

Оригинальная статья

УДК 502/504:627.8:626.01:693.5

DOI: 10.26897/1997-6011-2022-5-60-67

РАСЧЕТНОЕ ОБОСНОВАНИЕ СООРУЖЕНИЙ ПРИМЫКАНИЯ БАТОПОРТА СУХОГО ДОКА С УЧЕТОМ ПОЭТАПНОСТИ ВОЗВЕДЕНИЯ И КОМПЛЕКСНЫХ НАГРУЗОК

БАКЛЫКОВ ИГОРЬ ВЯЧЕСЛАВОВИЧ, ведущий специалист

i.baklykov@hydroproject.ru

Филиал АО «Проектно-изыскательский и научно-исследовательский институт «Гидропроект» им. С.Я. Жука – НИИ энергетических сооружений», АО «Институт Гидропроект»-НИИЭС), 125080, г. Москва, Волоколамское шоссе, 2, Россия

В статье представлены результаты расчетных исследований прочности сооружений примыкания батопорта сухого дока. Расчетные исследования выполнены на основе пространственной конечно-элементной модели примыкания, в которой моделировались ограждающие стены из трубошпунта, железобетонный устой, грунт основания и засыток. Результаты расчетов напряженно-деформированного состояния и прочности показали, что максимальные перемещения конструкций, напряжения в трубошпунте, грунтовых анкерах и арматуре не превышают предельно допустимых значений. На основании выполненных расчетных исследований обоснованы сооружения примыкания батопорта. Примыкание батопорта к сооружениям сухого дока служит для его упора и передачи усилий прижатия батопорта в грунт. Ограждающие конструкции примыкания батопорта приняты в виде вертикальных стенок из трубошпунта с устройством железобетонной конструкции устоя в верхней части. Для обеспечения прочности принято традиционное решение с анкерровкой трубошпунта стальными тягами и грунтовыми анкерами. Для создания водонепроницаемого контура проектом предусмотрены заглубление трубошпунта в скальное основание, заполнение бетоном полости труб, заварка замков металлической пластиной с заполнением полости полимерной смолой.

Ключевые слова: примыкание батопорта, железобетонный устой, расчетные исследования, напряженно-деформированное состояние, трубошпунт, прочность, комплексные нагрузки, поэтапность возведения

Формат цитирования: Баклыков И.В. Расчетное обоснование сооружений примыкания батопорта сухого дока с учетом поэтапности возведения и комплексных нагрузок // Природообустройство. – 2022. – № 5. – С. 60-67. DOI: 10.26897/1997-6011-2022-5-60-67.

© Баклыков И.В., 2022

Original article

COMPUTATIONAL SUBSTANTIATION OF THE ABUTMENT STRUCTURES OF THE FLOATING BULKHEAD OF THE DRY DOCK TAKING INTO ACCOUNT THE STAGED CONSTRUCTION AND COMPLEX LOADS

BAKLYKOV IGOR VYACHESLAVOVICH, leading specialist

i.baklykov@hydroproject.ru

Branch of JSC "Design, Survey and Research Institute «Hydroproject» named after S.Ya. Zhuk – Research Institute of Energy Structures», (JSC «Institute Hydroproject»-«NIIES»), 125080, Moscow, Volokolamskoe sh., 2, Russia

The article presents the results of calculated studies of the strength of the abutment structures of the floating dam of the dry dock. The calculated studies were carried out on the basis of the spatial finite-element model of abutment, in which there were simulated the enclosing walls of the pipe sheet pile, reinforced concrete abutment, soil of the base and filling. The results of stress-strain state and strength calculations have shown that the maximum displacements of the structures, stresses in the pipe sheet pile, ground anchors and reinforcement do not exceed the maximum permissible values. On the basis of the computational studies performed, the abutment structures of the floating bulkhead were substantiated. The abutment of the floating bulkhead to the dry dock structures serves to support it

and transfer the pressing forces of the floating bulkhead to the ground. The enclosing abutment structures of the floating bulkhead are designed as vertical walls made of pipe sheet pile with a reinforced concrete abutment structure in the upper part. To ensure strength, a traditional solution was adopted with the anchoring of the pipe sheet pile with steel rods and ground anchors. To create a waterproof circuit, the project provides for the deepening of the pipe sheet pile into the rock base, the filling of the pipe cavity with concrete, welding of the locks with a metal plate with the filling of the cavity with polymer resin.

Keywords: abutment of the floating bulkhead, reinforced concrete abutment, computational studies, stress-strain state, pipe sheet pile, strength, complex loads, staged construction

Format of citation: Baklykov I.V. Computational substantiation of the abutment structures of the floating bulkhead of the dry dock taking into consideration the staged construction and complex loads // Prirodoobustroystvo. – 2022. – № 5. – P. 60-67. DOI: 10.26897/1997-6011-2022-5-60-67.

Введение. Примыкание батопорта сухого дока является ответственным сооружением, которое служит для упора батопорта сухого дока и передачи усилий прижатия батопорта в грунт.

Общая схема расположения примыкания представлена на рисунке 1.

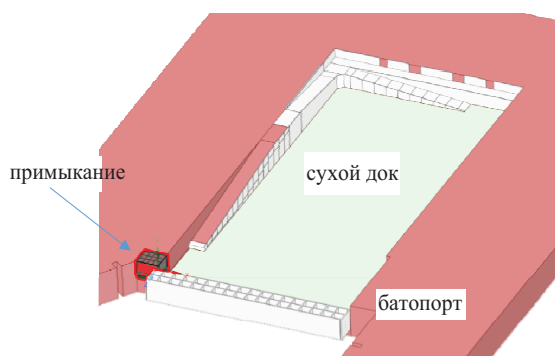


Рис. 1. Общая схема расположения примыкания батопорта сухого дока

Fig. 1. General scheme of the abutment location of pipe sheet pile of the dry dock

Конструктивно примыкание представляет собой заанкерванный больверк с лицевой

стенной из трубошпунта. Отметка верха трубошпунтовой стенки составляет +4,00 м. Верх труб устанавливается на отметке +3,50 м. В пределах отметок +3,50...+4,00 м устраивается железобетонный оголовок. От отметки –9,000 м и выше устанавливается железобетонный устой с заполнением ячеек ПГС.

Трубошпунт выполняется из труб $\varnothing 1020 \times 16$. Для обеспечения прочности трубошпунта предусмотрена установка в трубы сварных армокаркасов с последующим бетонированием. Армокаркасы изготавливаются из арматуры $\varnothing 25$ мм класса А400. В зависимости от длины трубы бетонирование выполняется бетоном В20W6F200 с использованием метода вертикально перемещаемой трубы.

Для крепления трубошпунта при отметке дна у сооружения –21,70 м устанавливаются грунтовые анкеры с учетом их расчетных и конструктивных особенностей. Установка анкеров ведется поярусно, по мере устройства котлована. Угол наклона анкеров составляет 45° .

На рисунке 2 представлены положение и детальный вид примыкания.

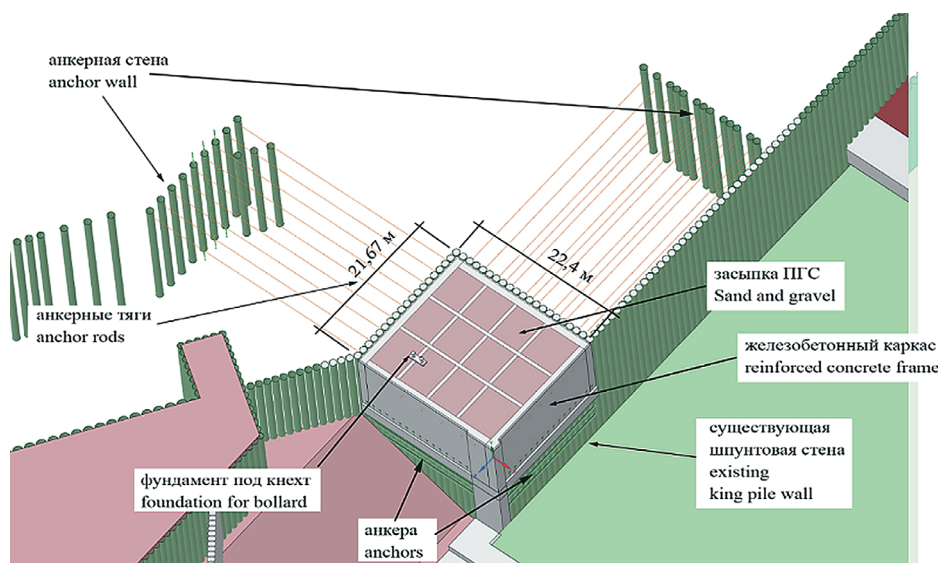


Рис. 2. Детальный вид примыкания

Fig. 2. Detailed view of the abutment

Типовое сечение конструкций представлено на рисунке 3.

Район строительства находится на побережье Кольского залива в районе губы Белока-

менная Мурманской области. Губа Белокаменная вдаётся в северо-западный берег среднего колена залива. Губа является мелководной, с глубинами на входе в нее 20-30 м.

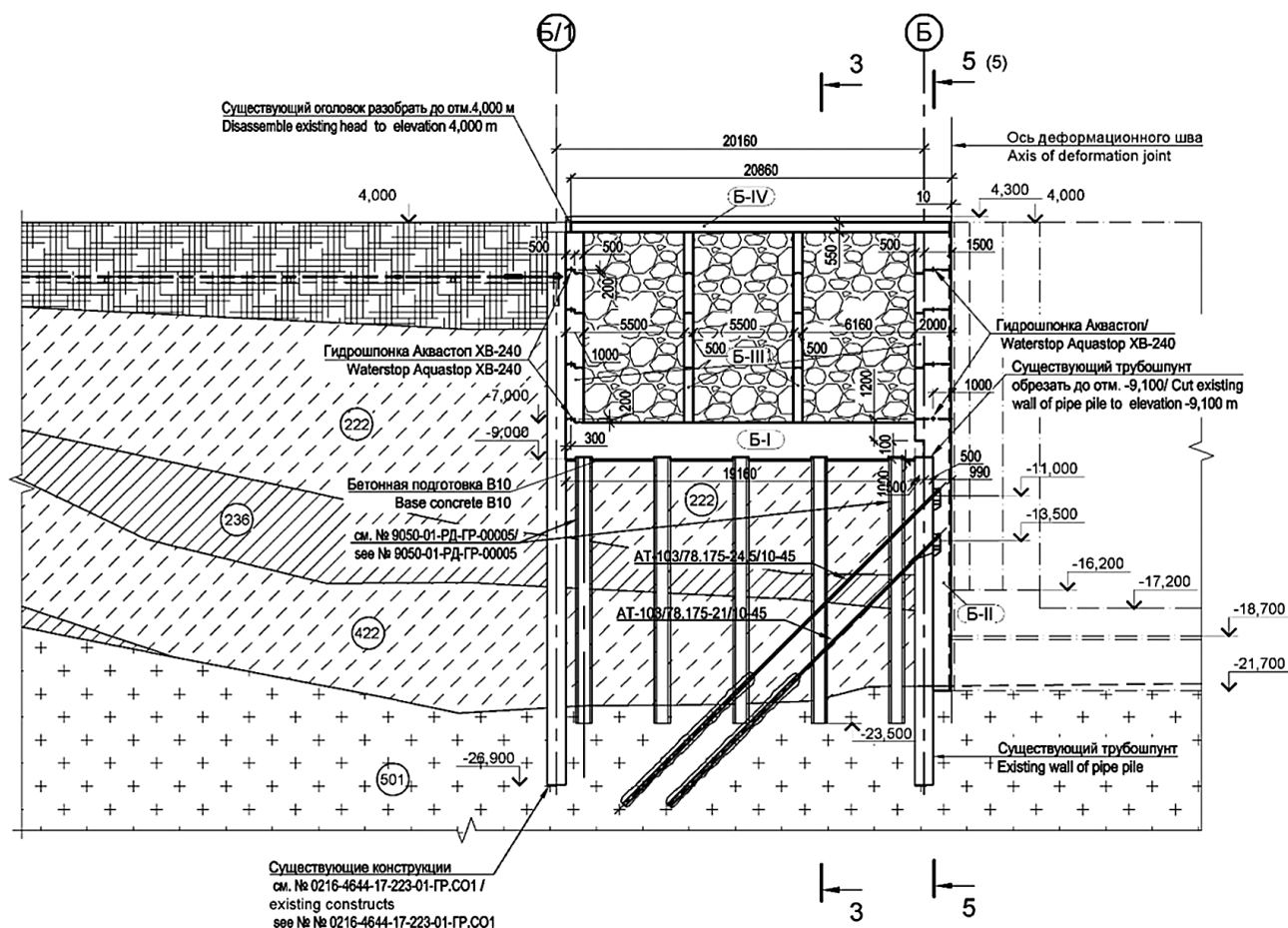


Рис. 3. Типовое сечение конструкций

Fig. 3. Typical cross-section of structures

Представлены следующие типы грунтов:

ИГЭ 222. Супесь пылеватая и песчаная пластичная с гравием и галькой до 50%. Встречена на глубинах 0-25,0 м. Мощность – 0,3-20,1 м;

ИГЭ 236. Суглинок легкий и тяжелый пылеватый и песчаный текучий, с включениями гравия и гальки до 20%. Встречен на глубинах 0-15,0 м. Мощность – 0,3-11,4 м;

ИГЭ 422. Супесь пылеватая и песчаная пластичная, с включениями гравия, дресвы, гальки и валунов до 50%. Встречена на глубинах 0,9-20,6 м. Мощность – 1,2-12,5 м. Абсолютные отметки кровли – минус 26,0-41,64 м;

ИГЭ 501. Скальный грунт гранито-гнейса, прочный, серого цвета, от мелко- до средне-кристаллической гнейсовой структуры, слабо-выветрелый. Трещины – от субгоризонтальных до пологих, открытые, от ровных до волнистых.

В расчетных исследованиях моделировались материалы, представленные в таблице.

На рисунке 4 представлена расчетная конечно-элементная модель примыкания.

Для всех грунтов использована модель идеального упруго-пластичного грунта с предельной поверхностью, описываемой критерием Мора-Кулона, – модель **МС**. В общем случае данная модель требует задания следующих 6 основных параметров: удельный вес γ ; модуль деформации E ; коэффициент поперечной деформации (коэффициент Пуассона) ν ; сцепление c ; угол внутреннего трения φ ; угол дилатансии ψ .

Используемая упругопластическая модель **МС** является простейшей нелинейной моделью грунта. Модель отражает линейный характер разрушения, состоит из двух компонент прочности (C – удельное сцепление, φ – угол внутреннего трения) и описывает зависимость касательных напряжений (τ – прочность на сдвиг) от действующих нормальных напряжений (σ):

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + C.$$

Физико-механические параметры материалов

Table

Physical and mechanical parameters of materials

№	Название Name	Модуль деформации Е, МПа Module of deformation E, MPa	Коэффициент Пуассона, μ Poisson's ratio, μ	Плотность ρ , кг/м ³ Density ρ , kg / m ³	Угол внутреннего трения, φ° Internal friction angle, φ°	Сцепление С, МПа Adhesion C, MPa
1	ИГЭ 222	14	0,3	2190	24	19
2	ИГЭ 236	3	0,3	2000	9	7
3	ИГЭ 422	17	0,3	2260	30	22
4	ИГЭ 501	10000	0,3	2730	-	-
5	Бетон В30 Concrete	30000	0,2	2300	-	-
6	Металл Metal	210000	0,4	7780	-	-

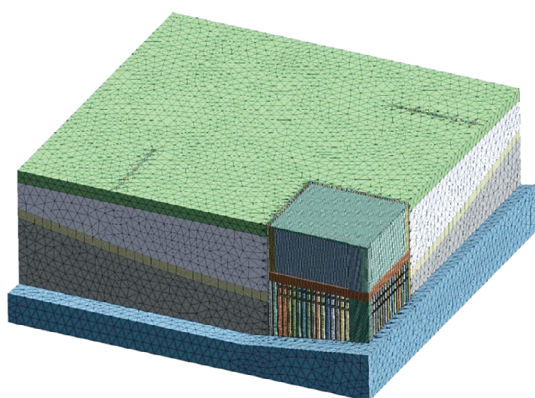


Рис. 4. Конечно-элементная модель примыкания

Fig. 4. Finite element abutment model

Материалы и методы исследований. Расчетные исследования были выполнены с учетом методик и опыта подобных расчетных исследований [1-11].

При расчетах гидротехнических сооружений, их конструкций и оснований подлежит проверке такое условие, обеспечивающее недопущение наступления предельных состояний, как

$$\gamma_n \cdot \gamma_{lc} \cdot F \leq \gamma_c \cdot R :$$

$\gamma_{lc} = 1,00$ – основное сочетание – коэффициент сочетания нагрузок;

$\gamma_{lc} = 0,95$ – строительный период – коэффициент сочетания нагрузок;

$\gamma_{lc} = 0,90$ – особого сочетания – коэффициент сочетания нагрузок.

Проверка несущей способности существующих анкерных тяг и новых грунтовых анкеров по материалу выполняется в соответствии с российскими нормами, с учетом понижающего коэффициента $K_a = 1,5$ (согласно п. 11.3.24 СП 287.1325800.2016. Сооружения морские причальные. Правила проектирования и стро-

ительства) и $K_m = 1,5$ (согласно п. 6.11 СТО-ГК «Трансстрой» 023-2007. Применение грунтовых анкеров и свай с тягой из трубчатых винтовых штанг «Титан»).

Действующие в конструкциях усилия определялись с использованием результатов расчетов напряженно-деформированного состояния на основе пространственной конечно-элементной модели сооружения и основания.

Расчеты прочности и армирования железобетонных конструкций производились по действующим усилиям в соответствии с положениями СП.41.13330.2012.

Расчетные исследования были выполнены с учетом реальной поэтапности возведения конструкций. Поэтапность возведения представлена следующим образом:

Этап 1. Природное напряженно-деформированное состояние.

Этап 2. Установка трубошпунта до отм. +4,000 м по осям 2/4 и Б/1, до отм. –6,000 м по осям 2 и Б. Установка анкерных тяг.

Этап 3. Установка свай железобетонного устоя.

Этап 4. Бетонирование фундаментной плиты устоя.

Этап 5. Бетонирование стен устоя, заполнение ПГС, бетонирование перекрытия.

Этап 6. Разработка котлована до отм. –12,000 м.

Этап 7. Установка анкеров первого ряда.

Этап 8. Разработка котлована до отм. –14,000 м.

Этап 9. Установка анкеров второго ряда.

Этап 10. Планировка дока –16,200 м (скинлэйр), котлован со стороны залива на отм. –20,100 м.

Этап 11. Бетонирование перекрытия на отм. +4,000 м.

Результаты и их обсуждение. Перемещения, сформированные на этапе 1, являются начальными (нулевыми) для всех последующих этапов расчетных исследований. После формирования природного НДС грунтового массива последующие перемещения происходят относительно этапа 1. При этом напряжения в грунте сохраняются и учитываются на всех расчетных этапах.

На этапе 1 (рис. 5) формируется напряженное состояние природного залегания грунтов (initial state). Сооружений на данном этапе нет.

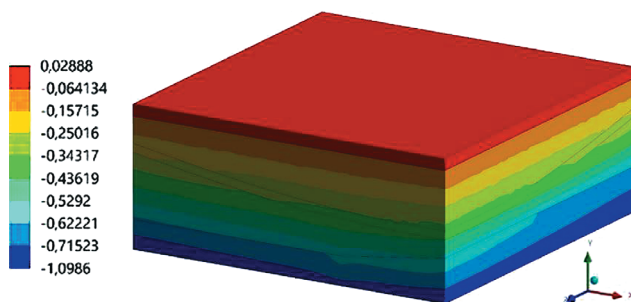


Рис. 5. Вертикальные напряжения в грунте, МПа

Fig. 5. Vertical stresses in the ground, MPa

На расчетном этапе 2 (рис. 6) возводятся «существующие» конструкции трубошпунта, разрабатывается котлован под железобетонный устой.

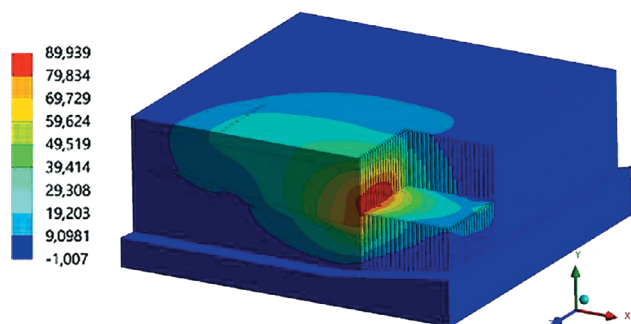


Рис. 6. Этап 2. Горизонтальные перемещения UX, мм

Fig. 6. Stage 2. Horizontal UX displacements, mm

Как следует из рисунка 6, при разработке котлована под железобетонный устой начинает действовать давление грунта на трубошпунт. Трубошпунт выгибается, и его перемещения направлены в сторону дока. Максимальное перемещение составляет 89 мм, что не превышает допустимые перемещения шпунтовой стены 250 мм, определенные в соответствии с СП 80.13330.2016 и составляющие 1% от высоты шпунтовой стены 25 м.

Горизонтальные перемещения возникают также и в направлении оси UZ. При этом в шпунте возникают напряжения сжатия-растяжения, представленные на рисунке 7.

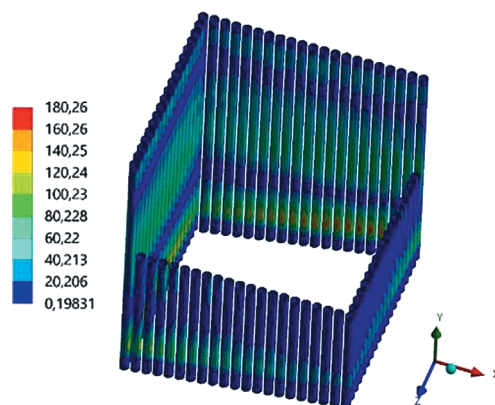


Рис. 7. Этап 2. Эквивалентные напряжения в шпунте, МПа

Fig. 7. Stage 2. Equivalent stresses in the pipe sheet pile, MPa

Максимальные эквивалентные напряжения в шпунте составляют 180,26 МПа (рис. 7), что не превышает расчетное сопротивление стали.

$$\begin{aligned}\sigma_{pile} &= 180,26 \cdot 1,20 = 216,31 [\text{МПа}] \leq R_y = \\ &= \frac{345}{1,2} = 287,5 [\text{МПа}].\end{aligned}$$

Поскольку верх трубошпунта крепится анкерными тягами, в них также возникают растягивающие усилия, напряжения от которых представлены на рисунке 8.



Рис. 8. Этап 2. Вид сверху. Напряжения в анкерных тягах, МПа

Fig. 8. Stage 2. Top view. Stresses in anchor rods, MPa

Как следует из рисунка 8, максимальные эквивалентные напряжения в существующих анкерных тягах составляют 121,68 МПа, что не превышает расчетные сопротивления стали.

$$\begin{aligned}\sigma_{rod} &= 121,68 \cdot 1,20 = 146,02 [\text{МПа}] \leq R_y = \\ &= \frac{345}{1,2} = 287,5 [\text{МПа}].\end{aligned}$$

На этапе 5 происходит возведение железобетонных конструкций устоя. При этом перемещения, возникшие на предыдущих этапах, сохраняются.

На рисунке 9 представлены горизонтальные перемещения на этапе 5.

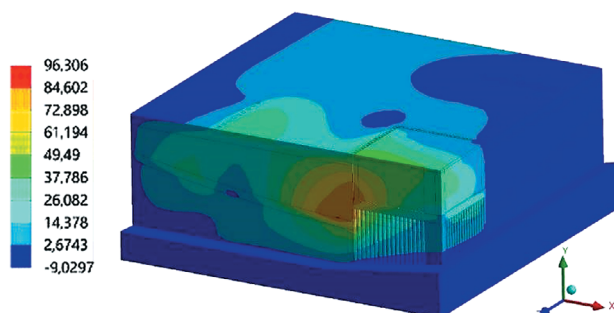


Рис. 9. Этап 5. Горизонтальные перемещения UX, мм

Fig. 9. Stage 5. Horizontal UX displacements, mm

При возведении устоя увеличиваются напряжения в шпунте с 180 МПа до 201 МПа, не превышающие расчетное сопротивление стали.

На рисунке 10 представлены напряжения в железобетоне устоя.

Как следует из рисунка 10, локальные растягивающие напряжения в бетоне устоя превышают расчетное сопротивление бетона В30 на растяжение, и требуется, соответственно, армирование.

Расчеты прочности и армирования железобетонных конструкций производились по действующим усилиям.

На рисунках 11-12 представлено расчетное армирование конструкций устоя в виде площадей армирования, $\text{см}^2/\text{пог. м}$.

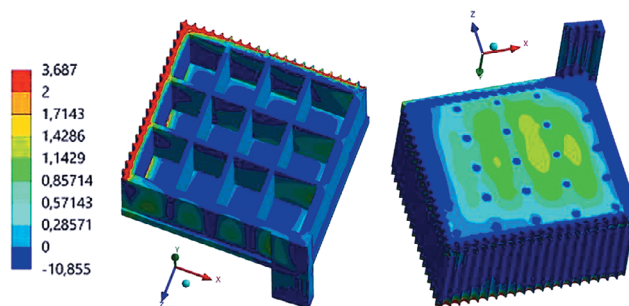


Рис. 10. Этап 5. Напряжения по оси X, МПа

Fig. 10. Stage 5. Stresses on X-axis, MPa

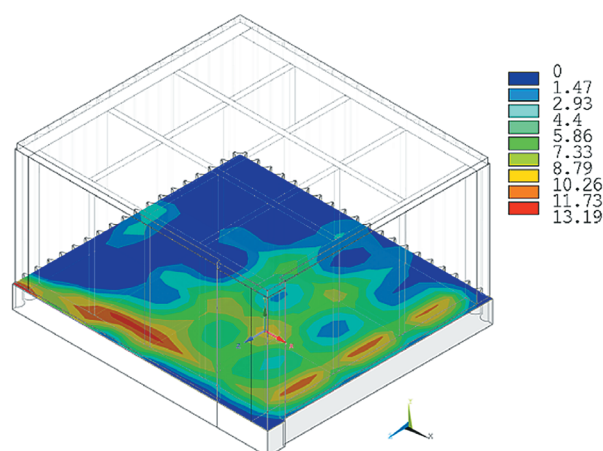
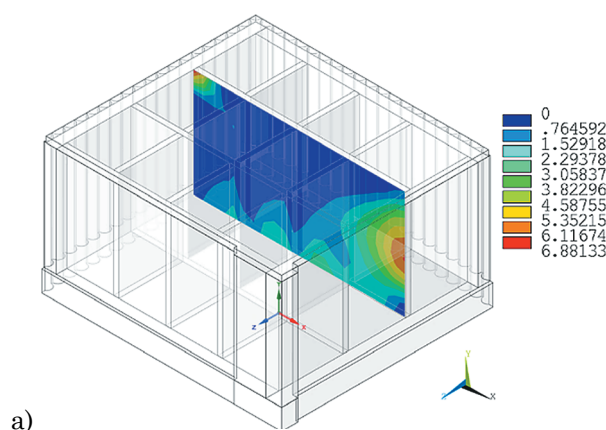
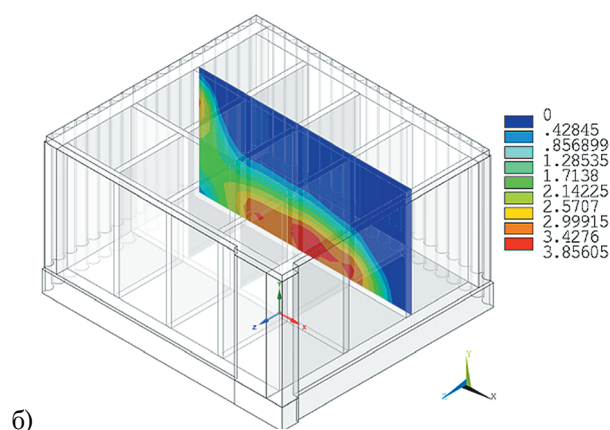


Рис. 11. Площади армирования верхней грани по оси X, $\text{см}^2/\text{пог. м}$

Fig. 11. Reinforcement area of the upper face on the X axis, $\text{cm}^2/\text{run. m}$



а)



б)

Рис. 12. Площади армирования:

- а) наружной грани (со стороны залива) по оси X (горизонтальная), $\text{см}^2/\text{пог. м}$;
б) внутренней грани (со стороны грунта) по оси Y (вертикальная), $\text{см}^2/\text{пог. м}$

Fig. 12. Reinforcement areas of:

- а) the outer face (from the bay side) along the X axis (horizontal), $\text{cm}^2/\text{run.m}$
б) the inner face (from the ground side) along the Y axis (vertical), $\text{cm}^2/\text{run.m}$

Таким образом, выполнено расчетное обоснование конструкций примыкания батопорта.

Выводы

1. Расчетное обоснование примыкания батопорта было выполнено на основе

пространственной конечно-элементной модели с учетом поэтапности возведения конструкций при действии комплекса нагрузок.

1. Максимальные расчетные горизонтальные перемещения составили 89 мм, что не превышает допустимые перемещения шпунтовой стены 250 мм, определенные в соответствии с СП 80.13330.2016 и составляющие 1% от высоты шпунтовой стены 25 м.

2. Возникающие напряжения в металлическом трубошпунте составляют 203,5 МПа и не превышают величины расчетного сопротивления стали 345 МПа.

3. В грунтовых анкерах возникают растягивающие напряжения, достигающие 125,8 МПа, что не превышает расчетные сопротивления стали анкера 500 МПа.

Библиографический список

1. **Рубин О.Д., Лисичкин С.Е., Фролов К.Е.** Экспериментальные исследования железобетонных подпорных стен // Природообустройство. – 2020. – № 1. – С. 72-78. DOI: 10.26897/1997-6011/2020-1-72-79.
2. **Рубин О.Д., Лисичкин С.Е., Пашченко Ф.А.** Результаты экспериментальных исследований железобетонных подпорных стен // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2020. – Т. 16, № 2. – С. 152-160. DOI: 10.22363/1815-5235-2020-16-2-152-160.
3. **Migurenko V.R., Lisichkin S.E.** Hydrotechnical construction: Verification of design of turbine block with steel-reinforced-concrete spiral casing in the powerhouse at the rogun HPP // Power Technology and Engineering. – 2012. – Vol. 46, № 4. – P. 253-261. DOI: 10.1007/s10749-012-0342-9.
4. **Рубин О.Д., Лисичкин С.Е., Пашченко Ф.А.** Разработка методики расчета напряженного состояния в горизонтальных сечениях гидротехнических подпорных стен углового типа // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2019. – Т. 15, № 5. – С. 339-344. DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-5-339-344.
5. **Беллендир Е.Н., Рубин О.Д., Лисичкин С.Е.** Проведение обследований фундаментной плиты водоприемника в проточной части водоводов № 5 и № 6 эксплуатируемой Загорской ГАЭС // Природообустройство. – 2019. – № 4. – С. 61-68. DOI: 10.34677/1997-6011/2019-4-61-69.
6. **Рубин О.Д.** Инструментальные и расчетные исследования низовых подпорных стен Загорской ГАЭС / О.Д. Рубин, И.В. Баклыков, А.С. Антонов, С.Е. Лисичкин, К.Е. Фролов // Природообустройство. – 2019. – № 2. – С. 80-87. DOI: 10.34677/1997-6011/2019-2-80-88.
7. **Рубин О.Д.** Особенности напряженно-деформированного состояния стен камер шлюзов / О.Д. Рубин, С.Е. Лисичкин, В.Б. Николаев, Д.С. Башкиров // Вестник МГСУ. – 2019. – Т. 14, № 4 (127). – С. 473-483. DOI: 10.22227/1997-0935.2019.4.473-483.
8. **Nikolaev V.B.** Steel-reinforced concrete penstock experiments / V.B. Nikolaev, S.E. Lisichkin, A.S. Lisichkin, O.D. Rubin // Power Technology and Engineering. – 2017. – Vol. 50, № 5. – P. 466-472. – DOI: 10.1007/s10749-017-0734-y.
9. **Рубин О.Д., Шестопалов П.В.** Особенности математического конечно-элементного моделирования систем «Строящееся бетонное сооружение-нескальное

4. Локальные растягивающие напряжения в бетоне устоя составляют 2 МПа и превышают расчетное сопротивление бетона В30 на растяжение (1,2 МПа). В соответствии с СП 41.13330.2012 требуется армирование.

5. Максимальные расчетные площади арматуры в железобетонных конструкциях устоя составляют:

- для фундаментной плиты – 22,17 см²/пог. м ($\mu = 0,0011$);
- наружных стен устоя – 12,75 см²/пог. м ($\mu = 0,0010$);
- внутренних перегородок – 7,01 см²/пог. м ($\mu = 0,0014$).

6. На основании выполненных расчетов исследований обоснованы сооружения примыкания батопорта.

References

1. **Rubin O.D., Lisichkin S.E., Frolov K.E.** Experimentalnyye issledovaniya zhelezobetonnykh podpornykh sten // Prirodoobustroystvo. – 2020. – № 1. – S. 72-78. DOI: 10.26897/1997-6011/2020-1-72-79.
2. **Rubin O.D., Lisichkin S.E., Pashchenko F.A.** Rezultaty experimentalnykh issledovaniy zhelezobetonnykh podpornykh sten // Stroitel'naya mehanika inzhenernykh konstruksiy i sooruzhenij. – 2020. – T. 16. № 2. – S. 152-160. DOI: 10.22363/1815-5235-2020-16-2-152-160.
3. **Migurenko V.R., Lisichkin S.E.** Hydrotechnical construction: Verification of design of turbine block with steel-reinforced-concrete spiral casing in the powerhouse at the rogun HPP // Power Technology and Engineering. – 2012. – Vol. 46. – No 4. – P. 253-261. – DOI: 10.1007/s10749-012-0342-9.
4. **Rubin O.D., Lisichkin S.E., Pashchenko F.A.** Razrabotka metodiki rascheta napryazhennogo sostoyaniya v gorizontalnykh secheniyah gidrotehnicheskikh podpornykh sten ugolkovogo tipa // Stroitel'naya mehanika inzhenernykh konstruksiy i sooruzhenij. – 2019. – T. 15. № 5. – S. 339-344. DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-5-339-344.
5. **Bellendir E.N., Rubin O.D., Lisichkin S.E.** Provedenie obsledovaniy fundamentnoy plity vodopriemnika v protochnoy chasti vodovodov № 5 i № 6 ekspluatiruemoj Zagorskoj GAES // Prirodoobustroystvo. – 2019. – № 4. – S. 61-68. DOI: 10.34677/1997-6011/2019-4-61-69.
6. **Rubin O.D.** Instrumentalnye i raschetnye issledovaniya nizovykh podpornykh sten Zagorskoj GAES / Baklykov I.V., Antonov A.S., Lisichkin S.E., Frolov K.E. // Prirodoobustroystvo. – 2019. – № 2. – S. 80-87. DOI: 10.34677/1997-6011/2019-2-80-88.
7. **Rubin O.D.** Osobennosti napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya sten kamer shlyuzov / Lisichkin S.E., Nikolaev V.B., Bashkirov D.S. // Vestnik MGSU. – 2019. – T. 14. № 4(127). – S. 473-483. DOI: 10.22227/1997-0935.2019.4.473-483.
8. **Nikolaev V.B., Lisichkin S.E., Lisichkin A.S., Rubin O.D.** Steel-reinforced concrete penstock experiments // Power Technology and Engineering. – 2017. – Vol. 50. – No 5. – P. 466-472. – DOI: 10.1007/s10749-017-0734-y.
9. **Rubin O.D., Shestopalov P.V.** Osobennosti matematicheskogo konechno-elementnogomodelirovaniya sistem «stroyashcheesya betonnoe sooruzhenie – naskalnoe osnovanie» // Stroitel'naya mehanika

основание» // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2016. – № 2. – С. 63-67.

10. **Баклыков И.В.** Учет наполнения водохранилища при расчете напряженно-деформированного состояния бетонной плотины // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2018. – Т. 14, № 5. – С. 390-395. DOI: 10.22363/1815-5235-2018-14-5-390-395.

11. **Баклыков И.В.** Влияние омоноличивания межстолбчатых швов на напряженно-деформированное состояние бетонной плотины Богучанской ГЭС при наполнении водохранилища // Вестник МГСУ. – 2018. – Т. 13, № 9 (120). – С. 1133-1142. DOI: 10.22227/1997-0935.2018.9.1133-1142.

Критерии авторства

Баклыков И.В. выполнил натурные и теоретические исследования, на основании которых провел обобщение и написал рукопись, имеет на статью авторское право и несет ответственность за плагиат.

Статья поступила в редакцию 17.08.2022

Одобрена после рецензирования 18.10.2022

Принята к публикации 25.10.2022

inzhenernyh konstruksij i sooruzhenij. – 2016. – № 2. – С. 63-67.

10. **Baklykov I.V.** Uchet napolneniya vodohranilishcha pri raschete napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya betonnoj plotiny // Stroitel'naya mehanika inzhenernyh konstruksij i sooruzhenij. – 2018. – Т. 14, № 5. – С. 390-395. DOI: 10.22363/1815-5235-2018-14-5-390-395

11. **Baklykov I.V.** Vliyanie omonolichivaniya mezhstolobchatyh shvov na napryazhenno-deformirovannoe sostoyanie betonnoj plotiny Boguchanskoj GES pri napolnenii vodohranilishcha // Vestnik MGSU. – 2018. – Т. 13, № 9(120). – С. 1133-1142. DOI: 10.22227/1997-0935.2018.9.1133-1142

Criteria of Authorship

Baklykov I.V. performed theoretical and experimental research, on the basis of which he conducted a generalization and wrote the manuscript. Baklykov I.V. has a copyright on the article and is responsible for plagiarism.

The article was submitted to the editorial office 17.08.2022

Approved after reviewing 18.10.2022

Accepted for publication 25.10.2022