

И.В. ФИЛИППОВИЧ, канд.техн.наук,
МОХАМЕД АХМЕД
МОХАМЕД АБУ-РЕХИМ (БПИ)

ОТКРЫТЫЕ ВОДОДЕЛИТЕЛИ БЕЗ ЗАТВОРОВ НА МЕЛИОРАТИВНЫХ КАНАЛАХ

Преимущества открытых вододелителей без затворов перед аналогичными с затворами заключаются в том, что они обеспечивают:

- автоматическое распределение расходов по заданному режиму, достигаемое переливом потока с порога вододелителя в отвод, геометрические размеры (ширина и глубина) которого рассчитаны в строгом соответствии с пропускаемыми расходами при различных глубинах и гидравлических условиях в магистральном и распределительных каналах;
- необязательность применения затворов и механизмов для регулирования потоком с целью подачи потребных расходов в распределительные каналы;
- независимость пропускаемых расходов от уровня воды и условий подтопления в распределительных каналах для вододелителя с незатопленным порогом;
- возможность использования порога вододелителя для задержания наносов и вынесенных в магистральный канал удобрений, а также для расположения в нем промывных галерей, устройств и конструкций;
- свободный пропуск льда, шуги, плавающих предметов.

С учетом перечисленных преимуществ становится очевидным, что стоимость сооружения открытых вододелителей без порогов и с порогом в узле разделения потоков по заданным направлениям значительно ниже по сравнению со стоимостью беспороговых вододелителей с затворами и механизмами. В случае автоматического разделения расходов и эксплуатации без участия обслуживающего персонала применение таких вододелителей может обеспечить народнохозяйственный эффект при определенных благоприятных условиях:

- водообеспечение оросительных полей из водохранилищ с малой призмой сработки или из естественных водотоков с командным уровнем воды в них над орошаемой площадью;
- участки со значительным перепадом рельефа территории, на которой проходит магистральный канал, а на пониженных участках — распределительные каналы;
- нагорные ловчие каналы с боковым отводом воды на орошаемые площади;
- осушительно-оросительные каналы с устройством вододелителей на перепадах рельефа мелиорируемой территории и др.

Поскольку основной задачей является заданное распределение расходов по различным направлениям, становится очевидной важность разработки надежных методов гидравлического расчета отверстий отводов вододелителя.

Теоретические и экспериментальные исследования проведены на вододелителе с двумя симметричными боковыми и одним прямым, расположенным перпендикулярно к ним, отводами.

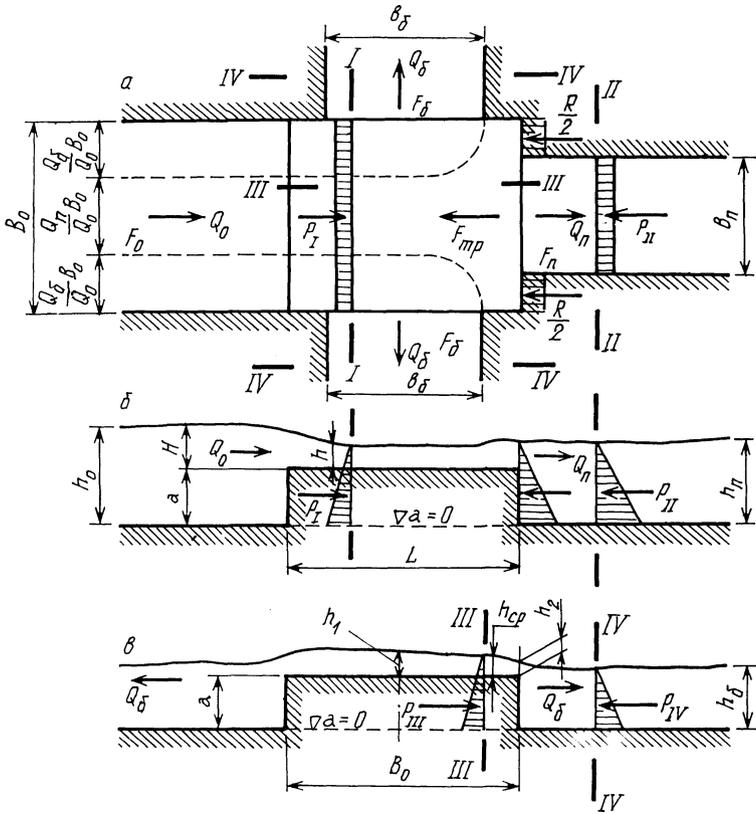


Рис. 1. Расчетная схема вододелителя:

a — план; *б* — продольное сечение по направлению прямого отвода; *в* — поперечное сечение по направлению боковых отводов

На основании закона о количестве движения между сечениями I—I и II—II для вододелителя без порога (рис. 1, *a, б*) (его отметка $\nabla a = 0$) получены следующие расчетные зависимости:

для прямого отвода

$$\frac{(Q_n/Q_0)^2 (B_0/b_n)^2 F_0}{[1 + 2F_0 (Q_n/Q_0)]^{3/2}} = \frac{F_n}{[1 + 2F_n (b_n/B_0)]^{3/2}} \quad (1)$$

или при очень малых значениях

$$F_0 (Q_n/Q_0) \approx 0 \text{ и } F_n (b_n/B_0) \approx 0,$$

что подтверждается экспериментально:

$$\frac{Q_{\text{п}}}{Q_0} = \frac{b_{\text{п}}}{B_0} \sqrt{\frac{F_{\text{п}}}{F_0}} ; \quad (2)$$

для боковых отводов

$$Q_6/Q_0 = b_6/B_0 \sqrt{\frac{F_6/F_0}{(1+2F_6/c)^{3/2}}} \quad (3)$$

или при $F_6/c \approx 0$ (что также подтверждается экспериментально)

$$Q_6/Q_0 = b_6/B_0 \sqrt{\frac{F_6}{F_0}} . \quad (4)$$

В (1) – (4) и последующих зависимостях $Q_0, Q_{\text{п}}, Q_6, F_0, F_{\text{п}}, F_6, B_0, b_{\text{п}}$ и b_6 – соответственно расходы, числа Фруда и ширина для магистрального канала, прямого и бокового отводов; c – коэффициент бокового сжатия потока, поступающего в боковой отвод. Значение $c = 0,80-1,0$ зависит от числа Фруда для основного подвода.

• Обработка многочисленных экспериментальных данных по пропускной способности прямого и боковых отводов вододелителя без порога позволила рекомендовать для приближенных расчетов следующие эмпирические формулы:

для прямого отвода

$$Q_{\text{п}}/Q_0 = 0,4 (b_{\text{п}}/B_0)^{0,25}, \quad (5)$$

для бокового

$$Q_6/Q_0 = 0,3 (b_6/B_0)^{-0,15}. \quad (6)$$

Формулы (5) и (6) рекомендуется использовать при определении пропускной способности или ширины отводов в первом приближении. После этого полученные значения указанных параметров уточняются по соответствующим равенствам (1) и (2), (3) и (4).

Для расчетных сечений III–III и IV–IV (рис. 1, а, в) на боковом отводе вододелителя с порогом решение уравнения количества движения дает следующие зависимости по определению пропускной способности или ширины отводов:

1. Прямого:

$$\frac{(Q_{\text{п}}/Q_0)^2 (B_0/b_{\text{п}})^2 F_0}{\left[\left(\frac{\bar{K}_{\text{п}} + \eta}{1 + \eta} \right)^2 + 2F_0 \left(\frac{Q_{\text{п}}}{Q_0} \right) \left(\frac{\bar{K}_{\text{п}}}{1 + \eta} \right)^{1/2} \right]^{3/2}} =$$

$$= \frac{F_n}{\left[1 + 2F_n \left(\frac{b_n}{B_0}\right)\right]^{3/2}}, \quad (7)$$

При весьма малых значениях $F_0 (Q_n/Q_0) (\bar{K}_n/1+\eta)^{1/2} \approx 0$ и $F_n (b_n/B_0) \approx 0$, что подтверждается экспериментально,

$$Q_n/Q_0 \approx \frac{b_n}{B_0} \sqrt{\left(\frac{F_n}{F_0}\right) \left(\frac{\bar{K}_n + \eta}{1 + \eta}\right)^3}, \quad (8)$$

где $\eta = a/H$; a — высота порога; H — напор на пороге; $\bar{K}_n = nK_n$; $n = \bar{h}/h = 1,05-1,20$ — коэффициент давления; \bar{h} — пьезометрическая высота на пороге в сечении III—III; h — глубина на пороге в том же сечении; $K_n = h/H$.

Значение \bar{K}_n вычисляется по эмпирической зависимости

$$\bar{K}_n = 0,53 (b_n/B_0)^{-0,40} \quad (9)$$

2. Бокового:

$$Q_6/Q_0 = \frac{b_6}{B_0} \sqrt{\frac{(F_6/F_0) \left(\frac{\bar{K}_6 + \eta}{1 + \eta}\right)^3}{(1 + 2F_6/c)^{3/2}}}, \quad (10)$$

Поскольку F_6/c очень мало и им можно пренебречь,

$$Q_6/Q_0 = (b_6/B_0) \sqrt{\left(\frac{F_6}{F_0}\right) \left(\frac{\bar{K}_6 + \eta}{1 + \eta}\right)^3}, \quad (11)$$

где $\bar{K}_6 = nK_6$, $n = 0,5 (\bar{h}_1/h_1 + \bar{h}_2/h_2)$; $K_6 = h_{cp}/H$, $h_{cp} = 0,5 (h_1 + h_2)$.

Для определения \bar{K}_6 рекомендуется эмпирическая формула

$$\bar{K}_6 = 0,3 (b_n/B_0)^{-0,75} \quad (12)$$

С целью получения расчетных зависимостей (1)–(4) и (7), (8), (10), (11) входящие в уравнение количества движения параметры определялись при определенных допущениях. В процессе саморазделения потока в узле разветвления расходы делятся на три части (см. рис. 1, а), поступающие в два боковых и один прямой отводы. Решающим фактором, влияющим на расходы воды, поступающей в отводы, является живое сечение на входе в отвод: ширина и глубина потока (напор) на пороге вододелителя.

Следует отметить, что ширина зон захвата для донных и поверхностных слоев потока, поступающего в боковые отводы вододелителя, различна. Так, для донных слоев она больше, чем для поверхностных. Это отмечалось профессором В.А. Шамяном при исследовании бесплотинных вододелителей с боковым отводом [1]. На данном основании в исследованиях вододелителя нами принято, что ширина части, занятой потоком в прямом отводе, равна

$Q_n/Q_o \cdot B_o$ и в боковом — $Q_6/Q_o \cdot B_o$, т.е. осредненная ширина захвата потока зависит от соотношения расходов прямого или бокового отвода к общему расходу, поступающему на вододелитель.

Для вододелителя без порога принято: силы трения по дну и стенкам очень малы и ими можно пренебречь; глубина потока в месте разветвления одинакова по сечениям; во всех расчетных сечениях давление потока распределяется по закону гидростатики; коэффициенты количества движения равны единице.

В последующем, при уточнении методики, как это следует из приведенных формул для гидравлического расчета вододелителя с порогом, на негидростатичность распределения давления на пороге указывает факт введения коэффициента давления η .

Экспериментальные исследования выполнялись на модели вододелителя масштаба 1:20 с горизонтальным дном и вертикальными стенками. В месте разветвления вододелителя устанавливались пороги различной высоты.

Исследованиями по проверке расчетных формул (1—12) охвачены варианты отводов с шириной B_o ; $2/3 B_o$; $1/3 B_o$. Для каждой ширины отводов пять раз изменялась высота порога a .

При различных отношениях высоты стенки S , регулирующей глубину потока в отводах, к высоте порога a , т.е. в случае $(S/a) \leq 1,0$, а также при $a = 0$ (вододелитель без порога) и $S/b = 0,0875—0,75$, исследовался режим работы вододелителя при спокойном состоянии потока. Общий расход задавался в пределах от 2,0 до 30 л/с. Соответствующие расходам числа Фруда не превышали 0,12.

В результате экспериментальной проверки было установлено, что пропускная способность вододелителя без порога, вычисленная по зависимости (1), не отличается от экспериментальной при $F_o \leq 0,10$ и $(b_n/B_o) \geq 0,5$; для $(b_n/B_o) < 0,5$ отклонение составляет 3 % при $F_o \leq 0,05$ и 10 % при $F_o = 0,05—0,10$.

Зависимость (2) дает отклонения от опытных значений для тех же условий соответственно на $\pm 1\%$, $\pm 5\%$ и $\pm 15\%$.

Результаты экспериментальной проверки зависимости по определению пропускной способности боковых отводов вододелителя без порога (3) указывают на хорошую сходимость (с отклонением $\pm 5\%$) результатов при $F_o \leq 0,12$ без учета бокового сжатия (коэффициент c). Зависимость (4) дает отклонение $\pm 10\%$ и ею можно пользоваться при $F_o \leq 0,05$.

Таким образом, экспериментальная проверка зависимостей для вододелителя с порогом показала, что пропускная способность, вычисленная по зависимости (7) для прямого отвода, отличается от экспериментальной на $\pm 4,5\%$ для $F_o \leq 0,055$ и $\eta = 0,7—4,0$.

Зависимость (8) при аналогичных условиях дает отклонения $\pm 6,5\%$.

Пропускная способность бокового отвода вододелителя с порогом, вычисленная по зависимости (10), отличается на $\pm 4\%$ для $F_o \leq 0,04$ и $\eta = 0,4—7,0$; зависимость (11) для тех же условий дает отклонение $\pm 5\%$.

Поскольку теоретические зависимости (1) — (4) и (7), (8), (10), (11) рекомендуется решать методом последовательного приближения, для предварительных расчетов применяются соответствующие им эмпирические формулы

(5), (6) и (9), (12), полученные при обработке экспериментальных данных [2].

Л и т е р а т у р а

1. Шаумян В.А. Научные основы орошения оросительных систем. — М., 1949. — 316 с. 2. Поллард Дж. Справочник по вычислительным методам статистики: Пер. с англ. — М., 1982. — 344 с.

УДК 626.823

С.П. ГАТИЛЛО (БПИ)

ИЗМЕНЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТОВ СОПРОТИВЛЕНИЯ ТРУБЧАТОГО СООРУЖЕНИЯ ПРИ ВВЕДЕНИИ В ПОТОК ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ ПРЕПЯТСТВИЙ

При гидравлических расчетах трубчатых водопропускных сооружений необходимо знать, как определяются потери напора на преодоление различных сопротивлений, которые в формулах учитываются значениями коэффициентов ξ_i [1]. По существующей методике при введении в поток новых местных сопротивлений в формулу добавляются соответствующие коэффициенты ξ_j . Прежние же остаются без изменения. Но в данных условиях в связи с незначительной длиной труб существует возможность взаимного влияния сопротивлений [2]. Поэтому необходимо выяснить влияние дополнительных препятствий на ξ_j , введенных ранее в расчет.

На рис. 1 показана расчетная схема сооружения. Верхний и нижний бьефы (ВБ и НБ) представляют собой каналы мелиоративной сети; оголовки — порталные.

Воспользуемся уравнением Бернулли (с известными допущениями) для сечений 1—5. Расчет трубчатых сооружений на мелиоративной сети ведется с учетом сопротивления на вход (коэффициентом $\xi_{\text{вх}}$), по длине $\xi_{\text{дл}}$ и на выход $\xi_{\text{вых}}$, а в случае установки на входе [3] водосливной стенки добавляется $\xi_{\text{ст}}$.

В общем случае коэффициент расхода [1]

$$\mu_H = \frac{1}{\sqrt{\xi_{\text{вх}} + \xi_{\text{дл}} + \xi_{\text{вых}} + \xi_{\text{ст}}}} = \frac{1}{\sqrt{\sum \xi_i}} \quad (1)$$

При этом при подтоплении сооружения $H'_0 - h = \frac{Q^2}{2g \omega^2} \cdot \sum \xi'_i$, без подтопления $H_0 - h_{\text{п4}} = \frac{Q^2}{2g \omega^2} (\sum \xi_i + 1)$.

Необходимо было установить, как будут изменяться эти коэффициенты при подтоплении потока и при установке стенки.