

Каменно-набросные плотины с железобетонным экраном: опыт исследований напряженно-деформированного состояния

В.Б. Сорока¹, М.П. Саинов², Д.В. Королев²

¹ СпецНовострой, 143405, г. Красногорск, квартал Коммунальный, д. 20;

² Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26

АННОТАЦИЯ

Введение. В настоящее время актуальной научной проблемой гидротехнического строительства является установление причин образования трещин в противофильтрационных железобетонных экранах ряда каменно-набросных плотин. На решение этой задачи направлены исследования напряженно-деформированного состояния (НДС) каменно-набросных плотин с железобетонным экраном, которые проводятся различными методами.

Материалы и методы. Проведен обзор и анализ результатов исследований напряженно-деформированного состояния каменно-набросных плотин с железобетонным экраном, выполненных разными авторами за последние 15 лет. Рассмотрены результаты аналитических, экспериментальных и численных исследований. Описаны модели, использованные для воспроизведения нелинейного характера деформируемости каменной наброски при численном моделировании НДС плотин.

Результаты. Анализ показал, что решение задачи о НДС каменно-набросных плотин с железобетонным экраном вызывает целый ряд методологических трудностей. На данный момент единственным методом, который позволяет изучать НДС каменно-набросных плотин с железобетонным экраном, является численное моделирование. Остальные методы не позволяют учесть влияние на НДС экрана важных факторов. Большие затруднения вызывает слабая изученность деформативных свойств каменной наброски в реальных плотинах.

Выводы. Выявлено, что НДС железобетонных экранов изучено недостаточно. Результаты проведенных исследований не дают полного и адекватного представления об условиях работы железобетонных экранов. Не изучено влияние различных факторов на НДС экрана. Существуют противоречия в результатах исследований, полученных разными авторами. Различия в результатах имеют в своей основе объективные и субъективные причины. Значительным препятствием для численных исследований является сложность моделирования поведения жесткого тонкостенного железобетонного экрана при больших деформациях, присущих каменной наброске. Получаемые результаты исследований часто не позволяют провести полноценный анализ НДС железобетонных экранов каменно-набросных плотин.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: каменно-набросная плотина с железобетонным экраном, напряженно-деформированное состояние, экспериментальные исследования, численное моделирование, метод конечных элементов

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Сорока В.Б., Саинов М.П., Королев Д.В. Каменно-набросные плотины с железобетонным экраном: опыт исследований напряженно-деформированного состояния // Вестник МГСУ. 2019. Т. 14. Вып. 2. С. 207–224. DOI: 10.22227/1997-0935.2019.2.207-224

Concrete-faced rockfill dams: experience in study of stress-strain state

Vladislav B. Soroka¹, Mikhail P. Sainov², Denis V. Korolev²

¹ SpetsNovostroy, 20 Communal quarter, Krasnogorsk, 143405, Russian Federation;

² Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. At present the urgent problem in hydraulic construction is establishing the causes of crack formation in seepage-control reinforced concrete faces at a number of rockfill dams. For solving this problem the studies are conducted of stress-strain state (SSS) of concrete-faced rockfill dams which are fulfilled by different methods.

Materials and methods. Gives a review and analysis of the results of studies of stress-strain state of concrete-faced rockfill dams (CFRD) fulfilled by different authors over the last 15 years. The results of analytical, experimental and numerical studies are considered. Descriptions are given of the models used for simulation of non-linear character of rockfill deformation at numerical modeling of dam SSS.

Results. Analysis showed that solving the problem of CFRD SSS causes a number of methodological difficulties. At present the only method permitting study of CFRD SSS is numerical modeling. The rest methods do not permit considering the impact of important factors on SSS. Large complications are caused by scarce knowledge of rockfill deformation properties in real dams.

Conclusions. It was revealed that at present SSS of reinforced concrete faces has been studied insufficiently. The results of conducted studies do not give full and adequate understanding about operation conditions of reinforced concrete faces.

Impact of various factors on the face SSS has not been studied. Besides, there are contradictions in the results of studies obtained by different authors. Differences in the results are based on objective and subjective reasons. A considerable obstruction for numerical studies is complicated modeling of rigid thin-walled reinforced concrete face behavior at large deformations inherent to rockfill. The obtained results of studies often do not permit conducting full analysis of SSS of concrete-faced rockfill dams.

KEYWORDS: concrete-faced rockfill dams, stress-strain state, experimental studies, numerical modeling, finite element method

FOR CITATION: Soroka V.B., Sainov M.P., Korolev D.V. Concrete-faced rockfill dams: experience in study of stress-strain state. *Vestnik MGSU* [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]. 2019; 14:2:207-224. DOI: 10.22227/1997-0935.2019.2.207-224 (rus.).

ВВЕДЕНИЕ

В настоящее время одним из наиболее перспективных типов грунтовых плотин являются каменно-набросные плотины с железобетонным экраном [1]. Это обусловлено целым рядом преимуществ, присущих этому типу плотин. Одно из важнейших преимуществ — возможность применения при самых разнообразных условиях строительства, в том числе для возведения высоконапорных гидроузлов. Однако каменно-набросным плотинам с железобетонным экраном свойственен и крупный недостаток — недостаточная надежность противофильтрационного элемента. Можно назвать как минимум десяток высоконапорных современных плотин, в железобетонных экранах которых наблюдалось образование трещин¹ [2–6]. Эти факты резко снижают привлекательность каменно-набросных плотин с железобетонным экраном. Появление в железобетонном экране трещин недопустимо, так как может привести к аварии — повреждению или даже разрушению каменно-набросной плотины в результате суффозии.

В связи с этим актуальной проблемой является установление причин образования трещин в железобетонных противофильтрационных экранах каменно-набросных плотин и разработка более совершенных конструкций этих плотин. Установление причин трещинообразования в железобетонных экранах каменно-набросных плотин невозможно без исследований их напряженно-деформированного состояния (НДС).

Существует несколько путей исследования НДС таких сооружений.

Первый путь исследований — это натурные измерения на построенных сооружениях. Однако, как правило, натурные наблюдения в основном касаются лишь измерений перемещений тела плотины железобетонного экрана. Известно несколько при-

меров исследований напряженного состояния железобетонного экрана [7]. Недостаток информации затрудняет интерпретацию данных натурных измерений параметров НДС плотины и, соответственно, не дает возможности осуществить анализ причин трещинообразования в железобетонном экране.

Второй путь — физические исследования на моделях сооружений. В работе [8] описаны подобные исследования. Они очень редки, так как сложно правильно смоделировать поведение крупных плотин посредством физического моделирования.

Третий путь — построение аналитических моделей поведения каменно-набросных плотин с железобетонным экраном на основе применения известных методов механики сплошной среды. Однако, как показывает опыт, полученные модели могут быть только очень приближенными. Это связано с тем, что НДС каменно-набросной плотины с железобетонным экраном определяется множеством факторов. Наиважнейший из них — деформируемость каменной наброски, так как именно она определяет деформации железобетонного экрана. Нелинейный характер деформирования и большая изменчивость деформативных свойств каменной наброски вызывает большие сложности для построения аналитических моделей НДС каменно-набросной плотины с железобетонным экраном. Кроме того, большое влияние на НДС сооружения оказывают такие факторы, как: неоднородность строения плотины, последовательность возведения и нагружения, нелинейный характер поведения контактов жесткого железобетонного экрана с другими частями сооружения.

Четвертый путь — это численное моделирование НДС каменно-набросных плотин с железобетонным экраном. Способ численного моделирования в настоящее время интенсивно развивается. Этому способствует появление мощных вычислительных программных комплексов, которые позволяют решать такие сложные задачи, в том числе в пространственной постановке. Современные вычислительные программы позволяют проводить численные эксперименты для различных, в том

¹ ICOLD. Concrete Face Rockfill dam: Concepts for design and construction // International Commission on Large Dams. 2010. Bulletin 141. 401 p.

числе вымышленных условий, учитывать последовательность возведения сооружения, нелинейность поведения каменной наброски, наличие в экране швов и др. Для верификации и калибровки численных моделей сооружений используются данные натурных исследований, что повышает точность математических (численных) моделей плотин.

Поэтому в настоящее время численное моделирование — основной путь исследований НДС каменно-набросных плотин с железобетонным экраном. Тем не менее, несмотря на большое количество проведенных численных исследований НДС каменно-набросных плотин с железобетонным экраном, не создано целостного и достоверного представления о причинах образования трещин в их противофильтрационном элементе.

В данной статье мы поставили задачу проанализировать современные достижения в области исследований НДС каменно-набросных плотин с железобетонным экраном, а также оценить адекватность применяемых методик и получаемых результатов, возможности и перспективы развития дальнейших исследований.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Для решения поставленной задачи был осуществлен поиск научно-технической информации об исследованиях НДС каменно-набросных плотин с железобетонным экраном, а также проведен анализ их результатов. При составлении обзора использовались открытые и доступные источники научно-технической информации за последние 15 лет.

Рассматривались различные методы исследований: аналитические и натурные [2, 9–13], экспериментальные [8, 14] и численные [15–34]. Было составлено краткое описание методик, используемых в исследованиях. Приведены формулы, используемые для приближенной оценки НДС железобетонного экрана. В рамках обзора опыта применения метода численного моделирования было дано краткое описание используемых моделей нелинейного деформирования каменной наброски. Это было сделано для того, чтобы оценить точность результатов численного моделирования.

РЕЗУЛЬТАТЫ

Приближенные аналитические методы расчета

Pinto, Marques, Hunter около 20 лет назад предложили расчетные способы определения осадок гребня плотины и максимальных прогибов железобетонного экрана [2, 9]. Они получили широкое распространение для анализа условий формирования НДС плотины, так как увязаны с данными натурных наблюдений.

Предложенные аналитические способы основаны на простейших, приближенных расчетных схемах работы плотины (рис. 1). Принимается, что перемещения точек плотины зависят только от сжимаемости ниже расположенного отсека грунта. Вывод расчетных формул осуществляется на основе использования базовых законов механики сплошного деформируемого тела.

Осадка плотины в i -той точке (рис. 1, а) может быть определена по формуле:

$$s = \frac{\gamma H_i^d h_i^d}{E_v},$$

где γ — удельный вес грунта тела плотины; H_i^d — высота плотины над рассматриваемой i -той точкой; h_i^d — высота сжимаемого слоя плотины под рассматриваемой i -той точкой; E_v — модуль линейной деформации грунта тела плотины в вертикальном направлении.

Приняв, что максимальные строительные осадки наблюдаются в центре плотины, из данной формулы можно получить выражение для определения величины максимальной осадки плотины:

$$s_{\max} = \frac{\gamma H^2}{4 \cdot E_v}.$$

Прогиб i -той точки железобетонного экрана под действием гидростатического давления (рис. 1, б) может быть определен по формуле:

$$U_n = \frac{\gamma_0 H_i^w h_i^w}{E_t},$$

где γ_0 — удельный вес воды; H_i^w — глубина воды над рассматриваемой i -той точкой; h_i^w — толщина

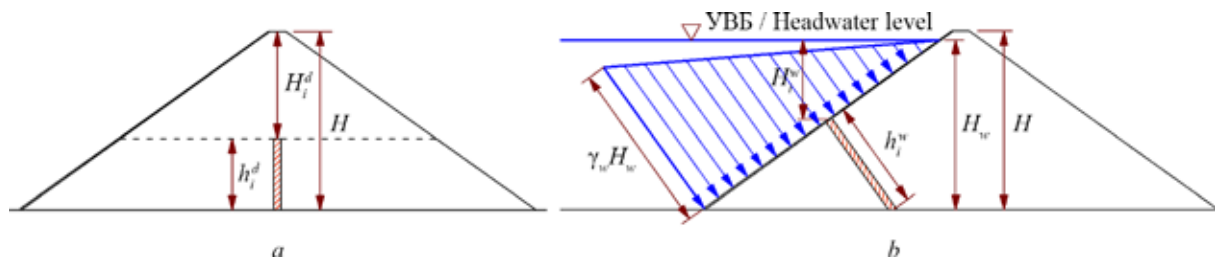


Рис. 1. Расчетные схемы для определения осадок плотины (а) и прогибов железобетонного экрана (б)

Fig. 1. Calculation schemes for determining the sediment of the dam (а) and deflections of the reinforced concrete screen (б)

сжимаемого слоя плотины под рассматриваемой i -той точкой; E_i — модуль линейной деформации грунта тела плотины в наклонном направлении.

На основе данной формулы можно получить формулу для приближенной оценки максимальных прогибов железобетонного экрана. Она была предложена Pinto, Marques:

$$U_n^{\max} = \frac{0,003 H^2}{E_i},$$

где H — высота плотины.

В приведенных формулах не учитывается возможность бокового расширения грунта. Для учета этого явления следует добавить в их правую часть коэффициент 0,8...0,85 [7, 12].

Могут быть получены и более точные формулы. В работе [13] М.П. Саиновым получена следующая формула для определения величины максимального прогиба железобетонного экрана:

$$U_n^{\max} = \frac{\gamma_w H^2 \beta}{E m} \cdot \frac{\sqrt{1+m^2}}{4},$$

где E — модуль линейной деформации грунта тела плотины; β — коэффициент бокового расширения грунта тела плотины; m — заложение верхового откоса грунтовой плотины.

Сравнение с результатами численного моделирования показывает, что данная формула обеспечивает хорошую точность прогноза перемещений экрана. Однако область применения аналитических методов ограничивается только определением перемещений плотины и экрана. В работе [13] показано,

что использование приближенной расчетной схемы не позволяет достоверно спрогнозировать параметры НДС экрана, так как оно формируется не только деформациями изгиба.

Тем не менее, указанные выше формулы могут использоваться для оценки влияния разных факторов на НДС экрана. В частности, их можно использовать для оценки осредненной деформируемости каменной наброски. В трудах [7, 8, 10] приведены данные натурных измерений за максимальными осадками ряда плотин и максимальными прогибами их железобетонного экрана. На рис. 2 приведена зависимость величин перемещений ряда плотин в зависимости от их высоты.

Из анализа рис. 2 можно заметить, что деформируемость каменной наброски изменяется в широких пределах — в разных плотинах она может различаться на порядок.

Можно также заметить, что при восприятии гидростатического давления деформируемость каменной наброски существенно ниже, чем при восприятии собственного веса. Этот факт отражает нелинейность ее характера деформируемости. Этот эффект замечен давно [2]. Считается, что он проявляется в узких створах. При расчетах НДС плотины рекомендуют принимать $E_i > E_v$.

Лабораторное моделирование

Физическое моделирование НДС грунтовых плотин довольно затруднительно в силу влияния масштабного эффекта. Тем не менее в последнее время стал применяться и такой метод. В институте водных ресурсов и гидроэнергетики (Китай) проводи-

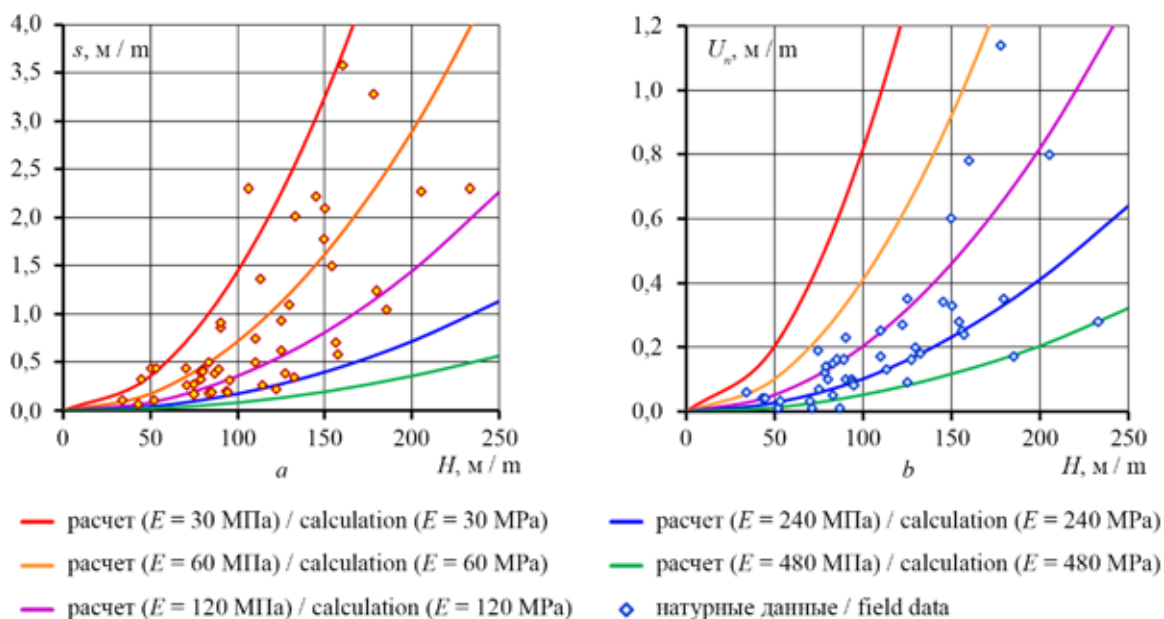


Рис. 2. Натурные и расчетные данные по определению максимальных осадок плотины (а) и максимальных прогибов железобетонного экрана (б)

Fig. 2. Field and design data for the determination of the maximum draft of the dam (а) and the maximum deflections of the reinforced concrete screen (б)

лись исследования НДС плотины с железобетонным экраном методом центробежного моделирования. Для этого использовалась центрифуга с максимальным радиусом 5 м, которая способна обеспечивать вращение каретки размером $1,5 \times 1,0 \times 1,2$ м, создавая ускорение $300g$ [14]. С помощью этого оборудования исследовалась модель плотины Daegok, проектируемой в Южной Корее [8]. Модель плотины Daegok высотой 51,8 м была выполнена в масштабе 1:70. Модель плотины высотой 370 мм испытывалась в каретке $1335 \times 740 \times 685$ мм. Каменная наброска моделировалась с помощью модельного щебенистого материала максимальной крупностью 60 мм. Железобетонный экран моделировался с помощью многослойной стеклопластиковой пластины толщиной 1,5...2 мм. Деформации экрана фиксировались с помощью тензодатчиков.

По результатам исследований было выявлено наличие растягивающих напряжений в железобетонном экране. Однако точность моделирования достаточно низкая. Сравнение показало, что прогибы модельной плотины очень велики по сравнению с теми, которые наблюдались в реальных плотинах. Именно этим может быть объяснено возникновение в экране растягивающих напряжений.

Более перспективным методом исследований НДС грунтовых плотин с железобетонным экраном является численное моделирование.

Численное моделирование

В настоящее время численное моделирование широко используется для расчетного обоснования и исследований плотин. Это объясняется тем, что оно предоставляет широкие возможности при минимуме затрат. С помощью численного моделирования можно проводить расчеты на все виды нагрузок и воздействий, исследовать различные варианты конструкции и даже воспроизводить процессы разрушения конструкции. На рынке программного обеспечения есть целый ряд вычислительных программ, реализующих различные численные методы и позволяющих решать самые разнообразные задачи.

Для численного моделирования НДС каменно-набросных плотин с железобетонным экраном используют метод конечных элементов. Он позволяет учитывать все основные факторы, определяющие НДС грунтовых плотин с негрунтовыми противофильтрационными элементами: нелинейность деформирования грунтов и иных материалов, наличие в конструкции швов и трещин, последовательность возведения плотины и ее нагружения внешними нагрузками. Для описания нелинейного характера деформирования грунтов используются различные модели. Для моделирования потери сдвиговой прочности в швах и контактах используется модель Кулона. Учитывается также возможность раскрытия контактов и швов.

Для расчетов грунтовых плотин с железобетонным экраном (ЖБЭ) исследователями используются различные программные комплексы: DIANA [15, 16, 18], PLAXIS [17, 23, 28, 20], FLAC3D [17, 29], GEODYNA [18], ALLFINE и SAP2000 [24], ABAQUS [19, 27]. Соответственно, выбор программного комплекса определяет возможности по использованию моделей деформирования грунта. Китайские исследователи, как правило, используют ABAQUS, так как им предоставлена возможность вносить добавления в исходный код программы.

Модели грунта. Для описания нелинейности деформирования каменной наброски, как правило, используются модели грунта, основанные на условии прочности Кулона – Мора.

Модель Кулона – Мора использована в исследованиях [15–18, 29]. Однако при ее применении, как правило, учитывается тот факт, что модуль линейной деформации грунта возрастает с ростом напряжения бокового обжатия. При расчетах модуль принимается переменным в процессе нагружения. Такие возможности дают программные комплексы DIANA, PLAXIS, GEODYNA.

Пользователи PLAXIS часто применяют модель упрочняющегося грунта Hardening Soil [23, 27]. В этой модели принимается, что по мере приближения к предельному состоянию модуль деформации не изменяется, он принимается неким средним между начальным и конечным². В расчетах используется модуль линейной деформации E_{50} . Он соответствует точке на графике (рис. 3, а), в которой интенсивность касательных напряжений равна половине от предельной. Можно сказать, что это некий осредненный модуль линейной деформации. На ветви разгрузки вводятся иные характеристики деформируемости.

Модель Hardening Soil носит название модели упрочняющегося грунта, так как она учитывает тот факт, что по мере увеличения бокового обжатия модуль деформации увеличивается. В качестве напряжения обжатия используется минимальное главное напряжение σ_3 (с учетом того, что положительное напряжение соответствует сжатию). Для построения функции зависимости модуля деформации от прочностного состояния вводится понятие опорного уровня напряжений. Формула для определения текущего значения модуля линейной деформации E_{50} принимается в виде:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left[\frac{c \cdot \cos \varphi + \sigma_3 \sin \varphi}{c \cdot \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right]^m,$$

² Schanz T., Vermeer P.A., Bonnier P.G. The hardening soil model: formulation and verification // Beyond 2000 in Computational Geotechnics. Balkema. Rotterdam. 1999. Pp. 281–290.

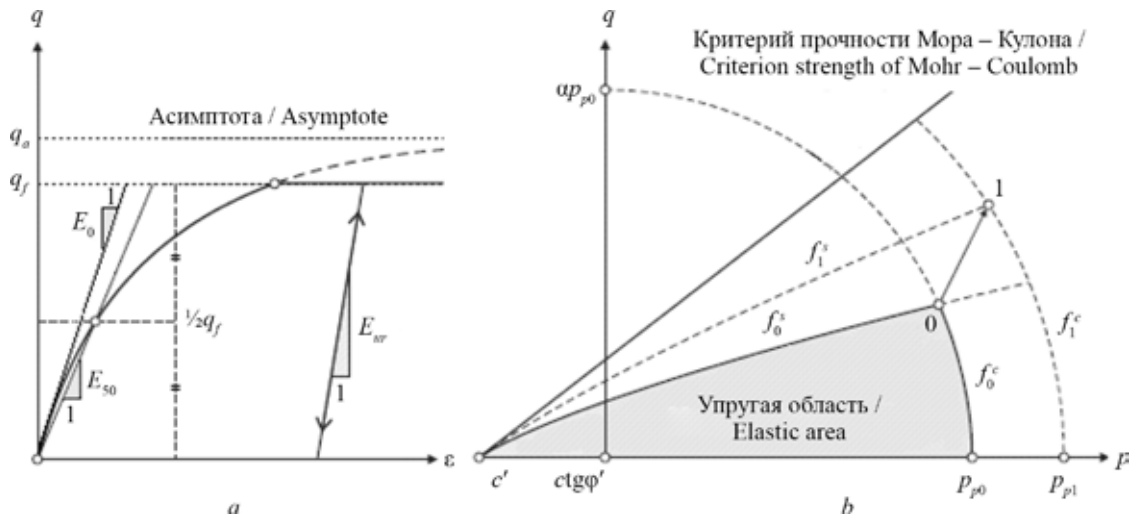


Рис. 3. Схема к определению модуля деформации грунта по модели упрочняющегося грунта (Hardening Soil): *a* — на девиаторном участке; *b* — разграничение областей упругих и пластических деформаций; *q* — интенсивность касательных напряжений; ϵ — относительная линейная деформация; E_0 — начальный модуль линейной деформации; E_{ur} — модуль линейной деформации при разгрузке; ϕ — угол внутреннего трения; c — удельное сцепление; p — напряжение всестороннего обжатия

Fig. 3. Scheme for determining the modulus of soil deformation according to the model of hardening soil (Hardening Soil): *a* — in the deviator section; *b* — delineation of the areas of elastic and plastic deformations; *q* — the intensity of tangential stresses; ϵ — relative linear deformation; E_0 — the initial linear strain modulus; E_{ur} — the linear strain modulus upon unloading; ϕ — the angle of internal friction; s is the specific adhesion; p is the stress of all-round reduction

где E_{s0}^{ref} — значение модуля деформации при опорном уровне напряжений; p^{ref} — опорный уровень напряжений обжатия.

В модели грунта Hardening Soil учитывается и явление дилатансии (контракции). Угол дилатансии ψ принимается постоянным, его величину выражают в долях от угла внутреннего трения ϕ . Величина объемной деформации грунта от наличия дилатансии определяется по формуле:

$$\frac{\epsilon_v}{\epsilon_1^{lim}} = \frac{2 \sin \psi}{1 - \sin \psi},$$

где ϵ_v — объемная деформация при сдвиге; ϵ_1^{lim} — предельное значение осевой деформации при сдвиге.

Однако более широкое применение при исследованиях НДС грунтовых плотин нашла модель грунта Дункана – Чанга, так называемая гиперболическая модель. Эта модель не приобрела широкой известности в России, но именно ее используют большинство исследователей и расчетчиков грунтовых плотин за рубежом [20, 30–33]. Эта деформационная модель нашла широкое применение потому, что при всей относительной простоте позволяет учесть ключевые эффекты нелинейности деформирования грунта. Она учитывает и «упрочнение» (правильнее — снижение деформируемости) грунта

при обжатии и повышение деформируемости грунта по мере приближения к предельному состоянию.

Гиперболическая модель основана на предложении Конднера, высказанном в 1963 г. Конднер показал, что для грунтов нелинейные кривые зависимости деформаций от напряжений (рис. 3) можно с высокой степенью точности аппроксимировать гиперболической формулой³:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\epsilon}{a + b \epsilon},$$

где σ_1, σ_3 — соответственно максимальное и минимальное сжимающие главные напряжения; ϵ — осевая линейная деформация; a, b — эмпирические параметры гиперболической кривой.

Параметры гиперболической кривой могут быть определены по результатам анализа стабильметрических испытаний. Параметр обратно пропорционален начальному значению модуля линейной деформаций E_f .

Асимптота гиперболы $(\sigma_1 - \sigma_3)_a$ находится несколько выше значения $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, при котором деформации начинают резко возрастать. Отношение

³ Kondner R.L. Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils // Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. 1963. Vol. 89. Issue 1. Pp. 115–143.

$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_a}$ обозначается как R_f . По Конднеру отношение R_f находится в пределах 0,75...1,0.

В этом случае уравнение гиперболической кривой получается следующим:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{E_i} + \varepsilon \frac{R_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}}$$

Из данного выражения можно получить формулы для определения текущего значения модуля E линейной деформации грунта. В случае, если расчет ведется для доли нагрузки, текущее значение модуля выражает связь между приращениями напряжений и приращениями деформаций. Тогда формула для определения E получается путем дифференцирования уравнения гиперболической кривой:

$$E = \frac{\partial(\sigma_1 - \sigma_3)}{\partial \varepsilon} = \frac{\frac{1}{E_i}}{\left(\frac{1}{E_i} + \frac{R_f \varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right)^2}$$

Так же как в большинстве других моделей, для учета влияния бокового обжатия на деформируемость грунта используется степенная зависимость. В 1963 г. Janbu предложил связать величину начального модуля линейной деформации с напряжением обжатия σ_3^4 :

$$E_i = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n,$$

где K — коэффициент, выражающий в безразмерном виде величину начального модуля линейной деформации; p_a — атмосферное давление; n — показатель степени.

В данную формулу величина атмосферного давления введена с целью придания ей однородности по размерности в любой системе единиц измерения. С учетом упрощений формула принимает вид:

$$E = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \left(1 - \frac{R_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right)^2$$

Дункан и Чанг предложили связать величину $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ с сопротивлением сдвигу с помощью условия прочности Мора – Кулона:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cdot \cos \varphi + 2\sigma_3 \cdot \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

⁴ Janbu N. Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests // Proceedings of the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Germany. 1963. Vol. 4. Pp. 19–25.

Тогда

$$E = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \left(1 - R_f \frac{(1 - \sin \varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cdot \cos \varphi + 2\sigma_3 \cdot \sin \varphi} \right)^2$$

Первоначально модель Дункана – Чанга не учитывала изменение коэффициента Пуассона в процессе нагружения. Для исправления этого недостатка в 1980 г. Дунканом была предложена формула и для модуля объемной деформации

$$E_0 = K_b p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^m,$$

где K_b — коэффициент, выражающий в безразмерном виде величину модуля объемной деформации; m — показатель степени.

Модель Дункана – Чанга широко используется и постоянно совершенствуется китайскими исследователями. В нее внесены добавления, позволяющие учитывать реологические свойства грунта [31–33].

Все перечисленные выше модели являются деформационными.

Модели пластического течения используются редко [15, 16, 24]. В исследованиях [24] использована модель Cam Clay. Использование моделей пластического течения ограничено недостатком данных о результатах испытаний каменной наброски.

Имеются случаи использования иных, менее известных моделей [25].

Деформационные модели удобны для численной реализации, поэтому именно они получили наибольшее применение в инженерной практике. Их недостатком является то, что они хорошо описывают поведение грунта для конкретного случая стабилметрического испытания, а при более сложных траекториях нагружения они могут применяться лишь приближенно.

Однако необходимо отметить, что точность использования моделей оценить очень сложно. Это связано с тем, что данных о результатах экспериментальных исследований деформируемости каменной наброски немного. Можно отметить исследования Marsal⁵, Maraci⁶, Gupta⁷, Linero⁸ и Jia [35].

⁵ Marsal R.J. Large scale testing of rockfill materials // Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE. 1967. No. 93 (2). Pp. 27–43.

⁶ Marachi N.D., Chan C.K., Seed H.B. Evaluation of properties of rockfill materials // Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering. ASCE. 1972. No. 98 (1). Pp. 95–114.

⁷ Varadarajan A., Sharma K.G., Venkatachalam K., Gupta A.K. Testing and modeling two rockfill materials // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE. 2003. No. 129 (3). Pp. 206–218.

⁸ Linero S., Palma C., Apablaza R. Geotechnical characterization of waste material in very high dumps with large-scale triaxial testing // Proceedings, International Symposium on Rock Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering. Perth, Australia. 2007. Pp. 59–76.

Более того, проведенное нами в работе [12] сравнение показало, что полученные в результате экспериментальных исследований параметры деформируемости каменной не вполне соответствуют реальным. В большинстве случаев деформируемость каменной наброски в теле современных плотин оказывается ниже, чем та, которая определена в результате стабилметрических испытаний. Это объясняется сложностью проведения экспериментальных исследований деформируемости каменной наброски. Каменная наброска представляет собой крупнообломочный грунт, размеры частиц которого могут достигать 1000 мм. Для испытаний такого грунта требуются крупномасштабные приборы. Обычно эксперименты проводят не с самой наброской, а с их мелкозернистыми аналогами, имеющими к тому же существенно более низкую плотность. Только в последнее время появились экспериментальные исследования грунта, приближающегося по своим свойствам к каменной наброске реальных плотин [35].

В силу неопределенности деформативных свойств каменной наброски при численном моделировании параметры нелинейных моделей для нее определяются по опыту. Учитывая этот факт, невозможно доказать, что использование нелинейных моделей повышает точность исследований. По этой причине, по нашему мнению, при исследованиях НДС каменно-набросных плотин вполне применимы упрощенные модели деформируемости каменной наброски.

Конечно-элементные модели сооружений. Современные вычислительные программные комплексы предоставляют исследователям большие возможности. Они позволяют вести расчеты НДС сооружений в пространственной постановке с использованием объемных конечно-элементных моделей. Многие из перечисленных выше исследований проведены для пространственных условий [16, 17, 19, 21, 30, 31, 33].

Для таких расчетов создаются сложные конечно-элементные модели. Основная их сложность состоит не столько в отражении сложной формы сооружения, сколько в учете неоднородности строения плотины и последовательности ее возведения.

Хорошо известно, что последовательность возведения плотины может оказывать значительное влияние на формирование НДС плотины. В качестве одной из причин образования трещин в экране плотины Tianshengqiao-1 называют восприятие гидростатического давления неполным профилем [5]. Поэтому при расчетах, как правило, учитывается последовательность возведения и нагружения плотины. Расчеты проводятся для нескольких моментов времени — рассматривается несколько этапов возведения каменной насыпи, отдельно моделируется возведение железобетонного экрана и постепенное заполнение водохранилища [15, 16, 18, 19, 24, 32].

Значительную сложность создает моделирование самого железобетонного экрана, так как он представляет собой жесткую и тонкостенную конструкцию. Решение задачи о напряженном состоянии жесткой тонкостенной конструкции, испытывающей изгиб, сложно даже в случае подробной конечно-элементной модели. Есть риск получить неточные результаты. Ранее нами данное явление было продемонстрировано на примере решения задач о НДС грунтовых плотин с тонкостенными негрунтовыми противодиффузионными конструкциями [36, 37].

Все описанные выше факторы требуют подробной конечно-элементной разбивки. Однако часто (особенно при решении пространственных задач) создавать подробные конечно-элементные модели затруднительно. Поэтому некоторые исследователи ограничиваются определением перемещений каменной насыпи, а сам железобетонный экран не моделируют [20, 23, 27–29, 31, 32, 34]. Иногда исследование проводят в две стадии — сначала моделируют поведение грунтовой насыпи, а затем ее перемещения передают железобетонному экрану и определяют его НДС [24].

Нами было показано, что для получения адекватных результатов решения задачи НДС плотины с негрунтовыми противодиффузионным элементом необходимо применять конечные элементы высокого порядка. Чаще всего моделирование грунтового сооружения осуществляют с помощью элементов низкого порядка: в плоской постановке — это треугольные конечные элементы с линейной аппроксимацией перемещений [17, 23], а в пространственной постановке — конечные элементы в виде пирамид или призм произвольной формы [16, 19, 21, 30, 33]. Только некоторые исследователи используют конечные элементы с квадратичной аппроксимацией в виде треугольников (для плоской задачи) [15] и пирамид (для пространственных задач) [16]. Для моделирования самого экрана иногда применяют конечные элементы в виде оболочек [15, 16].

Обязательным условием при создании конечно-элементной модели каменно-набросной плотины с железобетонным экраном является моделирование периметрального шва, отделяющего экран от основания. По натурным данным этот шов всегда раскрывается⁹. Для описания нелинейного поведения шва используются контактные конечные элементы [33]. Эти же элементы используются и для описания поведения контакта экрана с упорной призмой, хотя нелинейность поведения этого контакта проявляется в редких случаях. Наличие в экране вертикальных межсекционных швов моделируется ред-

⁹ ICOLD. Concrete Face Rockfill dam: Concepts for design and construction // International Commission on Large Dams. 2010. Bulletin 141. 401 p.

ко. Примерами могут служить работы [16, 19, 25]. Исследования [30, 33, 38] были посвящены работе межсекционных швов. В них показано, что влияние швов на НДС экрана заметное, кардинальное. Нормальная и касательная жесткости швов, как правило, принимаются постоянными, исключение составляет исследование [30].

Анализ результатов численного моделирования

Проведенный нами аналитический обзор результатов численных НДС каменно-набросных плотин с железобетонным экраном, показал, что эти результаты, во-первых, противоречивы в части качественной картины напряженного состояния экрана, а, во-вторых, не дают полной информации о работе железобетонного экрана. Эти отличия и недостатки будут рассмотрены ниже.

Например, в труде [18] для плотины Zipingpu высотой 156 м (Китай) было получено, что железобетонный экран сжат как в направлении вдоль склона (напряжениями до 11 МПа — рис. 4), так и в направлении от борта к борту (напряжениями до 6,5 МПа — рис. 5). При этом не указано, для какой из граней экрана (верховой или низовой) был проведен анализ напряженного состояния.

Нахождение ЖБЭ в состоянии двухосного сжатия, отсутствие растягивающих напряжений могут быть связаны с высокими деформативными характеристиками каменной наброски, принятыми в расчете. Максимальный расчетный прогиб экрана такой высокой плотины составил лишь 23,1 см (рис. 6). Расчетная строительная осадка плотины составила 73,4 см, т.е. менее 0,5 % от высоты плотины. Это значение близко к данным натурных наблюдений. Сомнение вызывает распределение перемещений плотины и экрана. По результатам расчетов основная часть плотины смещается в сторону нижнего бьефа, в то время как область у верхового откоса и сам экран — в сторону верхнего бьефа.

Представленные результаты исследований НДС плотины Zipingpu отличаются от результатов, проведенных в работе [25]. Для этой же плотины [25] было получено, что ЖБЭ испытывает сжатие только до наполнения водохранилища (рис. 7). После наполнения водохранилища в центре ЖБЭ сжимающие напряжения в направлении от борта к борту снижаются до 3 МПа, а в бортовых секциях возникают небольшие зоны растягивающих напряжений (рис. 8). Напряженное состояние ЖБЭ

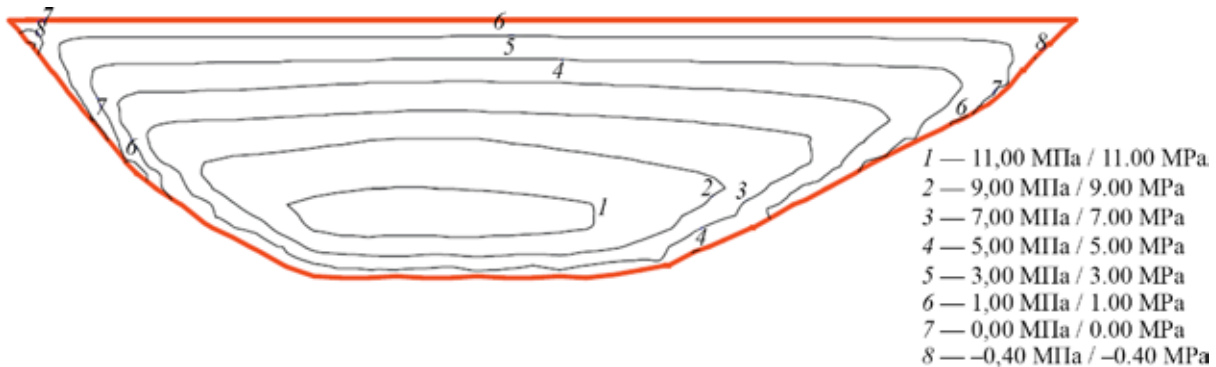


Рис. 4. Напряжения в направлении вдоль склона в экране плотины Zipingpu по результатам расчетов Bin Xu и др.

Fig. 4. Stresses in the direction along the slope in the screen of the Zipingpu dam according to the results of calculations by Bin Xu and others

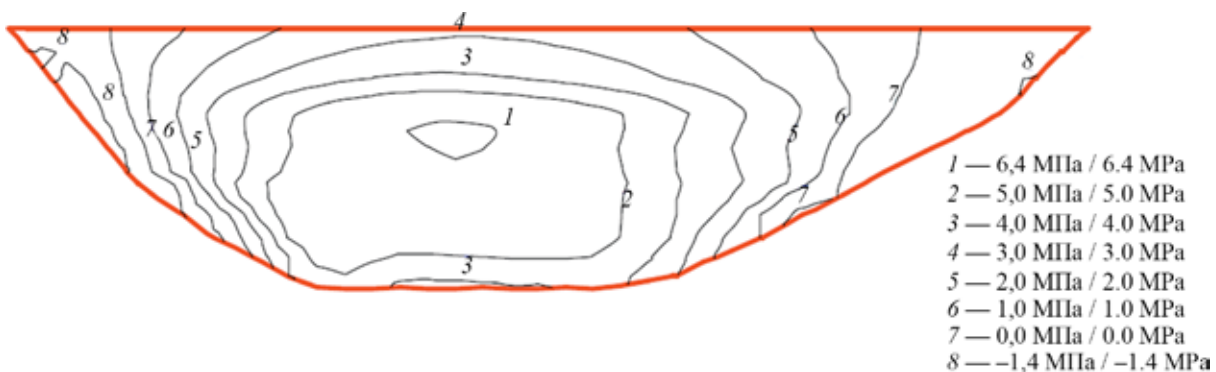


Рис. 5. Напряжения в направлении от борта к борту в экране плотины Zipingpu по результатам расчетов Bin Xu и др.

Fig. 5. Stresses in the direction from board to board in the screen of the Zipingpu dam according to the results of calculations by Bin Xu and others

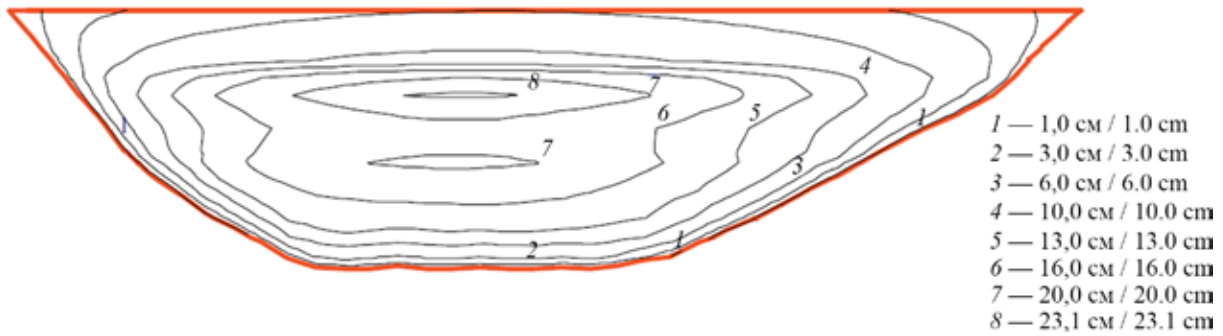


Рис. 6. Прогибы экрана плотины Zipingpu по результатам расчетов Bin Xu и др.

Fig. 6. Zipingpu dam screen deflections based on Bin Xu and other calculations

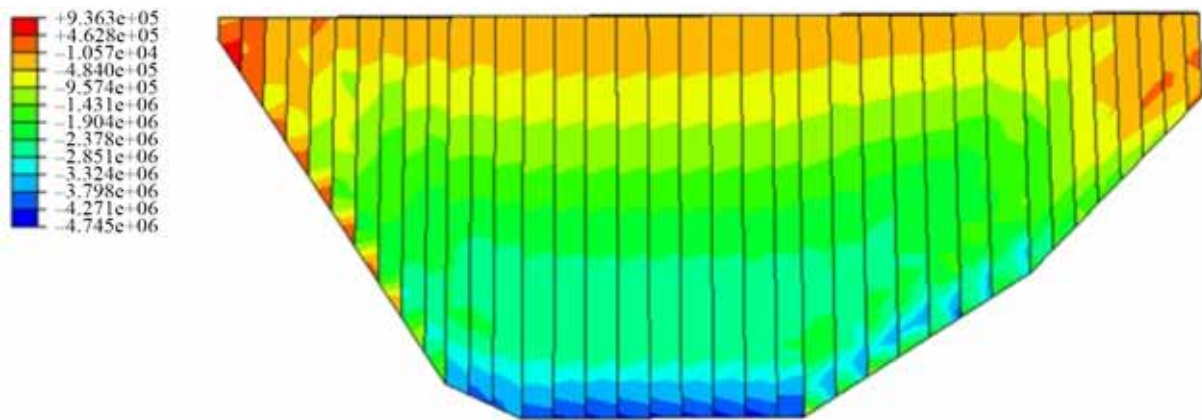


Рис. 7. Напряжения в направлении от борта к борту в экране плотины Zipingpu (до наполнения водохранилища) по результатам расчетов Ghadrhan и др.

Fig. 7. Stresses in the direction from board to board in the screen of the Zipingpu dam (before filling the reservoir) according to the results of calculations by Ghadrhan and other

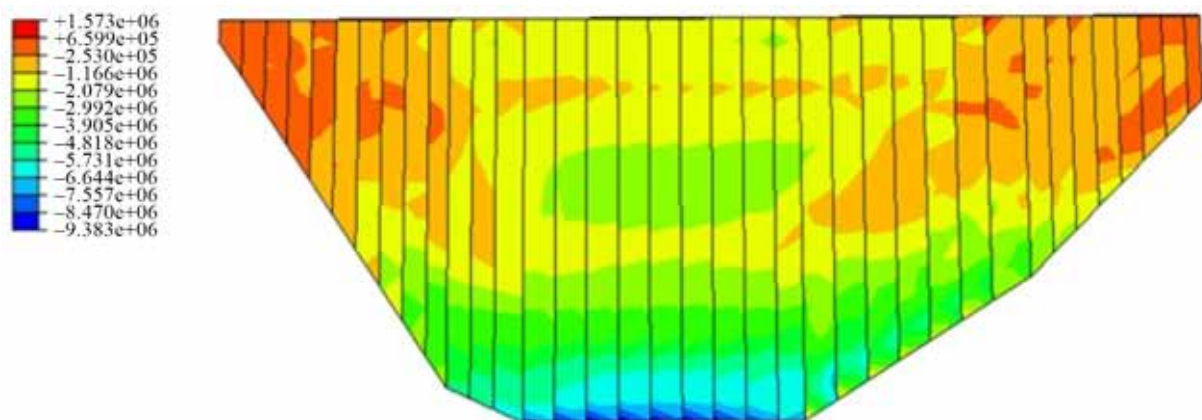


Рис. 8. Напряжения в направлении от борта к борту в экране плотины Zipingpu (после наполнения водохранилища) по расчетам Ghadrhan и др.

Fig. 8. Stresses in the direction from board to board in the screen of the Zipingpu dam (after filling the reservoir) according to the results of calculations by Ghadrhan and other

в направлении вдоль откоса в исследованиях [25] не анализировалось.

Возникновение в железобетонном экране растягивающих напряжений в направлении от борта к борту получено расчетом и другими исследователями [17, 30].

В труде [17] проводились расчеты НДС плотины La Yesca высотой 100 м (Чили). Было получено, что центр экрана сжат напряжениями 4,8 МПа, а бортовые сечения испытывают растягивающие напряжения, которые достигают 9,8 МПа у бортов (рис. 9).

Полученные расчетом растягивающие напряжения очень велики, ведь по данным расчетов прогиб экрана составил всего 17 см. Возможно, такой результат объясняется использованием конечных элементов низкого порядка. Напряженное состояние экрана в направлении вдоль склона в данном исследовании также не анализировалось.

Наиболее обстоятельные расчеты проводят турецкие исследователи Arıcı и Özel [15, 16]. Они производят моделирование сооружений с уче-

том подробной схемы возведения и загрузки, с использованием конечных элементов высокого порядка. В конечно-элементной модели экрана учитывается наличие межсекционных швов, а также возможность трещинообразования в бетоне.

Для плотины Sokal (Турция) высотой 83 м ими [15, 16] было получено, что в направлении от борта к борту ЖБЭ испытывает сжатие величиной до 0,75 МПа (рис. 10). В направлении вдоль откоса в нижней части экрана сжимающие напряжения при наполнении водохранилища переходят в растягивающие, в результате чего в ЖБЭ образуются трещины (рис. 11).

Расчетами было получено, что периметральный шов открывается на большом протяжении (рис. 12). Растягивающие напряжения испытывают и многие вертикальные межсекционные швы (рис. 13).

В этом исследовании получена качественно иная картина напряженного состояния в направлении вдоль откоса. В отличие от работ [18, 30] в [15, 16] получено, что нижняя часть экрана испытывает растягивающие напряжения в направлении

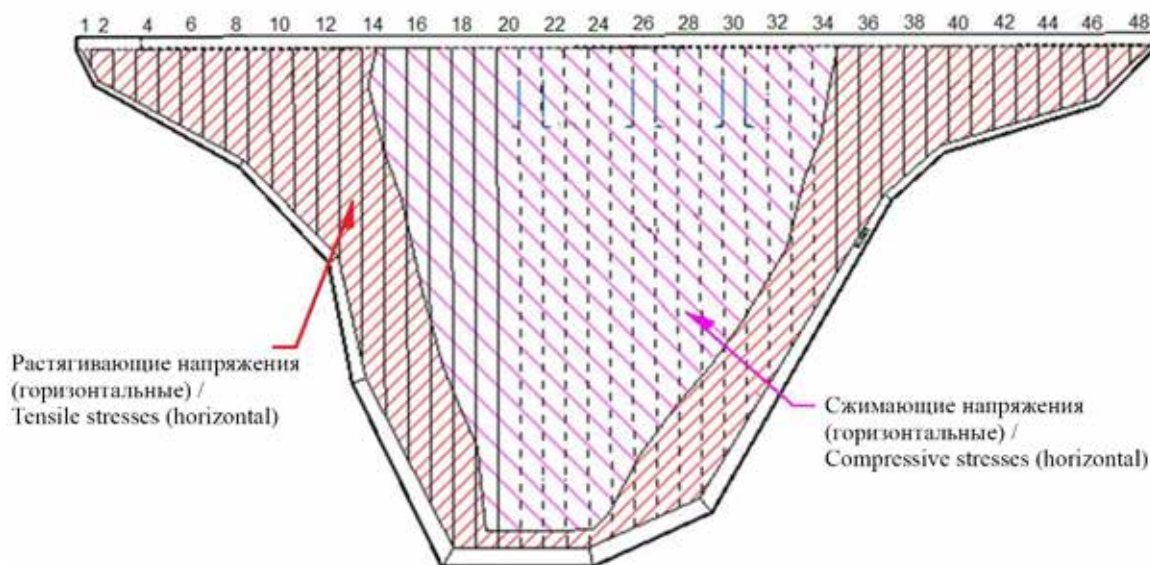


Рис. 9. Напряжения в направлении от борта к борту в экране по результатам расчетов Alemán Velásquez и др.

Fig. 9. Stresses in the direction from board to board in the screen according to the results of calculations by Alemán Velásquez and other

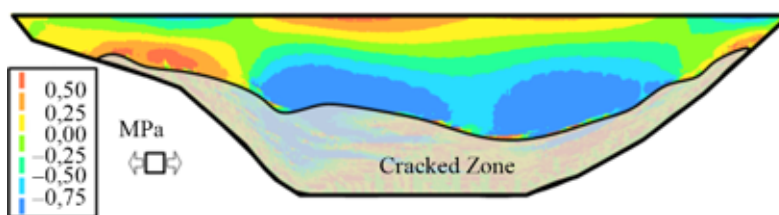


Рис. 10. Напряжения в направлении от борта к борту в экране плотины Sokal по результатам расчетов Özel и Arıcı

Fig. 10. Stresses in the direction from board to board in the screen Cokal dam according to the results of calculations by Özel and Arıcı

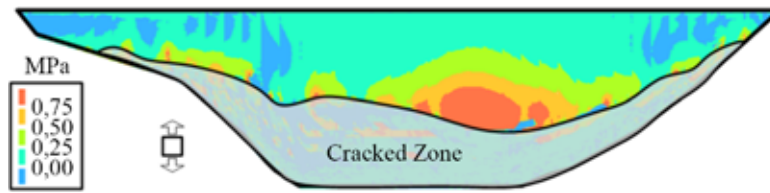


Рис. 11. Напряжения в направлении вдоль склона в экране плотины Cokal по результатам расчетов Özel и Arici

Fig. 11. Stresses in the direction along the slope in the screen of the Cokal dam according to the results of Özel and Arici calculations

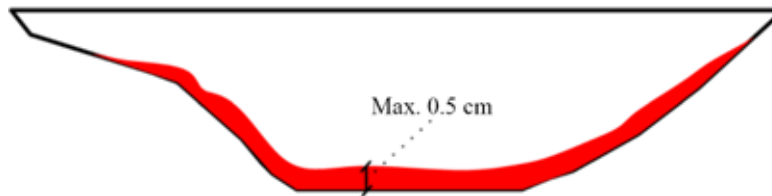


Рис. 12. Раскрытия периметрального шва экрана плотины Cokal по результатам расчетов Özel и Arici

Fig. 12. Disclosing the perimeter seam of the Cokal dam screen based on the results of Özel and Arici calculations

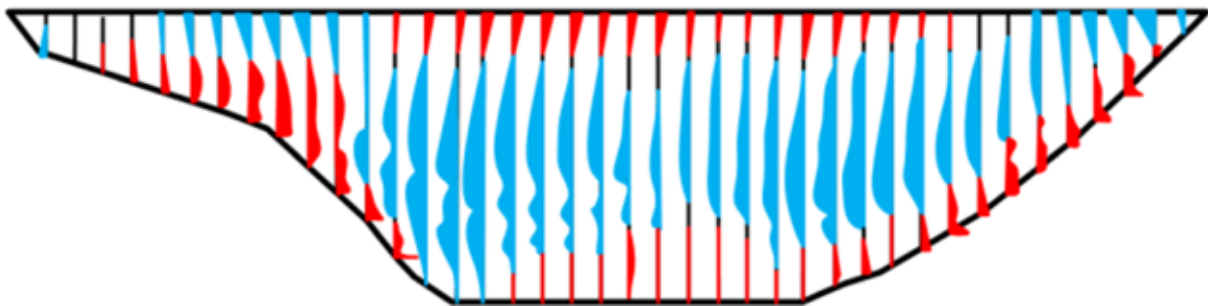


Рис. 13. Состояние вертикальных швов в экране плотины Cokal по результатам расчетов Özel и Arici. Синие эпюры показывают сжатие швов, красные — раскрытие (растяжение)

Fig. 13. The condition of the vertical seams in the screen of the Cokal dam according to the results of Özel and Arici calculations. Blue epures show the compression of the seams, red — disclosure (stretching)

вдоль экрана. Однако при проведении исследований в пространственной постановке не анализировалось различие между напряженным состоянием верховой и низовой граней железобетонного экрана. По результатам исследований в плоской постановке Arici было показано наличие растяжения как на верховой, так и низовой гранях экрана.

Появление растягивающих напряжений в направлении вдоль экрана было получено расчетами греческими исследователями [19] для плотины Mesosochora высотой 150 м (рис. 14). Данная плотина располагается в широком створе. Растягивающие напряжения были получены при прогибе экрана на 39,2 см, т.е. 0,26 % от высоты плотины.

Таким образом, результаты разных численных исследований НДС экрана имеют как схожие черты, так и различия. Во всех исследованиях центральная часть экрана испытывает сжатие в направлении от борта к борту (рис. 15). С наличием зоны высоких

сжимающих напряжений связывают образование в экранах ряда плотин вертикальных трещин [3–6].

Напряженное состояние прибортовых секций экрана получают различным. В одних исследованиях эти секции испытывают сжатие в направлении от борта к борту (рис. 5, 15), а в других — растяжение (рис. 9, 10). Образование в прибортовых секциях экрана ряда плотин наклонных трещин может быть объяснено возникновением растягивающих напряжений. Растяжение чаще всего связывают с влиянием сложных топографических условий или дефектами строительства [2].

Основным отличием результатов разных численных исследований является различие в качественной картине напряженного состояния в направлении вдоль экрана. Часто многие аналитики и исследователи утверждают, что железобетонный экран находится в состоянии двухосного сжатия в своей плоскости (в направлении от борта к борту

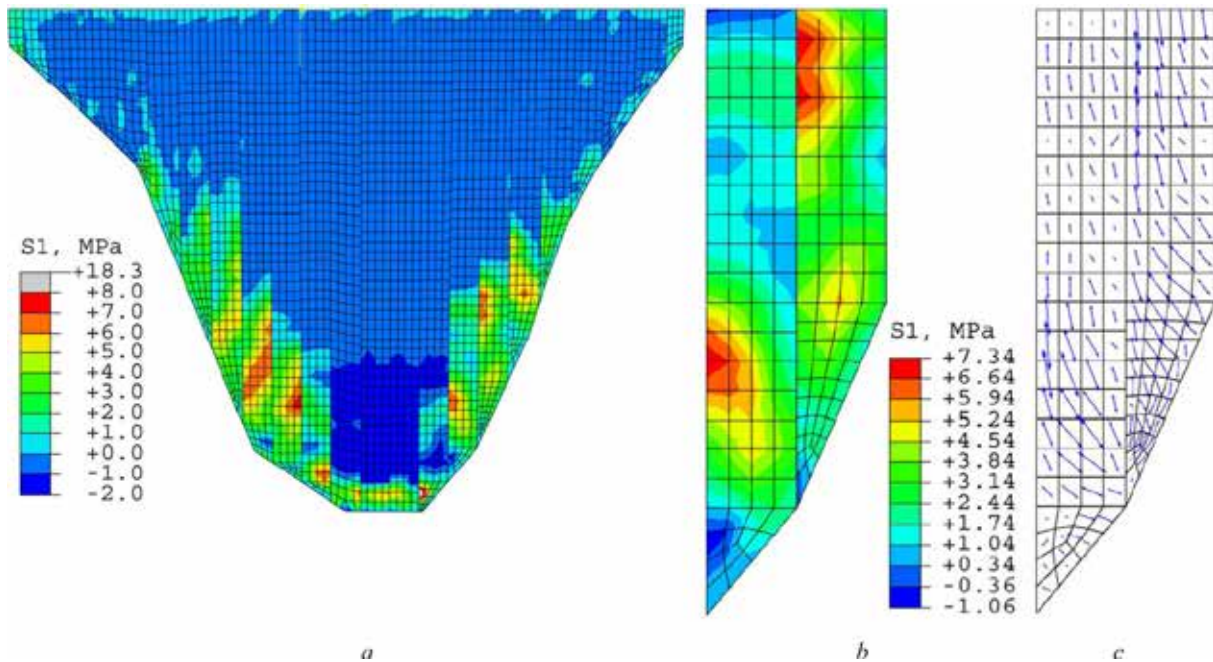


Рис. 14. Максимальные главные напряжения в экране плотины Messochora по результатам расчетов Dakoulas и др.: *a* — распределение напряжений во всем экране; *b, c* — фрагмент

Fig. 14. The maximum principal stresses in the screen of the Messochora dam according to the results of calculations by Dakoulas, et al.: *a* — stress distribution in the whole screen; *b, c* — fragment

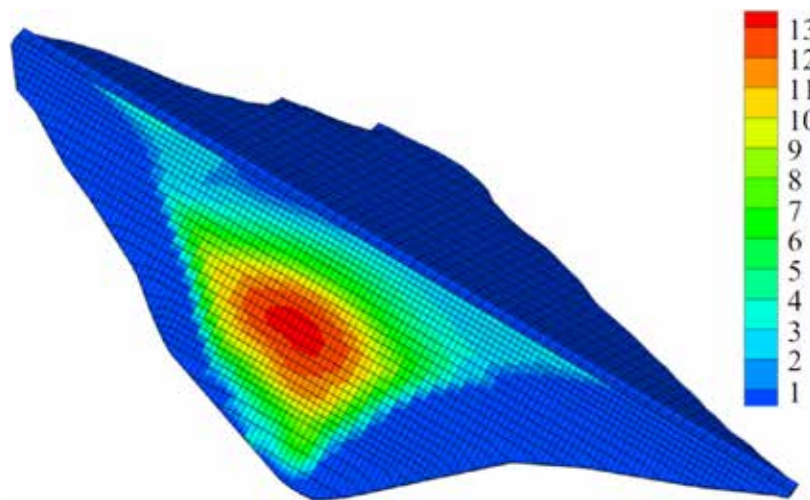


Рис. 15. Нормальные напряжения, МПа, в экране в направлении от борта к борту (вариант без учета вертикальных швов) по результатам исследований М.-Z. Zhou

Fig. 15. Normal stresses, MPa, in the screen in the direction from board to board (variant without vertical seams) according to the results of research М.-Z. Zhou

и в направлении вдоль откоса) [1]. Данное утверждение содержится в трудах Конгресса по большим плотинам¹⁰ и научно-технической литературе¹¹. Оно

подтверждается немногочисленными результатами численного моделирования [18].

¹⁰ ICOLD. Concrete Face Rockfill dam: Concepts for design and construction // International Commission on Large Dams. 2010. Bulletin 141. 401 p.

В трудах [15–16, 19] (рис. 11, 14), а также в наших исследованиях [38, 39] нижняя часть экрана растянута в направлении вдоль склона. Известные специалисты по проектированию грунтовых плотин с железобетонным экраном Ф. Маркес и Н. де Пинто [2] указывали, что появление растяжения в экране — вполне предсказуемое и объяснимое явление,

¹¹ Ляпичев Ю.П. Проектирование и строительство современных высоких плотин: учеб. пос. М.: Изд-во РУДН, 2004. 275 с.

связанное с тем, что экран прогибается. Кроме того, возникающие на контакте «бетон – грунт» силы трения также будут способствовать проявлению растяжения. В пользу предположения, что ЖБЭ испытывает растягивающие усилия, говорит то, что в подавляющем большинстве плотин в натурных условиях периметральный шов раскрывается¹⁰ [2].

Можно предположить несколько причин возникновения различий в результатах численного моделирования НДС железобетонного экрана. Их условно можно разделить на объективные (не зависящие от исследователя) и субъективные.

Объективные причины заключаются в различиях исходных данных, условиях расчета. К таким данным относятся геометрические параметры исследуемой плотины (высота, длина по гребню). Основной причиной можно считать значительный разброс в деформативных свойствах каменной наброски, заложенных в расчет.

В качестве субъективной причины можно назвать несовершенство использованных моделей сооружений. Используемые большинством авторов упрощенные конечно-элементные модели не позволяют одинаково качественно смоделировать взаимодействие массивного деформируемого тела плотин жесткого тонкостенного железобетонного экрана. На наш взгляд, этот фактор вызывает существенно большее искажение результатов, чем несовершенство использованных при исследованиях моделей грунта.

Кроме того, различия в результатах численного моделирования НДС железобетонного экрана могут быть вызваны неполнотой проведенного анализа. Во-первых, как правило, НДС экрана анализируется только по одной из граней (обычно верховой). Во-вторых, рассматривается только одно из главных напряжений (минимальное σ_3), в то время как другие не анализируются. Возможно, что неполнота анализа результатов НДС связана с недостаточной адекватностью результатов, получаемых с помощью упрощенных конечно-элементных моделей сооружения.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. В настоящее время единственным адекватным методом исследований напряженно-деформированного состояния каменно-набросных плотин с железобетонным экраном является численный метод — метод конечных элементов. Он позволяет вести исследования в пространственной постановке, использовать сложные модели деформирования грунтов, а также учитывать влияние множества важных факторов.

2. Несмотря на бурное развитие и применение численного моделирования вопрос о НДС железобетонных экранов и причинах трещинообразования в них к настоящему времени изучен недостаточно.

Можно констатировать, что не создано целостного и адекватного представления о работе каменно-набросных плотин с железобетонным экраном, об основных особенностях их НДС. Существуют качественные различия в оценке НДС железобетонного экрана, полученной разными авторами. Поэтому до сих пор вопрос о причинах трещинообразования в железобетонных экранах не является решенным.

3. Недостаточная изученность НДС железобетонных экранов каменно-набросных плотин объясняется несколькими причинами, часть которых является объективными, а другие — субъективными. Основная объективная причина — недостаток знаний о деформируемости каменной наброски в теле плотины. Результаты экспериментальных исследований, проведенных около полувека назад, не могут быть отнесены к каменной наброске в теле реальных плотин. Требуется проведение новых экспериментов, для чего создаются новые крупномасштабные экспериментальные установки. На данный момент вполне допустимо использование упрощенных моделей, описывающих нелинейный характер деформирования каменной наброски.

4. При использовании численных методов определения НДС каменно-набросных плотин с железобетонным экраном имеются сложности в моделировании поведения жестких тонкостенных конструкций, которыми являются железобетонные экраны. Для получения достоверных результатов требуется использование в конечно-элементной модели сооружения элементов высокого порядка. Как показал обзор, большинство исследователей используют простые конечные элементы, что не дает им возможность делать достоверные оценки.

5. При численных исследованиях НДС железобетонного экрана, как правило, не анализируется его состояние в направлении вдоль откоса, а также различие напряженного состояния между его верховой и низовой гранями. Это является большим недостатком представленных в научно-технической литературе результатов численных исследований НДС. Фиксируемый по результатам натурных наблюдений изгиб экрана говорит о том, что напряженное состояние низовой грани может быть не благоприятным. В экране могут появляться растягивающие напряжения, которые могут стать причиной образования в нем трещин.

6. Можно констатировать, что для деформируемости каменной наброски характерен большой разброс значений. Так как деформируемость каменной наброски является определяющим фактором, то неточность исходных данных прогнозного моделирования НДС каменно-набросных плотин с железобетонным экраном значительно снижает достоверность его результатов. В этой связи на данном этапе совершенствование нелинейных моделей деформирования каменной наброски не является приоритетной задачей. При проектировании целесообразно

проводить оценку НДС экрана для возможного диапазона деформативных свойств каменной наброски.

7. По-видимому, отсутствие глубокого анализа НДС железобетонного экрана связано с тем, что оно формируется множеством факторов, взаимное влияние которых может вести к различию результатов. Как правило, в проведенных исследованиях рассматривается поведение конкретного сооружения

в наперед заданных условиях, поэтому влияние различных факторов на НДС железобетонного экрана остается не изученным. Целесообразно выполнить исследования по выявлению влияния различных факторов на НДС железобетонного экрана и по их результатам определить наиболее эффективные способы повышения трещиностойкости железобетонных экранов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Радченко В.Г., Глазовский В.Б., Кассирова Н.А., Курнева Е.В., Дружинин М.А. Современное научное обоснование строительства каменнонабросных плотин с железобетонными экранами // Гидротехническое строительство. 2004. № 3. С. 2–8.
2. Pinto N.L.S., Marques F.P. Estimating the maximum face deflection in CFRDs // International Journal on Hydropower and Dams. 1998. Vol. 5. No. 6. Pp. 28–31.
3. Xavier L.V., Albertoni S.C., Pereira R.F., Antunes J. Campos Novos dam during second impounding // The International Journal on Hydropower & Dams. 2008. No. 15 (4). Pp. 53–58.
4. Johannesson P., Tohlang S.L. Lessons learned from Mohale // The International Water Power & Dam Construction. 2007. Vol. 59. Issue 8. Pp. 16–18, 20–22, 24–25.
5. Ma H.Q., Cao K.M. Key technical problems of extra-high concrete faced rock-fill dam // Science in China. Series E: Technological Sciences. 2007. Vol. 50. Issue S1. Pp. 20–33. DOI: 10.1007/s11431-007-6007-5
6. Freitas M.S.Jr. Concepts on CFRDs leakage control — cases and current experiences // ISSMGE Bulletin. 2009. Vol. 3. Issue 4. Pp. 11–18.
7. Wen L., Chai J., Xu Z., Qin Y., Li Y. A statistical review of the behaviour of concrete-face rockfill dams based on case histories // Géotechnique. 2018. Vol. 68. Issue 9. Pp. 749–771. DOI: 10.1680/jgeot.17.p.095
8. Seo M.-W., Ha I.S., Kim Y.-S., Olson S.M. Behavior of concrete-faced rockfill dams during initial impoundment // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2009. Vol. 135. Issue 8. Pp. 1070–1081. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000021
9. Hunter G., Fell R. Rockfill modulus and settlement of concrete face rockfill dams // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2003. Vol. 129. Issue 10. Pp. 909–917. DOI: 10.1061/(asce)1090-0241(2003)129:10(909)
10. Park H.G., Kim Y.-S., Seo M.-W., Lim H.-D. Settlement behavior characteristics of CFRD in construction period. Case of Daegok dam // Journal of the Korean Geotechnical Society. 2005. Vol. 21. No. 7. Pp. 91–105.
11. Won M.S., Kim Y.S. A case study on the post construction deformation of concrete face rockfill dams // Canadian Geotechnical Journal. 2008. Vol. 45. Issue 6. Pp. 845–852. DOI: 10.1139/t08-020
12. Саинов М.П. Полуэмпирическая формула для оценки осадок однородных грунтовых плотин // Приволжский научный журнал. 2014. № 4. С. 108–115.
13. Саинов М.П. Приближенная расчетная схема работы железобетонного экрана каменно-набросной плотины // Научное обозрение. 2016. № 18. С. 18–22.
14. Hou Y.J., Xu Z.P., Liang J.H. Centrifuge modeling of cutoff wall for CFRD built in deep overburden // Proceedings of International Conference of Hydropower. 2004. Pp. 86–92.
15. Arici Y. Investigation of the cracking of CFRD face plates // Computers and Geotechnics. 2011. Vol. 38. Issue 7. Pp. 905–916. DOI: 10.1016/j.compgeo.2011.06.004
16. Arici Y., Özel H.F. Comparison of 2D versus 3D modeling approaches for the analysis of the concrete faced rock-fill Cokal dam // Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 2013. Vol. 42. Issue 15. Pp. 2277–2295. DOI: 10.1002/eqe.2325
17. Velásquez J.D.A., Sánchez A.P., Lesso S.V. Geotechnical studies and design of La Yesca Dam // 14th PanAmerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. 2011. URL: <http://geoserver.ing.puc.cl/info/conferences/PanAm2011/panam2011/pdfs/EO11Paper813.pdf>
18. Bin Xu, Degao Zou, Huabei Liu. Three-dimensional simulation of the construction process of the Zipingpu concrete face rockfill dam based on a generalized plasticity model // Computers and Geotechnics. 2012. Vol. 43. Pp. 143–154. DOI: 10.1016/j.compgeo.2012.03.002
19. Dakoulas P., Thanopoulos Y., Anastasopoulos K. Non-linear 3D simulation of the construction and impounding of a CFRD // The International Journal on Hydropower and Dams. 2008. No. 15 (2). Pp. 95–101.
20. He Yu, Shouju Li, Yingxi Liu, Jun Zhang. Non-linear analysis of stress and strain of concrete-faced rockfill dam for sequential impoundment process // Mathematical and Computational Applications. 2010. Vol. 15. Issue 5. Pp. 796–801. DOI: 10.3390/mca15050796

21. *Hu K., Chen J., Wang D.* Shear stress analysis and crack prevention measures for a concrete-face rockfill dam, advanced construction of a first-stage face slab, and a first-stage face slab in advanced reservoir water storage // *Advances in Civil Engineering*. 2018. Vol. 2018. Pp. 1–10. DOI: 10.1155/2018/2951962
22. *Kim Y.-S., Seo M.-W., Lee C.-W., Kang G.-C.* Deformation characteristics during construction and after impoundment of the CFRD-type Daegok Dam, Korea // *Engineering Geology*. 2014. Vol. 178. Pp. 1–14. DOI: 10.1016/j.enggeo.2014.06.009
23. *Özkuzukiran S., Özkan M.Y., Özyazicioğlu M., Yildiz G.S.* Settlement behaviour of a concrete faced rock-fill dam // *Geotechnical and Geological Engineering*. 2006. Vol. 24. Issue 6. Pp. 1665–1678. DOI: 10.1007/s10706-005-5180-1
24. *Silva da A.F., Assis de A.P., Farias de M.M., Neto M.P.C.* Three-dimensional analyses of concrete face rockfill dams: barra grande case study // *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*. 2015. Vol. 20. Bund 14. Pp. 6407–6426.
25. *Ghadrdan M., Sadrnejad S.A., Shaghaghi T., Ghasimi K.* Numerical evaluation of concrete-faced rockfill dam upon multiplane damage model // *ROMAI Journal*. 2015. Vol. 11. No. 1. Pp. 47–67.
26. *Escobar C.M., Posada A.M.* Recent experience on design, construction and performance of CFRD dams // *6th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*. 2008. Pp. 1–9.
27. *Sukkarak R., Pramthawee P., Jongpradist P., Kongkitkul W., Jamsawang P.* Deformation analysis of high CFRD considering the scaling effects // *Geomechanics and Engineering*. 2018. Vol. 14. Issue 3. Pp. 211–224. DOI: 10.12989/gae.2018.14.3.211
28. *Li S., Shangguan Z., Wang J.* Computer simulation of sequential impoundment process of concrete-faced rockfill dam // *Journal of Computers*. 2012. Vol. 7. Issue 8. Pp. 1801–1808. DOI: 10.4304/jcp.7.8.1801-1808
29. *Wu Y., Zhang J.W., Wang C.* Time-dependent deformation and stress analyses of Xibeikou concrete face rockfill dam // *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*. 2014. Vol. 19. Bund R. Pp. 6739–6747.
30. *Ye Zhu, Lu Lu.* Nonlinear static analysis of Shuibuya dam in China – World’s Highest CFRD // *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*. 2016. Vol. 21. Bund 04. Pp. 1527–1537.
31. *Zhang B., Wang J.G., Shi R.* Time-dependent deformation in high concrete-faced rockfill dam and separation between concrete face slab and cushion layer // *Computers and Geotechnics*. 2004. Vol. 31. Issue 7. Pp. 559–573. DOI: 10.1016/j.compgeo.2004.07.004
32. *Zhou W., Hua J., Chang X., Zhou C.* Settlement analysis of the Shuibuya concrete-face rockfill dam // *Computers and Geotechnics*. 2011. Vol. 38. Issue 2. Pp. 269–280. DOI: 10.1016/j.compgeo.2010.10.004
33. *Zhou M.-Z., Zhang B., Jie Y.* Numerical simulation of soft longitudinal joints in concrete-faced rockfill dam // *Soils and Foundations*. 2016. Vol. 56. Issue 3. Pp. 379–390. DOI: 10.1016/j.sandf.2016.04.005
34. *Zhu Y., Chi S.* The application of MsPSO in the rockfill parameter inversion of CFRD // *Mathematical Problems in Engineering*. 2016. Vol. 2016. Pp. 1–11. DOI: 10.1155/2016/1096967
35. *Jia Y., Xu B., Chi S., Xiang B., Zhou Y.* Research on the particle breakage of rockfill materials during triaxial tests // *International Journal of Geomechanics*. 2017. Vol. 17. Issue 10. P. 04017085. DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000977
36. *Саинов М.П.* Особенности численного моделирования напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин с тонкими жесткими противофильтрационными элементами // *Вестник МГСУ*. 2012. № 10. С. 102–108. DOI: 10.22227/1997-0935.2012.10.102-108
37. *Саинов М.П., Толстиков В.В., Фомичев А.А.* Обоснование необходимости использования конечных элементов высокого порядка при численном моделировании работы жестких тонкостенных конструкций в грунтовых плотинах // *Известия Всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б.Е. Веденеева*. 2017. Т. 285. С. 15–19.
38. *Саинов М.П., Борзов М.С.* О роли вертикальных швов в регулировании напряженно-деформированного состояния железобетонного экрана каменно-набросной плотины // *Вестник Евразийской науки*. 2018. Т. 10. № 2. С. 63.
39. *Саинов М.П.* Влияние формы створа на напряженное состояние железобетонного экрана каменно-насыпной плотины // *Инженерно-строительный журнал*. 2016. № 3. С. 16–39. DOI: 10.5862/MCE.63.2

Поступила в редакцию 15 ноября 2018 г.

Принята в доработанном виде 15 января 2019 г.

Одобрена для публикации 31 января 2019 г.

О Б АВТОРАХ: **Сорока Владислав Борисович** — инженер, СпецНовострой, 143405, г. Красногорск, квартал Коммунальный, д. 20, vastion08@yandex.ru;

Саинов Михаил Петрович — кандидат технических наук, доцент, начальник отдела учебно-методического объединения, доцент кафедры гидравлики и гидротехнического строительства, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26, mp_sainov@mail.ru;

Королев Денис Викторович — студент, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26, deniskorolev-2011@mail.ru.

REFERENCES

1. Radchenko V.G., Glagovskij V.B., Kassirova N.A., Kurneva E.V., Druzhinin M.A. Modern academic substantiation of construction of rockfill dams having reinforced concrete faces. *Hydraulic Engineering*. 2004; 3:28. (rus.).
2. Pinto N.L.S., Marques F.P. Estimating the maximum face deflection in CFRDs. *International Journal on Hydropower and Dams*. 1998; 5(6):28-31.
3. Xavier L.V., Albertoni S.C., Pereira R.F., Antunes J. Campos Novos dam during second impounding. *The International Journal on Hydropower & Dams*. 2008; 15(4):53-58.
4. Johannesson P., Tohlang S.L. Lessons learned from Mohale. *The International Water Power & Dam Construction*. 2007; 59(8):16-18, 20-22, 24-25.
5. Ma H.Q., Cao K.M. Key technical problems of extra-high concrete faced rock-fill dam. *Science in China. Series E: Technological Sciences*. 2007; 50(S1):20-33. DOI: 10.1007/s11431-007-6007-5
6. Freitas M.S.Jr. Concepts on CFRDs leakage control — cases and current experiences. *ISSMGE Bulletin*. 2009; 3(4):11-18.
7. Wen L., Chai J., Xu Z., Qin Y., Li Y. A statistical review of the behaviour of concrete-face rock-fill dams based on case histories. *Géotechnique*. 2018; 68(9):749-771. DOI: 10.1680/jgeot.17.p.095
8. Seo M.-W., Ha I.S., Kim Y.-S., Olson S.M. Behavior of concrete-faced rockfill dams during initial impoundment. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2009; 135(8):1070-1081. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000021
9. Hunter G., Fell R. Rockfill modulus and settlement of concrete face rockfill dams. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2003; 129(10):909-917. DOI: 10.1061/(asce)1090-0241(2003)129:10(909)
10. Park H.G., Kim Y.-S., Seo M.-W., Lim H.-D. Settlement behavior characteristics of CFRD in construction period. Case of Daegok dam. *Journal of the Korean Geotechnical Society*. 2005; 21(7):91-105.
11. Won M.S., Kim Y.S. A case study on the post construction deformation of concrete face rockfill dams. *Canadian Geotechnical Journal*. 2008; 45(6):845-852. DOI: 10.1139/t08-020
12. Sainov M.P. Semiempirical formula for assessment of homogeneous earthfill dams. *Volga Region Scientific Journal*. 2014; 4:108-115. (rus.).
13. Sainov M.P. Approximated calculation scheme of the operation of the ferroconcrete screen in a rock-fill dam. *Science Review*. 2016; 18:18-22. (rus.).
14. Hou Y.J., Xu Z.P., Liang J.H. Centrifuge modeling of cutoff wall for CFRD built in deep overburden. *Proceedings of International Conference of Hydropower*. 2004; 86-92.
15. Arici Y. Investigation of the cracking of CFRD face plates. *Computers and Geotechnics*. 2011; 38(7):905-916. DOI: 10.1016/j.compgeo.2011.06.004
16. Arici Y., Özel H.F. Comparison of 2D versus 3D modeling approaches for the analysis of the concrete faced rock-fill Cokal Dam. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 2013; 42(15):2277-2295. DOI: 10.1002/eqe.2325
17. Velásquez J.D.A., Sánchez A.P., Lesso S.V. Geotechnical studies and design of La Yesca Dam. *14th PanAmerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. 2011. URL: <http://geoserver.ing.puc.cl/info/conferences/PanAm2011/panam2011/pdfs/EO11Paper813.pdf>
18. Bin Xu, Degao Zou, Huabei Liu. Three-dimensional simulation of the construction process of the Zipingpu concrete face rockfill dam based on a generalized plasticity model. *Computers and Geotechnics*. 2012; 43:143-154. DOI: 10.1016/j.compgeo.2012.03.002
19. Dakoulas P., Thanopoulos Y., Anastasopoulos K. Non-linear 3D simulation of the construction and impounding of a CFRD. *The International Journal on Hydropower and Dams*. 2008; 15(2):95-101.
20. He Yu, Shouju Li, Yingxi Liu, Jun Zhang. Non-linear analysis of stress and strain of concrete-faced rockfill dam for sequential impoundment process. *Mathematical and Computational Applications*. 2010; 15(5):796-801. DOI: 10.3390/mca15050796
21. Hu K., Chen J., Wang D. Shear stress analysis and crack prevention measures for a concrete-face rockfill dam, advanced construction of a first-stage face slab, and a first-stage face slab in advanced reservoir water storage. *Advances in Civil Engineering*. 2018; 2018:1-10. DOI: 10.1155/2018/2951962
22. Kim Y.-S., Seo M.-W., Lee C.-W., Kang G.-C. Deformation characteristics during construction and after impoundment of the CFRD-type Daegok dam, Korea. *Engineering Geology*. 2014; 178:1-14. DOI: 10.1016/j.enggeo.2014.06.009
23. Özkuzukiran S., Özkan M.Y., Özyazıcıoğlu M., Yıldız G.S. Settlement behaviour of a concrete faced rock-fill dam. *Geotechnical and Geological Engineering*. 2006; 24(6):1665-1678. DOI: 10.1007/s10706-005-5180-1
24. Silva da A.F., Assis de A.P., Farias de M.M., Neto M.P.C. Three-dimensional analyses of concrete

face rockfill dams: barra grande case study. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*. 2015; 20(14):6407-6426.

25. Ghadrdan M., Sadrnejad S.A., Shaghaghi T., Ghasimi K. Numerical evaluation of concrete-faced rockfill dam upon multiplane damage model. *ROMAI Journal*. 2015; 11(1):47-67.

26. Escobar C.M., Posada A.M. Recent experience on design, construction and performance of CFRD dams. *Sixth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*. 2008; 1-9.

27. Sukkarak R., Pramthawee P., Jongpradist P., Kongkitkul W., Jamsawang P. Deformation analysis of high CFRD considering the scaling effects. *Geomechanics and Engineering*. 2018; 14(3):211-224. DOI: 10.12989/gae.2018.14.3.211

28. Li S., Shangguan Z., Wang J. Computer simulation of sequential impoundment process of concrete-faced Rockfill dam. *Journal of Computers*. 2012; 7(8):1801-1808. DOI: 10.4304/jcp.7.8.1801-1808

29. Wu Y., Zhang J.W., Wang C. Time-dependent deformation and stress analyses of Xibeikou concrete face rockfill dam. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*. 2014; 19(R):6739-6747.

30. Ye Zhu, Lu Lu. Nonlinear static analysis of Shuibuya dam in China – World’s Highest CFRD. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*. 2016; 21(04):1527-1537.

31. Zhang B., Wang J.G., Shi R. Time-dependent deformation in high concrete-faced rockfill dam and separation between concrete face slab and cushion layer. *Computers and Geotechnics*. 2004; 31(7):559-573. DOI: 10.1016/j.compgeo.2004.07.004

32. Zhou W., Hua J., Chang X., Zhou C. Settlement analysis of the Shuibuya concrete-face rockfill

dam. *Computers and Geotechnics*. 2011; 38(2):269-280. DOI: 10.1016/j.compgeo.2010.10.004

33. Zhou M.-Z., Zhang B., Jie Y. Numerical simulation of soft longitudinal joints in concrete-faced rockfill dam. *Soils and Foundations*. 2016; 56(3):379-390. DOI: 10.1016/j.sandf.2016.04.005

34. Zhu Y., Chi S. The application of MsPSO in the rockfill parameter inversion of CFRD. *Mathematical Problems in Engineering*. 2016; 2016:1-11. DOI: 10.1155/2016/1096967

35. Jia Y., Xu B., Chi S., Xiang B., Zhou Y. Research on the particle breakage of rockfill materials during triaxial tests. *International Journal of Geomechanics*. 2017; 17(10):04017085. DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000977

36. Sainov M.P. Numerical modeling of the stress-strain state of earth dams that have thin rigid seepage control elements. *Vestnik MGSU [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]*. 2012; 10:102-108. DOI: 10.22227/1997-0935.2012.10.102-108

37. Sainov M.P., Tolstikov V.V., Fomichev A.A. Justification of the need to use high-order finite elements in the numerical simulation of the operation of rigid thin-walled structures in earthen dams. *Bulletin of VNIIG im. B.E.Vedeneeva*. 2017; 285:15-19.

38. Sainov M.P., Borzov M.S. Role of vertical joints in regulation of stress-strain state of concrete faced rockfill dam. *The Eurasian Scientific Journal*. 2018; 2(10). URL: <https://esj.today/PDF/19SAVN218.pdf> (rus.).

39. Sainov M.P. Impact of dam site configuration on 3D stress-strain state of concrete faced rockfill dam. *Magazine of Civil Engineering*. 2016; 3:16-39. DOI: 10.5862/MCE.63.2 (rus.).

Received November 15, 2018

Adopted in a modified form January 15, 2019

Approved for publication January 31, 2019

ABOUT THE AUTHORS: **Vladislav B. Soroka** — engineer, **SpetsNovostroy**, 20 Communal quarter, Krasnogorsk, 143405, Russian Federation, vastion08@yandex.ru;

Mikhail P. Sainov — Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Head of the Department of Educational and Methodical Association, Associate Professor 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, mp_sainov@mail;

Denis V. Korolev — student, **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**, 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation, denis-korolev-2011@mail.ru.