

## Влияние неоднородности строения каменно-набросной плотины на напряженно-деформированное состояние железобетонного экрана

М.П. Саинов, И.М. Егоров, К.В. Пак

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

### АННОТАЦИЯ

**Введение.** Одним из основных принципов конструирования современных сверхвысоких каменно-набросных плотин с железобетонным экраном является принцип зонирования каменной наброски разного качества в теле плотины. Он предусматривает, что каменная наброска в верховой части упорной призмы должна быть уплотнена максимально тщательно, чтобы максимально снизить прогибы железобетонного экрана. В низовой части упорной призмы допускается укладка разнородной каменной наброски с меньшей степенью уплотнения. Анализ результатов натурных наблюдений за осадками построенных плотин показывает, что данная схема зонирования может приводить к значительной неравномерности в распределении модулей деформации каменной наброски между верховой и низовой частями плотины. Выполненное нами ранее численное моделирование реальной плотины Агуаи́ра показало, что этот эффект может вызвать неблагоприятное напряженно-деформированное состояние (НДС) железобетонного экрана, угрожающее образованием трещин. Нами было рекомендовано применять плотины однородного строения. Однако этот вывод некоторые эксперты поставили под сомнение. С целью подтвердить или опровергнуть данный вывод были проведены более широкие исследования, результаты которых описаны в работе.

**Материалы и методы.** Исследования проведены методом конечных элементов на примере каменно-набросной плотины высотой 100 м. Рассмотрены разные варианты деформативных свойств каменной наброски в верховой и низовой частях упорной призмы плотины.

**Результаты.** Анализ результатов исследований подтвердил сделанные ранее выводы об особенностях НДС железобетонного экрана каменно-набросной плотины. Выявлено, что повышение деформируемости каменной наброски в низовой части упорной призмы плотины приводит к появлению в экране дополнительного растягивающего продольного усилия. Оно повышает риск образования в экране сквозных поперечных трещин. Однако неоднородное строение упорной призмы плотины может не иметь решающего влияния на величины напряжений, так как большую роль играет величина изгибающего момента.

**Выводы.** Результаты выполненного исследования, а также практика строительства современных плотин показывают необходимость изменения традиционной схемы зонирования каменной наброски в теле плотины. Требуется обеспечивать снижение различий в деформируемости каменной наброски между верховой и низовой частями плотины.

**КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА:** каменно-набросная плотина с железобетонным экраном, напряженно-деформированное состояние, численное моделирование, зонирование каменной наброски, модуль деформации, прочность, продольная сила, изгибающий момент

**ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ:** Саинов М.П., Егоров И.М., Пак К.В. Влияние неоднородности строения каменно-набросной плотины на напряженно-деформированное состояние железобетонного экрана // Строительство: наука и образование. 2019. Т. 9. Вып. 2. Ст. 5. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2019.2.5

## Impact of rockfill dam structure heterogeneity on reinforced concrete face stress-strain state

Mikhail P. Sainov, Igor M. Egorov, Konstantin V. Pak

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

### ABSTRACT

**Introduction.** One of the main principles in designing modern ultra-high rockfill dams with reinforced concrete face is the principle of zoning rockfill of various quality in the dam body. It envisages that rockfill in the shell upper part should be compacted very carefully in order to minimize to the maximum the deflections of the reinforced concrete face. In the shell lower part it is allowed placing heterogeneous rockfill with less degree of compaction. Analysis of the results of field observations over settlements of the already constructed dams shows that this pattern of zoning may lead to considerable irregularity in distribution of rockfill deformation moduli between the upstream and the downstream parts of the dam. Numerical modeling of

the existing Aguamilpa dam carried out by use arlier showed that this effect may be caused by unfavorable stress-strain state of the reinforced concrete face threatening with crack formation. Were come ended using dams of homogenous structure. However, this conclusion caused doubts of some experts. More detailed studies who see results are described in this article were conducted in order to confirm or disprove this conclusion.

**Materials and methods.** The studies were conducted by finite element method on the example of 100 m high rockfill dam. Different alternatives of rockfill deformation properties in the shell upstream and downstream parts were considered.

**Results.** Analysis of the results of studies confirmed the conclusions made earlier about the features of the rockfill dam reinforced concrete face stress-strain state. It was revealed that increase of rockfill deformation in the dam shell downstream part leads to appearance of additional tensile longitudinal force in the face. It increases the risk of appearance of through transversal cracks in the face. However, the heterogeneous structure of the dam shell may not have a decisive impact on stress values because the value of bending moment plays a great role.

**Conclusions.** The results of the fulfilled study as well as modern dam construction practice show the necessity of modifying the traditional pattern of rockfill zoning in the dam body. It is necessary to provide decrease of differences in rockfill deformation of the upstream and downstream parts of the dam.

**KEYWORDS:** concrete-face rockfill dam, stress-strain state, numerical modeling, rockfill zoning, deformation modulus, strength, longitudinal force, bending moment

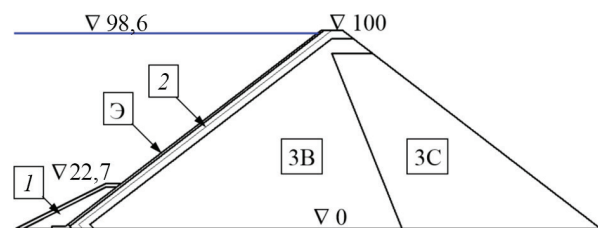
**FOR CITATION:** Sainov M.P., Egorov I.M., Pak K.V. Impact of rockfill dam structure heterogeneity on reinforced concrete face stress-strain state. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2019; 9(2):5. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2019.2.5 (rus.).

## ВВЕДЕНИЕ

В мире построено большое количество каменно-набросных плотин с железобетонными экранами, накоплен большой опыт их проектирования, строительства и эксплуатации [1–5]. Теория проектирования плотин этого типа считается хорошо разработанной, ее основные положения изложены в рекомендациях ICOLD<sup>1</sup>. Одним из «краеугольных камней» этой теории являются рекомендации по зонированию каменной наброски в теле плотины [6]. Цель зонирования — такое распределение каменной наброски разного качества, которое, с одной стороны, обеспечивает уменьшение деформаций железобетонного экрана, а с другой — снижает затраты на строительство.

В соответствии с рекомендациями ICOLD упорная призма плотин имеет неоднородное строение, т.е. состоит из нескольких зон (рис. 1). Непосредственно под железобетонным экраном устраивают подэкрановую зону толщиной 3...5 м (зона 2), в которую укладывают разнородный щебень крупностью до 100 мм. Высокая плотность уплотнения грунта подэкрановой зоны должна обеспечить выравнивание деформаций железобетонного экрана. В основном объеме упорной призмы (зона 3) каменную наброску распределяют в зависимости от качества уплотнения по 2–3 зонам. В верховой

части упорной призмы (зона 3В) каменную наброску уплотняют особенно тщательно. Ее сортируют и укладывают тонкими слоями (толщиной до 0,5 м). В низовой части упорной призмы (зона 3С) качеству уплотнения каменной наброски уделяют меньше внимание. Она может быть более разнородной, поэтому уплотнение ее производят слоями толщиной около 1 м. По замыслу разработчиков, такая схема зонирования (распределения) каменной наброски должна при минимуме затрат обеспечить благоприятное напряженно-деформированное состояние (НДС) железобетонного экрана.



**Рис. 1.** Схема конструкции каменно-набросной плотины с железобетонным экраном: 1 — защитная призма; 2 — подэкрановая зона; 3В, 3С — зоны упорной призмы; Э — железобетонный экран

Однако наше исследование [7], проведенное для реальной плотины Aguamilpa (Мексика), продемонстрировало, что традиционная схема зонирования каменной наброски может неблагоприятно сказываться на НДС железобетонного экрана. Натурные наблюдения за осадками данной плоти-

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

ны [8] показывают, что деформируемость каменной наброски в зонах 3В и 3С сильно различается. Нами было установлено, что осредненный модуль линейной деформации  $E$  каменной наброски в зоне 3В достигает 500 МПа, в то время как в зоне 3С он составляет лишь 30 МПа [7]. Численное моделирование показало, что из-за неоднородности распределения каменной наброски в железобетонном экране увеличивается растягивающее усилие в направлении вдоль откоса. Если бы тело плотины имело однородное строение с модулем деформации  $E = 200$  МПа, то НДС экрана было бы более благоприятным. Нами был сделан вывод о том, что неоднородное распределение деформируемости каменной наброски в упорной призме, предусмотренное принятой схемой зонирования, является неблагоприятным фактором. Рекомендовано применять упорные призмы однородного строения.

Но в ходе апробации работы результаты наших исследований были отвергнуты некоторыми «экспертами». Ими было указано на «ошибочность вывода о нежелательном зонировании грунтов в теле плотины с железобетонным экраном», хотя нигде в работе [7] вывода о нежелательности зонирования каменной наброски в теле плотины сделано не было. Чтобы опровергнуть (или подтвердить) сделанную оценку влияния зонирования каменной наброски на надежность противофильтрационного экрана, нами проведены более подробные исследования, результаты которых описаны в данной статье.

## МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Исследования проводились методом конечных элементов для абстрактной плотины высотой 100 м (рис. 1). Заложение откосов плотины составляет 1,3 (уклон откоса — 1:1,3). Толщина экрана принималась постоянной по высоте и равной 1 м. Она была завышена по сравнению с рекомендациями ICOLD<sup>2</sup>.

При расчетах учитывались нагрузки от собственного веса плотины и гидростатического давления верхнего бьефа. В соответствии с требованиями СП 39.13330.2012 моделировалась поэтапность возведения плотины и наполнения водохранилища. Принималось, что наполнение водохранилища происходит только после завершения отсыпки плотины.

Для железобетона модуль линейной деформации принимался равным 30 ГПа, коэффициент Пуассона — 0,2. Наличие арматуры в экране не учитывалось, так как при принятом в проектной практике проценте армирования (0,3...0,5 %) оно не играет существенной роли [9]. Для оценки возможности образования в экране трещин расчетное сопротив-

ление на растяжение принималось равным 1,8 МПа как для бетона класса В30<sup>3</sup>.

В целях упрощения анализа при расчетах НДС для каменной наброски использовалась модель линейного деформирования. Коэффициент Пуассона грунта был принят равным 0,25.

Составленная численная модель плотины насчитывала 977 конечных элементов. Контакты железобетонного экрана с грунтами, а также периметральный шов моделировались с помощью контактных конечных элементов. При составлении численной модели плотины использовались конечные элементы высокого порядка, с кубической степенью аппроксимации перемещений. Общее количество степеней свободы в модели составило 9174.

Расчеты проводились для широкого диапазона деформируемости каменной наброски, наблюдаемого в реальных плотинах [10–13]. Рассматривались четыре варианта значений модуля линейной деформации  $E$  наброски в зоне 3В — 60, 120, 240 и 480 МПа и 5 вариантов  $E$  в зоне 3С — 30, 60, 120, 240 и 480 МПа. В зависимости от комбинации модулей деформации зон 3В и 3С плотина могла быть либо однородной, либо неоднородной. При этом не рассматривались варианты, в которых  $E$  зоны 3В более чем в 8 раз больше или в 2 раза меньше, чем в зоне 3С. Всего было рассмотрено 16 расчетных вариантов.

Расчеты НДС плотины были проведены по составленной М.П. Саиновым вычислительной программе [14].

## РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Анализ результатов расчетов подтвердил выводы об основных особенностях НДС железобетонного экрана, полученные нами ранее [15]. Экран испытывает не только деформации изгиба, но и продольные деформации удлинения–укорочения (величиной менее  $1 \cdot 10^{-4}$ ). Данный вывод получен также в работе [16]. Изгиб экрана происходит в низовую сторону. Максимум прогибов приходится на  $\nabla 45$  м, поэтому в нижней части экрана изгиб проявляется больше, чем в верхней. Максимальный прогиб экрана при  $E = 60$  МПа составляет 42 см. О деформациях удлинения–укорочения экрана свидетельствует раскрытие периметрального шва.

По результатам расчетов НДС построены эпюры распределения по высоте продольных напряжений на верховой и низовой гранях железобетонного экрана (рис. 2, 3)<sup>4</sup>. Были проанализированы продольные напряжения, т.е. напряжения в направле-

<sup>2</sup> В трудах ICOLD<sup>1</sup> толщину понизу железобетонного экрана плотины высотой 100 м рекомендуется устанавливать равной 0,6 м.

<sup>3</sup> СП 41.13330-2012. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.06.08-87 (с Изменением № 1). М., 2012. 86 с.

<sup>4</sup> На рисунках величина « $u$ » соответствует высоте точки экрана.

нии вдоль откоса. Анализ показал, что бетон экрана может испытывать как сжатие, так и растяжение. Как правило, из-за деформаций изгиба продольные напряжения на низовой грани — растягивающие, а на верховой — сжимающие (рис. 2). Однако за счет наличия продольных линейных деформаций напряжения на верховой и низовой гранях не равны друг другу по абсолютной величине.

В экране можно выделить два характерных участка. На нижнем участке экран испытывает продольное удлинение, а на верхнем — укорочение. В плотине однородного строения граница между нижним и верхним участками располагается примерно на  $\nabla 35$  м.

Из-за деформаций продольного удлинения и повышенных деформаций изгиба нижний участок является более опасным. На этом участке растягивающие напряжения в экране достигают максимальных значений. Здесь можно ожидать образования в экране поперечных трещин за счет нарушения условия прочности бетона на растяжение. Возможность возникновения в экране продольных растяги-

вающих напряжений подтверждается результатами исследований [16–19]. Наиболее опасное сечение расположено где-то вблизи подошвы плотины. Продольное усилие в экране достигает своего максимума на  $\nabla 12$  м (рис. 3), а на  $\nabla 5$  м своего максимума достигают деформации изгиба.

Для плотины однородного строения было выявлено, что увеличение модуля линейной деформации  $E$  каменной наброски ведет к уменьшению в экране продольного растягивающего усилия и к уменьшению изгибающего момента. Это происходит из-за уменьшения деформаций плотины. Степень влияния  $E$  на продольное растягивающее усилие и на изгибающий момент различна. Величина изгибающего момента обратно пропорциональна величине  $E$ , в то время как на продольное усилие модуль деформации  $E$  влияет в меньшей степени. Увеличение  $E$  в 4 раза (с 60 до 480 МПа) снизило растягивающее продольное напряжение с 2,3 до 1,6 МПа, т.е. лишь на 30 % (рис. 3).

Таким образом, продольное растягивающее усилие имеет определяющую роль в формирова-

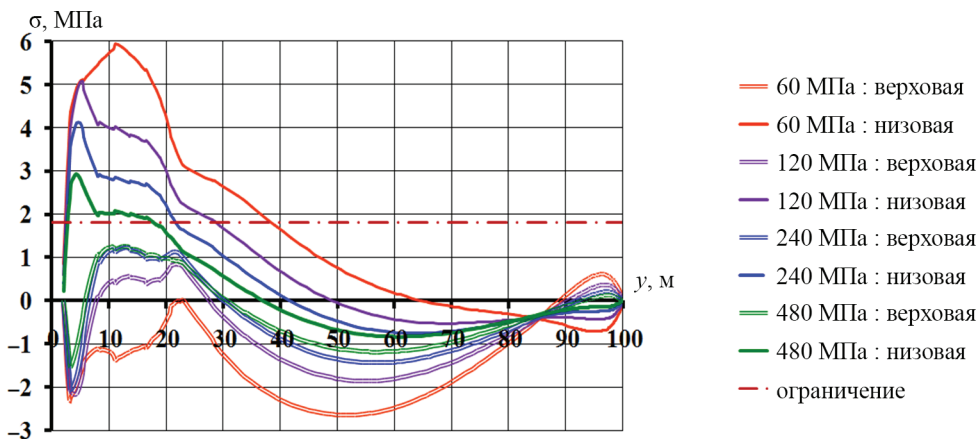


Рис. 2. Изменение продольных напряжений по высоте железобетонного экрана в зависимости от деформируемости каменной наброски (однородное строение тела плотины)

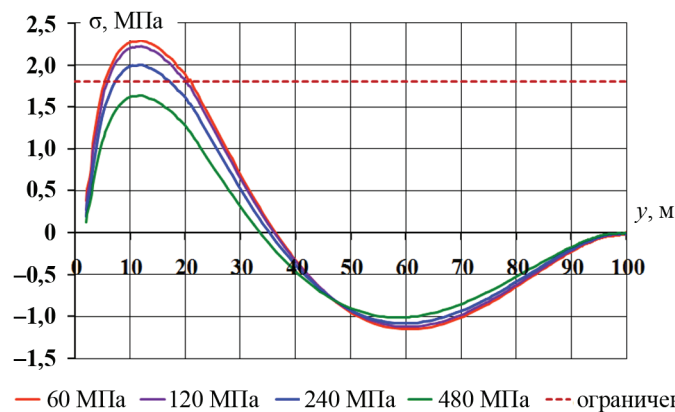


Рис. 3. Изменение по высоте средних значений продольных напряжений в железобетонном экране в зависимости от деформируемости каменной наброски (плотина однородного строения)

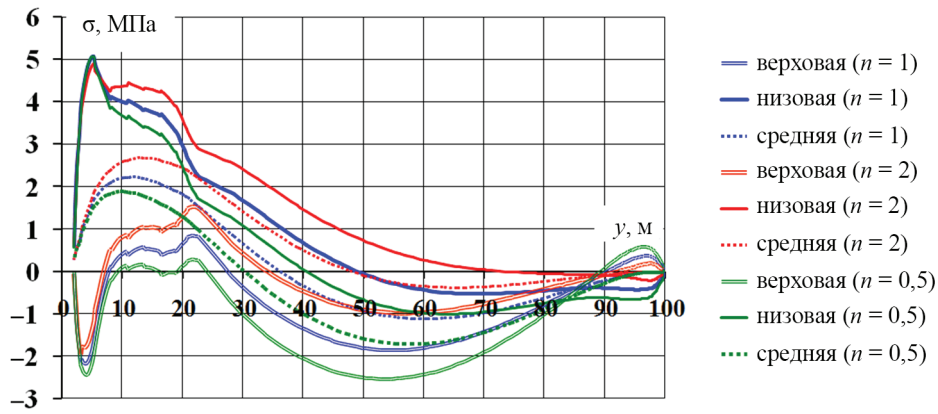


Рис. 4. Изменение продольных напряжений по высоте железобетонного экрана в зависимости от деформируемости каменной наброски в зоне 3С (при модуле деформации в зоне 3В 120 МПа)

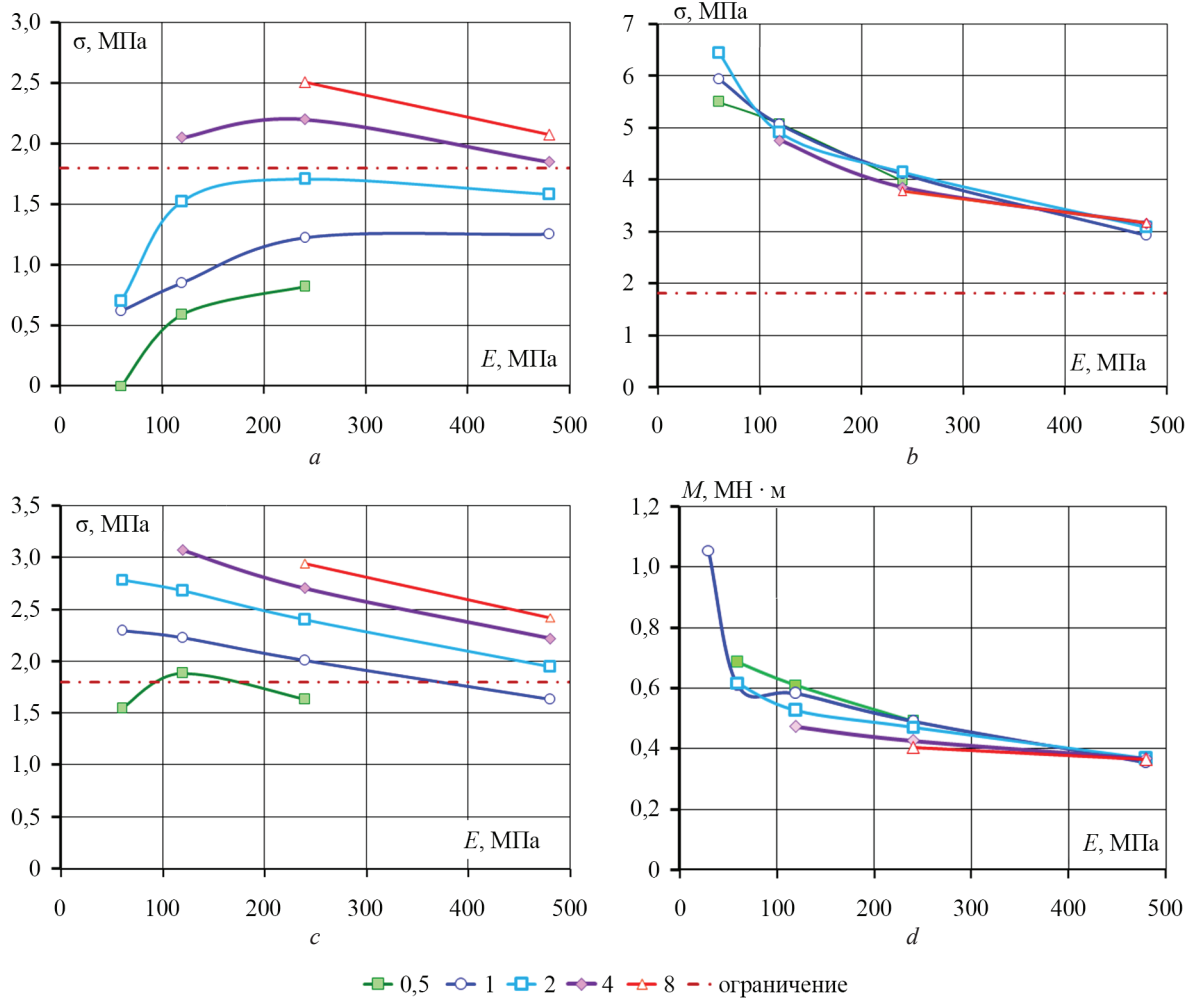


Рис. 5. Изменение максимальных значений параметров НДС экрана в зависимости от модуля деформации  $E$  зоны 3В и показателя  $n$ :  $a$  — напряжения на верховой грани;  $b$  — напряжения на низовой грани;  $c$  — среднее значение напряжений (продольная сила);  $d$  — изгибающий момент

нии НДС железобетонного экрана. Оно создает опасность нарушения условия прочности бетона на растяжение. При  $E > 360$  МПа продольное усилие превышает расчетное сопротивление бетона на растяжение (1,8 МПа). А с учетом наличия моментной составляющей напряжения на низовой грани превышают прочность бетона на растяжение даже при  $E = 480$  МПа.

В вариантах с высоким значением модуля деформации  $E$  каменной наброски за счет уменьшения изгибающего момента зона растягивающих значений образуется не только на верховой, но и на низовой грани экрана. На отдельных участках экран испытывает растяжение по всей толщине.

Сравнение результатов численного моделирования НДС разных вариантов позволило определить влияние неоднородного строения упорной призмы на НДС железобетонного экрана. Было выявлено, что величина модуля деформации каменной наброски  $E$  в зоне ЗС практически не влияет на величину изгибающего момента, но сильно влияет на деформации укорочения—удлинения. Уменьшение модуля деформации в зоне ЗС приводит к увеличению продольных растягивающих усилий в экране (рис. 4). Увеличивается как максимальное значение растягивающего напряжения, так и длина зоны растяжения. Например, в варианте, когда в зоне ЗВ модуль деформации составляет 480 МПа, а в зоне ЗС — 60 МПа экран испытывает растяжение по всей своей длине (рис. 4).

Был проведен анализ изменения величин максимальных значений растягивающих напряжений в зависимости от показателя  $n$ , который равен отношению модуля деформации каменной наброски в зоне ЗВ к модулю деформации в зоне ЗС. Показатель  $n$  находится в пределах от 0,5 до 8. Полученные зависимости показаны на рис. 5.

Было выявлено, что чем больше величина  $n$ , тем выше продольные растягивающие напряжения на верховой грани (рис. 5, а). Кроме того, при  $n < 1$  НДС экрана более благоприятное, чем в упорной призме однородного строения. В то же время вели-

чина  $n$  практически не сказывается на максимальном значении напряжений на низовой грани экрана (рис. 5, б), которое является основной опасностью для нарушения прочности экрана. Тем не менее можно сделать вывод, что для обеспечения прочности железобетонного экрана выгоднее минимизировать  $n$  по следующим соображениям. Первое состоит в том, что важно минимизировать растяжение на верховой грани экрана, так как от ее целостности зависит водонепроницаемость всего экрана. Если на верховой грани образуется микротрещина, то при проникновении в нее воды трещина разовьется до сквозной. Второе состоит в том, что увеличение  $n$  ведет к увеличению продольных растягивающих усилий в экране (рис. 5, с).

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

Наше методическое исследование подтвердило ранее сделанный в работе [7] вывод о том, что неоднородность распределения деформируемости грунта тела плотины, которая возможна при применении традиционной схемы зонирования каменной наброски, оказывает неблагоприятное влияние на НДС железобетонного экрана. Повышенная деформируемость низовой упорной призмы вызывает в железобетонном экране дополнительное продольное растягивающее усилие. Следует отметить, что китайские инженеры при проектировании современных каменно-набросных плотин с железобетонным экраном стараются минимизировать объем части упорной призмы с повышенной деформируемостью, что обосновано ими теоретически с помощью численного моделирования [20].

Тем не менее результаты выполненного исследования показали, что неоднородное строение упорной призмы плотины может не иметь решающего значения на обеспечение трещиностойкости железобетонного экрана. В рассмотренном примере максимальные значения растягивающих напряжений в экране мало изменяются в зависимости от неоднородности строения упорной призмы.

## 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. Радченко В.Г., Курнева Е.В., Ротченко Ю.Г. Современные технологии строительства каменнонабросных плотин с железобетонными экранами // Гидротехническое строительство. 2007. № 10. С. 25–32.
3. Freitas M.S.Jr. Concepts on CFRDs leakage control — cases and current experiences // ISSMGE Bulletin. 2009. Vol. 3. Issue 4. Pp. 11–18.
4. Johannesson P., Tohlang S.L. Lessons learned from Mohale // The International Water Power & Dam Construction. 2007. Vol. 59. Issue 8. Pp. 16–18, 20–22, 24–25.
5. Xavier L.V., Albertoni S.C., Pereira R.F., Antunes J. Campos Novos dam during second impound-

ing // The International Journal on Hydropower & Dams. 2008. No. 15. Pp. 53–58.

6. *Cooke J.B.* Development in high concrete faced rockfill dams // The International Journal on Hydropower & Dams. 1997. No. 4 (4). Pp. 69–73.

7. *Саинов М.П.* Влияние зонирования камня в теле плотины на напряженно-деформированное состояние железобетонного экрана // Приволжский научный журнал. 2018. № 1 (45). С. 72–78.

8. *Aleman-Velasquez J.D., Marengo-Mogollon 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>

9. *Саинов М.П., Шугаров А.Ю., Ясафова 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

10. *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.

11. *Маркес Фильо П., Пинто Н. де С.* Характеристики каменно-набросных плотин с бетонным экраном, полученные опытным путем // Международный дайджест по гидроэнергетике и плотинам. 2007. С. 69–74.

12. *Wen L., Chai J., Xu Z., Qin Y., Li Y.* A statistical review of the behaviour of concrete-face rockfill dams based on case histories // Géotechnique. 2018. Vol. 68. Issue 9. Pp. 749–771. DOI: 10.1680/jgeot.17.p.095

13. *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 (125). С. 207–224. DOI: 10.22227/1997-0935.2019.2.207-224

14. *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. № 9 (4). С. 208–225.

15. *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

16. *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

17. *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

18. *Alemán Velásquez 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>

19. *Dakoulas P., Thanopoulos Y., Anastasopoulos K.* Non-linear 3D simulation of the construction and impounding of a CFRD // The International Journal on Hydropower and Dams. 2008. No. 15 (2). Pp. 95–101.

20. *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.

Поступила в редакцию 11 января 2019 г.

Принята в доработанном виде 1 февраля 2019 г.

Одобрена для публикации 20 мая 2019 г.

**ОБ 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, [SainovMP@mgsu.ru](mailto:SainovMP@mgsu.ru);

**Егоров Игорь Максимович** — студент, **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**, 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26, [igrapregorov@gmail.com](mailto:igrapregorov@gmail.com);

**Пак Константин Вячеславович** — студент, **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**, 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26, [yelloowoo@gmail.com](mailto:yelloowoo@gmail.com).

## INTRODUCTION

A great number of rockfill dams with reinforced concrete face have been constructed in the world; vast experience was accumulated in their designing, construction and operation [1–5]. The theory of this dam type designing is considered to be well developed; its main provisions are stated in ICOLD<sup>5</sup> recommendations. One of the “cornerstones” of this theory is recommendations on rockfill zoning in the dam body [6]. The purpose of zoning is such distribution of rockfill of various qualities, which, on the one hand, provides decrease of reinforced concrete face deformations, and on the other hand, decreases construction costs.

Incompliance with ICOLD recommendations the dam shell has a heterogeneous structure; i.e. consists of several zones (Fig. 1). Directly under the reinforced concrete face a 3...5 m thick under-face zone is arranged (zone 2), where heterogeneous crushed stone with size up to 100 mm is placed. High density of the under-face zone soil compaction should provide equalization of deformations of the reinforced concrete face. In the shell main volume (zone 3) rockfill is distributed depending on compaction quality among 2–3 zones. In the shell upstream part (zone 3B) rockfill is compacted with particular care. It is sorted and placed by thin layers (up to 0.5 m thick). In the shell downstream part (zone 3C) less attention is paid to the quality of rockfill compaction. It maybe heterogeneous; therefore, it is compacted by about 1 m layers. According to the designers’ idea, such pattern of zoning (distribution) of rockfill should at minimum costs provide favorable stress-strain state (SSS) of the reinforced concrete face.

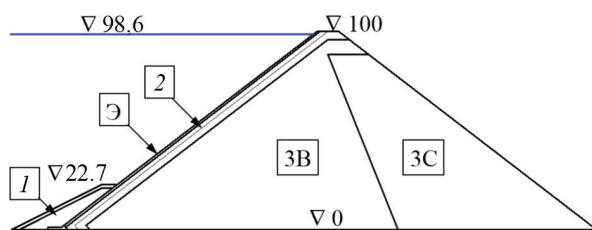


Fig. 1. Structural diagram of concrete faced rockfill dam (CFRD): 1 — protection prism; 2 — under-face zone; 3B, 3C — shell zones; 3 — reinforced concrete face

However, our study [7], fulfilled for the existing Aguamilpa dam (Mexico), showed, that the traditional pattern of rockfill zoning may affect the reinforced concrete face SSS. Field observations over this dam settle-

ments [8] show that rockfill deformation of zone 3B greatly differs from that of zone 3C. We established that averaged modulus of linear deformation  $E$  of rockfill in zone 3B reaches 500 MPa, while in zone 3C it is equal only to 30 MPa [7]. Numerical modeling showed that due to non-uniform distribution of rockfill in the reinforced concrete face the tensile force increases in the direction along the slope. If the dam body was of homogeneous structure with deformation modulus  $E = 200$  MPa, the face SSS would be more favorable. Wear rived to the conclusion that non-uniform distribution of rockfill deformation in the shell envisaged by the adopted pattern of zoning is an unfavorable factor. It was recommended using shells of homogenous structure.

However, during evaluation of work the results of our study were rejected by “experts” L.N. Rasskazov and A.S. Bestuzheva. They indicated on “improper conclusion about undesirable zoning of soils in the body of CFRD”, though nowhere in the paper [7] was a conclusion about undesirable zoning of rockfill in the dam body. In order to confirm (or disprove) this conclusion of rockfill zoning impact on the seepage-control curtain safety we conducted more detailed studies whose results are described in this article.

## MATERIALS AND METHODS

The studies were conducted by finite element method on the example of a 100 m high dam (Fig. 1). The operation is 1.3 (the slope grade is 1:1.3). The face thickness was assumed to be constant height-wise and was equal to 1 m. It was higher than that as compared to recommendations of ICOLD<sup>6</sup>.

At calculations the loads of the dam dead weight and the upstream hydrostatic pressure were taken into account. Incompliance with the requirements of Building Code SP39.13330.2012 the staged dam construction and the reservoir impoundment were modeled. It was assumed that the reservoir impoundment started only on completion of the dam filling.

For reinforced concrete the modulus of linear deformation was taken equal 30 GPa, Poisson’s ratio 0.2. Reinforcement in the face was not considered, because at the adopted in design practice per cent of reinforcement (0.3...0.5 %) it does not play a major role [9]. For assessing the possibility of crack formation in the face the design tensile strength was taken equal 1.8 MPa as for concrete of grade B30<sup>7</sup>.

<sup>6</sup> In ICOLD<sup>1</sup> proceedings the thickness along the bottom of the 100 m dam reinforced concrete face it is recommended to take equal 0.6 m.

<sup>7</sup> Building Code SP41.13330-2012. Concrete and reinforced concrete constructions of hydraulic structures. Updated version of SNIIP 2.06.08-87. Moscow, 2012; 86.



For simplification of analysis at SSS calculation for rockfill the model of linear deformation was used. Poisson's ratio of soil was taken equal 0.25.

The compiled numerical model of the dam comprised 977 finite elements. Contacts of there in forced concrete face with soils as well as the perimeter joint were modeled with the aid of contact finite elements. At compilation of the dam numerical model the use was made of high-order finite elements with cube power of displacements approximation. The total number of degrees of freedom in the model was 9174.

Calculations were performed for a wide range of rockfill deformations observed at the existing dams [10–13]. Four alternatives of rockfill linear deformation modulus  $E$  values were considered in zone 3B — 60, 120, 240 and 480 MPa and 5 alternatives of  $E$  in zone 3C — 30, 60, 120, 240 and 480 MPa. Depending on combination of deformation module of zones 3B and 3C the dam could be either homogeneous or heterogeneous. At that, there were not considered the alternatives where  $E$  of zone 3B is 8 times as much or 2 times as less than in zone 3C. Totally 16 design alternatives were considered.

The dam SSS analysis was fulfilled with the aid of the computer program developed by M.P. Sainov [14].

## RESULTS OF STUDIES

Analysis of calculation results confirmed the conclusions on SSS main features of the reinforced concrete face, which we had obtained earlier [15]. The face is subject not only to bending deformations but to longitudinal deformations of extension-reduction (with value less than  $1 \cdot 10^{-4}$ ). This conclusion was also obtained in [16]. Face bending occurs toward the downstream side. Maximum number of deflections is at  $\nabla 45$  m, therefore, in the face lower part the bend is greater than in the upper part. The face maximum deflection at  $E = 60$  MPa is equal to 42 cm. Opening of the perimeter joint evidences about the face deformations of extension-reduction.

By the results of SSS analysis there were plotted the curves of height-wise distribution of longitudinal stresses on the upstream and downstream parts of the reinforced concrete face (Fig. 2, 3)<sup>8</sup>. Analysis was made of longitudinal stresses, i.e. stresses in the direction along the slope. The analysis showed that the face concrete may be subject both to compression and tension.

<sup>8</sup> On the figures the value "y" corresponds to the height of the face point.

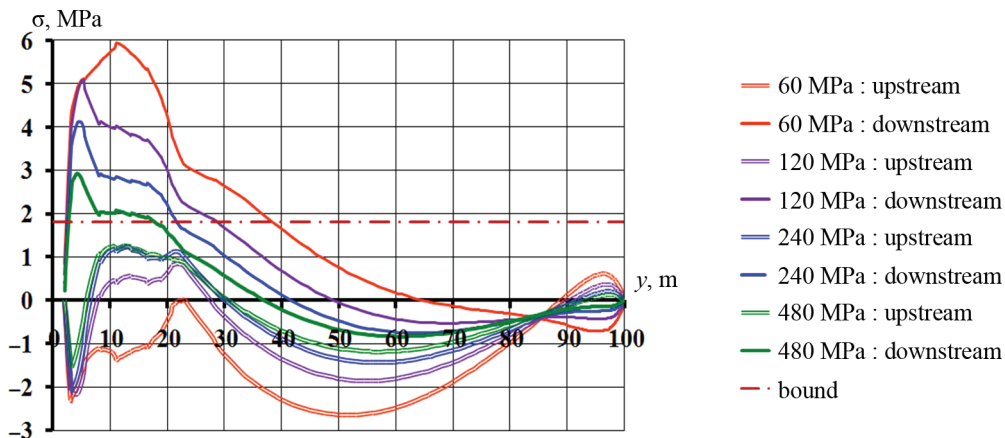


Fig. 2. Variation of longitudinal stresses height-wise the reinforced concrete face depending on rockfill deformation (homogeneous structure of the dam body)

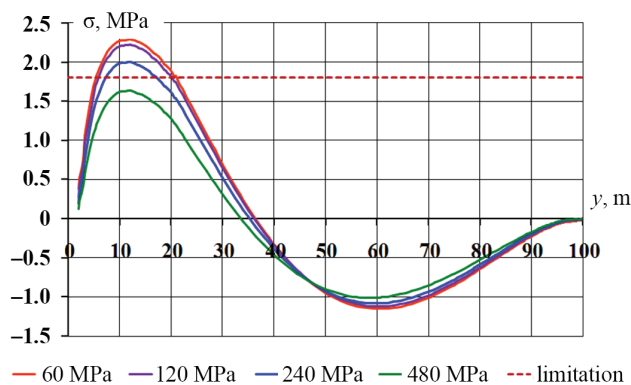


Fig. 3. Height-wise variation of average values of longitudinal stresses in the reinforced concrete faced depending on rockfill deformation (dam of homogeneous structure)

As a rule, due to bending deformations the longitudinal stresses on the downstream face are tensile and on the upstream face they are compressive (Fig. 2). However, due to occurrence of longitudinal line ar deformations the stresses on the up stream and downstream faces are different by the absolute value.

Two characteristic sections may be distinguished in the face. On the lower section the face is subject to longitudinal extension and on the upper section to reduction. In the dam of homogeneous structure the boundary between the lower and upper sections is located approximately at 735 m.

Due to deformations of longitudinal extension and increased bending deformations the lower section is more dangerous. At this section the ten sile stresses in the face reach the maximum values. Development of transversal cracks may be expected here due to violation of concrete tensile strength condition. The most dangerous section is located some where near the toe of the dam. The possibility of longitudinal tensile stresses in the face is also confirmed by the results of studies by other authors [16–19]. Longitudinal force in the face reaches the maximum value at 712 m (Fig. 3), and bending deformations reach maximum values at 75 m.

For the dam of homogeneous structure it was revealed that increase of rockfill linear deformation modulus  $E$  leads to decrease of longitudinal tensile force and to decrease of bending moment in the face. This occurs due to decrease of dam deformations. The degree of  $E$  impact on the longitudinal tensile force and on the bending moment is different. The bending moment value is in inverse proportion to  $E$  value, while deformation modulus  $E$  affects the longitudinal force to less degree. Increase of  $E$  (from 60 to 480 MPa) decreased longitudinal tensile stress from c 2.3 to 1.6 MPa, i.e. only by 30 % (Fig. 3).

Thus, longitudinal tensile force plays a decisive role in development of the reinforced concrete face SSS. It threatens the concrete tensile strength condition. At  $E > 360$  MPa the longitudinal force exceeds

design tensile strength of concrete (1.8 MPa). And with consideration of moment component of stress on the downstream face it exceeds tensile strength of concrete even at  $E = 480$  MPa.

In the alternatives with high value of rockfill deformation modulus  $E$  due to decrease of bending moment the zone of tensile values is formed not only on the upstream face but also on the downstream part of the face. At particular sections the face is subject to full-thickness tension.

Comparing the results of numerical modeling of SSS in different alternatives permitted determining the impact of the shell heterogeneous structure on the reinforced concrete face SSS. It was revealed that the value of rockfill deformation modulus  $E$  in zone 3C actually does not affect the value of bending moment, but greatly affects the deformations of reduction-extension. Decrease of deformation modulus in zone 3C leads to increase of longitudinal tensile forces in the face (Fig. 4). Both the maximum value of tensile stress and the tensile zone length increase. For example, in the alternative when in zone 3B the modulus of deformation equals to 480 MPa, and in zone 3C it is 60 MPa the face is subject to tension lengthwise (Fig. 4).

Analysis was carried out of maximum values variation of tensile stresses depending on index  $n$ , equaling to the ratio between rockfill deformation modulus and in zone 3B and deformation modulus in zone 3C. Index  $n$  is in the range from 0.5 to 8. The obtained relationships are shown in Fig. 5.

It was revealed that the more is the value of  $n$ , the higher are longitudinal tensile stresses on the upstream face (Fig. 5, a). Moreover, at  $n < 1$  the face SSS is more favorable than in the shell of homogeneous structure. At the same time, value  $n$  does not affect the maximum value of stresses on the face downstream part (Fig. 5, b), which presents the main danger for strength failure of the face. Never the less, a conclusion may be made that for providing strength of the reinforced concrete face it is worthwhile to minimize non the following consid-

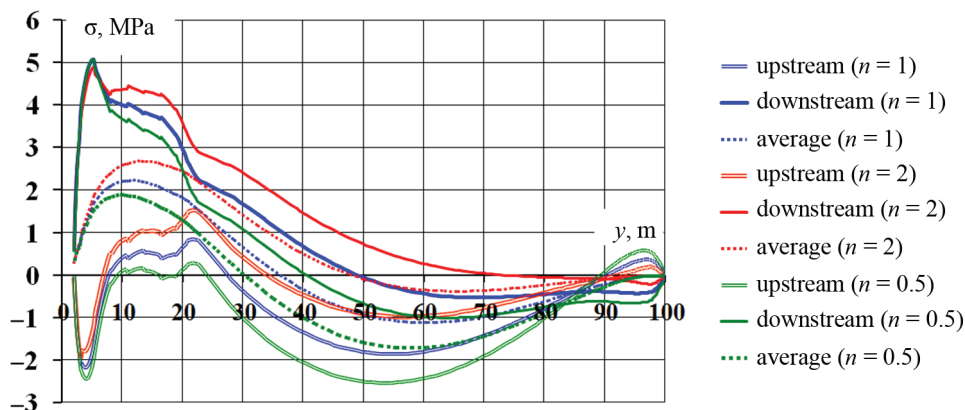
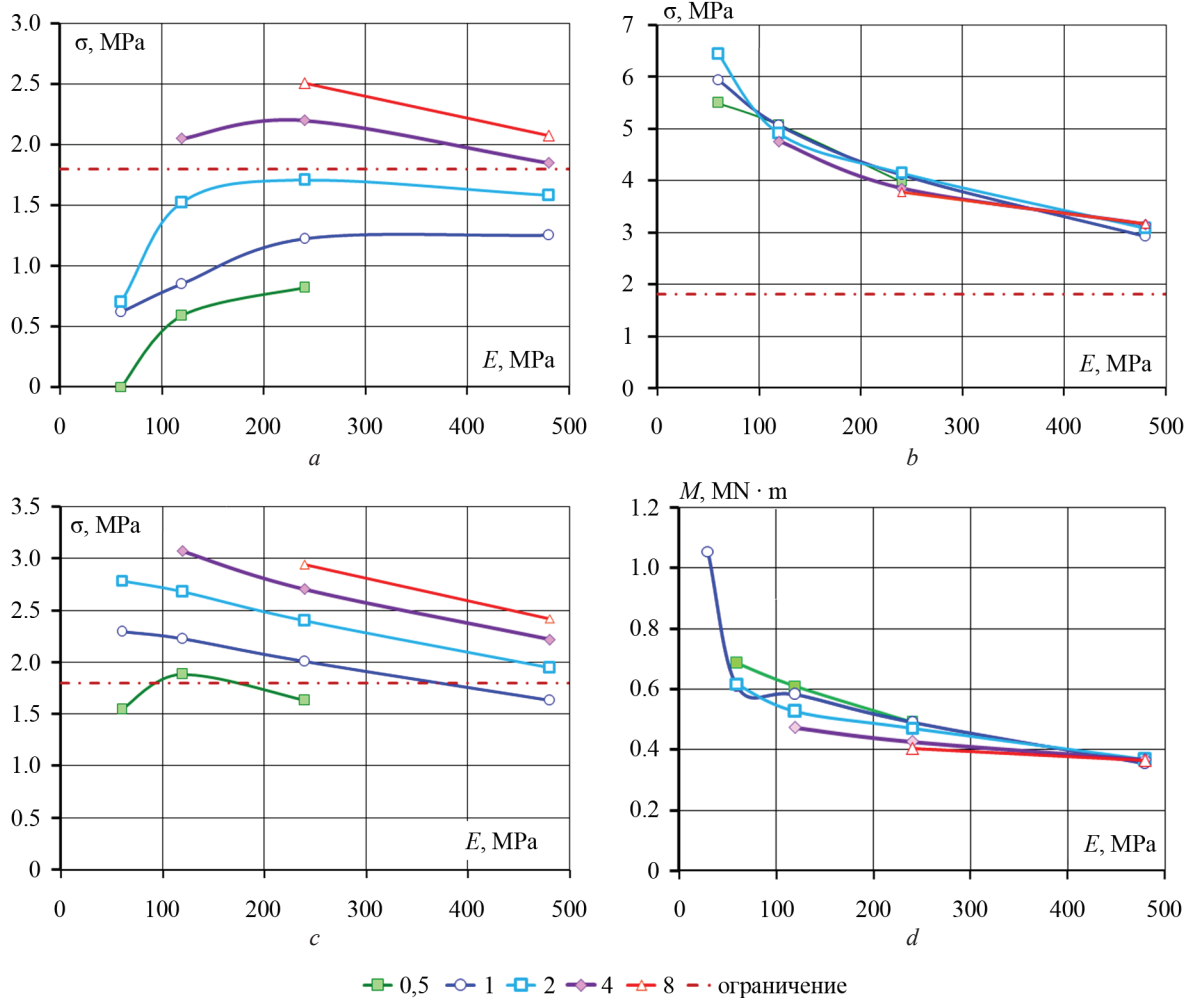


Fig. 4. Variation of longitudinal stresses height-wise the reinforced concrete face depending on rockfill deformation in zone 3C (at deformation modulus in zone 3B 120 MPa)



**Fig. 5.** The change in the maximum values of the SSS parameters of the dam depending on the deformation modulus  $E$  of zone 3B and index  $n$ :  $a$  — stress on the upstream face;  $b$  — stress on the downstream face;  $c$  — stress average value (longitudinal force);  $d$  — bending moment

erations. The first is in the fact that it is important to minimize tension on the face upstream part because water tightness of the whole face depends on its integrity. If a microcrack appears on the upstream face, at water ingress in it the crack will become a through crack. Secondly, increase of leads to increase of longitudinal tensile forces in the face (Fig. 5,  $c$ ).

## CONCLUSION AND DISCUSSION

Our methodological study confirmed the conclusion made earlier [7] about the fact that non-uniform distribution of the dam body soil deformation, which may occur at using traditional pattern of rockfill zoning, affects the reinforced concrete face SSS. Increased

deformation of the downstream shell causes additional longitudinal tensile force in the reinforced concrete face. It should be noted that the Chinese engineer sat designing modern concrete faced rockfill dam try to minimize the volume of the shell part with increased deformation, which they theoretically validated with the aid of numerical modeling [20].

Nevertheless, the results of full study showed that the dam shell heterogeneous structure may not play a decisive role in providing cracking resistance of the reinforced concrete face. In the considered example the maximum values of tensile stresses in the face vary insignificantly depending on heterogeneity of the shell structure.

## REFERENCES

1. Radchenko V.G., Glagovskij V.B., Kassirova N.A., Kurneva E.V., Druzhinin M.A. Modern scien-

tific study of the construction of concrete face rockfill dams. *Hydraulic Engineering*. 2004; 3:2-8. (rus.).

2. Radchenko V.G., Kurneva E.V., Rotchenko Iu.G. Modern technologies for the construction of concrete faced rockfill dams. *Hydraulic Engineering*. 2007; 10:25-32. (rus.).
3. Freitas M.S.Jr. Concepts on CFRDs leakage control — cases and current experiences. *ISSMGE Bulletin*. 2009; 3(4):11-18.
4. Johannesson P., Tohlang S.L. Lessons learned from Mohale. *The International Water Power & Dam Construction*. 2007; 59(8):16-18, 20-22, 24-25.
5. 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.
6. Cooke J.B. Development in high concrete faced rockfill dams. *The International Journal on Hydropower & Dams*. 1997; 4(4):69-73.
7. Sainov M.P. Effect of stone zoning in the dam body on the stress-strain state of reinforced concrete face. *Volga Region Scientific Journal*. 2018; 1(45):72-78.
8. Aleman-Velasquez J.D., Marengo-Mogollon 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>
9. 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 (rus.).
10. 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.
11. Marques F.P.M., Pinto N.L. de S. Features rockfill dam with a concrete screen, obtained by experience. *International Hydropower and Dam Digest*. 2007; 69-74 (rus.).
12. Wen L., Chai J., Xu Z., Qin Y., Li Y. J 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
13. Soroka V.B., Sainov M.P., Korolev D.V. Concrete-faced rockfill dams: experience in study of stress-strain state. *Vestnik MGSU [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]*. 2019; 14:2:207-224. DOI:10.22227/1997-0935.2019.2.207-224 (rus.).
14. Sainov M.P. 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; 9(4):208-225. (rus.).
15. 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; 3:25-31. DOI: 10.22227/1997-0935.2015.3.69-78 (rus.).
16. 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
17. 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
18. Alemán Velásquez 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>
19. Dakoulas P., Thanopoulos Y., Anastasopoulos K. Non-linear 3D simulation of the construction and impounding of a CFRD. *The International Journal on Hydropower and Dams*. 2008; 15(2):95-101.
20. 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.

Received January 11, 2019

Adopted in a modified form February 1, 2019

Approved for publication May 20, 2019

**BIONOTES:** **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, [SainovMP@mgsu.ru](mailto:SainovMP@mgsu.ru);

**Igor M. Egorov** — student **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**, 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation, [igpapegorov@gmail.com](mailto:igpapegorov@gmail.com);

**Konstantin V. Pak** — student, **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**, 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation, [yellowoo@gmail.com](mailto:yellowoo@gmail.com).