



Research Article Received: January 24, 2022

Accepted: February 15, 2022

ISSN 2304-6295

## Published: February 15, 2022 Combination of rockfill dam reinforced concrete face and seepage control wall in the foundation: stress-strain state

Sainov, Mikhail Petrovich<sup>1\*</sup> Soroka, Vladislav Borisovich<sup>2</sup> Gunasekaran, Murali<sup>3</sup> 🕩

<sup>1</sup> National Research University "Moscow Power Engineering Institute", Moscow, Russian Federation; mp sainov@mail.ru

<sup>2</sup> Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russian Federation; vastion08@yandex.ru <sup>3</sup>SASTRA Deemed University, Thanjavur, India; murali@civil.sasta.edu

Correspondence:\* email mp\_sainov@mail.ru; contact phone +74992874914

#### Keywords:

Stress-strain state; rockfill dam; concrete face; soil foundation; strain; cut-off wall; seepage-control wall.

#### Abstract:

Introduction. Construction of reinforced concrete face rockfill dams on soil foundations requires solving the problem of arranging a safe diagram of conjugation between a dam reinforced concrete face and a seepage control structure in the foundation. The object of research is the Miaojiaba dam, 111 m high (Gansu, China), which in the channel part rests on a huge layer of soil base, and in the side sections is located on rocks. Materials and Methods. Stress-strain state (SSS) of a reinforced concrete face (CF) and a cutoff wall (COW) of the considered dam was studied with the aid of numerical modeling. The study was conducted in 2D and 3D formulations. Finite elements with high degree of approximation inside the elements are to be used for modeling of thin-wall structures. Results. By the results of numerical modeling the CF and COW are subject to complicated deformations and are in a complicated stress state. It is characterized by presence of considerable compressive forces both in the face and in the wall. Nevertheless, compressive forces do not exceed the limit compressive strength of concrete. Tensile stresses are more dangerous for strength of seepage control structures. In the face the tensile stresses appear in the zone of conjugation with rock foundation. COW is subject to tension in the zone of rest on a stiff concrete apron. Besides, COW separates from rock sides. All this creates the danger of failure of seepage control protection tightness. Conclusions. At designing rockfill dams with combination of a reinforced concrete face and a seepage control wall a special attention should be paid to spatial conditions of these elements' performance. This will help in finding the zone of appearance of dangerous stresses, which are not seen at solving a 2D problem. However, it is evident that conjugation of CF with COW with the aid of a stiff concrete apron is not a safe solution.

#### Introduction 1

Каменно-набросные плотины с железобетонным экраном (КНПБЭ) являются довольно распространённым и эффективным типом водоподпорных сооружений. Они применяются в районах со сложными инженерно-геологическими условиями. Одним из таких случаев является случай, когда основание плотины представляет собой мощную толщу нескальных грунтов. Примеры таких плотин приведены в табл. 1 [1-15]. Самой КНПБЭ на нескальном основании является плотина Aertash в Турции, она имеет высоту почти 165 м.

Особенностью конструкции таких плотин является сложное устройство противофильтрационной защиты. В качестве противофильтрационного устройства (ПФУ) в нескальном основании применяется противофильтрационная стена, её выполняют методом «стена в грунте» или методом буронабивных свай. Соответственно, в конструкции плотины



сочетаются два вида ПФУ – железобетонный экран (ЖБЭ) и противофильтрационная стена (ПФС).

Наименование Толшина нескального N⁰ Страна Высота плотины, м плотины основания, м 1 Турция 164.8 94 Aertash 2 Arkun 140 50 Турция 3 Jiudianxia Китай 136.5 56 Miaoiiaba Китай 111 48 4 5 Chahanwusu Китай 107.6 47 Индия 6 Dhauliganga 56 70 Xieka 108.2 7 Китай 100 8 Duonuo Китай 112.5 35 9 Shuangxikou Китай 52.1 15.4 10 70.2 72.3 Hengshanba Китай 11 Potrerillos Аргентина 116 35 12 Puclaro Чили 83 113 13 Pichi-Picun Leufu Аргентина 54 28 14 70.2 Hengshan Китай 10 15 Xingo Бразилия 150 41 16 Pappadai Италия 27 50 17 Kangaroo Creek 60 20 Австралия

Таблица 1. Каменно-набросные плотины с бетонным экраном на нескальном основании Table 1. Concrete faced rockfill dams on sand and gravel foundation

Одним из основных вопросов конструирования и обеспечения безопасности КНПБЭ с составным ПФУ является обеспечения надёжного сопряжения двух элементов противофильтрационной защиты. Обычно в качестве соединительного элемента используется бетонный понур. Он располагается на поверхности нескального основания и находится между ЖБЭ и ПФС.

Бетонный понур, железобетонный экран и стена образуют с собой единый непроницаемый контур, который защищает плотину от фильтрации. Любое нарушение целостности данной конструкции может повлечь за собой серьёзные последствия.

Несмотря на множество случаев применения КНПБЭ на нескальном основании, вопрос о работоспособности конструкции составного ПФУ остаётся мало изученным. Очевидно, что устройство (конструкция) ЖБЭ, ПФС и бетонного понура оказывают взаимное влияние на работоспособность друг друга. Чтобы уменьшить риски аварий КНПБЭ на нескальном основании, необходимо изучить НДС таких плотин в целом и элементов её водонепроницаемого контура.

Имеется ряд исследований работоспособности КНПБЭ на нескальном основании [3-20]. Однако исчерпывающей теории таких плотин пока не создано. Как правило, исследования посвящены деформациям плотины и основания [3,4,16], а прочность составного ПФУ не изучается.

Только некоторые публикации посвящены изучению НДС составного ПФУ КНПБЭ. Например, обстоятельные исследования были выполнены китайскими специалистами [21-23]. В них НДС составного ПФУ было исследовано с помощью численного моделирования и натурных измерений за деформациями и напряжений построенной плотины.

Саинов М.П. и Сорока В.Б. проводили исследования НДС составного ПФУ КНПБЭ, расположенной на нескальном основании [19-20]. Однако, в них изучалось поведение абстрактной высокой КНПБЭ, без сопоставления с данными натурных измерений, что может поставить под сомнение полученные результаты. Для получения более точных результатов, требуется рассмотреть КНПБЭ, для которой имеются натурные данные о деформациях, а также результаты численного моделирования, полученные другими исследователями [21-22]. В качестве такой плотины была выбрана плотина Miaojiaba, расположенная в Китае. Целью данного исследования является изучение НДС противофильтрационных устройств плотины Miaojiaba в плоской и в трёхмерной постановке, а также сравнение полученных результатов с данными других исследований данной плотины.



## 2 Materials and Methods

Каменно-набросная плотина Miaojiaba расположена на реке Bailongjiang около города Wenxian в провинции Gansu, Китай. Она имеет высоту 111 м, а нормальный подпорный уровень водохранилища находится на отметке 800 м над уровнем моря [21]. Плотина выполнена из каменной наброски.

Длина плотины по гребню составляет 348 м. На береговых участках основанием плотины являются скальные породы, а на русловом участке она расположена на слое нескальном основании мощностью от 44 до 50 м, состоящего из песка и гравия.

Схема конструкции плотины Miaojiaba представлена на рис. 1. В качестве противофильтрационного элемента тела плотины используется железобетонный экран (ЖБЭ), изготовленный из бетона марки M25. Толщина бетонного экрана увеличивается от гребня к основанию от 0.3 до 0.618 м. Экран разделён вертикальными швами на секции шириной по 11.5 м.

В нескальном основании в качестве противофильтрационного устройства выступает бетонная стена толщиной 1.2 м и глубиной до 50 м. Сопрягающим элементом между экраном и ПФС выступает бетонный понур длиной 9.5 м и толщиной 1 м. Понур отделён от ЖБЭ наклонным периметральным швом, а от стены – вертикальным швом.



#### Рис. 1 - Схема конструкции плотины Miaojiaba

1 – основная часть упорной призмы из каменной наброски; 2 – часть упорной призмы из каменной наброски худшего качества; 3 – слои нескального основания; 4 – скальные породы основания; 5 – железобетонный экран; 6 – подэкрановая зона; 7 – переходная зона между упорной призмой и подэкрановой зоной; 8 – «стена в грунте»; 9 – бетонный понур. Fig. 1 - Typical section of the Miaojiaba dam

1 – Main rockfill zone; 2 – Sub rockfill zone; 3 – Alluvium foundation; 4 – Bedrock; 5 – Face slab; 6 – Cushion layer; 7 – Transition layer; 8 – Cut-off wall; 9 – Toe slab and connecting plate.

Возведение плотины осуществлялось в несколько этапов (рис.2). На первом этапе плотина была отсыпана до ⊽ 740 м (этап I). После этого верховая часть плотины была поднята до ⊽ 780 м (этап II). Далее до этой отметки была возведена низовая часть плотины (этап III). После этого возводился бетонный экран до ⊽ 770 м (этап IV), и уже потом была закончена отсыпка плотины до ⊽ 805 м (этап V). Затем было закончено устройство второй очереди экрана до ⊽ 801 м (этап VI). Только после этого, в 2011 году, было осуществлено наполнение водохранилища.





Рис. 2 - Схема последовательности возведения плотины Miaojiaba I,II,III,IV,V – этапы возведены плотины Fig. 2 - Construction scheme of the Miaojiaba dam I,II,III,IV,V – Step of construction

По мере возведения плотина оснащалась контрольно-измерительной аппаратурой для выполнения мониторинга деформаций и напряжений. Осадки тела плотины и основания измерялись с помощью электромагнитных реперов и системы гидравлического нивелирования [21]. Смещения бетонной стены фиксировались с помощью инклинометра, установленного внутри стены. Напряжения в бетонном экране измерялись с помощью телетензометров.

Полученные данные натурных измерений частично опубликованы в [21,22]. Их наличие предоставляет возможность изучить особенности НДС КНПБЭ, расположенной на нескальном основании.

Наши исследованиея НДС плотины Miaojiaba выполнялись путём численного моделирования методом конечных элементов. Расчёты НДС проводились с помощью вычислительной программы NDS\_N, составленной Саиновым М.П. [24].

Расчёты НДС проводились для двух вариантов: в плоской и в пространственной (трёхмерной) постановке. В плоской задаче рассчитывалось одно сечение плотины, имеющее максимальную высоту. В расчётную область помимо плотины были включены нескальные грунты, а также небольшой массив скальной породы под ними. В трёхмерной постановке высота плотины и толщина нескального основания изменялась по длине створа. Скальное основание принималось абсолютно жёстким. В качестве граничных условий принималось закрепление поверхности скальных пород от перемещений.

Конечно-элементная модель плоского сечения плотины состоит из четырёхугольных и треугольных конечных элементов (рис.3). Элементы имеют кубическую аппроксимацию перемещений, это позволяет получить гладкое распределение напряжений во всех элементах конструкции плотины. Плоская модель включает 538 конечных элементов и 5038 степеней свободы.



Рис. 3 – Схема конечно-элементной модели плотины Miaojiaba в поперечном сечении Fig. 3 – Finite element model of the Miaojiaba dam





Рис. 4 – Схема конечно-элементной модели бетонного экрана плотины Miaojiaba Fig. 4 – Finite element model of the face Miaojiaba dam



## Рис. 5 – Схема конечно-элементной модели противофильтрационной стены в основании плотины Miaojiaba

Fig. 5 – Finite element model of the cut-off wall Miaojiaba dam

Из-за технических ограничений использование в трёхмерной конечно-элементной модели только элементов высокого порядка было невозможно. Поэтому использовались элементы разной сложности. Для моделирования основного объёма тела и основания плотины использовались конечные элементы с квазилинейной аппроксимацией перемещений внутри элемента. Для моделирования жёстких тонкостенных конструкций, а также прилегающих к ним зон грунта применялись элементы с квадратичной аппроксимацией перемещений. Общее количество конечных элементов в трёхмерной конечно-элементной модели составляет 9097, а количество степеней свободы – 57691.

Для моделирования возможности проявления нелинейных эффектов контактного взаимодействия материалов разной жёсткости использовались контактные конечные элементы. Они устраивались на контактах бетонного экрана, понура и стены с грунтами и между с собой. Кроме того, они отделяли грунтовую плотину от скального и нескального основания. Плоская конечно-элементная модель включает 75 контактных элементов, а трёхмерная – 2635.

Возможность использования конечных элементов высокого порядка, элементов с неравномерной (по объёму) степенью аппроксимации перемещений является одним из важных преимуществ использованной вычислительной программы NDS\_N. Другими важными возможностями этой программы является возможность учёта поэтапного возведения и нагружения плотины, а также нелинейности деформирования материалов и контактного взаимодействия конструкций.

Расчёты НДС проводились на нагрузки основного сочетания: нагрузки от собственного веса материалов и от гидростатического давления.

При выполнении расчётов НДС воспроизводилась последовательность возведения плотины и наполнения водохранилища. Всего было рассмотрено 36 расчётных этапов, на каждом из которых моделировалось либо увеличение профиля сооружения, либо рост гидростатического давления. Вначале моделировалось формирование НДС основания в период до возведения плотины. После этого воспроизводилось устройство в основании «стены в грунте». Далее, в соответствии с ранее описанной схемой возведения, моделировалась послойная отсыпка плотины и укладка двух очередей ЖБЭ. Далее моделировалось постепенное наполнение водохранилища с ростом гидростатического давления на верховую грань экрана, понура и стены.

Таблица 2. Характеристики материалов модели сооружения



При расчётах НДС сооружения использовались достаточно простые модели материалов. Влияние ползучести грунтов в расчётах не учитывалось.

Бетон стены и бетонного экрана рассматривались как упругие, без возможности потери прочности. Оценка прочности проводилась лишь при анализе полученного расчётом напряжённого состояния. При этом прочность (расчётное сопротивление бетона на сжатие) принималась равной 14.5 МПа, а на растяжение – 1.05 МПа. Наличие арматуры в бетоне экрана не учитывалось. Ранее в [25] было показано, что влияние арматуры на напряжённое состояние экрана в большинстве случаев мало.

Параметры модели грунтов выбирались подбором из условия соответствия расчётных перемещений экрана и стены результатам натурных измерений.

Принятые в окончательном варианте расчёта значения характеристик некоторых материалов приведены в табл.2.

Table 2. P	arameters of	f the constru	ction materia	als for Miaojia
Элемент расчётной схемы	Е [МПа]	ν	φ	с [кПа]
основание	216	0.35	36°	0
верхний и нижний слои основания	165	0.35	36°	0
бетон экрана	29000	0.20	-	-
бетон стены	29000	0.20	-	-

Примечание: Е – модуль линейной деформации,

коэффициент Пуассона,

φ, с – соответственно угол внутреннего трения и удельное сцепление.

При моделировании грунтов основания и плотины учитывалось различие в их деформируемости при активном нагружении и разгрузке. Грунты основания считались линейно деформируемым материалом, т.е. значения модуля линейной деформации Е и коэффициента Пуассона v принимались постоянными. Для каменной наброски тела плотины модуль линейной деформации принимался переменным. Зависимость модуля Е от напряжения бокового обжатия принималась степенной с показателем степени k=0.65. Коэффициент Пуассона v принимался переменным.

Опыт показывает, что большое влияние на НДС ЖБЭ оказывают характеристики контактного взаимодействия с телом плотины и между отдельными секциями самого экрана. Подвижность контактов выражались через нормальную и касательную жёсткость.

Нормальная жёсткость вертикальных швов между секциями экрана была принята равной 500 МПа/м. Это значение позволяет получить примерное те значения боковых напряжений σ<sub>z</sub> в экране, которые наблюдаются в натурных условиях.

При расчётах принималось, что под ЖБЭ уложен на слой битумной мастики, наличие которого позволяет снизить касательную жёсткость контакта. На основании результатов исследований, выполненных в Китае [26-29], касательная жёсткость такого контакта принималась переменной. Её осреднённое значение составляет порядка 50 МПа/м.

При расчётах учитывалась возможность нарушения прочности грунтов, а также контактов (швов) на растяжение и сдвиг. Для определения сопротивления сдвигу использовалась модель Кулона-Мора, в которой оно выражается через угол внутреннего трения ф и удельное сцепление с.

### 3 Results and Discussion

Анализ НДС ЖБЭ и противофильтрационной стены выполнялся на момент завершения наполнения водохранилища до отметки 805 м. Анализ проводился по следующим величинам: перемещения экрана и стены, напряжения на верховой и низовой грани ЖБЭ и ПФС. Распределение величин показано на рис. 6-18.

#### Анализ натурных данных перемещения плотины и основания

По данным натурных измерений поведение плотины Miaojiaba носят сложный характер, большое влияние оказывают процессы ползучести грунтов. Максимальные измеренные осадки



плотины составляют 90 см [21]. Осадка такой величины в основном вызвана осадкой основания, которая достигает 80 см.

В наших исследованиях нарастание деформаций грунтов в процессе строительства, вызванное ползучестью, не учитывалось. Однако это серьёзное допущение не сказывается на качество расчётной оценки НДС противофильтрационных устройств (ЖБЭ и экрана). Это связано с тем, что НДС противофильтрационных устройств формируется в основном уже после завершения отсыпки плотины и завершения ползучих деформаций. Для прочности ПФУ основное значение имеют только те перемещения, которые приобретают противофильтрационные устройства после наполнения водохранилища. Именно они определяют НДС экрана и стены.

#### Анализ перемещений железобетонного экрана

Анализ НДС ЖБЭ выполняем по горизонтальным смещениям U<sub>x</sub>, осадкам U<sub>y</sub>, а также прогибам U<sub>n</sub>. Прогибы – это перемещения в направлении перпендикулярно к поверхности верхового откоса.

По всей высоте экран выгибается в сторону нижнего бьефа (рис.6-8). Зона наибольших прогибов располагается в нижней части экрана, что объясняется повышенной деформируемостью основания. По результатам численного моделирования в плоской задаче максимальный прогиб экрана располагается на высоте 30 м (от основания) и составляет 25 м, а в пространственной – расположен на высоте 26 м и составляет 23.6 см (рис.6).

Прогибы, полученные в натурных условиях, имеют более выраженный и скачкообразный характер. По натурным данным на высоте 30 м происходит резкий скачок прогибов, они достигают 27 см. Но в целом величины и характер распределения по высоте прогибов экрана, полученные расчётом и натурными измерениями, совпадают.

Наибольшее различие в величинах расчётных и натурных прогибов экрана наблюдается в самой нижней экрана, в зоне периметрального шва. Здесь расчётные прогибы составляют 20 см, в то время как натурные – лишь 10 см (рис.6). Соответственно, прогибы отличаются в 2 раза. Однако измеренные величины натурных прогибов вызывают сомнения, т.к. для того, чтобы прогиб экрана составлял 10 см, осадка основания (понура) должна составлять менее 6 см.





Fig. 6 – Measured and simulated deflections of face slab in a typical section

Сравнение результатов численного моделирования в плоской и пространственной постановках показывает, что влияние пространственных условий сказывается только в верхней части экрана. Учёт реальной формы створа приводит к уменьшению прогибов верха экрана почти в 2 раза (рис.6). В пространственной задаче максимальные прогибы экран имеет в русловой части створа и существенно уменьшается в направлении к бортам (рис.7). Соответственно, в пространственной задаче экран испытывает изгиб в двух плоскостях, а в плоской – лишь по высоте.





Рис. 7 – Прогибы железобетонного экрана в пространственных условиях Fig. 7 – Deflections of face slab

Высокие прогибы центральной части экрана сопровождаются смещениями экрана в направлении от бортов к руслу (рис.8). Они невелики и не превышают 2.3 см.



Рис. 8 – Перемещения железобетонного экрана в горизонтальном направлении Fig. 8 – Horizontal displacements of face slab

Однако, необходимо отметить, что несмотря на схожесть прогибов экрана в плоских и пространственных условиях, они формируются совершенно по-разному. Необходимо сравнивать не только прогибы, но и его горизонтальные смещения U<sub>x</sub> и осадки U<sub>y</sub>. В пространственной задаче за счёт влияния скальных бортов горизонтальные смещения U<sub>x</sub> экрана существенно меньше, чем в плоской они достигают 23 см, а в пространственной – не превышают 16 см (рис.9,а). Напротив, в пространственной задаче осадки экрана больше, чем смещения. В плоской они достигают – не превышают 16 см, а в пространственной – не превышают 14 см (рис.9,b).

Таким образом, деформации экрана в плоских и пространственных условиях существенно отличаются.





Sainov, M.; Soroka, V.; Gunasekaran, M.

Combination of rockfill dam reinforced concrete face and seepage control wall in the foundation: stress-strain state; 2022; Construction of Unique Buildings and Structures; **99** Article No 9902. doi:10.4123/CUBS.99.2

## $\odot$

#### Анализ напряжений в железобетонном экране

Результаты расчётов напряжённого состояния ЖБЭ показывают, что влияние изгиба экрана на распределение напряжений довольно мало. Это можно проследить с помощью рис.10, на котором показаны продольные напряжения, которые действуют в направлении вдоль верхового откоса. Как правило, продольные напряжения на верховой и низовой грани экрана примерно одинаковы.

Бо́льшее значение для прочности ЖБЭ имеют продольные силы (в направлении вдоль экрана). Максимальные по величине сжимающие продольные напряжения испытывают центральные секции ЖБЭ. Они являются следствием двух причин. Во-первых, они возникают изза сил трения, которые действуют на контакте ЖБЭ с телом плотины. Во-вторых, по результатам расчётов на экран существенное сжимающее продольное усилие передаётся через понур. Периметральный шов (между ЖБЭ и понуром) сомкнут и через него передаётся сжимающее усилие.

Возникновение сжимающих продольных сил зафиксировано натурными измерениям. По данным натурных наблюдений сжимающие продольные напряжения, как правило, не превышают 4 МПа, однако в отдельной точке зафиксировано сжатие свыше 8 МПа (рис.10). Максимум сжатия наблюдается примерно на высоте 30 м от подошвы плотины.

Примерно такой же характер распределения по высоте продольных напряжений в центральной секции ЖБЭ получен и по результатам расчётов для плоских условий (рис.10). Продольные напряжения достигают максимума в 6.4 МПа на высоте примерно 15 м от подошвы. В нижней части экрана влияние изгиба на распределение напряжений проявляется в большей степени, за счёт чего на верховой грани экрана уровень сжатия несколько больше, чем на низовой грани.

Однако в пространственной конечно-элементной модели наблюдается иной характер распределения напряжений по высоте и иные величины напряжений. Для верхней части экрана (выше высоты 25 м) характерен меньший уровень сжатия, чем в плоской задаче, а в нижней – более высокий. В пространственной задаче максимум сжимающих напряжений достигает 12 МПа на низовой грани нижней части экрана (рис.10).



Рис. 10 – Сравнение распределения по высоте продольных напряжений на верховой и низовой грани железобетонного экрана

Fig. 10 – Measured and simulated slope-direction stress of face slab in a typical section

Тем не менее, в обоих случаях сжимающие напряжения все равно не превышают сопротивление бетона класса B25 на сжатие (14.5 МПа).

Следует отметить, что высокие сжимающие продольные напряжения характерны только для русловой части ЖБЭ, где основанием плотины являются нескальные грунты. В секциях бортовых участков, расположенных на скальном основании, продольные напряжения малы. Это видно из

Sainov, M.; Soroka, V.; Gunasekaran, M. Combination of rockfill dam reinforced concrete face and seepage control wall in the foundation: stress-strain state; 2022; *Construction of Unique Buildings and Structures*; **99** Article No 9902. doi:10.4123/CUBS.99.2



рис.11, на котором показано распределение по площади верховой грани экрана минимальных главных напряжений оз.

Более того, бортовые участки экрана могут испытывать растягивающие напряжения. Максимальные главные напряжения  $\sigma_1$  могут достигать 4 МПа (рис.12), что превышает расчётное сопротивление бетона на растяжение (1.05 МПа). Как было показано ранее [30], эти растягивающие напряжения вызваны трением ЖБЭ по контакту с телом плотины. Наличие растягивающих напряжений в экране плотины Miaojiaba в области контакта со скальным основанием было зафиксировано натурными измерениями [10].



Рис. 11 – Распределение минимальных главных напряжений на верховой грани железобетонного экрана

Fig. 11 – Minor principal stress distribution near the upstream face



# Рис. 12 – Распределение главных максимальных напряжений на верховой грани железобетонного экрана

Fig. 12 – Major principal stress distribution near the upstream face

Отдельно следует сказать о напряжённом состоянии ЖБЭ в направлении от борта к борту. Центральные секции ЖБЭ испытывают сжатие по напряжениям  $\sigma_z$ . Напряжения, полученные по расчёту, достигают 4 МПа (рис.13).





Рис. 13 – Сравнение распределения по высоте горизонтальных напряжений  $\sigma_z$  на гранях железобетонного экрана

Fig. 13 – Measured and simulated horizontal stress of face slab in a typical section

В значительной степени сжатие компенсировано сближением вертикальных межсекционных швов. Расчётная нормальная жёсткость швов нами была выбрана такой, чтобы расчётные напряжения в целом совпадали с измеренными в натуре. Вертикальные швы между бортовыми секциями экрана раскрываются.

#### Анализ перемещений противофильтрационной стены

Не менее сложное напряжённо-деформированном состояние испытывает противофильтрационная стена. НДС изменяется в процессе строительства плотины и наполнения водохранилища.

Сначала рассмотрим деформации и перемещения стены. В период строительства под действием веса плотины стена испытывает смещения U<sub>x</sub> в сторону верхнего бьефа. После наполнения водохранилища из-за разницы гидростатического давления верхнего и нижнего бьефа она получает смещения в сторону нижнего бьефа.

Из-за влияния граничных условий (закрепление в скальные борта) смещения U<sub>x</sub> стены распределены неравномерно по её высоте и длине (рис.14). Максимальное по величине смещение имеет верх центральной части стены. Оно составляет 9.3 см. Характер расчётной эпюры смещений центральной «секции» стены в целом повторяет характер натурных смещений (рис.15).





Fig. 14 – Upstream displacement of the cut-off wall after reservoir filling





Рис. 15 – Сравнение расчётных и натурных смещений противофильтрационной стены Fig. 15 – Measured and simulated upstream displacement of the cut-off wall in a typical section

В плоской задаче характер распределения смещений стены несколько иной. Он более равномерный, а эпюра смещений близка к прямой линии (рис.15). В пространственной задаче противофильтрационная стена испытывает сложные изгибные деформации в двух плоскостях (как пластина), а в плоской – лишь одной плоскости, в зоне заделки в скальное основание и в зоне сопряжения с понуром.



Рис. 16 – Горизонтальные смещения  $U_z$  противофильтрационной стены Fig. 16 – Horizontal displacements of the cut-off wall

Смещения стены сопровождаются горизонтальными смещениями U<sub>z</sub> от бортов к руслу. По результатам наших расчётов стена отрывается от скальных бортов на глубину 15÷20 м от своего верха. Максимальные смещения стены достигают 1.2 см (рис.16). Отрыв стены создаёт угрозу нарушения герметичности противофильтрационной защиты сооружения.

#### Анализ напряжений в противофильтрационной стене

Помимо деформаций изгиба напряжённое состояние противофильтрационной стены формируется ещё несколькими факторами. Во-первых, это собственный вес стены и гидростатическое давление на её верхний торец. Во-вторых, это силы трения, которые возникают на контакте между стеной и грунтом. Влияние сил трения выражается в появлении в стене дополнительной продольной сжимающей силы. Вертикальные напряжения  $\sigma_y$  в стене много больше, чем давление от собственного веса её материала (рис.17).

Силы трения в-основном возникают на контакте с низовой гранью стены. Они вызваны осадками грунта основания под действием гидростатического давления на понур и экран. На верховом контакте происходит проскальзывание грунта относительно стены. Своего максимума сжимающие продольные силы достигают примерно на глубине 35 м (рис.17).





## Рис. 17 – Вертикальные напряжения $\sigma_y$ в противофильтрационной стене Fig. 17 – Simulated vertical stress of the cut-off wall in a typical section

В зависимости от интенсивности развития деформаций продольного сжатия и деформаций изгиба, от характера распределения вертикальных напряжений  $\sigma_y$  в стене можно выделить 4 характерных участка.

Первый (верхний) участок стены, который распространяется от верха стены на глубину около 10 м, характеризуется слабым развитием продольных сил и высокими деформациями поперечного изгиба. Из-за изгиба, вызванного упором стены в жёсткий бетонный понур, на низовой грани стены возникает зона высоких растягивающих напряжений (рис.17, 18,b). Они достигают значительных величин – 5.3 МПа в плоской задаче и 4.5 МПа в пространственной задаче. Это много выше прочности бетона на растяжение. При этом на верховой грани стена испытывает значительные сжимающие напряжения. В плоской задаче они достигают 10.4 МПа, а в пространственной задаче 11.4 МПа (рис.17, 18,a). Однако эти напряжения не превышают прочности бетона на сжатие.

Второй участок, расположенный в интервале глубин от 10 до 25 м, характеризуется слабым развитием деформаций изгиба и нарастанием по глубине сжимающих напряжений (рис.17).

На третьем участке, который располагается на глубине 25÷40 м, проявляются наибольшие сжимающие продольные силы и высокие деформации изгиба. На этом участке в пространственной задаче сжимающие напряжения  $\sigma_y$  достигают своего максимума. Т.к. стена изгибается в сторону нижнего бьефа, максимальное сжатие наблюдается на верховой грани стены. На верховой грани стены на глубине 37 м достигают 15.4 МПа (рис.17, 18,а).



### Рис. 18 – Распределение вертикальных напряжений $\sigma_y$ на верховой и низовой грани стены Fig. 18 – Distribution of vertical stress $\sigma_z$ of upstream face and downstream face of the cut-off wall

Sainov, M.; Soroka, V.; Gunasekaran, M.

Combination of rockfill dam reinforced concrete face and seepage control wall in the foundation: stress-strain state; 2022; Construction of Unique Buildings and Structures; **99** Article No 9902. doi:10.4123/CUBS.99.2



И самом нижнем, четвёртом участке НДС стены в основном формируется деформациями изгиба, вызванными заделкой стены в основание. Изгиб происходит в сторону верхнего бьефа, поэтому максимум сжатия наблюдается на низовой грани стены. В пространственной задаче сжимающие напряжения достигают 14.6 МПа, в плоской задаче – 10 МПа (рис.17,18).

Необходимо отметить, что в плоской и пространственной задачах характер распределения напряжений  $\sigma_y$  в стене примерно одинаков. Различие заключается только в интенсивности продольных сил. В пространственных условиях сжимающие силы существенно выше, чем, в плоской. Это, по-видимому, связано с развитием процессов проскальзывания грунта относительно стены в верхней части их контакта.

На третьем и четвертом участке сжимающие напряжения незначительно превышают прочность бетона на сжатие. Однако, с точки зрения работоспособности противофильтрационной стены наибольшую опасность представляют растягивающие напряжения. Наиболее опасным является верхний участок стены, т.к. на нём растягивающие напряжения на низовой грани превышают прочность бетона на растяжение. Здесь следует ожидать появление в стене горизонтальных трещин. Для снижения опасности трещинообразования необходимо бороться с деформациями изгиба. Необходимо сделать понур менее жёстким, рекомендуется разрезать его вертикальными швами.



Рис. 19 – Распределение горизонтальных напряжений  $\sigma_z$  на верховой и низовой грани стены Fig. 19 – Distribution of horizontal stress  $\sigma_z$  of upstream face and downstream face of the cut-off wall

Кроме того, существует опасность появления в стене и вертикальных трещин. Об этом свидетельствует распределение горизонтальных напряжений  $\sigma_z$ , которые действуют в направлении от берега к берегу (рис.19). В центральной части стены на низовой грани возникают растягивающие величиной до 4 МПа (рис.19,b). Они превышают прочность бетона на растяжение. В верхней части верховой грани стена испытывает большие сжимающие напряжения  $\sigma_z$ , которые достигают 12 МПа (рис.19,а).

#### Анализ напряжённо-деформированного состояния понура

Отдельно следует рассмотреть НДС понура, соединяющего ЖБЭ и ПФС. По результатам расчётов он испытывает неравномерные осадки. Осадка правого (низового) края понура составляет 17 см в пространственной задаче и 11.6 см в плоской задаче. Осадка левого (верхового) края понура составляет соответственно 5.5 см и 2.8 см. По натурным данным разница осадок стены и понура составляет около 5 см.

В процессе неравномерных осадок понур испытывает изгиб. Его верхняя грань испытывает сжимающие деформации, а нижняя – растягивающие деформации. Кроме того, понур испытывает сжимающую продольную силу интенсивностью 2÷3 МПа. В результате понур работает на внецентренное сжатие. По результатам расчётов наибольшие по величине напряжения действуют в зоне сопряжения с ЖБЭ. Сжимающие напряжения на верховой грани достигают 12 МПа (рис.20). Растягивающие напряжения на низовой грани достигают: в плоской задаче – 5 МПа, в пространственной задаче – 7 МПа. Таким образом, растягивающие напряжения превышают прочность бетона на растяжение.





Рис. 20 – Распределение горизонтальных напряжений  $\sigma_x$  на верхней и нижней грани понура Fig. 20 – Horizontal stress  $\sigma_x$  of upstream face and downstream face of toe slab and connecting plate

Таким образом, в конструкции плотины с противофильтрационным элементом, состоящим из железобетонного экрана и стены в основании, есть уязвимые участки. По-видимому, для стены и понура следует применять менее жёсткие материалы. Стену целесообразно выполнять из пластичного бетона (глиноцементобетона), а понур – из асфальтобетона.

#### Сравнение полученных результатов с результатами других исследователей

Полученные результаты численного моделирования НДС плотины Miaojiaba сравнивались нами не только с натурными данными, но и с результатами численного моделирования, которые были получены специалистами из КНР. Они опубликованы в [21,22].

Основной задачей китайских исследователей являлось составление такой конечноэлементной модели плотины Miaojiaba, которая бы адекватно воспроизводила НДС сооружения в строительный и эксплуатационный периоды. Расчётные исследования проводились в пространственной постановке. В качестве модели грунта использовалась так называемая Duncan-Chang. Важным гиперболическая модель, модель добавлением К модели деформируемости является учёт деформаций ползучести. Китайские специалисты осуществляли калибровку параметров модели деформируемости грунтов из условия соответствия параметров НДС плотины (перемещений, напряжений) данным натурных измерений. Используя метод «обратного анализа», они добились высокой степени совпадения расчётных и натурных перемещений сооружения.

В публикации [21] представлено полученное с помощью численного моделирования НДС ЖБЭ плотины Miaojiaba. По результатам расчётов максимальный прогиб экрана составил 25 см, что чуть меньше натурного. Было показано, что центральная секция экрана испытывает сжатие во всех направлениях. По расчёту сжимающее продольное напряжение в экране достигает 6.5 МПа, а горизонтальное напряжение – 3.8 МПа. Эти значения очень близки к тем, которые получены нами.

Различие в результатах заключается в характере распределения напряжений по высоте. Китайским исследователям удалось более точно отразить наблюдаемое в натуре резкое снижение сжимающих напряжений в нижней части экрана. В наших исследованиях снижение сжимающих напряжений проявилось только в плоской задаче. Возможно, отличие связано с тем, как была учтена податливость периметрального шва. По результатам исследований [21] периметральный шов раскрывается на несколько сантиметров, в то время как по результатам наших исследований он остаётся сомкнутым. Вопрос о состоянии контакта между экраном и понуром является дискуссионным, т.к. данные натурных измерений отсутствуют.

В остальном полученное нами НДС ЖБЭ коррелируется с результатами, полученными в [21]. В расчётных исследованиях, также как и по натурными измерениям, в нижней части прибортовых секций экрана возникают растягивающие напряжения. Их максимальные значения (около 1.2 МПа) меньше, чем полученные нами (2÷4 МПа). При этом необходимо отметить, что в расчётных исследованиях [21,22] не учитывалась разрезка экрана вертикальными швами, а последовательность возведения плотины воспроизводилась более грубо.

В публикациях [21,22] проанализировано полученное путём численного моделирования НДС противофильтрационной стены плотины Miaojiaba. Было получено, что стена испытывает сложный изгиб в двух плоскостях. По результатам исследований [21], максимальный расчётный



прогиб стены после наполнения водохранилища составил 8.5 см. Он несколько меньше, чем измеренный в натуре. При этом в нижней части стены расчётные прогибы стены существенно меньше. В наших исследованиях смещения стены более точно повторяют измеренные в натуре.

В [22] максимальный прогиб стены составил около 15 см, что много больше измеренного в натуре.

По результатам исследований [22] в зоне сопряжения с основанием стена испытывает высокие растягивающие напряжения. Они достигают 5 МПа [22]. Эти напряжения вызваны изгибом стены, жёстко заделанной в скальное основание. В наших исследованиях было учтено, что при возникновении высоких растягивающих напряжений в зоне заделки стена может отрываться от скального основания. Благодаря в наших исследованиях более точно воспроизводятся условия формирования НДС стены.

### 4 Conclusions

По полученным результатам можно сделать следующие выводы:

1. Численное моделирование напряжённо-деформированного состояния плотины Miaojiaba показывает, что проблема создания для каменно-набросных плотин, расположенных на основании сложного строения надёжных противофильтрационных устройств из жёстких бетонных конструкций, ещё не решена. Составной противофильтрационный элемент каменно-набросной плотины, состоящий из бетонного экрана и противофильтрационной стены в основании, находится в сложном напряжённом состоянии, которое может вызвать нарушение их герметичности.

2. Составленная конечно-элементная модель каменно-набросной плотины Miaojiaba в целом удовлетворительно описывает деформации её противофильтрационных устройств, которые зафиксированы в результате натурных измерений. Это позволяет обеспечить достоверность оценки прочности противофильтрационных устройств. Однако нам, в отличие от китайских коллег, не удалось воспроизвести резкое уменьшение прогибов нижней части экрана. В связи с этим спорным является вопрос о состоянии работе периметрального шва между экраном и бетонным понуром – является ли он сомкнутым или раскрытым. Необходимо дальнейшее совершенствование модели сооружения.

3. Преимуществом созданной нами модели каменно-набросной плотины Miaojiaba является учёт такие важных факторов как разрезка экрана вертикальными швами и возможность отрыва стены от скального основания. Кроме того, для моделирования жёстких тонкостенных устройств использованы конечные элементы более высокой точности. Всё это позволяет получить более реальную картину НДС противофильтрационных устройств, чем та, которая получена китайскими специалистами.

4. Основными особенностями напряжённого состояния бетонного экрана и стены являются высокие сжимающие напряжения в продольном направлении, а также высокие растягивающие напряжения в зонах высоких деформаций изгиба. По результатам моделирования сжимающие напряжения в бетонном экране не превышают предела прочности (расчётного сопротивления) бетона на сжатие, но напряжения в стене незначительно превышают предел прочности. С точки зрения потери прочности на растяжение и образования трещин опасными зонами являются участки примыкания бетонного экрана к скальному основанию и примыкания стены к бетонному понуру.

5. Наибольшую угрозу для работоспособности составного противофильтрационного устройства представляет зона упора бетонной стены в бетонный экран. Здесь растягивающие напряжения примерно в 3 раза превышают прочность бетона на растяжение и без принятия специальных мер можно ожидать появление горизонтальной трещины. По-видимому, необходимо выполнять противофильтрационную стену и понур из менее жёстких материалов: стену – из глиноцементобетона, а понур – из асфальтобетона.

6. Сопоставление НДС противофильтрационных устройств для пространственных и плоских условий показывает, что учёт трёхмерных граничных условий заметно влияет и на величины перемещений, напряжений и на характер их распределения. Только решение пространственной задачи позволяет зафиксировать появление растягивающих напряжений в бетонном экране, а также отрыв противофильтрационной стены от скальных бортов. Тем не менее, даже решение плоской задачи позволяет уязвимые с точки зрения оценки прочности элементы и узлы составной противофильтрационной конструкции.



## References

- 1. Fu, Z., Chen, S., Ji, E. Practices in Constructing High Rockfill Dams on Thick Overburden Layers. Dam Engineering. 2019. DOI:10.5772/intechopen.78547.
- 2. Gan, L., Shen, Z.Z., Xu, L.Q. Long-term deformation analysis of the Jiudianxia concrete-faced rockfill dam. Arabian Journal for Science and Engineering. 2012. 39(3). Pp. 1589–1598. DOI:10.1007/s13369-013-0788-6.
- 3. Sun, D.W., Wang, K.P., Yao, H.Q. 3D Finite Element Analysis on ChaHanWuSu CFRD Built on Thick Alluvium Deposits. Advanced Materials Research. 2011. 243-249. Pp.4482–4487. DOI:10.4028/www.scientific.net/AMR.243-249.4482.
- 4. Shen, T., Li, G.Y., Li, Y., Li, J., Feng, Y.L. Numerical analysis of joint types between toe slab and foundation of CFRD in alluvial deposit layer. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering. 2005. 24. Pp.2588–2592. DOI: 10.3321/j.issn:1000-6915.2005.14.030.
- 5. Shen, Z.-Z., Xu, L., Wei, W. Earthquake Response of Xieka Concrete Face Rockfill Dam by FEM. 12th Biennial International Conference on Engineering. 2010. DOI:10.1061/41096(366)47.
- 6. Li, G., Miao, J., Mi, Z. A review of foundation condition and design scheme for seepage prevention system of high CFRD built on deep alluvium deposit. Hydro-Science and Engineering. 2014. 4. Pp. 1-6.
- 7. Li, M., Wang, X., Xiong, Z., Chen, H. CFRD monitoring and its behavior analysis. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute. 2001. 18(1). Pp. 45-48.
- 8. Li, N. Recent technology for high concrete face rockfill dams. China Water Conservancy and Hydropower Press. 2007. Beijing, China.
- 9. Hunter, G.J. The Pre-and Post-Failure Deformation Behaviour of Soil Slopes. University of New South Wales. 2003. Sydney, Australia.
- 10. Hunter, G.J., Fell, R. Rockfill modulus and settlement of concrete face fockfill dams. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2003. 129(10). Pp. 909-917. DOI:10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:10(909).
- 11. Tang Ju-shan. Design of concrete face rockfill dam of the expansion project of Hengshan Reservoir. Journal on Water Power. 2002. 28(7). Pp. 35-37.
- 12. Pinto, N.L., Marques, F. P. Estimating the maximum face deflection in CFRDs. International Journal on Hydropower and Dams. 1998. 5(6). Pp. 28-31.
- 13. Lollino, P., Cotecchia, F., Zdravkovic, L., Potts, D. M. Numerical analysis and monitoring of Pappadai dam. Canadian Geotechnical Journal. 2005. 42(6). Pp. 1631-1643.
- 14. Sherard, J.L., Cooke, J. B. Concrete-face rockfill dam: I. assessment. Journal of Geotechnical Engineering. 1987. 113(10). Pp. 1096-1112. DOI:10.1061/(ASCE)0733-9410(1987)113:10(1096).
- 15. Won, M.S., Kim, Y. S. A case study on the postconstruction deformation of concrete face rockfill dams. Canadian Geotechnical Journal. 2008. 45(6). Pp. 845-852. DOI:10.1139/T08-020.
- 16. Haselsteiner, R., Kaytan, E., Pamuk, R., Ceri, V. Seepage Control Design of the Arkun Dam in Turkey. International Journal on Hydropower and Dams. 2012. 1(19). Pp.90-95.
- 17. Hou, W.-J., Zhang, G., Zhang, J.-M. Behavior of interface between extrusion-sidewall and slab face of CFRD. Yantu Gongcheng Xuebao/Chinese Journal of Geotechnical Engineering. 2008. 30(9). Pp.1356–1360.
- 18. Zhou, X.-W., Gong, B.-W., Ding, H.-S., Rao, X.-B. Large-scale simple shear test on mechanical properties of interface between concrete face and gravel underlayer. Yantu Gongcheng Xuebao/Chinese Journal of Geotechnical Engineering. 2005. 27(8). Pp.876–880.
- 19. Sainov, M.P., Soroka V.B. Impact of foundation stiffness on the stress-strain state of the concrete face of a rockfill dam. Construction of Unique Buildings and Structures. 2021. 96(3). DOI: 10.4123/CUBS.96.4.
- 20. Sainov, M.P., Soroka V.B. Effect of Soft Bedrock Thickness on the Stress-Strain State of Concrete Face of Rockfill Dam. Proceeding of the VNIIG. 2021. 301(3). Pp.60–65.
- 21. Wen, L., Chai, J., Xu, Z., Qin, Y., Li, Y. Monitoring and numerical analysis of behaviour of Miaojiaba concrete-face rockfill dam built on river gravel foundation in China. Computers and Geotechnics. 2017. 85(August 2018). Pp.230–248. DOI:10.1016/j.compgeo.2016.12.018
- 22. Wen, L., Chai, J., Wang, X., Xu, Z., Qin, Y., Li, Y. Behaviour of concrete-face rockfill dam on sand and gravel foundation. Geotechnical Engineering. 2015. 168(5). Pp.439-456. DOI:10.1680/geng.14.00103.



- 23. Wen, L., Chai, J., Xu, Z., Qin, Y. Comparative and Numerical Analyses of Response of Concrete Cutoff Walls of Earthen Dams on Alluvium Foundations. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2019. 145(10). DOI:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002132.
- 24. Sainov, M.P. Authorial computer program for study of stress-strain state of embankment dams. The Eurasian Scientific Journal. 2020. 12(3). URL: https://esj.today/PDF/77SAVN320.pdf (date of application: 15.01.2022)
- 25. Sainov, M.P., Shigarov, A.Y., Iasafova, S.Y. Reinforcement impact on the stress-deformation state of concrete faced rockfill dam. Vestnik MGSU [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]. 2019. 14(3). Pp. 347-345. DOI:10.22227/1997-0935.2019.3.347-355.
- 26. Xing, H.-F., Gong, X.-N., Zhou, X.-G., Fu, H.-F. Construction of Concrete-Faced Rockfill Dams with Weak Rocks. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2006. 132(6). Pp.778-785. DOI:10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:6(778).
- 27. Zhou, W., Hua, J., Chang, X., Zhou. C. Settlement analysis of the Shuibuya concrete-face rockfill dam. Computers and Geotechnics. 2011. 38(2). Pp.269-280. DOI:10.1016/j.compgeo.2010.10.004.
- 28. Bin Xu, B., Zou, D., Liu, H. Three-dimensional simulation of the construction process of the Zipingpu concrete face rockfill dam based on a generalized plasticity model. Computers and Geotechnics. 2012. 43. Pp143-154. DOI:10.1016/j.compgeo.2012.03.002.
- 29. Fitzpatrick, M. D., Cole, B. A., Kinstler F. L., Knoop, B. P. "Design of Concrete-Faced Rockfill Dams," In: J. B. Cooke and J. L. Shererd, Eds., Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction, and Performance. 1985. Pp. 410-434.
- 30. Sainov, M.P. Strength of ultra-high rockfill dam concrete face. Magazine of Civil Engineering. 2021. 101(1). DOI:10.34910/MCE.101.13.