

В. Д. Гостищев, А. И. Тищенко

Российский научно-исследовательский институт проблем мелиорации, Новочеркасск,
Российская Федерация

РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ПЛИТ КРЕПЛЕНИЯ НИЖНИХ БЬЕФОВ МЕЛИОРАТИВНЫХ КАНАЛОВ НА ПРИМЕРЕ ШЛЮЗА-РЕГУЛЯТОРА «НУЛЕВОГО» БОЛЬШОГО СТАВРОПОЛЬСКОГО КАНАЛА

Целью исследований являлось определение прочности плит железобетонного крепления откосов в нижних бьефах мелиоративных каналов (на примере шлюза-регулятора «нулевой» на Большом Ставропольском канале). Шлюз-регулятор «нулевой» расположен на 34-м километре Большого Ставропольского канала первой очереди. В начальный период эксплуатации канала в нижнем бьефе перегораживающих сооружений стали появляться подмывы железобетонных плит крепления откосов. В результате этого плиты начали сползать на дно, растрескиваться, крошиться и ломаться. Всему этому способствовало волновое воздействие от «раскачки» уровня воды в нижнем бьефе сооружения. За короткий период эксплуатации сооружения за жестким креплением образовалась воронка местного размыва глубиной 2,8 м. Материалами для достижения поставленной цели послужили результаты натурных исследований, выполненных на данном объекте. В методическом отношении для определения прочности крепления железобетонными плитами руководствовались рекомендациями сводов правил, справочными данными и методическими рекомендациями. По материалам натурных исследований состояния нижнего бьефа шлюза-регулятора «нулевой» были построены эпюры давления волнового наката на откос и эпюры противодействия. По полученным числовым значениям было установлено, что толщина плит, находящихся в натурных условиях, достаточна. В связи с этим устойчивость плит на «всплывание» и «опрокидывание» достаточна, о чем свидетельствуют и натурные наблюдения. С учетом рекомендаций сводов правил определены нагрузки, действующие на железобетонную плиту покрытия откоса, и выполнены расчеты на прочность и трещинообразование, которые показали, что принятые размеры плит удовлетворяют условиям нормативных документов.

Ключевые слова: шлюз-регулятор «нулевой», нижний бьеф, прочность плит железобетонного крепления откосов, эпюры волнового давления и противодействия.

V. D. Gostishchev, A. I. Tishchenko

Russian Scientific Research Institute of Land Improvement Problems, Novocherkassk,
Russian Federation

CALCULATION OF FIXING PLATES STRENGTH OF DOWNSTREAM IRRIGATION CANALS BY THE EXAMPLE OF THE “ZERO” WEIR OF GREAT STAVROPOL CANAL

The purpose of the research was to determine the strength of reinforced concrete slab slope protection in irrigation canals downstream (for example, the “zero” weir on the Great Stavropol Canal). The “zero” weir is located on the 34th kilometer of the Great Stavropol Ca-

nal first turn. In the initial period of the canal operation in the downstream of the blocking structures, downwash of reinforced concrete slope paving slabs began to appear. As a result, the plates began to slide to the bed, crack, crumble and break. All this was promoted by the wave impact from the “swaying” of the water level in the downstream of the structure. For a short period of the structure operation behind a rigid mounting, a pothole with a depth of 2.8 m was formed. The materials for achieving this goal were the results of field studies performed on this object. In a methodological sense, in order to determine the strength of fastening with reinforced concrete slabs, recommendations of codes of practice, reference data and methodological recommendations were used. Based on field studies of the state of the downstream of the “zero” weir, pressure contours of surge wave on the slope and backpressure diagrams were developed. According to the obtained numerical values, it was found that the thickness of the plates in natural conditions is sufficient. In this regard, the stability of the plates on “floating” and “overturning” is sufficient. Taking into account the recommendations of the codes, the loads acting on the reinforced concrete slabs of the slope paving were determined, and strength and cracking calculations were made, which showed that the accepted dimensions of the slabs meet the conditions of the regulatory documents.

Keywords: weir “zero”, downstream, strength of reinforced concrete slabs of slope paving, wave pressure and backpressure diagrams.

Введение. Каналы мелиоративного направления армируются гидротехническими сооружениями различного назначения. Практика эксплуатации гидротехнических сооружений показала, что в начальный период их работы (первые 10–15 лет) в нижних бьефах, закрепленных железобетонными плитами, происходит разрушение последнего ряда плит (перед началом крепления каменной наброской).

К одним из наиболее распространенных сооружений на мелиоративных каналах (в количественной характеристике) относятся перегораживающие подпорные сооружения (шлюзы-регуляторы). Шлюз-регулятор «нулевой» (ШР 0) расположен на 34-м километре Большого Ставропольского канала (БСК) I очереди. БСК предназначен для орошения, обводнения и выработки электроэнергии каскадом гидроэлектростанций, расположенным по его трассе. В начальный период эксплуатации I очереди БСК в нижних бьефах перегораживающих сооружений стали появляться подмывы железобетонных плит крепления откосов. В результате этого плиты начали сползать на дно, растрескиваться, крошиться и ломаться.

Всему этому способствовало волновое воздействие на плиты крепления откосов дамб от «раскачки» уровня воды в нижнем бьефе сооружения

и обратных продольных течений в водоворотных областях у откосов. За короткий период эксплуатации сооружения за жестким креплением образовалась воронка местного размыва глубиной 2,8 м, а под плитами крепления последнего ряда образовались вымоины грунта в земляных откосах, предвещающие обрушение плит. В связи с этим целью исследований являлось определение прочности плит железобетонного крепления откосов в нижних бьефах мелиоративных каналов (на примере шлюза-регулятора «нулевого» на Большом Ставропольском канале).

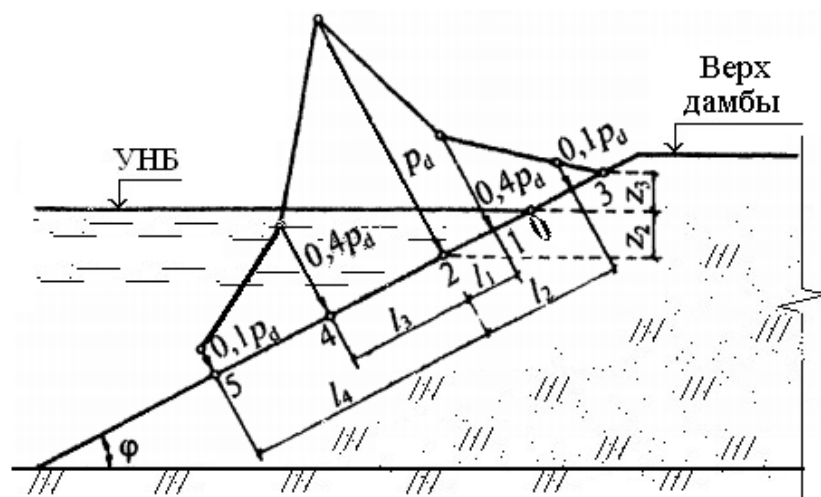
Материалы и методы. Материалами для достижения поставленной цели послужили результаты многолетних натурных и лабораторных исследований, выполненных на данном объекте [1, 2]. Откос грунтового гидротехнического сооружения с бетонными креплениями представляет собой двухслойную композицию, причем от состояния бетонного крепления зависит устойчивость откосов и сохранность искусственных насыпей.

В методическом отношении для определения прочности крепления железобетонными плитами руководствовались рекомендациями сводов правил (СП) [3], справочными данными [4] и другими рекомендациями [5, 6].

Расчет плит выполняется в поперечном и продольном направлениях согласно рекомендациям С. И. Рогачко, В. Я. Жарницкого и др. [7–12]. Для расчетов выделяется полоса плиты шириной 1 пог. м в поперечном направлении к продольной оси русла мелиоративного канала. К плите прикладываются все виды нагрузок, и определяются усилия в опорных сечениях [13–17].

Расчетная схема эпюры волнового давления на откос приведена на рисунке 1.

Результаты и обсуждение. Научная новизна и практическая значимость предлагаемых разработок в методическом плане заключается в составлении следующего алгоритма расчета прочности плит железобетонного крепления откосов в нижних бьефах мелиоративных каналов.



УНБ – уровень нижнего бьефа; Z_2 – ордината точки 2, в которой приложено максимальное расчетное давление p_d , м; Z_3 – ордината точки 3, равная высоте наката волны на откос $h_{run1\%}$ обеспеченностью 1 %, м; φ – угол заложения откоса дамбы канала в нижнем бьефе; $l_1 - l_4$ – расстояния от точки 2 до точек приложения расчетных усилий $0,4 p_d$ и $0,1 p_d$

Рисунок 1 – Эпюра волнового давления на откос, укрепленный плитами, в момент удара волны

1 Высота наката на откос волны обеспеченностью 1 % ($h_{run1\%}$, м) для фронтально подходящих волн согласно рекомендациям СП 38.13330.2012 [3] и «Руководства...» [7] определяется по формуле:

$$h_{run1\%} = k_r k_p k_{sp} k_{run} k_i k_\alpha h_{1\%}, \quad (1)$$

где $h_{run1\%}$ – высота наката волны 1 % обеспеченности на откос, м;

k_r ; k_p – соответственно коэффициенты шероховатости и проницаемости откоса, значения которых принимаются по таблице Д.1 СП 38.13330.2012 [3] и руководству П 58-76 [7] ($k_r = 1,0$; $k_p = 0,9$);

k_{sp} – коэффициент, принимаемый в зависимости от скорости ветра v и величины заложения откоса $\text{ctg} \varphi$ по таблице Д.2 СП 38.13330.2012 [3] (при $v \geq 20$ м/с $k_{sp} = 1,4$);

k_{run} – коэффициент, зависящий от глубины воды d (м) в поперечном сечении канала и от пологости волны $\bar{\lambda}_d / h_{1\%}$, принимается по графикам ри-

сунка Д.1 СП 38.13330.2012 [3] (при $\bar{\lambda}_d / h_{1\%} = 3,2 / 0,27 = 11,85$ $k_{run} = 2,23$);

$\bar{\lambda}_d$ – средняя длина волны ($\bar{\lambda}_d = 3,2$ м);

$h_{1\%}$ – высота волны обеспеченностью 1 % в системе ($h_{1\%} = 0,27$ м);

k_i – коэффициент обеспеченности по накату, принимается по таблице Д.3 СП 38.13330.2012 [3] ($k_i = 1,0$);

k_α – коэффициент, принимаемый по таблице Д.4 СП 38.13330.2012 [3] в зависимости от угла α между урезом воды и фронтом волны (при $\alpha = 0^\circ$ $k_\alpha = 1,0$).

Подставляя числовые значения в зависимость (1), получим:

$$h_{run1\%} = 1 \cdot 0,9 \cdot 1,4 \cdot 2,23 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,27 = 0,76 \text{ м.}$$

2 Определяем максимальное расчетное волновое давление p_d , кПа, согласно эпюре волнового давления на откос при $1,5 < \text{ctg}\varphi = 1,54 < 5$ (рисунок 1, $\varphi = 28^\circ$ – угол заложения откоса дамбы) по формуле [3, 7]:

$$p_d = k_s \cdot k_f \cdot p_{rel} \cdot \rho \cdot h, \quad (2)$$

$$\text{где } k_s = 0,85 + 4,8 \frac{h}{\bar{\lambda}_d} + \text{ctg}\varphi \cdot \left(0,028 - 1,15 \frac{h}{\bar{\lambda}_d} \right) = 0,85 + 4,8 \cdot 0,25 / 3,2 + 1,54 \times \\ \times (0,028 - 1,15 \cdot 0,25 / 3,2) = 1,13; \quad (3)$$

h – высота волны ($h = 0,25$ м);

k_f – коэффициент, принимаемый по таблице 10 СП 38.13330.2012 [3] в зависимости от пологости волны $\bar{\lambda}_d / h$ или по формуле руководства П 58-76 [7]:

$$k_f = 1 + 0,092 \sqrt{\frac{\bar{\lambda}_d}{h} - 10} = 1 + 0,092 \sqrt{\frac{3,2}{0,25} - 10} = 1,15; \quad (4)$$

p_{rel} – максимальное относительное волновое давление на откос в точке 2 (рисунок 1), принимаемое при $h < 4$ м по таблице 11 СП 38.13330.2012 [3] или определяемое по формуле [3, 7, 9]:

$$p_{rel} = (20/h)^{1/3} = (20/0,25)^{1/3} = 4,31;$$

ρ – плотность воды ($\rho = 1 \text{ тс/м}^3$).

Подставив полученные значения в формулу (2), находим:

$$p_d = 1,13 \cdot 1,15 \cdot 4,31 \cdot 1 \cdot 0,25 = 1,4 \text{ тс/м}^2 = 14 \text{ кН/м}^2 \text{ (кПа)}.$$

3 Ордината Z_2 , м, точки 2 приложения максимального расчетного давления $p_d = 14 \text{ кН/м}^2$ определяется по формулам, рекомендуемым СП 38.13330.2012, П 58-76, С. И. Рогачко, В. Я. Жарницким и др. [3, 7–9]:

$$Z_2 = A + (1 - \sqrt{2 \cdot m^2 + 1}) \cdot (A + B) / m^2,$$

где A и B – параметры, которые определяют положение ординаты Z_2 (с учетом высоты h и средней длины волны $\bar{\lambda}_d$) по отношению к уровню воды в канале, м;

m – коэффициент заложения откоса, $m = 2$.

$$A = h \cdot \left(0,47 + 0,023 \cdot \frac{\bar{\lambda}_d}{h} \right) \cdot \frac{1 + m^2}{m^2} = 0,25 \left(0,47 + 0,023 \cdot \frac{3,2}{0,25} \right) \frac{1 + 2^2}{2^2} = 0,24 \text{ м.}$$

$$B = h \cdot \left[0,95 - (0,84 \cdot m - 0,25) \cdot \frac{h}{\bar{\lambda}_d} \right] = 0,25 \left[0,95 - (0,84 \cdot 2 - 0,25) \cdot \frac{0,25}{3,2} \right] = 0,21 \text{ м.}$$

$$\text{Тогда } Z_2 = 0,24 + \frac{1}{2^2} \cdot (1 - \sqrt{2 \cdot 2^2 + 1}) \cdot (0,24 + 0,21) = 0,101 \text{ м.}$$

4 Ордината Z_3 , м, соответствует высоте наката волн на откос (рисунок 1): $Z_3 = h_{rum1\%} = 0,76 \text{ м.}$

5 Определяем расстояния к нахождению ординат эпюры волнового давления на участках крепления по откосу выше и ниже точки 2 (рисунок 1): при $l_1 = 0,125 \cdot L_\phi$ и $l_3 = 0,265 \cdot L_\phi$ $p_{d1;4} = 0,4 p_d$; при $l_2 = 0,325 \cdot L_\phi$ и $l_4 = 0,675 \cdot L_\phi$ $p_{d3;5} = 0,1 p_d$ (где L_ϕ – длина распластывания волны по плите (м), определяется по формуле [3, 7, 9]:

$$L_\phi = m \cdot \bar{\lambda} / \sqrt[4]{m^2 - 1} = 2 \cdot 3,2 / \sqrt[4]{2^2 - 1} = 4,86 \text{ м.}$$

$$\text{Тогда при } l_1 = 0,125 \cdot 4,86 = 0,61 \text{ м, } l_3 = 0,265 \cdot 4,86 = 1,29 \text{ м } p_{d1,4} =$$

$= 0,4 \cdot 14 = 5,6 \text{ кН/м}^2$; при $l_2 = 0,325 \cdot 4,86 = 1,58 \text{ м}$, $l_4 = 0,675 \cdot 4,86 = 3,28 \text{ м}$
 $p_{d3,5} = 0,1 \cdot 14 = 1,4 \text{ кН/м}^2$.

6 Эпюру волнового воздействия приводим к схеме эквивалентных сосредоточенных сил, используя полученные значения для откосного крепления (рисунок 2) на стандартную плиту ПКН40.20 размером $5000 \times 3000 \times 150 \text{ мм}$ при ударе волны в ее центр в поперечном направлении.

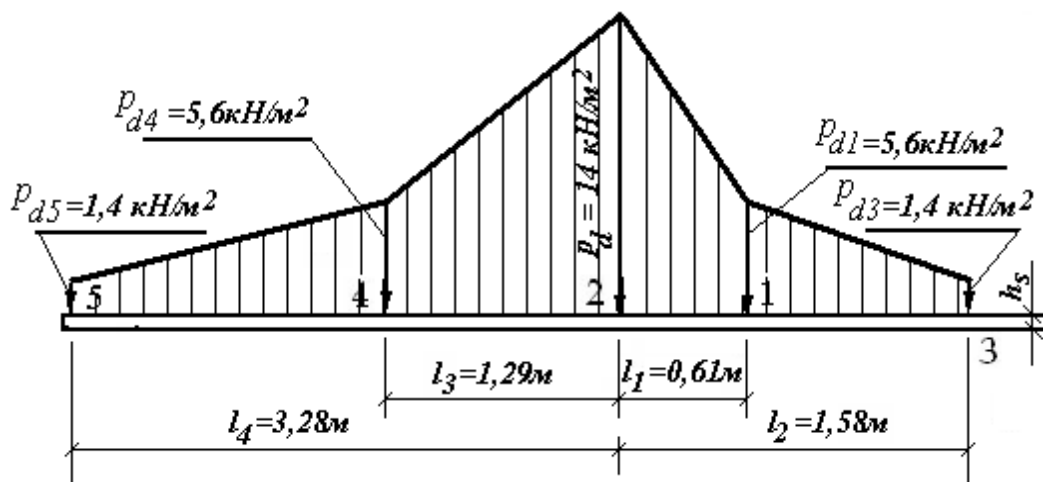


Рисунок 2 – Схема эпюры эквивалентных сосредоточенных сил давления на плиту

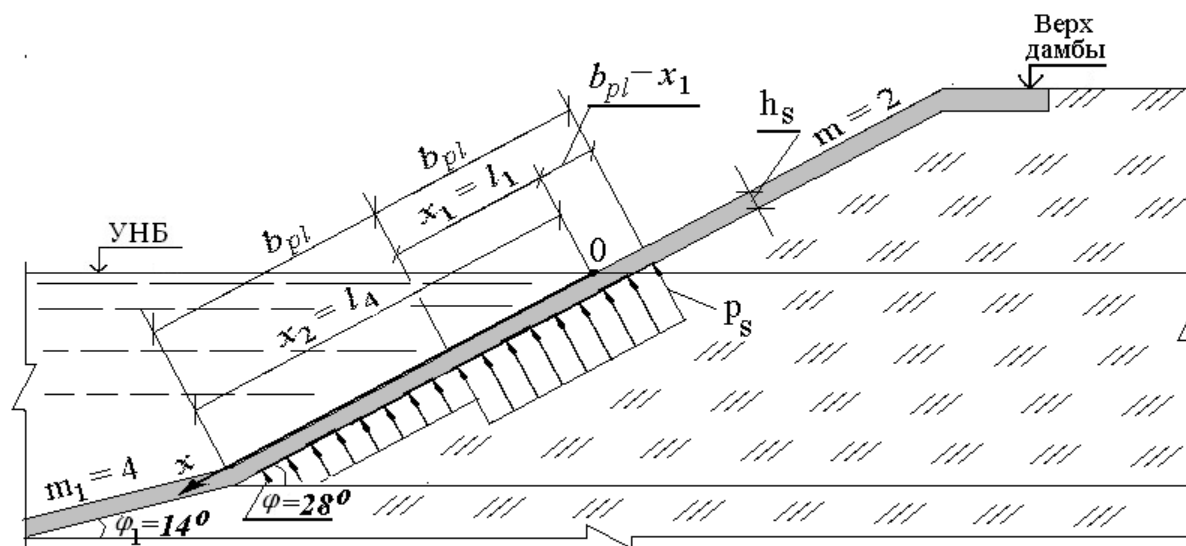
Для построения эпюры волнового противодействия p_s , кПа, на плиты крепления откоса вычисляем ее ординаты по формуле руководства П 58-76 (рисунок 3) [7]:

$$p_s = k_s k_f p_{c,rel} \rho h, \quad (5)$$

где $p_{c,rel}$ – относительное волновое противодействие, принимаемое по графикам приложения Д (рисунок Д.3) СП 38.13330.2012 [3]. Коэффициенты k_s, k_f определены по формулам (3) и (4).

7 Определяем величину волнового противодействия p_s (кПа) по формуле (5), используя следующие исходные данные: $k_s = 1,13$; $k_f = 1,15$; $p_{c,rel} = 0,7 \text{ кПа} = 0,0007 \text{ МПа}$; $\rho h = 1 \cdot 0,25 = 0,25 \text{ тс/м}^2 = 2,5 \text{ кПа}$; $x_1 = 0,61 \text{ м}$:

$$p_s = 1,13 \cdot 1,15 \cdot 0,7 \cdot 2,5 = 2,27 \text{ кПа.}$$



b_{pl} – ширина плиты; x_1 – расстояние от нулевой точки до нижнего края плиты; x_2 – расстояние от нулевой точки до подошвы откоса с $m = 2$; m – коэффициент заложения откоса; h_s – толщина плиты крепления

Рисунок 3 – Расчетная схема для определения противодействия

Значение коэффициента перегрузки k принимается по таблице 3 СП 41.13330.2012 [13] (для волновых давлений $k = 1,0$).

8 Определяем толщину плиты h_s , см, по рекомендациям СП 63.13330.2012 [14] и др. [15–18], принимается $h_s \geq 0,04l_k$, где l_k – короткая сторона (ширина) плиты, см, или по формуле В. Ф. Канарского и др. [19, 20]:

$$h_s = k_n \cdot h = 0,96 \cdot 0,25 = 0,24 \text{ м,}$$

где k_n – коэффициент, принимаемый по таблице И.1 (приложения И) СП 25.13330.2012 [18] в зависимости от отношения сторон плиты $l_{дл}/l_k$ и относительной крутизны волны $h/\bar{\lambda}_d$.

9 Производим проверку толщины плиты на обеспечение ее устойчивости на «всплывание» и «опрокидывание».

Исходными данными для расчетов (рисунок 3) являются:

- высота волны при 1%-ной обеспеченности, $h_{1\%} = 0,27$ м;
- $\bar{\lambda}_d = 3,2$ м; $h = 0,25$ м (обозначения приведены выше);
- γ_b – удельный вес железобетона ($\gamma_b = 25$ кН/м³);

- $m = 2$, $\varphi = 28^\circ$ (обозначения и числовые значения приведены выше);

- ε – относительная крутизна волны ($\varepsilon = h/\bar{\lambda}_d = 0,25/3,2 = 0,078$).

Определяем толщину плиты h_s (см) по рекомендации СП 63.13330.2012 [14]:

$$h_s = 0,04l_k = 0,04 \cdot 300 = 12 \text{ см},$$

где l_k – короткая сторона (ширина) плиты ($l_k = 300$ см).

Принимаем $h_s = 0,15 \text{ м} = 15 \text{ см}$ (фактическая толщина плиты покрытия откосов в концевой части жесткого крепления в нижнем бьефе шлюза-регулятора «нулевого» БСК составляет 15 см) и производим проверку:

а) выполняем расчет (проверку) толщины плиты h_{sl} (м) бетонного крепления по устойчивости на «всплывание» по формуле [19, 20]:

$$h_{sl} = h_{red} \cdot k_m \cdot \gamma_w h / (\gamma'_b \cdot \cos\varphi), \quad (6)$$

где h_{red} – приведенная толщина плиты, м:

$$h_{red} = \frac{\gamma'_b h_s \cos 28^\circ}{k_m \gamma_w h_{1\%}} = \frac{23 \cdot 0,12 \cdot 0,883}{1,1 \cdot 10 \cdot 0,27} = 0,83 \text{ м}; \text{ при } h_s = 15 \text{ см } h_{red} = 1,04 \text{ м};$$

γ'_b – приведенный удельный вес бетона, кН/м³:

$$\gamma'_b = \frac{x_1}{b_{\text{пл}}} (\gamma_b - \gamma_w) + \frac{b_{\text{пл}} - x_1}{b_{\text{пл}}} \gamma_b = \frac{0,61}{3} (25 - 10) + \frac{3 - 0,61}{3} 25 = 23 \text{ кН/м}^3;$$

γ_b – удельный вес железобетона ($\gamma_b = 25 \text{ кН/м}^3$);

γ_w – удельный вес воды ($\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$);

h_s – толщина плиты, принятая по рекомендациям П 58-76, А. Туманова, С. М. Васильева [7, 17, 21] ($h_s = 15$ см);

k_m – коэффициент, учитывающий влияние крутизны откоса:

$$k_m = (0,028 - 1,15\varepsilon)m + 4,8\varepsilon + 0,85 = (0,028 - 1,15 \cdot 0,078)2 + 4,8 \cdot 0,078 + 0,85 = 1,1;$$

Подставляя в формулу (6) числовые значения, получим:

$$h_{s1} = \frac{h_{red} \cdot k_m \cdot \gamma_w h}{\gamma'_b \cdot \cos \varphi} = \frac{1,04 \cdot 1,1 \cdot 10 \cdot 0,25}{23 \cdot 0,883} = 0,14 \text{ м} = 14 \text{ см}.$$

Полученный результат говорит о том, что при фактической толщине плиты $h_s = 15$ см всплывание плиты не происходит, т. е. условие удовлетворяется;

б) выполняем расчет (проверку) толщины плиты h_{s2} (м) по устойчивости на «опрокидывание» по зависимости:

$$h_{s2} = \frac{h_{red} \cdot 2k_m \cdot \gamma_w h}{\gamma'_b \cdot \cos \varphi}, \quad (7)$$

где $h_{red} = \frac{\gamma'_b h_s \cos 28^\circ}{2k_m \gamma_w h_{1\%}} = \frac{21,35 \cdot 0,15 \cdot 0,883}{2 \cdot 1,1 \cdot 10 \cdot 0,27} = 0,476 \text{ м};$

$$\begin{aligned} \gamma'_b &= (\gamma_b - \gamma_w) \left[\frac{x_1^2 + 2x_1(b_{пл} - x_1)}{b_{пл}^2} \right] + \frac{(b_{нл} - x_1)^2}{b_{нл}^2} \gamma_b = \\ &= (25 - 10) \left[\frac{0,61^2 + 2 \cdot 0,61(3 - 0,61)}{3^2} \right] + \frac{(3 - 0,61)^2}{3^2} 25 = 21,35 \text{ кН/м}^3. \end{aligned}$$

Подставив найденные значения в формулу (7), получим:

$$h_{s2} = \frac{h_{red} \cdot 2k_m \cdot \gamma_w h}{\gamma'_b \cdot \cos \varphi} = \frac{0,476 \cdot 2 \cdot 1,1 \cdot 10 \cdot 0,25}{21,35 \cdot 0,883} = 0,14 \text{ м}.$$

Расчеты показали, что для устойчивого состояния плит крепления при действии на них волновых усилий оптимальная толщина плит должна быть не менее 14 см. При фактической толщине плиты 15 см опрокидывание не произойдет, т. е. и это условие выполняется.

10 Выполняем расчет плиты как лежащей на упругом основании, так как плиты покрытия откоса уложены на грунт, который не имеет жесткой структуры. Равномерно распределенной нагрузкой служат сосредоточенные эквивалентные давления $p_{d1}, p_d, p_{d3}, p_{d4}, p_{d5}$ (см. рисунок 2) при ударе волны в середину плиты.

Длина плиты вдоль откоса $l_{пл} = 5$ м, в основании плит грунт с удельным весом $\gamma_{ск} = 1,96 \text{ тс/м}^3$ [1]. Для вычисления максимальной поперечной

силы и изгибающего момента в выделенной части плиты по рекомендациям И. А. Симвулиди [22] и других авторов [23, 24] определяем показатель гибкости плиты α по формуле:

$$\alpha = 12\pi \cdot \frac{E_{gr}}{E_b} \left(\frac{l_{пл}}{h_s} \right)^3 = 12 \cdot 3,14 \cdot \frac{9,36}{27500} \left(\frac{5}{0,15} \right)^3 = 475,$$

где π – математическая константа, которая выражает отношение длины окружности к ее диаметру;

E_{gr} – модуль деформации грунта основания ($E_{gr} = 9,36$ Н/мм²);

E_b – модуль упругости железобетона ($E_b = 27,5 \cdot 10^3$ Н/мм²);

$l_{пл}$ – длина плиты ($l_{пл} = 5$ м);

h_s – толщина плиты ($h_s = 0,15$ м).

Так как $\alpha = 475 > 10$ (показатель гибкости стремится к бесконечности), то характеристику a (м) определяем по формуле [22, 24]:

$$a = h_s \cdot \sqrt[3]{\frac{E_b}{6 \cdot E_{gr}}} = 0,15 \cdot \sqrt[3]{\frac{27500}{6 \cdot 9,36}} = 1,18 \text{ м.}$$

Тогда приведенные расстояния от левого $a_{l,red}$ и от правого $a_{p,red}$ концов полосы до сосредоточенных сил вычисляем следующим образом:

$$a_{li,red} = \frac{a_{li}}{a} = \frac{3,89}{1,18} = 3,3 \text{ м,}$$

$$a_{pi,red} = \lambda_0 - a_{li} = 4,24 - 1,99 = 2,25 \text{ м,}$$

$$\lambda_0 = l_{pl} / a = 5 / 1,18 = 4,24.$$

Расчеты приведенных расстояний сводим в таблицу 1.

Таблица 1 – Определение приведенных расстояний удара волны

Приведенное расстояние при ударе волны в центр плиты	a_{li} , $a_{li,red}$ и $a_{pi,red}$ для сосредоточенных сил, м				
	1	2	3	4	5
P_{di} , кН/м	5,6	14,0	1,4	5,6	1,4
a_{li}	3,89	3,28	4,86	1,99	0,0
$a_{li,red}$	3,30	2,78	4,12	1,69	0,0
$a_{pi,red}$	0,35	0,96	-0,62	2,25	4,24

Для вычисления изгибающих моментов и поперечных сил от сосредоточенных усилий находим параметры N и a_1 по зависимостям [22–24]:

$$N = \frac{1}{l_{pl}} (0,5(p_{d1} + p_d + p_{d3} + p_{d4} + p_{d5}) - [p_{d1}(1-l_{01}) + p_d(1-l_{02}) + p_{d3}(1-l_{03}) + p_{d4}(1-l_{04}) + p_{d5}(1-l_{05})]), \quad (8)$$

$$a_1 = 3 \frac{(1280 - \alpha) \frac{\sum p_{di}}{l_{pl}^2} (2 \sum l_{0i} - 1) - 8N\alpha}{2048 + \alpha}, \quad (9)$$

где l_{0i} – расстояния до приложения поперечных сил P_i от точки 1 (пересечения уровня воды с откосом дамбы), м.

Подставив известные величины в формулы (8) и (9), получим:

$$N = 0,2(0,5(5,6 + 14 + 1,4 + 5,6 + 1,4) - [5,6(1 - 0,61) + 14(1 - 0) + 1,4(1 - 1,58) + 5,6(1 - 1,29) + 1,4(1 - 3,28)]) = 0,69,$$

$$a_1 = 3 \frac{(1280 - 475) \frac{28}{5^2} (2 \cdot 6,76 - 1) - 8 \cdot 0,69 \cdot 475}{2048 + 475} = 12,9.$$

Полученные значения параметров используем для вычисления поперечных сил и изгибающих моментов в назначенных сечениях плиты.

Для этого разбиваем плиту на шесть равных частей ($x_i = 0,833$ м) и в каждом сечении определяем поперечные силы Q_x и изгибающие моменты M_x по формулам:

$$Q_x = 2a_1 x_i (x_i - l_{pl}) (2x_i - l_{pl}) / 3l_{pl}^2 + \sum p_{di} (2x_i - l_{pl}) / l_{pl},$$

$$M_x = a_1 x_i^2 (x_i - l_{pl})^2 / 3l_{pl}^2 + \sum p_{di} (x_i^2 - l_{pl} x_i) / l_{pl}.$$

Результаты вычислений приведены в таблице 2.

Таблица 2 – Числовые значения поперечных сил и изгибающих моментов по длине плиты

Показатель	Расстояние x_i , м						
	$x_0 = 0,0$	$x_1 = 0,833$	$x_2 = 1,667$	$x_3 = 2,50$	$x_4 = 3,333$	$x_5 = 4,167$	$x_6 = 5,00$
Q_x , кН	-28	-14,69	-6,14	0,00	6,14	14,69	28,0
M_x , кН·м	0,00	-17,36	-26,02	-28,56	-26,02	-17,36	0,00

Для дальнейших расчетов принимаем максимальный изгибающий момент $M_{pl} = -28,56$ кН·м.

Условие прочности по СП 41.13330.2012 [13] и А. Е. Саргсяну [24] имеет вид:

$$M_{ult} \gamma_n \cdot \gamma_{lc} \leq \gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5 \cdot x) + \gamma_{s1} \cdot R_{s.c} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a'), \quad (10)$$

где M_{ult} – максимальный (нормативный) изгибающий момент в плите, кН·м;

$\gamma_n = 0,95$ – коэффициент надежности по назначению для сооружений III класса капитальности;

$\gamma_{lc} = 1$ – коэффициент по основному сочетанию нагрузок;

$\gamma_b = 1,3$ – коэффициент условия работы бетона класса В20;

R_b – призмочная прочность бетона (для В20 $R_b = 11,5$ МПа);

$b = 100$ см – расчетная ширина полосы;

x – величина сжатой зоны бетона, см;

$h_0 = h_s - a$ – рабочая высота сечения ($h_0 = 15 - 3 = 12$ см);

$a = a' = 3$ см – защитный слой бетона в растянутой и сжатой зонах;

γ_{s1} – коэффициент условий работы арматуры:

$$\gamma_{s1} = \frac{1,3 \cdot \eta_0 \cdot \eta_s \cdot \eta_c}{1 - \rho_s \cdot \left(1 - \frac{\eta_0 \cdot \eta_s \cdot \eta_c}{1,8}\right)} = \frac{1,3 \cdot 0,32 \cdot 1 \cdot 0,8}{1 - 0,8 \left(1 - \frac{0,32 \cdot 1 \cdot 0,8}{1,8}\right)} = 1,06,$$

где $\eta_0 = 0,32$; $\eta_s = 1,0$; $\eta_c = 0,8$; $\rho_s = 0,8$ – безразмерные коэффициенты;

$R_s, R_{s.c}$ – расчетное сопротивление арматуры (в растянутой и сжатой зонах сечения элемента для А240 $R_s = R_{s.c} = 210$ МПа).

Определяем высоту сечения сжатой зоны бетона:

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{M_{pl} \gamma_n}{0,5 b R_b \gamma_b}} = 12 - \sqrt{12^2 - \frac{2856 \cdot 0,95}{0,5 \cdot 100 \cdot 11,5 \cdot 1,1}} = 12 - \sqrt{144 - 51,9} =$$

$$= 2,4 \text{ см.}$$

Находим площадь сечения сжатой арматуры, предварительно определив следующие коэффициенты:

$$\alpha_R = \frac{M_{pl}\gamma_n}{R_b\gamma_b b h_0^2}, \quad \xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s E_b}{R_b E_s}},$$

где α_R – коэффициент сечения элемента, безразмерный;

ξ – относительная высота сжатой зоны бетона;

ξ_R – граничное значение относительной высоты сжатой зоны.

Остальные обозначения символов приведены выше.

Находим числовые значения коэффициентов:

$$\alpha_R = \frac{M_{pl}\gamma_n}{R_b\gamma_b b h_0^2} = \frac{2856 \cdot 0,95}{1,15 \cdot 1,3 \cdot 100 \cdot 12^2} = 0,126,$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{2,4}{12} = 0,2 < \xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s E_b}{R_b E_s}} = \frac{0,8}{1 + \frac{210 \cdot 27500}{11,5 \cdot 200000}} = 0,228.$$

Условие выполнено. Арматуру в сжатой зоне принимаем конструктивно, и в уравнении (10) второе слагаемое правой части не учитывается.

Подставив полученные значения в уравнение (10), определяем максимальный допускаемый изгибающий момент, который может выдержать полоса плиты шириной 1 пог. м:

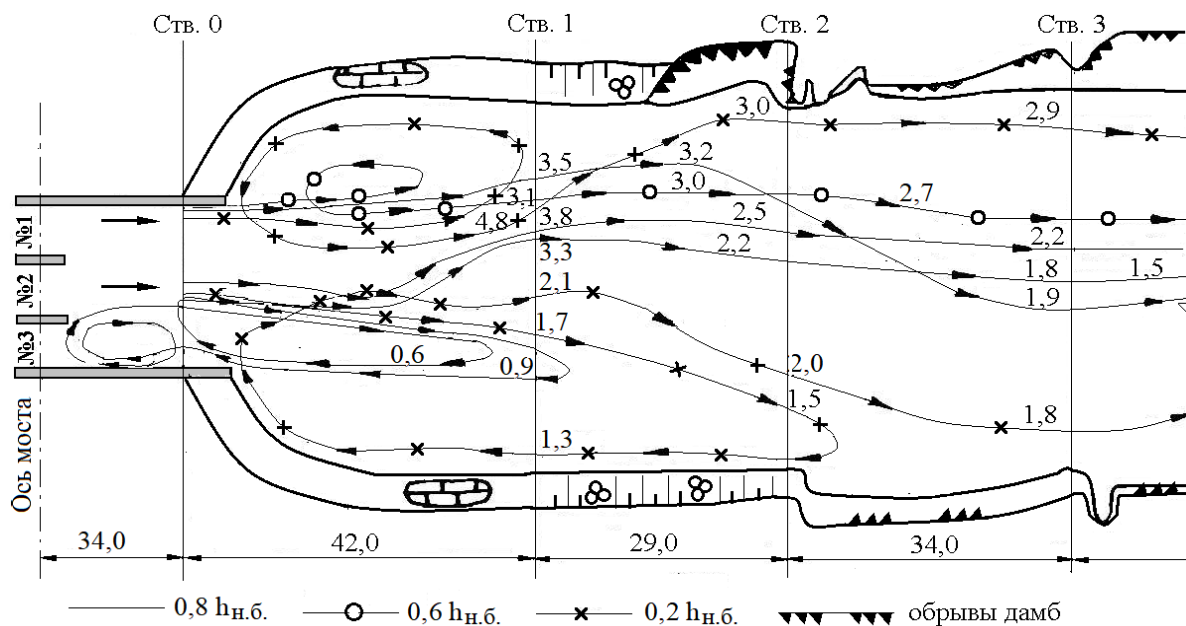
$$M_{ult} = \frac{\gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5 \cdot x)}{\gamma_n \cdot \gamma_{lc}} = \frac{1,3 \cdot 1,15 \cdot 100 \cdot 2,4 (12 - 0,5 \cdot 2,4)}{0,95 \cdot 1} = 407899 \text{ кН}\cdot\text{см}.$$

Изгибающий момент от волнового воздействия $M_{pl} = 28,56$ кН·м меньше допускаемого изгибающего момента $M_{ult} = 40,79$ кН·м, т. е. условие на прочность выполнено и армирование, которое принято в железобетонных плитах покрытия, достаточно.

Выполненные расчеты для определения прочности плит крепления показали удовлетворительные результаты.

Подмыв, сползание с откоса плит последнего ряда и обрушение грунта происходят за счет обратных течений вдоль береговой линии по урезу воды. Эти течения возникают в связи с тем, что в нижнем бьефе образуются водоворотные зоны в пределах жесткого крепления и за его пределами. При пропуске расходов воды всеми тремя пролетами водоворотные зоны симметричны и располагаются в пределах жесткого крепления.

Иная картина складывается при пропуске расходов воды через два пролета (первый-второй или второй-третий). Длина водоворотной зоны выходит за пределы жесткого крепления (в 2 раза и более превышают длину крепления в зависимости от величины расхода), в ней скорость обратного течения достигает 2,5 м/с и более (рисунок 4).



Условные обозначения $0,8 h_{н.б.}$, $0,6 h_{н.б.}$, $0,2 h_{н.б.}$

показывают расположение нижней части поплавка-интегратора

Рисунок 4 – Линии токов в нижнем бьефе ШР 0 при пропуске расходов по левому и среднему пролетам сооружения

Из данных рисунка 4 видно, что правая водоворотная зона имеет длину более 70 м, в то время как жесткое крепление выполнено длиной 42 м. У левого откоса скорости течения достигают 3 м/с, что в 5 раз превышает допускаемую неразмывающую скорость для грунта русла нижнего бьефа.

Выводы

1 Необходимость выполнения прочностного расчета жесткого крепления для каналов мелиоративного направления состоит в том, что при проектировании сетевых гидротехнических сооружений следует учитывать волновое воздействие на плиты крепления откосов ввиду неустойчивого уровня воды в нижнем бьефе, колебания которого приводят к неравномерной скоростной структуре течения.

2 Приведенные расчеты показали, что фактическая толщина плит превышает расчетную толщину по нормативному документу в 1,25 раза.

Этот факт объясняется тем, что при расчетах по нормативным документам необходимо строго подбирать коэффициенты надежности по условиям работы проектируемого элемента мелиоративного канала.

3 Расчетами на «всплывание» и «опрокидывание» плит от волнового силового воздействия установлено, что эти явления не происходят. Условие устойчивости плит выполняется.

4 Расчеты изгибаемых элементов при ударе волны в центр плиты показали, что расчетный момент на этом сооружении меньше допустимого максимального, в связи с чем расчет достаточно ограничить определением площади арматуры растянутой зоны сечения условной балки, а в сжатой зоне назначить армирование конструктивно.

Список использованных источников

1 Тищенко, А. И. Сетевые гидротехнические сооружения: монография / А. И. Тищенко. – Новочеркасск: ЮРГТУ, 2008. – 247 с.

2 Тищенко, А. И. Проблема продления жизненных ресурсов сетевых гидротехнических сооружений / А. И. Тищенко // Интеграция науки и образования – стратегия устойчивого развития водно-мелиоративного комплекса страны: материалы Междунар. науч.-практ. конф., посвящ. 100-летию выпуска первого мелиоратора России. – Новочеркасск: Лик, 2013. – С. 163–166.

3 Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов): СП 38.13330.2012. Актуализированная редакция СНиП 2.06.04-82*. – М.: Минрегион России, 2014. – 116 с.

4 Киселев, П. Г. Справочник по гидравлическим расчетам / П. Г. Киселев. – М.: Энергия, 1972. – 312 с.

5 Щедрин, В. Н. Эксплуатационная надежность оросительных систем / В. Н. Щедрин, Ю. М. Косиченко, А. В. Колганов. – Ростов н/Д.: СКНЦ ВШ, 2004. – 388 с.

6 Щедрин, В. Н. Стратегия использования орошаемых земель в современных условиях / В. Н. Щедрин // Мелиорация и водное хозяйство. – 2003. – № 3. – С. 45–51.

7 Руководство по определению нагрузок и воздействий на гидротехнические сооружения (волновых, ледовых и от судов): П 58-76. – Л.: ВНИИГ, 1977. – 318 с.

8 Рогачко, С. И. Научное сопровождение проектирования берегозащитных сооружений / С. И. Рогачко, Н. В. Шуныко // Вестник МГСУ. – 2016. – № 12. – С. 103–113. – DOI: 10.22227/1997-0935.2016.12.103-113.

9 Жарницкий, В. Я. Анализ влияния волновых нагрузок на гидротехнические сооружения / В. Я. Жарницкий, Е. В. Андреев // Природообустройство. – 2018. – № 4. – С. 8–14.

10 Жарницкий, В. Я. Принципы мониторинга технического состояния низконапорных грунтовых плотин, попадающих в группу риска на основании экспертного заключения / В. Я. Жарницкий, Е. В. Андреев // Природообустройство. – 2013. – № 1. – С. 38–42.

11 Жарницкий, В. Я. Влияние данных наблюдений на прогноз состояния гидротехнического сооружения / В. Я. Жарницкий, Е. В. Андреев // Природообустройство. – 2017. – № 2. – С. 20–27.

12 Жарницкий, В. Я. Особенности влияния неэксплуатационных динамических нагрузок на гидротехнические сооружения / В. Я. Жарницкий, Е. В. Андреев // Известия вузов. Геодезия и аэрофотосъемка. – 2012. – № 5. – С. 25–29.

13 Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений: СП 41.13330.2012. Актуализированная редакция СНиП 2.06.08-87*. – М.: Минрегион России, 2012. – 67 с.

14 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения: СП 63.13330.2012. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. – М.: Минстрой России, 2013. – 162 с.

15 Дадаян, Т. Особенности расчета железобетонных конструкций по деформациям / Т. Дадаян. – М.: LAP Lambert Academic Publishing, 2012. – 188 с.

16 Соколов, В. Прочность и трещиностойкость железобетонных конструкций / В. Соколов, Д. Страхов. – М.: LAP Lambert Academic Publishing, 2012. – 120 с.

17 Туманов, А. Бетонные и железобетонные конструкции / А. Туманов. – М.: Palmarium Academic Publishing, 2015. – 104 с.

18 Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах: СП 25.13330.2012. Актуализированная редакция СНиП 2.02.04-88. – М.: Минрегион России, 2012. – 114 с.

19 Канарский, В. Ф. Устойчивость и прочность откосов земляных сооружений / В. Ф. Канарский. – М.: Энергоиздат, 1982. – 113 с.

20 Канарский, В. Ф. Крепление волновых откосов гидротехнических сооружений / В. Ф. Канарский. – Киев: Будивельник, 1971. – 76 с.

21 Васильев, С. М. Оценка экологической безопасности открытой оросительной сети по условиям подъема уровня грунтовых вод и засоления почв / С. М. Васильев // Изв. вузов. Сев.-Кавк. регион. Техн. науки. – 2006. – Приложение № 2. – С. 127–131.

22 Симвулиди, И. А. Расчет инженерных конструкций на упругом основании: учеб. пособие для строит. спец. вузов / И. А. Симвулиди. – 5-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 1987. – 576 с.

23 Паначев, К. А. Проектирование конструкций на упругом основании / К. А. Паначев, П. Я. Григорьев. – М.: Lambert Academic Publishing, 2012. – 104 с.

24 Саргсян, А. Е. Строительная механика. Механика инженерных конструкций / А. Е. Саргсян. – М.: Высш. шк., 2008. – 464 с.

References

- 1 Tishchenko A.I., 2008. *Setevye gidrotekhnicheskie sooruzheniya: monografiya* [Network Hydraulic Structures: Monograph]. Novocherkassk, YuRGU Publ., 247 p. (In Russian).
- 2 Tischenko A.I., 2013. *Problema prodleniya zhiznennykh resursov setevykh gidrotekh-nicheskikh sooruzheniy* [The problem of prolongation of the life span of the vital resources of networking hydraulic structures]. *Integratsiya nauki i obrazovaniya – strategiya ustoychivogo razvitiya vodno-meliorativnogo kompleksa strany: materialy Mezhdunarodnoy nauchno-prakticheskoy konferentsii, posvyashch. 100-letiyu vypuska pervogo melioratora Rossii* [Integration of Science and Education – a Strategy for the Sustainable Development of the Country's Water-Reclamation Complex: Proceed. of International Scientific-Practical Conference Dedicated to the 100th Anniversary of the First Irrigation Engineer of Russia]. Novocherkassk, Lick Publ., pp. 163-166. (In Russian).
- 3 SP 38.13330.2012. *Nagruzki i vozdeystviya na gidrotekhnicheskie sooruzheniya (volnovye, ledovye i ot sudov)* [Loads and Impacts on Hydraulic Structures (from wave, ice and ships)]. Moscow, Ministry of Regional Development of Russia, 2014, 116 p. (In Russian).
- 4 Kiselev P.G., 1972. *Spravochnik po gidravlicheskim raschetam* [Handbook of Hydraulic Calculations]. Moscow, Energy Publ., 312 p. (In Russian).
- 5 Shchedrin V.N., Kosichenko Yu.M., Kolganov A.V., 2004. *Ekspluatatsionnaya nadezhnost' orositel'nykh sistem* [Operational Reliability of Irrigation Systems]. Rostov n/Don, SKNTS VS, 388 p. (In Russian).
- 6 Shchedrin V.N., 2003. *Strategiya ispol'zovaniya oroshaemykh zemel' v sovremennykh usloviyakh* [The Strategy of the use of irrigated lands under modern conditions]. *Melioratsiya i vodnoe khozyaystvo* [Irrigation and Water Management], no. 3, pp. 45-51. (In Russian).
- 7 P 58-76. *Rukovodstvo po opredeleniyu nagruzok i vozdeystviy na gidrotekhnicheskie so-oruzheniya (volnovykh, ledovykh i ot sudov)* [Guidance on the Determination of Loads and Impacts on Hydraulic Structures (from wave, ice and ships)]. Leningrad, VNIIG Publ., 1977, 318 p. (In Russian).
- 8 Rogachko S.I., Shun'ko N.V., 2016. *Nauchnoe soprovozhdenie proektirovaniya beregozashchitnykh sooruzheniy* [Scientific support for the design of coastal protection structures]. *Vestnik MGSU* [Bullet. MGSU], no. 12, pp. 103-113. DOI: 10.22227/1997-0935.2016.12.103-113. (In Russian).
- 9 Zharnitsky V.Ya., Andreev E.V., 2018. *Analiz vliyaniya volnovykh nagruzok na gidrotekhnicheskie sooruzheniya* [The analysis of the influence of wave loads on hydraulic structures]. *Prirodoobustroystvo* [Environmental Engineering], no. 4, pp. 8-14. (In Russian).
- 10 Zharnitsky V.Ya., Andreev E.V., 2013. *Printsipy monitoringa tekhnicheskogo sostoyaniya nizkonapornykh gruntovykh plotin, popadayushchikh v grupp riska na osnovanii ekspertnogo zaklyucheniya* [Principles of monitoring of the technical condition of low-pressure earthen dams included into the risk group on the basis of expert conclusion]. *Prirodoobustroystvo* [Environmental Engineering], no. 1, pp. 38-42. (In Russian).
- 11 Zharnitsky V.Ya., Andreev E.V., 2017. *Vliyanie dannykh nablyudeniy na prognoz sostoyaniya gidrotekhnicheskogo sooruzheniya* [The influence of observation data on the forecast of the state of a hydraulic engineering structure]. *Prirodoobustroystvo* [Environmental Engineering], no. 2, pp. 20-27. (In Russian).
- 12 Zharnitsky V.Ya., Andreev E.V., 2012. *Osobennosti vliyaniya neekspluatatsionnykh dinamicheskikh nagruzok na gidrotekhnicheskie sooruzheniya* [Features of the influence of non-operating dynamic loads on hydraulic engineering structures]. *Izvestiya vuzov. Geodeziya i aerofotos"yemka* [Bullet. of Higher Schools. Surveying and Aerial Photography], no. 5, pp. 25-29. (In Russian).
- 13 SP 41.13330.2012. *Betonnye i zhelezobetonnye konstruktсии gidrotekhnicheskikh*

sooruzheniy [Concrete and Reinforced Concrete Hydraulic Structures]. Moscow, Ministry of Regional Development of Russia, 2012, 67 p. (In Russian).

14 SP 63.13330.2012. *Betonnye i zhelezobetonnye konstruksii* [Concrete and Reinforced Concrete Structures]. Moscow, Ministry of Civil Engineering of Russia, 2013, 162 p. (In Russian).

15 Dadayan T., 2012. *Osobennosti rascheta zhelezobetonnykh konstruksiy po deformatsiyam* [Features of the Calculation of Reinforced Concrete Structures by Deformations]. Moscow, LAP Lambert Academic Publ., 188 p. (In Russian).

16 Sokolov V., Strakhov D., 2012. *Prochnost' i treshchinostoykost' zhelezobetonnykh konstruksiy* [Strength and Crack Resistance of Reinforced Concrete Structures]. Moscow, LAP Lambert Academic Publ., 120 p. (In Russian).

17 Tumanov A., 2015. *Betonnye i zhelezobetonnye konstruksii* [Concrete and Reinforced Concrete Structures]. Moscow, Palmarium Academic Publ., 104 p. (In Russian).

18 SP 25.13330.2012. *Osnovaniya i fundamenti na vechnomerzlykh gruntakh* [Soil Basis and Foundations on Permafrost Soils]. Moscow, Ministry of Regional Development of Russia, 2012, 114 p. (In Russian).

19 Kanarskiy V.F., 1982. *Ustoychivost' i prochnost' otkosov zemlyanykh sooruzheniy* [Stability and Strength of Slopes of Earthen Works]. Moscow, Energoizdat Publ., 113 p. (In Russian).

20 Kanarskiy V.F., 1971. *Kreplenie volnovykh otkosov gidrotekhnicheskikh sooruzheniy* [Fixing Wave Slopes of Hydraulic Structures]. Kiev, Budivel'nik Publ., 76 p. (In Russian).

21 Vasil'ev S.M., 2006. *Otsenka ekologicheskoy bezopasnosti otkrytoy orositel'noy seti po usloviyam pod'yema urovnya gruntovykh vod i zasoleniya pochv* [Assessment of the environmental safety of an open irrigation network under the conditions of rising groundwater levels and soil salinization]. *Izvestiya vuzov. Severo-Kavkazskiy region. Tekhnicheskie nauki* [Bull. Universities. North Caucasus Region. Technical Sciences], app. no. 2, pp. 127-131. (In Russian).

22 Simvulidi I.A., 1987. *Raschet inzhenernykh konstruksiy na uprugom osnovanii: ucheb. posobie dlya stroit. spets. vuzov* [Calculation of Engineering Structures on an Elastic Foundation: teaching manual for civil engineering universities]. 5th ed., rev. Moscow, Higher School Publ., 576 p. (In Russian).

23 Panachev K.A., Grigoriev P.Ya., 2012. *Proektirovanie konstruksiy na uprugom osnovanii* [Designing Structures on an Elastic Foundation]. Moscow, Lambert Academic Publ., 104 p. (In Russian).

24 Sargsyan A.E., 2008. *Stroitel'naya mekhanika. Mekhanika inzhenernykh konstruksiy* [Building Mechanics. Mechanical Engineering Structures]. Moscow, Higher School Publ., 464 p. (In Russian).

Гостищев Вячеслав Дмитриевич

Ученая степень: кандидат сельскохозяйственных наук

Ученое звание: доцент

Должность: ведущий научный сотрудник

Место работы: федеральное государственной бюджетное научное учреждение «Российский научно-исследовательский институт проблем мелиорации»

Адрес организации: Баклановский пр-т, 190, г. Новочеркасск, Ростовская область, Российская Федерация, 346421

E-mail: rosniipm@yandex.ru

Gostishchev Vyacheslav Dmitriyevich

Degree: Candidate of Agricultural Sciences

Title: Associate Professor

Position: Leading Researcher

Affiliation: Russian Scientific Research Institute of Land Improvement Problems

Affiliation address: Baklanovsky ave., 190, Novocherkassk, Rostov region, Russian Federation, 346421

E-mail: rosniipm@yandex.ru

Тищенко Александр Иванович

Ученая степень: кандидат технических наук

Ученое звание: доцент

Должность: ведущий научный сотрудник

Место работы: федеральное государственное бюджетное научное учреждение «Российский научно-исследовательский институт проблем мелиорации»

Адрес организации: Баклановский, пр-т, 190, г. Новочеркасск, Ростовская область, Российская Федерация, 346421

E-mail: aleks.tishencko2016@mail.ru

Tishchenko Alexandr Ivanovich

Degree: Candidate of Technical Sciences

Title: Associate Professor

Position: Leading Researcher

Affiliation: Russian Scientific Research Institute of Land Improvement Problems

Affiliation address: Baklanovsky ave., 190, Novocherkassk, Rostov region, Russian Federation, 346421

E-mail: aleks.tishencko2016@mail.ru