

ВОДНЫЕ ПУТИ СООБЩЕНИЯ И ГИДРОГРАФИЯ

DOI: 10.21821/2309-5180-2018-10-3-533-546

CALCULATION OF STRESS-DEFORMED CONDITION OF CRACK IN THE STATE OF THE LOWER HEAD OF THE CLASS 2 OF THE BELOUSOVSKY HYDROELECTRIC POWER STATION

E. A. Lunev¹, K. P. Morgunov², G. G. Ryabov²

¹ — Limited liability company «Marine construction and technology»,
St. Petersburg, Russian Federation

² — Admiral Makarov State University of Maritime and Inland Shipping,
St. Petersburg, Russian Federation

The results of the investigation of the causes of excess sediments of the locks № 2 of the Belousovsky hydrounit of the Volga-Baltic channel of the FBU «Administration «Volgo-Balt» are presented. Precipitation, which began in 1980, led to the appearance of a crack in the concrete massif of the left pillar of the lower head of the lock. Analysis of soil characteristics showed the presence in the bottom of the lower head of weak sandy soils: a sublayer of loose formations, layers of unconsolidated sand. The study of concrete in the massif of the lower head indicates that it has a very heterogeneous structure: areas of loose fractured concrete and areas of highly porous concrete have been identified. A significant variation in the values of the strength of the samples was recorded, a low grade of concrete was identified for frost resistance and water resistance. Calculations of the stress-strain state of the structure were performed in the SCAD program using the finite element method taking into account the loads and the configuration of the structure. The geometry of the calculation area was determined taking into account the terrain, the configuration of the structure and the geological structure of the base of the lower head. The design area included the structure itself and the active base zone. The base was set with the help of rods located along the contour of the structure, the longitudinal stiffness of which was assigned in accordance with the characteristics of the ground and backfill. Calculations showed that, without taking into account changes in the characteristics of the soil and concrete, reliable results can not be obtained in the course of continuous operation. Weakening the characteristics of the foundation soils by reducing the stiffness of the support rods of the model confirmed the redistribution of stresses in the design of the lower head, which led to the formation of a crack in the concrete massif. To stop the development of the crack at the base and to stabilize the sediment of the lower head, it is recommended to install the prestressed anchors in the mass of the lower head and strengthen the head with an additional stabilizing structure.

Keywords: navigable gateway, stress-strain state of structures, properties of concrete, load diagrams on structures, shear and strength calculations.

For citation:

Lunev, Evgeny A., Konstantin P. Morgunov, and Georgiy G. Ryabov. "Calculation of stress-deformed condition of crack in the state of the lower head of the class 2 of the Belousovsky hydroelectric power station." *Vestnik Gosudarstvennogo universiteta morskogo i rechnogo flota imeni admirala S. O. Makarova* 10.3 (2018): 533–546. DOI: 10.21821/2309-5180-2018-10-3-533-5.

УДК 626.421.4

РАСЧЕТ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ТРЕЩИНЫ В УСТОЕ НИЖНЕЙ ГОЛОВЫ ШЛЮЗА № 2 БЕЛОУСОВСКОГО ГИДРОУЗЛА

Е. А. Лунев¹, К. П. Моргунов², Г. Г. Рябов²

¹ — ООО «Морстройтехнология», Санкт-Петербург, Российская Федерация

² — ФГБОУ ВО «ГУМРФ имени адмирала С. О. Макарова»,
Санкт-Петербург, Российская Федерация

Представлены результаты исследования причин сверхнормативных осадок конструкций шлюза № 2 Белоусовского гидроузла Волго-Балтийского канала ФБУ «Администрация «Волго-Балт». Осадки, начав-

шиеся в 1980 г., привели к возникновению трещины в массиве бетона левого устоя нижней головы шлюза. Анализ характеристик грунтов показал наличие в основании нижней головы слабых песчаных грунтов: подслоя рыхлых образований, прослоек разуплотненного песка. Исследование бетона в массиве нижней головы свидетельствует о том, что он имеет весьма разнородную структуру: выявлены участки неплотного трещиноватого бетона, а также зоны высокопористого бетона. Зафиксирован существенный разброс значений по прочности образцов, отмечена низкая марка бетона по морозостойкости и водонепроницаемости. Расчеты напряженно-деформированного состояния конструкции выполнялись в программе SCAD с использованием метода конечных элементов с учетом нагрузок и конфигурации конструкции. Геометрия расчетной области определялась с учетом рельефа местности, конфигурации конструкции и геологического строения основания нижней головы. Расчетная область включала в себя само сооружение и активную зону основания. Основание задавалось с помощью стержней, расположенных по контуру сооружения, продольная жесткость которых назначалась в соответствии с характеристиками грунта основания и обратной засыпки. Расчеты показали, что без учета изменения характеристик грунта и бетона в процессе продолжительной эксплуатации достоверных результатов получить не удастся. Ослабление характеристик грунтов основания путем снижения жесткости опорных стержней модели подтвердило перераспределение напряжений в конструкции нижней головы, которое привело к образованию трещины в массиве бетона. Для остановки процесса развития трещины в устое и стабилизации осадок нижней головы рекомендовано установить в массиве нижней головы преднапряженные анкеры и укрепить голову дополнительной стабилизирующей конструкцией.

Ключевые слова: судоходный шлюз, напряженно-деформированное состояние конструкций, свойства бетона, схемы нагрузок на конструкции, расчеты на сдвиг и прочность.

Для цитирования:

Лунев Е. А. Расчет напряженно-деформированного состояния трещины в устое нижней головы шлюза № 2 Белоусовского гидроузла / Е. А. Лунев, К. П. Моргунов, Г. Г. Рябов // Вестник Государственного университета морского и речного флота имени адмирала С. О. Макарова. — 2018. — Т. 10. — № 3. — С. 533–546. DOI: 10.21821/2309-5180-2018-10-3-533-5.

Введение (Introduction)

Судоходный шлюз № 2 Белоусовского гидроузла расположен на основной трассе Волго-Балтийского канала, входящего в транспортный коридор «Север – Юг». Безопасная и безаварийная эксплуатация шлюза обеспечивает надежность и бесперебойность перевозок на этом важнейшем участке внутренних водных путей России. Шлюз № 2 введен в постоянную эксплуатацию 21 ноября 1963 г. В 1980 г. эксплуатационным персоналом гидроузла была отмечена тенденция оседания конструкций шлюза, которая была охарактеризована как опасная, с высокой интенсивностью осадок. В 1985 г. в результате таких осадок на левом устое нижней головы шлюза образовалась трещина, которая развивается до настоящего времени (рис. 1).



Рис. 1. Трещина в монолитном бетоне левобережного устоя нижней головы



Рис. 2. Выщелачивание вдоль трещины

Для наблюдения и контроля за состоянием трещины тогда же, в 1985 г., на ней был установлен рамочный трехкоординатный щелемер. История наблюдения и анализ возможных причин воз-

никновения трещины приведены в работе [1]. Трещина имеет, по-видимому, сквозную природу. Вдоль нее наблюдаются значительные следы выщелачивания (рис. 2), которые свидетельствуют о снижении прочностных характеристик бетона в характерных местах.

Эксплуатационным персоналом шлюза неоднократно предпринимались попытки устранения трещины. В 1994 г. в межнавигационный период были выполнены работы по ликвидации фильтрации из ниши ремонтного затвора нижнего бьефа водопроводных галерей. В следующем 1995 г. проведена цементация основания устоя нижней головы из водопроводной галереи, а также цементация потолка водопроводной галереи, которая была продолжена в 2000 г. Поскольку процесс раскрытия трещины продолжался, в межнавигационный период 2002 – 2003 гг. была выполнена цементация основания левого устоя нижней головы: закачан цементный раствор в восемь скважин на глубину 2,8 м. Однако каждый из этапов ремонтно-восстановительных работ приводил лишь к временному результату — развитие трещины ненадолго останавливалось (максимальный период — до трех лет), после чего интенсивность развития осадок и трещины восстанавливалась до опасного состояния.

На сегодняшний день наибольшая осадка левого устоя нижней головы шлюза зафиксирована на его тыловой грани с верховой стороны. Кроме того, наблюдается ежегодное увеличение расстояния между устоями нижней головы, что привело к проблемам в работе механического оборудования, таким как сверхнормативное отклонение оси вращения левой створки нижних двустворчатых ворот от вертикали и уменьшение стрелы прогиба арки двустворчатых ворот. Значительная неравномерность осадки привела к возникновению вертикальной трещины на границе с башней, что дополнительно свидетельствует о нестабильном состоянии нижней головы и требует незамедлительного вмешательства.

Для анализа состояния бетона нижней головы шлюза и определения причин, обусловивших возникновение и развитие трещины, был выполнен ряд исследований, основные результаты которых приведены в настоящей работе, а именно: анализ характеристик грунтов основания нижней головы, анализ состояния бетона, расчет напряженно-деформированного состояния конструкций нижней головы.

Методы и материалы (Methods and Materials)

Анализ характеристик грунтов основания. В 2007 г. ЗАО «Водопад» было проведено исследование с использованием радиолокационного метода электромагнитного импульсного сверхширокополосного зондирования [2] на предмет уточнения характеристик грунтов основания нижней головы, выявления возможных пустот и зон разуплотнения, мест возможных размывов. Результаты показали, что в прикровельной части девонских песков, занимающих большую часть в толще коренных пород участка, имеет место подслон рыхлых образований. Аналогичные исследования, проведенные ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева [3], подтвердили, что в основании нижней головы находятся супеси и суглинки различной плотности и консистенции, пески разнотермистые девона. Выявлены также зоны разуплотненных грунтов — прослойки разуплотненного песка.

Исследования, выполненные ОАО «Ленгидропроект» в 2013 г. [4], [5], установили, что основания левого и правого устоев представлены чередованием полутвердых и твердых суглинков и плотных песков. Линзы галечников и гравийных грунтов с песком мелким или пылеватым в заполнителе вскрыты в толще флювиогляциальных отложений в западной части левого устоя. Линза рассечена котлованом устоя, фильтрация по грунтам линзы возможна только по контакту с бетоном устоя. На основании результатов исследования сделаны выводы о том, что скорости фильтрации в грунтах значительно меньше критических; полученные значения гидравлически эквивалентных диаметров поровых каналов значительно меньше диаметров частиц, которые могут вымываться фильтрационным потоком; грунты, вмещающие устои нижней головы, суффозионно устойчивы, в том числе девонские пески в основании западной части устоев. При обследовании состояния откосов обратной засыпки установлено, что состояние откосов удовлетворительное, за-

ложение соответствует проектному; выходы фильтрационных вод, провалы и вынос материалов на откосах и у их подножья не зафиксированы.

Таким образом, можно заметить, что слабые свойства грунта хоть и являются серьезной проблемой сооружения, однако не могут быть единственной причиной перемещений устоев нижней головы и возникновения в них трещин.

Анализ состояния бетона нижней головы. Исследования свойств бетона нижней головы шлюза № 2, проведенные ЗАО «Водопад» в 2007 г. [2], выполнялись двумя способами: методом электромагнитного импульсного сверхширокополосного зондирования и выбуриванием кернов с последующим их испытанием. Исследования показали, что бетонный массив устоев крайне неоднороден. В бетоне имеются участки неплотного трещиноватого бетона, а также зоны высокопористого бетона. Строение бетона, слагающего основание нижней головы, представлено тремя качественными группами, соотносимыми с различным состоянием материала — от хорошего к плохому. Внешний вид выбуренных кернов и самих скважин, из которых выбуривались керны, свидетельствовал о неоднородности бетонного массива. Выход кернов в целом составил около 70 %, однако в некоторых скважинах он был равен 30 %. В ходе выбуривания некоторые части кернов рассыпались на мелкие фрагменты, не связанные вяжущей составляющей.

Аналогичные исследования свойств бетона шлюза № 2 проводились ОАО «Ленгидропроект» в 2010 г. в рамках разработки комплексного проекта реконструкции Волго-Балтийского водного пути [6]. Оценка прочности бетона нижней головы показала, что фактическая прочность бетона ниже проектной марки. При этом был зафиксирован существенный разброс значений по прочности отбираемых образцов, коэффициент вариации прочности бетона по нижней голове составил 26,5 %. В соответствии с ГОСТ 18105-2010 «Бетоны. Правила контроля прочности» [7] предельный коэффициент вариации для массивных гидротехнических конструкций не должен превышать 20 %. Высокий коэффициент вариации свидетельствует о том, что бетон нижней головы имеет весьма разнородную структуру. Отмечена также низкая марка бетона по морозостойкости и водонепроницаемости, т. е. одной из причин разрушений бетона, вполне вероятно, является его низкая стойкость к циклическому замораживанию и оттаиванию при высокой водонасыщенности.

Таким образом, можно сделать вывод о том, что сочетание проблем в виде некачественного бетона и слабых грунтов и явилось причиной возникновения интенсивных осадок, а также трещин в устоях нижней головы.

Расчет напряженно-деформированного состояния конструкций нижней головы. Для оценки технического состояния нижней головы шлюза № 2, в том числе трещины в левом её устое, был выполнен ряд поверочных расчетов.

Расчет гидротехнических сооружений выполняется по методу предельных состояний [8] – [13]. При расчете необходимо учесть все нагрузки, действующие на конструкции шлюза, а именно:

- собственный вес сооружений;
- вес воды в камерах;
- вес грунта засыпки в естественном состоянии;
- вес грунта засыпки во взвешенном состоянии;
- давление воды в камерах: при наполненной камере — это нормальный подпорный уровень (для шлюза № 2 НПУ = 58,75 м); при опорожненной камере — судоходный уровень нижнего бьефа (УНБ = 46,00 м);
- активное давление грунта со стороны засыпки;
- давление грунтовых вод в засыпке при различных уровнях;
- взвешивающее давление на днище со стороны основания.

При функционировании шлюза различают следующие случаи:

- эксплуатационный случай, при котором камера заполнена водой до уровня верхнего бьефа;
- эксплуатационный случай, при котором камера опорожнена до уровня нижнего бьефа;
- ремонтный случай, при котором камера полностью осушена.

Помимо этих случаев необходимо выполнить расчет для случая особого сочетания нагрузок, при котором в камере шлюза устанавливается уровень воды, равный форсированному подпорному уровню (ФПУ). Для шлюза № 2 ФПУ = 59,25 м.

Расчетная схема для определения напряженно-деформированного состояния нижней головы шлюза № 2 для эксплуатационного случая приведена на рис. 3 (высотные отметки на рисунке и далее приведены в Балтийской системе высот, линейные размеры — в сантиметрах).

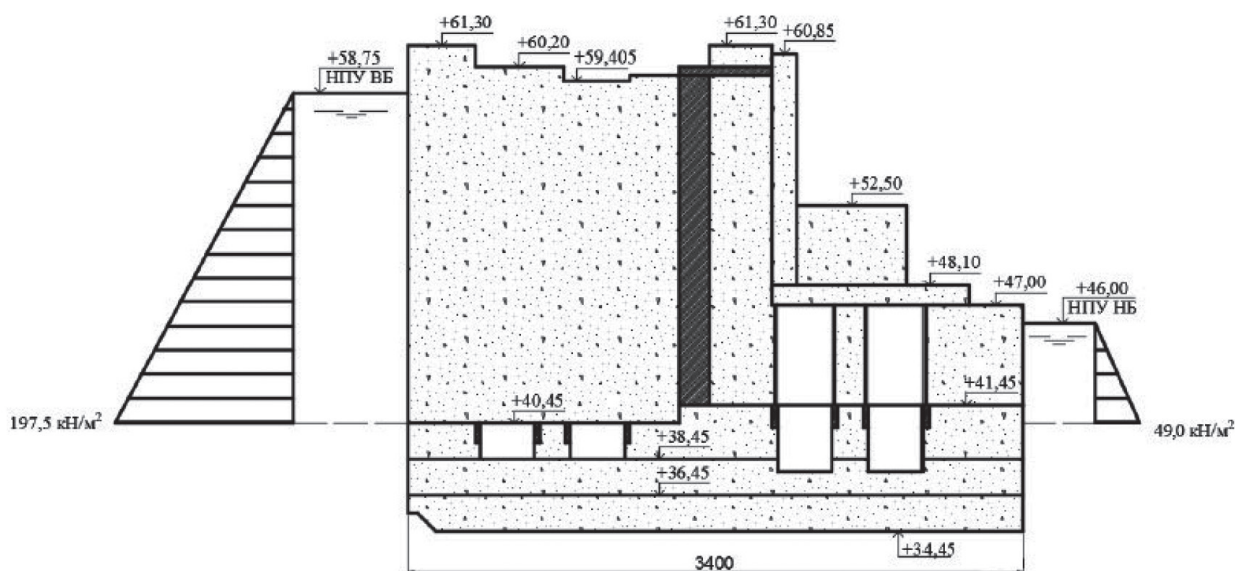


Рис. 3. Расчетная схема для эксплуатационного случая (продольный разрез нижней головы по оси шлюза)

Основные учитываемые нагрузки:

– гидростатическое давление на отметке 40,45 м от НПУ = 58,75 м ($h = 58,75 - 40,45 = 18,30$ м):

$$p = \rho g h \gamma_f = 197,5 \text{ кН/м}^2; \quad (1)$$

– гидростатическое давление на отметке 40,45 м от УНБ = 46,00 м ($h = 46,00 - 40,45 = 5,55$ м):

$$p = \rho g h \gamma_f = 49,0 \text{ кН/м}^2; \quad (2)$$

– удельное (на 1 пог. м длины) взвешивающее давление при уровне грунтовых вод $h_{\text{УГВ}} = 12,92$ м и ширине нижней головы в поперечном направлении $b_{\text{НГ}} = 41,2$ м:

$$W_{\text{взв}} = \rho g h_{\text{УГВ}} b_{\text{НГ}} \gamma_f = 5 483,0 \text{ кН/м}; \quad (3)$$

– вес сооружения при плотности бетона $\rho_6 = 14 930 \text{ кг/м}^3$:

$$G = \rho_6 g V_6 \gamma_f = 316 368 \text{ кН}; \quad (4)$$

– вес воды:

$$G_{\text{в}} = \rho g V_{\text{в}} \gamma_f = 316 368 \text{ кН}. \quad (5)$$

Расчетная схема для случая особого сочетания нагрузок приведена на рис. 4. Основные учитываемые нагрузки рассчитываются так же, как и для эксплуатационного случая.

Для оценки влияния существующей в устье нижней головы трещины была разработана дополнительная схема (рис. 5) для эксплуатационного случая при уровне верхнего бьефа. В представленной схеме трещина принимается сквозной и свободно заполняется водой при наполнении камеры шлюза. Такое допущение является довольно грубым, однако позволяет рассмотреть работу сооружения при самых неблагоприятных условиях.

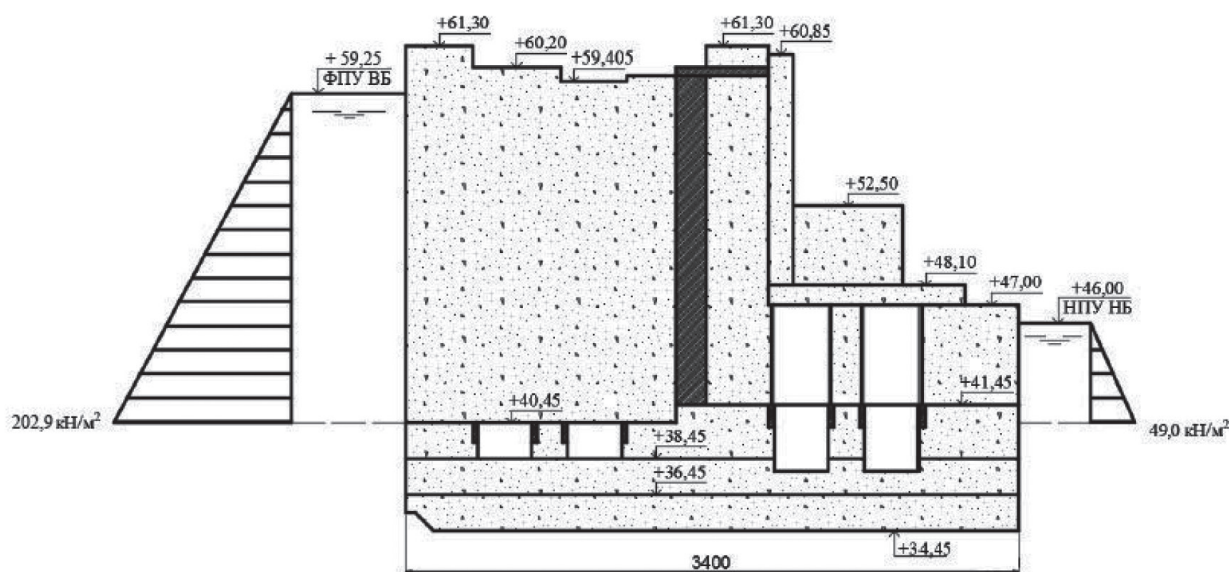


Рис. 4. Расчетная схема для особого сочетания нагрузок

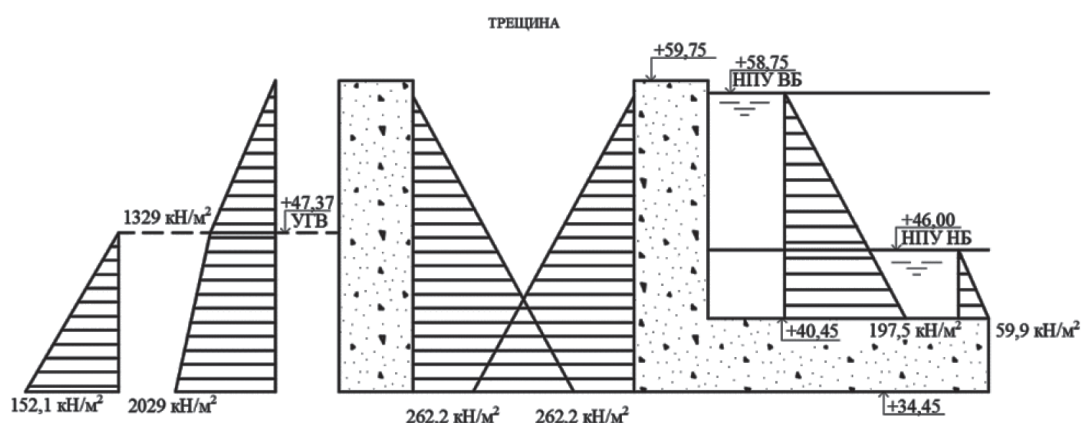


Рис. 5. Расчетная схема сил, влияющих на трещину

Целью расчета по схеме с трещиной являлась оценка сил, способствующих раскрытию трещины, к которым относится гидростатическое давление воды внутри трещины, и удерживающих сил, включающих пассивное давление грунта с учетом изменения отметки грунта по длине нижней головы, давление грунтовых вод, гидростатическое давление в камере, а также распорное усилие от ворот.

Выполнялись расчеты на глубинный сдвиг и прочность нижней головы шлюза. Для оценки напряженно-деформированного состояния нижней головы была создана плоская модель с учетом нагрузок и конфигурации конструкции в программе SCAD (рис. 6). Модель представляла собой поперечный разрез нижней головы, образованный треугольными конечными элементами с размерами сторон не более 1,3 м. Толщина каждого элемента принималась равной 1 м, в качестве материала был принят тяжелый бетон класса В15 с соответствующими ему нормативными характеристиками. Основание задавалось с помощью стержней (основание Винклера [14]), расположенных по контуру сооружения, продольная жесткость которых назначалась в соответствии с характеристиками грунта основания и обратной засыпки.

Геометрия расчетной области определялась с учетом рельефа местности, а также конфигурации конструкции и геологического строения основания нижней головы. Расчетная область включала в себя непосредственно само сооружение и активную зону основания. Взаимодействие

с прилегающими конструкциями шлюза (камерой и палами нижнего подхода) не учитывалось, что создавало определенный запас при расчетах. На основе геометрической модели была выполнена конечно-элементная аппроксимация расчетной области [15].

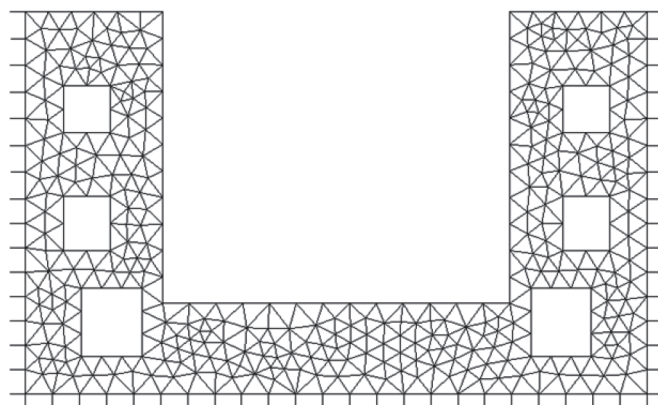


Рис. 6. Расчетная схема нижней головы

Определение напряженно-деформированного состояния конструкции проводилось с учетом последовательности возведения сооружения и приложения нагрузки. На первом этапе моделировалось исходное «бытовое» состояние грунтового массива, на последующих этапах — возведение бетонного массива, устройство обратной засыпки и наполнение камеры. Для описания механического поведения грунтов использовалась упругопластическая модель Мора–Кулона, описываемая характеристиками деформируемости грунта (модулем Юнга — E и коэффициентом Пуассона — ν) и прочностными характеристиками грунта (углом внутреннего трения φ и сцеплением c). Бетон моделировался материалом с линейно-упругими свойствами, описываемыми характеристиками деформируемости: модулем Юнга — E и коэффициентом Пуассона — ν . Элементы конечно-элементной модели показаны на рис. 7, где соответствующим цветом выделены области с различными характеристиками грунта.

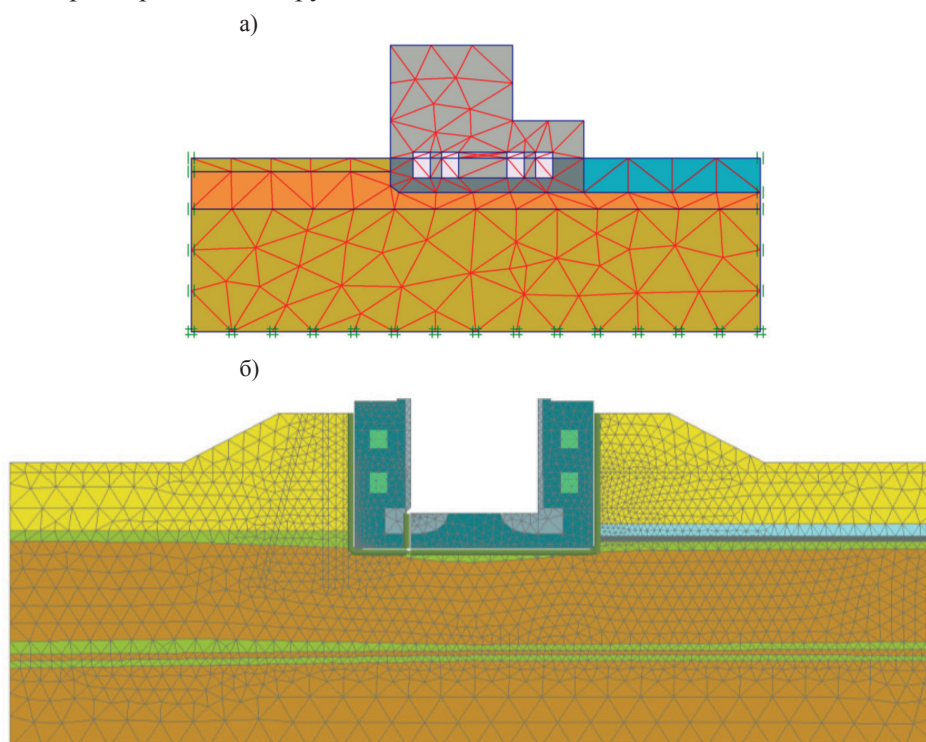


Рис. 7. Конечно-элементные модели:
а — продольное сечение; б — поперечное сечение

Принятые при расчете характеристики грунтов [3], окружающих нижнюю голову шлюза, сведены в табл. 1.

Таблица 1

Характеристики грунтов

Цвет	Ед. изм.					
γ_{unsat}	кН/м ³	19,00	20,60	19,00	21,70	17,10
γ_{sat}	кН/м ³	20,30	21,40	22,00	22,00	20,10
E	кН/м ²	10,00	20,00	50,00	45,00	20,00
ν	—	0,3000	0,3500	0,2700	0,2700	0,2700
c_{ref}	кН/м ²	10,00	40,00	1,000	80,00	3,000
φ	град.	22,00	18,80	37,00	19,30	24,30

Были приняты следующие характеристики бетона конструкций:

- класса бетона по прочности — В15;
- плотность — 2,40 т/м³;
- модуль упругости — 24 000 МПа;
- коэффициент Пуассона — 0,15.

Расчетное сопротивление растяжению установленной по первоначальному проекту арматуры принималось равным 220 МПа.

Согласно нормативным требованиям [16], полученные при расчете значения коэффициента устойчивости K должны удовлетворять неравенству

$$K \geq K_s = \frac{\gamma_n \gamma_{lc}}{\gamma_c}, \quad (6)$$

где γ_c — коэффициент условий работы ($\gamma_c = 1,00$);

γ_n — коэффициент надежности по ответственности сооружения (принимается равным 1,20 для сооружений II класса).

γ_{lc} — коэффициент сочетаний нагрузок ($\gamma_{lc} = 1,00$ — для основного сочетания нагрузок, $\gamma_{lc} = 0,95$ — для ремонтного случая и особого сочетания нагрузок).

В рассматриваемом случае шлюза № 2 (сооружения II класса) условия устойчивости будут следующими:

- для основного сочетания нагрузок должно быть

$$K \geq K_s = \frac{\gamma_n \gamma_{lc}}{\gamma_c} = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,0} = 1,2; \quad (7)$$

- для ремонтного случая и особого сочетания нагрузок

$$K \geq K_s = \frac{\gamma_n \gamma_{lc}}{\gamma_c} = \frac{1,2 \cdot 0,95}{1,0} = 1,14. \quad (8)$$

Наиболее распространенным вариантом потери устойчивости шлюза по схеме плоского сдвига является смещение сооружения по основанию. Коэффициент устойчивости нижней головы шлюза определяется для первой группы предельных состояний по формуле

$$K = \frac{F}{R}. \quad (9)$$

Здесь R — сдвигающая сила, которая включает взвешивающее давление и гидростатическое давление со стороны верхнего бьефа;

F — удерживающая сила, включающая вес сооружения, вес воды и гидростатическое давление со стороны нижнего бьефа:

$$F = (G_{\text{соор}} + G_{\text{в}} - W_{\text{взв}})f + P_{\text{НБ}}, \quad (10)$$

где $G_{\text{соор}}$, $G_{\text{в}}$ — вес сооружения и воды соответственно;

$W_{\text{взв}}$ — сила взвешивающего давления;

$f = \text{tg } \varphi$ — коэффициент трения (φ — угол внутреннего трения грунта основания);

$P_{\text{нб}}$ — сила гидростатического давления со стороны нижнего бьефа.

Условие прочности бетона при расчете по первой группе предельных состояний имеет вид

$$\sigma_{\text{max}} \leq R_{b(bt)} \frac{\gamma_c}{\gamma_n \gamma_{lc}}, \quad (11)$$

где σ_{max} — максимальное значение растягивающего (сжимающего) напряжения, полученное при расчете;

R — расчетные сопротивления бетона при растяжении (R_b) и сжатии (R_{bt}) для предельных состояний первой группы.

Нормативные значения напряжений:

— для основного сочетания нагрузок:

$$R_b \frac{\gamma_c}{\gamma_n \gamma_{lc}} = 0,75 \frac{1,00}{1,20 \cdot 1,00} = 0,63 \text{ МПа} \text{ — для растяжения}; \quad (12)$$

$$R_{bt} \frac{\gamma_c}{\gamma_n \gamma_{lc}} = 8,90 \frac{1,00}{1,20 \cdot 1,00} = 7,42 \text{ МПа} \text{ — для сжатия}; \quad (13)$$

— для ремонтного случая и особого сочетания нагрузок:

$$R_b \frac{\gamma_c}{\gamma_n \gamma_{lc}} = 0,75 \frac{1,00}{1,20 \cdot 0,95} = 0,66 \text{ МПа} \text{ — для растяжения}; \quad (14)$$

$$R_{bt} \frac{\gamma_c}{\gamma_n \gamma_{lc}} = 8,90 \frac{1,00}{1,20 \cdot 0,95} = 7,81 \text{ МПа} \text{ — для сжатия}. \quad (15)$$

Результаты (Results)

Расчеты на плоский сдвиг для эксплуатационного случая с камерой, наполненной до уровня верхнего бьефа, дают:

— удерживающая сила

$$F = (G_{\text{соор}} + G_{\text{в}} - W_{\text{взв}})f + P_{\text{нб}} = (316\,368 + 60\,493 - 186\,417) \cdot 0,325 + 2\,448 = 64\,342 \text{ кН};$$

— сдвигающая сила

$$R = P_{\text{гидр ВБ}} = 32\,532 \text{ кН}.$$

Тогда коэффициент устойчивости

$$K = \frac{F}{R} = \frac{64\,342}{32\,532} = 1,98 \geq 1,20 = K_s. \quad (16)$$

Аналогично определяются коэффициенты для других расчетных случаев (табл. 2).

Таблица 2

Результаты расчета на плоский сдвиг

Расчетный случай	Коэффициент устойчивости
Эксплуатационный случай при наполненной камере	1,98
Эксплуатационный случай при опорожненной камере	1,98
Особое сочетание нагрузок (в камере — ФПУ)	1,89

Таким образом, устойчивость на сдвиг обеспечивается во всех расчетных случаях. Расчет на раскрытие трещины показал, что гидростатическое давление непосредственно внутри трещины превышает значения удерживающих сил со стороны камеры шлюза. В результате расчетов

на прочность в программе SCAD были получены поля главных напряжений, а также смещения конструкции (рис. 8), позволяющие оценить напряженно-деформированное состояние нижней головы.

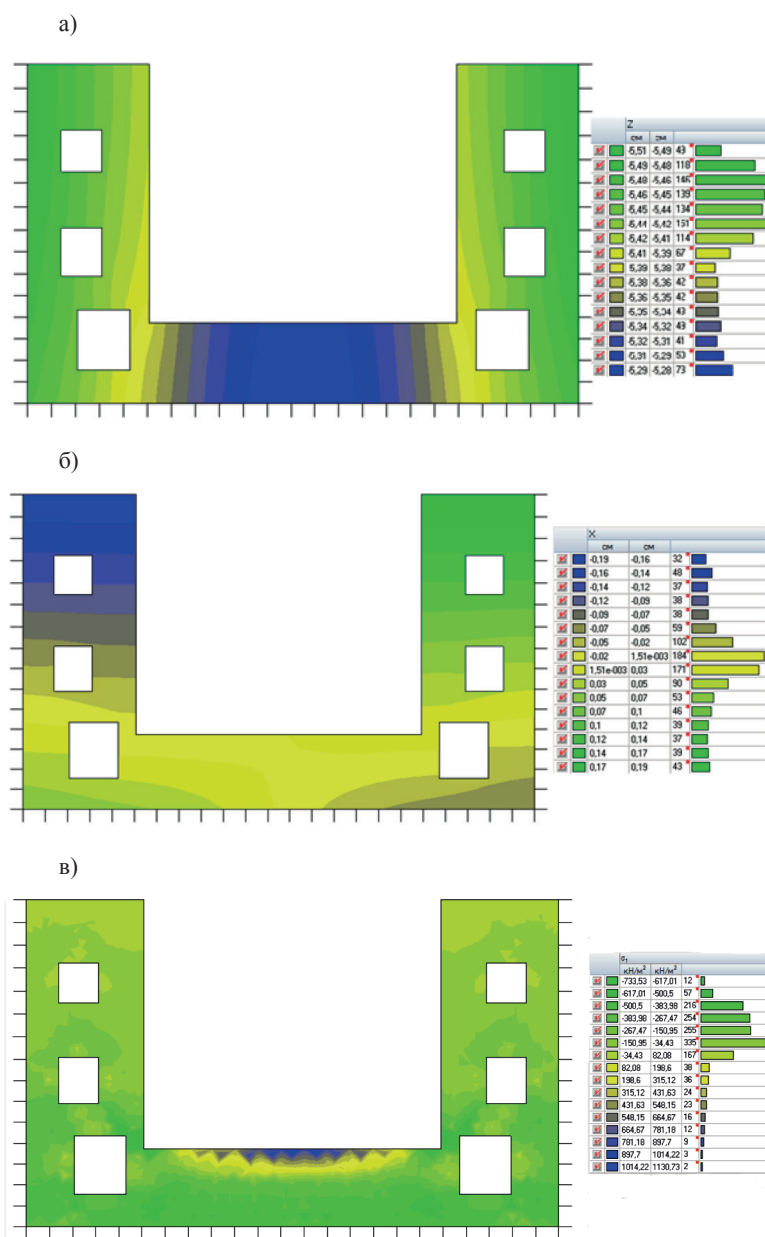


Рис. 8. Поля распределения:

- а — вертикальных смещений (положительное направление принято снизу вверх);
б — горизонтальных смещений (положительное направление принято слева направо);
в — главных напряжений (положительные значения соответствуют растяжению)

Результаты расчетов показали, что максимальные растягивающие напряжения в днище достигают 1,1 МПа, что превышает критериальные значения, однако это компенсируется за счет арматуры. Сжатие достигает 0,7 МПа, что не превышает критериальных значений. Растягивающие напряжения в устоях не превышают 0,2 МПа, сжимающие — 0,5 МПа, что удовлетворяет критериям. Полученные данные показали, что разработанная в программе SCAD расчетная схема, скорее всего, не соответствует реальным условиям работы сооружения ввиду следующих причин:

- полученные напряжения в устоях нижней головы не превышают допускаемых значений;

– положение максимальных напряжений не соответствует месту образования трещины.

Причинами такого несоответствия могут быть некорректные данные о характеристиках бетона, а также ошибочно заданные параметры основания. Как отмечалось ранее, исследования [2] – [4] показали, что в основании нижней головы присутствуют зоны сильного разуплотнения грунта, точное местоположение которых не определено. В этой связи были рассмотрены различные варианты ослабления основания путем снижения жесткости опорных стержней модели. Результаты таких расчетов приведены на рис. 9.

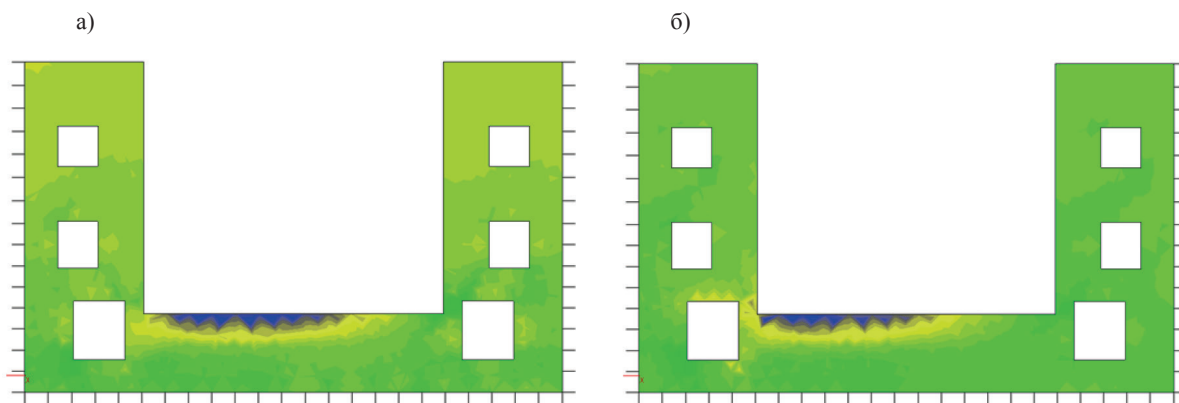


Рис. 9. Поля распределения главных напряжений при снижении на половине ширины головы жесткости стержней основания в пять раз:
а — у каждого второго стержня; б — у каждого стержня

Обсуждение (Discussion)

Полученные в результате расчетов схемы (см. рис. 9) наглядно демонстрируют перераспределение напряжений в конструкции нижней головы при ослаблении основания путем изменения жесткости стержней модели, что, вполне вероятно, и происходит в реальных условиях. Изменение напряжений в теле сооружения происходит не только за счет изменения положения критических зон с максимальными напряжениями, но и за счет возрастания величин этих напряжений. Вместе с тем результаты расчетов показали, что даже при значительном ослаблении основания (наполовину ширины головы) напряжения в устоях не достигают критических значений, а значит, разуплотнение грунта не являлось первопричиной образования трещины. Поэтому определяющим объективным фактором, вызвавшим, по нашему мнению, образование трещины, мог быть только некачественный бетон в устоях нижней головы, который проявил себя в ослабленном сечении, пересекающем полости, заполненные местным грунтом, и галерею.

Для остановки процесса развития трещины в устой и стабилизации конструкции нижней головы рекомендуется выполнить усиление конструкции устоев, например, установкой в массиве нижней головы предварительно напряженных анкеров и дополнительной стабилизирующей конструкции. Анкеровка по всей длине нижней головы позволит компенсировать превышение напряжений в массиве конструкции.

Заключение (Conclusion)

В настоящей работе выполнен анализ вероятных причин сверхнормативных осадок конструкций шлюза № 2, вызвавших возникновение трещины в массиве бетона левого устоя нижней головы. На основе выполненных расчетов на плоский сдвиг нижней головы, а также расчетов напряженно-деформированного состояния конструкции установлено, что возникновение и развитие трещины произошло в результате наличия комплекса причин: слабые песчаные водонасыщенные грунты в основании головы и некачественный бетон. Каждой из причин в отдельности было недостаточно для развития трещины, тем не менее, по нашему мнению, определяющим фактором явилось низкое качество бетона устоя нижней головы. Для обеспечения безопасной эксплуатации

шлюза необходима разработка и выполнение комплекса мероприятий по укреплению конструкции и снижению в ней напряжений, превышающих безопасный уровень.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Моргунов К. П. Анализ возможных причин образования трещины в левом устое нижней головы шлюза № 2 Белоусовского гидроузла / К. П. Моргунов, Г. Г. Рябов // Проектирование, строительство и эксплуатация гидротехнических сооружений водных путей: сб. материалов конф. — СПб.: Изд-во ГУМРФ им. адм. С. О. Макарова, 2017. — Т. 1. — С. 115–131.
2. Капитальный ремонт устоев нижней головы шлюза № 2 ВРГСЦ: пояснительная записка к рабочему проекту. — ЗАО «Водопад», 2007. — Т. 1: Сооружения. — 78 с.
3. Обследование состояния грунтов и обратных засыпок нижней головы шлюза № 2 ВРГСЦ: технический отчет по договору №ВН-1770/НТУ. — Этап 2. — СПб.: ОАО ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 2007. — 123 с.
4. Разработка и реализация комплексного проекта реконструкции Волго-Балтийского водного пути. Разд. 1: Пояснительная записка. Прил. 9.1: Инженерные изыскания на участке нижней головы шлюза № 2 Белоусовского гидроузла. — СПб.: ОАО «Ленгидропроект», 2013. — Т. 1-1.9.1. — 180 с.
5. Разработка и реализация комплексного проекта реконструкции Волго-Балтийского водного пути. Разд. 1: Пояснительная записка. Прил. 9.2: Технический отчет об инженерных изысканиях на участке нижней головы шлюза № 2 Белоусовского гидроузла. — СПб.: ОАО «Ленгидропроект», 2013. — Т. 1-1.9.2. — 133 с.
6. Разработка и реализация комплексного проекта реконструкции Волго-Балтийского водного пути. Визуальное и инструментальное обследование состояния бетона шлюза № 2: отчет о НИР по теме № НТ01/03. — СПб.: ОАО «Ленгидропроект», 2010. — Кн. 1. — Т. 1-4.2.1. — 221 с.
7. ГОСТ 18105-2010. Бетоны. Правила контроля прочности. — М.: Стандартинформ, 2012. — 15 с.
8. СП 58.13330.2012. Гидротехнические сооружения. Основные положения проектирования. — М.: Минрегион России, 2012. — 39 с.
9. СП 38.13330.2012. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов). — М.: Минрегион России, 2014. — 112 с.
10. Голоскоков Д. П. Моделирование напряженно-деформированного состояния камеры судоходного шлюза с помощью полиномов / Д. П. Голоскоков, В. А. Данилюк // Вестник Государственного университета морского и речного флота имени адмирала С. О. Макарова. — 2011. — № 4. — С. 16а–21.
11. Голоскоков Д. П. Моделирование напряженно-деформированного состояния упругих тел с помощью полиномов / Д. П. Голоскоков // Вестник Государственного университета морского и речного флота имени адмирала С. О. Макарова. — 2013. — № 1. — С. 8–14.
12. Левачев С. Н. Напряженно-деформированное состояние бетона стен камер шлюзов канала имени Москвы / С. Н. Левачев, Т. С. Федорова // Вестник МГСУ. — 2013. — № 8. — С. 137–149.
13. Моргунов К. П. Анализ напряженно-деформированного состояния элементов камер шлюзов Волгоградского гидроузла при различных условиях эксплуатации / К. П. Моргунов, М. В. Красникова // Вестник Государственного университета морского и речного флота имени адмирала С. О. Макарова. — 2016. — № 4 (38). — С. 74–85. DOI: 10.21821/2309-5180-2016-8-4-74-85.
14. Соппротивление материалов с основами теории упругости и пластичности / Г. С. Варданян [и др.]. — М.: ИНФРА-М, 2014. — 512 с.
15. Перельмутер А. В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. — М.: Издательство SCAD Soft, 2011. — 732 с.
16. СП 101.13330.2012. Актуализированная редакция СНиП 2.06.07-87. Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения. Нормы проектирования. — М.: Минрегион России, 2012. — 70 с.

REFERENCES

1. Morgunov, K.P., and G.G. Ryabov. "Analiz vozmozhnykh prichin obrazovaniya treshchiny v levom ustoe nizhnei golovy shlyuza № 2 Belousovskogo gidrouzla." *Proektirovanie, stroitel'stvo i ekspluatatsiya gidrotekh-*

nicheskikh sooruzhenii vodnykh putei: sbornik materialov konferentsii. Vol. 1. SPb.: Izd-vo GUMRF im. adm. S.O. Makarova, 2017. 115–131.

2. *Kapital'nyi remont ustoev nizhnei golovy shlyuza № 2 VRGSiS.* Poyasnitel'naya zapiska k rabochemu proektu. Tom 1. Sooruzheniya. ZAO «Vodopad», 2007.

3. *Obsledovanie sostoyaniya gruntov i obratnykh zasypok nizhnei golovy shlyuza № 2 VRGSiS. Tekhnicheskii otchet po dogovoru №VN-1770/NTU–Etap 2.* SPb.: OAO VNIIG im. B.E. Vedeneva, 2007.

4. *Razrabotka i realizatsiya kompleksnogo proekta rekonstruktsii Volgo-Baltiiskogo vodnogo puti. Razdel 1. Poyasnitel'naya zapiska. Prilozhenie 9.1. Inzhenernye izyskaniya na uchastke nizhnei golovy shlyuza № 2 Belousovskogo gidrouzla.* Vol. 1-1.9.1. SPb.: OAO «Lengidroproekt», 2013.

5. *Razrabotka i realizatsiya kompleksnogo proekta rekonstruktsii Volgo-Baltiiskogo vodnogo puti. Razdel 1. Poyasnitel'naya zapiska. Prilozhenie 9.2. Tekhnicheskii otchet ob inzhenernykh izyskaniyakh na uchastke nizhnei golovy shlyuza № 2 Belousovskogo gidrouzla.* Vol. 1-1.9.2. SPb.: OAO «Lengidroproekt», 2013.

6. *Razrabotka i realizatsiya kompleksnogo proekta rekonstruktsii Volgo-Baltiiskogo vodnogo puti. Vizual'noe i instrumental'noe obsledovanie sostoyaniya betona shlyuza № 2. Otchet o NIR po teme № NT01/03. Book 1.* Vol. 1-4.2.1. SPb.: OAO «Lengidroproekt», 2010.

7. Russian Federation. Interstate Standard EN 206-1: 2000, NEQ (GOST 18105-2010). Concretes. Rules for control and assessment of strength. M.: Standartinform, 2012.

8. Russian Federation. Set of rules SP 58.13330.2012. Hydraulic Structures. Basic statements. M.: Minregion Rossii, 2012.

9. Russian Federation. Set of rules SP 38.13330.2012. Loads and impacts on Hydraulic structures (from wave, ice and ships). M.: Minregion Rossii, 2014.

10. Goloskokov, D. P., and V. A. Daniljuk. “Modelling of the intense-deformed condition of the navigable sluice chamber by means of polynoms.” *Vestnik Gosudarstvennogo universiteta morskogo i rechnogo flota imeni admirala S.O. Makarova* 4 (2011): 16a–21.

11. Goloskokov, D. P. “Simulation of stress-strain state of elastic bodies with polynomials.” *Vestnik Gosudarstvennogo universiteta morskogo i rechnogo flota imeni admirala S.O. Makarova* 1 (2013): 8–14.

12. Levachev, Stanislav Nikolaevich, Tat'yana Sergeevna Fedorova. “Stress-strain state of concrete in the walls of lock chambers of the Moscow channel.” *Vestnik MGSU* 8 (2013): 137–149.

13. Morgunov, K. P., and M. V. Krasnikova. “Analysis of stress-strain state elements lock chamber Volgograd hydroelectric complex under different operating conditions.” *Vestnik Gosudarstvennogo universiteta morskogo i rechnogo flota imeni admirala S. O. Makarova* 4(38) (2016): 74–85. DOI: 10.21821/2309-5180-2016-8-4-74-85.

14. Vardanyan, G.S., V.I. Andreev, N.M. Atarov, and A.A. Gorshkov. *Soprotivlenie materialov s osnovami teorii uprugosti i plastichnosti.* M.: INFRA-M, 2014.

15. Perel'muter, A.V., and V.I. Slivker. *Raschetnye modeli sooruzhenii i vozmozhnost' ikh analiza.* M.: Izdatel'stvo SCAD Soft, 2011.

16. Set of Rules SP 101.13330.2012. Aktualizirovannaya redaktsiya SNiP 2.06.07-87. Podpornye steny, sudokhodnye shlyuzy, rybopropusknye i rybozashchitnye sooruzheniya. Normy proektirovaniya. M.: Minregion Rossii, 2012.

ИНФОРМАЦИЯ ОБ АВТОРАХ

Лу́нев Евге́ний Алекса́ндрович — инженер-гидротехник 3-й категории ООО «Морстройтехнология», 195220, Российская Федерация, Санкт-Петербург, ул. Гжатская, дом 21, корпус 2, лит. А
e-mail: kaf_gsk@gumrf.ru
Моргунов Константи́н Петро́вич — кандидат технических наук, доцент ФГБОУ ВО «ГУМРФ имени адмирала С. О. Макарова» 198035, Российская Федерация, г. Санкт-Петербург, ул. Двинская, 5/7
e-mail: morgunovkp@gumrf.ru

INFORMATION ABOUT THE AUTHORS

Lunev, Evgeny A. — hydraulic engineering engineer Limited liability company «Marine construction and technology» 21/2A Gzhatskaya Str., St. Petersburg, 195220, Russian Federation
e-mail: kaf_gsk@gumrf.ru
Morgunov, Konstantin P. — PhD, associate professor Admiral Makarov State University of Maritime and Inland Shipping 5/7 Dvinskaya Str., St. Petersburg, 198035, Russian Federation
e-mail: morgunovkp@gumrf.ru

Рябов Георгий Георгиевич —
кандидат технических наук
ФГБОУ ВО «ГУМРФ имени
адмирала С. О. Макарова»
198035, Российская Федерация,
г. Санкт-Петербург, ул. Двинская, 5/7
e-mail: RyabovGG@gumrf.ru

Ryabov, Georgiy G. —
PhD
Admiral Makarov State University
of Maritime and Inland Shipping
5/7 Dvinskaya Str., St. Petersburg,
198035, Russian Federation
e-mail: RyabovGG@gumrf.ru

*Статья поступила в редакцию 17 мая 2018 г.
Received: May 17, 2018.*