УДК 627.82

М.П. Саинов

ФГБОУ ВПО «МГСУ»

ВЛИЯНИЕ ДЕФОРМИРУЕМОСТИ КАМЕННОЙ НАСЫПИ НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ЭКРАНА ПЛОТИНЫ

Представлены численные исследования напряженно-деформированного состояния каменной плотины с железобетонным экраном при различных модулях деформации и коэффициенте Пуассона каменной насыпи (принималась линейно-деформируемой). Исследования показали, что железобетонный экран испытывает не только изгиб, но и продольное усилие. При увеличении значения коэффициента Пуассона продольные усилия переходят из сжимающих в растягивающие. Растягивающие усилия и являются причиной образования трещин в железобетонных экранах ряда плотин. Увеличение модуля линейной деформации камня не влечет существенного улучшения напряженного состояния экрана.

Ключевые слова: каменная плотина, железобетонный экран, напряженно-деформированное состояние, модуль деформации, коэффициент Пуассона.

Каменные плотины с тонким железобетонным экраном — весьма распространенный в мире тип плотин. Благодаря относительной простоте конструкции и технологии возведения к настоящему времени построено множество подобных высоких и сверхвысоких плотин.

Однако в экранах многих из этих плотин (Кампос Новос, Агумилпа и др.) наблюдались трещины [1—4]. Образование трещин связано с неблагоприятным напряженно-деформированным состоянием (НДС) экрана, с возникновением в нем растягивающих напряжений.

Чтобы заранее оценить надежность запроектированной конструкции плотины, проектировщики выполняют расчетные исследования ее НДС. Эти исследования проводятся методом конечных элементов (МКЭ) с помощью различных вычислительных программ. Численное моделирование позволяет учесть в расчетах множество факторов, таких как последовательность возведения и нагружения плотины, нелинейность деформирования грунтов и др. Для учета нелинейности используются различные модели грунтов (гиперболическая модель Корднера — Чанга [5—6], модель упрочняющегося грунта и др.). Достоверность расчетов обеспечивают за счет сравнения с результатами натурных исследований построенных плотин.

К настоящему времени накоплен большой опыт подобных расчетных исследований [7—17]. Однако, как это ни странно, они не решают своей главной задачи — не дают прогноз трещинообразования в экране. В большинстве случаев расчетчики ограничиваются анализом деформаций экрана (прогибов, осадок и т.д.), а напряжения не анализируют. Это связано с тем, что даже численным методом сложно получить достаточно достоверные результаты о напряженном состоянии экрана. Нами было показано, что для моделирования

экрана необходимо применять конечные элементы высокого порядка [16], а также учитывать нелинейность контактного взаимодействия тонкого железобетонного экрана с грунтовым экраном и швов [17].

В [7, 5] задача о НДС экрана решалась в пространственной постановке с учетом наличия в нем межсекционных швов. Лишь в [15] на основе численного моделирования проанализирована работа железобетонного экрана и показано, что в нем могут возникать растягивающие напряжения и трещины.

Однако решение задачи о НДС для конкретных свойств каменной наброски не делает прогноз состояния экрана достоверным, а рассмотрение только конкретной плотины не дает представления о работе плотины с железобетонным экраном, не позволяет делать обобщения.

Поэтому в данном исследовании была поставлена задача, оценить влияние параметров деформируемости грунта на напряженное состояние экрана. Чтобы анализ был более определенным и понятным, было решено рассматривать камень как линейно-упругий материал с фиксированным значением коэффициента Пуассона.

Рассматривалась абстрактная каменная плотина высотой 100 м на скальном основании. Заложение откосов плотины было принято равным 1,4. Толщина железобетонного экрана изменялась от 0,5 м на гребне до 1 м у основания плотины. С верховой стороны от железобетонного экрана устроена защитная призма высотой 28,5 м с отсыпкой мелкозернистого грунта.

Численное моделирование проводилось МКЭ с помощью вычислительной программы NDS-N, составленной автором [18]. В плоском сечении плотины и блоке скального основания было выделено 335 конечных элементов с кубической аппроксимацией перемещений (рис. 1). Из них 283 элемента моделировали поведение сплошной среды, а 52 — поведение контактов железобетонного экрана с окружающими грунтами и скалой. По толщине железобетонного экрана было выделено два ряда конечных элементов. Общее количество степеней свободы задачи составило 3036.

Рис. 1. Сетка МКЭ: 1 — упорная призма плотины; 2 — железобетонный экран; 3 — скальное основание; 4 — подэкрановая зона; 5 — защитная призма

Задача решалась с учетом последовательности возведения плотины и роста нагрузок на нее. Было принято, что водохранилище наполняется только после возведения плотины до гребня. Было рассмотрено 33 расчетных этапа.

Характеристики линейного деформирования камня (модуль деформации E и коэффициент относительной поперечной деформации ν) были назначены таким образом, чтобы соответствовать натурным данным. В [19] приведены

данные о максимальных строительных осадках построенных плотин. Для плотины высотой 100 м осредненное значение осадки составляет около 50 см [20]. Мы решили «назначить» ее равной 58 см.

Подбором было определено, что осадку такой величины можно получить при следующих сочетаниях E и ν :

вариант 1: $E = 50$ МПа, $\nu = 0,30$;

вариант 2: $E = 60$ МПа, $\nu = 0,25$;

вариант 3: $E = 63$ МПа, $\nu = 0,20$.

Для всех этих вариантов свойств распределение осадок в теле плотины — одинаковое. Максимум осадок наблюдается на высоте 45 м в центре плотины (рис. 2). Горизонтальные же смещения для всех вариантов разные по величине (рис. 3), хотя и направлены в одну сторону — в сторону нижнего бьефа. При большем значении ν происходит расширение плотины при осадках от собственного веса. Поэтому с учетом добавления гидростатического давления в варианте 1 в верховой части упорной призмы горизонтальные смещения существенно меньше, чем в вариантах 2 и 3, а в низовой части — больше.

Рис. 2. Осадки плотины, см: закрашены эпюры для варианта 1; не закрашены — для варианта 4

Рис. 3. Смещения плотины, см: закрашены эпюры для варианта 3; не закрашены — для варианта 1

В осадках и смещениях экрана вес плотины участия не принимает, они формируются только от действия на экран гидростатического давления.

На рис. 4 показаны эпюры осадок верховой грани экрана на момент окончания наполнения. Для всех трех вариантов они очень близки между собой. Максимальная осадка экрана наблюдается на $\nabla 37$ м и составляет около 28 см. Эпюры осадок различаются только в нижней части. У периметрального шва экран поднимается: в варианте 1 — на 3,6 см, в варианте 2 — на 2,0 см, а в варианте 3 — лишь на 1,5 см.

Рис. 4. Осадки железобетонного экрана, см: закрашены эпюры для варианта 3; не закрашены — для варианта 1

Горизонтальные смещения экрана трех вариантов различаются больше (рис. 5). Максимум смещений наблюдается на $\nabla 54$ м. В варианте 1 он составляет 33,9 см, в варианте 2 — 29,6 см, а в варианте 3 — 28,5 см. На гребне смещения равны соответственно 16,3, 13,0 и 12,0 см. У периметрального шва смещения также сильно различаются: 10,6, 8,2 и 7,6 см соответственно.

Рис. 5. Смещения железобетонного экрана, см: закрашены эпюры для варианта 3; не закрашены — для варианта 1

По известным осадкам и смещениям экрана можно найти прогибы u_n экрана, а также в направлении вдоль экрана u_t :

$$u_n = u_x \sin \alpha + u_y \cos \alpha, \quad u_t = u_x \cos \alpha - u_y \sin \alpha,$$

где α — угол наклона экрана к горизонту.

В варианте 1 наблюдаются наибольшие прогибы экрана u_n . Максимум прогибов наблюдается на $\nabla 45$ м (рис. 6). Для варианта 1 он составляет 42,7 см, для варианта 2 — 39,9 см, а для варианта 3 — 35,5 см. На гребне прогибы соответственно равны 11,9, 11,6 и 11,5 см. А у периметрального шва различия в прогибах практически нет (соответственно 3,3, 3,2 и 3,1 см по вариантам). Неравномерное распределение прогибов говорит об изгибных деформациях экрана. Свобода перемещений в периметральном шве сглаживает эти изгибные деформации.

Однако наибольшие отличия между вариантами наблюдаются по величине продольных перемещений u_t . Во всех вариантах эти перемещения положительны, т.е. экран как бы «вползает» по откосу (рис. 7). В узле периметрального шва продольные смещения означают раскрытие периметрального шва. Для варианта 1 раскрытие составило 10,9 см, для варианта 2 — 7,9 см, а для варианта 3 — 7,0 см. Величина продольного смещения изменяется в направлении

от периметрального шва к гребню плотины. На гребне величина продольного смещения составляет: в варианте 1 — 11,6 см, в варианте 2 — 7,8 см, а в варианте 3 — 6,4 см. Таким образом, в варианте 1 экран удлиняется на 7 мм, а в варианте 2 — всего на 1 мм. В третьем же варианте экран не удлиняется, а сжимается на 6 мм.

Рис. 6. Прогибы железобетонного экрана, см: закрашены эпюры для варианта 3; не закрашены — для варианта 1

Рис. 7. Продольные перемещения, см, железобетонного экрана: закрашены эпюры для варианта 3; не закрашены — для варианта 1

Удлинение экрана также можно объяснить его прогибом. Удлинение экрана — неблагоприятное явление, так как оно вызывает в нем растягивающие усилия. В варианте 1 относительная деформация удлинения экрана (при длине 169,3 см) составляет $4 \cdot 10^{-5}$. Это соответствует растягивающему усилию 2 МПа.

Таким образом, при больших значениях коэффициента Пуассона растут горизонтальные смещения экрана в сторону нижнего бьефа, что вызывает появление в экране деформаций удлинения и растягивающие усилия.

Это подтверждается распределением в экране максимальных главных напряжений σ_1 (для верховой грани — рис. 8, для низовой грани — рис. 9).

Рис. 8. Главные напряжения σ_1 , МПа, на верховой грани железобетонного экрана: закрашены эпюры для варианта 3; не закрашены — для варианта 1

Видим, что на верховой грани экрана могут наблюдаться растягивающие напряжения σ_1 — у гребня плотины и в нижней части плотины (см. рис. 8). В варианте 1 от подошвы до $\nabla 56$ м экран испытывает растяжение в направлении вдоль экрана. Растягивающие напряжения достигают 2,9 МПа, что превышает прочность бетона на растяжение. В вариантах 2 и 3 область растягивающих напряжений σ_1 существенно сокращается по размерам (лишь до $\nabla 11$ м), а максимальные значения растягивающих напряжений не превышают: в варианте 2 — 1,6 МПа, в варианте 3 — 1,2 МПа.

Еще более неблагоприятное напряженное состояние складывается на низовой грани экрана. Вследствие изгиба большая ее часть испытывает растяжение в направлении вдоль экрана. В варианте 1 область растягивающих напряжений σ_1 распространяется практически на всю длину экрана (рис. 9).

Рис. 9. Главные напряжения σ_1 , МПа, на низовой грани железобетонного экрана: закрашены эпюры для варианта 3; не закрашены — для варианта 1

Своего максимума они достигают на $\nabla 11$ м и составляют 8,0 МПа. При таких напряжениях в экране следует ожидать образования сквозной трещины. В вариантах 2 и 3 область растягивающих напряжений σ_1 сокращается (до $\nabla 49$ и $\nabla 38$ м соответственно), а максимальные их значения уменьшаются (до 6,2 и 5,2 МПа соответственно). Конечно, такие растягивающие напряжения не могут быть восприняты арматурой, соответственно надежность экрана также не обеспечивается, однако в реальных условиях, с учетом упрочнения грунта при уплотнении и реальной схемы возведения плотины, можно ожидать, что НДС экрана будет более благоприятным.

Таким образом, величина коэффициента Пуассона каменной насыпи существенно влияет на НДС экрана — его увеличение сопровождается увеличением в экране растягивающих напряжений.

Кроме того, был проведен анализ влияния на перемещения и напряжения в экране величины модуля деформации каменной наброски. Был рассмотрен вариант 4, в котором $E = 60$ МПа, $\nu = 0,30$, т.е. вариант, в котором модуль деформации на 20 % больше, чем в варианте 1.

По результатам расчетов, при увеличении модуля максимальные осадки плотины уменьшились с 58 (в варианте 1) до 48 см (в варианте 4), т.е. на 18 %. Максимальные осадки экрана пропорционально уменьшились с 28,2 до 23,5 см, а максимальные горизонтальные смещения с 33,9 до 28,4 см. Максимальные прогибы экрана уменьшились с 42,7 до 35,6 см. Уменьшились и величины продольных смещений, примерно на 18 %, однако величина удлинения экрана осталась неизменной — 9 мм. Таким образом, увеличение модуля деформации

камня не привело к снижению продольных растягивающих усилий в железобетонном экране.

Поэтому напряженное состояние железобетонного экрана в варианте 4 качественно не изменилось по сравнению с вариантом 1, уменьшились лишь величины максимальных значений напряжений σ_1 : на верховой грани с 2,9 до 2,8 МПа, на низовой — с 8,0 с 7,4 МПа. Такое уменьшение незначительно. Таким образом, величина модуля деформации имеет меньшее влияние, чем величина коэффициента Пуассона.

Выводы. 1. Решение задачи о НДС каменной плотины с железобетонным экраном при допущении линейной деформируемости камня подтвердило выводы, полученные нами ранее для случая нелинейности деформирования [17], о том, что железобетонный экран испытывает не только изгибные, но и заметные продольные деформации. Вследствие этого в экране могут возникать значительные растягивающие усилия. Образование продольных усилий происходит тогда, когда горизонтальные смещения экрана (в сторону нижнего бьефа) близки по величине к осадкам экрана.

2. Коэффициент Пуассона каменной насыпи имеет большое влияние на формирование НДС экрана, его влияние больше, чем влияние модуля деформации. При коэффициенте Пуассона $\nu > 0,25$ следует ожидать появления в железобетонном экране растягивающих продольных усилий.

3. Данные выводы сделаны на основе решения плоской задачи. В условиях узкого створа горизонтальные смещения плотины будут резко уменьшаться, что должно создать более благоприятное НДС экрана.

Библиографический список

1. Concrete Face Rockfill dam: Concepts for design and construction / International Commission on Large Dams (ICOLD). 2010. Bulletin 141. 400 p.
2. Rockfill dams with Concrete Facing-State of the Art / International Commission on Large Dams (ICOLD). 1989. Bulletin 70. 117 p.
3. Cooke J.B., Sherard J.L. Concrete Face Rockfill Dams — Design, Construction, and Performance: Proceedings of the 2nd Symposium. Detroit, Mich., October 1985. American Society of Civil Engineers (ASCE), New York. 658 p.
4. Проектирование и строительство плотин из местных материалов : по материалам VII и VIII Междунар. конгрессов по большим плотинам / сост. А.А. Ничипорович ; под общ. ред. А.А. Бороваго. М. : Энергия, 1967. С. 90—99. (Проектирование и строительство больших плотин. Вып. 3)
5. Duncan J.M., Chang C.Y. Non-linear Analysis of Stress and Strain in Soils // ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. 1970. Vol. 96. No. 5. Pp. 1629—1653.
6. Kondner R.L. Hyperbolic Stress-Strain Response. Cohesive Soils // ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. 1963. Vol. 89. No. 1. Pp. 115—143.
7. 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.
8. 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. No. 5. Pp. 796—801.
9. Szostak-Chrzanowski A., Massiera M., Deng N. Concrete Face Rockfill Dams — New Challenges for Monitoring and Analysis // Reports on Geodesy. 2009. No. 2/87. Pp. 381—390.

10. *Mohd Hilton Ahmad*. Principal Stresses in Non-Linear Analysis of Bakun Concrete Faced Rockfill Dam. AJSTD. 2008. Vol. 25. No. 2. Pp. 469—479.
11. *Özkuzukiran R.S.* Settlement Behavior of Concrete Face Rockfill Dams: A case Study // A thesis Submitted for the degree of Master of Science in Civil Engineering. Middle East Technical University, 2005. 150 p.
12. *Park Han-Gyu, Seo Min-Woo, Kim Yong-Seong, Lim Heui-Dae*. Settlement Behavior Characteristics of CFRD in Construction Period — Case of Daegok Dam // Jour. of the KGS. September 2005. Vol. 21. No. 7. Pp. 91—105.
13. *Xu L., Shen Z., Yang F., Gu X.* Stress and Deformation Analysis for the Concrete Face Rockfill Dam of Wuyue Pumped Storage Power Station // Earth and Space Conference. 2012. Pp. 986—995.
14. *Qinxi Wu, Huai Yang, Xianjun Han, Xiaozheng Yu*. Research on the Method of Reliability Analysis of Concrete-Faced Rockfill dam. ICOLD, 2006. Vol. 3. Pp. 877—890.
15. *Halil Firat Özel*. Comparison of the 2D and 3D Analyses Methods for CFRDS. A thesis Submitted for the degree of Master of Science in Civil Engineering. Middle East Technical University, 2012. 93 p.
16. *Саинов М.П.* Особенности численного моделирования напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин с тонкими жесткими противофильтрационными элементами // Вестник МГСУ. 2012. № 10. С. 102—108.
17. *Саинов М.П.* Особенности расчетов напряженно-деформированного состояния каменных плотин с железобетонными экранами // Вестник МГСУ. 2006. № 2. С. 78—86.
18. *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. Т. 9. №. 4. Pp. 208—225.
19. *Park H.G., Kim Y.-S., Seo M.-W., Lim H.-D.* Settlement Behavior Characteristics of CFRD in Construction Period — Case of Daegok Dam // Jour. of the KGS. September 2005. Vol. 21. No. 7. Pp. 91—105.
20. *Саинов М.П.* Полуэмпирическая формула для оценки осадок однородных грунтовых плотин // Приволжский научный журнал. 2014. № 4 (32). С. 108—115.

Поступила в редакцию в декабре 2014 г.

Об авторе: **Саинов Михаил Петрович** — кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры гидротехнического строительства, **Московский государственный строительный университет (ФГБОУ ВПО «МГСУ»)**, 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26, mp_sainov@mail.ru.

Для цитирования: *Саинов М.П.* Влияние деформируемости каменной насыпи на напряженно-деформированное состояние железобетонного экрана плотины // Вестник МГСУ. 2015. № 3. С. 69—78.

M.P. Sainov

IMPACT OF ROCKFILL DEFORMATION ON STRESS-STRAIN STATE ON DAM REINFORCED CONCRETE FACE

The author considered the results of the numerical studies of stress-strain state of a 100 m high rockfill dam with a reinforced concrete face. In the analysis, the dam construction sequence and loads applied to it were considered; it was assumed that the reinforced concrete face was constructed after filling the dam. The calculations were carried out in the elastic formulation at various moduli of deformation and Poisson's ratio.

It was revealed that at rockfill settlement under the action of hydrostatic pressure the reinforced concrete face not only bends but also is subject to longitudinal force. The development of these forces is connected not only with rockfill shear deformation in horizontal direction. Depending on the value of rockfill Poisson's ratio these longitudinal forces may be both compressive and tensile. At the Poisson's ratio exceeding 0.25 the longitudinal forces are tensile, and when it is equal to 0.2 — they are compressive. Evidently these particular longitudinal forces are the cause of crack formation in reinforced concrete faces of a number of constructed dams. The indirect confirmation of the development of tensile forces on the face is the fact that actually in all the dams with reinforced concrete face opening of perimeter joint was observed.

Thus, in order to provide the strength of reinforced concrete it is important to increase rockfill shear modulus. Only the decrease of stone compressibility (i.e. increase of linear deformation modulus E) will slightly improve the stress state of the face, as the value of E has less effect on settlements and shear of the dam than Poisson's ratio.

High rockfill dams with reinforced concrete face may have a favorable stress state only at narrow site when the face horizontal displacements are inconsiderable and due to the settlements of rockfill in the face the forces are compressive but not tensile longitudinal forces.

Key words: rockfill dam, reinforced concrete face, stress-strain state, modulus of deformation, Poisson's ratio.

References

1. Concrete Face Rockfill Dam: Concepts for Design and Construction. International Commission on Large Dams (ICOLD). 2010, Bulletin 141, 400 p.
2. Rockfill Dams with Concrete Facing-State of the Art. International Commission on Large Dams (ICOLD). 1989, Bulletin 70, 117 p.
3. Cooke J.B., Sherard J.L. Concrete Face Rockfill Dams — Design, Construction, and Performance: Proceedings of the 2nd Symposium. Detroit, Mich., October 1985. American Society of Civil Engineers (ASCE), New York. 658 p.
4. Nichiporovich A.A., Borovoy A.A., editors. *Proektirovanie i stroitel'stvo plotin iz mestnykh materialov : po materialam VII i VIII Mezhdunarodnykh kongressov po bol'shim plotinam* [Design and Construction of Dams Made of Local Materials (based on the works of the 7th and 8th International Congresses on Large Dams)]. Moscow, Energiya Publ., 1967, pp. 90—99. (Proektirovanie i stroitel'stvo bol'shikh plotin. Vyp. 3 [Design and Construction of Large Dams. No. 3]). (In Russian)
5. Duncan J.M., Chang C.Y. Non-linear Analysis of Stress and Strain in Soils. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. 1970, vol. 96, no. 5, pp. 1629—1653.
6. Kondner R.L. Hyperbolic Stress-Strain Response. Cohesive Soils. ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. 1963, vol. 89, no. 1, pp. 115—144.
7. Radchenko V.G., Glagovskiy V.B., Kassirova N.A., Kurneva E.V., Druzhinin M.A. *Sovremennoe nauchnoe obosnovanie stroitel'stva kamennonabrosnykh plotin s zhelezobetonnyimi ekranami* [Modern Academic Substantiation of Construction of Rockfill Dams Having Reinforced Concrete Faces]. *Gidrotekhnicheskoe stroitel'stvo* [Hydraulic Engineering]. 2004, no. 3, pp. 2—8. (In Russian)
8. 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, no. 5, pp. 796—801.
9. Szostak-Chrzanowski A., Massiera M., Deng N. Concrete Face Rockfill Dams — New Challenges for Monitoring and Analysis. Reports on Geodesy. 2009, no. 2/87, pp. 381—390.
10. Mohd Hilton Ahmad. Principal Stresses in Non-Linear Analysis of Bakun Concrete Faced Rockfill Dam. AJSTD. 2008, vol. 25, no. 2, pp. 469—479.
11. Özkuzukiran R.S. Settlement Behavior of Concrete Face Rockfill Dams: A Case Study. A thesis Submitted for the degree of Master of Science in Civil Engineering. Middle East Technical University, 2005, 150 p.
12. Park Han-Gyu, Seo Min-Woo, Kim Yong-Seong, Lim Heui-Dae. Settlement Behavior Characteristics of CFRD in Construction Period — Case of Daegok Dam. Jour. of the KGS. September 2005, vol. 21, no. 7, pp. 91—105.

13. Xu L., Shen Z., Yang F., Gu X. Stress and Deformation Analysis for the Concrete Face Rockfill Dam of Wuyue Pumped Storage Power Station. Earth and Space Conference. 2012, pp. 986—995. DOI: <http://dx.doi.org/10.1061/9780784412190.106>.
14. Qinxu Wu, Huai Yang, Xianjun Han, Xiaozheng Yu. Research on the Method of Reliability Analysis of Concrete-Faced Rockfill dam. ICOLD, 2006, vol. 3, pp. 877—890.
15. Halil Firat Özel. Comparison of the 2D and 3D Analyses Methods for CFRDS. A thesis submitted for the degree of Master of Science in Civil Engineering. Middle East Technical University, 2012, 93 p.
16. Sainov M.P. Osobennosti chislennogo modelirovaniya napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya gruntovykh plotin s tonkimi zhestkimi protivofil'tratsionnymi elementami [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, no. 10, pp. 102—108. (In Russian)
17. Sainov M.P. Osobennosti raschetov napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya kamennykh plotin s zhelezobetonnyimi ekranami [Features of Analyses of the Stress-Strain State of Rockfill Dams Having Reinforced Concrete Faces]. *Vestnik MGSU* [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]. 2006, no. 2, pp. 78—86. (In Russian)
18. Sainov M.P. Vychislitel'naya programma po raschetu napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya gruntovykh plotin: opyt sozdaniya, metodiki i algoritmy [Computer Program for the Calculation of the Stress-strain State of Soil Dams: the Experience of Creation, Techniques and Algorithms]. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2013, vol. 9, no. 4, pp. 208—225. (In Russian)
19. Park H.G., Kim Y.-S., Seo M.-W., Lim H.-D. Settlement Behavior Characteristics of CFRD in Construction Period — Case of Daegok Dam. *Jour. of the KGS*. September 2005, vol. 21, no. 7, pp. 91—105.
20. Sainov M.P. Poluempiricheskaya formula dlya otsenki osadok odnorodnykh gruntovykh plotin [Semiempirical Formula for Assessment of Homogeneous Earthfill Dams Set]. *Privolzhskiy nauchnyy zhurnal* [Volga Region Scientific Journal]. 2014, no. 4 (32), pp. 108—115. (In Russian)

About the author: **Sainov Mikhail Petrovich** — Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Department of Hydraulic Engineering, **Moscow State University of Civil Engineering (MGSU)**, 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; mp_sainov@mail.ru.

For citation: Sainov M.P. Vliyaniye deformiruемости kamennoy nasypi na napryazhenno-deformirovannoe sostoyaniye zhelezobetonnoy ekrana plotiny [Impact of Rockfill Deformation on Stress-Strain State on Dam Reinforced Concrete Face]. *Vestnik MGSU* [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]. 2015, no. 3, pp. 69—78. (In Russian)