

## Роль поперечных швов в регулировании напряженно-деформированного состояния железобетонного экрана каменно-набросной плотины

А.А. Подвысоцкий<sup>1</sup>, М.П. Саинов<sup>2</sup>, В.Б. Сорока<sup>2</sup>, Р.В. Лукичев<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Мособлгидропроект, 143532, Московская область, г. Дедовск, ул. Энергетиков, д. 1;

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

### АННОТАЦИЯ

**Введение.** Рассмотрены результаты исследований устройства в экране поперечных швов как способа регулирования его напряженно-деформированного состояния. В настоящее время железобетонные экраны выполняются неразрезными по высоте, поперечные швы устраиваются только на границах этапов возведения плотины. Причина в том, что предыдущий опыт строительства гибких (разрезных) экранов не позволил обеспечить необходимый уровень надежности противофильтрационного элемента. Однако и современные конструкции плотины не гарантируют сохранение целостности экрана — целостность экрана ряда высоких плотин была нарушена. Образование трещин следует связывать с наличием растягивающих напряжений, величина которых превосходит расчетное сопротивление бетона на растяжение. Для недопущения нарушения герметичности противофильтрационного экрана целесообразно предусматривать устройство поперечного шва на том участке экрана, на котором можно ожидать появление растягивающих напряжений.

**Материалы и методы.** Исследования проводились на примере плотины высотой 100 м с помощью метода конечных элементов. Каменная наброска рассматривалась как линейно деформируемый материал, но расчеты проводились для широкого диапазона модуля линейной деформации грунта — от 60 до 480 МПа. Учитывалось наличие в экране стальной арматуры. Моделирование поперечных швов осуществлялось с помощью контактных конечных элементов.

**Результаты.** По результатам численного моделирования в неразрезном экране из-за деформаций изгиба и деформаций продольного удлинения возникают растягивающие напряжения. Наиболее опасным является нижний участок экрана. На этом участке в экране действуют продольная растягивающая сила и значительный изгибающий момент. Поперечные швы целесообразно устраивать именно в нижнем участке экрана.

**Выводы.** Выявлено, что основное положительное влияние устройства поперечного шва заключается в снятии растягивающей продольной силы. Влияние поперечного шва на изгибающие моменты имеет локальный эффект и распространяется на ограниченный по длине участок. При устройстве швов изгибающие моменты могут увеличиться. Можно рекомендовать устройство в экране поперечного шва, параллельного периметральному, только в нижней части экрана, которая испытывает деформации удлинения.

**КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА:** каменно-набросная плотина с железобетонным экраном, напряженно-деформированное состояние, поперечный шов, численное моделирование, растяжение, прочность

**ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ:** Подвысоцкий А.А., Саинов М.П., Сорока В.Б., Лукичев Р.В. Роль поперечных швов в регулировании напряженно-деформированного состояния железобетонного экрана каменно-набросной плотины // Вестник МГСУ. 2018. Т. 13. Вып. 12. С. 1533–1545. DOI: 10.22227/1997-0935.2018.12.1533-1545

## Role of transverse joints in regulation of the reinforced concrete face stress-strain state

Aleksei A. Podvysotckii<sup>1</sup>, Mikhail P. Sainov<sup>2</sup>, Vladislav B. Soroka<sup>2</sup>, Roman V. Lukichev<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Mosoblgidroproekt, 1 Energetikov st., Dedovsk, 143532, Russian Federation;

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

### ABSTRACT

**Introduction.** Deals with the results of studying effectiveness of arranging transverse joints in the face as the means of regulation of its stress-strain state. At present reinforced concrete faces are constructed without being cut height-wise and transverse joints may be arranged only at the end of the dam construction stages. This is validated by the fact that experience in construction of flexible (discontinuous) faces has not demonstrated the required level of safety of this structural design. However, in the dams of the up-to-date structural designs, maintaining the face integrity is not guaranteed: cracks appeared in reinforced concrete faces at a number of high dams. Formation of cracks in faces should be attributed to presence of tensile stresses, whose values exceed concrete tensile strength. To prevent seal failure of the seepage-control element it is feasible to provide arrangement of the transverse joint in the face section where tensile stresses may be expected.

**Materials and methods.** The studies were conducted on the example of a 100 m high dam with the aid of numerical modeling. Rockfill was considered as a linearly deformed material, but computations were conducted for a wide range of the soil linear deformation modulus: from 60 to 480 MPa. Steel reinforcement was considered in the face. Transverse joints were modelled with the aid of contact finite elements.

**Results.** By the results of numerical modeling the tensile stresses appear in the uncut face due to bending deformations and deformations of longitudinal extension. The most hazardous is the face lower section. At this section the longitudinal tensile force and considerable moment are acting. Transverse joints are feasible to be arranged in this particular section of the face.

**Conclusion.** It was revealed that the main positive effect of the transverse joint arrangement is in decreasing the value of longitudinal tensile force perceived by the face. Impact of the transverse joint on bending moments has a local effect and covers the section of the limited length. Moreover, at arranging joints the values of bending moments may increase. We may recommend arrangement of a transverse joint in the face which is parallel to the perimeter joints only in the face lower part which is subject to longitudinal deformation.

**KEYWORDS:** rockfill dam with reinforced concrete face, stress and strain state, transverse weld, numerical simulation, tension, strength

**FOR CITATION:** Podvysotckii A.A., Sainov M.P., Soroka V.B., Lukichev R.V. Role of transverse joints in regulation of the reinforced concrete face stress-strain state. *Vestnik MGSU* [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]. 2018; 13:12:1533-1545. DOI: 10.22227/1997-0935.2018.12.1533-1545 (rus.).

## ВВЕДЕНИЕ

Каменно-набросные плотины с железобетонным экраном в настоящее время являются одним из наиболее перспективных типов грунтовых плотин [1, 2], они применяются в гидротехническом строительстве уже более 100 лет. В течение всего этого времени совершенствовались конструкции плотин данного типа, осуществлялся поиск надежных конструкций. На первом этапе, до 1930-х гг. плотины устраивались из сухой кладки камня и полунабросные, экран выполнялся неразрезным по высоте [3]. Опыт эксплуатации первых плотин выявил необходимость устройства периметрального шва, отделяющего железобетонный экран от основания плотины, для недопущения образования в нем трещин [4].

На втором этапе плотины с железобетонным экраном стали устраиваться каменно-набросными, а их максимальная высота превысила 100 м. Однако для таких плотин были характерны высокие деформации каменной наброски, а соответственно и опасность возникновения трещин в самом железобетонном экране. Для борьбы с трещинообразованием экраны выполнялись из отдельных плит, отделенных друг от друга как вертикальными, так и горизонтальными швами. Например, экран плотины Salt Springs (США) состоит из плит с размерами 18,3×18,3 [5]. Но разрезка швами не достигла своей цели из-за повышенных деформаций каменной наброски, уложенной большими слоями, даже в разрезном экране образовались трещины. Для обеспечения герметичности противофильтрационного элемента требовался постоянный ремонт плотины [6].

В 1930-е гг. была также разработана и применена «гибкая» конструкция железобетонного экрана. Эта многослойная конструкция с разрезкой экрана

на множество плит была применена на плотинах Cogoti, Cogswill, Courtrait. Сопряжение гибкого экрана плотины Cogswill со скальным основанием было осуществлено с помощью короткой массивной плиты. Однако применение гибкой конструкции экрана не гарантировало необходимый уровень надежности противофильтрационной защиты плотин. После неудачи на плотине Courtrait каменно-набросные плотины с железобетонным экраном некоторое время не применялись.

Второй шанс плотинам с железобетонным экраном дало совершенствование технологии каменной наброски. За счет применения тяжелых виброкатков удалось достичь высокой степени уплотнения каменной наброски деформации экрана уменьшились. Была разработана теория проектирования плотин с железобетонным экраном и накоплен большой опыт их строительства [3, 7, 8]. В конструкциях плотин, применяемых с 1960-х гг., железобетонный экран выполняется неразрезным по высоте. Он разрезается только вертикальными швами. Плотины данного типа широко применяются в Латинской Америке и Китае. Максимальная высота плотины с железобетонным экраном достигла 233 м [9]. В настоящее время в Китае рассматриваются перспективы строительства плотин высотой до 300 м [10, 11].

Однако практика применения современных конструкций каменно-набросных плотин с железобетонным экраном выявила наличие у них серьезных недостатков. В экранах целого ряда сверхвысоких плотин образовывались трещины [9, 12–19]. В современной научно-технической литературе ряд работ посвящен решению актуальных вопросов по выявлению причин образования трещин в экранах

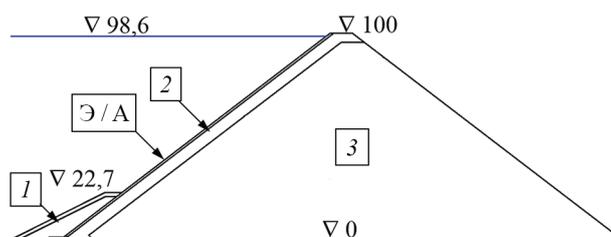
каменно-набросных плотин и по совершенствованию их конструкций для сверхвысоких напоров [5, 6, 20–28].

Несмотря на большое количество исследований, нет единого представления об условиях совместной работы железобетонных экранов в каменно-набросных плотинах. До сих пор считается, что основную опасность для прочности экрана в основном несут деформации изгиба. В литературе встречается заблуждение, что железобетонный экран при деформировании плотины находится в состоянии двухосного сжатия за исключением отдельных прибрежных зон [29]. Но такое представление не может объяснить образование трещин в экране. Логично предположить, что они возникают из-за нарушения прочности бетона на растяжение. Теоретический анализ [6] и результаты численных исследований [20, 26–28] показали, что железобетонный экран испытывает продольные растягивающие напряжения в плоскости откоса. Чтобы повысить надежность железобетонного экрана как противофильтрационного экрана, необходимо добиться снижения растягивающих напряжений.

Одним из таких способов является устройство поперечных швов в железобетонном экране. В то же время эффективность и целесообразность применения данного способа в традиционной конструкции плотины мало исследована. Некоторые эксперты считают поперечные швы универсальным и надежным способом регулирования напряженно-деформированного состояния (НДС) железобетонного экрана. Задачей данной работы является выявление влияния устройства в экране поперечных швов на его НДС путем выполнения численного моделирования.

## МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Исследование НДС проводилось методом конечных элементов. Рассматривалась абстрактная плотина высотой 100 м (рис. 1). Заложение откосов каменно-набросной плотины было принято равным 1,3. Толщина экрана принималась постоянной по высоте и равной 1 м. Принималось, что упорная призма плотины имеет однородное строение.



**Рис. 1.** Схема конструкции каменно-набросной плотины с железобетонным экраном: 1 — защитная призма; 2 — подэкранный слой; 3 — упорная призма; Э — железобетонный экран

**Fig. 1.** Scheme of construction rockfill dam with reinforced concrete face: 1 — protective prism; 2 — subscreen area; 3 — rubble-stone toe; Э — reinforced concrete screen

При расчетах НДС плотины учитывались нагрузки от собственного веса плотины и гидростатического давления верхнего бьефа. Рассматривался случай, когда наполнение водохранилища ведется только после полного завершения строительства. При заданной схеме возведения на экран передаются только нагрузки от веса самого экрана и гидростатического давления.

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

Учитывалось наличие в экране арматуры. Армирование принималось двухрядным с расположением от внешних граней на расстоянии, равном толщине защитного слоя (15 см). Процент армирования экрана принимался равным 1,5 %. Площадь поперечного сечения низовой продольной арматуры условно принималась равной 100 см<sup>2</sup> на пог. м, а верхней — 50 см<sup>2</sup> на пог. м. Модуль линейной деформации арматурной стали класса А-III 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 [30–33]. Рассматривались четыре варианта значений модуля линейной деформации Е наброски: 60, 120, 240 и 480 МПа. Коэффициент Пуассона каменной наброски был принят равным 0,25.

Составленная численная модель плотины включает в себя 1047 конечных элементов. Контакты железобетонного экрана с грунтами, а также периметральный шов моделировались с помощью контактных конечных элементов. Стальная арматура

<sup>1</sup> СП 41.13330-2012. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.06.08-87. М.: 2012. – 86 с.

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 плотины составило 9200. Для расчетов использовалась вычислительная программа, составленная кандидатом технических наук М.П. Саиновым.

Расчеты проводились для трех вариантов. В первом варианте рассматривался экран, неразрезной по всей высоте, а в двух других вариантах в экране устраивался один поперечный шов (но на разных уровнях).

## РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Результаты расчетов НДС экрана показаны на рис. 2–12 для момента времени окончания наполнения водохранилища. Экран смещается в сторону нижнего бьефа и оседает. При этом испытывает перемещения как в направлении перпендикулярном к откосу (рис. 2), так и вдоль него (рис. 3). Первые мы будем называть прогибами  $U_n$ , вторые — продольными перемещениями  $U_t$ .

Неравномерность распределения прогибов вызывает в экране деформации изгиба. Изгиб происходит в сторону нижнего бьефа (за исключением самой верхней части экрана). Максимальный прогиб экрана при модуле каменной наброски  $E = 60$  МПа составляет 42 см, а при повышении модуля пропорционально уменьшается (рис. 2).

При продольных перемещениях экран как бы «движется» вдоль откоса, о наличии этих перемещений свидетельствует раскрытие периметрального шва, которое наблюдается на всех построенных плотинах [34]. При  $E = 60$  МПа раскрытие составляет 84 мм, а при росте  $E$  почти пропорционально уменьшается. При  $E = 480$  МПа оно составляет 11 мм.

За счет неравномерности распределения продольных перемещений (рис. 3) в экране формируются продольные деформации укорочения или удлинения. Удлинение характерно для нижней части экрана (ниже  $\nabla 35$  м), а укорачивание — для верхней.

В результате расчетов нами было получено распределение напряжений в экране. В направлении, перпендикулярном к откосу, нормальные напряжения соответствуют гидростатическому давлению и давлению грунта, действующим на верховую грань экрана. Эти напряжения не представляют опасности для трещиностойкости экрана. Более интенсивные и опасные напряжения действуют в направлении вдоль экрана (продольные напряжения). Через продольные напряжения были вычислены внутренние усилия в экране: продольная сила  $N$  (рис. 4, 5) и изгибающий момент  $M$  (рис. 6, 7) с помощью рекомендаций [35]. Продольная сила  $N$  вызвана продольными деформациями. Изгибающий момент  $M$  характеризует деформации изгиба.

На нижнем участке действует сжимающая продольная сила, а на верхнем — растягивающая. По результатам расчетов растягивающая продольная сила  $N$  в нижнем участке экрана достигает 2 МН (рис. 4). При более высоких значениях модуля линейной деформации каменной наброски  $E$  максимальное значение продольной силы снижается, но незначительно. При  $E = 480$  МПа оно составляет 1,5 МН.

Изгибающий момент  $M$  достигает своего максимума также в самой нижней части экрана (рис. 6, 7). При  $E = 60$  МПа максимальное значение  $M$  составляет 0,61 МН·м, а при  $E = 480$  МПа — 0,33 МН·м.

Таким образом, наиболее неблагоприятное НДС складывается в нижней части экрана — растягивающая сила и изгибающий момент здесь достигают своего максимума. На низовой грани нижней части экрана растягивающие напряжения достигают своего максимума (рис. 8, 9).

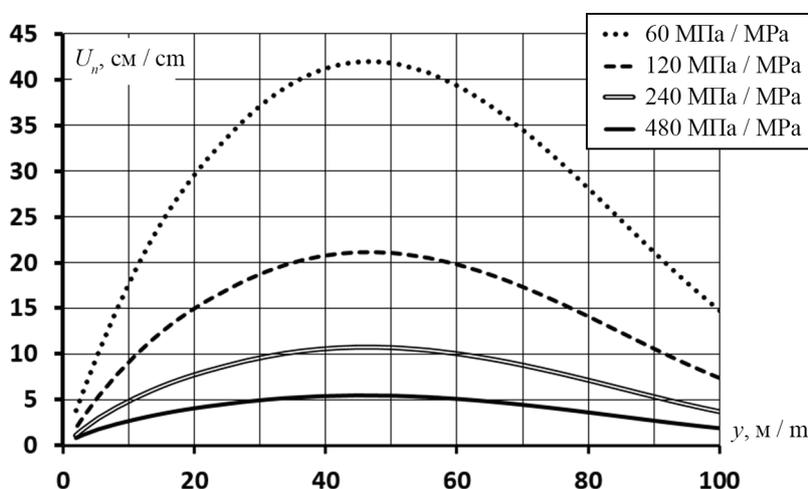


Рис. 2. Нормальные перемещения (прогибы) железобетонного экрана (при отсутствии поперечных швов)

Fig. 2. Normal displacement (deflections) of reinforced concrete face (in the absence of transverse seams)

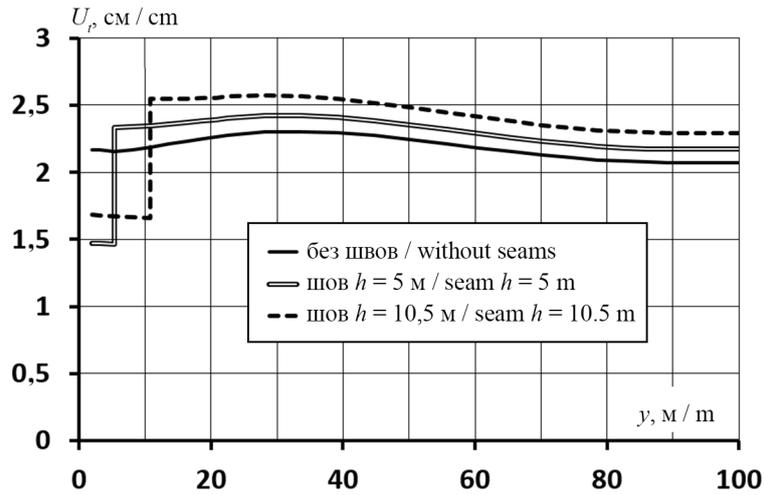


Рис. 3. Изменение по высоте продольных перемещений железобетонного экрана (при модуле каменной наброски  $E = 240$  МПа)

Fig. 3. Change on the height of longitudinal movement of the reinforced concrete face (at module of rock fill  $E = 240$  MPa)

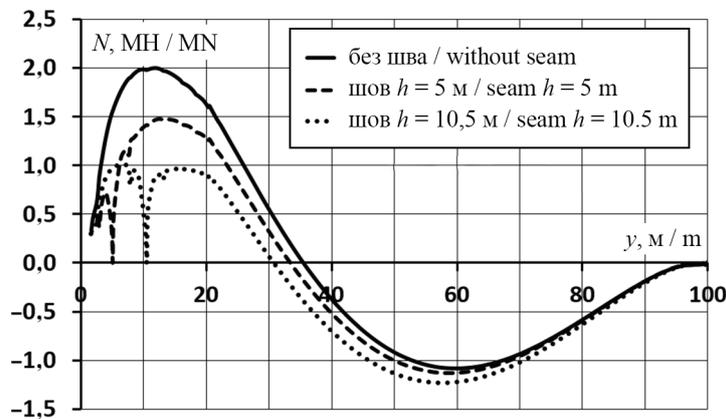


Рис. 4. Распределение по высоте экрана продольной силы (при модуле каменной наброски  $E = 60$  МПа)

Fig. 4. The distribution on the height of the screen of the longitudinal force (at module of rock fill  $E = 60$  MPa)

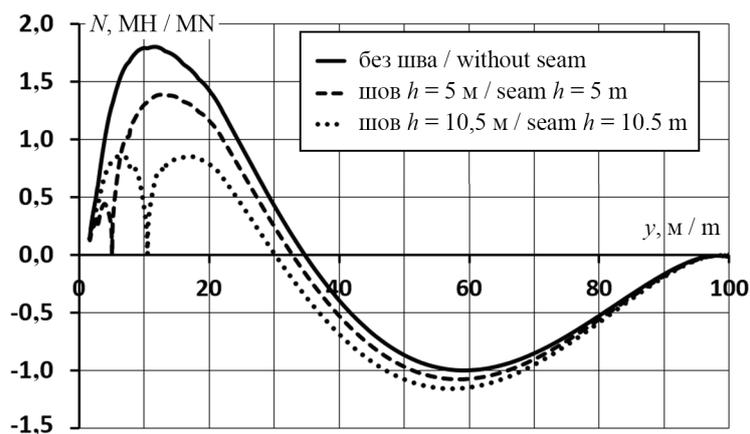


Рис. 5. Распределение по высоте экрана продольной силы (при модуле каменной наброски  $E = 240$  МПа)

Fig. 5. The distribution on the height of the screen of the longitudinal force (at module of rock fill  $E = 240$  MPa)

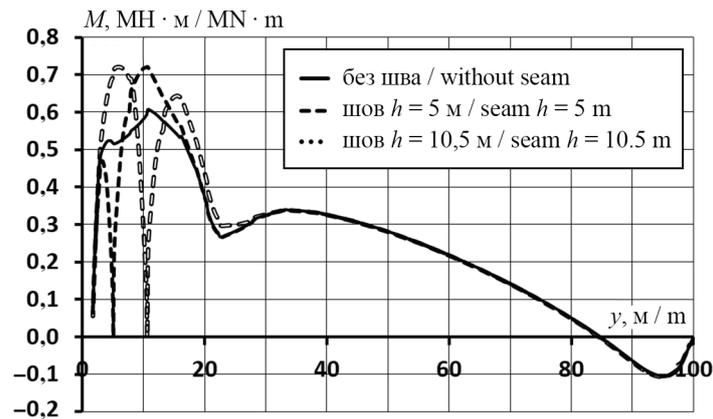


Рис. 6. Изменение по высоте железобетонного экрана изгибающего момента (при модуле каменной наброски  $E = 60$  МПа)

Fig. 6. Change on the height of the reinforced concrete bending moment (at module of rock fill  $E = 60$  MPa)

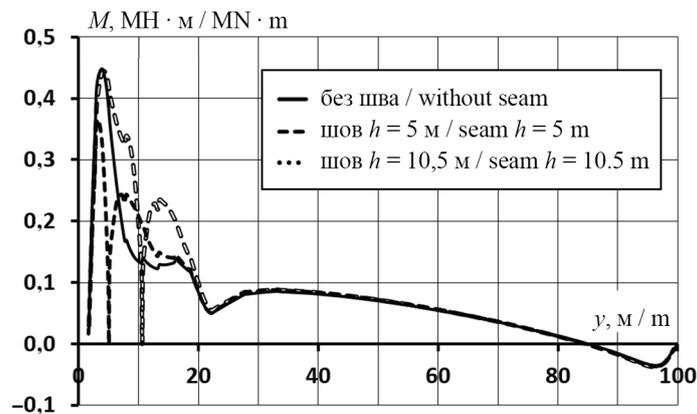


Рис. 7. Изменение по высоте железобетонного экрана изгибающего момента (при модуле каменной наброски  $E = 240$  МПа)

Fig. 7. Change on the height of the reinforced concrete face bending moment (at module of rock fill  $E = 240$  MPa)

Чем выше модуль каменной наброски  $E$ , тем меньше растягивающие продольные напряжения в железобетонном экране. Более того, при высоких значениях  $E$  за счет того, что влияние  $E$  сильнее на  $N$ , чем на  $M$ , растягивающие напряжения возникают и на верховой грани экрана (рис. 9).

Самой напряженной является нижняя часть экрана. Растягивающие продольные напряжения в ней достигают значительных величин и превышают расчетное сопротивление бетона на растяжение даже при самой низкой деформируемости каменной наброски ( $E = 480$  МПа).

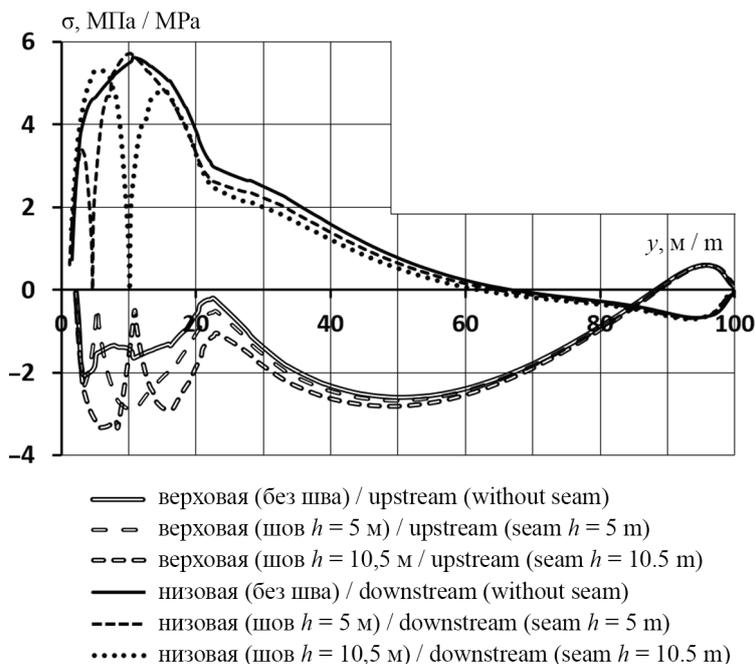
Полученные результаты расчета свидетельствуют о недостаточном уровне надежности железобетонного экрана как противодиффузионного элемента. Так как условие прочности бетона на растяжение не выполняется, целостность и соответственно герметичность экрана может быть нарушена.

Одним из способов недопущения нарушения герметичности экрана является предварительное

устройство в экране поперечного шва. Целесообразно располагать швы в зонах наибольших значений растягивающих напряжений. По результатам анализа распределения напряжений нами были рассмотрены два варианта местоположения поперечного шва — на  $\nabla 5$  м и на  $\nabla 10,5$  м. В обоих случаях шов располагается очень близко к основанию плотины: в первом случае длина экрана до шва составляет 5,7 м, а во втором — 14,7 м.

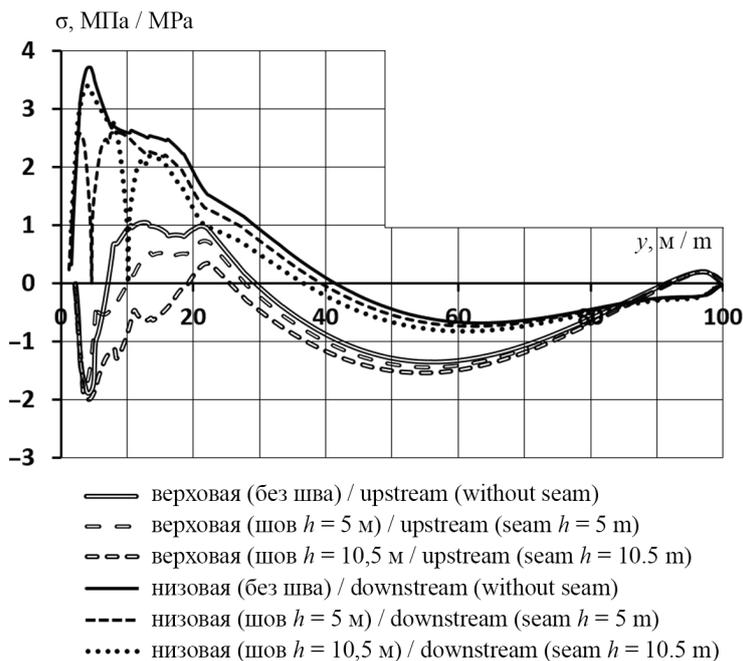
Для этих вариантов были проведены расчеты НДС.

Их результаты показали, что устройство поперечного шва практически не сказывается на прогибах экрана. Они уменьшаются лишь на 1...5 мм. Существенно более сильное влияние швов оказывает на продольные перемещения (рис. 3). Наличие в экране потенциального растягивающего продольного усилия вызывает раскрытие поперечного шва. По результатам расчетов при  $E = 60$  МПа раскрытие шва составляет около 3 см. За счет этого уменьшается раскры-



**Рис. 8.** Изменение по высоте продольных напряжений на верхней и нижней гранях железобетонного экрана (при модуле каменной наброски  $E = 60$  МПа)

**Fig. 8.** The change on height of the longitudinal stresses on the upstream and downstream faces of the reinforced concrete face (at module of rock fill  $E = 60$  MPa)



**Рис. 9.** Изменение по высоте продольных напряжений на верхней и нижней гранях железобетонного экрана (при модуле каменной наброски  $E = 240$  МПа)

**Fig. 9.** The change on height of the longitudinal stresses on the upstream and downstream faces of the reinforced concrete face (at module of rock fill  $E = 240$  MPa)

тие периметрального шва. В верхней части экрана продольные перемещения экрана увеличиваются.

Далее проводился анализ влияния поперечного шва на внутренние усилия в экране ( $N$  и  $M$ ). Непосредственно в шве продольная сила равна 0, но по мере удаления от него растягивающие усилия не исчезают (рис. 4, 5). Это объясняется тем, что они передаются на экран от грунта плотины через трение. Об этом свидетельствует распределение касательных напряжений на контакте «экран-грунт» (рис. 10). Хотя шов не исключает продольного растягивающего усилия, оно позволяет существенно

снизить его максимальную величину (рис. 11, а). Особенно эффективно устройство шва на  $\nabla 5$  м.

На изгибающие моменты устройство поперечного шва оказывает еще меньшее влияние (рис. 6, 7). В шве изгибающий момент снижается до 0. Однако влияние шва распространяется на небольшую, очень ограниченную длину. По мере удаления от шва изгибающие моменты возрастают и восстанавливаются до высоких значений. При  $E = 60$  МПа их максимальные значения превышают те, которые характерны для неразрезного экрана (рис. 6). Это объясняется изменениями в распределении касательных

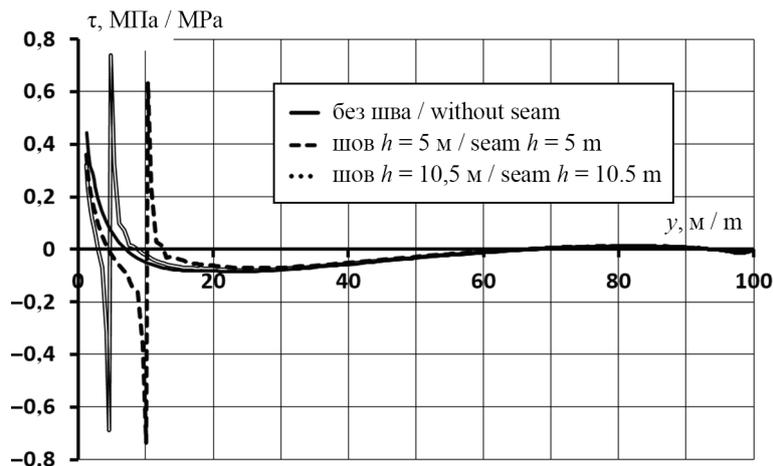


Рис. 10. Изменение по высоте касательных напряжений на контакте железобетонного экрана и подэкрановой зоны (при  $E = 240$  МПа)

Fig. 10. The change in height of the tangential stresses at the contact of the reinforced concrete face and the sub-screen zone (at  $E = 240$  МПа)

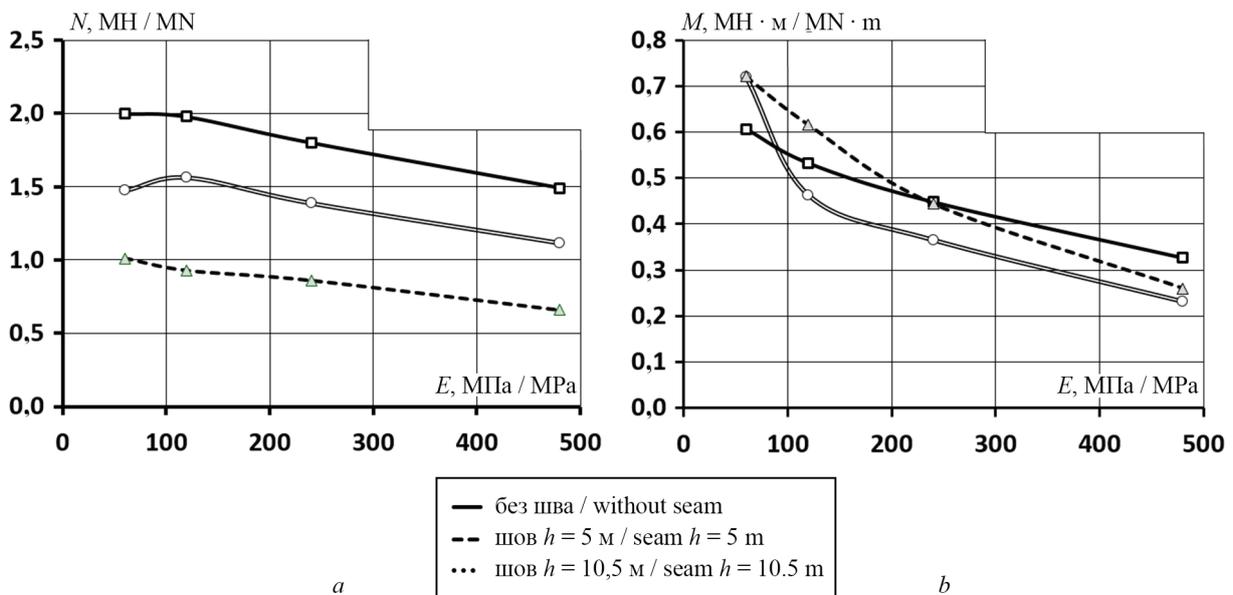
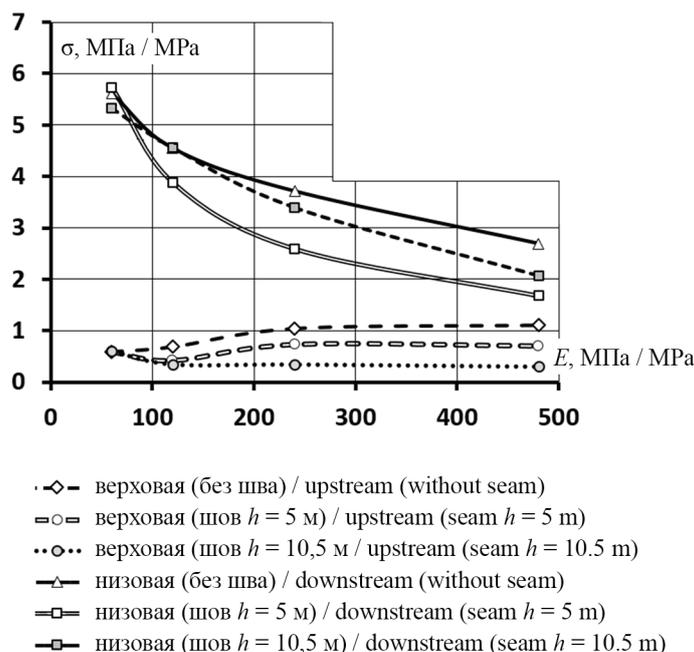


Рис. 11. Изменение максимальных значений внутренних усилий в железобетонном экране в зависимости от модуля линейной деформации каменной наброски  $E$ : а — продольная сила  $N$ ; б — изгибающий момент  $M$

Fig. 11. Changing the maximum values of internal forces in a reinforced concrete face depending on the modulus of the linear deformation of the of rock fill  $E$ : а — longitudinal force  $N$ ; б — bending moment  $M$



**Рис. 12.** Изменение максимальных значений растягивающих продольных напряжений на верховой и низовой гранях железобетонного экрана в зависимости от модуля линейной деформации каменной наброски  $E$

**Fig. 12.** The change in the maximum values of tensile longitudinal stresses on the upstream and downstream faces of the reinforced concrete face, depending on the modulus of the linear deformation of the rock layer  $E$

тельных напряжений на контакте «экран-грунт» (рис. 10). Касательные силы вызывают дополнительный изгибающий момент в железобетонном экране. С точки зрения уменьшения изгибающих моментов наиболее эффективно устройство шва на  $\nabla 5$  м (рис. 11, б).

Уменьшение продольных сил и изгибающих моментов в совокупности позволяет уменьшить растягивающие напряжения в экране. В варианте со швом на  $\nabla 5$  м удается снизить растягивающие напряжения в экране при  $E = 480$  МПа до безопасного уровня (рис. 12). Однако в других вариантах цели достичь не удалось.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

Влияние устройства поперечного шва на НДС железобетонного экрана каменно-набросной плотины имеет локальный эффект. Растягивающая продольная сила и изгибающий момент снижаются до 0 только в самом шве, но по мере удаления от шва продольная сила и изгибающий момент быстро «восстанавливаются» до значений, сопоставимых с вариантом без поперечного шва.

Устройство шва не устраняет возможность передачи растягивающего усилия от одной части экрана к другой — растягивающая продольная сила передается на экран от грунта плотины через трение.

Деформации изгиба мало зависят от наличия шва. Максимальный изгибающий момент при устройстве в экране поперечного шва может даже увеличиться.

Вышесказанное объясняет, почему разрезная конструкция железобетонного экрана не показала свою эффективность для обеспечения надежной работы противофильтрационного контура. Можно сказать, что поперечные швы в экране «лечат симптомы», а не устраняют причину неблагоприятного НДС экрана.

Устройство в экране поперечного шва для регулирования его НДС эффективно только на тех его участках, в которых он испытывает деформации продольного удлинения. Это, как правило, самый нижний участок экрана. Рекомендуется устройство в экране поперечного шва, параллельного периметральному, на небольшом расстоянии от него. Такая конструкция экрана применялась в конструкциях плотин ранее, например в плотине Cogswill.

## 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. Мусеев С.Н. Каменно-земляные и каменно-набросные плотины : Основы проектирования и строительства. М. : Энергия, 1970. 224 с.
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. Борового. М. : Энергия, 1967. С. 90–99. (Проектирование и строительство больших плотин. Вып. 3).
5. Айранетян Р. Проектирование каменно-земляных и каменно-набросных плотин. 2-е изд., перераб. и доп. М. : Энергия, 1975. 328 с.
6. Larson E., Kelly R., Dreese T., Fleming G., Wilkes J. A permanent solution at Salt Springs dam // International Water Power & Dam Construction. 2006. URL: <http://www.waterpowermagazine.com/features/featurea-permanent-solution-at-salt-springs-dam/> (дата обращения: 01.07.2017).
7. ICOLD. Rockfill dams with concrete facing-state of the art // International Commission on Large Dams. 1989. Bulletin 70.
8. ICOLD. Concrete face rockfill dam: Concepts for design and construction // International Commission on Large Dams. 2010. Bulletin 141.
9. 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. Vol. 3. Issue 27. Pp. 33–37.
10. 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.
11. Wang L.-B., Yan Q. Analyze on development prospects of 300m level ultra-high CFRD from Shuibuya high CFRD // Asia-Pacific Power and Energy Engineering Conference. 2010. DOI: 10.1109/ap-pec.2010.5448667
12. Marques Filho P., De Pinto N.L.S. CFRD dam characteristics learned from experience // International Journal on Hydropower and Dams. 2005. No. 12 (1). Pp. 72–76.
13. Johannesson P., Tohlang S.L. Lessons learned from Mohale // International Water Power & Dam Construction. 2007. Vol. 59. Issue 8. Pp.16–25.
14. Xavier L.V., Albertoni S.C., Pereira R.F., Antunes J. Campos Novos dam during second impounding // International Journal on Hydropower & Dams. 2008. No. 15. Pp. 53–58.
15. Freitas M.S.Jr. Concepts on CFRDs Leakage Control – Cases and Current Experiences // ISSMGE Bulletin. 2009. Vol. 3. Issue 4. Pp. 11–18.
16. Scuero A.M., Vaschetti G.L. Underwater repair of a 113 m high CFRD with a PVC geomembrane: Turimiquire // Managing Dams. Challenges in a time of change : Proceedings of the 16th Conference of the British Dam Society. 2010. Pp. 474–486.
17. Mokhtar P.E., Freitas Jr.M.S. Rehabilitation for high concrete faced rockfill dam (CFRD): Availability and vulnerability Dam Maintenance and Rehabilitation II // Proceedings of the 2nd International Congress on Dam Maintenance and Rehabilitation. 2011. Pp. 881–887.
18. 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 Geotechnical Engineering. 2015. Vol. 20. Bund 14. Pp. 6407–6426.
19. Ma H., Fudong Chi F. Technical progress on researches for the safety of high concrete-faced rockfill dams // Engineering. 2016. Vol. 2. Issue 3. Pp. 332–339. DOI: 10.1016/j.eng.2016.03.010
20. 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.comp-geo.2011.06.004
21. Cheng S., Zhang G., Zhang J., Wan L. Effect of foundation topography on the stress-displacement response of concrete faced rockfill dam // Shuili Fadian Xuebao (Journal of Hydroelectric Engineering). 2008. No. 27 (5). Pp. 53–58.
22. 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.
23. Dang F.N., Wang X.W., Tian W., Xu S.J. Deformation and stress characteristics of high asymmetric CFRD and for measures // Shuili Xuebao (Journal of Hydraulic Engineering). 2012. No. 43 (5). Pp. 602–608.
24. Dang F.N., Yang C., Xue H.B., Fang J.Y. The effect of valley topography on deformation properties of CFRD // Journal of Hydraulic Engineering. 2014. No. 45 (4). Pp. 435–442.
25. Song W., Wang P. Influence of valley topography on the safety of CFRD anti-seepage systems // Shuili Fadian Xuebao (Journal of Hydroelectric Engineering). 2008. 27 (4). Pp. 94–100.
26. 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

27. Саинов М.П. Оценка влияния формы створа на напряженно-деформированное состояние железобетонного экрана каменной плотины // Приволжский научный журнал. 2016. № 2 (38). С. 104–109.

28. Саинов М.П. Влияние формы створа на напряженное состояние железобетонного экрана каменно-насыпной плотины // Инженерно-строительный журнал. 2016. № 3. С. 16–39. DOI: 10.5862/MCE63.2

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

30. Pinto N.L., Marques P.L. Estimating the maximum face slab deflection in CFRDs // International Journal on Hydropower & Dams. 1998. Vol. 5. Issue 6. Pp. 28–30.

31. Park H.G., Kim Y.S., Seo M.W., Lim H.D. Settlement behavior characteristics of CFRD in construc-

tion period. Case of Daegok dam // Journal of the KGS. 2005. Vol. 21. No. 7. Pp. 91–105.

32. Саинов М.П. Полуэмпирическая формула для оценки осадок однородных грунтовых плотин // Приволжский научный журнал. 2014. № 4 (32). С. 108–115.

33. 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

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

35. Подвысоцкий А.А., Долгих А.П. К вопросу назначения критериев безопасности по устойчивости откосов подпорных сооружений из грунтовых материалов // Гидротехническое строительство. 2010. № 8. С. 20–22.

Поступила в редакцию 26 сентября 2018 г.

Принята в доработанном виде 4 ноября 2018 г.

Одобрена для публикации 27 ноября 2018 г.

О Б АВТОРАХ: **Подвысоцкий Алексей Анатольевич** — кандидат технических наук, начальник гидротехнического отдела-2, **Мособлгидропроект**, 143532, Московская область, г. Дедовск, ул. Энергетиков, д. 1, PodvisockiiAA@hydroproject.com;

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

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

**Лукичев Роман Валерьевич** — бакалавр кафедры гидравлики и гидротехнического строительства, **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**, 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26. lukichev-r1@mail.ru.

## REFERENCES

1. Radchenko V.G., Glagovskij V.B., Kassirova N.A., Kurneva E.V., Druzhinin M.A. Modern academic substantiation of construction of rockfill dams having reinforced concrete faces. *Hydraulic Engineering*. 2004; 3:2-8. (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. Moiseev S.N. *Stone-earth and stone-sketchd dams: Basics of design and construction*. Moscow, Energy Publ., 1970; 224. (rus.).

4. *Design and construction of dams from local materials: materials VII and VIII International congress on large dams*. Compiler A.A. Nilchiporovich; under the General editorship of A.A. Borovoy. Moscow, Energy Publ., 1967; 90-99. (Design and construction of large dams. Vol. 3). (rus.).

5. Airapetyan R. *Design stone-earthen and rock-fill dams*. 2nd ed., revised. and add., Moscow, Energiya Publ., 1975; 328. (rus.).

6. Larson E., Kelly R., Dreese T., Fleming G., Wilkes J. A permanent solution at Salt Springs dam. *International Water Power & Dam Construction*. 2006.

URL: <http://www.waterpowermagazine.com/features/featurea-permanent-solution-at-salt-springs-dam/> (date of the application: 01.07.2018).

7. ICOLD. Rockfill dams with concrete facing-state of the art. *International Commission on Large Dams*. 1989. Bulletin 70.

8. ICOLD. Concrete face rockfill dam: Concepts for design and construction. *International Commission on Large Dams*. 2010. Bulletin 141.

9. 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.

10. 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.

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

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

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

14. Xavier L.V., Albertoni S.C., Pereira R.F., Antunes J. Campos Novos dam during second impounding. *International Journal on Hydropower & Dams*. 2008; 15:53-58.

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

16. Scuero A.M., Vaschetti G.L. Underwater repair of a 113 m high CFRD with a PVC geomembrane: Turimiquire. *Managing Dams. Challenges in a Time of Change : Proceedings of the 16th Conference of the British Dam Society*. 2010; 474-486.

17. Mokhtar Pour E., Freitas Jr.M.S. Rehabilitation for high concrete faced rockfill dam (CFRD): Availability and vulnerability dam maintenance and rehabilitation II. *Proceedings of the 2nd International Congress on Dam Maintenance and Rehabilitation*. 2011; 881-887.

18. 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 Geotechnical Engineering*. 2015; 20(14):6407-6426.

19. Ma H., Fudong Chi F. Technical progress on researches for the safety of high concrete-faced rockfill dams. *Engineering*. 2016; 2(3):332-339. DOI: 10.1016/j.eng.2016.03.010

20. 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

21. Cheng S., Zhang G., Zhang J., Wan L. Effect of foundation topography on the stress-displacement response of concrete faced rockfill dam. *Shuili Fadian Xuebao (Journal of Hydroelectric Engineering)*. 2008; 27(5):53-58.

22. 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.

23. Dang F.N., Wang X.W., Tian W., Xu S.J. Deformation and stress characteristics of high asymmetric CFRD and for measures. *Shuili Xuebao (Journal of Hydraulic Engineering)*. 2012; 43(5):602-608.

24. Dang F.N., Yang C., Xue H.B., Fang J.Y. The effect of valley topography on deformation properties of CFRD. *Journal of Hydraulic Engineering*. 2014; 45(4):435-442.

25. Song W., Wang P. Influence of valley topography on the safety of CFRD anti-seepage systems. *Shuili Fadian Xuebao (Journal of Hydroelectric Engineering)*. 2008; 27(4):94-100.

26. 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.).

27. Sainov M.P. Assessment of a dam site configuration impact on the stress-strain state of a rockfill dam reinforced concrete face. *Volga Region Scientific Journal*. 2016; 2(38):104-109. (rus.).

28. Sainov M.P. Impact of dam site configuration on 3D stress-strain state of concrete faced rockfill dam. *Magazine of Civil Engineering*. 2016; 3:16-39. DOI: 10.5862/MCE63.2 (rus.).

29. Lyapichev Y.P. *Design and construction of modern high dams*. Moscow, Peoples' friendship University of Russia Publ., 2004; 275. (rus.).

30. Pinto N.L., Marques P.L. Estimating the maximum face slab deflection in CFRDs. *International Journal on Hydropower & Dams*. 1998; 5(6):28-30.

31. Park H.G., Kim Y.S., Seo M.W., Lim H.D. Settlement behavior characteristics of CFRD in construction period. Case of Daegok dam. *Journal of the KGS*. 2005; 21(7):91-105.

32. Sainov M.P. Semiempirical formula for assessment of homogeneous earthfill dams. *Volga Region Scientific Journal*. 2014; 4(32):108-115. (rus.).

33. 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; 68(9):749-771. DOI: 10.1680/jgeot.17.p.095

34. ICOLD. Concrete face rockfill dam: concepts for design and construction. *International Commission on Large Dams*. 2010. Bulletin 141.

35. Podvysotskii A.A., Dolgikh A.P. On the issue of assigning safety criteria for the stability of slopes of supporting structures made of soil materials. *Hydraulic Engineering*. 2010; 8:20-22. (rus.).

Received September 26, 2018

Adopted on November 4, 2018.

Approved for publication November 27, 2018

ABOUT THE AUTHORS: **Aleksei A. Podvysotckii** — Candidate of Technical Sciences, Head of Hydrotechnical Department, **Mosoblgidroproekt**, 1 Energetikov st., Dedovsk, 143532, Russian Federation, PodvisockiiAA@hydro-project.com;

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

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

**Roman V. Lukichev** — bachelor Hydraulics and Hydraulic Engineering Department, **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**, 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation, lukichev-r1@mail.ru.