

РЕГУЛИРОВАНИЕ УРОВНЕЙ ВОДЫ В МЕЛИОРАТИВНЫХ КАНАЛАХ ПРИ ПОМОЩИ ВОДОПРОПУСКНЫХ СООРУЖЕНИЙ С ВОДОСЛИВНОЙ СТЕНКОЙ

Вопрос поддержания требуемого уровня режима в каналах имеет важное значение при эксплуатации мелиоративных систем. Нарекания на то, что именно мелиоративные мероприятия являются причиной обмеления малых рек, отчасти верны. Часто такие реки используются как магистральные каналы-водоприемники, водный режим которых должен удовлетворять лишь требованиям быстрейшего водоотведения. Спрявление и расчистка для этих целей русел рек приводит к уничтожению естественных запруд, увеличению уклонов и скоростей, возможному снижению меженных уровней воды до весьма незначительных.

Однако требования к уровням воды в малых реках-водоприемниках мелиоративных систем значительно изменяются в течение года, что обусловлено требованиями охраны природы и водного благоустройства территории, недопущения длительных затоплений поймы весной, исключения затопления в вегетационный период, ограничения колебаний уровней в межень, исключения потерь урожая во время его созревания, санитарного оздоровления территории и создания зон отдыха в весенне-летний период. Достичь этого необходимо с минимумом затрат, без постоянного присутствия эксплуатационного персонала и вместе с тем без аварийных ситуаций.

В некоторых случаях эти задачи можно решить применением одной или двух ниток труб водопропускного сооружения (при оснащении одной нитки водосливной стенкой, а другой — затвором). Гидравлический расчет в этом случае предусматривает совместную работу трубы и водосливной стенки [1]. Расчет водопропускного сооружения с затвором может быть произведен известными методами [2].

В данной работе предлагается методика расчета подобного сооружения с учетом соответствия изложенным требованиям. Расчетные периоды при проектировании сооружений мелиоративной сети — весеннее половодье, предпосевно-посевной период, летне-осенние паводки и межень [3].

Для примера возьмем данные о стоке Любошицкого канала в бассейне р.Гривды в створе с водосбором 222 км². Расчет расходов для каждого из периодов произведем по данным, приведенным в работе [4] (табл. 1).

Трубы-переезды и трубы-регуляторы на мелиоративной сети относятся к IV классу капитальности и должны рассчитываться на расход 1 %-ной обеспеченности $Q_{\max 1}$ [5]. Но часто эти трубы служат лишь для обеспечения переезда транспорта через каналы (помимо функций регулирования водного режима) и поэтому в практике проектных организаций их расчет производится на расход $Q_{\max 3}$ [6]. Допускается при этом превышение уровня воды над бровками канала в верхнем бьефе и даже затопление сооружения при применении обтекаемых сооружений. На расход же $Q_{\max 1}$ трубы-переезды и трубы-

регуляторы рассчитываются в том случае, если имеется комплекс гидротехнических сооружений IV класса (например, есть дамбы обвалования) и если превышение допустимых уровней воды перед трубами может повредить сооружениям или вывести их из строя.

В статье численный пример приводится для случая принятия в качестве расчетного максимального расхода весеннего половодья $Q_{\text{макс } 3}$.

Зададимся размерами реального канала. Глубина его в месте установки трубчатого водопропускного сооружения $H = 2,85$ м; уклон дна $i = 0,0021$, заложение откосов $m = 2,25$; ширина по дну $b = 1,5$ м. В соответствии с этими параметрами для расчетных расходов определены глубины воды за сооружением (см. табл. 1).

При проектировании водопропускных сооружений следует учесть такие факторы, как гидрологический режим объекта, топографические и геологические условия, хозяйственное использование воды канала (водозабор, противопожарные мероприятия, водопой и т.д.), требования охраны природы, рекреации, строительные и эксплуатационные условия, экономичность того или иного сооружения.

Наибольшее повышение уровней воды в канале наблюдается в половодье. Однако использование прилегающей к каналу территории и близлежащие гидросооружения ограничивают максимально допустимое затопление бровок канала. Кроме того, по условиям фильтрационной прочности и устойчивости грунтов под сооружением ограничивается максимальный напор на него. Так, трубчатые сооружения без шпунта на мелиоративных каналах могут воспринимать без нарушения нормальной эксплуатации перепады уровней порядка 2–2,5 м (в зависимости от пространственности сооружения, грунтов основания, конструктивных особенностей сооружения) [7–9].

По требованиям нормальной эксплуатации каналов мелиоративных систем, расходы $Q_{\text{макс } 10}$ и $Q_{\text{п } 10}$ должны пропускаться в бровках каналов, а $Q_{\text{пр-п } 10}$ — на 0,5–0,6 м ниже [3].

Необходимо установить, в каком диапазоне допускается колебание уровней воды в канале в меженный период. Анализ опубликованных работ указывает, что во избежание потерь урожая сельскохозяйственных культур, а также с целью предотвращения процессов переработки русел и исключения нарушения сложившегося экологического равновесия, колебание уровня воды в межень не должно быть значительным. Желательно, чтобы оно не превышало $\Delta H = (0,2–0,3)$ м [10–12].

При определении размеров водопропускных сооружений следует принимать расчетные расходы в сочетании с соответствующими им максимально допустимыми значениями перепадов уровней. При этом может оказаться, что наибольший диаметр трубчатого водопропускного сооружения требуется для пропуска не $Q_{\text{макс } 3}$, а $Q_{\text{макс } 10}$ (или же не $Q_{\text{макс } 1}$, а $Q_{\text{макс } 10}$). Исходя из этого, целесообразно размеры труб и водосливной стенки определять по $Q_{\text{макс } 10}$ с проверкой на $Q_{\text{макс } 3}$ (или $Q_{\text{макс } 1}$).

С учетом всех необходимых факторов расчет ведется в последовательности, изложенной ниже (расчетные зависимости приведены в работах [1, 2]).

Если целесообразно использовать водосливную стенку перед трубой, задаются величиной потерь напора $\Delta h_{\text{ст}}$, на которую понизится пьезометриче-

Расчетные расходы и глубины воды в канале

Расчетный расход	Обозначение	Величина расхода, м ³ /с	Глубина воды в НБ, м	Допустимый перепад на сооружении, м
Максимальный весеннего половодья	$Q_{\text{макс } 3}$	9,00	1,41	2,0
	$Q_{\text{макс } 10}$	6,56	1,23	1,64
Предпосевно-посевной на дату с $\Sigma t = 130$ °С	$Q_{\text{пр-п } 10}^{130}$	2,76	0,82	1,53
Максимальный дождевых паводков	$Q_{\text{п } 10}$	2,56	0,80	2,0
Минимальный летне-осенний суточный	$Q_{\text{мин сут } 90}$	0,009	0,05	$h_{\text{ст}} + \Delta H$
Сезонный летне-осенний	$Q_{\text{сез } 10}$	0,75	0,45	$h_{\text{ст}} + \Delta H$

ская линия потока после прохождения стенки. Для данных условий ее можно принять равной 0,5—0,6 м.

Затем по $Q_{\text{макс } 10}$ определяется требуемая площадь поперечного сечения трубы. При этом максимальный геометрический напор на сооружение ограничивается условиями пропуска воды в бровках, а также фильтрационной прочностью грунтов. Расчетный напор определяется путем вычитания из него $\Delta h_{\text{ст}}$.

Определяются количество и размеры труб, геометрический напор, при котором через сооружение пройдет расход $Q_{\text{макс } 3}$. Если сумма этого напора и потерь $\Delta h_{\text{ст}}$ окажется меньшей, чем напор, допускаемый по условиям затопления прилегающей территории и фильтрационной прочности грунтов, то размеры труб принимаются по $Q_{\text{макс } 10}$. В противном случае расчет поперечного сечения труб повторяем для расходов $Q_{\text{макс } 3}$. Высота стенки $h_{\text{ст}}$ принимается по минимальному уровню воды в межень, который должен поддерживаться в водотоке при пропуске расхода $Q_{\text{мин сут } 90}$. По максимальному расходу принятой обеспеченности и соответствующему напору находится $l_{\text{ст}}$ (длина водосливного фронта стенки).

После этого определяются диапазоны безнапорной и напорной работы сооружения и делаются проверки: пропуска второго максимального расхода весеннего половодья $Q_{\text{макс}}$, а также расходов $Q_{\text{сез } 10}$, $Q_{\text{п } 10}$ и $Q_{\text{пр-п } 10}$ при допустимых оговоренных ранее напорах.

Выполненный по указанной методике и для заданных условий (табл. 1) расчет подтверждает возможность применения двух вариантов сооружения (табл. 2), обусловленных различными требованиями к нему (например, необходимо поддерживать определенный запас воды в канале зимой).

Итак, если, например, в I варианте труба-регулятор состоит из двух ниток полукруглых труб высотой 0,8 м и на одной из них установлены затворы, например шандоры, а перед второй — стенка высотой 0,8 м и длиной 5,9 м, то

Параметры двух вариантов сооружений

Параметры	I вариант	II вариант
Тип сооружения	Труба-регулятор	Труба-регулятор
Количество ниток труб	Две	Одна
Форма поперечного сечения труб	Полукруглая	Полукруглая
Высота труб (в свету)	0,8 м	1,15 м
Тип затворов	На 1-й нитке-шандоры, на 2-й – водосливная стенка	Водосливная стенка
Высота стенки	0,8 м	0,8 м
Длина стенки	5,9 м	8,3 м
Форма стенки в плане	Треугольная, опора на портал	Треугольная, опора на портал
Превышение уровня воды над бровками канала при $Q_{\text{макс } 3}$	0,56 м	0,56 м

соблюдаются все условия пропуска расчетных расходов: в половодье работают обе трубы и пропускают максимальный расход $Q_{\text{макс } 10}$ при уровнях, не превышающих бровки, а $Q_{\text{макс } 3}$ – при превышении водой бровок на 0,56 м. На спаде половодья для обеспечения снижения на мелиорируемых угодьях уровня грунтовых вод до требуемой величины расходы воды проходят через обе нитки до тех пор, пока они не снизятся до допустимого значения. После этого затвор первой трубы опускается и она выключается из работы на весь меженный период. В межень работает труба со стенкой, которая обеспечивает пропуск меженных расходов с уровнями, не превышающими 30 см над стенкой. И лишь в расчетный паводок уровень может повышаться до бровок. При этом при эксплуатации не требуется постоянного присутствия обслуживающего персонала.

Во II варианте сооружение состоит из одной нитки полукруглых труб высотой 1,15 м, перед которой установлена стенка высотой 0,8 и длиной 8,3 м. Сооружение работает круглый год без участия обслуживающего персонала и поддерживает минимальный уровень воды в канале 0,8 м с повышением в допустимых пределах в расчетные периоды.

ЛИТЕРАТУРА

1. Г а т и л о С.П. Гидравлические характеристики трубчатого водосброса с водосливной стенкой на входе. – В кн.: Водное хозяйство и гидротехническое строительство. Минск, 1984, вып. 13, с. 80–83.
2. Г а т и л о С.П., Ф и л и п п о в и ч И.В. О целесообразности применения треугольной и полукруглой геометрических форм трубчатых водосбросов. – Докл. ВАСХНИЛ, 1981, № 1, с. 38–40.
3. СНиП II–52–74. Сооружения мелиоративных систем. Нормы проектирования. – М., 1975. – 25 с.
4. Ш е б е к о В.Ф. Гидрологический режим осушаемых территорий. – Минск, 1970. – 300 с. СН 435–72. Указания по определению расчетных гидрологических характеристик. – Л., 1972. – 20 с.
6. СН 200–62. Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и

городских мостов и труб. — М., 1962. — 328 с. 7. Особенности функционирования и проектирования подземного контура сетевых мелиоративных сооружений/Ю.Ф.Буртыс, П.К.Черник, Г.П.Щитников, Н.Н.Кушнир. — В кн.: Мелиорация переувлажненных земель. Минск, вып. XXX, 1982, с. 24–33. 8. Д р о з д П.А., Б у р т ы с Ю.Ф. Фильтрационная устойчивость грунтов и подбор обратных фильтров для мелиоративных сооружений. — Минск, 1967. — 52 с. 9. Ч у г а е в Р.Р. Подземный контур гидротехнических сооружений. — Л., 1974. — 240 с. 10. К о в а л е в В.П., С т а ш к е в и ч П.П., Г о р д е е в В.А. Влияние двустороннего регулирования влажности почв на урожай сельскохозяйственных культур. — В кн.: Водооборотные системы в мелиорации и пути повышения эффективности их действия. Л., 1979, с. 36–42. 11. Методические рекомендации по оценке влияния мелиоративных систем на экологические комплексы мелиорированных и прилегающих территорий. — В кн.: Проблемы Полесья. Минск, 1982, вып. 8, с. 5–75. 12. Руководство по проектированию и изысканиям объектов мелиоративного и водохозяйственного строительства в Белорусской ССР (РПИ-80). Ч. II. Кн. 4. Разд. 10. Особенности мелиорации земель и водохозяйственного строительства в бассейнах малых рек. — Минск, 1981. — 36 с.

УДК 626.86

П.И.ЗАКРЖЕВСКИЙ, канд.техн.наук
(БелНИИМиВХ)

РАСЧЕТ СИСТЕМАТИЧЕСКОГО ДРЕНАЖА В ПРОНИЦАЕМОМ СЛОЕ НАД ОТНОСИТЕЛЬНЫМ ВОДОУПОРОМ ПРИ НАПОРНОМ И ИНФИЛЬТРАЦИОННОМ ПИТАНИИ

Многослойная толща водоносных комплексов, у которых верхний водопроницаемый слой расположен на слабопроницаемом основании (ниже находятся межморенные пески с напорными водами), весьма часто встречается на болотах в речных долинах Белоруссии. Такие гидрогеологические условия при осушении переувлажненных территорий являются сложными, отсутствие учета напорности приводит к существенным просчетам и неэффективности работы дренажа осушительных систем [1].

Существующие способы расчета параметров дренажа при грунтово-напорном питании болот предполагают постоянство интенсивности грунтово-напорного питания между дренами. Однако на междреньи формируется кривая депрессии, поэтому указанного постоянства питания грунтовых вод напорными нет. Это обстоятельство необходимо учитывать при определении расстояния между дренами (рис. 1).

Различия фильтрационных характеристик слоев водоносного комплекса определяют пути фильтрации воды по слоям: напорные воды фильтруют вертикально; инфильтрационное питание поступает на поверхность грунтовых вод сверху вниз, а в насыщенной зоне над относительным водоупором горизонтального простирания происходит продольное перемещение воды к дренам. Величина расхода грунтовых вод в любом сечении на междреньи в таких условиях определяется уравнением Дарси

$$Q = -Kh \cdot dh/dx, \quad (1)$$

где K — коэффициент фильтрации зоны грунтовых вод; h — мощность насыщенной зоны над относительным водоупором.