НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER УДК 626.627 DOI: 10.22227/2305-5502.2023.2.4

Напряженно-деформированное состояние плотины Юмагузинского гидроузла

Павел Михайлович Буренков

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); г. Москва, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. Каменно-земляная плотина Юмагузинского гидроузла на р. Белая построена в сложных геологических условиях на неоднородном основании. Представлены результаты численного исследования напряженно-деформированного состояния (НДС) плотины, выполненного для варианта грунтовой плотины с центральным ядром. При расчете НДС плотин должна учитываться реальная структура грунта, характеризующаяся своим соотношением упругих и пластических связей. Изменение этой структуры происходит вместе с изменением НДС и отражается на значениях коэффициента относительной прочности и коэффициентах надежности. По значениям коэффициентов надежности в плотине можно судить о ее прочностном состоянии.

Материалы и методы. Определение НДС плотины проведено на основании энергетической модели грунта, разработанной Л.Н. Рассказовым. Область выделенного фрагмента плотины была разбита на однотипные элементы; принята треугольная сетка метода конечных элементов, при помощи которой описана конструкция грунтовой плотины и основание.

Результаты. Численными расчетами установлено, что при повышении уровня воды в водохранилище до отметки форсированного подпорного уровня характер распределения напряжений σ_{xx} меняется. В основании верховой упорной призмы на границе с ядром появляется область с небольшими положительными значениями, наибольшие из которых получены в переходной зоне. Вся гидростатическая нагрузка передается на напорную грань ядра и, следовательно, вся работа внешних сил переходит в энергию внутреннего деформирования этого элемента, вызывая в нем концентрацию напряжений. Материал переходной зоны вынужден следовать за деформациями ядра, что обусловливает развитие в нем растягивающих напряжений. Поэтому увеличение жесткости ядра ведет к меньшим деформациям ядра и соответственно к меньшим значениям растягивающих напряжений в переходных зонах. Характер распределения напряжений σ_w симметричный.

Выводы. Увеличение жесткости ядра влечет ликвидацию арочного эффекта, который особенно заметен при пониженных уровнях воды в водохранилище. По этой причине в ядре плотины желательно использование скелетного материала.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: плотина, гидроузел, напряженно-деформированное состояние, расчетные исследования, численное моделирование, фрагмент

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: *Буренков П.М.* Напряженно-деформированное состояние плотины Юмагузинского гидроузла // Строительство: наука и образование. 2023. Т. 13. Вып. 2. Ст. 4. URL: http://nso-journal.ru. DOI: 10.22227/2305-5502.2023.2.4

Автор, ответственный за переписку: Павел Михайлович Буренков, burenkovpm@gmail.com.

Stress-strain state of the Yumaguzinsky hydroelectric dam

Pavel M. Burenkov

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU); Moscow, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. The stone-and-earth dam of the Yumaguzinskiy hydroelectric complex on the Belaya river is constructed in complicated geological conditions on heterogeneous foundation. The results of computational research of stress-strain state (SSS) of the dam, carried out for the variant of an earth dam with the central core are presented. When calculating the deflected mode of dams, the real structure of ground characterized by its relation of elastic and plastic bonds should be taken into account. The change of this structure takes place along with the change in stresses and is reflected in the values of coefficient of relative strength and coefficients of reliability. The values of the safety coefficients can be used to judge the strength state of the dam.

Materials and methods. The stress-strain state of the dam was determined on the basis of the energy model of the developed by L.N. Rasskazov. The area of the selected fragment of the dam has been divided into single-type elements; a triangular grid of the finite element method has been adopted, by means of which the structure of the soil dam and the foundation have been described.

Results. Numerical calculations have shown that when water level in the reservoir rises to the level of the forced retaining level the character of stress distribution σ_{xx} changes. At the base of uppermost buttress prism at the boundary with the core

C. 51-73

there appears an area with small positive values, the largest of which is obtained in the transition zone. The entire hydrostatic load is transferred to the pressure face of the core and, consequently, the entire work of external forces is transferred to the internal deformation energy of this element, causing a stress concentration in it. The transition zone material is forced to follow the deformations of the core, resulting in the development of tensile stresses in the core. Therefore, increasing the stiffness of the core results in less deformation of the core and correspondingly less tensile stress in the transition zone. The nature of stress distribution σ_w is symmetrical.

Conclusions. Increasing the rigidity of the core entails elimination of the arch effect, which is particularly noticeable at lower reservoir levels. For this reason the use of skeleton material in the core of the dam is desirable.

KEYWORDS: dam, hydroelectric unit, stress-strain state, computational studies, numerical modelling, fragment

FOR CITATION: Burenkov P.M. Stress-strain state of the Yumaguzinsky hydroelectric dam. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2023; 13(2):4. URL: http://nso-journal.ru. DOI: 10.22227/2305-5502.2023.2.4

Corresponding author: Pavel M. Burenkov, burenkovpm@gmail.com.

введение

Юмагузинский гидроузел построен в 2005 г. на р. Белая в Республике Башкортостан в первую очередь для защиты территорий от наводнений, вызванных весенним половодьем и паводками [1]. Гидроузел имеет и энергетическое назначение [2]. В состав основных сооружений входят грунтовая плотина (ГП), здание гидроэлектростанции (ГЭС), правобережный поверхностный водосброс и левобережный туннельный водосброс-водоспуск. Водоподпорным сооружением гидроузла является ГП, создавшая водохранилище с отметками нормального подпорного уровня (НПУ) 253 м и форсированного подпорного уровня (ФПУ) 270 м. Длина плотины по гребню составляет 540 м, а максимальная высота сооружения — 64 м.

Грунтовая плотина Юмагузинского гидроузла — каменно-земляная. Противофильтрационным элементом водоподпорного сооружения служит ядро из дресвяных грунтов с глинистым заполнителем.

Плотина, расположенная в несимметричном створе русла реки, была сооружена в сложных геологических условиях, строение ее основания неоднородно: в долине коренные породы закрыты слоем нескальных грунтов, на русловом и пойменном участках мощность нескального основания не превышает 10 м, а в районе древнего русла мощность отложений достигает несколько десятков метров. Нескальные грунты на русловом участке представлены гравийно-галечниковыми грунтами.

Исследование напряженно-деформированного состояния (НДС) плотины [3] Юмагузинского гидроузла выполнено для варианта грунтовой плотины с центральным ядром и упорными призмами из гравийно-галечникового материала.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Определение НДС плотины возможно на базе модели грунта, разработанной Л.Н. Рассказовым [4]. Эта модель, получившая название «энергетической», непосредственно устанавливает связь между приращениями тензоров напряжений и деформаций и в этом смысле ее можно отнести к разряду деформационных. Модель использует понятие пути нагружения и учитывает влияние последнего на деформируемость и прочность грунтов. Пути нагружения материала учитываются в процессе строительства приложением нагрузки в соответствии с этапами возведения плотины.

В «энергетической» модели учитываются дилатантные свойства материалов, а при определении величин напряжений в грунтовом материале — упругие, вязкие и вязкопластические свойства грунтов.

Модель основана на энергетическом условии прочности грунта в виде:

$$U_0 + \int_{L_1} \sigma \cdot de = \int_{L_2} S_{ij} \cdot d\varepsilon_{ij}, \qquad (1)$$

где $\int S_{ij} \int d\epsilon_{ij}$ — энергия деформации формоизменения; L_1 и L_2 — параметры пути нагружения.

Энергия начальной прочности грунта U_0 вместе с энергией объемного сжатия $\int \sigma de$, накопленной или расходуемой со знаком «минус» на всем пути нагружения L_1 , представляют собой запас прочности материала, который при нагружении расходуется на реализацию девиаторных компонент деформаций, доводящих материал до разрушения.

Исходя из выражения (1), коэффициент надежности K_{μ} , определяющий запас прочности грунта, записывается как:

$$K_{_{\mathrm{H}}} = \frac{U_{_{0}} + \int_{_{L1}} \sigma de}{\int_{_{L2}} S_{_{ij}} \cdot d\varepsilon_{_{ij}}} \,. \tag{2}$$

В модели используется также понятие относительной прочности грунта:

$$\overline{K} = \frac{K_{\scriptscriptstyle \rm H} - 1,0}{K_{\scriptscriptstyle \rm H}}.$$
(3)

Из формулы (3) видно, что \overline{K} изменяется от 1 (всестороннее сжатие) до 0 (предельное состояние). Коэффициент \overline{K} в модели выступает в роли параметра упрочнения и обеспечивает учет влияния пути нагружения на деформируемость грунта. Связь между напряжениями и деформациями при активном нагружении материала записывается в виде:

$$d\sigma_{ij}(t) = \frac{A_k^n \delta_{ij} \left[de + \operatorname{sign} \left(\Gamma_0 - \Gamma(t) \right) \frac{M_1 d\Gamma(t)}{\sigma(t)} \right]}{n \sigma^{n-1}(t) \left[1 - \exp \left(-\beta(t-\tau) \right)^{1-\xi} \right]^n} + (4)$$

$$\left\{ f(v) \frac{E_0}{n} \exp \left(B\overline{K}(t) - B \right) + G_0 \overline{K}(t) \left[1 - \exp \left(B\overline{K}(t) - B \right) (t-\tau)^n \right] \right\} d\varepsilon_{ij},$$

где

$$\delta_{ij} = \begin{cases} 1 \text{ при } i = j \\ 0 \text{ при } i \neq j \end{cases};$$

М — модуль дилатансии; n — показатель нелинейности; E, G — объемный и сдвиговой модули упругости; β, ε, η — параметры ползучести, получаемые на основании опытных исследований в приборе трехосного сжатия.

На участке разгрузки модель предусматривает упругое деформирование и использование закона Гука:

$$d\sigma_{ij} = E_P de \cdot \delta_{ij} + G_P \cdot d\varepsilon_{ij}, \qquad (5)$$

где E_p , G_p — упругие константы разгрузки.

Первым слагаемым в правой части выражения (4) является зависимость, описывающая объемные деформации и, в том числе, деформации формоизменения (дилатансия). Во втором слагаемом описываются сдвиговые деформации. Как видно из формулы (4), степень развития пластических связей в грунте зависит от параметра относительной прочности. Так, при всестороннем сжатии деформации будут состоять из объемных деформаций, определяемых согласно первому слагаемому и пластической части сдвиговых деформаций, рассчитываемых во втором слагаемом. При приближении грунта к предельному состоянию коэффициент относительной прочности стремится к нулю, что означает неограниченный рост деформаций сдвига.

Таким образом, при расчете НДС плотин учитывается реальная структура грунта, характеризующаяся своим соотношением упругих и пластических связей. Изменение этой структуры происходит вместе с изменением НДС и отражается на значениях коэффициента относительной прочности и коэффициентах надежности. По значениям коэффициентов надежности в плотине можно судить о ее прочностном состоянии.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Согласно принятой методике, расчетная схема плотины при решении плоской задачи представляется в виде выделенного фрагмента сплошной среды, имеющего постоянный профиль и закрепление. Нагрузки, действующие на плотину, разделяются на поверхностные — от давления воды и на внутренние — от собственного веса. Внутри выделенного фрагмента плотины определяются зоны с различными типами материалов как укладываемых в тело плотины, так и залегающих в ее основании. Свойства этих материалов задаются в исходной информации.

Вся область выделенного фрагмента плотины разбивается на однотипные элементы. Принята треугольная сетка метода конечных элементов (МКЭ), при помощи которой описывается конструкция грунтовой плотины и основания. Основание плотины входит в расчетную область, если его прочностные и деформативные характеристики сопоставимы с характеристиками материалов тела плотины. Так, для расчетных сечений плотины, расположенных на скальном основании, можно принять, что оно абсолютно недеформируемо по сравнению с телом плотины и узлы сетки МКЭ, размещеннные на границе со скальным основанием, можно рассматривать как закрепленные. В тех же сечениях плотины, где в основании имеется толща нескального грунта, последняя должна быть включена в расчетную область МКЭ. Таким образом, при расчетах НДС плотины глубина расчетной области в основании плотины в зависимости от рассматриваемого сечения изменялась от 12 до 70 м.

Решение задачи о НДС плотины, согласно принятой методике, основано на сочетании МКЭ и метода локальных вариаций (МЛВ). Метод локальных вариаций широко применяется для решения задач механики сплошных сред, связанных с экстремальными свойствами некоторых функционалов. Применительно к «энергетической» модели грунта таким функционалом является выражение для полной свободной энергии системы на возможных перемещениях в условиях изотермического процесса. Запись этого функционала имеет вид:

$$\Theta(\delta U) = \int_{V} X_{i} \delta U_{i} dV + \int_{\Gamma} Y_{i} \delta U_{i} d\Gamma - \int_{V} \sigma_{ij} e_{ij} \left(\delta U_{i} \right) dV, (6)$$

где $\Im(\delta U)$ — энергия системы на возможных перемещениях; X_i , Y_i — вектор функции объемных и поверхностных сил; δU_i — вектор функции возможных перемещений; σ_{ij} , $e_{ij}(\delta U)$ — компоненты тензоров напряжений и деформаций; V — исследуемая область с заданными в ней массовыми силами X_i (например, собственный вес); Г — граница исследуемой области с заданными на ней поверхностными силами Y_i (например, давление воды).

При выполнении вариационного принципа истинные перемещения системы доставляют минимум энергетическому функционалу (6). Таким образом, задача о напряжениях, деформациях и перемещениях области сплошной среды (тела плотины) в вариационной постановке сводится к отысканию минимума этого энергетического функционала. Для решения задачи область разбивается на конечные элементы и внешнюю нагрузку, т.е. массовые и поверхностные усилия, которые представляются в виде сил, сосредоточенных в узлах.

Поскольку задача о НДС плотины с использованием энергетической модели грунта решается в условиях поэтапного возведения, то минимизировать энергетический функционал (6) необходимо на каждом этапе. Однако, если в каждом узле при варьировании перемещений подсчитывать приращения энергетического функционала от шага варьирования, то необходимость в отыскании значений функционала при $U = U_x$ или $U = U_y$ отпадает, так как в этом случае $\delta \Im = 0$. Согласно этому разработана модификация МЛВ, в рамках которой формула приращения энергетического функционала выглядит в следующем виде:

$$\delta \Theta_{\kappa} = \int_{V} \delta \sigma_{ij} \, \delta \delta e_{ij} \left(h \right) dV - h \delta P_{k}, \tag{7}$$

где h — шаг вариаций; $\delta\sigma_{ij}$ — приращения компонент напряжений на данном этапе возведения; $\delta\delta e_{ij}$ — приращения компонент деформаций от шага вариаций h, двойное δ указывает на условный характер операции: отыскиваются приращения деформаций второго порядка по отношению к полным деформациям; δP_k — приращения узловых сил на данном этапе возведения.

Решение задачи с использованием приращений энергетического функционала (2) осуществляется следующим образом. Задаваясь шагом варьирования h, для каждого из окружающих узла элементов подсчитываются значения обе_{іі}. Каждому полученному значению σδе, через энергетическую модель ставится в соответствие значение δδσ_{ii}. Просуммировав в каждом элементе приращение напряжений δδσ, с имевшим место от предыдущих варьирований, получаем новое значение для следующего варьирования. Далее, подставляя в выражение (7) полученные значения приращений напряжений и деформаций, подсчитывается величина приращения энергетического функционала от шага вариаций *h*. Сравнивая эту величину с нулем, определяем, ведет ли данное варьирование к минимизации функционала.

Как уже отмечалось, энергетическая модель грунта в сочетании с МЛВ реализуется при расчетах НДС грунта. Ключевые принципы построения расчетной схемы грунтовой плотины, положенные в основу алгоритма расчета, сводятся к следующему.

Скальное основание плотины считается абсолютно жестким, поскольку деформируемость скалы на несколько порядков ниже деформируемости материала тела плотины. Если имеется аллювиальное основание, то оно рассматривается совместно с плотиной и его НДС также рассчитывается. Гидростатическое давление воды со стороны верхнего бьефа прикладывается к напорной грани противофильтрационного элемента (ядра или экрана) как поверхностная нагрузка. Необходимо отметить, что в реальном сооружении могут иметь место две схемы восприятия давления воды. Первая — сразу после подъема уровня воды, когда нагрузка воспринимается как поверхностная сила. Вторая — после стабилизации фильтрационного потока, когда давление воды распределяется в толще противофильтрационного элемента и воспринимается как массовая сила. Однако, учитывая, что стабилизация фильтрационного потока в трехфазном грунте процесс весьма длительный, вполне можно считать, что перемещения напорной грани ядра формируются в основном при восприятии давления воды по первой схеме.

В соответствии с принятой расчетной схемой плотина представляется в виде фрагмента сплошной среды, закрепленного в основании. С целью решения задачи НДС в рамках МЛВ расчетная схема должна быть подвергнута конечно элементной аппроксимации. Для разбивки профиля плотины наиболее выгодным является элемент треугольной формы, поскольку он лучше всего подходит для аппроксимации трапецеидального профиля, и легко подсчитывается энергия деформирования, так как принимается, что напряжения и деформации внутри треугольных элементов постоянны, что очень важно при решении нелинейных задач.

Для каждого узла сетки разбивки профиля плотины задаются координаты X и Y. Начало координат располагается в точке пересечения верхового откоса с основанием. Ось X направлена в сторону нижнего бьефа, а ось Y вертикально вверх. Таким образом, геометрия принятого элемента описывается заданием координат трех узлов, для которых в процессе расчета определяются вертикальные и горизонтальные перемещения. Деформация, напряжения и коэффициенты запаса устойчивости подсчитываются для одной единственной точки элемента — это его центры тяжести, поскольку в пределах треугольного элемента напряжения, деформации и, следовательно, коэффициент запаса постоянны.

Оценка НДС плотины производится согласно нескольким критериям. Главным критерием служит коэффициент надежности K_{μ} , определяющий запас прочности грунта по отношению к предельному. Другим критерием работоспособности плотины является коэффициент запаса на трещинообразование K_{μ} .

Многолетние исследования и анализ аварий некоторых грунтовых плотин показали, что чаще всего разрушение таких сооружений происходит либо вследствие нарушения устойчивости откосов плотины, либо вследствие нарушения сплошности противофильтрационного элемента, т.е. гидравлического разрыва ядра. Поэтому в качестве одного из критериев работоспособности плотины должен выступать коэффициент, определяющий запас прочности материала ядра на возможное трещинообразование по горизонтальным и вертикальным площадкам. Опасность появления гидравлического разрыва ядра по горизонтальным площадкам возникает тогда, когда величина напряжений о_{зу} становится меньше величины $\gamma_0 H$, где γ_0 — объемный вес воды; *H* — пьезометрический уровень. Коэффициент запаса на трещинообразование в любой точке ядра по горизонтальным площадкам может быть определен по формуле:

$$K_{\rm rp} = \frac{C_{\rm p} + \sigma_{\rm yy}}{\gamma_0 y},\tag{8}$$

где С_р — сцепление материала на разрыв; σ_{yy} — действующее напряжение; *у* — ордината рассматриваемого сечения под уровнем воды.

Для исследования НДС Юмагузинской плотины рассмотрен вариант плотины с центральным ядром и упорными призмами из гравийно-галечникового материала. Заложение верхового откоса принято постоянным и равным 1:3. Заложение низового откоса принято переменным по высоте и равным в верхней части 1:2, ниже $\nabla 255 - 1:2.25$, а ниже $\nabla 240 - 1:2.5$.

В ядро плотины предусмотрена отсыпка карьерного суглинка с начальным модулем объемной деформации $E_0 = 1300$ т/м³. В то же время в створе плотины имеется суглинистый материал с включениями щебня, который может рассматриваться как более предпочтительный материал для ядра плотины. Поэтому были также выполнены расчеты НДС плотины с ядром из скелетного суглинка, имеющего модуль объемной деформации $E_0 = 2700$ т/м³ (E_0 — модуль объемной деформации при $\sigma = 1$ т/м²).

Отметка гребня плотины составляет V273 м, уровень воды в водохранилище (НПУ) — V253 м, максимальный уровень воды в водохранилище (ФПУ) — V270 м.

Возведение плотины осуществляется поэтапно, этапы горизонтальны со средней толщиной отсыпаемого слоя около пяти метров. Кроме этого, имеются этапы наполнения водохранилища. Расчет НДС плотины ведется согласно временному графику отсыпки слоев тела плотины и этапов наполнения водохранилища. В рассматриваемом сечении общее число этапов строительства плотины и наполнения водохранилища равно 10.

Для исследования работы плотины было выбрано одно расчетное сечение 1–1 (рис. 1). Физикомеханические характеристики грунтов тела плотины и основания заимствованы из публикаций [5–7].

Напряженно-деформированное состояние плотины в сечении 1–1

В сечении 1–1 высота плотины составляет 41 м. Расчетная схема плотины представлена треугольной сеткой МКЭ [8–16], состоящей из 368 элементов и 226 узлов, 36 из которых расположены на границе со скальным основанием и являются закрепленными. На рис. 1 показана схема поэтапного возведения плотины и наполнения водохранилища.

Расчеты НДС плотины проводились для двух различных типов грунтов, укладываемых в ядро



Рис. 1. Схема поэтапного возведения грунтовой плотины и наполнения водохранилища

плотины [5, 6]. В первом варианте — в ядро укладывается карьерный суглинистый материал с начальным модулем объемной деформации $E_0 = 1300$ т/м³ и объемным весом 2,09 т/м³.

Во втором варианте рассмотрена возможность укладки в ядро плотины скелетного суглинка — материала, представляющего собой гравийно-галечниковую смесь с суглинистым заполнением с объемным весом сухого грунта 2,2 т/м³. При этом процентное содержание частиц с размером менее 1 мм в смеси должно быть не менее 38–40 % по весу. Такой материал имеет начальный модуль объемной деформации $E_0 = 2700$ т/м³.

Оба варианта были рассчитаны при уровнях воды в водохранилище на VHПУ и VФПУ.

Результаты расчета на основное сочетание нагрузок (при ⊽НПУ)

НДС плотины представлено картинами распределения компонент тензора напряжений σ_{xx} и σ_{yy} для первого и второго расчетных вариантов (рис. 2, 4).

Первый вариант плотины ($E_0 = 1300 \text{ m M}^3$). Распределение напряжений о, (рис. 2, а) носит плавный характер. Изолинии напряжений по форме повторяют поверхностный контур плотины. Максимальные значения напряжений получены в основании ядра вблизи напорной грани до -4 кг см², а в среднем по основанию ядра около -2,5 кг/см². При уровне верхнего бьефа на отметке ∇253 м гидростатическое давление на напорную грань ядра вблизи основания составляет 2,1 кг/см², что несколько ниже среднего уровня напряжений о,, В верхних приоткосных областях плотины со стороны верхового и низового откосов расчетом получены довольно обширные (на 5-7 м в глубину) области с небольшими растягивающими напряжениями σ₁₁ до +0,5 кг/см², т.е. возможно образование трещин на откосах, что требует прикрыть откосы горной массой мощностью 3-5 м.

Распределение напряжений σ_{yy} в плотине (рис. 2, *b*) достаточно симметрично с явно выраженным, но небольшим зависанием ядра на упорных призмах. Максимальные напряжения в основании



Рис. 2. Сечение 1–1. Начальный модуль деформации материала ядра при напряжении 1 кг/см² *E* = 1300 т/м²

ядра достигают 7,8 кг/см² сжатия, а в основании упорных призм немного больше — до 8,5 кг/см². Эффект «зависания» ядра на упорных призмах более характерен для плотин с тонкими ядрами, однако и в данном случае он имеет место. При расчетном уровне воды в водохранилище напряжения σ_{yy} в ядре в несколько раз превышают значение $\gamma_0 H$, определяющее гидростатическое давление воды с верхнего бьефа, что говорит об отсутствии опасности трещинообразования на напорной грани ядра по горизонтальным площадкам.

Распределение коэффициента запаса на трещинообразование в ядре представлено на рис. 2, *с*. Как видно, уровень значений коэффициентов достаточно высок (более 1,5) и только в основании ядра на границах с переходными зонами он уменьшается до 1,4.

Распределение коэффициентов надежности в плотине [17] показано на рис. 2, d, из которого видно, что уровень коэффициентов надежности в плотине весьма высок (более пяти) и только в областях, смыкающихся с переходными зонами, он опускается до трех, а в единичных точках до двух. Полученные эпюры горизонтальных перемещений (рис. 3, *a*) в плотине характерны для насыпей, не работающих в условиях действия гидростатической нагрузки. Под действием сил собственного веса земляная плотина оседает и расползается. Смещения верховой призмы направлены в сторону верхнего бьефа, смещения низовой призмы — в сторону нижнего бьефа. При этом смещений центральной оси ядра практически не наблюдается. Максимальные значения смещений к моменту окончания строительства плотины составляют около 2 см и получены в районе бермы низового откоса на отметке 255 м.

Эпюры вертикальных смещений в теле плотины приведены на рис. 3, b. Эти эпюры в силу тех же причин (низкий уровень НПУ) симметричны, и максимальные значения осадок около 18 см наблюдаются по центральной оси ядра вблизи нижней трети плотины по высоте. Осадка верхней части ядра составляет всего около 7 см.

Второй вариант плотины (E₀ = 2700 m/м³). Повышение жесткости ядра за счет укладки в него скелетного суглинистого материала изменяет картину НДС плотины.

Распределение напряжений σ_{xx} (рис. 4, *a*) носит подобный с предыдущим вариантом характер. В основании ядра вблизи напорной грани формируется область повышенных значений напряжений, а со стороны верховой переходной зоны в этом месте образуется область разуплотнения. Размер области максимальных сжимающих напряжений стал немного больше, хотя абсолютные значения напряжений σ_{xx} как и в первом варианте не превышают –4 кг/см². В отличие от предыдущего варианта в средней части ядра напряжения несколько уменьшились с интервала –1,5…–2,0 кг/см² до –1,0…–1,5 кг/см². Область положительных значений σ_{xx} вблизи поверхности верхового и низового откосов значительно сократилась и фактически сохранилась лишь на низовом откосе.

C. 51-73

Распределение напряжений σ_{yy} в плотине (рис. 4, *b*) в отличие от предыдущей задачи стало более равномерным, и эффекта зависания ядра не отмечается. Поэтому средний уровень сжимающих напряжений в ядре повысился и в основании на напорной грани максимальное сжимающее напряжение достигает –8 кг/см². Вообще для этой задачи характер распределения значений напряжений σ_w близок к значениям $\gamma_e H$.

Значения коэффициентов запаса на трещинообразование (рис. 4, *c*) для второго варианта практически не отличаются от первого. Минимальные значения получены в основании ядра с напорной стороны около 1,4.

Значения коэффициентов надежности в плотине показаны на рис. 4, *d*. По сравнению с первым вариантом прочностное состояние плотины вблизи основания переходных зон усилилось. Так, если в первом варианте в основании имелись области с коэффициентами надежности 1,5–2,0, то при увеличении жесткости ядра самые низкие значения коэффициентов надежности стали равны 3.

Горизонтальные перемещения не изменились и на низовой берме равны 2 см (рис. 5, a). Вертикальные осадки уменьшились почти в два раза. Максимальная осадка в средней части плотины достигает всего 7 см (рис. 5, b).

Результаты на особое сочетание нагрузок ($\nabla \Phi \Pi Y$). Повышение уровня воды в водохранилище (в два раза) изменяет картину НДС плотины по сравнению с вариантом пониженного уровня верхнего бьефа. Как видно из рис. 6, 8, напряжения σ_{xx} и σ_{yy} , как и коэффициенты работоспособности, практически совпадают, что говорит о сходстве напряжений в плотине при различных материалах ядра с точностью до 0,5 кг/см². В связи с этим ниже приводится описание НДС плотины, характерное для обоих расчетных вариантов — первого и второго.

Вместе с тем подчеркнем, что перемещения снижаются при щебенистом ядре в два раза (а это дополнительная экономия, так как «досыпка» материала за счет уплотнения уменьшается в два раза). На рис. 6, *d*, и рис. 8, *d* показана плотность грунта в теле плотины на момент окончания строительства. Это позволяет определить объем «досыпки» в процессе возведения по разнице значений плотности грунта при его укладке и плотности на момент окончания строительства.

Характер распределения напряжений σ_{xx} (рис. 6, *a*; рис. 8, *a*) при подъеме уровня верхнего бьефа до отметки ФПУ изменился по сравнению с вариантом на отметке НПУ. Как и при НПУ



вертикальныхперемещений 1:25

Рис. 3. Сечение 1–1. Начальный модуль деформации ядра при напряжении 1 кг/см² E = 1300 т/м²



Рис. 4. Сечение 1–1. Начальный модуль деформации ядра при напряжении 1 кг/см² *E* = 2700 т/м²



Рис. 5. Сечение 1–1. Начальный модуль деформации ядра при напряжении 1 кг/см² E = 2700 т/м²



Рис. 6. Сечение 1–1. Начальный модуль деформации ядра при напряжении 1 кг/см² *E* = 1300 т/м²

в верхней части приоткосных зон имеются области с небольшими положительными значениями напряжений. Однако при повышении уровня воды в водохранилище весь материал верховой упорной призмы переходит во взвешенное состояние и зона нулевых и слабоположительных значений напряжений σ_{xx} проникает вглубь упорной призмы. В нижней части верховой переходной зоны на границе с ядром положительные значения σ_{xx} достигают 2 кг/см². В основании ядра средний уровень напряжений увеличился до –4 кг/см², а максимальные значения — вблизи верховой переходной зоны.

Характер распределения напряжений σ_{уу} (рис. 6, *b*; рис. 8, *b*) при подъеме уровня верхнего бьефа не изменился. Изолинии напряжений распределены равномерно по плотине и симметричны. В основании ядра максимальные сжимающие напряжения достигают –8,5 кг/см² для первого варианта плотины, –9 кг/см² — для второго варианта.

Значения коэффициентов запаса на трещинообразование [18–20] представлены на рис. 6, *с* и рис. 8, *с* для двух вариантов с разными характеристиками материала ядра. На рисунках хорошо видно, что средний уровень значений коэффициентов при повышении уровня воды в водохранилище даже повысился. Однако в средней части ядра на напорной грани появился небольшой участок с пониженным значением коэффициента (1,3-1,4), которого не было ранее. Значения коэффициентов надежности (рис. 6, *d* и рис. 8, *d*) в плотине очень высокие, не менее 3, и при подъеме уровня воды в водохранилище они увеличиваются.

Характер горизонтальных и вертикальных перемещений в плотине для двух вариантов с различными типами материалов ядра одинаков. Перемещения отличаются лишь абсолютными значениями. В первом варианте плотины максимальная величина горизонтальных смещений равна 3 см на поверхности низового откоса, а для второго варианта — 2 см. Как видно, эти значения мало изменились от подъема уровня воды в водохранилище. В большей степени произошли изменения в величине горизонтальных смещений ядра. Так, для первого варианта с суглинистым ядром (рис. 7, a) максимальные смещения в основании ядра составили 2 см, а для второго варианта эти перемещения меньше и не превышают 1 см.

Эпюры вертикальных смещений в плотине, представленные по горизонтальным сечениям, симметричны, максимальные значения осадок получены в основании ядра, причем характер осадок ядра не совсем равномерный. В большей степени проседают области ядра, в которых получены минимальные значения коэффициентов запаса на трещинообразование, что говорит об относительной недогруженности материала этих областей по сравнению с соседними. Так, на момент окончания наполнения водохранилища до ФПУ в ядре вблизи напорной грани максимальная осадка для первого варианта составляет около 30 см при среднем значении осадки в ближайшем окружении около 16 см (рис. 7, b), а для второго варианта — соответственно 20 и 12 см (рис. 9, b).

Рассмотренные результаты расчетов двух вариантов грунтовой плотины для различных уровней воды в водохранилище позволяют сделать следующие выводы о работе фрагмента плотины, который расположен в районе первого сечения.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

При повышении уровня воды в водохранилище до отметки ФПУ характер распределения напряжений σ_{xx} меняется. В основании верховой упорной призмы на границе с ядром появляется область с небольшими положительными значениями, наибольшие из которых получены в переходной зоне.



вертикальных перемещений 1:25

Рис. 7. Сечение 1–1. Начальный модуль деформации ядра при напряжении 1 кг/см² E = 1300 т/м²



Рис. 8. Сечение 1–1. Начальный модуль деформации ядра при напряжении 1 кг/см² E = 2700 т/м²



Рис. 9. Сечение 1–1. Начальный модуль деформации ядра при напряжении 1 кг/см² E = 2700 т/м²

Эта область плотины отмечается особыми условиями работы, поскольку находится на границе двух сред — водопроницаемой и водонепроницаемой (ядром). Вся гидростатическая нагрузка передается на напорную грань ядра, и, следовательно, вся работа внешних сил переходит в энергию внутреннего деформирования этого элемента, вызывая в нем концентрацию напряжений. В то же время материал переходной зоны вынужден следовать за деформациями ядра, что обусловливает развитие

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. *Юлаев К.Г.* Юмагузинская ГЭС // Башкирская энциклопедия. Т. 7. Уфа : ГАУН «Башкирская энциклопедия», 2019. 663 с.

2. Баранов А.Е. Из опыта проектирования и строительства Юмагузинского гидроузла на р. Белой // Вестник МГСУ. 2006. № 2. С. 112–122.

3. Потапова Л.Б., Ярцев В.П. Механика материалов при сложном напряженном состоянии. Как прогнозируют предельные напряжения? М. : Машиностроение-1, 2005. 244 с.

4. Гольдин А.Л., Рассказов Л.Н. Проектирование грунтовых плотин. 2-е изд., перераб. и доп. М. : Изд-во АСВ, 2001. 375 с.

5. Анискин Н.А., То Ван Тхань. Прогноз фильтрационного режима грунтовой плотины Юмагузинского гидроузла и ее основания // Гидротехническое строительство. 2005. № 6. С. 19–25.

6. Саинов М.П. Пространственная работа противофильтрационной стены // Инженерно-строительный журнал. 2015. № 5 (57). С. 20–33. DOI: 10.5862/MCE.57.2

7. Рассказов Л.Н., Джха Дж. Деформируемость и прочность грунта при расчете высоких грунтовых плотин // Гидротехническое строительство. 1997. № 7. С. 31–36.

 Самуль В.И. Основы теории упругости и пластичности : учебное пособие. М. : Высшая школа, 1982. 264 с.

9. Фадеев А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике. М. : Недра, 1987. 221 с.

10. Бате К., Вильсон Е. Численные методы анализа и метод конечных элементов. М. : Стройиздат, 1982. 447 с.

11. *Clough R., Penzien J.* Dynamics of Structures. Second ed. McGrawHill, Inc., 1993.

Поступила в редакцию 24 апреля 2023 г. Принята в доработанном виде 5 мая 2023 г. Одобрена для публикации 8 мая 2023 г. в нем растягивающих напряжений. Поэтому увеличение жесткости ядра ведет к меньшим деформациям ядра и, следовательно, к меньшим значениям растягивающих напряжений в переходных зонах.

Характер распределения напряжений о_{уу} симметричный. Увеличение жесткости ядра ведет к ликвидации арочного эффекта, который особенно заметен при пониженных уровнях воды в водохранилище, что лишний раз подтверждает желательность использования скелетного материала в ядре плотины.

12. *Wilson E.L.* Three-dimensional static and dynamic analysis of structures a physical approach with emphasis on earthquake engineering. Third ed. Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA, 2002. 423 p.

13. *Wolf J.P.* Dynamic soil-structure interaction. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1985. 466 p.

14. Шейнин И.С. Колебания конструкций гидросооружений в жидкости. Л. : Энергия, 1967.

15. Кобелова Н.Н. Методологические особенности построения прогнозных математических моделей для изучения деформаций высоких плотин // Вестник СГУГиТ. 2017. Т. 22. № 2. С. 55–66.

16. *Мирсаидов М.М.* Теория и методы расчета грунтовых сооружений на прочность и сейсмостой-кость. Ташкент : Фан, 2010. 312 с.

17. Беллендир Е.Н., Липовецкая Т.Ф., Радченко В.Г., Сапегин Д.Д. Рекомендации российских нормативных документов по обеспечению надежности грунтовых плотин // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2000. Т. 238. С. 5–14.

18. Саинов М.П., Чечеткин И.П. Оценка трещиностойкости ядра каменно-земляной плотины с учетом порового давления // Вестник Евразийской науки. 2020. Т. 12. № 4. URL: https://esj.today/ PDF/09SAVN420.pdf

19. Sharma R.P., Kumar A. Case histories of earthen dam failures // 7th Conference of the International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. 2013. URL: https://scholarsmine.mst.edu/ icchge/7icchge/session03/8

20. *Ji E., Chen S., Fu Z.* Research on criterions of hydraulic fracturing in earth core rockfill dams // IOP Conference Series: Earth and Environmental Science. 2019. Vol. 304. Issue 2. P. 022032. DOI: 10.1088/1755-1315/304/2/022032

Об авторе: Павел Михайлович Буренков — преподаватель кафедры гидравлики и гидротехнического строительства; Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; РИНЦ ID: 675934, Scopus: 57190806217, ORCID: 0000-0002-3452-8909, burenkovpm@gmail.com.

INTRODUCTION

The Yumaguzinsky hydroelectric complex was built in 2005 on the Belaya River in the Republic of Bashkortostan primarily to protect areas from flooding caused by spring floods and inundations [1]. The hydroscheme also has an energy purpose [2]. The main structures consist of an earth dam (ED), a hydropower plant (HPP) building, a right-bank surface spillway and a left-bank tunnel spillway-water outlet. The water retaining structure of the hydroelectric complex is the ED, which has created a reservoir with a normal retaining level (NRL) of 253 m and a forced retaining level (FRL) of 270 m. The length of the dam along the crest is 540 m and the maximum height of the structure is 64 m.

The Yumaguzinsky hydroscheme's earth dam — is stone-and-earth. The impervious element of the water retaining structure is a core of silt loam soils with clay aggregate.

The dam, located in an asymmetrical alignment of the river channel, was constructed in difficult geological conditions, the structure of its foundation is not uniform: in the valley the bedrock is covered by a layer of non-rock soils, in the channel and floodplain sections the thickness of non-rock foundation does not exceed 10 m, while in the ancient channel the thickness of deposits reaches several tens of meters. Non-rocky soils in the channel section are represented by gravel and pebble soils.

The study of the stress-strain state (SSS) of the dam [3] at the Yumaguzinsky hydroscheme was carried out for the option of an earth dam with a central core and buttresses of gravel-pebble material.

MATERIALS AND METHODS

It is possible to determine the SSS of a dam on the basis of ground model developed by L.N. Rasskazov [4]. This model, called "energy model", directly establishes connection between increments of stress and strain tensors and in this sense it can be referred to the category of deformation model. The model uses the notion of loading path and takes into account its effect on the deformability and strength of soils. The loading paths of the material are taken into account during the construction process by applying loads according to the stages of the dam construction.

The "energy" model takes into account the dilatant properties of the materials and the elastic, viscous and viscoplastic properties of the soils in determining the stress values in the ground material.

The model is based on the energy condition of ground strength in the form of:

$$U_{0} + \int_{L_{1}} \sigma \cdot de = \int_{L_{2}} S_{ij} \cdot d\varepsilon_{ij}, \qquad (1)$$

where $\int S_{ij} \int d\varepsilon_{ij}$ — is the strain energy of the form change; $L_1 \mu L_2$ — the parameters of the loading path.

The initial ground energy U_0 together with the bulk compression energy $\int \sigma de$, which is stored or expended

with a negative sign along the whole length of the loading path L_1 , represent the strength reserve of the material which, when loaded, is consumed to realise the deviatoric components of the deformations leading the material to fracture.

On the basis of expression (1), the safety factor K_s , which determines the safety factor of the ground, is written as:

$$K_{s} = \frac{U_{0} + \int_{L1} \sigma de}{\int_{L2} S_{ij} \cdot d\varepsilon_{ij}}.$$
 (2)

The model also uses the concept of relative ground strength:

$$\overline{K} = \frac{K_s - 1.0}{K_s}.$$
(3)

From formula (3) it can be seen that \overline{K} changes from 1 (full compression) to 0 (limiting condition). The coefficient \overline{K} in the model acts as a hardening parameter and ensures that the influence of the loading path on the deformability of the soil is taken into account.

The relationship between stresses and strains under active loading of a material is written in the form:

$$d\sigma_{ij}(t) = \frac{A_k^n \delta_{ij} \left[de + \operatorname{sign} \left(B_0 - B(t) \right) \frac{M_1 dB(t)}{\sigma(t)} \right]}{n \sigma^{n-1}(t) \left[1 - \exp\left(-\beta(t-\tau) \right)^{1-\xi} \right]^n} + 2\sigma_{ij}(t),$$

$$\left\{ f(v) \frac{E_0}{n} \exp\left(B\overline{K}(t) - B \right) + G_0 \overline{K}(t) \left[1 - \exp\left(B\overline{K}(t) - B \right) (t-\tau)^n \right] \right\} d\varepsilon_{ij},$$
(4)

where

$$\delta_{ij} = \begin{cases} 1 \text{ at } i = j \\ 0 \text{ at } i \neq j \end{cases},$$

M is the dilatancy modulus; n — non-linearity index; *E*, *G* — bulk and shear moduli of elasticity; β , ε , η — creep parameters derived from experimental investigations in a triaxial compression apparatus.

In the unloading section, the model assumes elastic deformation and the use of Hooke's law:

$$d\sigma_{ij} = E_P de \cdot \delta_{ij} + G_P \cdot d\varepsilon_{ij}, \qquad (5)$$

where E_p , G_p — are the elastic constants of unloading.

The first term in the right-hand side of expression (4) is the relation describing the volumetric deformations and, among others, the deformations of formations (dilatancy). The second term describes shear deformations. As can be seen from formula (4), the degree of development of plastic bonds in soil depends on the parameter of relative strength. Thus, in full compression the strains will consist of volumetric strains determined according to the first term and the plastic part of shear strains calculated in the second term. As the soil approaches the limit state, the coefficient of relConstruction: Vol. 13. ISSUE 2 (48) Science and Education ative strength tends to zero, which means an unlimited growth of shear strains.

Thus, the real structure of the soil, characterized by its relationship between elastic and plastic bonds, is taken into account when calculating the stresses in dams. Changes in this structure occur in conjunction with changes in stresses and are reflected in the values of the coefficient of relative strength and the coefficients of safety. The values of the safety coefficients in the dam can be used to judge the strength state of the dam.

RESEARCH RESULTS

According to the adopted methodology, the design scheme of the dam in solving a plane problem is represented as a selected fragment of continuous medium having a constant profile and fixing. Loads acting on the dam are divided into surface — from water pressure and internal — from own weight. Within the selected fragment of the dam, zones with different types of materials both embedded in the body of the dam and embedded in its foundation are defined. The properties of these materials are specified in the baseline information.

The whole area of the selected fragment of the dam is subdivided into uniform elements. A triangular mesh finite element method (FEM) is adopted to describe the structure of the earth dam and foundation. The foundation of the embankment enters the domain of computation if its strength and strain characteristics are comparable to those of the materials of the embankment body. Thus, for dam cross-sections located on a rock bed it can be assumed that the rock bed is completely undeformable compared to the body of the dam and the FEM grid nodes placed at the boundary with the rock bed can be considered as fixed. In those sections of the embankment, where there is a non-rock bed, the latter should be included in the FEM domain. Thus, during the calculations of the dam's design pressure, the depth of the design domain at the base of the dam varied from 12 to 70 m, depending on the section in question.

The solution of the problem on the dam structure, according to the adopted methodology, is based on a combination of FEM and the method of local variations (MLV). The local variation method is widely used for solving continuum mechanics problems related to extreme properties of some functional. As applied to the "energy" ground model, such functional is the expression for the total free energy of the system at possible displacements under isothermal process conditions. This functional has the following form:

$$E(\delta U) = \int_{V} X_{i} \delta U_{i} dV + \int_{V} Y_{i} \delta U_{i} dB - \int_{V} \sigma_{ij} e_{ij} (\delta U_{i}) dV, \quad (6)$$

where $E(\delta U)$ — energy of the system at possible displacements; X_i , Y_i — vector of the volumetric and surface force functions; δU_i — vector of possible displacements function; σ_{ij} , $e_{ij}(\delta U)$ — components of stress and strain tensors; V — the investigated region with the given mass forces in it X_i (e.g. eigenweight); B — the boundary of the investigated area with given surface forces Y_i (e.g. water pressure).

When the variational principle is fulfilled, the true displacements of the system give a minimum to the energy functional (6). Thus, the problem of stresses, deformations and displacements of a continuous medium (dam body) in the variational formulation is reduced to finding a minimum of this energy functional.

To solve the problem, the domain is broken down into finite elements and external loading, i.e. mass and surface forces, which are represented as forces concentrated at nodes.

Since the problem of the dam's SSS using energy model of the ground is solved in conditions of stage-bystage construction, it is necessary to minimize the energy functional (6) at each stage. However, if in each node at variation of displacements increments of energy functional from the variation step are calculated, then it is necessary to find values of functional at $U = U_x$ or $U = U_y$ is eliminated, because in this case $\delta B = 0$. According to this modification of MLV was developed, within the framework of which the formula of increment of the energy functional looks as follows:

$$\delta B_e = \int \delta \sigma_{ij} \, \delta \delta e_{ij}(h) dV - h \delta P_k, \tag{7}$$

where *h* is the variation step; $\delta \sigma_{ij}$ — the incremental stress components at a given step of the erection; $\delta \delta e_{ij}$ — the strain component increments from the step of variations *h*, the double δ indicates the conditional nature of the operation: the deformation increments of the second order with respect to the total deformations are found; δP_k — node force increments at a given stage of erection.

To solve the problem using the incremental energy functional (2), proceed as follows. By setting the variation step *h*, for each of the elements surrounding the node, we calculate the values $\sigma \delta e_{ij}$. For each value obtained $\sigma \delta e_{ij}$ is assigned through the energy model to the value $\delta \sigma_{ij}$. Summing up in each element the incremental stresses $\delta \delta \sigma_{ij}$ with the value from the previous variations, we obtain a new value for the next variation. Further, by substituting the obtained values of incremental value of the energy functional from the step of variations is calculated *h*. By comparing this value to zero, we determine whether the given variation leads to minimization of the functional.

As mentioned above, the energy model of the ground in combination with the MLV is realized in the calculations of the ground stress. The key principles of the design scheme for a groundwater dam, which form the basis of the calculation algorithm, are as follows.

The rock bed of the dam is assumed to be absolutely stiff, as the deformability of the rock is several orders of magnitude lower than the deformability of the dam body material. If there is an alluvial bed, it is considered to be an alluvial bed and its deflection is also calculated. The hydrostatic water pressure from the upstream side is applied to the head face of the impervious element (core or screen) as a surface load. It should be noted that in a real structure there can be two schemes of water pressure perception. The first is immediately after the water level rises, when the load is perceived as a surface force. The second is after stabilization of the filtration flow, when the water pressure is distributed in the thickness of the impervious element and is perceived as a mass force. However, considering that stabilization of filtration flow in three-phase soil is a very long process, it can be assumed that movements of the pressure face of the core are formed mainly when water pressure is perceived according to the first scheme.

In accordance with the adopted design scheme the dam is represented as a fragment of continuous medium fixed in the foundation. In order to solve the SSS problem within the framework of MLV the computational scheme should be subjected to finite element approximation. The triangular-shaped element is the most advantageous for the breakdown of the dam profile, as it is best suited for approximation of trapezoidal profile, and the deformation energy is easily calculated, as it is assumed that stresses and strains inside triangular elements are constant, which is very important when solving nonlinear problems.

For each node of the dam profile grid, the coordinates X and Y. The origin of the coordinates is at the intersection of the upstream slope with the foundation. The axis X is directed downstream and the axis Yvertically upwards. Thus, the geometry of the adopted element is described by specifying the coordinates of the three nodes for which vertical and horizontal displacements are determined during the calculation process. The deformation, stresses and safety factors are calculated for one single point of the element, its centres of gravity, since within a triangular element the stresses, deformations and hence the safety factor are constant.

The stability of the dam is assessed according to several criteria. The main criterion is the safety factor K_s which determines the safety margin in relation to the ultimate strength of the soil. Another criterion for the serviceability of the dam is the coefficient of reserves for fracturing K_{fr} .

Many years of research and analysis of failures of some earth dams have shown that the most frequent failure of such structures is either due to failure of the slope stability of the dam or due to failure of the continuity of the impermeable element, i.e. hydraulic fracture of the core. Therefore, one of the criteria for dam performance should be a factor determining the safety margin of the core material against possible fracturing along the horizontal and vertical surfaces. The risk of hydraulic fracture of the core along the horizontal segments arises when the stress value σ_{yy} becomes less than the value of $\gamma_0 H$ where γ_0 — is the volumetric weight of the water; H — the piezometric level. The fracture safety factor at any point of the core along the horizontal platforms can be determined by the formula:

$$K_{fr} = \frac{T_a + \sigma_{yy}}{\gamma_0 y},\tag{8}$$

where T_a — tensile adhesion of the material; σ_{yy} — effective stress; y — is the ordinate of the section in question under the water level.

For the study of Yumaguzinskaya dam the option of dam with central core and buttresses of gravel-pebble material has been considered. The upstream slope embankment is assumed constant and equal to 1:3. The downstream slope setting is variable in height and equal to 1:2 at the top and 1:2 below $\nabla 255 - 1:2.25$, and below $\nabla 240 - 1:2.5$.

The core of the dam is to be filled with quarry loam with an initial deformation modulus of $E_0 = 1,300 \text{ t/m}^3$. At the same time there is a loamy material with inclusions of crushed rock which can be considered as a preferable material for the core of the embankment. This is why finite-density calculations of skeleton clay core have also been carried out $E_0 = 2,700 \text{ t/m}^3$ (E_0 — bulk modulus of deformation at $\sigma = 1 \text{ t/m}^2$).

The crest elevation of the dam is $\nabla 273$ m, NRL is $\nabla 253$ m and FRL is $\nabla 270$ m.

The dam is constructed in stages, the stages are horizontal with an average thickness of about five metres. In addition there are stages of filling of the reservoir. The dam is dimensioned according to a time schedule for the filling of the embankment and the filling phases of the reservoir. In this section the total number of dam and reservoir filling stages is 10.

One design cross-section 1-1 was selected for the study of the performance of the dam (Fig. 1). The physical-mechanical characteristics of the embankment and foundation soils are taken from publications [5–7].

Stress-strain state of the dam in section 1-1

In section 1-1 the height of the dam is 41 m. The computational scheme of the dam is represented by the triangular FEM grid [8–16], consisting of 368 elements and 226 nodes, 36 of which are located at the boundary with the rock bed and are anchored. Fig. 1 shows a schematic of the staged construction of the dam and filling of the reservoir.

The calculations of the dam stability were carried out for two different types of soils to be placed in the core of the dam [5, 6]. In the first variant quarry loam material with initial bulk modulus of deformation $E_0 = 1,300 \text{ t/m}^3$ and volumetric weight 2.09 t/m³.

The second option considers the possibility of laying skeleton loam, a material which is a gravel/pebble mixture with a loamy fill with a bulk dry weight of 2.2 t/m³. The percentage of particles smaller than 1 mm in the mixture should be at least 38–40 % by weight. Such a material has an initial bulk modulus of deformation $E_0 = 2,700$ t/m³.

Both options have been calculated at reservoir levels at ∇ NRL and ∇ FRL.



Fig. 1. Schematic of the step-by-step construction of the earthen dam and filling of the reservoir

Calculation results for the main load combination (under ∇NRL)

The weir's stress-strain relations are represented by the distribution of the stress tensor components σ_{xx} and σ_{yy} for the first and second design variants (Fig. 2, 4).

The first version of the dam $(E_0 = 1,300 \text{ t/m}^3)$. Stress distribution σ_{x} (Fig. 2, *a*) is of smooth character. Stress isolines follow the surface contour of the dam. Maximum values of stresses are observed at the base of the core near discharge face up to -4 kg/cm² at the pressure line and on the average value of stress at the core basis up to about -2.5 kg/cm². At the headwater level of 253 m the hydrostatic pressure at the reservoir is about $\nabla 253$ m, the hydrostatic pressure at the pressure boundary of the core near the base is -2.1 kg/cm² which is slightly lower than the mean stress level of the σ_{y} . In the upper near-slope areas of the upstream and downstream slopes the calculation results in rather extensive (5–7 m deep) areas with small tensile stresses σ_{yy} up to $+0.5 \text{ kg/cm}^2$, this requires that the slopes should be covered with 3-5 m thick rock mass.

The distribution of stresses σ_{yy} in the dam (Fig. 2, *b*) is quite symmetrical with a pronounced but slight hangup of the core on the thrust prisms. The maximum stresses at the base of the core reach 7.8 kg/cm² compression, and at the base of the thrust prisms slightly more, up to 8.5 kg/cm². The "hanging" effect of the core on the thrust prisms is more typical for dams with thin cores, but in this case it also occurs. At the design water level of the reservoir the stresses σ_{yy} stresses in the core are several times higher than the value $\gamma_0 H$ which defines hydrostatic pressure from the upstream reservoir, which means there is no risk of fracturing at the core pressure boundary in the horizontal areas.

Distribution of fracturing safety factor in the core is shown in Fig. 2, *c*. As can be seen, the level of coefficient values is quite high (more than 1.5) and only at the base of the core at the boundaries with transition zones it decreases to 1.4.

The distribution of safety factors in the embankment [17] is shown in Fig. 2, d, from which it can be seen that the level of safety factors in the embankment is very high (over five) and only in the areas adjacent to the transition zones it drops to three and in single points to two. The horizontal displacement diagrams obtained (Fig. 3, a) in the dam are typical for embankments not operating under hydrostatic loading. Under the action of its own weight, the earthen dam settles and spreads out. The displacements of the upstream prism are in the direction of the headwater and the displacements of the downstream prism are in the direction of the downstream. At the same time, there are virtually no displacements of the central axis of the core. The maximum displacements at the time of completion of the dam are about 2 cm and were obtained in the area of the downstream berm at 255 m.

The vertical displacements in the dam body are shown in Fig. 3, *b*. These ejections are symmetrical for

P. 51-73



Fig. 2. Section 1-1. Initial strain modulus of core material at 1 kg/cm² E = 1,300 t/m²



Fig. 3. Section 1-1. Initial core strain modulus at 1 kg/cm² E = 1,300 t/m²

the same reasons (low NRL level) and maximum settlement values of about 18 cm are observed along the central axis of the core near the lower third of the dam height. The settlement of the upper part of the core is only about 7 cm.

The second version of the dam ($E_0 = 2,700 \text{ t/m}^3$). Increasing the stiffness of the core by laying in skeleton loam material changes the SSS pattern of the dam.

Stress distribution σ_{xx} (Fig. 4, *a*) is similar to the previous variant. At the base of the core, near the pressure boundary, a region of high stress values is formed, while at the side of the upper transition zone, a region of decompaction is formed at this location. The area of maximum compressive stresses is a little bit bigger, though absolute values of stresses σ_{xx} as well as in the first variant do not exceed -4 kg/cm². In contrast to the previous variant, in the middle part of the core the stresses have slightly decreased from the interval -1.5...-2.0 kg/cm² to -1.0...-1.5 kg/cm². The area of positive values σ_{xx} near the surface of the upstream and downstream slopes decreased considerably and in fact remained only at the downstream slope.

The distribution of stresses σ_{yy} in the embankment (Fig. 4, *b*) in contrast to the previous problem is more uniform and no hang-up effect of the core is observed. Therefore the average level of compressive stresses in the core has increased and at the base on the discharge face the maximum compressive stress reaches -8 kg/cm². In general for this problem the character of stress value distribution σ_{yy} values are close to those of $\gamma_{cor}H$.

The values of the fracturing safety factors (Fig. 4, c) for the second variant are practically the same as for the first variant. The minimum values are obtained at the base of the core on the pressure side around 1.4.

The values of the dam safety factors are shown in Fig. 4, *d*. In comparison with the first variant the strength state of the dam near the base of the transition zones has increased. Thus, while in the first option there were areas in the foundation with safety factors of 1.5-2.0, with the increase of the core stiffness the lowest values of the safety factors became 3.

Horizontal displacements were unchanged and equal to 2 cm on the lower berm (Fig. 5, *a*). The vertical set-



Fig. 4. Section 1-1. Initial strain modulus of the core at 1 kg/cm² $E = 2,700 \text{ t/m}^2$



Scale of the diagrams: Horizontal displacement 1:5 Vertical displacement 1:25

Fig. 5. Section 1-1. Initial core strain modulus at 1 kg/cm² $E = 2,700 \text{ t/m}^2$

tlement has almost halved. The maximum settlement in the middle part of the dam reaches only 7 cm (Fig. 5, b).

Results for a particular combination of loads (∇FRL). Increase of water level in the reservoir (by two times) changes the picture of the dam SSS in comparison with the variant of lowered upstream level. As it can be seen from Fig. 6, 8, stresses σ_{xx} and σ_{yy} as well as serviceability factors practically coincide, that testifies to resemblance of stresses in the weir at different core materials up to 0.5 kg/cm². In this connection below is given the description of dam's deflected stresses typical for both design variants — the first and the second one.

At the same time, it should be emphasized that displacements are halved with a crushed rock core (and this is an additional saving, as the "topfilling" of the material by compaction is halved). In Fig. 6, d, and Fig. 8, d show the density of soil in the dam body at the time of completion of construction. This makes it possible to determine the "backfill" during construction from the difference between the soil density at the time of placement and the density at the end of construction.

As in case of NRL, there are areas with small positive stress values in upper part of near-slope zones. However, as the water level in the reservoir rises, the whole material of the upstream buttress is transferred to the suspended state and the zone of zero and weakly positive stresses σ_{xx} zone penetrates deep into the thrust prism. In the lower part of the upstream transition zone at the boundary with the core the positive values σ_{xx} reaches 2 kg/cm². At the base of the core the average stress level increased to -4 kg/cm², and the maximum values are near the upper transition zone.

Stress distribution pattern σ_{xx} (Fig. 6, *a*; Fig. 8, *a*) when the upstream level rises up to the FRL mark, the character of stress distribution has changed in comparison with the variant at the NRL mark.

The nature of the stress distribution σ_{yy} (Fig. 6, *b*; Fig. 8, *b*) did not change during upstream lift. The stress isolines are distributed uniformly over the dam and are symmetrical. At the base of the core the maximum compressive stresses reach -8.5 kg/cm^2 for the first option of the dam, -9 kg/cm^2 — for the second option.

The values of cracking safety factors [18-20] are shown in Fig. 6, *c* and Fig. 8, *c* for two variants with different characteristics of core material. The figures clearly show that the average values of the coefficients even increased when the water level in the reservoir increased. However, in the middle part of the core, a small area with lower coefficient value (1.3-1.4) appeared on the discharge face, which did not exist before. The values of reliability coefficients (Fig. 6, *d* and Fig. 8, *d*) in the dam are very high, not less than 3 and they increase as the water level in the reservoir rises.

The nature of the horizontal and vertical displacements in the dam is the same for the two options with different types of core materials. The displacements differ only in absolute values. In the first variant of the dam the maximum horizontal displacement is 3 cm at the downstream slope surface and for the second variant it is 2 cm. As can be seen, these values have changed little from the reservoir level rise. To a greater extent, there were changes in the magnitude of horizontal displacements of the core. Thus, for the first variant with a loamy core (Fig. 7, a), the maximum displacements at the base of the core were 2 cm, while for the second variant these displacements are smaller and do not exceed 1 cm.

The vertical displacement patterns in the embankment, shown by the horizontal sections, are symmetrical and the maximum settlement values are obtained at the base of the core, and the nature of the core settlement is not entirely uniform. Core areas where minimal values of fracture reserves are obtained are subsiding to a greater extent, which indicates relative material underloading of these areas as compared with the neighboring ones. Thus, at the moment of completion of reservoir filling up to FRL in the core near the discharge face the maximum settlement for the first variant is about 30 cm with average value of settlement in the nearest surroundings about 16 cm (Fig. 7, *b*), and for the second variant — respectively 20 and 12 cm (Fig. 9, *b*).



Fig. 6. Section 1-1. Initial strain modulus of the core at 1 kg/cm² $E = 1,300 \text{ t/m}^2$



Fig. 7. Section 1-1. Initial strain modulus of the core at 1 kg/cm² $E = 1300 \text{ t/m}^2$



Fig. 8. Section 1-1. Initial strain modulus of the core at 1 kg/cm² $E = 2,700 \text{ t/m}^2$



Fig. 9. Section 1-1. Initial strain modulus of the core at 1 kg/cm² $E = 2,700 \text{ t/m}^2$

The reviewed results of the calculations of the two groundwater dam options for different reservoir levels allow the following conclusions to be drawn about the performance of the dam fragment which is located in the area of the first cross section.

CONCLUSION AND DISCUSSION

When the reservoir level rises to the FRL level, the stress distribution pattern σ_{xx} changes. At the base of the upstream thrust prism at the boundary with the core, an area of small positive values appears, the largest of which are obtained in the transition zone.

This area of the dam is marked by special operating conditions because it is on the boundary of two environments — water permeable and water permeable (core). The whole hydrostatic load is transferred to the pressure face of the core and hence the whole work of external forces is transferred to the internal deformation energy of this element, causing stress concentration in it. At the same time the transition zone material is forced to follow the deformations of the core, which leads to the development of tensile stresses in it. Therefore, increasing the stiffness of the core leads to less deformation of the core and therefore less tensile stresses in the transition zone.

Stress distribution pattern σ_{yy} is symmetrical. Increasing the stiffness of the core leads to the elimination of the arch effect, which is particularly noticeable at lower reservoir levels, which once again confirms the desirability of using skeleton material in the core of the dam.

REFERENCES

1. Yulaev K.G. Yumaguzinskaya HPP. *Bashkir Encyclopedia*. Ufa, GAUN "Bashkir Encyclopedia" Publ., 2019; 7:663. (rus.).

2. Baranov A.E. From the Experience of Designing and Construction of Yumaguzinskaya Hydrosystem on the Belaya River. *Vestnik MGSU* [Monthly Journal on Construction and Architecture]. 2006; 2:112-122. (rus.).

3. Potapova L.B., Yartsev V.P. *Mechanics of materials in a complex stressed state. How do they predict the limiting stresses?* Moscow, Mashinostroenie-1 Publ., 2005; 244. (rus.).

4. Goldin A.L., Rasskazov L.N. *Design of ground dams. 2nd ed., reprint. and additional.* Moscow, ASV Publ., 2001; 375. (rus.).

5. Aniskin N.A., To Van Thanh. Forecast filtration mode embankment dam Yumaguza HPP. *Gidrotekhnicheskoye stroitelstvo*. 2005; 6:19-25. (rus.).

6. Sainov M.P. 3D performance of a seepage control wall in dam and foundation. *Magazine of Civil Engineering*. 2015; 5(57):20-33. DOI: 10.5862/MCE.57.2 (rus.).

7. Stories L.N., Jha J. Deformability and strength of soil in the calculation of high ground dams. *Hydro-technical Construction*. 1997; 7:31-36. (rus.).

8. Samul V.I. *Fundamentals of the theory of elasticity and plasticity : textbook.* Moscow, Higher School Publ., 1982; 264. (rus.).

9. Fadeev A.B. *Finite element method in geome-chanics*. Moscow, Nedra Publ., 1987; 221. (rus.).

10. Bate K., Wilson E. *Numerical methods of analysis and the finite element method*. Moscow, Stroyizdat Publ., 1982; 447. (rus.).

11. Clough R., Penzien J. *Dynamics of Structures.* 2nd ed. McGrawHill, Inc., 1993. 12. Wilson E.L. Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures a Physical Approach with Emphasis on Earthquake Engineering. Third ed. Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA, 2002; 423.

13. Wolf J.P. *Dynamic Soil-Structure Interaction*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1985; 466.

14. Sheinin I.S. *Vibrations of hydraulic structures in liquid*. Leningrad, Energiya Publ., 1967; 314. (rus.).

15. Kobeleva N.N. Methodical peculiarities of prognostic mathematical modelling for deformation survey of high dams. *Vestnik SSUGT*. 2017; 22(2):55-66. (rus.).

16. Mirsaidov M.M. *Theories and methods of calculating ground structures for strength and seismic resistance*. Tashkent, Fan Publ., 2010; 312. (rus.).

17. Bellendir E.N., Lipovetskaya T.F., Radchenko V.G., Sapegin D.D. Recommendations of Russian regulatory documents on ensuring the reliability of ground dams. *Proceedings of the VNIIG*. 2000; 238:5-14. (rus.).

18. Sainov M.P., Chechetkin I.P. Crack resistance of embankment dam core with consideration of pore pressure. *The Eurasian Scientific Journal*. 2020; 12(4). URL: https://esj.today/PDF/09SAVN420.pdf (rus.).

19. Sharma R.P., sKumar A. Case histories of earthen dam failures. *7th Conference of the International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*. 2013. URL: https://scholarsmine.mst.edu/ icchge/7icchge/session03/8

20. Ji E., Chen S., Fu Z. Research on criterions of hydraulic fracturing in earth core rockfill dams. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. 2019; 304(2):022032. DOI: 10.1088/1755-1315/304/2/022032

Received April 24, 2023. Adopted in revised form on May 5, 2023. Approved for publication on May 8, 2023.

B i o n o t e s : **Pavel M. Burenkov** — lecturer of the Department of Hydraulics and Hydraulic Engineering; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ID RSCI: 675934, Scopus: 57190806217, ORCID: 0000-0002-3452-8909; burenkovpm@gmail.com.