Работоспособность конструкции каменно-набросной плотины с бетонным экраном для условий Пскемской ГЭС

А.А. Подвысоцкий¹, М.П. Саинов², Д.В. Волков²

¹Проектно-изыскательский и научно-исследовательский институт «Гидропроект» им. С.Я. Жука;
г. Москва, Россия;

²Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет
(НИУ МГСУ); г. Москва, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. При проектировании высоконапорного Пскемского гидроузла в Узбекистане каменно-набросная плотина с бетонным экраном (КНБЭ) рассматривается как альтернатива традиционной каменно-земляной плотине. Это связано с наличием у КНБЭ несомненных преимуществ. Однако геологическое строение створа Пскемского гидроузла осложняет применение КНБЭ — на бортовых участках залегает мощный слой гравелитов. Потребовалось провести исследование напряженно-деформированного состояния (НДС) плотины высотой 190 м в плоской и пространственной постановках.

Материалы и методы. Исследование НДС проведено путем численного моделирования методом конечных элементов. Принималось, что модуль линейной деформации каменной наброски в верховой части составляет 480 МПа, а в низовой — 240 МПа. Расчет проводился для случая, когда модуль деформации бетона составляет 29 и 12 ГПа. Учитывалось, что на границах центрального и береговых участков в экране выполняется разделяющий шов, а на контакте экрана с телом плотины — слой эмульсии, снижающей трение.

Результаты. Исследования позволили проанализировать не только перемещения и напряжения экрана, но и продольные силы и изгибающие моменты.

Выводы. При восприятии статических сил каменно-набросная плотина с железобетонным экраном является вполне надежной конструкцией. Однако для этого необходимо, чтобы каменная наброска была тщательно уплотнена, а заполнение водохранилища было продолжительным. В этом случае в пространственных условиях прочность бетона экрана на сжатие и растяжение будет обеспечена. Неоднородность геологического строения основания плотины не угрожает нарушением целостности экрана — вертикальные межсекционные швы дают возможность компенсировать растягивающие напряжения в экране.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: Пскемская ГЭС, каменно-набросная плотина с железобетонным экраном, напряженно-деформированное состояние, численное моделирование, вертикальные межсекционные швы, продольные силы, раскрытие шва

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Подвысоцкий А.А., Саинов М.П., Волков Д.В. Работоспособность конструкции каменно-набросной плотины с бетонным экраном для условий Пскемской ГЭС // Строительство: наука и образование. 2020. Т. 10. Вып. 1. Ст. 3. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2020.1.3

The operation capacity of the construction of a rockfill dam with a concrete screen accommodated to the conditions of Pskenskaya HPP

Aleksei A. Podvysotckii¹, Mikhail P. Sainov², Dmitriy V. Volkov²

¹Design and survey and research Institute Hidroproekt named after S.Ya. Zhuk; Moscow, Russian Federation;

²Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU);
Moscow, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. A rockfill dam with a concrete screen is considered as an alternative to a traditional earth-faced rockfill dam in the process of designing a high-pressure Pskemsky hydraulic facility in Uzbekistan. A rockfill dam with a concrete screen has several strengths. However the geological structure of the dam site complexifies the application of a rockfill dam with a concrete screen, because dam boards have a deep layer of gritstone. There arose a need to study the stress-strain state of a 190 m dam in 2D and 3D settings.

Materials and methods. The finite element method (FEM) and numerical modeling were employed to study the stress-strain state of the dam. The modulus of linear deformation of the rockfill top reaches 480 MPa, the one of the rockfill bottom — 240 MPa. The concrete deformation module was taken as equal to 29 and 12 hPa. The analysis took account of the isolation joint that separated the central part of the screen from its bank parts, while the contact surface of the screen and the dam body had a layer of friction-reduction emulsion.

Results. The research performed by the co-authors enabled them not only to analyze the screen's displacements and strains, but also to consider longitudinal forces and bending moments.

Conclusions. A rockfill dam with a reinforced concrete screen has proven a reliable structure capable of accommodating static forces. However rock needs to be thoroughly compacted, and the water basin must be filled gradually. In this case, concrete compressive/tensile strength values will be sufficient in the 3D environment. The heterogeneity of the geological composition of the dam base cannot disintegrate the screen, because vertical joints compensate for the tensile stress arising inside

KEYWORDS: Pskemsky HPP, rockfill dam with a concrete screen, stress-strain state, numerical modeling, longitudinal joints, longitudinal forces, the opening of a joint

FOR CITATION: Podvysotsky A.A., Sainov M.P., Volkov D.V. The operation capacity of the construction of a rockfill dam with a concrete screen accommodated to the conditions of Pskemskaya HPP. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2020; 10(1):3. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2020.1.3 (rus.).

ВВЕДЕНИЕ

В настоящее время в Республике Узбекистан строится высоконапорный Пскемский гидроузел энергетического назначения. По аналогии с Чарвакской плотиной [1], расположенной ниже по течению на р. Чирчик, в качестве водоподпорного сооружения предполагается использовать каменно-земляную плотину с центральным ядром. Упорные призмы высотой 190 м будут выполнены из горной массы, а ядро — из суглинка. Из-за высокой сейсмичности профиль каменно-земляной плотины запроектирован распластным. Это существенно увеличивает стоимость строительства и снижает его экономическую эффективность. Поэтому в качестве альтернативной конструкции плотины рассматривается каменно-набросная плотина с бетонным экраном (КНБЭ), профиль которой может быть более обжатым. У КНБЭ большое количество преимуществ [2–5], они получили широкое распространение за рубежом [4–6]. В России эти плотины называют каменно-набросными плотинами с железобетонным экраном.

За рубежом накоплен большой опыт строительства и эксплуатации высоких КНБЭ. Однако этот опыт показывает, что надежность противифльтрационного бетонного экрана (БЭ) в сверхвысоких плотинах не гарантирована. Имеются случаи нарушения целостности экрана в виде образования крупных сквозных трещин [7–16]. Примерами могут служить плотины Itapebi (высота 100 м) [7], Ita (125 м) [7], Buxi (135,8 м) [8], Mohale (145 м) [9], Xingo (150 м) [7], Tianshengqiao-1 (178 м) [10], Barra Grande (185 м) [11], Aguamilpa (187 м) [13], Campos Novos (202 м) [14]. Исследования, проведенные авторами с помощью численного моделирования, показали, что образование в нижней части экрана на высоких растягивающих напряжениях является практически неизбежным [17]. Это вызывает сомнения в целесообразности и требует расчетного обоснования применения КНБЭ для строительства Пскемского гидроузла.

Кроме того, есть еще одно осложняющее обстоятельство. Дело в том, что створ Пскемского ги-

дроузла — довольно протяженный и имеет сложное геологическое строение. Расчетная длина плотины по гребню составляет 882 м, она располагается в несимметричном створе. Русловой участок плотины узкий, его ширина составляет около 50–100 м. Правый берег речной долины более крутой, чем левый. На левом берегу — протяженный участок, на котором высота плотины составляет 140–150 м. В широком центральном участке основанием плотины служат полускальные грунты, а наиболее отдаленные от русла береговые участки плотины располагаются на сжимаемом слое гравелитов. Плотина на данных участках достаточно высокая — она превышает 70 м.

Совершенно очевидно, что плотина будет работать в сложных пространственных условиях. Существует опасность формирования неблагоприятного напряженно-деформированного состояния (НДС) противифльтрационного бетонного экрана. Это вызывает сомнения в целесообразности применения КНБЭ в створе Пскемского гидроузла из-за недостаточного уровня надежности. Для оценки работоспособности КНБЭ в данных условиях и было выполнено данное исследование.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Рассматривалась конструкция плотины высотой 190 м, имеющая заложение верхового откоса 1,8 и низового откоса — 1,7. Толщина БЭ принималась переменной, с увеличением книзу. Толщина экрана сверху принималась 0,6 м, а внизу — 1,5 м.

Принималось, что каменная наброска плотины тщательно уплотнена и зонирована по качеству. В верховой части упорной призмы, а также в подэкрановой и пригребневой зонах плотины модуль линейной деформации каменной наброски E_k был принят равным близким к максимальному из наблюдаемых в реальных условиях. Обработка результатов натурных данных о деформациях КНБЭ [6, 7] показывает, что E_k может достигать 500 МПа. В наших расчетах E_k принимался равным 480 МПа. В низовой (на удалении от экрана) части упорной призмы E_k — 240 МПа. Коэффициенты Пуассона

каменной наброски принимались равными соответственно 0,20 и 0,25. Плотность каменной наброски в верховой части плотины равна $2,15 \text{ т/м}^3$, а в низовой — $2,0 \text{ т/м}^3$.

При расчетах принималось, что экран выполнен из бетона класса В30. В соответствии с СП 41.13330.2012 его расчетное сопротивление на осевое растяжение составляет 1,4 МПа по предельным состояниям первой группы и 1,8 МПа — по предельным состояниям второй группы. Расчетное сопротивление бетона на сжатие по первой группе предельных состояний — 17 МПа. Наличие в экране арматуры не учитывалось, так как ее влияние на напряжения в бетоне экрана мало.

Расчет проводился для двух вариантов значения модуля линейной деформации бетона экрана. В первом варианте он принимался равным 30 ГПа, а во втором — 12 ГПа. Первый вариант соответствует случаю быстрого восприятия экраном внешних нагрузок, второй вариант — длительного, когда за счет ползучести в бетоне происходит релаксация напряжений. Коэффициент Пуассона бетона принимался равным 0,2.

Исследования НДС проводились как в плоской, так и в пространственной постановках. Они велись методом конечных элементов с помощью вычислительной программы, составленной М.П. Саиновым. Для того чтобы обеспечить высокую точность определения напряжений в БЭ, использовались конечные элементы с нелинейной аппроксимацией перемещений внутри элемента.

При расчетах грунтовая среда принималась линейно-деформируемой, т.е. ее модуль линейной деформации и коэффициент Пуассона принимались неизменными. Расчеты велись с учетом нелинейности контактного взаимодействия БЭ с телом плотины и скальным основанием. Для этого в модели сооружения использовались контактные конечные элементы. Это позволило учитывать возможность проявления таких эффектов, как проскальзывание и отлипание контакта.

При исследованиях в плоской постановке рассматривалось русловое сечение плотины максимальной высоты (190 м). Плоская конечно-элементная модель плотины включает 352 конечных элемента сплошной среды и 27 контактных конеч-

ных элементов (рис. 1). Использовались конечные элементы высокой точности, имеющие кубическую степень аппроксимации перемещений внутри элемента. Общее количество степеней свободы плоской модели плотины составило 3540.

При расчетах в плоской постановке рассматривались две схемы возведения. В первой схеме не учитывалось возведение плотины очередями — принималось, что наполнение водохранилища осуществляется только после возведения плотины на всю высоту. Во второй схеме учитывалось, что возведение плотины и наполнение водохранилища осуществляется в три очереди. Первая очередь имеет высоту 93 м, вторая очередь — 145 м. В обоих случаях при расчетах воспроизводились послойная отсыпка каждой очереди плотины и постепенное наполнение водохранилища. Принималось, что укладка БЭ осуществляется только после полного завершения возведения соответствующей очереди плотины. В первом случае рассматривался 31 расчетный этап, а во втором — 50 расчетных этапов.

При расчетах в плоской постановке учитывалось наличие под БЭ слоя подготовки из малоцементного бетона, который часто применяется в конструкциях современных КНБЭ для выравнивания поверхности верхового откоса [18]. Толщина этого слоя невелика — в среднем около 1,5 м. Модуль деформации малоцементного бетона принимался равным 5000 МПа.

Расчеты в пространственной постановке выполнялись с некоторыми упрощениями в конструкции и схеме возведения плотины.

В пространственную (объемную) конечно-элементную модель были включены тело плотины, а также слои конгломератов. Скальное основание под центральным участком плотины в модель не включалось, т.е. было принято недеформируемым (рис. 2). В модели плотины не учитывалось, что экран разрезан вертикальными швами на множество секций. Условно принималось, что в конструкции экрана предусмотрены только два вертикальных шва на границе бортовых участков экрана с основным (рис. 3). Такая схема является наиболее опасной, она была принята специально для того, чтобы установить максимально возможные величины деформаций выше указанных швов.

Рис. 1. Конечно-элементная модель поперечного сечения плотины

Рис. 2. Объемная конечно-элементная модель плотины в поперечном сечении вдоль русла

Рис. 3. Объемная конечно-элементная модель плотины в сечении вдоль створа (по верховой грани экрана), зеленой линией показаны вертикальные швы в экране

При расчетах в пространственной постановке не учитывалось возведение плотины очередями. Однако при этом подробно воспроизводилась послойная отсыпка плотины и постепенное наполнение водохранилища. Расчет производился в 23 этапа.

В пространственной конечно-элементной модели наличие тонкого слоя подэкрановой зоны из малоцементного бетона не учитывалось в силу его малости (около 1 % от высоты плотины). Однако при этом было учтено снижение трения на контакте БЭ и подэкрановой зоны. Касательная жесткость контакта принята равной 50 МПа/м.

Общее количество конечных элементов в объемной модели плотины составило 6304. Для моделирования БЭ и подэкрановой зоны использовались конечные элементы с квадратичной аппроксимацией перемещений внутри элемента, а для моделирования остальных конструкций — конечные элементы с квазилинейной аппроксимацией. Общее количество степеней свободы составило 27 796.

Модуль линейной деформации конгломератов был принят равным 60 МПа, а коэффициент Пуассона — 0,25.

Расчет НДС проводился на нагрузки от собственного веса плотины и гидростатического давления воды на экран.

РЕЗУЛЬТАТЫ

Результаты расчета НДС плотины в плоской постановке.

По результатам расчета максимальные строительные осадки плотины составят около 40 см (рис. 4). Максимум осадок наблюдается в низовой части плотины. При возведении плотины в три очереди максимальные горизонтальные смещения плотины на момент завершения наполнения водохранилища составляют 17 см (рис. 5).

По смещениям и осадкам экрана были вычислены нормальные перемещения экрана U_n , т.е. пере-

Рис. 4. Распределение вертикальных поперечных смещений в поперечном сечении плотины (плоская задача) для случая возведения плотины в три очереди

Рис. 5. Распределение горизонтальных смещений в поперечном сечении плотины (плоская задача) для случая возведения плотины в три очереди

Рис. 6. Распределение по высоте экрана нормальных перемещений для двух схем возведения плотины

мещения в направлении, перпендикулярном к откосу, или «прогибы» (рис. 6).

При схеме возведения плотины без очередей экран испытывает изгиб только в сторону нижнего бьефа. Максимальный прогиб составил 18,4 см (рис. 6), т.е. всего 0,1 % от высоты плотины. При возведении плотины очередями экран испытывает деформации изгиба сложного характера. Большая часть экрана изгибается в сторону нижнего бьефа, но верхние части экрана плотины первой и второй очередей — в сторону верхнего бьефа. Максимум перемещений U_n наблюдается на гребне плотины второй очереди (рис. 6). Он составляет 23,4 см, т.е. 0,12 % от высоты плотины.

Деформации изгиба вызывают неравномерность в распределении напряжений по толщине экрана, однако его влияние на НДС не столь велико.

Более важным фактором, определяющим напряженное состояние БЭ, является трение (касательные напряжения) между экраном и телом плотины. Несмотря на снижение касательной жесткости контакта БЭ с подэкрановой зоной, касатель-

ные контактные напряжения вызывают в экране значительные продольные силы. В нижней части экрана (ниже V1100 м) продольные силы — растягивающие, а выше — сжимающие (рис. 7). Своего максимума растягивающие продольные силы достигают на V995 м, т.е. на 15 м выше подошвы плотины. В этом сечении максимальных значений достигают растягивающие продольные напряжения в экране, поэтому оно является наиболее опасным с точки зрения образования поперечных трещин.

Максимальная величина продольных напряжений σ_n в экране мало зависит от очередности возведения, что объясняется влиянием мероприятий по снижению трения на контакте. При возведении в три очереди растягивающие напряжения σ_n примерно на 5–10 % меньше, чем при возведении в одну очередь.

В большей степени максимальное значение растягивающего напряжения σ_n зависит от модуля линейной деформаций бетона E_6 . При $E_6 = 30$ ГПа, т.е. при быстром восприятии нагрузок, σ_n достигают 4 МПа (рис. 7, а, б). Они значительно превыша-

Рис. 7. Распределение по высоте продольных напряжений в экране (для двух схем возведения плотины): а — при возведении плотины в одну очередь; б — при возведении плотины в три очереди

ют расчетное сопротивление бетона на растяжение (1,4 МПа). При $E_6 = 12$ ГПа, т.е. при длительном восприятии нагрузок и возведении плотины в три очереди, растягивающие напряжения σ_n достигают 2,65 МПа (рис. 7, б). Однако и эта величина очень значительна — она почти в два раза превышает прочность бетона на растяжение.

Таким образом, даже при очень тщательном уплотнении каменной наброски, прочность БЭ в рассматриваемой конструкции плотины не обеспечивается. Для обеспечения прочности можно рекомендовать увеличение толщины БЭ. Расчеты показали, что увеличение толщины низа экрана с 1,6 до 2,5 м (примерно в 1,5 раза) приводит к существенному уменьшению максимальных значений растягивающего усилия в бетоне — примерно на 20 %.

Сравнение НДС экрана, полученного для двух схем возведения плотины, продемонстрировало, что роль этого фактора не столь велика, что позволило допустить выполнение расчетов НДС в пространственной схеме для самой простой схемы возведения.

Результаты расчета НДС плотины в пространственной постановке позволили выявить влияние геометрии створа и неоднородного строения основания на прочность экрана. По результатам расчетов, несмотря на большую протяженность плотины, в пространственных условиях происходит некоторое уменьшение перемещений плотины.

Максимальная осадка плотины не превышает 40 см (рис. 8). При этом зона осадок такой величины ограничена узким русловым участком (рис. 9). Однако расчет выявил, что береговые участки (расположенные на конгломератах) плотины также имеют повышенные осадки. Их максимальные значения составили 28–29 см.

Уменьшение горизонтальных смещений U_x (в направлении из бьефа в бьеф) за счет влияния пространственных условий более существенное. Максимальное смещение плотины составило 11 см (рис. 10, 11).

Из-за неравномерности распределения вдоль створа осадок и смещений возникают горизонтальные перемещения U_z плотины вдоль створа. Мак-

Рис. 8. Распределение вертикальных поперечных смещений в русловом поперечном сечении плотины

Рис. 9. Распределение вертикальных перемещений U_y в сечении вдоль створа плотины

Рис. 10. Распределение горизонтальных смещений в русловом поперечном сечении плотины

Рис. 11. Распределение горизонтальных смещений U_x в сечении вдоль створа плотины

симальные значения смещений составили 4,8 см (рис. 12). На центральном участке перемещения плотины направлены от бортов к руслу, а на бортовых — от русла к бортам.

Результаты расчетов выявили сложный характер прогибов БЭ (рис. 13). Максимальный прогиб экрана на русловом участке составляет 15,8 см. Он на 15 % меньше, чем в плоских условиях (18,4 см, рис. 6), что обеспечивает снижение деформаций изгиба экрана. Область высоких прогибов располагается примерно посередине высоты экрана. По этой причине в пространственных условиях схема работы экрана похожа на работу плиты, опертой по всем сторонам, он испытывает изгиб как в плоскости xy , так и в плоскости xz .

На береговых участках максимальный прогиб экрана наблюдается на его подошве (на контакте со слоем гравелитов). Прогиб экрана достигает 8 см (рис. 13).

Так же как и тело плотины, экран получает существенные перемещения U_z в направлении от борта к борту (рис. 14). На центральном участке перемещения направлены от бортов к руслу. Максимальное смещение в направлении от правого борта к руслу составило 1,8 см, а в направлении от левого

борта к руслу — 1,1 см. Береговые участки плотины, напротив, «движутся» в направлении от русла к берегу. Максимальное смещение правобережного участка составило 1,0 см, а левобережного — 0,8 см.

Разнонаправленные перемещения U_z экрана приводят к раскрытию вертикальных швов, отделяющих центральный участок от берегов. По результатам расчетов в нижней части шва раскрытие составило 7 мм, на гребне — 14 мм (рис. 14). Величины раскрытий не столь велики, чтобы нельзя было обеспечить герметичность швов путем установки шпонок. В настоящее время разработаны конструкции уплотнений швов в бетонном экране, которые позволяют воспринимать большие раскрытия [19]. Кроме того, в реальных условиях, когда экран будет разрезан на секции вертикальными швами, раскрытия данных швов будут меньше, чем полученные в данном расчете.

Кроме того, в береговых швах возникает разница перемещений в продольном направлении. На рис. 15 показаны величины перемещений экрана в направлении вдоль откоса U_l . Они были вычислены по смещениям U_x и осадкам U_y экрана. Цен-

Рис. 12. Распределение горизонтальных перемещений U_z в сечении вдоль створа плотины

Рис. 13. Распределение нормальных перемещений (прогибов) экрана в сечении вдоль створа

Рис. 14. Распределение перемещений экрана U_z в направлении вдоль створа

Рис. 15. Распределение перемещений экрана U_l в направлении вдоль откоса

тральный участок экрана имеет положительные смещения, т.е. смещения в направлении снизу вверх. Своего максимума U_l достигают в русловой части экрана, посередине высоты. Они достигают 2,4 см. На контакте со скальным основанием продольные перемещения являются положительными, что свидетельствует о раскрытии периметрального шва, т.е. шва, отделяющего экран от скального основания.

На береговых участках U_l имеют разнонаправленные значения (рис. 15). За счет разницы перемещений U_l между центральным и береговыми участками экрана возникают перемещения вдоль берегового вертикального шва. Они достигают 3 мм.

Напряженное состояние БЭ на момент окончания наполнения водохранилища показано на рис. 16–19 для случая, когда модуль линейной деформации бетона E_6 составляет 30 ГПа. При $E_6 = 12$ ГПа картина напряженного состояния остается такой же, изменения происходят лишь на количественном уровне.

Анализ показал, что напряженное состояние экрана в основном формируется наличием продольных сил, в то время как деформации изгиба экрана развиты слабо. По этой причине различия в напряжениях между верховой и низовой гранями экрана малы. На рисунках представлено распределение напряжений только в срединной плоскости экрана.

На рис. 16 приведено распределение максимальных главных напряжений σ_1 . На нем видно, что в экране имеются широкие зоны растягивающих напряжений σ_1 . Они располагаются в нижней и боковых зонах центрального участка экрана. Растягивающие напряжения достигают значительных величин — 2–3 МПа. При $E_6 = 30$ ГПа максимальное значение σ_1 достигает 3,2 МПа, а при $E_6 = 12$ ГПа — 2,7 МПа, т.е. меньше на 16 %. В любом случае эти

значения превышают расчетное сопротивление бетона на растяжение.

Главные напряжения σ_1 действуют, как правило, на наклонных площадках. При разрезке экрана вертикальными межсекционными швами, растягивающие напряжения σ_1 поменяют свое направление. Поэтому, чтобы оценить эффективность устройства межсекционных швов, было проанализировано напряженное состояние экрана в направлениях, связанных с ориентацией швов. Это напряжения в направлениях вдоль откоса и вдоль створа. Соответственно, проанализированы величины напряжений σ_n , действующих в направлении вдоль откоса, и напряжений σ_z , действующих в направлении от борта к борту.

На рис. 17 показано распределение горизонтальных напряжений σ_z , действующих в направлении от борта к борту. В русловой зоне действуют сжимающие напряжения σ_z . При $E_6 = 30$ ГПа они достигают 6,8 МПа, а при $E_6 = 12$ ГПа — 4,3 МПа. В экране имеются также и зоны растягивающих напряжений σ_z . Растяжение возникает в левобережной и правобережной зонах центрального участка. Они являются следствием уплотнения гравелитов. При $E_6 = 30$ ГПа растяжение по σ_z достигает около 2 МПа, а при $E_6 = 12$ ГПа — 1,8 МПа.

При разрезке экрана вертикальными швами растягивающие напряжения σ_z смогут быть компенсированы.

На рис. 18 показано распределение напряжений σ_n , действующих в направлении вдоль откоса. На нем хорошо видно, что в нижней части экрана имеется широкая полоса растягивающих продольных напряжений. Высота зоны составляет примерно 40–50 м. На русловой и левобережной зоне центрального участка экрана растягивающие напряжения

Рис. 16. Распределение по срединной плоскости железобетонного экрана максимальных главных напряжений σ_1

Рис. 17. Распределение по срединной плоскости железобетонного экрана напряжений σ_z , действующих в направлении вдоль створа

Рис. 18. Распределение по срединной плоскости железобетонного экрана напряжений σ_n , действующих в направлении вдоль откоса

Рис. 19. Распределение по срединной плоскости железобетонного экрана минимальных главных напряжений σ_3

несколько выше, чем правобережной. Они превышают 1 МПа. Максимальное значение растягивающих продольных напряжений σ_n при $E_6 = 30$ ГПа достигают 2 МПа, а при $E_6 = 12$ ГПа — 1,6 МПа.

Это ненамного превышает расчетное сопротивление бетона на растяжение (1,4–1,8 МПа). Можно утверждать, что в экране, разрезанном вертикальными швами, растягивающие напряжения не превысят прочность бетона на растяжение.

На рис. 19 показано распределение максимальных главных напряжений σ_3 . По всей площади экрана они сжимающие. Максимальное значение сжимающих напряжений σ_3 при $E_6 = 30$ ГПа не превышает 7 МПа, а $E_6 = 12$ ГПа — 4,3 МПа. Эти величины много меньше прочности бетона на сжатие.

Таким образом, рассмотренная конструкция плотины с бетонным экраном будет вполне работоспособной при восприятии статических сил в случае ее разрезки вертикальными швами на секции (шириной 12–20 м). Однако необходимо отметить, что при быстром восприятии внешних сил (при $E_6 = 30$ ГПа) НДС БЭ несколько хуже, чем при длительном восприятии.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Исследования НДС позволили сделать следующие выводы:

- применение в Пскемском створе, имеющем сложное геологическое строение (грунты основания имеют разную деформируемость) и большую протяженность, каменно-набросной плотины с бетонным экраном является возможным при соблюдении ряда условий;
- самое важное условие надежной работы экрана — высокое качество уплотнения каменной наброски в теле плотины и отсутствие значительных различий деформируемости разных зон плотины. Каменная наброска в верховой части упорной призмы должна иметь модуль линейной деформации 400–500 МПа. Это обеспечит снижение растягивающих продольных сил в экране до приемлемых значений;
- смена геологических условий на бортовых участках плотины создает риск появления в бетонном экране растягивающих напряжений в направлении от борта к борту. Для компенсации растяжения

на этих участках ширина секций экрана должна быть уменьшена. При этом конструкция вертикальных швов должна предусматривать возможность восприятия раскрытий в несколько миллиметров. Исследование показало, что смена геологического строения основания не является опасным фактором при условии разрезки экрана вертикальными швами;

• важное условие обеспечения надежности бетонного экрана — наполнение водохранилища в течение продолжительного периода времени. Это позволит обеспечить релаксацию растягивающих напряжений от восприятия плотиной гидростатического давления примерно на 15–20 %.

ЛИТЕРАТУРА

1. *Салямова К.Д., Турдикулов Х.Х., Мифтахова И.Р.* Расчет высокой грунтовой плотины с учетом напряженного состояния и порового давления (с учетом данных натурных наблюдений) // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2019. № 7. С. 24–32. DOI: 10.34031/article_5d35d0b7694ea7.79490804
2. *Саинов М.П., Юрьева Е.А.* Конструкции каменно-набросных плотин с железобетонным экраном в исторической ретроспективе // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2018. № 9 (72). С. 46–60. DOI: 10.18720/CUBS.72.3
3. *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.
4. *Ma H., Chi F.* Technical progress on researches for the safety of high concrete-faced rockfill dams // Engineering. 2016. Vol. 2. Pp. 332–339. DOI: 10.1016/j.eng.2016.03.010
5. *Chen S.-H.* Rockfill Dams // Hydraulic Structures. 2015. Pp. 593–642. DOI: 10.1007/978-3-662-47331-3_10
6. *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
7. *Marques Filho P., De Pinto N.L.S.* CFRD dam characteristics learned from experience // The International Journal on Hydropower & Dams. 2005. Vol. 12 (1). Pp. 72–76.
8. *Hu K., Chen J., Wang D.* Shear Stress Analysis and Crack Prevention Measures for a Concrete-Face Rockfill Dam, Advanced Construction of a First-Stage Face Slab, and a First-Stage Face Slab in Advanced Reservoir Water Storage // Advances in Civil Engineering. 2018. P. 2951962. DOI: 10.1155/2018/2951962
9. *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.
10. *Ma H.Q., Cao K.M.* Key technical problems of extra-high concrete faced rock-fill dam // Science in China. Series E: Technological Sciences. 2007. Vol. 50 (1). Pp. 20–33. DOI: 10.1007/s11431-007-6007-5
11. *Freitas M.S.Jr.* Concepts on CFRDs Leakage Control — Cases and Current Experiences // ISSMGE Bulletin. 2009. Vol. 3. Issue 4. Pp. 11–18.
12. *Zhang B., Wang J.G., Shi R.* Time-dependent deformation in high concrete-faced rockfill dam and separation between concrete face slab and cushion layer // Computers and Geotechnics. 2004. Vol. 31. Pp. 559–573. DOI: 10.1016/j.compgeo.2004.07.004
13. *Pinto N.L., Marques P.L.* Estimating the Maximum Face Slab Deflection in CFRDs // Hydropower & Dams. 1998. Vol. 5. Issue 6. Pp. 28–30.
14. *Xavier L.V., Albertoni S.C., Pereira R.F., Antunes J.* Campos Novos dam during second impounding // The International Journal on Hydropower & Dams. 2008. Vol. 15. Pp. 53–58.
15. *Song W.J., 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. 27. Issue 3. Pp. 33–37.
16. *Саинов М.П., Затонских М.А.* Повреждение железобетонных экранов каменно-набросных плотин: факты, возможные причины и способы предотвращения // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2019. № 10 (73). С. 16–27. DOI: 10.18720/CUBS.73.2
17. *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. С. 5. URL: http://www.nso-journal.ru/public/journals/1/issues/2019/02/05_02_2019.pdf. DOI: 10.22227/2305-5502.2019.2.5
18. *Zhou W., Hua J.-J., Chang X.-L., Cao Y.-H.* Cause analysis of cracking of concrete slab for high CFRD based on concrete crushing-type side wall technology // Yantu Lixue/Rock and Soil Mechanics. 2008. Vol. 29. Pp. 2037–2042.
19. *Cui Z., Sun Z., Li M., Liu J.* Repair Technology for Joint Damage of Sealing Cover Plate of Concrete Faced Rockfill Dam // E3S Web of Conferences. 2019. Vol. 136. P. 04051. DOI: 10.1051/e3sconf/2019136040

Поступила в редакцию 13 января 2020 г.

Принята в доработанном виде 4 февраля 2020 г.

Одобрена для публикации 26 февраля 2020 г.

ОБ АВТОРАХ: **Алексей Анатольевич Подвысоцкий** — кандидат технических наук, начальник отдела; **Проектно-изыскательский и научно-исследовательский институт «Гидропроект» им. С.Я. Жука**; 125993, г. Москва, Волоколамское шоссе, д. 51; SPIN-код: 2369-9626, Scopus: 6506150284, ORCID: 0000-0003-1139-3164; podvisockii@hydroproject.com;

Михаил Петрович Сайнов — 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;

Дмитрий Васильевич Волков — студент; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**; 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; iges@mgsu.ru.

INTRODUCTION

Presently, a new high-pressure Pskemsky hydraulic facility is being constructed in the Republic of Uzbekistan. Project developers are going to construct an earth-faced rock-fill dam as a water-retaining structure with a central core. The new project will be similar to Charvakskaya dam [1], built down the Chirchik river. 190 m toes will be made of rock, while the core will be made of loam. Due to the high seismic activity, the profile of the earth-faced rockfill dam will be flattened, and it boosts the costs of construction and reduces its economic efficiency. Therefore, a rockfill dam with a concrete screen, whose profile can be more constricted, is offered as an alternative. A rockfill dam with a concrete screen has many strengths [2–5]; these constructions are widely spread abroad [4–6]. In Russia, such dams are called rockfill dams with reinforced concrete screens.

Significant experience in the construction and operation of high rockfill dams with reinforced concrete screens has been accumulated worldwide. However the reliability of a concrete screen is not guaranteed. In some cases screen disintegrated due to the formation of extensive full-depth cracks [7–16]. The examples include such dams as Itapebi (dam height 100 m) [7], Ita (125 m) [7], Buxi (135.8 m) [8], Mohale (145 m) [9], Xingo (150 m) [7], Tianshengqiao-1 (178 m) [10], Barra Grande (185 m) [11], Aguamilpa (187 m) [13], Campos Novos (202 m) [14]. The studies performed by the co-authors with the employment of numerical modeling have proven that the formation of major tensile stresses at the bottom of the screen is almost inevitable [17]. This fact causes doubts in the expediency of this choice and requires its substantiation for the Pskemsky hydraulic facility.

Moreover, there is another complication. The point is that the site of the Pskemsky hydraulic facility is quite long and its geological structure is complex. The effective length of the dam crest is 882 m; it is located on a non-symmetrical site. The waterbed part of the dam is

narrow; its width is about 50–100 m. The left bank of the river valley is steeper than the right one. The dam is 140–150 m high on the left bank, and this left dam wing is long. The central part of the dam rests on half-rock, while its bank parts, which are farthest from the waterbed, rest on a compressible layer of gritstone. The dam is quite high there; its height exceeds 70 m.

Evidently, the dam will be effective even in complex environments. There exists a potential threat of the formation of a stress-strain state, which questions the expediency of choosing a rockfill dam with a concrete screen for the Pskemsky hydraulic facility due to its insufficient reliability. The study was performed to assess the efficiency of this type of dams in this environment.

MATERIALS AND METHODS

The co-authors have analyzed the dam which has the height of 190 m, the top slope rate of 1.8 and the bottom slope rate of 1.7. The concrete screen width is variable, it grows towards the bottom. The screen width is 0.6 m at the top, 1.5 m — at the bottom.

The rockfill is considered as well-compacted and broken down into several quality areas. The value of Estone, the modulus of linear deformation of the top part of the rock toe, sub-screen and pre-crest areas of the dam, was taken as being equal to the maximal of those observed in the real environment. The processed field data describing deformations of a rockfill dam with a concrete screen [6, 7] show that Estone may reach 500 MPa. In our analysis Estone was taken as equal to 480 MPa. At the dam toe bottom (at a distance from the screen) Estone is equal to 240 MPa. The Poison's ratio of the rockfill is equal to 0.20 и 0.25. The rockfill density at the top of the dam is equal to 2.15 tons/m³, at the bottom — 2.0 tons/m³.

For the purpose of our analysis, the screen is made of class c 25/30 concrete. Pursuant to Construction Regulations 41.13330.2012, its resistance to axial ten-

sion is equal to 1.4 MPa in terms of the ultimate limit state and 1.8 MPa in terms of the service limit state. The design concrete compressive strength in terms of the ultimate limit state is equal to 17 MPa. The co-authors ignored the reinforcement metal inside the screen, as its influence on the concrete strain is insignificant.

The analysis was made for the two values of the modulus of linear deformation. Value One was equal to 30 MPa, value two — 12 MPa. Value One corresponds to fast accommodation of external loads by the screen, Value Two describes long-lasting load accommodation, when the creep, developing inside the concrete, removes the strains. The Poisson's ratio was taken as equal to 0.2.

The stress-strain state was analyzed both in 2D and 3D settings. FEM was by M. Sainov to develop the software. Finite elements and linear approximation of displacements inside them were applied to assure high strain analysis accuracy.

The soil ground was assumed as linearly deformable for the purpose of the analysis. Therefore, its modulus of linear deformation and Poisson's ratio were considered as constant values. The analysis took account of the non-linear nature of the contact interface between the concrete screen, the dam body and the rock base. Contact finite elements were applied to design the model of the structure to ensure the analysis of such effects as the contact slip and detachment.

The study, performed in the 2D setting, contemplates the analysis of the dam cross section, if the dam height is maximal (190 m). The 2D finite element dam model has 352 finite elements of the continuous environment and 27 contact finite elements (Fig. 1). The co-authors applied high-accuracy finite elements that ensured a cubic degree of displacement approximation

inside each element. The total number of degrees of freedom was equal to 3,540 in a 2D model.

The 2D analysis contemplated two construction work plans. The first plan had no construction phases: it was assumed that the basin would be filled with water after the dam construction completion. According to the second plan, dam construction and basin impoundment were to be implemented in three phases. Phase one is the dam height of 93 m, phase two — 145 m. Both work plans contemplated the layer-by-layer filling of each interim dam height and gradual basin impoundment. It was assumed that the screen would be concreted only after the completion of the corresponding dam construction phase. The first plan had 31 stages, the second one had 50 stages.

The 2D analysis was based on the availability of a mattress below the concrete screen. The mattress was to be made of low cement concrete, which is often used to make rockfill dam with concrete screens to smooth the surface of the top slope [18]. The thickness of this layer is not big, it is equal to 1.5 m on average. The modulus of elasticity of low cement concrete was taken as equal to 5,000 MPa.

The dam structure and construction work plan were simplified for the purpose of the 3D analysis.

The 3D finite-element model was developed for the dam body and layers of conglomerates. The rock base of the dam's central part was not included into the model, as it was considered as nondeformable (Fig. 2). The dam model did not take account of vertical screen joints, that divided the dam into numerous sections. Tentatively, the construction of the screen had solely two vertical joints separating the board areas of the screen from its central part (Fig. 3). This construction

Fig. 1. The finite element model of the dam's cross section

Fig. 2. A 3D finite-element model of the dam's cross section along the waterbed

Fig. 3. A 3D finite-element model of the dam's section along the crest (the top facet of the screen). The green line denotes vertical joints inside the screen

work plan is the most dangerous one, it was developed to identify maximal deformations above the joints.

Our 3D analysis did not take account of the phased nature of construction. However it reproduced in detail the layer-by-layer dam filling and gradual basin impoundment. The analysis was broken down into 23 stages.

The 3D finite-element model did not take account of a thin layer of low-cement concrete in the subscreen area to its small size (about 1 % of the dam height). However it took account of the reduced friction at the interface between the concrete screen and the subscreen area. The contact rigidity is assumed to be equal to 50 MPa/m.

The total number of finite elements in the 3D dam model reached 6,304. Finite elements with cubic approximation of displacements were used for the model of the concrete dam and the subscreen area, while finite elements with quasi-linear approximation were applied to simulate other constructions. The total number of freedom degrees reached 27,796.

The modulus of linear deformation of conglomerates was taken as equal to 60 MPa, while the Poisson's ratio was equal to 0.25.

The analysis of the stress-strain state encompassed the load of the dam and the hydrostatic pressure of water applied on the screen.

RESULTS

Results of the 2D analysis of the stress-strain state of the dam

Pursuant to the analysis, maximal dam settlement will be equal to 40 cm (Fig. 4). The settlement

is maximal in the bottom part of the dam. If the dam construction is broken down into three phases, maximal horizontal displacements of the dam reach 17 cm by the time the basin is filled with water (Fig. 5).

Values of screen displacements and settlements were used to find U_n , regular screen displacements, or those displacements that are perpendicular to the slope (Fig. 6).

If the dam construction is not phased, the screen will bend in the direction of the bottom basin. Maximal displacement will reach 18.4 cm (Fig. 6), or mere 0.1 % of the dam height. If the dam construction work is phased, the screen will be exposed to complex bending deformations. The major part of the screen will bend in the direction of the bottom basin, while the top parts of the dam screen constructed at the first and second phases will bend in the direction of the top basin. Maximal displacements U_n will concentrate on the dam crest constructed during the second phase (Fig. 6). They reach 23.4 cm, or 12 % of the dam height.

Bending deformations cause uneven distribution of stresses inside the screen, however, their influence on the stress-strain state is insignificant.

Friction (shear stresses) arising between the screen and the dam body are a more important driver of the stress strain state of the concrete screen. Despite the reduction of the contact rigidity of the screen and the subscreen area, shear stresses cause substantial longitudinal forces inside the screen. In the bottom part of the screen (below $\nabla 1,100$ m) lateral forces are tensile, while above it the forces are compressive (Fig. 7). Tensile longitudinal forces reach their maximal values at $\nabla 995$ m, at the height of 15 m above the dam toe level. Tensile lon-

Fig. 4. Distribution of vertical transversal displacements over the cross section of the dam (2D analysis), if the dam construction process is broken down into three phases

Fig. 5. Distribution of horizontal displacements over the cross section of the dam (2D analysis), if the dam construction process is broken down into three phases

Fig. 6. Distribution of regular displacements by the screen height for the two dam construction work plans

gitudinal stresses inside the screen reach their maximal values there; therefore, it is particularly vulnerable in terms of transverse cracks.

The maximal value of longitudinal stresses σ_{long} inside the screen demonstrates little dependence on the number of construction phases due to friction reduction actions. In case of three phases, the value of tensile stress σ_{long} is approximately 5–10 % smaller than the one in case of a single phase.

The maximal value of tensile stress σ_{long} depends on the modulus of linear deformation of concrete E_c . If $E_c = 30$ hPa, or if loads are accommodated quickly, σ_{long} values reach 4 MPa (Fig. 7 a, b). They exceed the design tensile strength of concrete (1.4 MPa). If $E_c = 12$ hPa, or if loads are accommodated within an extensive period of time and three phases of the dam construction are to be implemented, values of tensile stresses σ_{long} reach 2.65 MPa (Fig. 7, b). However this value is also very high, as it exceeds the tensile strength of concrete two-fold.

Therefore, even if the rockfill is thoroughly compacted, the strength of the concrete screen used as part of the dam construction, is insufficient. A thicker screen

will ensure sufficient strength. According to the analysis, performed by the co-authors, if the thickness of the screen bottom is increased from 1.6 to 2.5 m (1.5-fold), maximal tensile stress of concrete goes down by approximately 20 %.

A comparison of the values underlying the stress-strain state demonstrated by the two construction work plans have proven the insignificance of this factor; therefore, the co-authors considered it feasible to analyze the stress-strain state in the 3D setting for the implementation of the simplest construction work plan.

The results of the dam's stress strain analysis in the 3D setting

Pursuant to the analysis, enabled the co-authors to identify the influence produced by the shape of the dam site and the heterogeneous composition of the dam base on the screen strength. According to the analysis, despite the extensive length of the dam, the value of its displacements goes down.

Maximal dam settlement does not exceed 40 cm (Fig. 8). The area exposed to settlement is limited to the narrow waterbed (Fig. 9). However the analysis has

Fig. 7. Distribution of longitudinal stresses inside the screen by the height (for the two dam construction work plans): *a* — if the dam construction process has one phase; *b* — if the dam construction process has three phases

identified the bank areas (resting on conglomerates) are also exposed to high settlement. Their maximal values vary between 28–29 cm.

Reduction of vertical displacements U_x (in the direction from one basin to the other) is more pronounced due to the influence of spatial properties. Maximal dam displacement reached 11 cm (Fig. 10, 11).

Horizontal dam displacements U_z arise along the dam site due to the heterogeneous distribution of displacements and dam settlement. Maximal displacements reached 4.8 cm (Fig. 12). In the central part of the dam, displacements are directed from the boards to the centre, and displacements arising in the boards are directed from the centre to the boards.

The analysis has revealed the complex nature of screen displacements (Fig. 13). Maximal displacements in the screen centre reach 15.8 cm. They are 15 % smaller than the displacements identified in the two-dimensional formulation (18.4 cm, Fig. 6); therefore, screen bending deformations go down. The area of substantial displacements is located at approximately half the height of the screen. Therefore, in the 3D for-

mulation, the screen performance is similar to the one of a slab supported on four sides; the screen bends both in xy and zx planes.

As for the screen parts resting on the banks, the displacement is maximal in the toe (the gravelite contact area). The screen displacement reaches 8 cm (Fig. 13).

Same as the dam body, the screen is exposed to significant displacements U_z in the direction from one board to the other one (Fig. 14). In the central area, displacements are directed from the boards to the waterbed. The maximal displacement in the direction from the right board towards the waterbed is 1.8 cm, and in the direction from the left board to the waterbed — 1.1 cm. On the contrary, bank areas of the dam “travel” from the waterbed towards the banks. The maximal displacement of the right bank part of the dam reached 1.0 cm, while the displacement of the left bank part was equal to 0.8 cm.

Multidirectional screen displacements U_z cause vertical joints separating the central area from the banks, to open. According to the analysis, joint opening reached 7 mm in the bottom part and 14 mm on the

Fig. 8. Distribution of vertical transverse displacements over the cross section of the dam in the waterbed

Fig. 9. Distribution of vertical displacements U_y over the section stretching along the dam site

Fig. 10. Distribution of horizontal displacements over the cross section of the dam in the waterbed

Fig. 11. Distribution of horizontal displacements U_x over the section along the dam site

Fig. 12. Distribution of horizontal displacements U_z over the section along the dam site

Fig. 13. Distribution of regular displacements of the screen over the section along the dam site

Fig. 14. Distribution of screen displacements U_z along the dam site

crest (Fig. 14). The openings are not really big, and they can be sealed by splay pieces. Presently, seal compaction techniques, that enable the construction to accommodate large openings, have been developed [19]. Besides, in the real-world environment, when the screen is split into parts by vertical joints, their openings will be smaller than those obtained in this analysis.

Besides, a difference in displacement values arises in the longitudinal direction inside bank joints. Fig. 15 demonstrates values of displacements along slope U_t . They were identified using displacements U_x and screen settlement U_y . The central part of the screen demonstrates positive displacements, or those displacements that are directed from the bottom to the top. U_t reach their maximum values in the waterbed part of the screen, at approximately half the height of the screen. They reach 2.4 cm. Longitudinal displacements are positive at the interface with the rock base, which is indicative of the opening of the perimetral joint, the one that separates the screen from the rock base.

U_t are multidirectional in the bank parts on the screen. (Fig. 15). Due to the difference in the U_t values of displacements arising in the screen centre and on the

banks, displacements arise along the vertical joint located on the bank. They reach 3 mm.

The screen's state of stress at the time when the basin is filled is shown in Fig. 6–19 for the case, when the modulus of linear deformation of concrete E_c is equal to 30 hPa. If $E_c = 12$ hPa, the state of stress remains the same, and changes occur at the quantitative level.

The analysis has shown that the screen's state of stress arises due to the availability of longitudinal forces, whereas screen's bending deformations are hardly pronounced. For the same reason, differences between stresses in the upstream and downstream faces of the screen are small. In the figures we can see the distribution of stresses in the middle of the screen.

The distribution of maximal principal stresses σ_1 is provided in Fig. 16. It demonstrates that the screen has wide zones of tensile stress σ_1 . They are located in the bottom and side zones of the screen's central part. Tensile stresses reach substantial values equal to 2–3 MPa. If $E_c = 30$ hPa, the maximal value of σ_1 is 3.2 MPa, and if $E_c = 12$ hPa — 2.7 MPa, therefore, it's smaller by 16 %. In any case, these values exceed the design concrete tensile strength.

Fig. 15. Distribution of U_l screen displacements along the slope

Fig. 16. Distribution of maximal principal stresses σ_1 over the middle plane of the reinforced concrete screen

As a rule, principal stresses σ_1 arise on sloping sites. If the screen is divided by vertical intersectional joints, tensile stresses σ_1 will change their direction. Therefore, the co-authors analyzed the stress state of the screen in the directions that are the same as those of the joints to assess the efficiency of vertical joints. These are the stresses arising in the directions along the slope and the dam site. Therefore, the co-authors have analyzed the values of σ_p stresses in the direction along the slope and those of σ_z stresses in the direction from one board to the other one.

Fig. 17 shows the distribution of horizontal stresses σ_z in the direction from one board to the other. There are compressive stresses σ_z in the waterbed area. If $E_c = 30$ hPa, they reach 6.8 MPa, and if $E_c = 12$ hPa — 4.3 MPa. The screen also has tensile stress zones σ_z . Tension arises in the left-bank and right-bank zones of the central area. They are the consequences of gravelite compaction. If $E_c = 30$ hPa, σ_z tension reaches about 2 MPa, and if $E_c = 12$ hPa — 1.8 MPa.

If the screen is divided by vertical joints, σ_z tensile stresses will be compensated.

Fig. 18 shows the distribution of σ_1 stresses in the direction along the slope. The figure demonstrates a wide

stripe of longitudinal tensile stresses in the bottom zone of the screen's central area. The zone height is approximately 40–50 m. Tensile stresses arise a little higher in the waterbed and left-bank zones of the screen's central area, than in the right-bank area. They exceed 1 MPa. The maximal value of tensile longitudinal stresses σ_1 , if $E_c = 30$ hPa, is equal to 2 MPa, and if $E_c = 12$ hPa — 1.6 MPa.

It exceeds the design tensile strength of concrete (1.4–1.8 MPa). It can be affirmed that tensile stresses in the screen that has vertical joints will not exceed the tensile strength of concrete.

Fig. 19 shows the distribution of maximal principal stresses σ_3 . They are compressive all over the screen. The maximal value of compressive stresses σ_3 if $E_c = 30$ hPa, does not exceed 7 MPa, and if $E_c = 12$ hPa, compressive stresses are equal to 4.3 MPa. These values are much lower than the compressive strength of concrete.

Therefore, this construction of a dam having a concrete screen divided by vertical joints (12–20 m) will be effective, if it accommodates static forces. However, it is noteworthy that in case of fast accommodation of external forces (if $E_c = 30$ hPa), the stress-strain state of the concrete screen is worse than in case of their long-term accommodation.

Fig. 17. Distribution of σ_z stresses, operating in the direction along the site, over the middle plane of the reinforced concrete screen

Fig. 18. Distribution of σ_1 stresses, operating along the slope, over the middle plane of the reinforced concrete screen

Fig. 19. Distribution of minimal principal σ_3 stresses over the middle plane of a reinforced concrete screen

CONCLUSIONS

The study of the stress-strain state enabled the co-authors to make the following conclusions:

- the choice of a rockfill dam with a concrete screen is good enough for the Pskemsky site that has a complex geological structure, if several conditions are met.
- the most important condition that ensures the reliable operation of the screen is high quality rockfill compaction in the dam body and absence of any significant differences in the deformability of different dam zones. The rockfill in the top part of the rock toe must have the modulus of linear deformation equal to 400–500 MPa. It will reduce the value of longitudinal tensile forces in the screen to acceptable values.

- the succession of geological conditions in the board areas of the dam contributes to the risk of tensile stresses operating in the direction from one board of the screen to the other. The width of the joint-to-joint areas must be reduced to compensate for tension there. However, the construction of vertical joints must enable them to accommodate the openings having the size of several millimeters. The study has proven that the complex nature of the base is not a factor of danger if the screen has vertical joints.

- gradual basin filling is an important condition of the screen reliability. It will ensure the 15–20 % relaxation of tensile stresses arising due to the accommodation of hydrostatic pressure by the dam.

REFERENCES

1. Saljamova K.D., Turdikulov H.H., Miftahova I.R. Calculation of high earthen dam taking into account the stressed condition and pore pressure (considering the data of natural observations). *Bulletin of BSTU named after V.G. Shukhov*. 2019; 7:24-32. DOI: 10.34031/article_5d35d0b7694ea7.79490804 (rus.)
2. Sainov M., Yurieva E. Structures of concrete faced rockfill dams in historical retrospective. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2018; 9(72):46-60. DOI: 10.18720/CUBS.72.3 (rus.)
3. Radchenko V.G., Glagovskij V.B., Kassirova N.A., Kurneva E.V., Druzhinin M.A. Modern scientific study of the construction of concrete face rockfill dams. *Hydraulic Engineering*. 2004; 3:2-8. (rus.)
4. Ma H., Chi F. Technical progress on researches for the safety of high concrete-faced rockfill dams. *Engineering*. 2016; 2:332-339. DOI: 10.1016/j.eng.2016.03.010
5. Chen S.-H. Rockfill Dams. *Hydraulic Structures*. 2015; 593-642. DOI: 10.1007/978-3-662-47331-3_10
6. 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
7. Marques Filho P., De Pinto N.L.S. CFRD dam characteristics learned from experience. *The International Journal on Hydropower & Dams*. 2005; 12(1):72-76.
8. Hu K., Chen J., Wang D. Shear Stress Analysis and Crack Prevention Measures for a Concrete-Face

Rockfill Dam, Advanced Construction of a First-Stage Face Slab, and a First-Stage Face Slab in Advanced Reservoir Water Storage. *Advances in Civil Engineering*. 2018; 2951962. DOI: 10.1155/2018/2951962

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

10. Ma H.Q., Cao K.M. Key technical problems of extra-high concrete faced rock-fill dam. *Science in China. Series E: Technological Sciences*. 2007; 50(1):20-33. DOI: 10.1007/s11431-007-6007-5

11. Freitas M.S.Jr. Concepts on CFRDs Leakage Control — Cases and Current Experiences. *ISSMGE Bulletin*. 2009; 3(4):11-18.

12. Zhang B., Wang J.G., Shi R. Time-dependent deformation in high concrete-faced rockfill dam and separation between concrete face slab and cushion layer. *Computers and Geotechnics*. 2004; 31:559-573. DOI: 10.1016/j.compgeo.2004.07.004

13. Pinto N.L., Marques P.L. Estimating the Maximum Face Slab Deflection in CFRDs. *Hydropower & Dams*. 1998; 5(6):28-30.

14. 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; 15:53-58.

15. Song W.J., Sun Y., Li L., Wang Y. Reason analysis and treatment for the 1st phase slab cracking of Shuibuya CFRD. *Journal of Hydroelectric Engineering*. 2008; 27(3):33-37.

16. Sainov M., Zatonskikh M. Structural cracks initiation in reinforced concrete faces of rockfill dams. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2018; 10(73):16-27. DOI: 10.18720/CUBS.73.2 (rus.)

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

18. Zhou W., Hua J.-J., Chang X.-L., Cao Y.-H. Cause analysis of cracking of concrete slab for high CFRD based on concrete crushing-type side wall technology. *YantuLixue/Rock and Soil Mechanics*. 2008; 29:2037-2042.

19. Cui Z., Sun Z., Li M., Liu J. Repair Technology for Joint Damage of Sealing Cover Plate of Concrete Faced Rockfill Dam. *E3S Web of Conferences*. 2019; 136:04051. DOI: 10.1051/e3sconf/2019136040

Received January 13, 2020.

Adopted in a revised form on February 4, 2020.

Approved for publication February 26, 2020.

B I O N O T E S : **Aleksei A. Podvysotskii** — Candidate of Technical Sciences, head of Department; **Design and survey and research Institute Hidroproekt named after S.Ya. Zhuk**; 51 Volokolamskoe avenue, Moscow, 125993, Russian Federation; SPIN-code: 2369-9626, Scopus: 6506150284, ORCID: 0000-0003-1139-3164; podvisockiiaa@hydroproject.com;

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;

Dmitrij V. Volkov — student; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; iges@mgsu.ru.