

Поэтапность возведения каменно-набросной плотины — способ регулирования напряженно-деформированного состояния железобетонного экрана

А.А. Подвысоцкий¹, М.П. Саинов², В.Б. Сорока², М.Л. Догонов²

¹ АО «Мособлгидропроект», 143532, Московская область, г. Дедовск, ул. Энергетиков, д. 1;

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

АННОТАЦИЯ

Введение. Представлен подход к исследованию влияния очередности возведения каменно-набросной плотины на напряженно-деформированное состояние (НДС) железобетонного экрана.

Опыт применения каменно-набросных плотин с железобетонным экраном показывает, что при восприятии гидростатического давления целостность противофильтрационного элемента может быть нарушена. По результатам численного моделирования возникающие в бетоне экрана растягивающие напряжения могут превышать расчетное сопротивление бетона на растяжение. Причиной возникновения растягивающих напряжений являются деформации изгиба и продольного удлинения экрана. Актуальным вопросом является выбор способа улучшения НДС экрана для обеспечения его надежной работы как противофильтрационного элемента.

Материалы и методы. Исследования проводились на примере плотины высотой 100 м с помощью численного моделирования методом конечных элементов. Рассматривались два случая — в одном плотина возводилась без очередей, в другом — в две очереди. Каменная наброска рассматривалась как линейно деформируемый материал, но расчеты проводились для широкого диапазона модуля линейной деформации грунта — от 60 до 480 МПа. Учитывалось наличие в экране стальной арматуры.

Результаты. Проведено сравнение продольных напряжений в железобетонном экране для двух случаев очередности возведения плотины. Анализ проводился с определением продольной силы и изгибающего момента, возникающих в экране. Сравнивались максимальные значения растягивающих продольных напряжений, продольной силы и изгибающего момента в экране, полученные для двух случаев.

Выводы. Выявлено, что возведение и нагружение плотины очередями в целом благоприятно сказывается на напряженном состоянии железобетонного экрана. От веса плотины второй очереди на экран первой очереди передается сжимающее продольное усилие, которое позволяет снизить растягивающие напряжения в нем. Изгибающие моменты в экране изменяются мало и могут даже несколько увеличиться по величине. Тем не менее при возведении плотины и наполнении водохранилища в две очереди максимальные значения растягивающих напряжений в бетоне экрана снижаются, поэтому такая схема последовательности строительства способствует повышению надежности противофильтрационного элемента плотины.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: каменно-набросная плотина с железобетонным экраном, напряженно-деформированное состояние, этапы возведения, численное моделирование, растяжение, прочность

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Подвысоцкий А.А., Саинов М.П., Сорока В.Б., Догонов М.Л. Поэтапность возведения каменно-набросной плотины — способ регулирования напряженно-деформированного состояния железобетонного экрана // Вестник МГСУ. 2018. Т. 13. Вып. 11. С. 1395–1406. DOI: 10.22227/1997-0935.2018.11.1395-1406

Staged construction of a rockfill dam is the way of regulating the reinforced concrete face stress-strain state

Aleksei A. Podvysotckii¹, Mikhail P. Sainov², Vladislav B. Soroka², Mark L. Dogonov²

¹AO "Mosoblgidroproekt", 1 Energetikov st., Dedovsk, 143532, Russian Federation;

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

ABSTRACT

Introduction. Presented the approach to studies of the impact of a rockfill dam staged construction on the reinforced concrete face SSS. Experience in construction of reinforced concrete face rockfill dams (CFRD) shows that at perception of hydrostatic pressure the integrity of the seepage-control element may be broken. By the results of mathematical modeling it was revealed that the tensile stresses appearing in the face concrete may exceed concrete design tensile strength. The causes of appearing tensile stresses are bending deformations and the face longitudinal extension. The urgent issue is selection of the way of improving the stress-strain state (SSS) of the face to provide its safe operation as a seepage-control element.

Materials and methods. The studies were conducted on the example of a 100 m high dam with the aid of numerical modeling. Two cases were considered: in the first case the dam was constructed in one stage, in the other in two stages. Rockfill is

considered as a linearly deformed material, but computations were conducted for a wide range of the soil linear deformation modulus: from 60 to 480 MPa. Steel reinforcement was considered in the face.

Results. Longitudinal stresses in a reinforced concrete face were compared for two cases of the dam staged construction. Analysis was fulfilled with determination of the longitudinal force and bending moment appearing in the face. The obtained maximum values of tensile longitudinal stresses in the face were compared for two cases.

Conclusion. It was revealed that construction and loading of the dam by stages on the whole is favorable for the face stress-strain state. The second-stage dam weight transfers to the first-stage face the compressive longitudinal force, which permits decreasing tensile stresses in it. Bending moments in the face vary insignificantly and even may increase to some extent by value. Nevertheless, at dam construction and reservoir filling in 2 stages the maximum values of tensile stresses in the face concrete decrease, therefore, such construction sequence contributes to enhancing safety of the dam seepage-control element.

KEYWORDS: rockfill dam with reinforced concrete screen, stress-strain state, stages of construction, numerical simulation, stretching, toughness

FOR CITATION: Podvysotckii A.A., Sainov M.P., Soroka V.B., Dogonov M.L. Staged construction of a rockfill dam is the way of regulating the reinforced concrete face stress-strain state. *Vestnik MGSU* [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]. 2018; 13(11):1395-1406. DOI: 10.22227/1997-0935.2018.11.1395-1406

ВВЕДЕНИЕ

Опыт эксплуатации [1–13], а также результаты численного моделирования [14–19] каменно-набросных плотин с железобетонным экраном показывают, что при восприятии гидростатического давления противофильтрационный элемент приобретает неблагоприятное напряженно-деформированное состояние (НДС). По натурным данным трещинообразование наблюдалось в экранах плотин Aguamilpa (высотой 187 м) [1], Tianshengqiao 1 (178 м) [1, 2, 6], Xingo (150 м) [1, 6], Ita (125 м) [1], Shuibuya (высотой 233 м) [6, 9, 13], Barra Grande (185 м) [2, 6], Campos Novos (202 м) [2, 6, 8], Mohale (145 м) [2, 6, 3], Turimiquire (113 м) [7], Buxi (135,8 м) [13] и др. Между тем каменно-набросные плотины с железобетонным экраном являются одним из наиболее распространенных и перспективных типов грунтовых плотин. В Китае рассматриваются перспективы строительства каменно-набросных плотин с железобетонным экраном высотой до 300 м [20, 21].

В связи с этим актуальной проблемой современной гидротехники является проблема научного обоснования надежности железобетонного экрана как противофильтрационного элемента. Этому вопросу посвящено большое количество публикаций. Для каждой высокой каменно-набросной плотины с железобетонным экраном проводятся численные исследования напряженно-деформированного состояния. Они проводятся на высоком теоретическом уровне. Расчеты осуществляются как в плоской, так и в пространственной постановке, с учетом сложноупруго-пластического поведения грунтов.

Однако данные работы имеют большой недостаток — в них анализируется НДС конкретного объекта в заданных условиях, они не выявляют влияния различных факторов на НДС экрана. Это не позволяет решить задачу о выборе способа регу-

лирования НДС экрана с целью снижения величин растягивающих напряжений.

Наши исследования [17–19] показали, что для НДС экрана характерны деформации изгиба и продольные деформации (удлинения — укорачивания). Наиболее неблагоприятное НДС складывается в нижней части железобетонного экрана. Здесь экран испытывает продольное растягивающее усилие и высокий изгибающий момент, которые приводят к появлению на низовой грани экрана значительных растягивающих продольных напряжений. По результатам численного моделирования [17, 19] для плотины высотой 100 м даже при самых высоких значениях модуля каменной наброски растягивающие напряжения могут превышать расчетное сопротивление бетона на растяжение. Соответственно, существует опасность образования в экране поперечных трещин. Данные натурных наблюдений за рядом построенных плотин подтверждают факт трещинообразования в экране¹.

Можно выделить несколько способов предотвращения подобных явлений. Некоторый, однако, не большой эффект может иметь армирование экрана. Еще одним способом является устройство в экране поперечных швов. Эффективность и целесообразность этих мер будет рассмотрена в отдельных статьях.

В данной статье мы оцениваем эффективность применения изменения схемы возведения плотины и наполнения водохранилища. Высокие плотины всегда строятся продолжительное время. Отсыпка самой высокой в мире плотины с железобетонным экраном Shuibuya велась 3 года 5 месяцев [22], а строительство плотины Zipingpu высо-

¹ ICOLD. Concrete Face Rockfill dam: Concepts for design and construction, International Commission on Large Dams. 2011. Bulletin 141.

той 156 м — 2 года 7 месяца [23]. При этом рост плотины в процессе строительства осуществляется неравномерно. Преимущественно стремятся возвести верхнюю часть плотины, чтобы раньше начать укладывать на откос железобетонный экран. Соответственно экран плотины возводится очередями. На плотинах Shuibuya и Zipingpu экран устраивался в три очереди. Логичным способом строительства плотины с экраном является возведение очередями. Первая успешная плотина с железобетонным экраном современного периода, Foz do Areia, возводилась в две очереди [24]², а современная плотина Tianshengqiao 1 — в пять очередей [25].

При изучении НДС плотин зарубежными авторами всегда учитывается последовательность возведения плотины и наполнения водохранилища, однако влияние этого фактора не выявляется. Исключение составляет работа [25], где указывается на неблагоприятные деформации изгиба экрана на гребне очередей плотины. В работе [13] высказано мнение, что более предпочтительным является случай, когда экран возводится сразу на всю высоту плотины. Это связывается с тем, что при этом экран не воспринимает неравномерные деформации от осадок каменной наброски.

Однако с данным утверждением можно поспорить. Ранее М.П. Саиновым [19] было показано, что возведение плотины очередями может оказывать благоприятное влияние на НДС железобетонного экрана. Если строительство плотины и наполнение водохранилища происходит очередями, то ранее построенные участки железобетонного экрана воспринимают нагрузки не только от гидростатического давления, но и собственного веса. Наличие нагрузок от собственного веса благоприятно сказывается на НДС экрана. Во-первых, на ранее построенные участки экрана передается сжимающее продольное усилие. Во-вторых, деформации бокового расширения тела плотины вызывают изгиб экрана в сторону верхнего бьефа, которые в некоторой степени компенсируют деформации изгиба в сторону нижнего бьефа, создаваемые гидростатическим давлением.

Однако исследование [19] выявило в основном лишь качественное влияние последовательности возведения на НДС экрана, а количественная оценка этого влияния была дана только для одного конкретного случая. При этом анализировались только продольные напряжения в экране, а интегральные внутренние усилия (продольная сила, изгибающий

момент) не анализировались. Решение данной задачи описано в настоящей статье.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Исследование проводилось путем численного моделирования методом конечных элементов. Рассматривалась абстрактная плотина высотой 100 м (рис. 1). Заложение откосов каменно-набросной плотины было принято равным 1,3. Толщина экрана принималась постоянной по высоте и равной 1 м.

При расчетах учитывались нагрузки от собственного веса плотины и гидростатического давления верхнего бьефа.

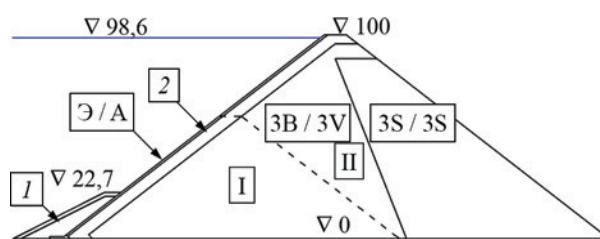


Рис. 1. Схема конструкции каменно-набросной плотины с железобетонным экраном: 1 — защитная призма; 2 — подэкрановая зона; 3 — упорная призма; Э — железобетонный экран; I, II — очереди плотины

Fig. 1. Scheme of design of rockfill dam with reinforced concrete screen: 1 — protective prism; 2 — zone of under screen; 3 — persistent prism; A — reinforced concrete screen; I, II — queues of dam

Для бетона и грунта использовалась модель линейного деформирования. Модуль линейной деформации бетона принимался равным 30 ГПа, что по строительным нормам³ соответствует бетону класса В25 или В27,5. Коэффициент Пуассона бетона принимался равным 0,2. При оценке возможности образования в экране трещин расчетное сопротивление бетона на растяжение по предельному состоянию второй группы принималось равным 1,7 МПа (как для бетона класса В27,5).

Учитывалось наличие в экране арматуры. Армирование принималось двухрядным с расположением от внешних граней на расстоянии, равном толщине защитного слоя (15 см). Процент армирования экрана принимался равным 1,5 %. Площадь поперечного сечения нижней продольной арматуры условно принималась равной 100 см² на пог. м, а верхней — 50 см² на пог. м. Модуль линейной деформации арматурной стали класса А-III в соот-

² Kearsley W.G. Recent developments of upstream membranes for rockfill dams. A thesis submitted to the faculty of graduate studies and research in partial fulfilment of the requirements for requirements for the degree of master of engineering in geotechnique. Edmonton. Alberta. 1983. 122 p.

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

³ СП 41.13330-2012. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.06.08-87. М., 2012. 86 с.

ветствии с СП 41.13330-2012 был принят равным 200 ГПа.

Расчеты проводились для широкого диапазона деформируемости каменной наброски, который наблюдается в реальных плотинах. По натурным данным деформации плотин одной и той же высоты могут изменяться в очень широких пределах [5, 26, 27]. Рассматривались четыре варианта значений модуля линейной деформации E наброски: 60, 120, 240 и 480 МПа. Принималось, что упорная призма плотины имеет однородное строение. Коэффициент Пуассона каменной наброски был принят равным 0,25.

Составленная численная модель плотины насчитывает 1043 конечных элемента. Контакты железобетонного экрана с грунтами, а также периметральный шов моделировались с помощью контактных конечных элементов. Стальная арматура моделировалась стержневыми элементами. Контакт арматуры и бетона принимался абсолютно прочным. При составлении численной модели плотины использовались конечные элементы высокого порядка, с кубической степенью аппроксимации перемещений. Общее количество степеней свободы модели составило 9174.

Расчет проводился для двух вариантов. В первом варианте рассматривалось возведение плотины без очередей. Во втором варианте моделировалось возведение плотины и наполнение водохранилища в два этапа. Высота первой очереди принималась равной 60 м.

Для расчетов использовалась вычислительная программа, составленная кандидатом технических наук М.П. Саиновым [28].

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Анализ результатов расчетов НДС каменно-набросной плотины проводился для наиболее опасного момента времени — для момента окончания наполнения водохранилища до $\nabla 98,6$ м (рис. 2–8). Он позволил выявить влияние очередности возведения плотины на НДС железобетонного экрана.

Первое отличие проявляется в деформациях изгиба железобетонного экрана. О них можно судить по эпюрам перемещений экрана в направлении поперек откоса, которые будем называть нормальными перемещениями или прогибами экрана (рис. 2).

При возведении плотины в одну очередь (за один этап) экран почти по всей своей высоте испытывает изгиб в низовую сторону (рис. 2). При модуле линейной деформации каменной наброски $E = 60$ МПа прогиб экрана достигает 42 см, а при увеличении E пропорционально уменьшается. Максимум прогиба экрана наблюдается ниже середины высоты плотины (на $\nabla 45$ м), поэтому в нижней части экрана изгиб выражен сильнее, чем в верхней.

При возведении плотины в две очереди (за два этапа) деформации изгиба имеют более сложный характер (рис. 2). Во-первых, за счет изменения последовательности загрузки уменьшаются величины прогибов в большей части экрана. В нижней

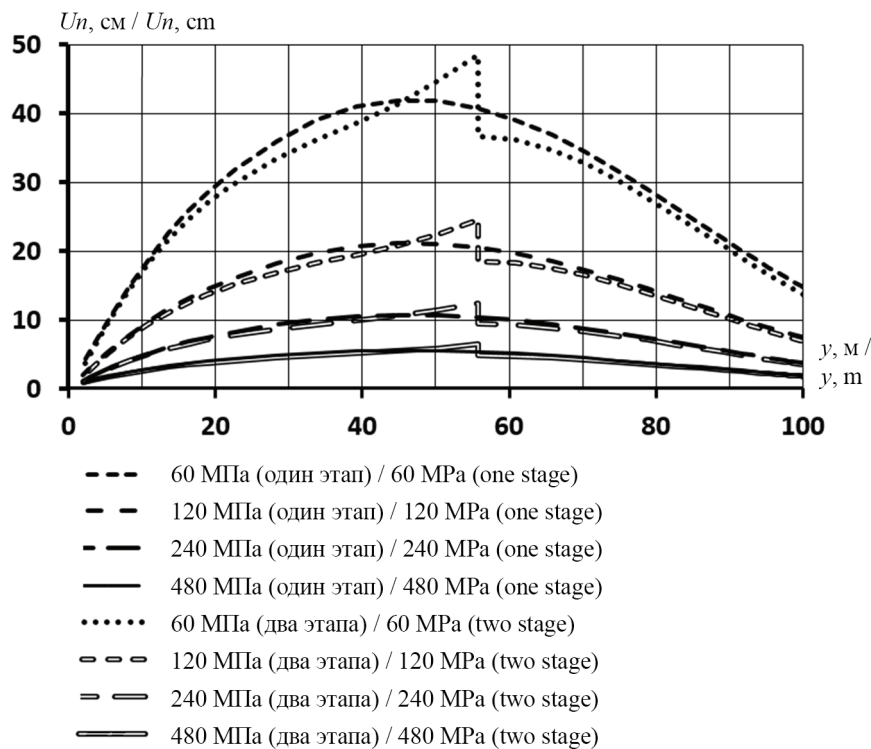


Рис. 2. Изменение нормальных перемещений (прогибов) железобетонного экрана по высоте

Fig. 2. Change in normal displacements (deflections) of the reinforced concrete screen by height

части экрана, которая возводится в первую очередь, уменьшение прогибов объясняется боковым расширением тела плотины первой очереди при восприятии веса второй очереди. Уменьшение прогибов в экране второй очереди объясняется тем, что часть гидростатического давления (давление ниже $\nabla 60$ м) воспринимается только первой очередью плотины и не передается на плотину второй очереди. Однако, следует отметить, что уменьшение прогибов происходит неравномерно по высоте экрана, поэтому деформации изгиба экрана на некоторых участках не уменьшаются, а увеличиваются.

Кроме того, для НДС плотины, возведенной в две очереди, характерно местное увеличение прогибов экрана у гребня плотины первой очереди [25]. Максимальные значения прогибов экрана плотины, возведенной в две очереди, оказываются больше, чем у плотины, возведенной в одну очередь (рис. 2). Рост прогибов приводит к местному изгибу участка экрана в верхнюю сторону.

Второе отличие проявляется в линейных деформациях экрана в продольном направлении, т.е. в направлении вдоль откоса. Анализ показывает, что при возведении плотины в одну очередь нижняя часть экрана испытывает деформации продольного удлинения, а верхняя — укорочения (рис. 3). Граница между этими участками находится примерно на $\nabla 35$ м. Характер распределения продольных деформаций, полученный нами, похож на полученный в работе [14]. При возведении плотины в две

очереди на экран первой очереди передается дополнительное сжимающее продольное усилие от веса плотины второй очереди. За счет этого сокращается длина нижнего (удлиняющегося) участка экрана, а также интенсивность деформаций удлинения.

Деформации изгиба и деформации удлинения–укорочения определяют условия формирования напряжений в железобетонном экране в направлении вдоль откоса (продольных напряжений). За счет изгиба напряжения в экране распределены неравномерно по его толщине, одна грань экрана стремится к растяжению, другая — к сжатию. За счет наличия деформаций продольного удлинения–укорочения напряжения на верхней и нижней гранях экрана не совпадают по абсолютной величине.

Экран плотины, возведенной в одну очередь (в один этап), можно условно поделить на два характерных участка. Наиболее опасным является нижний участок экрана, для которого характерны деформации продольного удлинения и значительные деформации изгиба (рис. 4). На этом участке в экране возникают значительные растягивающие напряжения. Своего максимума они достигают на нижней грани. На верхнем участке продольные напряжения, как правило, сжимающие, так как экран испытывает укорочение, а изгиб выражен слабее.

Экран плотины, возведенной в две очереди (в два этапа), имеет распределение продольных напряжений сложного характера. Условно экран можно поделить на три характерных участка (рис. 5).

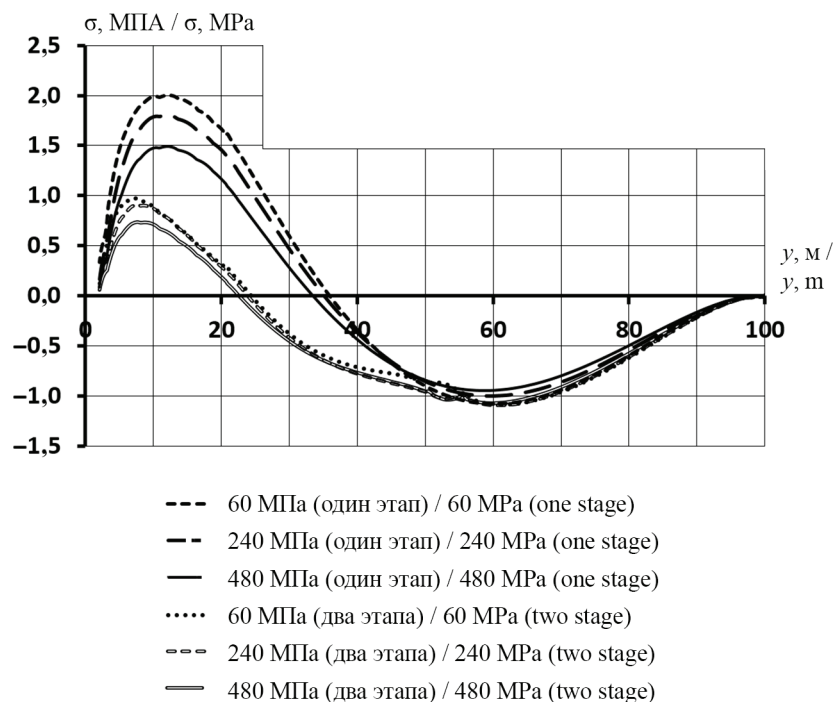


Рис. 3. Изменение средних значений продольных напряжений по высоте железобетонного экрана

Fig. 3. The change in the average values of the longitudinal stress by height of the reinforced concrete screen

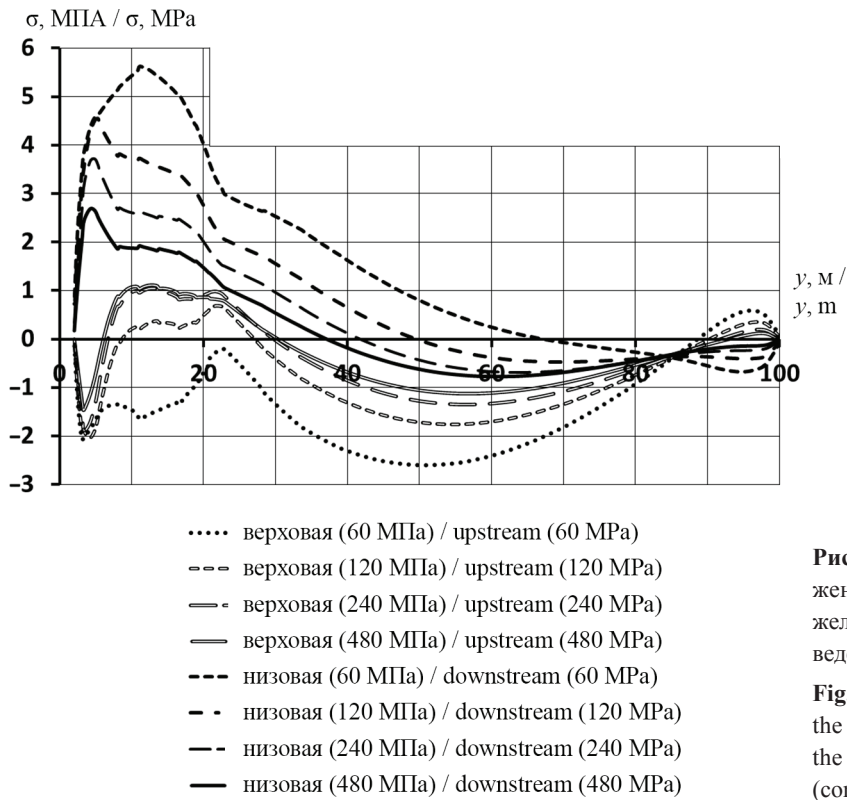


Рис. 4. Изменение продольных напряжений на верховой и низовой гранях железобетонного экрана по высоте (возведение плотины за один этап)

Fig. 4. Change in longitudinal stresses on the upstream and downstream edges of the reinforced concrete screen by height (construction of the dam in one stage)

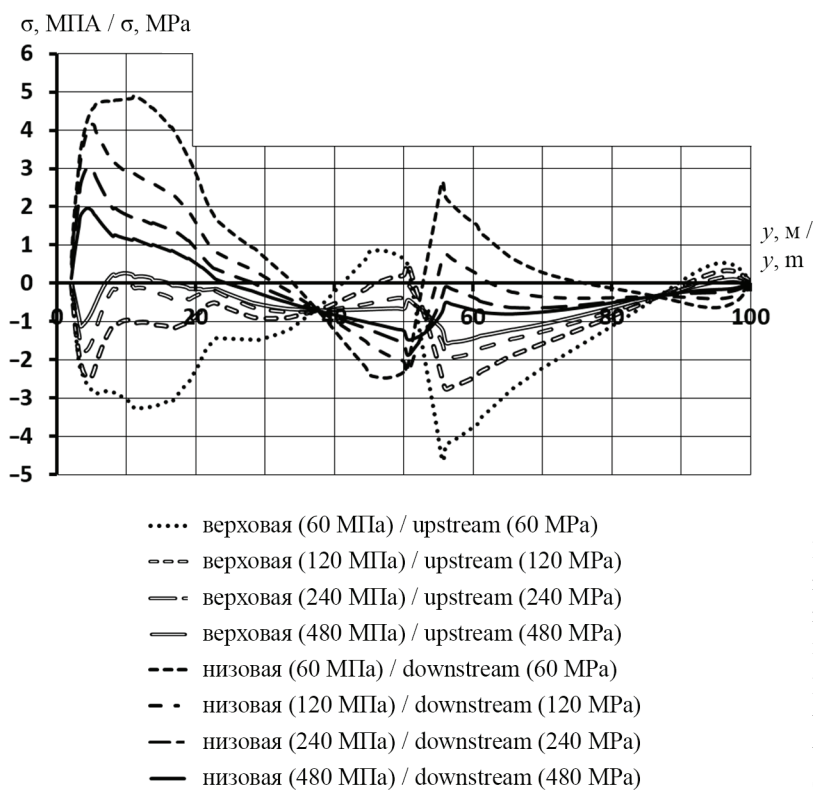


Рис. 5. Изменение продольных напряжений на верховой и низовой гранях железобетонного экрана по высоте (возведение плотины за два этапа)

Fig. 5. Change in longitudinal stresses on the upstream and downstream edges of the reinforced concrete screen by height (construction of the dam in two stage)

На нижнем участке экрана (ниже $\nabla 35$ м) экран изгибается в низовую сторону, поэтому низовая грань как правило растянута, а верховая — сжата. На среднем участке (от $\nabla 35$ до $\nabla 54$ м) опасность появления растягивающих напряжений характерна для верховой грани. Так как деформации изгиба — слабые, растяжение возникает только при высокой деформируемости каменной наброски ($E = 60$ МПа). Третий участок экрана расположен выше $\nabla 54$ м, он соответствует второй очереди плотины. Для этого участка (выше) характерны высокие деформации изгиба, из-за которых на низовой грани могут возникать растягивающие напряжения (при $E < 240$ МПа). Необходимо отметить, что при возведении плотины в одну очередь на данном участке растягивающих напряжений не образуется.

НДС экрана на третьем участке может оказаться более неблагоприятным, чем на первом.

Для выявления влияния последовательности возведения плотины на НДС экрана через продольные напряжения были вычислены внутренние усилия в нем — изгибающие моменты M и продольные силы N . Вычисление внутренних усилий осуществлялось по формулам, предполагающим линейный характер распределения напряжений по толщине экрана:

$$N = (\sigma_{\text{верх}} + \sigma_{\text{низ}}) \cdot \frac{t}{2},$$

$$N = (\sigma_{\text{низ}} - \sigma_{\text{верх}}) \cdot \frac{t^2}{12},$$

где $\sigma_{\text{верх}}$, $\sigma_{\text{низ}}$ — продольное напряжение соответственно на верховой и низовой гранях экрана; t — толщина экрана.

Положительный знак момента соответствует изгибу низовой грани.

Анализ показал, что при любой схеме поэтапности возведения плотины максимальные значения изгибающих моментов характерны только для самого нижнего участка экрана (рис. 6), хотя при возведении плотины имеется еще один участок с высокими значениями изгибающих моментов (это участок экрана второй очереди в зоне сопряжения с экраном первой очереди). Анализ моментов подтвердил ранее сделанный нами вывод о том, что возведение плотины в две очереди может привести к повышению деформаций изгиба экрана.

Было выявлено, что изменение последовательности возведения плотины мало влияет на максимальные значения изгибающего момента (рис. 7, а). При этом очередность возведения плотины не имеет однозначного влияния на максимальную величину изгибающего момента. При $E < 150$ МПа максимальные значения изгибающего момента в экране плотины, построенной в две очереди, больше, чем при возведении в одну очередь.

Благоприятно сказывается возведение плотины в две очереди на продольные усилия. За счет изменения схемы возведения плотины удалось снизить максимальное значение продольной растягивающей силы N почти в 2 раза (рис. 7, б). Дополнительная продольная сжимающая сила, возникающая в экране от веса плотины второй очереди, составляет

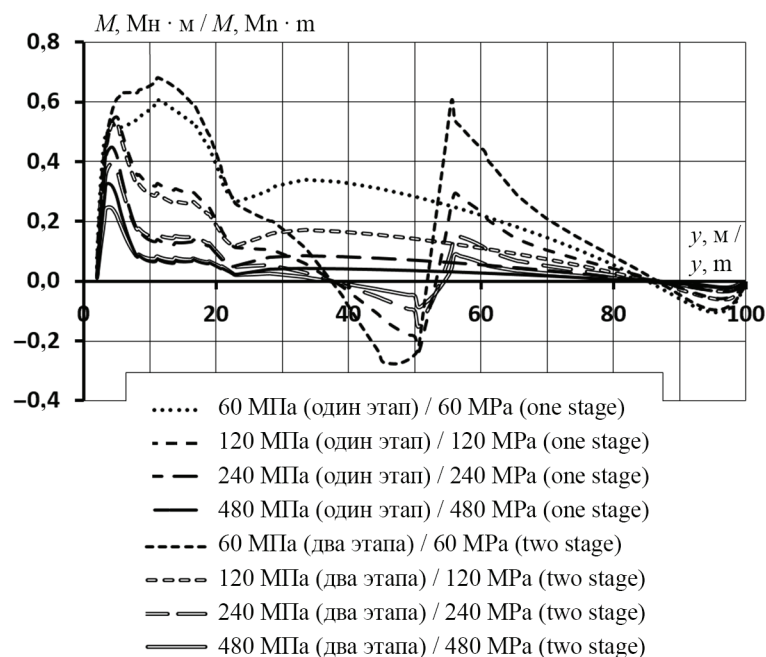


Рис. 6. Изменение изгибающего момента по высоте железобетонного экрана

Fig. 6. The change of the bending moment by height of the reinforced concrete screen

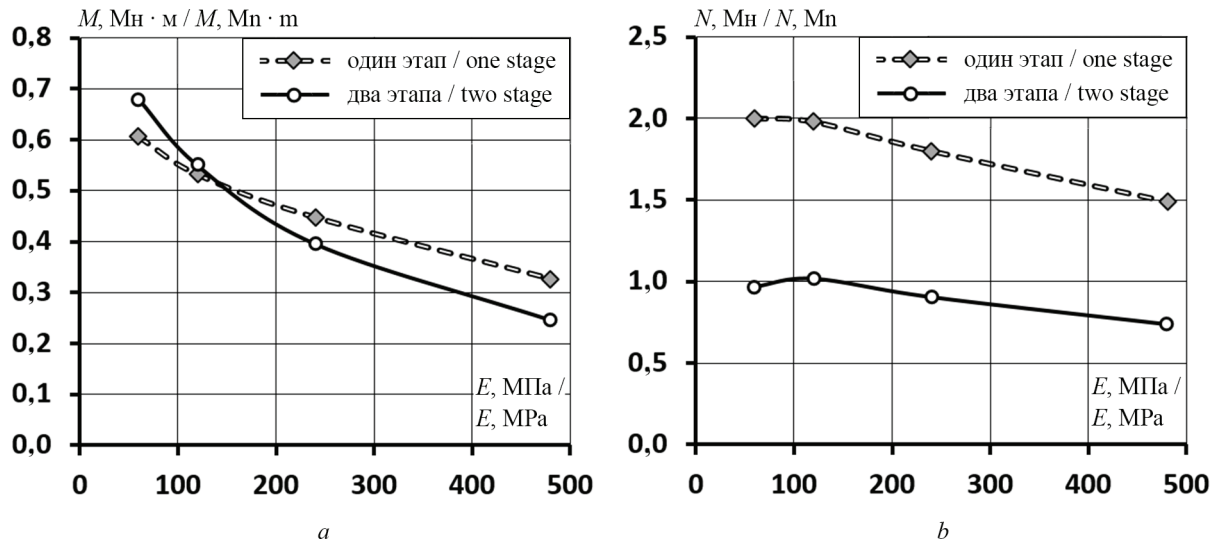


Рис. 7. Изменение максимальных значений внутренних усилий в железобетонном экране в зависимости от модуля деформации каменной наброски: *a* — изгибающий момент; *b* — продольная сила

Fig. 7. Change of maximum values of internal forces in a reinforced concrete screen depending on the strain modulus of rockfill: *a* — bending moment; *b* — longitudinal force

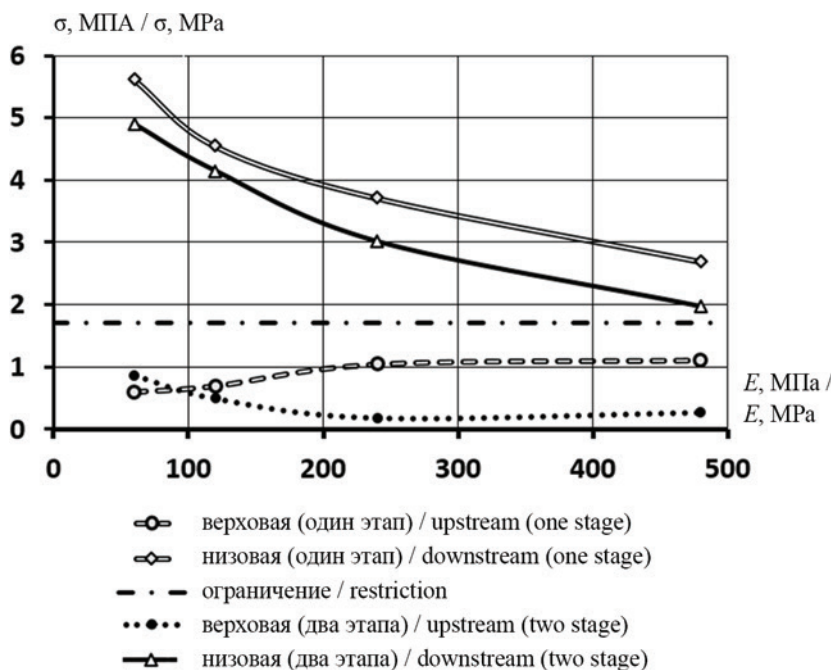


Рис. 8. Изменение максимальных значений продольных напряжений на гранях железобетонного экрана в зависимости от модуля деформации каменной наброски

Fig. 8. The change in the maximum values of the longitudinal stresses on the faces of the reinforced concrete screen depending on the strain modulus of rockfill

около 1 МН и мало зависит от модуля деформации каменной наброски. Однако следует отметить, что величина максимальной сжимающей силы несколько снижается по мере роста модуля линейной деформации каменной наброски.

Благодаря дополнительной сжимающей силе удалось снизить максимальные значения растягивающих напряжений в экране (рис. 8). В обоих случаях они наблюдаются на нижнем участке железобетонного экрана.

Тем не менее, следует отметить, что рассмотренная схема поэтапности возведения плотины не

позволила добиться того, чтобы снизить растягивающие напряжения в экране до расчетного сопротивления бетона на растяжение (1,7 МПа).

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

1. Строительство грунтовой плотины очередями изменяет условия работы ее противофильтрационного железобетонного экрана — на него передаются не только нагрузки от гидростатического давления, но и от собственного веса плотины. Это

оказывает существенное влияние на НДС железобетонного экрана.

2. Основное влияние поэтапности возведения и загрузки плотины на НДС экрана проявляется в возникновении в нем дополнительного сжимающего продольного усилия. Это влияние — существенно. Продольное сжимающее усилие позволяет улучшить напряженно-деформированное состояние экрана плотины.

3. Схема возведения плотины очередями неоднзначно сказывается на деформациях изгиба экрана. Изгибные деформации могут как увеличиваться, так

и уменьшаться. Установлено, что деформации изгиба увеличиваются на тех участках экрана, которые возводятся на последующих этапах. Влияние схемы возведения на величину изгибающего момента существенно слабее, чем на величину продольной силы.

4. Учитывая то, что НДС железобетонного экрана плотины характеризуется наличием растягивающих напряжений, что создает опасность нарушения целостности экрана, возведение и нагружение плотины очередями является не просто желательным, а обязательным при строительстве высоких плотин.

ЛИТЕРАТУРА

1. Marques Filho P., De Pinto N.L.S. CFRD dam characteristics learned from experience // International Journal on Hydropower and Dams. 2005. No. 12 (1). Pp. 72–76.
2. Freitas M.S.Jr. Concepts on CFRDs leakage control — Cases and current experiences // ISSMGE Bulletin. 2009. Vol. 3. Issue 4. Pp. 11–18.
3. 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.
4. Ma H., Fudong Chi F. Technical progress on researches for the safety of high concrete-faced rockfill dams // Engineering. 2016. Vol. 2. Pp. 332–339. DOI: 10.1016/j.eng.2016.03.010
5. Pinto N.L., Marques P.L. Estimating the maximum face slab deflection in CFRDs // The International Journal on Hydropower & Dams. 1998. Vol. 5. Issue 6. Pp. 28–30.
6. 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 (14). Pp. 6407–6426.
7. Scuero A.M., Vaschetti G.L. Underwater repair of a 113 m high CFRD with a PVC geomembrane: turimiquire managing dams: Challenges in a time of change // Proceedings of the 16th Conference of the British Dam Society. 2010. Pp. 474–486.
8. 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. Pp. 53–58.
9. Song W.J., Sun Y., Li L., Wang Y. Cause analysis and treatment of 1st phase slab cracking of Shuibuya CFRD // Journal of Hydroelectric Engineering. 2008. Vol. 27. No. 3. Pp. 33–37.
10. Yifeng Chen, Ran Hu, Wenbo Lu, Dianqing Li, Chuangbing Zhou. Modeling coupled processes of non-steady seepage flow and non-linear deformation for a concrete-faced rockfill dam // Computers and Structures. 2011. Vol. 89. Issue 13–14. Pp. 1333–1351. DOI: 10.1016/j.compstruc.2011.03.012
11. Mokhtar Pour E., Freitas Jr. M.S. Rehabilitation for high concrete faced rockfill dam (CFRD): Availability and vulnerability // Dam Maintenance and Rehabilitation II — Proceedings of the 2nd International Congress on Dam Maintenance and Rehabilitation. 2011. Pp. 881–887
12. Li N., Wang J., Mi Z., Li D. Deformation safety of high concrete face rockfill dams // Challenges and Innovations in Geotechnics : 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE). 2013. No. 4. Pp. 3301–3304.
13. 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
14. 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
15. 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. Vol. 15. Issue 2. Pp. 95–101.
16. Aleman-Velasquez J.D., Marengo-Mogolon H., Rivera-Constantino R., Pantoja-Sanchez A., Diaz-Barriga A.F. Relevant aspects of the geotechnical design for 'La Yesca' hydroelectric project and of its behavior during the construction stage: The Mexican experience in concrete face rockfill dams. URL: <https://ru.scribd.com/document/125483416/Relevant-Aspects-of-the-Geotechnical-Design-and-Behavior-of-La-Yesca-Dam>
17. Саинов М.И. Влияние деформируемости каменной насыпи на напряженно-деформированное состояние железобетонного экрана плоти-

ны // Вестник МГСУ. 2015. № 3. С. 69–78. DOI: 10.22227/1997-0935.2015.3.69-78

18. Саинов М.П. Работа железобетонного экрана каменной плотины в пространственных условиях по результатам численного моделирования // Приволжский научный журнал. 2015. № 3 (35). С. 25–31.

19. Саинов М.П. Влияние формы створа на напряженное состояние железобетонного экрана каменно-насыпной плотины // Инженерно-строительный журнал. 2016. Т. 63. № 3. С. 16–39. DOI: 10.5862/МСЕ.63.2

20. Li N.-H., Sun D.-W., Li D.-H., Deng Y.-G., Yang J. Deformation behavior of 300 m high-concrete face rockfill dams // Yantu Gongcheng Xuebao (Chinese Journal of Geotechnical Engineering). 2009. No. 31 (2). Pp. 155–160

21. Wang L.-B., Yan Q. Analyze on development prospects of 300m level ultra-high CFRD from Shuibuya high CFRD // Asia-Pacific Power and Energy Engineering Conference, APPEEC. 2010. DOI: 10.1109/appeec.2010.5448667

22. 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

23. Xu B., Zou D., Liu H. Three-dimensional simulation of the construction process of the Zipingpu con-

crete 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

24. Pinto de N.L.S., Filho M.P.L., Maurer E. Foz do Areia dam — design, construction, and behaviour // Proceedings of the Symposium on Concrete Face Rockfill Dams — Design, Construction and Performance. 1985. Pp.173–191.

25. 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

26. 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 KGS. 2005. Vol. 21. Issue 7. Pp. 91–105.

27. Wen L., Chai J., Xu Z., Qin Y., Li Y. Junrui C. 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

28. Саинов М.П. Вычислительная программа по расчету напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин: опыт создания, методики и алгоритмы // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2013. Vol. 9. Issue 4. Pp. 208–225.

Поступила в редакцию 1 сентября 2018 г.

Принята в доработанном виде 9 октября 2018 г.

Одобрена для публикации 29 октября 2018 г.

О Б АВТОРАХ: Подвысоцкий Алексей Анатольевич — кандидат технических наук, начальник гидротехнического отдела–2, АО «Мособлгидропроект», 143532, Московская область, г. Дедовск, ул. Энергетиков, д. 1, PodvisokiiAA@hydroproject.com;

Саинов Михаил Петрович — кандидат технических наук, 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;

Сорока Владислав Борисович — аспирант кафедры гидравлики и гидротехнического строительства, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26, vastion08@yandex.ru;

Догонев Марк Леонидович — аспирант, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26, Ohpor8@gmail.com.

REFERENCES

1. Marques Filho P., De Pinto N.L.S. CFRD dam characteristics learned from experience. *International Journal on Hydropower and Dams*. 2005; 12(1):72-76.

2. Freitas M.S.Jr. Concepts on CFRDs leakage control – cases and current experiences. *ISSMGE Bulletin*. 2009; 3(4):11-18.

3. Johannesson P., Tohlang S.L. Lessons learned from Mohale. *The International Water Power & Dam Construction*. 2007; 59(8):16-18,20-22,24,25.

4. Ma H., Fudong Chi F. Technical progress on researches for the safety of high concrete-faced rockfill

- dams. *Engineering*. 2016; 2:332-339. DOI: 10.1016/j.eng.2016.03.010
5. Pinto N.L., Marques P.L. Estimating the maximum face slab deflection in CFRDs. *The International Journal on Hydropower & Dams*. 1998; 5(6):28-30.
 6. 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.
 7. Scuero A.M., Vaschetti G.L. Underwater repair of a 113 m high CFRD with a PVC geomembrane: Turimiquire managing dams: Challenges in a time of change. *Proceedings of the 16th Conference of the British Dam Society*. 2010; 474-486.
 8. Xavier L.V., Albertoni S.C., Pereira R.F., Antunes J. Campos Novos dam during second impounding. *The International Journal on Hydropower & Dams*. 2008; 15:53-58.
 9. Song W.J., Sun Y, Li L, Wang Y. Cause analysis and treatment of 1st phase slab cracking of Shuibuya CFRD. *Journal of Hydroelectric Engineering*. 2008; 27(3):33-37.
 10. Yifeng Chen, Ran Hu, Wenbo Lu, Dianqing Li, Chuangbing Zhou. Modeling coupled processes of non-steady seepage flow and non-linear deformation for a concrete-faced rockfill dam. *Computers and Structures*. 2011; 89(13-14):1333-1351. DOI: 10.1016/j.compstruc.2011.03.012
 11. Mokhtar Pour E., Freitas Jr. M.S. Rehabilitation for high concrete faced rockfill dam (CFRD): Availability and vulnerability. *Dam Maintenance and Rehabilitation II — Proceedings of the 2nd International Congress on Dam Maintenance and Rehabilitation*. 2011; 881-887.
 12. Li N., Wang J., Mi Z., Li D. Deformation safety of high concrete face rockfill dams. *Challenges and Innovations in Geotechnics : 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE)*. 2013; 4:3301-3304.
 13. 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
 14. 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
 15. 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.
 16. Aleman-Velasquez J.D., Marengo-Mogolon H., Rivera-Constantino R., Pantoja-Sanchez A., Diaz-Barriga A.F. *Relevant aspects of the geotechnical Design for 'La Yesca' Hydroelectric Project and of its behavior during the construction stage: The Mexican experience in concrete face rockfill dams*. URL: <https://ru.scribd.com/document/125483416/Relevant-Aspects-of-the-Geotechnical-Design-and-Behavior-of-La-Yesca-Dam>
 17. Sainov M.P. Impact of rockfill deformation on stress-strain state on dam reinforced concrete face. *Vestnik MGSU [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]*. 2015; 3:69-78. DOI: 10.22227/1997-0935.2015.3.69-78 (rus.).
 18. Sainov M.P. Performance of rockfill dam concrete face in 3D conditions by the results of numerical modeling. *Volga Region Scientific Journal*. 2015; 3(35):25-31. (rus.).
 19. Sainov M.P. Impact of dam site configuration on 3D stress-strain state of concrete faced rockfill dam. *Magazine of Civil Engineering*. 2016; 63(3):16-39. DOI: 10.5862/MCE.63.2 (rus.).
 20. Li N.-H., Sun D.-W., Li D.-H., Deng Y.-G., Yang J. Deformation behavior of 300 m high-concrete face rockfill dams. *Yantu Gongcheng Xuebao (Chinese Journal of Geotechnical Engineering)*. 2009; 31(2):155-160.
 21. Wang L.-B., Yan Q. Analyze on development prospects of 300m level ultra-high CFRD from Shuibuya high CFRD. *Asia-Pacific Power and Energy Engineering Conference, APPEEC*. 2010. DOI: 10.1109/appeec.2010.5448667
 22. 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
 23. Xu B., Zou D., Liu H. 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
 24. Pinto de N.L.S., Filho M.P.L., Maurer E. Foz do Areia dam — design, construction, and behaviour. *Proceedings of the Symposium on Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction and Performance*. 1985; 173-191.
 25. 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
 26. 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 KGS*. 2005; 21(7):91-105.
 27. Wen L., Chai J., Xu Z., Qin Y., Li Y. Junrui C. A statistical review of the behaviour of concrete face rockfill dams based on case histories. *Géotechnique*. 2018; 68(9):749-771. DOI: 10.1680/jgeot.17.p.095
 28. Sainov M.P. Computer program for the calculation of the stress-strain state of soil dams: experience of creation, techniques and algorithms. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2013; 9 (4):208-225. (rus.).

Received September 1, 2018

Adopted in a modified form on October 9, 2018

Approved for publication October 29, 2018

ABOUT THE AUTHORS: **Aleksei A. Podvysotckii** — Candidate of Technical Sciences, Head of the Hydrotechnical Department–2, AO “**Mosoblgidroproekt**”, 1 Energetikov st., Dedovsk, 143532, Russian Federation, PodvisokiiAA@hydroproject.com;

Mikhail P. Sainov — Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of Department Hydraulic and Hydraulic Engineering, **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**, 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation, mp_sainov@mail;

Vladislav B. Soroka — graduate student, of Department Hydraulic and Hydraulic Engineering, **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**, 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation, vastion08@yandex.ru;

Mark L. Dogonov — graduate student, **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**, 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation, Ohpor8@gmail.com.