

Влияние армирования на напряженно-деформированное состояние железобетонного экрана каменно-набросной ПЛОТИНЫ

М.П. Саинов, А.Ю. Шигаров, С.А. Ясаfoва

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

АННОТАЦИЯ

Введение. Рассмотрены результаты исследования напряженно-деформированного состояния (НДС) железобетонного экрана с учетом наличия арматуры.

На некоторых сверхвысоких каменно-набросных плотинах с железобетонным экраном происходило образование поперечных (горизонтальных) трещин в противифльтрационном элементе. Предполагается, что причина трещинообразования в экране — высокие по величине растягивающие напряжения. В связи с этим высказываются мнения о необходимости усиления армирования экрана. Однако в реальных плотинах, в соответствии с опытом, арматура, как правило, устраивается в один ряд с процентом армирования 0,35...0,5 %. Актуальным вопросом исследований каменно-набросных плотин с железобетонным экраном является оценка влияния усиленного армирования железобетонного экрана на повышение их надежности.

Материалы и методы. Исследование осуществлялось для различных вариантов деформативных свойств каменной наброски тела плотины на примере каменно-набросной плотины высотой 100 м. Железобетонный экран был принят широким (толщиной 1 м). Армирование принималось двухрядным, процент армирования — 1,5 %. Использовался метод конечных элементов. Арматура моделировалась с помощью стержневых конечных элементов.

Результаты. Для выявления роли арматуры расчеты НДС проводились для двух случаев. В одном из них принималось, что арматура отсутствует, а в другом — учитывалось наличие в экране стальной арматуры. Анализировались величины напряжений, возникающих в бетоне и стальной арматуре. Рассматривались напряжения, действующие в направлении вдоль верхового откоса.

Выводы. Выявлено, что за счет армирования железобетонного экрана стержневой стальной арматуры невозможно обеспечить снижение растягивающих напряжений в бетоне экрана до допустимого уровня. Существенную роль в формировании НДС экрана арматура может играть только в момент образования в бетоне экрана поперечных трещин, однако такой случай является недопустимым.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: каменно-набросная плотина с железобетонным экраном, напряженно-деформированное состояние, численное моделирование, арматура, модуль деформации, прочность

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Саинов М.П., Шигаров А.Ю., Ясаfoва С.А. Влияние армирования на напряженно-деформированное состояние железобетонного экрана каменно-набросной плотины // Вестник МГСУ. 2019. Т. 14. Вып. 3. С. 347–355. DOI: 10.22227/1997-0935.2019.3.347-355

Reinforcement impact on the stress-deformation state of concrete faced rockfill dam

Mikhail P. Sainov, Andrei Y. Shigarov, Sofia A. Isafova

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

ABSTRACT

Introduction. The article considers results of research of reinforced-concrete face stress-deformation state depending on availability of the reinforcement. At some ultra-high reinforced-concrete faced rockfill dams (CFRD) the transversal (horizontal) cracks were developed in the seepage-control element. It is supposed that the cause of the crack formation is high values of tensile stresses. In this connection, opinions are expressed about the necessity of strengthening the face reinforcement. However, in accordance with the experience gained, in real dams the reinforcement, as a rule, is arranged in one row with reinforcement percentage 0.35 to 0.5 %. The urgent issue of CFRD studies is assessment of impact of the concrete face strengthened reinforcement on enhancement of its reliability.

Materials and methods. The studies were conducted for different variants of rock fill deformation properties on the example of 100 m high rockfill dam. The reinforced concrete face was adopted to be wide (1 m thick). The reinforcement was adopted to be two-row one, with reinforcement percentage of 1.5 %. The study was conducted using the finite element method. The reinforcement was simulated using bar finite elements.

Results. To reveal the role of reinforcement, analyses of the stress-deformation state were conducted for two cases. In one case it was assumed that reinforcement is absent and in the other case consideration was made for the face with steel

reinforcement. Stresses in concrete and steel reinforcement were analysed. Stresses acting along the upstream slope were considered.

Conclusions. It was revealed that due to the reinforcement of steel-bar reinforced concrete face it was impossible to provide decrease of tensile stresses in the face concrete down to the permissible level. Reinforcement may play a significant role in the face stress-deformation state only at the moment of forming transversal cracks in the face concrete, but such a case is inadmissible.

KEYWORDS: concrete faced rockfill dam, stress-deformation state, numerical simulation, reinforcement, modulus of deformation, strength

FOR CITATION: Sainov M.P., Shigarov A.Y., Iasafova S.A. Reinforcement impact on the stress-deformation state of concrete faced rockfill dam. *Vestnik MGSU* [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]. 2019; 14:3:347-355. DOI: 10.22227/1997-0935.2019.3.347-355

ВВЕДЕНИЕ

Каменно-набросные плотины с железобетонным экраном активно применяются для строительства крупных гидроузлов за рубежом, в том числе высоконапорных [1–5]. Эксплуатируется ряд плотин с высотой более 200 м: Shuibuya [3], Campos Novos [4] и др. Накоплен большой опыт проектирования, строительства и эксплуатации этих плотин, который изложен в рекомендациях Международной комиссии по большим плотинам¹. Однако несмотря на это конструкции не являются достаточно надежными. В целом ряде случаев в железобетонном экране плотины образовывались трещины, и его целостность была нарушена [4, 6, 7].

Проведенные М.П. Саиновым численные исследования [8, 9] показали, что причиной трещинообразования является неблагоприятное напряженно-деформированное состояние (НДС) железобетонного экрана, которое формируется при деформациях тела плотины. НДС экрана характеризуется наличием растягивающих напряжений в направлении вдоль откоса. М.П. Саиновым было опровергнуто встречающееся в научно-технической литературе² заблуждение, что экран находится в состоянии двухосного сжатия. В частности, в работе [10] двухосное сжатие экрана получено по результатам численного моделирования. Но в этом случае сложно объяснить образование в экране горизонтальных и наклонных трещин.

По нашему мнению, причинами возникновения растяжения являются деформации изгиба и растягивающее продольное усилие. Было выявлено, что возникающие в экране растягивающие напряжения (в направлении вдоль откоса) могут превышать

прочность бетона на растяжение и соответственно приводить к появлению в экране горизонтально ориентированных поперечных трещин.

Однако при апробации работы результаты и выводы, полученные ранее, были подвергнуты сомнению В.Б. Николаевым. По его мнению, анализ НДС железобетонного экрана был проведен некорректно, так как при расчетах не учитывалось наличие в экране стальной арматуры. По мнению эксперта, стальная арматура вносит существенный вклад в жесткость железобетонного экрана и способна существенно уменьшить растягивающие напряжения в бетоне экрана. Для того чтобы подтвердить или опровергнуть данное мнение нами было проведено дополнительное численное исследование.

Необходимо отметить, что в современных плотинах железобетонный экран не выполняется густо армированным. Процент армирования экрана, как правило, находится в пределах 0,35...0,5 % [1]. Арматура предназначена в основном для восприятия температурно-усадочных деформаций бетона. Армирование производится сеткой, установленной в срединной плоскости экрана. В таких условиях арматура не может воспринимать изгибающий момент. Соответственно, некоторыми авторами даются рекомендации по переходу на двухрядное армирование [8]. Предполагается, что при двухрядном расположении арматуры она сможет компенсировать деформации продольного удлинения и уменьшить деформации изгиба экрана.

Вопрос о возможности повышения надежности железобетонного экрана путем его армирования в настоящий момент мало изучен. В статье [11] нами был проведен обзор научно-технической литературы, содержащей результаты исследований НДС каменно-набросных плотин с железобетонным экраном с помощью численного моделирования [10, 12–23]. Был выявлен значительный разброс в качественном анализе НДС железобетонного экрана. Это можно объяснить тем, что на НДС железобетонного экрана оказывают влияние множество факто-

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

² Ляпичев Ю.П. Проектирование и строительство современных высоких плотин: уч. пос. М. : Изд-во РУДН, 2004. 275 с.

ров. В частности, в труде [21] изучено влияние последовательности возведения плотины, а в [21–22] учтено влияние ползучести каменной наброски. В работе [22] рассмотрено влияние на НДС экрана жесткости вертикальных межсекционных швов.

Аналитический обзор выявил, что армирование железобетонного экрана при численных исследованиях, как правило, не учитывается. Исключением являются исследования Agici [12]. А в научном труде [16] учет армирования осуществляется уже после результата расчета НДС.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Исследование проводилось методом конечных элементов для абстрактной плотины высотой 100 м (рис. 1). Заложение откосов каменно-набросной плотины составляет 1,3 (уклон откосов 1:1,3). Для упрощения толщина экрана принималась постоянной по высоте и равной 1 м.

При расчетах рассматривалось поперечное сечение плотины, задача решалась в плоской постановке. Учитывались нагрузки от собственного веса плотины и гидростатического давления верхнего бьефа. Моделировалась поэтапность возведения плотины и наполнения водохранилища. Принималось, что наполнение водохранилища происходит только после завершения возведения плотины.

Для бетона и грунта использовалась модель линейного деформирования. Модуль линейной деформации бетона принимался равным 30 ГПа, что соответствует бетону класса В25 или В27,5³. Коэффициент Пуассона бетона принимался равным 0,2. Для оценки 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).

³ СП 41.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.06.08-87. М., 2012. 86 с.

Для выявления роли арматуры были проведены две серии расчетов, в одной из которых учитывалось наличие арматуры, а в другой — нет.

Для того, чтобы получить максимальный эффект от армирования, расчет проводился для случая двухрядного армирования с расположением от внешних граней на расстоянии, равном толщине защитного слоя (15 см). Процент армирования экрана принимался равным 1,5 %.

В реальных плотинах, как правило, армирование выполняют однорядным (с расположением арматуры близко к центру экрана), а процент армирования принимают 0,35...0,5 % [1].

В данном расчете площадь поперечного сечения нижней продольной арматуры принималась равной 100 см² на пог. м, а верхней — 50 см² на пог. м. Модуль линейной деформации арматурной стали класса А-III (А400) в соответствии с СП 41.13330.2012 был принят равным 200 ГПа.

Расчеты проводились для широкого диапазона деформируемости каменной наброски, который по натурным данным наблюдается в реальных плотинах [24, 25]. Это было сделано для того, чтобы оценить роль арматуры в формировании НДС экрана при различных величинах его деформаций. 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 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.

Для расчетов использовалась вычислительная программа NDS_N, составленная М.П. Саиновым.

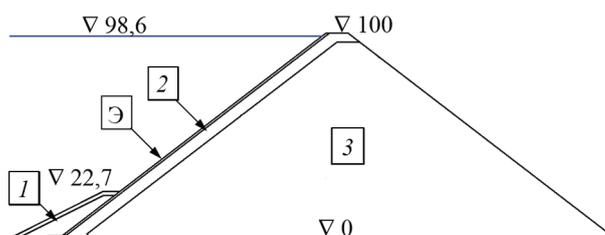


Рис. 1. Схема конструкции каменно-набросной плотины с железобетонным экраном: 1 — защитная призма; 2 — под-экрановая зона; 3 — упорная призма; Э — железобетонный экран

Fig. 1. Structural diagram of concrete faced rockfill dam: 1 — protective prism; 2 — under-face area; 3 — rubble toe wall; F — reinforced-concrete face

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Результаты расчетов НДС экрана без учета наличия в нем арматуры показали, что в бетоне экрана возникают растягивающие напряжения в направлении вдоль экрана (рис. 2, 3)⁴. На низовой грани они больше, чем на верховой. Это объясняется деформациями изгиба экрана в низовую сторону. Максимальный прогиб экрана наблюдается на $\nabla 45$ м. При модуле линейной деформации каменной наброски $E = 60$ МПа прогиб достигает 42 см, а при увеличении E пропорционально уменьшается.

Соответственно при увеличении E снижаются максимальные значения растягивающих продольных напряжений в бетоне, однако в любом из рассмотренных вариантов они превышают расчетное

сопротивление бетона на растяжение (рис. 3). Можно ожидать нарушения целостности нижней части экрана, в которой растягивающие усилия максимальны.

Расчеты НДС с учетом наличия в экране стальной арматуры показали, что армирование позволяет улучшить НДС противофильтрационного элемента плотины. За счет армирования уменьшаются растягивающие продольные напряжения в бетоне (рис. 4, 5). Арматура воспринимает часть продольного растягивающего усилия и часть изгибающего момента, воспринимаемого экраном.

Тем не менее было выявлено, что основную часть внутренних усилий воспринимает не арматура, а бетон, что влияние армирования невелико. За счет армирования максимальные значения растягивающих продольных напряжений в бетоне уменьшаются на 0,2...0,7 МПа (рис. 6, 7).

⁴ На рис. 2, 4–6 величина y — высота точки.

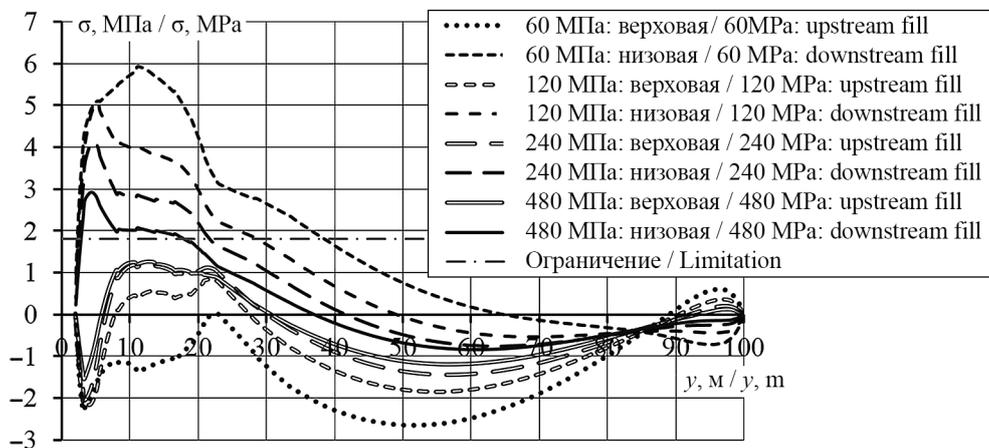


Рис. 2. Изменение по высоте продольных напряжений в бетоне экрана при различных значениях модуля линейной деформации каменной наброски (экран без армирования)

Fig. 2. Level variation of longitudinal stress in face concrete at different values of rock fill modulus of linear deformation (plain concrete face)

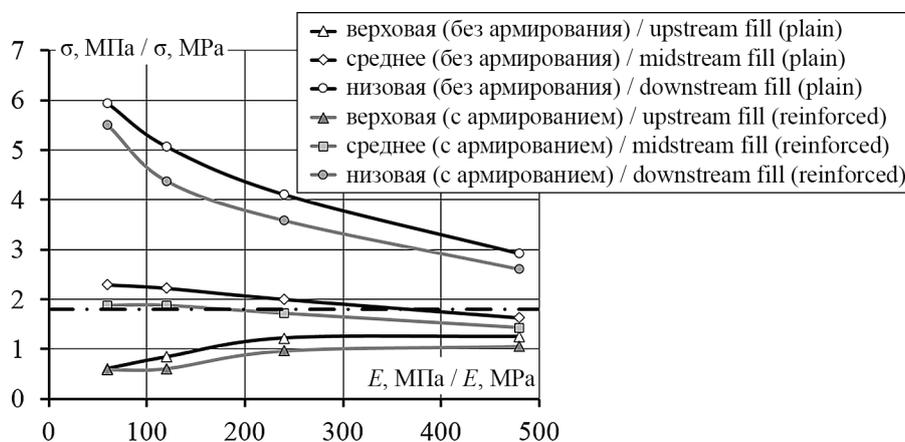


Рис. 3. Изменение максимальных значений растягивающих продольных напряжений в бетоне экрана в зависимости от модуля деформации каменной наброски

Fig. 3. Variation of maximum values of tensile longitudinal stress in face concrete depending on rock fill modulus of deformation



Рис. 4. Изменение по высоте продольных напряжений в бетоне экрана при модуле линейной деформации каменной наброски 60 МПа

Fig. 4. Level variation of longitudinal stress in face concrete at rock fill modulus of linear deformation of 60 MPa



Рис. 5. Изменение по высоте продольных напряжений в бетоне экрана при модуле линейной деформации каменной наброски 120 МПа

Fig. 5. Level variation of longitudinal stress in face concrete at rock fill modulus of linear deformation of 120 MPa

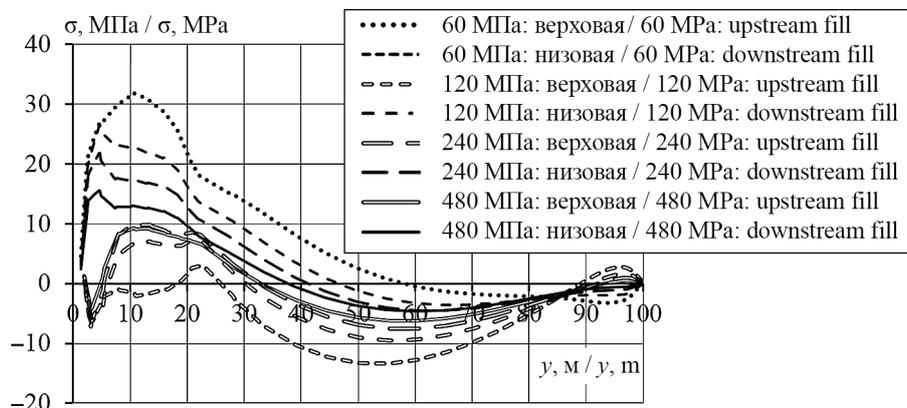


Рис. 6. Изменение по высоте продольных напряжений в верхней и нижней арматуре экрана при разных модулях линейной деформации каменной наброски

Fig. 6. Level variation of longitudinal stress in upstream and downstream face reinforcement at different rock fill modulus of linear deformation

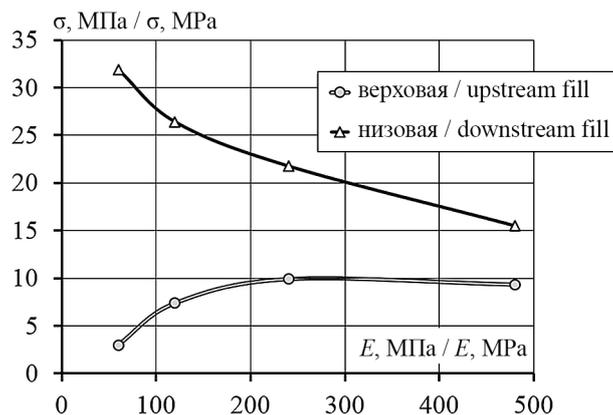


Рис. 7. Изменение максимальных значений растягивающих напряжений в арматуре в зависимости от модуля линейной деформации каменной наброски

Fig. 7. Variation of maximum values of tensile stress in reinforcement depending on rock fill modulus of deformation

Это объясняется тем, что арматура загружена не полностью. Например, при модуле линейной деформации каменной наброски $E = 60$ МПа напряжения в арматуре не превышают 32 МПа (рис. 6, 7), что составляет менее 10 % от расчетного сопротивления стали (365 МПа). При повышении значения модуля деформации каменной наброски роль арматуры еще более снижается (рис. 7).

Передать большую долю внутренних усилий на арматуру при нормативных условиях, не предусматривающих возможность образования в экране поперечных трещин, невозможно. По сравнению с напряжениями в бетоне растягивающие напряжения в арматуре лишь примерно в 5–7 раз выше.

Таким образом, лимитирующим фактором являются не напряжения в арматуре, а растягивающие напряжения в бетоне. Из-за этого роль арматуры в формировании НДС экрана невелика. В реальных плотинах процент армирования принимают меньшим, чем в данном расчете, и роль армирования еще более снижается.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

1. Армирование бетонного экрана каменно-набросной плотины позволяет улучшить его напряженное состояние — снизить растягивающие напряжения в бетоне. Однако армирование экрана (ненапрягаемой арматурой) не играет решающей роли в формировании его НДС — оно не позволяет снизить растягивающие напряжения в бетоне до допустимого уровня.

2. Бетон и арматура в конструкции экрана работают совместно, поэтому напряжения в арматуре примерно в семь раз выше, чем в бетоне. Только в случае образования в бетоне поперечных трещин, арматура сможет воспринять большую долю внутренних усилий. Однако это недопустимо, противофильтрационный экран относится к конструкциям, в которых не допускается образование трещин.

3. Изучение влияния армирования на НДС железобетонного экрана необходимо продолжить для определения влияния таких факторов, как толщина экрана и распределение арматуры по сечению экрана.

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. Chartrand C., Claisse M., Beauséjour N., Briand M.-H., Bouzaïene H., Boisjoly C. et al. Toulmoustou Dam // Canadian Consulting Engineer. 2006. Vol. 47. Issue 6. P. 51.
 3. Song W., Sun Y., Li L., Wang Y. Reason analysis and treatment for the 1st phase slab cracking of Shuibuya CFRD // Journal of Hydroelectric Engineering. 2008. No. 3 (27). Pp. 33–37.

4. Sobrinho J.A., Xavier L.V., Albertoni S.C., Pereira R.F. Performance and concrete face repair at Campos Novos // The International Journal on Hydropower & Dams. 2007. Issue 14 (2). Pp. 39–42.
 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. Freitas M.S.Jr. Concepts on CFRDs leakage control — cases and current experiences // ISSMGE Bulletin. 2009. Vol. 3. Issue 4. Pp. 11–18.
 7. 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.

8. Саинов М.П. Влияние деформируемости каменной насыпи на напряженно-деформированное состояние железобетонного экрана плотины // Вестник МГСУ. 2015. № 3. С. 69–78. DOI: 10.22227/1997-0935.2015.3.69-78

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

10. 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

11. 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.p1-p2

12. 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

13. 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

14. Alemán Velásquez J.D., Pantoja Sánchez A., Villegas Lasso S. 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>

15. 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

16. 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.

17. Mohsen Ghadrddan, Seyed Amirodin Sadrnejad, Tahereh Shaghaghi, Kazem Ghasimi. Numerical evaluation of concrete-faced rockfill dam upon multi-plane damage model // ROMAI Journal. 2015. Vol. 11. No. 1. Pp. 47–67.

18. 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

19. 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

20. 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.

21. 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

22. 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

23. 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

24. 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. Issue 7. Pp. 91–105.

25. Саинов М.П. Полуэмпирическая формула для оценки осадок однородных грунтовых плотин // Приволжский научный журнал. 2014. № 4 (31). С. 108–115.

Поступила в редакцию 14 декабря 2018 г.

Принята в доработанном виде 3 февраля 2019 г.

Одобрена для публикации 28 февраля 2019 г.

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

Шигаров Андрей Юрьевич — студент, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26, shigarov@live.com;

Ясафова Софья Андреевна — студентка, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26, sonya_yasafova@mail.ru.

REFERENCES

1. Radchenko V.G., Glagovskiy 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; 3:2-8. (rus.).
2. Chartrand C., Claisse M., Beauséjour N., Briand M.-H., Bouzaiene H., Boisjoly C. et al. Toulnostouc dam. *Canadian Consulting Engineer*. 2006; 47(6):51.
3. Song W., Sun Y., Li L., Wang Y. Reason analysis and treatment for the 1st phase slab cracking of Shuibuya CFRD. *Journal of Hydroelectric Engineering*. 2008; 3(27):33-37.
4. Sobrinho J.A., Xavier L.V., Albertoni S.C., Pereira R.F. Performance and concrete face repair at Campos Novos. *The International Journal on Hydro-power & Dams*. 2007; 14(2):39-42.
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. Freitas M.S.Jr. Concepts on CFRDs leakage control — cases and current experiences. *ISSMGE Bulletin*. 2009; 3(4):11-18.
7. Johannesson P., Tohlang S.L. Lessons learned from Mohale. *The International Water Power & Dam Construction*. 2007; 59(8):16-18,20-22,24-25.
8. 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.).
9. Sainov M.P. Performance of rockfill dam concrete face in 3D conditions by the results of numerical modeling. *Privolzhsky Scientific Journal*. 2015; 3(35):25-31. (rus.).
10. 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
11. 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; 2:207-224. DOI: 10.22227/1997-0935.2019.2.207-224 (rus.).
12. 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
13. 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
14. AlemánVelásquez J.D., Pantoja Sánchez A., Villegas Lesso S. 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>
15. 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
16. 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.
17. Mohsen Ghadrnan, Seyed Amirodin Sadrnejad, Tahereh Shaghaghi, Kazem Ghasimi. Numerical evaluation of concrete-faced rockfill dam upon multiplane damage model. *ROMAI Journal*. 2015; 11(1):47-67.
18. 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
19. 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
20. 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.
21. 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
22. 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
23. 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

24. 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.

25. Sainov M.P. Semiempirical formula for assessment of homogeneous earthfill dams. *Volga Region Scientific Journal*. 2014; 4(31):108-115. (rus.).

Received December 14, 2018.

Adopted in a modified form on February 3, 2019.

Approved for publication February 28, 2019.

ABOUT THE AUTHORS: **Mikhail P. Sainov** — Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor of Department of Hydraulics and Hydraulic Engineering, Head of the Department of educational and methodical association, **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**, 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation, mp_sainov@mail;

Andrei Y. Shigarov — student, **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**, 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation, shigarov@live.com;

Sofia A. Iasafova — student, **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**, 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation, sonya_yasafova@mail.ru.