

## Влияние ползучести каменной наброски плотины на напряженно-деформированное состояние железобетонного экрана

М.П. Саинов, А.Ю. Кириченко

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

### АННОТАЦИЯ

**Введение.** Деформации каменной наброски протекают длительное время. Известно, что наиболее интенсивно они накапливаются в строительный период, но их нарастание продолжается и в эксплуатационный период, за счет ползучести. Поэтому ползучесть может оказывать важное влияние на напряженно-деформированное состояние железобетонного экрана. Тем не менее анализ научно-технической информации показал, что вопрос о влиянии ползучести на прочность экрана является мало изученным.

**Материалы и методы.** Исследования напряженно-деформированного состояния проведены путем численного моделирования методом конечных элементов. Они проводились на примере реальной плотины Touloustouc, деформации которой в эксплуатационный период известны по результатам натурных измерений. Для воспроизведения процесса нарастания деформаций плотины во времени была выбрана реологическая модель грунта и разработана методика выполнения расчетов напряженно-деформированного состояния плотины. При построении реологической модели использована наиболее простая экспоненциальная зависимость деформаций от времени. Параметры модели каменной наброски определялись подбором из условия соответствия расчетных перемещений плотины натурным данным.

**Результаты.** Для рассмотренной плотины ползучесть каменной наброски не внесла кардинальных изменений в напряженно-деформированное состояние (НДС) железобетонного экрана.

**Заключение.** Выявлено, что увеличение осадок плотины за счет ползучести оказывает благоприятный эффект — они создают в экране дополнительное сжимающее продольное усилие. Установлено, что влияние ползучести каменной наброски в эксплуатационный период на НДС экрана в большей степени проявляется в верхней части экрана. В нижней части НДС экрана из-за ползучести изменяется мало. Для рассмотренной плотины деформации ползучести каменной наброски, произошедшие в эксплуатационный период, не оказали существенного влияния на напряженно-деформированное состояние железобетонного экрана. По-видимому, это связано с небольшими величинами этих деформаций, которые составляют лишь около 0,07 % от высоты плотины. Однако эти расчеты позволили оценить качественное влияние ползучести на НДС экрана.

**КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА:** ползучесть, каменно-набросная плотина с железобетонным экраном, напряженно-деформированное состояние, численное моделирование, реологическая модель

**ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ:** Саинов М.П., Кириченко А.Ю. Влияние ползучести каменной наброски плотины на напряженно-деформированное состояние железобетонного экрана // Строительство: наука и образование. 2019. Т. 9. Вып. 1. Ст. 3. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2019.1.3.

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

Mikhail P. Sainov, Andrey Yu. Kirichenko

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

### ABSTRACT

**Introduction.** Rockfill deformations are developed during long time. It is known that most intensive they are during construction period, but their increment continues also during operation period due to creep. Therefore, creep may affect the reinforced concrete face stress-strain state. Nevertheless, search for the scientific and technical information showed that the problem of creep impact on the face strength is poorly studied.

**Materials and methods.** Studies of stress-strain state were conducted with the aid of numerical modeling by finite element method. They were carried out on the example of in-situ Touloustouc dam, which deformations during the operation period are known by the results of field measurements. For simulation of the time-dependent dam, deformation increment process there was chosen a rheological model of soil and a technique was worked out for calculating the dam stress-strain state. At plotting the rheological model, the use was made of the simplest exponential relationship of time-dependent deformations.

**Results.** The parameters of the rockfill model were determined by selection from condition of matching between the dam design displacements and the field data. For the considered dam, the rockfill creep has not resulted in cardinal changes in the reinforced concrete face stress-strain state.

**Conclusion.** It was revealed that increase of the dam settlements due to creep has a favorable effect: they create additional compressive longitudinal force in the face.

**KEYWORDS:** creep, reinforced concrete faced rockfill dam, stress-strain state, numerical modeling, rheological model

**FOR CITATION:** Sainov M.P., Kirichenko A.Yu. Impact of dam rockfill creep on reinforced concrete face stress-strain state. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2019; 9(1):3. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227 / 2305-5502.2019.1.3 (rus.).

## ВВЕДЕНИЕ

Каменно-набросные плотины с железобетонным экраном являются одним из наиболее перспективных и распространенных типов высоких грунтовых плотин. Примерами недавно построенных плотин этого типа могут служить плотины Sokal (H = 83 м, Турция, 2010 г.), Pankou (H = 114 м, Китай, 2011 г.), Miaojiaba (H = 110 м, Китай, 2011 г.), Glevard (H = 110 м, Иран, 2012 г.), Duonuo (H = 112,5 м, Китай, 2012 г.), Pushihe (H = 78,5 м, Китай, 2012 г.) [1]. Несмотря на большой накопленный опыт строительства таких плотин, их надежность является обеспеченной — в ряде случаев наблюдались нарушения целостности железобетонного экрана [2, 3]. По этой причине актуальным вопросом является изучение особенностей напряженно-деформированного состояния (НДС) железобетонных экранов, которое определяет их трещиностойкость.

Однако при том, что построено много каменно-набросных плотин с железобетонным экраном, особенности их НДС остаются недостаточно изученными. С помощью натуральных измерений в основном изучаются перемещения (прогибы) железобетонных экранов [3], в то время как деформации и напряжения изучаются редко. Лишь в двух источниках научно-технической информации [1, 2] нами найдены упоминания о результатах натуральных измерений напряжений (деформаций) в железобетонных экранах реальных плотин.

Чаще всего для изучения НДС железобетонных экранов каменно-набросных плотин используется численное моделирование. Вопросам численного моделирования каменно-набросных плотин с железобетонным экраном посвящен ряд работ зарубежных авторов [4–15]. Но, как правило, выполненные исследования не создают целостного и четкого представления о работе каменно-набросной плотины с железобетонным экраном. Это объясняется сложностью анализа результатов численного моделирования. На НДС железобетонного экрана оказывает влияние множество факторов, поэтому сложно выявить влияние каждого из них.

Тем не менее из результатов численного моделирования и из опыта эксплуатации плотин хорошо известно, что основным фактором, определяющим НДС экрана, являются деформации каменной наброски тела плотины. Большое значение имеют не

только их абсолютные величины, но и характер их распределения. Для того чтобы более достоверно отразить условия формирования НДС железобетонных экранов в современных исследованиях используют сложные модели грунтов, позволяющие учитывать нелинейность деформирования каменной наброски.

Одним из проявлений нелинейного характера деформирования каменной наброски является ползучесть, т.е. изменение во времени деформаций без изменения внешних нагрузок. Авторы статьи [16] утверждают, что до окончания строительства плотины протекают около 60 % ее деформаций, а оставшаяся часть деформаций реализуется в период эксплуатации. Натурные данные показывают, что деформации ползучести могут быть довольно значительными по величине. Они составляют 0,05...0,20 % от высоты плотины [1]. В работах [1, 17] предлагаются эмпирические формулы, описывающие рост осадок гребня плотины за счет ползучести, наблюдаемый в реальных условиях. Наиболее известной является формула Лаутона [17]. Данные формулы, как правило, относятся к начальным годам периода эксплуатации, когда деформации ползучести протекают наиболее интенсивно. Натурные данные свидетельствуют о том, что большая часть деформаций ползучести проявляется в течение первых 5–10 лет эксплуатации плотины [18, 19]. Однако деформации ползучести могут продолжаться очень долго. Например, деформации плотины Paradelas, построенной в Португалии в 1958 г., продолжают до сих пор [20].

Учитывая столь значительный рост деформаций тела плотины, можно ожидать существенных изменений и в НДС железобетонного экрана. С помощью умозрительных суждений трудно оценить даже качественное (положительное или отрицательное) влияние ползучести каменной наброски на напряжения в железобетонном экране. С одной стороны, из опыта известно, что рост деформаций тела плотины неблагоприятно сказывается на НДС экрана. С другой стороны, за счет ползучести происходит увеличение осадок плотины, поэтому можно ожидать, что оно приведет к увеличению в экране продольного сжимающего усилия. Этот вопрос требует более внимательного изучения, но можно предположить, что влияние ползучести может быть неоднозначным.

Вопрос о влиянии ползучести каменной наброски на формирование НДС железобетонного экрана в настоящее время изучен слабо. За рубежом проведен ряд исследований НДС каменно-набросных плотин с железобетонным экраном с учетом влияния реологии каменной наброски. Китайскими учеными проведены исследования НДС каменно-набросных плотин Tianshengqiao-1 [21, 22], Vuxi [23] по упругопластической модели с учетом ползучести каменной наброски. Благодаря учету ползучести исследователям удалось более точно отразить характер деформаций плотины. Однако ими не ставилась цель оценить влияние ползучести каменной наброски на НДС железобетонного экрана. Известно, что в труде [24] была проведена оценка деформаций железобетонного экрана с учетом ползучести, но доступ к этой работе не является открытым.

Данная работа направлена на изучение влияния изменения деформаций тела плотины за счет ползучести на формирование НДС железобетонного экрана.

## МЕТОД И МЕТОДИКА

Для того чтобы выполнить расчеты НДС плотины с учетом влияния ползучести, необходимо решить три методологические задачи:

- выбрать реологическую модель грунта и ее параметры;
- создать алгоритм расчета НДС с учетом ползучести и реализовать его в вычислительной программе;
- выбрать объект исследования и создать его конечно-элементную модель.

**Выбор реологической модели каменной наброски** и ее параметров осуществлен нами с учетом обзора научно-технической литературы. Он показал, что реологические свойства каменной наброски изучены недостаточно хорошо. Это связано со сложностями проведения экспериментальных исследований. Первая сложность заключается в том, что каменная нагрузка представляет собой крупнообломочный грунт с очень крупными частицами. Из-за технических ограничений вместо реальных грунтов эксперименты проводятся с их мелкозернистыми аналогами. Вторая заключается в том, что для изучения требуется продолжительное время и высокая точность измерительных устройств.

Исследований реологических свойств крупнообломочных грунтов выполнено немного. В 1980-х гг. П.В. Солдатовым<sup>1</sup> были проведены исследования ползучести дресвяно-щебенистых грунтов, однако они не могут быть перенесены на реальный крупнообломочный грунт тела плотины.

<sup>1</sup> Солдатов П.В. Напряженно-деформированное состояние и устойчивость каменно-земляных плотин с учетом времени : дис. ... канд. техн. наук. М., 1986. 223 с.

Экспериментальные исследования реологических свойств крупнообломочных грунтов были проведены в Китае [25–29].

Благодаря развитию технологий в Китае были выполнены экспериментальные исследования реологических свойств крупнообломочных грунтов в крупномасштабных приборах и при высоких давлениях [28, 29]. В работе [28] приведены результаты экспериментальных данных реологических свойств крупнообломочных грунтов. Исследования осуществлялись в стабилометре диаметром 300 мм и высотой 700 мм. В силу ограничений максимальный размер частиц составлял 60 мм. Исследования проводились для нескольких значений давления бокового обжатия. Максимальная длительность выдерживания нагрузки составляла примерно семь суток.

Результаты экспериментов позволили авторам сделать вывод о выборе реологической модели. При построении реологической модели используется теория наследственной ползучести. В расчетной практике [21–23] чаще используют реологическую модель, основанную на экспоненциальной зависимости деформации от времени  $t$ . Ее простая форма имеет вид:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_0 (1 - e^{-\alpha t}),$$

где  $\varepsilon_t$  — значение относительной деформации в момент времени  $t$  с момента появления ступени нагружения;  $\varepsilon_0$  — значение относительной деформации в начальный момент времени;  $t$  — интервал времени, прошедший с момента появления ступени нагружения;  $\alpha$  — эмпирический параметр.

Параметр  $\alpha$  реологической модели может быть определен путем обработки результатов лабораторных экспериментов. Обработка результатов экспериментов, представленных в труде [28], показала, что значение  $\alpha$  составляет примерно  $1 \cdot 10^{-5} \text{ с}^{-1}$ . В реологических моделях, предложенных китайскими учеными, параметр  $\alpha$  не является константой и различается для объемных и сдвиговых деформаций [21–23].

Авторами статьи [28] было обосновано, что реологическая модель, основанная на экспоненциальном законе, не пригодна для использования. Было предложено использовать степенную зависимость изменения деформаций во времени. В работе [30] при расчетах использовалась степенная зависимость деформаций от времени.

У каждой из двух перечисленных простых зависимостей для описания процессов ползучести есть свои недостатки. Недостатком экспоненциальной модели (зависимости) является то, что на большом временном интервале скорость деформации является практически постоянной. Но по сравнению со степенной моделью (зависимостью) она обеспечивает более длительное затухание деформаций во времени. Вопрос о выборе модели остается

открытым, так как экспериментальные исследования охватывают лишь начальный интервал времени формирования ползучих деформаций и пока трудно оценить, какая модель больше подходит для более длительных процессов.

Кроме того, анализ результатов численных исследований реальных плотин, выполненных китайскими исследователями [21, 22], показал, что параметры реологической модели, найденные из лабораторных опытов, могут не соответствовать реальному поведению грунта в теле плотины. По-видимому, это может быть объяснено двумя причинами. Во-первых, лабораторные эксперименты проводятся не для реальных грунтов, а для их мелкозернистых аналогов. Во-вторых, различаются условия работы грунта в лабораторных экспериментах и в теле реальной плотины. Поэтому авторами работ [21, 22, 30–33] для установления значений параметров реологической модели каменной наброски использовался «обратный» анализ (back-analys). Он состоит в подборе параметров модели из условия, чтобы расчетные перемещения плотины соответствовали данным натурных наблюдений.

Аналогичный путь для решения поставленной задачи был выбран также и нами.

В качестве реологической модели каменной наброски мы решили использовать модель, предложенную проф. Л.Н. Рассказовым [34] с изменениями для учета фактора времени, которые были внесены с участием П.В. Солдатова. Данная модель грунта позволяет учитывать пластические, дилатантные и реологические свойства грунта. Модель учитывает наиболее важные проявления нелинейного характера деформирования грунта: деформируемость грунта снижается при росте бокового обжатия и повышается по мере приближения грунта к предельному состоянию.

В модели Л.Н. Рассказова связь между приращениями напряжений и деформаций для траектории активного нагружения записывается в следующем виде:

$$d\sigma_{mn} = \delta_{mn} E_0^\delta (de + de_d) + 2G^\delta d\epsilon_{mn},$$

где  $d\sigma_{mn}$  — приращение компоненты тензора напряжений;  $E_0^\delta$  — модуль объемной деформации для приращений деформаций;  $de$  — приращение объемной деформации;  $de_d$  — приращение объемной деформации от дилатансии;  $G^\delta$  — модуль сдвига для приращений деформаций;  $d\epsilon_{mn}$  — приращение компоненты девiatorа деформаций.

В оригинальной версии модели Л.Н. Рассказова (без учета фактора времени) модули деформации вычисляются по формулам [34]:

$$E_0^\delta = \sigma^{1-n} \frac{E_0}{n};$$

$$G^\delta = \sigma^{1-n} \left\{ f(v) \frac{E_0}{n} \exp(B\bar{k} - B) + G_{0,пл} \bar{k} \left[ 1 - \exp(B\bar{k} - B) \right] \right\},$$

где  $\sigma$  — среднее напряжение;  $f(v)$  — коэффициент, зависящий от коэффициента Пуассона;  $E_0$  — параметр, связанный с начальным значением модуля объемной деформации при  $\sigma = 1$  и  $t \rightarrow \infty$ ;  $n$  — эмпирический показатель степени;  $B$  — эмпирический коэффициент количества разрушившихся упругих связей;  $\bar{k}$  — коэффициент относительной прочности;  $G_{0,пл}$  — начальный (при  $\sigma = 1$ ) модуль сдвига для пластических деформаций.

П.В. Солдатовым<sup>1</sup> в модель были внесены изменения с целью учета изменения деформативных характеристик (модулей деформации) с течением времени:

$$E_0^\delta = \sigma^{1-n} \frac{E_0}{n \left[ 1 - \exp(-\beta \Delta t)^{1-\xi} \right]^n};$$

$$G^\delta = \sigma^{1-n} \left\{ f(v) \frac{E_0}{n} \exp(B\bar{k} - B) + G_{0,пл} \bar{k} \left[ 1 - \exp((B\bar{k} - B) \Delta t^\eta) \right] \right\},$$

где  $\Delta t$  — промежуток времени, прошедший с момента приложения нагрузки;  $\beta, \xi, \eta$  — эмпирические (экспериментальные) показатели ползучести.

М.П. Саиновым [35] было предложено внести коррективы в модель с целью учета того факта, что модуль сдвига зависит не от среднего напряжения  $\sigma$ , а от напряжения минимального обжатия  $\sigma_3$ . В этом случае формула для его определения выглядит следующим образом:

$$G^\delta = \sigma_3^m \left\{ G_{0,упр} \exp(B\bar{k} - B) + G_{0,пл} \bar{k} \left[ 1 - \exp((B\bar{k} - B) \Delta t^\eta) \right] \right\},$$

где  $m$  — эмпирический показатель степени;  $G_{0,упр}$  — начальный (при  $\sigma_3 = 1$ ) модуль сдвига для упругих деформаций.

#### Методика реализации реологической модели.

Для использования реологической модели грунта при расчетах НДС сооружения с учетом проявления ползучести требуется также выбрать (или создать) методику ее численной реализации. В зависимости от вида модели, ее математической записи, методики расчетов могут быть различными.

В трудах [21–23, 33] описана методика, которая была использована китайскими исследователями при расчетах плотины Tianshengqiao-1. Для описания упругопластического характера деформирования грунта применялась гиперболическая модель, предложенная Дунканом и Чангом [36], а для описания ползучести — реологическая модель, основанная на экспоненциальной зависимости. В итоге модель грунта связывает между собой математической зависимостью напряжение и скорость деформации. Это позволяет для каждой из ступеней нагружения сооружения по действующим напряжениям вычислить скорости деформации для каждого из моментов времени. Деформации, накопленные за интервал

времени, вычисляются как произведение скорости на этот интервал. Таким образом, для каждого из моментов времени можно вычислить НДС сооружения с учетом ползучести.

Модель Л.Н. Рассказова, выбранная нами, связывает между собой приращения напряжений и приращения деформаций, а параметры модели являются функцией времени. В этом случае методика расчета может быть следующей — для каждой из ступеней нагружения по действующим напряжениям могут быть вычислены деформации сооружения для каждого из моментов времени. Деформации для каждого момента времени суммируются. Деформации ползучести за интервал времени определяются как приращение деформаций между двумя моментами времени.

Сложность расчета по данной методике заключается в определении перемещения сооружения по известным деформациям. Так как количество компонент тензора деформаций в конечном элементе может не совпадать с количеством неизвестных перемещений степеней свободы в элементе, задача не может быть решена однозначно. Для решения задачи приходится вводить дополнительные допущения, что обуславливает высокую погрешность вычислений. Данная методика была использована П.В. Солдатовым.

М.П. Саиновым данная методика была усовершенствована с тем, чтобы получать однозначное решение задачи. В основе изменений лежит метод начальных напряжений. Принимается, что в каждый из расчетных моментов времени из-за деформаций ползучести в конечном элементе «исчезает» соответствующая доля внутренних усилий. Это создает нарушение равновесия внешних сил и внутренних усилий. Появляющиеся при этом дополнительные внешние силы и вызывают в сооружении перемещения от ползучести грунта. Эта методика является более строгой и теоретически обоснованной. Она позволяет учитывать изменение НДС сооружения за счет неравномерной скорости протекания в нем деформаций ползучести.

Данная методика расчета реализована в вычислительной программе NDS\_N, составленной кандидатом технических наук М.П. Саиновым, частичное описание которой дано в статье [37]. С помощью программы NDS\_N нами было выполнено исследование НДС реальной плотины.

### Модель объекта исследования.

В качестве объекта исследований была выбрана плотина Toulnostouc в Канаде. Плотина имеет высоту 75 м и длину по гребню 575 м (рис. 1) [38]. Ее профиль обжат, ширина по гребню составляет 7 м, заложение откосов — 1,3.

Плотина начала эксплуатироваться в 2005 г. Имеются данные натурных наблюдений<sup>2</sup> за осадками гребня плотины в течение первых 8 лет после завершения ее возведения (рис. 2) [39]. С момента наполнения водохранилища они составили около 5 см, т.е. 0,07 % от высоты плотины.

Имеющиеся сведения натурных наблюдений удобны для анализа, так как позволяют достаточно однозначно их интерпретировать. В жизненном цикле плотины Toulnostouc четко разделяются периоды строительства, наполнения водохранилища и периоды накопления ползучих деформаций.

Для исследований НДС была составлена конечно-элементная модель плотины. Она включает в себя 977 конечных элементов. В модели плотины были предусмотрены 106 контактных конечных элементов для моделирования швов и контактов материалов сильно различающейся деформируемости. При составлении конечно-элементной модели использовались конечные элементы высокого порядка для отражения сложного характера деформаций железобетонного экрана. Общее количество степеней свободы модели плотины составило 9090.

При расчетах моделировались 63 расчетных этапа (момента времени). 35 этапов моделировали процесс возведения (отсыпки) плотины, 15 этапов — процесс наполнения водохранилища. Была воспроизведена следующая схема последовательности ее возведения и нагружения. Отсыпка плотины проводилась послойно, в довольно сжатые сроки, без продолжительных перерывов. Возведение плотины осуществлялось с августа 2003 г. по июль 2004 г. После завершения отсыпки в течение семи месяцев условия формирования НДС плотины не изменялись, однако происходило накопление ползучих деформаций. Наполнение водохранилища осуществлялось в течение пяти месяцев, с феврал-

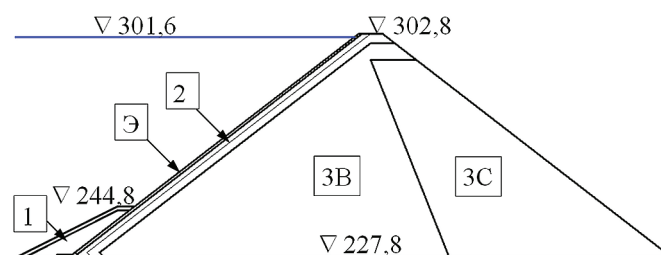


Рис. 1. Схема конструкции плотины Toulnostouc

<sup>2</sup> Mohammad Kermani. Prediction of post-construction settlements of rockfill dams based on construction field data. Thèse Doctorat en génie civil Philosophie doctor (Ph. D.) Québec, Canada, 2016. 204.

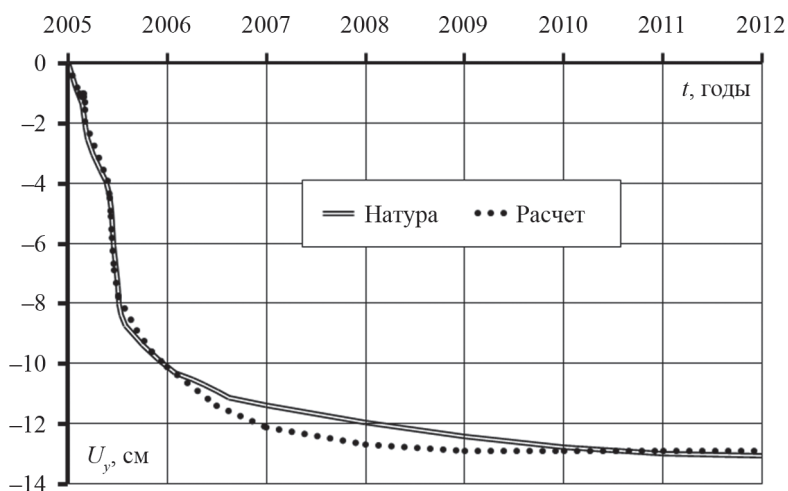


Рис. 2. Изменение во времени осадок гребня плотины

ля 2005 г. по июль 2005 г. Основной рост уровня воды произошел в течение короткого времени, в мае 2005 г. В течение семи лет с момента первого наполнения водохранилища осадки гребня увеличились на 0,07 % высоты плотины.

Толщина экрана была принята постоянной по высоте и равной 0,7 м. Модуль линейной деформации железобетона экрана принимался равным 30 ГПа.

Несмотря на наличие зонирования каменной наброски в теле плотины, при расчетах она принималась однородной с точки зрения качества уплотнения и деформативных свойств.

## РЕЗУЛЬТАТЫ

Наиболее трудоемким процессом расчета явился подбор параметров модели деформируемости каменной наброски и построение реологической модели. Параметры моделей подбирались из условия соответствия расчетных осадок плотины натурным.

В процессе расчетов было выявлено, что форма записи модели профессора Л.Н. Рассказова не позволяет адекватно описать деформации ползучести плотины. Это связано с недостатком математической записи той части модели, которая описывает ползучесть грунта на участке формоизменения. В модели параметр  $\eta$  одновременно отвечает за описание характера ползучести (более или менее затухающей) и за интенсивность процесса затухания. Если величина  $\eta^1$  близка 0, то и величина пластической части модуля сдвига также стремится к 0. Поэтому либо деформации ползучести затухают очень быстро, либо их затухание растягивается на очень длительный срок.

Это не дает возможности адекватно описать ползучие деформации рассматриваемой плотины во все периоды ее жизненного цикла (периоды до и после наполнения). Либо получается отразить характер нарастания деформаций ползучести в пери-

од эксплуатации, но не их величины, либо наоборот, величины деформаций получаются похожими, но они затухают очень быстро.

Поэтому в модель М.П. Саиновым были внесены изменения. При этом зависимость модуля деформаций от времени была сохранена экспоненциальной и добавлен еще один параметр модели. Формула для определения модуля сдвига была принята следующей:

$$G^{\delta} = \sigma_3^m \left\{ G_{0, \text{упр}} \exp(B\bar{k} - B) + G_{0, \text{ин}} \bar{k} [1 - \exp(B\bar{k} - B)] [1 - a \cdot \exp(-\eta \Delta t)] \right\},$$

где  $a, \eta$  — эмпирические показатели ползучести на участке формоизменения.

Эта форма записи модели позволила в целом хорошо воспроизвести характер и величины деформаций ползучести. На рис. 2 показано изменение натурных и расчетных осадок гребня плотины во времени. Расчетные осадки гребня затухают несколько быстрее, чем в реальных условиях.

Данные результаты получены при следующих параметрах реологической модели:  $a = 0,35, \alpha = 5 \cdot 10^{-8} \text{ с}^{-1}$ .

На рис. 3 продемонстрировано изменение максимальных осадок плотины во времени. Эти осадки фиксируются примерно в центре упорной призмы. На момент окончания периода строительства плотины (июль 2004 г.) они составляют примерно 55 см. Таким образом, по результатам расчетов в периоды возведения реализуется около 65 % осадок каменной наброски, что согласуется с данными [16]. В последующий период максимальные осадки увеличиваются до 72 см, т.е. на 17 см. Часть этого увеличения (около 7 см) вызвана наполнением водохранилища (в первой половине 2005 г.), но основная часть (10 см) связана с деформациями ползучести.

Численное моделирование позволило выявить изменения напряженно-деформированного состояния железобетонного экрана каменно-набросной

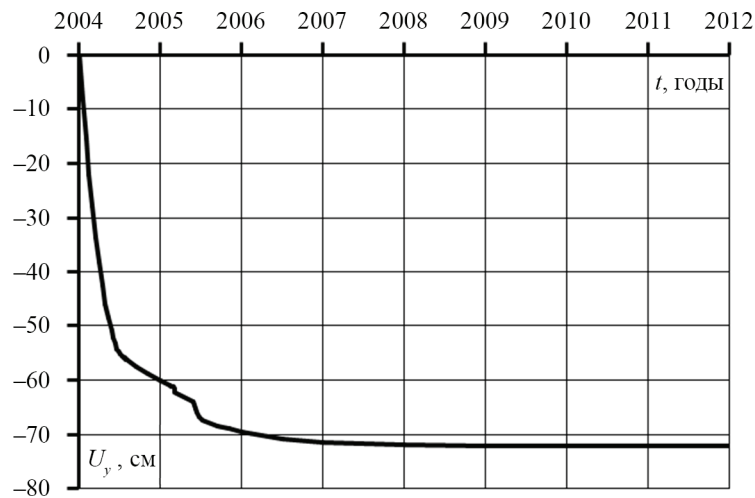


Рис. 3. Изменение максимальных осадок плотины во времени

плотины Toulnostouc во времени. По результатам расчетов НДС были получены перемещения экрана и напряжения в нем. Выполнен анализ НДС экрана плотины Toulnostouc для трех моментов времени. Первый — момент завершения возведения плотины (июль 2004 г.). Второй момент времени соответствует окончанию заполнения водохранилища (июль 2005 г.). Третий момент — 2012 г., т.е. через семь лет после окончания заполнения водохранилища.

На рис. 4 показано изменение перемещений экрана в направлении поперек откоса (или прогибы). На момент окончания заполнения водохранилища максимальный прогиб экрана составил 36,3 см. Он наблюдается чуть выше центра экрана. С течением времени за счет ползучести происходит рост прогибов экрана. На верхних отметках рост прогибов происходит более интенсивно, в нижней части экрана прогибы практически не изменяются. По результатам расчетов за семь лет эксплуатации прогибы экрана увеличиваются на величину до 7 см. Максимальный прогиб составил 42,2 см. Можно заклю-

чить, что с течением времени деформации изгиба экрана несколько уменьшаются.

На рис. 5 показано изменение перемещений в направлении вдоль откоса (продольных перемещений). Их величины существенно меньше, чем величины прогибов, но они имеют не меньшее значение. Максимальное значение продольного перемещения не превышает 6 см. Наличие продольных перемещений экрана определяет явление раскрытия периметрального шва. На момент окончания заполнения водохранилища оно составляет около 5,6 см и в процессе эксплуатации почти не изменяется.

Распределение продольных перемещений по высоте определяет наличие в экране деформаций продольного удлинения или укорочения. Это хорошо видно на рис. 6, на котором показаны средние значения продольных напряжений в различных сечениях экрана.

До заполнения водохранилища экран по всей высоте испытывает сжатие, оно формируется в основном его собственным весом. Сжимающие на-

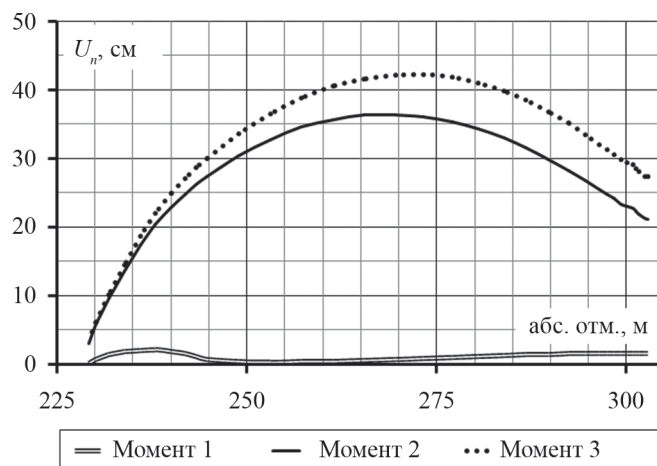


Рис. 4. Распределение по высоте прогибов железобетонного экрана

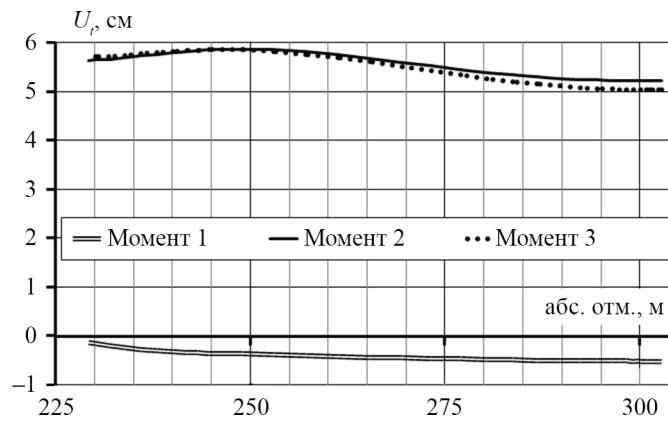


Рис. 5. Распределение по высоте перемещений железобетонного экрана в направлении вдоль экрана

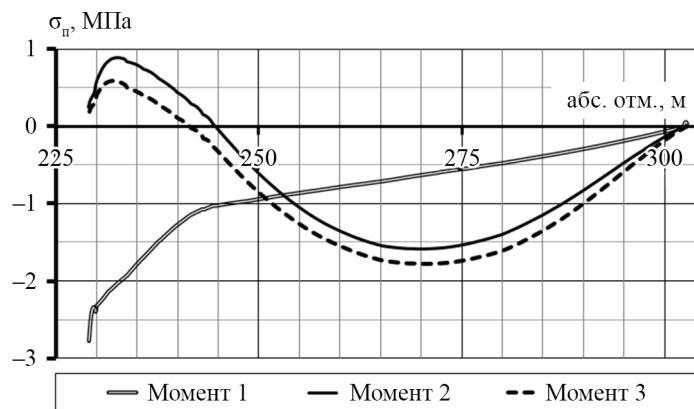


Рис. 6. Распределение по высоте средних значений продольных напряжений в железобетонном экране

пряжения увеличиваются книзу. После наполнения водохранилища в верхней части экрана сжатие увеличивается, а в нижней — уменьшается. В самых нижних 10 м экрана средние сжимающие напряжения — растягивающие. Они достигают почти 1 МПа. В период эксплуатации происходит дополнительное сжатие экрана в направлении вдоль экрана. Возникает дополнительное сжимающее продольное усилие величиной около 0,3 МПа (рис. 6).

Взаимодействие указанных особенностей НДС (увеличение прогибов, увеличение продольных перемещений) определяет изменения, вносимые ползучестью в напряжения, действующие в железобетонном экране.

На рис. 7 продемонстрировано распределение на верховой и низовой гранях экрана продольных напряжений, т.е. напряжений, действующих в направлении вдоль откоса. После наполнения водо-

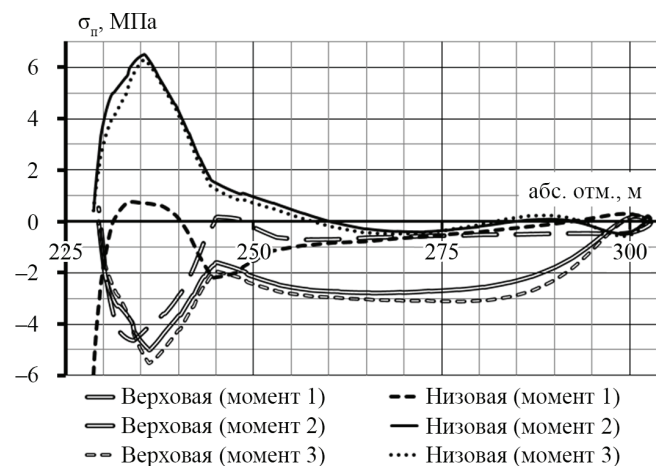


Рис. 7. Распределение по высоте продольных напряжений на верховой и низовой гранях железобетонного экрана



хранилища нижняя часть экрана имеет неблагоприятное НДС — в нем возникают растягивающие напряжения. В одном из сечений они превышают 6 МПа, что много больше расчетного сопротивления бетона на растяжение. Является вероятным нарушение целостности железобетонного экрана. Изменения напряжений, вносимые деформациями ползучести плотины, незначительны (рис. 7).

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Несмотря на большой прогресс в изучении НДС каменно-набросных плотин, численное моделирование еще не позволяет с достаточной точностью спрогнозировать НДС плотин и оценить надежность их противофильтрационного элемента. Одной из причин этого является недостаточная изученность реологических свойств каменной наброски.

2. На данный момент не решенным является вопрос о выборе наиболее подходящей модели для описания процессов ползучести каменной наброски. В рассмотренном случае использование экспоненциальной зависимости деформаций от времени позволило гораздо лучше отразить деформации ре-

альной плотины, чем использование зависимости степенного вида.

3. Для рассмотренной плотины деформации ползучести каменной наброски, произошедшие в эксплуатационный период, не оказали существенного влияния на напряженно-деформированное состояние железобетонного экрана. По-видимому, это связано с небольшими величинами этих деформаций, которые составляют лишь около 0,07 % от высоты плотины. Однако эти расчеты позволили оценить качественное влияние ползучести на НДС экрана.

4. Было выявлено, что за счет увеличения осадок плотины от ползучести в железобетонном экране возникает дополнительное сжимающее продольное усилие. Это оказывает благоприятное влияние на прочность экрана. Можно заключить, что наиболее вероятным является повреждение экрана при начальном наполнении водохранилища.

5. Влияние ползучести каменной наброски в эксплуатационный период на НДС экрана в большей степени проявляется в верхней части экрана. В нижней части НДС экрана из-за ползучести изменяется мало.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Wen L., Chai J., Xu Z., Qin Y., Li Y., Junrui C. 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
2. Freitas M.S.Jr. Concepts on CFRDs leakage control — cases and current experiences // *ISSMGE Bulletin*. 2009. Vol. 3. Issue 4. Pp. 11–18.
3. Pinto N.L., Marques P.L. Estimating the maximum face slab deflection in CFRDs // *The International Journal on Hydropower & Dams*. 1998. Vol. 5. Issue 6. Pp. 28–30.
4. Arici Y. Investigation of the cracking of CFRD face plates // *Computers and Geotechnics*. 2011. Vol. 38. Issue 7. Pp. 905–916. DOI: 10.1016/j.compgeo.2011.06.004
5. 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. Vol. 15. Issue 2. Pp. 95–101.
6. Aleman-Velasquez J.D., Marengo-Mogollon H., Rivera-Constantino R., Pantoja-Sanchez A., Diaz-Barriga A.F. Relevant aspects of the geotechnical design for 'La Yesca' hydroelectric project and of its behavior during the construction stage: The Mexican experience in concrete face rockfill dams. URL: <https://ru.scribd.com/document/125483416/Relevant-Aspects-of-the-Geotechnical-Design-and-Behavior-of-La-Yesca-Dam> (дата обращения: 01.10.2018).
7. Silva da A.F., Assis de A.P., Farias de M.M., Neto M.P.C. Three-dimensional analyses of concrete face rockfill dams: Barra Grande case study // *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*. 2015. Vol. 20. Bund 14. Pp. 6407–6426.
8. Min-Woo Seo, Ik Soo Ha, Yong-Seong Kim, Olson S.M. Behavior of concrete-faced rockfill dams during initial impoundment // *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2009. Vol. 135. Issue 8. Pp. 1070–1081. DOI: 10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000021
9. 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.
10. Song W., Wang P. Influence of valley topography on the safety of CFRD anti-seepage systems // *Shuili Fadian Xuebao (Journal of Hydroelectric Engineering)*. 2008. No. 27 (4). Pp. 94–100.
11. Mo-Zhen Zhou, Bing-yin Zhang, Yu-xin Jie. Numerical simulation of soft longitudinal joints in concrete-faced rockfill dam // *Soils and Foundations*. 2016. Vol. 56. Issue 3. Pp. 379–390. DOI: 10.1016/j.sandf.2016.04.005
12. Bingyin Zhang, Wang J.G., Ruifeng Shi. Time-dependent deformation in high concrete-faced rockfill dam and separation between concrete face slab and cushion layer // *Computers and Geotechnics*. 2004.

Vol. 31. Issue 7. Pp. 559–573. DOI: 10.1016/j.compgeo.2004.07.004

13. Саинов М.П. Влияние деформируемости каменной насыпи на напряженно-деформированное состояние железобетонного экрана плотины // Вестник МГСУ. 2015. № 3. С. 69–78. DOI: 10.22227/1997-0935.2018.1.107-115

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

15. 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/МСЕ63.2

16. Gikas V., Sakellariou M. Settlement analysis of the Mornos earth dam (Greece): evidence from numerical modeling and geodetic monitoring // Engineering Structures. 2008. Vol. 30. No. 11. Pp. 3074–3081. DOI: 10.1016/j.engstruct.2008.03.019

17. Lawton F.L., Lester M.D. Settlement of rockfill dams // Proceedings of the 8th International Congress on Large Dams, Edinburgh, 1964. Vol. 3. Pp. 599–613.

18. Dounias G.T., Kountouris A., Anastasopoulos K. Long-term behaviour of embankment dams: seven Greek dams // Proceedings of the Institution of Civil Engineers — Geotechnical Engineering. 2012. Vol. 165. Issue 3. Pp. 157–177. DOI: 10.1680/geng.11.00052

19. Hunter G., Fell R. Rockfill modulus and settlement of concrete face rockfill dams // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2003. Vol. 129. Issue 10. Pp. 909–917. DOI: 10.1061/(asce)1090-0241(2003)129:10(909)

20. Pardo de Santayana F., Fortunato E., Pinto A.V. Behaviour of Portuguese rockfill dams with upstream impervious membranes // Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. 2005–2006. Pp. 1905–1908.

21. Zhou M.Z., Zhang B., Jie Y. Numerical simulation of soft longitudinal joints in concrete-faced rockfill dam // Soils and Foundations. 2016. Vol. 56. Issue 3. Pp. 379–390. DOI: 10.1016/j.sandf.2016.04.005

22. Zhang B., Wang J.G., Shi R. Time-dependent deformation in high concrete-faced rockfill dam and separation between concrete face slab and cushion layer // Computers and Geotechnics. 2004. Vol. 31. Issue 7. Pp. 559–573. DOI: 10.1016/j.compgeo.2004.07.004

23. Hu K., Chen J., Wang D. Shear stress analysis and crack prevention measures for a concrete-face rockfill dam, advanced construction of a first-stage face slab, and a first-stage face slab in advanced reservoir water storage // Advances in Civil Engineering. 2018. Vol. 2018. Pp. 1–10. DOI: 10.1155/2018/2951962

24. Mi Zhankuan, Shen Zhujiang, Li Guoying. Creep model for high concrete face rockfill dams // Hydro-Science and Engineering. 2002. No. 2. Pp. 35–41.

25. Shen Z., Zuo Y. Study on rheology characteristics of rockfill // Proceedings 6th China soil mechan-

ics and foundation engineering Conference. Shanghai : Tongji University Press, 1991. Pp. 443–446.

26. Cheng Zhanlin, Ding Hongshun. Creep test for rockfill // Chinese Journal of Geotechnical of Engineering. 2004. No. 26 (4). Pp. 473–476.

27. Yu H., Li H.F., Wen Y.F., Xu Z.P. Study on triaxial creep test for Jiudianxia rockfill materials // Rock and Soil Mechanics. 2007. No. 28. Pp. 103–106.

28. Li H., Zhang Y. Creep rate and creep model of rockfill // Procedia Engineering. 2012. Vol. 28. Pp. 796–802. DOI: 10.1016/j.proeng.2012.01.812

29. Chen W., Zhang J.-W., Peng H. Creep properties of rockfill materials with fractal structure in mass // Electronic Journal of Geotechnical Engineering. 2014. Vol. 19. Pp. 2713–2722.

30. Zhou W., Hua J., Chang X., Zhou C. Settlement analysis of the Shuibuya concrete-face rockfill dam // Computers and Geotechnics. 2011. Vol. 38. Issue 2. Pp. 269–280. DOI: 10.1016/j.compgeo.2010.10.004

31. Zhao K., Li G., Shen Z. Back analysis of field monitoring data of Tianshengqiao CFRD // Journal Nanjing Hydro Res Institute. 2002. No. 4. Pp. 15–9.

32. Shen Z., Zhao K. Back analysis of creep deformation of rockfill dams // Journal of Hydraulic Engineering. 1998. No. 6. Pp. 1–6.

33. Wang M., Huang B., Chen Q., Pan J. Long-term deformation properties of the highest Shuibuya concrete faced rock-fill dam // Shuili Fadian Xuebao (Journal of Hydroelectric Engineering). 2010. No. 29 (4). Pp. 167–172, 206.

34. Рассказов Л.Н., Джэха Дж. Деформируемость и прочность грунта при расчете высоких грунтовых плотин // Гидротехническое строительство. 1997. № 7. С. 31–36.

35. Саинов М.П. Параметры деформируемости крупнообломочных грунтов в теле грунтовых плотин // Строительство: наука и образование. 2014. Вып. 2. С. 2. URL: <http://www.nso-journal.ru>

36. Duncan J.M., Chang C.Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soil // Journal of Soil Mechanics and Foundation Div. ASCE. 1970. Vol. 96. No. SM 5. Pp. 1629–1653.

37. Саинов М.П. Вычислительная программа по расчету напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин: опыт создания, методики и алгоритмы // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2013. Vol. 9. Issue 4. Pp. 208–225.

38. Chartrand C., Claiss M., Beauséjour N., Briand M.-H., Bouzaiene H., Boisjoly C. et al. Toulmoustou Dam // Canadian Consulting Engineer. Oct/Nov. 2006. Vol. 47. Issue 6. P. 51.

39. Kermani M., Konrad J.-M., Smith M. An empirical method for predicting post-construction settlement of concrete face rockfill dams // Canadian Geotechnical Journal. 2007. Vol. 54. Issue 6. Pp. 755–767. DOI: 10.1139/cgj-2016-0193

Поступила в редакцию 9 января 2018 г.

Принята в доработанном виде 25 ноября 2018 г.

Одобрена для публикации 27 декабря 2018 г.

**ОБ АВТОРАХ:** **Сайнов Михаил Петрович** — кандидат технических наук, доцент, 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;

**Кириченко Андрей Юрьевич** — студент, **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**, 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26, Vadjesus567@gmail.com.

## INTRODUCTION

Reinforced reinforced concrete faced rockfill dams are one of the most promising and common types of high ground dams. Examples of newly built dams of this type are Cokal (H = 83 m, Turkey, 2010), Pankou (H = 114 m, China, 2011), Miaojiaba (H = 110 m, China, 2011), Glevard (H = 110 m, Iran, 2012), Duonuo (H = 112.5 m, China, 2012), Pushihe (H = 78.5 m, China, 2012) [1]. Despite the great-accumulated experience of building such dams, their reliability is not ensured: in some cases, the integrity of reinforced-reinforced concrete faces [2, 3] has been violated. For this reason, the actual question is to study the peculiarities of the stress-strain state (SSS) of reinforced concrete faces, which determine their crack resistance.

However, despite the fact that a lot of reinforced concrete faced rockfill dams was built, the features of their SSS remain insufficiently studied. With the help of field measurements, the displacements (deflections) of reinforced reinforced concrete faces [3] are mainly studied, while deformations and stresses are studied rarely. Only in two sources of scientific and technical information [1, 2] we found references to the results of field measurements of stresses (strains) in reinforced concrete faces of in-situ dams.

Most of all, numerical modeling is used to study the SSS of reinforced-concrete face rockfill dams. A number of works of foreign authors [4–15] are devoted to the issues of numerical modeling of reinforced concrete faced rockfill dams. But, as a rule, the studies do not create a holistic and clear picture of the operation of a reinforced concrete faced rockfill dam. This is due to the complexity of analysis of numerical modeling results. Concrete face SSS is influenced by many factors, so it is difficult to identify the influence of each of them.

Nevertheless, it is well known from the results of numerical modeling and from the experience of operation of dams that the main factor determining SSS of dam faces is deformations in the rockfill layer of the dam body. Of great importance are not only their absolute values, but also the pattern of their distribution. Modern studies use complex models of soils allowing taking into account the nonlinearity of rockfill deforma-

tion in order to more reliably reflect the conditions for the SSS formation in reinforced concrete faces.

One of the manifestations for the nonlinear rockfill deformation behavior is creep, i.e. change in time of deformations without changing external loads. The authors of the paper [16] state that about 60% of dam deformations occur before its construction is completed, and the remaining part of the deformations develops during the operation period. The field data show that creep deformations can be quite significant in their magnitude. They make up 0.05...0.20 % of the dam height [1]. In the works [1, 17], empirical formulas are proposed that describe the dam crest set due to creeping observed in in-situ conditions. The most famous is the Lawton formula [17]. As a rule, these formulas refer to the initial years of the operation period, when creep deformations are most intense. The field data indicate that most of the creep deformations show themselves during the first 5–10 years of the dam operation [18, 19]. However, creep deformations can develop a very long time. For example, deformations of the Paradela dam built in Portugal in 1958 continue to this day [20].

Given such a significant increase in deformations of a dam body, we can expect significant changes in the SSS of the reinforced concrete face. With the help of speculative judgments, it is difficult to assess even the qualitative (positive or negative) effect of creep of a rockfill on the stresses in the reinforced concrete face. On the one hand, it is known from experience that the growth of deformations in the dam body adversely affects the SSS in a face. On the other hand, due to creep, an increase in dam set occurs, therefore, it can be expected that it will lead to an increase of the longitudinal compressive force in the face. This question requires more careful study, but it can be assumed that the effect of creep may be ambiguous.

The question on the influence of rockfill creep on SSS formation in a reinforced concrete face is currently poorly studied. A number of studies of SSS in reinforced concrete face rockfill dams taking into account influence of rockfill rheology properties have been carried out abroad. Chinese scientists have conducted studies of such rockfill dams as Tianshengqiao-1 [21, 22] and Buxi [23] using the elastoplastic model and taking into

account creep of the rockfill. Due to taking into account of creep, researchers have been able to more accurately reflect the deformation behavior of the dams. However, they did not set a goal to assess the creep effect in rockfill on the SSS of the reinforced reinforced concrete faces. It is known that the work [24] has assessed the deformations in a reinforced concrete face with regard to creep, but access to this work is not public.

Our work is aimed at studying the effect of changes in the deformation of a dam body due to creep on SSS formation in a reinforced concrete face.

## TECHNIQUE AND PROCEDURE

In order to perform SSS calculations for a dam taking into account the creep influence, it is necessary to solve three methodological problems:

- choose a rheological model of the soil and its parameters;
- create an algorithm for calculating the SSS, taking into account creep and implement it in a computing program;
- select the object of study and create its finite element model.

*We taking into account the review of scientific and technical literature made the choice of the rockfill rheological model and its parameters.* It has demonstrated that rheological properties of rockfills are not well understood. This is due to the difficulties of conducting experimental research. The first difficulty lies in the fact that the stone load is a coarse soil with very large particles. Due to technical limitations, experiments are carried out with their fine-grained counterparts instead of in-situ soils. The second is that the study requires a long time and high accuracy of measuring devices.

There have been made a little of studies of the rheological properties of coarse soils. In the 1980s, P.V. Soldatov<sup>3</sup> studied creep of gruss-rock and coarse medium gravels; however, results of the studies cannot be converted for the in-situ coarse-grained soil of the dam body. Experimental studies of the rheological properties of coarse-grained soils were carried out in China [25–29].

Due to the technological development in China, experimental studies of the rheological properties of coarse-grained soils were carried out with the use of large-scale instruments and at high pressures [28, 29]. The experimental data results on the rheological properties of coarse-grained soils are given in the work [28]. Studies were conducted in a stabilometer with a diameter of 300 mm and a height of 700 mm. Due to limitations the maximum particle size was 60 mm. The

studies were performed for several lateral compression pressure values. The maximum load withstanding duration was approximately seven days.

The experimental results allowed the authors to conclude on the choice of a rheological model. In constructing the rheological model, the hereditary creep theory was used. In computational practice [21–23], the rheological model based on the exponential dependence of deformation on time  $t$  is more often used. Its simple form is as follows:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_0 (1 - e^{-\alpha t}),$$

where  $\varepsilon_t$  is the relative deformation value at the moment of time  $t$  from the moment of occurrence of the loading step;  $\varepsilon_0$  is the value of relative deformation at the initial moment of time;  $t$  is the time interval elapsed since the onset of the loading stage;  $\alpha$  is an empirical parameter.

The parameter  $\alpha$  of the rheological model can be determined by processing the results of laboratory experiments. Processing the experimental results presented in the work [28] showed that the value  $\alpha$  is approximately equal to  $1 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$ . In the rheological models proposed by Chinese scientists,  $\alpha$  parameter is not constant and varies for volume and shear strains [21–23].

The authors of the paper [28] proved that the rheological model based on the exponential law is not suitable for use. It was proposed to use the power dependence of the change in strain over time. In the work [30], the calculations used the power dependence of the strain on time.

Each of the two simple dependencies listed to describe creep processes has its drawbacks. The disadvantage of the exponential model (dependence) is that the strain rate is almost always constant over a large time interval. But compared with the power model (dependence), it provides a longer damping of the deformations in time. The question on the choice of model for the survey remains open, since experimental studies cover only the initial time interval for the formation of creeping deformations and it is still difficult to assess which model is more suitable for longer processes.

In addition, analysis of the results of numerical studies for in-situ dams made by Chinese researchers [21, 22] showed that the parameters of the rheological model found based on laboratory experiments may not correspond to the actual behavior of the soil in the dam body. Apparently, this can be explained by two reasons. Firstly, laboratory experiments are conducted not for in-situ soils, but for their fine-grained analogues. Secondly, the working conditions of the soil in laboratory experiments and in the body of an in-situ dam differ. Therefore, the authors of the works [21, 22, 30–33] used the “backward analysis” to establish the values of the rockfill rheological model parameters. It consists in the selection of model parameters proceeding from the condition that the calculated displacement of the dam is consistent with the data of field observations.

We have also chosen a similar way to solve the task.

<sup>3</sup> Soldatov P.V. The stress-strain state and stability of stone-earth dams taking into account time : dissertation in support of candidature for a technical degree: 05.23.07. Moscow, 1986. 223 p.

We decided to use the model proposed by prof. L.N. Rasskazov [34] with amendments to take into account the time factor that was made with the participation of P.V. Soldatov. This soil model allows us to take into account the plastic, dilatant and rheological properties of the soil. The model takes into account the most important manifestations of the nonlinear soil deformation behavior: the soil deformability decreases with increasing lateral compression and increases as the soil approaches the ultimate state.

In the model by L.N. Rasskazov, relationship between the stress and strain increments for the active load path is written in the following form:

$$d\sigma_{mn} = \delta_{mn} E_0^s (de + de_d) + 2G^s d\varepsilon_{mn},$$

where  $d\sigma_{mn}$  is the increment of the stress tensor component;  $E_0^s$  is the modulus of volumetric strain for deformation increments;  $de$  is the volume strain increment;  $de_d$  is the increment of the volume strain due to dilatancy;  $G^s$  is the shear modulus for deformation increments;  $d\varepsilon_{mn}$  is the increment of the strain deviator component.

In the original version of the L.N. Rasskazov's model (without taking into account the time factor), the strain modules are calculated using the formulas [34]:

$$E_0^s = \sigma^{1-n} \frac{E_0}{n};$$

$$G^s = \sigma^{1-n} \left\{ f(\nu) \frac{E_0}{n} \exp(B\bar{k} - B) + G_{0,pl} \bar{k} \left[ 1 - \exp(B\bar{k} - B) \right] \right\},$$

where  $\sigma$  is an average stress;  $f(\nu)$  is a coefficient depending on the Poisson's ratio;  $E_0$  is the parameter associated with an initial value of the volume strain modulus for  $\sigma = 1$  and  $t \rightarrow \infty$ ;  $n$  is an empirical exponent;  $B$  is the empirical coefficient representing the number of collapsed elastic bonds;  $\bar{k}$  is the relative strength coefficient;  $G_{0,pl}$  is an initial (for  $\sigma = 1$ ) shear modulus for plastic deformations.

P.V. Soldatov<sup>1</sup> made changes to the model in order to take into account changes in deformative characteristics (deformation modules) over time:

$$E_0^s = \sigma^{1-n} \frac{E_0}{n \left[ 1 - \exp(-\beta \Delta t)^{1-\xi} \right]^n};$$

$$G^s = \sigma^{1-n} \left\{ f(\nu) \frac{E_0}{n} \exp(B\bar{k} - B) + G_{0,pl} \bar{k} \left[ 1 - \exp\left( (B\bar{k} - B) \Delta t^\eta \right) \right] \right\},$$

where  $\Delta t$  is the time elapsed since the moment when the load was applied;  $\beta$ ,  $\xi$ ,  $\eta$  are empirical (experimental) creep indicators.

M.P. Sainov [35] has proposed to make adjustments to the model to take account the fact that the shear modulus depends not on average stress  $\sigma$ , and on the minimum compression stress  $\sigma_3$ . In this case, the formula for its definition is as follows:

$$G^s = \sigma_3^m \left\{ G_{0,con} \exp(B\bar{k} - B) + G_{0,pl} \bar{k} \left[ 1 - \exp\left( (B\bar{k} - B) \Delta t^\eta \right) \right] \right\},$$

where  $m$  is an empirical exponent;  $G_{0,con}$  is the initial (at  $\sigma_3 = 1$ ) shear modulus for elastic deformations.

**Technique for implementation of the rheological model.** To use the rheological model of the soil in SSS calculations in the structure with regard to the creep effects, it is also necessary to select (or create) a method for its numerical implementation. Methods of calculation may be different depending on the type of model, and its mathematical record.

In the works [21–23, 33], the technique was described that has been used by Chinese researchers in the calculations of the Tianshengqiao-1 dam. The hyperbolic model proposed by Duncan and Chang [36] was used to describe the elastic-plastic deformation behavior of the soil, and the rheological model based on exponential dependence was used to describe the creep. As a result, the soil model connects by the mathematical relationship the stress and strain rate with each other. This allows for each of the load stages of the structure to calculate the strain rates for each of the points in time depending on the effective stresses. The deformations accumulated over the time interval are calculated as the product of the rate and this interval. Thus, for each of the points in time, the SSS in the structure can be calculated taking into account the creep.

Model by L.N. Rasskazov chosen by us makes a connection between the increments of stresses and the increments of deformations, and the parameters of the model are a function of time. In this case, the calculation method may be as follows: for each of the loading steps, the structure deformations for each of the points in time can be calculated proceeding from the effective stresses. The deformations for each point in time are summarized. Creep deformations over a time interval are defined as the increment of deformations between two points in time.

The complexity of the calculation according to this method consists in determining the displacement of a structure proceeding from known deformations. Since the number of components of the strain tensor in the final element may not coincide with the number of unknown displacements for the degrees of freedom in the element, the problem cannot be solved unambiguously. To solve the problem, it is necessary to introduce additional assumptions, what leads to a high calculation error. This technique was used by P.V. Soldatov.

M.P. Sainov has improved this technique in order to obtain an unambiguous solution to the problem. The change is based on the initial stress method. It is assumed that at each of the calculated points in time due to creep deformations in the final element the corresponding share of internal forces “disappears”. This creates an imbalance of external forces and internal efforts. The additional external forces that appear at the

same time cause displacements due to creep of the soil in the structure. This technique is more rigorous and theoretically sound. It allows us to take into account the change in the SSS of the structure due to the uneven rate of creeping flow deformations in it.

This calculation method is implemented in the computational program NDS\_N compiled by M.P. Sainov, a partial description of which is given in the article [37]. Using the NDS\_N program, we have performed the SSS study for the in-situ dam.

**Model object of study.**

The Toulnostouc dam in Canada was selected as the object of research. The dam has a height of 75 m and a length along the crest of 575 m (fig. 1) [38]. It has a compressed profile; the crest width is 7 m, the slope ratio is 1.3.

The dam was commissioned in 2005. There are data of field observations<sup>4</sup> for the dam crest setting during the first 8 years after the completion of its construction (fig. 2) [39]. Since the moment when water basin was filled, the setting value reached about 5 cm, i.e. 0.07 % of the height of the dam.

The available information from field observations is convenient for analysis, since they allow one to in-

terpret them quite unambiguously. In the life cycle of the Toulnostouc dam, periods of construction, filling of the water basin and periods of accumulation of creeping deformations are clearly separated.

For SSS studies, a finite element model of the dam was compiled. It includes 977 finite elements. In the dam model, 106 contact finite elements were provided to simulate the seams and contacts of materials having very different deformability. When drawing up the finite element model, finite elements of high order were used to reflect the complex deformation behavior of the reinforced concrete face. The total number of degrees of freedom of the dam model was 9090.

In the calculations, 63 calculation stages (points in time) were simulated. 35 stages modeled the process of erection (backfilling) of the dam, 15 stages — the process of filling the water basin. The following sequence of dam erection and loading has been reproduced. The backfilling of the dam was carried out in layers, in a fairly short time, without long interruptions. The construction of the dam was carried out beginning from August 2003 to July 2004. After completion of the backfilling, which took seven months, the conditions for the formation of the dam's SSS did not change; however, creeping deformations accumulated. The water basin was filled for five months, from February 2005 to July 2005. The main increase in water level occurred in a short time, in May 2005. Within seven years since

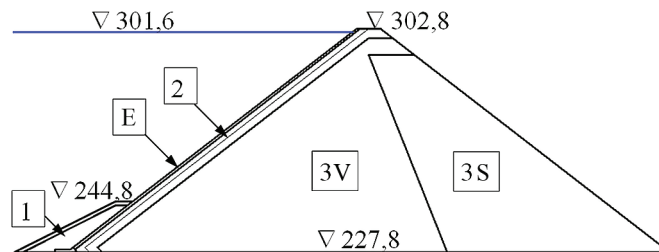


Fig. 1. Toulnostouc Dam Construction Scheme

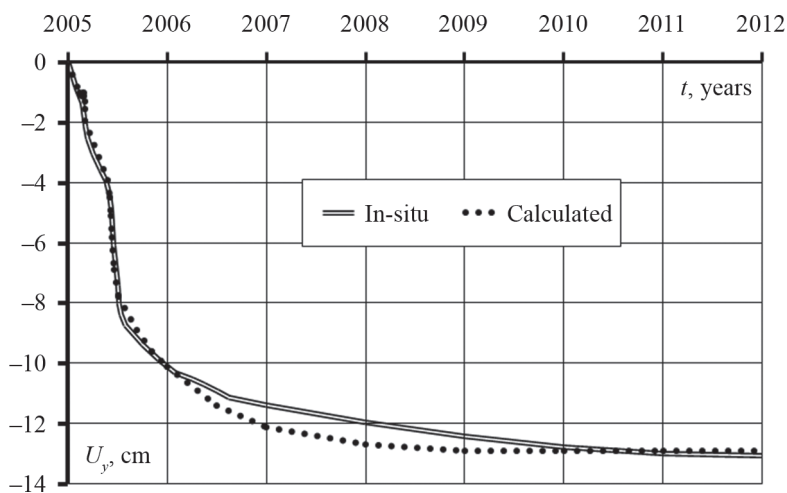


Fig. 2 The change in time of the dam crest setting

the first filling of the water basin, the crest setting increased by 0.07 % of the dam height.

The face thickness was taken to be constant in height and equal to 0.7 m. The linear strain modulus of the reinforced concrete of the face was taken to be 30 GPa.

Despite the presence of rockfill zoning within the dam body, in the course of calculations it was assumed to be uniform in terms of compaction quality and deformative properties.

## RESULTS

The most time-consuming part of the calculation process was the selection of the parameters of the rockfill deformability models and the construction of the rheological model. The parameters of the models were selected proceeding from the condition of compliance of the calculated dam setting to the in-situ ones.

In the course of calculations, it was revealed that the form of the model by professor L.N. Rasskazov does not adequately describe the creep deformation of the dam. This is due to the lack of mathematical writing of the part of the model that describes the soil creep at the site when form is changed. In the model, the parameter  $\eta$  simultaneously influences on describing the creep behavior (more or less damped) and for the intensity of the damping process. If the value  $r^n$  is close to 0, then the value of the plastic part of the shear modulus also tends to 0. Either therefore, creep deformations damp very quickly, or their damping extends for a very long time.

This makes it impossible to adequately describe the creeping deformations of the dam in question during all periods of its life cycle (periods before and after filling). Either it turns out to reflect the behavior of increase in creep deformations during the period of operation, but not their magnitude, or vice versa, the mag-

nitudes of the deformations are similar, but they damp very quickly.

Therefore, the model by M.P. Sainov was amended. Upon that, the dependence of the strain modulus on time was kept exponential and one more model parameter was added. The formula for determining the shear modulus was adopted as follows:

$$G^{\delta} = \sigma_3^m \left\{ G_{0, \text{ymp}} \exp(B\bar{k} - B) + G_{0, \text{из}} \bar{k} \left[ 1 - \exp(B\bar{k} - B) \right] \left[ 1 - a \cdot \exp(-\eta \Delta t) \right] \right\},$$

where  $a$ ,  $\eta$  are empirical indicators of creep in the site where deformation occur.

This form of recording of the model made it possible, on the whole, to reproduce well the behavior and magnitudes of creep deformations. Fig. 2 shows the change in in-situ and calculated settings of the dam crest over time. Calculated crest settings damp somewhat faster than in in-situ conditions.

These results were obtained with the following parameters of the rheological model:  $a = 0.35$ ,  $\alpha = 5 \cdot 10^{-8} \text{ s}^{-1}$ .

Fig. 3 shows the change in the maximum setting of the dam in time. These settings are recorded approximately in the center of the stop prism. At the end of the dam construction period (July 2004), they are approximately 55 cm. Thus, according to the results of calculations, during the periods of erection, about 65 % of the rockfill setting is realized, which agrees with the data of [16]. In the subsequent period, the maximum settings increase to 72 cm, i.e. by 17 cm. A part of this increase (about 7 cm) is caused by the water basin filling (in the first half of 2005), but the main part (10 cm) is associated with creep deformations.

Numerical modeling has revealed changes in the stress-strain state of the reinforced concrete face of the Touloustouc dam in time. According to the results of SSS calculations, face displacements and stresses in

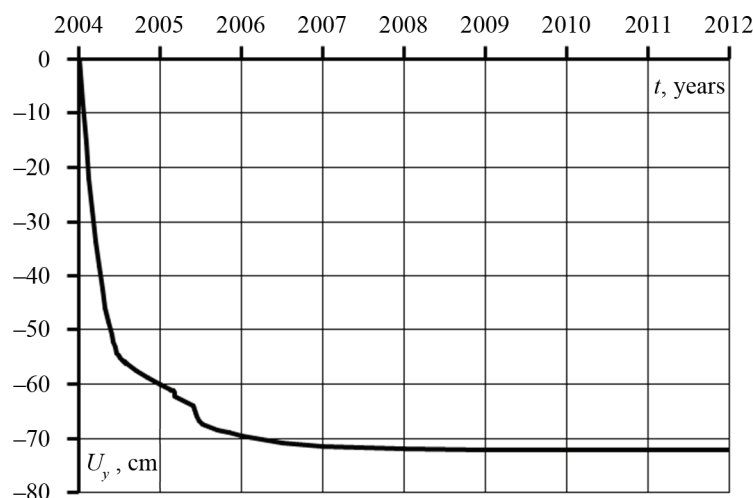


Fig. 3. The change in the maximum setting of the dam in time

it were obtained. The SSS analysis of the Touloustouc dam face has been performed for three time moments. The first is the moment of completion of the dam construction (July 2004). The second moment of time corresponds to the end of the water basin filling (July 2005). The third moment is 2012, i.e. seven years after the end of the water basin filling.

Fig. 4 shows the change in face displacement in the direction across the slope (or deflections). At the time of completion of the water basin filling, the maximum deflection of the face was 36.3 cm. It is observed just above the center of the face. With the passage of time, face deflections increase due to creep. At the upper elevations, the deflections increase more intensely; at the bottom of the face, the deflections remain almost unchanged. According to the results of calculations for seven years of operation, the face deflections increased by up to 7 cm. The maximum deflection was 42.2 cm. It can be concluded that with time, the face bending deformations somewhat decrease.

Fig. 5 shows the variation of displacements in the direction along the slope (longitudinal displacements). Their values are much smaller than the values of the deflections, but they are no less important. The maximum value of the longitudinal displacement does not exceed

6 cm. The presence of longitudinal displacements of the face determines the phenomenon of disclosure of the perimeter seam. At the time of completion of the water basin filling, it is about 5.6 cm and almost does not change during operation.

The distribution of longitudinal displacements by height determines the presence of longitudinal elongation or shortening in the face. This is clearly seen in Fig. 6, which shows the average values of the longitudinal stresses in different sections of the face.

Before filling the water basin, the face undergoes compression across its entire height; it is formed mainly due to its own weight. Compressive stresses increase in the downwards direction. After filling the water basin, the compression increases in the upper part of the face, and it decreases in the lower part. In the lowest 10 m of the face, the average compressive stresses are tensile. They reach almost 1 MPa. During the operation, there is an additional compression of the face in the direction along the face. An additional compressive longitudinal force of about 0.3 MPa arises (fig. 6).

The interaction of these SSS features (increase in deflections, increase in longitudinal displacements) determines the changes made by creep in the stresses acting in the reinforced concrete face.

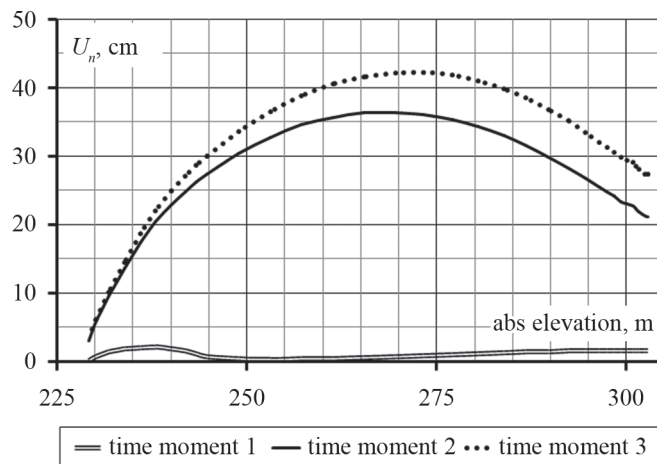


Fig. 4. The distribution of the deflections in the reinforced concrete face by height

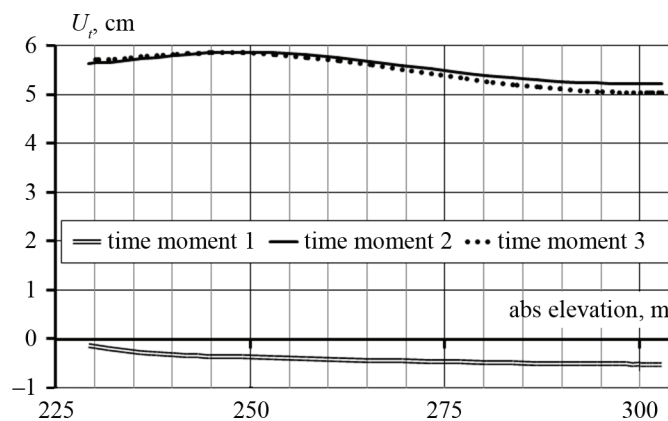


Fig. 5. The distribution of the displacements by height in the reinforced concrete face in the direction along the face



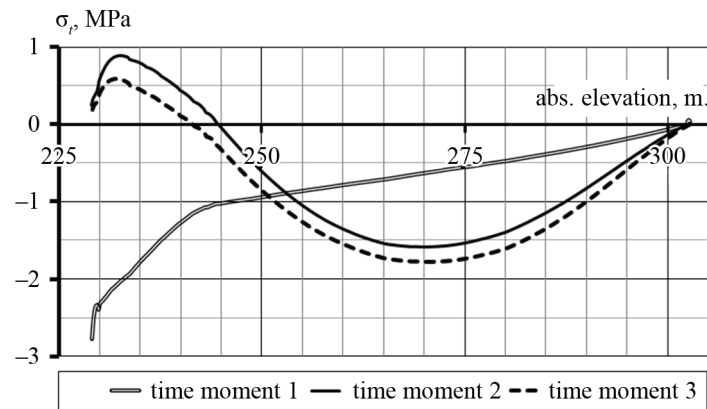


Fig. 6. The distribution of the average values of longitudinal stresses in the reinforced concrete face by height

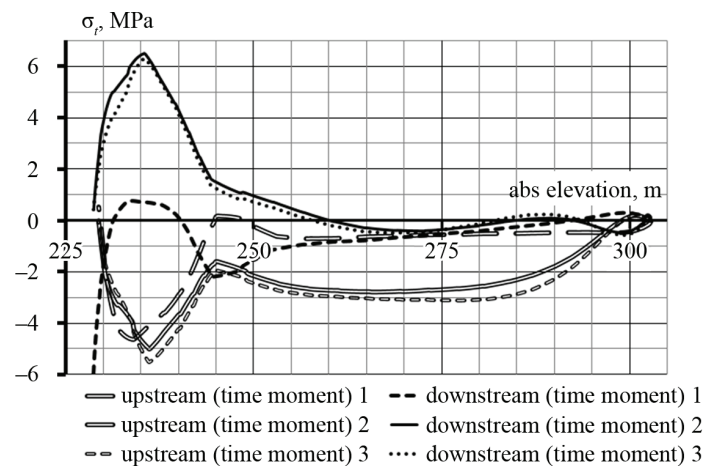


Fig. 7. The distribution of the longitudinal stresses on the upstream and downstream sides of the reinforced concrete face by height

Fig. 7 shows the distribution of longitudinal stresses on the upper and lower edges of the face, i.e. stresses acting in the direction along the slope. After filling the water basin, the lower part of the face has an unfavorable SSS: tensile stresses arise in it. In one of the sections, they exceed 6 MPa, which is much more than the calculated concrete resistance to tensile. Integrity damage of the reinforced concrete face here is likely. The stress changes introduced by creep deformations of the dam are insignificant (fig. 7).

## CONCLUSION

1. Despite the great progress in the study of the SSS of rockfill dams, its numerical modeling still does not allow to predict with sufficient accuracy the SSS of dams and assess the reliability of their watertight element. One of the reasons for this is the insufficient knowledge of the rheological properties of the rockfill.
2. At the moment, the question of choosing of the most suitable model for describing the creeping processes in a rockfill is not solved. In the case considered,

the use of the exponential dependence for the deformations on time made it possible to better reflect the deformations of the real dam than the dependence of the power type.

3. For the considered dam, the rockfill deformations due to creep, which occur during the operational period, did not have a significant effect on the stress-strain state of the reinforced concrete face. Apparently, this is due to the small values of these deformations, which make up only about 0.07 % of the dam height. However, these calculations allowed us to estimate the qualitative effect of creep on the face's SSS.

4. It was found that by increasing the dam setting due to creep, an additional compressive longitudinal force arises in the reinforced concrete face. This has a beneficial effect on face strength. It can be concluded that the face is most likely to be damaged during the initial filling of the water basin.

5. The influence of rockfill creep during the operational period on the face's SSS is more pronounced in the upper part of the face. Changes of the SSS due to creep at the bottom of the face are low.

## REFERENCES

1. Wen L., Chai J., Xu Z., Qin Y., Li Y. Junrui C. 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
2. Freitas M.S.Jr. Concepts on CFRDs leakage control — cases and current experiences. *ISSMGE Bulletin*. 2009; 3(4):11-18.
3. Pinto N.L., Marques P.L. Estimating the maximum face slab deflection in CFRDs. *The International Journal on Hydropower & Dams*. 1998; 5(6):28-30.
4. 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
5. 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.
6. Aleman-Velasquez J.D., Marengo-Mogollon H., Rivera-Constantino R., Pantoja-Sanchez A., Diaz-Barriga A.F. *Relevant aspects of the geotechnical design for 'La Yesca' hydroelectric project and of the its behavior during the construction stage: The Mexican experience in concrete face rockfill dams*. URL: <https://ru.scribd.com/document/125483416/Relevant-Aspects-of-the-Geotechnical-Design-and-Behavior-of-La-Yesca-Dam> (date of appeal: 01.10.2018).
7. Silva da A.F., Assis de A.P., Farias de M.M., Neto M.P.C. Three-dimensional analyses of concrete face rockfill dams: Barra Grande case study. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*. 2015; 20(14):6407-6426.
8. Min-Woo Seo, Ik Soo Ha, Yong-Seong Kim, Olson S.M. Behavior of concrete-faced rockfill dams during initial impoundment. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2009; 135(8):1070-1081. DOI: 10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000021
9. 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.
10. 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.
11. Mo-Zhen Zhou, Bing-yin Zhang, Yu-xin Jie. Numerical simulation of soft longitudinal joints in concrete-faced rockfill dam. *Soils and Foundations*. 2016; 56(3):379-390. DOI: 10.1016/j.sandf.2016.04.005
12. Bingyin Zhang, Wang J.G., Ruifeng Shi. Time-dependent deformation in high concrete-faced rockfill dam and separation between concrete face slab and cushion layer. *Computers and Geotechnics*. 2004; 31(7):559-573. DOI: 10.1016/j.compgeo.2004.07.004
13. Sainov M.P. Impact of rockfill deformation on stress-strain state on dam reinforced concrete face. *Vestnik MGSU [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]*. 2015; 3:25-31. DOI: 10.22227/1997-0935.2018.1.107-115 (rus.).
14. Sainov M.P. Performance of rockfill dam concrete face in 3D conditions by the results of numerical modeling. *Volga Region Scientific Journal*. 2015; 3(35):108-115. (rus.).
15. 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.).
16. Gikas V., Sakellariou M. Settlement analysis of the Mornos earth dam (Greece): evidence from numerical modeling and geodetic monitoring. *Engineering Structures*. 2008; 30(11):3074-3081. DOI: 10.1016/j.engstruct.2008.03.019
17. Lawton F.L., Lester M.D. Settlement of rockfill dams. *Proceedings of the 8th International Congress on Large Dams*. Edinburgh. 1964; 3:599-613.
18. Dounias G.T., Kountouris A., Anastasopoulos K. Long-term behaviour of embankment dams: seven Greek dams. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers — Geotechnical Engineering*. 2012; 165(3):157-177. DOI: 10.1680/geng.11.00052
19. Hunter G., Fell R. Rockfill modulus and settlement of concrete face rockfill dams. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2003; 129(10):909-917. DOI: 10.1061/(asce)1090-0241(2003)129:10(909)
20. Pardo de Santayana F., Fortunato E., Pinto A.V. Behaviour of Portuguese rockfill dams with upstream impervious membranes. *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. 2005-2006; 1905-1908.
21. Zhou M.-Z., Zhang B., Jie Y. Numerical simulation of soft longitudinal joints in concrete-faced rockfill dam. *Soils and Foundations*. 2016; 56(3):379-390. DOI: 10.1016/j.sandf.2016.04.005
22. Zhang B., Wang J.G., Shi R. Time-dependent deformation in high concrete-faced rockfill dam and separation between concrete face slab and cushion layer. *Computers and Geotechnics*. 2004; 31(7):559-573. DOI: 10.1016/j.compgeo.2004.07.004
23. Hu K., Chen J., Wang D. Shear stress analysis and crack prevention measures for a concrete-face rockfill dam, advanced construction of a first-stage face slab, and a first-stage face slab in advanced reservoir water storage. *Advances in Civil Engineering*. 2018; 2018:1-10. DOI: 10.1155/2018/2951962
24. Mi Zhankuan, Shen Zhujiang, Li Guoying. Creep model for high concrete face rockfill dams. *Hydro-Science and Engineering*. 2002; 2:35-41.
25. Shen Z., Zuo Y. Study on rheology characteristics of rockfill. *Proceedings 6th China soil mechan-*

- ics and foundation engineering Conference. Shanghai, Tongji University Press Publ., 1991; 443-446.
26. Cheng Zhanlin, Ding Hongshun. Creep test for rockfill. *Chinese Journal of Geotechnical of Engineering*. 2004; 26(4):473-476.
27. Yu H., Li H.F., Wen Y.F., Xu Z.P. Study on triaxial creep test for Jiudianxia rockfill materials. *Rock and Soil Mechanics*. 2007; 28:103-106.
28. Li H., Zhang Y. Creep rate and creep model of rockfill. *Procedia Engineering*. 2012; 28:796-802. DOI: 10.1016/j.proeng.2012.01.812
29. Chen W., Zhang J.-W., Peng H. Creep properties of rockfill materials with fractal structure in mass. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*. 2014; 19:2713-2722.
30. Zhou W., Hua J., Chang X., Zhou C. Settlement analysis of the Shuibuya concrete-face rockfill dam. *Computers and Geotechnics*. 2011; 38(2):269-280. DOI: 10.1016/j.comptgeo.2010.10.004
31. Zhao K., Li G., Shen Z. Back analysis of field monitoring data of Tianshengqiao CFRD. *Journal Nanjing Hydro Res Institute*. 2002; 4:15-9.
32. Shen Z., Zhao K. Back analysis of creep deformation of rockfill dams. *Journal of Hydraulic Engineering*. 1998; 6:1-6.
33. Wang M., Huang B., Chen Q., Pan J. Long-term deformation properties of the highest Shuibuya concrete faced rock-fill dam. *Shuili Fadian Xuebao (Journal of Hydroelectric Engineering)*. 2010; 29(4):167-172, 206.
34. Rasskazov L.N., Dzhkha Dzh. Deformability and strength of soils in high soil dam calculation. *Hydraulic Engineering*. 1997; 7:31-36. (rus.).
35. Sainov M.P. Deformation parameters of macrofragment soils in soil dams. *Construction: Science and Education*. 2014; 2:2. URL: [http://www.nso-journal.ru/public/journals/1/issues/2014/02/2\\_Sainov.pdf](http://www.nso-journal.ru/public/journals/1/issues/2014/02/2_Sainov.pdf)
36. Duncan J.M., Chang C.Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soil. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Div. ASCE*. 1970; 96(SM5):1629-1653.
37. Sainov M.P. Computer program for the calculation of the stress-strain state of soil dams: the experience of creation, techniques and algorithms. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2013; 9(4):208-225. (rus.).
38. Chartrand C., Claiss M., Beauséjour N., Briand M.-H., Bouzaïene H., Boisjoly C. et al. Toulmoustou dam. *Canadian Consulting Engineer*. Oct/Nov. 2006; 47(6):51.
39. Kermani M., Konrad J.-M., Smith M. An empirical method for predicting post-construction settlement of concrete face rockfill dams. *Canadian Geotechnical Journal*. 2007; 54:755-767. DOI: 10.1139/cgj-2016-0193

Received January 9, 2018

Adopted in a modified form on November 25, 2018

Approved for publication December 27, 2018

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

**Andrey Yu. Kirichenko** — student, **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**, 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation, Badjesus567@gmail.com.