6) $D + h_c$ の点線と H_2 線の交点より小さい流量において、 H_2 線と h_c 線に囲まれた領域は露出射流から跳水あるいは波状流となる。
- (7) $D + h_c$ の点線と H_2 線の交点より大きな流量において、 $D + h_c$ 線と h_c 線に囲まれた領域は波状流となる。

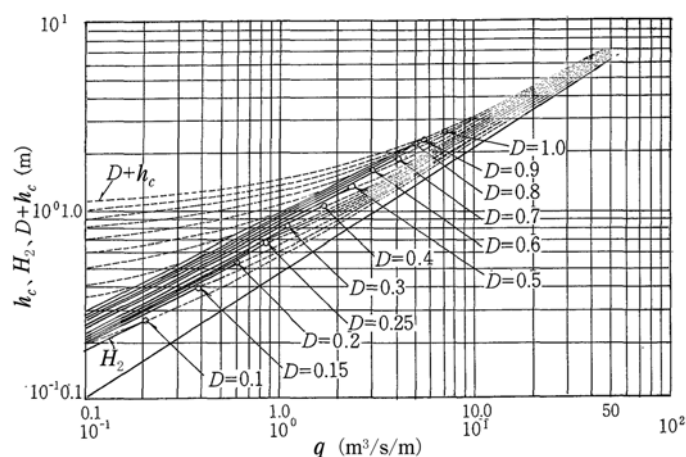


図-16.2-2 堰下流側における流水領域判定図表 ($D = 0.1 \sim 1.0$ m)

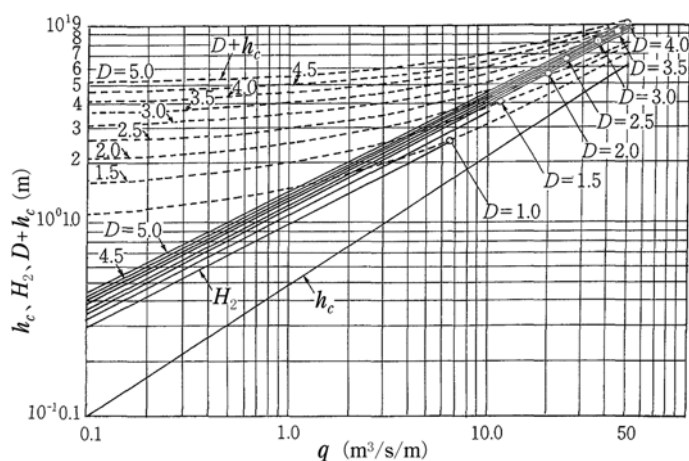


図-16.2-3 堰下流側における流水領域判定図表 ($D = 1.0 \sim 4.0$ m)

護床工の設計に当たっては平水流量から設計洪水量の間の数点の流量で下流水深を求め、図-16.2-2、図-16.2-3 上にプロットして、護床工の設計上考慮すべき危険な条件を判定するとともに、ゲート操作による露出射流の危険性の検討を行う。

16.3 護床工の水利設計

16.3.1 設計の方針

- (1) 流砂の連続性を阻害しないため、自然河川と類似の抵抗をもった護床工とする。
- (2) 護床工と河川の流水抵抗を等しくする。すなわち、護床工と自然河川の接続点の前後で流速分布を等しくすることにより護床工下流端での局所洗掘を防止する（図-16.3-1 参照）。
- (3) 護床工に与える流水抵抗は、固定堰及び洪水吐きの下流では河床材料のうち平均粒径の移動限界時の条件を与え、土砂吐きの下流では最大粒径の移動限界時の条件を与える。
- (4) 護床工用のブロックの突起の天端は原則として、エプロンの床面と同じ標高とする。これによって護床工上の流れは、断面急拡に伴う減勢効果が著しく増大される。さらに、激しい流砂による破壊や摩擦を避けることができる。この設定方法は、多くの水理実験と実際河川での実績によって確認された重要なポイントである。

16.3.2 急流河川における領域別設計法

固定堰及び洪水吐き下流の護床工は、河床材料の平均粒径を対象として、以下に述べる領域別設計法により設計を行う。また、土砂吐き下流の護床工は、最大粒径を対象として行うが設計手法は同じでよい。

(1) I の領域

ア まず、護床工下流の砂礫移動限界時の水深 h_3 と粗度係数 n 値を求める。この求め方では、平均粒径の移動限界時における水深 h_3 と q が得られれば、次式によりこの条件の粗度係数を概算する。

$$n = h_3^{5/3} \cdot i^{1/2} / q \dots\dots\dots (16.3-1)$$

イ 護床工の下流側（跳水あるいは常流区間、図-16.3-1 における ℓ_2 の部分）の護床ブロックの配列を決める。

この区間の護床工は、自然河川の平均粒径移動限界時の流水抵抗に合わせるように設計する。護床工の粗度は、使用するブロックのタイプによって異なるので、図-16.3-2 に示す以外の突起や配列を使用する場合は、水理模型実験等により別途粗度を定める。

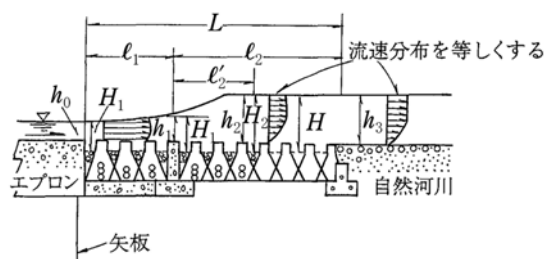


図-16.3-1 護床工上の流れの説明図

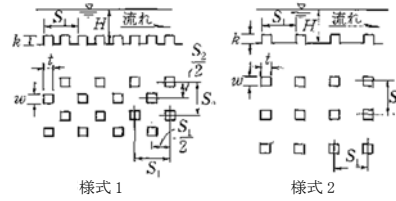


図-16.3-2 イボ型護床工の粗度様式説明図

図-16.3-2 に示すようなイボ型粗度については足立^{*1}の実験式がある。

いま、護床工突起の高さ k とその幅 w を仮定すると、突起の配列を定める一般式は

$$\frac{H^{1/6}}{n\sqrt{g}} = 10.6 \log_{10} \frac{H}{k} + 5.4 \log_{10} \frac{S}{F} - 5.47 \dots\dots\dots (16.3-2)$$

ここに、 H : 護床工下流端における底面からの水深。 $H = h_3 + k$, $F = k \cdot w$
 S : 突起 1 個当たりの支配面積。 図-16.3-2 の様式 1 において、
 $S = S_1 \cdot S_2 / 2$ 様式 2 において $S = S_1 \cdot S_2$ である。

また、ここでの n 値は平均粒径移動限界時の値である。

式 (16.3-2) から突起の配列、すなわち S_1 、 S_2 を決定する。

ウ 護床工下流側 (ℓ_2 区間) の長さは、次式から求める。

$$\ell_2 = 6H_2 \dots\dots\dots (16.3-3)$$

ただし、この H_2 は後述する式 (16.3-4) で与えられるものを最大限として決定する。

エ 護床工上流側 (露出射流区間、図-16.3-1 における ℓ_1 の部分) の護床ブロックの配列は、露出射流が生ずる最大流量時の水理条件で設計する。すなわち、当該河川の $q-h_3$ 曲線を図-16.2-2、図-16.2-3 にプロットし、I の領域内の最大流量を求め、この条件における下流水深 h_3 、粗度係数 n_f 、跳水の上流側の共役水深 H_1 、及び堰に堤址水深 h_0 を求める。 n_f は前述のアの項と同様の方法で求め、水深 $H = h_3 + k$ に対する上流側の共役水深 H_1 及び堤址水深 h_0 は、それぞれ式 (16.3-4)、式 (16.3-5) から求める。

また、堤址水深 h_0 は、堰高 D 、単位幅流量 q を既知として図-16.3-3 から得られる。ここに D は、エプロン下流端面から堰頂までの高さである。

$$H_1 = \frac{H_2}{2} \left(\sqrt{\frac{8q^2}{gH_2^3} + 1} - 1 \right) \dots\dots\dots (16.3-4)$$

$$h_0^3 - E_0 h_0^2 + \frac{q^2}{2g} = 0 \dots\dots\dots (16.3-5)$$

ただし、 $E_0 = D + 1.5h_c$ で、 h_c は堰頂上の限界水深である。

露出射流区間の長さ ℓ_1 は不等流の微分方程式を積分した次式による。

$$\ell_1 = \frac{1}{n_f^2} \left\{ \frac{3\alpha}{4g} (H_1^{4/3} - h_0^{4/3}) - \frac{3}{13q^2} (H_1^{13/3} - h_0^{13/3}) \right\} \dots\dots\dots (16.3-6)$$

^{*1} 足立昭平：人工粗度の実験的研究、土木学会論文報告集、p. 104. (1964)

ここに、 α : 流速分布に関する補正係数 1.1

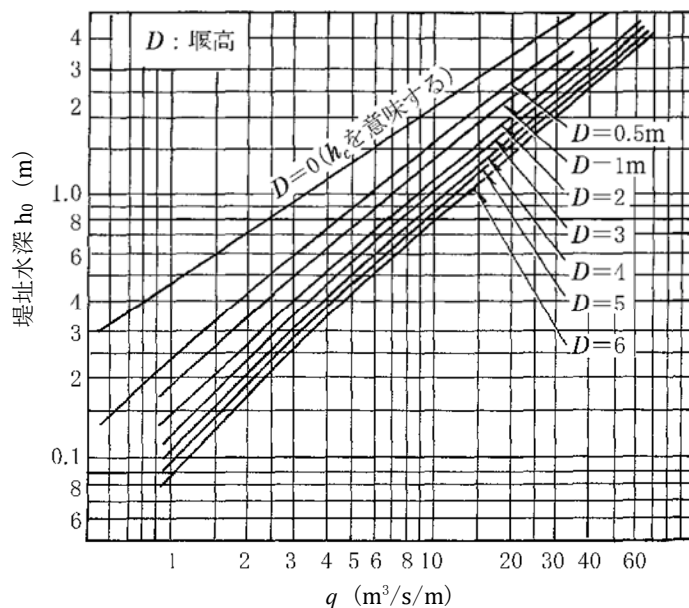


図-16.3-3 単位幅流量 q と堤址水深 h_0 の関係

露出射流区間の護床ブロックの配列はイの項の下流側の配列方法に準ずるが、イボ型護床工の場合は次式で求める。

$$\frac{H_m^{1/6}}{n_f \sqrt{g}} = 10.6 \log_{10} \frac{H_m}{k} + 5.4 \log_{10} \frac{S}{F} - 5.47 \quad \dots\dots\dots (16.3-7)$$

ここに、 $H_m : h_0 < H_1$ のとき $\frac{h_0 + H_1}{2}$

$h_0 > H_1$ のとき $\frac{h_0 + h_c}{2}$

$$h_c = 3 \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

護床工全体の必要長さは次式で与えられる。

$$L = \ell_1 + \ell_2$$

(2) II の領域

護床工ブロックの配列は平均粒径移動限界時の水理条件を基本として算定する。すなわち、上記(1)の ℓ_2 区間の手法による。また、護床工の長さ L は次式で与えられる。

$$L = 6H_2 \quad \dots\dots\dots (16.3-8)$$

ここに、 H_2 : この領域における最大流量時における下流水深

(3) III の領域

高い固定堰のような場合は、エプロンに緩やかな勾配を与え任意の点で跳水を起こさせる方法がある。堰体基本断面上の下流エプロン緩勾配部の始点は、この領域の最大流量時における単位幅流量 q について、落差ごとの堤址水深とフルード数に対する共役水深の水位を求め、この水位と流量 q における下流水位が一致した点として与える。この点から下流へ 1/5～1/12 の勾配を与

え河床高と一致した点をエプロン下流端とする（図-16.3-4 参照）。

護床工ブロックの配列は、前述の(1) I の領域の l_2 区間の手法による。護床工の長さはそれぞれの跳水起点を基準として、それぞれの水理条件における下流共役点を求め、このうち最も長いものを採用する。またエプロンに緩勾配部分を設けない場合は、この領域の最大流量時における下流水深の3.5倍の範囲を護床工とする。ただし、ここでの護床工の長さには、エプロンの水平部分を含める。すなわち、護床工の長さの範囲の始点は堤址である。

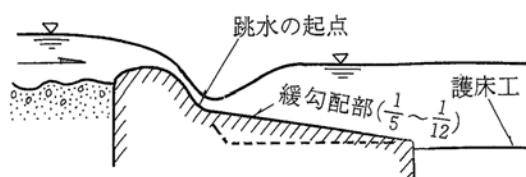


図-16.3-4 下流水深が共役水深より大きい場合の処置工法

(4) IVの領域

最も条件のよい領域であるので、護床ブロックの配列は、前述の(1) I の領域の l_2 区間と同様の手法で定め、護床工の範囲は最大流量時における堰敷上水深の10～15倍程度とする。ただし、この範囲の始点は堤址でありエプロンも含む。

(5) Vの領域

ゲートが開き始めて一定開度で停止したときの流下量に対する下流水深は、安定状態になるまでにはある一定時間を要し、下流水深の上昇が遅い場合は、局所洗掘に対する検討を行う必要がある。

設計に当たっては、下流条件を設定し不等流解析による。これによれない場合は、前述の(1) I の領域を参考として行う。

この場合、跳水の発生位置を、連続状態を前提として図-16.3-5におけるエプロン下流のA点を始点とする設計法もある。この方法は、エプロン下流端からA点までの間に突起を集中的に与えるが、実施例を参考として設計することが望ましい。

なお、設計の手順としては、上流水深とゲート開度を与え、その条件における流出流速、フルード数、流出流量、跳水深を求める。一方、下流の流量と水深条件をその河川の特性から推定しておく。このゲート操作による水理条件とその河川の下流条件から、露出射流がどのようなかを検討し、護床工法を設計する。

この場合のゲート下流に現れる水理現象はおおよそ、領域 I、II、III、IVのいずれかに近似する。

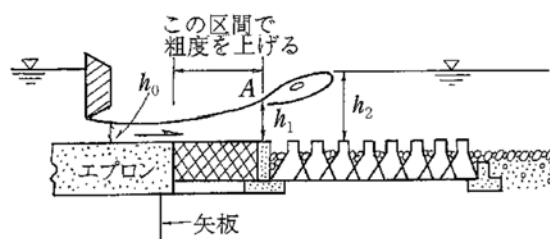


図-16.3-5 露出射流が長時間続く場合の処置工法の例

16.3.3 緩流河川における設計法

緩流河川に設けられる頭首工は、一般に全可動堰タイプとなる。流れの条件は洪水時と平水時に

よって異なり、次のような条件が想定される。

- (1) 平水時にはゲート形式や操作方法によりアンダー・フロー・タイプ (under flow type) とオーバー・フロー・タイプ (over flow type) の二つが考えられる。この場合のゲート下流側の流れの領域としては、Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳが存在する。
- (2) 洪水時には、一般にゲートを全開することになるから、堰下流の流水領域はほとんどⅣの領域になる。緩流河川では、河床砂粒子が非常に小さいこと、及び流砂の連続性を阻害しないことに留意する必要がある。つまり、平水時にはゲート制御によって、堰下流への流砂が断たれることが多い。したがって、堰下流における常時の流水力で流砂が行われるものとすれば、流水力が砂粒子の限界掃流力以下になるまで洗掘が進行する。現象としては、漸次河床が低下し、流水断面積が増大し、流速が小さくなるわけである。

護床工の設定形状としては、河床が安定する深さまで傾斜させる方法が考えられるが、この傾斜角は今後さらに検討しなければならない。一応の目安としては 1/7 程度を与える。

緩流河川における設計方法の基本的な考え方は、急流河川の場合を準用する。

16.3.4 ブライの式による場合

ブライの式は、古くからよく用いられてきたが、流水領域や護床工自身による流水抵抗は考慮されていない。しかし、護床工の施工範囲の見当をつけるのに便利である。

$$L = L_B - \ell_a$$

$$L_B = 0.67C\sqrt{H_a \cdot q \cdot f} \dots\dots\dots (16.3-9)$$

ここに、 L : 護床工の長さ (m)

L_B : エプロンの長さ ℓ_a と護床工の長さ L を含めた保護工の全長 (m)

H_a : 洪水時の下流側の水位より堰頂までの高さ (m)

q : 設計洪水量の単位幅当たりの流量 ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)

f : 安全率、可動堰の場合 1.5、固定堰の場合 1.0

C : 基礎地盤の種類によるブライの係数 (表-11.1 参照)

16.3.5 上流側護床工

頭首工の設置により、上流河床と頭首工部分の粗度の違い、または堰柱の縮流による流水変化によって河床が洗掘されるのを防止するため、河川状況や頭首工の構造形式を踏まえ、必要に応じて上流側護床工を設ける。なお、詳細については、『河川砂防技術基準 (案) 同解説 設計編』等の関連図書を参照されたい。

上流側護床工についても、満足すべき機能は次のとおりである。

- (1) 将来の河床変動に伴う護床工自体の沈下に柔軟に対応する屈曲性と連結性を有すること。
- (2) 洪水時の土砂の流下に対する所定の摩耗性を有すること。
- (3) 河川における自然の土砂移動を極端に阻害しないような構造とすること。
- (4) 流水の作用に対して移動や転倒など不安定な状態とならないこと。

16.4 護床工の構造設計

16.4.1 護床ブロックの大きさ

護床ブロックは、流水力に抵抗し、安定している必要がある。1 個のブロックの大きさの目安は次式*2 で与える。なお、本算定式は、ブロックが置かれる床面が固い場合を条件として導出された理論式であり、現場条件及び施工条件に十分留意して、本式を適用すること。

$$W > 37.6A \cdot \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (16.4-1)$$

ここに、 W : ブロック 1 個の重量 (kN)

A : 流水が衝突する面積 (m²)

V : 流水がブロックに衝突するときの流速 (m/s)

g : 重力の加速度 (m/s²)

<ブロックの大きさを求める式 (16.4-1) の誘導>

1 個の物体に働く流水力 F は次式で示される。

$$F = \zeta A \rho g \frac{U^2}{2g} = \zeta W_0 A \frac{U^2}{2g} \dots\dots\dots (16.4-2)$$

ここに、 A : 流水が突き当たる面積

U : 流速

W_0 : 流体の単位体積重量 = ρg

ζ : 物体の形状によって異なる抵抗係数

一方、物体の抵抗力 R は物体の単位体積重量 W_s 、体積 V 、摩擦係数 f として次式とする。

$$R = f(W_s - W_0)V = f \frac{(W_s - W_0)}{W_s} W \dots\dots\dots (16.4-3)$$

ここに、 $W = W_s \cdot V$ = 物体の重量

物体が移動しないためには次式の成立が必要である。

$$F < R \dots\dots\dots (16.4-4)$$

これに、式 (16.4-2) と式 (16.4-3) を代入して次式を得る。

$$\zeta W_0 A \cdot \frac{U^2}{2g} < f \frac{(W_s - W_0)}{W_s} W \dots\dots\dots (16.4-5)$$

$$W > \frac{\zeta}{f} \cdot \frac{W_s}{(W_s/W_0) - 1} \cdot A \cdot \frac{U^2}{2g}$$

いま、 $\zeta = 1.1$ 、 $f = 0.5$ 、 $W_s = 23.0$ (kN/m³) とすれば、

$$W > 37.6A \frac{U^2}{2g} \dots\dots\dots (16.4-6)$$

$\zeta = 1.1$ は長方形を指す

*2 川合 亨：頭首工護床ブロックの大きさと施工についての試案、水と土、第 66 号。(1986)

一般に使用されている消波根固めブロックから頭首工に適しているブロックを選別し、次に示すような条件を総合的に検討して護床ブロックの形式を決定する。

- (1) 護床工全体の安定性（連続性）
- (2) 減勢効果と局所洗掘の防止
- (3) 屈曲性（沈下適応性）
- (4) 耐摩耗性
- (5) 吸出し作用の防止
- (6) 経済性
- (7) 施工性

なお、従来の河川工事におけるブロックの大きさは、河川勾配が 1/1,000 より緩やかなところで 19.6 (kN/個)、1/1,000～1/500 で 29.4 (kN/個)、1/500～1/200 で 39.2 (kN/個)、1/200 より急な河川で 49.0 (kN/個) のものが一般的に多く用いられている。しかし、頭首工の護床工上で露出射流が現れるところや、エプロンと接するところでは上記の値より大きなブロックが望ましい。

16.4.2 ブロックの連結及び吸出し防止

- (1) ブロックは、相互の連結性を有し、ブロック全体として流水に抵抗することが望ましく、特にブロック自身の構造によって連結性を確保することがよい。また、護床工末端位置は堰全体を通して同一であることが望ましい。やむを得ず不同とする場合は、施工長さを急変させないようにするか、隔壁を設ける等、流れの方向の左右でブロックの有無により起因する渦流を生じさせないように配慮する。
- (2) 流水による河床土砂の吸出しを防止するため、適切な工法を選択する。特に射流部においては、土砂の吸出しの危険が最も大きく、かつ流水の衝突力も大きいので、吸出し防止とブロックの移動防止に留意する。一般的な工法としては、ブロック設置面にはコンクリートの床を作り、また、常流区域との境界は隔壁を設けること等が考えられる（図-16.3-1 参照）。また、ブロックとブロックの間には、栗石等の中詰めを行う。

常流区間の土砂の吸出し防止策は、流速によって異なるが、ブロック設置面は現河床のままとし、ブロックとブロックの間に栗石等のフィルターを設けるか、あるいはブロック設置面に吸出し防止用のマットを設ける等の工法が考えられる。

下流ブロック末端は、局所洗掘によるブロックの移動を防止し、護床工の機能をより長時間維持するため、隔壁及び矢板工を施工する方法がある。

16.5 護床工の実施例(標準図)

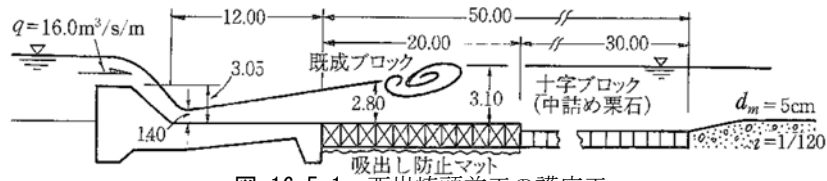


図-16.5-1 西岩崎頭首工の護床工

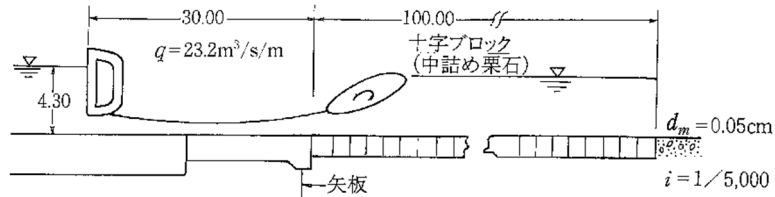


図-16.5-2 馬飼頭首工の護床工

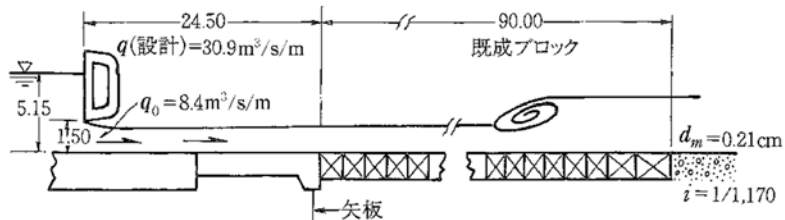


図-16.5-3 坂根合同堰の護床工



図-16.5-4 邑楽頭首工の護床工

16.6 護床工の設計計算例

(1) 計算条件

堰高 $D = 1.5 \text{ m}$ 、河川勾配 $i = 1/250$ 、平均粒径 $d_m = 5 \text{ cm}$ 、

最大単位幅流量 $q = Q/B = 28 \text{ m}^2/\text{s}$ （実際には河川の水位流量曲線の資料が必要）

(2) 基本となる数値

限界摩擦速度 $U_{*c}^2 = 80.9 d_m = 404.5 (\text{cm/s})^2$ （岩垣の簡易公式による）

平均粒径の移動限界水深 $h_3 = U_{*c}^2/gi = 103 \text{ cm}$

(3) 流れの性質

河川のフルード数 F_r は次式で概算する。

$$F_r = 9.82(\sqrt{i})^{0.933} - 300(\sqrt{i})^{3.5} = 0.73 \dots\dots\dots (16.6-1)$$

ここに、 $i = 0.004$

単位幅流量 q に対する水深 h_3 と粗度係数 n 値を概算する。

$$h_3 = \sqrt[3]{\frac{q^2}{gF_r^2}} \dots\dots\dots (16.6-2)$$

$$n_3 = h_3^{5/3} \cdot i^{1/2} / q$$

この2式を図示したものが、**図-16.6-1** の $q \sim h_3$ 、 $q \sim n$ 曲線である。

この図から、平均粒径の移動限界水深 1.03 m に対する単位幅流量 q と、粗度係数 n 値は、それぞれ $2.4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ 、 $n_3 \doteq 0.028$ と読み取ることができる。

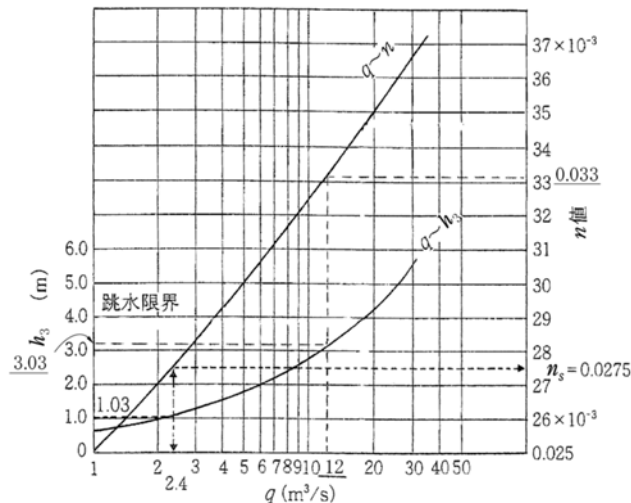


図-16.6-1 単位幅流量に対する水深と粗度係数の関係

次に、 $q \sim h_3$ の関係を $D = 1.5 \text{ m}$ の判定図表にプロットした結果は**図-16.6-2** から、堰下流において露出射流が発生することが明らかであり、露出射流から跳水が発生すると予想される最大流量は $q \doteq 12.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ と読み取ることができる。この $12.0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ に対する下流水深 h_3 と粗度係数 n_f は**図-16.6-1** から、それぞれ 3.03 m 、 0.033 と読み取ることができる。

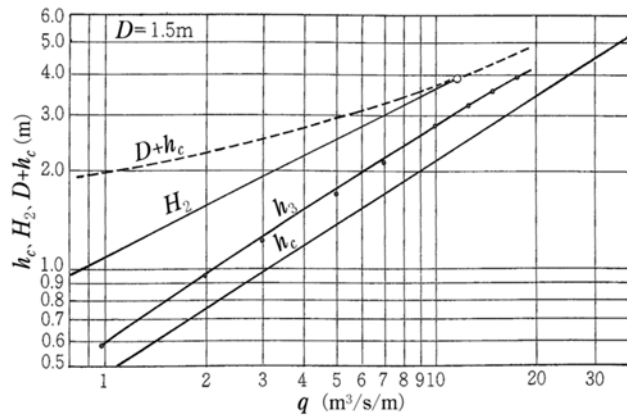


図-16.6-2 単位幅流量と水深との関係

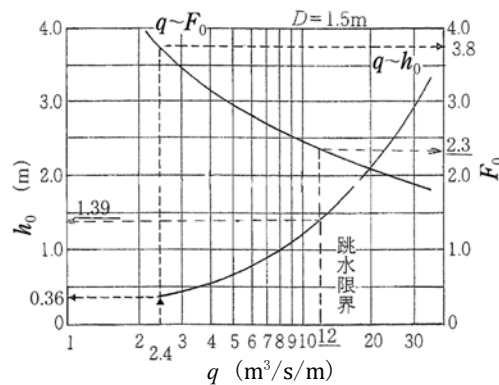


図-16.6-3 q 、 h_0 、 F_0 の関係

(4) 堰を落下する流れの性質

堰高 $D = 1.5 \text{ m}$ を落下した流れの堤址水深 h_0 、フルード数 F_0 は図-16.6-3 のとおりであり、単位幅流量に対するそれぞれの値は次のとおりである。

$$q = 2.4 \text{ (m}^3\text{/s)} \cdots \cdots h_0 = 0.36, F_0 = 3.8$$

$$q = 12.0 \text{ (m}^3\text{/s)} \cdots \cdots h_0 = 1.39, F_0 = 2.3$$

(5) 護床工下流側の水深 $H_2 (= h_3 + k)$ に対する上流側の共役水深

< H_1 の算定と護床工上の流況 >

$$h_3 = 1.03 \rightarrow H_2 = h_3 + k \text{ (平均粒径移動限界条件)}$$

$$h_3 = 3.03 \rightarrow H_2 = h_3 + k \text{ (露出射流が発生するうちの最大流量時の条件)}$$

< H_1 の計算式 >

$$H_1 = \frac{H_2}{2} \left(\sqrt{\frac{8q^2}{gH_2^3} + 1} - 1 \right) \cdots \cdots (16.6-3)$$

< 限界水深 (h_c) の計算式 >

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \cdots \cdots (16.6-4)$$

いま、ブロックの突起高さ $k = 0.5 \text{ m}$ として、それぞれの計算結果を示せば、

$$\begin{aligned} q = 2.4 \text{ (m}^3\text{/s/m)} \cdots \cdots h_0 &= 0.36 \text{ m}, h_c = 0.84 \text{ m} \\ H_2 &= 1.53 \text{ m}, H_1 = 0.40 \text{ m} \end{aligned}$$

$$q = 12.0 \text{ (m}^3\text{/s/m)} \cdots \cdots \quad h_0 = 1.39 \text{ m}, h_c = 2.45 \text{ m}$$

$$H_2 = 3.53 \text{ m}, H_1 = 1.62 \text{ m}$$

<護床工上の流況>

$$q = 2.4 \text{ (m}^3\text{/s/m)} \text{ のとき、} h_0 = 0.36 < H_1 = 0.40 < h_c = 0.84$$

実際上は、護床工上の突起高 $k = 0.5 \text{ m}$ を与えれば、直ちに流水の拡散が現れ、ほとんど露出射流が現れない。

$$q = 12 \text{ (m}^3\text{/s/m)} \text{ のとき、} h_0 = 1.39 < H_1 = 1.62 < h_c = 2.45$$

突起高 $k = 0.5 \text{ m}$ としても、 h_0 は $1.39 \rightarrow 1.89 \text{ m}$ に急拡するが、 h_c より小さいため露出射流が発生する。

(6) 露出射流長さ ℓ_1

計算式は次のとおりである。

$$\ell_1 = \frac{1}{n_f^2} \left\{ \frac{3\alpha}{4g} (H_1^{4/3} - h_0^{4/3}) - \frac{3}{13q^2} (H_1^{13/3} - h_0^{1/3}) \right\} \cdots \cdots (16.6-5)$$

ここに、 $q = 12.0 \text{ (m}^3\text{/s/m)}$ 、 $n_f = 0.033$ 、 $H_1 = 1.62 \text{ m}$ 、 $h_0 = 1.39 \text{ m}$ 、 $\alpha = 1.1$ を代入する。

この結果、 $\ell = 21.4 \text{ m}$

(7) 露出射流区間のブロックの配列

$$\log_{10} \frac{S}{F} = \frac{1}{5.4} \left(\frac{H_m^{1/6}}{n_f \sqrt{g}} - 10.6 \log_{10} \frac{H_m}{k} + 5.47 \right) \cdots \cdots (16.6-6)$$

ここに、 $H_m = (h_0 + H_1)/2 = 1.51 \text{ m}$ $k = 0.5 \text{ m}$ とする。

$$\log_{10} \frac{S}{F} = 1.9907604 \quad \therefore \frac{S}{F} = 97.89 \cdots \cdots (16.6-7)$$

$F = k \cdot w = 0.5 \times 0.5 = 0.25$ とし、図-16.3-2 の様式-1 を用いた場合は、 $S = 24.47$ から $S_1 = S_2 = \sqrt{2S} = 7.00 \text{ m}$ となる。

(8) 護床工下流側のブロックの配列

$$\log_{10} \frac{S}{F} = \frac{1}{5.4} \left(\frac{H_2^{1/6}}{n_s \sqrt{g}} - 10.6 \log_{10} \frac{H_2}{k} + 5.47 \right) \cdots \cdots (16.6-8)$$

ここに、 $H_2 = h_3 + k = 1.03 + 0.5 = 1.53 \text{ m}$ (平均粒径移動限界時の流量条件)

$n_s \doteq 0.028$ とする。

$$\log_{10} \frac{S}{F} = 2.3274 \cdots \cdots (16.6-9)$$

$$\therefore \frac{S}{F} = 212.5, F = k \cdot w = 0.5 \times 0.5 = 0.25$$

同様に、図-16.3-2 の様式-1 を用いれば、 $S = 53.125$ から $S_1 = S_2 = \sqrt{2S} = 10.3 \text{ m}$ となる。

(9) 護床工下流側の長さ ℓ_2

ここでは、露出射流が発生するうちの最大流量条件における下流水深

$H_2 = h_3 + k = 3.03 + 0.5 = 3.53 \text{ m}$ の6倍を与える。

$$\therefore \ell_2 = 6 \times 3.53 = 21.2 \text{ m}$$

(10) 護床工全体の長さ L

$$L = \ell_1 + \ell_2 = 21.4 + 21.2 = 42.6 \text{ m}$$

16.7 その他の減勢工法

ここまで述べてきたエプロン・護床工で平面的に流水を減勢させる工法の外に、1960年頃まではエプロン内に設けた静水池、デフレクター、ノッチドシル、階段式落差工を用いた減勢工法で建設された頭首工があり、昭和42年制定の設計基準には、これらの記述があった。

しかし、頭首工の築造位置が土砂流が多い急流河川では、静水池形式のものはエプロンの摩耗を助長し、被災の原因となるものがあつた。このことは、同じ水理構造物の減勢工であってもダム之余水吐きや水路構造物と異なる点である。そこで、昭和53年の設計基準改定時には堰下流に静水池を設けて一挙にエネルギーを消去する水路のような考えには立たず、河床に平行に設けたエプロン・護床工で平面的にエネルギーを減勢していくこととしている。

以下に、多段落差工型減勢工、静水池型減勢工を紹介するが、これらの工法を採用する場合は、エプロンの摩耗などに十分注意する。

16.7.1 多段落差工に関する研究例

(1) 農林省農地局発行の設計基準「頭首工」(1952)*³においては次のとおり記述されている。

「堰堤の下流法を段状にするのは、越流水の水勢を減殺せんとする方法である。単に段状としたものと静水池として水褥を附したものとがある。この階段の高さ及び延長に関して Th. Rumelin は次の如く示している。

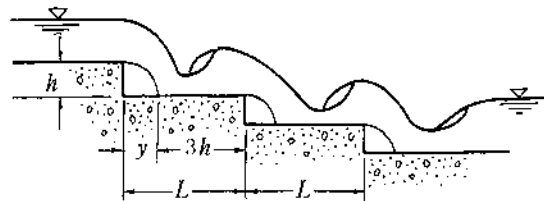


図-16.7-1 段状の場合

$$L = y + 3h \dots\dots\dots (16.7-1)$$

y = 落下水の位置、すなわち階段頂より落下下部曲線までの長さ

また、図-16.7-2 に示すような水褥のある階段堰に対して

$$L \geq 3h \quad t_{\min} = \frac{1}{4}h \dots\dots\dots (16.7-2)$$

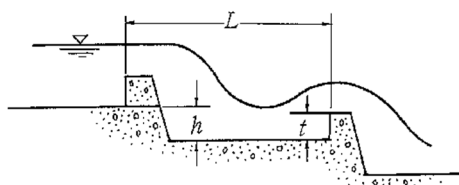


図-16.7-2 水褥のある階段堰*²

*³ 農林省農地局編：土地改良事業計画設計基準第3部第3編「頭首工」、p. 22. (1952)

しかし上記の2公式は理論的なものではない。」

- (2) Press^{*4} は比較的小流量の場合に用いる、いわゆるカスケード方式の堰体の寸法の割合とその事例を図-16.7-3のように示している。

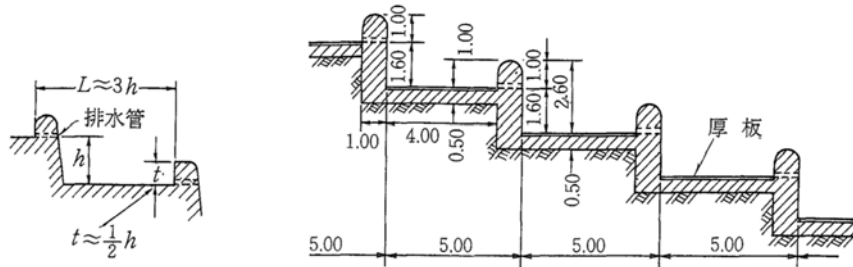


図-16.7-3 階段堰の寸法割合と実施例^{*3}

- (3) Sorensen^{*5}、Rajaratnam^{*6}、及び Christodoulou^{*7}は、重力式コンクリートダム洪水吐きにおいて、ダム下流斜面を鋸歯状に小ステップ（例えば、図-16.7-4）にした場合、下流端の減勢効果について述べている。

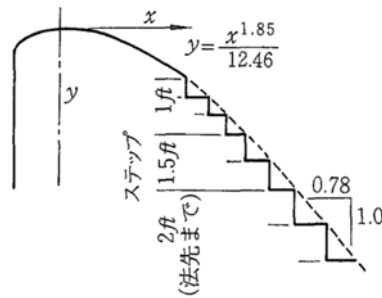


図-16.7-4 重力式ダムの斜面の階段式減勢工の例^{*4}

- (4) Vittal^{*8}は、フィルダム洪水吐きシュート部を階段状落差工にした設計（図-16.7-5）について、シュート下流端における減勢効果に関して、模型実験を通じて研究を行い、減勢効果の大きいことを示している。

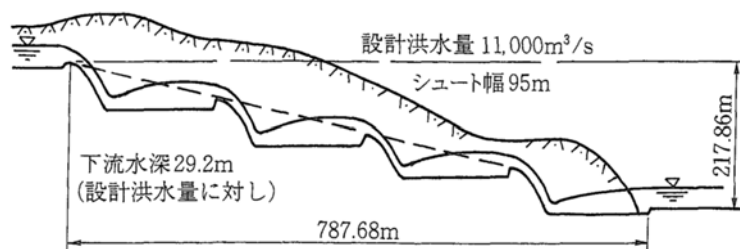


図-16.7-5 フィルダム洪水吐きシュート部を階段状減勢工とした例^{*7}

^{*4} H. Press: Stauanlagen und Wasserkraftwerke, III Teil, Wehre, Verlag Von Wilhelm Ernst & Sohn (1959)

^{*5} R. M Sorensen: Stepped Spillway Hydraulic Model Investigation, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 12 (1985)

^{*6} N. Rajaratnam: Skimming flow in stepped Spillways, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 116, No. 4, p. 587~591 (1990)

^{*7} G. C. Christodoulou: Energy Dissipation on Stepped Spillways, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 119, No. 22, p. 644~650. (1992)

^{*8} N. Vittal and P. D. Porey: Design of Cascade Stilling Basins for High Dam Spillways, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 2 (1987)

- (5) また、水路の段落区間に波状の階段式落差工群を設けた場合（図-16.7-6）の減勢について Bretschneider 等^{*9}は、模型実験的研究を行い、その減勢効果を確認め、かつ、このような階段式曲線状落差工群は流れを美しく見せる水路景観創出に役立つことを述べている。

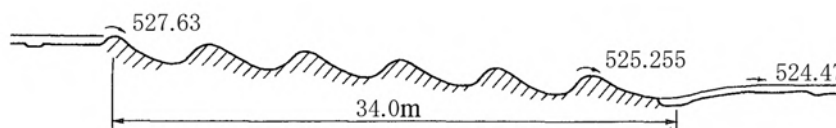


図-16.7-6 波状階段式落差工の例

- (6) 松下^{*10}は、多段落差工の減勢特性について理論的・実験的研究を行い、その減勢効果について論じている。
- (7) その他、アフリカのサヘル (Sahel) 諸地域には小流量の場合、鉄線蛇籠を段状に数段積み重ねた洪水吐きが多く用いられている。Peyros 等^{*11}は、その場合の減勢効果等について模型実験的に考察している。

16.7.2 静水池型減勢工を有する取水堰例

- (1) 静水池型減勢工は、エプロン上で跳水を発生させてエネルギーを減勢させる工法で、エンドシルやバップルピアなどの補助構造物を設置する場合がある。

跳水開始水深 h_1 の共役水深 h_2 は、フルード数 F_r を用いて次式で計算される。

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1 \right)$$

このとき、減勢池の長さ L は、跳水長として次式で表される。

$$L = (4.5 \sim 6) h_2$$

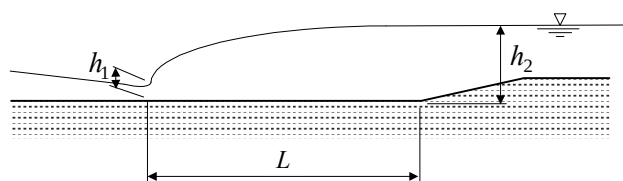


図-16.7-7 静水池型減勢工の減勢池の長さ

- (2) 跳水の位置は下流水位のわずかな変化によって大きく移動するので、これを確実に減勢工内に安定させるように設計する。

^{*9} H. Bretschneider und H. Geipert: Zum Entwurf von kaskadenförmigen solenstufen, Die Wasserwirtschaft, 66 Jahrgang, Heft 11 (1976)

^{*10} 松下 玄：階段式落差工の減勢特性、農業土木学会誌、Vol. 53(2)、p. 145～149. (1985)

^{*11} L. Peyros, P. Royet and G. Degoutte: Flow and Energy Dissipation over Stepped Gabion Weirs, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE Vol. 118, No. 5, pp. 707～717 (1992)

(3) 静水池型減勢工の事例

新田原井堰（昭和 59 年竣工）

所在地 岡山県和気郡和気町

河川名 吉井川

取水量 $4.74 \text{ m}^3/\text{s}$

堰 長 220 m

堰 高 8.2 m

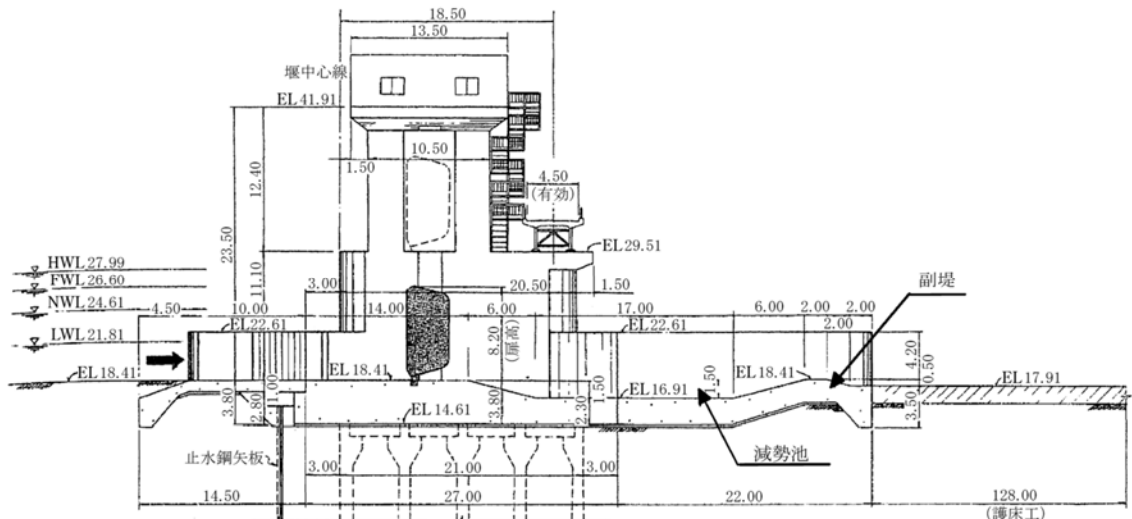


図-16.7-8 新田原井堰洪水吐き標準断面図

堰高が 8.2 m と高いため、下流エプロンに減勢池を設けて放流水の減勢を行う方式を採用している。

調節ゲート下段扉 1 門当たり $500 \text{ m}^3/\text{s}$ 放流時でも下流エプロン内で跳水が生じるように、減勢池敷高及び副堤の高さを決定している。また、ゲートの操作遅れ等で上流水位が上昇した状態でゲートを全開にした場合、放流水は下流副堤を越えて流下することが予想されるため、この場合護床工内で減勢できるよう護床工長を決定している。

16.7.3 階段式護床工の事例^{*12}

(1) 鈴鹿川第二頭首工（昭和 31 年竣工）（改修平成 3 年）

所在地 三重県鈴鹿市

地区名 鈴鹿川沿岸地区

河川名 鈴鹿川

取水量 $2.99 \text{ (m}^3/\text{s)}$

堰 長 161.6 m（固定堰：95.4 m、土砂吐き：66.2 m）

堰上高 0.82 m 上・下流勾配 1/500

^{*12} 菊岡武男・増井 正・荒木 覚：鈴鹿用水第二頭首工護床工改修の設計について、第 49 回農業土木学会京都支部研修発表会講演要旨（1992）

＜設置後の概要＞

三重県鈴鹿川の鈴鹿用水第二頭首工は、図-16.7-9の平面図に示すとおり、固定堰、洪水吐き、土砂吐き、魚道より成る。頭首工完成直後から下流の河床低下現象が続き、可動部(洪水吐き、土砂吐き)護床工は次第に損傷の程度が大きくなり、エプロン下流部に洗掘くぼみが大きく発達し、堰体に危険を与えるおそれが生じた。洗掘対策として、洗掘部を埋戻し、異形ブロック等による護床工が複数回施工されたが成功しなかった。

最終的に、固定堰部護床工も含めた護床工の全面改修を行うに際して、図-16.7-10のとおり、2段の落差工式による水叩き工が施工性を考慮した最適工法として設計施工された。水叩きの下流は長さ17.60mの護床工とし、そのうち4.60mは新設コンクリートブロックで、他は従前使用していた異形ブロックを配列した。

なお、2段落差工としたのは、2段の滝の流れを与え河川景観の向上にも役立つよう考えたものである。

この工事は平成3年に完了した。ちなみに、この部分の河川改修計画高はEL.11.53mである。

- (2) 河川構造物として階段式落差工により減勢を行う場合には、その立地条件、施工性、経済性、河川景観に与える影響等を総合的に考慮し、また階段式落差工を越える流れ及び下流の局所洗掘状況について、水理模型実験により最適の形状を見出すことが必要である。

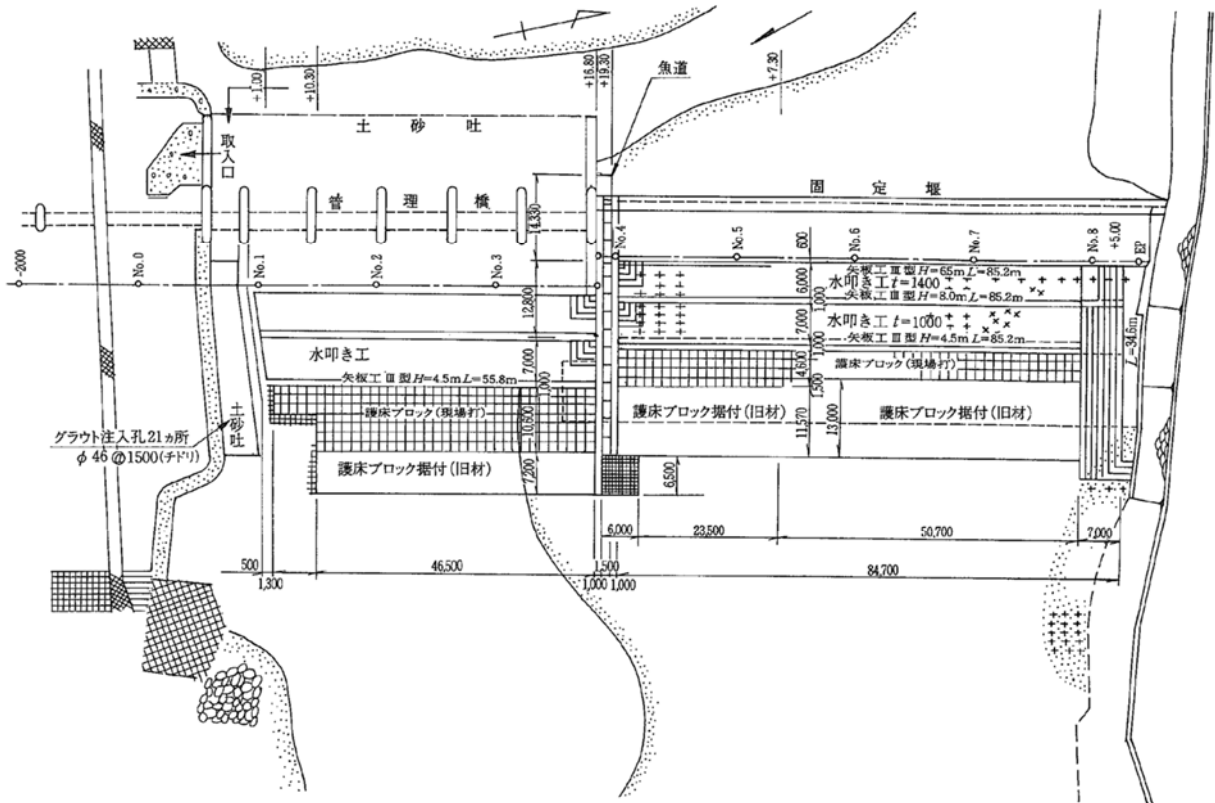
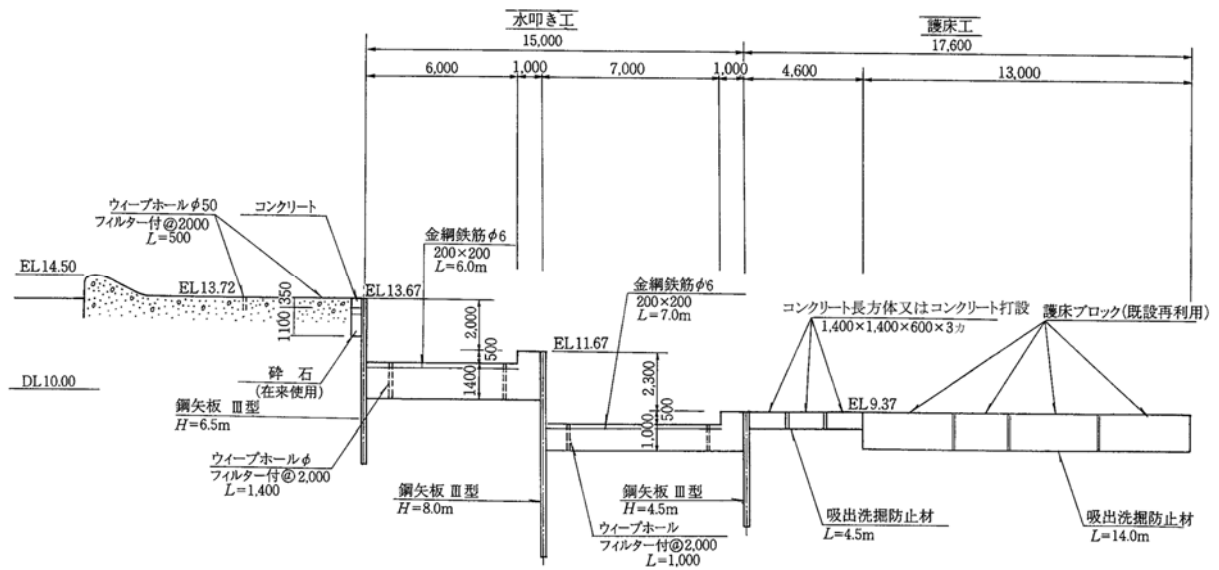


図-16.7-9 鈴鹿用水第二頭首工平面図

図-16.7-10 鈴鹿用水第二頭首工水叩き及び
護床工改修標準断面図（固定堰下流部）

第17章 頭首工ゲートの種類と設計

関連条項 [基準 10、運用 10-19]

参考文献 [水門鉄管技術基準]・「鋼構造物計画設計技術指針（水門扉編）」

可動堰のゲートは、頭首工の水利用機能・水理機能を調節する重要な施設であり、設計基準の運用 10-19 では、ゲートに必要な基本的条件を次のように規定している。

- (1) 閉時において、取水に必要な一定水位が確保できる。
- (2) 開時において流水の安全な流下機能が確保できる。
- (3) 必要な水密性及び耐久性を有している。
- (4) 開閉動作が確実である。
- (5) 予想される荷重に対して安全な構造である。
- (6) 操作が確実で保守管理が容易な構造である。

頭首工のゲートには、様々なタイプのものがあり、ゲートの設計に当たっては、これらの基本的条件を具備し、当該頭首工の取水形態や河川の状況に合致した形式のものを適切に選定することが重要である。

また、流水による有害な振動・騒音が発生しない構造とすることも考慮する必要がある。

ゲートの使用目的に対応する形式の適用を示すと、表-17.1 のとおりとなる。

表-17.1 ゲートの形式と適用

使 用 目 的			洪水吐き用	土砂吐き用	取水口用	沈排砂池用	魚道用	舟通し用	修理用
形 式 ・ 種 類									
上下開閉式	ローラ形式	ローラゲート(ガーダ)	○	○	○	○	○	○	
		長径間ローラゲート(シェルタイプ)	○	○					
		2 段式ローラゲート	○	○				○	
	スライド形式	スライドゲート	△	△	○	○		○	
		角落し					○		○
ヒンジ形式	ラジアルゲート				△				
	起伏ゲート		○		○		○		
	ゴム袋体支持式鋼製起伏ゲート		○		○				
バルブ形式	ゲートバルブ				△				
	バタフライバルブ				△				
ゴム袋体形式	ゴム引布製起伏ゲート		○		△				
その他の形式	フローティングゲート								○

(注) ○：使用することが適当な形式

△：場合によっては使用することが適当な形式又は、既存施設で採用されている事例がある形式

なお、全面更新の場合は検討を要する

ゲートの種類の選定に当たっては、使用目的、設置個所、管理の容易さ、安全性、水利用機能、水理機能の信頼性並びに経済性を勘案して決定する。特に水資源の効率的な使用という見地から、必要水量以上の取水を極力防止できるゲート及び操作方式を選定することが望ましい。

ゲートは、鋼製（鋳鉄製、ステンレス製を含む）の他、アルミ製、ゴム製及び FRP（強化プラスチック）製等があるが、本節では鋼製・ゴム製ゲートを対象とする。

なお、鋼製・ゴム製以外のゲートを使用する場合は、その使用特質を十分検討する。

17.1 ゲートの種類

- (1) 上下開閉式ゲート ローラゲート、スライドゲート、角落し
- (2) ヒンジ形式ゲート ラジアルゲート、起伏ゲート、ゴム袋体支持式鋼製起伏ゲート
- (3) バルブ形式ゲート ゲートバルブ、バタフライバルブ
- (4) ゴム袋体形式ゲート ゴム引布製起伏ゲート
- (5) その他のゲート フローティングゲート

17.2 ゲート各部の一般的名称

ゲートは一般に、扉体、戸当り、固定部、開閉装置から構成される。扉体とは、水圧を受ける部分と、扉体にかかる荷重を固定部に伝達する支承部とをいう。戸当りとは、コンクリートに埋込まれて扉体の水密部が当たり水止めする鋼材面をいう。固定部とは、扉体の支承部よりコンクリートに荷重を伝える部分をいうが、回転式ゲート以外のものにあつては、一般に戸当りと称している。開閉装置とは、扉体を開閉するための装置をいう。

17.3 各種ゲートの特徴

17.3.1 ローラゲート

ローラゲートはゲートの代表的な形式で、水圧荷重はスキンプレート、補助桁を介して水平主桁に伝え、扉体両端に配置された端縦桁からローラを経て戸当りに伝達される。ガーダタイプの他に全面殻体構造で伝達するシェルタイプがある。開閉方式は、ワイヤロープ、スピンドル又はラックにより垂直に巻上げられるのが普通である。ローラゲートは、形状、機構が簡単でスライドゲートに比べて巻上荷重が小さく、また信頼性が高いことから、頭首工用ゲートとして最も多くの使用実績を有しており、小型ゲートから長径間ゲートに至るまで広範囲に採用されている。

扉体構造上から分類すれば 2 形式があり、扉高（ H ）と径間長（ L ）の比（ H/L ）によっておおよそ使い分けられている（図-17.3-3 ローラゲートのタイプ）。

また、長径間ゲートにおいては扉体の剛性について十分検討するとともに、太陽の直射により扉体が反り上り漏水のおそれもあるので H/L をあまり小さくとらないようにし、水密ゴムの形状等にも留意する。

この他、半開放流時におけるゲートの振動を考慮しなければならない。ゲートに振動が発生する状態は上下流水位とゲート開度によって変わる。ゲート下流側の流れが自由流出状態ならば振動は発生しないが、下流水位がゲート敷高よりも高い潜流出状態で放流すると振動することがある。振動を誘起する原因としては、跳水の干渉、ゲート直下流に生ずる波動、ゲート底板（リップ）下に発生する渦等が挙げられる。

跳水の干渉は、底板の傾斜角度を 20° ぐらいにすることにより避けられるが、微小開度における

渦等の影響を受けやすい潜流出状態で長時間放流することは極力避けるべきである。また、自由流出状態の場合も、微小開度放流時は土砂等による水密ゴムの摩耗を引き起こすので避けるべきである。

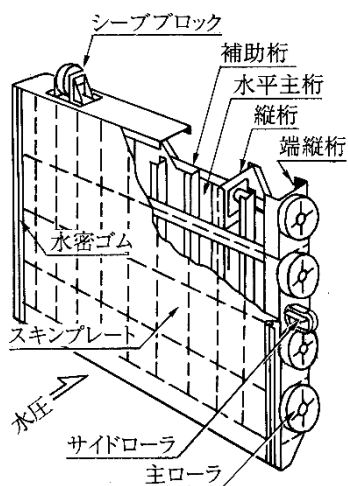


図-17.3-1 ロラゲート扉体構造

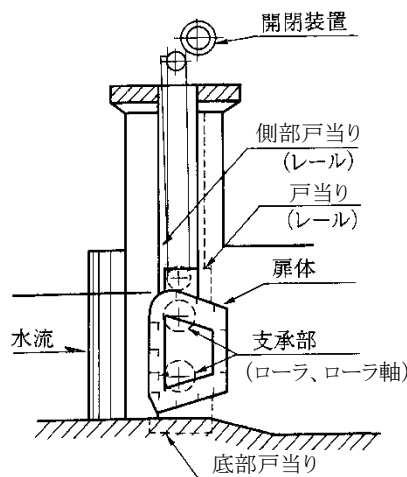
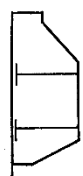


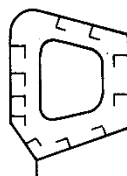
図-17.3-2 長径間ローラゲート（シェルタイプ）

扉体形式	適合径間 (m)	適合 H/L
(1) ガーダタイプ	~15	~1/5
(2) シェルタイプ	15~80	1/5~1/20

最小扉高 1.0m 程度



ガーダタイプ



シェルタイプ

図-17.3-3 ロラゲートのタイプ

17.3.2 2段式ローラゲート

ゲートの径間が長い頭首工で放流量が少ない場合、数 cm 単位での開度調整が必要となり高度な操作が要求される。このような場合は2段ゲートを採用すると流量及び水位調節が容易である。

2段ローラタイプ、フックタイプは堰柱の高さを低くすることができるため流量の調節又は堰柱の高さを減ずることを目的とした場合に有効である。流量調節を目的とする場合の越流対象流量は、取水方式、操作方式及び当該河川の流況等を十分検討して決定する。

2段式ローラゲートは、水密部構造、戸当り部構造、開閉機構が複雑になるうえ、1段を構成する単体のゲートの H/L が小さくなるので構造上の安定に留意する。

また、越流水による振動が発生し周辺住民から苦情が出るなどの事例もあるので、スポイラ（越流時に扉体背面に空気を供給するための水切り板）を適正に設ける等の対策を講じる。

2段式ローラゲートの構造には次の三つの形式がある。

(1) 2段式ローラタイプ

シェルタイプ又はガーダタイプゲートを2段に組合せて用いる形式である。通常は各々に戸当り及び開閉装置を設けて操作する。

(2) フックタイプ

上段ゲートをフックタイプにして下段用のローラゲートと組み合わせた形式である。上段ゲートの下部ローラは下段ゲートのスキンプレート面を転動し荷重を伝達する構造になっているのが多い。

開閉装置はワイヤ掛けによって1台で操作することが多い。

(3) 起伏ゲート付きローラゲートタイプ

上段ゲートに起伏ゲートを用い、下段にはローラゲートを用いて組み合わせた形式である。水密構造及び開閉機構が比較的容易なため、頭首工の水位調節ゲートとして多く採用されている。開閉装置は、上段操作用と下段操作用を設けるが、下段扉体巻上げ時には連動操作が可能になるような機構を設けている。なお、上段の起伏ゲートの扉高はゲート全高の1/3以下とすることが望ましい。

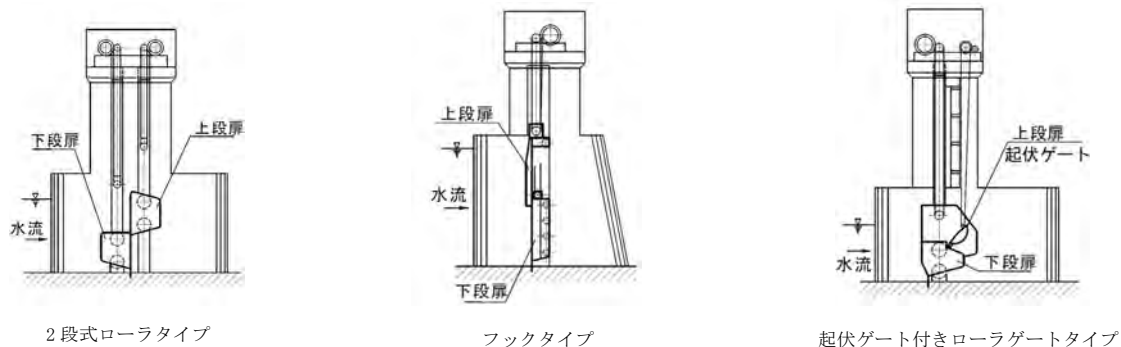


図-17.3-4 2段式ローラゲートのタイプ

17.3.3 スライドゲート

径間及び水位差が比較的小さい場合に採用される。支承部に金属板を用いた簡単な構造となるが、水圧を受けて操作する場合、支承部と戸当りレールが直接摺動するため開閉荷重が大きくなる。したがって、水圧バランスで操作される以外は、大型の水門扉には適さない。開閉装置としては通常スピンドル式、ラック式又は油圧シリンダ式が使われている。

17.3.4 角落し

角落しは、常時使用状態にある水門扉の修理用として使用することを目的としたゲートの一種である。扉体を複数に分割し、それらを積重ねて締切り機能を持たせる構造となる。また、扉体の格納、運搬、据付け、撤去時のクレーン等を考慮する。

なお、この他に修理用ゲートとしてはフローティングタイプ及び盾タイプがある。

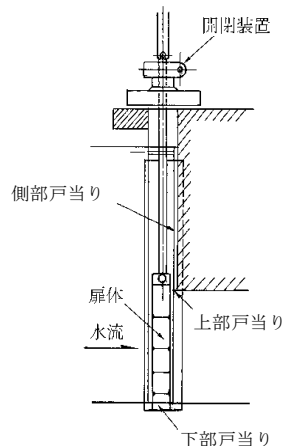


図-17.3-5 スライドゲート

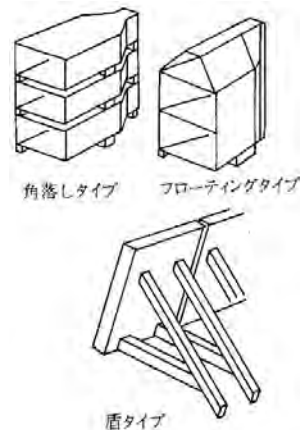


図-17.3-6 修理用ゲートのタイプ

17.3.5 ラジアルゲート

トラニオンピンを中心として扉体を円弧状にし、水圧荷重は前面に張られたスキムプレートから補助桁、主桁、脚材を介してピンに集中され固定部に伝達される。ラジアルゲートは戸溝を必要とせず、水理的、構造的に有利な点を有する。また、トラニオンピンを中心に回転して開閉するため巻上荷重が比較的小さくなる等経済性から優れた面もある。

しかし、ローラゲートに比べ複雑な立体構造をしており、かつ剛性の少ない部材が多く、荷重がトラニオンピン部に集中すること等から、設計、製作、据付けに当たっては十分な検討を要する。

また、越流水が脚材と干渉するので構造的に弱いといえることや、揚程上の制約から頭首工用ゲートとしてはあまり採用されていない。

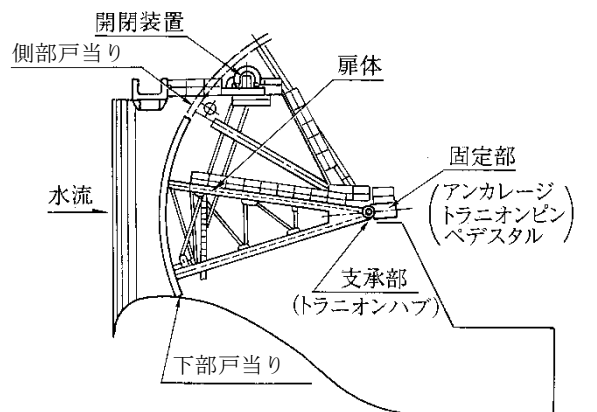


図-17.3-7 ラジアルゲート

17.3.6 起伏ゲート

扉体は底部を床版とヒンジ構造で結合し回転操作するゲートである。多点支承となるのでローラゲートに比べて扉体断面が縮小でき扉高と径間の比が小さい場合にも適用できる。

越流による流量調節を行うので流量の調節が容易であり水位による自動転倒も可能である。また、堰柱の数を少なく低くできる利点がある。

しかし、床版にヒンジ結合する場合は、ヒンジ取付部に0.5～1.0 m程度（又は扉の厚さ程度）の落差をつける必要がある。また、扉体背面に堆砂や流下物が残存して除去されない場合は完全倒伏不能や扉体、シリンダ等の損傷のおそれがあるので、十分掃流できるように下流側エプロンに段差を設けたり、扉体形状を考慮する等の対策を講じる。

設計に当たっては、越流水により危険な振動が発生しないようスポイラを設ける。また、流砂の激しいところでは排砂設備を設ける等の対策を講じるとともに、スキムプレート面は塗装効果が期待できないので塗装に代わるステンレス鋼板か、ステンレスクラッド鋼を用いることが望ましい。床版に支承部、油圧シリンダ等を設ける場合は、点検・補修がしやすいようにする必要がある。通常使用される起伏ゲートの形式は、扉体構造、開閉装置の配置、開閉装置の機構に関し、次のように分類できる。

(1) 扉体構造

ア トルク軸タイプ イ 横主桁タイプ ウ 魚腹タイプ

(2) 開閉装置の配置

ア 堰柱部に設ける側端支持方式 イ 中間部に設ける背面支持方式

(3) 開閉機構

ア 機械式 イ 油圧式

油圧式の場合、一定開度を長期間保持するのは難しい。したがって、パッキンからの漏油対策、油圧配管の腐食対策等を講じることが必要である。

これらの形式の組合せで全体様式が決定されるので、設置個所の立地条件、操作条件に適合した組合せを十分に検討することが必要である。

なお、扉高に関して、洪水の安全流下確保の面から河川構造令規則に次の規定がある。

(ア) ゲートの起立時における上端の高さは、計画横断形に係る低水路の河床の高さと計画高水位との中間位以下とすること。ただし、ゲートを洪水時においても土砂、流木その他の流下物によって倒伏が妨げられない構造とすると、ゲートの起立時における上端の高さを堤内地盤高又は計画高水位のうちいずれか低い方の高さ以下とすることができる。

(イ) ゲートの直高は 3 m 以下とする。

ゲートの直高は、3 m 以下とすること。ただし、ゲートを洪水時においても土砂、流木その他の流下物によって倒伏が妨げられない構造とすると、この限りでない。

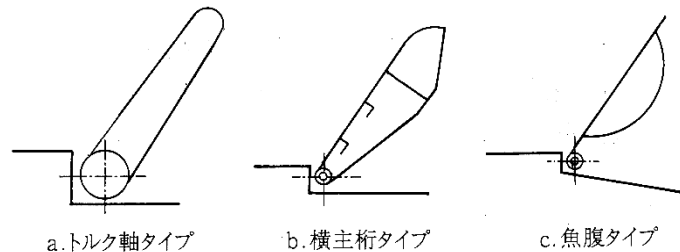


図-17.3-8 起伏ゲートのタイプ

17.3.7 ゴム袋体支持式鋼製起伏ゲート

ゴム袋体支持式鋼製起伏ゲート（以下「SR 堰」という）は、鋼製の扉体を有し、ゴム引布製の袋体の膨張・収縮により扉体を起伏するゲート形式で、1 径間を複数の単位ゲートに分割し、隣接する単位ゲートを中間水密ゴムで接続する型式が河川では一般に用いられている。SR 堰は、その構成部材の特徴から、以下に示すような油圧シリンダ式等の鋼製起伏ゲートとゴム堰との中間的な特性を有し、堰高 3m 程度までの実績がある。堰高 3m を超える場合には、要求される機能、材料、構造等について検討する必要がある。

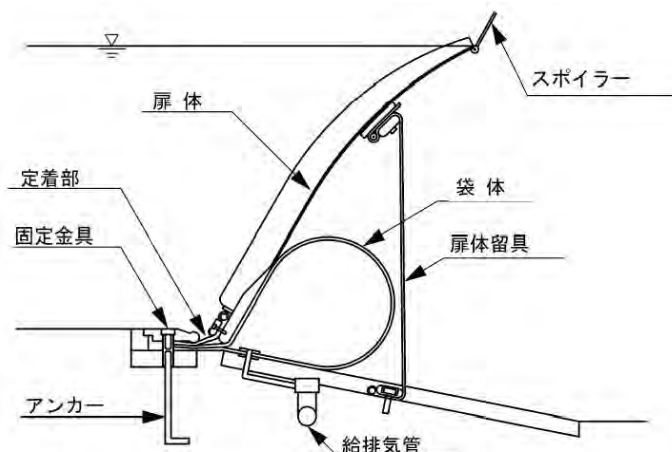


図-17.3-9 SR 堰

SR 堰は、複数の単位ゲートで構成されることから、起伏ゲートに比べて径間方向に柔軟に変形し、扉体背面に流木等の噛み込みが生じたとしても河積が確保しやすいという利点を有している。また、堆砂が生じた場合、堆砂厚が大きい部分の堰高が低下することになるので、流水によるフラッシュ排砂の効率が良くなる。ゴム堰と比べて、倒伏過程でVノッチ現象が発生しないため、中間開度操作が可能であり、扉体背面に給気すれば越流振動が発生しにくいなどの利点を有している。また、倒伏時には袋体が扉体で保護されるので損傷しにくいなどの点も優れている。一方、起伏装置となる袋体が柔構造のため、水位変化による堰高変化や堆砂の影響等に関しては、ゴム堰と類似した特性があり、SR 堰を設置するに当たっては、要求される機能、材料、構造等について十分な検討を行う必要がある。

SR 堰に関して、次の技術資料が整備されているので参考にして設計するとよい。

- ・鋼製起伏堰（ゴム袋体支持式）設計指針（一次案 増補版）、SR 堰技術検討会（平成 19 年 5 月）
- ・ゴム袋体をゲート又は起伏装置に用いる堰のゴム袋体に関する基準（案）・同解説 国土交通省（平成 27 年 3 月）

17.3.8 ゲートバルブ（スルースバルブ）

ゲートの扉体に対応する弁体と、戸当り固定部に対応するケーシング及び開閉装置により構成される。機構がコンパクトで安価であることにより樋管の流量調節用として採用される。流量調節用として使用する場合は管路終端部に設け、給気を十分に行い得るようにし、中間開度での振動を防止するために片勾配形バルブを用いることが望ましい。また、戸溝部に堆砂等の障害物が残存するおそれがあるので保守管理を十分行うとともにドレーンによる排除対策を必要とする。ただし、このバルブは流速 10 m/s 以上での流量調節には適さない。

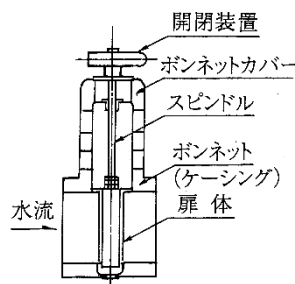


図-17.3-10 スルースバルブ

17.3.9 バタフライバルブ

ゲートバルブと同様に流量調節用として採用される。

17.3.10 ゴム引布製起伏ゲート

ゴム引布製起伏ゲート（以下「ゴム堰」という）は、ゴム引布製の袋体を有し、水又は空気を袋体に圧入しあるいは排除することにより、これを膨張・収縮させて起伏させる構造のものである。

一般にゴム堰は、倒伏の確実性、径間長の長大化、下部工の簡略化、施工の容易性と工期の短縮、維持管理の容易性、不同沈下への追随性、耐震性、水密性等の優れた特性を有しており、堰高 6m 程度までの実績があるが、工場での生産体制、輸送時の制約条件等を考慮し、構造規模を検討する必

要がある。また、ゴム堰の柔構造に起因する袋体の変形やVノッチ現象の発生等により精密な水位制御ができないことがあるため、設置目的や設置場所によっては、その求められる機能が十分に満たされないことも考えられる。ゴム堰の持つ基本的な特性のうち、採用に当たって検討すべき事項としては、以下に示すものがある。

(1) 水位変化と袋体変形

頭首工上下流の水位変化によって袋体の変形し、堰高も変化する。特に、感潮区間あるいは他構造物の背水の影響を受ける場所では、頭首工としての水位維持機能を損なう場合もある。

(2) 最大越流水深と袋体の振動

越流水深がある限界を越えて大きくなった場合には、越流水脈の影響によって袋体に振動が生じる。

(3) Vノッチ現象

膨張媒体として空気を用いた場合は、倒伏の過程でVノッチと称する袋体の局部的変形が生じるため、水位及び放流量の制御が困難になる。

(4) 波浪の影響

波浪による袋体の張力変動について検討する必要がある。

(5) 不完全倒伏の影響

頭首工上下流の水位差が小さく、かつ、流速が小さい場所においては、倒伏後の収縮袋体が水中を浮遊するなど、倒伏が不完全な状態となる。

(6) 袋体等の損傷防止

転石や流下物の多い河川では、袋体や固定金具が摩耗、損傷を受けやすくなる。

(7) 堆砂の影響

倒伏時に袋体上に多量の堆砂が生じた場合には、袋体の正常な起立操作や堰高維持・制御が不可能となる場合がある。

(8) 給排管の配置

給排施設、内圧検知管等の配置に制約を受ける場合は、土砂等の目詰まりを起こさないように配管ルートを適切に選定しなければならない。

(9) 維持修繕

常時越流状態にある頭首工では、袋体が損傷を受けた場合に、締切等の仮設なしには水中補修が困難であることに留意しなければならない。

なお、近年、ゴム袋体の不具合（破裂、亀裂、漏気等）による問題が多数確認されていることから、以上を踏まえた適切な計画、設計及び維持管理を行うことが重要である。

ゴム堰に関して、次の技術資料が整備されているので参考にして設計するとよい。

- ・ゴム引布製起伏堰技術基準(案)、(社)国土開発技術センター(平成12年10月)
- ・ゴム引布製起伏堰施設技術指針 農林水産省 (平成19年3月)
- ・ゴム袋体をゲート又は起伏装置に用いる堰のゴム袋体に関する基準(案)・同解説 国土交通省(平成27年3月)
- ・ゴム引布製起伏堰及び鋼製起伏堰(ゴム袋体支持式)のゴム袋体に関する技術資料、(一財)国土技術研究センター(平成28年1月)

17.4 設計一般

17.4.1 設計の手順

水門扉の設計手順の概要を下記に示す。

表-17.4-1 設計手順と検討項目

	設 計 検 討 項 目	検 討 内 容
基 本 設 計 時	施設の基本条件の設定	設計水位、放流、取水量、水質、堆砂量
	水門扉の基本諸元の設定	水門扉設備の構成、門数、寸法
	操作・制御管理法の設定	操作・制御方式
	水門扉形式の選定、保守点検の設定	扉体、戸当り、開閉装置
	土木構造物の形状決定	堰柱・門柱、床板、開閉装置室
	保守・点検方法の設定	ゲート設備、付属機器等
	設計条件・仕様の決定	設計・操作水位、堆砂高、水質、 設計荷重、門数、型式、寸法、揚程、 開閉速度、操作方法、材質、輸送、 据付、塗装等
実 施 設 計 時	水門扉基本形状の決定	扉体断面、水密部、戸溝・箱抜寸法
	操作条件の決定	最小開度、水位と扉体の関係
	部材配置の設定	桁、ローラ、材質、ブロック割り、 扉体概算重量
	設計荷重の計算	扉体荷重、泥圧等
	水理力の計算	全閉・半壊時での上向・下向力
	強度計算	部材配置・板厚の決定、コンクリート強度
	開閉荷重の計算	水理力、摩擦力、扉体重量
	開閉装置の機構の決定	全体配置、機器の仕様
	開閉装置の設計	容量、寸法、材質、強度、重量
	電気設備の設計	動力・制御回路、操作盤、配線、 電源設備
	保守点検施設・土木 構造物との取合	開口部寸法、埋設材、箱抜
	施工計画	製作、溶接、塗装、輸送、据付、検査
	操作運用維持管理計画	操作手順、点検・整備要領

17.4.2 材料

(1) 材料

水門扉に使用する材料は、設備の目的と設置環境に応じてそれぞれの材料の特性を考慮して選定する。材料は、施設機械工事等共通仕様書及び水門鉄管技術基準等に規定されている。

(2) 材料の特性

ア 溶接構造用鋼材と溶接構造用耐候性鋼材

一般構造用圧延鋼材（SS）は、鋼板、鋼帯、棒鋼及び形鋼等に最も広く用いられる鋼であるが、このC（炭素）%を下げMn（マンガン）%を上げることで強度を確保し溶接性を高めたものが溶接構造用圧延鋼材（SM）である。

C_r （クロム）、 C_u （銅）などを添加して大気中での腐食に耐える性質、耐候性を高めたものが溶接構造用耐候性鋼材（SMA）である。SM材に比べて溶接性はやや低下する。耐候性鋼は大気暴露の初期では普通鋼と同様に腐食が進行するが、安定さびをつくるので数年経過すると腐食は進まなくなる。

イ ステンレス鋼材

ステンレス鋼は、酸化性雰囲気中で表面に緻密なクロム酸化物の皮膜を生じる（不動態化）ことから耐食性の優れた材料である。図-17.4-1に簡単な分類を示す。

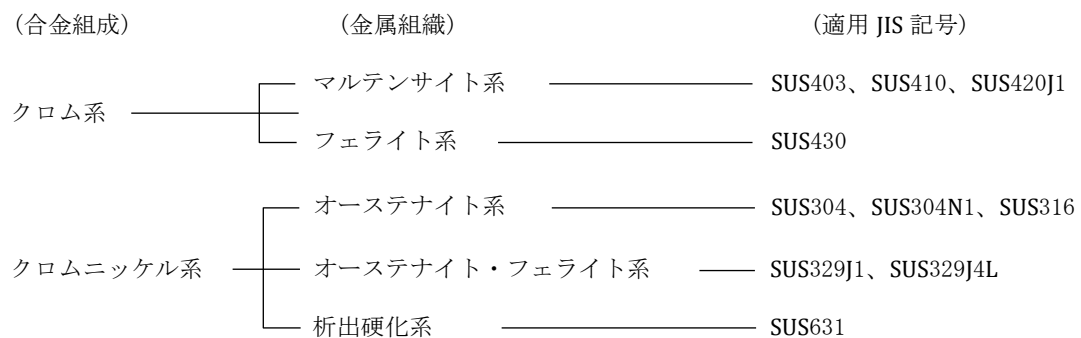


図-17.4-1 ステンレス鋼材分類

ステンレス鋼は JIS の記号に示されるように極めて種類が多いが、水門扉に使用されるものは限られている。耐食性、溶接性に優れた SUS304 は摺動部、金属接触部及び塗装が困難な部分に広く使用されている。強度的に優れている SUS403 は溶接を伴わない軸などに使用される。硬度の高い SUS304N2 などはローラ踏面板に使用される。耐孔食性が良い SUS316 は海水域に、耐粒界腐食性に優れた SUS304L 等の低炭素鋼は溶接後の熱処理を不要とする目的で使用される。

17.4.3 設計荷重

(1) 考慮する設計荷重

扉体の設計に当たっては、扉体重量、静水圧、泥圧、浮力、開閉力、氷圧、津波荷重、地震時動水圧、地震時慣性力、風荷重、雪荷重、温度変化による影響、流水による水圧の変化及びこれに起因する振動による荷重増加を水門扉の用途、種類、据付場所によって組合せ、必要に応じて考慮する。

なお、本技術書は防潮水門等を適用対象外としているため、波圧については適用外としている。

ア 扉体重量

扉体重量は、自重の影響がある場合には考慮する。

イ 静水圧

静水圧は、扉体との接触面に対し垂直に作用するものとし、次式により計算する。

$$P = W_0 \cdot h_0 \dots\dots\dots (17.4-1)$$

ここに、 P : 接触面上の任意の点の静水圧 (kN/m^2)

W_0 : 水の単位体積重量 (kN/m^3)

h_0 : 扉体の直上流の水位に波浪高を加えた水位から接触面上の任意の点までの水深 (m)

上記の h_0 を計算する場合の波浪高は、下表により算出する。

表-17.4-2 設計水位及び地震による波浪高さを考慮した水位

設計水位		地震による波浪高さを考慮した水位
上流水位	下流水位	
ゲート天端高又はゲート天端高+越流水深	ゲート敷高(河口付近に設置される堰にあつては、下流側の L.W.L.)	上流水位については、洪水時以外の常時の管理水位、あるいは平水位時に地震による波浪高さを加算した水位

注：ゲート天端高とは、ゲート全閉時における扉体上端の標高をいう。

表-17.4-3 取水口ゲートにおける設計水位及び地震による波浪高さを考慮した水位

	設計水位		地震による波浪高さを考慮した水位
	外水位	内水位	
取入口ゲート	外水の H. W. L. (高潮区間においては計画高潮位)	ゲート敷高	外水については、洪水時以外の常時の管理水位あるいは平水位に地震による波浪高さを加算した水位 内水位については、洪水時以外の常時の管理水位あるいは平水位に地震による波浪高さを減算した水位

地震による波浪高

$$h_e = \frac{k \cdot \tau}{2\pi} \sqrt{g \cdot H} \dots\dots\dots (17.4-2)$$

ここに、 h_e : 地震による波浪高 (半波高) (m)

k : 設計震度

τ : 地震周期 (s)

g : 重力の加速度 (m/s^2)

H : 水面より基礎地盤までの水深 (m)

ウ 泥圧

泥圧のうち鉛直力は、堆泥の水中における重量とし、水平力は次式による。

$$P_e = C_e \cdot W_1 \cdot d \dots\dots\dots (17.4-3)$$

ここに、 P_e : 接触面上の任意の点における泥圧の水平力 (kN/m^2)

C_e : 泥圧係数 (一般に 0.4~0.7)

k : 設計震度

H : 設計水面から基礎地盤までの水深 (m)

(風及び地震による波浪高は含まない)

h : 水面から動水圧の作用する点までの水深 (m)

また、水深 h_1 から h_2 の間の全動水圧は次のとおりである。

$$P_d = \frac{7}{12} \cdot W_0 \cdot k \cdot \sqrt{H} \cdot \left(\sqrt{h_2^3} - \sqrt{h_1^3} \right) \dots\dots\dots (17.4-6)$$

ここに、 P_d : 全動水圧荷重 (単位幅当たり) (kN/m)

h_1 、 h_2 : 水深 (m)

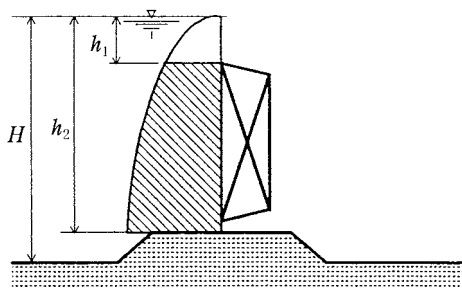


図-17.4-3 地震時全動水圧荷重

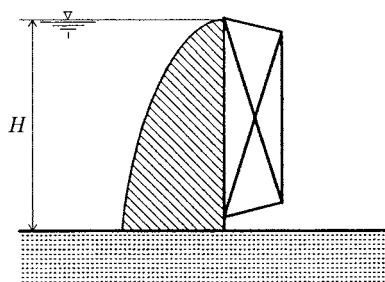


図-17.4-4 地震時全動水圧荷重 ($h_1 = 0$ 、 $h_2 = H$ の場合)

特に、 $h_1 = 0$ 、 $h_2 = H$ の場合、全動水圧荷重は、次のとおりとなる。

$$P_d = \frac{7}{12} \cdot W_0 \cdot k \cdot \sqrt{H} \cdot \left(\sqrt{H^3} - 0 \right) = \frac{7}{12} \cdot W_0 \cdot k \cdot H \dots\dots\dots (17.4-7)$$

なお、上流面が斜めの場合にはツァンガ (Zanger) の式を用いる。詳細については鋼構造物計画設計技術指針 (水門扉編) 等を参照のこと。

キ 地震時慣性力

扉体に働く地震時慣性力は、扉体の重量に設計震度を乗じた値とし、水平方向に作用する。

$$I = W \cdot k \dots\dots\dots (17.4-8)$$

ここに、 I : 地震時慣性力 (kN)

W : 扉体の重量 (kN)

k : 設計震度

ク 風荷重

風荷重は垂直投影面積に作用するものとして、次の式による。

$$P_w = P \cdot C \cdot A \dots\dots\dots (17.4-9)$$

ここに、 P_w : 風荷重 (kN)

P : 単位投影面積当たりの風荷重 3 (kN/m²)

A : 垂直投影面積 (m²)

C : 形状係数

平面形状に対して 1.2

トラス形状・風上側に対して 1.6

トラス形状・風下側に対して 1.2

円筒形状（1 本もの）に対して 0.7

ケ 雪荷重

多雪地域における水門扉の横主桁及び脚柱等では、必要に応じて雪荷重を考慮する。雪荷重は地域によって大幅に異なるが、大体の目安として $3.5 \text{ (kN/m}^3\text{)}$ 程度である。

$$S_w = P \cdot Z_s \dots\dots\dots (17.4-10)$$

ここに、 S_w : 雪荷重 (kN/m^3)

P : 雪の平均単位重量 (kN/m^3)

Z_s : 設計積雪深 (m)

コ 温度荷重（温度変化による影響）

扉体が拘束されている場合等では、据付時の温度に対して、その後の温度変化による扉体の伸縮による影響を必要に応じて考慮する。

サ 流水による水圧変化

越流水による上・下向力、下流端放流時の上・下向力、扉体内残留水重、水撃圧等は、必要に応じて考慮する。

シ 設計震度

水門扉の設計震度は、基本的には頭首工本体の構造計算に用いる設計震度とするが、水門扉が設置される場所の実状を考慮して定める。

ス 津波荷重

施設計画、津波の河口からの遡上到達範囲にある頭首工では、静的水圧荷重に加え、津波が反射、衝突することによって作用する津波荷重を必要に応じて考慮する。なお、津波の遡上到達範囲は、対象とする津波の諸元、河川域、海域の地形条件等に基づき津波遡上シミュレーション等を行って定める必要がある。

津波が頭首工に作用する際に、静水深がある場合には作用津波の状態により a、b、c の式を、静水深がない場合には d の式を適用する事ができる。なお、a、b の式を適用するにあたっては、以下の事項に留意する。

(ア) 津波の波圧分の荷重計算式であるため、頭首工前後に常時水位差がある場合は、頭首工前後の水面以下の静水圧分も荷重に加えて評価する必要がある。

(イ) a_1 （入射津波の静水面上の高さ）は、頭首工がない状態のシミュレーション結果があれば津波高さ = a_1 とする。頭首工全閉（完全反射）状態の津波遡上シミュレーション結果を用いる場合は、頭首工前面のせりあがり考慮の津波高（最大水位－静水位） = $2a_1$ とすることができる。斜め入射や完全反射でないことが明らかな場合は、その影響を考慮することができる。

a 波状段波が発生する場合

波状段波が発生する場合には、津波波力が大きくなるため、これに対応して修正した谷本式（修正谷本式：静水面の無次元波圧強度を 3.0 に割増した谷本式）を波力算定に適用

することができる。防波堤で波状段波力を考慮する条件は、おおむね入射津波高さが水深の30%以上で、かつ海底勾配が1/100以下程度の遠浅である場合とされている。

静水位上 $\eta^* = 3.0 \cdot a_I$ の高さで $p=0$ 、静水位で $p_1 = 3.0 \cdot \rho_0 g \cdot a_I$ となる直線分布で、静水位以下は、一様な波圧分布とする。

$$\eta^* = 3.0 \cdot a_I \dots\dots\dots (17.4-11)$$

$$p_1 = 3.0 \cdot \rho_0 g \cdot a_I \dots\dots\dots (17.4-12)$$

ここに、 η^* ：静水面上の波圧作用高さ (m)

a_I ：入射津波の静水面上の高さ (振幅) (m)

$\rho_0 g$ ：海水の単位体積重量 (kN/m³)

p_1 ：静水面における波圧強度 (kN/m²)

b 波状段波が発生しない場合で、かつ越流が発生しない場合

波状段波が発生しない場合で、かつ越流が発生しない場合には、谷本式を適用することができる。

静水圧上 $\eta^* = 3.0 \cdot a_I$ の高さで $p=0$ 、静水圧で $p_1 = 2.2 \cdot \rho_0 g \cdot a_I$ となる直線分布で、静水位以下は、一様な波圧分布とする。

$$\eta^* = 3.0 \cdot a_I \dots\dots\dots (17.4-13)$$

$$p_1 = 2.2 \cdot \rho_0 g \cdot a_I \dots\dots\dots (17.4-14)$$

ここに、 η^* ：静水面上の波圧作用高さ (m)

a_I ：入射津波の静水面上の高さ (振幅) (m)

$\rho_0 g$ ：海水の単位体積重量 (kN/m³)

p_1 ：静水面における波圧強度 (kN/m²)

c 設計超過津波等により越流が発生する場合

設計超過津波等の作用により、波状段波が発生しない場合で、かつ越流が発生する場合には、ゲート前面と背面に作用する静水圧差を補正した静水圧差による算定式を適用することができる。なお、若干越流している状態に静水圧差による算定式を適用する場合は、それより水位の低い越流直前の状態に谷本式を適用した方が高い波力となる可能性があるため、両者を比較の上、適切に適用する必要がある。

$$p_1 = \alpha_f \cdot \rho_0 g \cdot (\eta_f + h') \dots\dots\dots (17.4-15)$$

$$p_2 = (\eta_f - h_c) / (\eta_f + h') \cdot p_1 \dots\dots\dots (17.4-16)$$

$$p_3 = \alpha_r \cdot \rho_0 g \cdot (\eta_r + h') \dots\dots\dots (17.4-17)$$

ここに、 p_1 ：ゲート前面の底面における波圧強度 (kN/m²)

p_2 ：ゲート前面の天端面における波圧強度 (kN/m²)

p_3 ：ゲート背面の底面における波圧強度 (kN/m²)

$\rho_0 g$ ：海水の単位体積重量 (kN/m³)

h' ：ゲートの底面の水深 (m)

h_c ：静水面からゲート天端面までの高さ (m)

η_f ：ゲート前面の静水面からの津波高さ (m)

η_r ：ゲート背面の静水面からの津波高さ (m)

α_f ：ゲート前面の静水圧補正係数

α_r ：ゲート背面の静水圧補正係数

水理模型実験による検証から、ゲート前面の静水圧補正係数 α_f に 1.05、ゲート背面の静水圧補正係数 α_r に 0.9 を使用することができる。

d 河床がドライな状態での河川津波の場合

河床がドライな状態での河川津波の津波荷重は、陸上遡上津波の津波荷重の算定式である櫛山の式を適用することができる。

$$\alpha = 1.0 + 1.4Fr \quad (0.0 \leq Fr \leq 2) \quad \dots\dots\dots (17.4-18)$$

$$p_1 = \alpha \cdot \rho_0 g \cdot \eta \max \quad \dots\dots\dots (17.4-19)$$

ここに、 α ：無次元作用高さ

$Z_{\max}$ ：作用高さ (m) $= \alpha \cdot \eta \max$

$\eta \max$ ：進行波の最大水位 (m)

Fr ： $\eta \max$ と同時刻の断面水平流速で定義したフルード数

p_1 ：ゲートの底面における波圧強度 (kN/m²)

$\rho_0 g$ ：海水の単位体積重量 (kN/m³)

(2) 荷重の組合せ

荷重は、次の各項の組合せについて考慮する。

ア 地震時以外：扉体重量、静水圧、残留水重、浮力、上下方向力（水理力）、開閉力、泥圧、波圧、温度荷重、水撃圧、風荷重、雪荷重、氷圧、津波荷重

イ 地震時：地震時動水圧、地震時慣性力、扉体重量、静水圧、残留水重、浮力、上下方向力（水理力）、泥圧、波圧、温度荷重、水撃圧、雪荷重、氷圧

表-17.4-4 水門扉に働く荷重の組合せ ○：考慮 △：使用状態によって考慮

荷重	地震時動水圧	地震時慣性力	扉体重量	静水圧	残留水重	浮力	上下方向力	開閉力	泥圧	波圧	温度荷重	水撃圧	風荷重	雪荷重	氷圧	津波荷重
使用状態																
地震時以外			△	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
地震時	○	○	△	○	△	△	△		△	△	△	△		△	△	

※津波は頻度の低い現象であり、高潮対策の対象とする外力を同時に考慮しない。また、津波と洪水の同時生起は考慮しない。

17.4.4 材料の許容応力度

水門扉は確実に機能を発揮するよう、応力度、たわみ度及び座屈について照査し、必要な強度と剛性を有することを確認する。

扉体・戸当り・固定部及びスクリーン（スクリーンバーは除く）に用いられる JIS 規格材料の許容応力度は「鋼構造物計画設計技術指針（水門扉編）」等の関連図書に示す値とする。ただし、水門扉の用途、水位条件、考慮する荷重（状態）によって補正係数や割増係数を乗じた値とする。

許容応力度は、降伏点に対して安全率を 2 とした。なお、安全率には、JIS に規定された板厚公差について考慮したものである。

本項で示す許容応力度は次のとおりである。

(1) 許容応力度の項目

- ア 許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度 (N/mm^2)
- イ 許容軸方向圧縮応力度 (N/mm^2)
 - (ア) 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm^2)
 - (イ) 両縁支持板の局部座屈に対する許容応力度 (N/mm^2)
 - (ウ) 補剛板の局部座屈に対する許容応力度 (N/mm^2)
- ウ 許容曲げ圧縮応力度 (N/mm^2)
- エ 許容せん断応力度及び許容支圧応力度 (N/mm^2)

[参考] 許容応力度の考え方

a 公称応力ひずみ図

荷重の大きさを原断面積で除した応力度を縦軸に、試験片の伸縮量を原長さで除したひずみを横軸にした図に示す応力とひずみとの関係を公称応力ひずみ線図という。一般にこの図をもって材料の機械的性質を示す。下図は、その一例である。

b 降伏点

一般に応力ひずみ図において応力の小さい間は応力とひずみとは比例して増加するが、ある応力に達するとひずみの増加のほうに比例関係にある最大応力度を比例限度という。

比例限度を超える応力を与えるときは、応力のわずかの増加又は増加することなく、ひずみが急激に増加する点に達する。この点の応力度を降伏点という。図の ABC の部分がそれを示す。

c 引張り、圧縮、曲げ応力

許容応力度は降伏点の $1/2$ とする。

d せん断応力度

許容せん断応力度は許容引張応力度の $1/\sqrt{3}$ 倍とする。

e 支圧応力度

許容支圧応力度は許容引張応力度の 1.5 倍とする。

f 両縁支持板の局部座屈に対する許容応力度

圧縮応力を受ける両縁支持板、補剛板、及び自由突出板は、板厚が薄いと局部的な座屈を起こすおそれがあるので、板の幅厚比に注意する。これは、幅厚比の大きい領域では低い応力度の面外たわみや剛度の低下が生じやすいためである。低下の値については関連技術書を参照されたい。

g 補剛板の局部座屈に対する許容応力度

補剛板に使用される板要素は、一般に板厚が薄く溶接による初期変形、残留応力などの初期不整の影響が大きいこと、また補剛材は板の両縁支持条件を満たすほど十分に剛ではないことなどから、補剛板を両縁支持板と同じように扱うのは必ずしも妥当ではない。このようなことから補剛材の必要剛比については関連技術書等を参照されたい。

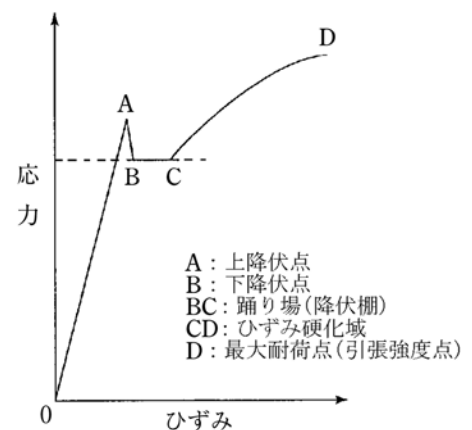


図-17.4-5 応力ひずみ線図

(2) 合成応力度

同方向以外の応力が同時に作用する場合は、その合成応力度を次式により計算し、許容値以内にしなければならない。

ア 一軸方向応力とせん断応力を受ける場合

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau^2} \dots\dots\dots (17.4-20)$$

イ 二軸方向応力とせん断応力を受ける場合

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \cdot \sigma_2 + 3 \cdot \tau^2} \dots\dots\dots (17.4-21)$$

ここに、 σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

σ_1 : 軸応力度 (引張を正とする) (N/mm²)

σ_2 : σ_1 に直角な方向の軸応力度 (引張を正とする) (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

合成応力度に対する許容値は、次のとおりとする。

常時 : $1.1 \sigma_a$

ここに、 σ_a : 許容引張応力度 (N/mm²)

17.4.5 許容応力度の補正

扉体、戸当り、固定部及び付帯施設に用いる許容応力度は、設備の用途、水位条件によって下表に示す各係数を用いて補正する。

表-17.4-5 許容応力度に乗ずる係数

施 設	用 途	許容応力度に乗ずる係数
堰・水門等	一般水門 (調節ゲート・制水ゲート・土砂吐きゲート・取水ゲートなど) 魚道用ゲート 閘門用ゲート スクリーン	1.0
	修理用ゲート	1.5
据付架台		1.5

17.4.6 許容応力度の割増

許容応力度は考慮する荷重又は状態によって 17.4.5 項の補正值を考慮し、下表の値を乗じたものとする。

表-17.4-6 許容応力度に乗ずる係数

考 慮 す る 荷 重 (状態)	割増係数
地震時の荷重	1.5
コンクリート打込み又はグラウト注入圧	1.5

17.4.7 最小板厚及び細長比

(1) 水門扉に使用する主要部材の最小板厚は、余裕高を含み鋼板 6 mm 以上、形鋼では 5 mm 以上とする。

(2) 水門扉に使用する部材の細長比 (ℓ/r) は表-17.4-7 に示す値以下とする。主要部材とは水門扉

の機能を確保するために必要な部材で、これ以外を二次部材とする。トラス部材は主要部材とする。

表-17.4-7 部材の細長比

部 材	細長比 (ℓ/r)
圧縮材	主要部材
	120
引張材	二次部材
	150
引張材	主要部材
	200
引張材	二次部材
	240

ここに、 ℓ : 引張部材の場合は骨組長さ、圧縮部材の場合は有効座屈長さ

r : 部材総断面の断面二次半径

17.4.8 許容たわみ度

- 扉体の曲げによるたわみは径間に対して表-17.4-8 に示す値以下とする。径間は、ローラゲートの場合はローラ中心間隔、スライドゲートでは支持間隔、ラジアルゲート及び背面支持方式の起伏ゲートでは主桁の支持間隔とする。小形水門扉とは、扉体面積が 10m² 未満のもの、低圧水門扉とは、設計水深が 25 m 未満のもの、高圧水門扉は設計水深が 25 m 以上のものをいう。
- 機械台、開閉装置架台、スクリーン受桁、点検台の梁材のたわみは支点間距離に対して表-17.4-8 に示す値以下とする。

機械台及び開閉装置架台のたわみ度の計算は定格トルク時の荷重によるものとする。

機械台とは開閉装置の構成機器が直接取付られた部分を、開閉装置架台とは開閉装置室の床のような構造部材とする。

- たわみ度の算定に用いる設計荷重は地震時以外の荷重とする。

表-17.4-8 許容たわみ度

形 式	許容たわみ度	形 式	許容たわみ度
水 門 扉(ゴム水密)	1/800	修理用ゲート	1/600
小形水門扉(ゴム水密)	1/600	機械台	1/2,000
低圧水門扉(金属水密)	1/1,000	開閉装置架台	1/1,000
高圧水門扉(金属水密)	1/2,000	スクリーン受台	1/600
長径間ローラゲート	1/800(水平、鉛直)	点検台等梁材	1/600
(シェルタイプ)	1/600(合成)		

17.4.9 余裕厚

- 余裕厚とは腐食厚及び摩耗厚を示す。
- 水門扉の部材は計算板厚に表-17.4-9 に示す値以上の余裕厚を加える。

表-17.4-9 余裕厚

単位 (mm)

接水条件 水 質	常時接水している		常時接水していない	
	片面接水	両面接水	片面接水	両面接水
淡 水	1.0	2.0	0.5	1.0
海 水	1.5	3.0	1.0	2.0

- (3) 土砂による摩耗が予想される場合は、使用条件に対応した摩耗厚を考慮する。
- (4) 角落しのように使用頻度が少なく、補修塗装ができるものは余裕厚を見込まなくてもよい。
- (5) ステンレス鋼等の耐食性良好な材料を使用した場合は腐食厚を見込まないものとする。水門扉においてステンレスクラッド鋼を用いる場合はステンレス鋼の厚さは強度に見込まない。

17.4.10 許容面圧

摺動部、回転部の許容面圧は表-17.4-10 を標準とする。

表-17.4-10 許容面圧

単位：(N/mm²)

材 料	記 号	摺 動 部		回 転 部		
		摺動時	静止時	扉 体 支承部	開閉装置 軸 受	静止時
青銅铸件 りん青銅铸件 鉛青銅铸件	CAC4〇〇(旧 BC) CAC5〇〇(旧 BC) CAC6〇〇(旧 BC)	6 以下	18 以下	14 以下	6 以下	28 以下
自己潤滑形軸受 (オイルレスメタル)	CAC304(旧 BsC4)	注 1)	注 1)	23 以下	23 以下	45 以下

注 1) 摺動時 23 N/mm² 以下、静止時 45 N/mm² 以下とすることが多い。

注 2) スピンドル式のメタルブッシュの面圧は 4 N/mm² 以下とし、個体潤滑剤配合グリスを使用する。なお、スピンドルへの異物付着が少ないなど、設置条件が良く保守管理が容易に行える場合には、最大 6 N/mm² でもよい。また、面圧が 2 N/mm² 以下の場合梁チューム系グリスでもよい。

17.4.11 溶接継手効率

水門扉の溶接継手効率は表-17.4-11 のとおりとする。

表-17.4-11 溶接継手効率

単位 (%)

区 分		工場溶接	現場溶接
突合せ溶接	溶接全長について試験を行うとき	100	95
	抜き取りで試験を行うとき(注)	95	90
	試験を行わないとき	85	80
すみ肉溶接		95	90

(注) 試験とは放射線透過試験又は超音波探傷試験とする。この場合の検査すべき溶接線長は、主要耐圧部又は主要構造部突合せ継手の全溶接線長の 5% 以上とし、高压ゲート、分岐管、新材料はこれを 20% 以上とする。

17.4.12 摩擦係数

水門扉の摺動部及び回転部の摩擦係数は、表-17.4-12 を標準とする。

なお、適用に当たっては関連技術書等を参考にされたい。

表-17.4-12 水門扉の各部の摩擦係数

項 目		摩擦係数
支承部のローラころがり摩擦		1.0
支承部軸受	すべり軸受	0.2
	ころがり軸受 ¹⁾	0.01～0.02
水密ゴムとステンレス鋼とのすべり摩擦 ²⁾	濡れているとき	0.5～0.7
	乾いているとき	0.9～1.2
	摺動面が四フッ化エチレン樹脂・超高分子量ポリエチレン樹脂の場合	0.1
水密部又は支承部金属間のすべり摩擦 ³⁾		0.3～0.6
金属と堆泥のすべり摩擦 ³⁾		0.3～0.5

注 1) ころがり軸受のころがり摩擦係数は、軸受形式等により異なるが、一般的に 0.01 を採用する例が多い。

2) 水密ゴムの摩擦係数は、水密ゴムの材質等により異なるが、一般的に濡れているときは 0.7、乾いているときは、1.2 の値を採用する例が多い。

3) 水密部又は支承部金属間のすべり摩擦係数は、材質、給油の有無及び整備状況等により幅があり、面圧によっても異なるが、一般的な値として 0.4 を採用する例が多い。摺動面の損傷が予想される場合には、0.5 程度を採用することがある。

17.5 開閉装置

17.5.1 開閉荷重

(1) 開閉荷重

ア 開閉荷重は、次の項目を安全側に組合せて計算する。

- (ア) 扉体可動部重量（バラスト等重量を含む）
- (イ) 支承部摩擦力
- (ウ) 水密ゴム摩擦力
- (エ) 堆泥による摩擦力
- (オ) 浮力
- (カ) 上下方向水理力
- (キ) その他の荷重

a 堰等に設置され、長期間水没するゲートの場合は、扉体内部に土砂が堆積するおそれがあるので設置地点の周辺条件に応じて、その荷重を付加する。

b 必要に応じて雪荷重、扉体内残留水の重量、波による荷重等を考慮する。

イ 締切時に押下力を期待できない開閉装置形式（ワイヤロープウインチ式など）の場合、全閉を確実にするための締切力の余裕は全抵抗分の 25%以上とする。締切力が不足する場合は扉体にバラストを添加する。

ウ 扉体重量には、ワイヤロープ、スピンドル及びラック棒等、扉体と開閉装置を連結するものの自量も含める。ただし、締切力に対しては安全側に考え、扉体に剛結合されたもの以外の連結材の自量は、扉体重量に含めないことが多い。

17.5.2 開閉装置の安全率

(1) 適用範囲

ここで規定する安全率及び許容応力度の適用範囲は次のとおりとする。

ア 電動機出力軸よりドラムまでの全動力伝達系

イ 開閉装置フレーム

ウ ワイヤロープ

エ 開閉装置側シーブ・シーブ軸・シーブブラケット

オ 扉体側シーブ・シーブ軸(ただし、シーブブラケットは含まない)

カ ラック及びスピンドル式の場合は、扉体取付けピンから開閉装置フレームまで

キ 油圧シリンダの場合は、扉体取付けピンからシリンダ及びシリンダフレーム、架台まで及び油圧配管、油圧ユニット

(2) 定格トルクに対する安全率

開閉装置に使用する材料の安全率は、使用原動機の定格トルクから算出した応力度が使用材料の引張強さに対し表-17.5-1 に示す値以上とする。

表-17.5-1 開閉装置使用材料の安全率

使用材料	記号	安全率		
		引張	圧縮	せん断
一般構造用圧延材	SS	5	5	8.7
溶接構造用圧延材	SM	5	5	8.7
機械構造用炭素鋼鋼材	S-C	5	5	8.7
ステンレス鋼棒	SUS	5	5	8.7
炭素鋼鍛鋼品	SF	5	5	8.7
炭素鋼鋳鋼品	SC	5	5	8.7
ねずみ鋳鉄品	FC	10	3.5	17
球状黒鉛鋳鉄品	FCD	7	2.5	12
青銅鋳物	BC	8	8	10
ワイヤロープ		8	—	—
板リンクチェーン		6.5		

注 1) ワイヤロープについては、ワイヤロープの破断荷重に対する、開閉荷重から算出した張力(開閉荷重をロープ掛数及びシーブ効率で除したもの)の安全率を示す。

2) 板リンクチェーンを使用する場合は、開閉荷重から算出したチェーン各部の応力度が、その材料の引張強さに対し表-17.5-1 に示す値以上の安全率を有しなければならない。

(3) 設計トルクと安全率・許容応力度との関係

動力の種類に対する設計トルクと安全率・許容応力度の関係を表-17.5-2 に示す。

なお、ワイヤロープの降伏点荷重は、切断荷重の 65%とする。

表-17.5-2 設計トルクと安全率又は許容応力度

動力の種類		設計トルク	安全率又は許容応力度
電動機 又は 内燃機関予備	常用	定格トルク	表-17.5-1に示す値
		最大トルク	降伏点の90%
	予備	定格トルク	表-17.5-1に示す値の1/1.5
		最大トルク	降伏点の90%
人 力	常用	定格トルク(手動力100(N)、30rpm)	表-17.5-1に示す値
		過負荷防止装置の設定トルク	降伏点の90%
	予備	定格トルク(手動力100(N)、30rpm)	表-17.5-1に示す値の1/1.5
		過負荷防止装置の設定トルク	降伏点の90%
電動機・内燃機 関・人力	常用予備	リリーフ弁の設定圧力から求めたトルク	表-17.5-1に示す値
自重降下時		降下時荷重から計算したトルク	表-17.5-1に示す値
		ダウンプル力を加算したトルク	表-17.5-1に示す値の1/1.5

注 1) 防止装置の設定値は、過負荷防止装置の信頼度を考慮して決めること。

(4) 油圧シリンダ・ラック・スピンドルの安全率

油圧シリンダ・ラック・スピンドルの限界座屈応力度に対する安全率は、表-17.5-3 の値を標準とする。

表-17.5-3 限界座屈応力度に対する安全率

開閉装置の種類	設定条件		安全率	
			常用動力	予備動力
油圧シリンダ	閉側のリリーフ弁、又は減圧弁の設定圧力時の応力度		4	4
ラック 及び スピンドル	電動機及び 内燃機関	定格トルクから算出した応力度に対し	4	4
	手動	最大手動力から算出した応力度に対し (最大手動力=過負荷防止装置設置値)	1.1	1.1

17.5.3 開閉速度

水門扉の開閉速度とは、全揚程を開閉するときの平均速度であり、0.3 m/min を標準とする。標準速度以外の速度を必要とするゲートとその理由を表-17.5-4 に示す。

表-17.5-4 標準以外の開閉速度の例

ゲートの種類	操作	開閉速度 又は開閉時間	理 由
洪水吐きゲート、土砂吐きゲート等	開	0.3 (m/min) を超える	水面より上の巻上時間の短縮のため
起伏ゲート マイタゲート	開閉	10～20 (min)	全開又は全閉に要する時間
ラック式の自重降下	閉	6.0 (m/min) 以下	急降下を要求される

注) 予備動力による開閉速度は 0.05～0.10 m/min とし手動起動可能な内燃機関の容量 (10Ps 以下) に合わせる。

17.5.4 揚程

水門扉は全開時、流水に対し安全で、かつ、保守管理が容易に行える位置になければならない。

全閉位置から最大開位置までの距離を揚程とする。

揚程は用途、設置場所、休止着脱、保守点検の内容等により、下記の点に留意する。

(1) 取水堰ゲート

取水堰に設置されるゲートの最大引上げ時の扉体下端高さは、計画高水位に表-17.5-5 に示す値を加えた値とする。

表-17.5-5 取水堰ゲートの扉体下端高さ

計画高水位 (m^3/s)	200 未満	200 以上 500 未満	500 以上 2,000 未満	2,000 以上 5,000 未満	5,000 以上 10,000 未満	10,000 以上
計画高水位に 加える値(m)	0.6	0.8	1.0	1.2	1.5	2.0

(2) 起伏ゲート

起伏ゲートの全開時（倒伏時）の扉体上面の高さは計画河床高以下とする。

(3) 頭首工の取水口ゲート

頭首工の取水口ゲートのように四方水密のゲートでは、扉体とカーテンウォールの間に塵芥がたまらないよう、扉体下端がリセス部より高くなるよう揚程を定めることが望ましい。

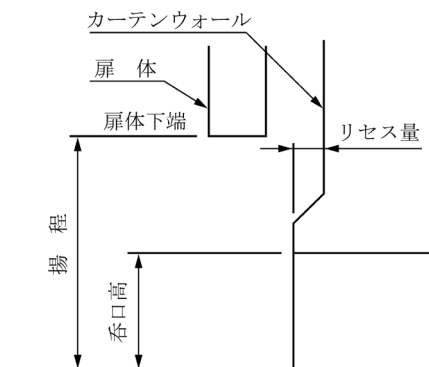


図-17.5-1 取水口ゲートの揚程

17.5.5 開閉用動力設備・電源設備

(1) 主動力設備

水門扉の開閉用主動力としては、電動機・内燃機関・人力があるが、下記に示す各動力を比較検討した上で、電動機を主動力とすることを原則とする。

ただし、特別な理由がある場合は内燃機関又は人力を採用する場合もある。

ア 電動機

- (ア) 電動機は起動の信頼性が高く、長期間放置した後でもほぼ確実に起動する。
- (イ) 定格回転数が保証され、負荷の変動に対しても回転数はほとんど変化しないので一定速度開閉を要求される水門扉に適している。
- (ウ) 押釦による電気信号で開閉操作を行うことから操作が容易である。
- (エ) 遠隔操作・上下限での自動停止等、他からの電気信号による操作が可能である。

イ 内燃機関

- (ア) 水門扉の設置地点が、電源引込みが困難な場所で、かつ、小規模水門の場合、経済的な理由から、やむを得ず内燃機関を動力として使用する場合がある。

- (イ) 内燃機関は、長期間休止後の機動性が悪く信頼性に劣る。
- (ロ) ガバナが取り付けられている場合でも小形エンジンでは負荷又は温度の変動に対し厳密に回転数を一定に保つことは難しいので、開閉速度の一定保持は困難である。正確な開閉速度を要求されない場合にのみ採用できる。
- (ハ) 内燃機関を主動力とした場合は、常に燃料や冷却水の保全、バッテリーの充電等を点検する。また、長時間休止の場合は定期的に慣らし運転をする。
- (ニ) 使用内燃機関の定格出力は、計算負荷出力の 150%以上とする。
- (ホ) 環境によっては、騒音対策又は排気対策を講じること。

ウ 人力

- (ア) 小規模で、使用頻度が著しく少なく、かつ、開閉力も小さい場合、経済的な理由から人力を開閉動力として採用することができる。
- (イ) 人力は開閉速度が極端に遅く、長時間の駆動は人力の限界から困難である。
人力による開閉は、100 (N) 以下の力で回転するものとし、毎分 30 回転、連続作動時間は 10 分程度が目安である。
- (ロ) 上記以上の力が加えられた場合、開閉装置各部に計算値以上の力が働かないよう、過負荷防止装置を設けること。過負荷装置の設定値は所要開閉トルクの 200%とする。
- (ハ) 手動ハンドルから手を離れた時に、扉体の重量により自重降下しないようセルフロック機構とする。

(2) 予備動力設備

予備動力設備は、常用の動力が停止した場合に迅速、確実かつ容易に水門扉を開閉操作できるものとする。

予備動力設備とは、主動力設備が故障した場合の予備として併設されるもので予備電動機、内燃機関、人力駆動装置等開閉装置に組み込まれた動力設備をいう。

ア 予備動力設備の設置

水門扉の開閉装置には、主動力設備が故障した場合の予備として、予備動力設備を併設することを原則とする。ただし、小規模水門扉等で人力を主動力としたもの、及び浮力を利用するゲート等については、予備動力設備を設ける必要はない。

イ 予備動力設備計画の留意事項

- (ア) 径間の長いゲートで、2 モータ 2 ドラムワイヤロープウインチ式等の場合、開閉装置に直結した内燃機関を動力とすると左右の内燃機関の同時起動・停止及び回転数の同調が困難なため、扉体の片吊りや誤作動を起しやすいため一般に採用しない。
- (イ) 予備動力による操作では、一般に機側において手動操作とせざるを得ないので、扉体の状況を確認できる位置で操作できるよう、設備の配置を考慮する。
- (ロ) 電源故障を配慮して予備動力を計画した場合は、夜間作業に備えて操作に必要な最小限の照明を確保する。
- (ハ) 予備動力への切換や、予備動力による開閉操作は、常時操作と同程度に容易に行える構造・機構とする。

ウ 内燃機関を予備動力とする場合

- (ア) 定置式あるいは可搬式の内燃機関により開閉装置の切換装置を介して機側操作を行う方式は、停電を始め配線系統・機側操作盤等、すべての電氣的な故障に対して対応できる。

- (イ) 電氣的制御が一切ないため、開閉操作・速度制御・上下限停止等すべての制御を、機側において目視により手動で行う。
- (ウ) 起動用バッテリー等を要しない手動起動式ディーゼルエンジンの採用を原則とし、容易に手動起動ができる限界として 10 Ps 以下の容量のものとする。
- (エ) 環境によっては騒音対策あるいは排気対策を講じる。

エ 人力の予備動力とする場合

- (ア) 人力の容量は 17.5.5(1)のウの(イ)による。
- (イ) 主動力から人力に切替える際、伝達系の制動が開放され、自重降下することのないような切換装置を採用すること。

(3) 電源設備

動力を電動とする場合、電源設備は確実かつ容易に電力を供給できるものとする。電源方式の選定に際しては、施設の目的、規模、操作制御方式、設置場所等を考慮して、安定性や信頼性のある適正なものを選定する。

17.6 保護装置及び付属装置

開閉装置にはその形式に応じて表-17.6-1 に示す保護装置及び付属装置を設ける。

表-17.6-1 保護装置及び付属装置とその適用

保護装置及び付属装置の種類		開 閉 装 置 の 形 式					
		ワイヤロープ ウインチ式	スピントル 式	ラック式	シリンダ式	シリンダワイヤ ロープ式	油圧モータ ワイヤロープ式
保 護 装 置	1. 制限開閉装置	○	○	○	○	○	○
	2. 非常用上制限開閉装置	○	○	○	—	○	○
	3. 過負荷検出装置、及び過負荷防止装置	○	○	○	○	○	○
	4. 扉体傾斜補正装置	○	—	—	○	○	○
	5. ワイヤロープゆるみ検出装置	○	—	—	—	○	○
	6. ワイヤロープ外れ防止装置	○	—	—	—	○	○
	7. インターロック装置	○	○	○	○	○	○
付 属 装 置	1. 扉体休止装置	○	—	—	○	○	○
	2. 扉体開度指示装置	○	○	○	○	○	○
	3. ワイヤロープ端末調整装置	○	—	—	—	○	○
	4. 計装装置	○	○	○	○	○	○
	5. その他(カバー、オイルパンなど)	○	○	○	○	○	○

表-17.6-1 に示した各装置の内容は次のとおりである。

(1) 制限開閉装置

扉体の揚程の上限・下限及び特定の位置で開閉装置を自動的に停止させるもので、防水性に優れ、確実に作動するものとする。一般に、スクリュース式、カム式、ディスク式、遊星歯車式等が使用される。

なお、油圧シリンダ式の場合は、ストロークエンドで油圧がリリーフ弁の設定圧力となることから、この圧力を検知して上限・下限を検知するものもある。

(2) 非常用上制限開閉装置

制限開閉装置が故障等により作動しない場合に作動するもので、制限開閉装置とは別個の系統

とする。一般に、扉体と連動する押上げ棒によりリミットスイッチを作動させる直動式が用いられる。

(3) 過負荷検出・防止装置

開閉装置に過負荷が発生した場合に、伝達力を自動的に遮断するものである。過負荷の検出は過電流継電器を基本とし、ワイヤロープウインチ式、ラック式、スピンドル式の場合は、必要に応じてロードセル、スプリング式、トルクリミッタ、滑りクラッチ等を併設することを原則とする。油圧シリンダワイヤロープ式の場合は、一般にリリーフバルブを用いる。

なお、手動装置を設ける場合は、人力によるトルクが電動機の最大トルクを超えないように過負荷防止装置を設けることがある。

(4) 扉体傾斜補正装置

径間の長いゲート等で、扉体を左右別個の開閉装置で開閉する形式において、相互間の起動停止時間の誤差等により生ずる扉体の傾斜を補正するもので、差動シンクロを利用し自動的に修正する形式が一般に使用されている。油圧式では、流量制御弁により各油圧シリンダへの流量調節を行う、油圧配管長を揃えて配管抵抗を同一にするなど、油圧回路による同調を行う。また、併用してワイヤロープウインチ式と同様に差動シンクロによる電気的な信号で油圧の流量補正を自動的に行うこともある。

(5) ワイヤロープゆるみ検出装置

ワイヤロープ式において、ジャミング（扉体と戸当りの間に異物が噛み込んだり、異常傾斜等何らかの原因で扉体の開閉が不可能になること）や、扉体と底部戸当りの間に異物を挟み降下不能となることによって生ずるワイヤロープのゆるみや外れを防ぐため、ロープ張力の異常低下を検知するものである。ロープ張力の低下を感知する機構とリミットスイッチを組み合わせたものが一般に用いられる。

(6) インターロック装置

開閉装置には、誤操作又は重複作動による事故を防止するため、インターロック装置を設ける。インターロック装置には次のようなものがある。

ア 機側と遠隔操作を有する設備では、機側操作を優先し、機側において操作中は遠隔操作ができないようにするもの。

イ 開閉用動力を切換えて操作する場合は、一方の開閉用動力で運転中は他の開閉用動力では駆動できないようにするもの。

ウ 扉体が休止装置に保持されているときは「閉」の釦を押しても、閉操作できないようにするもの。

エ 自動着脱式以外の休止フック付き水門扉で、扉体が休止位置よりも下方にある状態では、休止装置着位置にあっても扉体が休止装置を突き上げないようにするもの。

(7) ワイヤロープ外れ防止装置

前記「ワイヤロープゆるみ検出装置」に示す理由によりワイヤロープがゆるんだ時、ワイヤロープがシーブから外れないよう、シーブ周辺に外れ防止構造を設置する。

(8) ワイヤロープ端末調整装置

ワイヤロープウインチ開閉装置において、左右のワイヤロープの長さを調整するため、ワイヤロープの端末にねじ式の調整装置を設けるのが一般的である。この装置には、ワイヤロープゆるみ検出装置や過負荷を検出する装置を組込むことが多い。ロープの掛け方は開閉装置の形式・開

閉力等によって異なるが、一般に、ワイヤロープの末端でロープ長さを調整できるよう掛数は偶数本とするが、やむを得ず 1 本掛けとする場合はターンバックル等でワイヤロープと扉体を連結して容易に調整が行える構造とすることが望ましい。

(9) 扉体開度指示装置（開度計）

扉体開度の検出方法としては、開閉装置の軸等の回転数から検出するもの、開閉装置とは別個に扉体の動きを直接検出するもの及び戸当りに埋設されたセンサにより直接扉体の位置を検出するものなどがある。開閉装置の回転数から検出するものは配置が容易であるが精度はやや劣る。扉体や戸当りから直接検出する形式のものは高い精度を得られるが配置に制約を受けたり、メンテナンスが困難なものもあるので、それぞれのゲートの制御に適したものを使用する。

表示は、機側操作のみの場合は機側操作盤で、遠隔操作も行う場合は機側操作盤及び遠隔操作盤に表示することが多い。機側には機側操作盤以外に機械台上に独立したアナログ開度計を設けるのが一般的である。

表示形式にはアナログ表示とデジタル表示がある。電気式の場合、開度信号の種類としてアナログ信号とデジタル信号があり、アナログ信号で行うものはシンクロ発信器・ポテンショメータ方式が、デジタル信号で行うものはリードスイッチ式・RS/AD 変換器等がある。アナログ信号をデジタル信号に変換するものとして、A/D コンバータが使用されている。

(10) 扉体休止装置

この装置は、扉体及び開閉装置等の点検・整備する場合及び扉体を長期休止する場合に、開閉装置から切離して使用するもので、手動、電動又は自動操作ができるとともに、着脱が容易に確認できるものとする。ワイヤロープウインチ式の場合はフック式が使用され、油圧シリンダ式の場合はフック式又はねじ式がそれぞれ一般に使用されている。ラック式の場合は開閉機本体内部にロック機構を有したものが採用されている。

(11) その他

操作員及び点検・整備要員その他に対する安全対策として、必要に応じ次のような安全装置を設ける。

- ア 開放歯車や露出した回転部分を覆うカバー・ケース類
- イ 内燃機関の排気管の保護のカバー類
- ウ 高所・ピット等に巡らす防護柵
- エ 階段・踊場等の手摺
- オ 危険表示板

第 18 章 頭首工基礎の種類と設計

頭首工の基礎は、堰柱、堰体等の上部荷重を安全に支持する構造となるように、基礎地盤の状況等を考慮して適切な工法を選定する必要がある。

ここでは、一般的な頭首工で用いられることの比較的多い基礎工の種類を紹介するとともに、その設計の要点について解説する。

18.1 頭首工基礎の機能

頭首工の基礎は、堰柱、堰体等の上部荷重を安全に下部の基岩又は十分な地耐力を有する地盤に伝達する通常の基礎工としての役割のほか、堰体の下部を堰の上下流の水位差により浸透して流れる地下水を遮断したり、必要な浸透路長を確保して砂礫層のパイピングを防止する止水壁や、流水により堰体の上下流の河床に発生する洗掘作用が、堰体下部に及ぶのを抑制する阻壁としての目的を兼ね備えるように設計する場合が多い。

したがって、頭首工の基礎の設計施工に際しては、その目的を十分に理解して、よく現地に適合し、しかも経済的、かつ、耐久性に富んだ工法を採用するとともに、安全な施工を心がけることが重要である。

頭首工は堅牢な基礎地盤上に建設することが、建設費やその後の維持管理、耐久性等を考慮すると最も望ましいが、沖積地や低平地等の軟弱な地盤上に建設される場合も多い。このような軟弱な地質では杭基礎工法が採用される場合が多いが、軟弱地盤における地震時に液状化する場合の液状化対策や地盤強度定数と杭の水平変位量などの耐震設計上の課題もあり、設計に当たっては、本技術書や参考とする文献等により適切に設計する。

18.2 基礎工法の選定

基礎工法は、施工箇所を、①堰柱の基礎工、②堰体の基礎工、③エプロンの基礎工、④取入口の基礎工、⑤護岸の基礎工等に分類し、それぞれの上部構造の機能を十分に考慮して選定する。

18.2.1 堰柱の基礎工

- (1) 基岩又は安全な支持層が比較的浅い場合で、水替えが容易であれば素掘りして直接基礎とするのが最も確実であり、かつ、経済的である。しかし、水替えが困難か又は、多額の経費を要する場合はケーソン基礎工法又は、杭基礎工法によることが多い。
- (2) 地盤が比較的軟弱で基岩が深い場合、水替えが容易であればフーチング基礎とし、杭基礎を併用する。この際、フーチング周辺を鋼矢板で囲み、中に杭を打つことによって地盤の締固めと堰柱下部の洗掘防止を兼ねることがある。しかし、水替えが困難で、かつ、杭打ちが特に困難となるような場合には、基礎として必要な根入れ深さまでケーソンを沈設する。
- (3) 杭やケーソン基礎に対する耐震設計手法は、本技術書その他によるものとし、重要度区分にしたがって、所定の地震力に対して所要の強度を有し、かつ、上部構造の変位を制限する耐震設計法によるものとする。

堰柱の杭基礎の事例を図-18.2-1 に、直接基礎の事例を図-18.2-2 に示す。

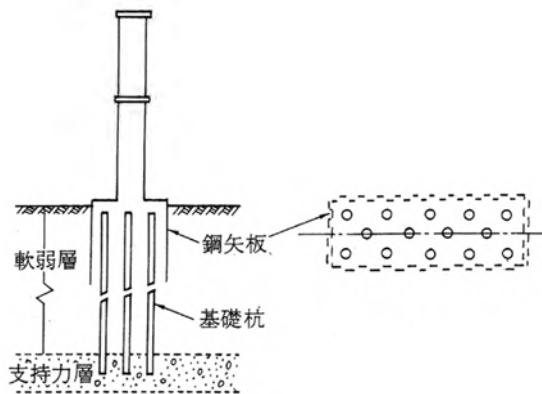


図-18.2-1 杭基礎

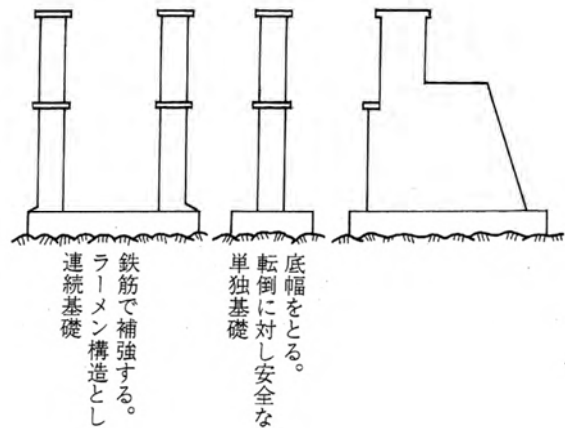


図-18.2-2 直接基礎

18.2.2 堰体の基礎工

(1) フィックスドタイプ (Fixed type) の場合

水替えが困難な場合は、ケーソン基礎を基岩まで沈設して、その上に堰体を設ける。また、プレパクトコンクリートを打設して基礎とすることも行われている。

(2) フローティングタイプ (Floating type) の場合

地盤が小砂利、砂等で杭の打込みが可能であるか又は、表層が軟弱であっても下部に安全な支持層が認められる場合は杭基礎となる。この場合、遮水と洗掘に備えて堰体前面にコンクリート阻壁（うなぎ止め）又は、矢板を施工する。杭や矢板の打込みが不可能な玉石等の河床では、基礎として必要な根入れ長さまでケーソン基礎を施工する。

河川の中流部や上流部の河床は、通常玉石混じりの砂礫であり、特に支持のための基礎を設ける必要のない場合が多いが、途中に粘性土の軟弱層を挟む場合や、玉石や礫を叩いて N 値が過大に出る場合もあり、ボーリング調査結果を注意深く観察するなど、適正な判断を必要とする。固定堰の杭基礎の例を図-18.2-3 に、ケーソン基礎の例を図-18.2-4 に示す。

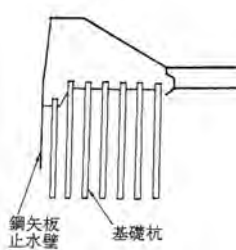


図-18.2-3 固定堰の杭基礎

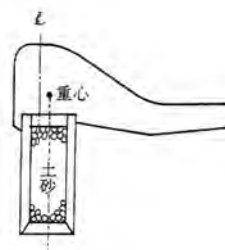


図-18.2-4 固定堰のケーソン基礎

18.2.3 エプロンの基礎工

エプロンは、河床全面に比較的薄いコンクリート盤を造るので、不等沈下と基礎地盤のパイピング作用に備えなければならない。エプロンの基礎工としては特に設ける必要はないが、軟弱な地盤で沈下が予想されるときは、図-18.2-5 のように適当な間隔で格子状の阻壁を設けて地下水の流動を防止するとともに、この阻壁を地中梁とし、スラブを張るという考え方でエプロンを施工すれば

よい。さらに、沈下に対して必要があれば阻壁下部に杭基礎を施工する。なお、エプロンの施工に際し、ゆるんだ地盤（例えば、埋戻しされた状態の地盤）に直ちにコンクリートを打設したり、掘削面に栗石を敷ならべ、その上にエプロンコンクリートを打設するようなことは絶対に避ける。これらのことはむしろ浸透流速を早め、パイピング作用を助長することになるからである。

エプロンの基礎は堰柱、又は堰体よりも荷重的に軽度となり、図-18.2-5 に示すように堰柱や堰体とエプロンの杭基礎設計諸元が異なる場合がある。また、エプロンと堰柱、又は堰体との不同沈下や変位の挙動を検討し、図-18.2-6、-7 に示すように伸縮材を用いたダウエルバー方式継手やコンクリートキー方式継手を適切に設計することが重要である。

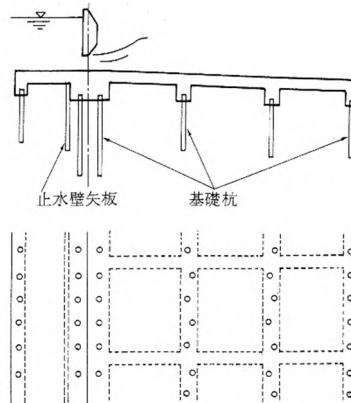


図-18.2-5 エプロン部の杭基礎例

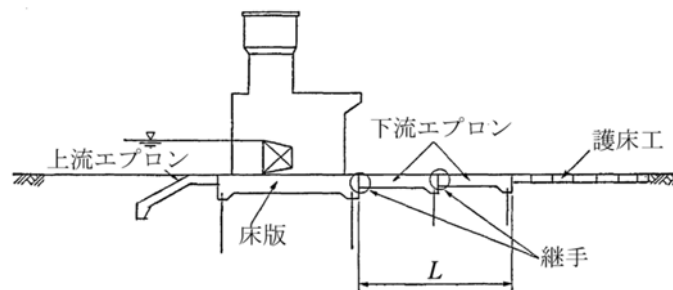


図-18.2-6 頭首工のエプロン

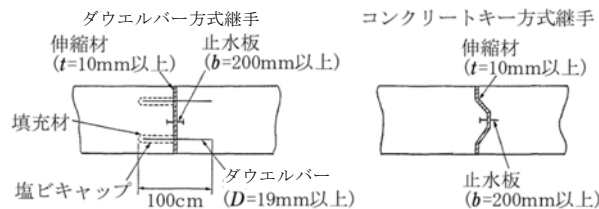


図-18.2-7 エプロンの継手

18.2.4 取入口の基礎工

取水ゲートを備えている場合、このゲートは洪水時には閉鎖されるため、一方的な水圧を受ける。また、取水庭は揚圧力を受ける等比較的狭い部分に種々の力を受けるので、取水口部分の基礎工はできるだけ独立の基礎として設計する。また、取水口に遮水機能を併せ持つ場合には、端部堰柱や

堰体の遮水のための構造物と一体となって、堰上げ時に発生する浸透流に備え得る構造とする。

18.2.5 護岸工の基礎工

護岸は取付け擁壁とその他の護岸に区分されることが多い。

取付け擁壁は、エプロンが施工される範囲に施工され、上下流の取付け擁壁別に下記の目的を持つとともに、必要な遮水機能を併せ備えるとよい。(図-18.2-8 参照)

基礎工としては直接基礎又は、杭基礎が用いられる。

(1) 上流側取付け擁壁

ア 止水壁と一体となって横方向への浸透を軽減する

(2) 下流側取付け擁壁

ア 洪水時に高水敷から低水路に向かう流れによる高水敷の侵食の防止

イ 堰の横方向からの浸透流によるパイピング作用の防止

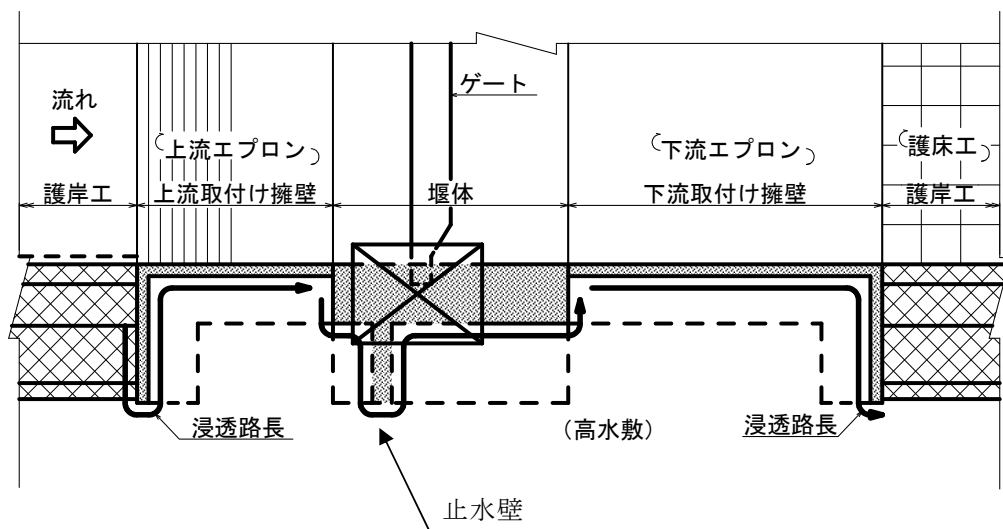


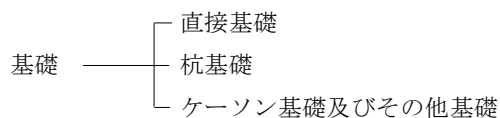
図-18.2-8 上下流取付け擁壁の設計例

18.3 基礎工法の種類と基礎設計の基本

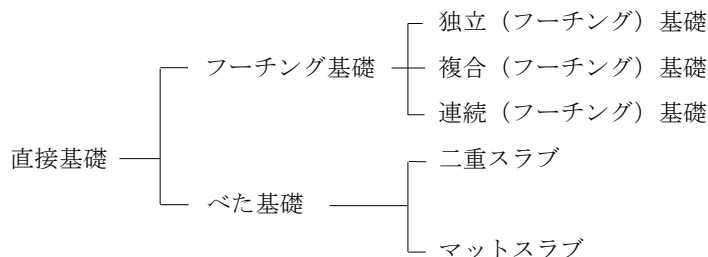
18.3.1 基礎工法の種類

頭首工の各構成要素に適用される基礎工法の種類を基礎形式別に分類すると次のとおりである。

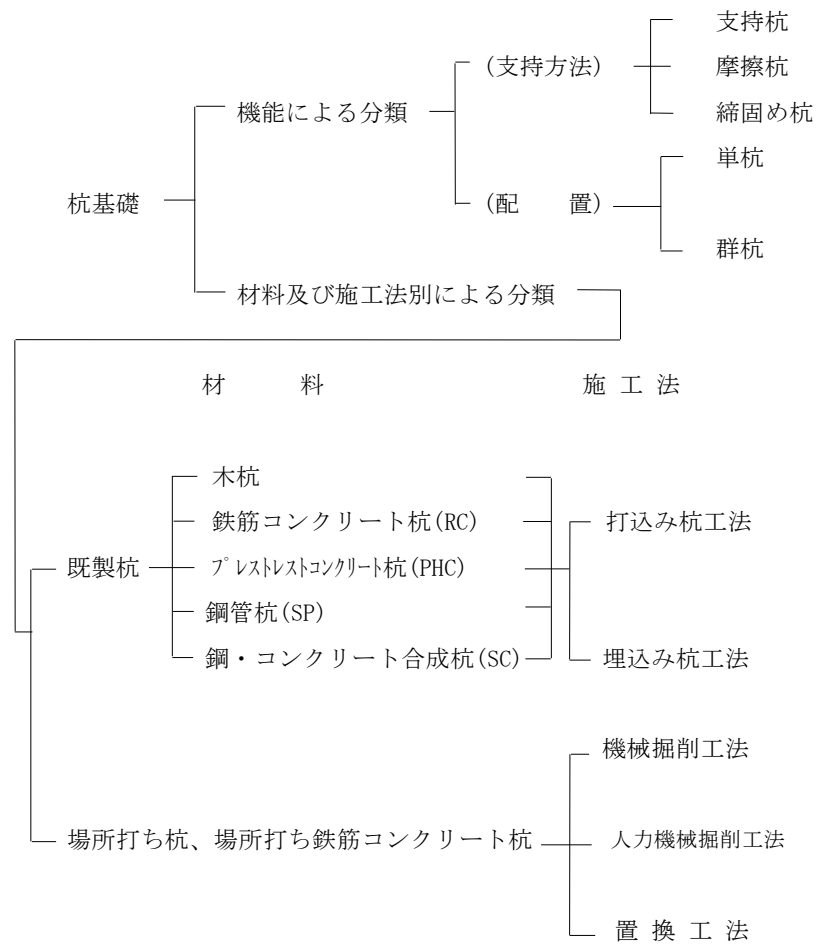
(1) 基礎形式による分類



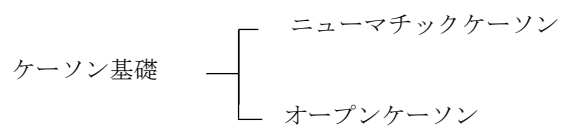
(2) 基礎フーチングの形式による直接基礎の分類



(3) 杭基礎の主な分類



(4) ケーソン基礎の分類



18.3.2 基礎形式の選定

一般に広く適用される基礎形式の選定表を表-18.3-1に示す。

表-18.3-1 主な基礎形式の選定表※

基礎形式 選定条件			直 接 基 礎	杭基礎												深礎 基礎	ケーソ ン基礎	鋼管 矢板 基礎 (打込み工法)	地 中 連 続 壁 基 礎						
				打込み杭工法		中掘り杭工法				鋼管 ソイル セメント 杭工法	プレ ボー リング 杭工法	場所打ち 杭工法		回 転 杭 工 法	組 杭 深 礎					柱 状 体 深 礎	ニ ュー マ チ ッ ク ン	オ ー ブ ン			
				P H C 杭 ・ S C 杭 工 法	鋼管杭 打撃工 法	PHC・SC杭		鋼管杭				オール ケー シング 工法	リ バ ース 工 法			ア ース ド リ ル 工 法									
						最終打撃方式	噴出攪拌方式	コンクリート打設方式	最終打撃方式								噴出攪拌方式	コンクリート打設方式							
地盤条件	支持層までの状態	表層近傍又は中間層に極軟弱層がある	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	○	○	○	×	×	○	△	○	○		
		中間層に極硬い層がある	△	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	×	○	○	○	○	○	△	△	○	
		中間層に礫径 5cm 以下	△	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△
		中間層に礫径 5～10cm	△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	△	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△
		中間層に礫径 10～50cm	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	○	○	○	△	×	△	
	支持層の状態	液状化する地盤がある	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		深度	5m 未満	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	○	×	×	×	×	×
			5～15m	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○	△	△
			15～25m	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	△	△	○	○	○	○
			25～40m	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	△	△	△	○	○	○	○	○
			40～60m	×	△	○	○	△	△	△	○	○	○	△	○	×	○	×	×	×	△	○	○	○	○
		60m 以上	×	×	△	△	×	×	×	×	×	△	△	×	△	×	○	×	×	×	△	△	△	△	
		土質	砂・砂礫 (30 ≦ N)	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	粘性土 (20 ≦ N)		○	○	○	○	△	×	○	△	×	△	△	○	○	○	△	○	△	△	○	○	○	○	
軟岩・土丹	○		×	○	△	○	△	×	○	△	×	△	△	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○		
地下水の状態	硬岩	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△	△	△	×	○	○	△	×	×	△	△		
	傾斜が大きい、層間の凹凸が激しい等、支持層の位置が同一深度では無い可能性が高い	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	○	○	○	○	○	△	×	○	○	○		
	地下水位が地表面に近い	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	○	△	△	○	○	○	○	△		
	湧水量が極めて多い	△	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	△	△	○	×	×	○	○	○	○	△		
支持形式	地表より 2m 以上の被圧地下水	×	○	○	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	×	×	△	△	○	×	×		
	地下水流速 3m/min 以上	×	○	○	○	○	×	×	○	×	×	×	×	×	×	○	×	×	○	△	○	×	×		
	支持杭	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
	摩擦杭	△	○	○	○	×	×	×	×	×	○	×	○	○	○	×	○	○	○	○	○	○	○		
	水上施工	△	○	○	○	△	△	△	△	△	△	×	×	×	×	×	○	○	△	△	○	×	×		
施工条件	水深 5m 以上	×	△	○	○	△	△	△	△	△	△	×	×	×	×	×	○	○	△	△	○	×	×		
	作業空間が狭い	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	○	△	△	×	△	△		
	斜杭の施工	△	○	○	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	×	○	○	○	○	○	○		
	有害ガスの影響	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	×	×	×	○	○	○		
	周辺環境	○	×	×	△	△	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	○		
	振動・騒音対策	○	×	×	△	△	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	○		
隣接構造物に対する影響	○	×	△	△	△	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	△	○	△	○			

注) ○：適合性が高い △：適合性がある ×：適合性が低い

※：道路橋示方書・同解説（Ⅰ、Ⅳ）日本道路協会を修正

基礎工は地盤の予備調査が終わった段階で下記項目等を考慮の上、その形式を選択する。

- (1) 地形及び地質条件（掘削地盤の状態、基岩又は安全な支持層の傾斜・深さ等）
- (2) 上部構造の特性
- (3) 環境条件（魚類等生態系、騒音、振動及び施工場所等）

- (4) 基礎の工期と経済性
- (5) その他

18.3.3 基礎設計の基本

頭首工基礎の設計の基本は、上部構造及び下部構造に作用する荷重を確実に基岩又は、安全な支持層に伝達するものであり、力学的に安定しているとともに、有害な変位を生じてはならない。基礎の荷重に対する抵抗機構は、基礎の施工法、基礎の深さ、基礎と地盤の相対剛性によって異なるため、安定性の照査においては、抵抗機構を十分考慮した計算モデル及び照査項目を設定する。

(1) 基礎設計の基本

ア 基礎は常時及びレベル1地震時において、支持、転倒及び滑動に対して安定であるとともに、基礎の変位は許容変位以下とする。このとき、許容変位は、頭首工の健全性を保持するように、上部構造及び下部構造から決まる変位を考慮して定める。

イ 堰柱基礎は、頭首工の重要度区分に従いレベル2地震時に対し **12.7.4 地震時保有水平耐力法**及び **18.3.8 基礎工の地震時保有水平耐力法**の規定により地震時保有水平耐力法による照査を行うことを原則とする。

ウ 管理橋橋台基礎は、レベル2地震時において管理橋に影響を与える液状化が生じると判定される地盤上にある場合には、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編6章及び13章」の規定により原則として、地震時保有水平耐力法による照査を行う。

エ 堰柱又は管理橋橋台以外の基礎は、液状化が生じると判定される地盤上にある場合には、レベル1地震時における土質定数を低減して、許容応力度法による照査を行う。

(2) 常時及びレベル1地震時における各基礎の安定照査項目

常時及びレベル1地震時における各基礎形式の安定性の照査に関する基本及び照査項目は、表-18.3-2及び表 18.3-3 に示すとおりである。

表-18.3-2 常時及びレベル1地震時の安定性照査項目

照査項目 基礎形式	支持力		転倒	滑動	水平変位
	鉛直	水平			
直接基礎	○	(○)	○	○	—
ケーソン基礎	○	—	—	○	○
杭基礎	○	—	—	—	○

()は根入れ部分で荷重を分担する場合

表-18.3-3 に示す βL_e の目安は、一般にこの範囲に根入れしておけば、ケーソン基礎が弾性体としての、あるいは杭基礎の有限長又は半無限長の杭としての設計法が適用できるとされるものである。

表-18.3-3 常時及びレベル1地震時の安定性照査の基本と設計法の適用範囲

基礎形式	照査内容					基礎の 剛性 評価	設計法の適用範囲 を示す βL_e の目安			
	転倒		鉛直支持		水平、滑動、水平変位					
	照査項目	照査面	照査項目	照査面	照査項目					
直接基礎	荷重合力の作用位置	底面	支持力	底面 [前面]	せん断抵抗力 [受働抵抗力]	剛体	1	2	3	4
ケーソン基礎	—	底面	支持力度	底面 [設計上の地盤面]	水平変位	弾性体	← →			
杭基礎	有限長杭	—	杭頭	支持力	設計上の地盤面又は杭頭	弾性体	← →			
	半無限長杭						←			

[] : 前面地盤の水平抵抗を期待する場合についてのみ照査

L_e : 基礎の有効根入れ深さ (m)

β : 基礎の特性値 (m^{-1}) $\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H \cdot D}{4EI}}$

EI : 基礎の曲げ剛性 ($\text{kN} \cdot \text{m}^2$)

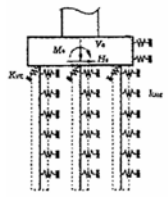
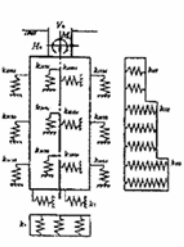
D : 基礎の幅又は直径 (m)

k_H : 基礎の水平方向地盤反力係数 (kN/m^3) (βL_e の判定には常時の k_H を用いる。)

(3) レベル2地震時における各基礎の安定照査項目

レベル2地震時における各基礎形式の安定性の照査に関する照査方法は、表-18.3-4 に示すとおりである。なお、直接基礎においては、レベル1地震動に対する安定性照査を行った場合は、レベル2地震動に対する照査は行わなくてよい。これは、直接基礎は一般に良質な支持層に支持されていることから、地盤の支持力に対する余裕があるため、基礎の浮き上がりによってエネルギー吸収が期待でき、また、直接基礎がこのような非線形挙動を示す場合においても地盤には過度の損傷が生じないと考えられるためである。

表-18.3-4 レベル2地震時の安定性照査法

		解析モデル	降状及びその目安	許容塑性率	許容変位
基 本 方 針		地盤抵抗及び基礎本体の塑性化、又は基礎の浮上りを考慮する。	上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増し始める時。	頭首工としての機能の回復が容易に行い得る程度の損傷に留める。	
基 礎 形 式	杭 基 礎	 - 杭頭がフーチングに剛結されたラーメン構造 - 杭の軸方向及び軸直角方向の抵抗特性はバイリニア型 - 抗体の $M \sim \phi$ 関係はバイリニア型	- 全ての杭で抗体が塑性化する。 - 一列の杭の杭頭反力が押込み支持力の上限値に達する。	堰柱基礎の場合は、4. 管理橋橋台基礎の場合は、3。	堰柱基礎において塑性化を考慮する場合には、基礎天端において、回転角 0.02 Rad 程度を目安としてよい。
	ケーソン基礎	 - 基礎本体は1本の柱状体 - 基礎本体の $M \sim \phi$ 関係は線形(塑性化を考慮する場合はトリリニア型) 6種類の地盤抵抗要素(バイリニア型)	- 基礎本体が塑性化する。 - 基礎前面地盤の60%が塑性化する。 - 基礎底面の60%が浮上る。	堰柱基礎の場合は RC 橋脚の許容塑性率の算定に準じる。管理橋橋台基礎の場合は3。	

(4) 設計上の地盤面

設計上の地盤面は、12.6.4 耐震設計上の地盤面による。

杭基礎の場合は、フーチング構築に当たってその周辺地盤を掘削すると、施工による地盤の乱

れが生じることがある。このような場合には、常時における設計上の地盤面はフーチング下面位置とし、設計においてフーチング周面の地盤抵抗を考慮してはならない。ただし、フーチング周辺の埋戻しが十分に行われ、地盤面が長期にわたり安定して存在する場合には、常時における設計上の地盤面はフーチング上面位置とし、設計においてフーチング周面の地盤抵抗を考慮してよい。

一方、ケーソン基礎のような柱状体基礎では、その頂版は基礎と一体に施工されることを考慮し、頂版周辺の地盤面が長期にわたり安定して存在するには、常時における設計上の地盤面は頂版上面位置とし、設計において頂版周面の地盤抵抗を考慮してよい。

18.3.4 支持層の選定と根入れ深さ

(1) 基礎の支持層の選定と根入れ深さ

基礎の支持層の選定と根入れ深さについて、以下により設定する。

ア 直接基礎及びケーソン基礎は、基岩又は安全な支持層に支持させる。

イ 杭基礎は、上部構造の形式と機能、地質条件、施工性、杭の支持機構を考慮して、適切な根入れ深さを決める。

(2) 基礎に対する一般的な留意事項

基岩又は安全な支持層とは、構造物の重要度や基礎に作用する荷重の規模等によっても異なり、一律に定められるものではないが、一般的には次の事項を目安としてよい。

ア 直接基礎の支持層としては、砂層及び砂礫層においては十分な強度が、粘性土層では圧密のおそれのない良質な層が、それぞれ必要とされる。

イ 粘性土層は砂質土層に比べて大きな支持力が期待できず、沈下量も多いため支持層とする際には十分な検討が必要である。構造物の規模、重要度により異なるが、 N 値が 20 程度以上（一軸圧縮強度が 0.4 N/mm^2 程度以上）あれば良質な支持層と考えてよい。

ウ 砂層、砂礫層は N 値が 30 程度以上あれば良質な支持層とみなしてよい。ただし、砂礫層では礫を叩いて N 値が過大に出る傾向があるので、支持層の決定には十分な注意が必要である。

エ 岩盤は材料としての強度が大きく、均質な岩盤を支持層とした場合には大きな支持力が期待できる。しかし、岩盤に不連続面が存在したり、スレーキング等の影響を受けやすい場合には、均質な岩盤に比べて十分な支持力が得られないことがある。したがって、岩盤を支持層とする場合には、これらの影響について事前に検討を行っておく。

オ N 値から判断して良質な支持層と考えられる層でも、その層厚が薄い場合やその下に相対的に弱い層あるいは圧密層がある場合には、支持力と沈下についてその影響を検討する。この良質な支持層としての必要な層厚は荷重の規模によっても異なるが、基礎幅に比例して大きな層厚が必要になる。

カ 直接基礎の支持層としては、砂層及び砂礫層においては十分な強度が、粘性土層では圧密のおそれのない良質な層が、それぞれ必要とされる。このため、一般には沖積世の新しい表層には支持させないものとする。また、液状化する場合は、その層の下に支持層を求める。

キ ケーソン基礎は一般に底面寸法が大きいため、杭基礎の場合に比較して、基礎周面の抵抗よりも底面支持による割合が大きい。したがって、支持力を有利に、また、確実に発揮させるために基岩又は安全な支持層に到達させることは杭基礎の場合よりもなお一層必要とされる。

ク 杭基礎はその支持機構において杭先端の支持力を考慮するかどうかにより支持杭と摩擦杭と

に大別される。長期的な基礎の変位を防止するためには一般的には支持杭とすることが望ましい。しかし、良質な支持層が深い等の条件によっては、摩擦杭を採用することが合理的となることもある。したがって、上部構造の形式や機能、荷重規模、施工性、経済性を総合的に検討した上で、支持杭と摩擦杭を適切に使い分けるようにするのがよい。ただし、堰柱基礎においては上部構造の機能の保持や荷重規模の面から基岩又は安全な支持層まで根入れされた支持杭とする。

ケ 支持杭においては、杭先端の支持層への根入れ深さは杭径程度以上確保するのがよい。このとき、地盤調査結果等に基づき設定した支持層の深さには、地盤調査の頻度や地盤の不均一性等による誤差が含まれていることを考慮し、杭長はある程度の余裕を見込み、0.5m きざみ程度で決定するのがよい。

摩擦杭を採用する場合には、長期的な鉛直変位について十分な検討を行い、周面摩擦力により所要の支持力が得られるように根入れ深さを確保する。

18.3.5 許容変位量と残留変位量

(1) 常時及びレベル1地震時における基礎の許容変位量

常時及びレベル1地震時における基礎の許容変位としては、構造物の健全性を保持するように、上部構造及び下部構造から決まる変位を考慮して定めるものとし、次に示す変位を考慮する。

ア 上部構造から決まる許容変位（堰柱基礎）

堰柱基礎の場合の許容変位量は、上部構造に有害な影響を及ぼさないように基礎の変位を制限する値である。これには、堰柱天端や管理橋等の支承位置での変位が与えられる場合や、ゲートの水密性、操作性、構造性を確保する場合がある。

イ 上部構造から決まる許容変位（堰柱以外の基礎）

堰柱以外の基礎の場合、構造物の上部構造に有害な影響を及ぼさないように基礎の変位を制限する値であり、構造物に有害な変位が与えられた場合の値に相当する。

ウ 下部構造から決まる許容変位（堰柱基礎）

弾性体基礎の場合、過大な基礎の水平変位は有害な残留変位の原因となる。このため、基礎の安定性を確保する意味から、一般的な弾性体基礎においては、基礎の残留変位が大きくなりえない範囲に基礎の水平変位を押さえるのが望ましい。

ここで、許容水平変位は、原則として基礎幅の1%とする。ただし、堰柱フーチング等の基礎幅が5mを超える大型の弾性体基礎の許容変位は50mmとし、杭径1.5m以下の杭基礎においては15mmとする。なお、許容変位は、設計上の地盤面で照査することを原則とする。

(2) レベル2地震時における基礎の許容変位量

レベル2地震時に対する堰柱基礎の安定性照査の基本的な考え方は、「12.2.4 構成要素ごとの耐震設計法」に規定しているが、各基礎形式における解析モデル、降伏、許容塑性率、許容変位等については本編に規定している。各基礎形式における解析モデル、降伏、許容変位等は表-18.3-4に示すとおり整理し、レベル2地震時における基礎の許容変位として、次のとおりとする。

ア 上部構造から決まる許容変位

一般交通に供用される管理橋等の供用性、修復性に影響を及ぼさないように基礎の変位を制限する必要がある。一般には、落橋防止システムの設計における変位を考慮する。

イ 下部構造から決まる許容変位

基礎の塑性化を考慮した設計をする場合、過大な残留変位を防止する観点から基礎に生じる変位を制限するのが望ましいため、堰柱基礎の場合、許容変位として、基礎天端あるいはフーチング底面における回転角 0.02rad 程度を目安としてよい。

なお、基礎が降伏に達しないことを照査する場合には、過大な残留変位が生じないものと考えられるため、許容変位に対する照査を行う必要はない。

直接基礎は、一般に良好な支持層に支持されており地盤の支持力に余裕があるため、レベル 2 地震時には基礎の回転による浮き上がりが生じることにより、エネルギー吸収が期待できるものと考えられることから、直接基礎の安定性に関しては、地震時保有水平耐力法による照査は行わなくてよい。

(3) 許容変位量

堰柱基礎の許容変位量は、堰柱の上部構造及び下部構造から決まる許容変位量と頭首工堰柱におけるゲートの所要の性能を確保するために制限される許容変位量の二つを考慮する。

ここでは、橋としての構造性能及びゲートとしての水密性、操作性、構造的の各性能を満足するよう鉛直、水平、回転角の各許容変位量を、表-18.3-5 に示すとおり決定する。

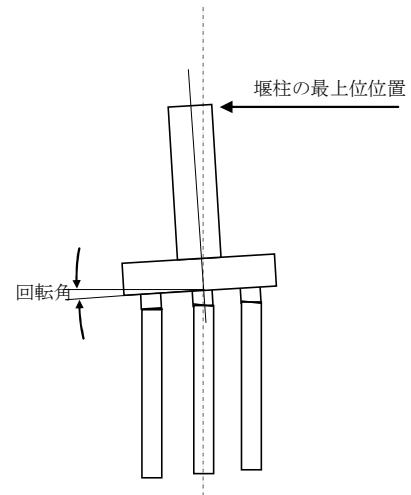


図-18.3-1 堰柱の回転角と水平変位

表-18.3-5 堰柱の許容変位量の目安¹⁾

種別	常時及びレベル1地震時	レベル2地震時（残留変位）
鉛直変位	—	—
水平変位	基礎幅の1%又は50mm ²⁾ 杭基礎では15mm	—
フーチング底面の回転角	—	基礎に塑性化を考慮する場合：0.02rad程度（図-18.3-1 参照）

注：1) ゲート形式が鋼製起伏式の場合には、水密ゴムの取付を検討して決める。

2) 管理橋橋台については、基礎幅にかかわらず常時において15mmとする。

18.3.6 地盤反力係数

(1) 一般

地盤は弾性体ではなく、また、深さ方向に密度や圧縮性が変わるため、地盤が明らかな破壊を示さなくても、地盤反力度～変位曲線は図-18.3-2 のような非線形形状を示す。したがって、地盤反力係数は変位とともに変化するが、ここでは、着目する変位と地盤反力度の比をもって地盤反力係数と定義し、式（18.3-1）により算定する。

$$k = \frac{p}{\delta} \quad \dots\dots\dots (18.3-1)$$

ここに、 k ：地盤反力係数（kN/m³）
 p ：地盤反力度（kN/m²）
 δ ：変位（m）

本項で規定する地盤反力係数は、基礎の地盤に対する静的な载荷状態を想定して定義したものであるため、基礎の常時の設計及び地震時の静的照査法による設計に用いられる。したがって、固有周期の算出や動的解析に用いる地盤反力係数は、杭基礎の場合、18.7.5(4)、ケーソン基礎の場合、18.8.4(2)の規定により算出する。

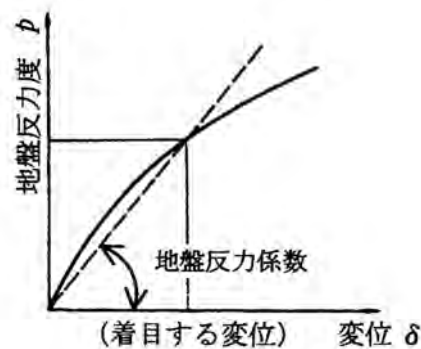


図-18.3-2 地盤反力係数

(2) 地盤反力係数

地盤反力係数は、各種の調査、試験結果により得られた変形係数を用いて、基礎の载荷幅等の影響を考慮して定めるのを原則とする。

地盤反力係数は、基礎の変位や地盤反力を得るために必要な設計上の基本的な定義であるため、各種の調査、試験結果を十分検討して定める。

地盤反力係数の推定方法を次に示す。この方法は推定法の一つにすぎないので、これによって求めた値は地盤条件、基礎の設計条件等を考慮して総合的に検討するのが望ましい。

ア 鉛直方向地盤反力係数

鉛直方向地盤反力係数は式(18.3-2)により求める。

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4} \dots\dots\dots (18.3-2)$$

ここに、 k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{v0} : 直径 0.3m の剛体円板による平板载荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³) で、各種土質試験又は調査により求めた変形係数から推定する場合は、式(18.3-3)により求める。

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 \dots\dots\dots (18.3-3)$$

B_v : 基礎の換算载荷幅 (m) で、式(18.3-4)により求める。ただし、底面形状が円形の場合には直径とする。

$$B_v = \sqrt{A_v} \dots\dots\dots (18.3-4)$$

E_0 : 表-18.3-6 に示す方法で測定又は推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kN/m²)

α : 表-18.3-6 に示す地盤反力係数の推定に用いる係数

A_v : 鉛直方向の载荷面積 (m²)

表-18.3-6 変形係数 E_0 と α

変形係数 E_0 の推定方法	地盤反力係数の推定に用いる係数 α	
	常 時	地震時
直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値より $E_0=2,800N$ で推定した変形係数	1	2

注) 地震時はレベル 1 及びレベル 2 地震時を含む。ただし、固有周期を算定する場合には、12.6.3 による。

イ 水平方向地盤反力係数

水平方向地盤反力係数は式(18.3-5)により求める。

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \dots\dots\dots (18.3-5)$$

ここに、 k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)

k_{H0} : 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m^3) で、各種土質試験又は調査により求めた変形係数から推定する場合は、式(18.3-6)により求める。

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 \dots\dots\dots (18.3-6)$$

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅(m)で、表-18.3-7 に示す方法で求める。

表-18.3-7 基礎の換算載荷幅 B_H

基 礎 形 式	B_H
直 接 基 礎	$\sqrt{A_H}$
ケ ー ソ ン 基 礎	$B_e (\leq \sqrt{B_e L_e})$
杭 基 礎	$\sqrt{D/\beta}$

E_0 : 表-18.3-6 に示す方法で測定又は推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kN/m^2)

α : 表-18.3-6 に示す地盤反力係数の推定に用いる係数

A_H : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷面積 (m^2)

D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 (m)

B_e : 荷重作用方向に直交する基礎の有効載荷幅 (m)

L_e : 基礎の有効根入れ深さ (m)

$1/\beta$: 水平抵抗に関与する地盤の深さ(m)で基礎の有効根入れ深さ以下とする。

$$\beta : \text{基礎の特性値 } \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}} \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

EI : 基礎の曲げ剛性 ($\text{kN}\cdot\text{m}^2$)

式(18.3-5)は、地盤抵抗を線形として取り扱う場合の水平方向地盤反力係数の算定式であり、基準変位に対して算出されるものである。ここで、基準変位は、下部構造から決まる許容変位量に合わせ、基礎幅の1% ($\leq 50\text{mm}$) とする。基準変位とは、図-18.3-2 に示す $\frac{P}{\delta}$ の傾きを

決めるために着目した基準となる変位であり、水平地盤反力係数が深さ方向に一定として基礎の挙動が線形弾性体として扱える変位として定義される。

また、杭基礎等において地盤抵抗を線形として取り扱う場合には、換算載荷幅 B_H を $\sqrt{D/\beta}$ とする。

ここで、 B_H を算定する際の k_H は常時の値とし、設計上の地盤面から $1/\beta$ までの深さの平均的な値としてよい。また、地盤を多層として評価し、各層の水平地盤反力係数を算出する場合も、各層の換算載荷幅は上記により求めた B_H を用いるものとする。地盤抵抗をバイリニア型としてモデル化するケーソン基礎等では、換算載荷幅は基礎幅とする。

18.3.7 地盤反力度及び変位の計算

(1) 一 般

地盤反力度及び変位の計算は、地盤調査、土質試験の結果を十分検討して行うものとする。

この場合、変位については砂質土では即時変位量を、粘性土では即時変位量と圧密沈下量を求める。

基礎の変位には短期荷重及び長期荷重による即時変位量と、持続荷重により長期にわたり増加する変位量とがある。

ここでいう即時変位量とは、基礎に作用する荷重により瞬時に生じる変位であり、地盤反力係数や地盤反力度の上限値を用いて求めるものを指す。持続荷重により、長期にわたり増加する変位には圧密沈下量とクリープ変位量があるが、一般にはクリープ変位量は小さいと考えられるので考慮に入れなくてよい。

基礎の変位は、基礎幅、荷重面から応力の及ぶ範囲内の地盤の状況等によって左右される。小寸法の平板載荷試験では、比較的浅い部分の地盤の特性しか把握できないため、これから求めた定数を用いて算定した変位は誤差を生じやすい。一方、基礎に働く荷重によって生じる地盤中の応力は、基礎幅の3倍の深さに達すると3~5%程度にまで減少するといわれている。したがって、変位を計算するためには、できれば基礎幅の3倍程度の深さまで地盤の状況を把握しておく。

(2) 地盤反力度及び即時変位量

地盤反力度及び即時変位量は、地盤反力係数及び地盤反力度の上限値を用いて算出する。

基礎に作用する荷重による地盤反力度及び即時変位量は、各基礎形式の安定計算モデルに応じ、地盤反力係数及び地盤反力度の上限値を用いて算出する。

直接基礎においては地盤反力度及び変位はそれぞれ独立に求められるが、杭基礎では各杭の地盤反力度と変位を直接的に求めるのではなく、一度杭頭反力、杭頭変位に置換えて計算が行われる。

(3) 圧密沈下量

ア 圧密沈下量は、基礎底面から基礎最小幅の3倍の深さの間に圧密を生じる粘性土層が存在する場合に算出する。

イ 粘性土の圧密沈下量は、基礎に作用する荷重による地盤内の垂直応力の増分に対して、圧密

降伏応力の大きさを考慮して求める。

地盤の圧密による沈下は、粘土の微粒子の間隙から水が絞り出されることにより起こるもので、その圧密沈下の予想は、一般にテルツァギー(Terzaghi)の圧密理論等に基づくことができる。

また、沈下量は e - $\log p$ 曲線から式(18.3-7)により算出する。

$$S_c = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \cdot H \cdots \cdots (18.3-7)$$

ここに、 S_c : 求める圧密沈下量 (m)

e_0 : 载荷前における原地盤の初期間隙比

e : 载荷を受けたあとの間隙比 (e - $\log p$ 曲線から求める)

H : 圧密される層の厚さ (m)

なお、正規圧密状態にある粘性土層の場合には、式(18.3-8)による。

$$S_c = \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot H \cdot \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \cdots \cdots (18.3-8)$$

ここに、 C_c : 圧縮指数

p_0 : 有効土被り荷重 (kN/m^2)

Δp : 载荷後の応力増分 (kN/m^2)

Δp については、図-18.3-3 に示すように地中応力が直線的に分散するという仮定に従う慣用計算法により求めてよい。

$$\Delta p = \frac{qBD}{(B + 2z \tan \theta)(D + 2z \tan \theta)} \cdots \cdots (18.3-9)$$

ここに、 B : 荷重の幅のうち短辺 (m)

D : 荷重の幅のうち長辺 (m)

θ : 荷重の分散角度 ($^\circ$)。一般には $30 \sim 35^\circ$ とみなしてよい。

q : 载荷荷重 (kN/m^2)

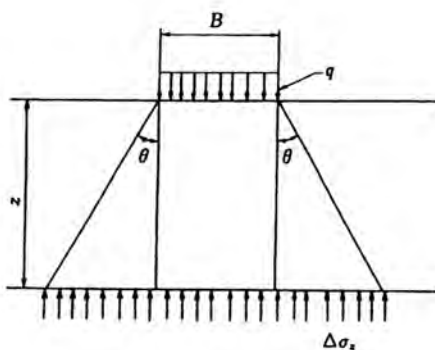


図-18.3-3 地中応力の分布

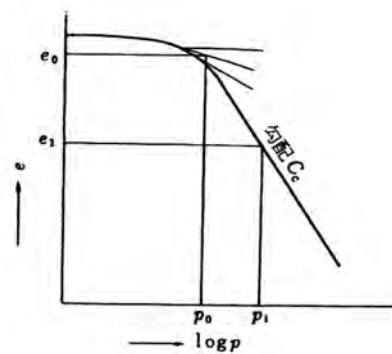


図-18.3-4 e - $\log p$ 曲線

一般に C_c は、圧密試験から求められるが、鋭敏比の低い粘性土については、式(18.3-10)により求めてよい。

$$C_c = 0.009 \cdot (w_L - 10) \cdots \cdots (18.3-10)$$

ここに、 w_L : 液性限界 (%)

なお、圧密特性の異なる複数の圧密層がある場合には、それぞれの層の圧密沈下量を加え合わせるものとする。詳細については、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編」(9.6.3)を参照する。

(4) 頭首工における沈下量の制限

頭首工は、ゲート締切り時の水密性の確保が重要である。このため、ゲートを有する堰柱基礎は、下部に沈下層が存在するような場合には、圧密沈下等を生じさせないように基礎形式の選定は特に慎重に行うことが大切である。ゲートを支持する堰柱及び中間床版は同様の対応が必要であり、その沈下量は不同沈下を含め制限が必要である。

18.3.8 基礎工の地震時保有水平耐力法

重要度区分 AA 種及び A 種の堰柱のレベル 2 地震時における頭首工の堰柱基礎は、基礎工の地震時保有水平耐力法による照査を行う。

(1) 照査の基本

レベル 2 地震時に対する照査は、原則として、以下のとおりとする。

ア 頭首工堰柱の基礎に 12.7.2(2)イに規定する荷重が作用した場合には、基礎に生じる断面力、変位、杭基礎であれば杭頭反力、ケーソン基礎であれば底版反力の状態を算出し、基礎の降伏に達しないことを照査する。

イ ただし、堰柱が設計水平震度に対し十分大きな終局水平耐力を有している場合、又は、液状化の影響がある場合等やむを得ない場合には基礎に塑性化が生じることを考慮してもよいものとし、基礎の応答塑性率及び応答変位を算出し、これらがそれぞれ許容値以下となることを照査する。この結果、基礎の降伏に達している場合には、基礎あるいは堰柱の諸元等を変更し、再度照査を行う。

なお、応答塑性率にて照査する場合の堰柱の部材は、力学特性が弾性域を超えないようにする。

ウ 管理橋に影響を与える液状化が生じると判定される地盤上にある管理橋の橋台の杭基礎は、「道路橋示方書・同解説 (V 耐震設計編)」13.1 の規定により照査する。

エ フーチングの断面力や杭体のせん断力に対して、部材の耐力以下となることを照査する。

表-18.3-8 レベル 2 地震時における基礎工と堰柱の塑性化の可否

基礎工	堰柱部材
降伏に達しない場合	塑性化させてもよい
塑性化が生じる場合	降伏耐力以下とする

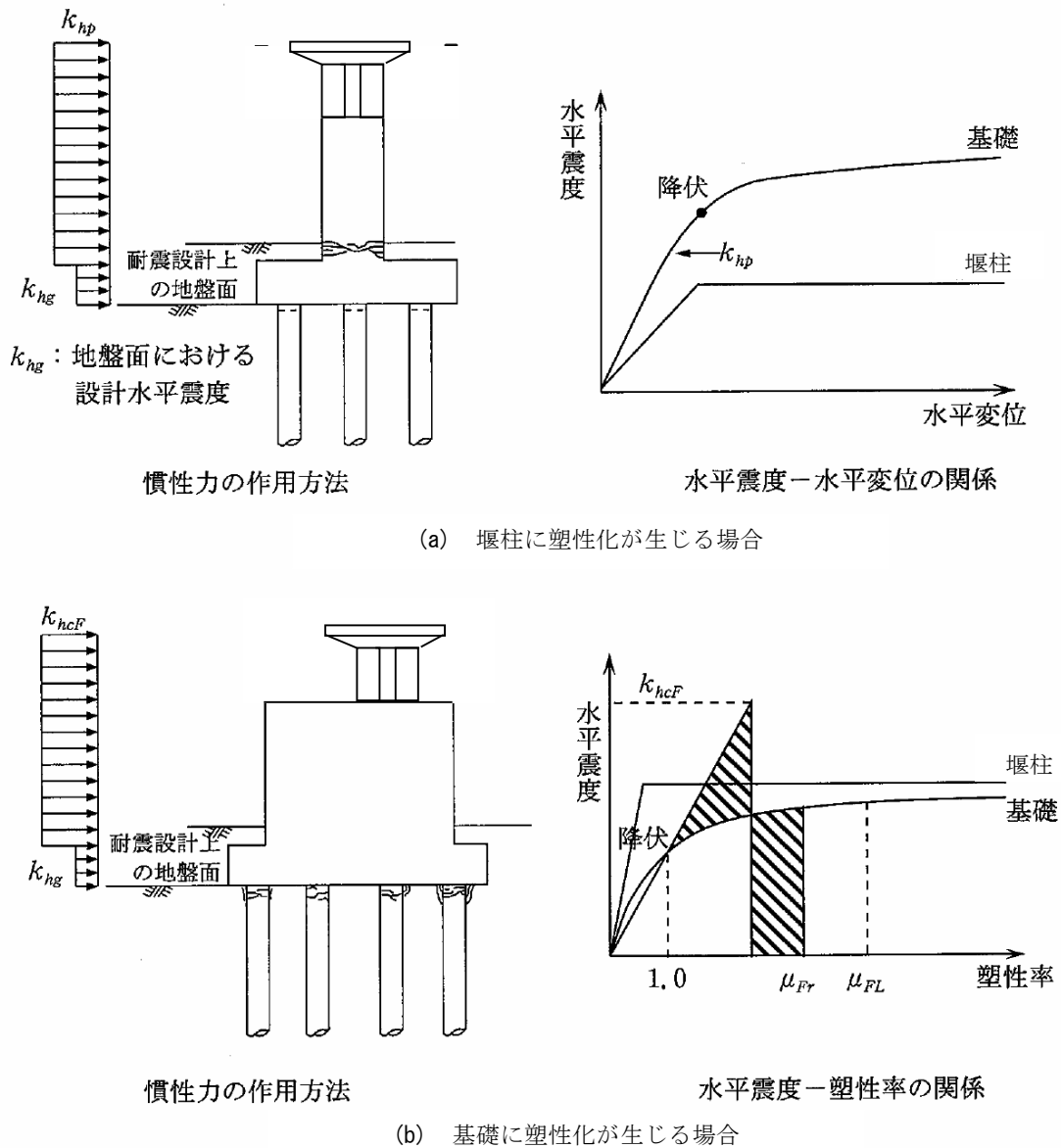


図-18.3-5 地震時保有水平耐力法による基礎の耐震設計
(基礎工と堰柱に耐力の関係)

(2) 基礎工の降伏

基礎の降伏は、(1)の照査の基本をもとに基礎が支持する構造の上端部での基礎工の回転角（水平変位として評価しても良い）が急増し始める時とする。

これは、基礎に作用する水平荷重が大きくなると、基礎の部材の塑性化、地盤抵抗の塑性化等により、水平力と基礎の回転角（水平変位）の関係が非線形なものとなるからである。また、ある状態を超えると、作用荷重の増加に対して基礎の変位が急増し始めるとともに、同時に基礎を構成する部材の損傷が進行して、残留変位が大きくなってくる。このような作用荷重の増加に対

して基礎の変位が急増し始める状態を基礎の降伏として定義した。したがって、荷重増分法にて得られた水平力－基礎の回転角（水平変位）曲線にて基礎の回転角（水平変位）が急増し始める時を基礎の降伏とする。

なお、基礎の降伏は、基礎形式によってその抵抗特性が大きく異なるため一概には決めがたいが、一般には基礎形式により以下の状態に達したときを目安として考えてもよい。ただし、これらは、各基礎形式の標準的な断面諸元・地盤条件に対し、試算結果に基づいて、上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始める時の基礎の状態を整理して示したものであることに留意する。

ア ケーソン基礎

- (ア) ケーソン本体が降伏する。
- (イ) 基礎前面の水平地盤抵抗が塑性化した領域が基礎根入れ長の 60%に達する。
- (ウ) 基礎底面において浮き上がりを生じた面積が基礎底面の 60%に達する。

イ 杭基礎

- (ア) すべての杭において杭体が降伏する。
- (イ) 一列の杭の杭頭反力が押し込み支持力の上限值に達する。

ウ 鋼管矢板基礎

- (ア) 井筒外周の押し込み側の 1/4 の周囲の鋼管矢板の縁応力度が降伏点に達する。
- (イ) 1/4 以上の鋼管矢板の先端において鉛直地盤反力が鋼管矢板先端の極限押し込み支持力に達する。
- (ウ) 鋼管矢板の先端において鉛直地盤反力が鋼管矢板先端の極限押し込み支持力に達したものと浮き上がりを生じたものとの合計が、全鋼管矢板の 60%に達する。

エ その他の基礎

- (ア) 上記以外の基礎は、水平力－水平変位曲線に基づいて基礎の降伏を定義する。

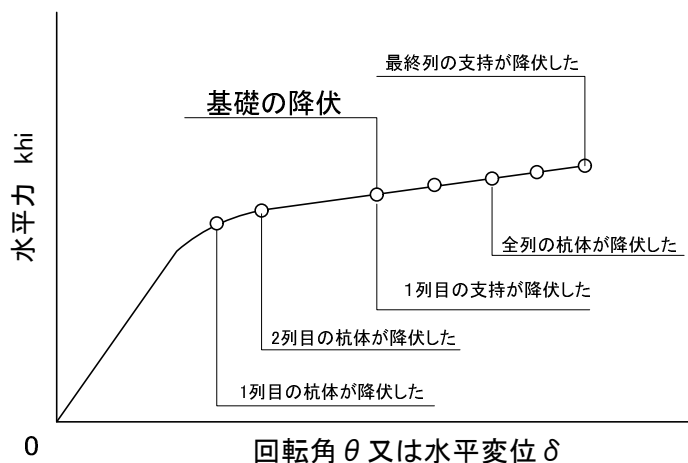


図-18.3-6 水平力－水平変位曲線

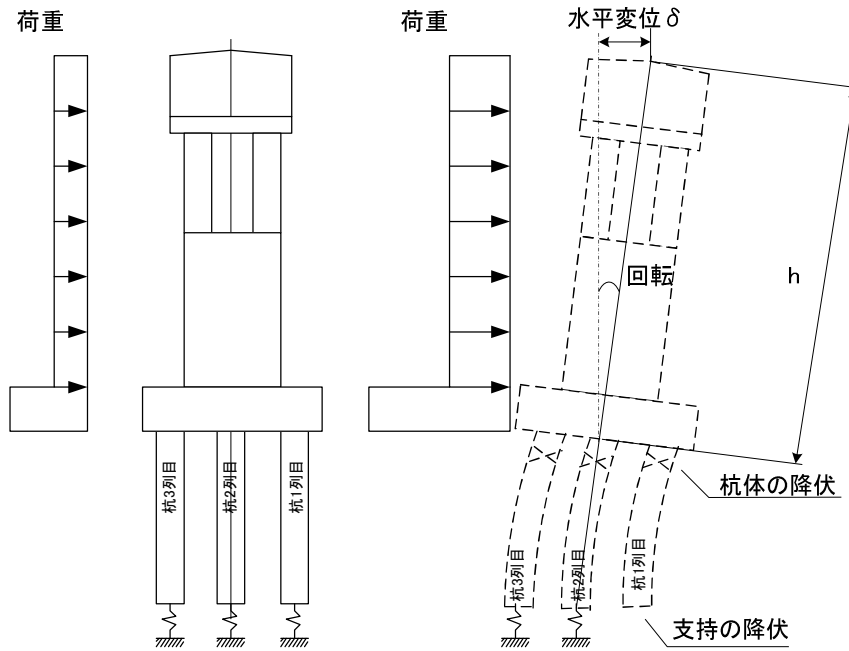


図-18.3-7 基礎の降伏の例（杭基礎）

(3) 基礎の許容塑性率及び許容変位

基礎の許容塑性率及び許容変位は、基礎に生じる損傷が保持しなければならない機能の回復が容易に行い得る程度に留まるように定める。

また、堰柱が十分大きな終局水平耐力を有している場合や液状化が生じる場合には、基礎に塑性化が生じることを考慮して設計してよい。ただし、この場合でも、基礎に生じる損傷が頭首工の橋梁やゲートとしての機能の回復が容易に行い得る程度に留まるように、算定した基礎の応答塑性率及び応答変位が、それぞれ許容塑性率及び許容変位以下となることを照査する。

ア 基礎の許容塑性率

- (ア) ケーソン基礎のように基礎の終局が定義される場合には、堰柱の許容塑性率の算出に準じて定めてよい。
- (イ) 杭基礎においては、杭体の一部が部材としての終局状態に達しても、直ちには基礎全体としての耐力低下にはつながらないため、基礎全体としての終局状態を定義することは困難である。このため、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」12.11に規定する構造細目を満たす杭にあっては、許容塑性率は4を目安としてよい。
- (ロ) 鋼管矢板基礎については、基礎を構成する鋼管矢板は鋼管杭と同様な変形性能を有するものと考えられるため、杭基礎に準じ許容塑性率は4を目安としてよい。
- (ハ) 地中連続壁基礎の許容塑性率は、ケーソン基礎に準じて定めてよい。

また、管理橋橋台の杭基礎の許容塑性率は、3程度を目安としてよい。

イ 基礎の許容変位

応答塑性率により堰柱基礎に生じる変位が橋としての機能に及ぼす影響としては、橋脚基礎の残留変位に伴う巻き上げ室などの上部構造位置での残留変位が考えられる。すなわち、堰柱基礎に著しい残留変位が生じると、その修復が難しく、ゲート操作などの機能の速やかな回復が困難となる場合がある。そこで、基礎の残留変位によって堰柱の残留変位が生じないように表-18.3-5に示す値以下としなければならない。ただし、基礎の規模が大きい場合には、適宜、

基礎の変位による影響を考慮して基礎構造等を検討するのが望ましい。

(4) 基礎の部材照査

基礎の部材は、堰柱基礎の部材に生じる断面力が、当該部材の耐力以下となることを照査する。

ケーソン基礎、杭基礎、鋼管矢板基礎、地中連続壁基礎の各部材は、その修復が可能な程度に損傷を抑える。

ケーソン本体や杭本体に対しては、基礎の部材に生じる断面力や変位の計算において部材の剛性低下を考慮するとともに、基礎工の降伏や応答塑性率にて照査し損傷が橋としての機能の回復が容易に行い得る程度に留まるようにしているので、これらの部材の曲げモーメントに対する照査は省略してよい。ただし、せん断力に対する照査や、その他のフーチングや頂版等の部材においては、発生する断面力がその耐力以下となることを照査する。また、ケーソン、地中連続壁基礎の本体では水平方向の発生断面力に対する照査が別途必要である。

直接基礎においては、基礎の浮上がりによる非線形応答が生じた場合の基礎底面鉛直反力度及び合力作用位置を算出し、フーチングの照査を行う。

なお、各基礎形式における部材の照査断面やその断面における評価方法や部材耐力は、各基礎形式での規定による。

(5) 解析手法

基礎の保有水平耐力法に用いる解析手法は、作用する荷重による地盤及び基礎体の非線形性を追う必要があるので荷重増分法（プッシュオーバー解析）を用いる。また、荷重増分法に用いる解析モデルは、大変形時の挙動を算出するので、基礎本体の非線形性・地盤抵抗の非線形を考慮できる非線形フレームモデルとする。

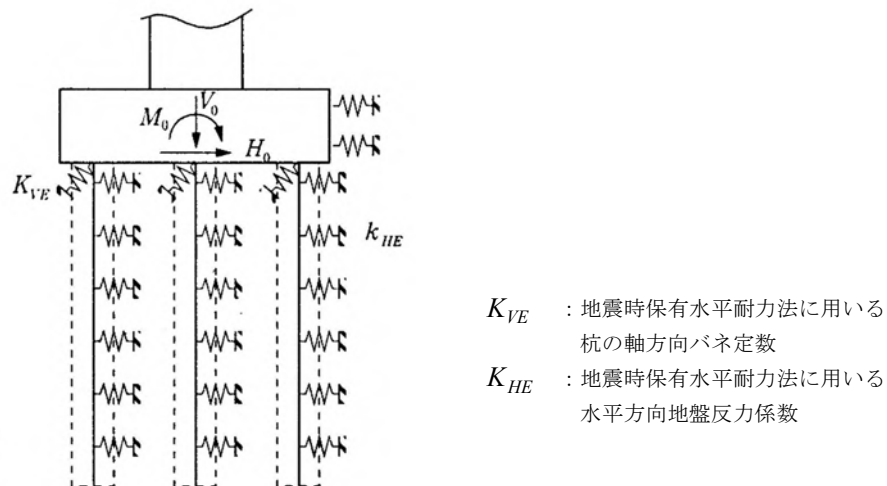


図-18.3-8 杭基礎の解析モデル

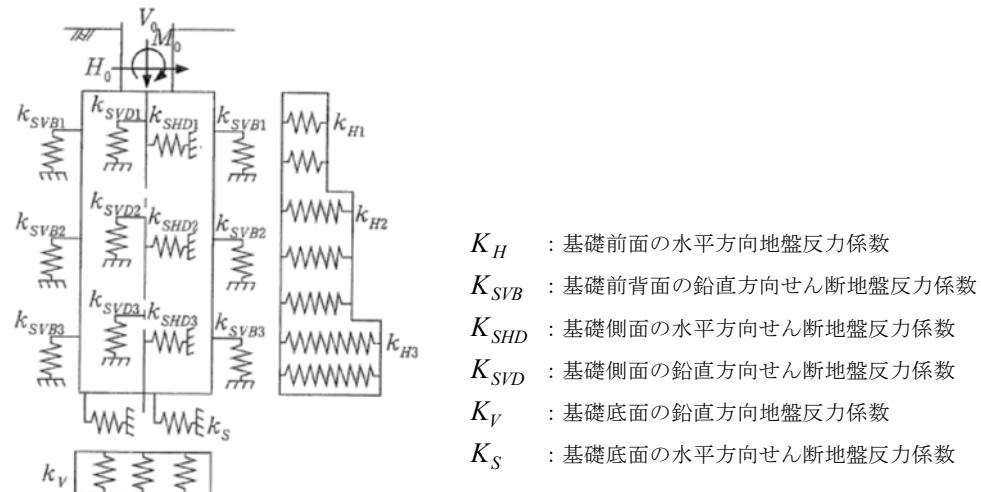


図-18.3-9 ケーソン基礎の解析モデル

18.4 液状化対策

頭首工の基礎形式は、18.2～18.3に述べるように、原則として直接基礎工法、杭基礎工法、ケーソン基礎工法の3種類としている。ここでは、砂質土層の液状化等に対する対策工法や設計の基本的事項について記載する。なお、液状化の判定は、12.7.5 液状化の判定による。

18.4.1 地震時に不安定となる地盤の影響

(1) 概要

地下水位の比較的高い飽和、又は、飽和に近い緩い砂質地盤が地震時に繰り返し応力を受けると液状化を起こし、構造物に大きな被害を及ぼすことは幾多の震災例が示している。1964年の新潟地震をはじめとし、全国各地の沖積地盤地域や港湾施設における地震被害は一般に大きい。

また、河川沿いの沖積層は地下水位が高く、液状化被害を受け易いという特徴を有しており、多くの被災例（堤防の沈下、護岸の崩壊等）が報告されている。

飽和砂質土層に生じる液状化及びこれに伴う地盤の流動化は、頭首工堰柱等の地震時の挙動に大きな影響を与える。このため、地盤が地震時に不安定となる場合には頭首工の耐震性能の照査において、その影響を考慮する。

(2) 液状化及び流動化

地震により液状化が生じると、見かけ比重の重い構造物は沈下し、見かけ比重の軽い構造物は浮き上がる。また、擁壁のように土圧に抵抗する構造物は、土圧が増加するため前面に押され、基礎のように水平抵抗を期待する構造物はその抵抗を失い大きく変位する。さらに、水際線付近や傾斜した地盤においては液状化に伴い流動化を生じることがある。また、偏土圧を受ける構造物は、地盤が液状化することにより土圧が増加し、基礎構造物は抵抗を失い、側方にあたかも地盤が流れ出すかのように大きく変形する。このように、砂地盤の液状化に伴い地盤が水平方向に移動することを流動化、あるいは側方流動という。

なお、流動化の影響を考慮する場合の流動力は、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編 8.3.2」に準拠して算定する。

18.4.2 液状化対策

(1) 液状化地盤の液状化対策

飽和した緩い砂質地盤が地震時に液状化する場合、このような基盤上の構造物は、地盤の液状化や流動化、又は、せん断破壊に対し安全性を検討するとともに、対策工を施す必要がある。

液状化対策は、①液状化の発生を許容した上で被害を軽減する方法、②液状化の発生自体を防ぐ方法、の二つに分類される。

①は、構造物の強化によって対処する方法で、杭などの基礎や構造物自体の強化により破損の防止に当たるか、付帯構造物の設置により最低限の供用性を確保する方法である。

②は、地盤改良によって地盤の液状化強度を増加させる方法である。

(2) 頭首工における液状化対策

堰柱基礎等においては、一般に上記の①により対処する場合が多い。②の地盤改良によって地盤の液状化強度を増加させる工法で実績等の多いものでは、ア サンドコンパクションパイル工法、イ ロッドコンパクション工法、ウ 深層混合処理工法などがあるが、これらの地盤改良工法は、一般に、(a)沈下をある程度許容する工法（ア、イ）であること、(b)浸透路長を助長する場合（ア、イ）であること、(c)基礎工法として確実性に欠ける工法（ア、イ、ウ）であること、(d)河川や周辺環境に与える影響が無視できない工法（ウ）であることなどにより、堰柱基礎等における液状化対策としての適合性は低いものと判断する。

堤内地に設ける沈砂池等の構成要素にあつては、杭基礎、ケーソン基礎以外の工法の適用を妨げるものではないので、地盤改良工法の採用を含め、設計基準「水路工」、「ポンプ場」その他により適切に行う。

(3) 杭基礎工法の設計留意点

ア 液状化の影響を考慮した杭基礎を設計する場合、AA種並びにA種の頭首工における耐震設計法は、レベル1地震時に対して、許容応力度法により杭体応力度、支持力及び水平変位を照査する。

イ レベル2（タイプI、II）地震時については、堰柱及び堰柱基礎に対して、地震時保有水平耐力法により、杭基礎の降伏、杭体及びフーチングの応力度、応答塑性率及び応答変位量を照査する。

ウ B種の頭首工では、堰柱及び堰柱基礎、固定堰に対して、レベル1地震動を適用して許容応力度法により杭体応力度、支持力及び水平変位を照査する。

エ 耐震性能は18.3.8に規定するように、堰柱躯体と杭基礎の補修・補強の難易度等を考慮して相対的な損傷度合い決め、堰柱を優先的に塑性化させ、杭基礎は副次的な塑性化に留めることを原則とし、その詳細は、18.3.8 基礎工の地震時保有水平耐力法による。また、タイプI、IIの取扱いについては、それぞれを考慮する。

オ レベル1及びレベル2地震時における杭又はケーソン基礎の設計は、12.6.4 耐震設計上の地盤面に示すように耐震設計土質定数を低減させて行う。

なお、液状化が生じると判定される地盤上にある固定堰基礎を対象とする場合には、レベル1地震時における杭基礎等の検討を行う。このとき、土質定数を低減する場合には、12.7.5 液状化の判定の表-12.7-15に規定する土質定数の低減係数を用いる。この場合、地盤反力係数、地盤反力度の上限値及び最大周面摩擦力度を補正し固有周期を考慮しないレベル1地震時の設計水平震度を用いて、杭の支持力、水平力、水平変位等を照査する。

(4) 許容変位を緩和する場合の杭基礎設計

液状化の影響があると判定された場合には、①液状化が生じると考えるケース、②液状化が生じないと考えるケースの両方で照査を行い、いずれか厳しい方の結果を用いる。

液状化が生じないと考える場合には、線形解析である変位法により弾性挙動として評価できる範囲（杭径の1%又は杭径1.5m以下では15mm）に応答変位を留める。

一方、液状化が生じると考えるケースでは、液状化の影響を考慮（土質定数の低減）して、18.7.4(4)に示す地盤の非線形性を考慮した解析法にて照査を行うことを前提に、水平変位の制限値を常時及びレベル1地震時の許容水平変位を、ゲートの機能の確保や経済性等を考慮した上で3.5%に緩和することができる。

なお、許容変位の緩和は、場所打ち杭には適用されない。

液状化が生じる地盤の杭基礎に対して許容変位が緩和できる場合の、レベル1地震時の照査フローを図-18.4-1に示す。

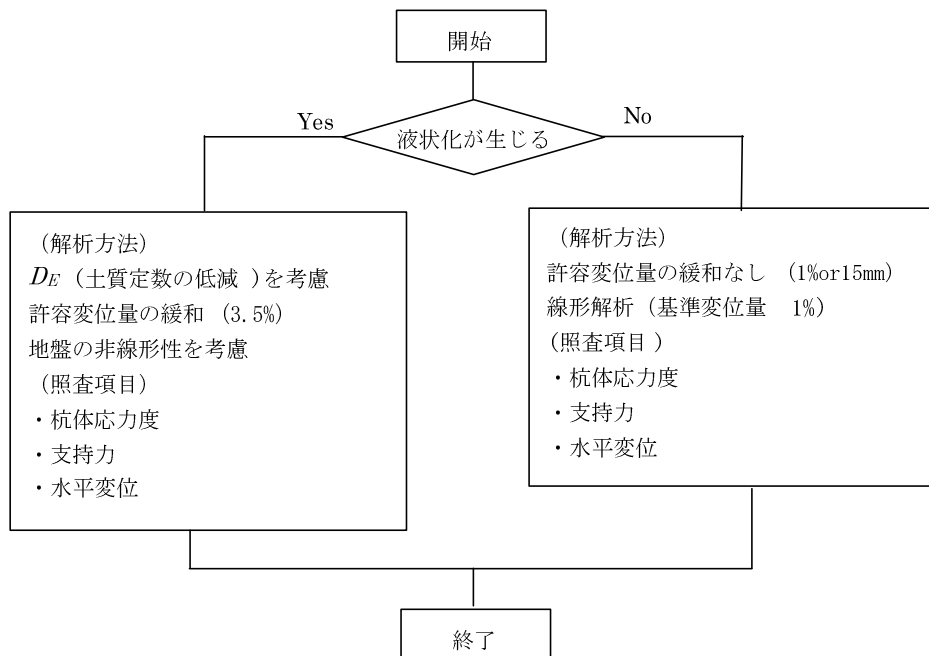


図-18.4-1 液状化が生じる地盤における杭基礎のレベル1地震時の照査フロー

18.5 直接基礎の設計

18.5.1 設計の基本

直接基礎は、支持形態から見て荷重が基礎版から直接支持地盤に伝えられるものであり、底面の接地圧は許容支持力に対して安全であり、かつ沈下によって上部構造に障害を与えないものとする。底面に水平力が作用するときには滑動に対する安全性の検討も行う。

本章は、地盤を比較的浅く広く掘削してフーチングを構築し、上部構造からの荷重を直接良質な支持層に伝える直接基礎のほか、挙動がこれに類似すると考えられる有効根入れ深さと基礎短辺幅の比が1/2以下の根入れの浅いケーソン基礎等の剛体基礎を対象とする。

(1) 常時及びレベル1地震時に対する直接基礎の安定性照査

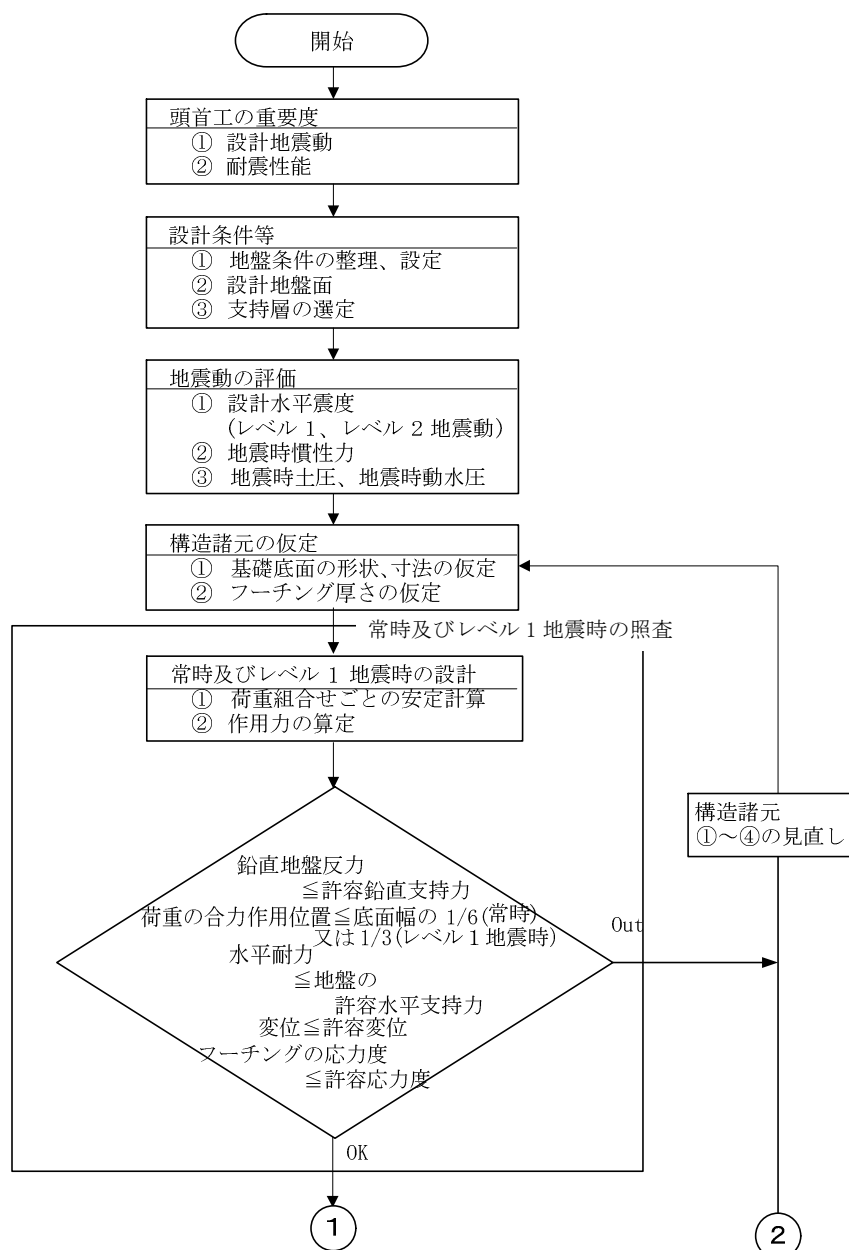
常時及びレベル1地震時に対する直接基礎の照査は次による。

- ア 直接基礎底面における鉛直地盤反力は、基礎底面地盤の許容支持力以下とする。
- イ 直接基礎に作用する荷重の合力の作用位置は、常時には底面の中心より底面幅の1/6以内、レベル1地震時には底面幅の1/3以内とする。
- ウ 直接基礎底面におけるせん断地盤反力は、基礎底面地盤の許容せん断抵抗力以下とする。
- エ 直接基礎の変位は、許容変位以下とする。
- オ フーチングに生じる応力は、許容応力度以下とする。

(2) レベル2地震時に対する直接基礎の安定性照査

レベル2地震時に対する直接基礎の安定性照査は、**18.3.3 基礎設計の基本**の理由により行わなくてよい。ただし、フーチングを塑性化させないように行う。

直接基礎の設計計算フローは、**図-18.5-1**を参照する。



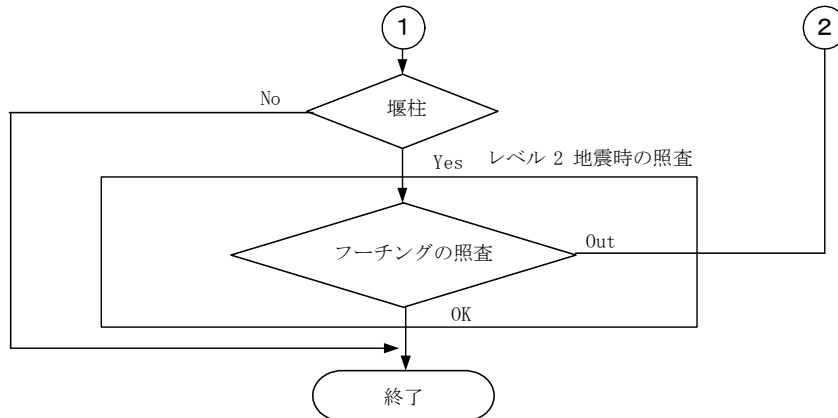


図-18.5-1 直接基礎の設計計算フロー

18.5.2 荷重分担

直接基礎における基礎地盤の荷重分担は以下の考え方により行う。

- (1) 鉛直荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力のみで抵抗させる。
- (2) 水平荷重は、原則として基礎底面地盤のせん断地盤反力のみで抵抗させる。

18.5.3 地盤の許容支持力

- (1) 基礎底面地盤の許容鉛直支持力

地盤の支持力を求める方法には、

- ア 土質試験結果を用いて極限支持力から算定する方法
- イ 平板載荷試験を行い決定する方法
- ウ 常用地耐力度表による方法

などがある。ここでは、アによる方法を用いて極限支持力から地盤の許容支持力を算定するものとするが、イの方法は、一般には施工時の地耐力の確認によく用いられており、ウの方法は、比較的簡易な構造物の地耐力として用いられるが、精度が劣る場合があるので取扱いには注意する。

- (7) 基礎底面地盤の許容鉛直支持力

基礎底面地盤の許容鉛直支持力は、基礎底面地盤の極限支持力及び基礎の沈下量を考慮して求めるものとし、許容鉛直支持力は、基礎底面地盤の極限支持力に対して、表-18.5-1 に示す安全率を確保する。

表-18.5-1 安全率

常時	レベル 1 地震時
3	2

- (4) 基礎底面地盤の極限支持力

- a 基礎底面地盤の極限支持力は、適切な地盤調査を行い、荷重の偏心傾斜、基礎の形状や寸法、根入れ深さ等を考慮して求める。
- b 静力学公式で求められる荷重の偏心傾斜、支持力係数の寸法効果を考慮した基礎底面地

盤の極限支持力は、式(18.5-1)により求めてよい。

$$Q_u = A_e \left\{ \alpha k c N_c S_c + k q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma \right\} \cdots \cdots \cdots (18.5-1)$$

ここに、 Q_u : 荷重の偏心傾斜支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力 (kN)

c : 地盤の粘着力 (kN/m²)

q : 上載荷重 (kN/m²) で、 $q = \gamma_2 D_f$

A_e : 有効載荷面積 (m²)

γ_1, γ_2 : 支持地盤及び根入れ地盤の単位重量 (kN/m³)

ただし、地下水位以下では水中単位重量を用いる。

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

$$B_e = B - 2e_B$$

B : 基礎幅 (m)

e_B : 荷重の偏心量 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

α, β : 基礎の形状係数

k : 根入れ効果に対する割増し係数

N_c, N_q, N_γ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

S_c, S_q, S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

c 荷重の偏心傾斜及び支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力を平板載荷試験により求める場合には、載荷試験の結果により確認した地盤の粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ を用いて式(18.5-1)にしたがって算出する。

(f) 常時における最大地盤反力度の上限値

基礎の過大な沈下を避けるため、特に常時においてのみ良質な支持層における最大地盤反力度の上限値を表-18.5-2に示す。

表-18.5-2 常時における最大地盤反力度の上限値

地盤の種類	最大地盤反力度 (kN/m ²)
砂れき地盤	700
砂地盤	400
粘性土地盤	200

(g) 岩盤の最大地盤反力度の上限値

岩盤の極限支持力は、亀裂・割れ目等により左右されるため、地盤定数の評価には不確定な要素が多く、支持力推定式により極限支持力を推定することは困難である。岩盤においては設計の実情を考慮し、母岩の一軸圧縮強度を目安として最大地盤反力度を表-18.5-3に示す程度に抑える。なお、硬岩の場合、亀裂の多少により大きく影響されることから、孔内水平載荷試験による変形係数を目安として区分した。

表-18.5-3 岩盤の最大地盤反力度の上限値

		最大地盤反力度 (kN/m ²)		目安とする値	
		常時	レベル 1 地震時	一軸圧縮強度 (MN/m ²)	孔内水平載荷試験による 変形係数 (MN/m ²)
硬 岩	亀裂が少ない	2,500	3,750	10 以上	500 以上
	亀裂が多い	1,000	1,500		500 未満
軟岩・土丹		600	900	1 以上	

(オ) 諸係数の計算

極限支持力の計算に用いる各種係数の算定は下記による。

a 形状係数

基礎底面が長方形や円形等の形を有する基礎の極限支持力は、形状係数(表-18.5-4)を用いて帯状基礎の支持力を修正して求める。

表-18.5-4 形状係数

基礎底面の形状 形状係数	帯 状	正方形、円形	長方形、楕円形、小判形
α	1.0	1.3	$1+0.3\frac{B_e}{D_e}$
β	1.0	0.6	$1-0.4\frac{B_e}{D_e}$

B_e 、 D_e は図-18.5-5 による。ただし、 $\frac{B_e}{D_e} > 1$ の場合、 $\frac{B_e}{D_e} = 1$ とする。

b 根入れ効果に対する割増し係数

支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な層に根入れされている場合には、次式で計算される根入れ効果に対する割増し係数 k を乗じて極限支持力の割増しをしてよい。

$$k = 1 + 0.3 \frac{D_f'}{B_e} \dots\dots\dots (18.5-2)$$

ここに、 k : 根入れ効果に対する割増し係数

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

D_f' : 支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ (m)

ただし、水平荷重を根入れ部分の土の前面抵抗力で分担する場合には、この割増しを行わない。

なお、極限支持力の計算に用いる上載荷重として、設計上の地盤面から長期的に安定している地盤面までの土の重量を考慮してよい。

c 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

本規定に用いる支持力係数 N_c 、 N_q 及び N_γ は、地盤のせん断破壊を前提とし、Terzaghi の支持力公式を傾斜荷重に対し拡張して算定したものである。ただし、荷重の傾斜 $\tan \theta$ が大きい領域については支持力係数を示していない。これは、この領域は、地盤の鉛直支持

力が極限に達し破壊するような荷重状態とはならないことを示すものである。したがって、この領域の極限支持力は、支持力係数をゼロとして算出する。なお、極限支持力の算定に当たって、支持力係数の寸法効果に関する補正係数を考慮することに伴い、せん断抵抗角 $\phi = 45^\circ$ までの支持力係数を適用してよい。

N_c : 図-18.5-2 に示す傾斜を考慮した支持力係数で、地盤のせん断抵抗角 ϕ 及び荷重の傾斜 $\tan \theta$ から求められる。

$$\tan \theta = \frac{H_B}{V} \dots\dots\dots (18.5-3)$$

ここに、 V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

H_B : 基礎底面に作用する水平荷重 (kN)

N_q : 図-18.5-3 に示す傾斜を考慮した支持力係数で、地盤のせん断抵抗角 ϕ 及び荷重の傾斜 $\tan \theta$ から求められる。ただし、 ϕ と $\tan \theta$ の組合せによっては、 N_q の値が θ_{cr} 線の上側(I の領域)で見い出せない場合がある。この場合には、 θ_{cr} の線の下側(II の領域)を用いる。しかし、荷重の傾斜 $\tan \theta$ は、地盤の抵抗を示す上載荷重 q と粘着力 c との比 q/c よりも大きくはなり得ないので、 $\tan \theta$ が q/c よりも小さい領域にのみ適用できるものである。

N_γ : 図-18.5-4 に示す傾斜を考慮した支持力係数で、地盤のせん断抵抗角 ϕ 及び荷重の傾斜 $\tan \theta$ から求められる。

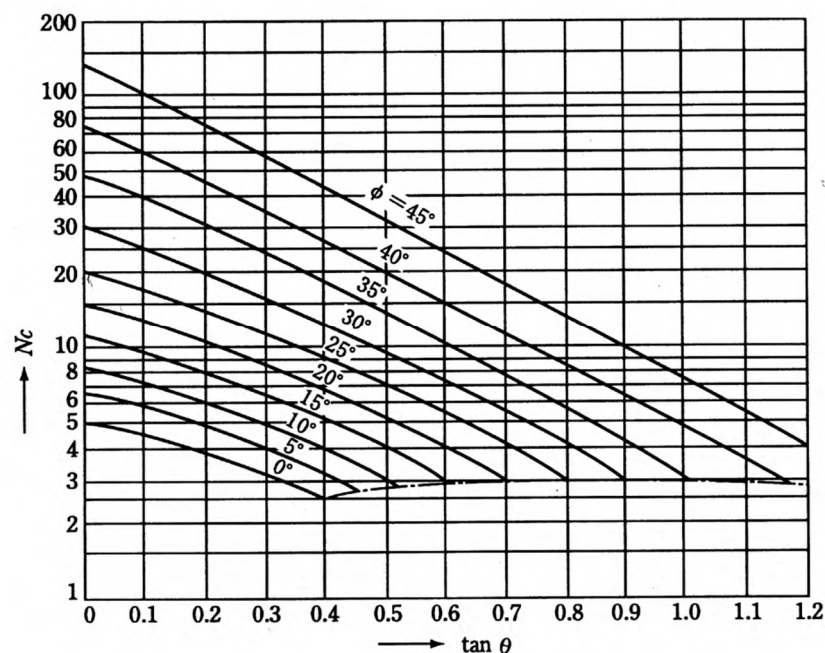


図-18.5-2 支持力係数 N_c を求めるグラフ

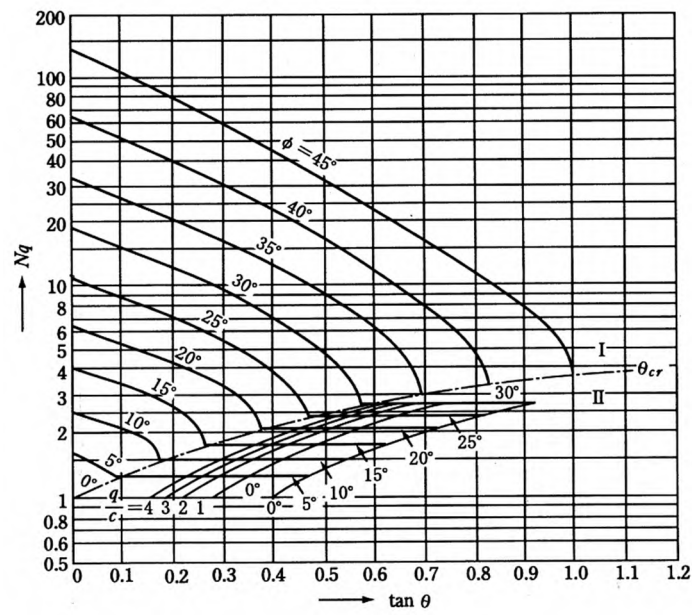


図-18.5-3 支持力係数 N_q を求めるグラフ

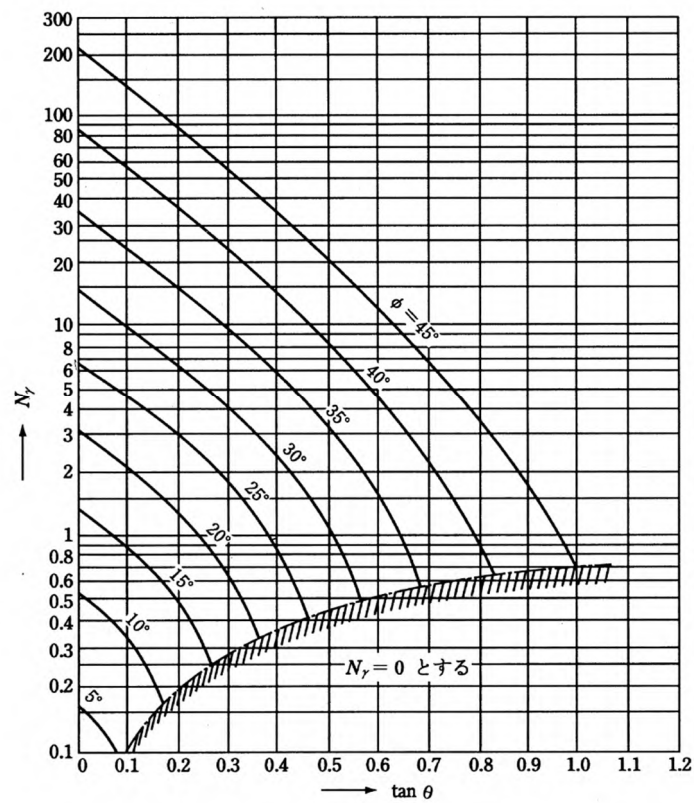


図-18.5-4 支持力係数 N_r を求めるグラフ

d 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

支持力係数の寸法効果は、式(18.5-4)で求められる補正係数を支持力係数に乗じることによって考慮する。

$$\left. \begin{array}{l} S_c = (c^*)^\lambda \\ S_q = (q^*)^\nu \\ S_r = (B^*)^\mu \end{array} \right\} \dots\dots\dots (18.5-4)$$

ここに、 S_c 、 S_q 、 S_r ：支持力係数の寸法効果に関する補正係数

λ 、 ν 、 μ ：寸法効果の程度を表す係数で、 $\lambda = \nu = \mu = -1/3$ としてよい。

c^* ： $c^* = c/c_0$ 、ただし、 $1 \leq c^* \leq 10$

c ：地盤の粘着力(kN/m²)

c_0 ：10 kN/m²

q^* ： $q^* = q/q_0$ 、ただし、 $1 \leq q^* \leq 10$

q ：上載荷重(kN/m²)

q_0 ：10 kN/m²

B^* ： $B^* = B_e/B_0$ 、ただし、 $1 \leq B^*$

B_e ：荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅(m)

B_0 ：1.0(m)

式(18.5-4)に示す支持力係数の寸法効果に関する補正係数 S_c 、 S_q 及び S_r の算出に当たって、ここでは、 $\lambda = \nu = \mu = -1/3$ を採用する。

なお、式(18.5-4)において、 c^* 、 q^* 及び B^* の値がそれぞれの範囲外となる場合には、その下限値若しくは上限値を適用して、 S_c 、 S_q 及び S_r を求める。

e 有効載荷面積

偏心荷重を受ける基礎の地盤が破壊状態に達した時には、地盤反力度分布はもはや三角形ではなく、ある幅に長方形分布すると考えてよい。本規定では、荷重の合力の作用点を中心とする仮想の基礎幅を考え、極限状態ではこの部分に荷重が一様に有効に働くとするMeyerhofの考え方に準拠した。

(a) 偏心が1方向の場合

有効載荷面積は、図-18.5-5の斜線部分とする。このときの有効載荷幅は、式(18.5-5)で求める。

$$B_e = B - 2e_B \dots\dots\dots (18.5-5)$$

ここに、 B_e ：基礎の有効載荷幅(m)

B ：基礎幅(m)

e_B ：荷重の偏心量(m)で、 $e_B = M_B/V$

M_B ：基礎底面に作用するモーメント(kN・m)

V ：基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

(b) 偏心が2方向の場合

有効載荷面積は、図-18.5-6の斜線部分とする。このときの有効載荷幅は式(18.5-6)で求める。

$$\left. \begin{aligned} B_e &= B - 2e_B \\ D_e &= D - 2e_D \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (18.5-6)$$

ここに、 B_e 、 D_e : 基礎の有効載荷幅 (m)
 B 、 D : 基礎幅 (m)
 e_B 、 e_D : 荷重の偏心量(m)で、 $e_B = M_B/V$ 、 $e_D = M_D/V$
 M_B 、 M_D : 基礎底面に作用するモーメント (kN・m)
 V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

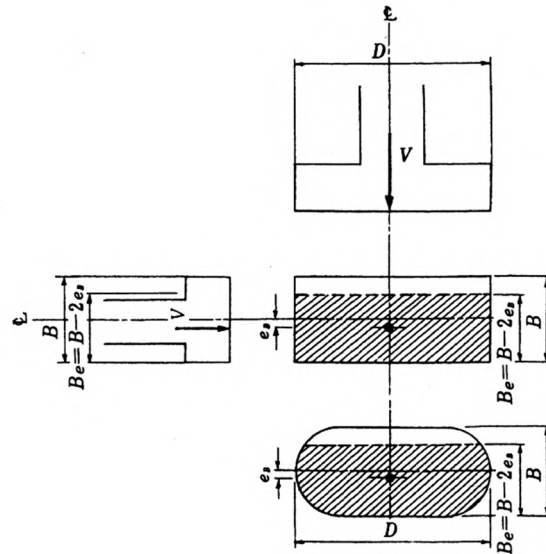


図-18.5-5 有効載荷面積 (偏心が 1 方向の場合)

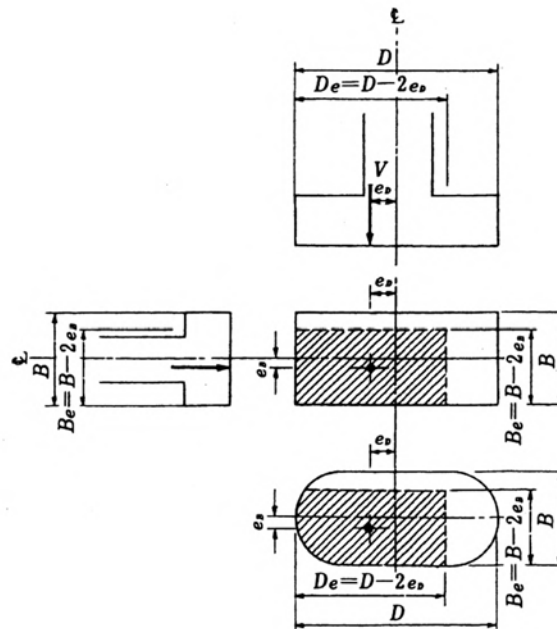


図-18.5-6 有効載荷面積 (偏心が 2 方向の場合)

(2) 基礎底面地盤の許容せん断抵抗力

ア 直接底面地盤の許容せん断抵抗力

直接底面地盤の許容せん断抵抗力は、基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力に対し、表-18.5-5 に示す安全率を確保して求める。

表-18.5-5 安全率

常 時	レベル 1 地震時
1.5	1.2

イ 基礎底面地盤のせん断抵抗力

基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力は、式(18.5-7)により求める。

$$H_u = c_B A_e + V \tan \phi_B \cdots \cdots \cdots (18.5-7)$$

ここに、 H_u : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 (kN)

c_B : 基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/m²)

ϕ_B : 基礎底面と地盤との間の摩擦角 (°)

A_e : 有効載荷面積 (m²)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)。ただし、浮力を差し引いた値とする。

ウ 突起によるせん断抵抗力

せん断抵抗力を増加させるために、やむを得ない場合には、基礎底面に突起を設けることができる。突起は水平力を地盤に伝えるよう、支持地盤に十分貫入させる。

なお、突起を設けた場合の詳細の計算手法は、「道路橋示方書・同解説 I 共通編」(10.3.3)による。

18.5.4 地盤反力度及び変位の計算

(1) 一般

直接基礎底面における地盤反力度及び変位は、基礎及び地盤の特性を適切に考慮して算出する。

(2) 地盤反力度の計算条件

ア 直接基礎底面における鉛直地盤反力度及びせん断地盤反力度は、基礎を剛体とし、地盤を弾性体として算出する。

イ 直接基礎底面の弾性変位量は、基礎を剛体とし、基礎底面の鉛直方向地盤反力係数及び水平方向せん断地盤反力係数を用いて算出する。

ウ フーチングが「18.6(2)」の規定により、部材として剛体と仮定できない場合には、フーチングを弾性体として地盤反力度を算出する。

(3) 地盤反力度の算定

地盤反力度は、次の方法により求めてよい。

ア 荷重を底面地盤のみで支持させる場合 (図-18.5-7)

(7) 荷重の作用位置が底面の核内にある場合 (台形分布 $e < \frac{B}{6}$)

$$q_{\max}, q_{\min} = \frac{V}{DB} \pm \frac{6M_B}{DB^2} \cdots \cdots \cdots (18.5-8)$$

- (イ) 荷重の作用位置が底面の核外にある場合(三角形分布 $e \geq \frac{B}{6}$)

$$q_{\max} = \frac{2V}{Dx} \dots\dots\dots (18.5-9)$$

ここに、 V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

M_B : 基礎底面図心に作用するモーメント (kN・m)

$$M_B = V e$$

e : 荷重の偏心距離 (m)

$$x : \text{底面反力の作用幅 (m)} \quad x = 3 \left(\frac{B}{2} - e \right)$$

x が B より小さいときには三角形分布となり、 x が B より大きいときには台形分布となる。

$q_{\max}$: 基礎底面における最大地盤反力度 (kN/m²)

$q_{\min}$: 基礎底面における最小地盤反力度 (kN/m²)

B : 基礎幅(m)

D : 基礎の奥行き(m)

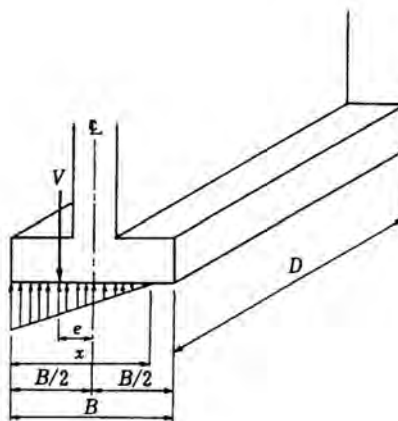


図-18.5-7 基礎底面の地盤反力度分布

イ 基礎の弾性変位量は次の方法により計算してよい。

- (ア) 鉛直変位量

基礎底面中心の鉛直変位量は式(18.5-10)で求める。

$$\delta_v = \frac{1}{k_v} \cdot \frac{V}{A} \dots\dots\dots (18.5-10)$$

ここに、 δ_v : 基礎底面中心の鉛直変位量 (m)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

A : 基礎底面積(m²)

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

なお、基礎底面に圧密沈下を生じるおそれのある地盤がある場合には、弾性変位量に加えてその影響を別途検討する。

- (イ) 回転角

基礎の回転角は式(18.5-11)で求める。

$$\alpha = \frac{M_B}{Ik_v} \dots\dots\dots (18.5-11)$$

ここに、 α : 基礎の回転角 (rad)

M_B : 基礎底面に作用するモーメント (kN・m)

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

I : 基礎底面の図心に関する断面二次モーメント (m⁴)。ただし、荷重の作用位置が底面の核外にある場合には、次の関係式で求めた断面二次モーメント I_x を用いる。

$$I_x = \frac{x^3}{B^3} (3B - 2x) I$$

I_x : 荷重の作用位置が底面の核外にある場合の底面の断面二次モーメント (m⁴)

B : 基礎幅 (m)

x : 底面反力の作用幅 (m) (図-18.5-7)

(ウ) 水平変位量

基礎底面の水平変位量は式 (18.5-12) で求める。

$$\delta_H = \frac{1}{k_s} \cdot \frac{H_B}{xD} \dots\dots\dots (18.5-12)$$

ここに、 δ_H : 基礎底面の水平変位量 (m)

H_B : 基礎底面に作用する水平力 (kN)

x : 底面反力の作用幅 (m) (図-18.5-7)

D : 基礎の奥行き (m)

k_s : 水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

18.5.5 弱部処理

弱部処理とは、基礎地盤の強度分布から局所的な粘性土層等の軟弱層を挟むような場合や強風化岩の弱層部、地表面付近での薄い弱部等の処理を対象にするものである。

これらの処理工法は、図-18.5-8 に示すような貧配合の無筋コンクリートや良質な材料による置換え、また、透水性を改善するなどの理由からは、局所的にはセメント系固化工法の適用もやむを得ない場合もあると考えられ、地質的な細部の検討を行った上で、頭首工の安全性、水質等の環境への影響、施工の確実性、設計浸透路長等を総合的に判断して、適切に設計する。

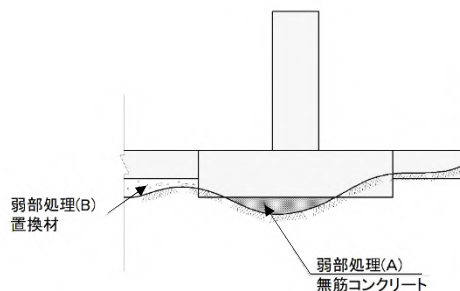


図-18.5-8 弱部処理の一例

18.6 フーチングの設計

本項は、直接基礎、杭基礎及びケーソン基礎のフーチングに適用する。

(1) 一般

ア フーチングは、フーチング自重、土砂等の上載荷重、浮力の有無、地盤反力、基礎からの反力等により、設計上最も不利となる荷重状況を考慮して設計する。

イ フーチングは、片持ち梁、連続梁等の梁部材として設計してよい。また、必要に応じて、版としての挙動を考慮して設計する。

(2) フーチングの厚さ

ア フーチングは、部材として必要な厚さを確保する。

イ フーチングは、基礎の安定計算の前提として剛体と仮定する場合は、剛体とみなせる厚さを有するものとする。詳細は、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」(8.7.2)を参照する。

(3) 曲げモーメントに対する設計

ア 照査断面

照査断面は、長方形断面の柱又は壁の場合はその前面、円形断面の柱の場合は柱前面より柱直径の1/10内側へ入った位置における鉛直断面とする。(図-18.6-1 参照)

イ 作用荷重

(ア) 常時及びレベル1地震時に対する照査は、柱又は壁前面のフーチング全面積に作用する荷重を考慮して、照査断面に生じる曲げモーメントを計算する。ただし、直接基礎フーチングの場合には底面せん断力、杭基礎フーチングの場合には杭頭水平反力及び杭頭曲げモーメントを除いて計算することを原則とする。

(イ) レベル2地震時に対する照査は、柱又は壁前面のフーチング全面積に作用するすべての荷重を考慮して、照査断面に生じる曲げモーメントを計算する。

ウ 軸線

軸線は、原則として断面の図心位置とする。

エ 有効幅

(ア) 常時及びレベル1地震時に対する照査に用いる有効幅 b は、式(18.6-1)により算定する。

$$\left. \begin{array}{l} \text{フーチング下面側が主鉄筋になる場合} \quad b+t_c+2d \leq B \\ \text{フーチング上面側が主鉄筋になる場合} \quad b+t_c+d \leq B \end{array} \right\} \dots\dots\dots (18.6-1)$$

ここに、 b : 有効幅 (mm)

B : フーチング全幅 (mm)

t_c : 堰柱又は管理橋橋台の躯体幅 (mm)

d : フーチングの有効高 (mm)

(イ) レベル2地震時に対する照査に用いる有効幅 b は、式(18.6-2)により算定する。

$$\left. \begin{array}{l} \text{フーチング下面側が主鉄筋になる場合} \quad b=B \\ \text{フーチング上面側が主鉄筋になる場合} \quad b=t_c+1.5d \leq B \end{array} \right\} \dots\dots\dots (18.6-2)$$

ここに、 b : 有効幅 (mm)

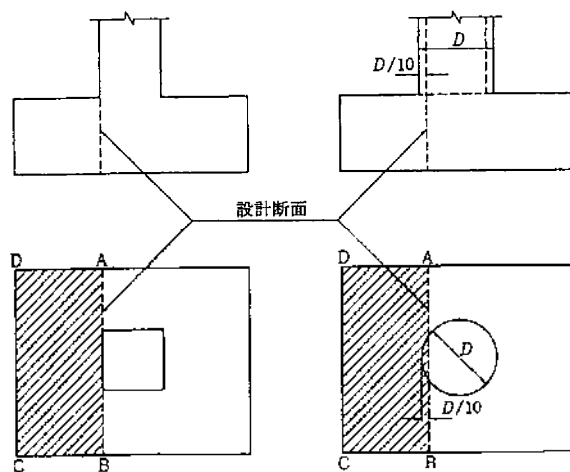
B : フーチング全幅 (mm)

t_c : 橋脚又は管理橋橋台の躯体幅 (mm)

d : フーチングの有効高さ (mm)

ただし、断面内でモーメントの再配分が確実に行われるように、軸方向鉄筋量は釣合鉄筋量の 1/2 以下とする。

ここで、図-18.6-1 における照査断面 AB の曲げモーメントとしては、図-18.6-2 に示すように、原則として図-18.6-1 の面積 ABCD に作用するすべての荷重を考慮して算出する。



(a) 長方形断面

(b) 円形断面

図-18.6-1 照査断面

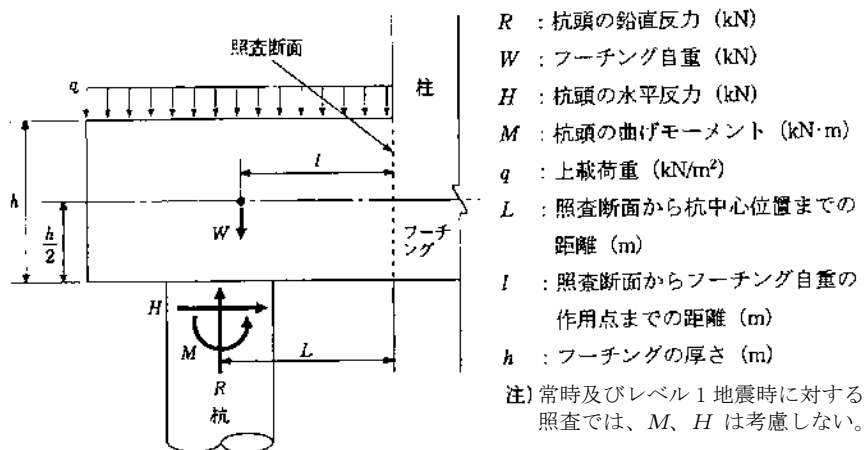


図-18.6-2 柱断面が照査断面の場合の作用位置 (杭基礎フーチングの場合)

(4) セン断力に対する設計

せん断力に対するフーチングの照査は、せん断スパン比の影響を考慮した上で、(14.2.2(8))及び「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編」(5.1.3)、(8.7.4)の規定により行う。

ア 照査断面と主鉄筋の位置

(ア) 柱又は壁付近におけるせん断力に対する照査は、図-18.6-3 に示す部材断面 A-A において行う。

斜引張鉄筋を用いる場合、フーチング下面側が主鉄筋になる場合には、図-18.6-3(a)の斜

線部分の斜引張鉄筋は、A-A断面について算出される鉄筋量以上を配置する。また、フーチング上面側が主鉄筋になる場合には、図-18.6-3(b)の柱前面の斜線部分には A-A 断面について算出される鉄筋量以上、柱側面の斜線部分の単位幅当たりには A-A 断面について算出される単位幅当たりの鉄筋量以上を配置する。

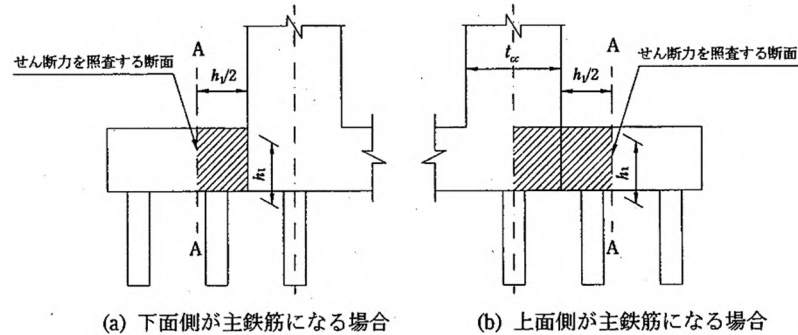


図-18.6-3 柱又は壁付近におけるフーチングのせん断力を照査する断面

- (イ) 杭基礎フーチングにおけるせん断力に対する照査では、図-18.6-4(a)、(b)に示すように、部材断面 A-A に加えて、杭中心位置においても行う。
斜引張鉄筋を用いる場合には、(ア)と同様に配置する。

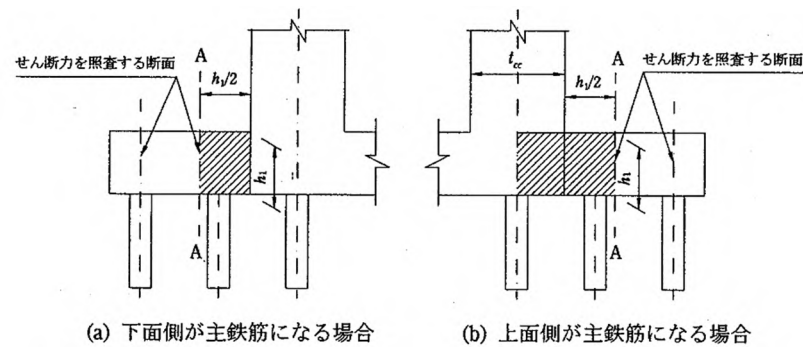


図-18.6-4 杭基礎フーチングのせん断力を照査する断面

- (ウ) せん断力に対する照査を行う場合のフーチングの主鉄筋は、柱又は壁前面のフーチング全面積に作用する鉛直荷重による柱又は壁前面位置における曲げモーメントの向きにより決定する。

イ 有効幅

せん断力に対するフーチングの有効幅は全幅とするのを原則とする。ただし、杭間隔が著しく大きい場合には、18.6(3)に準じる。

ウ 版としてのせん断の照査

杭基礎フーチングは、レベル2地震時において、必要に応じて版としてのせん断の照査を行う。

(5) 鉄筋の配置

フーチングの鉄筋は、フーチングの柱前面における鉛直断面を照査断面として、片持ち梁として計算した曲げモーメントに対し、前項で規定した有効幅に有効高を乗じた長方形断面で必要鉄筋を求め配置する。

(6) フーチングの設計

フーチングは、常時、レベル 1 地震時及びレベル 2 地震時に対して図-18.6-5 に示すように自重、上載荷重、地盤反力、土圧の鉛直成分等を作用させて設計する。

常時及びレベル 1 地震時に対するフーチングの設計においては、地盤反力度は 18.5.4 地盤反力度及び変位の計算の規定により算出された地盤反力度分布を用いる。

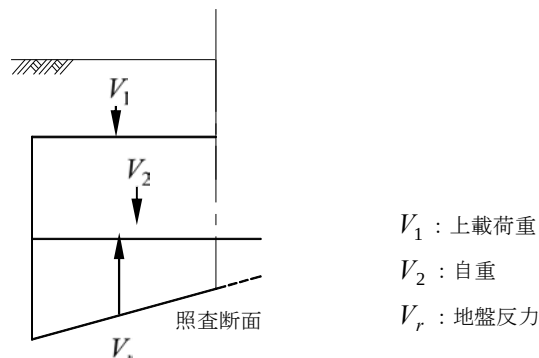


図-18.6-5 フーチングの設計における荷重状態

レベル 2 地震時においては、フーチングにはレベル 1 地震時を上回る浮上りが生じ、地盤力がフーチング端部付近に集中することにより、フーチングにはレベル 1 地震時で考慮した断面反力よりも大きな断面力が作用する。そこで、堰柱の直接基礎については、レベル 2 地震時の地盤反力度分布に対してフーチングの設計を行う。

18.7 杭基礎の設計

18.7.1 設計の基本

杭基礎は、表面の地盤が軟弱で安全な支持層が深い場合や、杭打ちによって地盤の締固め効果を期待する場合、さらに素掘りによる直接基礎の施工が困難な場合に採用される。また、杭基礎の分類は、施工方法や杭の製造法により 18.3.1 基礎工法の種類のように分類されるとともに、表-18.3-3 に示す基礎工の構造特性や施工、環境条件にも適合するよう留意する。

杭基礎の照査は、常時の荷重やレベル 1 地震時、レベル 2 地震時の作用力に対して、軸方向力、引抜き力及び変位に対し十分安全であることを確認する。ここでは、耐震設計に関する杭基礎の設計を示す。

(1) 重要度区分と保持すべき耐震性能

杭基礎の耐震設計は、頭首工の重要度に応じて、表-18.7-1 に示す地震動レベルを考慮し、目標となる耐震性能を確保する。杭基礎は原則的に上部構造の耐力を上回るものとし、レベル 2 地震時の場合は「限定された損傷に留める」とする。

表-18.7-1 杭基礎における重要度、地震時レベル及び耐震性能

重 要 度		想定する地震動レベル	目標とする耐震性能
頭 首 工	杭 基 礎		
AA 種、A 種	AA 種	レベル 1 地震動	健全性を損なわない
		レベル 2 地震動 (タイプ I、II)	限定された損傷に留める
B 種	B 種	レベル 1 地震動	健全性を損なわない

(2) 杭基礎の解析手法と照査方法

杭基礎の解析手法は、各地震動レベルの照査方法にあった手法を用いる。そこで、レベル 1 地震動は、照査方法に許容応力度法を用いるので線形弾性モデルである変位法とし、レベル 2 地震動は、照査方法に杭体と地盤の非線形性を組み入れ全体系を非線形とした地震時保有水平耐力法を用いるので非線形骨組モデルによる荷重増分法（プッシュオーバー解析）にて行う。

なお、表-18. 7-2 に杭基礎の構造計算法、照査法を示す。

表-18. 7-2 杭基礎の構造計算法・照査法

地震動レベル	構造計算法	照査法
レベル 1	変位法	許容応力度法
レベル 2	荷重増分法 (プッシュオーバー解析)	地震時保有水平耐力法

また、杭基礎の照査に必要な限界状態と照査項目は、表-18. 7-3 のとおりである。

表-18. 7-3 基礎の限界状態と照査項目

地震動レベル	考慮すべき荷重の例	杭基礎の限界状態	照査項目	基礎の挙動を求めるための計算法
レベル 1	死荷重 土圧 地震の影響(地震時慣性力、地震時土圧、地震時動水圧、地盤の液状化の影響)	基礎の各部材の力学特性が弾性域を超えることなく、基礎を支持する地盤の力学特性に大きな変化が生じない限界の状態	杭頭反力 $\leq$ 許容支持力 発生水平変位 $\leq$ 許容水平変位 発生応力度 $\leq$ 許容応力度	○静的照査法 (許容応力度法) ○解析モデル ・地盤抵抗：線形弾性体 ・基礎本体：線形弾性体 ・フーチング：剛体
レベル 2	死荷重 土圧 地震の影響(地震時慣性力、地震時土圧、地震時動水圧、地盤の液状化及び流動化の影響、地震時地盤変位)	基礎の各部材が副次的な塑性化に留まる限界の状態 フーチングは、力学特性が弾性域を超えない限界の状態	基礎が系としての降伏に達しない 杭本体のせん断力 $\leq$ せん断耐力 フーチングの発生断面力 $\leq$ 耐力	○静的照査法 (地震時保有水平耐力法) ○解析モデル ・地盤抵抗：バイリニア型弾塑性 ・基礎本体：弾塑性(バイリニア型又はトリリニア型) ・フーチング：剛体

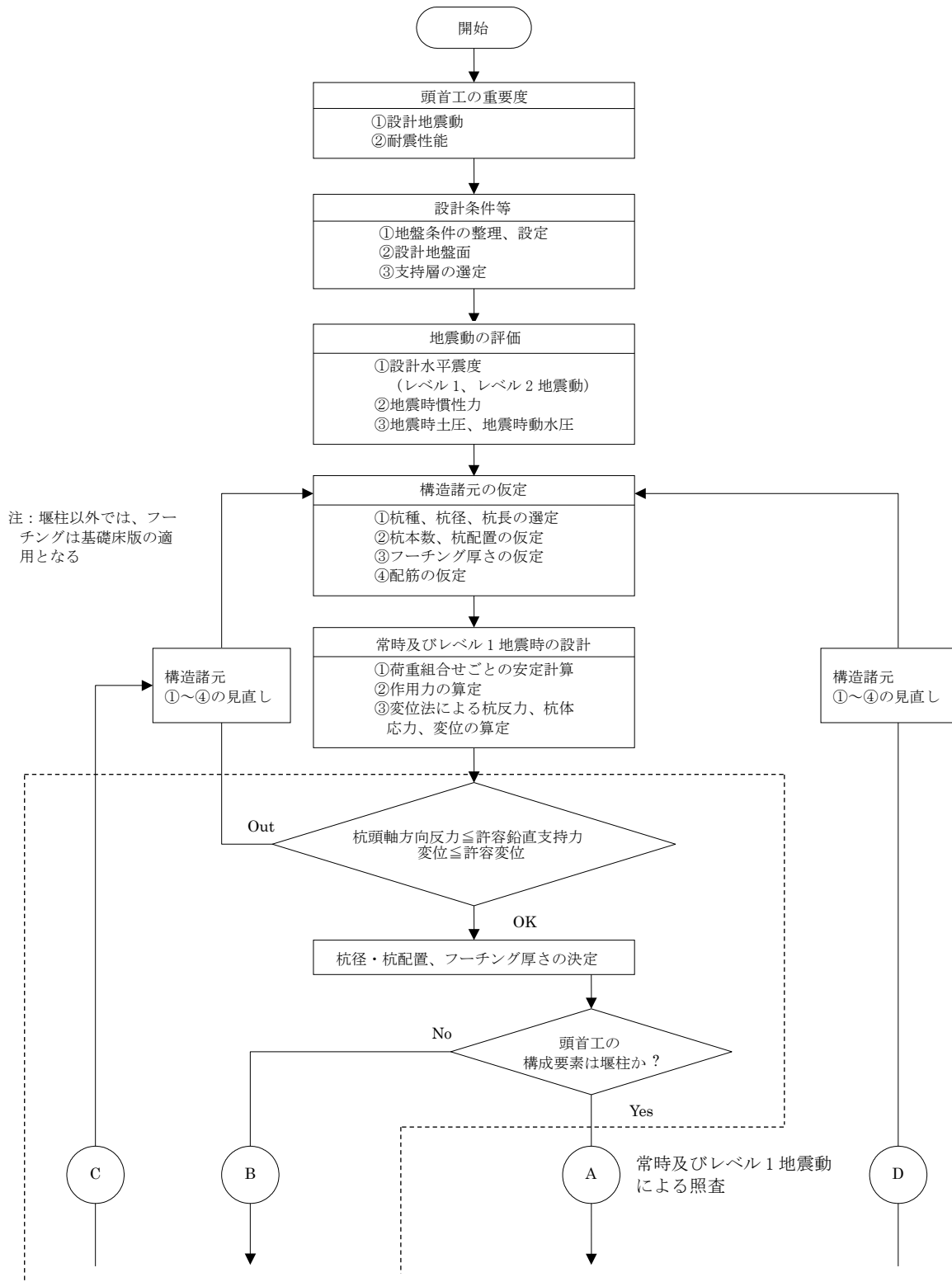
なお、表-18. 7-2 の各地震動レベルに対する計算法の概要を表-18. 7-4 に示す。

表-18.7-4 計算法による杭反力及び変位の計算方法の概要

計算法	概 要
変 位 法	変位法は、杭基礎構造物全体の力の釣合いから、杭の軸方向力、杭軸直角方向力と同時に変位を求めることができ、現在のところ最も論理的な計算方法である。しかし、この計算には、杭軸方向、杭軸直角方向のバネ定数を必要とし、これらの値は、一般に杭の載荷試験の結果より求めるか、土質調査結果より推定する。
荷重増分法 (プッシュオーバー解析)	荷重増分法（プッシュオーバー解析）は、荷重を漸次増加させて杭や地盤の支持の降伏（塑性モデルの発生）を逐次追跡して、構造物モデル全体系の崩壊に至るプロセスを表現する静的解析法である。解析モデルは、フーチングあるいは床版と杭体からなるラーメン構造モデルとし、このモデルの中には地盤と杭の非線形性を組み込んで、荷重と杭体に発生する部材力や基礎全体の変形の関係を算出するものである。この基礎全体の非線形特性結果(荷重と変位の関係)をもとに地震時保有水平耐力法により照査を行う。

18.7.2 杭基礎設計の手順

杭基礎の一般的な設計は、図-18.7-1 により設計する。



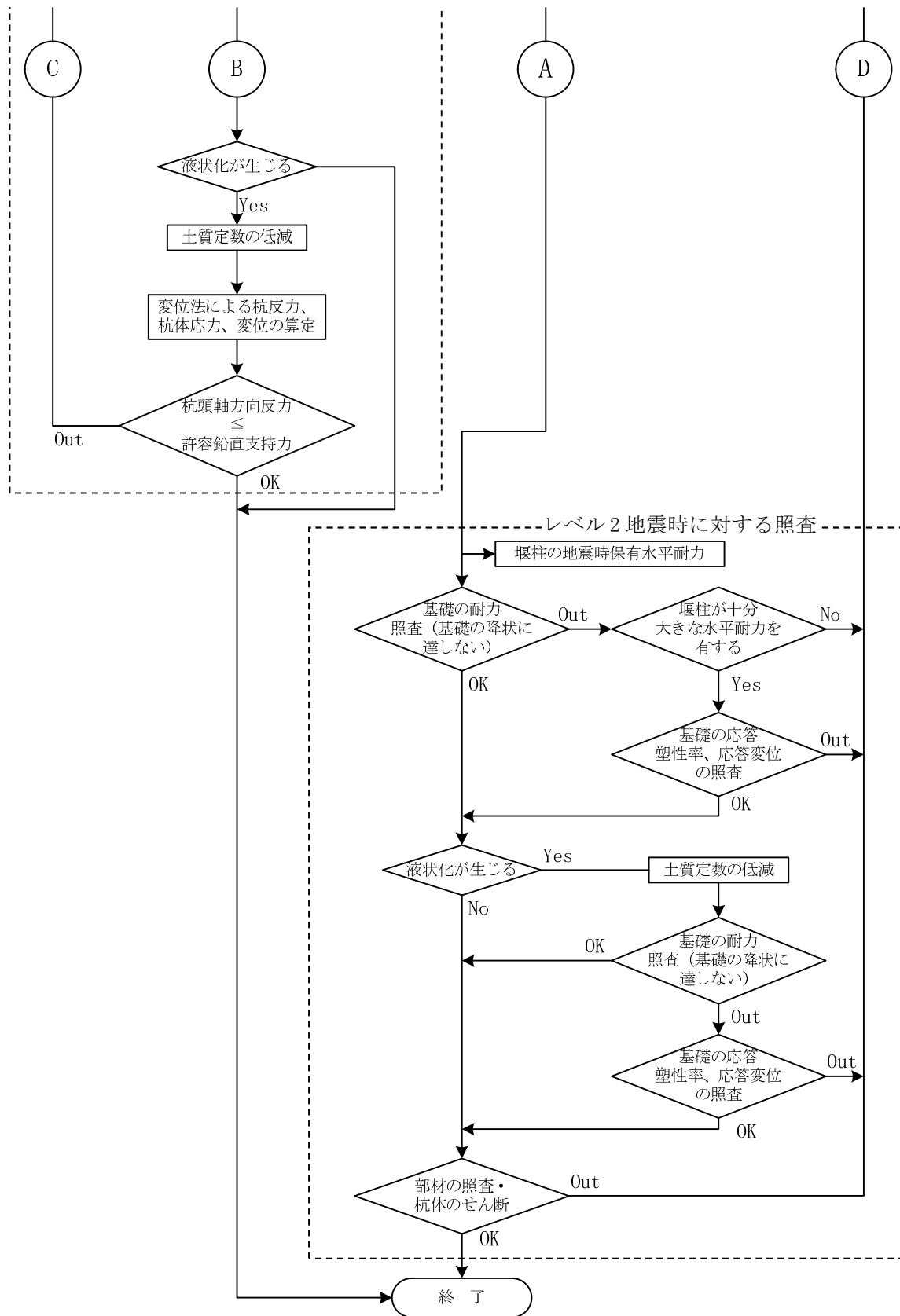


図-18.7-1 杭基礎の設計計算フロー

18.7.3 杭基礎の設計方針

杭基礎の設計方針は次のとおりとする。

(1) 常時及びレベル 1 地震時

- ア 杭基礎は地形及び地盤条件、上部構造の特性、環境・施工条件、基礎の施工に要する工期と経済性、その他を考慮しその種類を選定する。
- イ 杭基礎に作用する荷重は杭の許容耐力以下とする。
- ウ 杭基礎の鉛直方向許容支持力は、杭の支持力のみによると考え、基礎底面の地盤の支持力を杭の支持力に加えない。
- エ 荷重の偏心、水平力、引抜き力等を受ける基礎杭は、地盤の抵抗力、及び杭材に発生する応力についてその安全性を検討する。また、施工上考えられる衝撃力に対しても杭材の安全性等を検討する。
- オ 地震時に液状化のおそれのある地盤については、この影響を考慮して杭基礎の耐震設計を行う。
- カ 一体構造物に対する杭基礎設計に当たっては、支持杭と摩擦杭の混用、摩擦杭でも長さの極端に異なる杭の同時使用は、有害な不同沈下を発生するおそれがあるので注意を要する。
- キ 杭基礎の許容変位量は、構造物に支障を及ぼす場合やゲート・機械設備などへの必要な機能を保持する必要がある場合においては、別途、制限値を定めるものとするが、一般的な頭首工における堰柱の杭頭許容変位量は、18.3.5 許容変位量と残留変位量の規定に示すように杭径 1,500 mm までの場合は 15 mm とする。
- ク 施工後に圧密沈下を生じる地盤に杭基礎を用いる場合は、負の摩擦力など、地盤の沈下が基礎に及ぼす影響について検討を行う。

(2) レベル 2 地震時

レベル 2 地震時の地震時保有水平耐力法による杭基礎の耐震設計は、以下による。

- ア 堰柱基礎に死荷重及び各設計水平震度に相当する慣性力が作用した場合に、基礎が降伏に達しないように設計する。
- イ 固有周期を考慮する震度法により設計した堰柱基礎が堰柱躯体の終局耐力と同等以上の水平耐力を有するとともに、十分な変形性能を有するように設計する。
- ウ 堰柱躯体の終局耐力相当の設計水平震度が、地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度を上回る場合には、地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度に同等以上の水平耐力を有するように設計を行う。
- エ 流心方向における壁式堰柱の場合や地震時に液状化が生じ、かつ堰柱の保有水平耐力に余裕がある場合で、基礎に主たる塑性化（非線形性）が生じる場合には、基礎の応答塑性率を算定し、塑性率の制限値以下となるように設計する。また、杭基礎の許容塑性率は 4 程度を目安としてよい。
- オ 基礎に生じる変位により、ゲートや機械設備に影響がなく堰柱の安全性が損なわれないことを照査する。
- カ 地震時に不安定となる地盤がある場合の耐震設計は、土層の不安定が生じないとした場合の設計も行い、いずれか厳しい方の結果を用いる。
- キ 管理橋橋台基礎の設計では、地震時保有水平耐力法による耐震設計の対象としない。ただし、以下の条件にある管理橋橋台では、地震時保有水平耐力法によるレベル 2 地震時に対する照査

を検討する。

- (7) 管理橋橋台に影響を与える液状化が生じると判定される地盤上にある管理橋橋台基礎。
- (イ) 水平方向分散支承を用いるなど管理橋の地震時水平力の分担が大きい橋
- (ウ) 管理橋橋台であっても背面土等がない特殊な形式等で堰柱と同じような振動特性を有する場合。

18.7.4 レベル1地震時

レベル1地震時の杭基礎の照査は、堰柱などの上部構造からの荷重を構成する杭（杭群）に作用させ下記の項目について照査する。

- ① 各杭頭部の軸方向反力は、杭の許容支持力以下とする。
- ② 杭頭変位は、許容変位量以下とする。
- ③ 杭基礎の各部材に生じる応力度は、杭体の許容応力度以下とする。

また、上記の照査を行うに当たり必要となる許容支持力は、18.7.4(1)に、変位量の算出に必要な杭のバネ定数は、18.7.4(2)に示す。

本基準書のレベル1地震時の照査方法は、基本事項のみを示すが、詳細部分や特殊な設計手法については、設計基準「ポンプ場」などを参照にする。

杭基礎は、場所打ち杭、プレボーリング杭工法を用いる例は一般には少ないこともあり、ここでは、打込み杭、中掘り杭、鋼管ソイルセメント杭について示す。

(1) 許容支持力及び極限支持力

ア 杭の軸方向許容押し込み支持力

1 本の杭の軸方向押し込み力に対する許容支持力は、杭の自重を考慮する場合は式(18.7-1)、打込み杭のように自重が小さく考慮しない場合は式(18.7-2)により計算する。

$$R_a = \frac{\gamma}{n} \cdot (R_u - W_s) + W_s - W \quad \cdots \cdots (18.7-1)$$

$$R_a = \frac{\gamma}{n} \cdot R_u \quad \cdots \cdots (18.7-2)$$

ここに、 R_a : 杭頭における杭の軸方向許容押し込み支持力 (kN)

n : 安全率

表-18.7-5 安全率

	支持杭	摩擦杭
常 時	3.0	4.0
地震時（レベル1）	2.0	3.0

γ : 安全率の補正係数（支持力推定式の場合： $\gamma = 1.0$ ）

R_u : 地盤から決まる極限支持力 (kN)

W_s : 杭で置き換えられる部分の土の有効重量 (kN)

W : 杭及び杭内部の土砂の有効重量 (kN)

支持力推定式による場合の極限支持力 R_u

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot \sum \ell_i \cdot f_i \cdots \cdots (18.7-3)$$

ここに、 R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

A : 杭先端面積 (m²)

q_d : 杭先端で支持する単位面積当たりの極限支持力度 (kN/m²)

U : 杭の周長 (m)

ℓ_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

(7) 杭先端での極限支持力度 q_d の推定

a 打込み杭

打込み杭（打撃工法及びバイブロハンマ工法）の場合、杭先端の極限支持力度 q_d は図-18.7-2 による。杭先端地盤の設計 N 値及び支持層への根入れ深さは、図-18.7-3 によって求める。

なお、図-18.7-3 は、杭先端地盤が、礫・砂・粘性土地盤に適用されるもので、岩・軟岩注) の場合は対象外である。また、杭先端の設計 N 値は、支持力算定上 40 を上限とする。

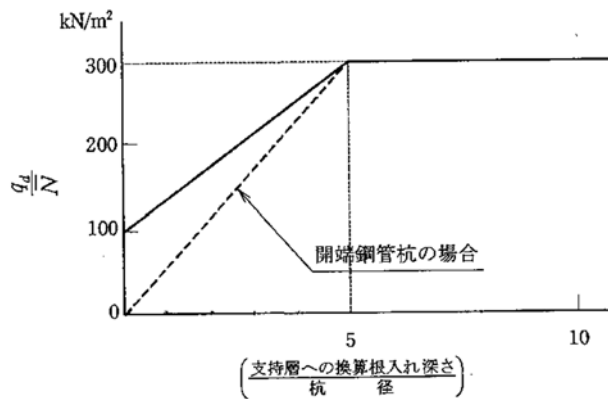


図-18.7-2 杭先端地盤の極限支持力度 q_d の算定図

(a) 支持層が明確とみなせる場合	(b) 中間層と支持層が明確でない場合
注) 設計 N 値 $\bar{N}$ は (b) と同様に求める。	① 杭先端地盤の設計用 N 値 $\bar{N}$ を求める。 $\bar{N} = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2} (\bar{N} \leq 40)$ N_1 : 杭先端位置の N 値 $\bar{N}_2$: 杭先端から上方へ $4D$ の範囲における平均 N 値 ② 地盤の N 値分布曲線と $\bar{N}$ との線で囲む部分の面積 (図の斜線部分) が等しくなる点から杭先端までの距離を換算根入れ深さとする。
備考	支持層への換算根入れ深さの決定にあたっては、単に N 値の分布のみでなく柱状図における土質性状をよく検討して上図の (a)、(b) 選択を行わなければならない。

図-18.7-3 支持層への換算根入れ深さの決定法

注) 杭先端地盤が岩・軟岩の場合は、別途「道路橋示方書・同解説IV下部構造編(社)日本道路協会」の参考資料10を参照のこと。

b 中掘り杭工法

中掘り杭工法が適用される PHC、SC 及び鋼管の杭先端極限支持力度は、その先端処理法に最終打撃方式、セメントミルク噴射攪拌方式（ただし、砂質系地盤のみに適用）、コンクリート打設方式のいずれかを採用する。（表-18. 7-6 参照）

表-18. 7-6 中掘り杭工法による杭先端の極限支持力度 q_d

先 端 処 理 方 法	杭先端の極限支持力度の算定法
最 終 打 撃 方 式	打込み杭の算定法を適用する。
セメントミルク噴射攪拌方式 ^{注1)} (砂 質 地 盤 の み に 適 用)	極限支持力度 (kN/m ²) $q_d = \begin{cases} 150N (\leq 7,500) & \text{砂層} \\ 200N (\leq 10,000) & \text{砂礫層} \end{cases}$ ここに、 N : 杭先端地盤の N 値
コ ン ク リ ー ト 打 設 方 式 ^{注2)}	場所打ち杭の極限支持力度を適用する。 ^{注3)}

注 1) 支持層には杭径程度以上根入れさせるものとし、設計径は杭径とする。

2) コンクリート打設方式は、杭外径以上を支持層に貫入させ、杭内径の 4 倍以上の先端部分をコンクリートで閉塞させる方法である。

3) 場所打ち杭の極限支持力度については、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（社）日本道路協会」を参照されたい。

c 鋼管ソイルセメント杭

鋼管ソイルセメント杭工法による杭先端の極限支持力度は、表-18. 7-7 に示す値とする。
 なお、式(18. 7-3)における杭先端面積 A は、ソイルセメント柱の断面積とする。

表-18. 7-7 鋼管ソイルセメント杭工法による杭先端の極限支持力度 q_d

地 盤 種 類	杭先端の極限支持力度 (kN/m ²)
砂 層	150 N ($\leq 7,500$)
砂 礫 層	200 N ($\leq 10,000$)

ただし、 N は杭先地盤における標準貫入試験の N 値

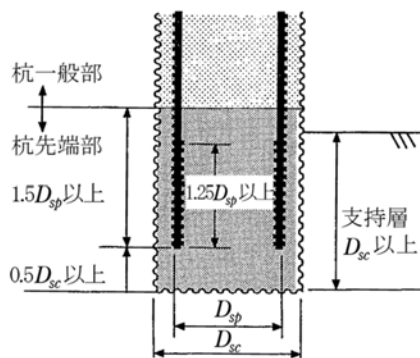


図-18. 7-4 鋼管ソイルセメント杭の杭先端部の例

(イ) 杭周面に働く最大周面摩擦力度 f_i の算定

杭周面に働く最大周面摩擦力度は表-18.7-8 による。ただし、 N 値が 5 未満の軟弱層では、粘着力を N 値により推定することは困難なため、別途土質試験により粘着力を求め、最大周面摩擦力を推定してよい。

表-18.7-8 最大周面摩擦力度 (kN/m²)

施工方法	地盤の種類	
	砂質土	粘性土
打込み杭工法 (打撃工法、パイプロハンマ工法)	$2N(\leq 100)$	C 又は $10N (\leq 150)$
中掘り杭工法	$2N(\leq 100)$	$0.8C$ 又は $8N (\leq 100)$
鋼管ソイルセメント杭工法	$10N(\leq 200)$	C 又は $10N (\leq 200)$

注) ただし、 C は地盤の粘着力 (kN/m²)、 N は標準貫入試験の N 値

イ 杭の軸方向許容引抜き力

(ア) 1 本の杭の軸方向許容引抜き力は、式 (18.7-4) により算出する。

$$P_a = \frac{1}{n} \cdot P_u + W \quad \dots\dots\dots (18.7-4)$$

表-18.7-9 安全率

常 時	地 震 時 (レベル 1)
6	3

ここに、 P_a : 杭頭における杭の軸方向許容引抜き力 (kN)
 n : 安全率 (表-18.7-9 参照)
 P_u : 地盤から決まる杭の極限引抜き力 (kN)
 W : 杭の有効重量 (kN)

(イ) 地盤から決まる杭の極限引抜き力は、地盤調査結果に基づいて推定した各層の最大周面摩擦力の和として計算するか、あるいは引抜き試験を行って求める。

ウ 負の周面摩擦力

圧密沈下を生じるおそれのある地盤中に杭を打設する場合には、杭体の損傷を防ぎ、構造物の機能を確保するために、杭の鉛直支持力、杭体応力度及び杭頭沈下量について、負の周面摩擦力による影響を考慮して検討を行う。

なお、負の周面摩擦力の検討に用いる荷重は死荷重とし、地震時には負の周面摩擦力を考慮する必要はない。

(ア) 中立点の位置

負の周面摩擦力が作用する部分としては、中立点より上を考えればよい (図-18.7-5 参照) が、その位置は先端支持地盤の硬さによって変化し、一律に与えることはできない。これまでの測定結果によると、中立点の深さは圧密層の深さの 75~95% 程度となっている。特にデータがない場合は、中立点の位置は、圧密層の下端と仮定してよい。

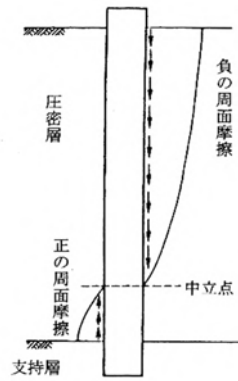


図-18. 7-5 負の周面摩擦力と中立点

(イ) 鉛直支持力の検討

負の周面摩擦力を考慮した許容支持力は、式(18. 7-5)により求める。

$$R_a' = \frac{1}{1.5} \cdot (R_u' - W_s') + W_s' - (R_{nf} + W) \quad \cdots \cdots (18. 7-5)$$

ここに、 R_a' : 負の周面摩擦力を考慮した許容支持力 (kN)

R_u' : 中立点より下にある地盤による杭の極限支持力 (kN)。すなわち、中立点の下層から杭先端までの最大周面摩擦力と杭先端の極限支持力 (摩擦杭の場合は無視) の和であり、式(18. 7-3)に準じて計算する。

R_{nf} : 負の周面摩擦力 (kN)。すなわち、中立点より上にある層の最大周面摩擦力の和。最大周面摩擦力は表-18. 7-8に準じて計算するが、この場合は $N \leq 2$ の軟弱層であっても無視してはならない。

W_s' : 中立点より下方の杭で置き換えられる部分の土の有効重量 (kN)

W : 杭及び杭内部の土砂の有効重量 (kN)

(ロ) 杭体応力度の検討

負の周面摩擦力により生じる杭体応力度の安全性は、式(18. 7-6)により照査する。

$$1.2 \cdot (P_0 + R_{nf} + W') \leq \sigma_y \cdot A_p \quad \cdots \cdots (18. 7-6)$$

ここに、 P_0 : 杭頭に加えられた死荷重による杭頭荷重 (kN)

R_{nf} : 負の周面摩擦力 (kN)

W' : 中立点より上方の部分の杭の有効重量 (kN)

σ_y : 杭材料の降伏強度 (kN/m²)

A_p : 照査断面での杭の純断面積 (m²)

杭材料の降伏強度は、以下のとおりとしてよい。

鋼 管 杭 : $\sigma_y = 235\text{N/mm}^2$ (235, 000kN/m²) (SKK400) (SC 杭、鋼管ソールセメント杭を含む)

既製コンクリート杭 : 設計基準強度を 1.3 で除した値

$\sigma_y = 30\text{N/mm}^2$ (30, 000kN/m²) (RC 杭)

$\sigma_y = 61\text{N/mm}^2$ (61, 000kN/m²) (PHC 杭)

(エ) 杭頭沈下量の検討

支持杭の杭頭沈下量は杭先端地盤の弾性沈下量と杭体の収縮量の和からなる弾性沈下量から求める。

(2) 杭のバネ定数

ア 杭の軸方向バネ定数

杭の軸方向バネ定数 k_v は、杭頭において単位量の杭軸方向の変位を生じさせる杭軸方向力として定義される。この値は、杭反力の算定に用いられるほか、杭基礎の弾性沈下量を推定するのに用いられる。

k_v は、杭の鉛直載荷試験による杭頭荷重－杭頭沈下量曲線から求めることが望ましいが、一般的な杭基礎の設計に当たっては、支持力と同様、推定式によって求めてよい。

(7) 既往の載荷試験に基づく推定法は、多数の載荷試験における実測 k_v から式(18.7-7)の a を逆算し、施工法別に根入れ比 L/D との関係に着目したもので、式(18.7-9)にその推定式を示す。

$$k_v = a \frac{A_p E_p}{L} \dots\dots\dots (18.7-7)$$

ここに、 k_v : 杭の軸方向バネ定数 (kN/m)

A_p : 杭の純断面積 (mm²)

E_p : 杭のヤング係数 (kN/mm²)

L : 杭長 (m)

なお、鋼管ソイルセメント杭の場合は、式(18.7-8)により推定するものとする。

$$k_v = a \frac{A_{sp} E_{sp} + A_{sc} E_{sc}}{L} \dots\dots\dots (18.7-8)$$

ここに、 A_{sp} : 鋼管の純断面積 (mm²)

E_{sp} : 鋼管のヤング係数 (kN/mm²)

A_{sc} : ソイルセメント柱の純断面積 (mm²)

E_{sc} : ソイルセメントの変形係数 (kN/mm²)

$$E_{sc} = 500q_u$$

q_u : ソイルセメントの一軸圧縮強度 (kN/mm²)

L : 杭長 (m)

a は、式(18.7-9)により算定する。

$$\left. \begin{array}{ll} \text{打込み杭(打撃工法)} & a = 0.014(L/D) + 0.72 \\ \text{打込み杭(バイブロハンマ工法)} & a = 0.017(L/D) - 0.014 \\ \text{中掘り杭} & a = 0.010(L/D) + 0.36 \\ \text{鋼管ソイルセメント杭} & a = 0.040(L/D) + 0.15 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (18.7-9)$$

イ 杭の軸直角方向バネ定数

1 本の杭の軸直角方向バネ定数は、水平方向地盤反力係数を用いて弾性床上の梁の理論に基づき算出する。

1 本の杭の軸直角方向バネ定数 $K_1 \sim K_4$ は以下に示すように定義される。

K_1 、 K_3 : 杭頭部に回転を生じないようにして、杭頭部を杭軸直角方向に単位量だけ変位させるとき、杭頭部に作用させるべき軸直角方向力 (kN/m) 及び曲げモーメント (kN・m/m)

K_2 、 K_4 : 杭頭部に移動を生じないようにして、杭頭部を単位量だけ回転させるとき、杭頭部に作用させるべき軸直角方向力 (kN/rad) 及び曲げモーメント (kN・m/rad)

(7) 半無限長 ($\beta L_e \geq 3$) の杭の場合

水平方向地盤反力係数が深さによらず一定で、杭の根入れの深さが十分に長い場合には、林-Chang の考え方にに基づき表-18.7-10 により算出する。

表-18.7-10 杭の軸直角方向バネ定数

	杭頭剛結合		杭頭ヒンジ結合	
	$h \neq 0$	$h = 0$	$h \neq 0$	$h = 0$
K_1	$\frac{12EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+2}$	$4EI\beta^3$	$\frac{3EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+0.5}$	$2EI\beta^3$
K_2 、 K_3	$K_1 \frac{\lambda}{2}$	$2EI\beta^2$	0	0
K_4	$\frac{4EI\beta^3}{1+\beta h} \frac{(1+\beta h)^3+0.5}{(1+\beta h)^3+2}$	$2EI\beta$	0	0

ここに、 β : 杭の特性値 $\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$ (m^{-1})

λ : $h + \frac{1}{\beta}$ (m)

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

D : 杭径 (m)

鋼管ソイルセメント杭の場合は、ソイルセメント柱径とする。

EI : 杭の曲げ剛性 (kN・m²)

鋼管ソイルセメント杭の曲げ剛性は、ソイルセメントの一軸圧縮強度が 1N/mm² 程度の場合にはその寄与度がわずかなため、鋼管のみの曲げ剛性としてよい。

h : 設計上の地盤面から上の杭の杭軸方向の長さ (m)

(4) 有限長 ($1 < \beta L_e < 3$)

詳細については、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編」を参照する。

(3) 杭基礎設計手法

杭基礎の設計手法には、フーチングを剛体として仮定し杭基礎全体の変位（フーチングの変位）を杭頭部のマトリックスを介して杭基礎全体（杭群）に作用する水平力・鉛直力・回転モーメントに釣り合わせた式を解く変位法と、杭頭部をフーチングと結合し杭が弾性床上に支持された梁として解くラーメンモデルの方法がある。

変位法は、杭基礎全体（杭群）に作用する水平力・鉛直力・回転モーメントに釣り合わせた式にて、杭全体を 1 つの杭群に変換して変位を及び軸方向力を算出する。杭体の設計は、水平力がすべての杭にて負担すると考え、1 本の杭を弾性床上梁と仮定し行うものである。

ラーメンモデルは、すべてのフーチング及び杭体を地盤バネを考慮したフレーム構造として、FEM 解析や微小変形解析などの骨組み解析手法を用い、断面力・変位及び軸方向力を算出するものである。

ここでは、基本的な変位法を示す。

ア 変位法における計算上の仮定

変位法における杭反力及びフーチング変位の計算上の仮定は次のとおりである。

- (ア) 杭基礎は 2 次元構造物とする。
- (イ) 杭は、押込み・引抜き・曲げともに線形弾性体であるとし、杭頭における軸方向及び軸直角方向のバネ定数はそれぞれ荷重によらず一定とする。また、押込み及び引抜きとも同じバネ定数を用いる。
- (ウ) フーチングは剛体とし杭群の図心を中心として回転する。

イ 変位法の計算法

変位法による計算方法は、図-18.7-6 に示す座標系によりフーチングの任意の 1 点 0 を原点として 0 点の座標軸方向の変位 δ_x 、 δ_y 及び回転 α を合わせる。

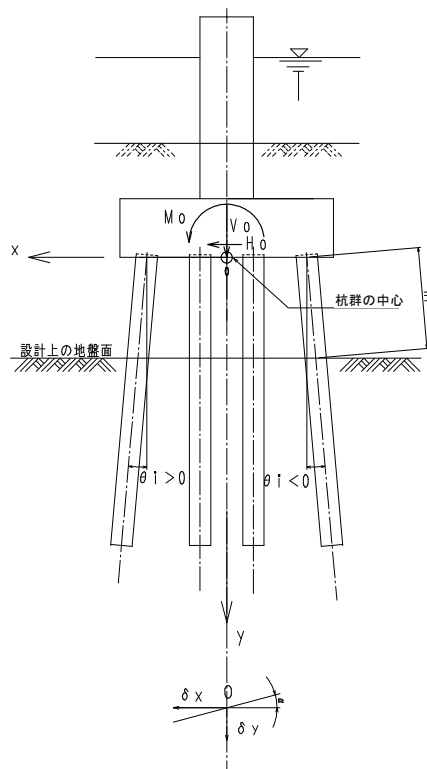


図-18.7-6 変位法における計算座標

原点 0 は、任意の位置に選んで差し支えないが、通常フーチング下面の杭群の図心に合致させる方が計算過程が容易になる。

このときの、原点の変位は式(18. 7-10)の 3 元連立方程式を解いて求められる。

$$\left. \begin{aligned} A_{xx}\delta_x + A_{xy}\delta_y + A_{x\alpha}\alpha &= H_0 \\ A_{yx}\delta_x + A_{yy}\delta_y + A_{y\alpha}\alpha &= V_0 \\ A_{\alpha x}\delta_x + A_{\alpha y}\delta_y + A_{\alpha\alpha}\alpha &= M_0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (18. 7-10)$$

上記の係数は、フーチング底面を水平とすれば式(18. 7-11)のようになる。

$$\left. \begin{aligned} A_{xx} &= \Sigma(K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i) \\ A_{xy} = A_{yx} &= \Sigma(K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i \\ A_{x\alpha} = A_{\alpha x} &= \Sigma\{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i - K_2 \cos \theta_i\} \\ A_{yy} &= \Sigma(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i) \\ A_{y\alpha} = A_{\alpha y} &= \Sigma\{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\} \\ A_{\alpha\alpha} &= \Sigma\{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\} \end{aligned} \right\} \dots\dots (18. 7-11)$$

ここに、 H_0 : フーチング底面より上に作用する水平荷重 (kN)

V_0 : フーチング底面より上に作用する鉛直荷重 (kN)

M_0 : 原点 0 まわりの外力モーメント (kN・m)

δ_x : 原点 0 の水平変位 (m)

δ_y : 原点 0 の鉛直変位 (m)

α : フーチングの回転角 (rad)

x_i : i 番目の杭の杭頭の x 座標 (m)

θ_i : i 番目の杭の杭軸が鉛直軸となす角度 (°)

K_1 : 杭頭部に回転を生じないようにして杭頭部を杭軸直角方向に単位量だけ変位させるとき杭頭部に作用させるべき軸直角方向力 (kN/m)

K_2 : 杭頭部に移動を生じないようにして杭頭部を単位量だけ回転させるとき杭頭部に作用させるべき軸直角方向力 (kN/rad)

K_3 : 杭頭部に回転を生じないようにして杭頭部を杭軸直角方向に単位量だけ変位させるとき杭頭部に作用させるべき軸直角曲げモーメント (kN・m/m)

K_4 : 杭頭部に移動を生じないようにして杭頭部を単位量だけ回転させるとき杭頭部に作用させるべき軸直角曲げモーメント (kN・m/rad)

K_v : 杭の軸方向バネ定数 (kN/m)

変位法に用いる杭群の考え方は、多数の杭を骨組みフレームにて解析することが困難な時代に 3 元連立方程式を解くだけで正確に杭の挙動を把握できる計算手法である。

また、このモデルは、前述したように多数の杭を杭群が、あたかも 1 つの基礎とした等価バネ定数として取り扱える。

そこで、式(18. 7-11)の A_{xx} 、 $A_{y\alpha}$ 、 $A_{\alpha y}$ 、 $A_{\alpha\alpha}$ 及び A_v は 1 基の基礎の等価バネとして下記のとおり定義できる。

表 18.7-11 杭頭部の等価バネを組むマトリックス

等価バネ バネの種類	記号
水平バネ	A_{xx}
鉛直バネ	A_v
回転バネ	$A_{\alpha\alpha}$
連成バネ	$A_{x\alpha} = A_{\alpha x}$

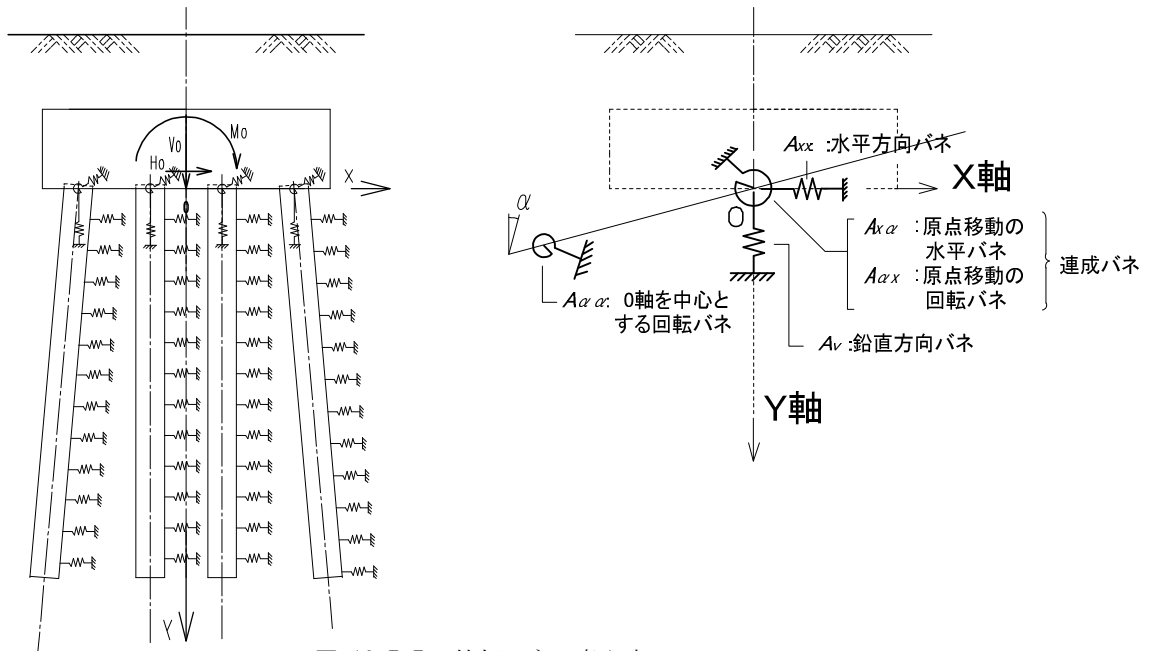


図-18.7-7 等価バネの考え方

ウ 杭頭へ作用する断面力

以上の計算の結果より求められたフーチング原点における変位 (δ_x 、 δ_y 、 α) により、各杭頭に作用する杭軸方向力 P_{Ni} 、杭軸直角方向力 P_{Hi} 及びモーメント M_{ii} は式(18.7-12)にて求める。

$$\left. \begin{aligned} P_{Ni} &= K_v \delta_{yi}' \\ P_{Hi} &= K_1 \delta_{xi}' - K_2 \alpha \\ M_{ii} &= -K_3 \delta_{xi}' + K_4 \alpha \\ \delta_{xi}' &= \delta_x \cos \theta_i - (\delta_y + \alpha_i) \sin \theta_i \\ \delta_{yi}' &= \delta_x \sin \theta_i + (\delta_y + \alpha_i) \cos \theta_i \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (18.7-12)$$

ここに、
 δ_{xi}' : i 番目の杭の杭頭の軸直角方向変位 (m)
 δ_{yi}' : i 番目の杭の杭頭の軸方向変位 (m)
 x_i : i 番目の杭の杭頭の x 座標 (m)
 θ_i : i 番目の杭の杭軸が鉛直軸となす角度 ($^{\circ}$)
 P_{Ni} : i 番目の杭の杭軸方向力 (kN)
 P_{Hi} : i 番目の杭の杭軸直角方向力 (kN)
 M_{ii} : i 番目の杭頭に作用する外力としてのモーメント (kN・m)

エ 杭体の照査

杭体の照査は、式(18.7-12)の作用力を杭頭へ作用させ弾性床の梁により杭体応力を算出する。その手法は、設計基準「ポンプ場」など関連する技術基準を参考する。

(4) 軟弱粘性土地盤上に設置させる堰柱基礎の設計

ア 軟弱粘性土地盤上で許容変位量の緩和に用いる地盤反力の考え方

従来の地盤反力係数の考え方は、18.3.6 地盤反力係数に示すとおり、杭の変形量を小さい変位で抑えその範囲内では地盤反力度は、杭の変位量に比例すると仮定した線形弾性地盤反力法にて着目する変位量 y と地盤反力度 p の割線勾配 p/y と定義している。ここで、着目する変位量は杭頭における基準変位で杭径（鋼管ソイルセメント杭であればソイルセメントの杭径）1%（杭径が1.5m以下の場合は15mm）である。

しかしながら、地盤は、完全な弾性体でないので、実際は図-18.7-8に示すように荷重と変位量曲線は非線形の関係となる。

このことから、基礎地盤の非線形性を考慮する場合には、水平方向地盤反力係数が着目する変位量が増加するとともに k_h は低下する（ kH のひずみ依存性）から、許容限界として定めた変位量に対する kH を設定し、計算した変位量が許容限界としての変位量以下となるようにする。

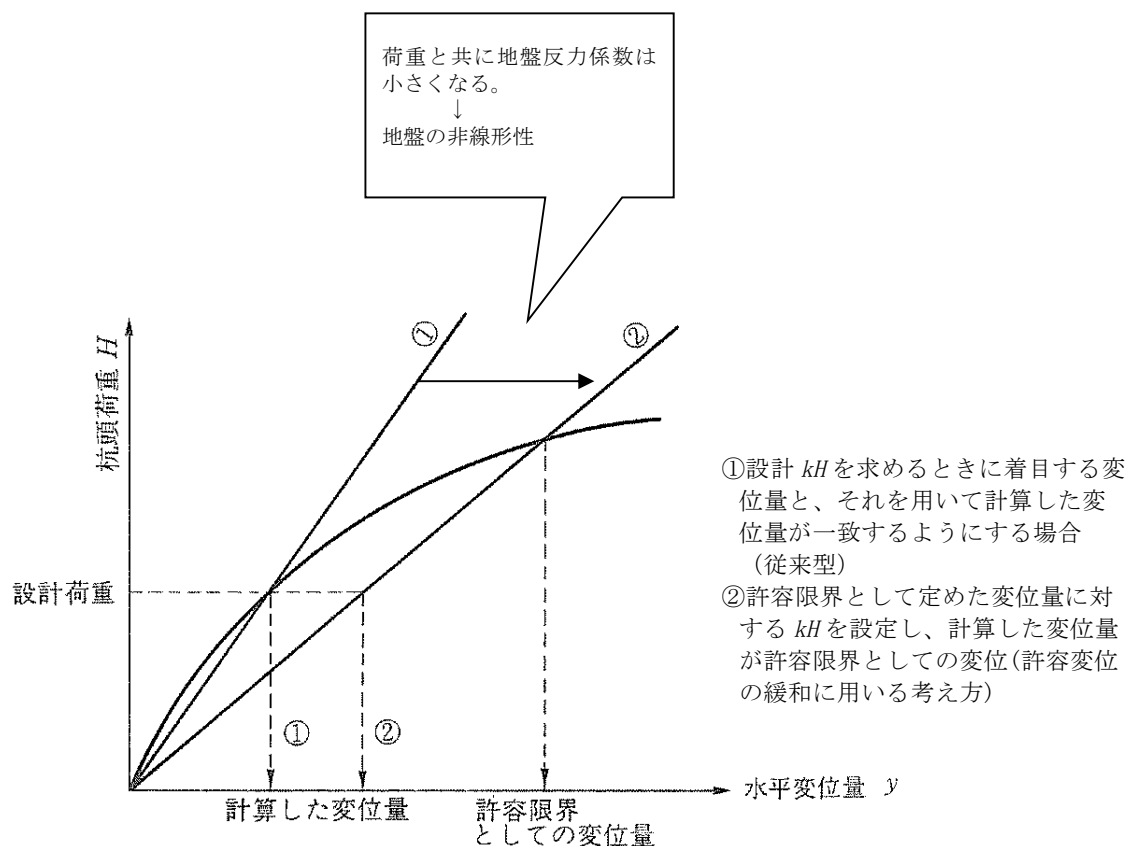


図-18.7-8 杭頭位置における水平方向の荷重-変位曲線

イ 許容変位量の緩和を行う時の手順

従来からの弾性解析法によって基礎の水平変位に大きく影響する深度に軟弱な地盤があり、このことが水平変位に大きく寄与する場合は、従来の許容変位を満足するために基礎の剛性を確保すると杭頭反力や杭体の応力が小さくなり杭頭変位とのバランスを欠く設計となる場合がある。

そこで、特に軟弱な沖積粘性土地盤 (N 値が 5 未満の粘性土を想定) に計画される堰柱の杭基礎の常時、暴風時及びレベル 1 地震時の設計は、以下の手順により行うのがよい。

- (7) 基礎の水平変位に大きく影響を与えると考えられる深度 (一般には杭頭から $1/\beta$ 程度) において沖積粘性土層の層厚の合計が砂質土層の層厚の合計より大きい場合には、十分な地盤調査を実施する。例えば、詳細調査においては、標準貫入試験のみならず、乱さない試料を用いた三軸圧縮試験 (若しくは一軸圧縮試験でもよい) や孔内水平載荷試験などにより沖積粘性土の調査を行うのがよい。
- (4) 三軸圧縮試験結果や孔内水平載荷試験結果などに基づき、より適切に水平方向地盤反力係数の評価を行った上で、常時、暴風時及びレベル 1 地震時などの部材の健全性を保つケースの設計を行う。
- (5) (4) によっても、基礎に発生する水平変位が決定要因となる一方で、部材応力度や杭頭反力が小さくバランスを著しく欠く結果となる場合には、水平変位の制限を緩和する杭基礎としての設計を検討する。

ここで、注意しなければならないのは、水平変位の緩和を行うには、従来より許容応力度法の安全率を低く見積もることとなるので、正確に地盤の状況を把握することが必要である。標準貫入試験の N 値にのみ基づき評価した地盤の剛性を条件として設計した結果だけから (3) のような設計の必要性は論じられない。(1) による水平方向地盤反力係数の推定や、 N 値が 5 未満の粘性土では、粘着力を N 値により推定することは信頼性が乏しいので、そのような土層における杭の周面摩擦力は別途土質試験により粘着力を求めることが推奨される。

ウ 許容変位量の緩和の解析法

水平変位の制限を緩和する杭基礎の設計を行う場合は、地盤抵抗の非線形性を考慮した解析法を用いて照査する。ここでいう地盤抵抗の非線形性を考慮した解析法は、着目する変位量を基準とした、式 (18. 7-13) に示す水平方向地盤反力係数を用いた変位法を基本とする。

$$k_H' = k_H \left(\frac{y'}{Y} \right)^{-1/2} \dots\dots\dots (18. 7-13)$$

ここに、 k_H' : 着目する変位量を基準とした水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)

k_H : 基準変位量 y に対する水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)

y' : 着目する変位量 (mm)。ただし、杭径 (鋼管ソイルセメント杭の場合は、ソイルセメント柱径) の 3.5% 以下 ($\leq 50\text{mm}$) とする。

Y : 基準変位量 (mm) で杭径 (鋼管ソイルセメント杭の場合は、ソイルセメント柱径) の 1% とする。

18. 7. 5 レベル 2 地震時

可動堰の杭基礎を対象としたレベル 2 地震時に対する杭基礎の照査は、地震時保有水平耐力法により行う。

照査は、12.7.2(2) 式(12.7-10)、式(12.7-11)に示す基礎に作用する設計水平震度 k_{hp} が作用した時、杭基礎が降伏しないことを照査する。

なお、可動堰柱が設計水平震度に対し十分大きな地震時保有水平耐力を有している場合や液状化の影響がある場合などのやむを得ないと判断される場合は、基礎の塑性化が生じることを考慮してもよい。このときの照査法は、基礎の応答塑性率及び応答変位による。

また、十分大きな地震時保有水平耐力を有している場合の判断基準の目安は、設計水平震度に対し終局水平耐力に十分に大きな余裕がある場合とし式(18.7-14)を満足しているときと考えてもよい。

$$\left. \begin{array}{l} P_a \geq 1.5 k_{hc} \times W \\ \text{又は、} \\ k_{hy} \geq 1.5 k_{hc} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (18.7-14)$$

ここに、 P_a : 基礎が支持する可動堰柱の地震時保有水平耐力(N)

k_{hc} : 可動堰柱のレベル2地震時の設計水平震度

W : 等価重量(N)

k_{hy} : 可動堰柱を多層モデルとして照査した場合の可動堰柱が終局したときの設計水平震度

(1) 杭基礎の降伏の定義

杭基礎の降伏は、杭体の塑性化・地盤抵抗の塑性化・基礎の浮き上がりにより、堰柱上部の位置での水平変位が急増し始める時と定義される。

これは、基礎に作用する水平荷重が大きくなると部材の塑性化や地盤の鉛直方向支持力や水平方向支持力などの地盤抵抗の塑性化により変位が増大し、水平力と水平変位の関係が非線形なものとなるからである。また、ある限界状態を超えると作用荷重の増加に対して基礎の変位が急増し始めるとともに、同時に基礎の構成する部材の損傷が進行するなどして残留変位が大きくなってくる。このような作用荷重の増加に対して基礎の変位が急増し始める状態が基礎の降伏状態である。

なお、杭基礎の降伏は、下記のいずれかに最初に達したときを目安として取り扱う。しかし、

各基礎形式の標準的な断面諸元や地盤条件に対し、基礎の変位が急増し始める状態をもとに試算により整理されたものであり、標準的でないと判断される場合は、水平荷重～水平変位関係に基づき、基礎の降伏を設定する。

ア すべての杭において杭体が降伏する。

イ 一列の杭の杭頭反力が押込み支持力の上限值に達する。

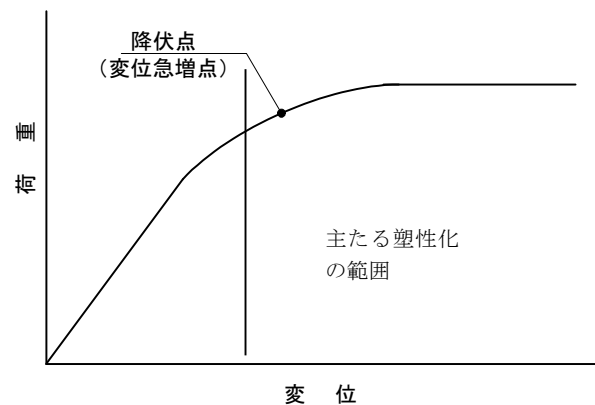


図-18.7-9 基礎の降伏の模式図

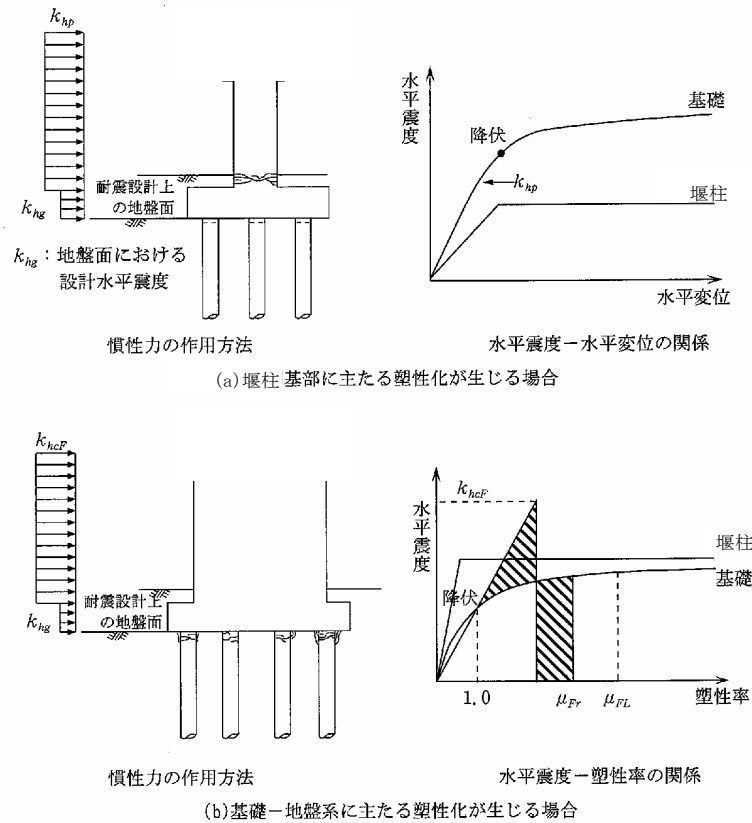


図-18.7-10 基礎の降伏と堰柱耐力の関係

(2) 解析手法

ア 解析モデル

地震時保有水平耐力法による杭基礎の照査方法は、地盤抵抗の非線形性や杭体の曲げ剛性の変化を表現することのできるラーメン構造としてモデル化する。

以下にモデル図を示す。

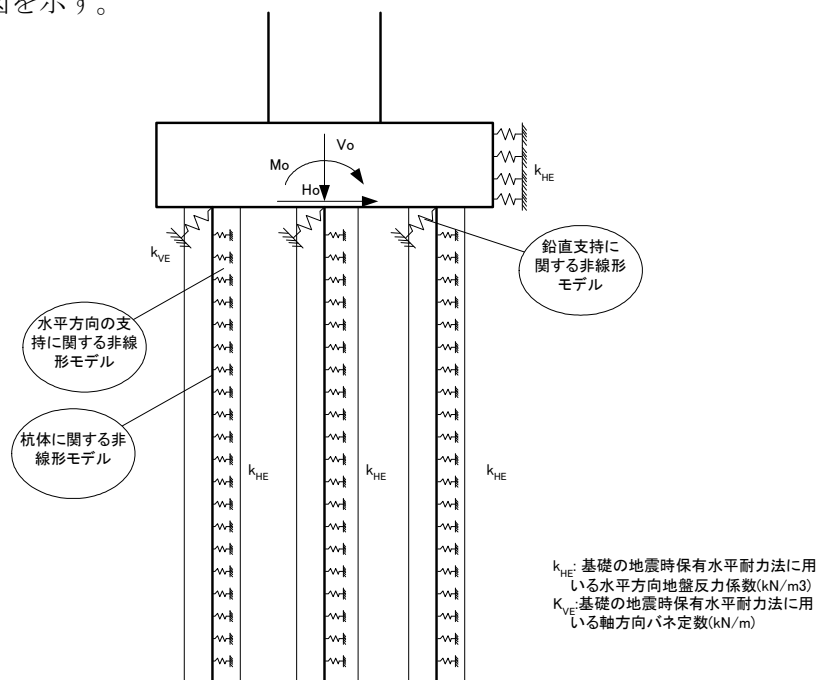


図-18.7-11 杭基礎の解析モデル

イ 解析の方法

解析は、アのモデルを用いて荷重増分法（プッシュオーバー解析）により、各荷重ステップの杭基礎の各部材の断面力、杭頭反力度及び変位を杭体及び地盤の特性を適切に考慮して荷重と変位の関係を算出する。

また、荷重増分法に用いる各荷重ステップ α_i は、堰柱の設計水平震度 k_{hc} とフーチングを含む基礎に作用する設計水平震度 k_{hg} が異なるため、 k_{hc} を 1 とし両方の震度の相関を保つ係数となる。

また、各部位の震度の与え方は、以下の手順による。

(ア) 領域① $\alpha_i k_{hc} \leq k_{hp}$

堰柱及びこれが支持する管理橋・機械室などには水平震度 $\alpha_i k_{hc}$ を、フーチングを含む基礎工には水平震度 $\alpha_i k_{hg}$ を、 α_i が 0 から k_{hp}/k_{hc} に達するまで段階的に増加させながら作用させ、各段階における基礎の断面力、杭頭反力及び変位を計算する。

(イ) 領域② $k_{hp} < \alpha_i k_{hc}$

堰柱及びこれが支持する管理橋・機械室などに作用させる水平震度 $\alpha_i k_{hc}$ が k_{hp} に達すると、堰柱に塑性ヒンジが発生し、橋脚躯体基部から基礎に伝達される作用力は増加しないものと仮定する。したがって、上部構造及び橋脚躯体にはこの k_{hp} を保持したままフーチングを含む基礎に作用させる水平震度 $\alpha_i k_{hg}$ が 1 に達するまで分割し、段階的に増加させ、各段階における基礎の断面力、杭頭反力及び変位を計算する。

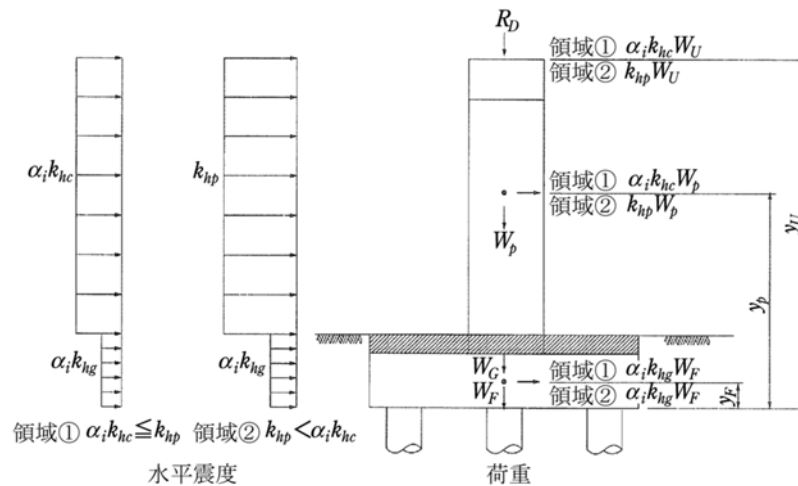


図-18.7-12 基礎の安全性の判定において作用させる荷重

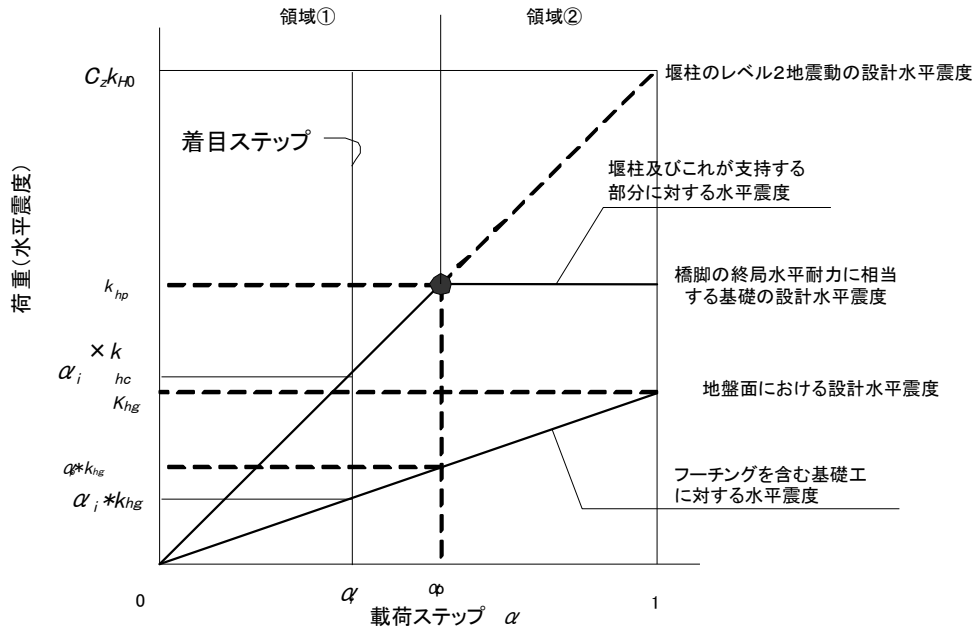


図-18.7-13 荷重ステップと各部位に作用させる荷重

(3) 安全性の照査

ア 基礎に塑性化を考慮しない場合

基礎に塑性化を考慮しない場合の杭基礎照査は、堰柱の終局水平耐力と同等以上とし、十分な変形性能を有するようにする。そこで、式(18.7-15)に示すとおり、式(12.7-10)、式(12.7-11)の基礎の塑性化を考慮しない場合の基礎の設計水平震度 k_{hp} と 18.7.5(1)に示した荷重増分法により杭基礎の降伏条件のいずれかに達した時の水平震度 k_{hy} を比較することにより行う。

$$k_{hy} \geq k_{hp} \dots\dots\dots (18.7-15)$$

ここに、 k_{hp} : 基礎に塑性化を考慮しない場合の基礎の設計水平震度

k_{hy} : 基礎の降伏水平震度

また、杭基礎の降伏条件は、下記のとおりである。

(ア) すべての杭において杭体が降伏する。(杭体曲げ先行型)

(イ) 一列の杭の杭頭反力が押込み支持力の上限值に達する。(鉛直支持力先行型)

なお、(ア)の場合は、基礎全体系は降伏しているが杭体に着目すれば塑性化していることになる。

イ 基礎の塑性化を考慮する場合

基礎に主たる塑性化を考慮する場合は、基礎に生じる損傷が補修可能な程度の範囲に収まるように応答塑性率並びに応答変位が許容値以下となるように照査する。

応答塑性率及び応答変位は、エネルギー一定則により式(18.7-16)、式(18.7-17)により算出する。

$$\left. \begin{aligned} \mu_{Fr} &= \frac{1}{r} \left\{ -1(1-r) \sqrt{1-r+r(k_{hcF}/k_{hyF})^2} \right\} \quad (r \neq 0) \\ \mu_{Fr} &= \frac{1}{2} \left\{ 1 + (k_{hcF}/k_{hyF})^2 \right\} \quad (r = 0) \end{aligned} \right\} \dots\dots (18.7-16)$$

$$\delta_{Fr} = \mu_{Fr} \delta_{Fy} \cdots \cdots \cdots (18.7-17)$$

ここに、 μ_{Fr} : 基礎の応答塑性率

δ_{Fy} : 基礎が降伏に達する時の上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 (m)

δ_{Fr} : 基礎の変形による上部構造の慣性力の作用位置における応答変位 (m)

r : 基礎の降伏剛性に対する 2 次剛性の比

k_{hcF} : 基礎が降伏に達する時の水平震度

k_{hyF} : 応答値を算出するための設計水平震度

$$k_{hcF} = C_D C_Z k_{hc0}$$

C_D : 減衰定数別補正係数 直接基礎以外 2/3

C_Z : 地域別補正係数

k_{hc0} : レベル 2 地震時の設計水平震度の標準値

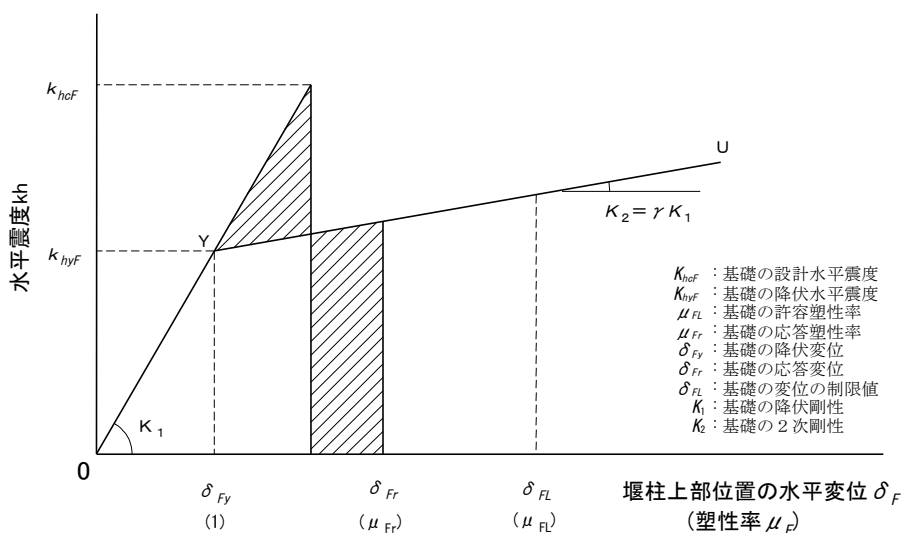


図-18.7-14 エネルギー一定則による基礎の応答塑性率の算出方法

基礎の降伏剛性に対する 2 次剛性の比は、通常は $r = 0$ とするが、鉛直支持力先行型の場合は考慮しても良い。このときの 2 次剛性は、基礎の荷重－変位曲線において基礎の降伏と許容塑性率に対する点を結ぶ剛性として良い。

なお、レベル 2 地震時に対する設計水平震度としてタイプ I とタイプ II があるが、基礎全体系の耐力に及ぼす荷重の繰返し回数の影響など十分に把握されていないことから、両者のうち大きい値を用いる。ただし、液状化の影響を考慮する場合においては、土質定数の低減係数 D_E は、タイプ I 及びタイプ II の地震時の値のうち小さな値を用いる。

(4) 地盤及び杭体の非線形モデル

ア 地盤の非線形モデル

(7) 杭の軸方向の抵抗特性

杭の軸方向の抵抗特性は、図-18.7-15 に示す地震時保有水平耐力法に用いる杭の軸方向バネ定数 K_{VE} を初期勾配とし、押し込み支持力の上限值 P_{NU} 及び引抜き支持力の上限值 P_{TV} を上限値とするバイリニア型とする。

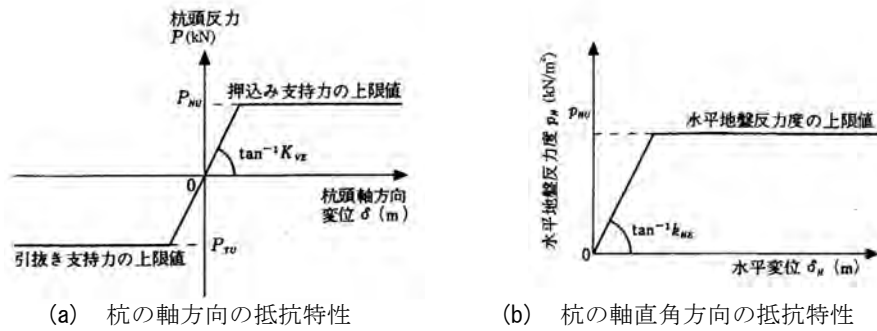


図-18.7-15 杭の抵抗特性

ここで、地震時保有水平耐力法に用いる杭の軸方向バネ定数 K_{VE} は、18.7.4(2)により算定される杭の軸方向バネ定数 K_V とする。

地震時の K_V の値についてはよくわかっていないのが現状であり、ここでもレベル1地震時の場合と同様、常時と同じ値を用いる。

押し込み支持力の上限値 P_{NU} 及び引抜き支持力の上限値 P_{TU} は、式(18.7-18)及び式(18.7-19)により算定する。

$$P_{NU} = \min(R_u, R_{PU}) \quad (18.7-18)$$

$$P_{TU} = \min(P_u + W, P_{PU}) \quad (18.7-19)$$

ここに、 P_{NU} : 押し込み支持力の上限値 (kN)

P_{TU} : 引抜き支持力の上限値 (kN)

R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN) で、18.7.4(1)の規定により算出する。

P_u : 地盤から決まる杭の極限引抜き力 (kN) で、18.7.4(1)の規定により算出する。

W : 杭及び杭内部の土の有効重量 (kN)

R_{PU} : 杭体から決まる押し込み支持力の上限値 (kN)

P_{PU} : 杭体から決まる引抜き支持力の上限値 (kN)

PHC 杭、SC 杭及び RC 杭の場合、杭体から決まる押し込み支持力の上限値 R_{PU} は式(18.7-20)により算定するものとし、杭体から決まる引抜き支持力の上限値 P_{PU} は軸方向の鋼材のみの降伏強度により算定する。また、鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の場合の R_{PU} 、 P_{PU} は、鋼管の降伏点に対応する軸方向圧縮力及び軸方向引張力とする。なお、 R_{PU} 、 P_{PU} の算出に用いる杭の断面積は、杭頭部の断面を用いてよい。

$$R_{PU} = 0.85\sigma_{ck}A_c + \sigma_y A_s \quad (18.7-20)$$

ここに、 R_{PU} : 杭体から決まる押し込み支持力の上限値 (kN)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (kN/m²)

A_c : コンクリートの断面積 (m²)

σ_y : 鋼材の降伏強度 (kN/m²)

A_s : 鋼材の断面積 (m²)

(イ) 杭の軸直角方向の抵抗特性

杭の軸直角方向の抵抗特性は、図-18.7-15(b)に示す地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数 k_{HE} を初期勾配とし、水平地盤反力度の上限値 p_{HU} を上限値とするバイリニア型とする。 k_{HE} 及び p_{HU} は次式により求める。

$$k_{HE} = \eta_k \alpha_k k_H \cdots \cdots \cdots (18.7-21)$$

$$p_{HU} = \eta_p \alpha_p p_U \cdots \cdots \cdots (18.7-22)$$

ここに、 k_{HE} : 地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数 (kN/m³)
 p_{HU} : 水平地盤反力度の上限値 (kN/m²)
 k_H : 地震時の水平方向地盤反力係数 (kN/m³)で、18.3.6 地盤反力係数により求める。
 p_U : 地震時の受働土圧強度 (kN/m²)で、12.3.13 地震時土圧に示す受働土圧係数を用いる。
 α_k : 単杭における水平方向地盤反力係数の補正係数
 α_p : 単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数
 η_k : 群杭効果を考慮した水平方向地盤反力係数の補正係数
 η_p : 群杭効果を考慮した水平地盤反力度の上限値の補正係数

α_k 及び α_p は、表-18.7-12 に示す値を用いてよい。

群杭効果を考慮した水平地盤反力係数の補正係数 η_k は、次の値を用いてよい。

$$\eta_k = 2/3 \cdots \cdots \cdots (18.7-23)$$

群杭効果を考慮した水平地盤反力度の上限値の補正係数 η_p は、次の値を用いてよい。

$$\text{粘性土地盤: } \eta_p = 1.0 \cdots \cdots \cdots (18.7-24)$$

$$\text{砂質地盤: } \eta_p \alpha_p = \text{荷重載荷直角方向の杭の中心間隔/杭径} (\leq \alpha_p) \cdots \cdots (18.7-25)$$

ただし、砂質地盤における最前列以外の杭の水平地盤反力度の上限値 p_{HU} は、式(18.7-22)により算出される値の 1/2 を用いる。

フーチング前面の地盤が長期的に安定して存在しており、また、良質で設計上水平抵抗を期待できる場合には、フーチング周面の地盤抵抗を考慮してよい。ここで、フーチング前面の水平抵抗は、ケーソン基礎に準じて、式(18.8-8)により水平方向地盤反力係数を、式(18.8-37)により水平地盤反力度の上限値を算定してよい。ただし、式(18.8-8)において、 α_k は 1.0 とする。

表-18.7-12 補正係数

地盤の種類	α_k	α_p
砂質地盤	1.5	3.0
粘性土地盤	1.5	1.5

イ 杭体の非線形モデル

(7) 杭体の曲げモーメント～曲率の関係

PHC 杭、SC 杭及び RC 杭の杭体の曲げモーメント～曲率の関係は、図-18.7-16 に示すようにトリリニア型にモデル化する。ここで、降伏時とは最外縁の鋼材の応力度が降伏に達する時とし、終局時とは圧縮縁においてコンクリートのひずみが終局ひずみに達する時あるいは PC 鋼材のひずみが 5%に達する時とする。

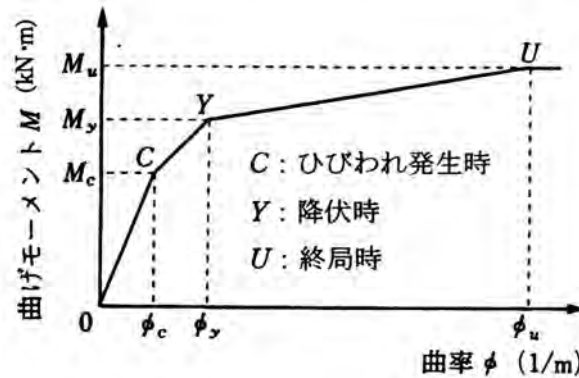


図-18.7-16 曲げモーメント～曲率関係

また、SC 杭のコンクリートの応力度～ひずみ曲線は図-18.7-17 に示すとおりとする。

鉄筋の応力度～ひずみ曲線は、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」(10.3)の規定によるものとし、PC 鋼材の応力度～ひずみ曲線は図-18.7-18 に示すとおりとする。

鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の杭体の曲げモーメント～曲率の関係は、図-18.7-20 に示すように全塑性モーメントを上限値とするバイリニア型とする。

この曲げモーメント～曲率の関係は、鋼材の応力度～ひずみ曲線を図-18.7-19 に示すバイリニア型として求めたものである。

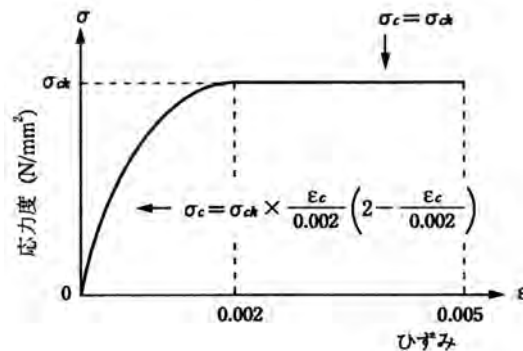


図-18.7-17 SC 杭のコンクリートの応力度～ひずみ曲線

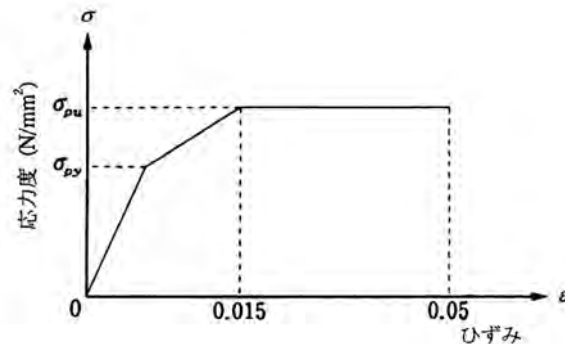


図-18.7-18 PC 鋼材の応力度～ひずみ曲線

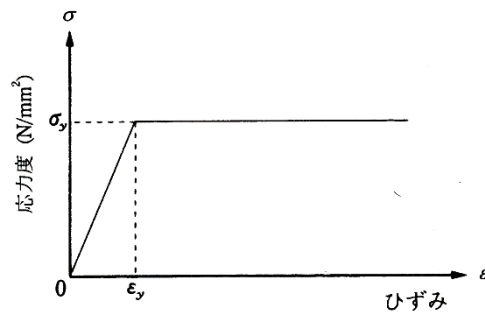


図-18.7-19 鋼材の応力度～ひずみ曲線

(イ) 杭種による非線形モデル

a 鋼管杭

鋼管杭の非線形モデルは、全塑性モーメントを上限値とする弾塑性型とする。また、全塑性モーメント及び勾配変化点 Y' の曲率 ϕ'_y は下式により求める。

$$M_p = M_{p0} \times \cos(\alpha\pi/2) \dots\dots\dots (18.7-26)$$

$$\phi'_y = (M_p / M_y) \phi_y \dots\dots\dots (18.7-27)$$

ここに、 M_p : 鋼管杭の全塑性モーメント (kN・m)

ϕ'_y : 勾配変化点の鋼管杭の曲率 (1/m)

M_{p0} : 軸力がない場合の鋼管杭の全塑性モーメント (kN・m)

$$M_{p0} = Z_p \sigma_y$$

M_y : 鋼管杭の降伏モーメント (kN・m)

$$M_y = (\sigma_y - N/A) Z_e$$

α : モーメントがない場合の降伏軸力 N_0 と作用軸力 N との比

$$\alpha = N / N_0$$

N_0 : モーメントがない場合の降伏軸力 (kN)

$$N_0 = \sigma_y A$$

Z_p : 鋼管杭の塑性断面係数 (m³)

$$Z_p = \frac{4}{3} r^3 \{1 - (1 - t/r)^3\}$$

Z_e : 鋼管杭の断面係数 (m³)

$$Z_e = \frac{\pi}{4} \{r^4 - (r - t)^4\} / r$$

σ_y : 鋼材の降伏強度 (kN/m²)

r : 鋼管杭の半径 (m)

t : 鋼管杭の板厚 (m)

A : 鋼管杭の断面積 (m²)

ϕ_y : 鋼管杭の降伏時曲率 (1/m)

$$\phi_y = M_y / EI$$

鋼管の種類	降伏強度 σ_y
SKK400	235 (N/mm ²) 235, 000 (kN/m ²)
SKK490	315 (N/mm ²) 315, 000 (kN/m ²)

El : 鋼管杭の曲げ剛性 ($\text{kN} \cdot \text{m}^2$)
 E : 鋼管のヤング係数 (kN/m^2)
 I : 断面2次モーメント (m^4)
 N : 杭一本当たりの死荷重による杭頭反力 $N=V_0/n$
 V_0 : 地震時の杭基礎に作用する死荷重 (kN)
 n : 杭本数

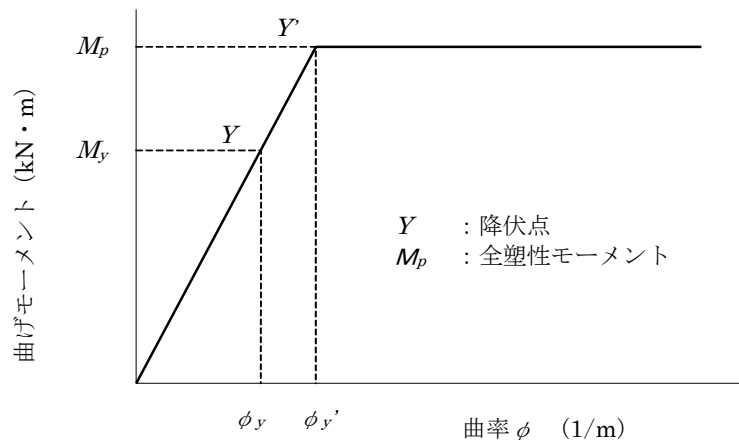


図-18.7-20 鋼管杭の杭体と曲げモーメント曲率関係

b 鋼管ソイルセメント杭

全塑性時の曲げモーメント M_p 及び曲率 ϕ_y' を次式により算出する。

$$M_p = M_{p0} \cdot \cos\left(\frac{\alpha \cdot \pi}{2}\right) \dots\dots\dots (18.7-28)$$

$$\phi_y' = \left(\frac{M_p}{M_y}\right) \cdot \phi_y \dots\dots\dots (18.7-29)$$

ここに、 M_p : 全塑性モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)

ϕ_y' : 勾配変化点の鋼管ソイルセメント杭の曲率 (1/m)

M_{p0} : 軸力がない場合の全塑性モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_{p0} = Z_p \sigma_y$$

M_y : 降伏モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)

α : モーメントがない場合の降伏軸力 N_0 と N の比

$$\alpha = \frac{N}{N_0}$$

N_0 : モーメントがない場合の降伏軸力 (kN)

$$N_0 = \sigma_y A$$

Z_p : 塑性断面係数 (m^3)

$$Z_p = \frac{4}{3} \cdot r^3 \cdot \left\{ 1 - \left(1 - \frac{t}{r} \right)^3 \right\}$$

Z_e : 断面係数 (m³)

$$Z_e = \frac{\pi \cdot r^4 - (r-t)^4}{4r}$$

σ_y : 鋼管杭の降伏強度 (kN/m²)

r : 鋼管杭の半径 (m)

t : 鋼管の板厚 (m)

A : 鋼管杭の断面積 (m²)

ϕ_y : 降伏時の曲率 (1/m)

$$\phi_y = \frac{M_y}{EI}$$

EI : 鋼管杭の曲げ剛性 (kN/m²)

c PHC 杭

ひび割れ時及びひび割れ以降の曲げモーメント M_c 、曲率 ϕ_c は、以下の仮定により計算する。

- (a) PHC 杭の断面は、破壊に至るまで平面を保持する。
- (b) 同一円周上に均等に配置された PC 鋼材は、等断面積の薄肉鋼管とみなす。
- (c) 曲げひび割れは、全断面有効として引張り側最外縁のコンクリート応力度が曲げ引張り強度に達した時に生じるものとし、それ以降の曲率は引張り側コンクリートの応力度を無視して求める。
- (d) 降伏時とは引張り側最外縁の PC 鋼材の応力度が降伏点に達する時とし、終局時とは圧縮縁においてコンクリートのひずみが終局ひずみに達する時、あるいは PC 鋼材の引張りひずみが 5% に達する時とする。
- (e) コンクリートの応力度-ひずみ曲線は、図-18.7-21 による。

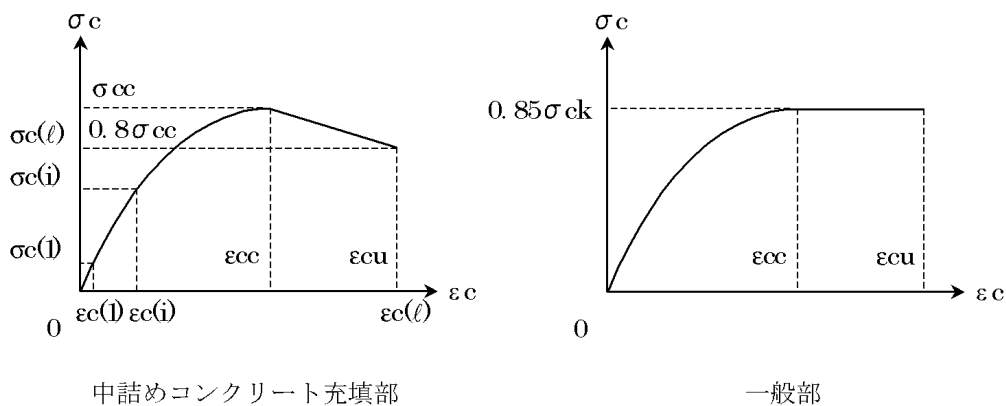


図-18.7-21 PHC 杭のコンクリートの応力ひずみ曲線

ここに、 σ_c : コンクリートの応力度 (N/mm²)

σ_{cc} : 横拘束筋で拘束されたコンクリート強度 (N/mm²)

$\sigma_{c(i)}$: 圧縮縁における任意のコンクリートの応力度 (N/mm²)
($i=1 \sim \ell$)

- σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
 ε_c : コンクリートのひずみ
 $\varepsilon_c(i)$: 圧縮縁における任意のコンクリートのひずみ
 (i=1~ ℓ)
 ε_{cc} : 最大圧縮応力時のコンクリートのひずみ
 ε_{cu} : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの終局ひずみ

(f) PC 鋼材の応力度-ひずみ曲線は、図-18.7-22 による。

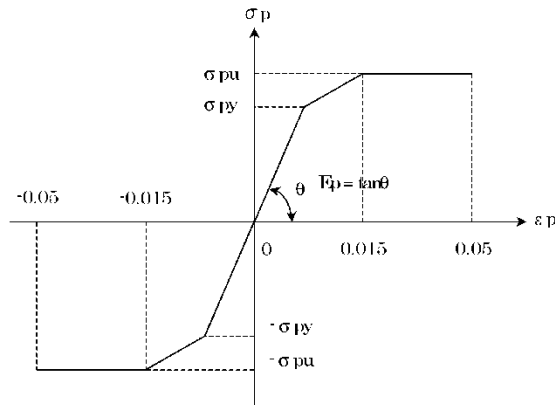


図-18.7-22 PHC 杭の PC 鋼材の応力ひずみ曲線

- ここに、 σ_p : PC 鋼材の応力度 (N/mm²)
 σ_{py} : PC 鋼材の降伏強度 (N/mm²)
 σ_{pu} : PC 鋼材の終局点 (N/mm²)
 ε_p : PC 鋼材のひずみ
 E_p : PC 鋼材のヤング係数 (N/mm²)

(g) ひび割れ時の曲げモーメント及び曲率を次式により算出する。

$$M_c = \frac{I_e}{r_0} \left(\sigma_{ce} + \sigma_{bt} + \frac{N}{A_e} \right) \dots\dots\dots (18.7-30)$$

$$\phi_c = \frac{M_c}{E_c I_e} \dots\dots\dots (18.7-31)$$

- ここに、 M_c : ひび割れモーメント (N・mm)
 I_e : コンクリートの換算断面二次モーメント (mm⁴)
 r_0 : 外形半径 (mm)
 σ_{ce} : 有効プレストレス量 (N/mm²)
 σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張り強度 ($\sigma_{bt} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3}$) (N/mm²)
 N : 外力としての軸力 (N)
 A_e : コンクリートの換算断面積 (mm²)
 E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

(5) 解析の手順

ア 解析のフロー

杭基礎の標準的な解析手法は、図-18.7-23 のフロー図のとおりである。

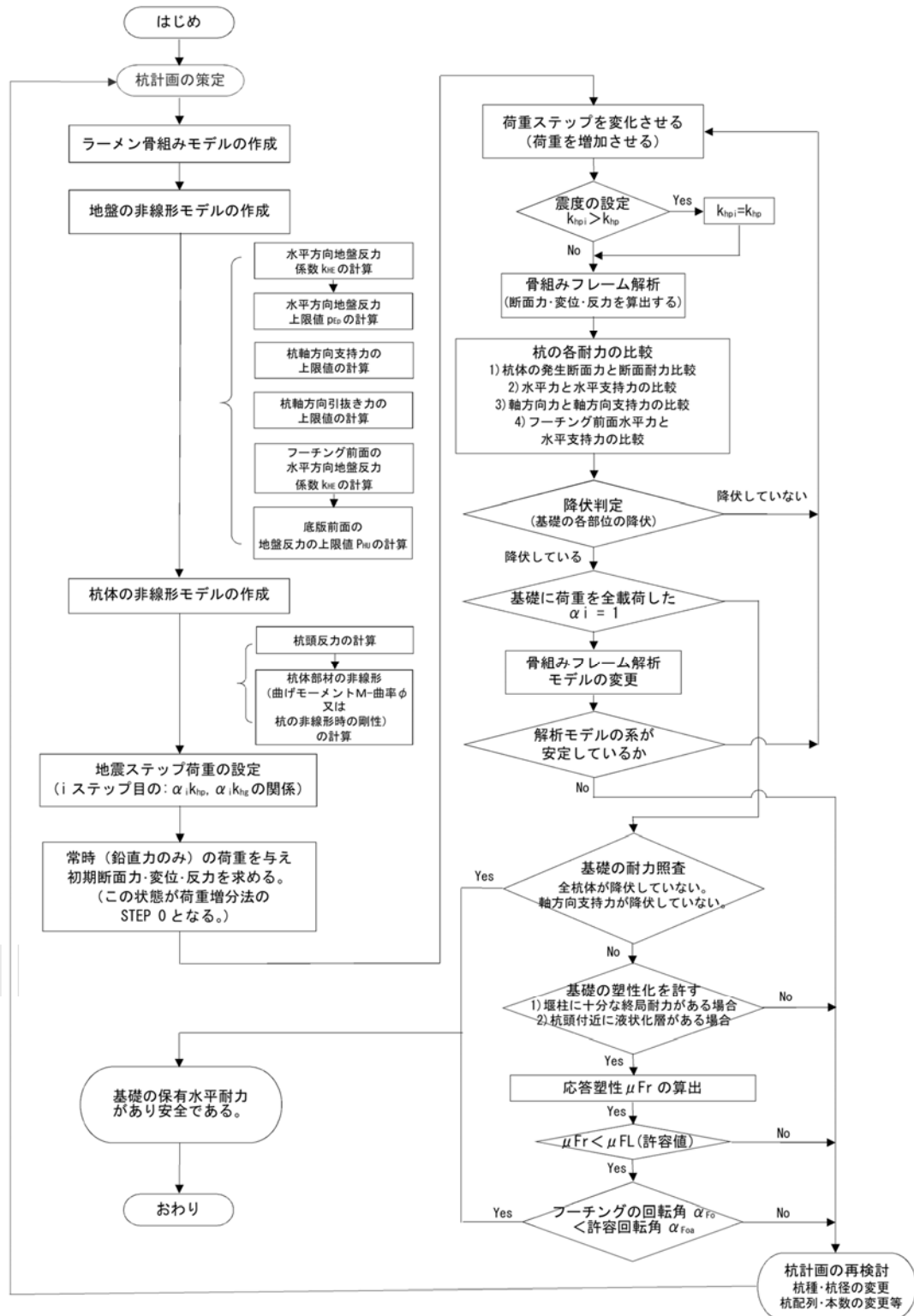


図-18.7-23 杭基礎の標準的な照査フロー

イ ラーメン骨組み構造の作成

基礎工の地震時保有水平耐力法は、地盤の特性・基礎本体の特性を非線形（弾塑性）として取り扱い、逐次荷重を変化させながら基礎の変位・軸方向力・水平方向力及び杭体の断面力を把握する必要がある。そこで、基礎体は、図-18.7-24 に示すラーメン骨組みとしてモデル化する方法が一般的となる。

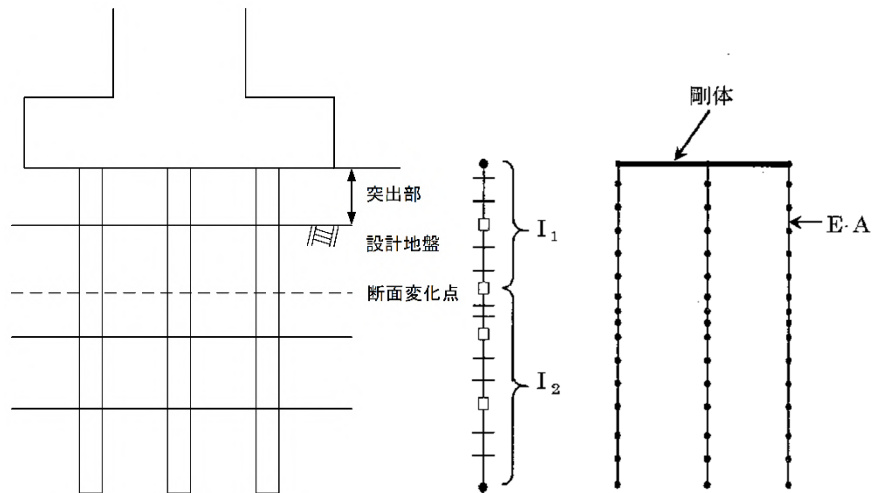


図-18.7-24 ラーメン骨組みモデルの例

なお、各部位が降伏を迎えると骨組みモデルが変更していくことに特徴がある。

また、解析に必要となる節点の分割は、各杭体を断面変化点、突出部、地層変化点で分け、その区間を細かいピッチ（杭径の $1/2 \sim 1/5$ の程度）で作成する。

ウ 地盤バネの設定

水平方向地盤反力係数から、各杭体を弾性床土上の梁として骨組みモデルを作成するので、図-18.7-25 に示すように各地層内にある杭体部材の軸直角方向に地盤バネ k_{Hi} ($i=1 \sim$ 地層数) を設け水平方向の地盤のモデル化を行う。

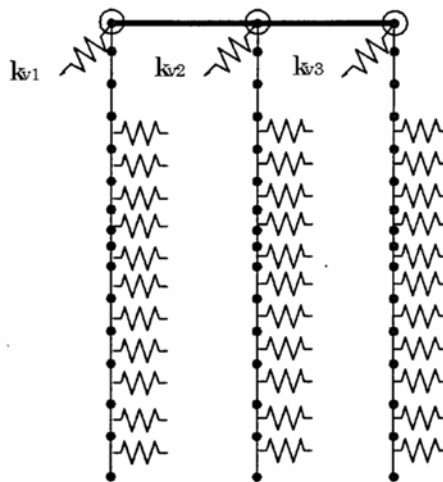


図-18.7-25 骨組みモデルの地盤及び杭体の鉛直方向バネの付け方の例

また、鉛直方向地盤反力係数から、骨組みモデルの杭頭の位置に杭体の鉛直地盤バネのモデル化を行う。なお、各地盤反力の上限值・軸方向力の上限值に達した場合は、バネを取り除いたりすることが必要となる。

エ 初期断面力の算定

初期断面力は、杭体の非線形モデル（ $M-\phi$ 関係）を作成するに当たり、軸力が必要となるので、常時の断面力や変位・杭頭反力を図-18.7-26 に示すラーメン骨組みモデルに鉛直力を作らせ求めておく。

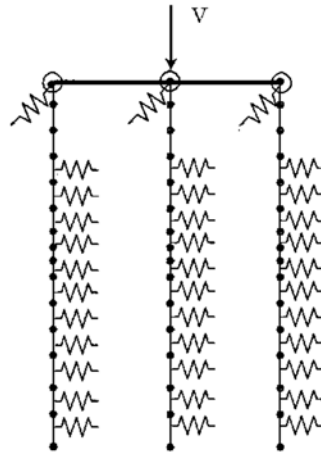


図-18.7-26 初期断面力の算出モデル

オ 杭基礎全体系の水平力－変位関係の作成

基礎工の保有水平耐力の照査には、杭基礎全体系の水平力－変位関係を作成し、基礎工としての降伏時の水平力（降伏時の水平震度）や、最大荷重となるまでの各ステップの水平荷重（設計水平震度 k_{hp} ）と変位の関係（基礎工としての非線形特性）が必要となる。

そこで、基礎の非線形特性を得るためには、図-18.7-27 に示すとおり杭体や地盤の非線形を解析モデルに取り込み逐次モデルの系を変更して行くことが必要である。

(ア) 杭基礎の抵抗要素の非線形モデルの種類

杭基礎の抵抗要素には、杭体抵抗・水平方向の地盤抵抗・鉛直方向の地盤抵抗があるが、各々の非線形モデルを作成しておく必要がある。また、これに伴い解析モデルを変更する必要があるが、その内容は以下のとおりである。

a 杭体の非線形モデル

トリリニアモデル→杭体部材の剛性変化

場所打ち杭・PHC杭・RC杭

バイリニアモデル→ヒンジ結合モデルへ変更

鋼管杭・鋼管ソイルセメント杭

b 杭の水平抵抗の非線形モデル：水平地盤反力度～水平変位曲線→部材バネの取り外し

c 杭の鉛直抵抗の非線形モデル：杭頭反力～杭頭沈下量曲線 →支点バネの取り外し

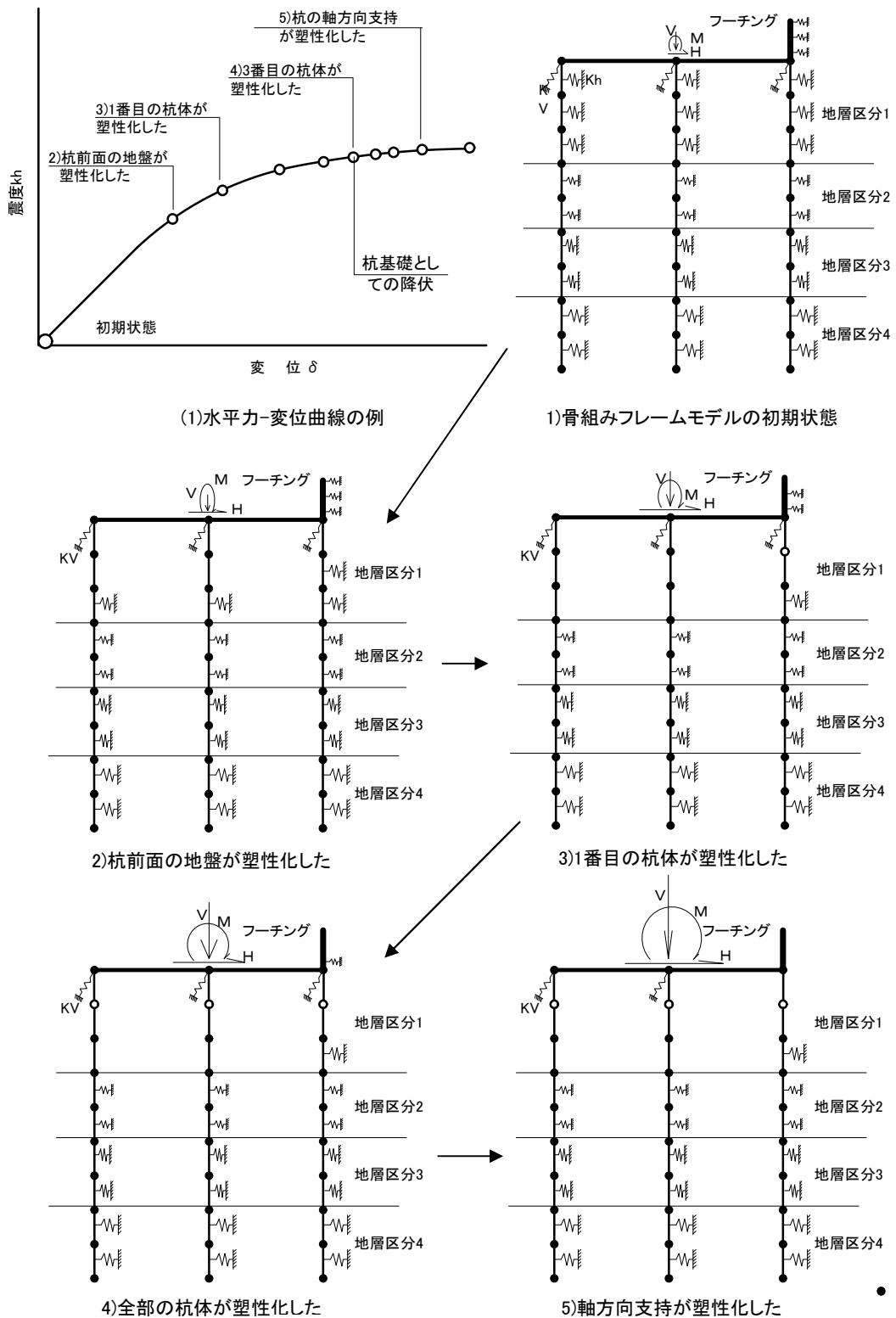


図-18.7-27 骨組みフレームモデルの変更例

なお、解析は、逐次、第1ステップから最終ステップまで解析を行うこともできるが、次の降伏点（部材の降伏点や支持力の降伏点を指す）までは、線形関係となるので、下記のような鉄打ち法が現実的である。

ステップ1：フル載荷状態から得られた断面力・変位・反力と、与えられた非線形データとを比較して最も厳しい状態（非線形特性を示す曲線の変曲点を最も大きく越えている状態）の箇所を探す。

ステップ2：最も厳しい箇所が、越えた変曲点の状態になるように断面力・変位・反力等を低減する。（この低減により他の箇所は、変曲点を越えていない状態になりステップ1とは線形関係となる。）

ステップ3：変曲点の状態になった箇所について構造系の変更を行う。

(イ) 杭体の解析モデルの変化方法の例

杭体の解析モデルの変化は、杭種により非線形モデルがバイリニアモデルとトリリニアモデルがあるのでこれに合うようにする。

a 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭

鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の杭体と曲げモーメントと曲率の関係は、**図-18.7-28**に示すが、降伏点の部材端部に発生した曲げモーメントの絶対値 $|M_i|$ と降伏モーメントとを比較し、これに達した時に解析モデルを変更する。

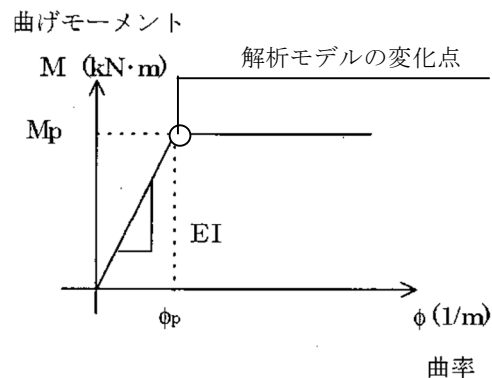


図-18.7-28 杭体の曲げモーメント～曲率曲線（鋼管系の杭）

解析モデルの変更は、**図-18.7-29**に示すとおり、杭体の降伏点に達した部材端の骨組みモデルをヒンジ結合に変更する。

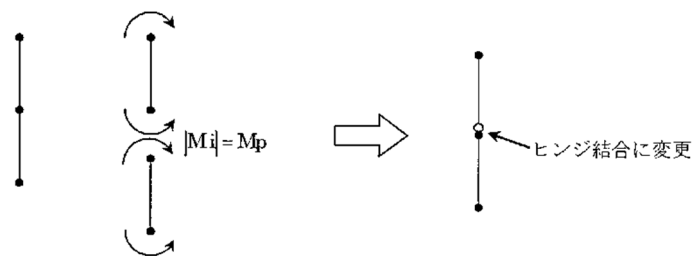


図-18.7-29 骨組みモデル変更の例

b 場所打ち杭、PHC杭、SC杭、RC杭

場所打ち杭、PHC杭、SC杭、RC杭の杭体と曲げモーメントと曲率の関係は、図-18.7-30に示すが、構造系の変化点は、コンクリートひび割れ時C点(M_c 、 ϕ_c)、引張鉄筋の降伏時Y点(M_y 、 ϕ_y)及びコンクリートの終局時U点(M_u 、 ϕ_u)の3点であり、おのおのの部材端部に発生した曲げモーメントの絶対値 $|M_i|$ と各限界状態の耐力を比較し、これに達した時に各々解析モデルを変更する。

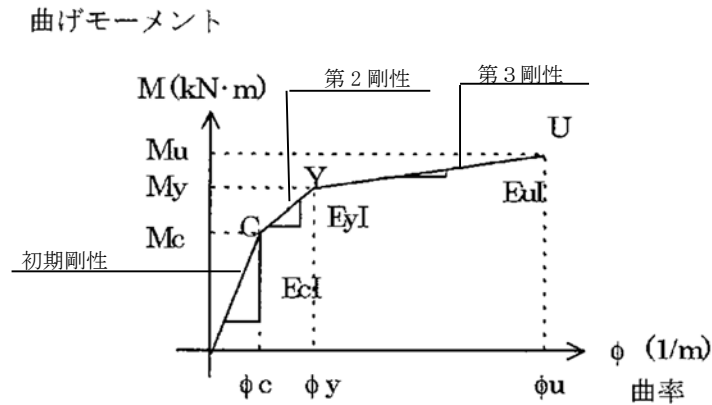


図-18.7-30 杭体の曲げモーメント～曲率曲線(コンクリート系の杭)

解析モデルの変更は、図-18.7-31に示すとおり、コンクリートひび割れ時であれば初期剛性から第2剛性、引張鉄筋の降伏時であれば第2剛性から第3剛性に変化させる。

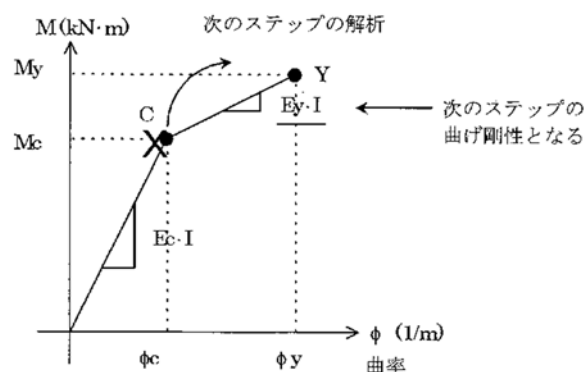
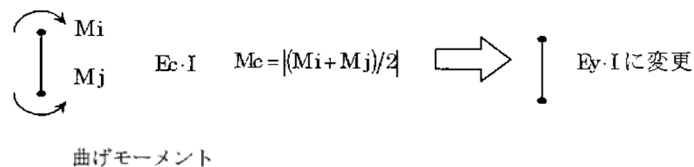


図-18.7-31 杭体の剛性変化の方法(初期剛性から第2剛性に変更になる場合)

(ウ) 杭の水平抵抗：水平地盤反力度～水平変位関係

水平地盤反力度と水平変位の関係は、図-18.7-32に示す完全弾塑性型にモデル化し、水平支持力の変化点は、図-18.7-34に示すように、部材バネ両端に発生した水平変位に地盤バネ値(K_{Hd})を掛けて平均したものが、部材の両端位置における水平地盤反力度の上限値を平均したもの以上に達した時とする。

解析モデルの変更は、部材バネを取り外す(0 と評価する)ことにより行う。

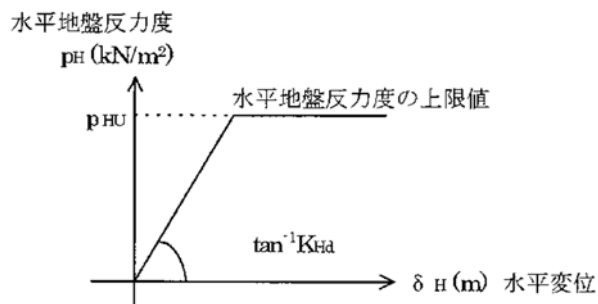


図-18. 7-32 地盤の水平支持力の弾塑性の関係

なお、各部材における水平地盤反力度の上限値の平均化は、図-18. 7-33 に示すとおり部材を杭軸方向に解析モデルの部材要素の両端の節点の値を用いる。

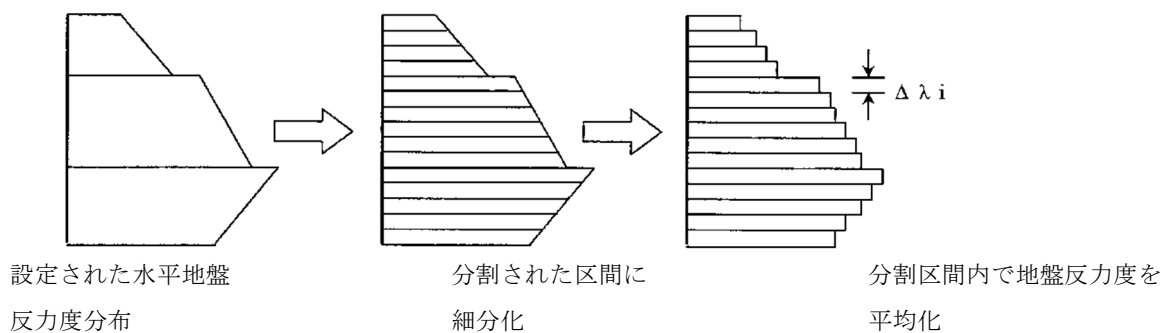


図-18. 7-33 部材前面の水平地盤反力係数の分割モデル化の例

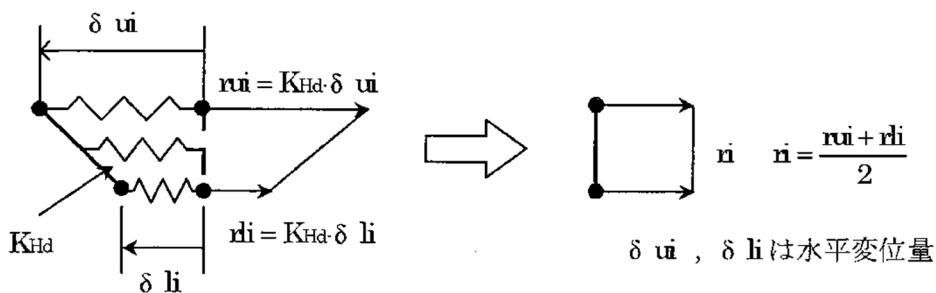


図-18. 7-34 地盤が塑性化した場合の水平反力のモデル例

(エ) 杭の鉛直抵抗：杭頭反力～杭頭軸方向変位関係

杭頭反力と杭頭軸方向変位の関係は、非線形特性曲線、図-18. 7-35 に示す完全弾塑性型とし、杭頭反力の変化点は、支点としている杭頭部に発生した杭軸方向の変位と杭軸方向のバネ定数を掛けたものが、その反力が正の場合(杭頭部の沈下)押込み極限值と、負の場合(杭頭部の浮き上がり)引抜き極限值に達した時とする。

また、構造系の変化は、軸方向のバネを取り外すことにより行う。

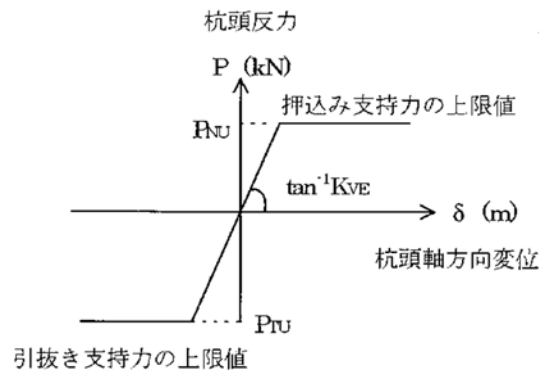


図-18.7-35 杭軸方向支持力の弾塑性の関係

例えば、図-18. 7-36 のようにあるステップ押込み側反力 R_1 が押込み支持力の上限値 P_{NU} に達した場合、次ステップ ($i + 1$) から次頁の右図のように支点バネが取り外された構造系になる。

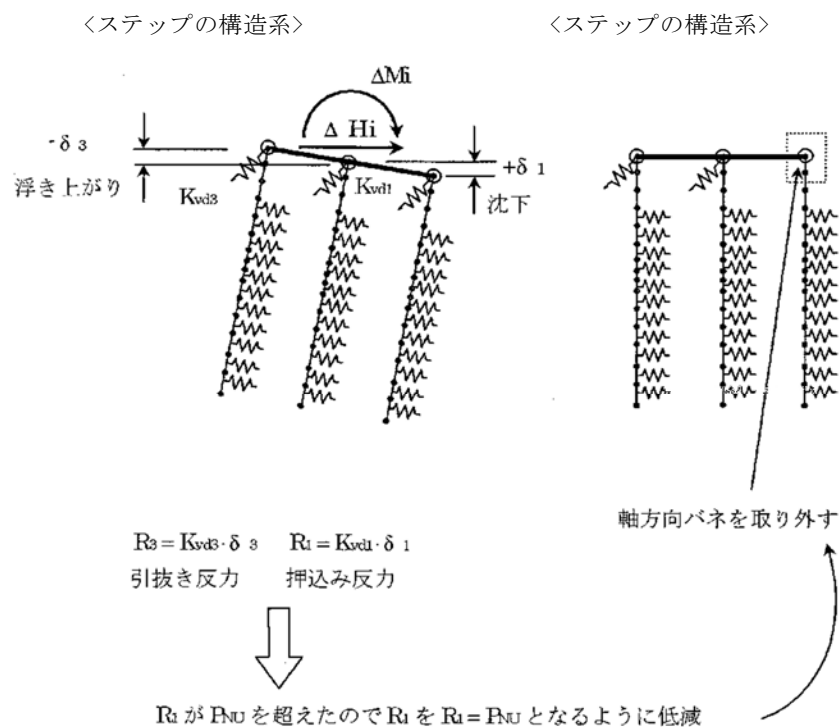


図-18.7-36 地盤支持力が塑性化したときのフレームモデルの変化の例

18.8 ケーソン基礎

ケーソンは底部を開放した筒状構造物を地上で構築し、これを所定の場所まで運搬して筒内の土砂を排出しながら地中に沈下させ、所定の支持層に到達させる基礎を指す。ケーソンは、オープンケーソンとニューマチックケーソンに分けられる。

オープンケーソンは、底部から数段に区切られた単位(ロッド又はリフト)ごとに沈下が進むにつれて構築し、沈下終了後の井筒内には底スラブを打設し、中埋め砂、又はコンクリートを内部に充填したうえ、上部に上スラブを打設し、基礎の構築を終わる。ニューマチックケーソンに比べ簡単な設備で施工できるのは有利であるが、開削と同様な工法であるので、これに対する問題(底面の盤ブクレ、ブローアップ、ボイリング)への対応が必要である。陸掘りが可能な深さには限界があるので、軟弱地盤にはニューマチックケーソンの方が適する場合が多い。

ニューマチックケーソンは、図-18.8-1 で示すように、作業室スラブにシャフトや送気管、排気管が接続される。作業室内は送気管から送られる空気圧によって外部地下水の浸入を防ぎ、乾燥状態での掘削作業ができる。掘削土砂はシャフトの上端にあるエアロックを通じて搬出される。掘削、ケーソン上部への荷重水の注入、沈下進行、新ロッド、シャフト継ぎ足しを繰り返し、刃口が所定の深度に達したなら作業室内を中埋めコンクリートで充填する。その後、上部に上スラブを打設し基礎の構築を終わる。オープンケーソンに比べ工事用仮設備が大きい、工期が長くなるという欠点もあるが、地山を緩める危険性が少なく、施工の信頼性が高いという利点がある。

頭首工の基礎としてのケーソン基礎は、堰柱、固定堰等の基礎や止水壁に利用されるが、強固で信頼性の高い基礎が期待できる。

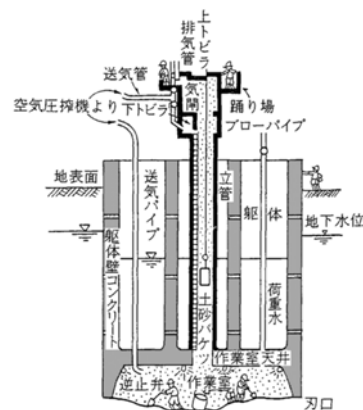


図-18.8-1 ニューマチックケーソンの構造

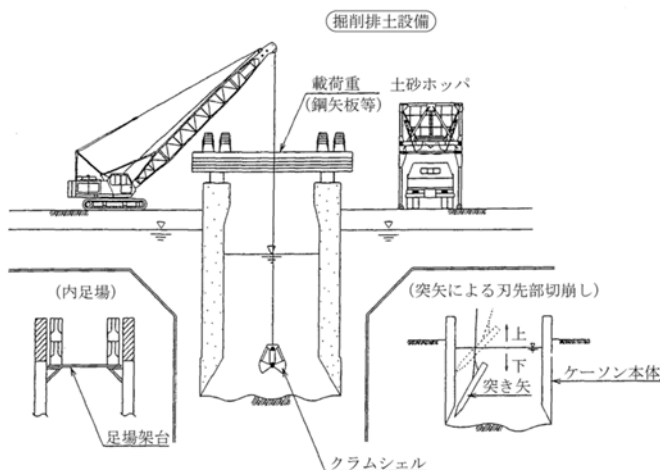


図-18.8-2 オープンケーソンの全体概要

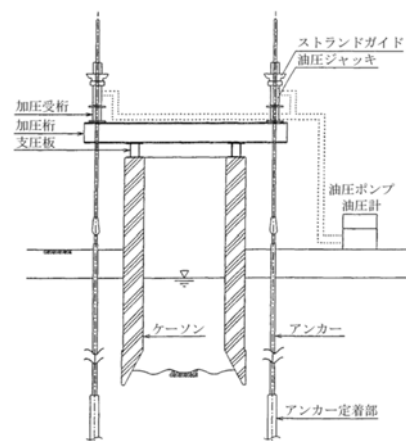


図-18.8-3 圧入式オープンケーソンの構造

以下に、ニューマチックケーソン工法とオープンケーソン工法の特徴を示す。

表-18.8-1 ニューマチックケーソン工法とオープンケーソン工法の特徴

	ニューマチックケーソン工法	オープンケーソン工法(現場打ち)
形 状	円形、小判形、矩形が一般的。 平面形状が大きい場合は、隔壁を配置。	円形、小判形、矩形の実績はあるが、施工性からは円形、小判形の隔壁なしが望ましい。
平面寸法	小規模から大規模構造に適用できる。一般的には、 ・円 形 最大 15.0m 程度 ・小判形 最大 30.0m 程度(長辺) ・矩 形 最大 70.0m 程度	小規模から中規模構造が適する。一般的には、 ・円 形 最大 10.0m 程度 ・小判形 最大 15.0m 程度(長辺)
掘削深さ	有人掘削の場合、作業気圧換算で 0.4N/mm^2 程度まで可能。 無人掘削の場合は、現在のところ、最大 0.7N/mm^2 程度まで可能。	一般的には 60m 程度までであるが、それ以上の実績もある。
土質の影響	気中掘削により土質を確認しながら掘削するため土質の制約を受けない。 軟弱地盤から岩盤まで施工可能。	中間に玉石・転石層がある場合の掘削は困難。 岩盤層の水中掘削は、水中発破ができない限りほぼ不可能。
沈下制御	掘削時、刃口周囲に掘り残す地盤の位置や面積調整と、沈下促進工との組合せにより調整が可能。	自沈のみでは制御が難しい場合、圧入装置により制御することが多い。ジェットの併用も一般的である。
沈下精度	沈下精度が容易にできるため高い施工精度が得られる。	一般に、ニューマチックケーソンに比べ精度は劣るが、圧入工法を併用すれば高い精度が得られる。
設 備	掘削機械、クレーン等の他に、圧気設備や艀装設備が必要となり、オープンケーソンよりは大掛かりとなる。	掘削機械とクレーン等の簡単な設備でよい。 必要に応じて圧入装置を使う。
作業環境	高気圧作業安全衛生規則に定められた作業となり、作業時間の制約を受ける。ただし、無人化で施工する場合は、労働環境に問題はない。	大気中の作業であるため労働環境に問題はない。
工 程	気中掘削により土質の制約を受けないため、確実な工程が期待できる。	掘削困難な地盤がある場合、工程が大きく延びる可能性がある。

18.8.1 設計の基本

本項は、ニューマチックケーソン工法及びオープンケーソン工法によって施工され、上部構造からの荷重を良質な支持層に伝える、一般に根入れ深さが基礎幅に比較して大きいケーソン基礎を対象とする。

(1) 常時及びレベル1地震時に対するケーソン基礎の照査は、次による。

ア ケーソン基礎底面における鉛直地盤反力度は、基礎底面地盤の許容鉛直支持力度以下とする。

なお、ケーソン基礎が鉛直荷重と水平荷重を同時に受ける場合、偏心傾斜荷重がケーソン基礎底面に作用するが、ケーソン基礎は一般に根入れ深さが大きいこと等を考慮して、偏心傾斜の影響を無視した許容鉛直支持力度を用いてよい。

イ ケーソン基礎底面におけるせん断地盤反力は、基礎底面地盤の許容せん断抵抗力以下とする。

なお、許容せん断抵抗力は、一般に施工時に地盤が乱れるために、これを過大に評価してはならない。

ウ ケーソン基礎の変位は、許容変位以下とする。

エ ケーソン基礎の各部材に生じる応力度は、許容応力度以下とする。

(2) レベル2地震時に対するケーソン基礎の照査における具体的な計算モデル、定数の設定や基礎の降伏の定義等について、18.8.4 レベル1地震時に対する照査に規定する。

18.8.2 ケーソン基礎設計の手順

堰柱のケーソン基礎の標準的な設計計算フローを図-18.8-4 に示す。

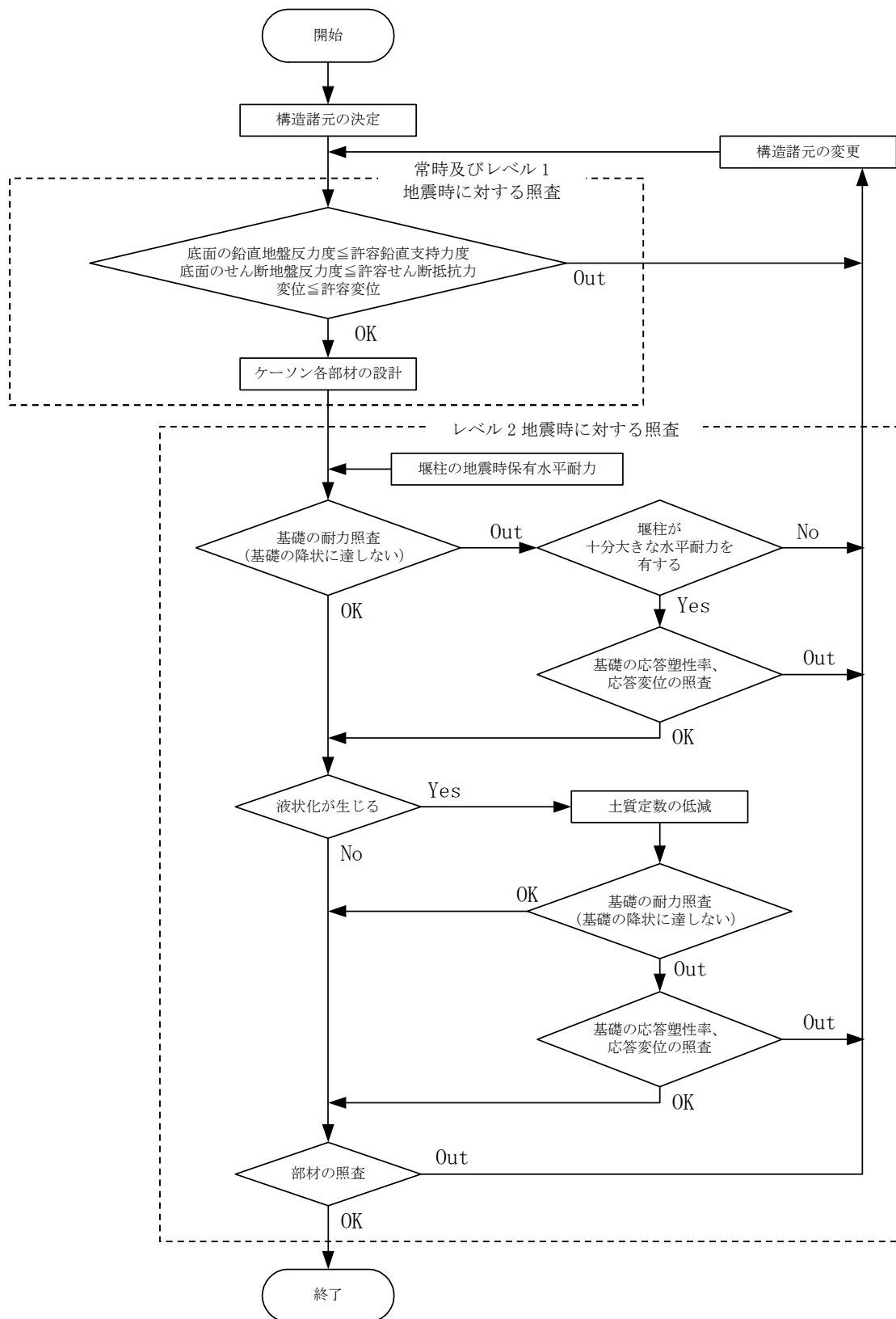


図-18.8-4 堰柱のケーソン基礎の設計計算フロー

18.8.3 ケーソン基礎の設計方針

(1) 荷重分担

ア 鉛直荷重

鉛直荷重は、原則として基礎底面地盤の鉛直地盤反力のみで抵抗させるものとする。

イ 水平荷重

水平荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力とせん断地盤反力、前面地盤の水平地盤反力、側面地盤の水平せん断地盤反力及び周面地盤の鉛直せん断地盤反力で抵抗させる。

ウ 地盤の抵抗要素

ケーソン基礎周辺地盤の抵抗要素としては、原則として次の6種類の要素を考慮する。

(図-18.8-5 参照)。

- (ア) 基礎底面の鉛直方向地盤抵抗(地盤反力係数 k_v)
- (イ) 基礎底面の水平方向せん断地盤抵抗(地盤反力係数 k_s)
- (ウ) 基礎前面の水平方向地盤抵抗(地盤反力係数 k_H)
- (エ) 基礎側面の水平方向せん断地盤抵抗(地盤反力係数 k_{SHD})
- (オ) 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤抵抗(地盤反力係数 k_{SVB})
- (カ) 基礎側面の鉛直方向せん断地盤抵抗(地盤反力係数 k_{SVD})

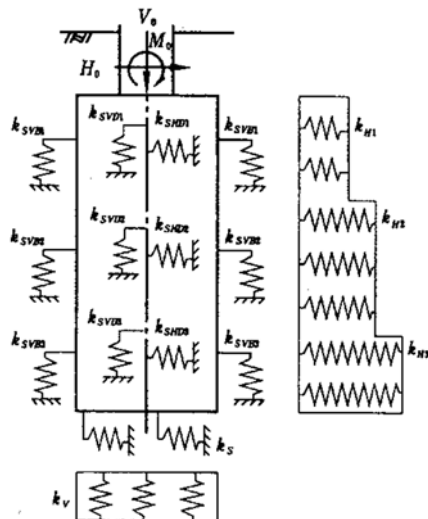


図-18.8-5 地盤抵抗要素
(3層地盤の場合)

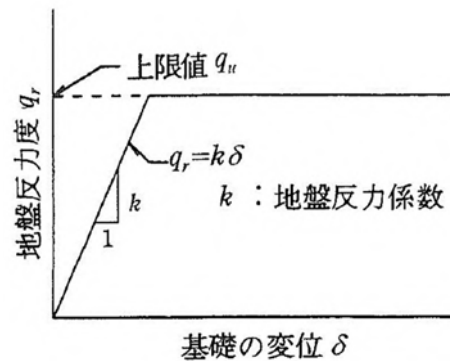


図-18.8-6 地盤抵抗

これらの地盤抵抗要素は、図-18.8-6 に示すパイリニア型としてレベル1地震時及びレベル2地震時とも扱うが、基礎底面の鉛直及び水平方向せん断地盤抵抗に関しては、常時及びレベル1地震時に対する照査を行う場合は線形として扱い、18.8.1 設計の基本に規定するように発生する地盤反力度を許容値以下とする。また、基礎前面の水平方向地盤抵抗要素は、基礎前背面のうち、地盤を圧縮する面においてのみ考慮するものとし、基礎側面の水平方向せん断地盤抵抗は、基礎側面の断面形状を反映して考慮する。

なお、基礎周面の鉛直方向地盤抵抗要素は、根入れ比が比較的小さいケーソン等ではその影響が大きく現れるので、水平荷重に対する抵抗要素としてのみ考慮する。

基礎断面が円形や小判形の場合には長方形断面に置換えて安定計算を行ってよい。ただし、基礎底面に関しては実形状を用い、基礎の曲げ剛性も実形状から算出する。

エ 荷重の作用方向による抵抗要素

荷重の抵抗要素は、前述のとおり六つあるが、ケーソン基礎の施工特性を考慮し、鉛直荷重と水平荷重に対して、それぞれ次のような条件で設計する。

(ア) 鉛直荷重

ケーソン基礎は沈設時の工法によっては地盤を乱す可能性がある。このため、基礎を含む下部構造の自重や上部構造の鉛直反力等の長期にわたって作用する鉛直荷重は、すべて基礎底面のみで支持することを原則とした。ただし、周面地盤が良質でケーソン沈設による乱れも少ないと考えられる場合には、十分検討のうえ、完成後の鉛直荷重に対して基礎周面の鉛直せん断地盤抵抗を考慮してもよい。

(イ) 水平方向

上部構造や下部構造に作用する水平荷重に対してはすべての地盤抵抗を考慮してよい。

オ 常時及び各地震時レベルの安定計算モデル

以上の安定計算の前提条件を整理し、常時及びレベル 1 地震時に対する照査時及びレベル 2 地震時に対する照査時の安定計算モデルを表-18.8-2 に比較して示す。

表-18.8-2 安定計算モデル

		常時及びレベル 1 地震時 に対する照査	レベル 2 地震時に対する照査
基礎の剛性		・ 線形	・ 原則として線形 ・ 基礎の塑性化を考慮する場合は 曲げ剛性の低下を考慮
地盤抵抗要素	基礎底面の鉛直方向 地盤抵抗	・ 線形 ・ 地盤反力度が許容値以下であることを照査	・ バイリニア型
	基礎底面の水平方向 せん断地盤抵抗	・ 線形 ・ 地盤反力が許容値以下であることを照査	・ バイリニア型
	基礎前面の水平方向 せん断地盤抵抗	・ バイリニア型 ・ 上限値はクーロンの受働抵抗 土圧による	・ バイリニア型 ・ 上限値は受働抵抗領域の 3 次元 的な広がりを考慮
	基礎側面の水平方向 せん断地盤抵抗	・ バイリニア型	・ バイリニア型
	基礎前背面の鉛直方向 せん断地盤抵抗	・ バイリニア型	・ バイリニア型
	基礎側面の鉛直方向 せん断地盤抵抗	・ バイリニア型	・ バイリニア型

(2) 形状寸法

ケーソン基礎の形状寸法は、ケーソン基礎上の管理橋橋台又は堰柱の形状や寸法、基礎の安定、ケーソン各部に発生する応力度のほか、施工条件も考慮して定める。

ア ケーソンの寸法

ケーソンの大きさは基礎の安定に対して十分安全であることはもちろんであるが、ケーソン天端の寸法はケーソンで支える構造物の形状寸法に対しても、余裕を持ったものとする。

オープンケーソンの平面寸法は、施工の確実性、容易性、安全性を考慮して 20m 程度とし、それを超える時には特別な配慮をすることが望ましい。

また、ニューマチックケーソンの内寸法はシャフトの寸法、作業性を考慮して 2.5m 程度以上とすることが望ましい。内寸法が 2.5m 程度となるのは、矩形断面や小判形断面でシャフトを直列に 2 本設置した場合等が考えられる。ケーソン頂版と躯体のとりあい部、止水壁と躯体の間等において施工上余裕を必要とする場合には、ケーソンを大きくする等の配慮が必要である。

イ 断面形状

ケーソン基礎の断面形状としては、矩形、円形、小判形が一般的である。

円形の場合は、断面積に対する表面積の比が最小であるため、沈下中の摩擦抵抗が少なく、また、外圧により断面に生じる曲げ応力も少ない。これらの円形断面に特有の利点は、断面積が大きいほど発揮される。しかし、施工時にケーソン縦軸を中心とした回転を起こすこともあるので注意が必要である。

矩形の場合は、型わくの製作、組立てが容易であるほか、施工時には安定を保ち、片寄りや傾斜を防ぐのに優れている。ただし、オープンケーソンの場合は隅角部の掘削が困難である。縦横寸法の差が大きくなると、沈下時の安定が悪く、偏心を生じやすいので、長短辺の比は 3 : 1 より大きくしない方がよい。

以上のほか、流水中のケーソンでは、流水抵抗を少なくするような形状にする等の配慮も必要である。

ケーソン断面が大きい場合には、側壁の剛性を高めること、初期沈下掘削時のねじり剛性を確保することから隔壁を設けるのがよい。ただし、オープンケーソンの場合には隔壁を設けると作業性が低下するので、経済性も考慮して検討するのが望ましい。

(3) ケーソンの沈下関係図

ケーソンの沈下関係図の作成は、ケーソンの形状寸法が決定されたならば、ケーソンの沈下関係を想定し、沈下作業に支障があるかどうかを照査してから行う。この結果、ケーソンの重量が著しく軽い場合は壁を厚くする等の配慮が必要であり、また、施工時の構造計画にも重要な位置付けとなる。

ケーソンの沈下関係は一般に、式(18.8-1)で表される。

$$W_c + W_w > U + R \cdots \cdots (18.8-1)$$

ここに、 W_c : ケーソンの重量 (kN)

W_w : ケーソンに載荷する沈下荷重 (kN)

U : ニューマチックケーソンの場合は理論気圧又は作業気圧による揚圧力 (kN)、オープンケーソンの場合は基礎に作用する浮力 (kN)

R : ケーソンの沈下抵抗 (kN)

この関係を沈下工程に応じて図示すると、その関係が非常に明確となる。図-18.8-7 は沈下関係図の一例である。この沈下関係図において沈下抵抗が大きく、ケーソンが沈下しないと考えられる時には、載荷荷重を必要とするか、摩擦抵抗を低減する対策が必要と判断できる。ただし、

減圧沈下は設計の段階で考慮してはならない。

ケーソンの沈下抵抗としては、ケーソン周面摩擦力、ケーソンの傾斜によるもの、ケーソンの刃先抵抗等が挙げられる。このうち、ケーソンの沈下関係図の作成に必要なケーソン周面摩擦力について、過去の実績からまとめると表-18.8-3 のようになる。この値は過去のデータより、ケーソンの傾斜が僅少で、フリクションカットが取付けられて刃先抵抗は全くないという条件を満たす比較的沈下状況のよい場合についてまとめられたものであり、実情に応じて修正を施すことが必要である。

オープンケーソンの場合は刃口近傍において掘残し部分が生じることから、刃先抵抗として表-18.8-3 に示される周面摩擦力に 10kN/m^2 程度を加える必要がある。ニューマチックケーソンの場合は一般に掘残し部分が生じないため、設計上、刃先抵抗を考慮する必要はない。

表-18.8-3 ケーソン周面摩擦力度 (kN/m^2)

土質 \ ケーソンの深さ	8m	16m	25m	30m	40m
粘性土	5.0	6.0	7.0	9.0	10
砂質土	14	17	20	22	24
砂れき	22	24	27	29	31

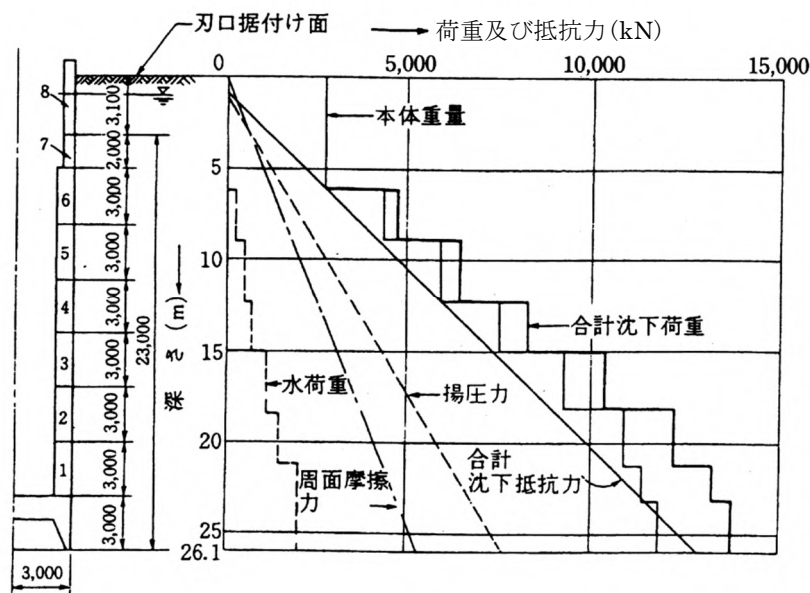


図-18.8-7 沈下関係図の例

18.8.4 レベル1地震時に対する照査

レベル1地震時の照査は、許容応力度法により行い、下記の項目を照査する。

- ① ケーソン基礎底面における鉛直地盤反力度は、基礎底面地盤の許容鉛直支持力度以下とする。
- ② ケーソン基礎底面におけるせん断地盤反力は、基礎底面地盤の許容せん断抵抗力以下とする。
- ③ ケーソン基礎の変位は、許容変位以下とする。
- ④ ケーソン基礎の各部材に生じる応力度は、許容応力度以下とする。

なお、解析モデルは、地盤抵抗を地盤反力係数により評価した弾性床上の有限長ばりとして計算

し、計算に必要となる地盤バネは、18.8.4(2)より、また、支持の照査に必要なケーソン基礎の許容支持力は、18.8.4(1)により算出する。

(1) 地盤の許容支持力

ア 基礎底面地盤の許容鉛直支持力度

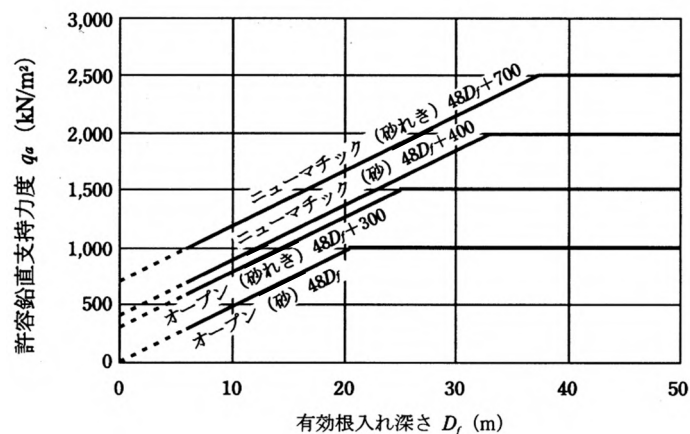
基礎底面地盤の許容鉛直支持力度は、基礎底面地盤の極限支持力度及び基礎の沈下量を考慮して求める。この場合、許容鉛直支持力度は、基礎底面地盤の極限支持力度に対し、表-18.8-4に示す安全率を確保する。

表-18.8-4 安全率

常 時	レベル1地震時
3	2

一般に載荷面積が増大すると、同一荷重強度に対する基礎の沈下量は増大する。このため、ケーソン基礎のように基礎の寸法が大きい場合、基礎底面地盤が極限支持力度に達するときの沈下量は基礎の安定計算上無視できないものとなる。しかしながら、全般せん断破壊を対象とした剛塑性理論に基づき求められた地盤の極限支持力度は、沈下量と関係付けられたものではない。このことから、許容鉛直支持力度は、基礎底面地盤の極限支持力度と基礎の沈下量とを考慮して定めるものとした。

基礎の沈下量と極限支持力度との関係は、支持地盤の地盤特性や基礎の形状寸法等により異なることから、現在のところ明確に規定することは困難である。したがって、基礎の過大な沈下を避けるため、常時における許容鉛直支持力度の上限を図-18.8-8に示した。この値は、ニューマチックケーソンにおける平板載荷試験の結果、設計の実情等を考慮し、工学的な判断を加えて定めたものである。レベル1地震時についてはこの値の1.5倍を許容鉛直支持力度の上限としてよい。



注) 砂礫層と砂層の区別は綿密な土質調査結果に基づいて慎重に行うのがよい。
また、礫混り砂層は砂層とみなすのが望ましい。

図-18.8-8 ケーソン基礎底面地盤の許容鉛直支持力度の上限(常時)

なお、この場合においても基礎底面地盤の許容鉛直支持力度は、極限支持力度に対して所要の安全率を確保するよう、式(18.8-2)を満足しなければならない。

$$q_a \leq \frac{1}{n}(q_d - \gamma_2 D_f) + \gamma_2 D_f \cdots \cdots \cdots (18.8-2)$$

- ここに、 q_a : 基礎底面地盤の許容鉛直支持力度 (kN/m²)
 q_d : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m²)
 n : 安全率 (表-18.8-4 参照)
 γ_2 : 基礎底面より上にある周辺地盤の単位重量 (kN/m³)
 ただし、地下水位以下では水中単位重量とする。
 D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

式(18.8-2)において、ケーソンにより排出される土砂重量に相当する支持力は信頼性が高いので、その部分は安全率の対象から除外した。

イ 基礎底面地盤の極限支持力度

- (7) 基礎底面地盤の極限支持力度は、適切な地盤調査を行い、基礎の形状や寸法、根入れ深さ等を考慮して求める。
 (4) 静力学公式で求められる基礎底面地盤の極限支持力度は、式(18.8-3)により求めてよい。

$$q_d = \alpha c N_c + \frac{1}{2} \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q \cdots \cdots \cdots (18.8-3)$$

- ここに、 q_d : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m²)
 c : 基礎底面より下にある地盤の粘着力 (kN/m²)
 γ_1 : 基礎底面より下にある地盤の単位重量 (kN/m³)
 ただし、地下水位以下では水中単位重量とする。
 γ_2 : 基礎底面より上にある周辺地盤の単位重量 (kN/m³)
 ただし、地下水位以下では水中単位重量とする。
 α 、 β : 基礎底面の形状係数
 B : 基礎幅 (m)
 D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)
 N_c 、 N_q 、 N_γ : 支持力係数

基礎底面地盤の極限支持力度を求める式はテルツァギーの支持力公式と同じ形で表した。

本章では地盤反力度だけでなく、変位についても検討し、かつ、全般せん断破壊を対象として安全率を決めているので、全般せん断破壊による支持力係数を採用することとした。

なお、基礎底面地盤に作用する荷重は偏心傾斜しているのが普通であり、極限支持力を考える場合には、偏心傾斜の影響を加味することが必要である。しかし、ケーソン基礎のような深い基礎の場合には、極限支持力に対するすべり面の状態、周面地盤の影響、地層による変化等を現状では解明することが困難であり、さらに、前面地盤の抵抗により、基礎底面への水平荷重及びモーメントの分担は少ないので、一般には荷重の偏心傾斜の影響はほとんどないと考えられる。また、ケーソン基礎のような深い基礎の場合には、支持力係数の寸法効果の影響はまだ定量的に明らかにされていない。したがって、ここでは、荷重の偏心傾斜及び支持力係数の寸法効果の影響を無視して、鉛直荷重に対する極限支持力を適用することとし、支持力係数と

しては荷重が傾斜していない場合のものを適用する。(図-18.8-9 参照)。

形状係数 α 、 β は表-18.8-5 による。

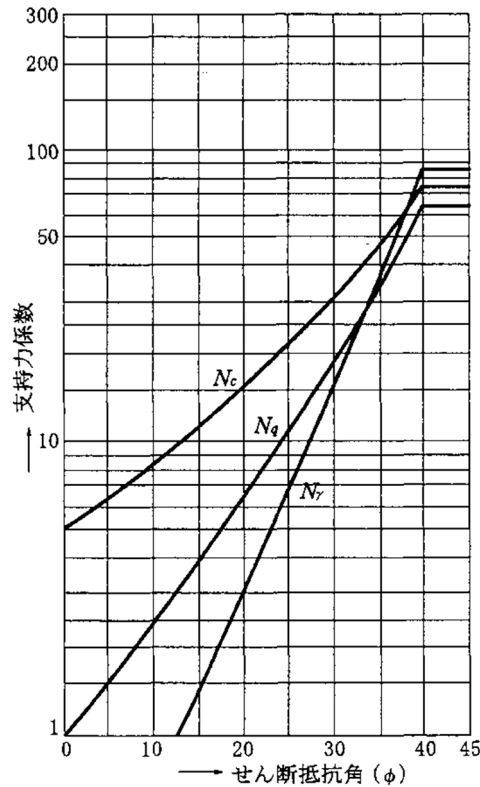


図-18.8-9 支持力係数を求めるグラフ

表-18.8-5 基礎底面の形状係数

基礎底面の形状 形状係数	帯 状	正方形、円形	長方形、小判形
α	1.0	1.3	$1 + 0.3 \frac{B}{D}$
β	1.0	0.6	$1 - 0.4 \frac{B}{D}$

D : ケーソン前面幅 (m)、 B : ケーソン側面積 (m)

ただし、 $B/D > 1$ の場合、 $B/D = 1$ とする。

(ウ) 基礎底面地盤の極限支持力度を平板載荷試験により求める場合

基礎底面地盤の極限支持力度を平板載荷試験により求める場合には、載荷試験の結果により確認した地盤の粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ を用いて式(18.8-3)にしたがって算出する。平板載荷試験により基礎底面強度の極限支持力度を求める場合には、試験によって求められた結果がその地盤の強度を代表するものであるかどうか注意到意し、地盤の乱れ、地盤強度の局所的なばらつき等の影響が入らないようにすることが重要である。

平板載荷試験において極限支持力度に達するまで載荷することが困難な場合には、降伏荷重の1.5倍を極限支持力度と考えてよい。また、最大試験荷重内で、降伏支持力度に達しない場合には、最大試験荷重による荷重強度の1.5倍を極限支持力度と考えてよい。

地盤の粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ は地盤調査、土質試験の結果や過去の経験等から推定し、式(18.8-3)により載荷試験の載荷幅に対する極限支持力度を計算する。それが載荷試験結果と異なる場合には、載荷試験の結果の値によって c 、 ϕ を修正し、この c 、 ϕ を用いてケーソン基礎の極限支持力度を計算する。

載荷試験は通常 0.3m 径のものから 0.75m 径のものまでで行われることが多い。しかし、実構造物の寸法は 10m 以上に達することもある。一般に、載荷試験の増大とともに極限支持力の増大が認められているが、実際に載荷試験により確認されているのは最大 3m の円形載荷板によるものまでである。載荷面積の増大による極限支持力の増大はこれから類推すると、10m 程度までと考えられ、それ以上に寸法が大きくなる場合には 10m に対するものを適用する等の配慮が望ましい。

載荷試験はケーソン底面の作業室で行うが、その場合、地表面から底面までの土砂の影響がない状態で試験されることが多い。したがって、土被りの影響を加算修正してもよい。ここで影響がない状態とは、載荷板の端部が、ケーソンの刃口から載荷板の直径の 4 倍以上確保できた場合をいう。

また、このような載荷板の大きさによる補正を行った場合には、計算に用いる地盤反力係数は式(18.8-4)により修正する。

$$\bar{k} = k \left(\frac{\bar{B}_v}{B_v} \right)^{-3/4} \cdots \cdots \cdots (18.8-4)$$

ここに、 $\bar{k}$: 実ケーソンの底面の地盤反力係数 (kN/m³)

k : 載荷試験から求めた地盤反力係数 (kN/m³)

B_v : 載荷板の直径又は換算載荷幅 (m)

$\bar{B}_v$: 実構造物の換算載荷幅 (m)

ウ 基礎底面地盤の許容せん断抵抗力

- (ア) 基礎底面地盤の許容せん断抵抗力は、基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力に対し、表-18.8-6 に示す安全率を確保して求める。

表-18.8-6 安 全 率

常 時	レベル 1 地震時
1.5	1.2

- (イ) 基礎底面地盤のせん断抵抗力は、地盤条件を十分考慮して求めるものとし、式(18.8-5)により基礎底面地盤のせん断抵抗力を求めてよい。

$$H_u = c_B A_e + V \tan \phi_B \cdots \cdots \cdots (18.8-5)$$

ここに、 H_u : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 (kN)

V : 基礎底面に作用する鉛直力 (kN)

ただし、浮力を差し引いた値とする。

A_e : 基礎底面の有効載荷面積 (m²)

c_B : 基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/m²)

ϕ_B : 基礎底面と地盤との間の摩擦角 (°)

せん断抵抗力は、基礎底面と地盤との間の付着力及び摩擦角に支配されるので、これらの値は地盤条件を十分に調査して決めるのが望ましい。

また、基礎底面の有効載荷面積とは、浮上りを生じていない部分のケーソン基礎の底面積を意味している。

エ 負の周面摩擦力

圧密沈下が生じるおそれのある地盤を貫いて支持層に到達しているケーソン基礎では、周面に働く負の摩擦力について検討する。

- (7) 圧密沈下が生じるおそれのある層を貫いて支持層に到達させたケーソン基礎では、地盤とケーソンとの間に相対的な沈下を生じ、ケーソン周面と地盤との摩擦によってケーソン基礎は下向きの力を受ける。このような場合には周面摩擦力は支持力を助ける働きをせず、逆に荷重として働くことになる。

負の周面摩擦力を求める方法には、今後の研究に待つべき問題点もあるが、通常用いられている計算方法を次に示す。

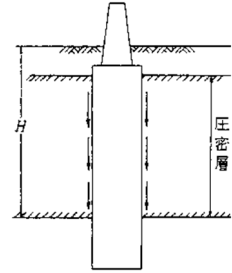


図-18.8-10 負の周面摩擦力

$$R_{nf} = UHf \dots\dots\dots (18.8-6)$$

ここに、 R_{nf} : 負の周面摩擦力 (kN)

U : ケーソンの周長 (m)

H : 地表面から圧密層底面までの深さ (m)

f : ケーソンの周面の平均摩擦力度 (kN/m^2) で、一軸圧縮強度 q_u の 1/2 としてよい。

杭の周面摩擦力度については理論的、実験的に研究されており、それによると一軸圧縮強度 q_u の 1/2、すなわち粘性土の粘着力とほぼ一致しているので、ケーソン周面の平均摩擦力度についても、負の周面摩擦力を計算する際にはそれを採用してもよい。

上式で求まる負の周面摩擦力 R_{nf} には、中立点以下の正の摩擦力、ケーソン底面の沈下、地盤の沈下速度の影響等による周面摩擦力の低減が考慮されていないので、ケーソン基礎に働く実際の負の周面は $0 \sim R_{nf}$ の間にあるといえる。また、ケーソンは周面摩擦を減少させて沈下させるので、施工直後には周面摩擦力の影響は小さい。したがって、施工後の数ヵ月の状態において負の周面摩擦力を検討する場合には、上記の値を低減してもよい。

負の周面摩擦力として上式の R_{nf} を用いる場合には、 R_{nf} とその他の長期持続荷重との合計の 1.5 倍が基礎底面の極限支持力以下となる場合には安全であると考えてよい。

- (4) 支持層より深い位置に圧密層が存在する場合、鉛直変位が過大となり上部構造に悪影響を及ぼす可能性があること、上部構造の形式等からの制約により鉛直変位を厳しく制限される場合があること等から、このような場合には、鉛直荷重による圧密沈下量を計算する。

このとき必要となるケーソン基礎の応力分散の考え方を図-18.8-11 に示す。一般には(a)に示すように基礎底面から分散すると考えられるが、ケーソン側面に摩擦抵抗が存在すると考えられる時は(b)に示すように、ケーソン長さ L_e の 1/3 の位置より応力が分散すると考えてもよい。

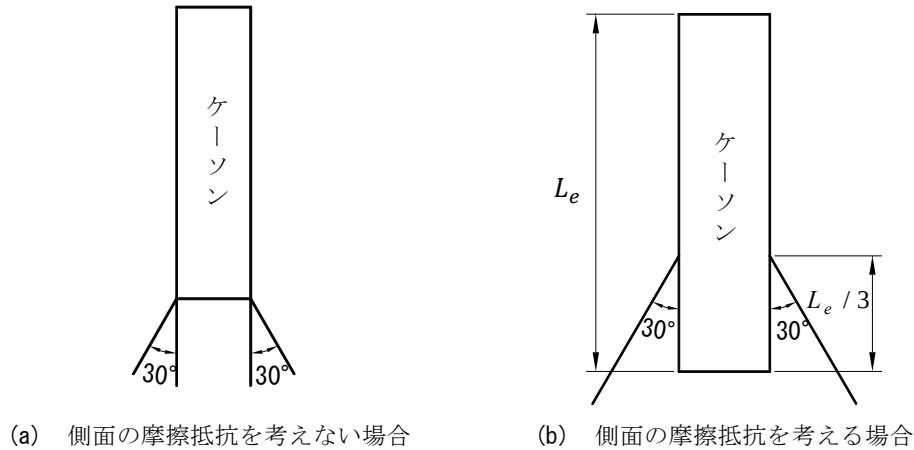


図-18.8-11 応力分散

(2) 地盤反力係数及び地盤反力度の上限値

ア 地盤反力係数

- (ア) ケーソン基礎の設計に用いる地盤反力係数は、18.8.3(1)に規定する荷重分担を考慮するとともに、地盤調査、土質試験の結果を十分検討して定める。
- (イ) ケーソン基礎の設計に用いる地盤反力係数は、基礎底面の鉛直方向地盤反力係数と水平方向せん断地盤反力係数、前面の水平方向地盤反力係数、側面の水平方向せん断地盤反力係数及び周面の鉛直方向せん断地盤反力係数とし、地盤調査、土質試験の結果を十分検討した上でそれらを定める。ケーソン基礎の設計では、18.8.3(1)に示す地盤抵抗要素を考慮するために、基礎底面の鉛直方向地盤反力係数及び水平方向せん断地盤反力係数、前面の水平方向地盤反力係数、側面の水平方向せん断地盤反力係数、前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数及び側面の鉛直方向せん断地盤反力係数の6種類の地盤反力係数を用いる。これらは、単杭やケーソン基礎模型等の水平載荷試験の結果を参考に定めたものである。各地盤反力係数は、下記に基づいて算出してよい。

a 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数

基礎底面の鉛直方向地盤反力係数は式(18.3-2)により求める。

b 基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数

基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数は式(18.8-7)により求める。

$$k_s = 0.3 k_v \cdots \cdots (18.8-7)$$

ここに、 k_s : 基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

k_v : 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

c 基礎前面の水平方向地盤反力係数

基礎前面の水平方向地盤反力係数は式(18.8-8)により求める。

$$k_H = \alpha k \cdot k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \cdots \cdots (18.8-8)$$

ここに、 k_H : 基礎前面の水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{H0} : 式(18.3-6)により求められる水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

αk : k_H の推定に用いる補正係数で、ケーソン沈設後、基礎周面のコンタクトグラウトを行う場合は、地中連続壁基礎と同じく 1.5 としてよい。ただし、沈設による周面地盤の乱れが大きい場合や環境保全等による制約によりコンタクトグラウトを行わない場合には、1.0 とする。

B_H : 基礎前面の換算載荷幅 (m) で、式(18.8-9)により求める。

$$B_H = B_e \quad (\leq \sqrt{B_e L_e}) \quad \dots\dots\dots (18.8-9)$$

B_e : 基礎の有効前面幅 (m) で、式(18.8-15)により求める。

L_e : 基礎の有効根入れ深さ (m)

d 基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数

基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数は式(18.8-10)により求める。

$$k_{SHD} = 0.6 k_{HD} \quad \dots\dots\dots (18.8-10)$$

ここに、 k_{SHD} : 基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

k_{HD} : 基礎側面の水平方向地盤反力係数 (kN/m³) で、式(18.8-11)により求める。

$$k_{HD} = \alpha k \cdot k_{H0} \left(\frac{D_H}{0.3} \right)^{-3/4} \quad \dots\dots\dots (18.8-11)$$

D_H : 基礎側面の換算載荷幅 (m) で、式(18.8-12)により求める。

$$D_H = D_e \quad (\leq \sqrt{D_e L_e}) \quad \dots\dots\dots (18.8-12)$$

D_e : 基礎の有効側面幅 (m) で、式(18.8-15)により求める。

e 基礎前面の鉛直方向せん断地盤反力係数

基礎前面の鉛直方向せん断地盤反力係数は式(18.8-13)により求める。

$$k_{SVB} = 0.3 k_H \quad \dots\dots\dots (18.8-13)$$

ここに、 k_{SVB} : 基礎前面の鉛直方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

f 基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数

基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数は式(18.8-14)により求める。

$$k_{SVD} = 0.3 k_{HD} \quad \dots\dots\dots (18.8-14)$$

ここに、 k_{SVD} : 基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

なお、円形断面の場合、同幅の矩形断面の場合よりも地盤抵抗が小さくなるのが理論的、解析的に確認されているため、図-18.8-12に示すように本体円形部の幅を低減した値を計算上の有効載荷幅として用いるものとする。基礎前面幅を B 、側面幅を D とするとき、有効前面幅 B_e 及び有効側面幅 D_e は式(18.8-15)により求める。

$$\left. \begin{array}{ll} \text{長方形断面} & : B_e = B, D_e = D \\ \text{円形断面} & : B_e = 0.8B, D_e = 0.8D \\ \text{小判形(1)} & : \begin{cases} B_e = 0.8B \\ D_e = D - 0.2B \end{cases} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (18.8-15)$$

式(18.8-15)により、基礎断面が円形や小判形の場合には、図-18.8-12 に示す長方形断面に置換えて安定計算を行ってよい。ただし、基礎底面に関しては実形状を用い、基礎の曲げ剛性も実形状から算出する。

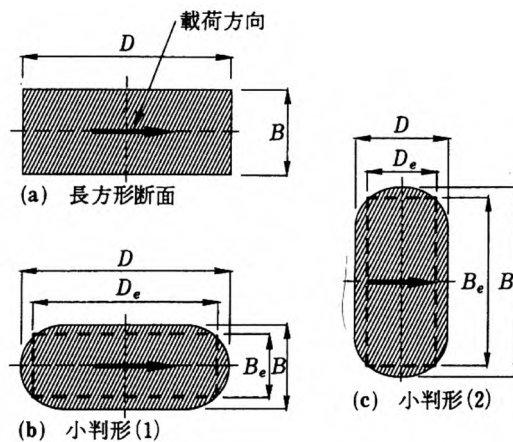


図-18.8-12 基礎の有効载荷幅 B_e 、 D_e

イ 地盤反力度の上限値

基礎前面の水平地盤反力度、側面の水平方向せん断地盤反力度及び周面の鉛直方向せん断地盤反力度の上限値は、それぞれの位置での受働土圧強度又は最大周面摩擦力度を表-18.8-7 に示す補正係数で除した値とする。

表-18.8-7 補正係数

	常 時	レベル1 地震時
基礎前面の 水平地盤反力度	1.5	1.1
基礎側面の水平方向 せん断地盤反力度	1.5	1.1
基礎周面の鉛直方向 せん断地盤反力度	3.0	1.1

基礎底面の鉛直地盤反力度及びせん断地盤反力については、常時及びレベル1 地震時において、許容値以下となることを照査するが、基礎前面の水平地盤反力度や周面のせん断地盤反力度については、基礎周面地盤の一部で塑性化が生じて、許容変位以下であれば、基礎全体の变形や残留変位の増大にはつながらないことから、塑性化を考慮して設計を行う。ここで、基礎周面のせん断地盤反力度とは、基礎側面の水平方向せん断地盤反力度、基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力度及び基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力度を指す。これらの地盤抵抗はバイリニア型としてモデル化し、各々の上限値は受働土圧強度又は最大周面摩擦力度を表-18.8-7 の補正係数で除した値とする。受働土圧強度及び最大周面摩擦力度については、それぞれ次の方法により求めてよい。

(7) 受働土圧強度

受働土圧強度は、地盤調査や土質試験を行うことによって、基礎周面地盤の粘着力 c 、せん

断抵抗角 ϕ 等を推定し、これを用いて算出する。この場合、受働土圧係数は式(18.8-16)により求める。

$$\left. \begin{aligned} K_P &= \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta \cos \alpha}} \right]^2} \\ K_{EP} &= \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right]^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (18.8-16)$$

ここに、 K_P : 常時の受働土圧係数

K_{EP} : 地震時の受働土圧係数

ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)

δ : 常時のケーソン壁面と土の摩擦角 (°) で、 $-\phi/3$ とする。

δ_E : 地震時のケーソン壁面と土の摩擦角 (°) で、 $-\phi/6$ とする。

α : 地表面と水平面のなす角度 (°) で、

その正負は図-18.8-13 に示すようにとる。

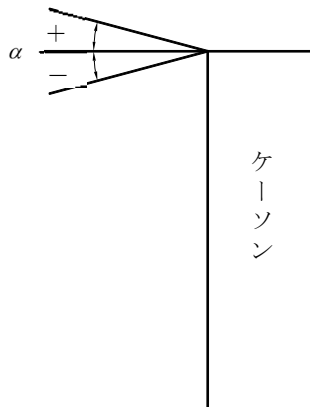


図-18.8-13 α の符号のとり方

地表面傾斜角 $\alpha = 0$ の場合の受働土圧係数を図-18.8-14 に示す。

式(18.8-16)では地盤が単一の層からなる場合について受働土圧強度の計算方法を示したが、2層以上の場合にはすべり面の角度が変化するため、厳密に解かれていない。この場合、第2層以下の受働土圧強度はその上の層すべてを載荷荷重と考えて受働土圧強度を求める(図-18.8-15 参照)。3層地盤の場合の計算式を式(18.8-17)、式(18.8-18)に示す。なお、受働土圧強度の作用方向は水平ではないが、一般にその影響は小さいので、ここでは、その作用方向に関する補正は行わない。

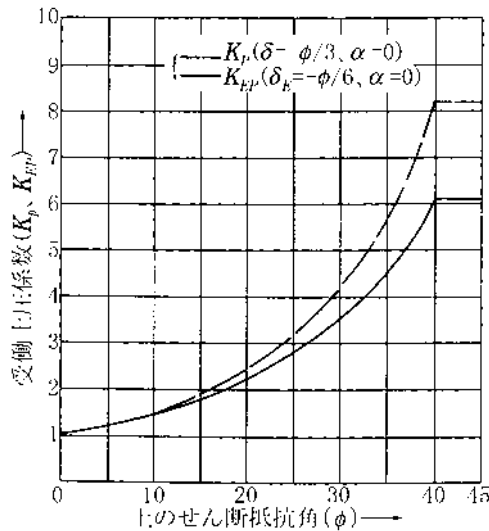


図-18.8-14 地盤の受働土圧係数

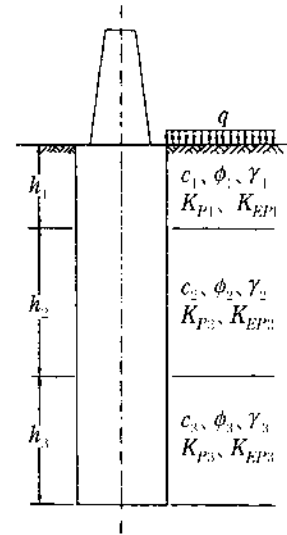


図-18.8-15 3層地盤の場合

a 常時

$$\left. \begin{aligned} p_{P1} &= K_{P1} \gamma_1 h_1 + 2c_1 \sqrt{K_{P1}} + K_{P1} q \\ p_{P2} &= K_{P2} \gamma_2 h_2 + 2c_2 \sqrt{K_{P2}} + K_{P2} (q + \gamma_1 h_1) \\ p_{P3} &= K_{P3} \gamma_3 h_3 + 2c_3 \sqrt{K_{P3}} + K_{P3} (q + \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (18.8-17)$$

b 地震時

$$\left. \begin{aligned} p_{EP1} &= K_{EP1} \gamma_1 h_1 + 2c_1 \sqrt{K_{EP1}} \\ p_{EP2} &= K_{EP2} \gamma_2 h_2 + 2c_2 \sqrt{K_{EP2}} + K_{EP2} \gamma_1 h_1 \\ p_{EP3} &= K_{EP3} \gamma_3 h_3 + 2c_3 \sqrt{K_{EP3}} + K_{EP3} (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (18.8-18)$$

ここに、 p_{P1} 、 p_{P2} 、 p_{P3} : 深さの位置の常時の受働土圧強度 (kN/m²)

p_{EP1} 、 p_{EP2} 、 p_{EP3} : 深さ h_1 、 $h_1 + h_2$ 、 $h_1 + h_2 + h_3$ の位置のレベル 1 地震時の受働土圧強度 (kN/m²)

(4) 最大周面摩擦力度

最大周面摩擦力度は、土質試験の結果に基づき、式(18.8-19)により求める。

a 砂質土

$$f = \min [N, 0.5(c + P_0 \tan \phi)] \leq 50$$

b 粘性土

$$f = 0.5(c + P_0 \tan \phi) \leq 100$$

ここに、 f : 最大周面摩擦力度 (kN/m²)

N : 標準貫入試験の N 値

c : 土の粘着力 (kN/m²)

P_0 : 壁面に作用する静止土圧強度 (kN/m²)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)

$\dots\dots\dots (18.8-19)$

式(18.8-19)は、粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ を同時に考慮できるように設定している。この式は、中掘り杭の最大周面摩擦力度を参考にして設定したものである。ただし、ケーソン沈

設後、基礎周面にセメントモルタル等によるコンタクトグラウトによって、地中連続壁基礎と同程度の最大周面摩擦力度が期待できることが試験等により確認され、さらにその施工管理手法が確立されている場合には、基礎周面のせん断地盤抵抗に関する上限値として地中連続壁基礎の値を用いてもよい。

なお、ケーソン沈設に際して摩擦減少用シートを用いた機械的な摩擦低減工法を採用し、それが完成後においても残留する場合には水平、鉛直の両方とも、原則として基礎周面のせん断地盤抵抗を考慮してはならない。

(3) 断面力、地盤反力度及び変位の計算

ア ケーソン基礎の断面力、地盤反力度及び変位は、基礎及び地盤の特性を適切に考慮して算出する。

イ ケーソン基礎の断面力、地盤反力度及び変位は、地盤抵抗を地盤反力係数により評価した弾性床上の有限長ばりとして計算する。ここで、基礎前面の水平地盤反力度、側面の水平方向せん断地盤反力度及び周面の鉛直方向せん断地盤反力度は、18.8.4(2)に規定するそれぞれの上限値を越えないものとする。

(7) 基礎周面の地盤抵抗のモデル化

ケーソン基礎に作用する鉛直荷重、水平荷重及びモーメントに対して、地盤は基礎周面と底面に地盤反力度を発生して抵抗する(図-18.8-16)。地盤反力度 q_r は、式(18.8-20)に示すように、弾性範囲内では地盤反力係数 k と変位 δ の積として求められ、変位が弾性範囲を超えると上限値 q_u あるいは下限値 q_u' となるものとしてよい(図-18.8-17)。

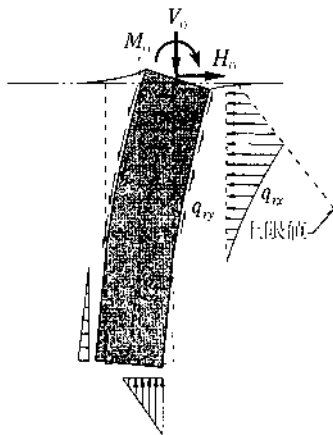


図-18.8-16 地盤抵抗

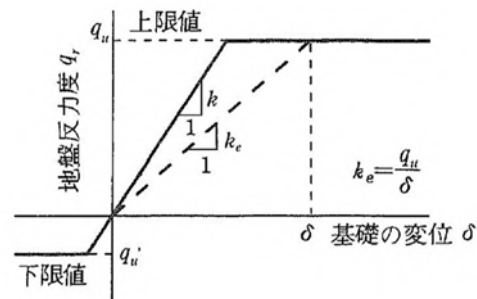


図-18.8-17 地盤反力度と変位の関係

$$q_r = \begin{cases} k\delta (q_u' \leq k\delta \leq q_u) \\ q_u (k\delta > q_u) \\ q_u' (k\delta < q_u') \end{cases} \quad (18.8-20)$$

式(18.8-20)を地盤反力度と変位の関係として一般的に示せば、式(18.8-21)のようになる。

$$q_r = k_e \delta \quad (18.8-21)$$

ここに、
 q_r : 地盤反力度 (kN/m²)
 k : 地盤反力係数 (kN/m²)
 δ : 地盤反力方向の変位 (m)

q_u : 地盤反力度の上限値 (kN/m²)

q_u' : 地盤反力度の下限値 (kN/m²) で、式(18.8-22)のように表される。

基礎前面の水平地盤反力度の場合

$$q_u' = 0$$

基礎周面のせん断地盤反力度の場合

$$q_u' = -q_u$$

$$\left. \begin{array}{l} q_u' = 0 \\ q_u' = -q_u \end{array} \right\} \dots\dots (18.8-22)$$

k_e : 等価な地盤反力係数 (kN/m³) で、式(18.8-23)のように表すことができる(図-18.8-17)。

$$k_e = \begin{cases} k(q_u' \leq q_u) & \dots\dots\dots (18.8-23) \\ q_u / \delta & (k\delta > q_u) \\ q_u' / \delta & (k\delta < q_u') \end{cases}$$

基礎に常に静止土圧が作用していることを考慮すれば、基礎前背面の地盤反力度の上限値は、受働土圧強度から静止土圧強度を差し引いた値となり、また、地盤反力度の下限値は、主働土圧強度から静止土圧強度を差し引いた値となる。しかし、ここでは、モデルの簡略化及び試算結果に有意な差がなかったことを考慮し、18.8.4(2)に示すように基礎前背面の地盤反力度の上限値を受働土圧強度に基づいて定め、また、式(18.8-22)のように地盤反力度の下限値をゼロとした。

基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力は、本来は基礎と地盤が剥離すると作用しなくなる。また、側面においては、水平方向と鉛直方向のせん断地盤反力度の合成値が図-18.8-17のようなバイリニア型の性状を示すことが予想される。しかし、このような水平地盤反力度との相互作用を考慮しても計算結果に有意な差は現れないことから、簡略化のため、基礎周面のせん断地盤反力度は次のようにモデル化してよい。

- a 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数は、基礎と地盤が剥離しても、計算上全面にわたり有効に働き、せん断地盤反力度の上限値は地盤特性から決まる一定値とする。
- b 基礎側面の水平方向のせん断地盤抵抗と鉛直方向のせん断地盤抵抗の相互作用を無視し、それぞれのせん断地盤反力度の上限値は地盤特性から決まる一定値とする。
- c 基礎周面の鉛直方向のせん断地盤抵抗は、18.8.3(1)に示すように、上部構造や下部構造に作用する水平荷重に対してのみ考慮する。
- d 基礎底面の浮上りによる基礎の鉛直方向の変位は無視する。

(イ) つり合いの基本式

- a 基礎を梁と仮定すると、曲げモーメントや軸方向力と変位の関係は式(18.8-24)により表される。

$$M = -EI \frac{d^2 u_0}{dy^2}, N = EA \frac{dv_0}{dy} \dots\dots\dots (18.8-24)$$

ここに、 M : 梁の曲げモーメント (kN・m)

N : 梁の軸方向力 (kN)

EI : 基礎の曲げ剛性 (kN・m²)

EA : 基礎の軸方向剛性 (kN)

u_0 : 基礎軸線の x 軸方向の変位 (m)

v_0 : 基礎軸線の y 軸方向の変位 (m)

- b 地盤反力度 q_r と地盤反力係数 k は、基礎を梁と仮定すると、基礎の中間部では、それぞれ式(18.8-25)及び式(18.8-26)に示すように、基礎の軸線上に作用する地盤反力 p_r と分布地盤バネ $\tilde{k}$ に換算することができる(図-18.8-18)。

$$\left. \begin{aligned} p_{rx} &= \oint_S q_{rx} ds = \tilde{k}_x u_0 \\ p_{ry} &= \oint_S q_{ry} ds = \tilde{k}_y v_0 \\ m_r &= -\oint_S q_{rx} x ds = -\tilde{k}_\alpha \frac{du_0}{dy} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (18.8-25)$$

$$\left. \begin{aligned} \tilde{k}_x &= \oint_S k_{ex} ds \\ \tilde{k}_y &= \oint_S k_{ey} ds \\ \tilde{k}_\alpha &= \oint_S x^2 k_{ey} ds \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (18.8-26)$$

注) $\oint_S ds$ は基礎の周面にわたり一周積分することを表す。

ここに、 p_{rx} : 基礎周面に作用する地盤反力度を梁の軸線上の作用地盤反力に換算した場合の x 軸方向の分布地盤反力 (kN/m)。例えば、基礎前面の水平地盤抵抗であれば、水平地盤反力度 q_{rx} (図-18.8-16) に有効前面幅 B_e (図-18.8-12) を乗じた値となる。このほか、基礎側面の水平方向せん断地盤抵抗の影響が加わる。

p_{ry} : 基礎周面に作用する地盤反力度を梁の軸線上の作用地盤反力に換算した場合の y 軸方向の分布地盤反力 (kN/m)。例えば、基礎前面の鉛直方向せん断地盤抵抗であれば、鉛直方向せん断地盤反力度 q_{ry} (図-18.8-16) に有効前面幅 B_e (図-18.8-12) を乗じた値となる。このほか、基礎背面と側面の鉛直方向せん断地盤抵抗の影響が加わる。

m_r : 基礎周面に作用する地盤反力度を梁の軸線上の作用地盤反力に換算した場合の分布モーメント地盤反力 (kN・m/m)。基礎が回転した場合、基礎周面の鉛直方向せん断地盤抵抗により発生する(図-18.8-19)。

q_{rx} : x 軸方向の地盤反力度 (kN/m²)

q_{ry} : y 軸方向の地盤反力度 (kN/m²)

$\tilde{k}_x$: 梁の軸線上における x 軸方向の分布地盤バネ (kN/m²)

$\tilde{k}_y$: 梁の軸線上における y 軸方向の分布地盤バネ (kN/m²)

$\tilde{k}_\alpha$: 梁の軸線上における分布回転地盤バネ (kN・m/m)

k_{ex} : x 軸方向の等価な地盤反力係数 (kN/m³)

k_{ey} : y 軸方向の等価な地盤反力係数 (kN/m³)

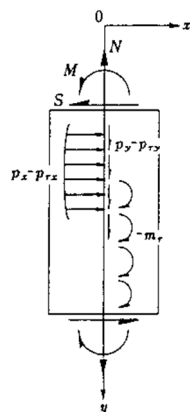


図-18.8-18 基礎の梁としてのモデル化

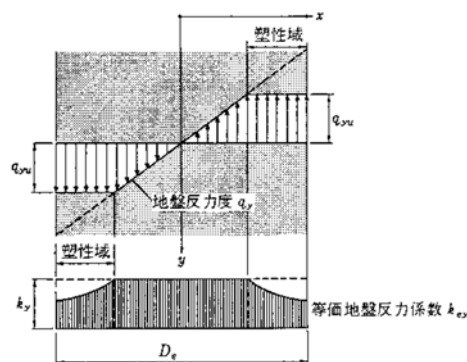


図-18.8-19 側面のせん断地盤反力度とせん断地盤反力係数

- c 基礎がせん断変形しないと仮定すると、図-18.8-18 から、つり合い式は式(18.8-27)及び式(18.8-28)により表される。

$$x \text{ 軸方向のつり合い} : -\frac{d^2 M}{dy^2} + \frac{dm_r}{dy} + (p_{rx} - p_x) = 0 \quad (18.8-27)$$

$$y \text{ 軸方向のつり合い} : -\frac{dN}{dy} + (p_{ry} - p_y) = 0 \quad (18.8-28)$$

ここに、 p_x : 梁の軸線上に作用する x 軸方向の分布外力 (kN/m)
偏土圧や流動力等がこれに相当する。

p_y : 梁の軸線上に作用する y 軸方向の分布外力 (kN/m)

ケーソンの自重がこれに相当するが、ケーソン基礎の安定計算では、鉛直力は原則として底面に作用させるためゼロとなる。

- (ウ) 基礎底面の境界条件

基礎底面の境界条件として、浮上りやレベル2地震時に対する照査時には地盤抵抗の塑性化を考慮する必要がある(図-18.8-20)。

基礎底面の地盤反力度及び等価な地盤反力係数は、それぞれ式(18.8-20)及び式(18.8-23)により表されるが、この場合の地盤反力度の下限値 q_u' は、式(18.8-29)のとおりとなる。

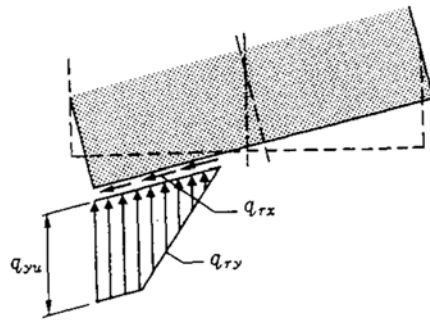


図-18.8-20 基礎底面の地盤反力度

$$\left. \begin{array}{l} \text{基礎底面の鉛直地盤反力度の場合} \\ q_u' = 0 \\ \text{基礎底面のせん断地盤反力度の場合} \\ q_u' = -q_u \end{array} \right\} \dots\dots\dots (18.8-29)$$

ただし、基礎底面においては、基礎周面と異なり水平方向と鉛直方向の地盤抵抗の相互作用を考慮する。基礎底面の大きな回転変位により一部で浮上りが生じた場合には、浮上り部に水平方向のせん断地盤抵抗を期待してはならない。すなわち、基礎底面の鉛直地盤反力度 $q_{ry}=0$ の時、基礎底面のせん断地盤反力度 $q_{rx}=0$ となる。

底面の x 軸、 y 軸方向の地盤反力 H_r 、 V_r 及びモーメント地盤反力 M_r は、式(18.8-30)のよう

$$\left. \begin{array}{l} H_r = \int_A q_{rx} dA = K_x u_0 \\ V_r = \int_A q_{ry} dA = K_y v_0 - K_{\alpha y} \frac{du_0}{dy} \\ M_r = - \int_A q_{rx} x dA = K_{\alpha y} v_0 - K_{\alpha} \frac{du_0}{dy} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (18.8-30)$$

$$\left. \begin{array}{l} K_x = \int_A k_{ex} dA \\ K_y = \int_A k_{ey} dA \\ K_{\alpha y} = \int_A x k_{ey} dA \\ K_{\alpha} = \int_A x^2 k_{ey} dA \end{array} \right\} \dots\dots\dots (18.8-31)$$

注) $\int_A dA$ は基礎底面積にわたる積分を表す。

ここに、 H_r : 基礎底面の x 軸方向の地盤反力 (kN)
 V_r : 基礎底面の y 軸方向の地盤反力 (kN)

M_r : 基礎底面のモーメント地盤反力 (kN・m)

K_x : 基礎底面の x 軸方向の地盤バネ (kN/m)

K_y : 基礎底面の y 軸方向の地盤バネ (kN/m)

$K_{\alpha y}$: 基礎底面の鉛直と回転の連成地盤バネ(基礎底面の軸方向の変位に対してモーメント地盤反力を、また、回転変位に対して y 軸方向の地盤反力を起こす地盤バネ (kN・m/m)

K_{α} : 基礎底面の地盤バネ (kN・m)

式(18.8-24)の基礎底面における境界条件は、式(18.8-32)により表される。

$$\left. \begin{array}{l} H_r - \left(\frac{dM}{dy} - m_r \right) = 0 \\ V_r - N = 0 \\ M_r - M = 0 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (18.8-32)$$

以上がケーソン基礎の計算モデルの基本式と考えてよい。

(4) 基礎各部材の設計

ケーソン基礎の主な部材としては以下があげられる。

ア 側壁及び隔壁

イ 頂版

ウ 頂版支持部

エ オープンケーソンの底版

オ 刃口

カ ニューマチックケーソン作業室天井スラブ及び天井スラブ吊げた

キ パラペット

これらの部材に関する構造設計は、許容応力度法を用い、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編」やその他関連する技術書等を参考に荷重条件や断面力を算出し部材の構造設計を行う。

18.8.5 レベル2地震時に対する照査

(1) 照査の基本

ア 堰柱のケーソン基礎に 12.7.2(2)イに規定する荷重が作用した場合に、基礎に生じる断面力、地盤反力度及び変位を 18.8.4(3)の規定により算出し、18.8.5(2)に規定する基礎の降伏に達しないことを照査するのが原則とする。ただし、基礎に塑性化が生じることを考慮する場合には、基礎の応答塑性率及び応答変位を算出し、これらがそれぞれ 18.8.5(4)に規定する基礎の許容塑性率及び許容変位以下となることを照査する。

イ ケーソン基礎は、各部材に生じる断面力に対して、18.8.5(8)の規定により耐力の照査を行う。

レベル2地震時に対する地震時保有水平耐力法によるケーソン基礎の照査の考え方は、18.7杭基礎の設計に準じて行う。本節では、ケーソン基礎における断面力、地盤反力度及び変位の計算法、基礎の降伏、基礎の許容塑性率、許容変位等について規定した。

(ア) 地震時保有水平耐力法による照査時の各地盤反力度の上限値を設定する。

(イ) ケーソン基礎に 12.7.2(2)イに規定する荷重が作用した場合に、18.8.4(3)の規定により基礎に生じる断面力、地盤反力度及び変位を計算し、18.8.5(2)に規定する基礎の降伏に達しない

礎に生じる断面力、地盤反力度及び変位を計算し、18.8.5(2)に規定する基礎の降伏に達しないことを照査する。この結果、基礎の降伏に達している場合には、基礎あるいは堰柱の諸元等を変更し、再度照査を行うことを原則とする。ただし、基礎の根入れが浅い(有効根入れ深さと基礎短辺幅の比 $L_e/B \leq 1$ 程度を目安としてよい)ため、底面の浮上りや前面地盤の塑性化により基礎の降伏に達してしまう場合には、直接基礎として設計を見直してもよい。

- (ロ) 地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度に対し、式(18.7-13)に示すように堰柱が十分大きな終局水平耐力を有している場合には、基礎の降伏を越えても基礎の諸元を変更せず、基礎の応答塑性率を算定し、これが 18.8.5(4)に規定する基礎の許容塑性率以下となることを照査する。ケーソン基礎の場合、応答塑性率を算定する際の二次勾配は一般には影響が小さいため無視してよいが、必要に応じ、基礎の水平荷重～水平変位関係から二次勾配を適切に評価した上で応答塑性率を算定してもよい。
- (ハ) 液状化すると判定された場合には、土質定数を低減させた状態において基礎に生じる断面力や変位を計算し、(イ)の照査を行う。これを満足しない場合は、(ロ)に準じて応答塑性率の照査を行う。
- (ニ) (ロ)あるいは(ハ)のように、ケーソン基礎に塑性化が生じることを考慮する場合には、計算された基礎の応答変位が 18.8.5(4)に規定する許容変位以下となることを照査する。
- (ホ) (イ)～(エ)において計算された各部材の断面力が、18.8.5(8)の規定により部材の耐力以下となることを照査する。なお、(イ)に示すように直接基礎として設計を行う場合においても、応答変位時の断面力が、各部材の耐力以下となることを照査する。

(2) ケーソン基礎の降伏の定義

ケーソン基礎の降伏は、基礎の塑性化、地盤抵抗の塑性化、基礎の浮上りにより、上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始める時とする。

基礎の降伏とは、杭基礎と同様に図-18.8-21の基礎の全体挙動における水平荷重～水平変位関係の中で、上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始める時を指す。本来はこの水平荷重～水平変位関係を求めた上で基礎の降伏を設定する。ケーソン基礎の降伏に影響を及ぼす主な要因として、基礎の塑性化、地盤抵抗の塑性化、基礎の浮上り等を考慮する。ここでは、設計実務の簡素化を考慮し、ケーソン基礎の降伏としては、次のア～ウに示すようないずれかの状態に最初に達したときを目安としてよい。

ア 基礎体の塑性化

- (ア) 円形断面
基礎本体水平断面のうち、90°の円弧内に含まれるすべての軸方向鉄筋が降伏する。
- (イ) 矩形断面
基礎背面側の壁におけるすべての軸方向鉄筋が降伏する。
- (ロ) 小判形
基礎背面側の壁が半円の場合は(ア)、平面の場合は(イ)。

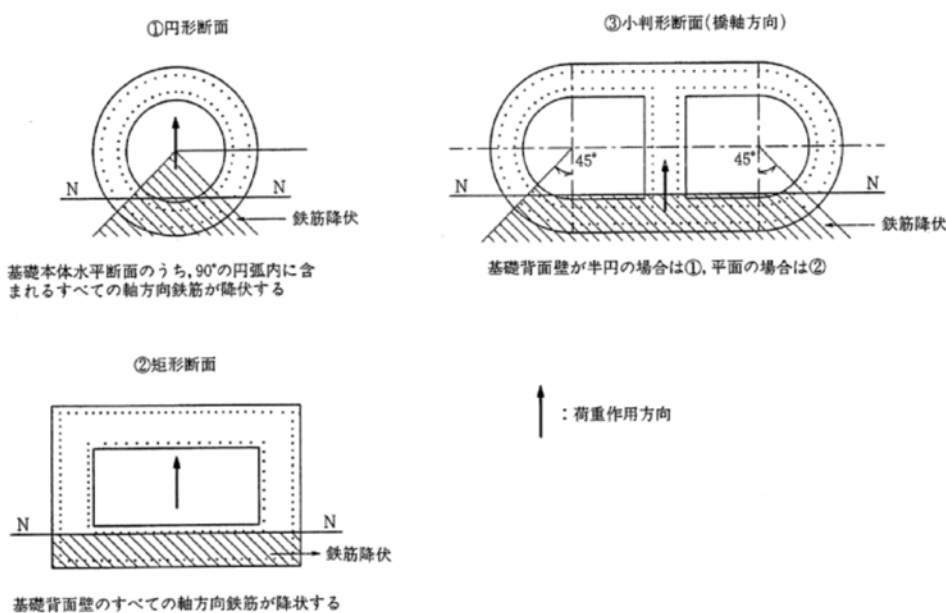


図-18.8-21 基礎本体の降伏の定義図

イ 基礎前面地盤の塑性化

式(18.8-33)により求められる前面地盤の塑性領域率 λ_F が60%に達する。

$$\lambda_F = L_p / L_e \times 100 (\%) \cdots \cdots (18.8-33)$$

ここに、 λ_F : 前面地盤の塑性領域率 (%)

L_p : 基礎前面地盤の水平地盤反力度がその上限値に達した領域の長さの合計 (m)

L_e : 基礎の有効根入れ深さ (m)

ウ 基礎底面の浮上り

式(18.8-34)により求められる基礎底面の浮上り面積率 λ_B が60%に達する。

$$\lambda_B = A_R / A \times 100 (\%) \cdots \cdots (18.8-34)$$

ここに、 λ_B : 基礎底面の浮上り面積率 (%)

A_R : 基礎底面の浮上り面積 (m^2)

A : 基礎底面積 (m^2)

ア～ウに示す降伏の目安は、18.8.4(3)に示す安定計算モデルにより、一般的な地盤条件、形状のケーソン基礎について行った計算の結果から近似的に設定したものであり、ケーソン基礎が特殊な地盤中に設置される場合やケーソン基礎の形状が特殊な場合等については、基礎の全体挙動における水平荷重 P ～水平変位 δ の関係を確認した上で、別途設定する。ここで、水平荷重 P ～水平変位 δ の関係で降伏を設定する方法としては、 $\log P \sim \log \delta$ 法等がある。

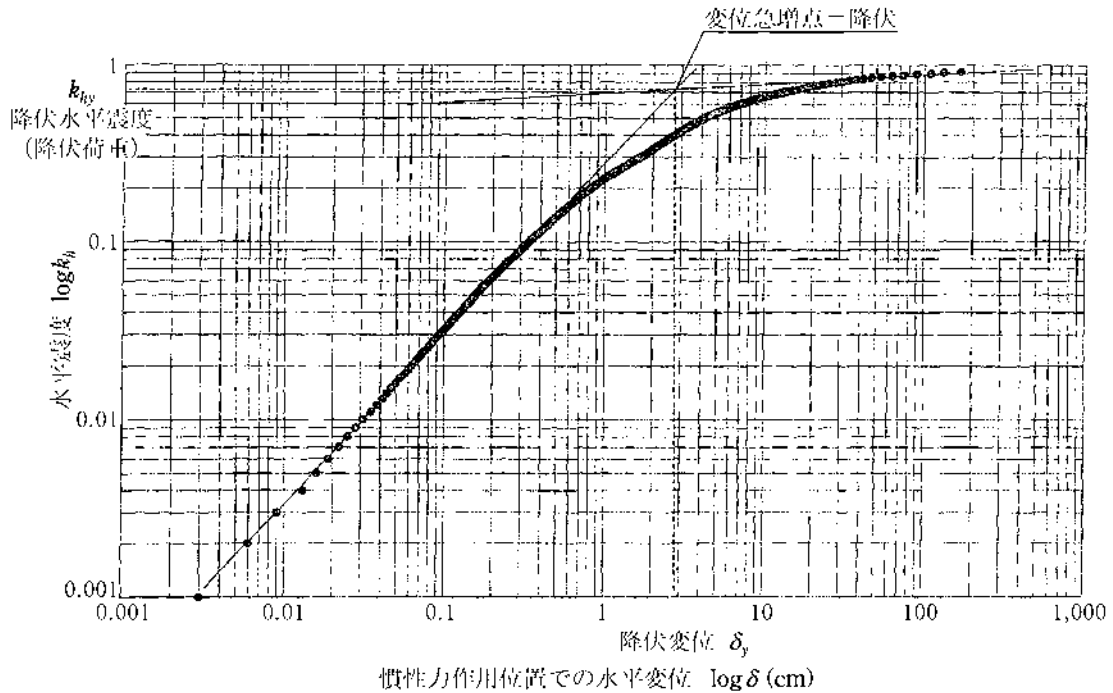


図-18.8-22 水平荷重 P ～水平変位 δ の関係の例

(3) 解析手法

ア 解析モデル

解析モデルは、地盤抵抗を地盤反力係数により評価できる弾性床上の有限長ばりとする。また、解析には、地盤の非線形特性と、基礎本体が降伏を超える場合は、基礎本体の曲げ剛性を低下させながら行う。

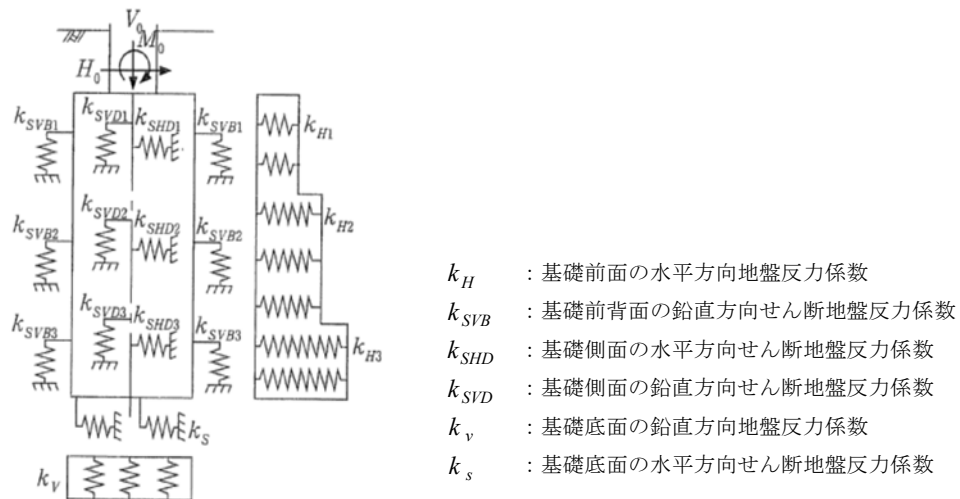


図-18.8-23 基礎本体の解析モデル

また、地盤抵抗の非線形モデルは 18.8.5(6)により、また、基礎本体の降伏を考慮する場合は、非線形モデルは 18.8.5(5)により行う。

イ 解析方法

解析方法は、杭基礎と同様に、ア 解析モデルを用いた荷重増分法（プッシュオーバー解析）により行い、水平力（水平震度）－変位の関係を把握する。

(4) 基礎の許容塑性率及び許容変位

ケーソン基礎の許容塑性率及び許容変位は、基礎に生じる損傷が頭首工としての機能の回復が容易に行い得る程度に留まるように定めるものとし、応答塑性率を許容塑性率以下及び許容変位を許容変位以下とするものとした。

堰柱のケーソン基礎における許容塑性率は、14.2.2(4)に規定する 1 本柱形式の可動堰の曲げ破壊型と判定された場合の許容塑性率に準じて定めるものとし、式(18.8-35)により算出する。

$$\mu_L = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \dots\dots\dots (18.8-35)$$

- ここに、 μ_L : ケーソン基礎の許容塑性率
 δ_u : 基礎が終局に達したときの上部構造の慣性力作用位置における水平変位 (m)
 δ_y : 18.8.5(2)により規定する基礎の降伏に達したときの上部構造の慣性力作用位置における水平変位 (m)
 α : 安全係数で、1.8 とする。

基礎が終局に達した時の上部構造の慣性力作用位置における水平変位 δ_u と、降伏に達した時の上部構造の慣性力作用位置における水平変位 δ_y は、それぞれ 18.8.4(3)に示すモデルにより計算される。安全係数 α は、堰柱よりも損傷度合いを低く抑えるため、1.8 とする。なお、基礎前面地盤の塑性化や基礎底面の浮上りにより基礎の降伏が決まる場合には、基礎の塑性化や基礎の降伏を越えた後に生じるため、見かけ上、応答塑性率が非常に大きくなることがあるが、この場合でも許容塑性率以下とすることにより、基礎の損傷レベルを低く抑えることができる。堰柱のケーソン基礎における許容変位は、ケーソン基礎が降伏を超える場合において、過大な残留変位が基礎に生じないように、一般に、基礎天端の回転角で 0.02rad 程度を目安としてよい。

(5) 基礎部材の非線形特性

基礎の曲げ剛性については、地震時保有水平耐力法による照査においては原則として基礎の降伏に達しないようにすることから、一般には基礎を弾性体と仮定して計算してよい。ただし、堰柱が十分大きな水平耐力を有している場合や地盤の液状化等により、基礎が降伏をこえと考えられる場合には、基礎の剛性低下を考慮して計算を行う。この場合、基礎の曲げモーメント～曲率関係を図-18.8-24のようにモデル化することにより、基礎の曲げ剛性及び剛性低下を評価する。

具体的には、発生モーメント M と原点を通る割線勾配 $E_c I$ をその時の剛性として置き換えていく。

図-18.8-24 における降伏時とは、18.8.5(2)アに示す基礎の塑性化時とし、終局時とは部材の圧縮縁においてコンクリートのひずみが終局ひずみに達する時とする。このときの鉄筋及びコンクリートの応力度～ひずみ曲線は、それぞれ 14.2.2(4)の規定にしたがって求める。なお、コンクリートの終局ひずみは、地震時の繰返し載荷が基礎の耐力に及ぼす影響度に不明な点があるが、ここでは、タイプ II 地震時に対する値を用いてよい。

曲げモーメント

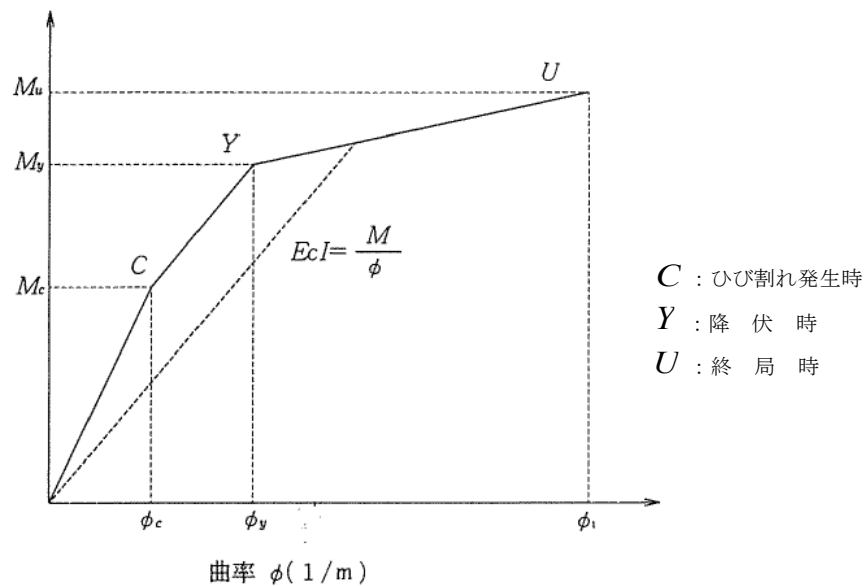


図-18.8-24 基礎の曲げモーメント～曲率関係

(6) 地盤の非線形モデル

ア 基礎周辺の地盤抵抗

地震時保有水平耐力法による照査の際には、18.3.8(4)に規定する各地盤抵抗要素をバイリニア型として扱ってよい。このとき、地盤反力度の上限値は、(ア)～(エ)のように設定する。

(ア) 基礎底面の鉛直地盤反力度

基礎底面の鉛直地盤反力度の上限値は、18.8.4(1)に規定する基礎底面の極限支持力度とする。

(イ) 基礎底面のせん断地盤反力度

基礎底面のせん断地盤反力度の上限値は、式(18.8-36)により求める。

$$p_{su} = H_u / A_e \dots\dots\dots (18.8-36)$$

ここに、 p_{su} : 基礎底面のせん断地盤反力度の上限値 (kN/m²)

H_u : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 (kN) で、式(18.8-5)により求める。

A_e : 基礎底面の有効載荷面積 (m²)

(ウ) 基礎前面の水平地盤反力度

基礎前面の水平地盤反力度の上限値は、式(18.8-37)により求める。

$$p_{Hu} = \alpha_p p_{EP} \dots\dots\dots (18.8-37)$$

ここに、 p_{Hu} : 基礎前面の水平地盤反力度の上限値 (kN/m²)

α_p : 水平地盤反力度の上限値の割増し係数で、式(18.8-38)により求める。

ただし、 N 値 2 以下の軟弱な粘性土では、 $\alpha_p = 1.0$ とする。

$$\alpha_p = 1.0 + 0.5(z/B_e) \leq 3.0 \dots\dots\dots (18.8-38)$$

z : 設計上の地盤面からの深さ (m)

B_e : 基礎の有効前面幅 (m)

p_{EP} : 深さ z における地震時の地盤の受働土圧強度 (kN/m^2)

水平地盤反力度の上限値の割増し係数 α_p は、ケーソン基礎等の柱状体基礎における受働抵抗の 3 次元的な広がり効果を考慮するための係数であり、理論解や実験結果に基づいて設定されている。

- (エ) 基礎側面の水平方向せん断地盤反力度及び周面の鉛直方向せん断地盤反力度

基礎側面の水平方向せん断地盤反力度及び周面の鉛直方向せん断地盤反力度の上限値は、式(18.8-19)により求める最大周面摩擦力度とする。

- (7) 安全性の照査

安全性の照査は、杭基礎と同様の手法による。なお、基礎に塑性化を考慮する場合の許容塑性率は、18.8.5(4)による。

- (8) 部材の照査

ケーソン基礎の各部材は、18.8.4(3)の規定により算出する部材に生じる断面力が当該部材の耐力以下となることを照査する。

ア ケーソンの鉛直方向断面

- (ア) 曲げモーメントの照査

曲げモーメントについては、18.8.5(5)に規定するように、ケーソンの鉛直方向断面の損傷度合いを評価して計算を行うため、照査は省略してよい。

- (イ) せん断力の照査

18.8.5(5)の規定により定められるせん断力が、14.2.2(8)に規定するせん断耐力以下となることを照査する。

イ ケーソンの水平方向断面

18.8.5(5)の規定により求められる基礎前面の水平地盤反力度に対し、(ア)～(ウ)によりケーソンの水平方向断面の曲げせん断に対する照査を行う。

- (ア) 断面力の計算

水平方向断面を水平ラーメンとみなして断面力を計算する。

- (イ) 曲げモーメントの照査

照査断面に発生する曲げモーメントが、14.2.2(7)に規定する部材の最大抵抗曲げモーメント以下となることを照査する。

- (ウ) せん断力の照査

照査断面に発生するせん断力が、14.2.2(8)に規定する部材のせん断耐力以下となることを照査する。

ウ 頂版

18.6(4)で規定するフーチングの設計に準じるものとする。曲げモーメントに対する照査では、頂版厚が厚い場合であっても、フーチングと同様の考え方により断面力を計算する。

なお、ケーソン頂版の場合、側壁に生じる反力の影響が大きいため、せん断力に対する設計では、18.6(4)に規定する版としてのせん断についてのみ照査すればよい。なお、図-18.8-25に示すように、頂版支持部中心線の大半が $h/2$ 以内 (h は頂版厚) にある場合や前面側の頂版支持部中心線が $h/2$ 以内にある場合には、せん断破壊のおそれがないため照査を行う必要はない。

エ 頂版支持部

頂版支持部に浮上りが生じた場合、上部構造の慣性力の作用位置において過度の応答変位や残留変位が生じる可能性があるため、頂版支持部についても本体と同様、部材に発生する曲げモーメントが部材の降伏曲げモーメント以下となることを照査する。

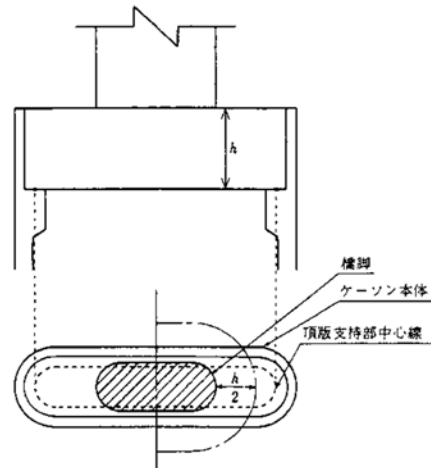


図-18.8-25 せん断の照査が不要となる頂版の例

第19章 魚道の設計

関連条項[基準11、運用11-4]

参考文献[「頭首工の魚道」設計指針]

近年、自然環境に対する社会情勢を背景として、自然生態系に配慮した施設の整備が求められており、魚道も多様な生態を有する魚種に対応する様々な形式が設置されるようになった。そこで、平成26年3月には「頭首工の魚道」設計指針が発行され、具体的な設計手法が解説されている。

ここでは、同書の要点を紹介する。

19.1 一般事項

19.1.1 魚道の定義

魚道とは、魚類等の移動に支障があるような場合、移動を容易にするために造られる施設の総称であり、魚道本体（魚道の上り口から下り口まで）と附帯施設から構成される。

農業用水の取入れのための利水施設である頭首工や床固め工などが設けられることによって、これまで河川を自由に移動していた魚類等の移動に支障を与え、その生息地が狭まり、食餌活動や産卵場所が制限されることで種の永続すらできなくなるような状況となる場合もある。このため、魚道は施設設置前に近い状態で移動できるようにする施設として設けるものである。

また、魚道は、利水施設であっても魚類等の移動が容易にできる構造であることはもちろんのこと、自然環境との調和に配慮しなければならない。

19.1.2 適用範囲

本項の内容は、国営土地改良事業によって実施される頭首工の築造や改修に際して設けられる魚道に適用する。

ダム、河口堰、砂防堰堤、落差工及び防潮樋門等に設置する魚道や、移動以外の目的をもって設置する魚道は、本項で定める以外の要素を考慮する必要があるため適用外とする。

19.1.3 良い魚道がもつ性能

- (1) 移動する魚類等が、魚道上り口又は下り口に集まりやすく、魚道に進入できること。
- (2) 魚道内に進入した全ての魚類等が容易かつ安全にその魚道を移動できること。
- (3) 魚道通過後の魚類等が、安全に河川を移動できること。
- (4) 降下する魚類等が魚道下り口を見つけやすく、安全に下ることができること。
- (5) 構造は簡便で堅牢、維持管理が容易であること。

19.1.4 設計手順

魚道の設計は、設置される頭首工の計画・設計の影響を大きく受ける。また、その本来の対象が生物であることから、生物の生態に立脚した配慮が必要である。

設計に当たっては、河川の生態系やその特性、魚類等の生理・生態を踏まえ、自然的条件、社会的条件を十分に把握した上で、その魚道の目的、規模及びその他の条件の実情に則して、適切な手順により行う。

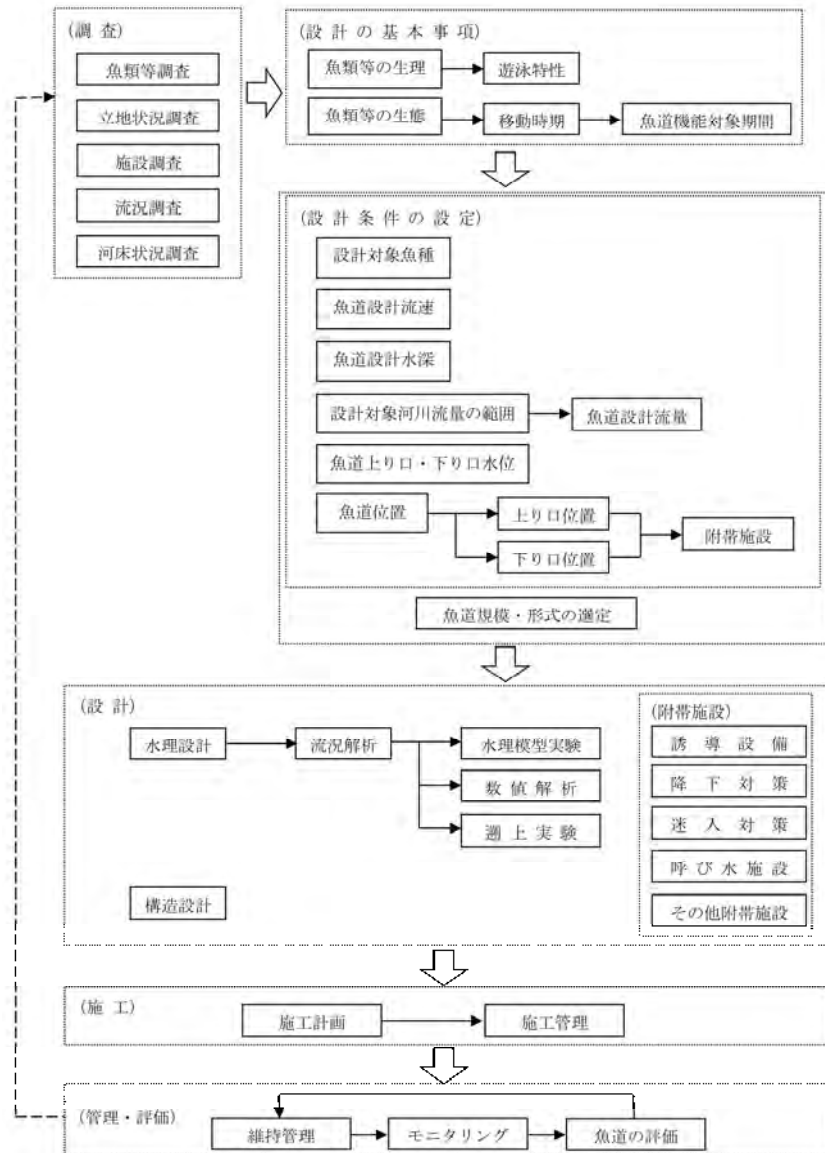


図-19.1-1 魚道設計の一般的な手順

19.2 調査

魚道を設計するに当たっては、当該魚道設置施設の上下流における以下の各種データを収集・把握する。

(1) 魚類等データ

魚類等のデータは、設計対象魚種の設定や、魚道構造の設計に必要なデータである。

(例：魚類等の種類、移動時期・目的と魚種別の魚の大きさ（体長、体高）、移動(量)、遊泳特性等)

(2) 立地状況データ

立地状況のデータは、魚道位置の選定や、魚道構造の設計に必要なデータである。

(例：河床勾配、河床の材質（礫、土砂の流下の有無）、関係漁業権の有無等）

(3) 施設状況データ

施設状況のデータは、魚道位置の選定や、魚道構造の設計に必要なデータである。

(例：構造諸元、取水諸元、管理規程、魚道関係設備の管理方法等)

(4) 流況データ

流況のデータは、魚道上り口・下り口の位置、水位、その変動範囲の推定、魚道流量の調節等の魚道管理計画の設計に必要なデータである。

(例：河川流量を含めた流況、河川水位及び流況、流木・浮遊ゴミ及び潮位と塩分濃度等)

(5) 河床状況データ

河床状況のデータは、魚類等の遡上経路及び集魚場所の推定や魚道上り口位置の選定に必要なデータである。

(例：ミオ筋状況、河床勾配、河床材料、堆砂状況、洗掘状況等)

19.3 魚類等の生理・生態

魚道の設計に当たっては、対象魚類等の生理・生態を把握するため生活型、遊泳形態別に分類し、移動時期、遡上する魚・降下する魚の目的、習性及び行動を把握した上で設計を行う。

19.4 魚道設計条件

魚道の設計条件は以下の項目について設定する。

(1) 設計対象魚種の選定

魚道が設けられる河川に生息する魚類等の中から代表的なものを、設計対象魚種として選定する。また、選定された設計対象魚種を対象として、その遡上時期（遡上開始時期、遡上最盛期及び遡上終了時期）、降下時期等の移動時期とともに、遊泳能力について、適切に把握する。

(2) 魚道設計流速

設計対象魚種の遊泳能力、遊泳特性等を考慮して、魚道設計流速を適切に設定する。

(3) 魚道設計水深

設計対象魚種を含め魚道を通過する大型魚の体高、遊泳能力、遊泳特性等を考慮して、魚道設計水深を適切に設定する。この場合、魚道的水深については、魚類等が遡上でき、かつ外敵からの安全性を十分に発揮できるような深さを確保することが重要である。

(4) 設計河川流量の範囲

魚道が必要とされる河川流量の範囲を設定し、その範囲内では魚道が機能するように設計を行う。

(5) 魚道設計流量・呼び水設計流量

魚道設計流量は、原則として河川維持流量以下とする。

また、魚道の集魚効果を高める目的で設置する呼び水水路の呼び水設計流量は、魚道設計流量を含め河川維持流量以下で設定する。

(6) 魚道上り口水位

魚道上り口水位は、設計対象河川流量の頭首工下流の水位変動範囲から十分余裕を持たせて設定する。

(7) 魚道下り口水位

魚道下り口水位は、一般に、設計取水水位で魚道が十分機能するよう設計する。なお、設計取水水位から数十 cm 程度は変動するため、この変動範囲を踏まえて検討しておく必要がある。

19.5 魚道の位置

19.5.1 魚道の位置

魚道の設置位置の選定に当たっては、頭首工下流の河床状況とその変化、河川低水路幅、取水堰の形態、集魚場所、移動経路、魚類等の習性を考慮するとともに、河川管理施設等構造令等を踏まえて選定する。

(1) 頭首工下流河床状況とその変化

頭首工築造後の洪水や頭首工下流の河川改修等による河床変動を勘案して計画する。また、下流側河床の堆積は魚類等の遡上の障害となる場合があるので十分検討する。

(2) 河川低水路幅

河川低水路幅や河川状況（ミオ筋の状況）等によって、魚道を片岸あるいは両岸に設置するかを検討する。

(3) 取水堰

全可動堰、複合堰、全固定堰など取水堰の形態によって、常時の放流位置とミオ筋の位置関係や魚道設置が可能若しくは、容易な場所が異なる場合があるので、十分な検討が必要である。

(4) 集魚場所

魚類等の集まりやすい場所を検討する。

集魚場所は、取水堰からの放流の方法と水流の状況及びエプロンと護床工の取付け方と魚道からの流れによって異なるため、設置位置は十分な検討を行う。

(5) 移動経路

既設の頭首工の場合には、現況調査と漁業者からの情報の入手により移動経路を明らかにすることが重要である。

新設の頭首工の場合は、まず、流速分布、水深分布などの築造後の流況を推定し、その結果に基づいて移動経路を推定する。

(6) 河川管理施設等構造令の規定

河川管理施設等構造令を遵守した構造とする。

なお近年、河川によっては改修魚道でも設置本数の増加が行われ、魚類等の移動に対応する配慮が成されている。また、魚類等の移動状況調査によっては河川中央部に設置する場合もある。

19.5.2 魚道入口の位置

魚道の上り口は、魚類等が集まりやすい場所に設置するものとするが、集まる場所に設置できない場合、誘導方法について十分検討する。

頭首工下流部の集魚の状態は、取水堰の構造・越流状況によるが、移動時期のゲートの放流方法

によって大きく異なる。

例えば、全可動堰の場合で堰下流部に相当な水深があり調節ゲートから放流すれば、中央部に流れが集中して両端に少し流れの緩やかな場所が生じる。このような場合、上り口を流れの少し緩やかな場所に設置すれば、魚類は主流の両側を移動する習性から魚道上り口に集まり進入する。

しかし、調整ゲートからの放流が強く魚道上り口がこの調整ゲートに近接している場合は、魚がその強い流れに押し流されて魚道上り口に近寄れなくなるので、その影響を考えて魚道上り口的位置を検討する。

なお、魚道の開口方向は、魚類等を魚道入口に誘導・進入しやすくするように検討する。また、既設頭首工に魚道を設置する場合は、魚が集まると思われる場所に魚道上り口を設ければよい。

魚道上り口の構造は、下流から移動してきた魚類等が自然に集まり、移動しやすい流れを作ることが大切である。したがって、魚の溜まり場となり、魚類が休息を得られるように大きめのプールを設ける。

19.5.3 誘導設備

魚道上り口以外に魚が集まると思われる場合には、魚道上り口への誘導設備を設ける。

(1) 呼び水水路

魚類等は呼び水水路から放流される強い流れの両側を移動する習性があるので、その主流の両側が魚道上り口として適した場所になる。ただし、魚道規模、その他の条件から魚道上り口は片側の場合もある。

魚道上り口が呼び水水路の片側のみとなる場合には、呼び水の流れと移動経路を考慮して魚道上り口と呼び水水路の位置を決める。

(2) 上り口の工夫

魚類等が上り口を見つけやすい流れとなるような上り口形状を考える。

たとえば、複数の魚道形式を設ける場合は、魚道設計流量がそれぞれ分割されて少なくなるので、魚類等の移動できる流量が確保できるかを検討する。

(3) 移動路

魚道設計対象の最小河川流量時は、下流側水位が低くなることで水流が拡散して水深が浅くなり、護床ブロックが突き出たり、護床工の下を伏流したりすることもあるため、魚類の移動が困難となる場合がある。

このような場合の魚道上り口までの移動路を確保するよう設計において配慮することが重要である。

19.5.4 出口の位置

魚道が取入口側の場合には、魚道下り口は、一般に取入口の上流側に設置する。降下する魚、特に浮遊状態で降下する仔魚の取入口への迷入・吸引の問題が少なくなるからである。ただし、この場合には、魚道と取水工との交差方法について十分検討する。立地条件等の制約から取入口より下流側に設置する場合は、迷入・吸引の問題が生じないように配慮することが必要である。

魚道が取入口の対岸側にある場合や固定堰の場合には、魚道下り口付近の土砂堆積による魚道への通水障害、堰からの越流による吸引が考えられるので、堰よりある程度上流側に位置を選定するなどの対策が必要である。

19.5.5 頭首工の設置位置における生物の移動にかかる留意点

(1) 頭首工が下流域に設置されている場合

河川に生息する様々な生物は、河川上下流に移動する。頭首工が下流域に設置されている場合、特に両側回遊性や降河回遊性の生物は、まだ小型な時期に頭首工へ到達する機会が多いため、それらに対応した工夫が必要である。特に、シラスウナギ、ハゼ類、カジカ類、甲殻類等の遊泳力が弱い生物を対象とする場合、移動時期の河川流量とそれに対応する現在のゲートの運用方法を把握し、魚道設置の対象地点における流況特性に応じた丁寧な対応が必要となる。

遊泳力の弱い魚種に配慮した魚道の配置、構造の工夫や形式の異なる魚道の併設等を検討するほか、こうした魚類の遡上に望ましい流況を形成できるようなゲート操作方式の検討が必要となることもある。

河川下流域に見られる比較的水深が深く常流的な流れの場所において、河川流量が魚道やゲートのオーバーフローでは対応できずアンダーフローになる場合、魚道の入り口を速い流れがふさがらないようなゲート操作規則を検討し、やむを得ない場合には魚道に影響しない位置のゲートを第一候補とする。

(2) 河川中流以上に設置されている頭首工の場合

転倒ゲートの場合は、転倒した際のゲートの厚みが生物の遡上できる落差であるか、あるいは転倒したゲート板の上を移動可能か、また、その他の通り道を確保できているかを含め検討する。

ローラーゲートの場合、コンクリートのたたき部分が薄い水脈の射流になることが多く、生物の移動には適さない。たたきに魚道的な機能を持たせるなど、それらに対応した通り道の確保を検討する。また、コンクリートのたたきと下流部の落差に問題がないか確認する。

中小河川の頭首工の場合、ほぼ全面を魚道ブロックなどで遡上・降下可能にした方がコスト的にも生物の移動に関しても有利となる場合がありうる。特に土砂や流木などの流下が多い河川で通常のプール型の魚道の閉塞が懸念される場合には、管理面でも全断面魚道の方が適する場合がある。

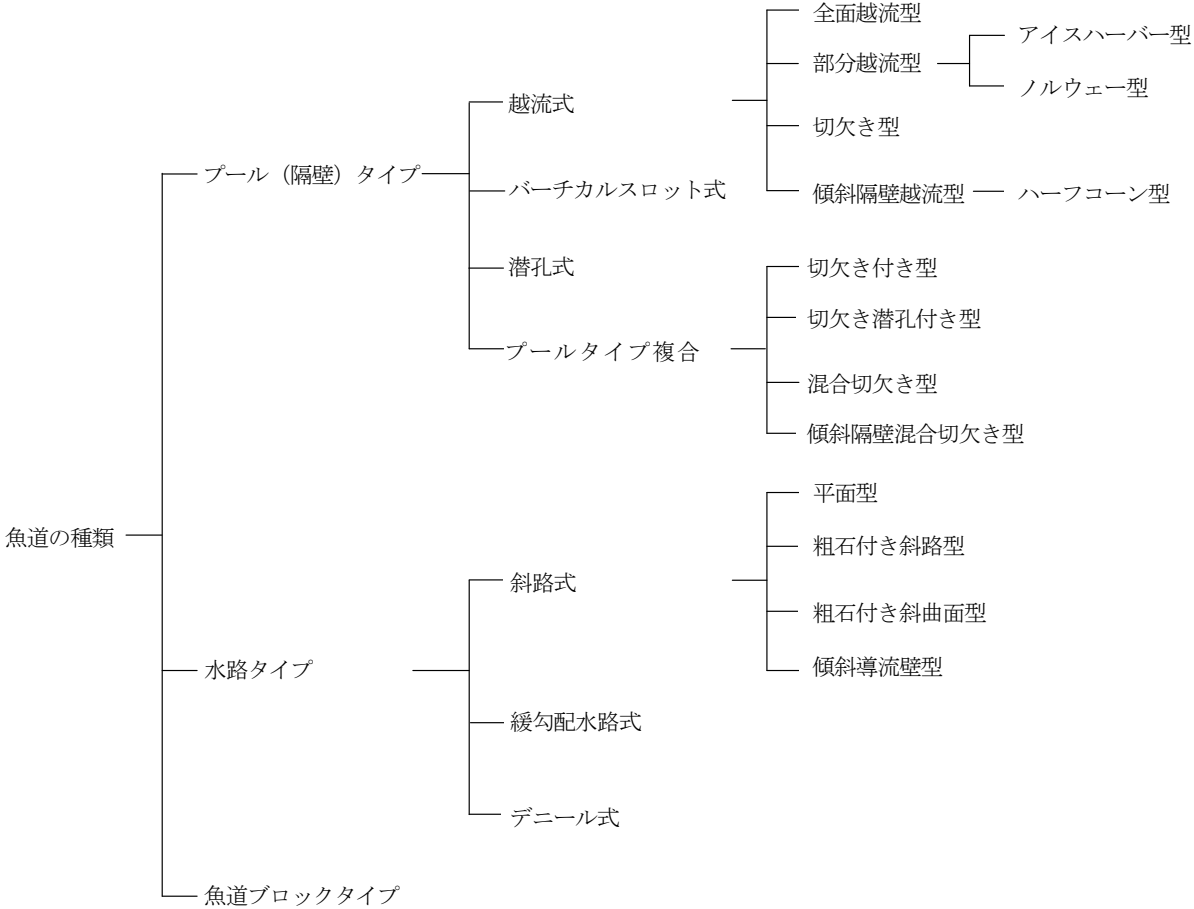
19.6 魚道形式の種類

19.6.1 魚道の形式

魚道は、一般にプール（隔壁）タイプ、水路タイプ及び魚道ブロックタイプの三つのタイプに分かれる。

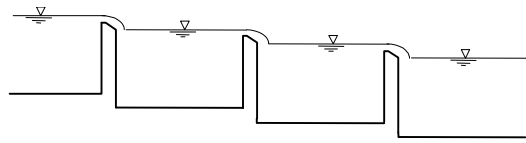
[解説]

魚道の形式を分類整理すると、図-19.6-1 のとおりである。

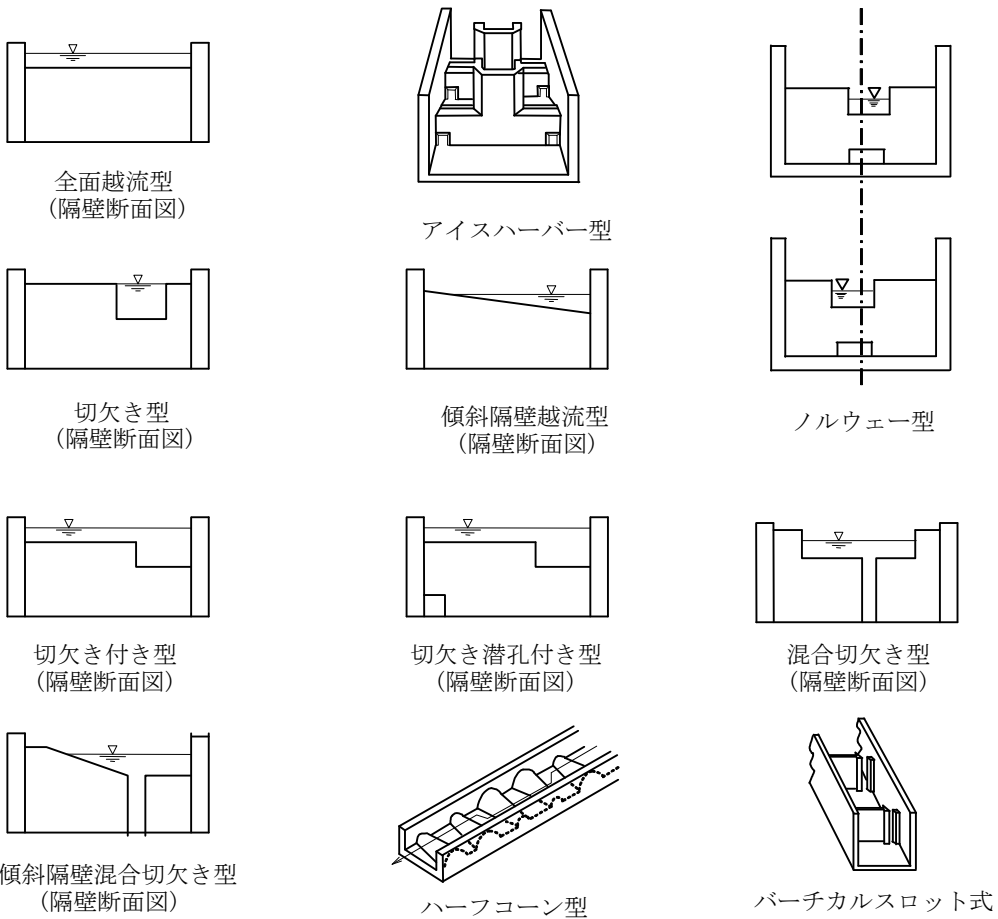


注) 魚道形式によっては、特許が申請されている形式もあるので、採用する際には注意が必要である。

図-19.6-1 魚道形式の分類



越流式魚道縦断面図



注) 潜孔付き型については、潜孔部の閉塞、潜孔部の高速流によって遡上が阻害される場合があるので採用時には注意が必要である。

図-19.6-2 プールタイプの魚道



図-19.6-3 代表的な水路タイプの魚道

19.7 魚道の水理設計

『「頭首工の魚道」設計指針』には、一般的な次の型式について、基本型、水理公式、留意事項を整理しているので参照されたい。

(1) プールタイプの魚道

- ア 越流式（全面越流型、アイスハーバー型）
- イ バーチカルスロット式
- ウ 潜孔式

(2) 水路タイプの魚道

- ア デニール式（標準型、スティープパス型、舟通し型）
- イ 粗石付き斜路型
- ウ 導流壁型

(3) 魚道ブロックタイプ

19.8 魚道形式の選定

魚類等が容易かつ安全に遡上・降下できるように、各魚道形式の特性及びその他の諸条件並びに近傍の事例等を総合的に考慮した上で魚道形式を選定する。なお、多種類の魚類等の移動を容易にしようとする場合、複数の魚道形式を設けることも検討する。

また、魚道基礎部においても、基礎又は埋戻し土の性状によっては、浸透路（横方向の浸透路も含む）を形成する可能性がある。このため、基礎に砂層が存在する場合は特に留意が必要であり、弱部となる層を撤去し、コンクリート等で置き換えるか、止水矢板による止水対策を講じることを検討する。

なお、弱部処理については、18.5.5 弱部処理の留意点も参考とすること。

19.9 附帯施設

附帯施設には、通水量調節装置、ごみ除去装置、魚道上り口保護設備、計数・観察装置、管理設備等があり、必要に応じて設ける。

(1) 通水量調節装置

取水堰の堰上げ水位は、かんがい期、非かんがい期によって大きく変動する。

このような大きな水位変化に対応できない魚道形式では、ゲートを用いて魚道下り口で流量（水位）を調節することとなる。

この場合、水位変動幅、維持管理、魚道形式、河川の状況などによって、ゲート形式を選定する。

頭首工の場合の魚道ゲートはバイパス魚道に設置することになるが、魚道は冠水することがあるので、土砂流下の多い河川では、いずれのゲート形式でも堆砂に対しては十分な検討を行い、土砂排除の維持管理も考慮する。

(2) 呼び水ゲート

呼び水水路に放流流量調節能力を持たせる場合、流量調節ゲートが必要である。ゲート形式は下流側起伏式の事例が多い。

(3) ごみ除去装置

砂礫、流木、ごみ等の流下の多い河川では魚道の閉塞、魚道機能低下などが生じるので、ごみよけスクリーンなどの防止装置を設けることがある。

(4) 魚道上り口保護設備

河床低下、堆砂により移動してきた魚が魚道上り口に進入できなくなることに対応するため、上り口保護設備を設けるとよい。

上り口保護設備には、上り口部に深く大きい上りプールを設けることがある。

その場合は、下流河床との取り付け部（移動路）の構造と河川流量、魚道流量の変動に十分配慮する。

(5) 計数・観察装置

魚道の効果・機能等の追跡調査は、設置した魚道の評価や今後のよりよい魚道の開発に重要である。

これまで行われてきた調査は特定の魚種を対象とし、目視やトラップによる採捕などの方法が主流となっている。目視観測は、最上流部での観察が一般的であり、計測用の橋梁を設けるとよい。また、隔壁天端部を白色に着色したり、ステンレス鋼やアルミニウム鋼を取り付けている例もある。

(6) 管理設備

管理設備には、魚道内に堆積する土砂、流木、ごみ除去のための設備及びごみを集積するためのスペース、管理通路・作業足場、鳥害防止施設、密漁防止施設、警告施設、防護施設、維持管理用の角落し設備等がある。

19.10 既設魚道の改善策

魚類等の移動（遡上・降下）に何らかの支障がある場合は、頭首工本体の運用方法、魚道構造に起因する水理状況及び魚類等の生態環境を十分調査し、改善する。

(1) 改善の要点

ア 魚道の問題点

- (ア) 頭首工からの放流や越流による強い流れに魚類等が向かい、魚道上り口に向かわない。
- (イ) 魚道の上り口付近において河床低下その他の原因で流れの連続性が阻害され、遡上魚の魚道進入が困難な状況にある。
- (ウ) 土砂による魚道の閉塞障害や上流水位変動による魚道内流速、流況などの激変等、魚道の維持管理の不備や上流水位変動に対応できない魚道構造によって遡上魚が魚道を通過できない。特に、粗石付き斜路型魚道の場合、粗度の配置方法によっては実際の流速が設計流速よりかなり速くなる場合もある。

イ 改善の要点

魚道を改善する場合、改善前に遡上魚が遡上できずに集まっている場所を把握する（集魚状況調査）。魚道の改善においては、この点を最大限に生かすことが重要である。

- (ア) 前項(ア)のように、集魚に課題がある場合は、その集魚場所に魚道上り口の移設を行うか、魚道に呼び水施設等の誘導施設を設けるとよい。スイッチバック式の枝分かれ魚道として、上り口位置を複数設けた事例もある（図-19.10-1 参照）。

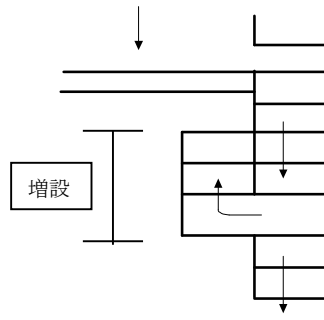


図-19.10-1 スイッチバック式魚道
(魚道への進入が可能な位置に上り口を増設)

- (イ) 前項(イ)のように、河床低下などにより流れの連続性が阻害されている場合は、魚道を延長(図-19.10-2 参照)して魚道上り口が河床と同じ高さになるようにすり付けを行うか、進入を阻害している護床ブロック中に遡上路を設けるとよい。なお、魚道を延長する場合は、既設魚道と流況が変化しないよう留意する。

また、魚道入口部の落差部に魚道ブロック等を設置して流れの連続性を保ち、遡上を助ける工夫をするとよい。なお、エプロンと護床工との間に遡上路を設けて左右岸にある魚道上り口へ移動できるような構造の事例もある。

頭首工の魚道は、高水敷に魚道築造スペースが得られないこともある。そうした場合には、河川管理者と十分打合せを行い、魚類等の移動ができるように、頭首工下流のミオ筋に向かって魚道ブロックを用いた整備を行う等の検討を行う。

また、将来、河床低下が生じることが想定される場合は、魚道下流に魚道延長のためのスペースを確保したり、魚道の河川側にスイッチバックのためのスペースを空けておくこと等も考えられる。

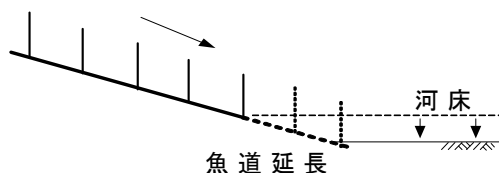


図-19.10-2 魚道の延長

- (ロ) 前項(ロ)の土砂による魚道の閉塞障害が生じている場合は、土砂等を取り除くなど維持管理の向上に努める。セイシュ等の波動が魚道内に生じる場合は、隔壁の一部を非越流に改造(一種のアイスハーバー型)することにより問題を解決できることが多い。

また、上流水位変動に対応できない魚道構造によって遡上魚が魚道を通過できない場合は、部分的な修正で魚類等の遡上が可能になるのかどうかを検討し、これが難しい場合は、抜本的な見直しを行う。

- (ハ) 河川の特長上、堆砂が生じやすい場合などは、魚道上流端付近に土砂止め及び角落し等を備えた排砂口を設け、魚道内への土砂の流入を防止するとともに、排砂口より土砂の排除を行う方法もある(図-19.10-3 参照)。なお、図-19.10-3 のように魚道上流端のプール側壁を一部切欠き、余水放流させる構造も見られる。これにより上流水位上昇時でも魚道直上流水位を安定させ、魚道流況を安定化できる。

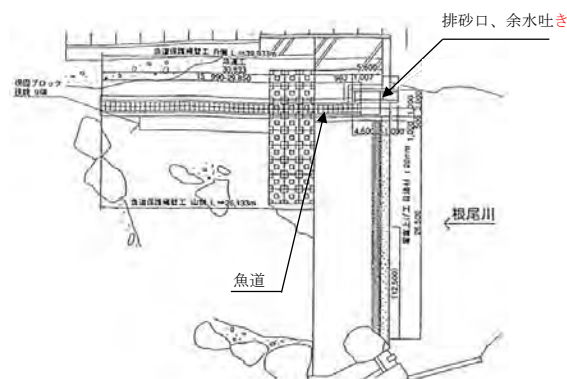


図-19.10-3 排砂口を設けた事例（岐阜県根尾川 長島頭首工）

(2) 改善効果の評価

魚道完成後の評価を行うための移動調査は重要であるが、魚類等は、種類によって移動時期が異なる上、調査計画時に増水などで調査できない場合も想定され、単年度の調査では、データの連続性を失い評価に適正を欠くことになるおそれがある。連続性のある適正なデータを得るためには、完成後、状況に応じて数年間調査して整理しておくことが望ましい。

19.11 迷入・降下魚対策

(1) 取入口への吸引・迷入対策

頭首工では、一般に取入口前面の接近流速は遅く、移動した魚類の取入口への迷入は少ないものと思われる。しかしながら魚道下り口と取入口が近接しており、かつ魚道下り口が取入口の下流側に開口している、あるいは設計取水量が大きく、取入口の設計流速が速いなどの要因から迷入が多く生じる可能性がある場合は、対策が必要となる。対策としては、①魚道下り口位置の検討（取入口より上流側に設置する）②下り口位置と取入口位置の距離を離すこと③下り口に休息するプールを設置することと④土砂吐きゲート構造の変更⑤適切なゲート放流などによる放流管理が考えられる。なお、上記設計上の対策のほか、下記の事例の方法がある。

ア 取入口に近づいた魚及び用水路に迷入した魚類等を誘導などによって方向転換させる。

①スクリーン②バイパス水路

イ 取入口への進入を抑止あるいは妨害する。

①電気スクリーン②音③気泡④光線⑤スクリーン⑥魚返し

(2) 降下対策

魚道は魚類等の遡上だけでなく、降下に対しても対応できるようにしなければならない。

取入口への吸引・迷入や堰からの落下による損傷が生じる可能性がある場合は、それを防止する対策が必要である。

障害としては以下のものが挙げられる。

ア 取水堰ゲートからの落下による損傷

イ たん水域による流速低下のための降下時間の増大

ウ たん水域における他の魚類等による捕食

エ 取入口への迷入

以上のような降下魚対策として、①取水堰ゲートからの越流落下を伴わない放流管理の実施②ゲート直下流への50cm程度の水クッションの設置③捕食魚の産卵制御のため、適切な時期に淡水域から放流を行い、水位を下げる等が考えられるが、魚類の生態等を考慮し、関連する技術書等を参考に検討する。

19.12 魚道機能の保安全管理

19.12.1 魚道の機能保全

魚道の機能保全は、魚道の新築又は改修の目的を達成するため、モニタリング調査結果と評価を踏まえて、順応的管理を行っていくことが重要である。

また、魚道の効率的な機能保全のためには、魚道特有の性質を十分に踏まえた検討を行うことが重要である。

19.12.2 魚道の機能と性能

魚道は、頭首工において魚類等を容易・安全に移動させる目的を果たす機能を有し、その機能は生態保全機能、水理機能、構造機能と社会的機能に分類される。魚道の性能は、これらの機能を発揮する能力を有する必要がある。

19.12.3 魚道の性能管理と性能低下

魚道の性能管理は、生態保全機能に着目し、適切な性能管理手法を適用する。

魚道の性能低下の要因は、立地条件、設計条件、河川流況、頭首工の形式ごとに異なるため、要因の推定に当たっては、性能低下が複数の原因に起因している可能性があることに注意を払うことが重要である。

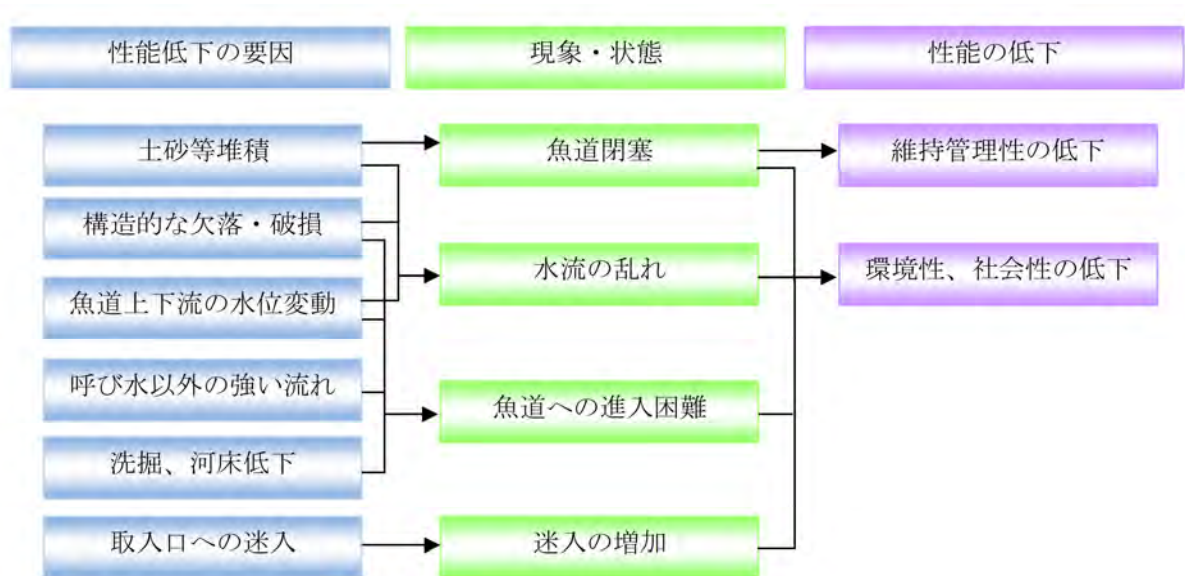


図-19.12-1 魚道の主な性能低下とその要因

19.12.4 魚道の管理・モニタリング・評価

魚道の機能保全における管理・モニタリング・評価は、日常管理における点検及び機能診断調査と評価の結果を踏まえて、適時・的確に、所要の対策を選択して実施する。

魚道の機能保全における管理・モニタリング・評価の取り組みを効率的に進めるため、『農業水利施設の機能保全の手引き「頭首工」』も参考にしつつ、施設の利用と日常管理を行っている施設管理者及び関係する機関が、連携・協力しながら段階的・継続的に以下の取り組みを行う。

- ① 日常管理における点検（機能監視）
- ② 機能診断調査（モニタリング調査等）と評価
- ③ 調査結果に基づく性能低下予測、効率的な対策工法の検討
- ④ 関係機関等の情報共有と役割分担による所要の対策工事の実施
- ⑤ 調査・検討の結果や対策工事に係る情報の蓄積 等

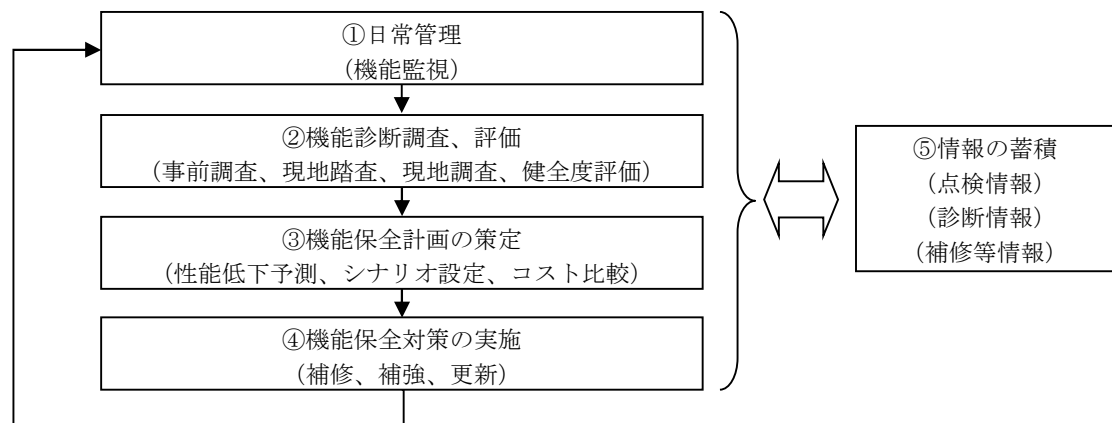


図-19.12-2 魚道の機能保全のフロー

19.12.5 日常点検

魚道の管理者は漁業関係者等と適宜協議を行い、流量調節及び堆砂等に注意し、良好な遡上・降下条件が保たれるように維持管理を行う。日常管理の項目については以下のとおりである。

- (1) 流量の調整
- (2) 堆砂土砂の排出
- (3) 密漁に対する監視や鳥類の採餌防止
- (4) 破損などに伴う機能低下
- (5) 魚類遡上観察室の管理

19.12.6 機能診断調査

魚道の機能診断調査の方針については、28.3.2 診断調査・評価方法に示す。

また、性能低下要因の推定例を表-19.12-1に示す。

表-19.12-1 魚道の性能低下要因推定表の例

性能低下要因 確認する事象	土砂等 堆積	構造的な 欠落・破損	魚道上下 流の水位 変動	呼び水以 外の強い 流れ	河床低下	取入口 の流れ
(1) 魚道上下流の堆砂状況	○		○			
(2) 魚道内の土砂堆積	○					
(3) 流れの状態		○	○			
(4) 魚道上下流の水位			○		○	
(5) 構造的な欠落・破損		○				
(6) 魚道上り口とミオ筋の接続状況	○			○		
(7) 魚道以外の場所での魚類の溜まり	○		○	○	○	
(8) 魚道下流の洗掘や河床低下状況					○	
(9) 魚道下り口付近の取水堰放流・取水流れの状況						○

19.13 魚道の評価

(1) 改善効果の評価

新設又は改修した魚道では、完成後の移動調査は学識経験者等を含めて行うことが大切であり、これによって新築又は改修による評価ができる。

ア 評価項目

移動の状況、魚類の種類・数・体長・下流での集魚の状況、上流での迷入及び、集魚の状況、魚道からの流れと下流河川との整合性等

(2) 評価手順と留意事項

魚道の効果判定の基本は、①頭首工などの障害物が設置される前の魚類等、移動数、体長を把握しておき、②設置後の（魚道及びその他の場所からの）魚種、移動数、体長を調査して、③設置前後の魚種、移動数、体長の変化を調べることである。

具体的には、頭首工などの障害物の設置前後における魚類等の種類、移動数、計画時には確認されていなかった魚類等の移動の有無などを把握する必要がある、その調査のためには事前に魚道評価計画を立案することが必要である。

魚道評価計画の立案や調査後の評価に当たっては、学識経験者・漁業協同組合等の関係団体等の意見を参考に調査項目、調査方法の設定、調査結果の取りまとめを行うことが望ましく、魚道評価のための計測機器や施設の設置が必要な場合は、あらかじめ頭首工設計に反映させることが必要である。

なお、魚道の評価は、魚類等の移動量のみ注目することが多いが、魚類等は移動時間や移動形態（集団での移動等）、測定日時などによって、移動量が異なることから移動量のみに着目した評価では適正な評価とならない場合もある。

そのため、魚道の目的によっては、対象魚種だけではなく多種多様な魚類等の移動を確認すること自体が評価の一つになることも認識することが必要である。

次に近年設置された魚道評価施設の事例を紹介する。(犬山頭首工、石部頭首工)

事例1：遡上魚類の自動計測による評価・・・・・・・・・・犬山頭首工

写真のとおり魚道に設置したステンレス板の映像をカメラに写し、モニター画面上の魚影を自動でカウントするシステムである。

本システムの導入に当たっては、濁水中でのカメラによる魚類の判別能力、夜間照明による魚類への影響等、魚類の生態等を考慮した検討を行う。

特に、日没や日の出間近に移動する魚類や集団で遡上を行う魚類を対象とする場合は、個体数認識の精度を検証することが必要である。

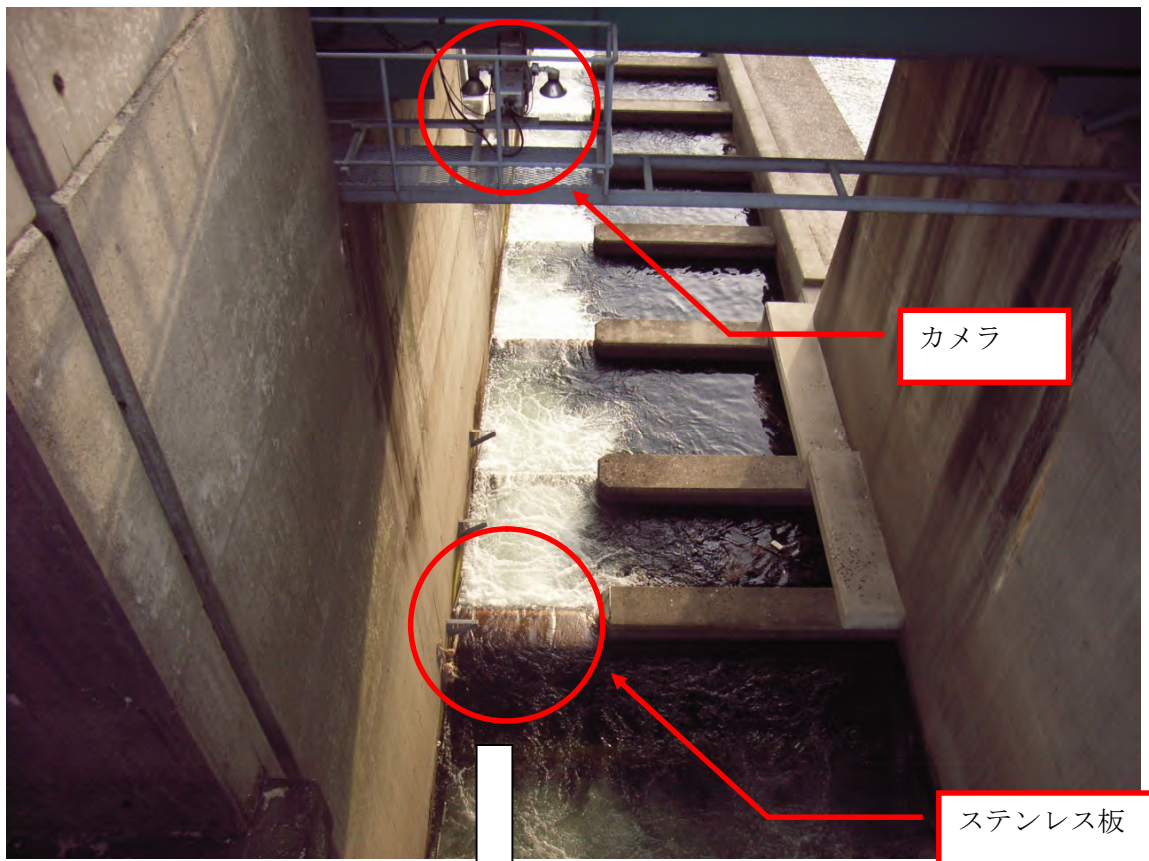


写真-19.13-1 設備の設置状況写真

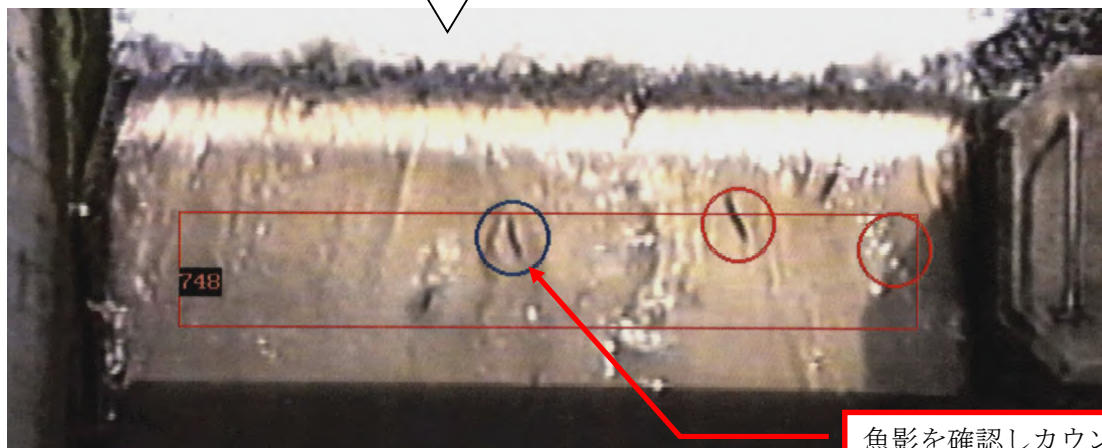


写真-19.13-2 魚道監視システムのモニター画像

魚影を確認しカウント

事例 2：魚類観察窓施設の設置による評価・・・・・・・・石部頭首工

観察窓は強化ガラス（ $t=19\text{mm}$ ）2枚の合わせガラス（総厚 38mm）を採用している。

その採用理由として水族館等での実績が多く土砂等の流下に対して傷が付きにくいことを挙げている。

環境学習にも使用されている。



写真-19.13-3 魚道モニタリング施設

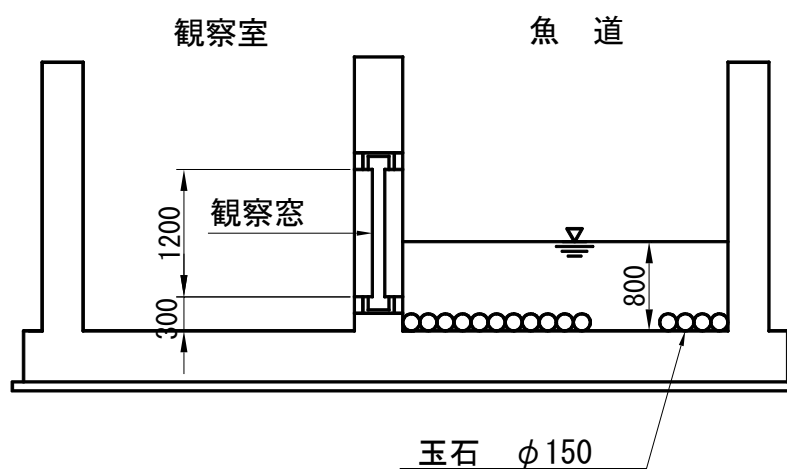


図-19.13-1 魚道観察窓断面図

第 20 章 沈砂池の一般的設計手法

関連条項 [基準11、運用11-5]

有害な土砂礫の沈積排除に対し効果的な沈砂池をつくるためには、計画通水量、建設地点の地形等に適した設計を行う必要がある。ここでは、一般的な沈砂池の水理設計手法について解説する。

20.1 位置の選定

沈砂池は、取入口に続いて、用水路の始点に設けるようにするのが一般的であるが、やむを得ない場合には、なるべく取入口に近い適当な場所に設ける。

地形上取入口の近くに適切な用地が得られない場合には、取入口から下流の適当な地点を選定する。

沈砂池に沈積した土砂礫を流水で自然排除する場合には、土砂礫の掃流・排除に必要な落差が確保される位置を選定する。

河川勾配が緩やかな河川下流部で落差が小さい場合には、取入口又は取水堰上流側の適地に沈砂池を設置すると、堰上げ水位を利用することによって、沈積土砂礫の排除に必要な落差を得ることができる^{*1、*2}。

20.2 流入導水路

沈砂池への流入速度が小さいほど土砂礫の沈積効果は高くなるので、流入導水路は取入口の幅に準じて通水幅を広くし、流積を大きくするとともに、沈砂池流入拡大移行部は広がり角を小さくして、流水の整流に有利な形状とするのがよい。

また、流入水の方法は沈砂池の中心線と一致するように配慮すべきであるが、やむを得ず流入導水路が湾曲するような場合には、導流壁を設置して偏流が起らないようにすべきである。

20.3 流入土砂礫と沈砂容積

取入口から流入する土砂礫の量を推定することは、きわめて困難である。

沈砂池に流入、沈積する土砂礫の量は容積比にして通水量の 0.01%程度を目安とする方法があるが、溪流河川では、期別、流況によって 0.5～1.0%に及ぶことがある。

かんがい用水専用の沈砂池で沈積すべき最小粒径は、砂粒子の用水路での沈積の有無、水田の減水深の状況、かんがい方法などによって決められるものである。一般には、0.3 mm を基準とする例が多い。

上水道、工業用水などと共用して総合取水する場合には、沈積すべき最小粒径は、各用水中の最小粒径によって規定される。上水道では 0.1～0.2 mm 以上の砂粒子の沈積処理を目標とする^{*3}。

*1 山本光男・王如意：堰上げ水位を利用した取水堰上流側に設置する沈砂地、農業土木学会講演要旨集 p. 40～41. (1989)

*2 山本光男：河川地形与取水方式之研究、台湾行政院農業委員会 (1989)

*3 日本水道協会：水道施設基準解説 (1958)

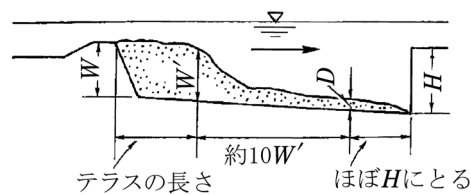


図-20.3-1 沈砂溝内の堆砂状況

沈砂池で沈積処理すべき砂粒子は、一般に掃流砂（bed load）の形で流送されるものである。沈砂池内の流れが順流で、偏流や逆流が起こらないように十分整流されているときには、図-20.3-1に示すように、粒径の大きな砂粒子は沈砂溝入口から、砂粒子の限界掃流力と堆砂面上の掃流力とが平衡しながら沈積してテラス（堆砂段丘）を形成する。テラスの前面は流入土砂礫の増加とともに前進し、テラスの区間で沈積し得なかった微小な砂粒子及び流況によって浮遊流砂（suspended load）の形で流下して沈降した微細な砂粒子は、掃流流下されながらテラス前面から沈砂溝底に沿って薄い堆砂層を形成する^{*4}、^{*5}。

沈砂溝内の掃流力と沈積すべき最小粒子の限界掃流力とが平衡して、移動しなくなる位置（沈砂溝下流端から流出口数高程度上流、堆砂層厚 $D = 20 \sim 25 \text{ cm}$ ）を設定し、その位置で所定の沈積限界最小粒子が沈積を完了する時をもって、沈砂許容限界とする。

沈砂許容限界に達した時、沈積限界最小粒子が沈積を完了する位置は、テラス前面から、その高さの約 10 倍^{*6}の距離とし、これとテラスの長さことから、許容沈砂容積を概定する。

許容沈砂容積は、一取水期間中（一排砂操作当たり）の流入土砂礫の総量をもって決めるが、流入土砂礫の量は取水期別、流況によって異なるので、沈砂溝を隔壁によって 2 連以上に分割し、一沈砂溝ごとに随時排砂操作が行えるように操作基準を設定すると、沈砂容積を小さくすることができる。

20.4 沈砂池の水理構造

沈砂池は、計画通水量、建設地点の地形に適合した形状とし、沈砂溝内の流れが一様で、所定の砂粒子の沈積に有効であるとともに、沈積土砂礫の排除が容易であり、利水上、維持管理上有利な水理構造とする。

沈砂池の形状は左右対称で、沈砂溝は一様長方形断面とするのがよい。沈砂溝底床を船底型としたものは、沈砂容積が減少し、完全排砂が困難になる場合が多いので望ましくない。沈砂溝は利水上並びに維持管理上 2 連以上にするのがよい。

単一沈砂溝の幅が大きい場合には、隔壁によって何連かの沈砂溝に分割し、個々の沈砂溝は、幅に比べて水深が大きくなるようにすると、次に述べる整流逆勾配の設置によって、沈砂効果とともに排砂効果を高めることができ、通水と排砂を同時に実現し得る構造とすることができる。

また、沈砂池内でセイシュの発生により、浮遊流砂の巻上げが発生する場合もあることから、流入、流出部に水面変動が生じない構造とする。

^{*4} 福田仁志・緒形博之・山本光男：濃尾地区羽島用水沈砂池の各部構造と掃流力との関係についての水理模型実験報告、東京大学農業水文学研究室（1961）

^{*5} 山本光男：かんがい用沈砂池の水理構造について、宇都宮大学農学報、Vol15. No. 2（1963）

^{*6} 山本光男：沈砂池の水理構造、東京教育大学農紀要、No. 20（1974）

20.5 流入拡大移行部

沈砂池流入拡大移行部の流れは、左右均等で偏流や逆流が起こらないようにする。導水路から沈砂池への流入移行部で、常流状態導水路の流積が急拡大する場合には、流線の剥離が起こり、偏流や逆流が発生して、沈砂池の有効流積が減少し、沈砂効果は低下する。したがって、導水路の幅は可能な限り大きくして、流入拡大移行部の広がり角（側壁の交角）はできるだけ小さくなるようにするのがよい。また、幾何学的美観から、流入拡大移行部の側壁を複曲線にすることがあるが、複曲線凹部では流線の剥離が起こり、偏流が発生しやすいので望ましくない。

常流状態開水路の拡大移行部の広がり角が 10° 以上になると流線剥離の影響が現れる^{*7}ので、広がり角が $40^\circ \sim 60^\circ$ あるいはそれ以上になる沈砂池の流入拡大移行部では適切な整流方法を講ずることが必要である。

整流方法として、導流壁、整流格子^{*8}、整流板（多孔板^{*9}）等を設置することがあるが、次の整流方法が有効である。

- (1) 取入れ水位がほぼ一定に保たれる場合には、流入拡大移行部の流積が流入導水路の流積に等しくなるように逆勾配（整流逆勾配^{*10}）を拡大移行部終端まで設ける（図-20.5-1 参照）。拡大移行部終端からは、逆勾配に続いて 2m 程度の水平部を設け沈砂溝入口とする。沈砂溝入口は 45° 前後の段落ち斜面とする。

沈砂池の幅が大きく、隔壁によって 2 連以上の沈砂溝に分割する場合には隔壁を少なくとも逆勾配這上がり終端まで延長して水切りとする。

取水停止時、逆勾配上流側のたん水を排除するために水抜きを設ける。水抜きは、図-20.5-1 (a) のように逆勾配下部に内径 100mm 程度の管を布設するか、逆勾配始点側壁に水抜き孔を設ける。

- (2) 取入れ水位が変動して、一定取水水位が保たれにくい場合には、図-20.5-1 (b) に示すように、流入拡大移行部の流積が等しく、横幅が広がる管路（整流広がり管^{*11}）とする。底床面は水平又は緩やかな逆勾配とする。

この方式は流入拡大移行部が、横断道路敷と共用になる場所に適用することができる。また、広がり管入口部にトラフを設置して余水吐きとすると、浮遊流下物の排除も可能になる。

沈砂溝を 2 連以上に分割するときには、管路内にも隔壁を設け、排砂流量を調整するために、管路入口に制水ゲートを設置する。

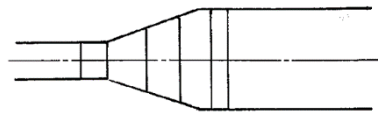
*7 松下 玄：開水路常流の拡大移行部の流れ、農業土木研究、25(2)、p. 113～117. (1957)

*8 中谷 強：急流河川に設けられる頭首工の取水方法について、農林省早月川農業水利事業所 (1956)

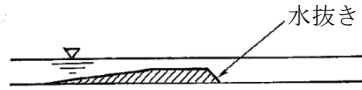
*9 前田 稔：急速濾過機構に関する実験的研究とその応用、阪神上水道市町村組合 (1957)

*10 山本光男：かんがい用沈砂池の水理構造に関する研究、水資源開発公団、水路技術委員会報告書 (1965)

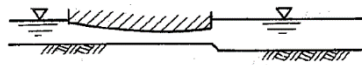
*11 緒形博之・山本光男・保田 隆：沈砂池の整流に関する研究、農業土木学会講演要旨集 p. 129～130. (1963)



拡大移行部平面図



(a) 逆勾配方式



(b) 整流拡がり管方式

図-20.5-1 拡大移行部整流方式

20.6 沈砂溝の通水幅と深さ

沈砂溝の幅と深さは、沈砂池建設地点の地形及び通水量に適するように決め、流入土砂礫の沈積排除に有利な大きさとする。

沈砂溝内における流入土砂礫の流送形態及び沈積状態、並びに沈砂溝内の掃流力と沈積すべき最小粒子の限界掃流力との関係等から、一様長方形断面を有する沈砂溝の幅と深さは、次のようにして決めることができる。

(1) 沈砂溝の底勾配を与えない場合

$$B = \frac{Q}{hu_c} \dots\dots\dots (20.6-1)$$

ここに、 B : 沈砂溝の幅 (m)

h : 沈砂許容限界における所定の最小粒子が沈積を完了する点の堆砂面上の水深 (m)

Q : 一沈砂溝設計通水量 (m^3/s)

u_c : 所定砂粒子の掃流限界流速 (m/s)

砂粒子の掃流限界流速 u_c は、次式を満足するようにする。

$$u_c = \frac{U_{*c} R^{1/6}}{ng^{1/2}} \dots\dots\dots (20.6-2)$$

ここに、 U_{*c} : 限界摩擦速度 (m/s)

R : 所定砂粒子が沈積を完了する時の堆砂面上の径深 (m)

n : 堆砂面の粗度係数

g : 重力の加速度 (m/s^2)

粒径 0.3 mm のとき、 $u_c \doteq 0.20 \text{ m/s}$ を目安とする。

(2) 底勾配を与え、射流排砂を実現する場合^{*12}

$$B = \left(h^2 + \frac{\alpha Q^2}{\kappa h} \right)^{1/2} - h \quad \dots\dots\dots (20.6-3)$$

ここに、 B : 沈砂溝の幅 (m)

h : 沈積許容限界における所定の最小粒子が沈積を完了する点の堆砂面上の水深 (m)

Q : 一沈砂溝の設計通水量 (m^3/s)

$\alpha = 1.0 \sim 1.2$: 沈砂溝内の流速変動を考慮した係数

$$\kappa = \tau_c / (\rho i)$$

τ_c : 沈積すべき最小粒子の限界掃流力 (kN/m^2)

ρ : 通水の密度 (t/m^3)

i : 沈砂溝の底勾配 $i > 1/100$

岩垣公式により、粒径 d_c (cm) が $0.0065 \leq d_c \leq 0.0565$ に対して、水の密度 ρ (t/m^3)、砂粒子の密度 $\sigma = 2.65$ (t/m^3)、通水の動粘性係数 $\nu = 0.01$ cm^2/s 、重力の加速度 $g = 980$ cm/s^2 とするとき、粒径 d_c の砂粒子の限界摩擦速度 U_{*c} は、

$$\rho = 1.0 (\text{t}/\text{m}^3) \text{ のとき } U_{*c}^2 = \tau_c / \rho = 8.41 d_c^{11/32} \times 10^{-4} \text{ (m}^2/\text{s}^2)$$

$$\rho = 1.05 (\text{t}/\text{m}^3) \text{ のとき } U_{*c}^2 = \tau_c / \rho = 7.86 d_c^{11/32} \times 10^{-4} \text{ (m}^2/\text{s}^2)$$

となる。通水の密度が $\rho = 1.05$ (t/m^3) より大きくなることはほとんどない。

式 (20.6-1)、式 (20.6-3) がともに用いられるような場合には、与えられた水深 h に対して、両式で求めた B の値のうち大きい方を用いる。

沈積すべき最小粒子が沈積を完了する点における堆砂層の厚さを D (25 cm 程度) とすると、この断面における沈砂溝の深さは、 $H = h + D$ となる。沈砂溝の幅 B と水深 h とは、いずれか一方を与えることにより、他方の値を決めることができるが、通水量、地形によって、単一沈砂溝の幅が水深に比べて大きくなるような場合には、隔壁によって、2 連以上の沈砂溝に分割し、随時排砂できるようにすると、沈砂池の容積を小さくすることができ、利水上、維持管理上も有利な水理構造とすることができる^{*13}。沈砂溝の幅と水深との関係は、沈砂池建設地点の地形の制約を受けるところが大きい、通水量 $Q = 1 \sim 5$ m^3/s の場合、一沈砂溝の幅 B と平均深さ h_m との関係が $h_m / B = 1.25$ 程度になるようにするとよい。

20.7 沈砂溝の長さ

沈砂溝の長さは、「20.3 流入土砂礫と沈砂容積」で決められた、沈積最小粒径の砂粒子の沈積に必要な長さとする。

沈砂溝の長さを的確に決めることは容易なことではない。いくつかの計算式によって、沈砂溝の長さを算出し、比較検討のうえ、安全を見込んで長さを決定するのがよい。いずれの計算式による場合でも、所定の砂粒子が沈積を完了する位置における沈砂溝断面の掃流力は、その粒子の限界掃流力より小さくなるように、沈砂溝の幅と水深を決めることはいうまでもない。

^{*12} 山本光男：沈砂溝内の掃流力と沈砂溝の諸元、農業土木学会論文集、No. 53 p. 21～26. (1974)

^{*13} 山本光男・根岸俊男・吉田昌弘・盛田健一：沈砂溝の諸元決定における隔壁の効果、農業土木学会論文集、No. 57 p. 21～25. (1975)

20.7.1 沈降理論に基づいた計算式

$$L = K \frac{h}{v_g} u = K \frac{Q}{B v_g} \dots\dots\dots (20.7-1)$$

- ここに、
 L : 沈砂溝の長さ (m)
 K : 1.5~2.0 (安全係数)
 h : 沈積すべき最小粒子が沈積を完了する位置における堆砂面上の水深 (m)
 B : 沈砂溝の幅 (m)
 $u = u_c$: 式 (20.6-2) によって求めた値 (m/s)
 v_g : 沈積すべき最小粒子の限界沈降速度 (m/s)
 Q : 一沈砂溝設計通水量 (m^3/s)

上式は層流沈降理論に基づいたもので、沈砂池で沈積処理の対象とする砂粒子の沈積状況から考えると、理論的には不合理な点があるが、水深及び幅の決め方が適切で、沈砂池設計条件に応じた安全係数を採用すると、実用上支障のない沈砂溝の長さを求めることができる。

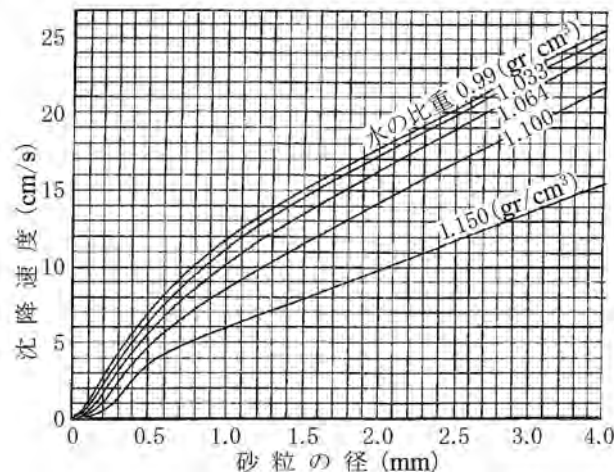


図-20.7-1 砂礫の粒径 d と沈降速度 v_g との関係

表-20.7-1 濁水中の許容限界沈降速度

濁水の比重	粒径(mm)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0	2.2	3.0
1.100	v_g (m/s)	0.003	0.01	0.025	0.049	0.085	0.14	0.194
1.064	v_g (m/s)	0.005	0.015	0.032	0.057	0.10	0.162	0.217

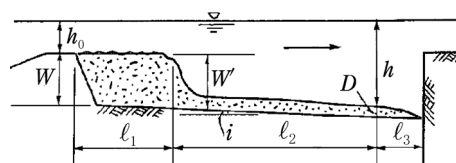
20.7.2 段落流剥離領域長に基づいた計算式^{*14}

図-20.7-2 沈砂溝断面図

^{*14} 山本光男 : Method of Determining Dimensions of Sedimentation Ditches on The Iwakita Sedimentation Basin of The Yahagi River, 9th Congress on ICID (1975)

$$L = \ell_1 + \ell_2 + \ell_3 \dots\dots\dots (20.7-2)$$

ここに、 L : 沈砂溝の長さ (m)

ℓ_1 : セディメントテラス (堆砂段丘) の長さ (m)

ℓ_2 : テラス前面から、所定の最小粒子が沈積を完了する位置までの距離 (m)

$$\ell_2 \doteq 10W'$$

W' : テラス前面の高さ (m)

W : 沈砂溝入口段落斜面の高さ (m) ($W' \doteq W$)

ℓ_3 : 余裕長 (m) (沈砂溝下流端流出口の高さ程度)

式 (20.7-2) は、テラス下流側の渦乱流が一樣な流れになる断面で、所定の最小粒子の限界掃流力と、沈砂溝の掃流力とが平衡して沈積を完了するとして ℓ_2 を求め、堆砂量、排砂操作によって決めるテラスの長さ ℓ_1 、及び余裕長 ℓ_3 とから沈砂溝の長さを求める方法である。図-20.7-2 から、 $\ell_2 = 10W$ とすると、

$$\ell_2 = \frac{\{(h+D)-h_0\}-\{(h+D)-h_0\}/(10i+1)}{i} \dots\dots\dots (20.7-3)$$

$$W = \frac{(h+D)-h_0}{10i+1}$$

となる。

20.7.3 経験式

$$L = 20\sqrt{Q}^{*15} \dots\dots\dots (20.7-4)$$

ここに、 L : 沈砂溝の最小長さ (m)

Q : 沈砂溝設計通水量 (m^3/s)

上式は、沈砂溝の通水量 $Q = 1 \sim 5 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合 $Q = 1 \text{ m}^3/\text{s}$ のとき、 $L = 20 \text{ m}$ 、 L は $\sqrt{Q}$ に比例するとして、沈砂溝の長さを求める経験式である。沈砂溝の平均水深 h_m と幅 B との比が $h_m/B \doteq 1.25$ 、沈積限界最小粒径 $0.3 \sim 0.5 \text{ mm}$ の場合に、沈砂溝の最小長さを求める式として沈砂溝の長さを概定する場合に便利である。

20.8 沈砂溝の底勾配

流水で、自然排砂を行う沈砂池では、沈積土砂礫を掃流排除するために、沈砂溝に底勾配をつけ、完全射流排砂ができるようにする。

沈砂溝内の沈積土砂礫を完全掃流排除するためには、底勾配はできるだけ大きくするのがよいが、底勾配を過度に大きくすると通水時、沈砂溝流入部における掃流力が過大になり、所定の粒子が沈積を完了する点まで、かなりの流下距離を必要とするようになる^{*13}。

沈砂溝の底勾配は、流入土砂礫の沈積と、沈積土砂礫の掃流排除の両面から、地形、通水量を考えて決定する。一般に、 $i = 1/50 \sim 1/70$ 程度とする。

落差が十分大きくとれるところでは、沈砂溝末端部で、 $i = 1/10$ 前後の急勾配にすると、掃流土砂礫は排砂管に流入しやすくなる (図-20.10-1)。

^{*15} J. Molbert, A. Ponsard, E. Chardonnet: Experience De L' E. D. F. Dans Le Domaine Des Prises D' Eau De Haute Montagne A Chasses Automatiques, 9th Congresson I. C. I. D Q-30, R-24 (1975)

底勾配は縦断方向だけでなく、横断方向にも勾配をつけて、舟底型にすることがあるが、沈砂溝の幅が大きくなると舟底型斜面上の沈積土砂礫が残留して、完全掃流排除が不可能になることがある。

機械排砂を行う沈砂池では、パワーショベル、ブレードレスサンドポンプ等の掃砂機の運行のために、沈砂溝の底は水平にし、機械の運転に支障のない幅とするが、沈積土砂礫をいったん集砂槽に流し込んだのち、サンドポンプで排出する場合には、自然排砂に準じて底勾配をつける。

20.9 沈砂溝下流端幹線水路への接続^{*16}

沈砂溝下流端は鉛直壁面とし、制水ゲートを取り付ける。

流入導水路の水位を引き継いだ沈砂溝の水位を幹線水路起点水位に接続する方法は、落差によって、図-20.9-1(a)のように断面縮小水路の形式をとるものと、図-20.9-1(b)、(c)のように完全越流形式をとるものがある。図-20.9-1(b)の越流形式は、沈砂池の中心線と基幹水路の中心線とが一致する場合のみならず、両者が直交する地形に適用して有効である。図-20.9-1(c)の場合は、沈砂溝に直角に設置したU字溝に、上、下流両方向から越流流入する方式で、越流幅が倍増するために、図-20.9-1(a)、(b)の場合に比べて、通水量の変化に対して、通水位の変動が小さくなるので、沈砂効果、維持管理面で有利になる。

沈砂溝の計画通水量 Q (m³/s)、通水位 WL (m)、沈砂溝の幅 B (m)、重力の加速度 g (m/s²)、接近流速水頭 h_a とすると、図-20.9-1(b)の場合の越流堰頂の標高 EL (m)は、

$$EL = (WL + h_a) - 1.53 \sqrt{\frac{Q^2}{gB^2}} \dots\dots\dots (20.9-1)$$

越流水深 h は、

$$h = 1.53 \sqrt{\frac{Q^2}{gB^2}} - h_a \dots\dots\dots (20.9-2)$$

となる、図-20.9-1(c)の場合のU字溝越流頂標高 EL' (m)は、

$$EL' = (WL + h_a) - 1.53 \sqrt{\frac{Q^2}{g(2B)^2}} \dots\dots\dots (20.9-3)$$

によって求めることができる。

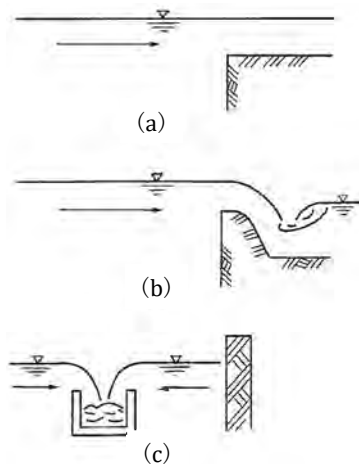


図-20.9-1 沈砂溝末端水位引継ぎ方法

^{*16} 山本光男：河川地形与取水方式之研究、台湾行政院農業委員会（1989）

20.10 排砂管の水利構造^{*17}

沈砂溝に沈積した土砂礫を自然排砂する場合には、沈砂溝の底勾配、沈砂溝下流端の排砂管取付け移行部、排砂管流入口と吐出し口落差、排砂管の底勾配、及び排砂管の取付け角などはもちろん、排砂流量と沈砂溝の幅及び排砂管の断面形との関係が適切でなくてはならない。

落差が十分大きい場合には、図-20.10-1 に示すように、沈砂溝の下流端 5～10m の区間の底勾配を大きくし、排砂時、排砂管入口の水位は沈砂溝内の掃流水位以下になるようにして、排砂管の断面及び勾配は、排砂流量を十分流下し得る大きさとする。この場合の排砂管の断面形は円形、長方形のいずれでもよい。

低落差の場合についても、沈砂溝末端に排砂管取付け移行部を設けて、衝撃波を生起させ、排砂流量と沈砂溝の幅及び長方形断面排砂管との間の適切な関係を求めると、沈砂溝は完全射流排砂が可能になる。

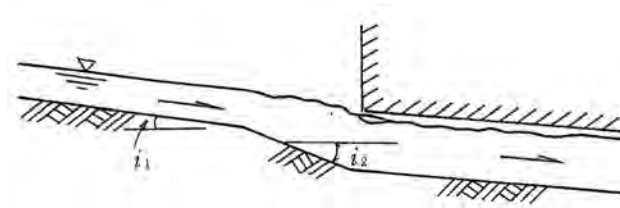


図-20.10-1 落差が十分とれる時の排砂管取付け移行部

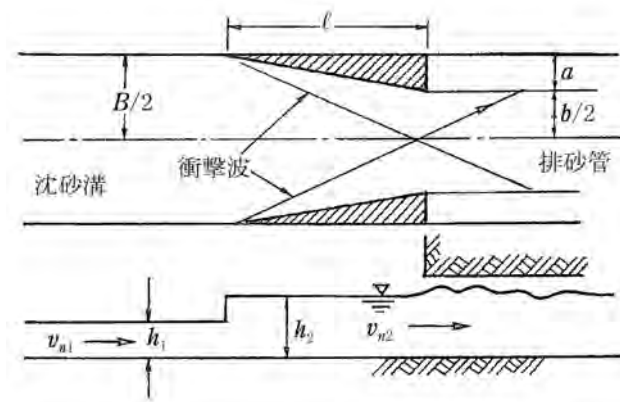


図-20.10-2 排砂管取付け移行部

沈砂池流入拡大移行部に、整流逆勾配を設置すると、排砂時、沈砂溝内の流れは流速 v_1 の段落流となる。

$$V_1 = \phi \sqrt{2g(W + 1.5h_c)} \quad (\text{m/s}) \dots\dots\dots (20.10-1)$$

ここで、 W : 段落斜面の高さ (m)

h_c : 段落斜面落ち口限界水深 (m)

g : 重力の加速度 (m/s^2)

ϕ : 係数 (0.6～0.7)

^{*17} 山本光男：沈砂池排砂管の水利構造に関する研究、農業土木研究別冊 8 号 p. 33～38. (1964)

表-20. 10-1 粒径 d と流速 v との関係 (Schaffermak の実験)

粒 径 d_{cm}	単位	0.5	1.0	2.0	4.0	6.0
粒が動き始める v_0	m/s	0.35	0.75	1.30	1.70	1.80
運動が続き得る v_1	m/s	0.28	0.50	0.85	1.15	1.26
運動を停止する v_2	m/s	0.20	0.40	0.62	0.87	0.98

この流速は、整流逆勾配を設置しない場合の 1.5 倍以上になるので、整流逆勾配の排砂機能に及ぼす効果は顕著である。

排砂流量は、一沈砂溝の設計通水量とする。この排砂流量に対して、沈砂溝の幅と長方形断面形排砂管の幅との関係は次式で求められる。

$$\frac{b}{B} = \frac{2 \left\{ 1 + (2\ell/B)^2 \right\}}{2 + \left(\frac{2\ell}{B} \right)^2 \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{8F_{r1}}{1 + (2\ell/B)^2}} - 1 \right)} \dots\dots\dots (20. 10-2)$$

ここに、 B : 沈砂溝の幅 (m)

b : 長方形断面排砂管の幅 (m)

ℓ : 排砂管取付け移行部の長さ (m)

F_{r1} : 沈砂溝内排砂流のフルード数

このとき、排砂管の幅 b に対する限界水深 h_{c2} と衝撃波水深 h_2 との間に $h_2 < h_{c2}$ の関係が成り立つときは、衝撃波は射流状態のまま排砂管に流入し、 h_2 と h_{c2} との関係は次式で表される。

$$\frac{h_2}{h_{c2}} = \frac{\frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{8F_{r1}}{1 + (2\ell/B)^2}} - 1 \right) h_1}{\sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}} \dots\dots\dots (20. 10-3)$$

ここに、 Q : 排砂流量 (m^3/s)

h_1 : 沈砂溝内射流水深 (m)

h_2 : 衝撃波水深 (m)

h_{c2} : 排砂管内限界水深 (m)

B : 沈砂溝の幅 (m)

b : 長方形断面排砂管の幅 (m)

ℓ : 排砂管取付け移行部の長さ (m)

F_{r1} : 沈砂溝内排砂流のフルード数

g : 重力の加速度 (m/s^2)

式 (20. 10-2) 及び式 (20. 10-3) の関係を示すと図-20. 10-3 のようになる。

$h_2/h_{c2} < 1$ の領域において、 F_{r1} 曲線上の値に対応する b/B 及び ℓ/B の値を読み取ると、沈砂溝の幅 B 、排砂流量 Q に対する排砂管の幅 b と取付移行部の長さ ℓ を求めることができる。

射流排砂を円滑にするために、排砂管取付け長さは 2ℓ 程度にするのがよい。

排砂管の高さ H は、排砂管の幅 b との関連によって決められるが、排砂管吐出し口の河川水位が低く、背水の影響がない場合には、排砂管の底勾配は、沈砂溝の底勾配に準じ、 $H > h_{c2}$ とする。

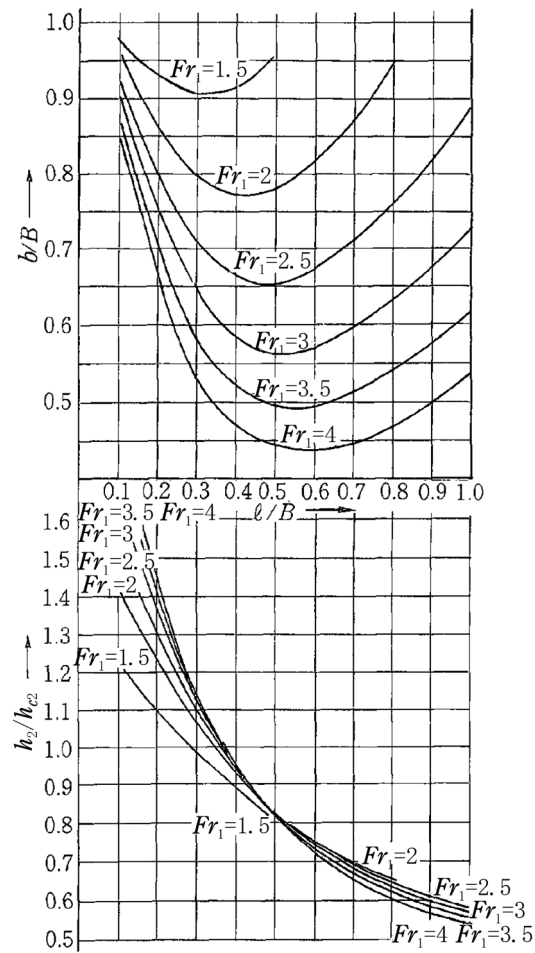


図-20.10-3 排砂管と沈砂溝との幅比、曲りの長さ沈砂溝の幅との比、フルード数及び衝撃波水深との比相互の関係

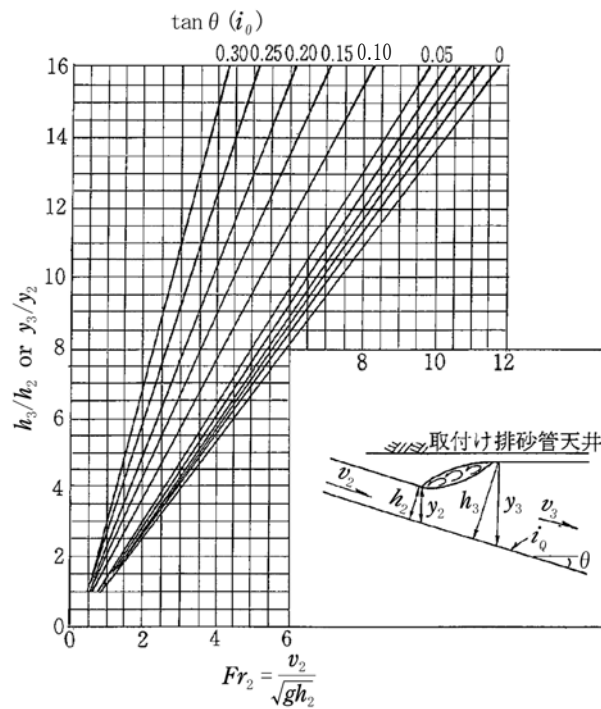


図-20.10-4 斜面上における跳水前後の水深比とフルード数及び勾配との関係

排砂管吐出し口の河川水位が高い場合には、図-20. 10-4 から沈砂溝末端取付け排砂管底入口斜面上における跳水水深 h_3 を求め、排砂管入口の高さは $H > h_3$ となるようにする。この部分の排砂管の上版（天井）は水平にする。

沈砂溝が2連以上になるときは、各沈砂溝の取付け排砂管はいったん集砂槽に導き、その後一連の排砂管によって吐出すようにする。この場合、取付け排砂管はゆるやかに湾曲させ、排砂管内の流れが円滑になるようにする。

地形、落差によっては、各沈砂溝末端の片側に取付け移行部（曲り）を設け、直角に近い角度で直接一連の排砂管に流入させることがある。

20.11 附帯設備

附帯設備としては、制水ゲート、調節ゲート、排砂ゲート、及び余水吐き等を設ける。

用水取入れのための制水ゲートは、取入口の近くに設ける。やむを得ず導水路中に設ける場合には、沈砂池の流況に影響を及ぼさない、離れた位置を選定する。

導水路きょ中に、取水量調節用の起伏堰を設ける場合には、沈砂池内の水位並びに気象条件によって、越流水による不慮の音響、周辺の住民を悩ます振動が発生することがあるので、十分配慮する。

各沈砂溝入口に排砂流量調節ゲートを設けるが、整流逆勾配を設置して通水と排砂が同時に実現し得るようにした場合には、特にこのゲートを設ける必要はない。

各沈砂溝末端には、排砂ゲートを設けるとともに、沈砂溝内を設計水位に保つために、通水位調節ゲート、あるいは越流堰を設ける。通水位を安定に保つためには、越流方式にするのがよい。

下流水路の安全のために設ける余水吐きは、流入導水路の途中又は沈砂池に入る前に設けるのがよいが、地形上やむを得ない場合には、沈砂溝に沿って側溝余水吐きを設ける。

沈積土砂礫を機械力で排除する場合には、掃砂機、運搬用トラック等の進入路を設ける。

20.12 沈砂池設計事例

20.12.1 羽島用水沈砂池（犬山頭首工右岸）

竣 工 年 度：1962 年度

所 在 地：岐阜県各務原市鵜沼町

地 区 名：濃尾用水農業水利事業地区

河 川 名：木曽川

設 計 通 水 量：6.63 (m³/s)

沈 砂 溝：幅 3.80 m、長さ 26.40 m、平均水深 1.90 m、2 連

底 勾 配：1/50

沈積最小粒径：0.30 mm

沈 砂 容 量：230 m³

排 砂 管：最小断面 2.0×0.8 m

<設置後の概要>

整流逆勾配末端部水深がやや小さく、沈砂池入口に設けた制水ゲートの開度によってはゆるやかな波が起こることがある。各沈砂溝の流量はほぼ等しく、沈砂溝中央部から下流では流速分布はほぼ一様になり、流況は良好である。しかし、通水量が多くなったときを考えると、沈砂溝の

長さは 30～35 m 程度あれば理想的であろう。排砂は通水を停止することなく、一沈砂溝ごとに完全に行われる。一沈砂溝の排砂所要時間は 20 分前後である。

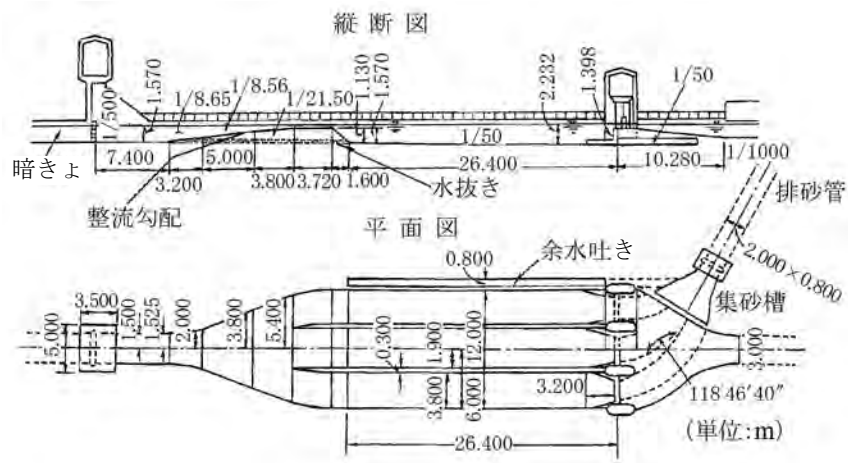


図-20.12-1 羽島用水沈砂池

20.12.2 岩倉取水工沈砂池

竣工年度：1972 年度

所在地：愛知県西加茂郡小原村

地区名：矢作川総合農業水利事業地区

河川名：矢作川

設計通水量：7.19 (m^3/s) (農水 1.32 m^3/s 上水 3.20 m^3/s 工水 2.67 m^3/s)

沈砂溝：幅 4.20 m、長さ 42.50 m、最大水深 4.85 m、2 連

底勾配：1/50

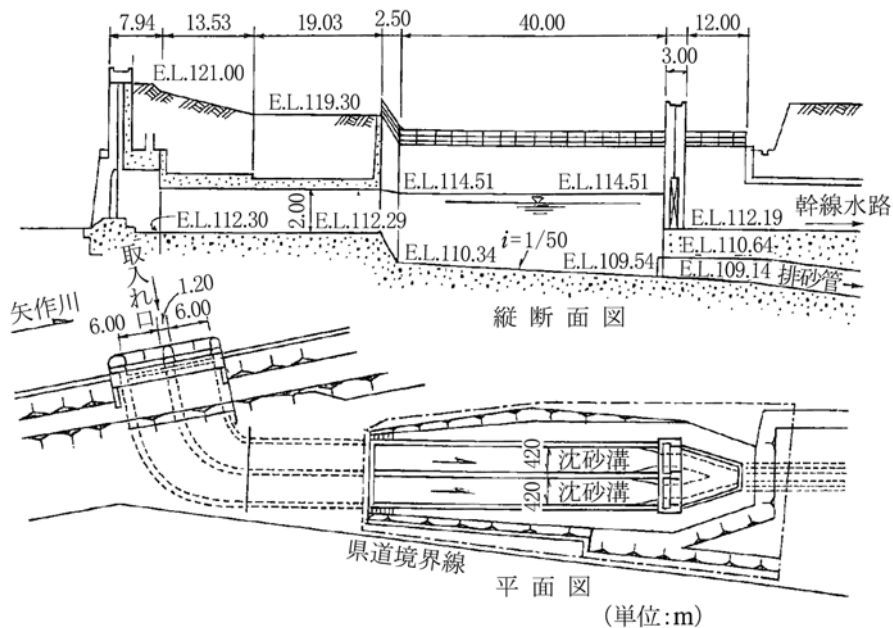


図-20.12-2 矢作川岩倉取水工沈砂池

沈積最小粒径 : 0.30 mm

沈 砂 容 量 : 約 300 m³ 2 連

＜設置後の概要＞

流入導水路が急に湾曲しているため、導水路湾曲点直下流で偏流が起こり、一部粗粒砂の堆積するところもあるが、隔壁で完全に二分しているので、沈砂溝内の流れはほぼ一様になり流況は良好である。分水工地点における堆砂の粗度分析の結果では、0.25 mm フルイに残留するものは0.3%以下で、0.3 mm 以上の粒子はほとんどみられない。

第 21 章 溪流取水工の設計

河川勾配が急で流量が急激に増減し、多量の土砂、石礫が流下して河床変動が激しい河川から取水する場合には、溪流取水工型の頭首工を採用すると有利である場合が多い。

ここでは、溪流取水工を設計する場合の一般的な手法や留意事項を解説する。

21.1 溪流取水工が具備すべき条件

流域が小さい山間、溪谷の流れを一般に溪流と称することが多いが、河川水理学的には、流域の大小にかかわらず、河川勾配が急で河状係数が大きく（数百以上）、尖鋭なハイドログラフを呈し、多量の土砂、石礫が流下して、河床変動の激しい山間、山麓地帯の河川を溪流（torrent）と呼ぶ。

溪流取水工（torrent intakes）は、溪流河川の地形、流況、取水目的、取水量に適した構造とする。

溪流取水工が具備すべき要件としては、

- (1) 急激な流量変化に対して、安定した計画取水ができること。
- (2) 流下土砂礫、種々の浮遊落下物によって、取水障害が起こりにくいこと。
- (3) 流石、流木等に対して堅牢であること。
- (4) 構造が簡単で、維持管理が容易であり、その費用が低廉であること。
- (5) 取水制限流量等の取水規程がある場合には、その条件を確実に満たし得る措置を講じていること。
- (6) 冬季、積雪、凍結のあるところでは、そのことによって取水障害が起こりにくく、損壊しにくいこと。
- (7) 周辺の景観や、河川環境を損ねないものであること。
- (8) 魚族の棲息する溪流河川では、その環境を保障し得るものであること。

等を挙げることができるが、一つの溪流取水工で、上記の要件をすべて満たし得るようなものを設置することは容易なことではない。特に、多量の土砂礫、巨石の流下する溪流河川では、摩耗、損壊に対して堅牢な構造となるよう設計上十分な配慮が必要になる。

21.2 溪流取水工の型式

溪流取水工の型式は、溪流河川の地形、流況、取水目的、取水量、取水方式等を勘案して選定する。

溪流河川を横切って固定堰を設ける取水工の型式は、構造令第 37 条のただし書きに準拠するものである。

溪流取水工の型式とそれぞれの水理特性は、次のとおりである。

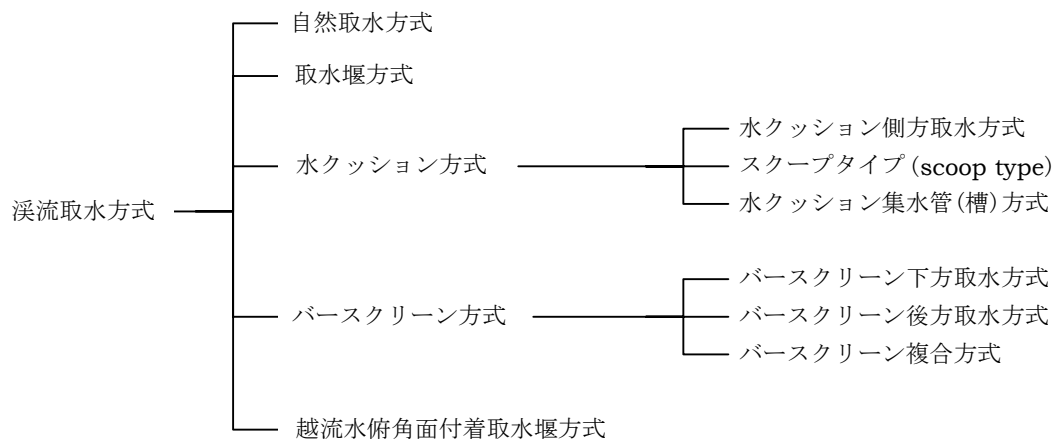


図-21.2-1 溪流取水工の方式

21.2.1 自然取水方式

安定した水位を保っている滝壺や淵があるところでは、適切な位置に取水口（孔口）を設けることによって、自然の水位から直接安定した取水をすることができる。

構造的には最も簡単な取水工であるが、洪水時には計画取水量以上の水量が流入し、多量の土砂礫が流入しやすいので、余分な流入水の調節、並びに、土砂礫の流入防止と排除について、適当な対策を講じることが必要である。

自然水位からの安定した直接取水が困難な溪流河川では、砂礫、蛇籠等によって仮堤を築き、また、河川地形、流況によっては、河道に明きょ導水路を開削して、取入口まで河川水を導いて取水する方式をとることがある。しかし、これらの仮堤、明きょ導水路は、洪水のたびごとに流失、埋没されやすく、取水量の規模によっては、その修復、維持管理に相当の労力と費用を要する。

21.2.2 取水堰方式

河床勾配が比較的緩やかで河床が安定した地点に、溪流河川を横切って固定堰、土砂吐き（排砂門）を設置して、計画取水水位を確保する方式の取水工である。

この方式の溪流取水工は、溪流河川の地形、流況及び取水工の規模によって大量の取水が可能であるが、取入口の位置、土砂吐きゲートの操作が適切でないと、取入口前面に堆積した土砂礫の流入、除塵スクリーンの目詰まり等によって取水障害が起こりやすい。また、多量の石礫が流下する溪流河川では、コンクリート構造物の摩耗、土砂吐き（洪水吐き）ゲートの損壊が起こりやすく、一般に維持管理は容易ではない。

溪流河川の地形、流況によっては、図-21.2-2 に示すように、固定堰軸線より下流側に固定堰堰頂よりも高い導流壁を設け、その末端部に土砂吐きゲートを設置して、土砂吐き水路を形成し、沈砂池の機能を備える場合がある。土砂吐き水路内で、十分な敷高が得られる位置に取入口を設けることによって、砂礫の流入を防ぐことができるとともに、導流壁下流端に常時小流量を越流し得る欠口を設けることによって、落葉等の浮遊流下物を放流することができる。

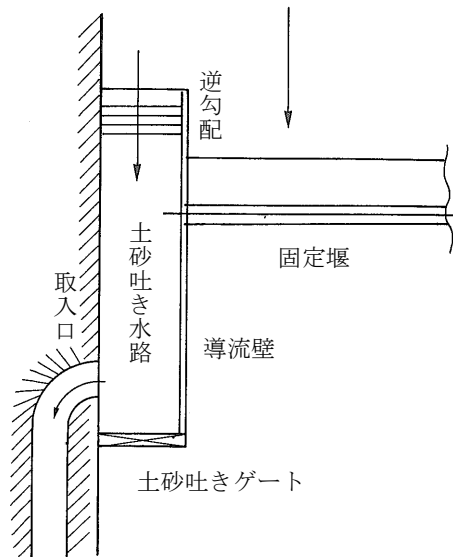


図-21.2-2 軸線違いの取水堰概要図

21.2.3 水クッション方式

この方式の溪流取水工は、溪流河川を横切って越流堰（堰堤）を設置し、その段落斜面直下部に水クッションを設け、水クッション側方又は後方に設けた取水口（孔口）あるいは水クッション底床部に設置した集水槽又は集水管によって取水するものである。

(1) 水クッション側方取水方式

図-21.2-3 に示す水クッション側方取水型溪流取水工は、主要構造として段落斜面部と水クッション部を有し、水クッション内を常流状態に保ちながら、側壁の片面あるいは両面に設けた取水口（孔口）から取水する。

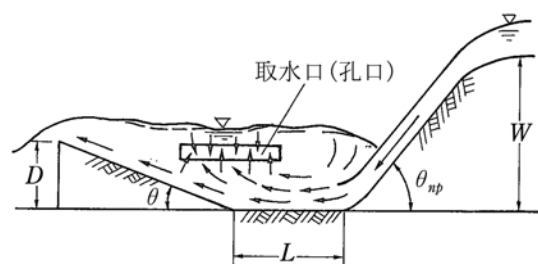


図-21.2-3 水クッション側方取水方式

この方式の取水量は、段落斜面の高さ W 、段落斜面の傾斜角 θ_{np} 、水クッションの幅及び底床部の長さ L 、デフレクター斜面の傾斜角 θ 及び高さ D 、取水口（孔口）の大きさ及びその位置によって規定されるが、一般には、落差 2 m で $1 \text{ m}^3/\text{s}$ 前後の取水が可能である。

ただし、取水に伴って浮遊流下物が流入しやすいので、除塵スクリーンあるいは阻壁を取付ける。

また、河川流量が設計流量以上に増水するときは、水クッション内は射流状態になり、水クッション内の堆砂礫は完全に掃流されるが、取水口が露出して取水ができなくなることがある。

(2) スcoopタイプ (Scoop-type) *¹

この型式の溪流取水工は、前述(1)側方取水方式とは異なり、**図-21.2-4**に示すように、下流側流出口（デフレクター）の高さが上流側流入口の敷高よりも高くなるよう溪流河床にくぼみを作り、平水時には水クッション内を常流状態に保ちながら、両側壁に設けた取水口から取水し、出水時には水クッション内に沈積した土砂礫及び流入石礫を自然に掃流排除し得るような水理構造としたものである。しかし、水クッション内が射流状態になるときは、取水口を露出して取水は停止する。

この型式の溪流取水工は、スコットランド西北部における発電水力のために、比較的小流域面積の溪流河川に設けられる取水工として開発されたものである。水理模型実験の結果から最適形状を決め、**図-21.2-4**に示した数字に設計流量 (m^3/s) の $2/5$ 乗を掛けると、各寸法諸元はフィート単位で表すことができるようになっている。

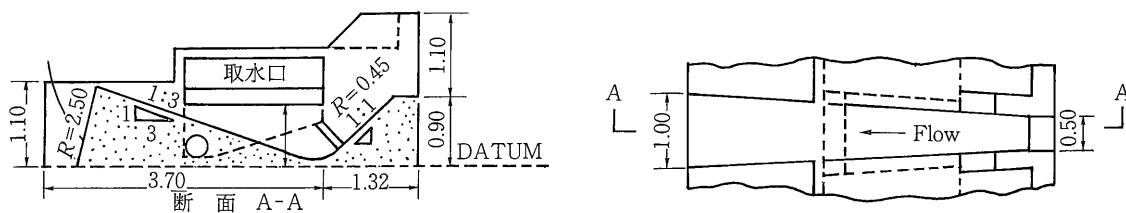


図-21.2-4 スcoopタイプ

(3) 水クッション集水管（槽）方式

集水管による取水量は、管径、管長、勾配、滞水層の透水係数、たん水深等に左右される。一般に、管径 1.0～1.5 m、管長 1 m 当たりの集水量は 1.0～1.5 l/s 程度であるので、計画取水量が大きい場合には長大な集水管を埋設する必要がある、取水工地点、溪流河川地形の制約を受けやすい。

図-21.2-5に示すような、溪流河床面下に集水管を埋設した集水管方式は、周辺の景観を損ねることが少なく、清水の取水が可能であるが、溪流河川の流量が少なく、全量取水の状態になると、落葉や腐植等によって濾過層の目詰まりが起こりやすい。また、出水時には集水管の露出、損壊、流失等の障害が起こりやすく、一般に維持管理は容易でないので、設計に際しては十分な注意が必要である。

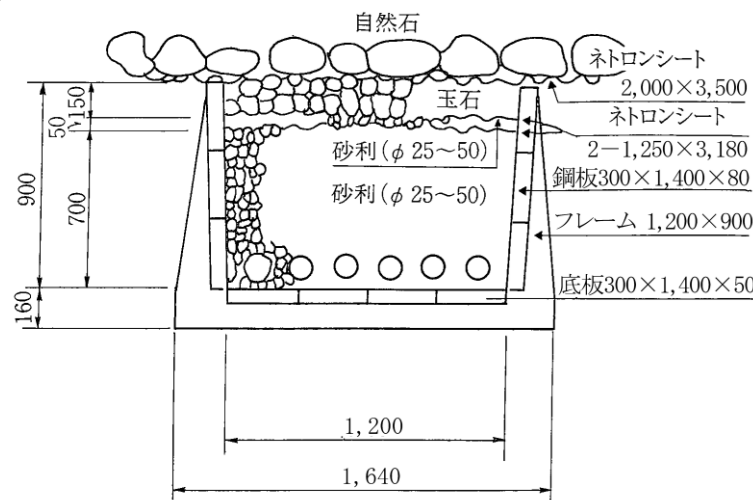


図-21.2-5 集水管方式

*¹ E. B. Wilson, J. A. Stevenson: Side Stream Intakes for Hydro Power in Scotland, A. S. C. E. Po 1 Jan. (1966)

図-21.2-6 は、水クッション底床部下方に集水槽を設置した水クッション集水槽方式である。水クッション内は常時たん水状態に保ちながら、増水時には水クッション内の掃流力を高めて、濾過層の目詰まり防止を図る水理構造としたものである。

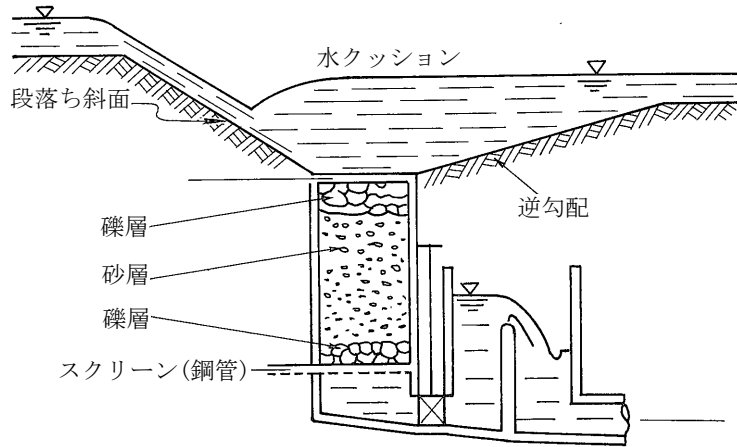


図-21.2-6 水クッション集水槽方式*2

段落ち高さ 0.5 m 前後、段落ち斜面傾斜角 45° 、水クッション底床部水平長 0.5~1.0 m、逆勾配(デフレクター) 斜面傾斜角 $12^\circ \sim 15^\circ$ のとき、単位幅当たり集水量は 30~40 l/s で、取水量は少ないが、溪流河床面下に敷設する一般の集水管方式のものに比べて、安定した清水の取水ができるので、畜産団地等における溪流取水工に適する。

21.2.4 バースクリーン方式

バースクリーン方式は、溪流河川を横切って固定堰を設置し、堰広頂部に水平又は傾斜したバースクリーンを取付けて、バースクリーン隙間からの落下水を堰体内に設けた集水路に流下させながら取水する型式である。また、下方取水型として、越流堰(固定堰)越流斜面あるいは砂防堰堤水叩き末端、又は床固め工下流側に集水路を設けて、取水量に応じた水理諸元のバースクリーンを取付け、バースクリーン隙間から下方への落下水を取水する型式がある。さらに、後方取水型として、固定堰段落ち斜面に 60° 前後の傾斜角でバースクリーンを取付け、バースクリーン斜面に沿って水平底床面に突込んだ射流水のバースクリーン隙間から後方への逆流水を取水する型式がある。

バースクリーン隙間から下方に取水する型式は、一般に、バースクリーンの取付け角を水平あるいは 30° 以下とするために、取水とともに多量の土砂礫が流入し、石礫、落葉等の浮遊流下物による目詰まりが起りやすい。バースクリーン取付け角を $45^\circ \sim 50^\circ$ と大きくし、下方取水型と後方取水型の両機能を備えたバースクリーン複合方式は、目詰まりが起りにくく、取水量が大きい場合に適する。

(1) バースクリーン下方取水方式

この方式は、オーストリアのチロル地方で開発されたことに因んで、一般にチロルタイプ(Tyrolean type)と呼ばれているものである。

固定堰越流斜面、あるいは砂防堰堤水叩き根固め工の下流側、又は落差工等の下流側に、計画

*2 秋吉康弘：水クッション構造と跳水現象、宮崎大農研技報、34-2 (1987)

取水量に応じたバーの長さ、傾斜角、隙間幅で取付けたバースクリーンによって、流下水から石礫、流木、落葉等を分離、排除しながら、バースクリーン隙間からの落下流入水を集水路に受けて取水する方式の取水工であるが、洪水時には多量の土砂が流入しやすい。

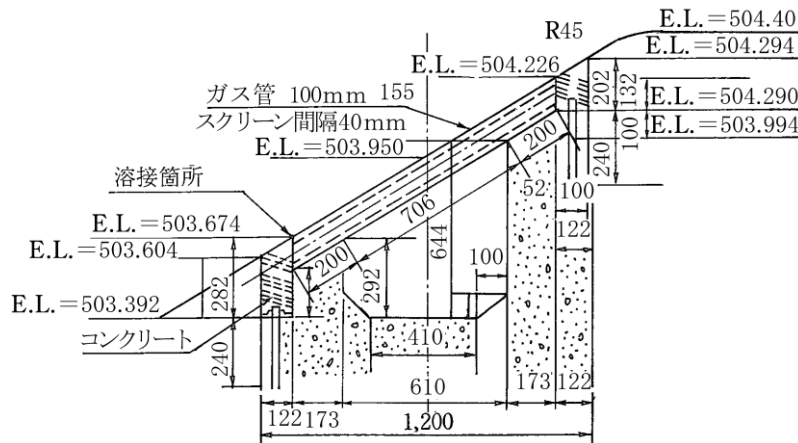


図-21.2-7 バースクリーン下方取水方式

バースクリーン下方取水方式は、平水時に清水を取水する場合には、バーの取付け角が小さく、バーの隙間幅（開度）が大きくて、バーが長いほど単位幅当たりの取水量は大きくなる。しかし、土砂、石礫、落葉等の浮遊流下物が多い溪流河川では、バーの取付け角を小さくした場合には、開度が小さいと目詰まりが起こりやすく、開度を大きくすると砂礫の流入が多くなる。また、バーが長くなると、巨石、流木等によるバーの変形、損壊が起こりやすい。

一般にバースクリーン下方取水方式は、バー取付け角 30° 以下、バー隙間幅 20~30 mm、バーの長さ 1 m 前後で単位幅当たり取水量 $0.1 \sim 0.3 \text{ (m}^3/\text{s/m)}$ であるが、施工実態をみると、石礫、落葉によって目詰まりが起こりやすく、洪水のたびごとにバースクリーンに張り付いた枯葉やバーの隙間にかん入した石礫の除去、清掃を実施している。

バースクリーン下方取水方式は、平水時の取水を目的とする場合には、洪水後の適切な維持管理によって、バースクリーンの取水機能の回復を図ることができるが、平水時のみならず、洪水時の取水を目的とする場合には、バースクリーンの目詰まりによって著しく取水機能が低下し、取水不能になることがあるので、何らかの対策を要する。

(2) バースクリーン後方取水方式^{*3、*4}

図-21.2-8 に示すような、バースクリーン後方取水方式の主要構造は、バー（鋼管）を一定隙間幅 a (20 mm 以下) に配列した段落斜面部と水クッション部からなっている。

^{*3} 山本光男・西田順一・吉田昌弘：Bar screen-Back Stream Intake 溪流取水工、土木学会講演要旨集（1977）

^{*4} 山本光男・松浦ら：Bar Screen Back Stream 型溪流取水特性とその適用性、農業土木学会講演要旨集 p. 28~29. (1978)

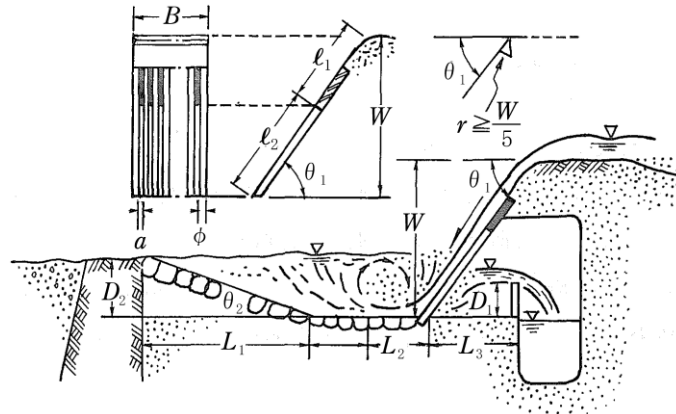


図-21.2-8 バースクリーン後方取水方式

取水目的、取水量に応じて、段落斜面高さ W 、段落斜面傾斜角（バー取付け角） θ_1 、バー隙間を管径の約 1/2 の高さまで埋込んだナップ誘導斜面の長さ l_1 、バー隙間の長さ l_2 、バー隙間幅 a 、後方取水量調整ゲート（取入れ角落し堰）の高さ D_1 、水クッション底床部水平長 L_2 、水クッションデフレクター（逆勾配）はい上がり斜面の傾斜角 θ_2 、その高さ D_2 及びバーの設置幅 B 等の諸元を規定して取水条件を決定することによって、安定した計画取水ができるものである。

バースクリーン後方取水方式は、次のような水理特性を有する。

ア 水クッション内が常流状態で、段落流量（溪流河川流量）が設計取水量以上に増加する場合、バースクリーン開度 $\psi = \left[\sum a l_2 / B(l_1 + l_2) \right]$ と段落流量（溪流河川流量）及び後方取水量との関係は、図-21.2-9 に示すように、バースクリーン開度が $\psi = 8\%$ 前後のとき、全量取水以上になると、段落流量の増減にかかわらず後方取水量はほぼ一定になる。

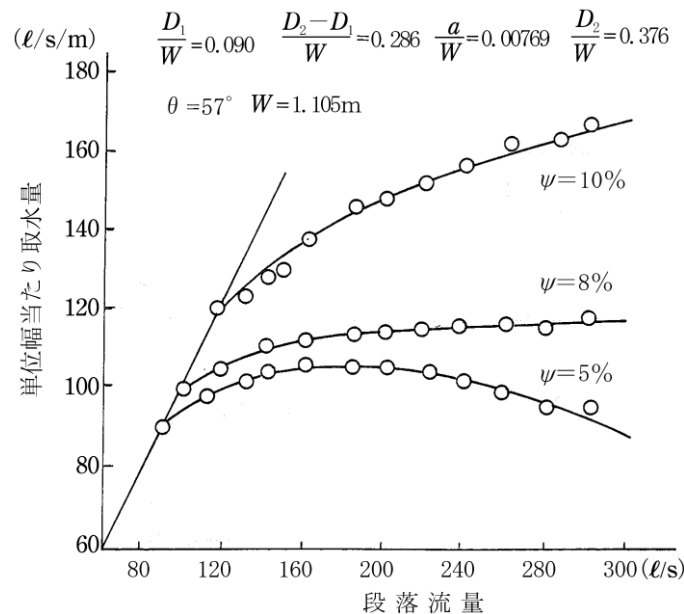


図-21.2-9 バースクリーン開度と後方取水量の安定性^{*5}

イ 段落斜面傾斜角 $\theta_1 = 60^\circ$ 、バースクリーン開度 $\psi = 8\%$ 、段落斜面高さ W 、水クッションデフレクター斜面の傾斜角 θ_2 が一定のときは、取水量調整角落し堰高さ D_1 が低く、水クッション

^{*5} 山本・角谷：Bar Screen 後方取水型溪流取水工 Screen 開度・水クッション諸元と取水特性、農士年講（1994）

デフレクターはい上がり高さ D_2 及び水クッション底床部水平長 L_2 が大きいほど、単位幅当たり常流状態最大後方取水量は大きくなる。しかし、水クッション底床部水平長 L_2 が段落斜面高さ W の2倍以上になると、最大取水量はほぼ一定になる^{*5}。

また、バースクリーン開度 $\psi = 8\%$ が一定のときは、バー隙間幅 a が小さく、隙間長さ l_2 が長いほど後方取水量は大きくなる。

ウ バースクリーン取付け角 $\theta_1 = 60^\circ$ 、バーの外径 $\phi = 100 \text{ mm}$ 、バー隙間幅 $a = 20 \text{ mm}$ 、バースクリーン開度 $\psi = 8\%$ 、水クッションデフレクター斜面傾斜角 $\theta_2 = 45^\circ$ 、 $L_2/W = 2$ 、 $D_3/W = 0 \sim 0.04$ 、 $D_2/W = 0.26$ のとき、段落斜面高さ $W = 0.5 \sim 5.0 \text{ m}$ に対する単位幅当たり常流状態最大後方取水量は、 $q = 0.03 \sim 1.10 \text{ (m}^3/\text{s/m)}$ 程度になる。

(3) バースクリーン複合方式^{*6}

バースクリーン下方取水方式は、バー取付け角が小さく、バー隙間幅が大きくて、バーが長いほど単位幅当たりの取水量は大きくなるが、土砂、石礫、落葉等の浮遊物が多量に流下する溪流河川では、バーの取付け角が小さいと目詰まりが起こりやすく、バー隙間幅が大きいと砂礫の流入が多くなる。

一方、バースクリーン後方取水方式は、目詰まりが起こりにくく、バースクリーンも堅牢で、設定した取水条件に応じて、安定した計画取水が可能であるが、単位幅当たり取水量を大きくするためには、相応の段落斜面の高さにしなければならない。また、バースクリーン下方取水方式に比べて構造がやや複雑になる。

図-21.2-10 に示すバースクリーン複合方式は、バースクリーン後方取水方式の集水路部をバースクリーン下方取水方式と同様にバースクリーン直下に設けて簡単な構造としたもの、あるいは、バースクリーン下方取水方式のバー取付け角を $45^\circ \sim 50^\circ$ と大きくし、バースクリーン下流側に水平底床を有する水クッションを付加した構造としたものである。

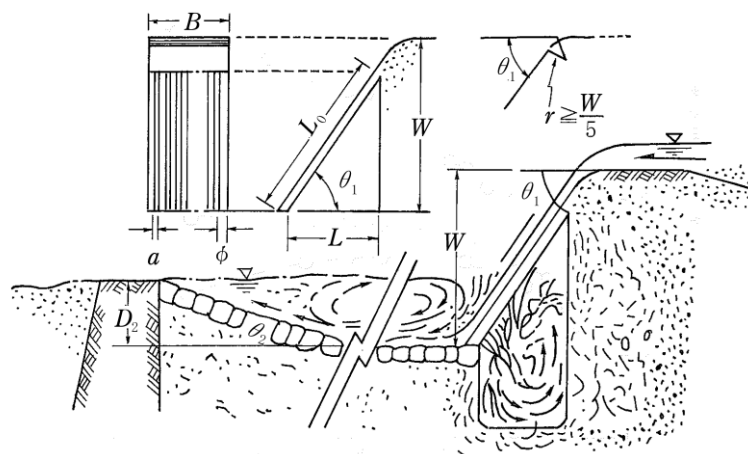


図-21.2-10 バースクリーン複合方式

バーの管径 ϕ 、バー隙間幅 a 、バー水平長（集水路幅） L が等しい場合には、バー取付け角の大小にかかわらずバースクリーンの開度は等しく、バー取付け角 $\theta = 30^\circ \sim 50^\circ$ に対して流量係数を $\mu = 0.55 \sim 0.6$ として、バースクリーン下方取水方式と同様の計算式によって取水量を算定することができる。また、バー取付け角を大きくするほど取水量は増大し、石礫、浮遊流下物によ

^{*6} 小島・山本：バースクリーン複合型溪流取水工に関する実験的研究、農土論集、No. 171 p. 67～73. (1994)

る目詰まりは起こりにくくなる。

バースクリーン複合方式は、バースクリーン下流側に水平底床を設け、さらにデフレクターを設置して水クッション部を形成するので、バースクリーン隙間からの下方落下流入水のほかに後方流入水が加わり、バースクリーン下方取水だけの場合に比べて取水量は増大する。

この型式の取水工の取水量は、デフレクターの高さに影響されるとともに、溪流河川の流量によって増減する。洪水時、溪流河川の水位が上昇して取水工が完全に潜りの状態になると、取水量は溪流河川水位と集水路出口の水位差によって決まり、浮遊流下物はもちろん、石礫によるバースクリーンの目詰まりは起こりにくい。この型式は、平水時のみならず、洪水時の取水を主要目的とする場合に適する。

バースクリーン方式溪流取水工では、バースクリーン設置幅が大きくなると、取水堰直上流に砂礫が堆積して流下水の通水幅が減少し、取水機能が低下しやすい。平水時のみならず高水時においても大量の取水を行う場合には、階段落差工の下段部には砂礫が堆積しにくいことから、バースクリーン複合型溪流取水工を幅広く、連続して、複列に設置すると、高水時には上段部取水工直上流の堆砂礫は掃流流下されるので、平水時には下段部取水工を主体に取水し、高水時には上下両方の取水工によって大量の取水が可能となる。

小規模な溪流取水工においても、溪流河川地形、流況によって、取水工直上流に砂礫が堆積しやすい場合には、取水堰上流側に床固め工を設置し、取水工上流全面にわたってたん水域ができるようにすると、流下水の通水幅は越流堰全面に保たれ、安定した取水が可能になる。

取水堰に集水管を設けると、トラップダムの機能を持たせ取水堰上流側、溪流河床貯留水を引水することができる。

21.2.5 越流水俯角面付着取水堰方式^{*7}

図-21.2-11 は、取水堰越流部を円弧として、上流側は $4^{\circ} \sim 8^{\circ}$ の逆勾配斜面とし、下流側は円弧に接して、鉛直面に対して $10^{\circ} \sim 19^{\circ}$ の俯角をなす壁面として、その直下に集水溝を設けた越流水俯角面付着取水堰方式溪流取水工である。

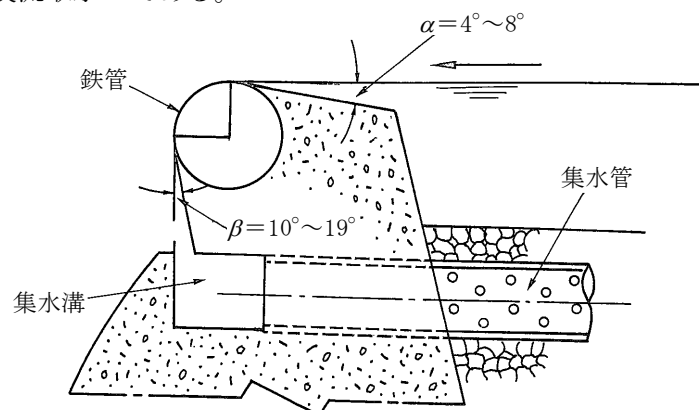


図-21.2-11 越流水俯角面付着取水堰方式

流下水は、円弧状の取水堰上流側逆勾配斜面で様な流速になり、堰頂を越流後、付着力によって俯角面に沿って集水溝に落下流入する水理構造になっている。

流下砂礫、浮遊流下物は、慣性力や遠心力によって集水溝の前方に落下するので、砂礫や落葉等

^{*7} 石田：溪流取水工の一方、発電水力、p.125. (1973)

の大部分は分離、除去されるが、5 mm 以下の砂粒子や軽い枯葉の一部は、付着水とともに集水溝に流入することがある。

取水堰越流部の半径 100 mm、俯角斜面高さ 250 mm の場合、最大取水量は単位幅当たり流量 10 l/s/m のとき約 7 l/s/m で、取水可能量は非常に小さい。

出水時、越流量が多くなると、ナップが堰頂部で俯角面を離れるので、取水はほとんど不可能になる。補助取水施設として、取水堰上流側に直径 200 mm 程度の集水管を埋設しているものもある。

砂礫や浮遊流下物の流入が少なく、維持管理のための労力をほとんど必要としないので、出水時の取水を放棄しても維持管理上の利点を選択する発電水力用の小規模溪流取水工としての施工事例が多数ある。

21.3 溪流取水工の位置の選定

溪流取水工の位置は、取水位と導水路の水位との関係を検討して、必要な水量が取水でき、施工性、経済性及び維持管理上有利になるように、溪流河川の地形、流況を調査して決定するが、位置の選定に当たっては、次のような事項について考慮する。

- (1) 洪水による洗掘、土砂礫の堆積等、河床変動の起こりにくい、安定した地点であること。
- (2) 溪流河川勾配が緩やかになり、河床幅が急拡する地点は、土砂礫が堆積しやすく、堆積土砂礫によって取水障害が起こりやすいので避けること。
- (3) 基礎地盤が良好で、溪流取水工の構造上の安定が得られ、施工に便利で、工事費が低廉な地点であること。
- (4) 上下流に及ぼす影響が少なく、維持管理に便利な地点であること。

なお、自然取水方式あるいは取水堰方式を設置する場合には、取入口は、溪流河川凹岸側、湾曲部中央部下流付近に設けることが望ましい。

21.4 水理構造設計

溪流取水工の水理構造諸元は、取水目的、取水量、建設地点の地形、流況等を考慮して、安定した計画取水ができるように決定するが、その算定式が確立されていないものは少なく、水理実験、経験によって諸元を決定しているところが多い。

21.4.1 固定堰

取水堰方式、水クッション方式及びバースクリーン方式等の固定堰は、一般の頭首工の固定堰設計手法に準じて構造諸元を決定してよい。

固定堰は、取水方式、取水工の型式、取水工の規模、取水目的、流況等によって、完全越流の状態になる場合と、完全潜りの状態になる場合がある。

21.4.2 水クッション

水クッション方式により安定した取水を図るためには、常時、水クッション内は常流状態に保たれ、土砂礫の堆積によって取水に支障を来たさないようにするとともに、溪流河川流量が増大して、水クッション内の流況が射流状態に移行するとき、あるいは水クッション内の流況が射流状態のまま溪流河川流量が減少して水クッション内が常流状態に復帰するとき、取水量が皆無又は著し

く減少する時間を極力短くするように水クッションの諸元を決定する。

(1) 水クッションデフレクターはい上がり高さ*⁸

図-21.4-1 に示すように、水クッション底床部の水平長さを段落斜面高さとはほぼ同等にするとき、水クッションの深さ（デフレクターはい上がり高さ）は次式によって算定することができる。

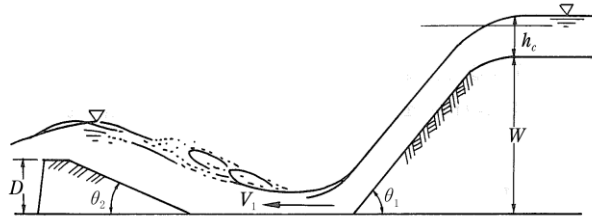


図-21.4-1 水クッション概要図

$$D \geq \left(\sqrt{1 + 2\kappa \frac{V_1}{V_c} \cos^2 \theta} - 1 \right) h_c \dots\dots\dots (21.4-1)$$

ここに、 D ：水クッションデフレクターはい上がり高さ（m）

h_c ：水クッション設計流量に対する限界水深（m）

θ ：デフレクター斜面傾斜角（°）

κ ：デフレクター斜面上の水面形状補正係数

（ $\theta = 14^\circ \sim 30^\circ$ のとき、 $\kappa = 0.93 \sim 1.01$ ）

V_c ： $\sqrt{gh_c}$ ：設計流量に対する限界流速（m/s）

V_1 ： $\alpha\sqrt{2g(W+1.5h_c)}$ ：段落斜面趾端における突込み水脈の水平底床面方向の流速（m/s）

α ：0.8～0.9

g ：重力の加速度（m/s²）

W ：段落斜面高さ（m）

ここで、水クッション設計流量は1年に5～6回発生する洪水量程度とし、段落斜面の傾斜角は、溪流取水工の型式、段落高さ等によって45°～60°とする。

デフレクターはい上がり高さは、段落斜面高さ、水クッション設計流量、デフレクター斜面傾斜角によって決められるものであるが、デフレクターはい上がり高さが等しいときは、デフレクター斜面傾斜角が小さいほど水クッション内の流況が常流状態から射流状態に移行する流量は大きくなる。また、水クッション内の土砂礫は掃流されやすい。

デフレクターはい上がり高さを高くすると、取水量は大きくすることができる。

(2) 水クッションの幅と長さ

水クッションの幅と長さは、溪流取水工の型式及び取水量に適したものとする。

水クッション側方取水方式では、幅よりも長さを大きくし、底床部水平長は段落高さの1.5～2倍程度とする。水クッションの幅 B は、計画取水量を Q （m³/s）とすると段落斜面上流側の溪流河川流量を $2Q$ （m³/s）として、次式によって概算することができる。

*⁸ 山本光男・細野正夫：水クッション型溪流取水工のデフレクターはい上り高さ、農業土木学会論文集 No. 67（1977）

$$B = \frac{2Q}{u_c h} \dots\dots\dots (21.4-2)$$

ここに、 B : 水クッション側方取水型溪流取水工段落部の幅 (m)

Q : 計画取水量 (m^3/s)

h : 段落斜面上流側溪流河川流量 $2Q$ m^3/s 時の平均水深 (m)

u_c : 溪流河川流量 $2Q$ m^3/s の砂粒子の掃流限界流速 (m/s)

段落斜面上流側、砂粒子の掃流限界流速 u_c (m/s) は次式によって求める。

$$u_c = \frac{u_{*c} h^{1/6}}{ng^{1/2}} \dots\dots\dots (21.4-3)$$

u_{*c} : 限界摩擦速度 (m/s)

h : 段落斜面上流側溪流河川流量 $2Q$ m^3/s 時の平均水深 (m)

($h \doteq R$ とする、 R : 径深)

取水口の位置は、デフレクター斜面はい上がり始点を中心に設け、流量係数は 0.6 程度とすればよい。

水深が低下して取水口が欠口状態になると、流量係数は 0.7 前後になる*9。

取水口はあらかじめ大きめに開口しておき、角落し堰によって取水量を調節するようにするとよい。

バースクリーン後方取水方式では、単位幅当たり取水量及び計画取水量に応じて水クッションの幅を大きくする。水クッション底床部水平長は他の条件が同等の場合には、長くするほど常流状態最大取水量は増大するが、段落高さの 2 倍以上になると最大取水量はほぼ一定になる。

バースクリーン複合方式に水クッションを設ける場合には、バースクリーン後方取水方式に準じて幅と長さを決めればよい。

(3) バースクリーンの諸元

バースクリーン下方取水方式 (チロルタイプ) では、所要のバーの長さは、バー上流側の流量が計画取水量 Q_0 (m^3/s) に等しく、図-21.4-2 に示すように、全量取水になる場合を考えて、式 (21.4-4) によって求める*10、*11。

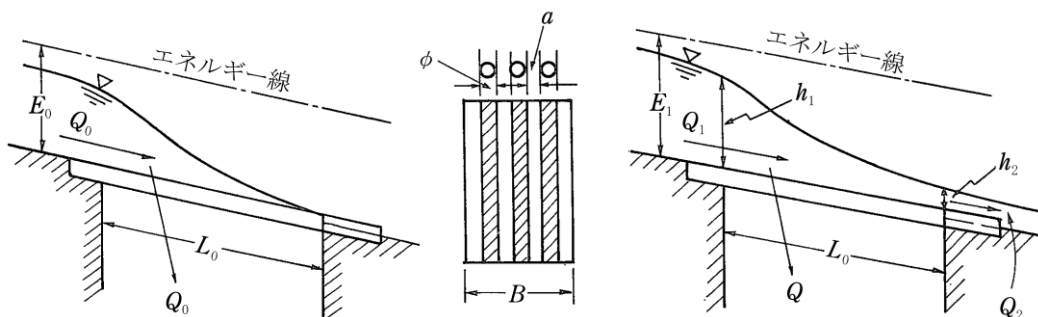


図-21.4-2 バースクリーン諸元

*9 山本・笹沼ら：水クッション型 Side Stream Intake、農土年講集 (1975)

*10 土木学会：水理公式集 (1961)

*11 Ven Te Chow: Open Channel Hydraulics、McGraw Hill (1959)

$$L_0 = \frac{Q_0}{\mu \psi B \sqrt{2gE_0}} \dots\dots\dots (21.4-4)$$

ここに、 L_0 : 全量取水に必要なバーの長さ (m)

μ : 流入係数 0.6 前後

ψ : 開度 ($= \sum a/B$ 、 a : バーの隙間幅)

B : バースクリーン設置幅 (通水幅) (m)

E_0 : 上流水路底より測ったエネルギー水頭 (m)

g : 重力の加速度 (m/s²)

流入係数 μ の値は、バー取付け角、隙間幅、水深、設置場所によって異なるが、バー取付け角度 30° 前後までは 0.6 程度としてよい^{*12}。

洪水時にバー上流側での流量 Q_1 (m³/s) が計画取水量を上回る場合は、流れはバー隙間から落下するとともに、バー下流端から流下する。

このとき、バー上流端及び下流端における水深を h_1 (m)、 h_2 (m)、上流水路底より測ったエネルギー水頭を E_1 (m) とすると、バーの長さ L_0 などの関係は式 (21.4-5) のようになる。

$$L_0 = \frac{E_1}{\mu \psi} \left(\frac{h_1}{E_1} \sqrt{1 - \frac{h_1}{E_1}} - \frac{h_2}{E_1} \sqrt{1 - \frac{h_2}{E_1}} \right) \dots\dots\dots (21.4-5)$$

式 (21.4-5) によって、バー下流端における流下水の水深 h_2 を求めると、そのとき、バー下流端から流下する流量 Q_2 (m³/s) は、

$$Q_2 = Bh_2 \sqrt{2g(E_1 - h_2)} \dots\dots\dots (21.4-6)$$

によって求められるので、バー隙間からの落下水量 Q (m³/s) は、

$$Q = Q_1 - Q_2 \dots\dots\dots (21.4-7)$$

となる。一般に $Q_0 < Q$ であるので、集水路、余水吐き等の諸元は式 (21.4-7) で求めた落下水量を考慮して決める。

バースクリーン後方取水方式の単位幅当たり取水量は、段落斜面高さ W 、バースクリーン取付け角 (段落斜面傾斜角) θ_1 、バースクリーン開度 ψ 、後方取水量調整角落し堰 (調整ゲート) の高さ D_1 、水クッションデフレクター斜面の傾斜角 θ_2 及びその高さ D_2 、水クッション底床部水平長 L_2 等の諸元によって決まるが、 $\theta_1 = 60^\circ$ 、 $\psi = 8\%$ 、 $\theta_2 = 45^\circ$ 、 $L_2/W = 2$ 、 $D_1/W = 0 \sim 0.04$ 、 $D_2/W = 0.26$ のとき、段落斜面高さ $W = 0.5 \sim 5.0$ m に対する単位幅当たり常流状態最大後方取水量は、ほぼ図-21.4-3 に示すようになる。

*12 川合 亨：溪流取水工の水理設計について、水と土、No. 22 (1975)

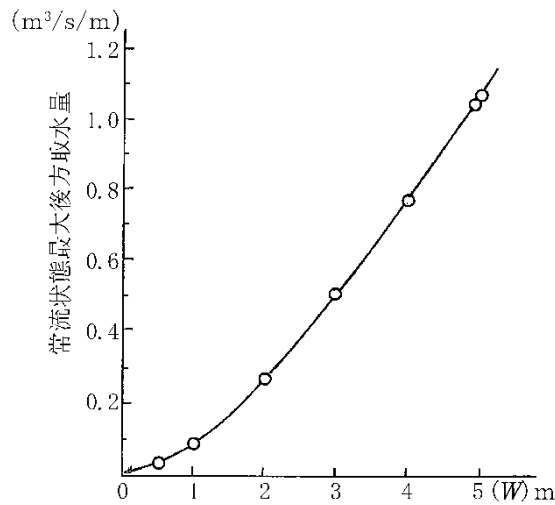


図-21.4-3 段落斜面高さ W と単位幅当たり最大後方取水量 $q_{\max}$ との関係^{*13}

バースクリーン複合方式のバー取付け角は $45^\circ \sim 50^\circ$ とするが、計画取水量とバーの所要長さとの関係は、式 (21.4-4) において $\mu = 0.55 \sim 0.5$ とすればよい。バースクリーン複合方式の取水目的を洪水時の取水を主とする場合、バースクリーンが完全潜りの状態になるときの取水量 Q (m³/s) は、次式によって求められる。

$$Q = \mu \psi B L_0 \cos \theta \sqrt{2gH} \cdots \cdots \cdots (21.4-8)$$

ここに、 H : 完全潜り状態になった洪水時溪流河川水位と、集水路出口水位との差 (m)

L_0 : 計画取水量全量取水に必要なバーの長さ (m)

μ : 流入係数 0.55 程度

ψ : バースクリーン開度

B : バースクリーン設置幅 (m)

g : 重力の加速度 (m/s²)

θ : バースクリーン取付け角 ($45^\circ \sim 50^\circ$)

(4) 集水路

バースクリーン下方取水方式、バースクリーン後方取水方式、バースクリーン複合方式の集水路は、貯水池側溝余水吐きに準じて算定するが、溪流取水工の集水路、特にバースクリーン下方取水方式、並びにバースクリーン複合方式では、図-21.4-4 に示すように、バースクリーンからの落下水は集水路断面下流側側壁に突込んだ後、上流側側壁に沿って大きくはい上る二次流を発生するために、主流方向の流速が減少するとともに、集水路の水位が上昇する。したがって、適正な集水路の諸元を算定することは容易でない。

*13 山本光男・王 雄：溪流取水工の設計について、明治大学農学部研究報告、No. 92 (1991)

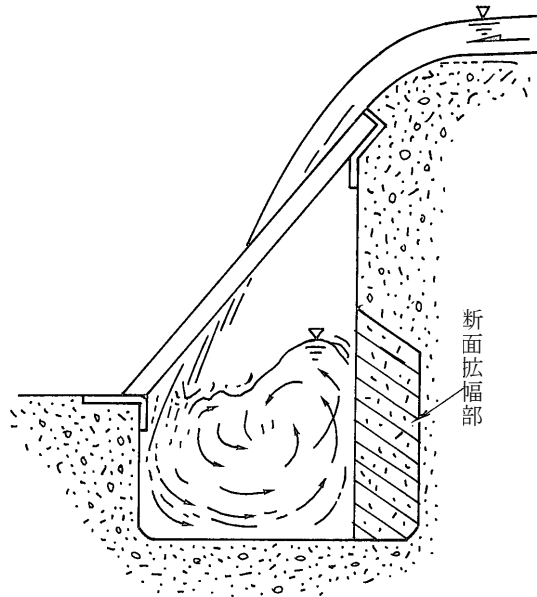


図-21.4-4 集水路横断面二次流発生状況

水理模型実験の結果から、計画取水量を支障なく取水するための集水路の諸元は、次の方法で求めることができる^{*14}。

- ① 集水路の幅はバースクリーンの水平長とし、底勾配は 1/30～1/20 程度とする。
- ② 集水路下端における流量（設計取水量に同じ）に対する等流水深と速度水頭を算定する。
等流水深の算出には、連続の式にマニング（Manning）の平均流速公式を代入して求めた式（21.4-9）を用いる。

$$h = \left(\frac{qn}{s^{(1/2)}} \right)^{(3/5)} \cdot \left(1 + \frac{2h}{b} \right)^{(2/5)} \dots\dots\dots (21.4-9)$$

ここに、
 h : 等流水深 (m)
 b : 集水路幅 (m)

$q = Q_0 / b$: 集水路下流端単位幅当たり流量 (m³/s/m)
 n : 粗度係数 ($n = 0.015$)
 s : 集水路勾配
 Q_0 : 集水路下流端流量 (m³/s)

- ③ 集水路下流端における深さは、等流水深に速度水頭の 60%を加えたものとして決定し、これに若干の余裕を加えて集水路の天端を決定する。
- ④ 地形上、集水路勾配 s が 1/50～1/40 となり、通水断面が不足する場合には、速度水頭をそのまま等流水深に加えて、集水路下流端の深さとする。
- ⑤ バースクリーン下流側に水平底床を設ける場合には、水平底床末端に、取水量に応じた高さのデフレクターを設置することによって、集水路の深さを大きくすることができる。

バースクリーン後方取水方式の集水路は、集水路末端で計画取水量を流下する導水路の起点

^{*14} 小島信彦、山本光男、張 澤：バースクリーン複合型溪流取水工の集水路諸元の決定方法、農土論集 No.178、p. 31～36. (1995)

における水路底標高、水位を基準にして、所定の計算諸元に基づいて水面形を計算し、集水路の諸元を決定するが、一般には、貯水池側水路型洪水吐きの設計に準じて、集水路長の増分が Δx の任意の 2 断面間について、上流断面における運動量に 2 断面間の運動量の増分を加えたものは下流側断面における運動量に等しくならなければならないことから、式 (21.4-10) によって水面計算を行っている^{*15}。

<計算諸元>

計画取水量： Q (m^3/s)、集水路長： ℓ (m) 粗度係数： n 、水路勾配： i 、水路側壁勾配： m ($=0$)、水路幅： B (m) に対して、

$$\Delta y = \frac{1}{g} \cdot \frac{Q_1(v_1 + v_2)}{(Q_1 + Q_2)} \cdot \left(\Delta v + \frac{qv_2 \Delta x}{Q_1} \right) \dots\dots\dots (21.4-10)$$

ここに、 Δx ：任意断面間の水路区間長 (m)

Δy ： Δx 区間の水位上昇量 (m)

Q_1 ：下流断面の流量 (m^3/s)

Q_2 ：上流断面の流量 (m^3/s)

v_1 ：下流断面の平均流速 (m/s)

v_2 ：上流断面の平均流速 (m/s)

$\Delta v = v_1 - v_2$ (m/s)

q ：バースクリーン単位幅当たりの流入量 ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)

g ：重力の加速度 (m/s^2)

計算は下流から上流に向かって進める。 Δy を仮定し、これに基づいて求められる上流断面の水量と式 (21.4-10) とから Δy を算出し、算出値と仮定値が一致するまで計算する。水理計算の結果、最も高い水位によって集水路の諸元を決定する。

21.5 形状設計

溪流取水口は、安定した計画取水ができる形式、水理構造とするとともに、材料、施工上の面を検討して、堅牢で、維持管理が容易な構造とする。

21.5.1 固定堰

取水堰方式の固定堰、堰体の断面形は、一般に上流面を鉛直あるいはこれに近い勾配とし、下流面は緩勾配の台形断面を修正した放物線形曲面に水承 (bucket) を設けた形状とするが、石礫が大量に流下する溪流河川では、砂防堰堤のように上流面を緩勾配とし、下流面は急勾配にして、落下する石礫による損壊を防止するようにする。

21.5.2 バースクリーン方式のバー形状^{*16、*17}

市販の鋼材を用いるのが最も経済的である。形状としては、鋼管、丸鋼、I 形鋼 (レール)、山形鋼、T 形鋼等があるが、施工事例によると鋼管を用いたものが多く、転石の衝撃、石礫の摩擦に対

^{*15} 農林省構造改善局：土地改良事業計画設計基準 ダム

^{*16} J. Orth E. Chardonnet, et al. : Study of botton type water intake, grids, La Houille Blanche (1954)

^{*17} 水資源開発公団：昭和 44 年度水路技術委員会報 (1960)

して十分堅牢である。

参考として、バーの形状による流入効率の順位を示すと、図-21.5-1 のようになる。

形状					
効率 順位	1	2	3	4	5

(注) スクリーン勾配 1 : 5 における流入効率は、100%、95.5%、93%、97%、80% となり、3 と 4 はほとんど差がない。

図-21.5-1 形状による流入効率の順位

21.5.3 バースクリーンの取付け

バースクリーンは、取付け斜面がバースクリーン上流側固定堰越流斜面と一致するように取付ける。

バースクリーンの取付け幅は、計画取水量とバースクリーン単位幅当たり取水量によって算定するが、バースクリーン下方取水方式では目詰まりが起こりやすいので、石礫の流下状況によって算定値の 1.5～2.0 倍の幅とする。

バースクリーン後方取水方式のバースクリーン設置幅が大きくなる場合には、適宜バースクリーンの背面に隔壁を設けて段落斜面張出し部の支持工するとともに、隔壁間に角落し堰を入れて、取水量及び流入土砂量の制御ができるようにする。

溪流河川の流下通水幅がバースクリーンの設置幅よりも大きい場合には、固定堰越流部は取水部（低水部）と洪水越流部（高水部）とに区分して、バースクリーン設置幅に対する流下水の通水幅の安定を図る。さらに、角落しを備えた補修用の放水口、あるいは、土砂吐きを設ける。

バースクリーンは、単位幅ごと、又は 4～5 本ごとに溶接したセグメントを工場で製作すると取付けに便利であり、補修、維持管理が容易である。

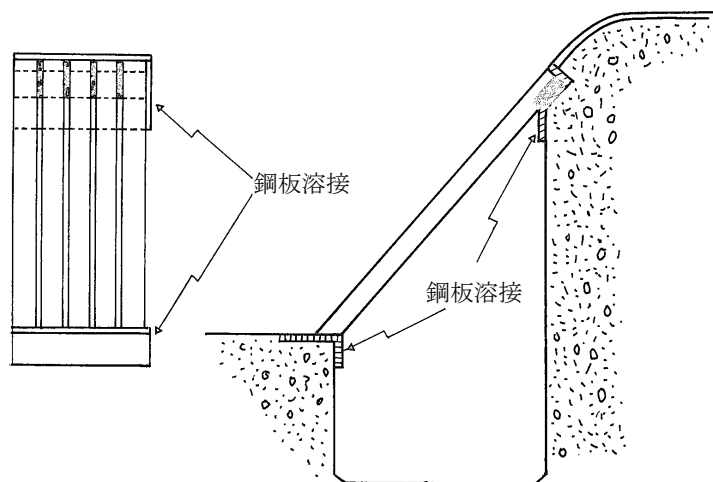


図-21.5-2 バースクリーンセグメント

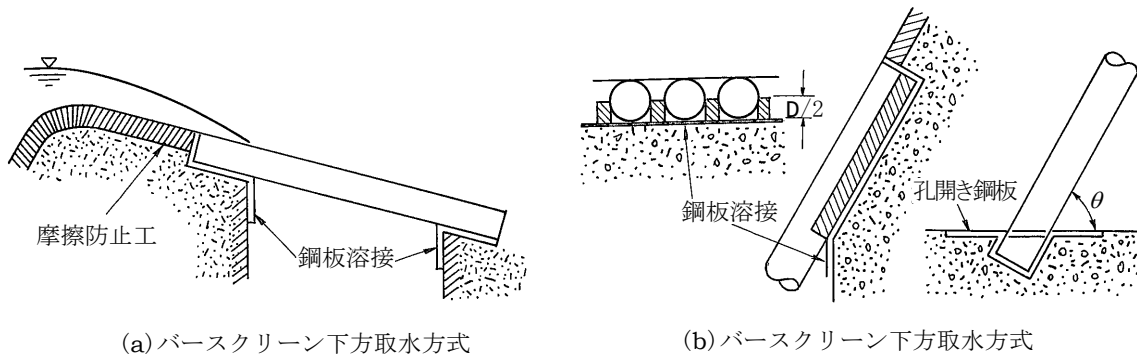


図-21.5-3 バースクリーン取付け構造

21.5.4 低落差バースクリーン後方取水方式

バースクリーン後方取水方式のバースクリーン取付け角は $\theta = 60^\circ$ 前後とするが、段落斜面の高さが小さく、 $W < 1.0 \text{ m}$ になる場合、溪流河川流量が減少して全量取水の状態になると、段落斜面流水はバースクリーン斜面に沿っていったん水クッション内に滞溜したのちバースクリーンを逆流するために、落葉等の浮遊流下物はバースクリーンに引き付けられて目詰まりを起こすようになる。

このような場合には、バースクリーンの取付け角を $40^\circ \sim 50^\circ$ に緩やかにすると、段落斜面流はバー隙間からバースクリーン下端部背面側に流下して空気混入流となる。この空気混入流はバースクリーン下端で盛り上がり、エアリフト効果を発揮するために、水クッション内に流入した浮遊流下物はバースクリーン下端で上昇する気泡とともに浮上して、水クッションデフレクターに向けて押し流され、目詰まりは起こりにくくなる。

段落斜面高さが低く、取水量の少ない小規模のバースクリーン後方取水方式では、水クッションにデフレクターを設けず、その部分に順底勾配をつけるとともに角落し堰を取付けて、溪流の流量に応じて水クッションの水深を調節し、水クッション内に滞溜する落葉、土砂を適宜排除し得る構造にするとよい。

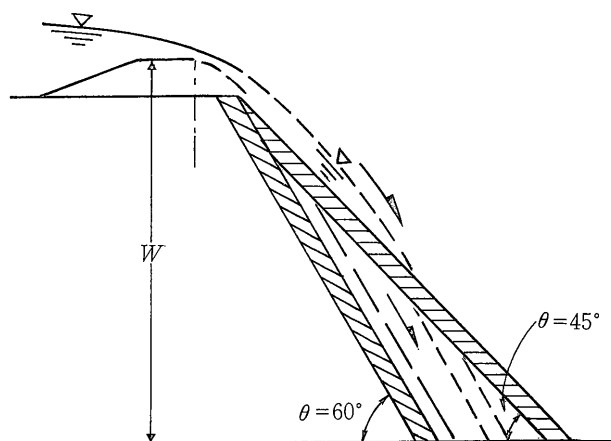


図-21.5-4 低落差、小流量時の斜面流流下形態

なお、低落差、小規模のバースクリーン後方取水方式は、工場でセグメントを製作し、可搬・組立式にすると施工は容易であるとともに、溪流河川の地形、流況に応じた据え付け調整が可能である。

21.5.5 固定堰越流斜面落ち口形状

水クッション側方取水方式、バースクリーン後方取水方式及びバースクリーン複合方式のように、取水の安定と維持管理の容易を図るためには、固定堰越流斜面を流下する水脈は、完全に段落斜面に接して、設定した段落傾斜角に沿って流下する必要がある。このためには、固定堰越流斜面落ち口の曲面の曲率半径は、段落高さの 1/5 以上にするといよい。

段落斜面落ち口の曲面、流下水脈誘導段落斜面は、所定の流下水脈突込角を与えて、取水量及び水クッション内流況を規制するものであるもので、摩耗、損壊に対して堅牢な材料、施工法を採用する必要がある。

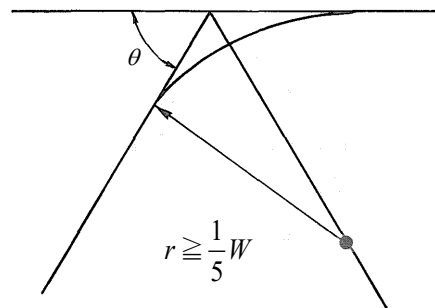


図-21.5-5 段落斜面の落ち口形状

21.5.6 施工区分

溪流取水工は、砂礫、転石の流下によって、摩耗、損壊されやすいので、段落斜面越流部、流下水脈誘導斜面部、水クッション部等、補修しやすい部分と、しにくい部分に分けた構造として、材料、施工の区分を行うとよい。

コンクリートの摩耗、損壊防止対策としては、間知石張り、高強度コンクリートの打設、鋼鉄板張り等がある。

21.6 設計事例

21.6.1 御勅使川溪流取水工

竣工年度：1973 年度

所在地：山梨県中巨摩白根町

地区名：山梨県営かんがい排水事業御勅使川地区

計画取水量：0.89 m³/s（最大 3.0 m³/s）

型式：バースクリーン下方取水型（チロルタイプ）

バースクリーン隙間幅 40 mm、設置幅 40 m

パイプ：φ = 100 mm、鋼管、有効長 70.6 cm、取付角度 30°

集水路：幅 0.61 m、水路勾配 1/40

〔機能概要〕段落高さ 5.22 m の砂防堰堤の、水叩き（長さ 16.6 m）末端根固め工に続いて、

21.6.2 三重用水河内谷川溪流取水工

竣 工 年 度 : 1986 年度

所 在 地 : 三重県員弁郡藤原町

地 区 名 : 水資源開発公団三重用水事業地区

計 画 取 水 量 : 最大計画取水量 $3.03 \text{ m}^3/\text{s}$ (内取水制限流量 $0.43 \text{ m}^3/\text{s}$)

型 式 : バースクリーン後方取水型

段落斜面高さ 2.60 m 、段落斜面傾斜角度 57°

バースクリーン隙間幅 20 mm 、設置幅 14 m

バースクリーン開度 7%

バ ー : $\phi = 114.3 \text{ mm}$ 、有効長 2.42 cm 、取付角度 57°

集 水 路 : 幅 1.50 m 、最大深さ 1.59 m 、水路勾配 $1/12$

水クッション : 底床部水平長 1.5 m 、デフレクター斜面傾斜角度 14° 、デフレクターはい上がり高さ 1.0 m

〔機能概要〕河川協議により、取水制限流量は取水量とともに一度取り入れたのち、所定の流量を保証するため、還元口から元の溪流河川に戻す構造になっている。

昭和 61 年(1986) 6 月竣工以来試験取水を続け、平成元年(1989) 8 月から本取水を開始している。低水時、全量取水状態を続けると、流況によって、水クッション内デフレクター斜面上に堆砂をみることがあるが、バースクリーン斜面流水脈によって掃流されるので、後方取水に支障を来たすようなことはないようである。

溪流河内谷川の流量が増大して、計画取水量の 2 倍以上になると、水クッション内の堆砂礫は掃流流下されている。水クッションは間知石張りとしているため、洪水時には長径 1 m 以上の巨石が流下しているが、水クッション内に堆積残留することなく、堅牢である。取水工、特に、バースクリーンの摩耗損壊の被害は発生していない。ただし、バースクリーンの取付け不良箇所があつて、バースクリーンが離脱したことがある。

段落斜面落ち口並びにバースクリーンに繁茂する苔のために落下水脈が飛散していることがあつた。また、溪流河川幅が急拡大する地点に堰堤を設けたために、洪水の流況によっては、取水工上流側に多量の石礫が残留堆積することがある。

本取水開始直後、平成元年(1989) 8 月 27 日、台風 19 号による洪水によって、隣接溪流員弁川に設置している、バースクリーン下方取水型溪流取水工(チロルタイプ)は、枝葉、石礫によって、全面的に目詰まりが起り取水不能の状態に陥ったが、河内谷川バースクリーン後方取水型溪流取水工は、洪水中も、洪水後も、設定した計画取水量を保ちながら、安定した取水を継続していた。

河川幅が急拡大する地点に堰堤を設置したため、上流側に石礫が堆積して州を形成することがある。

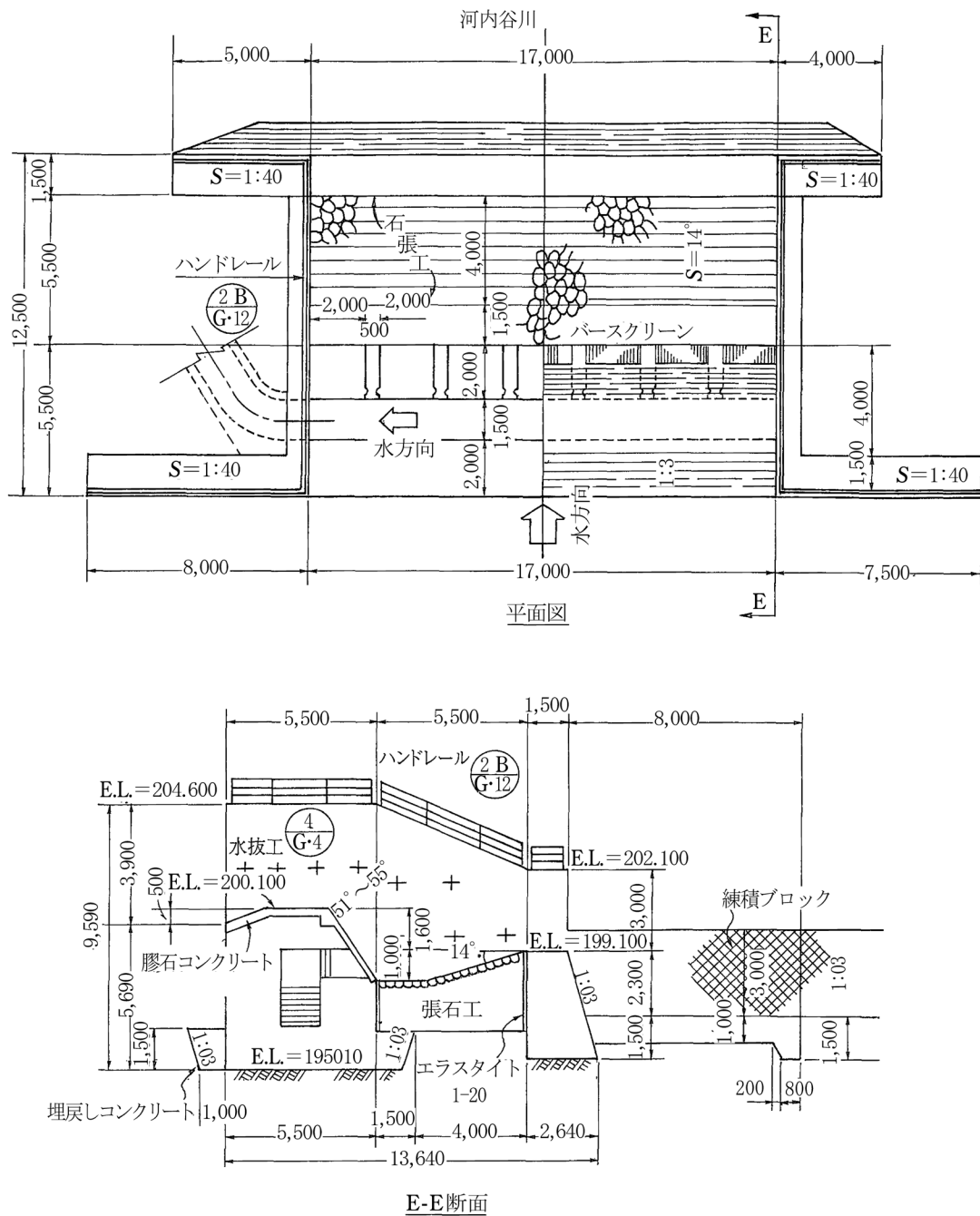


図-21.6-2 三重用水河内谷川パースクリーン後方取水型溪流取水工概要図

21.6.3 関刀溪溪流取水工

竣工年度：1991年度

所在地：台湾、南投県北港溪恵孫林場地先

地区名：南投農田水利会、能高大圳

計画取水量：1.0 m³/s (最大 2.0 m³/s)

型式：パースクリーン複合型溪流取水工

段落高さ 1.30 m、段落斜面傾斜角 45°、パースクリーン隙間幅 20 mm、パースクリーン設置幅 9.6 m、パースクリーン開度 22%

バースクリーン： $\phi = 90$ mm、有効長 1.604 m、取付け角度 45°

集水路：幅 1.00 m、最大水深 0.86 m、水路勾配 1/34.5

〔機能概要〕段落斜面落ち口は施工不良で、設計どおりの滑らかな曲面に仕上がっていないが、溪流河川流量が $1.0 \text{ m}^3/\text{s}$ 前後のとき、段落斜面落ち口曲面を越流する水脈は、バースクリーン設置幅全面にわたって、直接バースクリーン隙間から流入落下するので、全量取水の状態で集水路に流入している。

1991年4月竣工以来、年に2～3回程度中小洪水に遭遇しているが、平均径2～3mの転石に対しても十分堅牢である。しかし、バースクリーン隙間にかん入する石礫、浮遊流下物による目詰まりは避けられず、洪水のたびごとに、スクリーンの清掃・維持管理を実施するようにしている。

バースクリーン下流側には水平底床を設けているので、バースクリーンの清掃・維持管理は安全である。本溪流取水工は、日本、台湾において、この型式の施工事例の第1号である。

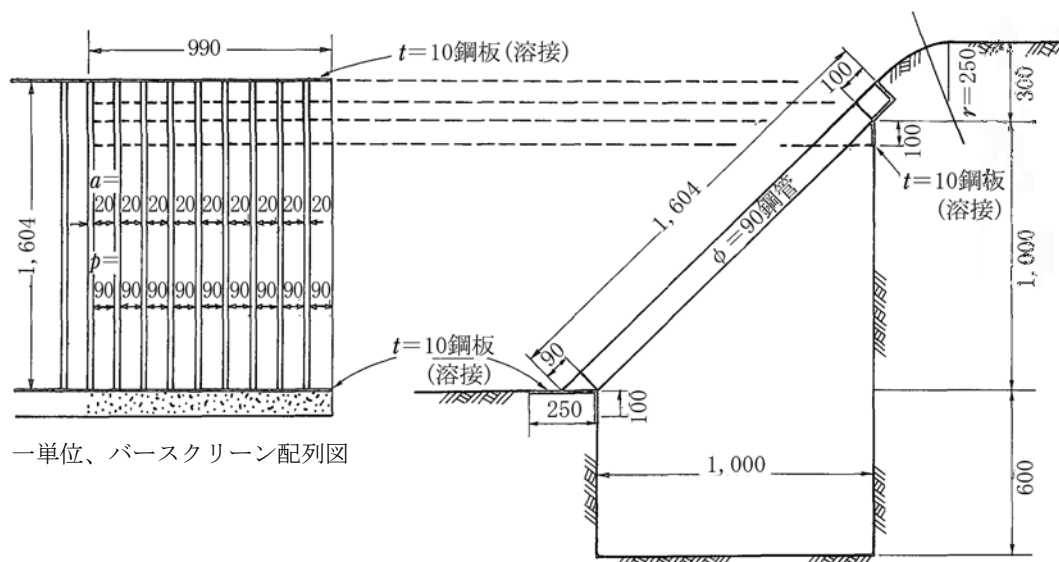


図-21.6-3 台湾関刀溪バースクリーン複合型溪流取水工
バースクリーン取付部構造図

21.7 附帯施設

溪流取水工の附帯施設としては、魚道、排砂施設、管理道路、管理施設、補修用放水路、放水口、制水ゲート、余水吐き、沈砂池、取水制限流量放流口等がある。

中山間地帯、急勾配の地点に設ける、取水量の小さい溪流取水工のためには沈砂池よりも、立体的に土砂分離を考えた沈砂槽を設置するとよい。

第 22 章 取水・放流管理施設

関連条項 [基準12、運用12-1]

参考文献 [土地改良施設管理基準－頭首工編－]

近年の水需要の増加に伴い水資源開発が進展し、河川水の利用形態は、農業用水のみならず工業用水や水道用水など、多様化、高度化していく傾向にある。

このように高度化された河川における農業用水の取水に当たっては、頭首工地点及びその近傍の気象・水象の所要項目を効率的かつ経済的に観測又は情報を収集し、気象特性等を把握することが、確実な取水管理と併せて適正な放流管理の実施が、地域の水利用秩序を維持する上で特に重要となっており、このことに十分配慮した施設設計の実施が必要である。

ここでは、適正な取水・放流管理に留意した設計事例及び設計上の留意事項について解説する。

22.1 取水管理施設

22.1.1 取水管理施設の要素

頭首工からの農業用水の取水と下流河川への放流とは、相反する行為である。このため、放流施設を考える場合には、取水管理施設と一体的な設計思想により検討する。

取水管理施設においては、農業用水の確実な取水、取水量の制御・管理及び取水量の把握が容易な構造である必要がある。このため、取水管理施設においては、下記の施設等が必要である。

- (1) 取水位制御のための施設（頭首工本体のゲート等）
- (2) 取水量制御のための施設（取水口ゲート等）
- (3) 取水量計測のための施設（流量計測施設、流量計、水位計等）
- (4) 取水管理のための制御システム（遠方操作方式及び自動制御システム等）

22.1.2 取水管理施設の管理・制御のシステム

取水・放流管理施設を設計する場合には、事前に取り水・放流をどのような管理制御システムで行うかを建設後の管理状況も踏まえて十分検討し、施設の機能が発揮されるような施設構造にしておくことが必要である。一般に、近年の頭首工における管理制御システムは次のようなシステムが導入されている。

ケース 1：本川の土砂吐きゲート等の上段に併設された越流式調節ゲートあるいは起伏ゲートにより、堰上流水位（ W_1 ）を一定に制御（設定水位制御）し、必要な取水量を取水口ゲートから取水する。一般に最も多く採用されているシステムである。

ケース 2：堰上流水位を制御せずに、要求量に応じて取水量を制御する。河川水位の大きな変動がなく、河川水位が安定している自然取入れの場合に採用される。

ケース 3：堰上流水位及び取水口ゲートの下流水位（ W_3 ）を一定に制御し、必要な取水量を取水口ゲート下流の流量調節ゲートにより制御する。河川水位の変動が大きい場合や、取水管理を厳密に行う場合などに採用される。

取水管理の高度化が必要な頭首工においては、リアルタイムな取水量制御が必要となるため、定流量取水口ゲートや自動制御システムの導入を検討する。

この時には、上記の管理制御システムを十分考慮し、外乱が多く、流量が変動している河川の流況等にうまく対応する施設構造及び制御システムを設計する。

なお、水位調整を引上げ式ゲート下端からのアンダーフローによる放流で行うと、ゲート操作量に比べて放流量が鋭敏な反応を示し調整が難しいため、水位調整用ゲートには越流式ゲートを採用することが一般的である。

また、ケース3については他のケースとは異なり現時点での事例が少ないことから採用時の検討のために模型実験の内容を22.1.3に示す。

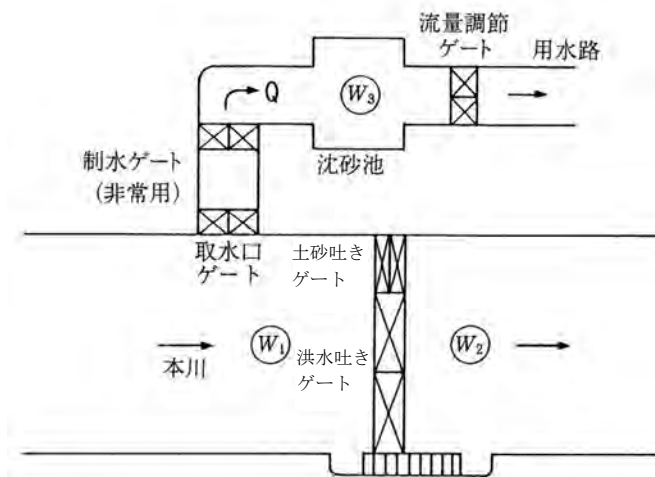


図-22.1-1 頭首工施設機能模式図

22.1.3 取水管理の高度化を図った施設の制御・管理システムの構造

ここでは、以下に示す模型実験により、22.1.4 取水管理の高度化を図った設計例における設計例の検証を行い、ケース3における条件や留意事項を示している。

(1) 全体システム（下流水位一定自動制御方式）

構造を図-22.1-2に示す。この構造は模型実験時に検討されたモデルであり、スケール値は、 $1:10$ ($0.10\text{ m}/1.0\text{ m} = 1/10$) とされている。取入口ゲートは、本川取水水位の変動に対して下流の静水池の水位を精度良く制御する下流水位一定自動制御のアンダーフローゲートを導入する。

ここでは、取水堰及び取入口上流の河川内取水水位は、取水堰本体非越流ゲート高を越えない範囲で、不感帯（20～30 cm を想定）を大きく確保した最低水位保持の制御を想定する。外乱の多い河川内水位の制御には、少なくとも $\pm 5.0 \sim \pm 15\text{ cm}$ 程度の不感帯の設定が必要であることから、取入口ゲートにより河川内の水位変動に物理的なフィルターをかけ、取水量制御のための取水水位制御を堤内地で行うシステムを考える。なお、本川取水水位の制御範囲については、河川管理者との管理規定などの協議により決定されるので留意が必要である。

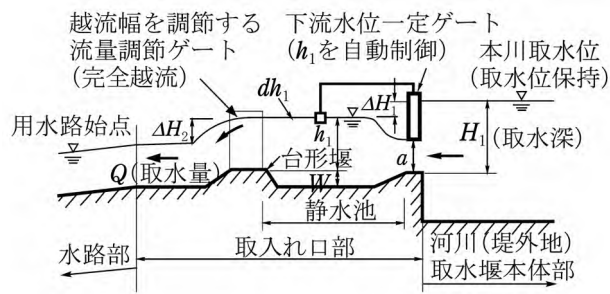


図-22.1-2 取入口構造試案

(2) 目標取水量制御精度

制御水位の不感帯は、現地スケールで $h_1 = \pm 1.0 \sim \pm 2.0 \text{ cm}$ を目標とする（不感帯の最小化）。なお、このレベルの不感帯で自動制御の安定性を確保するには、水位制御場である静水池の風やゲートの噴流流出による波浪防止対策が必要である。また、減勢のための静水池の容量が重要となる（施設容量の確保）。下流水位一定制御の研究事例では、制御ゲートの 55 m 下流で水位制御が行われた事例がある（関谷、1979）。このため、水位制御位置の固定化が重要である。取水量設定は、その下流に位置する流量調節ゲートにより期別及び設定流量により開度（越流開口幅）設定を手動（一般的には電動）で行う。構造は、制御ゲートの開閉による段波の水路下流のチェックゲートなどからの反射による制御水位の攪乱及び下流の水利条件による過剰取水を防止するために完全越流を確保する（流量支配点の明確化）。構造上、比較的低落差（水頭損失小）で完全越流を確保できる台形堰を採用し、この上部に設置する流量調節ゲートは、越流幅を調節するディストリビュータ（農業土木学会、2000）などが考えられる。なお、この台形の完全越流により供給側の、取入口地点での主体的な取水量管理が可能となる。

取水量制御の取水水位変動に対する精度（誤差）は、取水深が例えば 1.0 m であれば、 $\pm 1.5 \sim \pm 3.0 \%$ （不感帯 $\pm 1.0 \sim \pm 2.0 \text{ cm}$: $dQ/Q = 1.5 (dh_1/h_1)$ ）の値が期待できる。

(3) 構成要素とその機能

設計としては損失水頭が小さく、安定した制御を実現する水利構造と制御方式を見い出すことが重要となる。

取入口構造の構成要素とその機能をまとめれば下記のとおりとなる。

ア 下流水位一定ゲート：設定水位自動制御（自由流出状態のアンダーフローゲートを想定）

イ 静水池：設定水位制御場の静水化（減勢、波立防止）

ウ 流量調節ゲート：取水量制御（越流幅調整（電動、手動））

エ 台形堰：取水量制御（完全越流の保持、流量支配点の形成）、取水量の計測、供給主導型

(4) 適用条件

ア 台形堰の設計

(ア) h_2 ：既知（用水路始点での引き継ぎ水位）

(イ) $h_2/h_1 \leq 0.7$ の条件式より h_1 の値を概定する。 $\Delta H_2 = h_1 - h_2$ の水頭損失を確保する。

(ウ) $w = 0.5 \sim 1.0 \text{ m}$ として、流量係数（完全越流）を求める。 h_1/w は $0.5 \sim 2.0$ の間を基本とする。

$L = 1.0 \text{ m}$ 前後とする。 $w/h_1 = 0.6$ を目安とする。

- (エ) 設計最大取水量の取水が可能かを堰公式より検討し、堰幅とアンダーフローゲート下流水深 h_1 を決定する。

$$\text{台形堰公式} \quad Q = C_1 B h_1^{1.5} \dots\dots\dots (22.1-1)$$

イ アンダーフローゲート

- (ア) 最大流量取水時のアンダーフローゲート想定開度 a は、下流水深 h_1 の 0.7 前後とする。
- (イ) 取水深 H_1 は h_1 の 1.2 倍以上とし、自由流出領域になるように設定する。
 $H_1 \geq 1.0 \text{ m}$ とする。
- (ウ) 図-22.1-3 から流量係数を求め、最大取水量が取水可能な取水幅を求める。
- (エ) ゲート下流の静水池の長さは h_1 の 13 倍程度、 w の 21 倍程度とする。

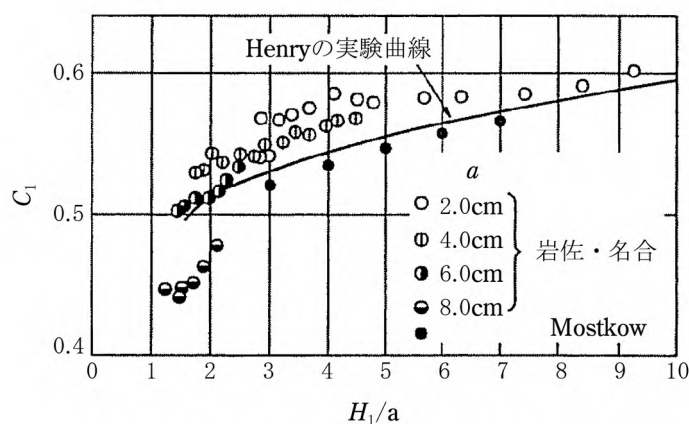


図-22.1-3 アンダーフローゲートの流量係数

ウ 下流水位自動制御

- (ア) 本川取水水位の不感帯は、 $\pm 0.20 \text{ m}$ 程度を前提とする。
- (イ) ゲート制御間隔、 30 s 程度とする。
- (ウ) 設定水位の不感帯は、 $\pm 2.0 \text{ cm}$ 程度とする。
- (エ) 水位計測値の平滑化処理は移動平均とし、 $3 \sim 10 \text{ 回} / 30 \text{ s}$ 程度とする。
- (オ) ゲート単位制御量は、 2 cm 程度とする。
- (カ) 設定水位制御の位置 h_1 は、台形堰上流堰頂端から 2.0 m 地点とする。
- (5) 留意事項

台形堰においては、 $0.43 < h_1 / w < 1.85$ を超える範囲で適用すると、本間公式における流量係数は非常に大きな誤差を生じる。

アンダーフローゲートにおいては、自由流出を保持させることが必要である。

下流水位自動制御においては、上流水位の変動が激しい場合、設定水位計測値の平滑化を行うことでゲートのハンチングを防止することができる。

また、河川流量の変動が激しい場合は、ゲートの単位制御量に着目すると良い。

22.1.4 取水管理の高度化を図った設計例

事例1 自動定水位制御装置を導入した事例^{*1*2}

本取水工は、堰上げ水位による自然流入方式であるが、図-22.1-4 に示すように取水口の入口部に、下流水位一定制御ゲートを設置し、河川の水位（河川における取水水位）が変動しても、取水口の下流水位を一定になるようにしている。取水量は、その下流の管路部のコントロールバルブにより取水量の制御を行うものである。取水量の監視及び計測は管路部の流量計により行う施設設計がなされている。本システムは、22.1.2 取水管理施設の管理・制御のシステムで示した管理制御システムとしてはケース3に類型化できるが、堰上流の水位制御は堰上げ水位の設定であり、定水位制御までは実施していない。

この施設により、取水量変更操作及び定量取水監視等高度な取水管理が実施可能となっている。

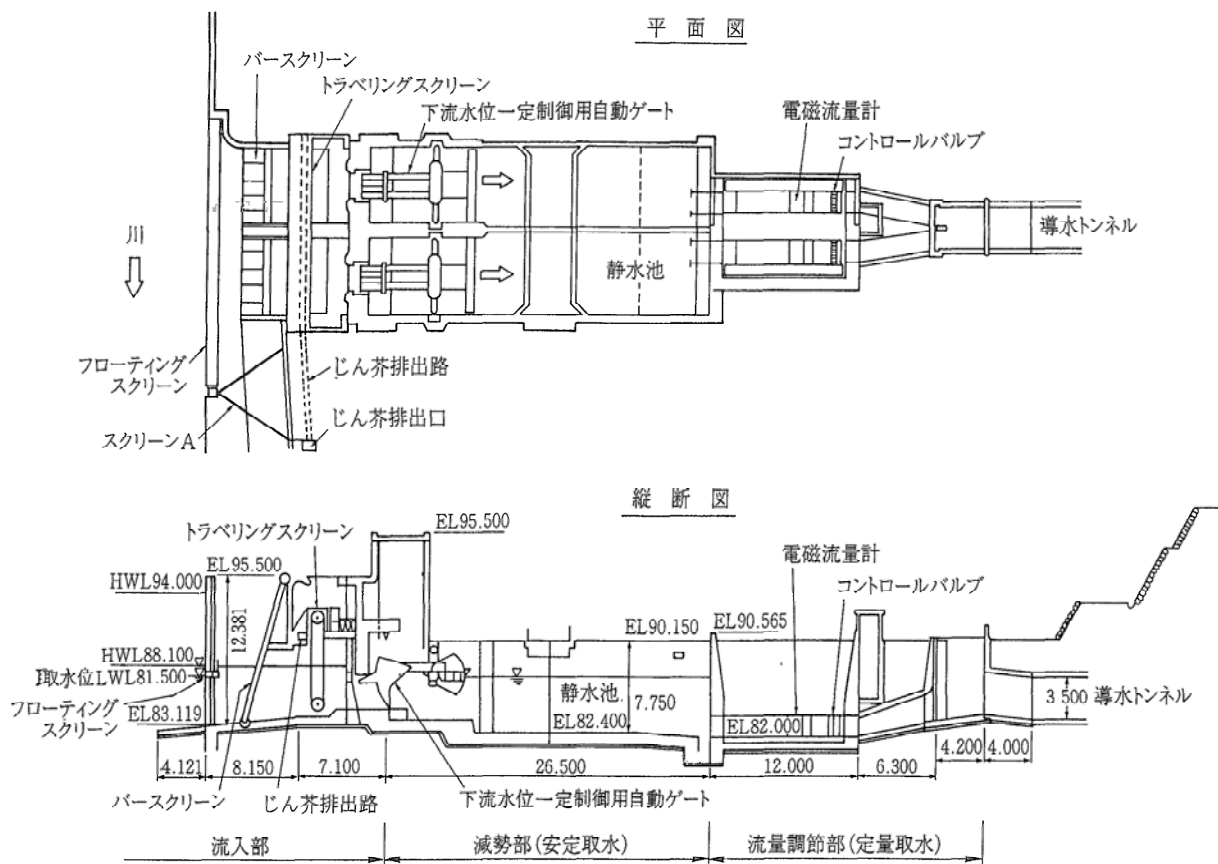


図-22.1-4 自動水位制御装置を導入した事例

本施設の特徴としては、次の事項が挙げられる。

- (1) 流量制御のための取水水位の制御は、取水口下流に位置する自動ゲートの下流水位一定制御により行い、河川の外乱条件を緩和している。
- (2) 取水量の変更は、管路部のバルブで行い、リアルタイムな取水量変更に対応ができる。
- (3) 取水量計測は、管路部（満流）の流量計によりなされるため、高精度である。

[参考] ^{*1} 河辺昌美・下河賢仁・小堀満雄：香川用水の取水工と管路の管理—とくに除じんおよび漏水対策—、農業土木学会誌、55（11）p. 1037～1042.（1987）

^{*2} 鈴木孝一：香川用水地区の水路施設管理について、水と土、No. 95（1993）

なお、本システムは、流量管理制御を主に管路部のバルブにおいて行うため、除塵対策は開水路系の取水工に比べ注意が必要であり、フローティングスクリーン、バースクリーン及びトラベルスクリーンにより管理を行う。

事例2 沈砂池における取水口ゲートの下流水位設定制御と流量調節ゲートによる取水管理の事例

本取水工は、図-22.1-5 に示すように取水工ケース3に該当するものである。まず、堰上流の河川水位は、本川調節ゲートによりある範囲（15 cm 以内）の設定水位に制御される。

次に、取水口ゲート（スルースゲート）により、沈砂池内の水位が設定水位（設定水位±1cm）に制御される。本制御は、いわゆる下流水位一定制御である。流量は、沈砂池末端に設けられている起伏ゲートにより制御されるシステムとなっている。

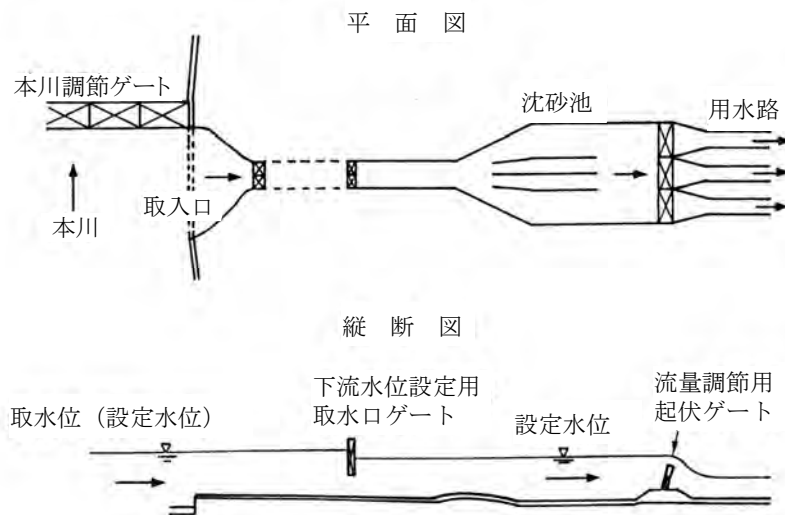


図-22.1-5 2段階の設定水位制御による取水管理の事例

本施設の特徴としては、下記の事例が挙げられる。

- (1) 流量制御のための2段階の設定水位制御がなされており、河川の外乱条件を緩和して、精度の高い水位制御が可能である。
- (2) 水面積の大きい沈砂池内を最終的な取水管理のための水位制御の場としており、設定水位の自動制御システムにおいて、ハンチング等の発生を抑制する水理構造となっている。
- (3) 沈砂池末端の起伏ゲートは、各幹線水路の分水工としての機能も有しており、越流により流量支配点が明確にされているため、流量制御しやすい。

事例3 流量支配点を明確にした取水工の事例^{*3*4}

取水口のゲートは、オリフィスによる引き上げゲートで設計するのが一般的であるが、本事例は、新規利水のため図-22.1-6 に示すように、下流への放流量を確保するために、取水量を厳密に管理する取水構造となっている。

^{*3} 目置克巳・四方田穆・上田豊男・藤井洋治：十津川紀の川農業水利事業下淵頭首工について、水と土、No. 11（1972）

^{*4} 川合亨・菊岡保人・皆川勝美・岩崎和己：蛇行著しい岩床河川に設置する取水施設の実験的研究、農業土木試験場技報、B（水理）、No. 15（1968）

増加すると魚の遡上に支障を来したりする場合がある。

このため、放流施設としては、土砂吐きゲートのみによるなどの微少流量の制御が可能な兼用方式を検討し、一方、兼用することが操作管理上困難な場合には、専用の放水路等による放流施設を検討する必要がある。

(2) 兼用施設による場合

兼用する施設としては、比較的下流への放流量が少ない場合には、魚道を利用する場合が多く、流量が大きくなると洪水吐き及び土砂吐き等の利用が多くなる。

魚道の場合には、魚の遡上環境から、魚道の流況を制御する必要があり、放流により、魚道内の流速や流況が悪化しないような管理が不可欠である。

洪水吐き及び土砂吐きを兼用とする場合は、頭首工の安全管理の観点から、下流護床工の洗掘を防止するために、河川全幅から均一に流水を放流することが求められるが、放流量管理の観点からは、放流する区間を限定して管理制御することが必要となる。このためには、放流工として兼用する部分の護床工は強固なものにする必要がある。

一般に放流部分としては、土砂吐き等の上段扉（フラップゲート等）を利用する。

この時、放流量の制御及び計測のために、フラップゲート等の水理特性を水理実験等から十分に把握しておくことが重要である。

フラップゲートの流量係数を求めた実験結果の例として図-22.2-1を示す。フラップゲートからの流量は、式(22.2-1)により示される。

$$Q = C \cdot B \cdot H^{3/2} \quad (\text{完全越流の場合}) \quad \dots\dots\dots (22.2-1)$$

ここに、 Q ：越流量

C ：流量係数

B ：越流幅 (m)

H ：越流水深 (m)

流量係数は、越流水深 (H) 及びゲートの起伏高 (W) により、変化する。

このため、管理・制御システムを構築するためには、これらの実験データをパラメーターとして組み込み、精度の高い放流管理システムの設計を行う。

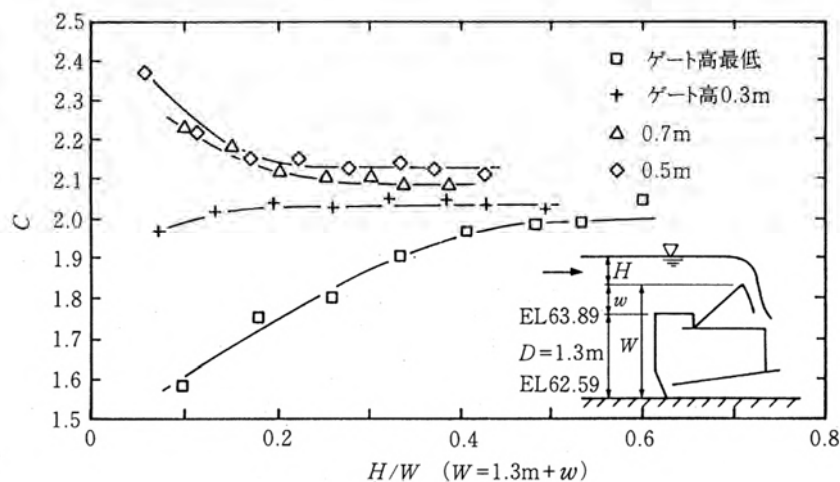


図-22.2-1 頭首工土砂吐きフラップゲートの流量係数に関する実験結果例

(3) 専用施設による場合

微小流量調節等の問題により、兼用施設では、対応不可能な場合には専用施設として、放水路等のバイパス水路等を検討する必要がある。放水路の構造は、所要の水量を確実に放流するため、一般に取入口は堰の上流に設け制水ゲートを設置する。

なお、管路式の放水路では、呑口部及びゲートバルブ付近での塵芥による閉塞が予想されるため、除塵施設の設置が不可欠である。

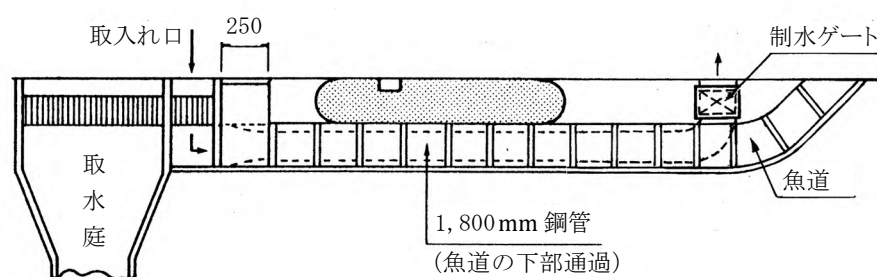


図-22.2-2 放水路の実施例

22.2.2 洪水時の放流施設

頭首工の洪水放流は、一般に洪水吐きゲート、土砂吐きゲートで行う。放流方法は管理規程等により定められるが、下流河川に対し安全に対処することが基本となる。ゲートの操作方法によっては流水に異常な状態が発生する恐れがあるので、あらかじめゲート開閉又は倒伏の順序、1回の操作による開閉量を定めておく。ゲートの操作は、1門又は一部のゲートによる開閉だけでは行わないようにする。

洪水時におけるゲートの開度量は、上・下流河川の水位変動に与える影響が大きく、過度な開度量で操作した場合には、下流河川への流下量が一時的に増加して急激な水位変動を招き、また、片寄った放流が下流河川の流れを攪乱させ被害発生につながるケースもある。このため、それぞれのゲートの1回の開閉の幅が決められた値を超えないよう制限することにより、下流河川水位（基準地点水位）の急激な水位上昇（急激な水位上昇とは一般に30 cm～50 cm/30分を超える場合をいう。）を生じさせないよう頭首工からの安定した放流に努める。なお、やむを得ずこれを超える場合は、一般住民及び入川者に周知させるための措置として、現地の状況に応じた立札・電光掲示板等による掲示を行うほか、サイレン・警鐘・拡声機・回転灯等で警告し、安全を確認した上で、放流する。

ゲート始動間隔は、複数ゲートの同時始動でオーバーロードが発生しないよう、一般的には10～30秒程度の制限を設けることが望ましい。

22.3 自動制御システム

頭首工からの取水を安定に保つためには、頭首工上流水位の変動及び取入口の外乱（水面動揺）並びにゲート動作による水位変動を十分吸収できるシステムを構築することが重要である。

水位変動要因としては、一般には河川水位の変動要因が大きいいため、頭首工上流水位を一定に保つための自動制御システムが採用されている。

なお、自動制御システムの構築においては、必ず運用開始前にハンチング等の支障がないかを確認し、もし支障があれば不感帯幅等のパラメータの最適値を選択するなどして、予定管理者が円滑に使用できるようにしておくことが必要である。

22.3.1 自動制御システムの種類と特徴

頭首工上流水位を一定の高さに維持するための自動制御システムとして、一般に、定水位制御方式が採用されている。

この定水位制御方式には、水位偏差方式と不感帯方式があり、流入量変化が大きい場合は水位偏差方式を用い、流入量変化が少なく安定している場合は不感帯方式を用いるのが有効である。

(1) 水位偏差方式

水位偏差方式は、上流水位を許容水位幅内に維持するために採用されている放流方式であり、水位偏差に応じて目標放流を増減させるものである。

上流水位が設定水位（ H_s ）を上限、下限水位（ H_0 ）を下限とする操作水位幅内（ ΔH ）にあるとき、全放流量が次式を満足するように水位偏差（ h ）に対応する目標全放流量を算出するものである。

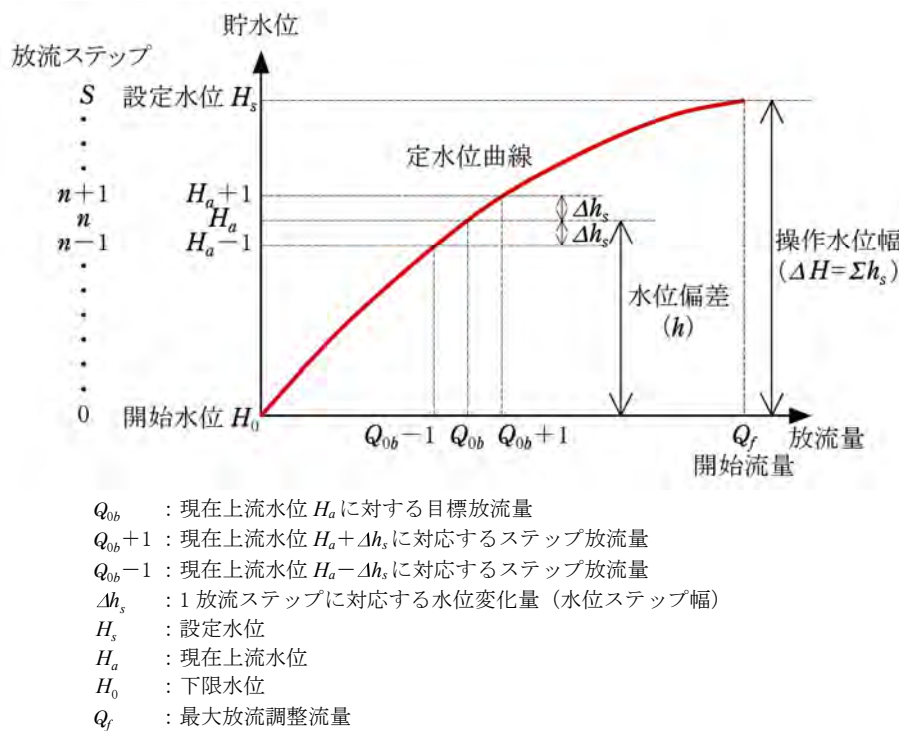


図-22.3-1 水位偏差方式概念図

目標全放流量の算出は、放流ステップー放流量対応表により行う。

放流ステップー放流量対応表は、以下に示す放流ステップ数、水位ステップ幅、ステップ放流量より構成される。

これらは、設定値の変更が可能なものとする。

(2) 不感帯方式

不感帯方式は、上流水位が設定された水位を中心に不感帯内に維持するように上流水位の変化に応じて放流量を増減させる上流水位定水位制御方式である。水位偏差方式に比べ簡便な方式であり、水位偏差量に無関係に、あらかじめ設定された単位ステップ動作を行う。上流水位変化が大きい場合にはハンチングを生じやすいため適用できない。

22.3.2 自動制御システムの設計例

事 例 取水管理施設の操作性能の評価及び向上対策の事例

本頭首工は、上流水位一定管理型の取水施設である。このため、取水量が一定の場合であっても、頭首工地点への流入量の変動すると、上流水位を一定に保つため、ゲート操作による取水管理が必要となる。既設の管理施設では、扉体幅 30 m のローラゲートを開閉し、ゲート下端からの放流量を増減することにより水位調節していたが、微少開度での操作や熟練要員の確保等操作性能の面から課題が多々あった。

このため、管理実績の面から上流水位一定管理について分析を行うとともに、操作性能向上のための対策として洪水吐き制水門ゲートの上段にフラップゲートを付加し、水位偏差ステップ方式による上流水位一定制御方式の導入を検討した。

(1) 水位管理の現状と課題

本頭首工の上流水位管理の基本パターンは図-22.3-2 に示すとおりであるが、このうち平水時 ($600 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下) における流量が少ない場合の操作性能に関する課題について取り扱った。

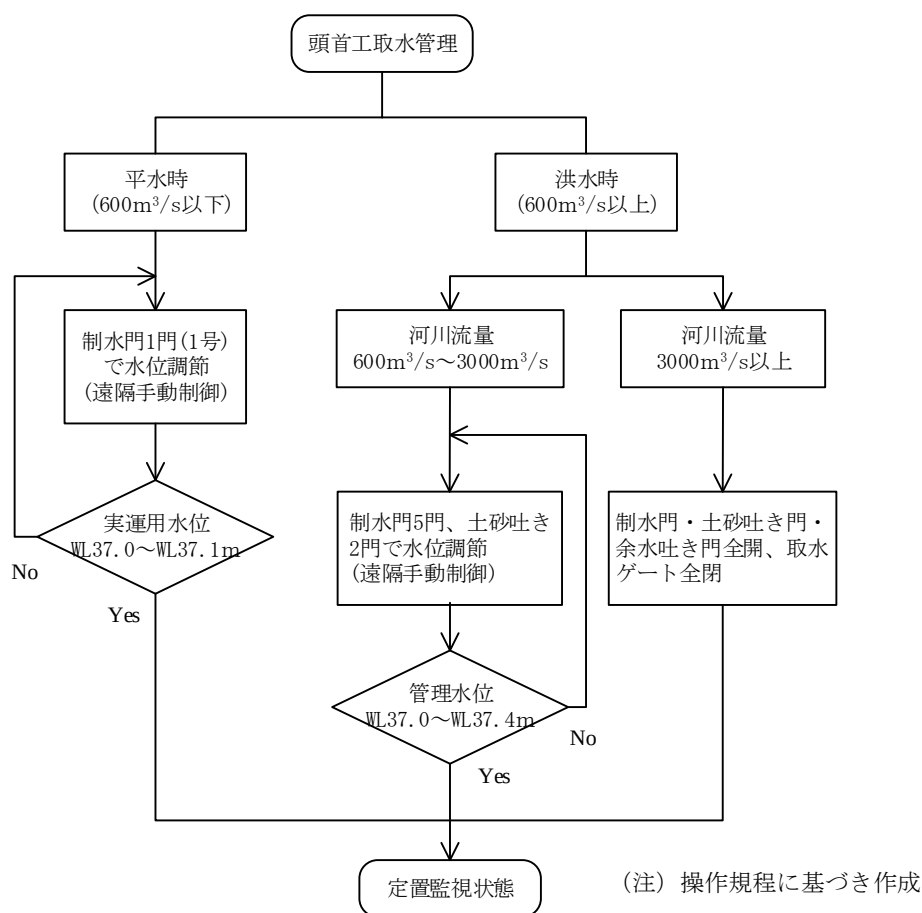


図-22.3-2 水位管理の基本パターン

この頭首工の管理水位は通年、WL 37.0～37.1 mと約10 cmの範囲での管理が求められている。

図-22.3-3は、かんがい期における頭首工流入地点での河川流量変動の実測事例（3ケース）を時間単位で示している。これによれば、無降雨の場合であっても日単位の中で最大（8月15日）と最小（5月15日）の比は、1.1～2.1である。また、30 mm程度の降雨（7月1日）があった場合、この比は3.5と高くなる。このため、水位管理の基本パターン（図-22.3-2）に示すように、制水門の開度調整を上流水位の変動に併せて行い、水位を管理値の中に入れる操作が必要となる。

次に、この水位調整操作を行った場合の上流水位の変動を図-22.3-4に示す。水面が震動しているように見えるのは、この間、制水門の開度を調整し目標値に近づけるための操作をしていることを意味している。この理由は、降雨時はもちろんのこと、無降雨時においても時間当たりの流量変動が水位管理操作を必要とするほど大きいことに起因している。

また、その水位管理のための制水門は幅30 mあり、構造的には、アンダーフローによる制御方式となっている。さらに、ゲート開度も微少操作（1 cm刻みの単位）であり、単位操作での流量調節量は1.6 m³/sになる。このため、水位管理の負担が大きく、熟練操作員の経験に期待するところが少なくなかった。

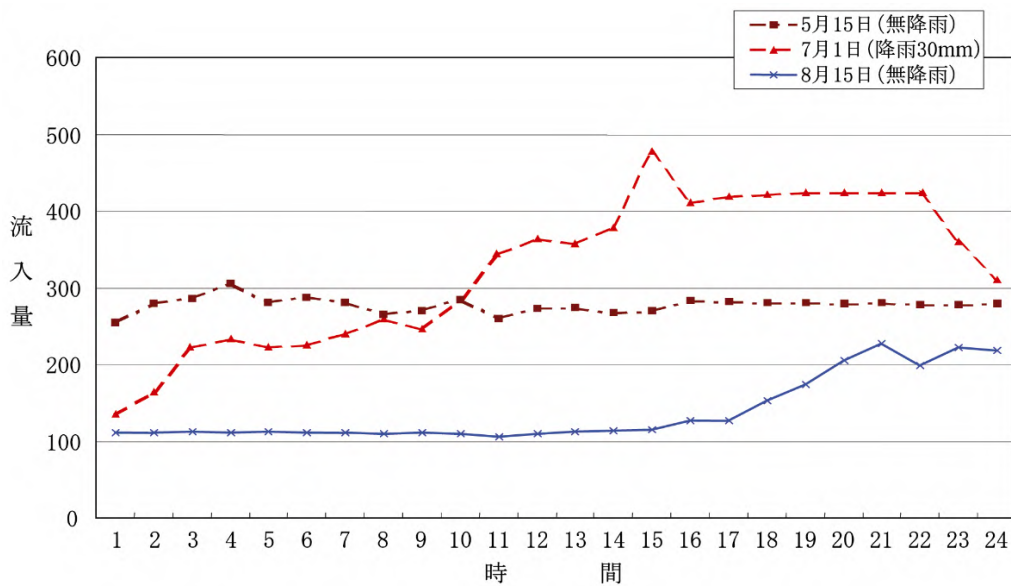


図-22.3-3 頭首工流入地点での流量変動(時間)

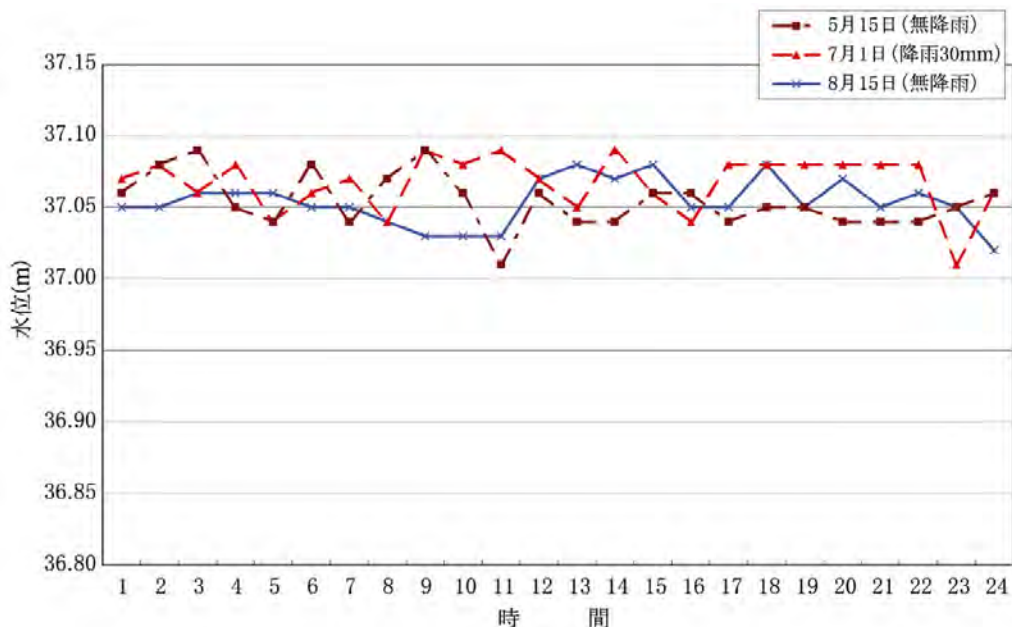


図-22.3-4 上流水位の管理特性(時間)

(2) 水位管理の操作性能の向上対策

本事例では、水位管理の基本パターンのうち、平水時の操作性能を向上させるため、図-22.3-5に示すようなシェル構造ゲートにフラップゲートを付加させた2段式ゲートにすることにより、水位調整が容易に行える構造とした。これにより、既設制水門による管理では、1 cm の単位での操作が求められたが、同一の流量制御をおおよそ 10 cm 単位の操作範囲に拡大することができた。

また、自動制御システムは、本頭首工地点における流量特性より、水位偏差方式を採用している。この方式は、頭首工への流入量が増減した場合、上流基準水位と実水位の偏差から流入量と放流量のバランスをとって堰上流水位を範囲内に保つようにフラップゲートを制御する方式である(図-22.3-6)。

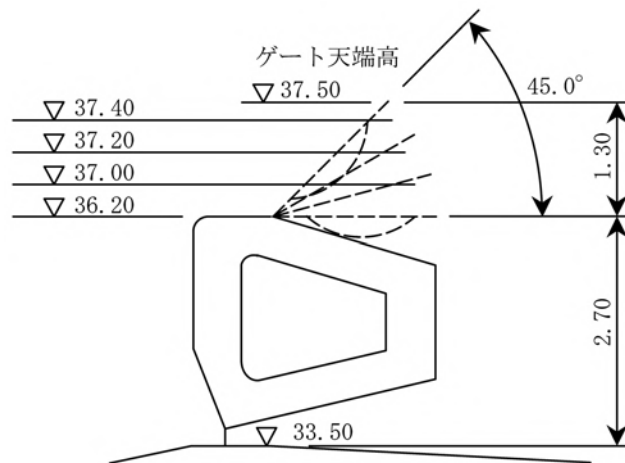


図-22.3-5 フラップゲート付き2段式ゲートの構造

フラップゲートの流量調整範囲を越えた場合、ベース流量を制水門から放流し、同時にフラップゲートの水位偏差による微調整が出来るようにしている。

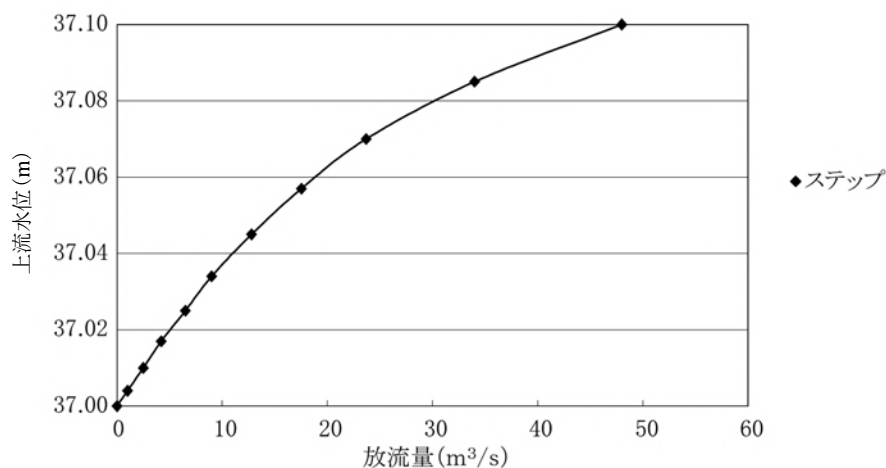


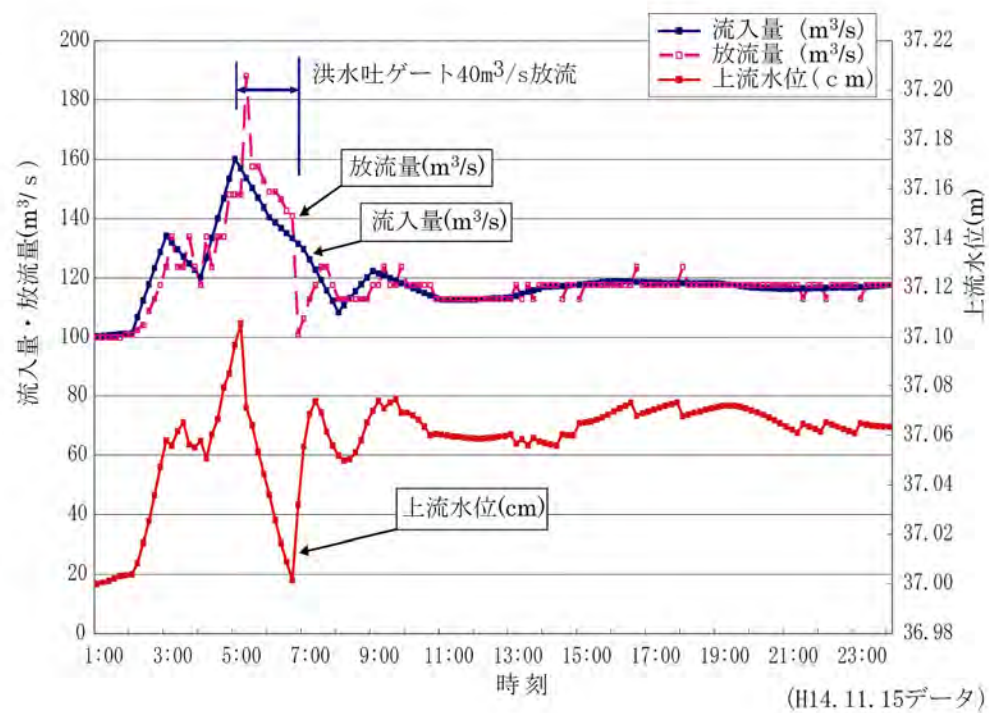
図-22.3-6 水位偏差ステップ方式のステップと放流量の関係

(3) 性能評価

フラップゲートによる水位偏差ステップ方式の自動制御を行った場合の放流量調整を、実際の流量データを用いてシミュレーションした結果の一つを、図-22.3-7に示す。

制御設定は、ステップ幅の平均幅を1cmとし、上位のステップに行くほどステップ幅を広くとったものであり、管理範囲に収束することが確認できている。このことから水位偏差ステップ方式が最適と考えられる。

過去の実測データに基づいた頭首工地点における流量特性から、上流水位制御方式について、頭首工の操作性能の向上対策を検証した例である。



シミュレーション条件

1. 10 分毎に水位確認し基準水位との偏差でフラップゲートを開閉する。
2. フラップゲートの開閉は 10cm 単位で動作させる。
3. 上流水位が管理範囲を超える場合は、別ゲートの下端放流を行う。

図-22.3-7 水位偏差方式の流入量・放流量と上流水位

第 23 章 護岸及び高水敷保護工

関連条項 [基準11、運用11-6]

頭首工の設置に伴う流速、流れの方向等の変化に対し、河床、低水路の河岸、高水敷及び堤防を保護するため、護床工、低水護岸、高水敷保護工及び堤防護岸は不可欠の施設である。護床工は別項で詳述されているので、ここでは護床工以外の施設について基本的な考え方を述べる。

23.1 取付け護岸

取付け護岸は、上流エプロンの上流端から 10m の地点又は上流側護床工の上流端から 5m の地点のうちいずれか上流側の地点から、下流側は下流エプロンの下流端から 15m の地点又は護床工の下流端から 5m の地点のうちいずれか下流の地点までの区間以上の区間にわたって設ける。この区間は、上下流エプロンの上流端から下流端までの区間（エプロン部）の護岸とその他の区間（護床部）の護岸に分けることができる。

なお、この他現況河川に取付けるための護岸が必要である。なお、湾曲部に堰を設けることにより流水が著しく変化するおそれがある場合には、下流部の護岸を上記の値より大きな範囲に設ける。

23.1.1 エプロン部の護岸

この護岸は取付け擁壁とも呼ばれ、堰柱と上下流のエプロンの間に設けられる護岸で、ゲート頂部又は固定堰からの落下水が直接護岸法面に落下しても支障のないよう擁壁の前面を鉛直とし、その構造は原則として鉄筋コンクリート擁壁又は重力式コンクリート擁壁とする。

また、堰の左右岸の両サイドの浸透に対する対策が必要な場合には、エプロンとの接合部において止水が必要となるので十分検討する。

23.1.2 護床部の護岸

取付け護岸のうち上記の取付け擁壁以外の部分の護岸をいう。この部分の構造はエプロン部護岸と同様とするか、法覆工及び基礎工から構成される護岸とする。河川工事において必要とされる根固め工は、護床工部においては護床工がその役割を果たすので、護床工の先端から上流又は下流の部分において必要となる。いずれの場合も、基礎根入れについては河川の洗掘状況に応じて検討し根入れを深くするか、又は基礎工の下に矢板等を挿入して十分安全な構造とする。

取付け護岸が低水路の河岸に設けられる場合の護岸の高さは、河岸の高さまで施工するものとし、高水敷に施工する折り返しの幅は 1～2 m 程度を標準とする。ただし、固定堰に接続する場合には流れの状況を考慮してさらに広い範囲にわたって施工する。

取付け護岸の基本的な形を図-23.1-1 に示す。鉄筋コンクリート構造の場合は鉄筋の被りを十分にとることが必要である。

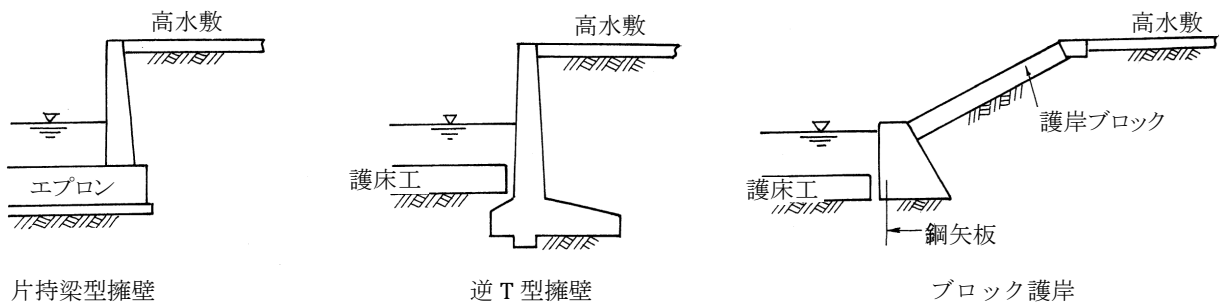


図-23.1-1 取付護岸の基本形

23.2 堤防護岸

ここにいる堤防護岸とは、前出の取付け護岸と共用される場合（単断面河川に取水堰が設けられた場合）と、共用されない場合（複断面河川で低水路部分のみに取水堰が設けられる場合）に分けることができる。

取付け護岸と共用される場合の施工範囲及び構造は、「23.1 取付け護岸」に準拠する。

取付け護岸と共用されない場合の上下流方向の施工範囲は、「23.1 取付け護岸」で述べた以外の範囲については河川管理者と個別に協議して決定する。この場合において、堤防と堤防に最も接近して設けられる堰柱との距離が大きい場合は、河川の状況によっては設ける必要がないこともあるので同様に措置する。高さの範囲については、通常は計画高水位以上に、また、湾曲部に堰を設ける場合で流水が著しく変化する場合は、堤防の天端の高さまで設ける。

23.3 高水敷保護工

高水敷保護工を設けなければならないのは、

- (1) 堰柱の周辺及び堰柱の下流の高水敷
- (2) 取入口から堤防横断樋門までの接続暗きよの上部と上下流
- (3) 複断面河川の低水路のみに取水堰が設けられる場合に高水敷に設置される止水壁の上部
- (4) 堰の左右岸に設けられる翼壁の上部

等である。

施工の範囲は、河川の規模、頭首工の構造等から決めなければならない。また、その構造は、河床の粗度に近いものが望ましい。

23.4 護岸及び高水敷保護工の設計

護岸及び高水敷保護工の設計に際しては、各工種の特徴を理解した上で、設置箇所の河道特性に応じた検討を行う。力学的安定性の照査の方法については、「改訂護岸の力学設計法（平成 19 年）」等の関連する技術書を参考とし、適切に設計されたい。

第 24 章 管理施設

関連条項 [基準12、運用12-1、2、3]

参考文献 [水管理制御方式技術指針]

[電気設備計画設計技術指針]

[土地改良施設管理基準－頭首工編－]

頭首工は河川などから必要な農業用水を取水する目的で設ける施設であるが、近年の土地利用、営農形態の変化から水需要が複雑化し、また環境保全等も求められるようになっている。こうした状況下で頭首工の管理は単に適正に施設を管理するだけでなく、維持管理費の軽減や災害防止・環境保全にも留意した設計が重要になってくる。

また、インターネットを利用した河川情報が、「水情報国土データ管理センター」、「川の防災情報」により、配信されている。この情報は、主要河川の状況について公開され、逐次更新されているため、頭首工の管理に有効に活用することができる。

24.1 監視操作制御設備

監視操作制御設備は、ゲート設備等の安全で確実かつ容易な運転操作及び状態監視を遠隔（操作室）で行うために設けるもので、設備の規模、使用条件等を総合的に勘案して制御方式等を検討し、必要な機能を有するものとする。

監視操作制御設備は、一般には次の条件等を考慮して設計する。

- (1) 設備構成及び構造が単純で動作の信頼性が高い。
- (2) 制御が簡単で誤作動及び誤操作のおそれがない。
- (3) 一部の故障が全体の制御に著しく影響を与えない。
- (4) 設置される環境に十分耐える。
- (5) 保守管理が容易で管理費が安価である。
- (6) 制御内容等の軽度の変更にも対応できる。
- (7) 雷害に強く監視操作制御システムに著しく影響を与えない。

24.1.1 操作方式の選定

操作（制御）方式の選定に当たっては、設備の規模、使用目的、使用条件及び使用頻度等を総合的に検討し、操作が合理的、安全かつ経済的に行える方式とし、次の各項について検討する。なお、詳細は水管理制御方式技術指針による。

- (1) 河川の流況特性及び頭首工上流の河川管理施設との関連
- (2) 取水条件：所定の取水を行うため必要な河川流量の状況
- (3) ゲート等設備の規模及び使用目的・使用条件・使用頻度
- (4) 故障に対する保護、処置の要否、誤操作による危険度等の確実性
- (5) 機側操作、遠隔操作等操作の場所
- (6) 伝送路設備の条件：頭首工から管理所までの距離、地形等による有線又は無線方式の区分及び制御方式による伝送路の条件

- (7) 設備費、維持管理費等の経済性
- (8) 管理者の管理技能、管理体制
- (9) その他

一般的には機側操作、遠隔操作及び遠方操作の区分は、表-24.1-1 に示すとおりである。

表-24.1-1 ゲートの機側、遠隔、遠方操作の例

ゲート種別	操作方法		現場管理所（頭首工場内）	中央管理所
	機側操作	遠隔操作	遠方操作	
土砂吐きゲート	手動	手動・自動	手動・自動	
洪水吐きゲート	手動	手動・自動	手動・自動	
取水ゲート	手動	手動	手動	
制水ゲート（非常用）	手動	手動	手動	
制水ゲート（沈砂池）	手動			
樋管ゲート	手動	手動	手動	
魚道、流筏ゲート	手動	手動・自動		
舟通しゲート	手動	手動		

※手動とは、手動操作のことで、操作員の手動によって水位、開度等を確認しながら機械や装置の開・閉・停止等の操作を行うことをいう。自動とは、自動制御のことで、操作するために必要な運転条件、方法等を PLC 等に組み込んだ制御装置等を介して、設定した水位や流量等になるよう自動的に機械や装置を操作することをいう。

24.1.2 操 作 室

頭首工の管理室、操作室及び機側操作の設置場所は、頭首工各部の操作が円滑に行える地点を選定し、操作に必要な監視及び操作装置、その他各種装置を設ける。また、水管理制御施設と関係する場合、これらとの関連を十分検討のうえ設ける。

なお、建屋の設計は、「脱炭素社会の実現に資する等のための建築物等における木材の利用の促進に関する法律」を踏まえ、木材の利用を促進し、地球温暖化対策に貢献する観点から、間伐材等を利用した木造化や内装等の木質化に努めるものとする。詳細については、「土地改良事業計画設計基準「ポンプ場」」を参考とし、適切に設計する。

また、「農業農村整備事業における景観配慮の技術指針」や「農業農村整備事業における景観配慮の手引き」等の関連図書を参考に、周辺の景観との調和にも配慮されたい。

24.1.3 操作に関する基本事項

- (1) ゲートを安全確実に制御するためには、次のような処置が必要となる。

ア 上流水位が設定水位に対して、その上、下限値を超過した場合に警報表示を行う。

イ 上流水位の上昇又は下降速度が設定された基準変動率に対して超過していることを検出したときは警報表示を行うとともに、ゲート操作はそのままの状態に固定する。

- (2) 各制御方式は単独で行うことを原則とし、操作の一般的注意事項は次のようなものとする。

ア 制御方式及び制御条件値の選択設定及び制御開始指令は、手動によって行う。

イ 制御開始は、次の順序で設定すべき全スイッチの設定によってはじめて行われるものとする。

(7) 制御装置及び機側装置の電源投入

(4) 自動、手動の切換

(5) 自動制御方式の選択、設定

- (エ) 制御開始スイッチの入切
- (オ) その他必要な制御項目
- ウ 自動制御は、設定開度制御を除き、指定されたゲート番号順に動作する同時操作によるものとする（同時操作する場合、起動時の過負荷をなくするため起動時間には若干の時間差を設ける）。
- エ 自動制御装置から開閉指令はゲートごとに与え、かつ、それに対してゲートごとの動作量を監視する方法による。
- オ 円滑なゲート操作を図るため、設定した水位・流量には不感帯幅を設けるものとし、設定値、不感帯幅等は運用状況に応じて容易に変更が可能なものとする。
- カ 水位の自動制御を行うゲートの一部が故障等により動作を休止する場合には、ゲート操作は手動操作によって行う。

24.1.4 計測機器

(1) 水位計及び流量計

水位計及び流量計は、次の条件及び機能を満足しなければならない。

- ア 本川水位計は、平常時はもちろんのこと、計画高水位に対しても安定した作動を保持できる機構及び方式のものであること。
- イ 水質による影響を受けないものであること。
- ウ 水位及び流量の計測精度は目的に適したものであること。
- エ 計測した水位及び流量は計装盤（操作室）において現場用指示計、記録器に供給できる方式とし、さらに計測値出力を伝送信号に変換して管理所へ伝送できるものであること。
- オ 構造及び方式は、保守の容易性を十分考慮したもので、かつ長時間の使用に耐えるものであること。
- カ 故障時等のバックアップが考慮されていること。

(2) 開度計（電気式）

頭首工の各ゲートの開度計測装置は、次の条件及び機能を満足しなければならない。

- ア 堰の両吊巻上げゲートで、駆動機構に連動させる開度計測装置は、左右両方の駆動機構に 1 組の計測装置を設置してゲート開度を計測するものとし、かつ両開度計測値間の偏差も監視できる方式とする。
- イ 開度計測値の精度、目的に適したものとする。
- ウ 計測した開度信号は、現場指示計に指示するとともに、管理所へ伝送できるものであること。
- エ 構造及び方式は、保守の容易性を十分考慮したもので、かつ長時間の使用に耐えるものであること。

24.1.5 伝送装置

伝送装置は、頭首工の現場管理所から遠隔で行うゲート操作、開度、水位、流量等の監視制御、遠方の中央管理所から行う監視制御（TM・TC）のためにデータを伝送するシステムをいう。

伝送回線、伝送方式の選定に当たっては、当該頭首工が河川領域に対して占めている重要度、伝送するデータ量、周期等を考慮して、応答性、信頼性等の諸特性及び経済性に留意する。

＜伝送回線の種類と特質＞

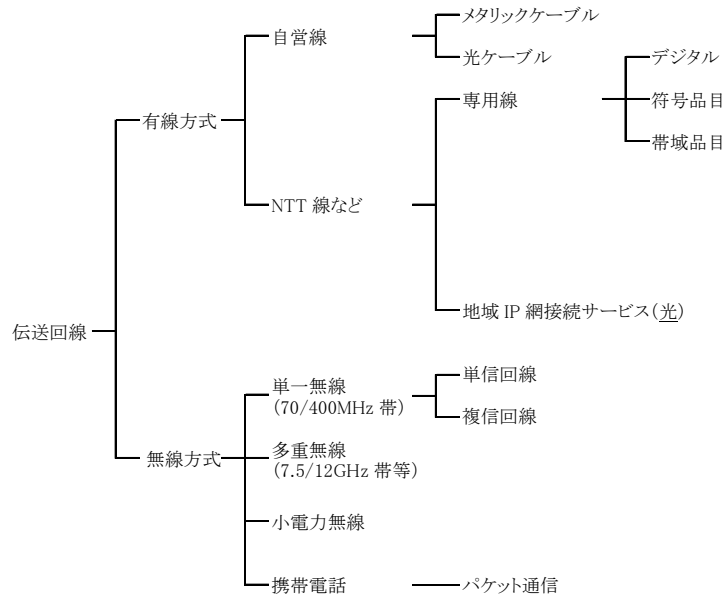


図-24.1-1 伝送回線の種類

(1) 自営線

メタリックケーブル又は光ファイバケーブルを架空又は埋設等によって必要区間設置する方式である。近年、光ファイバケーブルは雷害に強いことから採用されることが多く、誘導雷の影響が少ない、漏話がない、広帯域、低損失、軽量及び細径である等の特徴がある。

(2) NTT線など

NTT回線など（NTT、KDDI など）は専用線、地域 IP 網接続サービス（光）などがある。

(3) 無線方式

無線方式は、単一无線、多重無線及び小電力無線のように自営で持つものと、電気通信事業者が提供する携帯電話回線がある。

単一无線、多重無線を使用する場合は無線局免許の申請と無線従事者資格を必要とする。

ア 単一无線

単一无線には、単信と複信があるが、複信は、現在の電波事情から許可を得ることが困難である。単信を採用する場合は、NTT回線の利用が困難な山中の場合や回線使用料が高価となる場合、あるいは放流警報などの災害時の伝送が重視される場合などである。単信は、同時に双方の伝送ができず、調整制御には適さないため、オン・オフ制御や設定値制御に対応する。

イ 多重無線

多重無線は、監視制御情報や複数の信号伝送を行う場合に限られるので、管理所間などでの大容量伝送などで用いられる場合を除き、農業用としてはあまり用いられない。

ウ 小電力無線

小電力無線は一部を除いて無線局の登録や無線従事者資格を必要としない無線である。特定小電力無線、無線 LAN、無線リピータなどがこれに属する。

小電力無線を利用する場合は、無線装置間で見通しできることが前提となる。無線 LAN、無線リピータは、伝送容量が大きいため、映像データ伝送などに用いられる。

エ 携帯電話回線

携帯電話のパケット通信は、携帯電話の代わりをする通信機器を TM・TC 装置に接続して構成する。中央管理所側はデジタル専用機を利用して電気通信事業者の収容局に接続する必要がある。また、携帯電話部分の料金は送受信したデータ量に応じて通信料がかかる従量制と一定の通信料以上が定額となる定額制がある。

24.1.6 速度制御

速度制御は、洪水等の緊急時にゲートの引上げを高速運転に切替える場合や、流量調節等の停止精度を増すための停止時における低速運転化などを要求する場合に必要である。このような場合、電動機の回転数を変えるためポールチェンジの機能を有した電動機を採用する場合がある。

24.2 受配電設備

受変電設備及び配電設備等の電気設備は、ゲート等の規模、立地条件、操作管理等を検討し、安全性、経済性等も考慮し電気事業法等の関連法規に合った適切なものとする。具体的な設計に当たっては、「電気設備計画設計技術指針（高低圧編）」等を参考とする。

24.2.1 受電計画

受変電設備は、電力会社の配電線から特別高圧、高圧又は低圧で受電し、設備に適合した電圧に変電して、負荷設備に電力を供給するものである。受変電設備の計画設計手順は、一般に図-24.2-1 に示すとおりであるが、計画設計に際しては次のような事項を考慮することが必要である。

- (1) 機器は性能が優れ、信頼性が高く、長寿命であること。
- (2) 小型、軽量で、占有面積が小さいこと。
- (3) 事故あるいは、工事等の際の停電範囲を最小限に止めることができるような回路方式及び保護方式を採用すること。
- (4) 運転、保守が簡単で誤操作の心配がないこと。
- (5) 運転員、保守員に対して安全な設備であること。
- (6) 機能的に合理化された経済的な設備であること。
- (7) 機器の搬入、搬出が容易にできること。
- (8) 機器の騒音などにより、周囲の住宅地に影響を及ぼさないこと。
- (9) 水害、冰雪害、地震等の自然災害に対して安全であること。
- (10) 落雷から電源設備構成機器を守るため対策を講ずること（落雷保護システム JIS C 5381 を参考とする）。
- (11) 有害ガス、塵埃、煤煙、塩害等に対して安全であること。
- (12) 電動機が始動するときに発生する電圧降下により、他需要家に影響を及ぼさないこと。

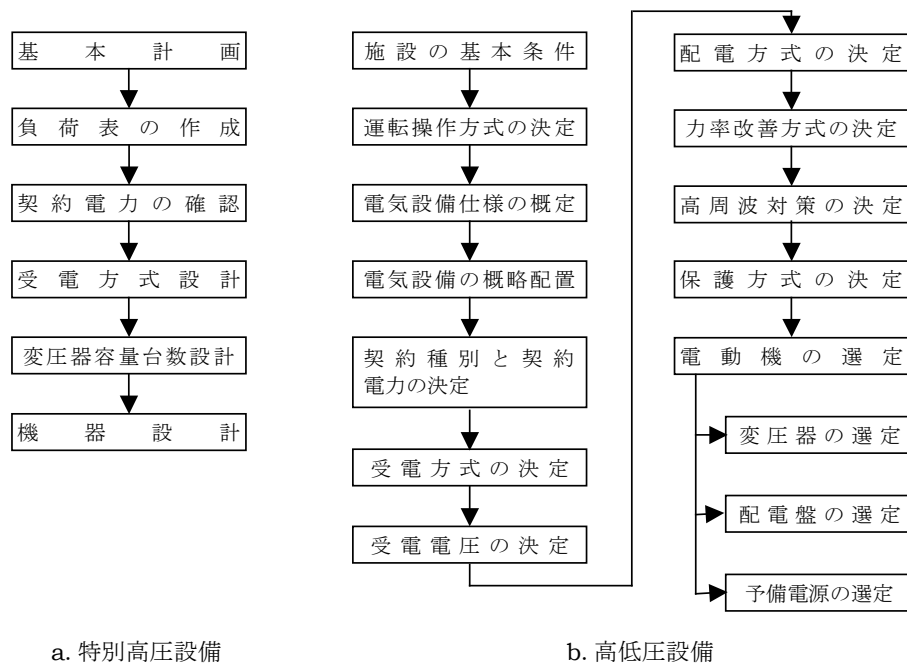


図-24.2-1 受変電設備の計画設計手順

24.2.2 受電方式

受電方式は、ゲート等設備の規模、その地点における電力会社の事情等により画一的に決定することはできないが、原則的に1回線受電とし、必要に応じて次により検討する。

受電方式は、負荷にどの程度連続して電力を供給する必要があるか、負荷がどれだけ長時間の停電を許容できるかで決定されるが、特に農事用の受変電設備については、下記の順位を優先に採用する。

- (1) 非かんがい期間に保安電源が必要な場合は、期間受電と通年受電の2系統受電を検討する（ただし、同一電圧となる場合は2系統受電は困難である）。
- (2) 電源供給の信頼性を確保する必要がある場合は、予備発電機設備を設ける。

24.2.3 受電電圧

受電電圧は、通常電力会社の電気供給規程により定まるものであるが、特別な場合として地理的条件が加味されて受電電圧が決定されることもある。表-24.2-1 に契約電力と供給電圧の関係を示すが、受電地点の状況によって必ずしもこのとおり適用されるとは限らないから、受電容量が決まった時点で早めに電力会社と協議し、受電電圧及び受電方式の見通しを立てておくことが必要である。

なお、頭首工では通常、高圧又は低圧受電が一般的であるため、特別高圧受電についての詳細は、ここでは省略する。

特別高圧受電及び高圧受電の契約電力 50 kW 以上（沖縄電力は 2,000 kW 以上）は、電力の自由化により電力会社以外の事業者（特定規模電気事業者）が電力会社の送電線を使用して電気を供給することが可能となったことにより、電力会社の電気供給約款から別の約款等に移行している。このことにより特別高圧及び高圧受電（契約電力 50 kW 以上、ただし、沖縄電力は 2,000 kW 以上）については、該当電力会社又は特定規模電気事業者との個別協議が必要である。

表-24.2-1 電力会社の契約電力別標準供給電圧

電力会社	周波数	標準電圧	
	(Hz)	100V・200V	6,000V
北海道電力	50	50kW 未満	50kW 以上 2,000kW 未満
東北電力	50	50kW 未満	50kW 以上 2,000kW 未満
東京電力	50	50kW 未満	50kW 以上 2,000kW 未満
北陸電力	60	50kW 未満	50kW 以上 2,000kW 未満
中部電力	60	50kW 未満	50kW 以上 2,000kW 未満
関西電力	60	50kW 未満	50kW 以上 2,000kW 未満
中国電力	60	50kW 未満	50kW 以上 2,000kW 未満
四国電力	60	50kW 未満	50kW 以上 2,000kW 未満
九州電力	60	50kW 未満	50kW 以上 2,000kW 未満
沖縄電力	60	50kW 未満	50kW 以上 2,000kW 未満

注) 各電力会社の電気供給約款より抜粋 (令和3年11月現在)

24.2.4 契約電力と電気工作物

電気事業法の適用を受ける電気工作物を表-24.2-2に示す。

契約電力により法令に基づく諸手続きを行わなければならない。

契約の種別、料金等、電力供給は各電力会社の電気供給規程及び電気供給規程取扱細則によって定められているが、関連する事項は次のとおりである。

- (1) 契約種別 各電力会社との協議によって定める (一般にかんがい排水用途では農事用電力)。
- (2) 契約電力 各電力会社との協議によって定める。
- (3) 電力料金 基本料金、電力量料金

契約電力は実働最大需要電力をもとに関係電力会社と協議して決定するのが通常であるが、運転頻度がきわめて少ない負荷等は基本電力料金の低減を検討する。

特別高圧については、電力の自由化により電力会社以外の事業者 (特定規模電気事業者) が電力会社の特別高圧送電線を使用して電気を供給することが可能になったことにより、電力会社の電気供給約款から削除になった電力会社もある。このことにより、特別高圧については、各需要家すなわち電気使用者と個別協議事項となっている。

高圧及び低圧で受電する農業用施設に対しては、従来農事用電力の適用が受けられ、基本料金、電力量料金ともに割安になっている。しかし、電力自由化に伴い新規の受電契約については、施設の目的、負荷内容を明確にして、電力会社及び関係省庁と協議し、契約種別を定める。

各電力会社の定める一定期間の力率が定められた率を境にして、基本料金の割引、割増しがあるので、進相コンデンサの取付等設備の設計に留意する。

表-24.2-2 電気工作物の概要とその手続一覧表

電気工作物の種類	種別	標準電圧	最大電力	概 要	申 請 書 類						
					電力会社	通 産 局					
					使用申込書	保安規程 届出書	主任技術者 選任届出書	工事計画 届出書	工事計画 許可申請書	使用前検 査申請書	受電届出書
一般用 電気工作物	低圧電灯	単相 2 線式 100V 単相 3 線式 100/200V	・10A 以上 ・60A 未満 ・6kVA 以上	電力会社から 600V 以下の電力で受電する設備、また高圧で受電する設備で最大電力 50kW 未満のものをいう。	○						
	低圧電力	3 相 3 線式 200V	50kW 未満		○						
	高圧電力	3 相 3 線式 6,000V	50kW 未満		○						
自家用電気 工作物 (需要設備)	高圧電力	3 相 3 線式 6,000V	50kW 以上 500kW 未満 〔100kW 以上の予備 発電装置を含む〕	電力会社から 600V を超えて 7,000V 以下の電圧で受電する設備で最大電力が 50kW 以上のものをいう。	○	○	○				
			500kW 以上 2,000kW 未満 〔100kW 以上の予備 発電装置を含む〕		○	○	○	○		○	
	特 別 高圧電力	3 相 3 線式 10,000V 以上	2,000kW 以上	電力会社から 7,000V を超える電圧で受電する設備をいう。	○	○	○		○	○	○ 〔5,000kW 以上〕
電気事業用の 電気工作物				電力会社が設置するすべての設備をいう。							

24.2.5 引込み方式

低圧受電、高圧受電の場合があり、いずれの場合においても保安上の責任分界点（電気事業用電気工作物と自家用電気工作物の境界点）と財産分界点を一致させるのが望ましい。

24.2.6 非常用発電装置

頭首工の取水堰に設けられた各ゲートは、計画高水位以下の水位の洪水の流下を妨害してはならないので、停電時においても洪水の流下に影響を及ぼさないゲートの操作が必要である。頭首工における非常用発電装置は、停電時のゲート操作及びその他必要な機器の負荷特性や稼働条件に合った電源を供給できる設備とする。

運転定格は連続とし、燃料貯油量は商用電源の信頼度、設置場所や燃料補給の難易度を考慮し決定する。

非常用発電装置は、交流発電機とディーゼルエンジン等から構成される。

200kVA 以上の大型機器では、冷却水の確保が困難な所や凍結のおそれのある寒冷地ではガスタービンエンジンも採用されるが、ディーゼルエンジンが一般的である。いずれの場合も排気管や外壁の開口部の位置などを検討した騒音対策が必要である。

(1) 運転方式

停電時手動操作によって、自家発電装置を起動する方式と、自動起動装置を設備して、売電側

の停電又は電圧不足を検出し、自動的に買電から自家発電側に切換えを行う方式がある。

買電から自家発電への切換えは、確実に作動するものとし、2系統の電源が混入することのないよう注意する。

表-24.2-3 非常用発電装置の構成

形式	構造
パッケージ形非常用発電装置 (発電機盤搭載型)	共通台床上に原動機、発電機、ラジエータ、バッテリー、制御盤等(燃料タンク、消音器を搭載する時もある)を搭載し、鋼製キャビネット(消音機能等を有するものを含む)に収納したもの。
パッケージ形非常用発電装置 (発電機盤自立型)	共通台床上に原動機、発電機、ラジエータ等(燃料タンク、消音器を搭載する時もある)を搭載し、鋼製キャビネット(消音機能等を有するものを含む)に収納したもの。
オープン形非常用発電装置 (発電機盤搭載型)	共通台床上に原動機、発電機、ラジエータ、バッテリー、制御盤等(燃料タンク、消音器を搭載する時もある)を搭載したもの。
オープン形非常用発電装置 (発電機盤自立型)	共通台床上に原動機、発電機、ラジエータ等(燃料タンク、消音器を搭載する時もある)を搭載したもの。

(2) 消防法による規制

設備機器に対する規制及び危険物(燃料)に対する規制に準拠する設備とする。

消防法令に基づく関係官庁への手続きが必要な設備には次の項目がある。

表-24.2-4 消防法令により規制を受ける設備

手続き項目	届出書類等	提出先	提出者	提出時期
①変電設備(変圧及び特別高圧20kW以上) ②発電設備(内燃機関付) ③蓄電池設備 (4800AHセル以上) ④ネオン管灯設備 (設備要領2kW以上)	電気設備設置届出書 ①案内図 ②平面図 ③立面図 ④機器の配置図 ⑤配電図、配線系統図 ⑥仕様書、説明書、計画書等	所轄消防署	設置者	設置工事開始の3日前

24.3 管理橋

管理橋は、頭首工の保守管理及び緊急時の操作等のために操作室等に連絡するために架設する橋梁であって、ゲートの操作装置を設けるため堰柱上に架設する橋梁も含む。

管理橋の構造には鋼橋、プレストレストコンクリート橋、鉄筋コンクリート橋等が用いられる。

24.3.1 幅員

管理橋の幅員は、維持管理に必要な幅員をもって設計するものとするが、おおむねの目安として、大河川では、幅員3.0～3.5m程度、中小河川では、人力による維持管理を想定して幅員1.5～2.0m程度とする。

また、設計荷重は巻上げ機の修理等の交換部品を搬入できる程度の荷重とする。

24.3.2 橋脚の径間長

橋脚の径間長は、「7.9 両端の堰柱及び管理橋の橋脚の位置」による。

24.3.3 橋台の配置

取水堰に附帯して設けられる管理橋は、構造令の橋に係る規定の適用外となっているが、原則として橋台の構造等についても、径間長と同様、構造令第60条、第61条に準拠する。

- (1) 次の三つのケースに係る河川区間の堤防（計画横断形が定められている場合は計画堤防、以下この節において同じ）に橋台を設ける場合、その橋台は流下断面内に入ってはならない。

三つのケースの河川区間とは、①河幅が50m以上の河川、②背水区間、③高潮区間である（図-24.3-1 参照）。

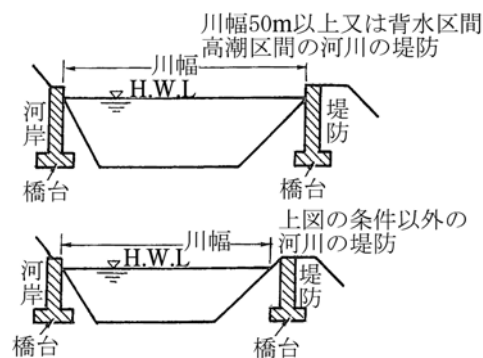


図-24.3-1 橋台と堤防及び河岸との関係

- (2) 上記以外の河川区間の堤防に設ける橋台は、堤防の表法肩から表側に出ることは許されない（図-24.3-1 参照）。
- (3) 堤防に設ける橋台の表側の面は、堤防法線と平行に設ける。斜めに設けるときは、堤防の構造に著しい支障を及ぼさないよう適切な措置を講じることが必要である（図-24.3-2 参照）。
- (4) 堤防に設ける橋台の底面は、堤防の地盤に定着させる（図-24.3-3 参照）。

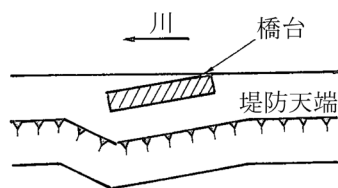


図-24.3-2 橋台の表側の面を堤防法線に対して斜めに設けた場合の例

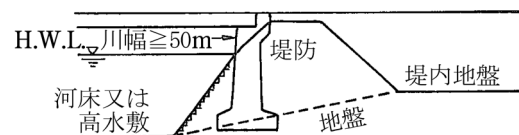


図-24.3-3 橋台の底面の位置

24.3.4 桁下高

橋の桁下高は、可動堰の可動部のゲートの高さを規定した構造令第 41 条第 1 項及び背水区間におけるその特例を規定した構造令第 42 条をそれぞれ準用する。

24.3.5 管理橋の構造設計

管理橋の構造設計は、関連する技術書等を参考に設計する。

24.4 その他の管理施設

頭首工の管理施設として、維持管理等を安全かつ適切に行うため、必要に応じて除塵設備、照明設備、防護柵、警報装置、監視装置、データ記録装置、観測設備等を設ける。

24.4.1 除塵施設

取水口からの塵芥の流入により、取水を阻害することのないように、また、下流の各種水利施設の塵芥による閉塞や損傷を防止するために、必要に応じて除塵施設を設ける。

除塵施設には、スクリーン、除塵機があるが、取水河川の状況や流域の産業構造等により、塵芥の量、種類が大きく変化することから近傍の実態を調査し、量・質に適した施設とする。

また、保守点検、耐久性、操作性等を十分検討し、除塵した塵芥の処理方法も併せて考慮する。

(1) スクリーン

ア 一般に取水口入口に設置し、塵芥の水路への流入を防止するものである。

イ スクリーンにかかる塵芥は、人力又は機械によって取除く。

ウ スクリーンの目幅は、塵芥の質や量及び下流の水利施設への影響を考慮して、適切な寸法とする。

(2) 除塵機

除塵機の設置に当たっては、塵芥の種類、大きさ、量等を考慮した構造のものとする。設置位置は除塵効果、保守点検、操作性等を考慮し、適切な箇所を選定する。

種類の一例を次に示す。

ア チェーン式

レーキはエンドレス型チェーンに取付けられており、チェーンをガイドに沿って動かすことによりスクリーン前面に流着したごみをかき上げる。この形式にはスクリーンの前面をかき上げる型と後面をかき上げる型がある。また、レーキがスクリーンの前面を下降するものとスクリーンの後面を下降するものがあるが、前面降下の形式はスクリーンの前面に大きなごみが付着するような場合には適さないが、後面降下形式は大型のレーキの取付けが可能となるので多量のごみをかき上げるには適した構造となっている。

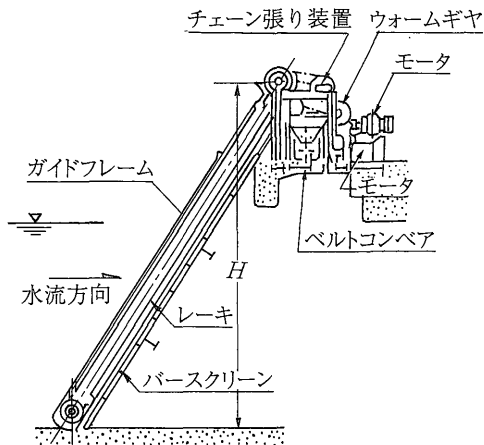


図-24.4-1 前面下降前面かき上げ型

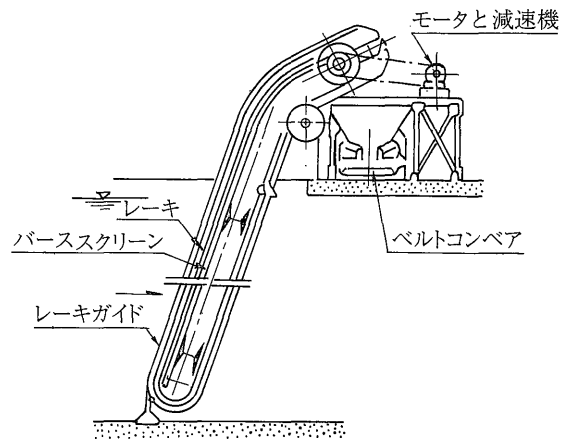


図-24.4-2 背面下降前面かき上げ型

イ ロープ式

トラッシュカー（走行式除塵機）、トラッシュレーキ（固定式）等と称されているもので、両端にガイドローラーを装着したレーキをワイヤーロープによりスクリーン前面に沿い上下させてごみをかき上げる型である。水路内にはスクリーンのみ設置すればよいので土木工事との取合いは簡単であるが、かき上げ能力が小さいため比較的小容量、小物のごみかき上げに適している。自走式の場合は、除塵機単機で複数の水路のごみをかき上げることが可能である。

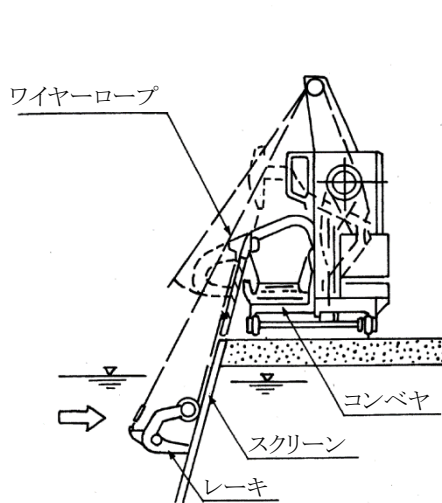


図-24.4-3 走行式

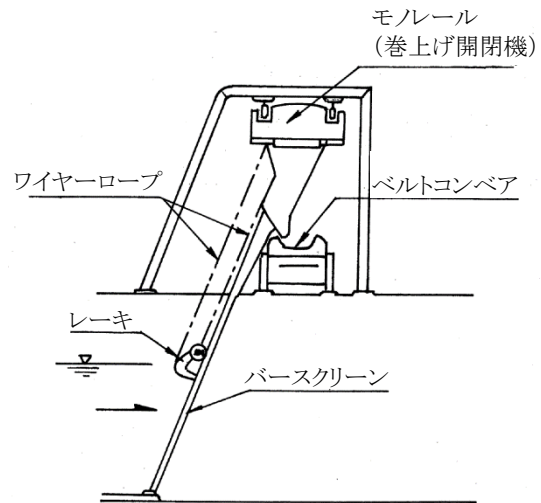


図-24.4-4 懸垂型移動式

(3) 浮遊塵芥対策

頭首工における除塵施設としては、前述のスクリーン・除塵機その他、塵芥除去作業の維持管理作業の軽減を背景に、浮遊塵芥対策として、以下に示す固定式遮蔽板・横掻き式スクリーンなどの採用事例がある。ただし、これらの浮遊塵芥対策の適用に当たっては、立地条件や塵芥の種類等により適さない場合があるため、以下の条件に留意し採用の可否を判断すること。

- ・塵芥の種類
- ・河川流量（豊水量、平水量及び渇水量）と取水量（かんがい期及び非かんがい期）との相関

- ・維持管理方法
- ・耐久性

また、これら対策は、魚類の迷入防止効果を期待できる場合もあるため、併せて検討することが望ましい。各対策の概要を次に示す。

ア 固定式遮蔽板

人力式除塵スクリーン前方に浮遊塵芥の流入を防止する目的で固定式の遮蔽板を設置した構造である。図-24.4-5の事例では、遮蔽板の高さ約50cmのうち約30cmを水没させる構造としている。

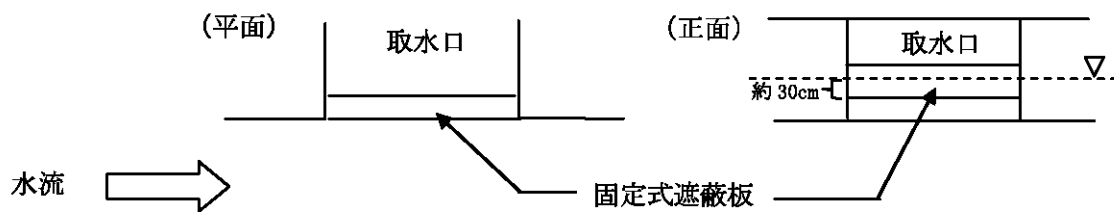


図-24.4-5 固定式遮蔽板による塵芥処理対策の例



写真-24.4-1 固定式遮蔽板（大戸川頭首工）

イ 横揺き式スクリーン

取入口上流側の浮遊性塵芥を河川下流側へ強制的に押し流す構造を有したスクリーン構造である。

浮遊性塵芥を強制的に押し流す構造としては、河川流下方向に並行して設けたスクリーン前面に流着した塵芥をレーキにより押し流す構造（A）や、平行して設けた複数の縦軸に一定間隔で回転体を取付け、隣接する軸の回転体を交互に重なり合わせることで回転体同士の間隔が有効目幅となってスクリーンを構成し、スクリーン前面に流着した塵芥を各回転体の回転により押し流す構造（B）がある。

（A）スクリーン＋レーキ型

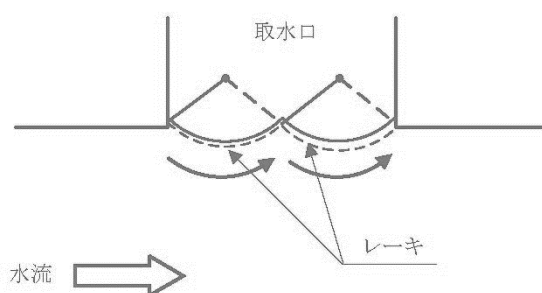
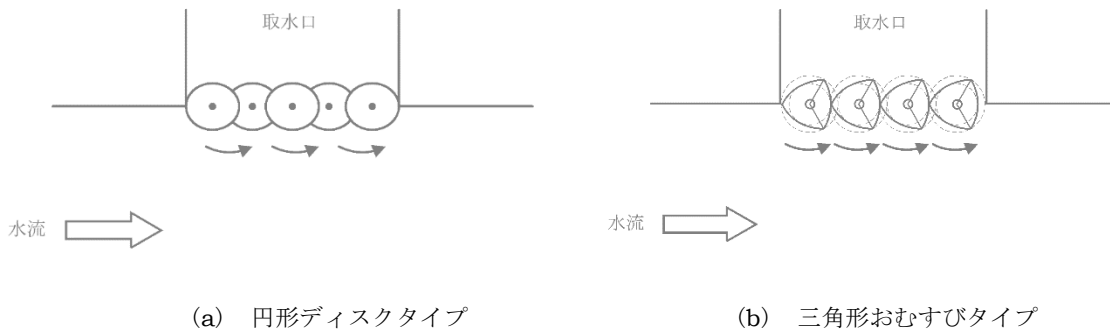


図-24.4-6 スクリーン＋レーキ型の例



写真-24.4-2 スクリーン＋レーキ型（中里頭首工）

(B) 回転体型スクリーン



(a) 円形ディスクタイプ

(b) 三角形おむすびタイプ

図-24.4-7 回転体型スクリーンの例



写真-24.4-3 回転体型スクリーン採用事例（岡島頭首工）

24.4.2 照明設備

頭首工の照明は、管理橋、ゲート等設備、頭首工施設周辺等の夜間照明を主とする屋外照明と、管理事務所、機側操作室等の屋内照明があり、ランプ、器具の選定は、それぞれの使用目的に適したものを選ぶものとし、設置位置についても適切な位置とする。

24.4.3 警報装置

ゲート操作に伴う放流によって、下流河川水位（基準地点水位）に30cm～50cm/30分を超えるような急激な水位上昇が予想される場合は、急激な水位上昇が予想される範囲について、遊泳、魚釣り、キャンプ、砂利採取等を行っている入川者が危険を知り、余裕を持って退避できるよう措置する必要があり、現地の状況に合わせて立札、サイレン・警鐘・拡声機・回転灯・電光掲示板等の警報装置、警報車等により周知する。

なお、警報装置は次の機能を有するものとする。

- (1) 警報はサイレンの吹鳴又はスピーカー等によって行う。また、警報表示灯（又は回転灯）等の

点灯も管理所から遠方制御できるものとする。

- (2) 下流側に2カ所以上警報局を設置する場合には、任意の警報局を起動できるものとする。
- (3) 警報局の作動を管理所において確認できる方式とする。
- (4) 警報局を起動して警報を出した場合は、管理所において自動的に記録するものが望ましい。
- (5) 停電の場合でも一定時間正常に作用できるものとする。

24.4.4 観測設備

頭首工の管理を適正に行うため、頭首工地点及び近傍の気象・水象の観測が必要となる。当該頭首工において観測すべき項目を十分把握し、必要となる機能及び精度を備えた機器を選定する。参考に一般的に必要な観測項目を表-24.4-1に示す。

表-24.4-1 気象・水象の観測項目

事項	必要な観測		望ましい観測	
	項 目	回数	項 目	回数
気象	天候・気温・降水量	毎日	蒸発量・日射量・日照時間・風向・風速・気圧・湿度	毎日
水象	頭首工の水位・流入量・放流量・河川の水位・取水量	毎日	水温・結氷	定期

24.4.5 点検及び補修のための設備

頭首工の機能及び安全を確保するために必要となる点検・補修内容を十分把握し、これらに必要な施設（修理用ゲート、マンホール、間隙水圧計等）を適切に配置することが必要である。

特に重要度（「12.2.2 施設の重要度区分」を参照）が高く、砂質地盤で、かつ、堰上下流の水位差が大きい場合や通年通水のため常に水位差が生じているフローティングタイプの堰の場合はパイピングが生じやすいと考えられるため、間隙水圧計の設置と併せて、下流側の河川水位を計測する水位計の設置を検討することが望ましい。また、間隙水圧計等を設置することで、地震を受けた施設の止水機能の低下の有無の確認や地震後の対応の判断に活用することも考えられる。

なお、間隙水圧計等を設置する場合、設置位置などの詳細については、施設規模、水頭差、エプロン下の地質状況や数値解析の結果等を踏まえ、学識経験者等に相談の上検討する。

一般的に必要な観測項目と補修について、それぞれ表-24.4-2に示す。

表-24.4-2 主要施設の補修及び更新サイクル（目安）

名 称	工種等	サイクル	備 考
(補修) ゲート	塗 装	5年～7年	{ 洪水吐きゲート 土砂吐きゲート 取 水ゲート
巻上げ工	塗 装	5年～10年	
管理橋	塗 装	5年～15年	
手摺・階段	塗 装	5年～15年	
(更新) 水密ゴム	更 新	10年～15年	
ワイヤーロープ	更 新	10年～15年	

修理用ゲートは、頭首工ゲートの点検・整備時にたん水位を保持するために代替使用するものである。このため、修理用ゲートの扉体を準備しない場合でも、戸溝（戸当り）は万一に備えて設置することが望ましい。

ただし、水位を低下させることが可能で、修理用ゲートを設けなくても安全にゲートの点検・整備が行える場合には、修理用ゲートを設けなくてもよい。

修理用ゲートの形式としては、角落し式、フローティング式、楯式等があり、角落し式が多く採用されている。また、扉体の構造形式は、スライドゲートが一般的であるが、形式・構造については、設置場所、操作性、格納方法を考慮して、使用目的に適したものを選定する。また、修理用ゲートの設置に必要な管理用道路、着岸施設（曳船が必要な場合）等を適切に配置する。

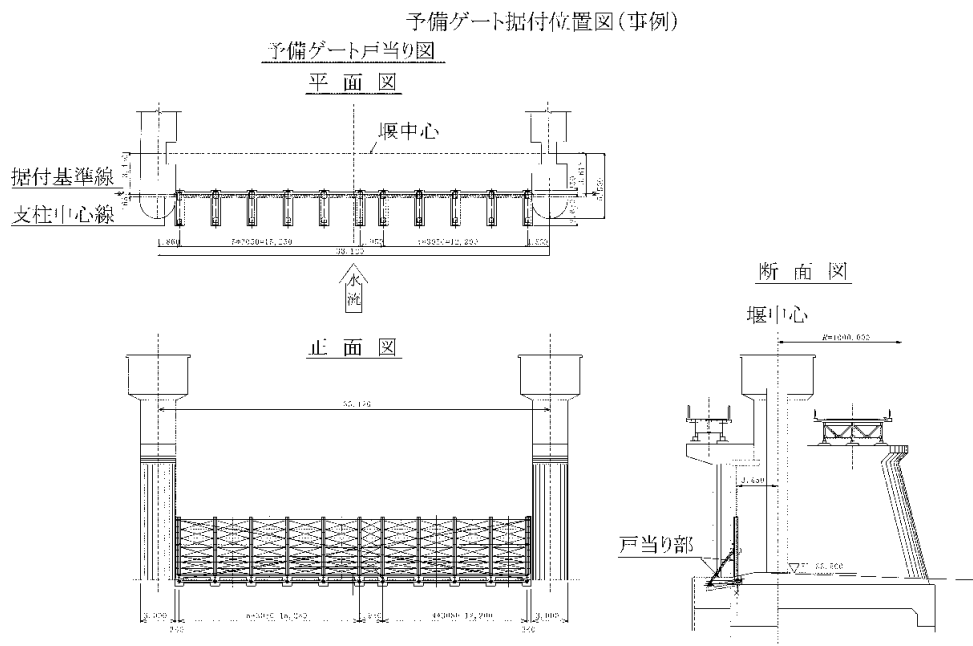


図-24.4-8 角落し式修理用ゲート

24.4.6 安全設備

農業用排水路における人身事故は、過去5ヵ年において毎年100件前後発生している。

頭首工及びその周辺では、管理要員や周辺住民並びに河川利用者等の安全を図るために安全設備を設置し、事故発生の未然防止に努める。

安全設備は次のように分類できる。

- ① 人に対する安全設備（フェンス、ハンドレール等）
- ② 出入りのための設備（タラップ、梯子、階段、手摺等）
- ③ 夜間の運転や保守管理のための設備（照明設備等）
- ④ 注意喚起のための設備（標識、立て札等）

なお、河川区域内に設ける施設については、原則として、水衝部などの川の状態が不安定な箇所や水深・流速が大きい場所などを避けて設置する。また、洪水の流下に支障とならないよう配慮する。



写真-24.4-4 整備前後の安全設備（栗生頭首工）

24.4.7 地震観測

人的被害への影響、社会経済的コストへの影響が大である重要な頭首工の場合には、耐震設計の妥当性の検証、耐震安全性の把握、大地震時における構造物の点検・保守への利用等を目的とし、地震計の設置による地震観測の必要性を検討することが望ましい。

一般に地震計は加速度計が用いられるが、長周期地震動を精度良く観測する場合には、速度計が使用される。地震計の設置位置については、設計用地震動との比較、頭首工本体の挙動の観測等の目的に応じて、個別に検討する。

24.5 施設の管理

24.5.1 堰のゲート等の運転操作^{*1}

堰のゲートの操作は、次の三つの目的で行われる。

第一の目的は、常時及び小洪水時において、取水位の確保と調整をすることである。取水位を調整することは取水量を安定させると同時に、魚道の流量を適量にし、魚の遡上を阻害しないためにも必要である。普通は土砂吐きゲート、又は土砂吐きゲート上のフラップゲートを操作するが、洪水量が大きくなると洪水吐きも操作する。土砂吐きゲートにフラップゲートを設けた場合に、フラップゲート上を越流させながら土砂吐きゲートを開くことは土砂吐きゲートに過大の負担をかけ、場合によってはキャビテーションによってゲートの振動を引き起こすので好ましくない。その場合には、フラップゲートで微調整をし、流下断面が足りない部分は洪水吐きから流下させる。

第二の目的は、洪水時に流水を安全に流下させること及びミオ筋の維持である。洪水量がある程度大きくなると取水の必要はなくなり、流量に応じて土砂吐きゲート及びこれに近い洪水吐きゲートから順に開いて完全な開状態としなければならない。

第三の目的は、土砂吐きの掃砂のためのゲート操作と洪水期において土砂吐き水路や洪水吐き堰体上に堆砂を生じる場合におけるゲート操作である。この洪水末期における操作は、掃砂が十分効くような流量がある間に行わなければならないが、特にこの操作を早期に行わなければならないような大きな石礫のある河川では、河床の移動が止まるとそれまでに聞こえていた遠雷のような音が止まり、石礫の移動が止まったことがよくわかるので、ただちに掃砂に取りかかる。この操作は、流量が多いほど有利であるので、河床の移動さえ止まれば早いほど安全であり、また広い範囲を掃砂できる。

^{*1} 荒ヶ田国和：（改訂四版）農業土木ハンドブック（1979）

その方法は、まず全部のゲートをいったん閉にして上流水位を堰上げ、流量に応じて掃砂しようとする 1 門又は 2 門のゲートを、他のゲート上から越流しないよう開いていく。この操作を次々と繰り返す。上流にダムがある場合は、急に放流量が少なくなり、時期を逸するおそれがあるので注意が必要である。

24.5.2 構造物の維持管理

(1) ゲート

頭首工のゲート上の許容越流深は 50 cm 程度であり、万一洪水時にゲートの故障があると、ゲートが破損するだけでなく、堤防の欠壊等にもつながる問題である。したがって、ゲートを運転するごとに、扉体、モーター等について異常がないかどうか、振動及び異常音の有無、作動状況、電流計等に注意して点検することはもちろん、操作する必要がなくても定期的（例えば、月 1 回）に予備発電装置も含めて運転し点検することが重要である。また、ゲートは適宜塗装を行いサビの発生を防ぐ。

(2) 堰 体

沈下計、圧力計等の計器が設置してある大規模な頭首工では、これらの計器を注視していればいち早く異常を発見できるが、これらの計器のない頭首工においては、クラックに注意する。また、エプロン下流端付近やエプロンの継目から砂分を含む濁った湧水が発生していないかどうかを確認して、パイピングの早期発見に努める。これらの事故は放置しておく、わずかの間に修理が不能となるくらいに大きくなるので、ただちにグラウト等の措置を講じる。また、摩耗部分も同様に大きくなるので、摩耗の深さがコンクリートで補修できる最小限度の深さ 5 cm 程度に達したら、ただちに修復する。補修用コンクリートは、なるべく硬練りとする。打設後はただちに硬木の板を乗せ、ハンマーで叩いて良く締固める。

(3) 護床工

護床工の被害は、第一に、下流河床の低下による護床ブロックの脱落や流失である。護床工の脱落等ある程度の消耗はやむを得ないが、流失したら早期に補充し、必要に応じて施工長を延長する。護床工の移動防止のため護床工下流端に隔壁と矢板工を施工する方法がある。また、可動部の下流では、ゲートの半開時において生ずる流速のために、中詰めの砂利が吸出されることがあるが、これをそのまま放置すると下流河床の低下と相まって、パイピングを生じ、ひいてはエプロン部分にも波及するので、ただちに、コンクリート等で吸出しを防止する措置が必要である。

第 25 章 エプロンの表面保護

急流河川に頭首工を築造した場合、堰体及びエプロン表面が土砂流による損耗が甚だしいことは過去の実例からみても明らかである。

そのため、エプロンは洗掘防止、パイピング防止の他に耐久性を有することが必要である。

エプロン表面を摩耗し、正規の形態をゆがめる最大の原因は、砂礫の流下による衝撃、すり減り並びにキャビテーション等の作用によるものである。これらの対策として耐摩耗工法は種々あるが、現在もなお試行錯誤の状態であるので、河川の状況により選定する。

エプロンの表面保護工としては、過去の施工実績では表-25.1 の工法が採用されている。

これらの工法のうち、「25.1.1 コンクリート表面に耐摩耗層を造る方法」、「25.1.2 コンクリートに耐摩耗材を混入する方法」を採用する場合は、いずれも下地コンクリートとの接着に留意する。また、頭首工設置位置は溪流河川となる場合もあるため、摩耗の他に洪水時の土石流、又は転石等による衝撃についても考慮しなければならないケースもある。このような場合、「25.1.3 コンクリート品質を向上させる方法」等のコンクリートの強度を上げることだけで対策工法とすることは困難であるため、新工法の適用も考えつつ状況に応じて他工法との併用についても検討する。

なお、エプロン部の設計に摩耗量を見込む場合は、維持管理において摩耗状態を把握できるように指標となる手段を講じることが必要である。

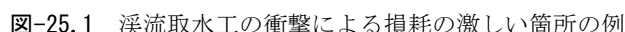
表-25.1 コンクリート表面保護工法の種類

コンクリート表面に耐摩耗層を造る方法	コンクリートに耐摩耗材を混入する方法	コンクリート品質を向上させる方法
石張工法 鋼板張工法 エポキシ樹脂モルタル工法 弾性板工法 鋳鋼板工法 超高強度繊維補強コンクリート	鉄粉コンクリート工法 スチールグリット工法	真空コンクリート工法 グラノリシックコンクリート工法 高強度コンクリート工法

頭首工の中で溪流取水工を築造する河川は、一般に急勾配で洪水時は極めて水勢が強く、転石、玉石の流下が多い。その衝撃による損耗は非常に激しいため、堰体の表面保護工法は十分な検討を行い選定する。

頭首工の構成要素の中では、特に堰体水衝部の損耗が激しいため、耐衝撃性を重視し、これに優れた工法を、また、堰体及びエプロン部は、耐摩耗性、耐衝撃性に効果のある工法を選定する。

表面保護工法範囲の設定に当たっては、保護工法と普通コンクリートの耐摩耗性の違いから、縁端部が損傷を受けやすくなると考えられるため、範囲設定については十分な検討を行い決定する。



25.1.1 コンクリート表面に耐摩耗層を造る方法

(1) 石張工法

(2) 鋼板張工法

(3) エポキシ樹脂モルタル工法

(4) 弹性板工法

また工事費もかさむので、検討に当たっては経済性についても十分留意する。

(5) 鋳鋼板工法

耐摩耗性の鋳鋼板を下地コンクリートにアンカーボルトで固定するもので、耐衝撃性、耐摩耗性に優れている。前記、弾性板工法と同様な問題点があるので、使用場所については十分検討する。

(6) 超高強度繊維補強コンクリート

超高強度繊維補強コンクリートは、圧縮強度の特性値が 150 N/mm^2 以上、ひび割れ発生強度の特性値が 4 N/mm^2 以上、引張強度特性値が 5 N/mm^2 以上の繊維補強を行ったセメント質複合材である。本工法は超高強度繊維補強コンクリート版を工場で製作し、現場で据え付ける工法で、耐摩耗性に優れているとされる。工場製品であり、現場施工が迅速に行えるため、近年では補修工事において採用した事例が見られるようになった。

25.1.2 コンクリートに耐摩耗材を混入する方法

(1) 鉄粉コンクリート工法

コンクリート打設直後、表面に鉄粉を厚さ $3 \sim 4 \text{ mm}$ 振りかけて、下地コンクリートと一体となるようにする。しかし、下地コンクリートからの剥離がしやすく、摩耗度が大きい。

(2) スチールグリット工法

普通コンクリートの細骨材の一部を精選された鉄の粒子と置き換えたもので、摩耗度は大きい。

25.1.3 コンクリート品質を向上させる方法

(1) 真空コンクリート工法

コンクリート打設後直ちに表面よりコンクリート中の水分を真空処理により吸出し、コンクリートの水セメント比を小さくすることにより、コンクリートそのものの品質（強度等）を向上させるものである。無処理コンクリートに比較して、強度及び耐摩耗性とも $20 \sim 30\%$ 位増大する。衝撃性に弱いので、玉石、砂礫等の流下が少ない河川に適する。施工は、まだ固まらないコンクリートでの作業であるので、十分な段取りと注意が必要である。

(2) グラノリシックコンクリート工法

従来、砂防ダム天端の耐摩耗工法、あるいは堰体、エプロンの補修用として用いられていたもので、水セメント比を極度に小さくし、細骨材を使用しないで粗骨材とセメントペーストで練り混ぜた水セメント比 30% 程度の富配合のコンクリートである。耐摩耗性、耐衝撃性は優れている。スランプ 0 cm に近い固練りコンクリートであるので、施工性に難点がある。

(3) 高強度コンクリート工法

水セメント比を小さくした $\sigma_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$ 程度の富配合コンクリートで、耐摩耗性、耐衝撃性とも優れている。細骨材を少なくすることによって更に効果がある。施工は普通コンクリートと同様であるが、表面仕上げは特に入念に行う。また、富配合のためクラックが発生する場合もあるので打設後の養生は十分注意して行う。コンクリートの厚さは薄いと効果が少ないので一般には 50 cm 以上とするのがよい^{*1}。なお、一般部材（ $\sigma_{ck} = 21 \text{ N/mm}^2$ など）との打継目については、通常のレイタンス処理を行い、密着するように配慮する。

25.1.4 スクリーン工法

特殊工法で、堰堤の玉石、転石の落下部にスクリーンによるロックキーパー式のものを造り、玉石、転石の落下緩衝効果と水と分離することによる衝撃、摩耗度の減少を図るものである。

^{*1} ここで示すコンクリート厚さは、新設を想定した値であるため、補修時に本工法を採用する場合の補修厚（はつり厚）については、現況の摩耗状況、劣化深度の調査及び補修事例等から総合的に判断し、河川管理者との確認を行った上で採用値を決定すること。

第 26 章 地震被害からみた設計上の留意点

頭首工を設計する場合に、構造物本体の耐震設計についてはそれぞれ、「第 13 章 固定堰の設計」、「第 14 章 可動堰の設計」において解説されているが、ここでは現地実態調査による実際の地震被害の結果から、設計上に留意することについて解説する。

26.1 耐震性に関する留意点

26.1.1 地震による被害

(1) 平成 5 年（1993 年）北海道南西沖地震（プレート境界型）による被害^{*1}

北海道南西沖地震により、北海道瀬棚郡、桧山郡に建設されていたいくつかの頭首工が被害を受けた。これらの被害頭首工及び近傍の無被害頭首工の調査により、頭首工の地震被害について以下のようなことがわかった。

ア 頭首工の被害も他の土木構造物と同様に、震度 5 以上の地域で発生する。震度 4 以下の地域での被害は確認されなかった。

イ 被害は、「堰柱・ゲート部」と「護岸工」に多く発生している。

ウ 「堰柱・ゲート部」の被害は、河岸擁壁あるいはゲート壁の傾倒、つまり堰軸方向の壁の変形が原因である。このことにより、起伏ゲートが開閉不能に陥った頭首工が数例あった。

エ 「護岸工」の被害は、高水敷ブロックあるいは斜面の張ブロックの沈下及びクラックである。

オ その他は、小規模な角落し堰の側壁の損傷など、比較的軽微な被害である。

(2) 平成 7 年（1995 年）兵庫県南部地震（内陸直下型）による被害^{*2}

兵庫県南部地震により、淡路島北部の震源地から約 40 km の範囲で建設されていたいくつかの頭首工が被害を受けた。これらの被害頭首工及び近傍の無被害頭首工の調査により、頭首工の地震被害について以下のようなことがわかった。

ア 兵庫県南部地震では、被害は震源への距離に関係なく昭和 30 年代に施工された築後 30～40 年を経過している施設に多く確認されている。調査結果では、震源近く（震源 20 km 以内）に 4 施設あるが、堰高が低い（堰高 1～2 m）ためか被害を受けた頭首工は皆無であったこと、被災した 6 施設中 4 施設が昭和 30 年代築造であったことが確認されている。

イ 堰高が高い施設は軽微ではあるが被災を受けている。震源 40 km 以内に位置する 15 施設の内、13 施設が $H = 0.5 \sim 2.4$ m で被害施設は 4 施設、残りの 2 施設は $H = 4 \sim 5$ m ですべて被災した。

ウ 被災は堰体の被害（施工継目、法面、護岸との取付部からの漏水及び破損）が 5 施設、附帯施設の被害（操作室壁の亀裂）が 1 施設である。

エ 兵庫県南部地震における頭首工施設の被害が少なかった理由としては、地震規模が M7.2 と、日本海中部地震（M7.7）等の過去の地震に比べて地震エネルギーが小さく、かつ、直下型タイプであったため、揺れの大きかった範囲が比較的狭い範囲に限られたことや、震源地が住宅密集地に近く、比較的農用地から離れていたこと等が考えられる。

^{*1} 安中正実・中島賢二郎・丹波 尚：平成 5 年（1993）北海道南西沖地震による頭首工の被害、平成 6 年度農業土木学会大会要旨集、p. 72～73.（1994）

^{*2} 平成 7 年兵庫県南部地震 農地・農業用施設に係わる技術検討報告書 平成 8 年 3 月 兵庫県南部地震技術検討委員会

オ 加古川大堰は、ゲートが地震発生時に塗装作業のため吊上げられており、扉体自重の慣性力で軽構造部（取り外し）戸当りのローラ当り面に最大 **24mm** の変形が生じた。

(3) 平成 16 年（2004 年）新潟県中越地震（内陸直下型）による被害^{*3}

新潟県中越地震により、震源近くに位置する農業用施設である小千谷頭首工、渋海川頭首工及び黒川頭首工が被害（震度 6）を受けた。頭首工の地震被害は以下のとおりである。

ア いずれの施設も本体の損傷は見られなかった。

イ 河川護岸ブロックや施設周辺の地盤との落差が 30～50 cm 生じた。

ウ 渋海川頭首工は、ゲートが休止フックにかかった状態であったため、軽構造部戸当りのローラ当り面に変形が生じた。

(4) 平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震（プレート境界型）による被害^{*4}

東北地方太平洋沖地震では、震源近くに位置する頭首工が被害を受けた。宮城県内に位置する頭首工の調査結果より、頭首工の地震被害は以下のとおりである。

ア 被害発生部位別でみると、「堤防」が多く、続いて「操作室・管理棟」「固定堰」「ゲート・戸当り」「機側操作室」「エプロン」「堰柱・門柱」の順であった。

イ いずれの施設も、堰柱及び門柱コンクリートに構造安全性上問題となるような損傷は見られなかった。

ウ 固定堰に被害を受けた 4 施設のうち、明治時代に築造された頭首工が 1 施設、昭和 37 年度竣工の頭首工（平成 20 年度改修済）が 1 施設、昭和 40 年代に築造された頭首工が 2 施設となっており、古い年代に築造された固定堰が被害を受けたと判断される。

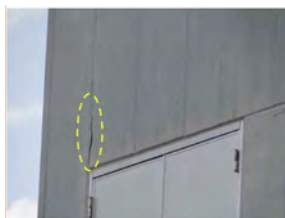
エ 頭首工周辺にて、河川堤防の沈下及びすべりに伴う変状が多く発生したが、軽微であり、頭首工本体に影響を与えるような損傷は見られなかった。

オ 被害を作用荷重の観点から考察すれば、津波被害を受けたゴム堰を除けば、地震動が主たる荷重である。これは、頭首工が農業用水取水のために河川の上流部に設置されるため、河川津波遡上地点よりも上流側に位置する箇所が多いからである。

(5) 平成 30 年（2018 年）北海道胆振東部地震（内陸直下型）による被害^{*5}

北海道胆振東部地震により、震源近くに位置する頭首工が被害を受けた。調査結果より頭首工の地震被害は以下のとおりである。

ア 取水口、護岸、管理橋及び門柱などのコンクリートにクラック、破損が生じた。



操作室外壁パネルのひび割れ



護岸ブロックのひび割れ



操作室外壁パネルの脱落



操作室柱基部のひび割れ

写真-26.1-1 地震の被害状況

^{*3} 平成 17 年 新潟県中越地震土地改良施設等技術検討業務委託事業 報告書 社団法人 農業土木学会

^{*4} 渡嘉敷勝、浅野勇、森充広、西原正彦：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震による宮城県内の頭首工および水門の被害、農工研技報、213（2012）

^{*5} 松岡宗太郎、川口清美、小野尚二、武下和幸：平成 30 年北海道胆振東部地震での農業水利施設の被災概要、水土の知、（2020）

26.1.2 耐震設計のための留意事項

(1) 護岸擁壁の傾倒

ア 問題点

堰軸付近の護岸は、多くの場合擁壁となっている。地震時には水平土圧により、擁壁護岸が河川側に傾倒する被害が発生する可能性がある。

護岸擁壁に直接側部戸当りを取付ける起伏ゲート、あるいは護岸工が戸当りを兼ねている小規模な角落しゲートでは、護岸工の傾倒が、「堰柱・ゲート部」の機能不全として現れる。

具体的には、以下のような現象が生じる。

油圧シリンダ背面支持タイプの起伏ゲートでは、擁壁に傾斜が生じた場合、側部戸当りの傾斜だけが問題となる。それは、扉体開閉時の側部水密ゴムのまくれ込み、及び水密ゴム受け板と側部戸当りとの接触によって扉体開閉不能の原因になるからである。

また、下端トルクチューブタイプの起伏ゲートでは、擁壁に傾斜が生じた場合、側部戸当りの傾斜とともに、側部戸当り一体で製作されたトルク軸用軸受け金物の傾斜が考えられ、複合的問題が生じる。それは、扉体開閉時の側部水密ゴムのまくれ込み、及び水密ゴム受け板と側部戸当りとの接触によって扉体開閉不能となり、またトルク軸への軸受けの片当りによる扉体開閉不能の原因となる。

イ 対 策

護岸擁壁が起伏ゲートの側部戸当りを兼ねている場合は、側部戸当り部とそれに連続する上下流側の擁壁を、構造的に縁切りする方がよい。側部戸当りを兼ねる擁壁の設計においては、地震力を考慮して、壁厚、鉄筋量とともに補強した構造とすることが望ましい。また、その部分の裏込め土は、液状化しにくい材料を用いるよう配慮すべきである。

この問題へのゲート側の対策としては、扉体側部水密ゴム受けと側部戸当りとの間に十分な余裕幅を設けることである。この場合、側部水密ゴムが回転摺動によるまくれ込みを起こさないように、ゴム形状、受け板構造等の検討を行う。

(2) 堰柱とエプロンの振動の相違

ア 問題点

堰柱は通常杭基礎で、耐震基盤に支持されているが、エプロンは河床に板構造として建設されるもので基盤に支持されていない。このような、支持の相違が地震時の振動現象の相違になって現れる可能性がある。

起伏ゲートの場合、ゲートの軸及び、支承はエプロンに設置されており、エプロンの振動が堰柱と異なることにより、(1)と同様なゲートの機能不全に陥るおそれがある。

イ 対 策

起伏ゲートの軸及び支承が載る部分のエプロンを、他のエプロン部分と縁切りし、堰柱と同様に杭基礎を設ける。あるいは、エプロンのゲート支持部を堰柱と一体構造とする。

第 27 章 既設頭首工の耐震性能照査

関連条項 [基準10、運用10-26]

頭首工を設計する場合に、構造物本体の耐震設計についてはそれぞれ、「第 13 章 固定堰の設計」、「第 14 章 可動堰の設計」において解説されているが、ここでは、既存の頭首工に対する耐震性能照査を実施する際に留意することについて解説する。

27.1 耐震性能照査の基本

頭首工の耐震設計・耐震性能照査は、類似構造物を取り扱う関連基準である、河川構造物の耐震性能照査指針・解説の令和 2 年版の内容によるものとする。

27.2 重要度区分の設定

27.2.1 施設の重要度区分

頭首工の重要度は、新設の耐震設計と同様に、重要度に応じて AA 種、A 種、B 種の 3 種類に区分する。重要度区分は、12.2.2 施設の重要度区分に準拠し決定する。

27.2.2 入力地震動

既設頭首工の耐震性能照査については、新設の頭首工に対する耐震設計と同様に、施設供用中に発生する確率が高いレベル 1 地震動、及び発生確率は低い、大きな強度をもつレベル 2 地震動を考慮する。なお、重要度区分が AA 又は A 種の施設においてレベル 2 地震動を考慮する場合は必ず、レベル 1 地震動、レベル 2 地震動の 2 段階について照査を行う。

(1) レベル 1 地震動

レベル 1 地震動の検討においては、耐震設計上の構成要素の構造物特性に応じて、地震動に対する固有周期を考慮しない場合と固有周期を考慮する場合に分けて検討する。詳細については、12.7.2 設計水平震度を参照のこと。

(2) レベル 2 地震動

レベル 2 地震動は、新設の耐震設計と同様に静的解析による場合は、12.7.2 設計水平震度にて示す地震動を、動的解析による場合は、12.7.7 動的解析にて示される地震波形などを参考に設定する。また、12.2.1(2)に示すように、頭首工建設地点付近の地震動が適切に設定できる場合には、その地震動を考慮する。

27.2.3 保持すべき耐震性能

耐震性能とは構造物に要求される耐震設計の目標とする性能であり、既設頭首工の耐震性能照査において要求する耐震性能は、新設相当の耐震性能を目標とすることを基本とし、詳細は、12.2.3 保持すべき耐震性能に示すとおりである。ただし、耐震性能照査においては、既設頭首工に固有の構造的な与条件があるため、頭首工を新設する場合の計算方法の適用外である場合、既設構造を活

用しながら補強対策を行う場合等、新設頭首工の耐震設計の考え方をそのまま適用することが難しいことがある。この場合は、個別の頭首工の構造条件と頭首工に求められる耐震性能を踏まえて適切に耐震性能照査を行う必要がある。

27.2.4 構成要素ごとの耐震性能照査

構成要素ごとの耐震性能照査は、12.2.4 構成要素ごとの耐震設計法に示すとおりとする。ただし、重要度区分が AA 又は A 種の頭首工であっても、その構成要素のうち取入口、固定堰、沈砂池、魚道、護岸については、一般に損傷による影響は低いため、レベル 1 地震動のみを検討するが、以下に示すケースについては、個別に判断する必要がある。

なお、頭首工は、水利システムの中の上流に位置し、河川から必要な農業用水などを取水する水利利用機能を有する。このため、接続する用水路や周辺堤防等の耐震性も踏まえ、俯瞰的な観点から地震後の機能維持を念頭においた耐震性能照査手法を検討することが重要である。

(1) 有堤区間の堤防横断部に位置する取入口

国土交通省では、河川堤防を含む樋門・樋管について「河川構造物の耐震性能照査指針」（国土交通省水管理・国土保全局治水課）に基づき、レベル 2 地震動に対する耐震性能照査が行われている。このことから、河川管理者との協議などを踏まえ、レベル 2 地震動に対する耐震性能照査の要否を判断する。

なお、取水口は、取水ゲートを伴うため、適切に洪水の侵入を遮断する必要があることから、ゲートの「限定された損傷に留める」を準用し、検討を行うものとする。

(2) 固定堰等

山間部に位置するような固定堰に付帯する土砂吐き等の小規模な堰柱など、被災による二次災害の危険度の小さい小規模な堰柱（可動部 10m 未満で堰柱高が堰幅に比べて十分低い場合など）については、レベル 2 地震動に対する耐震性能照査を行わなくてもよい。ただし、無筋構造物の大規模な固定堰などでレベル 2 地震動に対する耐震性能照査が必要と判断される場合には「大規模地震に対するダム of 耐震性能照査に関する資料」（国土技術政策総合研究所 2005. 3）等の文献も参考に照査を行ってもよい。

27.3 荷重

耐震性能照査に当たっては、構造物の重要度、形式、使用材料、設置場所、自然状況等に応じて、必要な荷重を考慮する。耐震性能照査に考慮すべき荷重は、12.3 荷重を参考に設定する。

27.4 荷重の組合せ

荷重の組み合わせについては、12.4 荷重の組合せに示される一般的な組み合わせを参考とするとともに、地震時の照査であることを踏まえ、通年取水施設であれば閉扉のみの照査とすることや、洪水と地震を同時に見込まないなど、実際の施設の運用方法を踏まえた組合せを検討する。

27.5 許容応力度

頭首工における材料の許容応力度及び許容応力度の割り増し係数などについては、実際に既設頭首工で使用されている材料の値を確認した上で、12.5 許容応力度に準拠し決定する。

27.6 耐震性能照査に用いる諸係数及び設定事項

頭首工の耐震性能照査では、地震動レベル、構造物の種類、振動特性、地形地質等の条件を適切に定める必要がある。これらは、既存資料を参考に定めることになるが、特に重要となる地盤条件については、ボーリング調査、標準貫入試験、弾性波探査、PS 検層などの詳細調査を実施するなどにより、現状を把握することが重要である。耐震性能照査に用いる諸係数及び設定事項には、地域別補正係数・地盤種別・固有周期・耐震設計上の地盤面があり、これらの設定については、**12.6 耐震設計に用いる諸係数及び設定事項**によるものとする。

27.7 耐震性能照査手法

27.7.1 耐震性能の損傷度とその評価

(1) 損傷度と照査項目

目標とする耐震性能を満足するためには、構造物の損傷度をどの程度にとどめておくべきかの目標を設定することが求められる。また、目標となる耐震性能を満足しているか否かを判断する照査項目とその許容値あるいは判定基準値を決めておく必要がある。既設頭首工においても、**12.7.1 耐震設計の基本**に示す損傷度及び照査項目とする。

(2) 耐震性能照査結果の評価

既設頭首工の耐震性能照査において、新設頭首工に対する耐震性能照査法を既設頭首工に対して機械的に適用すると、既設頭首工の耐震性能を満足しない場合が生じることがある。しかしながら、目標とする耐震性能をわずかでも満足しないことが施設の致命的な破壊現象に至ることはなく、一般に、施設は致命的な破壊に至るまでにある程度の余力を有し、様々な損傷段階の進展を経て全体崩壊に至る。特に、堰柱は、堰柱間のゲートやエプロンなどが相互に影響を与える施設である。このため、新設頭首工に対して適用される許容値は当然安全性の判定の基本となる値として位置付けられるが、許容値を超過するか否かを機械的に判定するのではなく、許容値の超過の程度を考慮し、その超過が堰柱の部材としてどのような損傷状態となるのかを判断することが重要である。なお、耐震性能照査結果を踏まえた耐震補強の考え方については、**27.9 耐震性能の確保のための整備水準**によるものとする。

(3) レベル1地震動に対する耐震性能照査

レベル1地震動に対する照査は、許容応力度による照査を基本としたものであり、許容値に安全率が見込まれていることを踏まえると、これを仮に多少超過したとしても、大規模地震時の耐震性能確保に関するレベル2地震動に対する照査を満足できていれば、その超過が即機能喪失や致命的な被災に結びつかないことが明らかである。したがって、耐震性能の評価は、レベル2地震動に対する耐震性能照査結果を基にした評価を行うことが望ましい。

ただし、重要度区分B種の頭首工や取水口、魚道などのレベル1地震動に対する耐震性能を保持していることを照査する施設もあることから、個々の頭首工の重要度区分や基礎構造などを整理した上で、耐震性能を照査する地震動を設定するものとする。

27.7.2 耐震性能照査手法

耐震性能照査手法は、静的照査法である「地震時保有水平耐力法」を基本とする。

ただし、既設頭首工について、施工性を重視した単純な形状寸法とは異なる複雑な構造のもの、現在の耐震設計手法や配筋手法に基づかないもの等は、構造物全体を 1 自由度系と置き換えることが困難なことがあるため、動的照査法が必要になることがある。

つまり、剛性や質量が極端に異なる部材で構成された複雑な施設の場合や施設形状が左右非対称である場合、振動単位内で地盤条件が著しく異なる場合等の理由により、必ずしも 1 次振動モードが卓越せずに高次振動モードが卓越する場合や 2 次以上の次数の固有周期が比較的大きい場合、または、2 次以降のモードの有効質量比が比較的大きい場合や主たる塑性化の生じる部位が明確ではない場合等には、構造物全体を 1 自由度系と置き換えることが困難となるため、動的照査法を用いた耐震性能の照査が必要となるからである。そのために、照査法の決定に先立ち、1 次固有周期に加え、2 次以降の固有周期や各モードのモードベクトルが得られる固有値解析を実施し、固有振動モード（固有周期）の確認を行うものとする。

また、補強対象部位が明確になる耐震補強設計に当たっては動的照査法が有効な場合が多い。

なお、耐震性能照査における解析モデルは質点系モデルを基本とし、むやみに複雑な解析モデルを適用する必要はない。既存の頭首工における構造特性を考慮した上で、有限要素モデルなどを適用する必要があると判断された場合には、関連する文献等を参考に適用してもよい。

27.7.3 ゲートの耐震性能照査

ゲートの耐震性能照査については、「河川構造物の耐震性能照査指針」（国土交通省水管理・国土保全局治水課）や「大規模地震動に対するダム耐震性能照査に関する資料」（国土技術政策総合研究所 2005.3）等の文献を参考に照査を行ってもよい。

27.7.4 液状化の判定

砂質地盤のような地盤条件にある頭首工は、耐震性能照査を必要とする構成要素の液状化の判定を行い、その影響を適切に反映する。このため、必要に応じてボーリング調査・標準貫入試験・粒度試験等の物理試験を行って、地盤の物性値を把握した上で、液状化の判定を行うものとする。液状化の判定方法は、12.7.5 液状化の判定に準拠するものとする。

27.8 既設頭首工の物性値・設計条件等の適切な設定

27.8.1 基本方針

(1) 適切な設計条件等の設定

既設頭首工の耐震性能照査では、既存資料を整理・把握するとともに、設計基準書や参考図書の変遷などを反映した、現行基準を踏まえた適切な評価を行うことが重要である。このため、耐震性能照査に当たっては、既存資料の調査、現状把握のための現地調査を実施するとともに、現地調査により得られた施設の劣化状況は、それらの構造性能への影響を適切に評価し、耐震性能照査に反映させることが望ましい。特に、配筋状況、部材寸法及び基礎地盤の情報は、耐震検討の基礎資料となるので、既存資料と併せて十分な確認・調査が必要である。なお、現地調査方法については、『土地改良事業設計指針「耐震設計」』で示されている調査方法を参考とする。

また、新設頭首工の設計では安全側の配慮から必ずしも考慮されていない構造モデル、部材の断面定数、荷重条件等についても、既設頭首工においてその効果が確実に見込める場合には、これを考慮してよい。ただし、考慮を行う際に安全側の条件設定をすることで耐震性能を過小評価しないようにすることが重要である。特に、受働土圧、主鉄筋・帯鉄筋本数等有効なものとして考慮できる諸条件を可能な限り考慮して、耐震性能を適切に評価するものとする。

(2) セン断耐力の評価

新設する堰柱の設計においては、塑性域でのねばりを期待する設計とするため、損傷を曲げ破壊型となるように軸方向鉄筋を配置する設計を行う。一方、既設頭首工は、塑性域でのねばりに配慮した設計がなされていないものが多く、配置されている鉄筋量が相対的に少ないためにせん断破壊型の損傷形態となり、堰柱のせん断耐力が不足する傾向にある。このような状況を踏まえ、帯鉄筋やディーブーム効果などのせん断耐力に有効なものについては、設計時に考慮されていなくても、適切に考慮した上で耐震性能を評価するものとする。

27.8.2 構造細目を満たしていない帯鉄筋の評価

既設頭首工については、配置されている鉄筋量が相対的に少ない傾向にあり、特に、せん断耐力が不足する傾向にある。また、**14.3 配筋手法**で示されている配筋仕様は、平成20年3月に制定された旧基準から示されたものであり、それ以前に築造された頭首工については、構造細目を満足していないことから、新設する頭首工と同様にせん断耐力を評価すると、耐震性能を満足していない結果となる傾向にある。

このような背景を踏まえ、既設頭首工に対する耐震性能照査では、実際に配置されている帯鉄筋について、使用鉄筋・加工形状などが大きく異なるなど、構造細目を満足していなくても、必要に応じて低減を行うなどにより、せん断耐力を負担できる鉄筋として評価してよい。

ただし、本項は、既設頭首工の耐震性能照査において、構造細目を満足していない帯鉄筋を適切に評価した上で耐震性能を評価する際のものであり、新設の頭首工設計にあたっては、**14.3 配筋手法**に示す内容により所要の耐震性能を確保するものとする。

(1) 帯鉄筋の評価

14.3.2 構造細目で示されている構造細目を満たしていない場合でも、横拘束筋として少なくとも帯鉄筋を考慮してもよい。また、横拘束筋によるコンクリートの拘束効果が十分に期待できない場合は、コンクリートの応力-ひずみ曲線の算出にあたって、レベル2地震動に対するコンクリートの最大圧縮ひずみ ε_{cc} をコンクリートの終局ひずみ ε_{cu} と見なすなどの配慮が必要である。また、以下の点についても留意する必要がある。

ア 配置位置

既設頭首工の配力鉄筋は、その配置位置（主鉄筋の内側・外側）にかかわらず、帯鉄筋としてせん断耐力を負担できるものとする。

イ 鉄筋の種類

既設頭首工の配力鉄筋は、鉄筋の種類（丸鋼・異形棒鋼）にかかわらず、せん断耐力を負担できるものとする。

ウ フック形状

せん断耐力の評価にあたっては、まず、配筋図等の設計当時の資料や現地調査、施工年代に応じた技術の変遷などを総合的に評価した上でフック形状を確認し、所定の定着長が確保され

ている場合は、せん断耐力の低減を行わないものとする。定着長が確保されていない場合は、せん断耐力のうち、帯鉄筋が負担するせん断耐力を 80% に低減するものとする。せん断耐力は、式 (27.8-1) により算出する。

$$P_s' = S_c + \alpha \cdot S_s \cdots \cdots (27.8-1)$$

ここに、 P_s' ：既設頭首工の耐震性能照査におけるせん断耐力 (N)

S_c ：コンクリートが負担するせん断耐力 (N)

S_s ：帯鉄筋が負担するせん断耐力 (N)

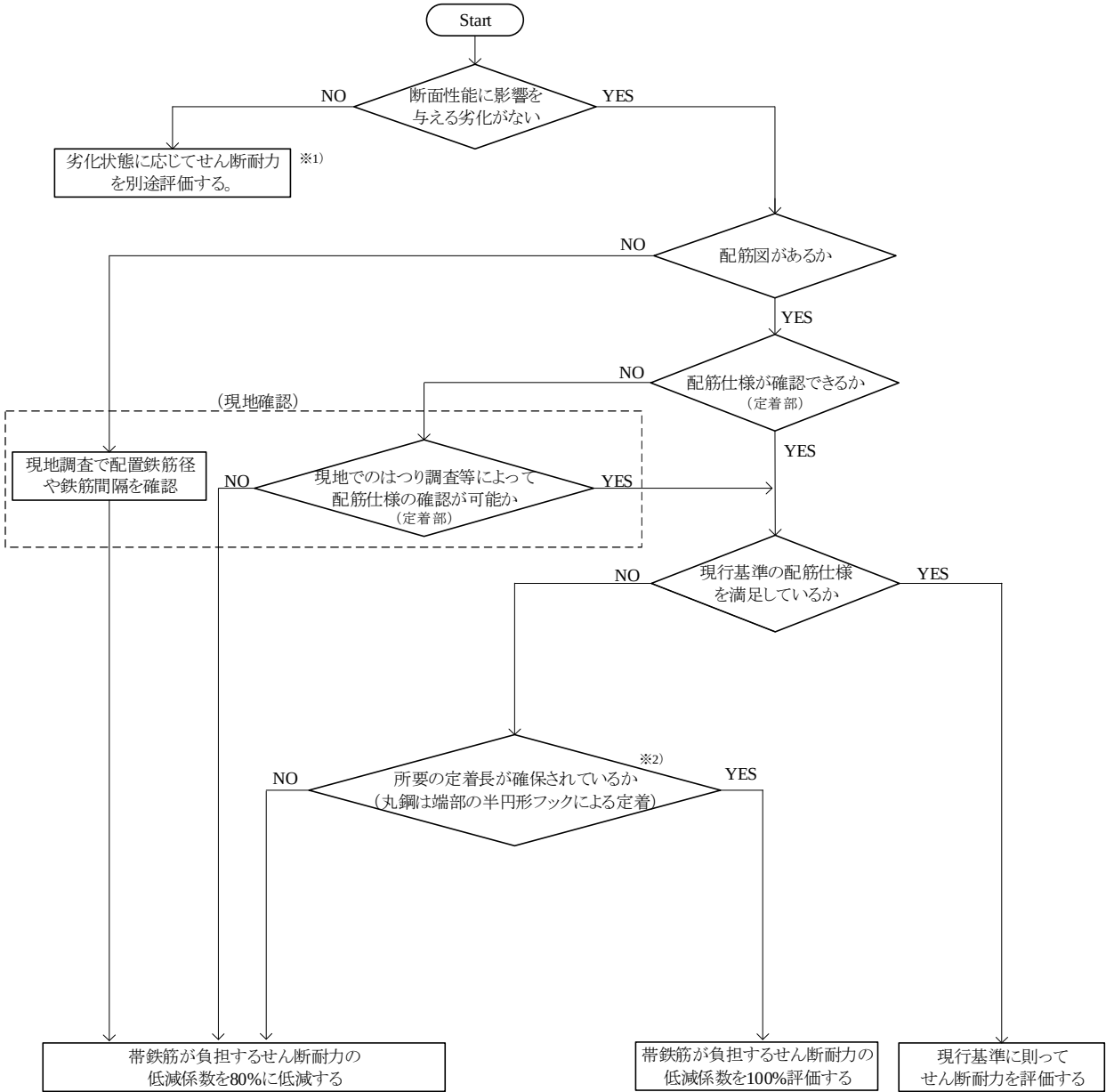
α ：帯鉄筋が負担するせん断耐力の低減係数

低減係数は、図-27.8-1 により導出され、0.8 又は 1.0 となる。

注) なお、 S_c および S_s の算出は、「14.2.2(8) 各断面の部材せん断耐力の算出」を参照。

以上の留意点を踏まえ、既設頭首工の耐震性能照査を行う際の帯鉄筋のせん断耐力評価方法に係る概略評価フローを図-27.8-1 に示す。

なお、この評価フローは、断面性能に影響を与える劣化が無い躯体を想定したものであり、アルカリシリカ反応や塩害などにより著しい機能低下が生じているものや、躯体内の材料特性、配筋等を適切に評価できないような状態にあるものについては、この評価フローには適合しないため、別途個別に検討する必要がある。



※1) アルカリシリカ反応や塩害などにより著しい劣化が生じているものについて、個別に検討する必要がある。

※2) 帯鉄筋が負担するせん断耐力の低減は、帯鉄筋の配置位置が内側、外側にかかわらず所要の定着長が確保できているかによる。

図-27. 8-1 帯鉄筋のせん断耐力評価フロー

(2) 補強後の評価

耐震補強工法として、鉄筋コンクリート巻立工法を採用した場合は、構造細目を満たしていない帯鉄筋であっても、横拘束筋として評価できるものとする。

27.8.3 ディープビーム効果を考慮したせん断耐力の算定

ディープビーム効果とは、せん断スパン比の小さい構造物では、斜めせん断ひび割れが進展したあとも荷重載荷点と支点を結ぶコンクリートが圧縮力に抵抗し、タイドアーチ的な耐荷機構が形成されることにより、水平力に抵抗できる効果をいう。一般的に、このような効果は、道路橋の壁式橋脚などの橋軸直角方向に対して大きくなる。堰柱は、流心方向に延長が長く、有効部材厚が大きく確保できるため、レベル 1 地震動に対する照査まででは、せん断応力に対して支障が生じることは少ない。一方、レベル 2 地震動に対する照査では、自重に慣性力が作用し大きなせん断力が発生することにより、著しく不合理になることがある。このことを踏まえ、せん断耐力算定にあたっては、ディープビーム効果の影響をせん断スパン比に応じて補正してもよい。ディープビーム効果を考慮したせん断耐力は、式 (27.8-2) により算出する。ただし、部材が塑性化し、繰返し載荷の影響を受ける場合には、せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増し係数を考慮してはならない。これは、降伏域において交番繰返し載荷を受けると、コンクリートに多数のひび割れが生じ、コンクリートの負担するせん断応力度が急激に低下し、厚い部材におけるアーチ効果によるせん断耐荷機構が有効に発揮されない可能性があるためである。また、せん断耐力の評価にあたっては、まず、配筋図等の設計当時の資料や現地調査、施工年代に応じた技術の変遷などを総合的に評価した上でフック形状を確認し、所定の定着長が確保されている場合は、せん断耐力の低減を行わないものとする。なお、せん断補強鉄筋のフックがないなど定着長が十分でない場合は、せん断耐力のうち、せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力 S_{ds} は考慮しないものとする。

$$P_{ds} = S_{dc} + S_{ds}^{*1} \dots\dots\dots (27.8-2)$$

$$S_{dc} = C_{dc} \cdot C_c \cdot C_e \cdot C_{pt} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (27.8-3)$$

$$S_{ds} = C_{ds} \cdot \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15a} \dots\dots\dots (27.8-4)$$

$$C_{ds} = \frac{1}{2.5} \cdot (a/d) \dots\dots\dots (27.8-5)$$

ここに、 P_{ds} ：ディープビーム効果を考慮したせん断耐力 (N)

S_{dc} ：ディープビーム効果を考慮したコンクリートが負担するせん断耐力 (N)

S_{ds} ：ディープビーム効果を考慮したせん断補強鉄筋が負担するせん断耐力 (N)

C_{dc} ：せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増し係数

a/d	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
C_{dc}	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0

a ：せん断スパン (mm)

d ：フーチングの有効高 (mm) で、柱または壁前面の位置で求める

C_{ds} ：せん断スパン比による斜引張鉄筋の負担するせん断耐力の低減係数

*1：ただし、 $a/d \leq 0.5$ の場合は、せん断補強鉄筋によるせん断耐力の増加はほとんど見られないため、 S_{ds} は見込まないものとする。

注) 上記以外の記号注釈については、「14.2.2(8) 各断面の部材せん断耐力の算出」を参照。

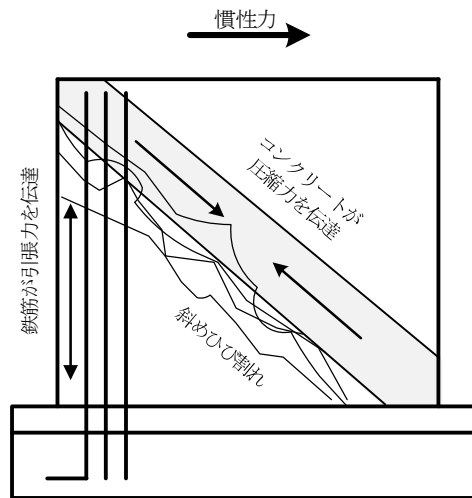


図-27.8-2 ディープビームの効果

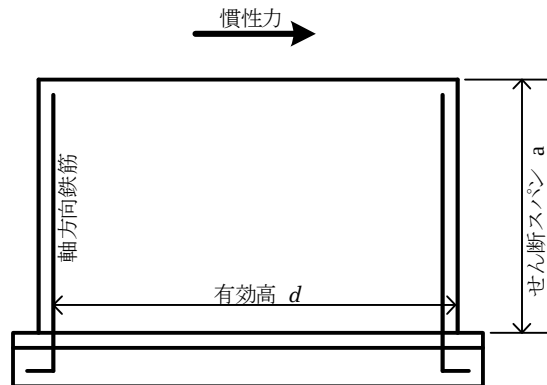


図-27.8-3 セン断スパン比の考え方

27.9 耐震性能の確保のための整備水準

27.9.1 耐震性能の確保のための基本

耐震性能照査の結果、目標とする耐震性能を有していない場合、耐震補強を行う必要があるが、既設頭首工に対する耐震補強の場合には、構造条件や施工条件を踏まえ、被災した場合における機能回復の難易度等に基づき、その目標とする耐震性能レベルを施設管理者や事業主体が個別に設定する必要がある。頭首工は、大規模一級河川に築造され、管理橋を一般供用するようなものもあれば、山間部に位置し、周辺に影響を与えるような施設が無いような立地のものもあるため、一律、同一の整備水準を求めることは合理的ではない。このため、個々の制約条件を踏まえた上で、目標とする耐震性能レベルを設定する。また、耐震補強の要否は、個々の頭首工において設定した耐震性能レベルに応じて判断するものとする。一方、基礎の補強については、頭首工全体の耐震補強方法や解析方法を検討し、基礎への影響を最小限とすることができるよう計画・設計することを基本とする。これは、過去に発生した地震に対し、頭首工においては基礎本体の被災が確認されていないこと、道路橋橋脚におけるこれまでの地震による被災状況においても、既設橋脚の基礎の中には必ずしも耐震補強が必要と判断されるものは多くないこと、基礎の補強は施工上の制約から多大なコストを要することなどによるものである。

27.9.2 耐震補強計画時の耐震性能

頭首工は、堰柱、門柱、基礎工、管理橋、ゲート、ゲート操作室等様々な要素から構成され、耐震性能においても各々の限界状態がある。例えば、ゲートの開閉操作の確実性に着目すると、被災後の運用方法を整理した上で、必要に応じて限界状態を設定することや耐震補強を不要と判断することも検討する。

ただし、既設頭首工に求められる耐震性能は、水理上又は水利用上の重要性等により異なる場合があり、また、一つの構造物の中でも、耐震性能照査の対象となる部分と対象とはならない部分があるほか、代替措置の有無に応じて耐震性能照査を行う場合の限界状態が部材により異なる場合もある。これらのことを踏まえ、レベル 2 地震動に対する耐震性能の目標設定例を表-27.9-1 に、レベル 2 地震動に対する施設の重要度区分に応じた部材の限界状態を整理した例を表-27.9-2 に示す。

表-27.9-1 レベル 2 地震動に対する耐震性能の目標例と耐震性能の観点

重要度 区分	代替措置 の有無	目標とする 耐震性能	耐震設計上 の安全性	耐震設計上 の供用性	耐震設計上の修復性	
					短期修復性	長期修復性
AA 種	無し	レベル 2 地震動による損傷が部分的・限定的なものに留まり、頭首工としての取水機能や水理機能の回復が速やかに行い得る状態が確保される	水理・水利用に関する安全性を確保する	地震後、頭首工としての機能を速やかに回復できる	機能回復のための修復が応急復旧で対応できる	比較的容易に恒久復旧を行うことが可能である
AA 種	有り	レベル 2 地震動により損傷が生じる部位はあるが、損傷レベルは恒久復旧が可能なレベルに収まり、応急復旧等により取水機能や水理機能の回復が速やかに行い得る状態が確保される	水理・水利用に関する安全性を確保する	地震後、頭首工としての機能を速やかに回復できる	機能回復のための修復が応急復旧で対応できる	恒久復旧を行うことは可能である
A 種	無し					
A 種	有り	レベル 2 地震動により損傷が生じ、損傷レベルは恒久的な復旧が困難なレベルに達することもあるが、取水制限や代替措置により水利用機能の回復が行い得る状態が確保される	水理・水利用に関する安全性を確保する	地震後、頭首工としての水理機能は回復できる	取水制限や代替措置により機能回復ができる	恒久復旧を容易に行うことが出来ない場合がある

注) 代替措置とは、予備ゲート・角落し等によるゲート閉鎖が可能な場合、又は、可搬式ポンプによる取水が可能な場合など、河川内のゲートが使用できない場合においても洪水時やかんがい期における対応措置を講じている施設。

表-27.9-2 代替措置の有無に応じた部材の限界状態

重要度区分	代替措置の有無	部材の限界状態	保持すべき性能
重要度 AA 種	無し	塑性化を考慮する門柱部にのみ塑性変形が生じ、その塑性変形がゲートの開閉を妨げない範囲内にある。	水理性能 水利用性能
	有り	塑性化を考慮する門柱部にのみ塑性変形が生じ、その塑性変形が当該部材の修復を容易に行い得る範囲内にある。	水理性能 水利用性能
重要度 A 種	無し	塑性化を考慮する門柱部にのみ塑性変形が生じ、その塑性変形が当該部材の修復を容易に行い得る範囲内にある。	水理性能 水利用性能
	有り	塑性化を考慮する門柱部にのみ塑性変形が生じ、その塑性変形が当該部材の修復を容易に行い得る範囲にない。	水理性能
重要度 B 種	—	—	—

注) 代替措置とは、予備ゲート・角落し等によるゲート閉鎖が可能な場合、又は、可搬式ポンプによる取水が可能な場合など、河川内のゲートが使用できない場合においても洪水時やかんがい期における対応措置を講じている施設。

また、このような部材の限界状態については、複数の構成要素からなる頭首工では、構造的特徴や復旧の容易さなどを踏まえた上で、構成要素ごとに耐震性能を整理する必要がある。特に、レベル2地震動に対する安全性を確保する堰柱、ゲート及び堰柱基礎工が重要である。また、堰柱のうち、構造特性が大きく異なる堰柱及び門柱、並びに、復旧工事を実施する際に必要となる管理橋についても耐震性能を整理する必要がある。

これらの構成要素ごとの耐震性能を整理した参考例を表-27.9-3に示す。

表-27.9-3 重要度区分に応じた構成要素毎の耐震性能（参考）

重要度 区分	代替措置 の有無	部材の限界状態	構成要素						
			堰柱(堰柱)	堰柱(門柱)	ゲート	堰柱基礎工	管理橋		
AA 種	無し	塑性化を考慮する門柱部にのみ変形が生じ、その塑性変形がゲートの開閉を妨げない範囲内にある。	限定された損傷に留める	限定された損傷に留める	限定された損傷に留める	基礎の降伏点及び基礎の最大強度を超えた後、復元力の急激な低下が生じ始める点（終局限界）を超えない状態	限定された損傷に留める		
	有り	塑性化を考慮する門柱部にのみ塑性変形が生じ、その塑性変形が当該部材の修復を容易に行い得る範囲内にある。	致命的な損傷を防止する。	致命的な損傷を防止する。			致命な損傷を防止する。		
A 種	無し							致命的な損傷を防止する。	門柱の終局限界を超えない状態
	有り							塑性化を考慮する門柱部にのみ塑性変形が生じ、その塑性変形が当該部材の修復を容易に行い得る範囲にない。	
B 種	—	—	—	—	—	—	—		

頭首工は、樋門や水門などの施設とは異なり、洪水時には、洪水吐き用等の本川横断方向に設置されたゲートの全開操作を行う。地震被災後の復旧までの期間（機能が回復していない段階）において、洪水が発生するおそれがあることから、被災時の代替措置として、ゲートの全開操作の可能性について想定する必要がある。例えば、被災時には既存のゲートを撤去して流下断面を確保し、かんがい期には予備ゲート又は角落しによる堰上げ、可搬式ポンプによる取水を行うなどの被災時の水理・水利用機能の確保を想定した代替計画の有無に応じた耐震性能を設定することも重要である。一方、被災時対応では、復旧工事等を行うための管理橋の機能維持が重要となるため、落橋に対する安全性の確保が重要になる。ただし、1 径間の頭首工などにおいては、管理橋を使用せずに復旧工事が可能になる施設もあるため、施設の構造や立地条件に応じた重要度区分を設定する必要がある。

目標とする耐震性能は、重要度区分 AA 種に区分される頭首工の中で代替措置機能を有していない場合は、新設相当の耐震性能とする。ただし、重要度区分 AA 種で代替措置を有している場合は、A 種相当の耐震性能とする。この場合は、式(14.2-13)の許容塑性率算出における安全係数 α を 1.5 から 1.2 に緩和する。また、A 種で代替措置機能を有している施設については、頭首工の立地条件・構造条件・水理システムにおける重要性などを考慮し、門柱部の安全係数 α は 1.2 から 1.0 の範囲とした。これは、頭首工には様々な構造形式があり、一概に規定することが困難なことによる。安全係数 α と許容変位の関係は、図-27.9-1 に示すとおりである。

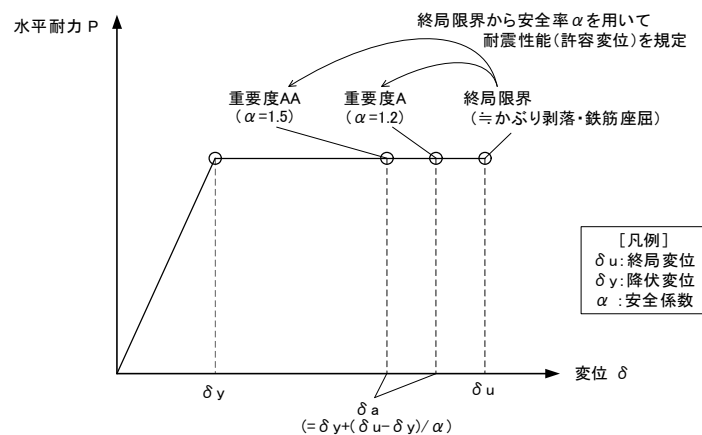


図-27.9-1 重要度区分に応じた許容変位の模式図

27.9.3 堰柱の耐震性能

堰柱のうち、下部の堰柱部は、道路橋の橋脚と同様に上載荷重が作用する構造となっているほか、ゲートの開閉機能確保のためにも重要な構成要素である。その重要性を踏まえ、堰柱部については、既設頭首工においても新設同様の耐震性能を確保することとした。一方、門柱の上部については、河川水位より上部に位置するため、管理橋の機能が維持されていれば、復旧が容易であることを考慮し、代替機能が確保されている場合は、限界状態を緩和できることとした。

27.9.4 ゲートの耐震性能

ゲートについては、地震後においても開閉操作が可能となるようにする必要があるため、新設同様の耐震性能を確保することとした。ただし、コンクリート内部に配置された戸当り金物や復旧が容易な位置にある取外し戸当りなど、各部材に応じて設計の考え方や供用条件、重要性が異なることを踏まえ、ゲートの開閉性に着目して個別に判断することとする。

27.9.5 基礎の耐震性能

既設頭首工の基礎の安全性は、『土木研究所資料 既設道路橋基礎の耐震性能簡易評価手法に関する研究 (H22.5, 土木研究所)』に準拠し、レベル2地震動に対して少なくとも頭首工基礎が終局限界に達しないことを照査するものとする。基礎の終局限界とは、降伏点及び最大強度点を越えた後、復元力の急激な低下が生じ始める限界をいう。

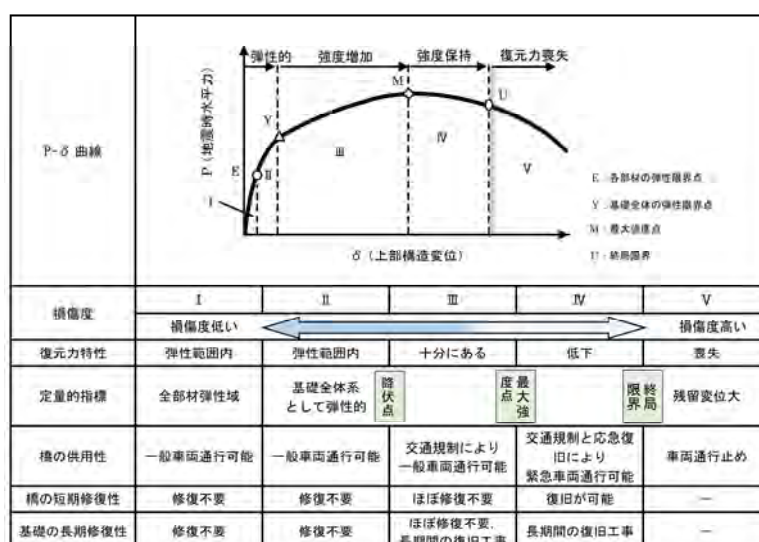


図-27.9-2 既設道路橋基礎の耐震性能水準区分のイメージ

いずれの点を基礎の限界状態とするかは、頭首工の応答変位及び残留変位並びに強度及び剛性の低下度を踏まえて、地震後の運用方法や機能回復措置内容も考慮し、選定理由を含めて個別の頭首工毎に検討する必要がある。また、塑性化を考慮する場合の許容塑性率は、表-27.9-4 を参考にし、てよいが、これらについても、施設の運用方法を考慮した上で個別に検討する必要がある。

表-27.9-4 各基礎形式における損傷度に応じた基礎の塑性率の目安（参考）

基礎形式			損傷度		
			Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
直接基礎			1	4	8
杭基礎	鋼管杭	H2 道路橋示方書より前	1	2	4
		H2 道路橋示方書	1	4	8
	場所打ち杭	S46 道路橋示方書より前	1	2	4
		S46 耐震指針	1	3	6
		S55 道路橋示方書	1	4	8
	既成コンクリート杭	H8 道路橋示方書より前	1	2	4
		H8 道路橋示方書	1	4	8
	木杭		1	—	—
	パイルベント	単列方向(鋼管杭)	1	4	8
		単列方向(鋼管杭以外)	1	$1 + \frac{\sigma_u - \sigma_y}{1.8\sigma_y} \leq 4$	$1 + \frac{\sigma_u - \sigma_y}{1.0\sigma_y} \leq 8$
複列方向		各杭種と同様			
ケーソン基礎及び地中連続壁基礎 ($Mc < My < Mu$)			1	$1 + \frac{\sigma_u - \sigma_y}{1.8\sigma_y}$	$1 + \frac{\sigma_u - \sigma_y}{1.0\sigma_y}$
鋼管矢板基礎			鋼管杭基礎に準じる		

- 注 1) 本表の塑性率は現時点での知見を踏まえ設定したものであり、現場条件等を踏まえ、現場の判断で適切に設定するものとする。
- 注 2) 部材の曲げ損傷を前提として基礎の耐荷力保持、復元力保持という観点で各損傷度に応じた塑性率の目安を示しているものであり、部材のせん断破壊等が及ぼす影響は個別に検討する必要がある。また、一列の杭頭反力が押込み支持力の上限值に達する場合については、回転挙動が卓越し、ここに示す目安を超える水平変位が生じたとしても、水平力を保持できる場合があると考えられるため、個別に許容される応答変位を踏まえて設定する必要がある。
- 注 3) 橋台のように直接土圧が作用する端部堰柱の基礎は常時偏土圧を受けるため、ここに示す塑性率よりも小さく設定する必要がある。損傷度Ⅲ、損傷度Ⅳの目安として塑性率を 4、8 に設定したものはそれぞれ 3、6 とする。なお、これよりも小さな塑性率の目安を示している古い基礎形式については個別に検討を行う必要がある。
- 注 4) 流動化に対しては、基礎での変形能で抵抗することを期待していないため、同様に、損傷度Ⅲ、損傷度Ⅳの目安として塑性率を 4、8 に設定したものはそれぞれ 2、4 とする。なお、これよりも小さな塑性率の目安を示している古い基礎形式については個別に検討を行う必要がある。

27.9.6 管理橋の耐震性能

管理橋は、被災後の復旧作業において重要な役割を果たす施設である。落橋を防止するだけでなく、地震後、橋としての機能の速やかな回復を可能とし、機能回復のための修復が応急復旧で対応できる性能を有するものとする。

27.10 耐震補強

27.10.1 基本方針

頭首工の耐震補強は、耐震性能照査の結果及び対象堰柱に対する整備水準を踏まえた上で所要の耐震性能を満足しないと判断された場合に、目標とする整備水準に対する耐震性能を満足させることを目的として行うものである。既設頭首工に対する耐震補強は、新設構造物と同等の耐震性能を確保する必要がある、この場合の供用期間は、新設構造物と同等とする。

27.10.2 耐震補強

耐震補強工法については、必要となる耐震性能、構造特性、施工条件等を考慮した上で、最適な工法を選定しなければならない。一般に、橋梁や樋門・樋管で適用事例が多く、かつ、耐震性能照査技術が整備されている既存の補強工法として、接着工法、プレストレス導入工法（外ケーブル工法）、増厚工法、巻立て工法が挙げられ、これらの工法を組み合わせで実施される場合もある。一方、近年ではこれらの工法に加え、削孔して補強鉄筋を挿入する鉄筋挿入工法などの実施例も増加している。このように、補強工法選定に当たっては、技術の進歩とともに、今後も多くの工法が提案されると予想されるので、必要に応じてそれらの工法の適用性についても検討する。

また、耐震補強については、基礎工の補強が必要となる事例もあり、このような場合は地盤改良工法や増杭工法といった対策がとられる。特に、液状化の可能性がある地盤において、補強が必要になることがあり、このような場合は、基礎地盤全体の補強対策を検討する。

なお、管理橋の補強工法については、『道路橋示方書・同解説』等の関連図書を参照されたい。

表-27. 10-1 耐震補強工法一覧表

用途	名称	工法の概要	曲げ	せん断
構造物の耐震補強	接着工法 (連続繊維シート巻立て工法)	コンクリート部材の主として引張応力作用方向面に連続繊維を一方向あるいは二方向に配置して、シート状にした補強材を既設部材と、接着、一体化させることにより主に曲げ耐力の向上を図る工法	○	
	打換え工法	耐力の低下した部材を取り壊して、必要な耐力を有する部材を再構築する工法	○	○
	増厚工法	既設コンクリートの表面にモルタル、コンクリート、若しくは鉄筋コンクリートを接着一体化することにより、部材の断面や鉄筋量を増加させて補強する工法	○	
	あと施工せん断補強工法(鉄筋挿入工法)	既設コンクリートの表面から小口径の削孔を行って、補強筋を設置することにより、部材のせん断耐力の向上を図る工法		○
	鋼板巻立て工法	コンクリート部材の主として引張応力作用面に鋼板を取り付け、曲げ耐力とせん断耐力の向上を図る工法	○	○
	上面増厚+下面鉄筋補強工法	床版上面の増厚によりフーチング下面の応力に対して有効高を確保するとともに、下面に鉄筋を挿入して曲げ耐力を増加させる工法	○	
	増杭工法	堰柱の床版に隣接する箇所増し杭を打ち、その杭を剛結する増し床版を行う工法	—	—

27. 10. 3 耐震補強工法選定上の留意点

堰柱や門柱部は、管理橋が架橋されているだけでなく左右にゲートを有しており、躯体全体を巻き立てるような工法を採用するのが難しい構造物である。特に、ゲート周辺の取り合いを考慮せずに補強工法を決定すると、施工自体が非常に難しくなるため留意が必要である。また、地盤改良や増杭といった基礎工の補強を行う場合、堰柱床版の周囲にはエプロンが配置されているため、周囲のコンクリート構造物を取り壊すなど、工事が大規模になる。このようなことを踏まえ、周辺構造物への影響を考慮した上で工法を選定する。

耐震補強を行う場合であっても、河川内構造物としての制約条件があるため、工法選定に当たっては河積阻害率などの要因も十分考慮して選定する必要がある。一方、堰柱には管理橋やゲート巻上機室等の荷重が作用していることにも留意し、管理橋反力の分散や上屋荷重の軽減などが耐震性能の向上に有効なこともあるため、耐震補強設計の際には検討する必要がある。

27.10.4 耐震補強の事例

岡島頭首工（平成 25 年施工）

所在地 岐阜県揖斐郡揖斐川町

河川名 揖斐川

取水量 21.7m³/s

堰 長 171m

堰 高 2.3m

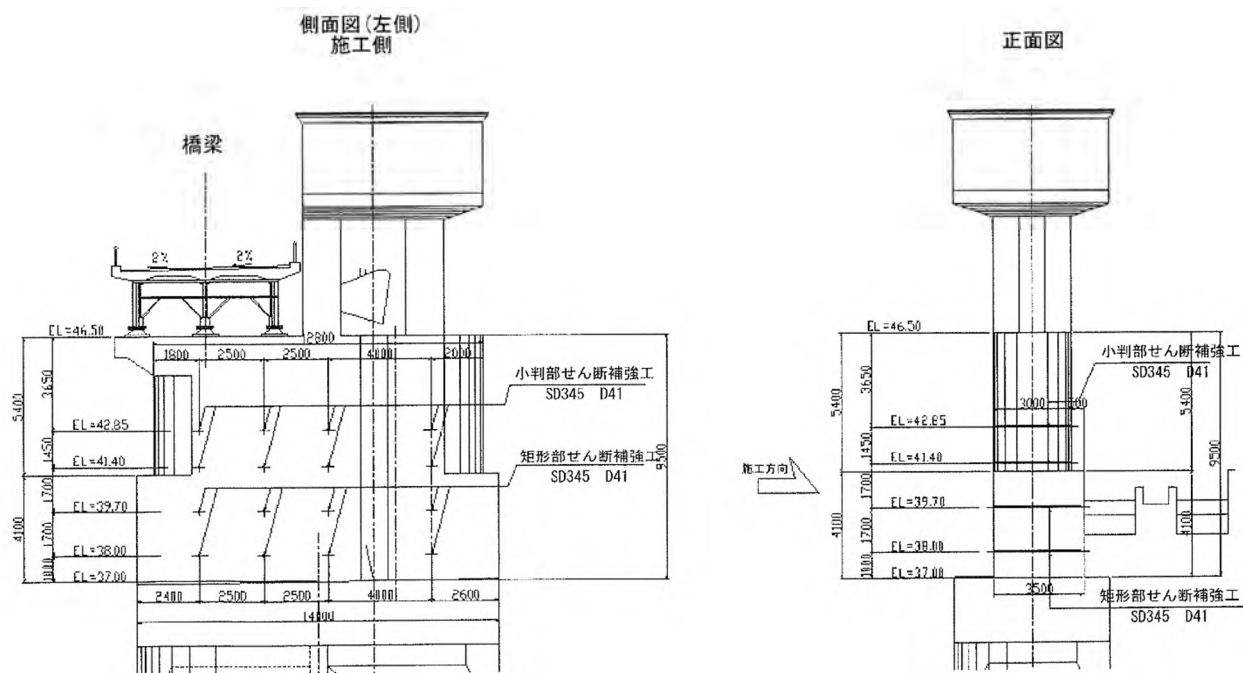


図-27.10-1 岡島頭首工第1堰柱耐震補強計画図

岡島頭首工を対象とした耐震性能照査は、振動特性を把握した上で動的解析により実施し、照査の結果、第1堰柱及び第4堰柱の堰軸方向のせん断耐力が不足する結果となった。せん断補強工法の選定に当たっては、河川管理者から河川の流下断面に対する阻害率を現況以上に増やさないよう条件がつけられたため、比較検討の結果、水理性、経済性及び施工性の面で優れる鉄筋挿入工法を採用している。



写真-27.10-1 鉄筋挿入工法施工状況

第 28 章 保安全管理

関連条項 [基準 13、運用 13]

28.1 頭首工の保安全管理

頭首工は、農業水利施設としての水利用機能のほか、水理機能や社会的機能を有しており、施設の劣化や自然災害等により、施設機能が低下して施設が損壊した場合、本来の機能の停止のほか、二次災害や第三者被害等が発生するなどのリスクが考えられる。そのため、適切な保安全管理を行う上で、対策を要する場合は、早期に対応することが望まれる。一方、対策工の実施にあたっては、仮設規模が大きくなるため経済的な負担が大きくなること、対外協議などにより迅速な着工が難しいこと、頭首工規模によっては対策工事期間が長期化すること、工事により河川環境への負荷が生じること等の問題点がある。

このことから、頭首工の保安全管理においては、ストックマネジメントの各プロセスにおいて頭首工自体のもつ特性を把握するとともに、機能保全計画においてこれら頭首工の有する機能、社会的影響、リスク等を適切に反映させることが重要である。

特に、パイピングによる浸透破壊は予見が難しく、事象が発生すると浸透破壊が加速的に進行する。このため、漏水、変状など、その時点で起きている現象だけで判断せず、変状要因の確認、進行予測、進行した場合の影響把握に努めるとともに、平時から施設管理者、利水関係者等と連携して業務継続計画（BCP）の作成、見直しを行い、漏水などの予兆が見られた場合に適切な対応を行うため、迅速に学識経験者へ相談できる体制をあらかじめ構築しておくことが重要である。

また、今後は、土地改良事業全体の効率化・高度化を図るため、BIM/CIM (Building/Construction Information Modeling, Management) モデルの利活用や最新の ICT (Information and Communication Technology) との連携を図ることが期待される。このため、測量・調査、設計、施工、維持管理・更新の各段階において、関係する情報を蓄積・充実させることが重要である。

頭首工の保安全管理においては、以下の点に留意する。

- (1) 頭首工は、異なる機能を有する複数の施設・設備から構成される「複合施設」である。そのため、頭首工では、各構成部位において機能、重要度、耐用年数、劣化傾向等が異なることを踏まえ、総合的に保安全管理することに留意する。
- (2) 頭首工の機能保全では、農業水利施設としての機能と併せて、水理機能及び社会的機能についても同等に保安全管理することに留意する。
- (3) 頭首工の機能保全は、その立地条件及び供用環境による劣化傾向を考慮するとともに、対策実施の実現性（施工条件、経済性及び対外協議に要する時間）を考慮する。
- (4) 頭首工の保全計画は、地震、洪水等による災害によっては二次災害が発生することも想定されるため、健全性の確保に努めた計画とする。

複合施設である頭首工は、土木施設に加え、施設機械や電気設備なども含めた総合的な保安全管理を要する。特に、施設機械や電気設備などにおいては、製造部品の保存期間終了によって代替品の入手が困難により部品交換ができないことによる機能不全や耐用年数超過による機能障害の発生リスクの増加などは避ける必要があるため、個々の構成要素において耐用年数や劣化傾向も異なることに留意した計画的な保安全管理が必要となる。

なお、頭首工は常に水に接する施設であることから、水門扉等の保守点検や機能診断を行う場合、不測の損傷に対する補修を行う場合等に、水位維持、逆流防止のために主ゲートの代替措置が必要となる。このため、修理用ゲートの設置を想定して戸溝（戸当り）を設け、必要に応じて修理用ゲートの扉体の確保を行うことが望ましい。

28.2 機能と性能

28.2.1 頭首工の機能と性能

頭首工は、河川から必要な農業用水を取水する目的を果たす水利用機能に加え、水理機能、構造機能を有する。農業水利施設としての目的は、水利用機能の発揮であり、水理機能、構造機能は、水利用機能の発揮を支える関係にある。また、これらの機能のほかに、河川横断構造物であるという視点から、故障時等におけるリスクなどに対して農業水利施設全般に求められる安全性・信頼性といった社会的機能がある。

頭首工の性能は、これらの機能を発揮する能力であり、頭首工を構成する施設・設備ごとに複数の性能指標で表すことができる。

28.2.2 性能の管理

頭首工における性能管理の考え方は、以下の視点が重要となる。

- (1) 水利用機能における性能管理は、取水量（取水水位）を確保するとともに取水量（取水水位）を管理することである。
- (2) 水理機能における性能管理は、取水後の通水断面を確保するとともに、洪水時には計画洪水量を安全に流下させること、並びに取水口ゲートにより速やかに洪水が流入しないように遮断することである。
- (3) 構造機能における性能管理は、構造物としての力学安全性、耐久性、安定性、信頼性及び修復性が確保されていることである。
- (4) 社会的機能における性能管理のうち、安全性・信頼性の観点では、二次災害や第三者被害等が発生するなどのリスクに対し、リスクの評価を踏まえた管理水準の設定等により対応を図ることである。
- (5) 社会的機能における性能管理のうち、環境性の観点では、景観の保持、自然環境の維持及び魚類等の遡上・降下等の維持を図ることである。

性能管理では、構成する施設・設備を「コンクリート施設」、「施設機械設備」に分類し、着目した性能について要求が満たされるように管理することが求められる。この際、個々の施設に応じた重要度や許容しうるリスク等を勘案して、保持すべき性能水準を設定する必要がある。

頭首工の機能と性能の例を表-28.2-1に示す。

表-28. 2-1 頭首工の機能と性能の例

機能		性能の例		指標の例
本 来 的 機 能	1) 水利用機能	水利用に対する性能（水利用性能）	取水性 取 水 管 理 制 御 性 （操作性） 保守管理・保全性 排砂性	取水量（位）、漏水量（水密性）、取水位 の管理制御状況、ゲート設備の操作状 況、保守管理頻度（費用）、保守の容易 性、堆積土砂の位置、量及び排除量
	2) 水理機能	水理に対する性能 （水理性能）	通水性・遮断性 流水（洪水） 流下性	取水後の通水量、漏水量、取水口ゲート による流水の遮断状況、流水（洪水）の 流下量、堆積土砂の量
	3) 構造機能	構造に対する性能 （構造性能）	力学的安全性 （耐荷性） 耐久性 安定性 設備信頼性 修復性	ひび割れ幅、たわみ量（変形）、ゲート 扉体の変形・板厚減少・摩耗量・鉄筋腐 食量、ゲート扉体等の腐食・錆・塗膜厚、 堰体下流の洗掘、河床材の吸出し、パイ ピング（湧水の有無）、不同沈下、護岸・ 高水敷の洗掘、ゲート扉体の振動、ゲー ト設備の耐用年数・使用時間、ゲート設 備の修復部品調達・予備品等の状況
	4) 社会的機能		安全性・信頼性 維持管理性 経済性 環境性	故障等履歴（率・件数）、補修履歴、耐 震性、安全施設の状況、管理体制の状 況、建設費、維持管理経費、騒音、振動、 自然環境、景観、歴史的価値、魚類等の 遡上・降下

※農業水利施設の機能保全の手引き「頭首工」を参考

以下に、施設・設備ごとの性能管理の考え方を示す。

ア コンクリート施設

コンクリート施設は、施設の構造性能の低下が致命的になる前に補修・補強等を実施する予防保全対策を行うことにより、経済的かつ効率的な長寿命化を図ることができる場合が多く、ひび割れ、変位等の外形的な構造状態に着目した性能管理を行うことを基本とする。

また、可動堰の構造安定性の評価など、施設・設備が組み合わさった施設構造として管理すべき性能指標についても、施設機能や構造形状から検討する必要がある。

イ 施設機械設備

ゲート設備などの施設機械設備は、多数の機器・部品から構成された集合体であり、日常管理における機器・部品の適正な点検・整備により設備の機能の維持、さらに設備の長寿命化を図ることが可能である。なお、経済的かつ効率的な設備の長寿命化を図るためには、施設造成者と施設管理者との連携及び点検と機能診断の合理化が重要である。

また、合理的な性能管理を行う上で、構成する部位の重要度や、腐食、損傷等の劣化が設備に与える影響度、主桁等の最大応力の発生箇所、水質等の周辺環境、使用頻度などを十分に理解し、管理する必要がある。

28.3 性能低下の特徴とその評価

28.3.1 性能低下の特徴

(1) コンクリート施設の性能低下

頭首工を構成するコンクリート施設には、堰体、堰柱、エプロン及び護床工がある。これらの構成施設の性能低下には様々な要因があり、性能低下の種類及びその進行も構成施設ごとに異なるため、調査・評価、劣化予測、対策工法の検討においては、各構成施設の特性に着目することが重要であるとともに、ある変状が他の構成施設に影響を及ぼす場合もあることから、変状の要因を推定するにあたっては構成施設間の関連性に留意する。

また、頭首工は、出水時に、下流河床洗掘、土砂の吸い出し、パイピング、護岸の破損、転石等の衝突による破損といった、頭首工本体の安定性に影響を及ぼす変状が顕在化することが多く、これらの変状の要因を推定することが重要である。

特に、堰上下流の水位差が大きい場合や通年通水のため常に水位差が生じている頭首工の場合は、エプロンの性能低下がパイピングにつながるおそれがあるため、留意が必要である。

(2) ゲート設備の性能低下

ゲート設備は、扉体、戸当り、開閉装置、機側操作盤及びこれらを構成する多数の機器・部品等の集合体であり、これらが相互に有機的に機能して設備全体が正常に機能する。このため、ゲート設備を構成する装置、部位等の重要度や、腐食、損傷等の劣化が設備に与える影響度等を考慮し、設備の性能レベルを把握する。また、頭首工を構成するゲート設備は、堰柱などのコンクリート施設と一体となって機能することから、ゲート設備の性能低下については、ゲート自体の劣化のほか、戸当りなどのコンクリート施設との関連性を考慮することが必要である。

28.3.2 診断調査・評価方法

(1) 機能診断調査・評価における基本方針

機能診断調査は、対象となる頭首工の機能全般について把握するとともに、施設の劣化予測や劣化要因の特定及び対策工法の検討に必要な事項について調査を行うものである。

頭首工の機能診断で実施する調査手法や調査位置の選定に当たっては、構成する施設設備ごとの特性を踏まえ、調査の目的を明確にした上で、その目的に対応した最適な手段を選択する必要がある。

調査内容としては、①資料収集や施設管理者からの聴き取りによる事前調査、②巡回目視により概況の把握を行う現地踏査、③近接目視、計測、試験等により定量的な調査を行う現地調査、の3段階で実施することを基本とし、必要に応じて詳細調査を実施する。

堰体やエプロンの基底部を直接確認するためにはボーリング調査等が一般的であるが、空隙等をピンポイントで確認することは難しい。一方で、パイピングを起こさないためには、施設異常を早期に発見することが重要である。例えば、堰軸又は下流エプロンに圧力計等の計測機器を設置し、水位、水圧の変動を日常的に監視するとともに、取得したデータを分析することで施設の異常を早期に把握する方法も考えられる。

機能診断評価は、機能保全計画を策定するために必要となる施設・設備の性能低下について、その状態と要因を把握するために実施する。また、施設・設備の状態から、施設・設備が総合的

にどの程度の健全度を有するかについて評価を行うために実施する。

なお、頭首工の機能診断調査・評価は、構造機能にかかる診断・評価だけでなく、水利用機能、水理機能や社会的機能にかかる診断・評価も重要であることが特徴として挙げられ、それぞれの機能の詳細は、表-28. 2-1 に示すとおりである。

(2) 河道状況にかかる診断・評価

一般に、河床洗掘が生じた場合は、護床工などに変状が現れ、頭首工の構造機能に大きな影響を与えることが予測されるため、機能診断時の大きな評価要素となるが、一方土砂の堆積は評価が反映されにくい項目である。しかしながら、土砂の堆積はゲート操作に大きな影響を与えるため、運用上支障が生じるような土砂堆積となっている場合には、適切に評価し、機能保全計画に反映させる必要がある。

ア 診断調査

河床洗掘や土砂の堆積等の河道にかかる評価を行う場合、施設管理者への聞き取りに加え、目視調査のほか、河川横断測量やレーザースキャナ三次元測量、無人航空機等による空中撮影などにより状況を把握する調査方法が考えられる。なお、測定は、毎年、取水及び出水状況等を考慮して適当な時期を定めて行い、経年変化がわかるように調査結果を整理することが望ましい。

イ 評価手法

調査によって得られる結果を用いて、定量的な評価を行うに当たっては、以下のような点に留意する必要がある。

土砂堆積時期：継続的、一時的（出水期のみ）

土砂堆積位置：上流エプロン、下流エプロン、下流護床工、ゲート周辺

土砂堆積量：計画河床よりも高い・現況河床よりも高い

河床洗掘位置：護床工直下流・護床工全体・エプロン直下流

調査により河床低下や護床ブロックの流出が確認されている場合、図-28. 3-1 で示すエプロン下流側の洗掘過程に関する研究結果^{*1}を参考に、現状の評価、将来的な変状の進行予測を行い、対策の可否判断や継続監視計画の立案について評価する必要がある。

^{*1} 常住直人，高木強治，島崎昌彦，吉永育生：農業取水堰下流の河床変動状況と洪水時護床変形に関する実験的検討，河川技術論文集，20，301-306，2014

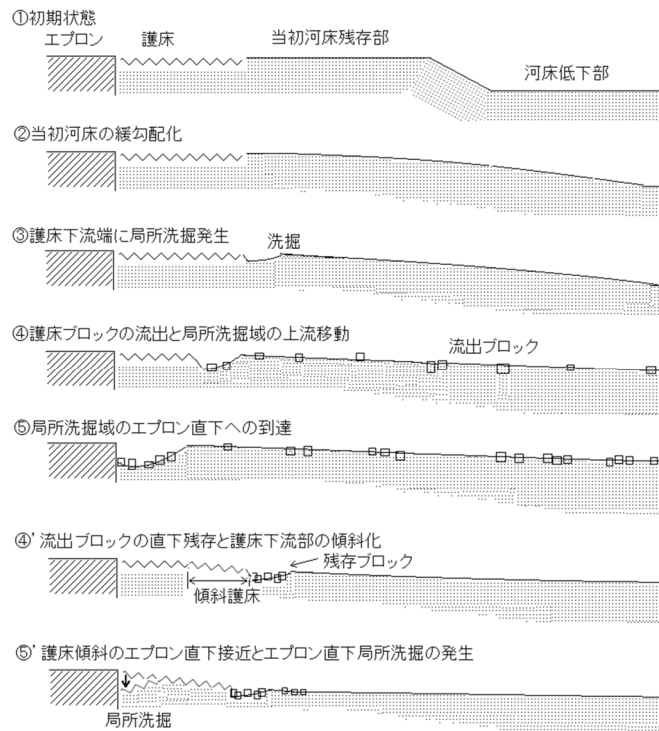


図-28.3-1 護床変形パターン模式図 (①～⑤：局所洗掘進行型 (大洪水時)、
①～③④' ⑤'、傾斜進行型 (中小洪水時))

また、河床低下については、河床低下量の許容値は一概に設定できない。一方、河床低下による上下流水頭差の増大がエプロン下面のパイピング作用に影響を与えることから、「11.1 パイピング」で示すテルツァギー式や弾塑性有限要素法などによるパイピングに対する安全性の確認により評価する方法もある。

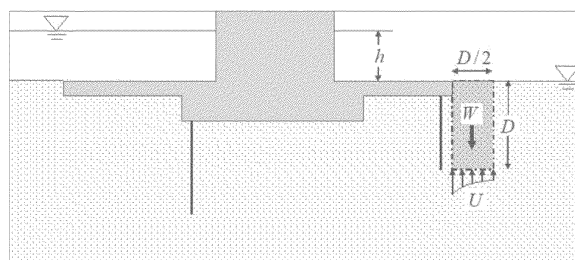


図-28.3-2 堰基礎地盤における Terzaghi の浸透土塊の概念図

28.4 補修・補強工法

28.4.1 補修・補強工法にかかる基本方針

対策工法の検討では、機能診断、劣化予測等の結果を踏まえ、水利用性能、水理性能、構造性能等における要求性能の確保の観点や、施工性の観点から妥当な対策工法を検討する。

頭首工の各構成要素における主な劣化と補修・補強工法について、図-28.4-1 に示す。

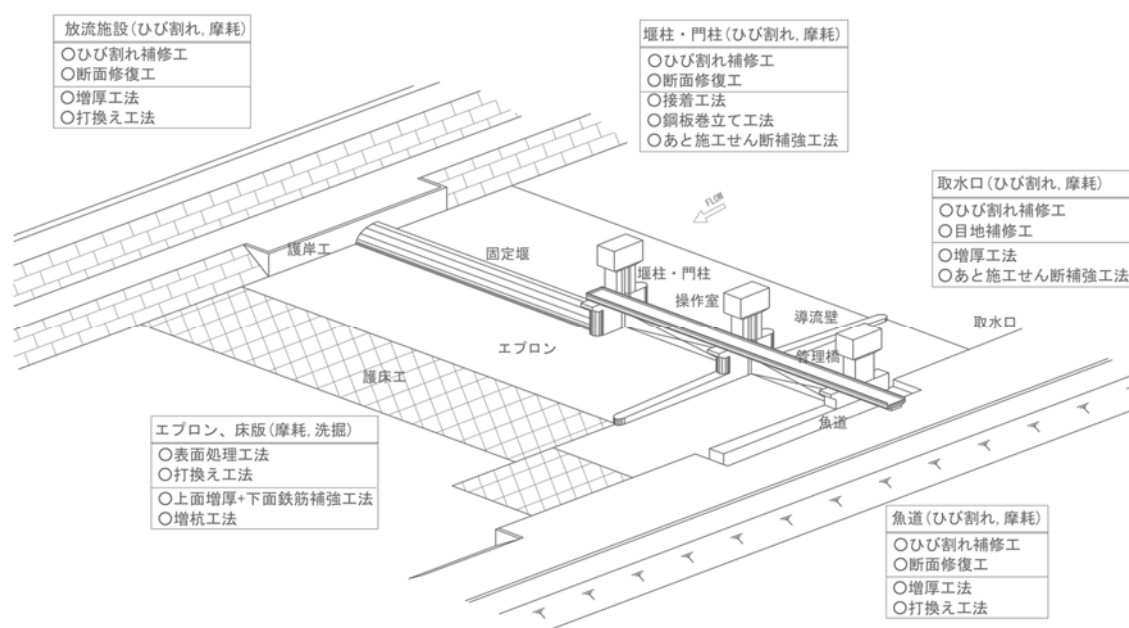


図-28.4-1 各構成要素の主な劣化と補修・補強工法

28.4.2 工法紹介・事例紹介

(1) 補修工法

頭首工の補修工法について、以下に補修工法例を示す。

表-28.4-1 補修工法の例

補修工法		工法	対象施設
表面処理工法	表面被覆工法	パネル工法	固定堰、エプロン、床版、堰柱（上下部）、導流壁（上下部）、魚道、取水口、放流施設等
		無機系被覆工法	
		有機系被覆工法	
		石張工法	
	表面含浸工法		
ひび割れ補修工法		被覆工法	魚道、取水口、放流施設、堰柱（上部）、導流壁（上部）等
		注入工法	
		充填工法	
断面修復工法		左官工法	魚道、取水口、放流施設、堰柱（上部）、導流壁（上部）等
		吹付け工法	
		充填工法	
打換え工法			堰体、エプロン、床版、堰柱（下部）、導流壁（下部）
目地補修工法		充填工法	取水口、放流施設、堰柱（上部）、導流壁（上部）等
		被覆工法	
		目地成型ゴム挿入工法	

表-28.4-2 エプロン系施設の補修工法の特徴（参考）

工法名	無機系 被覆工法	パネル工法		有機系 被覆工法	石張工法	打換え工法 (高強度 コンクリート工法)
	耐摩耗ポリマー セメントモルタル	高強度繊維補強 コンクリート	弾性板工法	耐摩耗エポキシ系 樹脂モルタル工法		
耐摩耗性	△	○	○	○	◎	○
耐衝撃性	△	○	◎	△	◎	○
施工性	◎	○	◎	○	△	△
経済性	◎	○	△	○	○	◎

※) ◎：最適、○：適、△：現場条件を踏まえ可

(2) 補強工法

頭首工の補強工法については、27.10 耐震補強に補強工法例を示す。

(3) 堆砂に対する対策方法

土砂の堆積が発生する頭首工については、河川の湾曲する区間の堆砂領域に設置される事例や、計画河床高に合わせて施設計画を行うことで現況河床よりゲート敷高が低い位置となっている事例が多くみられる。

堆砂による不具合が生じた場合の対策方法としては、以下のものが挙げられる。

- ① 臨時的導水路の掘削…上流のミオ筋に向かって臨時の導水路を掘削する。
- ② 可動堰ゲート直下堆砂の部分的除去…応急対策としてゲート直下周辺のための堆砂除去を行う。
- ③ 堰上下流堆砂域の河床掘削…河川改修計画に合わせて河床掘削を行う。
- ④ 仮設上げ越し構造物の設置…暫定的な上げ越し構造物を設置する。

河床掘削については、限定的な範囲の河床掘削では、掘削と堆砂を繰り返すこととなり、根本的な解決には至らないことに留意する。

仮設上げ越し構造物によって、効果が得られている事例があるが、堰柱の安定構造上の安全性の照査、洪水時の流況の照査などを確認するとともに河川管理者との協議が必要になるため、適用に当たっては留意する必要がある。

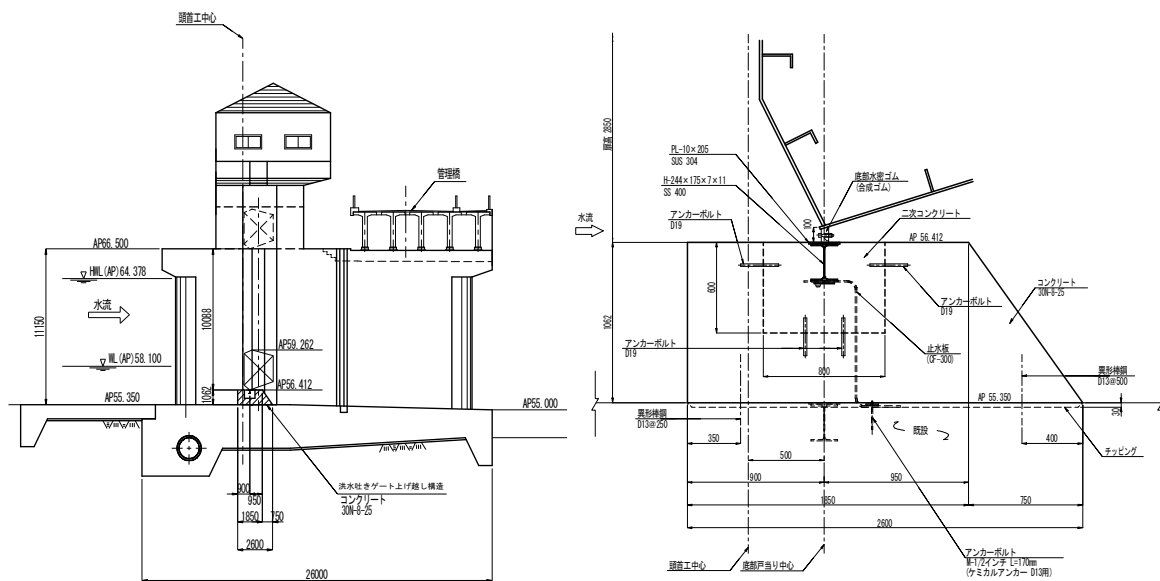


図-28.4-2 仮設上げ越し構造設置例

28.5 対策工法選定に当たっての留意事項

頭首工の機能保全対策は、河川流況や取水等により対策範囲や期間に制約を受けることが多いため、構成要素間の対策の施工性や仮設工事の範囲等を十分に考慮し、適切な対策工法の選定を行う。

機能診断調査・評価により対策の必要があると診断された施設・設備については、劣化の要因、程度を十分把握し、耐荷性等の構造機能、通水性等の水理機能、取水性等の水利用機能に応じた対策として適合し、採用可能な工法・材料を選定する。

既往の補修工事实績を踏まえた上で、頭首工に適用される補修工法の選定に当たっての主な留意点を以下に示す。

- (1) 河川内構造物であることから、母材と同等以上の耐久性を発揮できる材料・工法を選定する。
また、優れた付着性を有するものとする。
- (2) 河川条件、河床勾配、立地条件等を適切に把握することが重要である。
- (3) 流水部については、耐摩耗性に優れる材料・工法を選定する。
- (4) 河川水と直接接することを踏まえ、施工中及び施工後ともに生態系などの河川環境に影響を与えないものとする。
- (5) 頭首工の補修・補強は河川内工事となるため、エプロンや護床工など低位部の構成要素に対する対策では、水中施工となることも想定する。
- (6) 耐摩耗対策工法では、はつり工事が施工性、経済性、工期、環境配慮等に大きく影響するため、工法検討の段階で十分検討する。
- (7) 耐摩耗対策工法では、高強度コンクリート打設計画やパネルの配置計画などのほか、目地配置や目地構造にも留意した耐久性を有する構造とする。
- (8) 石張工法は、耐摩耗性、耐衝撃性等に対する要求性能が高い場合に採用されるため、その固定方法についても十分留意する。
- (9) アルカリシリカ反応への対策では、劣化状態に応じた工法選定が重要であるとともに、対策後に再劣化する事例も見られるため、施工後のモニタリングも重要になる。なお、専門の学識経験者に相談のうえ、対策の決定を行うことが望ましい。

- (10) 管理橋を一般供用している場合の道路橋工事では、対策工事内容に加え、現場交通量などの条件を把握した上で関係機関との協議・調整を踏まえ検討する必要があることに留意する。

28.6 対策工法施工後のモニタリング

対策工法施工後のモニタリングは、当該工法により期待される性能を施設・設備が有しているか確認することを目的とし、対策工法に応じた施設監視計画を立案し、それに基づき実施する。

頭首工を構成する施設によって外力が異なるため、発生しやすい変状が異なる。また、補修後に生じる変状の形態や想定される変状の発生要因は、使用する材料の特性によって異なることが考えられる。このため、施設監視では、構成施設及び使用材料によって生じやすい変状に留意する。

(1) 基本調査

基本調査は、対策工法の効果の発現性や持続性、施設の再劣化の進行性を把握することを目的とした定期的に実施する調査であり、目視、打音、簡易計測等を基本として実施する。

(2) 詳細調査

対策後に顕著な変状や再劣化が認められた場合、変状の発生要因の究明や母材変状の進展状況等、再対策の要否を判断するための技術情報の収集を目的として実施する。また、近接目視による調査に加え、部材の品質の低下の度合いを詳細に確認することが必要な場合も詳細調査を行う。

(3) モニタリング記録・管理

モニタリング結果は、対策工法の効果検証や施設監視計画にフィードバックすることを目的に所定の記録様式に整理し管理する。

28.7 浸透破壊につながる変状発見時の対応

頭首工における深刻な被災形態の1つとしてパイピングによる浸透破壊がある。このため、パイピングにつながるおそれのある施設の変状が発見された場合は、施設管理者、利水関係者等と調整し、業務継続計画等に基づき上流水位の低下を検討するとともに、速やかに、状況及び原因の把握、対策の検討に必要な調査を行う。併せて、漏水がパイピングによるものか、学識経験者等へ相談する。

パイピングが確認された場合は、速やかに施設管理者、利水関係者等と調整し、上流水位を低下させ、原因の把握や対策の検討に必要な調査を行う。また、可能な限りの取水量を確保するため、必要に応じてポンプの設置、代替水源の確保等の緊急対策を実施する。その後、被害拡大防止、取水量確保等の応急対策を実施するとともに、パイピングを再発させないように、徹底した復旧対策を実施する必要がある。

なお、応急対策としては、流入口周辺を囲む矢板等の打設、堰体下の空洞充填等の被害拡大防止、土のう等による暫定的な堰上げによる必要取水位の確保、復旧対策としては、堰軸線方向に不透水層まで打設した止水矢板の設置、堰体（堰柱含む）及びエプロンの改築等が考えられる。

いずれにしても、漏水発生時の社会的影響を含め被害を最小限に抑えるために考えられる複数の対策について、あらかじめ検討を行っておくことが重要である。

第 29 章 頭首工の施工に関する設計上の留意点

構造物の設計に当たっては、構造物が必要な機能と安全性を有することが必要で、これらを満足するための構造物の品質を十分理解し、与えられた条件のもとで具現可能な設計を心がけなくてはならない。

現在では、施工場所等の外的条件を選択する余地がなくなってきており、従来では施工困難と判断されていた場所にまでも施工しなければならない場合が多くなっている。

施工を考慮した設計を行うには、施工条件に関する調査の結果と使用する材料の性質を十分把握し、施工計画と関連させながら、施工段階で求められる安全性と品質を考慮することが必要となる。したがって、設計者は施工の各段階における留意点を念頭において設計することが重要である。

また、国営土地改良事業等の工事においては、情報化施工技術の積極的な活用を図ることとしている。情報化施工技術は、情報通信技術（ICT）を工事の測量、施工、出来形管理等に活用することにより、従来の施工技術と比べ高い生産性と施工品質の実現が期待される施工システムである。

情報化施工技術を活用することによって、省力化による作業時間や投入労働力の低減効果はもとより、機械制御による工事品質の向上、現場での錯綜回避による作業安全性の向上、可視化による合意形成の円滑化などの様々なメリットが生じることから、技術開発の動向も踏まえた上で、積極的な活用を検討されたい。

29.1 施工計画

施工計画は、工事施工の全般の基本となるものであるから、工事の内容、契約条件、現場の状況等を十分調査・把握し、工事目的物の品質の確保、工期の厳守、費用の軽減、安全の確保等の工事目標を達成させることを念頭において立案する。

29.1.1 工程計画

工程計画を立てるには、現地に適合した施工法、施工の順序等の基本方針に基づき、各単位作業の日程計画、作業手順を決め工程表を作成する。

また、工程計画を立てる場合には、上記のような全体工程表の他に、全体工程の中で特に重要な部分について部分工程表を作り重点管理をすることも、全体工程をスムーズに進捗させるために必要なことである。

29.1.2 資材計画

工程計画に基づいて、工事に必要な資材が速やかに確保できるよう資材計画を作成する。

29.1.3 機械計画

頭首工工事は、限られた狭い区域で様々な工事を、相互に関連を保ちながら処理しなければならないので、工程計画に合わせて効率的に稼働できるよう計画する。

29.1.4 施工計画策定上の留意事項

頭首工工事は河川内工事が大半であるので、次の事項に留意する。

- (1) 施工の基本工程は、一般に夏期の洪水期を避けて、秋期から翌年の洪水期までの期間とするのを原則とする。

ただし、北海道や、東北、北陸など日本海側の多量な積雪地帯は、春先の融雪出水を見込んだ工期を設定するか、あるいは融雪出水期までとするかは、仮設の規模と工期との関連を十分比較検討して定める。

- (2) 工事はできる限りその河川に生息する魚類等の移動時期を避けた時期に計画する。やむを得ず移動時期に工事を計画する場合は、仮魚道を設置する等の方法もあるが、漁業関係者等と協議を行い計画する。

また、工事実施中を通じて生物の生息・河川周辺の植物の生育条件が確保されるよう、必要に応じて濁水処理ほか水生生物の生息に必要な一定の水量を確保する等を計画する。

- (3) 工事期間中はある程度出水を予期して工事を進めなければならないので、中小河川では半川締切により、大河川では3～4期に区分した仮締切によって施工計画を立てるのが普通である。
- (4) 頭首工工事は、平面的広がりの中に多くの工種を含んでいるので、仮設備等の配置には十分な配慮が必要であり、堰柱や、その基礎工事は、工程管理上クリティカルになる場合が多いので、その点も考慮して施工計画を立てるものとする。工程計画を立てるにはネットワーク手法によることが望ましい。
- (5) 仮締切等の仮設備は、不測の洪水、湧水等に十分耐えられるものでなければならない。
- (6) 既存の頭首工と同一地点に頭首工を設置する場合は、工事期間中の取水に支障のないよう計画を立てる。
- (7) 工事による第三者に対する支障は極力防止する計画を立てるとともに、自然環境、文化財等の保護に留意する。
- (8) 施工上の安全が十分確保できるように、次の法令や規則を考慮して適切な施工計画を立てるものとする。

ア 労働安全衛生法、同施行令、同規則

イ 高気圧障害防止規則、酸素欠乏症防止規則

ウ クレーン等安全規則

エ 火薬類取締法、同施行規則

オ 道路交通法、車両制限令

カ 消防法

29.2 仮設工事

仮設工事は、本工事が安全かつ合理的に施工できるよう、十分な施設規模とするよう配慮する。

29.2.1 準備工事

準備工事は、施工計画に従って所定の工程で工事が進められるよう資機材運搬施設、電力施設、仮設用地、工事用仮設建物等について十分検討する。

- (1) 資機材運搬施設

工事用材料、門扉、建設機械等の運搬計画を立て、その運搬に可能な道路の選定、改良、補修、

新設、あるいはケーブル等を設置する。

一般には自動車運搬によるのが最も簡単で、経済的であるので運搬道路を準備し、工事中の補修も考慮する。この場合、道路幅員は、使用頻度にもよるが、当該工事の主要車が通常で対向車と安全にすれちがうことができる幅員を確保することが望ましい。

(2) 電力施設

工事中機械の使用計画、照明設備等から各月の電力使用計画を作成する。それをもとにして電力会社とあらかじめ打合せをして決定する。

送電費用があまり多額の場合や一時的に電力使用量が多い場合は、自家発電あるいはその他の電力設備も考え、これらを比較検討する。なお、停電時の対策も考慮しておく。特に、工種によっては法令上予備電源を常設しなければならないものもあるので注意を要する。

(3) 仮設用地

仮設用地は仮設建物（詰所、作業所、倉庫）の敷地、工事中道路敷地、資材置場、護床ブロックの製作や製品仮置場、変電所敷地、火薬庫敷地等、工事の規模によって必要面積が異なるが、各用地の位置及び広さは工事工程に支障のないものを確保する。この場合、河川の高水敷の利用の可能性を十分検討する。

(4) 工事中仮設建物

ア セメント倉庫

現場でコンクリートを混合する場合、大きさは現場条件により種々異なるが、一般には 5～10 日間程度の使用量を貯蔵する能力が必要である。特に降雪量の多い所では、交通の途絶を考慮して貯蔵量を決める。

袋詰セメントを使用する場合は、解袋所、空袋処理所も考慮する。

イ 材料倉庫及び機械器具倉庫

使用材料の多少、使用機械器具の種類により異なるが、これらに相当する仮設倉庫を設ける。また、寒冷地の冬期工事の場合は、全部の材料、作業所を囲う必要が生じる。例えば、鉄筋、型枠置場も覆いをし、氷雪がつかないようにする。

ウ 労務宿舎

工事に際して一般労務者を近傍から求める場合でも、特殊労務者に対する宿舎が必要であり、さらに夜間出水等の非常事態に備え、工事の規模に応じ、労務者を工事現場に宿泊させるための労務宿舎を設ける。

エ 監督員詰所

工事の規模、作業形態に応じて監督員詰所及び宿舎等の設備を設けるとともに、現場詰所と事業所等の関係機関との通信連絡設備も主要な施設であるので、併せて設ける。

29.2.2 仮締切

仮締切は工事期間中、河川の流路を人為的に切替えるものである。その規模は原則として工事期間中の洪水の越水を防止し、平水時の浸透を防いで良好かつ安全な工事が行えるものとする。

(1) 仮締切工事

仮締切工事に用いる設計流量は、以下のとおり設定する。

ア 堤防開削を行う場合

(ア) 出水期においては、計画高水位（高潮区間に当たっては計画高潮位）とする。

(イ) 非出水期においては、非出水期間の既往最高水位又は、既往最大流量を仮締切設置後の河積で流下させるための水位のうちいずれか高い水位とする。ただし、当該河川の特性或近年の出水傾向、背後地の状況等を考慮して変更することができる。

なお、既往水文資料の乏しい河川においては、近隣の降雨資料等を勘案し、十分安全な水位とすることができる。

(ロ) 出水期、非出水期にかかわらず、既設堤防高が(ア)、(イ)より求められる水位より低い場合は、既設堤防高とすることができる。

イ 堤防開削を伴わない場合

出水期、非出水期を問わず、工事施工期間の過去5カ年間の時刻最大水位を目安とする。ただし、当該水位が5カ年間で異常出水と判断される場合は、過去10カ年の2位の水位を採用することができる。

なお、既往水文資料の乏しい河川においては、近隣の降雨資料等を勘案し、十分安全な水位とする。

(2) 仮締切方式

仮締切方式は、半川締切方式と3～4期に区分した締切方式とがあり、設計流量、河川の幅員、河川状況、工期などの施工計画と併せて総合的に検討する。

仮締切の位置は締切自体の安定と、締切内の作業場の確保からその締切内で築造する構造物からある程度離して設ける。構造物にあまり近づけると、掘削が進むにつれて、仮締切の基盤がゆるみ、ときには崩壊して手戻りとなることがある。しかし、あまり離すと河川の断面が縮小されて水位が上昇し、仮締切の高さが高くなる。また、流速が増して洗掘を助長するので、これらのことを十分検討して決める。標準的な断面形を図-29.2-1に示す。

第2期あるいは第3期仮締切は、一般に一部でき上がった構造物の上に仮締切の一部が設けられるようになるので、撤去のことも考えて計画する。可動部の途中に仮締切を設けることはできるだけ避けた方がよく、第2期締切以後はでき上がった堰柱を仮締切位置とする。できればこれらの仮締切の設置や撤去が行いやすいように構造物の設計も併せて考えることが望ましい。例えば、中央部の仮締切は導流壁等の隔壁を利用して、この部分に鋼矢板を打込み、これを存置して、第1期と第2期の両方の仮締切として利用する方法もある。

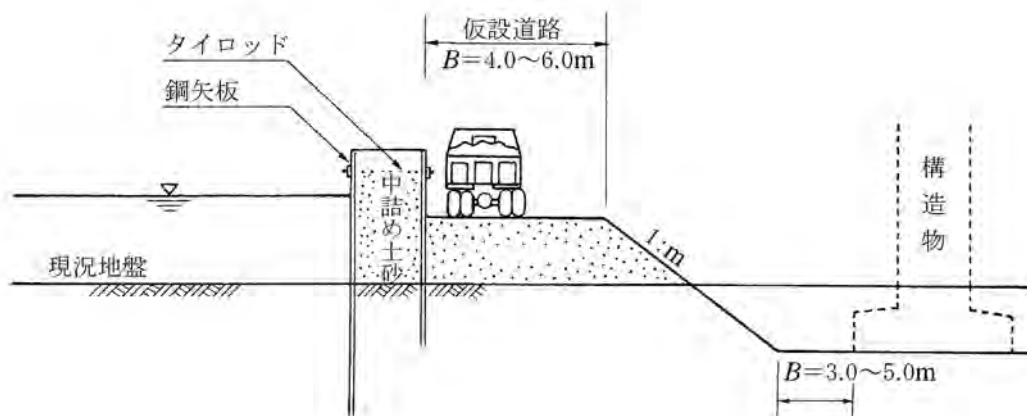


図-29.2-1 標準的な仮締切の断面図

取入口部分で堤防を掘削する場合の仮締切は、前述の仮締切とは別の考え方で計画する。すなわち、堤内地を洪水から絶対を守る必要があることから、河川堤防と同程度の規模の仮締切が必要である。

仮締切の法線は縦方向は流心に平行に設け、洪水の安全な流下を可能とする線形を選定する。仮締切の高さは以下のとおりとする。

ア 堤防開削を行う場合

- ・出水期においては既設堤防高以上とする。
- ・非出水期においては、設計対象水位相当流量に余裕高（河川管理施設構造令第 20 条に定める値）を加えた高さ以上とし、背後地の状況、出水時の応急対策等を考慮して決定するものとする。ただし、既設堤防高がこれより低くなる場合は、既設堤防高とすることができる。

※ここでのいう出水時の応急対策とは、台風接近時などに河川水位の上昇に備え、仮締切の上に土のうを設置するなどの対策をいう。

イ 堤防開削を伴わない場合

- ・出水期、非出水期を問わず 29.2.2 (1) イ で定めた設計対象水位とする。ただし、波浪等の影響等これによりがたい場合は、必要な高さとする事ができる。
- ・なお、上記により求めた高さを上回らない範囲で、高さが高水敷を超える場合は高水敷までとする。

(3) 仮締切工法

仮締切の形式、工法は現場条件により土砂、コンクリート、鋼矢板など種々の材料を用いる方式があり、これらを単一に使用したり、二種類以上を組み合わせ使用する場合がある。

ア 土砂締切

一般に河幅が広く平時の水量が小さい河川で、川表の水衝部に蛇籠や川倉等と併用して用いられることが多く、費用は低廉であるが越水には弱く、浸透水も多い。ただし、内側に鋼矢板単列の止水カーテン締切を併用すると、浸透水の減少と場所の縮小に効果がある。

また、平時に水がある状態で土砂を投入する場合には濁水の発生等が懸念されることから、特に、水中部については、大型土のう等を用いて濁水の発生を抑制することも検討する（図-29.2-2 参照）。

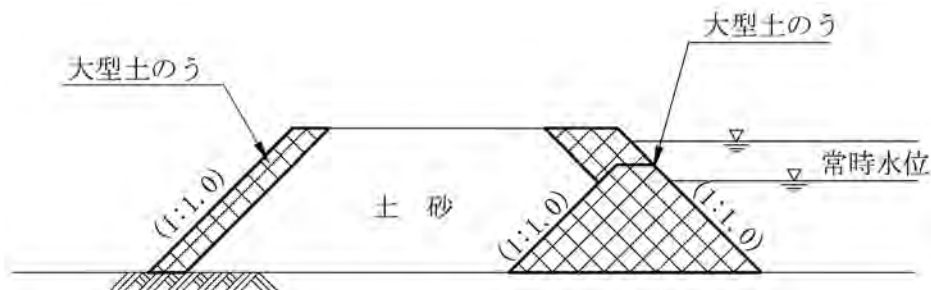


図-29.2-2 大型土のうの設置例

大型土のうを流速が速い箇所や転石等大きな外力が働く箇所等に用いる場合は、結束ベルト等で連結したり、前面に根固めブロックを設置するなど、必要に応じて安全性を確保する対策を検討する。

イ 鋼矢板締切

一般にはこの工法が多く用いられ、水密性に富み、出水に対しても比較的安全である。

この場合、単列で鋼矢板のみの場合もあるが打込み長が長くなるので、場所が許せば矢板の片側又は両側に土砂腹付けする方が有利である。

複列方式では、タイロッド又は丸鋼で両サイドを連結して土砂を中詰めすることで打込み長が少なくとも自立し、かつ出水にも強いので、外水位の高い場所や河幅の狭い場所のほか、非洪水期に工事が終了せず、洪水期にも締切を存置する場合などに適する。この場合は、締切基盤のパイピングに留意するとともに、中詰め土砂の天端をコンクリート等で覆う必要がある(図-29.2-3 参照)。

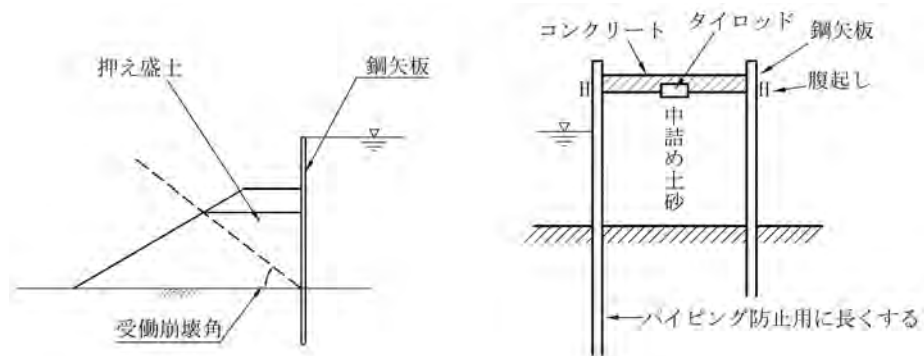
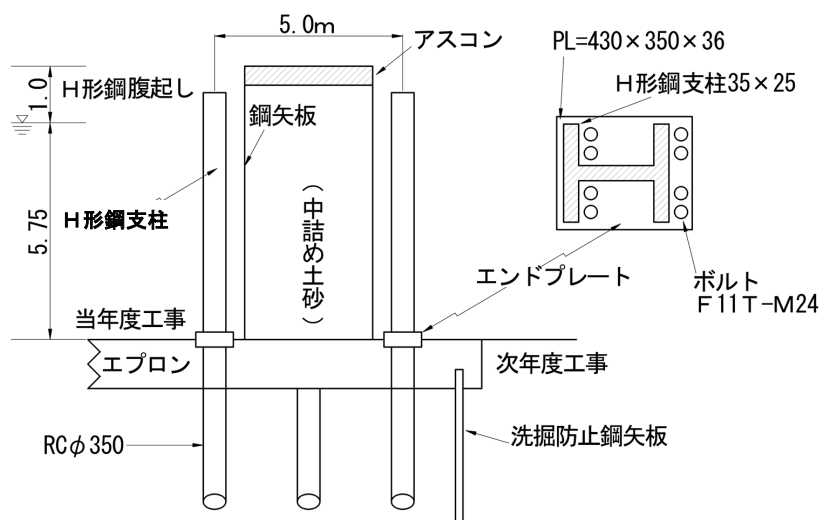


図-29.2-3 標準的な鋼矢板締切の断面

河川内に常時 0.5 m 程度以上の水位がある場合、第 2 期工事用の締切（法線部）は通常 1 期工事中にエプロンや護床工上に複列方式の鋼矢板を建込むことが多いが、この締切の撤去は一般に水中作業となる。

この場合、水中では、ガス切断等が困難であるので、ガス切断によらない撤去方法を事前に検討する必要がある。水中ガス切断によらないエンドプレートを用いた方法を、図-29.2-4 に示す。



- 基礎の杭は地盤により要否を検討
- 撤去の場合H形鋼支柱のエンドプレートのボルトを支柱に外力を与えてモーメントによる破断を行う。

図-29.2-4 エンドプレートを用いた締切法

ウ コンクリート締切

岩盤の比較的浅いところに適し、水密性は最も良い。まず、渇水時に仮締切地点で簡単な土砂締切をする。次に、コンクリート締切部の掘削をしてできればポンプ排水して、ドライワークでコンクリート打設をするが、水替えができにくければ水中コンクリートとする。

また、この締切方式は、第 2 期工事用の締切を 1 期工事ででき上がったエプロン部に設ける場合に多く用いられる。

この場合、工事完了後の撤去の点も考慮して、重力式自立擁壁にするかエプロン面からの片持ち梁式擁壁にするかは、撤去時の河川の条件を考えて計画する。

29.2.3 水替え工

本工事の施工に当たっては、仮締切内の水替えを行い、工事の施工に支障のないようにする。水替えの良否は工事の質及び工程に大きな影響を与えるので、綿密な計画と準備が必要である。

- (1) 水替え量がどの程度になるかは地質、仮締切の構造、内外水位差、締切内面積により異なるので一概に推定することは困難である。そのため大工事の場合は試験水替えにより透水係数を求めて算定するか、又は近傍類似の実績を参考にして推定する。
- (2) ポンプの種類は渦巻ポンプ、水中ポンプを用いるが、水替えに対しては吸水槽（釜場）の位置の選定が大切で、コンクリート打設に支障がなく、遊水の集まりやすい地点に設ける。その設置箇所数は遊水量と締切内面積によって異なるので限定はできない。

低揚程の場合は水中ポンプが有効であるが、締切内面積が広く大量の水替えを行う必要があるときは大型渦巻ポンプを固定的に常時運転し、施工部分に応じて水中ポンプを設置して二段構えの排水を計画する場合が多い。

- (3) 予備の排水ポンプは、現場のポンプが故障した場合、工事の規模や進捗状況に応じて必要な台数を準備しておく。
- (4) 工事現場に被圧地下水があるような場合は、帯水層上部の地盤を乱さないよう特に留意する。この場合の工法としては、ディープウェルやウェルポイントによる処理が適している。ディープウェルは工事完了後も被圧水圧が大きい場合には、ドレーンとしての機能を持たせることができる。
- (5) 既設頭首工の改修（耐震化含む）時の仮締切で、冬季用水を確保しつつ締切が必要な場合には、締切端部を既設施設に取り付ける必要があり、その止水方法について検討が必要である。

29.2.4 現場内工事用道路

現場内工事用道路は、必要に応じて適正な規模で本工事前に又は工事の進捗に応じて造成し維持する。

- (1) 現場付近までの一般道については、**29.2.1 準備工事**で述べたとおりであるが、最近の工事は大型機械を用いることと、生コンクリートを既存のプラントから運搬することが多いので現場までの取付け進入道路も十分な荷重と、大型車両の通行可能な道路規模が必要である。工事が単年で終了せず 2～4 年も必要な規模の工事があるので、路面についても維持管理や、騒音、砂塵を考慮して舗装することも検討する。
- (2) 現場内の道路については、資材や器具の小運搬が便利のように締切内まで道路を配置することが望ましい。

半川締切の場合で対岸に地形上道路が造れなかったり、あるいは、三分割以上の締切の場合等

には通水部を仮設橋で横断することとなるが、この仮設橋もゲート運搬時の重量等にも耐え、かつ工事期間中の出水にも耐えられる構造とする。

工事の進捗に応じて現場内道路も一部変更しながら工事を実施するのが通例である。したがって、現場内工事用道路は、工程の順序を十分検討して適切に配置しなければならないが、締切内への進入箇所の道路勾配を緩くすることと、その付近に多少の広場も設けられるように道路と締切の配置を考慮する。

29.2.5 仮栈橋

橋脚として H 形鋼などを用い、床版として覆工板を敷いて、工事用車両などの通行に供する工事用仮橋、及び作業台又は両者を兼ねたものを仮栈橋といい、仮栈橋の構造は、**図-29.2-5** に示すとおりである。

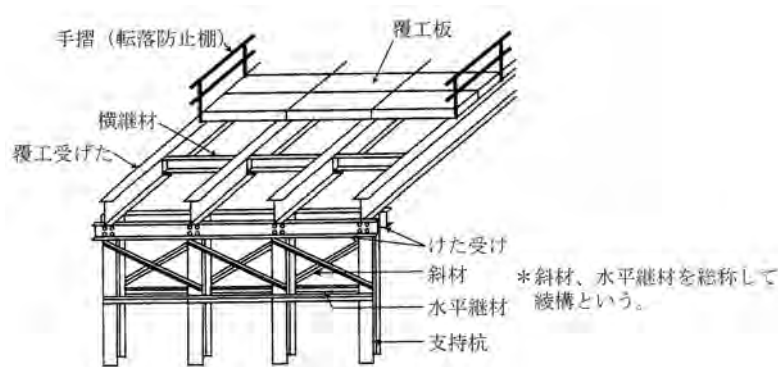


図-29.2-5 仮栈橋各部の名称

(1) 径間長・桁下高

河川特性に合った判断を行う必要があるため、径間長と桁下高の基準は設けないこととするが、資材・機械類の流出対策等の防災対策を十分検討する。一般的には資材の汎用性から径間長を 6～8 m、桁下高は過去 5 カ年の工事期間中の最高水位（流量）に余裕高（該当流量相当）を加えた高さとしている事例が多い。

(2) 幅員

幅員は、車両通行用歩道も兼ねるか、また、作業台として使用するか等の仮栈橋の設計目的により異なる。一般に、車両通行用の仮栈橋であれば 6 m 程度が多く用いられている。

(3) 路面勾配

路面覆工の路面勾配は、覆工周囲の道路の勾配に合わせるのを原則とする。仮栈橋の最大勾配は 6% を原則とする。

29.2.6 安全施設

作業の安全及び通行人等第三者の安全を確保するために必要な施設等を設ける。

(1) 照明施設

頭首工工事の現場条件から、夜間作業や不時の出水管理等が伴うので、作業場全体を照明する施設と個々の作業箇所の照明、宿舍及び事務所への通路の照明を設ける。

(2) 足場、通路

堰柱や取入口、各種上屋に鋼管足場、つり足場等を用いるが、強度はもちろん、横ゆれ対策、上からの物の落下対策等を十分考慮した構造とする。

(3) 仮設機械

ウインチやコンプレッサー等には所定の保護器具を設ける。

(4) 運 搬

土砂の運搬、コンクリート、その他資機材の運搬のための工事専用道路から一般道への出入口等にはその状況に応じて整理員を配置するとともに、必要に応じて信号器を設置する。現場内においても、自動車が錯綜する箇所及び見通しの悪い箇所にも交通整理員の配置を考える。

(5) その他

ケーソン工事に必要なホスピタルロックや、山間における工事で掘削法面が長くなる場合などの落石防止網、土留め支保や岩掘削時の粉塵対策等、各種作業の安全に必要な設備は十分設置する。

29.2.7 コンクリート施工施設

コンクリート施工施設は工程に従い必要な設備容量とし、混合、運搬、打設等相互に均衡のとれたものとする。

(1) コンクリート混合設備

ア 生コンクリートを使用する場合は、工事現場に近く、十分品質管理のできる生コンクリート工場で原則として全国生コンクリート品質管理監査会議の策定した統一監査基準に基づく監査に合格した工場等から選定する。

生コンクリートを使用するか、現場混合とするかは生コンクリート工場の位置によっても異なるが、通常アジテーターカーを使用する人が多いので、1.5 時間以内にコンクリート打設現場まで運搬できる距離が生コンクリート使用の限界であろう。

イ 現場コンクリート混合設備は次の点を考慮して設置する。混合設備容量は、工事工程を満足する打設可能日数で求めた容量に余裕をみて決定する。

打設可能日数は気象及び作業サイクルや他の作業との関連に影響されるが、平均打設日数は1 カ月 15～20 日程度である。

コンクリート打設の工程、順序は、エプロン等の面的なものと堰柱のように立体的なものとを総合的に組み合わせる。大型頭首工の場合、堰柱とエプロン部のコンクリート打設において工程的には堰柱のサイクルがクリティカルになる場合が多く、コンクリートの混合設備の能力はエプロンの一区画の打設量に支配されることが多い。

(2) コンクリート運搬設備

コンクリートの運搬設備はコンクリート打設計画に従って、コンクリートを迅速、確実に、かつ材料の分離を起こさないよう打設箇所に運搬できるものを選定する。

ア 自動車

自動車による運搬には、コンクリートバケットに入れてトラックで運ぶ場合と遠距離の場合にアジテーターカーを用いることが多く、また、固練りコンクリートで、距離が近い場合は、小型ダンプトラックにコンクリートをそのまま積んで運搬する方法等がある。ただし、アジテーターカーによる場合、骨材最大寸法は通常 40 mm 以下が望ましい。なお、トラックで運搬す

る場合は、著しい材料分離が無いことが条件となる。

イ ケーブルクレーン

ケーブルクレーンは、打設箇所の途中の障害物を越えて最短距離を行くので、立体的に作業ができる有利さがある。しかし、ケーブルクレーンの設備費は相当にかさむので、その地点の地形及びコンクリート打設以外の資材の運搬、器材の据付け等への利用も十分考慮して決定する。

山が迫っている谷間、あるいは片側だけでも山が迫っている場合は、その山を利用することによってケーブルクレーンの設置は容易にできるが、平坦部では高い塔を建てなければならないので、設置は容易でない。また、コンクリートの打設箇所は河川の上下流方向にもかなり広がっているので、例えば、固定ケーブルクレーン1基だけでは全体のコンクリートを打設することは困難である。

したがって、固定ケーブルクレーンの場合は2基あるいは3基を平行に設けるが、又は片移動式か走行型が望ましい。

29.3 本 工 事

29.3.1 土 工

土工工事の実施は次の事項に留意して行う。

(1) 岩盤基礎の場合

地質調査の結果から岩盤の種類、層向、節理等は十分明確になっていても、締切工事を行い水替えをすると細部にわたり基礎岩盤が露出するから、これをよく調べ局所的な部分でも悪質のものは徹底的に除去する。もちろん風化した岩盤も取除かなければならない。節理の多い岩盤はセメント等を注入して水の流動を止める。これらはすべて高堰堤の基礎処理と何ら異なるところはないが、取水堰として特に注意すべきことは、堰体の自重に対して水平外力が大きく、滑動に対して高堰堤より不安定であるので、地盤と堰体の摩擦力を増加させることに注意し、できるだけ地盤を粗面にする工法をとる。

なお、高堰堤と同様、両端の袖掘りには特に注意して施工し、十分良質の岩盤まで深く食入れる。岩盤掘削の方法は小規模のものは手掘りによることがあるが、一般には削岩機を用いることが多い。

基礎岩盤は少々亀裂が入った部分といえども、この亀裂から水が入り、揚圧力を増大し、破壊の原因となるから極力これを取除く（あるいは必要に応じて前述のようなセメント注入を行う）。このためには削岩機で荒掘りを行い、手掘りで丁寧に仕上げ掘りをする。風化作用を受けやすい岩盤に対しては、一部掘削完了とともにコンクリートを打込むか、これが困難な場合はセメントガンによって吹付け等を行い、表面風化を防止する。

(2) 透水性地盤の場合

基礎掘削は土質により異なるが、一般にブルドーザー、ショベル等の掘削機械で荒掘りを行い、大半掘削した後、人力で整形仕上げを行う方法がよい。盛土・埋戻しをする場合は、必要な支持力が確保できるように十分締固めを行う必要がある。しかし、十分締固めを行っても埋戻し後の状態は現状地盤よりも粗になり、透水の度合が大きくなり、また沈下を起こすおそれがあるので、このような場合はコンクリートで充填するなど良質な材料で置き換えることが望ましい。

所定の高さまで掘削しても、なお局部的に悪質な地盤に遭遇した場合は上記と同様の処置をと

ることが望ましい。

止水壁、阻壁部の掘削はできるだけ素掘りのままでコンクリートを打設することが好ましいが、素掘りのできない所では、土留め設備をして掘削する。

29.3.2 コンクリート工

所要の強度、耐久性、水密性を有するコンクリートを得るため、配合設計、施工計画及びブロック割等について十分検討する。

(1) 配合設計

コンクリートの配合設計は所要の強度、耐久性及び水密性をもち、経済的であつ作業に適するワーカビリティをもつ範囲内で単位水量の少ないものを選ぶ。セメントの種類、単位水量、単位セメント量、水セメント比、スランプ値、絶対細骨材率、連行空気量等については土木学会制定のコンクリート標準示方書に準拠して定める。

頭首工は、形状、寸法が種々の構造物で構成されるが、これらの構造物についてそれぞれ適合した数種の示方配合のコンクリートを使用することが望ましい。しかし、あまり多くの示方配合に分けると、1 ブロックのコンクリート量が少ないところもあること、粗骨材を数種に分けなければならないこと等、施工上不便であるので、許容される範囲内でできるだけまとめる方がよい。

ア 水セメント比

水セメント比はコンクリートの品質を決定するのに特に重要なものである。与えられた構造物の目的を満足するように、強度、耐久性、水密性から求めた水セメント比のうち小さい方をとる。

頭首工は、前述のように外的条件の悪いところが多いので、特に耐久性から求める水セメント比を重視して決定する。

特に土砂吐きコンクリートの耐摩耗性はコンクリートのモルタル部分の強度が大きいことが必要であり、そのためにはできるだけ水セメント比を小さくする。表-29.3-1 は、頭首工におけるコンクリートの耐久性から定まる水セメント比の最大値を示したものである。

表-29.3-1 水セメント比 (%)

	気象作用が激しい場合、 または凍結融解がしばしば 繰り返される場合	気象作用が激しくない場 合、氷点下の気温となる ことがまれな場合
鉄筋コンクリート 堰柱 擁壁	50	55
無筋コンクリート 堤体 エプロン	55	55
無筋コンクリート 護床工	60	60

イ 骨 材

粗骨材の寸法は構造物の大きさによって異なる。無筋コンクリートの堤体、エプロン等のマスコンクリートは粗骨材の最大寸法が大きいほど強度的にも経済的にも有利である。しかし、あまり大きい骨材は一定の粒度を保つことが難しく、またミキサーの容量によって完全な練り混ぜが困難となり、材料の分離を起こしやすい。一方、粗骨材はよいコンクリートを作るための管理の面からみれば数種に分けることが理想的であるが、骨材の全体量、骨材採集機、骨材貯蔵所等の規模等を考慮して決める。

骨材採集機は、その工事だけを対象にして骨材を採集する場合は、採集機のスクリーンの大きさを換えれば所要の粒径の骨材を得られる。しかし骨材を購入する場合は、他の一般工事との関係から入手困難となる場合もある。このようなことも考慮して、鉄筋コンクリートの粗骨材最大寸法を小砂利の最大寸法とし、無筋コンクリートの粗骨材最大寸法を大砂利の最大寸法とすることも一つの方法である。

例えば、粗骨材を貯蔵する場合の分け方の標準として2種類であれば、80～40、40～5 mm、あるいは3種類であれば、80～40、40～20、20～5 mm にすればよい。

ウ セメント

単位セメント量は、単位水量と水セメント比とから定めるが、鉄筋コンクリートに用いるコンクリートでは、所要の強度のコンクリートを得るために相当量のセメントを必要とするばかりでなく、鉄筋が錆びることを防ぎ、コンクリートと鉄筋の付着を十分にするために適当な水セメント比のセメントペーストで鉄筋を完全に包むこと、及びコンクリートが十分水密的であることが必要で、このためにも相当量のセメントを用いなければならない。一般に単位セメント量を 300 kg 以上とすれば、これらの目的を十分達し得る。

エ 混和材料

適当な連行空気量を持つコンクリートは、耐久性を高めワーカビリティを改善するので、原則として混和剤を用いる。AE 剤を用いるか AE 剤以外の混和剤を用いるかは、構造物の種類、現場の条件を考慮して選択する。

オ コンシステンシー

作業に適するワーカビリティに相当するコンシステンシーは構造物の大きさ及びコンクリート施工設備、方法によって異なるものである。

コンクリートのスランプには一般に次の値が採られている。

無筋コンクリート：5cm～12cm

鉄筋コンクリート：8cm～12cm (※)

(※)現場打ち鉄筋コンクリート構造物にかかるスランプは、構造物の種類、部材の種類と大きさ、鋼材の配筋条件、コンクリートの運搬、打込み、締固め等の作業条件を適切に考慮し設定するものとするが、鉄筋コンクリート構造物の耐震設計基準が見直され鉄筋量が増加する傾向にあることから、スランプ 8cm のコンクリートでは充填不足等による品質の低下が懸念され、生産性が低下している。

このことから、流動性を高め、良好な施工性能を有するコンクリートを活用することで、コンクリート構造物の品質向上が更に期待できる。

そのため、生産性向上を図る目的として、一般的な鉄筋コンクリート構造物のスランプは、12cm を標準とするが、「コンクリート標準示方書【施工編】」や「流動性を高めた現場打ち鉄筋コンクリートの活用に関するガイドライン」等の関連図書も参考にされたい。

(※)「一般的な鉄筋コンクリート構造物」とは、コンクリート舗装工、場所打ち杭等の水中コンクリートなどを除く、鉄筋コンクリート構造物である。

なお、断面が大きい場合等の一般でない場合のスランプは、別途、コンクリート標準示方書等に準じて決定すること。

カ 設計基準強度

設計基準強度は原則として、表-29.3-2 に示す数値以上とする。

表-29.3-2 設計基準強度

種 別	強度 (N/mm ²)	備 考
鉄筋コンクリート	21	
無筋コンクリート	18	

※エプロン部などで耐摩耗性を求める箇所は別途考慮

(2) ブロック割

コンクリートの硬化、収縮によるひび割れ発生の防止と施工上及び構造上からブロック割を行い、これによってコンクリートを打設する。

施工後、コンクリートにひび割れが生ずる原因として、①コンクリートの硬化収縮によるもの、②基礎の不同沈下によるもの、等がある。こうした原因によるひび割れは根本的にこれを取除くのは不可能であるので、あらかじめ継目をつくり、ひび割れの危険を防止し、併せて施工の便宜を図る。施工及び構造の面からは、コンクリート打設能力、打設の難易及び型枠の組立、鉄筋の組立等の理由から継目を設ける。これらを総合的に判断して、ブロック割を行い、コンクリートを打設する。各部でブロックの大きさはなるべく同程度とする。

また、半川締切や、三分割での施工計画も考慮にいれてブロック割を行い、かつその際先行する年の施工外周の継手基礎は計画より深く掘削し、コンクリートを打設し、翌年残りの部分を掘削施工する場合に施工済の基礎部地盤が緩まない対策を講じるものとする。また、地盤が軟らかい場合は施工境界近くに鋼矢板を存置して安全を図る。

ブロック割の一边の長さは 10～15 m 程度とするが、鉄筋等が入る場合でひび割れ発生の危険がなければ 25 m 程度まで大きくしてもよい。

(3) コンクリートの打設

ア 打設の方法

(ア) クレーン打設

コンクリートバケットにコンクリートを入れ、クレーンで吊上げて型枠内にコンクリートを投入打設するもので、コンクリートの分離が少なく、かつ、コンクリートを、鉛直、水平いずれの方向にも運搬しやすいので打設箇所が変わっても自走で移動できるので便利であり、バケットとクレーンの台数を増やすことにより、打設能力も高められる。ただし、あまり高い堰柱の場合はブームの関係で限界がある。

(イ) コンクリートポンプ車打設

コンクリートポンプ車による打設は適切なスランプを維持すれば材料の分離が少なく、また、高い箇所の打設や、ある一定範囲内へのコンクリート打設には大変有利である。しかし費用が多少かさむので、他の方法との経済性の比較や作業内の相互関係を十分検討して使用の適否を決める。

コンクリートポンプを用いる場合は輸送管の吐出し口を適当に移動させ、1 カ所に吐出したコンクリートを横方向に流し送ることのないように注意する。

ブーム付コンクリートポンプ車を使用する場合は、ブームの先端が到達できる範囲をできるだけ大きくとれるようポンプ車の進入路の整備を行う。

コンクリートポンプを用いる場合の粗骨材の最大限度は 40 mm で、スランブは無筋コンクリートは 5～12 cm、鉄筋コンクリートは 8～12 cm が標準的な適用の範囲とされている。

(ウ) 人力打設

人力打設はコンクリート量の少ない場合に広く利用されている。コンクリートの運搬には、手押車やトロッコ等が用いられるが、運搬時の振動によりコンクリート材料の分離が生じる可能性があるため、運搬路はなるべく平らな状態とし運搬距離は 50～100m 以下を目安とする。

打設ブロックが大きくなると、その中に足場を設けなければならないことと、わずかではあるが斜めシュートを用いなければならないので良質のコンクリートを作る面から見れば欠点がある。

また、寒中におけるコンクリート打設の場合は、運搬中のコンクリートの放熱面積が大となり、コンクリート温度が低下しやすいので注意する。

イ 基礎地盤へのコンクリート打設

(ア) 岩盤の場合

コンクリートと基礎岩盤の密着を良くするために、岩盤に圧力水を噴射して、浮石、泥土を除去洗浄し、岩盤面の凹所の水たまりはこれを雑布等で除去した後モルタルを敷均し、コンクリートを打設して締固めを行う。

止水壁を直接岩盤に打設する場合は、その厚さは施工可能な 0.6 m（最低部）以上を必要とする。一般に止水壁の施工に際しては、水替えしながらコンクリート打設をする場合が多く、底部は岩盤に密着させるとともに基礎岩盤の水密を図る。

止水壁と堰体との継手には鉄筋をそう入する方法とコンクリート面に凹凸を作る方法がある。また、継手部には通常止水板等をそう入する。実際にはコンクリート打込みに際し、どこからともなく湧水があるから、底部に小さな三角形又は四角形の暗きょを伏せて水を集めることが多い。暗きょはできるだけ上流側に設け、中心又は下流側は避ける。

規模の小さい場合はそのまま放置しても差支えないが、一般にはこの水抜き孔は施工後セメント注入するとよい。

(イ) 浸透性地盤の場合

砂礫層の上にコンクリートを打込む場合は、岩盤上の場合と同様の配慮を行って打設する。仕上げ掘削後の表面の砂礫が浮くことがあるので地盤と打設コンクリートを十分密着させるためローラー等で十分転圧してからコンクリートを打設する。

このために堰体の掘削面はできるだけ平坦に単純な形に整形することが好ましい。透水性地盤では堰体と止水壁との取付け部は特に入念に施工する。

コンクリート止水壁は深く掘削することができ、水替えが容易な場合は問題はないが、一般に水替えによるモルタル流出が考えられるので、この部分のコンクリートは富配合のものをを用い十分注意して施工する。

湧水量が多く、当初から一部又は全部を水中コンクリートとしなければならない場合があるが、この場合は水中でのモルタルの流失や材料の分離を防ぐため、コンクリートポンプ又はトレミーを使用してコンクリートを打設し、水替えによる流水の移動をできるだけ少なく

するなど細心の注意を払って施工する。

止水壁両側の埋戻しが必要となった場合、土砂で埋戻し、十分突固めを行っても現状地盤よりも粗になり沈下を起こすおそれがあるので、貧配合のコンクリートで埋め戻すようにすることが望ましい。

ウ 継目工

(ア) 水平打継目

水平打継目は施工の面から設けるもので、構造物の大きさ、基礎の状況により定める。

土砂吐きエプロンのように仕上がり面が傾斜している場合は、最上リフトが同じ厚さで施工できるよう、その下層のリフトで傾斜を設ける。

リフトごとのコンクリートの配合設計は、表層リフトを富配合、下層リフトを貧配合とするなど構造設計に合致したコンクリートを打設する。

堰柱の1リフトの高さは型枠、打継目処理、配筋、コンクリートの施工性、温度ひび割れに関する検討結果等を考慮して決定する。

固定堰の下流側でバケットカーブ又は傾斜が大きい場合は、水平打継目を斜面に対して直角に近づけるようにする。

型枠を用いないコンクリートの打設可能な傾斜は 30° 程度であるから、斜面が 60° 以上の場合は斜面に対して直角とするのは難しいが、少なくとも 45° 以上とする。

図-29.3-1 のように基礎岩盤が傾斜している場合も前項に準じて岩盤の斜面に対して直角となるようにする。

水平継目は表面のレイタンス、品質の悪いコンクリート、緩んだ骨材粒等を取除き、コンクリート表面を粗にした後、十分に給水させた上で、コンクリートを打設する。

また、固定堰の水平継目には水平力に耐えるよう表面に凹凸を設ける。

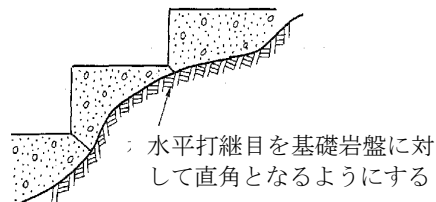


図-29.3-1 傾斜基礎岩盤に対する水平打継

(イ) 縦、横継目

a 伸縮継目

ブロック割により設けられた伸縮継目で堰軸方向のものを縦継目、堰軸に直角方向のものを横継目という。

この継目は相接する両部を絶縁するが、必要に応じて継目における止水のため図-29.3-2のように止水板（薄い鉄板、ゴム板、合成樹脂系止水板）を設ける。

透水性地盤に設けられる頭首工には、この継目にキーやスリッパ等を設けて不同沈下を防ぎ、構造物の一体化を図ることが望ましい。

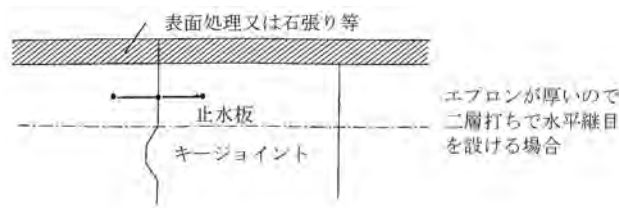


図-29.3-2 伸縮継目

エ 養生

コンクリートの養生に当たっては、適当な湿度と温度を保持するように努める。

平時はシート又はむしろ等の保護で十分であるが、昼夜の温度差の激しい場所は平時でもコンクリート表面にクラックが入ることがあるので、温度差が生じないように努める。頭首工の工事は渇水期が多く冬期にかかることが多いので、寒さによるコンクリートの凍害対策を十分考慮する。

コンクリート凝結、硬化の初期に凍結すると、その後養生を続けても強度は増さないので絶対に凍結しないよう保護する。

加熱養生はスチーム、電熱シート、電球、炭火などの熱源を用いるが、寒風を防ぎ、打設後コンクリートの表面温度を 10℃程度保持できるように努め、加熱養生後は急に露出状態にせず、その後もしばらく普通養生をして表面クラックの発生を防止する。

29.3.3 護床ブロック

護床ブロックの製作及び据付けに当たっては、他の工事との工程上の調整を十分行なって必要な型枠の組数を設定するとともに、作業現場の確保に努める。

- (1) 現場打ちコンクリートによるブロックの製作及び設置上留意すべき点は、護床ブロック設置場所の一部が通常現場内工事用道路として使用されるので、工期末になって手戻りや無理な施工を強いられないよう必要な組数の型枠を用意するとともに、綿密な打設ブロック計画を立てる。
- (2) 現場打ちコンクリートによるブロック以外の特殊ブロックの製作は、通常高水敷等工事現場近くのストックヤードで製作し、工事の進捗に応じて運搬据付けを行うことが多いが、特殊ブロックの型枠は一般にリースによる関係から数量についての事前の検討が必要である。
- (3) スtockヤードは製品の仮置きと作業に必要な面積を確保し、労務災害の原因とならないよう留意する。
- (4) ブロックとブロックの間は通常適当な透過性を持たせるが、この間に詰める砂礫等は流水により吸出されないよう入念な施工が必要である。

第 30 章 頭首工用語集

あ

あいていーぶい

I T V：監視カメラといわれ、カメラとモニタの組合せにより離れた場所の状況を視覚的に監視するために用いられる。最近では夜間の照明が不要な CCTV カメラもある。

アルカリシリカ 反応 はんのう

アルカリシリカ反応（略称 ASR）は、コンクリート細孔溶液に溶出したアルカリ成分と骨材中に含まれる特定の成分（シリカ鉱物等）との間に生じる化学反応。この反応により生成されるアルカリシリカゲルは外部からの水分を吸水すると膨張するため、コンクリートのひび割れ、剥離・剥落が発生する。

あん ぜん りつ

安全率：構造物、材料、地盤、斜面などの荷重、破壊、崩壊、安定の程度を示す係数で、安全率が 1 以上は安全・安定で、1 未満は破壊又は崩壊を生じるおそれのあるものとして定義されている。

い

いじりゅうりょう

維持流量（河川）：渇水時において河川の流況を維持すべきであるとして定められた流量。

い ぜき

井 堰：河水を堰上げて用水を取水しやすくする施設の古語。

いっきゅうかせん

一級河川：国土保全上又は国民経済上特に重要な水系で国土交通大臣が政令で指定した河川。

う

うちこ くいこうほう

打込み杭工法：既製杭を打込み又は押込みにより施工する工法で、費用が安く施工管理が容易だが騒音・振動が大きい。工法は打撃、振動、圧入工法などがある。

うめこ くいこうほう

埋込み杭工法：既製杭を埋込む工法で、騒音・振動が比較的小さいため都市部の建築の基礎としてよく用いられる。工法としては、プレボーリング工法、中掘り工法、回転根固め工法等がある。

え

えき じょう か

液 状 化：飽和している、緩い状態の細砂質土に、ある程度以上の振動や水圧が作用した時、土粒子間の有効応力がゼロになって、せん断抵抗を失い土の構造に破壊が生じ液体状になる現象。

えつりゅうしきとりいれぐち

越流式取入口：取水工敷を越流させ取水を行う取入れ方法で、一般に土砂の流入を防ぐため河床より 1 m 以上取入口敷高を上げる。

エプロン：洗掘、浸透水によるパイピングを防止するために堰体上下流部に設けられ、揚圧力に対抗するための重量を持つ構造物。

えん がい
塩 害

塩 害：コンクリート中に侵入し蓄積した塩化物イオンにより鋼材の不動態被膜が破壊され、鋼材の腐食による腐食生成物の体積の膨張圧によってコンクリートにひび割れ、剥離、鋼材

の断面減少などが生じる現象。

えんすい

塩水くさび：干潮河川の塩分浸入形態の一つで、塩水が淡水の下に浸入する現象で、一般に日本海沿岸の河川等によくみられる塩分の浸入形態であり、河川水の下層には塩分があって逆流し、その淡・塩境界層は歴然としている。

お

おうきゅうたいさく

応急 対策：施設に不具合が生じた際に、不具合に対して緊急的に行う対策。

おうとう

応答 スペクトル：特定の地震動時刻歴を受ける、任意の固有周期と減衰率を持つ 1 自由度振動系の最大応答値を定義したグラフ。通常減衰率を一定として固有周期に対して最大応答値をプロットする。対象とする応答値が加速度か速度か、変位によって加速度応答スペクトル、速度応答スペクトル、変位応答スペクトルがある。

おうとうち

応答値：地震動などの外力によって構造物に発生する量で、例えば、断面力、変位、ひずみがある。

おでい

汚泥(建設)：含水率が高く、粒子が微細（直径 74 ミクロン以下）で、標準ダンプトラックに山積みできず、人が上を歩けない状態で、土の強度の指標としてはコーン指数がおおむね 200 kN/m² 以下、又は一軸圧縮強度がおおむね 50 kN/m² 以下であるもの。

おび てっ きん

帯 鉄 筋：柱の軸方向鉄筋を所定の間隔ごとに取り囲んで配置される横方向鉄筋。

か

かい しゅう

改 修：失われた機能を補い、又は新たな機能を追加すること。

かいへいかじゅう

開閉荷重：扉体の開閉操作に対し、自重及び各種摩擦や上下方向の水圧等によって抵抗として作用する荷重の合計をいう。操作荷重、巻上荷重等ということもある。

かいへい そうち

開閉装置：水門扉等を開閉操作するための操作をいう。

ゲートにおいては、扉体、戸当り、固定部と共に主要構成の一つであり、巻上機ということもある。

用途、操作条件、設置条件等によって種々の形式があるが、構造から分類するとワイヤロープウインチ式、スピンドル式、ラック式、油圧シリンダ式、チェーン巻取り式に大別される。

操作動力としては電動機、内燃機関、人力等が用いられる。

かく おと

角 落 し：角落し堰に用いる堰板をいうが、全体を指す場合もある。戸溝に板などの堰板を落とし込む形式のもので、開閉機はついておらず手動又はクレーンなどで開閉を行う。小水路の流量調節や、仮設ゲートに用いられる。

かしょうおうだんけい

河床横断形：計画高水流量を流下させ河川の正常な機能を維持するために必要な横断形で、工事実施基本計画に従って河川管理者が定めたもので、約 200 m 間隔で定められている。

かしょうこうばい

河床勾配：河床の縦断勾配のこと。堰設置に当たっては、横断図などによって頭首工地点から上下

流の河床勾配を知る必要がある。

かしょうとう じょうきょう

河床等の状況：ミオ筋、河床勾配、河床材料について調査を行い、頭首工設置位置、及び施設の規模等を決定する際の資料とする。

かしょうへんどう

河床変動：河川のある区間内に、流入する流砂量と流出する流砂量のつり合いが破れ、局所あるいは全体的に堆積、洗掘が起こり河床が変化すること。

か じゅう

荷重：構造物や部材に応力や変形の増減を起こさせるすべての作用を照査や解析のために力や重量としてモデル化したもの。

かじょうけいすう

河状係数：河川の性質を表す係数で、最大流量と最小流量の比で表される。

かせんかんりしせつとうこうぞうれい

河川管理施設等構造令：河川管理施設等構造令（昭和51年政令第199号）。河川区域内に設置する工作物（ダム、堤防、床止め、堰、水門、樋門、排水機場、取水塔、橋及び伏せ越し）の主要な構造を適用の対象とし、河川管理上必要とされている技術基準を定めたもの。

かせんくいき

河川区域：河川管理者が堤外の土地区域のうち、河道と一体として管理を行う必要があるものとして指定した区域。

かせんじりゅう

河川自流：ダム等による貯留・放流の影響、堰による取水及び排水路からの排水の流入等のない河川（原始河川）の流量で、各種計算の基礎的流量をいう。

かせんていすいろ

河川低水路：複断面の形をした河川で、常に水が流れている部分のこと。

かせんぼぜんくいき

河川保全区域：河川管理者が河岸又は河川管理施設を保全するために、河川区域に隣接する一定の区域（通常は50m）を指定している。区域内では、高さ3mを超えるか、長さ20mを超える盛土又は深さ1mを超える掘削や井戸などの水が浸透するおそれがある構造物の新築又は改築などが制限され許可を必要とする。

か どう ぜき

可動堰：水位、流量を調節するために可動装置を備えている堰（水門等）で、洪水吐きと土砂吐きに分けられる。

かり しめ きり

仮締切：仮締切は工事期間中、河川の流路を人為的に切替え、堤外地に頭首工等の河川工作物を施工するために仮に設ける構造物で、その規模は原則として工事期間中の洪水の越水を防止し、平水時の浸透を防いで良好かつ安全な工事が行えるように設置するもの。

かんこうすいりけん

慣行水利権：慣行を基礎にし、それが権利として社会的承認を得ているもので、農業用水では主に稲作かんがい用水利用について社会慣習として成立した水利秩序が権利化したもの。

かんぜんえつりゅう

完全越流：落差が十分にあって完全に落下している状態のことで、越流流速・越流流量等がその越流の下流側の条件に全く無関係であること。

かんちょうかせん

感潮河川：水位及び流速が潮汐の影響を受ける低平地の河川をいい、潮汐の影響を受ける区間区域を感潮区域という。

かんりきてい

管理規程：ダム、頭首工等の操作が河川管理上適正に行われることを確保するために、水利使用規

則において作成すべきことを定められた操作等に関する規程、及び土地改良法第 57 条の 2、第 93 条の 2 で定められた規程をいう。

かん り きょう

管理橋：ゲートの保守管理等のために操作室等を連絡するために架設する橋梁をいい、ゲートの操作施設を設けるために堰柱上に架設する橋梁も含む。必要とされる幅員をもって設計する。

かんりゅうかせん

緩流河川：本基準では、河川勾配が 1/800 より小さい河川。

き

きおうこうずいりょう

既往洪水量：過去にあった洪水量のことで、計画高水量の決定の参考となる。

き そ こう

基礎工：構造物を安定して支えるためのもので、直接基礎、杭基礎、ケーソン基礎がある。

きのうしんだん

機能診断：機能診断調査と機能診断評価をあわせた概念。

きのうしんだんちょうさ

機能診断調査：施設の機能状態、劣化の過程及びその原因を把握するための調査。

きのうしんだんひょうか

機能診断評価：機能診断調査の結果を評価し、機能保全対策を検討するための根拠とする行為。

きのうほぜんけいかく

機能保全計画：性能指標や健全度指標について管理水準を定め、それを維持するための中長期的な手法を取りまとめたもの。

きのうほぜんたいさく

機能保全対策：機能保全計画に基づく工事等のこと。

きふく

起伏ゲート：一端を河床にヒンジで固定し、油圧装置等によりゲートの開閉（起伏）を行うゲートで、鋼製起伏堰、ゴム堰、SR 堰等の種類がある。扉高に対して径間を大きくとれるが、河川管理施設等構造令によりゲートの起立時の高さは、計画横断形の河床から計画高水位の中間までの高さ以下で、直高は 3 m 以下とされている。ただし、洪水時においても土砂、流木その他の流下物によって倒伏が妨げられない構造とするときには、この制限はない。

キャビテーション：流れの速度上昇によって低下した圧力が飽和蒸気圧を下回った際に、液体が蒸発して気体となり空洞が形成される現象。

きゅうりゅうかせん

急流河川：本基準では、河床勾配が 1/140 から 1/800 の河川。

きょかすいりけん

許可水利権：河川法が適用又は準用される河川において、河川法第 23 条に規定する河川の流水の占有に関して河川管理者より許可を受ける権利で、通常の許可期限は 10 カ年とされている。

きょようえんちよくしじりよく

許容鉛直支持力：打込み杭の長期鉛直許容支持力は、長期許容圧縮応力度に最小断面積を掛けた値以下で、かつ以下の①又は②に示す値以下とする。

① 載荷試験をするときには、極限支持力以下の値の 1/3。

② 載荷試験を行わない場合は、支持力算定式から求められる極限支持力の 1/3。

きょようおうりよくどせつけいほう きょようおうりよくどほう

許容応力度設計法（許容応力度法）：部材は弾性変形をするという仮定に基づき、弾性理論によって算定された部材の応力度が許容応力度以下であることを検証して部材の安全を確かめる設計法。

魚道：魚類等の移動を困難又は不可能にする障害のある場合、移動を容易にするように造られた施設の総称をいう。

魚道評価計画：新設又は改修した魚道が機能しているか評価するための計画。評価項目は主に新設又は改修前後の魚種、移動数、体長の変化等である。

く

杭基礎：直接基礎により支持することができないときに、構造物の荷重を地下の強固な地盤に伝達させる工法。

群杭：杭の支持力及び変形に隣接の杭が影響し合うような杭集団のことをいい、一般に杭の中心間隔が杭径の3～5倍以下になると、その影響が現れる。

け

ケーソン：堰柱の基礎として杭基礎が困難な場合に用いられ、底部を開放した筒状構造物を構築し内部の土砂を掘削しながら沈下させ支持層まで到達後、内部をコンクリート等で充填する基礎工法で、オープンケーソンとニューマチックケーソンがある。

計画高水位：計画高水流量及び計画横断形に基づいて、河川管理者が定めた高水位をいう。

計画高水流量：工事実施基本計画に従って、過去の洪水及び地形・地質を総合的に考慮して定めたもので、大河川では1/100年又は1/200年確率で、都市部中小河川では1/50又は1/100確率を採択している。

計画高水流量等：構造令では計画高水流量、計画横断形、計画高水位又は計画高潮位を総称している。

径間長：隣合う堰柱の中心間隔の距離のことをいい、可動堰可動部の径間長の決定の原則については河川構造令第38条1項に規定されており、計画高水流量によって径間長が示されている。

景観保全施設：農業用水利施設と地域の景観等との調和を図るために整備されるもので、護岸工、法面保護工、地覆工、植樹工などがある。

形状係数（形による）：流れの中に置かれた固体が流れによって受ける力は表面抵抗（摩擦）と形の抵抗があり、その後者をいい、橋脚の形状による係数やスクリーンとバーの断面形状による係数などがある。

形状係数（流域）：流域の形状を示す係数で流域面積を河川長の2乗で割って求められる。この値が大きい河川は河川の長さ比べ流域の幅が大きい。

計測機器：頭首工に取り付けられる計測機器としては、水位計、流量計、ゲート開度計、雨量計などが挙げられる。

継続監視計画：施設監視計画を継続的に行うもの。

けい
流

流：一般に流域が小さい山間、溪谷の流れを溪流と称し、河川水理学的には、流域の大小にかかわらず、河川勾配（1/140 以上）が急で河状係数が大きく（数百以上）、尖鋭なハイドログラフを呈し、多量の土砂、石礫が流下して、河床変動の激しい山間、山麓地帯の河川を溪流（torrent）と呼ぶ。

けいりゅうしゅすいこう

溪流取水工：溪流に設けられる取水工で、その形式は溪流河川の地形、流況、取水目的、取水量、取水方式等を考慮して選定する。多量の土砂礫、巨石の流下する溪流河川では、摩擦、損壊に対して、堅牢な構造、施工とする。

けんようこうさくぶつ

兼用工作物：河川管理施設と河川管理施設以外の工作物が相互に効用を兼ねる工作物。

げんかいじょうたい

限界状態：構造物が要求性能を満足しなくなる限界の状態。限界状態としては、使用限界状態、修復限界状態及び終局限界状態等が定義される。

げんかいそうりゅうりょく

限界掃流力：河床の土砂を押し流そうとする流水の力を掃流力といい、土砂の移動が始まる時の力をいう。

こ

こう き かくていぼう

高規格堤防：堤防の敷地の土地の大部分が通常に利用されても計画高水流量を超える流量に対して耐えることができる構造をもつ堤防。

こう じ じっし き ほんけいかく

工事実施基本計画：河川管理者が管理する河川について、計画高水流量等の河川工事の実施の基本となる事項を定めたもの。

こうすいしき ほ ごこう

高水敷保護工：流水の作用により高水敷きの洗掘を防止・保護するために設けられる。

こうずい ば

洪水吐き：洪水の流下に支障を与えない可動堰部。

こう ふく

降伏：材料の応力-ひずみ関係において、弾性的性質を示す応力の限度を超える応力を加えると、応力は増加せずに急にひずみが増加する現象をいう。

こ ぐちとめこう

小口止工：法覆工の上下流端に設け、護岸を保護するもの。

こ てい ぜき

固定堰：取水堰のうち、可動部の可動堰に対して、固定部を固定堰といい、上流面を垂直若しくはこれに近い勾配とし、下流勾配を緩勾配とする台形断面を基本とし、作用する荷重に対し安全な構造を有するもの。

こ ゆ うしゅうき

固有周期：質量をもった点にモデル化された物体を質点といい、一つの質点とばねからなるモデルを1質点系という。 N 質点系は N 個の固有周期を持ち、長い方の固有周期から1次、2次、 N 次固有周期などと表現する。一般的に構造物は1次固有周期で最も揺れやすいことから、固有周期は1次固有周期のことをいう。

こゆうしゅうきべつほせいけいすう

固有周期別補正係数：強震観測結果にも基づき地震の動特性、構造物の動的特性などの設計水平震度の補正係数で、地盤種別と固有周期により求められるが、地震時土圧の算出に関しては1.0とする。

護岸：がん 河岸を計画高水位以下の流水の浸食、洗掘から保護する工作物のことで、広義には水制も含まれるが、狭義には堤防河岸を直接保護するものをいう。法覆工・法留工・根固工などにより構成され、低水路河岸のための低水護岸と低水路以外の河岸又は堤防のための高水護岸がある。

護床工：ごしょうこう 河床の洗掘を防止するために、エプロンに続いて設けられる構造物で、そだ沈床やコンクリートブロックが用いられる。

ゴム引布製ゲート：ひきふせい 袋状のゴム引布製の袋体に水又は空気を圧入・排除することにより起立・倒伏するゲートで、ゴム引布製ゲートを有する可動堰をゴム引布製起伏堰という。一般にはゴム堰と呼ばれ、倒伏が確実に行え、維持管理が容易であることに特徴があるが、水位・水量の制御や多くの堆砂が生じるところにはあまり向かない。

ゴム袋体支持式鋼製起伏ゲート：ふくろたいしじしきこうせいきふく 鋼製の扉体（steel）とゴム（rubber）引布製の袋体を有し、袋体に空気を充填、排除することによって起伏させる形式の堰のことで、SR 堰ともいわれる。

さ

砂堆：さいたい 砂河川の河床にできる小規模河床波の一つで、そのスケールが水深に関連し、河床波と水面波は逆位相で、下流方向に移動する性質がある。

作用：さよう 構造物または部材に応力及び変形の増減、材料特性に変化をもたらす全ての働き。

三点水位法：さんてんすいいほう 粗度係数が不明な水路の流量を求める方法で、水路の3カ所の横断面形と水位を同時計測し通水断面を明らかにして粗度係数を仮定し流量を求める方法。

し

(取入れ)敷高：しきたか 取入口敷きは土砂礫の流入を防止するために、河床又は土砂吐き敷より 1.0 m 以上高

くする。自然取り入れの場合は $0.4H$ （ H は取入口前の河川水深）以内が望ましい。

仔魚：しぎょ 孵化してから、ひれの条数が成魚と同数になるまでの魚類をいう。

試験杭：しけんぐい 杭の支持力等の打止まり状況を確認するために、各基礎ごとに打つ最初の1本を試験杭といい、一般に、実杭より 2 m 程度長い杭を用いる。

支持力係数：しじりよくけいすう ケーソン基礎等の鉛直支持力度を求めるための係数で、粘着力・地盤反力・排出土砂重量の三つの係数からなる。

止水壁：しすいへき 浸透水によるパイピング防止、浸透水量の抑制を目的とし、堰体下部の上流端に十分な止水性と必要な根入れを確保するように設置する。一般に、鋼矢板Ⅱ型（改良型は不可）を用いて、長さ 2.0 m 以上とする。

施設監視計画：しせつかんしけいかく 施設の劣化の進行状況を見極め、最適と判断される時期に適切な対策工事を実施できるようにすることなど目的とした計画。策定に当たっては、施設機能の評価結果を踏

まえた上で、個々の施設の状態に応じて、測点・部位、監視内容・項目、監視頻度などを定める。

しせつきのういじようすい

施設機能維持用水：非かんがい期に水路に通水を必要とする水量のことで、土砂の堆積、汚水の流入、管水路では空気の滞留などや、水路の清掃、通水機能の管理のために使用される。

しぜんとりい

自然取入れ：堰上げをしなくても取水力可能な場合に用いられる取入れ方式で、敷高は河床から既往最大渇水位の $0.6H$ になるため、孔口式取入れ口となる。

しつじゆんせん

湿潤線：土中を浸透する重力水の自由水面を表し、この面から下部は飽和している。

しつてん

質点：物体の運動を考える場合に、物体の形状や大きさを無視して幾何学的な点にモデル化し、力学的要素である質量だけを与えたもの。

しゆうきよくげんかいじようたい

終局限界状態：構造物または部材が外的作用に対して抵抗力を失い、致命的な損傷あるいは大きな変形を起し、機能や安定を失う状態。

しゆうめんまさつりよく

周面摩擦力：杭の局面による摩擦力で、道路橋示方書では地盤の種類と杭の施工方法により求められる。

しゆすいてい

取水庭：取入口から導水路入り口までの間で流入した水流をなめらかに整えるために設ける漸縮の取付部。

しゆつすいき

出水期：梅雨や台風による大雨、融雪等によって河川が増水しやすい期間。

しょうぼうほうれい

消防法令：消防法、消防法施行令、消防法施行規則などの総称をいう。

しんすいしせつ

親水施設：水と親しむことを目的とした施設で、せせらぎ水路工、親水護岸工、遊水施設工などの施設。

しんとろちよう

浸透路長：浸透水が堰の基礎面に沿って流れる流路を浸透路といい、その長さを浸透路長という。ブライ又はレーンのうちの大きい値を確保することが必要になる。

しんどほうこゆうしゆうきこうりょ

震度法（固有周期を考慮しない）：設計水平震度を用いる一般の耐震設計法。震度値は工種に応じて経験的に定められた値が用いられる。

しんどほうこゆうしゆうきこうりょ

震度法（固有周期を考慮する）：修正震度法ともいう。比較的固有周期の長い構造物に対して構造物振動特性を考慮し、震度法の設計水平震度を修正して行う耐震設計法。

じしんじほゆうすいへいたりよくほう

地震時保有水平耐力法：構造物の塑性変形を考慮し、地震による荷重を静的に作用させて設計する方法であり、構造物に損傷が生じ、破壊に至るという過程を追跡して設計する耐震設計法である。

じしんりよく

地震力：設計水平震度と物体の重量の積で求められ、個々の重心に水平に作用する。

じばんしゅべつ

地盤種別：設計地震動を設定する場合に地盤条件の影響を考慮するための区分であり、表層地盤の基本固有周期である地盤の特性値 T_G をもとに区別する。概略の目安として、Ⅰ種地盤は

良質な洪積地盤及び岩盤、Ⅲ種地盤は沖積地盤のうち軟弱地盤（ N 値 4 以下）、Ⅱ種地盤は、Ⅰ種地盤及びⅢ種地盤のいずれにも属さない洪積地盤及び沖積地盤と考えて良い。

じ ゆう すい

自由水：土中水のうち重力によって間隙中を自由に移動できる水で、重力水と呼ばれることもある。

じゅでんほうしき

受電方式：頭首工の施設に電力を供給する方式のこと。頭首工では、1 回線＋非常用発電機の採用例が多いが、非かんがい期に保安電力が必要な場合はさらに農事用電力と保安電力の 2 系統の受電の可否について検討する必要がある。

じゅんようかせん

準用河川：一級、二級河川以外の市町村長が指定した河川で、二級河川に関する規定を準用や読み換え等を行い適用する河川。

す

すい しょう

水 承：固定堰を越流した水の落下衝突による洗掘を防止するために堰体の法部分において落水脈を水平方向に偏向させるために設けるもの。

すい だ

吸 出 し：堤体内部、又は構造物裏側の土砂が水の移動とともに堤外部に運び出されること。

すい だ ぼう し

吸出し 防止：堤体下部からの吸出しには阻壁を、構造物継目部の側壁裏面には吸出し防止シート等を、護床ブロック下部には割栗石及び吸出し防止マットを敷き、それぞれの吸出しを防ぐ。

すい り き の う

水理 機能：頭首工では特に、洪水時などにおいて河川流水を安全に流下させる機能をいう。

すい り けん

水 利 権：水を排他的に継続して使用する権利であり、河川水、ため池、湧水等その種類を問わず権利として保護される。長年の慣行による慣行水利権と、河川法に基づき許可を得る許可水利権がある。

すい り し ょう き そく

水利使用規則：河川協議の同意に当たって水利使用の許可の際、許可証に付される書面で、水利使用の目的、場所、取水量、工作物の設置及び占有の場所・面積等の水利許可の内容となるべき事項と取水制限、貯留制限、排水の規制、工事及び管理に必要な事項等の許可の条件となるべき事項を記載したもの。

すい り も けいじっけん

水理模型実験：水理現象を解明するために、実物と何らかの形で相似になっている模型に水を流して実物と同様の水理現象を得ること。堰等の模型実験は河川構造物実験といわれ、堰軸位置、堰上下流河道への影響、魚道の構造実験等に用いられる。

スクリーン：取水口からの塵芥の流入により、取水を阻害することのないように、また、下流の各種水利施設に塵芥による閉塞や損傷を防止するために設けるもので、設置に当たっては塵芥の種類、大きさ、量等を考慮した構造のものとし、取水を妨げないようにする必要がある。

スライドゲート：ゲートの基本的な形式で、スルースゲートとも呼ばれ、比較的小規模なゲートに適用され、開閉方式はラック式、スピンドル式がある。頭首工では主に取入口に使用されるゲートである。

せ

せい ぎょ
成 魚：稚魚の次の過程で、成熟する前の過程をいう。なお、成熟年齢に達した魚類を親魚（しんぎょ）という。

せいぎょほうしき
制御方式：頭首工ゲートの制御には、平常時は設定水位制御を、洪水時は全開全閉制御を、一般に用いる。また調整・分水ゲートには設定水位制御、設定流量制御、設定比率分水制御があり、適切な方式を適用する。

せいしゆ
静振（セイシュ）：水路幅などに対応した固有周期をもつ横波で、岸（側壁）を振動の腹とする定常波。

せいじょうりゅうりょう
正 常 流 量：流水の正常な機能を維持するために必要な流量で、維持流量とある地点より下流における流水の占有のために必要な流量（水利流量）の双方を満足する流量で、10 年の第 1 位相当の渇水量をもとに設定されている。

せい すい あつ
静 水 圧：水が静止している時の圧力をいい、その力は仮想した断面に対し垂直に働く。

せいたいけいほ ぜんし せ つ
生態系保全施設：農業用水利施設周辺に生息する魚貝類、昆虫類、鳥類、植物等の生態系を保全又は生息を図るための施設で、ヨシ原、ワンドの復元、及びカワセミ護岸など。

せいてきしょうさほう
静的 照 査 法：震度法などに採用されているように、本来は動的な地震力を静的な外力に変換して静力学的に解析し照査する方法。

せいのう か ん り
性能 管理：施設の設置目的を達成するため、着目した性能等を、新設時の水準とこれ以上性能低下を許容することができない管理水準の間に維持することをいう。

せいのうしひょう
性能 指標：各施設がもつ性能が発揮されているかを判断するための具体的な数値等をいう。

せきちやうひょうこう
堰 頂 標 高：設計取水水位に余裕高を加えたもの。余裕高は波浪や取入れスクリーンの目詰まりによる損失水頭などを加えたもので、通常は 10 cm 程度としている。

せつけいこうずいりょう
設計洪水量：一般に計画高水流量を用いるが、定められていない場合は通水可能量を用いる。

せつけいしゆすいりょう
設計取水量：計画最大取水量、つまり、かんがい期間における最大の取水量をいう。

せつけいしんどうた ん い
設計振動単位：地震時に同一の振動をすると見なし得る構造系。可動堰では、堰柱 1 基を指すが、管理橋に地震時水平方向分散支承や免震支承を用いる場合は、一連の可動堰全体となる。

せつけいすいへい し ん ど
設計 水平 震度：震度法では、構造物重心に危険側水平方向に地震慣性力を作用させるが、構造物には自重が下方向に作用している。この慣性力と自重の比のことをいう。

せんたんききょくげんしじりょくど
先端極限支持力度：杭先端における単位面積当たりの支持力度で 40 を上限とし、平均 N 値により求められる。

ぜん すい とう
全 水 頭：単位重量の水がもつ種々のエネルギーを水頭の高さで表し、その位置水頭、圧力水頭、速度水頭の和。

そ

そう さ せつ び

操作設備：頭首工の設備を操作するための施設の総称で、各種ゲート操作盤、水位計などの観測機器や、監視施設等をいう。

そう さ ばん

操作盤(ゲート)：ゲート操作盤は、ゲート開閉機の横に機側操作盤、現場管理所内部には遠隔操作盤、中央管理所から集中管理する場合の遠方操作盤などがあり、それぞれの必要に応じて設置される。

そう さ ほう し き

操作方式：ゲート・バルブ、ポンプなどの操作及び制御方式は、機側（手動）、遠隔（手動、自動）、遠方（手動、自動）があり、それぞれ、機側（現場）、現場管理所、中央管理所のことである。

そ せ い い き

塑性域：構造部材において、降伏以後、変形が残留する応力域で、応力－ひずみ関係が非線形を示す領域。

そ せ い か

塑性化：地震力によって部材に生じる変形が、部材としての弾性限界を超えること。部材が塑性化することとは、変形を受けた後、元の状態に戻らずに、残留変形が残ることになる。

ちんしょう

そだ 沈床：そだをますめ状に組み、河床・河岸を洗掘から守るもの。

そ へ き

阻 壁：取水堰下流部を河床洗掘から保護する目的で、エプロン下流端に設けられる。

た

たいしんせいのお

耐震性能：構造物に要求される耐震設計の目標とする性能であり、施設の重要度により、「健全性を損なわない」、「致命的な損傷を防止する」、「限定的な損傷にとどめる」のいずれかの性能を設定する。

たいしんせいのおしょうさ

耐震性能照査：構造物の地震時挙動を動力学的に解析する動的照査法と地震の影響を静力学的に解析する静的照査法に大別される。

たいしんせいのおしょうさじょう

きばんめん

耐震性能照査上の基盤面：対象地点に共通する広がりを持ち、耐震設計上振動するとみなす地盤の下に存在する十分堅固な土層の上面。

たいしんせいのおしょうさじょう

じばんしゅべつ

耐震性能照査上の地盤種別：地震時における地盤の振動特性に応じて工学的に分類する地盤種別。

たいしんせいのおしょうさじょう

じばんめん

耐震性能照査上の地盤面：構造物や土の重量に起因する地震時慣性力をその面より上方では考慮し、下方では考慮しないとして定めた地盤面。

たいしんせつけい

耐震設計：構造物等の地震の振動に耐える設計法で、頭首工では修正震度法を使用し、構造物の規模や重要等に応じ動的解析法を用いる。また、他の構造物については構造物特性や地盤条件により震度法、修正震度法、応答変位法を選定する。

たて おび こう

縦帯工：護岸法肩部の施工性を容易にし、護岸法肩部の損壊を防ぐものである。

たん ききよう し じりよく

短期許容支持力：材料による杭の短期許容圧縮応力度に長さ径比の低減を考慮した値以下で極限支持力の 2/3 の値。

だんせいいき

弾性域：構造部材において、部材が降伏する前の応力－ひずみが線形関係である範囲。

だんせいはたんき

弾性波 探査：弾性波が物性の異なる境界で屈折や反射などの現象を生じることを利用した地下構造を把握するための調査手法であり、反射波を用いる方法、屈折波を用いる方法、透過波を用いる方法、表面波を用いる方法の 4 つに区分できる。

だん そ せい ゆうげん よう そ ほう

弾 塑性 有限 要素法：土や金属のように弾性と塑性の性質が混在した材料に対し、有限要素法 (FEM) を用いた非線形解析により、応力や変形挙動等の物理現象をシミュレーションする手法。

ち

ち いきべつ ほ せいけいすう ち いき くぶん

地域別補正係数の 地域区分：大地震が起こる可能性が高い地域を 1 とした標準設計水平震度の補正係数で、対象地域を $A1=(1.0, 1.2, 1.0)$ 、 $A2=(1.0, 1.0, 1.0)$ 、 $B1=(0.85, 1.2, 0.85)$ 、 $B2=(0.85, 1.0, 0.85)$ 、 $C=(0.7, 0.8, 0.7)$ に分けて掲げている。

ち

稚 魚：ひれの条数が成魚と同じとなってから、うろこが形成され終わるまでの魚類をいう。

ち すい きの う

治水 機能：一般には、河川の氾濫や高潮などから住民の命や財産、社会資本基盤等を守るために洪水を制御する機能をいう。頭首工は、基本的にダム等のように洪水を制御する治水機能は無いものの、洪水時には、河川の治水上著しい支障を与えることなく、流水を安全に流下させる水理機能を有している。

ちようききようしじりよく

長期許容支持力：材料による杭の長期許容圧縮応力度以下で極限支持力の 1/3 をいい、極限支持力は載荷試験、又は支持力算定式から求められる。

ちよくせつ き そ

直 接基礎：構造物をフーチング基礎又はべた基礎により直接構造物を支える基礎で、鉛直支持、滑動、転倒の条件を満足している必要がある。

ちんこう り ろん

沈降理論：沈砂池の沈砂溝の長さを算出するために用いる理論で、流量、沈降させる土砂の直径、深さ、幅などから求められる。

ちん さ こう

沈 砂 溝：沈砂池の沈降部は一様な流れを維持し、沈砂及び排砂機能を高めるために隔壁により幅に比べて水深が深くなるように分割された溝をいう。一般に、沈砂溝は維持管理上から 2 連以上に分割される。

ちん さ ち

沈 砂 池：取水した用水中から水路に有害な土砂礫の沈積排除を行う施設。

ちん ぶ か

陳 腐 化：古くさくなることをいう。例えば、水管理制御設備や電気設備では、修理・交換が従前の機器では困難となることを示す。

て

ていかく

定格トルク：誘導電動機において定格周波数、定格電圧のもとに電動機軸において利用できる定格

出力に相当したトルクをいう。

テレメータ：遠隔地にある機器の動作状況や計測データなど、監視情報の伝送を行う装置をいう。

てれめーた/てれこんとろーる

TM/TC：TC（テレコントロール）は遠隔地の操作を行い、操作が必要な遠隔地の状態を知るためにTM（テレメータ）を必要とするので、組み合わせて用いられる。

てんばほごこう

天端保護工：低水護岸の上端部と背後地のすり付けをよくし、裏側から浸食されて崩壊しないように保護するもの。

ディープビーム 効果

：斜めせん断ひび割れが進展したあとも載荷点と支点を結ぶコンクリートが圧縮力に抵抗し、タイドアーチ的な耐荷機構が形成されることにより、水平力に抵抗することができる効果。

でんあつこうか

電圧降下：一般に無負荷の状態の電圧が負荷の投入によって一時的に電圧が降下することをいい、異常に電圧が低下すると電動機の温度の上昇、トルクの減少又は照明の明るさが低下する。

でんそうそうち

伝送装置：計測データや、制御データを伝送する回線は無線方式（単信無線回線、多重多方向無線回線）、有線方式（私設線、NTT回線などの専用線、地域IP網接続サービス）がある。地区の状況、管理体制、経済性、制御装置の整合性などから決定する。

と

とくていすいりしやう

特定水利使用：最大取水量により区別されており、かんがいでは $1.0 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上又はかんがい面積 300 ha 以上、準特定水利使用は $0.3 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上又は 100 ha 以上をいい、河川区分との組合せにより、許可・認可権者が異なる。

とこど

床止め：河床低下を防止し、河床を安定させ、河川の縦断及び横断形状を維持することを目的として設置される河川横断構造物であり、床固めと言う場合もある。構造的には、落差がある床止めに「落差工」、落差がないかまたはあっても極めて小さい床止めは「帯工」と呼ばれる。

とりいぐち

取入れ口：かんがいに必要な用水量を河川から確実に取入れ、用水路へ導く施設。

とりいすい

取入れ水位：自然取入れの場合は既往最大濁水位とし、取水堰を設ける場合は設計取水位のことをいう。用水路起点に必要とされる水頭と各種損失水頭の和で求められ、取水堰の堰高決定のもととなる。

とりいはば

取入れ幅：取水量、水深、流速から求められる。

とりいりゅうそく

取入れ流速：取入れ堰上の流入速度は $0.6 \sim 1.0 \text{ m/s}$ が標準的であり、土砂の流入、水生植物の繁殖を防止するための流速の範囲である。

トリリニア 型モデル

：原点からひび割れ点を結ぶ線と、ひび割れ点から降伏点を結ぶ線及び降伏点と終局点を結ぶ線の3本の線からなる非線形モデル。

どう すい あつ

動 水 圧：流水又は射出水が固定した面に衝突するとき、その面に働く圧力。

どうりゅうへき

導流壁（土砂吐き）：流路の安定を図るために設けられ、土砂礫の堆砂を防ぐ構造物で、土砂吐きでは土砂吐き水路を形成しやすくするために設けられ、一般には取入れ敷高程度とするが、緩流河川では排砂時間の短縮のため計画取水水位程度とする方が望ましいとされている。

どしやば

土砂吐き：取水堰の取入口側に設け、取入口前面に堆積した土砂を短時間に掃砂し、取水時における水路内への土砂の流入を防止する。

に

にきゅう か せん

二級河川：一級河川以外の水系で、公共の利害に重要な関係のある河川で、都道府県の知事が指定したもの。

ね

ね がため こう

根 固 工：河岸又は堤防法留工の前面に設け、河床の洗掘及び低下に対処し河道の安定を図るもの。

の

のりどめこう

法 留 工：堤防法面のすべりを防止し、裏面土砂の流出を防ぐもので、基礎工と兼ねる場合もある。

のりふくこう

法 覆 工：堤防法面を被覆し、これを保護するもの。

は

はじょうだんは

波状段波：津波が遠浅の海域や河川を伝播するのに伴い、波形や水深等の条件によっては周期の短い複数の波に分裂し波高が増幅する現象。

ハンチング：ゲートやポンプ等で入力の変化があっても、慣性等の時間的遅れで制御量がすぐに変化せず、しばらく前の値をとり続けること。広義には、閉ループ制御で操作や制御が周期変動して繁雑に繰り返される現象をいう。

がた

バイリニア 型モデル：原点から降伏点を結ぶ線と、降伏点から終局点を結ぶ線の 2 本の線からなる非線形モデル。

ばしょう ぐい

場所打ち 杭：地盤を掘削した後に鉄筋カゴを挿入し、コンクリート打設することにより築造した鉄筋コンクリート杭。標準的には、直径 80cm 以上で、継目のない大口径の杭を得ることができる。

パイピング：浸透性地盤上で堰により水位を上げると、上下流の水位（水頭）差によって地盤内を浸透する流水が地盤内の土粒子を移動させようとする。この作用が進行すると地盤内に水孔をつくり、やがて空洞ができて基礎の破壊に至る。このような作用をパイピングという。このパイピング防止のために堰基礎面や取付け擁壁の背面に沿う浸透路の長さ（クリープ

の長さ)を確保する。

ひ

ひょうじゅんかんにゆうしけん

標準貫入試験：現位置における地盤の相対的な堅さを表し、重量 63.5 kgf のハンマーを 75 cm 落下させ 30 cm を打込むのに要する打撃数を求める試験で、この打撃数を N 値といい、整数で表され、50 を最大としている。 N 値は支持地盤の選定や基礎構造の決定に欠かすことのできない指数である。

ひらいき

避雷器：電路に雷や回路開閉の時に起こる衝撃過電圧が侵入した場合、それによる電流を大地に流し、電圧上昇を制限して電路を正常に保つための装置。

びえすけんそう

PS 検層 (ダウンホール法)：地盤の物性を評価するパラメータである弾性波速度を測定する方法の一つで、地表で起振させた振動をボーリング孔内に設置した受振機で受振することで地盤の大局的な速度構造を把握する測定方法。

ふ

フィックスドタイプ：堰の本体が直接岩盤に接着している形式の取水堰。

ふかんたい

不感帯：入力の不感帯より小さい場合、出力に変化が現れない範囲、ハンチング防止のために不感帯を余裕幅として持たせる必要がある。

けいじょう

フック形状：鉄筋の標準フック形状には、半円形フック、直角フック、鋭角フックが用いられる。

ふなどお

舟通し：堰による水位差のある水面間を通船させるための設備で、閘門はローラゲートや、マイターゲート等が採用される。最近では、魚道を兼ねたものもある。

ふゆうさ

浮遊砂：流水の乱れによる拡散作用のために浮遊して輸送される土砂のことで浮遊土砂ともいう。河川に供給された微細砂が浮遊して流下する場合はウォッシュロードといい、これは河床の変動には関係しない。

フローティングゲート：浮上させた状態で曳航により移動し、ゲート内に水を注排水することにより沈下・浮上する形式のゲート。頭首工の塗装や修理時等に仮設的に用いられる。

ぶい

げんしょう

V ノッチ現象：ゴム堰の倒伏過程において袋体が局部的に収縮し、流れが集中する現象で、膨脹媒体として空気を用いた場合に見られる。このとき、流量変化は少ないが単位幅流量が大きくなるので、跳水位置が下流側にずれる。

かいせき

プッシュオーバー解析：荷重増分法とも呼ばれ、漸次荷重又は水平震度を増加させ構造物の破壊形態を把握する静的解析法。

へ

へいこうかしょう

平衡河床：流水により河床材料が移動しながら河床に洗掘や堆積が生じない状態で変動が少なく釣合のとれた河床。

ペデスタル杭^{ぐい}：貫入式現場打ちコンクリート杭工法の一で、施工法は二重管を打込んだのち内管を引抜き、先端コンクリートを入れて球根状に突き広げ、続いて鉄筋、コンクリートを投入して築造する杭。

ほ

放水路^{ほう すい ろ}：頭首工下流への責任放流量や河川維持流量を放流するための施設、又は余水吐き等からの余水を河川に戻す水路。

補強^{ほ きょう}：主に施設の構造的耐力を回復又は向上させること。

補剛材^{ほ ごう ざい}：構造物の剛性を増すために付加された部材をいう。水圧鉄管等では、外圧による座屈や、有害な振動等を防止するために取付けられる部材をいう。スティフナともいう。

補修^{ほ しゅう}：主に施設の水密性、通水性、耐久性を回復又は向上させること。

保全管理^{ほ ぜん かん り}：当該施設に求められる性能が継続的に維持されるよう管理すること。

ま

巻止工^{まき とめ こう}：低水護岸の上端部に設け、低水護岸が流水により裏側から浸食されて崩壊しないよう保護するもの。

摩擦杭^{ま さつ ぐい}：杭先端が良質な支持層に達しておらず、杭の周面の摩擦力により支持力を得る杭。

み

ミオ筋^{すじ}：河道内において流水の集中によって形成される流路。

む

無塗装耐候性鋼材^{む と そう たい こう せい こう ざい}：普通鋼材に対し塗装や防錆処理をしなくても大気中での腐食に耐える鋼材のこととで、JIS G 3114 溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材のうち W 材をいう。この鋼材は表面に緻密な安定したさび層をつくることにより塗装を不要にした鋼材で、主に鋼橋に用いられるものである。

め

免震設計^{めん しん せ っ け い}：地震の振動を免れる設計法で、免震装置としては地震動が構造物に伝わるのを遮断する装置（アイソレータ）と構造物の振動エネルギーを吸収する装置（ダンパ）からなる。

ゆ

油圧シリンダ^{ゆ あ つ}：作動油の持つ流動力を機械的動力に変換する機器のうち、シリンダ力が有効断面積及び差圧に比例するような直線運動をするアクチュエータをいい、複動ピストン式と単動ラム式がある。

有限要素法^{ゆう げん よう そ ほう}：骨組み構造や連続体の構造解析に用いられる数値解析法のひとつ。全体系を節点を

介する要素に分解し、節点により全体が連続・連携することを用いて方程式を解く方法である。

よ

よう あつ りょく

揚 圧 力：堰体下部の空隙やクラック等に生じる間隙水圧がある断面に対して鉛直上向きに作用する力で、頭首工では、構造物の自重により対処する。

ようあつりょくけいすう

揚圧力係数：揚圧力の強度を表す係数で、止水処理のない場合を 1.0 とし、止水処理や排水処理などにより減ずることができる。

よく へき

翼 壁：河川構造物の側面（左右床）に浸透水を迂回（必要浸透路長を確保）させるために設けられる壁、又は構造物と法面のすり付けに設けられる構造物。

よこ おび こう

横 帯 工：法覆工の延長方向の一定区間ごとに設けられ、護岸の損壊が他に波及しないように縁を切るものである。

よ び はつでんせつ び

予備発電設備：ゲート設備の操作の確実性を図るために設置され、ガスタービン機関又はディーゼル機関と交流発電機から構成される。

よ ぼう ほ ぜん たい さく

予防 保全 対策：当該施設に求められる性能の劣化が顕在化する前に行う対策。

ら

ラジアルゲート：トラニピオンを中心として扉体を円弧状にし、水圧荷重は前面に張られたスキンプレートから補助桁、主桁、脚材を介してピンに集中され固定部に伝達される。ラジアルゲートは戸溝を必要とせず水理的、構造的に有利になる利点を有し、トラニピオンを中心に回転して開閉するため巻上げ荷重が比較的小さくなるなど経済性から優れた面もある。しかし、越流水が脚材と干渉するので構造的に弱いといえることや、揚程上の制約から頭首工用ゲートとしてはあまり採用されていない。

ラック：まっすぐな棒に歯を切ったものをラックといい、一般的には回転運動を直線運動に変える場合に使用される。歯を切らないで梯子状にしたものをピンラックという。棒状のラックをラック棒ともいう。
扉体やレーキを開閉、昇降する機構等に用いる。

り

りき りつ

力 率：供給されている電力がどれだけ有効に利用されているかを示す値で、供給される電力と有効電流の位相角の差の余弦（COS）で表される。

りきりつかいぜん

力率改善：供給される電力と有効電流の差（ベクトル差）である遅れ無効電流を少なくするために行われ、力率改善機器として進相コンデンサーが用いられる。

りゅう さ りょう

流 砂 量：水路に有害な土砂礫の流入を少なくするために、頭首工の設置位置、取水工の敷高、沈砂池の設置要否の決定には、流砂量の調査測定が必要であり、主に浮遊砂について調査が

行われる。

りゅう せん もう

流 線 網：土の中の自由水の流れを表したもので、水頭の等しい点を結んだ線を等ポテンシャル線といい、自由水面がある場合は浸潤線と呼ばれる。また、浸透流において水の流れの方向を連ねた線を流線といい、この二つの線は一般に直交する。

りゅうにゅうどうすい

流入導水路：取入口から沈砂池までの水路のことで、沈砂池の沈積効果が高くなるようにつくらなければならない。

りゅうりょうじょうきょう

流 量 状 況：流況調査の一環として行われ、河川流量の記録から流況表（流況図）を作成し、豊水流量（一年を通じ 95 日を下らない流量）、平水流量（185 日）、低水流量（275 日）、渇水流量（355 日）、年平均流量（日平均流量の平均値）、かんがい期平均流量（かんがい期間中の日平均流量の平均値）を求め、他水利計画の関与及び上下流のダム等の流況調節機能を有する施設の系統図を作成する。

りょうしつ し じ そう

良 質 な 支 持 層：岩盤及び、 N 値 30 以上の砂礫・砂質土層、 N 値 20 以上の粘性土層で十分な層厚を有する地盤を指す。

り ょう ほ ぜん し せつ

利用保全施設：農業用水利施設の保全や管理を目的とする施設で、水質保全施設、安全施設、休息施設などがある。

れ

じ しんどう

レベル 1 地 震 動：構造物の供用期間中に 1～2 度発生する確率の地震動。

じ しんどう

レベル 2 地 震 動：構造物の供用期間中に発生する確率は低いが、地震動強さの大きな地震動。その発生要因によって、レベル 2 地震動（タイプⅠ）、レベル 2 地震動（タイプⅡ）に区分される。

じ しんどう

レベル 2 地 震 動 （タイプⅠ）：陸地を載せるプレート境界のプレート運動が原因となり発生する地震動。

じ しんどう

レベル 2 地 震 動 （タイプⅡ）：内陸地殻内により発生する強大な地震動。

ろ

ローラゲート：ローラゲートはゲートの代表的な形式で、水圧荷重はスキンプレート、補助桁を介して水平主桁に伝えられ、扉体両側に配置された端縦桁からローラを経て戸当りに伝達される。このガーダタイプの他に全面殻体構造で伝達するシェルタイプがある。巻上げ方式は、ワイヤーロープ、スピンドル又はラックにより垂直に巻上げられるのが普通である。形状、機構が簡単でスライドゲートに比べて巻上げ荷重が小さく、信頼性が高いことから、頭首工用ゲートとして最も多くの使用実績を有しており、小形ゲートから長径間ゲートに至るまで広範囲に採用されている。

わ

ワ ン ド：水制等に囲まれた河川の本流沿いにある池のような死水域のこと。

第31章 参考文献

1 頭首工（単行本）

- 農林省農地局：土地改良事業計画設計基準第3部第3編 頭首工、(1952)
- 農林省農地局：土地改良事業計画設計基準設計頭首工、(1967)
- 農林水産省構造改善局：土地改良事業計画設計基準設計頭首工、(1978)
- 農林水産省構造改善局：土地改良事業計画設計基準・設計「頭首工」(1995)
- 農林水産省農村振興局整備部：よりよき設計のために「頭首工の魚道」設計指針、(2014)
- 農林水産省構造改善局設計課：鋼構造物計画設計技術指針水門扉編、農業土木機械化協会 (2009)
- 農林水産省構造改善局設計課：電気設備計画設計技術指針高低圧編、農業土木機械化協会 (2008)
- 農林水産省構造改善局設計課：水管理施設制御方式技術指針観測設備編、農業土木機械化協会 (1988)
- 農林水産省構造改善局設計課：水管理施設制御方式技術指針制御技術編、農業土木機械化協会 (1993)
- 農林水産省構造改善局設計課：水管理施設制御方式技術指針計画設計編、農業土木機械化協会 (1995)
- 農林水産省農村振興局設計課：ゴム引布製起伏堰施設技術指針、(2007)
- 農林水産省農村振興局設計課：土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」、(2014)
- 農林水産省農村振興局設計課：土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」、(2015)
- 農林水産省農村振興局設計課：土地改良事業計画設計基準・設計「ポンプ場」、(2018)
- 農林水産省農村振興局整備部：土地改良事業設計指針「耐震設計」、(2015)
- 農業土木學會：本邦灌漑排水工事図譜（第壹輯）、農業土木學會 (1933)
- 農業土木學會：日本取入堰堤誌、農業土木學會 (1942)
- 牧 隆泰：日本水利施設進展の研究、土木雜誌社 (1958)
- 中谷 強：取水ダム、東海出版印刷(株) (1959)
- 農業土木学会：農業土木工事図譜第1集取水施設編、農業土木学会 (1965)
- 野路浩之：設計の手引き頭首工、土地改良新聞社 (1961)
- 狩野徳太郎：取水堰、地球出版(株) (1982)
- 建設省河川局治水課：ゴム引布製起伏堰技術基準（二次案）、国土開発技術研究センター (1983)
- 水門鉄管協会：水門鉄管技術基準（水門扉編）(2020)
- 河村三郎：土砂水理学工、森北出版(株) (1982)
- 吉川秀夫：流砂の水理学、丸善(株) (1985)
- 篠邊三郎：頭首工の魚道上巻現状編、笹軽印刷 (1989)
- 土木学会：水辺の景観設計、技報堂 (1989)
- 土木学会：橋の動的耐震設計 (2003)
- 土木研究センター：橋の動的耐震設計マニュアル (2006)
- 農業土木学会：農業土木工事図譜、第4集頭首工編、農業土木学会 (1990)
- ダム技術センター：堰の設計、山海堂 (1990)
- ダム技術センター：魚道の設計、山海堂 (1991)
- 岩村勉：頭首工とともに、農業土木技術連盟 (1992)
- 建設省：ダム・堰施設技術基準（案）、ダム・堰施設技術協会 (2016)
- 日本道路協会：道路橋示方書、(2012)
- 日本道路協会：杭基礎設計便覧、(2015)
- 日本道路協会：杭基礎施工便覧、(2015)
- 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、(1997)
- 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料-PC ラーメン橋・RC アーチ橋・PC 斜張橋・地中連続壁基礎・深礎杭等の耐震設計計算例-、(1998)
- 日本道路協会：道路震災対策便覧、(2019)
- (財) 国土開発技術研究センター：改訂解説・河川管理施設等構造令 (2000)
- 日本河川協会：改訂新版・建設省河川砂防基準（案）同解説 (1997)
- (財) 国土開発技術研究センター：柔構造樋門設計の手引き (2007)
- (財) 国土開発技術研究センター：改定護岸の力学設計法 (2007)
- (財) 国土開発技術研究センター：床止め構造設計手引き (1998)
- (財) 国土開発技術研究センター：ゴム引布製起伏堰技術指針（案）(2000)
- 土木学会：2017 制定コンクリート標準示方書 (2018)
- 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 (1996)
- 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）(2004)
- 高速道路総合技術研究所：設計要領第2集 (2007)
- 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計） (1999)

福岡捷二：洪水の水理と河道の設計法(2005)
 農業土木技術研究会：農業土木技術の変遷(1995)
 砂防学会：砂防学講座第4巻—溪流の土砂移動現象(1991)越塚誠一：数値流体力学、培風館、(1997)
 梶島岳夫：乱流の数値シミュレーション、養賢堂、(1999)
 国土交通省水管理・国土保全局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針・解説—Ⅳ. 水門・樋門及び堰編一、(2020)
 SR 堰技術検討会：鋼製起伏堰（ゴム袋体支持式）設計指針（一次案 増補版）、(2007)
 国土交通省：ゴム袋体をゲート又は起伏装置に用いる堰のゴム袋体に関する基準（案）・同解説、(2015)
 ダム・堰施設技術協会：ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）、(2016)
 (財) 国土技術研究センター：津波の河川遡上解析の手引き（案）、(2007)
 農林水産省農村振興局整備部：土地改良施設管理基準—頭首工編—技術書、(2012)
 北陸地方整備局：設計要領(河川編)、(2013)
 北陸地方整備局：設計要領(道路編)、(2020)
 九州地方整備局：土木工事設計要領 第Ⅱ編河川編、(2017)
 農業農村振興整備部会 技術小委員会 食料・農業・農村政策審議会：農業水利施設の機能保全の手引き「頭首工」、(2016)
 建設コンサルタンツ協会：河川構造物耐久性診断技術について(堰編)、(2009)
 国土交通省河川局河川保全企画室：河川構造物の耐震性能照査指針（案）一問一答、(2007)
 日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料、(1997)
 土木学会：鉄筋定着・継手指針、(2007)
 (財) 海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集、(2005)
 国土交通省河川局治水課：樋門補強マニュアル（案）、(2001)
 (財) 国土技術研究センター：改定解説・工作物設置許可基準、(2007)
 農林水産省農村振興局整備部：情報化施工技術の活用ガイドライン」、(2020)
 国土交通省：仮締切設置基準（案）、(2014)
 流動性を高めたコンクリートの活用検討委員会：流動性を高めた現場打ち鉄筋コンクリートの活用に関するガイドライン、(2017)

2 頭首工一般

清野 保：頭首工—特に技術用語としての解説、土とコンクリート、7 (1957)

高月豊一：わが国における農業土木のあゆみ「頭首工」、農業土木研究、27-5 (1959)

宮城好弘：設計基準「頭首工」編の改定増補について、農業土木学会誌、33-9 (1965)

佐々木四郎：宿河原堰—自然とは何か、農業土木学会誌、43-1 (1975)

坂本 貞：土地改良事業計画設計基準設計「頭首工」の改定について、農業土木学会誌、46-11 (1978)

須田康夫：多摩川裁判判決と農業用河川工作物の安全確保、農業土木学会誌、47-11 (1979)

中西一継：最近の技術進展の歩み、「頭首工」、水と土、40 (1980)

植田昌明：近年における頭首工技術の歩みと課題、水と土、80 (1990)

植田昌明：頭首工の今後の技術選択の展望、水と土、82 (1990)

3 頭首工の設計

平賀栄治：神奈川県営稲毛川崎二ヶ領用水取水堰堤の設計、農業土木研究、20-1 (1952)

中谷 強：急流河川に設けられる頭首工の取水構造について、農業土木研究、24-5 (1956)

塚本健次他：十勝頭首工について、農業土木学会北海道支部研究発表会講演報告、31-7 (1964)

多田一人他：鶴川川西頭首工道営災害復旧について、農業土木学会北海道支部研究発表会講演報告、31-7 (1964)

山田伴次郎他：県営東海千種用水改良事業廿五里ゼキの復旧工事の施工計画について、農業土木研究、32-4 (1964)

山本弘志：八田頭首工改修計画の概要について、水路、5-1 (1964)

山本弘志：八田頭首工改修計画の概要について、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演報告、33-7 (1965)

中田与四郎：阿賀野川頭首工について（その1）、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、33-10 (1966) 森平信一：利根大ゼキ計画設計上の諸問題、農業土木学会誌、36-5 (1968)

堀 順一他：勝瓜頭首工の設計と施工について、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、36-9 (1968)

小林長栄他：赤川頭首工の設計施工について、土とコンクリート、62 (1969)

横山 新他：西の原頭首工について、農業土木学会誌、38-7 (1970)

宮腰金作他：大野川頭首工について、農業土木学会北海道支部研究発表会講演報告、39-3 (1971)

光江嶺堂：上河原頭首工の概要、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、39-6 (1971)

和田泰次他：西吉野頭首工の設計について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、40-6 (1972)

- 日置克己：十津川紀の川農業水利事業下淵頭首工について、水と土、11（1972）
- 堀田 稔：愛本頭首工改修事業について、水と土、11（1972）
- 岡田 昇：犬山頭首工の計画と景観、農業土木学会誌、41-1（1973）
- 高野政文他：災害における頭首工復旧計画について、水と土、14（1973）
- 荒ヶ田国和他：国営渡良瀬川沿岸農業水利事業邑楽・太田良頭首工の設計上の問題点について、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、43-6（1975）
- 佐藤全良：無堰頭首工（急流河川頭首工の1タイプについて）、水と土、20（1975）
- 保崎彰吾：木曽川大堰の設計と施工の概要、水と土、23（1975）
- 小野重雄他：今切川河口堰・旧吉野川河口堰の計画と施工、水と土、23（1975）
- 小林 清他：県営カンガイ排水事業新堰改築報告—第2報設計概要について、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演報告、42-7（1976）
- 松本清一他：坂根堰の設計施工について、水と土、26（1976）
- 荒ヶ田国和他：邑楽頭首工の設計と施工（その1）、水と土、27（1976）
- 荒ヶ田国和他：邑楽頭首工の設計と施工（その2）、水と土、28（1977）
- 原 透他：道営災害復旧事業千代田頭首工の応急仮設工事について、農業土木学会北海道支部研究発表会講演報告、45-2（1977）
- 荒ヶ田国和他：邑楽頭首工の設計について、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、45-3（1977）
- 高杉社雄他：旭川新堰の改築工事について、水と土、28（1977）
- 高杉社雄他：旭川新堰の改築工事について、水と土、29（1978）
- 羽沢孝三：洪水による頭首工の被災と復旧、農業土木学会北海道支部研究発表会講演報告、46-1（1978）
- 宮内 護：面河第一承水堰復旧計画と設計、水と土、39（1979）
- 本宮勝人他：蒼社河流域における統合堰の設計について、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演報告、47-7（1979）
- 国光淑郎他：新田原井堰の設計、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演報告、49-6（1981）
- 高橋和夫他：川向頭首工の移設工事について、北海道開発局技術発表会論文集、24（1981）
- 及川正一他：永沢頭首工の設計について、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、50-3（1982）
- 木島成夫他：計画河川における頭首工（鶴巻堰）の設計事例について、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、50-4（1982）
- 青木 喬：山田堰災害復旧事業について、農業土木学会九州支部研究発表会講演報告、50-7（1982）
- 平野勇三：岡本頭首工の設計について、水と土、49（1982）
- 荒木正栄：大間々頭首工の設計と施工について、農業土木の機械化、16-3（1982）
- 前川勝朗他：三郷堰頭首工の水理設計について、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、51-2（1983）
- 中西一雄：頭首工タイプ決定の経緯について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、51-5（1983）
- 中村秀雄他：四ヶ郷頭首工災害復旧事業工事報告書、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、52-4（1984）
- 松本 樹：農業用取水堰としての集水暗渠について—県営かんがい排水事業庄川右岸中部地区の事例、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、52-5（1984）
- 佐守達四他：楨谷ダムの間接流域取水工の設計について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、53-5（1985）
- 今野 久他：名取川頭首工の設計と施工について、水と土、61（1985）
- 田中史雄他：新勲別頭首工工事報告書、北海道開発局技術発表会論文集、29（1986）
- 佐守達四他：楨谷ダムの間接流域取水工の設計、農業土木学会誌、55-8（1987）
- 前川勝朗：三郷堰頭首工の水理設計に関する研究、山形大学紀要農学、10-2（1987）
- 西川克彦他：川口取水工建設工事の実施について、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、56-4（1988）
- 福田 明：末田須賀堰改築に対する設計の諸検討、農業土木学会大会講演要旨集（1989）
- 藤原和信：河川表流水取水方法、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、58-3（1990）
- 角田政明他：岡本頭首工の設計施工について、水と土、80（1990）
- 前川勝朗他：最上川子猛部の頭首工における取水水位低下について、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、37（1991）
- 前川勝朗：最上川下流部の頭首工における取水水位低下に関する考察、農業土木学会大会講演要旨集（1992）
- 増井 正他：県土木直轄施工の頭首工の施工について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、49（1992）
- 武 努他：牟呂松原頭首工の改修計画について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、49（1992）
- 前川勝朗：最上川下流部の頭首工における取水水位低下、農業土木学会誌、61-10（1993）

福士忠夫他：環境整備への取組み—頭首工を彩る「風船と白い雲」、水と土、92（1993）

貞広 清他：岩崎頭首工の設計・施工について、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、44（1993）

5 河床変動

南 勲：頭首工による河床変動量の推定法、土とコンクリート、40（1964）

三輪 式：河川の砂レキ堆と頭首工、水と土、37（1979）

川合 亨：河川の安定河道計画に関する一考察—鬼怒川（佐貫～勝瓜区間）を例として—、農業土木学会誌、48-12（1980）

煙山義史他：頭首工設置のための砂レキ堆形状特性に関する実験的研究、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、48-3（1980）

三輪 式：計画河床と頭首工の敷高、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、48-3（1980）

川合 亨：河川の安定縦断形状に関する推定について、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、48-4（1980）

三輪 式：最上川（三郷ゼキ付近）の河床形状の変化について、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、49-3（1981）

関谷光博他：吉井川における田原井堰改修に伴う河床変動予測に関する研究、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演報告、50-3（1982）

三輪 式：頭首工周辺の堆砂について、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、50-3（1982）

三輪 式：将来計画河床高に敷高を合わせた頭首工の河床掘削計画—S用水O頭首工の事例、水と土、48（1982）

松本良男：頭首工築造に伴う直上流河床変動の予測—鬼怒・岡本頭首工を例として、農業土木試験場技報、158（1984）

多田浩光他：頭首工土砂吐水門操作に伴う河床変動の有限要素解析、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、54-3（1986）

前川勝朗：最上川下流部の頭首工における取水水位低下について、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、54-3（1986）

三輪 式：堰下流の河床洗掘によるトラブル—北空知頭首工（石狩川）の事例、土木学会年次学術講演概要集第2部、41（1986）

三輪 式：模型水路実験による岡島頭首工上下流の河床掘削計画の検討、水理講演会論文集、33（1989）

三輪 式：砂床河川の頭首工におけるゲート敷上堆砂のフラッシュ、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、35（1989）

前川勝朗：最上川頭首工における取入れ口前の掘削整備形状について、農業土木学会誌、58-4（1990）

三輪 式：実験蛇行水路における交互砂洲の移動抑止限界、自然災害科学17-4、361-370（1999）、告、20-2（1991）

三輪 式：現河床より低い敷高の頭首工における堆砂問題Ⅰ．洪水中の堆砂過程の分析、岩手大学農学部報告、20-2（1991）

三輪 式：現河床より低い敷高の頭首工における堆砂問題Ⅱ．堆砂の予防対策、岩手大学農学部報告、20-2（1991）

三輪 式：現河床より低い敷高の頭首工における堆砂の予防対策、農業土木学会論文集、153（1991）

土合雅博：合口頭首工の新設に係る井田川河床変動予測について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、49（1992）

6 河道形状

三輪 式：扇状地河道の複列砂レキ堆と頭首工の設置位置、農業土木学会論文集、90（1980）

三輪 式：単列砂レキ堆と複列砂レキ堆の関係、水理講演会論文集、28、775-781（1984）

三輪 式：砂礫堆相似による河川小型模型実験、農業土木学会論文集233、115-122（2004）

三輪 式：河川蛇行研究からみた頭首工計画のあり方、農業工学研究所水工研究会、1-28（2006）

8 堰上流に及ぼす治水上の影響

松下 玄：脚柱のセキ上げ水位について、農業土木学会論文集、89（1980）

9 水理模型実験

出口利祐：竜西農業水利頭首工水理模型実験概要、農業土木研究、23-2（1955）

石橋 豊：越流ゼキにおける越流水の跳水現象についての模型実験的研究、農業土木研究、25-2（1957）

石橋 豊：北川辺領用水頭首工水理模型実験報告、農業土木研究、28-4（1960）

石橋 豊：埼玉県江戸川右岸用水取入れ樋門水理模型実験、農業土木研究、30-1（1962）

山本 茂他：鶴川川西頭首工水理模型実験報告（1）模型実験の理論、農業土木学会北海道支部研究発表会講演報告、31-7（1964）

山本 茂他：鶴川川西頭首工水理模型実験報告（2）実験結果とくに土砂吐について、農業土木学会北海道支部研究発表会講演報告、31-7（1964）

出口利祐：最上川草薙頭首工（自然取水方式）の水理模型実験、農業土木学会誌、33-3（1965）

- 川合 亨他：緩流河川における頭首工の敷高決定に関する実験的研究（矢作川第2農業水利事業細川頭首工）、農業土木試験場報告、7（1966）
- 川合 亨他：急流河川における頭首工の敷高決定に関する実験的研究（雄物川水系成瀬川頭首工）、農業土木試験場報告、8（1966）
- 小林 満：濃尾用水左岸取入れ水路における段波現象に関する水理模型実験、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、33-10（1966）
- 額田好男他：馬飼頭首工水理模型実験について（中間報告）、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、35-2（1967）
- 川合 亨他：蛇行著しい岩床河川に設置する取水施設の実験的研究（十津川紀の川農業水利事業下淵頭首工）、農業土木試験場技報、15（1968）
- 川合 亨他：蛇行著しい岩床河川に設置する取水施設の実験的研究（十津川紀の川農業水利事業、下淵頭首工）、農業土木試験場技報、16（1968）
- 川合 亨他：粗度係数及び流砂量に関する実験的研究（馬飼頭首工土砂吐拡大模型実験）、農業土木試験場技報、18（1968）
- 石井 衛他：忠別川第二頭首工水理模型実験について、農業土木学会北海道支部研究発表会講演報告、35-11（1968）
- 川合 亨他：峡谷部における頭首工の水理設計について（紀の川用水農業水利事業西吉野頭首工）、農業土木試験場技報、20（1969）
- 沢田敏男他：滋賀県愛知川頭首工の水理模型実験について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、39-9（1971）
- 川合 亨他：頭首工の位置と取水機能に関する研究（西濃用水事業岡島頭首工）、農業土木試験場技報、31（1972）
- 小林隆三：馬飼頭首工静水池の水理模型実験について（第1報）、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、40-6（1972）
- 石野捷治他：渡良瀬川太田頭首工取水施設及び沈砂池水理模型実験報告、農業土木試験場技報、41（1978）
- 秋吉康弘他：集水暗キヨ方式による取水構造物について—模型実験、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、46-3（1978）
- 馬場 博：横江頭首工整備に関する水理模型実験例、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、46-6（1978）
- 川合 亨他：杉原川高田頭首工取水工水理模型実験、農業土木試験場技報、47（1980）
- 前川勝朗他：三郷堰取水施設の水理模型実験（Ⅰ）土砂吐の水理実験、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、48-3（1980）
- 南 勲他：階段式頭首工の水理解析と実験、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、48-5（1980）
- 前川勝朗他：三郷堰取水施設の水理模型実験（Ⅲ）護床工の検討、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、50-3（1982）
- 名知知夫他：杭式導流堤方式による取水工の水理模型実験（桑原用水地区）、水と土、65（1986）
- 松本良男：鬼怒中央・岡本頭首工沈砂池の水理模型実験、農業土木試験場技報、172（1986）
- 安養寺学：埼玉合口二期事業末田須賀堰水理模型実験、水資源開発公団試験所年報、1988（1988）
- 高木強治他：森田頭首工の堆砂対策、農業土木学会誌、905-908（2005）
- 長田信寿：一般座標系による河川流の計算、水理公式集 例題プログラム集 平成13年度版（土木学会）、【例題2-8】（2001）
- 清水康行、山下恭正、山下彰司、崇田徳彦：一般曲線座標系を用いた常・射流混在流れの計算、開発土木研究所月報、No. 455、93-108（1991）
- 川島幹雄、福岡捷二：床止め工周辺の河床変動計算法に関する研究、水工学論文集、第39巻、689-694（1995）
- 細田尚、長田信寿、村本嘉雄：移動一般座標による開水路非定常流の数値解析、土木学会論文集、No. 533/II-34、267-272（1996）
- 竹林洋史：沖積河川の地形予測技術と治水対策への利用、2005年度（第41回）水工学に関する夏期研修会講義集 A コース、土木学会水理委員会・海岸工学委員会、A-6-1-A-6-17（2005）
- 矢部孝：固体、液体、気体の統一解法を目指す CIP 法、ながれ、15-5、367-375（1996）
- 伊東祐一郎、清水康行：浮遊砂混在平面2次元一般座標モデルと石狩川模型実験の再現計算によるその検証、水工学論文集、第47巻、661-666（2003）
- 渡邊明英、福岡捷二、Alex George Mutasingwa、太田勝：複断面蛇行河道におけるハイドログラフの変形と河道内貯留の非定常2次元解析、水工学論文集、第46巻、427-432（2002）
- 井上和也：開水路流れの数値解析、1980年度（第16回）水工学に関する夏期研修会講義集 A コース、土木学会水理委員会・海岸工学委員会、A-6-1-A-6-26（1980）
- 細田尚：河川流のモデリングと河床・河道変動解析の進歩、2002年度（第38回）水工学に関する夏期研修会講義集 A コース、土木学会水理委員会・海岸工学委員会、A-2-1-A-2-22（2002）
- 長谷川和義：蛇曲流路における流れと平衡底面形状に関する研究、土木学会論文集、第338号、105-114（1983）
- 西本直史、清水康行、青木敬三：流線の曲率を考慮した蛇行水路の河床変動計算、土木学会論文集、No. 456/II-21、11-20（1992）

福岡捷二、海野修司、成田一郎、辰野剛志、西本直史：多摩川ニヶ領宿河原堰の改築による堆積土砂の移動、水工学論文集、第 48 巻、1081-1086(2004)

福岡捷二：洪水の水理と河道の設計法、森北出版、258-265(2005)

10 取入口

萩原 信：竜西用水取入口について、水路、7 (1961)

岡田 昇：犬山頭首工左岸取入施設について、水路、7 (1961)

杉野義明：緩流河川からの締切り取水の一例、水路、8 (1962)

丸山仁志他：大河川の締切取水について一埴科頭首工土砂吐前導流壁および取水口、水路、8 (1962)

出口利祐：ラセン流を利用した排砂溝 (Vortex Tube Sand Trap)、水路、6-1 (1965)

川合 亨他：頭首工取入れ口の水理設計について、農業土木試験場技報、12 (1967)

石野捷治：取入れ口に設置する沈砂溝の水理現象に関する実験的研究 (鬼怒川南部勝瓜頭首工)、農業土木試験場技報、17 (1968)

川合 亨：頭首工の水理設計に関する研究 (Ⅱ) 取入れ口と護床工法の水理設計、農業土木試験場報告、9 (1971)

松下 玄：脚柱のセキ上げ水位について、農業土木学会論文集、29-37 (1989)

中村和正：スクリーンの損失木頭の設計値と実態の相違について (ディスタンスピースの影響の算定と汚れ係数の導入)、農業土木試験場技報、189 (1994)

11 フローティングタイプ取水堰

後藤定年：阻壁による堤鉦跳水の調節、農業土木研究、20-5 (1953)

長 智雄他：滲透性基盤上における堰堤下の揚圧と滲圧と滲透水流について (Ⅱ)、農業土木研究、20-6 (1953)

長 智雄他：滲透性基盤上における Weep Hole を有する低堰堤下の揚圧と滲透水流について、農業土木研究、21-4 (1953)

田中宏平：低堰堤下の揚圧について、農業土木研究、21-5 (1954)

田中宏平：低堰堤における Relief Well の効用について、農業土木研究、22-1 (1954)

山本 茂：砂礫の掃流と透過性水制工に関する研究 (Ⅰ)、農業土木研究、22-2 (1954)

南 勲：乱流の研究とその応用 (Ⅰ)、農業土木研究、22-2 (1954)

山本 茂：堰堤溢流面の合理的曲線の一試案、農業土木研究、22-6 (1954)

南 勲：乱流の研究とその応用 (Ⅱ)、農業土木研究、23-3 (1955)

田中宏平：成層上の堰堤あるいは堤防に関する Relief Well について、農業土木研究、23-1 (1955)

南 勲：越流堰堤下流の洗掘保護工所要区間に対する Bligh 公式の批判および乱流理論による水理計算、農業土木研究、24-1 (1956)

南 勲：乱流の研究とその応用 (Ⅲ) 乱流構造より見た限界掃流力 (前)、農業土木研究、24-1 (1956)

南 勲：乱流の研究とその応用 (Ⅳ) 乱流構造より見た限界掃流力 (後)、農業土木研究、24-3 (1956)

南 勲：堤鉦の河床保護区間決定公式に関する水理実験、農業土木研究、24-4 (1956)

南 勲：水褥工の水理について一実験、農業土木研究、24-5 (1956)

高月豊一他：取水ダム下流の水流変化と洗掘機構について一固定河床の場合、農業土木研究、25-6 (1958)

増井 正他：頭首工の排砂についての監察—三重県宮鈴鹿沿岸用水改良事業第 2 頭首工について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、28-4 (1960)

志村博康：平衡河床、農業土木学会誌、37-1 (1969)

川合 亨：頭首工の浸透路長の設計について、土とコンクリート、64 (1970)

南 勲他：急流頭首工の局部洗掘について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、40-6 (1972)

山田正恭他：頭首工リアエプロンの機能調査について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、40-6 (1972)

長井 正：利根大堰下流洗掘防止について、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、43-6 (1975)

泉谷雅昭他：水平噴流の特性と洗掘形状内の水理特性について、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、46-2 (1978)

増井 正他：取水ゼキ損壊の実態と対策—特に洗掘について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、47-5 (1979)

細見 寛：水たたき及び護床工の施工延長について ブライの式、河川、455 (1984)

松下 玄：頭首工護床工の洗掘機構の基礎的研究、農業土木学会論文集、123 (1986)

植田昌明：掘り込み式減勢機構の水理設計に関する一考察、農業土木学会大会講演会講演要旨集、(1988)

川合 亨：頭首工の設計に関する浸透路長とエプロン長さについての再評価、水と土、84 (1991)

川合 亨：頭首工の可動堰に関する堰体の実用的計算例、水と土、85 (1991)

常住直人他：頭首工上流エプロン構造と洗掘深さの関係について、農業土木学会大会講演会講演要旨集、(1992)

大西亮一：堰の水理構造に対する減勢効果の評価、農業土木学会大会講演会講演要旨集、(1993)

常住直人他：頭首工エプロン上流端形状と局所洗掘の関係、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、189 (1994)

田中忠次他：堰基礎地盤における浸透破壊の検討、(2008)

12 頭首工設計の基本

渡嘉敷勝他：平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震による宮城県内の頭首工および水門の被害、農工研技報、213(2012)

15 土砂吐き

中谷 強：取水ダム土砂吐及び沈砂池の設計 (1)、土とコンクリート、8 (1958)

中谷 強：取水ダム土砂吐及び沈砂池の設計 (2)、土とコンクリート、9 (1958)

出口利祐他：頭首工土砂吐水理設計の理念、農業土木研究、31-7 (1964)

小谷 俊他：特殊形式の頭首工について—県営三面川頭首工土砂吐について、農業土木研究、32-1 (1964)

沢田敏男他：頭首工土砂吐の水理 (I) —設計流速について、農業土木学会論文集、12 (1965)

川合 亨：頭首工の水理設計に関する研究 (I) 敷高と土砂吐の水理設計、農業土木試験場報告、9 (1971)

川合 亨：水理実験に基づく河川工作物の水理設計 (その 1) 頭首工の土砂吐とダム洪水吐、農業土木学会誌、46-5 (1978)

川合 亨：間違い易い水理設計 (その 2) 頭首工に関する事項、水と土、39 (1979)

16 護床工

川合 亨：頭首工の護床工に関する新しい水理設計法、水と土、8 (1972)

胡桃坂邦雄：明治用水頭首工護床改修工事について、水と土、43 (1980)

松下 玄：頭首工護床工の抵抗特性—潜越流の影響について、農業土木学会論文集、92 (1981)

松下 玄他：頭首工護床工水理特性、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、52-4 (1984)

増井 正他：取水堰の護床工についての考察、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、52-5 (1984)

松下 玄他：階段式落差工の減勢特性、農業土木学会誌、53-2 (1985)

川合 亨他：頭首工護床ブロックの大きさと施工についての試案、水と土、66 (1986)

児玉敏夫他：長良川取水地における河床の安定について (ブロック配置方法の水理模型実験)、水と土、67 (1986)

前川勝朗：三郷堰頭首工における護床ブロックの粗度について、山形農林学会報、43 (1986)

菊岡武男他：鈴鹿用水第二頭首工の調査事例とくに護床工改修の推移について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、44 (1987)

菊岡武男他：鈴鹿用水第二頭首工の調査事例 (続報) 護床工改修の推移について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、45 (1988)

菊岡武男他：堰の階段式護床工の設計—鈴鹿第二頭首工護床工改修計画に関連して、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、46 (1989)

菊岡武男他：鈴鹿用水第二頭首工護床工の被災現状とその応急復旧工法について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、47 (1990)

川合 亨：ゲート下流護床工の設計について、水と土、81 (1990)

菊岡武男他：粟生頭首工及び局所洗掘に関する調査、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、48 (1991)

菊岡武男他：鈴鹿用水第二頭首工護床工改修の設計について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、49 (1992)

17 ゲート

岩村 勉他：埴科頭首工計画について (主としてハイドロゲート・システム)、農業土木研究、26-7 (1959)

三菱重工業：起伏ゲート (1)、土とコンクリート、46 (1965)

栗本鉄工所：起伏ゲート (2)、土とコンクリート、46 (1965)

川上塗料：水門の防蝕塗装、土とコンクリート、46 (1965)

吉良八郎他：特殊転倒ゲートの排砂特性について、農業土木学会誌、36-9 (1968)

永井 正：秋ヶ瀬取水堰の電気防蝕工について、水と土、21 (1975)

塩谷泰文：二段水門扉に及ぼす各種水理力について、農業土木学会誌、45-7 (1977)

高井佐寿他：犬山頭首工—ゲートからの流出について、水と土、41 (1980)

国光淑郎：吉井川新田原頭首工の工事概要—止水工法およびゲートについて、建設の機械化、392 (1982)

堀川 勇他：県営宮田地区用排水施設整備事業における頭首工の統合改修について、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演報告、51-3 (1983)

平野勇二：岡本頭首工洪水吐水門の設計、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、51-4 (1983)

児玉 忠他：ゴム引布製起伏堰 (ゴム堰) の設計と施工、農業土木学会九州支部研究発表会講演報告、53-6 (1985)

上野昭三：ゴム引布製起伏せきの完成と岩木川からの安定取水対策、水道公論、21-3 (1985)

斎藤秀明：空気膨張式ゴムせきにおける振動、水理講演会論文集、29 (1985)

福井重弘：岩木川ゴム引布製起伏せき、全国水道研究発表会講演集、36 (1985)

布本 博他：ゴム引布製起伏せきの越流騒音についての一考察、土木学会年次学術講演会講演概要集第2部、40 (1985)

中尾俊一他：ゴム引布製起伏せきの水理および振動特性について I、土木学会年次学術講演会講演概要集第2部、40 (1985)

中尾俊一他：ゴム引布製起伏せきの水理および振動特性について II、土木学会年次学術講演会講演概要集第2部、40 (1985)

三谷勇蔵他：名取川頭首工ゲート設備工事報告、水門鉄管、144 (1985)

萩原国宏：オートラバーダムの機能に関する研究、土木学会年次学術講演会講演概要集第2部、40 (1985)

佐藤 勇：鳴瀬堰ゲート設備新設工事について、建設省東北地方建設局管内技術研究発表会、38 (1986)

本郷忠夫他：ゴム引布製起伏せきの水理および振動特性に関する模型実験研究、電力土木、201 (1986)

佐々木儀見他：宮田頭首工の統合改修について、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演報告、54-3 (1986)

児玉 忠他：ゴム引布製起伏堰の設計と施工、農業土木学会誌、54-8 (1986)

内藤孝順他：川原樋川発電所大股取水堰に採用したゴム引布製起伏堰の設計と施工、土木技術、42-3 (1987)

橋本安弘他：わが国最大のゴム堰鳴瀬堰建設工事を見る、土木施工、28-5 (1987)

和田仲二他：転石河川の土砂吐ゲートへのゴム引布製堰の採用について、農業土木学会京都支部研究発表会講演要旨集、44 (1987)

大塚家正他：奈良俣ダム導水取水堰の設計、ダム日本、528 (1988)

萩原国宏：ラバーダムの固有振動、東洋大学工学部研究報告、24 (1989)

赤井新也：ゴム引布製起伏堰の保守管理について、電力土木、229 (1990)

尾崎宏一：角ノ瀬堰ゲート設備について、建設省技術研究会報告、44 (1991)

丸山一郎：ファブリダムの大型化について、住友電気、144 (1992)

建設省東北地方建設局：最上川中流堰ゴム引布製起伏堰建設リフレッシュへ向けて、東北技術、76 (1992)

伊豆原克己他：天塩川第2頭首工ゲート工事報告、水門鉄管、170 (1992)

友貞 隆：阿賀野川頭首工の予備ゲート設計について、農業土木学会京都支部研究発表会講演要旨集、50 (1993)

羽田清人他：大島頭首工ゲート設備及び制御設備工事報告、水門鉄管、176 (1993)

岡田清彦：中・四国地方水生植物に優しい伯き国の二川、季刊河川レビュー、22-83 (1993)

村田 茂：小水力発電所における水路内土砂流入防止設備の開発、中部電力鉄研究資料、91 (1993)

鎌田知幸他：鋼製起伏堰(SR堰)による取水堰の修繕事例、農業農村工学会誌-水土の知、(2010)

澤井充：荒野頭首工における鋼製起伏堰(ゴム袋体支持式)の施工事例、農業農村工学会誌-水土の知、(2015)

渡嘉敷勝他：平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震による宮城県内の頭首工および水門の被害、農工研技報、213(2012)

18 基礎の種類と設計

高橋三夫：紀の川新六箇頭首工災害復旧工事におけるプレパクト工法、農業土木研究、25-4 (1957)

高橋三夫：紀の川新六箇頭首工災害復旧工事におけるインストレーション工法とガンクリート、農業土木研究、25-5 (1958)

細谷信行：当別頭首工排砂門柱基礎井筒工事について一寒中コンクリート、農業土木研究、30-1 (1962)

渡会末彦他：利根導水路事業荒川取水ゼキの基礎鋼管グイについて、農業土木研究、32-5 (1965)

善木正敏他：基礎に鋼管グイを用いた頭首工の設計と施工について、農業土木学会誌、33-2 (1965)

平井重義他：栗生頭首工における止水壁ケーソンの継手施工について、水路、6-4 (1966)

森平信一他：利根大ゼキの基礎工について、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、36-1F (1969)

手塚恒男他：馬飼頭首工の基礎工について、農業土木学会誌、39-2 (1971)

土屋和夫他：小櫃堰地下連続壁の施工について、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、40-5 (1972)

宮崎雄二：小櫃堰地下連続壁の設計と施工、水と土、11 (1972)

渡辺幸雄：愛谷頭首工の基礎について、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、41-3 (1973)

石井英郎：馬飼頭首工における異径鋼管グイの設計と施工、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、43-7 (1975)

二村 勉他：玉石混り礫層での鋼矢板止水壁工法について、農業土木学会京都支部研究発表会講演要旨集、43-7 (1975)

保崎彰吾：馬飼頭首工における異径鋼管グイの設計と施工、農業土木学会誌、43-9 (1975)

荒ヶ田国和他：呂楽頭首工の地盤改良、水と土、21 (1975)

井深守三他：軟弱地盤における頭首工の基礎処理について—生石灰パイル工法の一事例、水と土、33 (1978)

保沢 与他：頭首工の基礎処理について—平喜名ゼキの場合、農業土木学会沖縄支部研究発表会講演報告、48-7 (1980)

大越進一他：透水性砂地盤上に設けられたセキのような構造物に打設される止水矢板について、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、49-4 (1981)

国光淑郎他：新田原井堰の重錘式掘削工法による鋼矢板止水壁の施工について、水と土、46 (1981)

小倉 寛他：新田原井堰基礎の設計施工について、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演報告、52-6 (1984)

小倉 寛他：新田原井堰止水壁の施工について、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演報告、53-5 (1985)

古田 保：硬い中間層を考慮した長尺鋼管杭の施工法について、農業土木学会京都支部研究発表会講演要旨集、44 (1987)

19 魚 道

中田与四郎他：阿賀野川頭首工のスロットタイプ魚道について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、34-9 (1966)

川合 亨：頭首工の魚道に関する水理設計について、水と土、6 (1971)

高野哲男：魚道についての一考察、農業土木学会北海道支部研究発表会講演報告、44-1 (1976)

篠邊三郎：魚道の研究 (1) 概説、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、47-3 (1979)

篠邊三郎：魚道の研究 (2) 東北地方における魚道の現況と遡上実験、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、48-3 (1980)

妹尾優二他：魚道についての一考察、農業土木学会北海道支部研究発表会講演報告、49-2 (1981)

篠邊三郎：魚道の研究 (4) 魚道内の流れ、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、50-3 (1982)

篠邊三郎：魚道の研究 (6) スロット型魚道の流況と遡上実験、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、51-3 (1983)

篠邊三郎：魚道の研究 (8) 魚道の照度、色彩と遡上について、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、52-3 (1984)

篠邊三郎：魚道の水理と魚類のそ上、学術月報、37-8 (1984)

篠邊三郎：魚道の研究 (11) 魚道の管理、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、54-3 (1986)

篠邊三郎：魚道の研究 (12) 魚道の型式別最大流速と発生場所、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、55-3 (1987)

中村俊六他：階段式魚道内の流況に関する実験について、農業土木学会誌、55-10 (1987)

篠邊三郎：魚道の設置数、型式、勾配について—わが国における頭首工魚道の現状 (I)—、農業土木学会誌、57-12 (1989)

岩村 勉：魚道登り口の考察、農業土木学会京都支部研究発表会講演要旨集、47 (1990)

篠邊三郎：魚道の規模、流量、遡上魚、管理の状態—わが国における頭首工の魚道の現状 (II)—、農業土木学会誌、58-2 (1990)

篠邊三郎：頭首工の魚道、ダム技術、39 (1990)

植田昌明：魚道流出口付近の流況に関する研究、農業土木学会関東支部大会講演要旨、41 (1990)

君塚芳輝：河川の横断工作物が魚類に及ぼす影響—近ごろの魚の悩み (下)、にほんのかわ、51 (1990)

植田昌明他：頭首工の水理設計の課題と展望—魚道の事例を中心として、農林水産省農業工学研究所報、183 (1991)

村松重広：富士川魚道の施工事例について、農業土木学会関東支部研究発表会講演要旨集、42 (1991)

石黒和夫他：大島頭首工魚道の設計施工について、農業土木学会京都支部研究発表会講演要旨集、49 (1992)

村上裕子他：北海道の魚道機能について、北海道開発局技術研究発表会講演概要集、35 (1992)

菅原政一他：鳴瀬堰付設階段式魚道におけるアユ及びサケの遡上調査、水産工学、29-2 (1992)

米塚 功他：浅瀬石川第三頭首工河床洗掘と魚道機能の低下について、農業土木学会東北支部研究発表会講演要旨集、39 (1993)

小嶋正敬他：牟呂松原頭首工の魚道について、農業土木学会京都支部研究発表会講演要旨集、50 (1993)

岩村 勉：頭首工魚道型式選定の考察、農業土木学会京都支部研究発表会講演要旨集、50 (1993)

矢部浩規他：北海道の魚道実態について、北海道開発局土木研究所月報、481 (1993)

篠邊三郎：頭首工等の魚道幅員率について、農業土木学会誌、61-5 (1993)

岩村 勉：頭首工魚道の変遷と課題、農業土木学会誌、61-5 (1993)

20 沈砂池

- 南 勲：乱流の研究とその応用（V）沈砂池の水理について、農業土木研究、24-5（1956）
- 山本光男：沈砂池の整流に関する実験について、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、27-7（1960）
- 山本光男：沈砂池排砂管の水理構造に関する研究、農業土木研究、別冊-8（1964）
- 山本光男：沈砂池排砂管の水理構造に関する研究—自然排砂を行う場合について、農業土木学会誌、33-6（1965）
- 井上美彦他：利根川取水施設沈砂池の設計と水理実験、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、35-7（1967）
- 川合 亨他：沈砂池の沈砂効率と排砂機構に関する実験的研究（矢作川第二農業水利事業細川頭首工沈砂池水理模型実験）、農業土木試験場技報、12（1967）
- 吉岡孝雄他：沈砂池における可動スクリーンに関する研究（第一報）、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、36-3（1968）
- 塩谷泰文：利根川取水施設の沈砂池と大分水工、水路、9-4（1969）
- 志村博康：通水と排水を同時に実現する沈砂池設計理論、農業土木学会論文集、30（1969）
- 志村博康他：沈砂池排砂系の基礎的問題について、農業土木学会論文集、30（1969）
- 山本光男：沈砂溝内の掃流力と沈砂溝の諸元、農業土木学会論文集、53（1974）
- 山本光男他：沈砂溝の諸元決定における隔壁の効果、農業土木学会論文集、57（1975）
- 川合 亨他：鬼怒中央岡本頭首工沈砂池の水理模型実験報告、農業土木試験場技報、172（1986）

21 溪流取水工

- 川合 亨他：溪流における取水施設、水路、10-3、（1969）
- 内藤利貞他：溪流取水に関する研究、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、39-6（1971）
- 田村 藁他：山間部に築造する頭首工基本設計の一例、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、40-4（1972）
- 内藤利貞他：溪流取水工について、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、41-4（1973）
- 内藤利貞他：水クッション型溪流取水工の基本的研究—水クッション内の流れに及ぼすデフレクター角度の影響、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、42-3（1974）
- 古屋千在：溪流取水工の設計について（山梨県宮かんがい排水事業御勅使川地区）、水と土、20（1975）
- 川合 亨他：溪流取水工の水理設計について、水と土、22（1975）

- 山本光男他：溪流取水工の具備すべき要件と各種型式の概要、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、44-4（1976）
- 山本光男：溪流取水工、農業土木学会誌、44-8（1976）
- 山本光男他：水クッション型 SIDE STREAM INTAKE 実験的研究、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、45-3（1977）
- 森 清孝他：三重用水の溪流取水工について（2）、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、45-4（1977）
- 大山忠清他：防砂と流量制御をもつ溪流取水工—長野県平川地区溪流取水工水理模型実験、水と土、34（1978）
- 山本光男他：BAR SCREEN BACK STREAM INTAKE 型溪流取水工の取水特性について、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、46-4（1978）
- 岡上雄三他：小川谷頭首工の取水方法について、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演報告、46-8（1978）
- 佐藤治勝：溪流取水について、農業土木学会北海道支部研究発表会講演報告、48-2（1980）
- 今野次郎他：砂防えん堤を利用した溪流取水工の実施例について、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、48-3（1980）
- 小林和敏他：溪流取水工について—溪流取水工による大量取水の場合、北海道開発局技術研究発表会論文集、23（1980）
- 富田尚行他：溪流取水工の設計と施工について、農業土木学会北海道支部研究発表会講演報告、49-2（1981）
- 古岡繁雄他：溪流取水工について、北海道開発局技術研究発表会論文集、24（1981）
- 畑田耕雄他：御影地区溪流取水工法について、北海道開発局技術発表会論文集、25（1982）
- 石井 衛他：布部頭首工水理模型実験第 1 報—バースクリーン後方取水型溪流取水工、農業土木学会北海道支部研究発表会講演報告、50-2（1982）
- 菅原 浩他：布部頭首工水理模型実験第 2 報—バースクリーン後方取水型溪流取水工、農業土木学会北海道支部研究発表会講演報告、51-2（1983）
- 富田迪男他：急傾斜水田圃場整備における用水の取水工法について—急勾配水路におけるバースクリーン型取水工、農業土木学会誌、52-2（1984）
- 前川勝朗他：仙人沢頭首工（バースクリーン後方取水型溪流取水工）の水理模型実験（I）、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、52-3（1984）
- 山本 純他：急傾斜水田圃場整備における用水の取水工法について—急勾配水路におけるバースクリーン型急流取水工、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演要旨集、52-6（1984）
- 小沢正男：溪流取水工（チロルタイプ）維持管理について、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、53-3（1985）

桑野定美：大径石れきが流下する取水堰の構造と施工について、水と土、67（1986）

天野金蔵他：仙大沢頭首工（バースクリーン後方取水型溪流取水工）の施工例、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、55-3（1987）

高木 東他：北上山地における溪流取水河床と流域の地形的特徴—畜産用水の取水施設に関する研究—、農業土木学会東北支部研究発表会講演要旨集、34（1987）

山本光男他：バースクリーン後方取水型溪流取水工の汎用性について、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、57-3（1989）

鈴木文雄：水とともに（県営かんがい排水事業夜間瀬地区の溪流取水工について）、水と土、77（1989）

山本光男他：複合式バースクリーンタイプ溪流取水工の水理特性、農業土木学会関東支部大会講演要旨、40（1989）

山本光男他：低段差バースクリーン後方取水型溪流取水工の設計について、農業土木学会関東支部大会講演要旨、42（1991）

山本光男他：溪流取水工の設計について、明治大学農学部研究報告、92（1991）

22 取水・放流管理施設

中 達雄他：頭首工の取水管理の高度化および取入口計画・設計マニュアル化に関する研究、農業工学研究所研究技報 200 号、75-96（2002）

24 管 理

永井 正：利根大堰の管理について、水と土、10（1972）

君塚 昂：利根川河口堰の管理について、水と土、11（1972）

塩谷泰文：取水施設等の門扉の自動制御操作について、水と土、11（1972）

三本武津雄他：河川中流部における貯留ゼキについて（Ⅰ）新田原堰を例とした一考察、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演報告、45-6（1977）

三本武津雄他：河川中流部における貯留ゼキについて（Ⅱ）貯留型堰の水理特性と管理、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演報告、45-6（1977）

竹山光一：直列配置された頭首工群の自動制御特性（Ⅰ）、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演報告、45-6（1977）

前川勝朗：荒瀬川頭首工における取水量管理、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、46-2（1978）

菊岡武男：頭首工の維持管理に思う、農業土木学会誌、46-7（1978）

山崎紘一他：河川中流部における貯留ゼキについて（Ⅲ）一坂根ゼキの管理操作方式、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演、46-8（1978）

橋本政美：水管理制御方式技術指針（ダム・頭首工・用水路編）の概要、農業土木の機械化、16-3（1982）

堀川二成：愛知川農業水利管理システム、農業土木の機械化、16-3（1982）

杉山茂生：頭首工の管理と操作上の要点、農業土木の機械化、17-1（1982）

菊岡武男他：頭首工土砂吐ゲートの操作、管理状況に関する事例調査、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、52-5（1984）

荒井秀雄他：木曾川用水の管理計画及び管理システムについて、水と土、57（1984）

関井 仁他：国営鬼怒川南部造成施設の管理について、水と土、57（1984）

中戸堅持他：濃尾平野の農業用水—濃尾用水第二期農業水利事業を中心に、水と土、57（1984）

丹治 肇他：岩木川水系における農業水利施設を考慮した水系総合水管理、農業土木試験場報告、25（1986）

丹治 肇他：流域水利モデルシステムによる広域農業用水管理計画の検討、農業土木学会誌、57-7（1989）

鑑 長秀他：用水管理システムの避雷対策工事について、農業土木学会東北支部研究発表会講演要旨集、36（1990）

玉置庸伸他：用水計画と実管理（推定）における水源取水量の差異について、農業土木学会京都支部研究発表会講演要旨集、48（1991）

三輪 式：水利施設の環境整備と維持管理—取水堰の親木の活用における河川水理学上の問題点、農業土木学会誌、60-2（1992）

田中 覚他：明治用水頭首工の施設管理について、水と土、95（1993）

斎藤晴美他：新田原井堰の施設管理について、水と土、95（1993）

木本凱夫：中勢用水の水管理、農業土木学会京都支部研究発表会講演要旨集、50（1993）

有賀義明：地震観測記録に基づく既設ダムの地震時挙動の三次元再現解析、日本地盤工学会、（2007）

大保直人：地震観測技術の現状と土木構造物における緊急点検への活用、コンクリート工学、（2006）

25 エプロン耐摩耗工法

鈴木経郎他：皆瀬頭首工における真空コンクリート工法について、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、32-2（1964）

宮城好弘：摩耗に抵抗するコンクリート工法特集について、水路、14（1964）

中谷 強他：早月川蓑輪頭首工の土砂吐について、水路、14（1964）

西田金三郎：摩耗に抵抗するコンクリートライニングについて、水路、14（1964）

鈴木経郎他：皆瀬頭首工における真空コンクリート工法について、水路、14（1964）

関野 幹他：佐貫頭首工土砂吐について、水路、14（1964）

塚本健二：十勝頭首工土砂吐のライニングについて、水路、14（1964）

目木成吉他：河川工作物（頭首工）摩耗保護工について—兵庫県河合頭首工の施工、水路、5-1（1964）

柴田巳千夫他：粟生頭首工における真空コンクリート工法について、水路、5-1（1964）

中田与四郎他：阿賀野川頭首工床面保護工について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、34-9（1966）

中谷 強他：弾性板による頭首工コンクリート保護工法、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、44-4（1976）

落合信義：頭首工エプロン保護の試験施工について、水と土、25（1976）

野崎 勉：頭首工エプロン保護の試験施工について、農業土木学会誌、45-5（1977）

井上慎一他：横江頭首工におけるコンクリート摩耗試験、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、46-6（1978）

西本長次他：犬山頭首工エプロン補修（合成ゴム張工法）の施工について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、47-5（1979）

井上慎一他：横江頭首工におけるスクリーン緩衝工法について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、48-5（1980）

松本真三：名神日野川頭首工における耐摩耗工法について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、50-5（1982）

高林利秋：真空工法による耐摩耗仕上げ、セメントコンクリート、463（1985）

前川和良他：高強度コンクリートの施工について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、53-4（1985）

前野正博：頭首工の耐摩耗コンクリートの施工について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、55-5（1987）

湯浅 明他：神竜頭首工エプロン部における耐摩耗性コンクリートの施工について、水と土、78（1989）

武岡康夫他：神竜頭首工エプロン部におけるグラノリシックコンクリートの施工について（新規）、北海道開発局技術研究発表会講演概要集、32（1989）

片岡 誠他：メタルライナーの取り付け構造に関する実験的研究、土木学会中部支部研究発表会講演概要集、1-20（1991）

金 武美：水力開発における耐摩耗鋼材の使用について、水門鉄管技術講習会テキスト（1992）

伊藤義人他：コンクリート面を防護するメタルライナーの取付構造の強度と変形性能、砂防学会研究発表会概要集、76（1992）

安藤兼治他：排砂路耐摩耗材の実験的研究、電力土木、250（1994）

伊藤義人他：メタルライナーの取付構造の耐衝撃特性とエネルギー吸収能力に関する実験的研究、構造工学論文集、40A（1994）

26 耐震設計

谷 茂：北海道南西沖地震の被害概要、農業土木学会北海道支部研究発表会講演要旨集、42（1993）

谷 茂：釧路沖地震及び北海道西南沖地震における農業施設の被害概要、土質工学会北海道支部技術報告集、34（1994）

渡嘉敷勝他：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震による宮城県内の頭首工および水門の被害、農工研技報、213（2012）

松岡宗太郎他：平成 30 年北海道胆振東部地震での農業水利施設の被災概要、水度の知 88、（2020）

27 既設頭首工の耐震性能照査

石橋忠良他：矩形帯鉄筋を軸方向鉄筋の内側に配置した鉄筋コンクリート中の正負交番載荷実験、土木学会論文集、732、（2003）

池田尚治他：鉄筋コンクリートはりのせん断耐荷挙動に及ぼす鉄筋の付着の影響に関する研究、土木学会論文報告集、（1980）

山村賢輔他：開削トンネル擁壁部のせん断力に対する鉄筋差込による耐震補強方法、土木学会論文集、（2004）

谷村幸裕他：スターラップを有するディーブビームのせん断耐力に関する研究、土木学会論文集、（2004）

石橋忠良他：少数本のくいを用いたフーチングのせん断設計について、土木学会論文報告集、337、（1983）

国土交通省国土技術政策総合研究所：既設橋の耐震補強設計に関する技術資料、土木研究所資料第 4244 号、（2012）

NEXCO 中日本：耐震補強設計のポイント、（2020）

中谷昌一他：既設道路橋基礎の耐震性能簡易評価手法に関する研究、土木研究所資料第 4168 号、（2010）

吉田知永：岡島頭首工における堰柱の耐震補強工事について、水と土、第 172 号、（2014）

28 保全管理

常住直人他：農業取水堰下流の河床変動状況と洪水時護床変形に関する実験的検討、河川技術論文集、20（2014）

三輪式：堆砂に悩む堰の管理と改築計画、農業農村工学会応用水理研究部会講演集、（2013）

三輪式：暫定的上げ越し構造による頭首工堆砂障害の軽減、農業農村工学会誌、323（2012）

29 施 工

- 岩村 勉他：長野県営埴科農業水利改良事業におけるコンクリートの品質管理について、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、28-7 (1960)
- 岩村 勉他：石狩川頭首工プレパクト工法について、農業土木研究、29-8 (1962)
- 松本武郎：白石ぜきの圧入コンクリート工法について、水路、13 (1964)
- 沢井亮治：大河川における仮排水の施工例、水路、5-1 (1964)
- 中田与四郎他：阿賀野川頭首工について (工事報告)、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、35-2 (1967)
- 颯田正昭他：牟呂松原頭首工の仮排水について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、35-2 (1967)
- 颯田正昭：牟呂松原頭首工の施工概要について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、36-1 (1968)
- 森平信一：利根大ゼキ施工上の諸問題、農業土木学会誌、36-9 (1968)
- 堀 順一：勝瓜頭首工の工事施工、農業土木学会誌、38-3 (1970)
- 山田英雄他：馬飼頭首工第一期の施工について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、40-6 (1972)
- 堀田 稔：愛本えん堤の施工計画について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、40-6 (1972)
- 宮崎雄二他：小櫃堰、頭首工工事報告、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、41-4 (1973)
- 加藤正次他：急流河川の頭首工施工について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、41-5 (1973)
- 亀井幹喜他：峡谷部における固定型頭首工の仮締切について一紀の川用水西吉野頭首工の事例、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、42-4 (1974)
- 馬場和夫他：中之口川筋頭首工仮締切り計画について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、44-6 (1976)
- 川上 隆他：吉井川農業水利事業一吉井川坂根合同堰仮締切工法について、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演報告、44-7 (1976)
- 荒ヶ田国和他：邑楽頭首工の設計と施工 (その2)、水と土、28 (1977)
- 高杉社雄他：旭川新堰の改築工事について、水と土、29 (1978)
- 青浜生富：氷川頭首工の施工について、農業土木学会九州支部研究発表会講演報告、46-3 (1978)
- 山本正儀他：県営カンガイ排水事業新堰改築工事報告 (第4版) 左岸側工事と長大管理橋について、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演報告、47-7 (1979)
- 高橋秀雄：馬淵大ぜきの施工、土木技術、36 (1981)

- 黒島和弥：濁水河川における潜水工法による頭首工設置、農業土木学会関東支部研究発表会講演報告、51-4 (1983)
- 中川恒男：大規模溜池等整備事業保田頭首工の施工、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、53-4 (1985)
- 貝通丸明他：新田原井堰の施工について、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演報告、54-8 (1986)

30 その他

- 県指定史跡山田堰の撤去について一物部川地区県営灌既排水事業、農業土木学会中国四国支部研究発表会講演報告、52-6 (1894)
- 川合 亨他：早月川蓑輪頭首工の機能実態調査について、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、42-4 (1974)
- 沢田敏男：頭首工の機能に関する研究 (I)、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、42-4 (1974)
- 佐藤俊郎他：養老川西広板羽目ゼキについて、農業土木学会京都支部研究発表会講演報告、46-4 (1974)
- 前川勝朗他：庄内地域における農業用河川取水施設の調査研究、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、50-3 (1978)
- 塚本 駿他：農業取水施設の低周波音と対策について、農業土木学会誌、53-2 (1985)
- 豊田国昭：越流式ゲートの鳴音に関する研究、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、53-2 (1985)
- 梅田安治：農業用水の取水形態一石狩川流域の農業水利に関する研究Ⅱ一、北海道大学農学部邦文紀要、15-1 (1985)
- 三輪 式：山形県内諸頭首工の機能障害の解析、農業土木学会東北支部研究発表会講演報告、55-3 (1987)
- 岡田一天：シビックデザイン護岸・堰・水制工、土木学会誌、73 (1988)
- 緒方陽三他：「河川構造物の景観設計マニュアル (案)」、中国地方建設局管内技術研究会論文集、40 (1989)
- 加藤敏治：長良川河口堰の景観設計、ダム技術、51 (1990)
- 宇和川正人：韓国・洛東江河口堰の建設と環境影響対策、農業土木学会誌、58-4 (1990)
- 石田正治：人造石工法 (たたき) の遺産と調査とその保存、土木史研究、11 (1991)
- 佐藤俊郎他：伝統的技術の再発見一西広板羽目堰の構築技術と機能の保存、農業土木学会誌、59-12 (1991)
- 竹林征三：水辺の景観設計とデザイナーダム・堰水門等の河川構造物の景観設計を考える、土木技術、47 (1992)
- 竹林征三：ダム・堰とダム湖水の景観 (そのⅡ)、ダム技術、74 (1992)
- 竹林征三：ダム・堰とダム湖水の景観 (そのⅢ)、ダム技術、75 (1992)
- 井上恵博：末田須賀堰の周辺環境整備と修景、水と土、93 (1993)

竹林征三：堰・水門の景観設計技術（そのⅠ）、ダム技術、
78（1993）

竹林征三：堰・水門の景観設計技術（そのⅡ）、ダム技術、
79（1993）