ВЛИЯНИЕ КОНСТРУКЦИИ КОМБИНИРОВАННОЙ ПЛОТИНЫ НА ЕЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ

А.А. Фомичев, М.П. Саинов¹

Акватик, 117587, г. Москва, Варшавское шоссе, д. 125Ж, корп. 5;

*¹Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет,
129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26.*

Предмет исследования: плотина комбинированной конструкции, в которой давление воды воспринимается совместно бетонной гравитационной плотиной и более высокой каменно-набросной плотиной с железобетонным экраном (ЖБЭ).

Цели: исследовать напряженно-деформированное состояние (НДС) комбинированной плотины, выявить влияние на НДС плотины трех основных факторов: первый фактор — высота бетонного сооружения, второй фактор — высота соприкосновения (сопряжения) грунтовой насыпи и бетонного сооружения, третий фактор — деформируемость каменной наброски. На основе исследований дать рекомендации по выбору конструкции комбинированной плотины.

Материалы и методы: исследования НДС проводились путем численного моделирования методом конечных элементов. Учитывался нелинейный характер деформирования грунтов и контактов бетонного сооружения с грунтами, основанием и ЖБЭ. Учитывалась последовательность возведения и загрузки плотины. Модуль деформации каменной наброски варьировался от 70 до 270 МПа.

Результаты: расчеты показали, что бетонное сооружение в составе комбинированной плотины почти самостоятельно воспринимает гидростатическую нагрузку, практически не передавая ее грунтовой насыпи.

Выявлено, что наиболее уязвимым узлом конструкции комбинированной плотины является сопряжение грунтовой насыпи с бетонным сооружением. Эта зона характеризуется нарушениями прочности грунта. Следствием нарушений являются значительные смещения в шве между экраном и бетонным сооружением, а также изгибные деформации нижней части экрана. Изгиб экрана вызывает значительные растягивающие напряжения.

Выводы: нежелательно выбирать высоту соприкосновения грунтового и бетонного сооружений больше 60...75 % от высоты бетонного сооружения, так как это ведет к повышению нагрузок, воспринимаемых бетонным сооружением, и может привести к нарушению прочности ее контакта с основанием.

Не рекомендуется выбирать высоту соприкосновения грунтового и бетонного сооружений ниже 30 % от высоты последнего, так как это ведет к повышению деформаций изгиба ЖБЭ.

Для надежности комбинированной плотины необходимо обеспечить модуль деформации каменной наброски не ниже 200 МПа.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: комбинированная плотина, каменно-набросная плотина с железобетонным экраном, напряженно-деформированное состояние, численное моделирование, периметральный шов, смещения, осадки, напряжения

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Фомичев А.А., Саинов М.П. Влияние конструкции комбинированной плотины на ее напряженно-деформированное состояние // Вестник МГСУ. 2018. Т. 13. Вып. 1 (112). С. 107–115.

INFLUENCE OF COMPOUND DAM DESIGN ON ITS STRESS-STRAIN STATE

A.A. Fomichev, M.P. Sainov¹

Aquatic, 125Zh-5 Varshavskoe shosse, Moscow, 117587, Russian Federation;

*¹Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGU),
26 Yaroslavlshosse, Moscow, 129337, Russian Federation*

Subject: the dam of compound design in which the water pressure is borne mutually by a concrete gravity dam and a higher rockfill dam with reinforced concrete facing.

Research objectives:

1) study the stress-strain state (SSS) of a compound dam, identify the effect of three main factors on the dam SSS. The first factor is the height of the concrete structure. The second factor is the height of the contact zone (conjugation) between the earth fill and the concrete structure. The third factor is deformability of riprap;

2) based on these studies, give recommendations for selection of the compound dam design.

Materials and methods: SSS studies were conducted by numerical analysis using the finite element method (FEM). Non-linear character of soils deformability and contacts of concrete structure with soils, foundation and reinforced concrete facing was taken into consideration. Sequence of the dam erection and loading was taken into account. Riprap's modulus of deformation varied from 70 to 270 MPa.

Results: results of the analysis showed that the concrete structure as a part of the compound dam withstands hydrostatic load almost independently, practically without transferring it to the earth fill.

We have found out that the most sensitive part of the compound dam design is conjugation of the earth fill with the concrete structure. This zone is characterized by failures of the soil strength. The consequence of these failures are considerable displacements in the joint between the facing and the concrete structure as well as bending deformations of the lower part of the facing. Bending of the facing causes considerable tensile stresses.

Conclusions: the results of studies permitted us to formulate the following recommendations:

- 1) it is not desirable to select the height of contact zone between the earth fill and the concrete structure more than 60–75 % of the concrete structure height because it leads to increase of loads borne by the concrete structure and may result in failure of strength of its contact with foundation;
- 2) it is not recommended to choose the height of contact between the earth fill and the concrete structure less than 30 % of the height of the latter as it results in increase of bending deformations of reinforced concrete facing;
- 3) for reliability of the compound dam, it is necessary to choose riprap's modulus of deformation not lower than 200 MPa.

KEY WORDS: compound dam, rockfill dam with reinforced concrete facing, stress-strain state, numerical modeling, perimeter joint, displacements, settlements, stresses

FOR CITATION: Fomichev A.A., Sainov M.P. Vliyanie konstruktssii kombinirovannoy plotiny na ee napryazhenno-deformirovannoe sostoyanie [Influence of compound dam design on its stress-strain state]. Vestnik MGSU [Proceedings of the Moscow State University of Civil Engineering]. 2018, vol. 13, issue 1 (112), pp. 107–115.

ВВЕДЕНИЕ

В мировой практике гидротехнического строительства имеются примеры строительства комбинированных плотин, в конструкции которых совмещается бетонное и грунтовое водоподпорное сооружение. Как правило, появление комбинированной плотины является результатом наращивания бетонной гравитационной плотины путем возведения с низовой стороны от нее более высокой каменно-набросной плотины с железобетонным экраном (ЖБЭ). Примером может служить плотина Нью-Эксчекваер в США высотой 150 м, которая в 1960–1970-х гг. считалась самой высокой грунтовой плотинной в мире с ЖБЭ [1–3]. К плотинам этого типа также относятся плотины в Испании [4, 5], в Венесуэле и Колумбии [6, с. 231]. При этом они изначально проектировались и строились как комбинированные.

В плотине в Японии [7, с. 66] скомбинированы бетонная стенка и каменно-набросная плотина с асфальтобетонным экраном.

В 1996 г. в Албании была построена комбинированная плотина [8]. Сначала она планировалась как комбинация бетонного сооружения и каменно-набросной плотины с ЖБЭ, но впоследствии ЖБЭ был заменен на трехслойный экран, основным противофильтрационным элементом которого является полимерная геомембрана.

Интерес к применению плотин комбинированного типа вызван тем, что в идеале комбинация бетонной и грунтовой плотин могла бы совместить в одном сооружении преимущества плотин обоих типов. С одной стороны, возведение основного объема плотины в виде каменно-набросной, а не бетонной плотины, позволяет удешевить стоимость строительства. С другой стороны, замена нижней части каменно-набросной плотины на бетонное сооружение позволяет сократить длину подошвы

плотины, а также создать более надежное, а самое главное — контролируемое сопряжение плотины с основанием. Ведь, как показывает опыт эксплуатации, а также расчетные исследования, именно зона сопряжения с основанием является наиболее уязвимой зоной ЖБЭ высокой каменно-набросной плотины [9, 10]. Поэтому логичным выглядит конструктивное решение плотины, в которой бетонное сооружение высотой 25 м, прорезая нескальное основание, соединяет экран каменно-набросной плотины со скальным основанием, образуя единую линию противофильтрационной защиты.

ОБЗОР ЛИТЕРАТУРЫ

Однако данное привлекательное конструктивное решение на практике не оправдывает ожиданий. Об этом свидетельствует опыт эксплуатации плотины, описанный в литературе [1–3]. Опыт показал, что наиболее уязвимым узлом комбинированной плотины является узел сопряжения ЖБЭ и бетонного сооружения. Этому узлу дважды требовался ремонт [11, 12]. Только после герметизации стыка экрана и бетонной плотины путем укладки полимерной геомембраны удалось обеспечить необходимую его герметичность.

Проведенное нами ранее методическое численное исследование напряженно-деформированного состояния (НДС) комбинированной плотины [13, 14] показало, что зона сопряжения грунтовой плотины с бетонной характеризуется неблагоприятным прочностным состоянием грунта. Это объясняется тем, что горизонтальные смещения тела каменно-набросной плотины несоизмеримо больше, чем смещения бетонного сооружения. Поэтому грунт в зоне примыкания к бетону испытывает разуплотнение и проскальзывает относительно низовой грани бетонного сооружения; а периметральный шов, сое-

диняющий ЖБЭ и бетонное сооружение, вынужден испытывать значительные раскрытия и сдвиговые смещения.

Однако данное исследование было произведено на одном конкретном примере, для одного варианта свойств каменной наброски, поэтому оно не позволяет распространить полученные результаты на все условия работы комбинированных плотин и категорично отрицать возможность применения плотин комбинированного типа.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

В данной работе нами были проведены более широкие методические исследования. Рассматривалась комбинированная плотина высотой 150 м, состоящая из каменно-набросной плотины с ЖБЭ и бетонной гравитационной плотины (рис. 1). Профиль бетонного сооружения — трапециевидный, напорная грань — вертикальна, а низовая выполнена с уклоном 1:0,7.

Исследования проводились для нескольких вариантов конструкции комбинированной плотины. В каждом из вариантов рассматривались три варианта высоты h примыкания (сопряжения) бетонного и грунтового сооружений, когда ЖБЭ опирается на бетонное сооружение на высоте 80 % от высоты бетонного сооружения, на высоте 50 % или на высоте 30 %.

Кроме того, расчеты проводились для трех вариантов деформативных свойств каменной наброски. Для моделирования деформируемости каменной наброски использовалась модель проф. Л.Н. Рассказова, которая позволяет учесть нелинейный характер изменения деформируемости грунта в процессе нагружения [15]. В варианте А деформируемость горной массы была эквивалентна модулю линейной деформации примерно 70 МПа, в варианте В — 140 МПа, а в варианте С — 270 МПа.

Моделирование НДС сооружения проводилось методом конечных элементов. Для рассматриваемого сооружения, а также его скального основания была составлена численная модель. Она насчитывает 1439 конечных элементов, из которых 110 — это

контактные конечные элементы, которые моделировали нелинейную работу контактов жестких конструкций с грунтами и между собой. Большинство конечных элементов в модели сооружения имели квадратичную аппроксимацию перемещений. Для моделирования жесткого тонкостенного ЖБЭ, а также прилегающего грунтового массива использовались элементы с кубической аппроксимацией перемещений, что позволяет получать достаточно точные результаты. Общее количество степеней свободы в модели сооружения составило 8354.

Расчеты производились с помощью вычислительной программы, составленной к.т.н. М.П. Саиновым [16]. Расчеты проводились с учетом последовательности возведения и нагружения сооружения. Упрощенно эта расчетная последовательность выглядит следующим образом. Сначала было смоделировано НДС скального основания до создания плотины. Затем моделировалось создание бетонной плотины и восприятие ею напора. После этого воспроизводился процесс послойного возведения грунтовой насыпи с последующей укладкой ЖБЭ. На завершающей стадии расчета моделировалось нагружение сооружения при наполнении водохранилища до НПУ 145 м. Всего было рассмотрено 40 расчетных этапов.

Расчет велся на нагрузки от собственного веса сооружений и основания, от гидростатического давления бьефов и от фильтрационного противодействия на подошву бетонного сооружения. Результаты расчета представлены на рис. 2–7 и в табл. 1–4 для момента времени завершения строительства и наполнения водохранилища.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Анализ НДС грунтовой плотины с ЖБЭ показывает, для всех расчетных вариантов оно качественно одинаково и характеризуется следующими проявлениями:

1. Вблизи бетонного сооружения находится в состоянии, близком к предельному, наблюдается проскальзывание грунтовой насыпи относительно низовой грани бетонного сооружения.

Рис. 1. Схемы рассмотренных конструкций комбинированной плотины: а — с высотой бетонного сооружения 50 м; б — с высотой бетонного сооружения 100 м; 1 — упорная призма каменно-набросной плотины; 2 — бетонное сооружение; 3 — ЖБЭ

2. Максимальные прогибы экрана наблюдаются на высоте примерно середины высоты плотины (рис. 2). Из-за процессов проскальзывания на контакте «бетон–грунт» велики и прогибы ЖБЭ на контакте с бетонным сооружением. Они составляют не менее половины от максимальных. Эти прогибы ЖБЭ сопровождаются значительными касательными смещениями ЖБЭ в периметральном шве.

3. В результате значительной разницы горизонтальных смещений бетонной и грунтовой плотин происходят значительные раскрытия периметрального шва (табл. 1, 2);

4. Наиболее неблагоприятное НДС имеет нижняя часть экрана. Она испытывает наибольший изгиб, следствием которого является неравномерное распределение продольных напряжений в экране. Низовая грань ЖБЭ на большом протяжении испытывает растягивающие продольные напряжения. В большинстве вариантов эти напряжения превосходят расчетное сопротивление бетона на растяже-

Рис. 2. Прогибы ЖБЭ для комбинированной плотины, где бетонное сооружение имеет высоту 50 м (закрашенная эпюра соответствует варианту свойств каменной наброски А, незакрашенная — варианту С)

Табл. 1. Перемещения комбинированной плотины, при которых бетонное сооружение имеет высоту 50 м

Параметр	Варианты								
	А			В			С		
	1А	2А	3А	1В	2В	3В	1С	2С	3С
Максимальный прогиб ЖБЭ, см	73,0	74,0	74,1	37,2	37,7	37,7	19,1	19,4	19,4
Прогиб ЖБЭ на контакте с бетоном	47,0	44,3	34,7	24,1	23,2	18,0	12,3	12,3	10,3
Раскрытие периметрального шва, см	15,9	16,7	18,3	8,6	8,5	9,2	4,9	4,3	4,4
Максимальные смещения бетонного сооружения, см	4,0	2,1	1,3	4,0	2,1	1,3	4,0	2,1	1,3

Табл. 2. Перемещения комбинированной плотины, при которых бетонное сооружение имеет высоту 100 м

Параметр	Варианты								
	А			В			С		
	1А	2А	3А	1В	2В	3В	1С	2С	3С
Максимальный прогиб ЖБЭ, см	54,0	72,3	76,1	26,9	36,6	38,7	13,4	18,7	19,8
Прогиб ЖБЭ на контакте с бетоном	44,7	51,6	44,3	22,9	26,3	23,0	11,5	14,2	11,9
Раскрытие периметрального шва, см	9,7	13,7	18,5	5,5	7,0	9,1	3,3	3,3	4,3
Максимальные смещения бетонного сооружения, см	4,9	2,5	0,9	4,9	2,5	0,9	4,9	2,5	0,9

Рис. 3. Продольные напряжения в ЖБЭ для комбинированной плотины, где бетонное сооружение имеет высоту 50 м: слева — на верховой грани, справа — на низовой грани (обозначения см. на рис. 2.)

ние. Кроме того, из-за сложного характера изгибных деформаций возникновение растягивающих напряжений также возможно и на верховой грани (рис. 3).

Интерес представляет сравнение НДС для разных вариантов конструкции комбинированной плотины, которые отличаются высотой бетонного сооружения и высотой примыкания ЖБЭ к бетонному сооружению. Сравнение результатов по вариантам показывает следующее:

1. В вариантах, где примыкание ЖБЭ к бетонному сооружению происходит на нижних отметках, прогибы экрана оказываются больше по величине (табл. 1, 2, рис. 4). Это объясняется тем, что на него действует большее по величине гидростатическое давление, чем при примыкании на верхних отметках.

2. Наибольшие по величине прогибы ЖБЭ в периметральном шве характерны для вариантов, где сопряжение ЖБЭ сопрягается с бетонным сооружением на довольно высоких отметках (см. табл. 1, 2).

3. Величины прогибов ЖБЭ мало зависят от высоты бетонного сооружения и высоты сопряжения с ним. Исключение составляет вариант, когда ЖБЭ высоко примыкает к бетонному сооружению высотой 100 м (см. рис. 4).

4. Для ЖБЭ варианта три характерны наибольшие по величине изгибные деформации нижней части экрана. Из-за этого в варианте 3 продольные растягивающие напряжения на низовой грани ЖБЭ как правило достигают больших значений, чем в других вариантах (табл. 3, 4, рис. 5).

Табл. 3. Продольные напряжения в ЖБЭ, МПа, комбинированной плотины, в котором бетонное сооружение имеет высоту 50 м

Параметр	Варианты								
	А			В			С		
	1А	2А	3А	1В	2В	3В	1С	2С	3С
Максимум на верховой грани	1,1	0,2	0,7	1,9	1,5	1,1	0,9	1,8	2,1
Минимум на верховой грани	-4,1	-3,0	-3,2	-3,1	-2,5	-2,7	-3,1	-2,4	-2,4
Максимум на низовой грани	4,2	4,8	5,1	1,9	2,8	3,5	1,4	2,0	2,7
Минимум на низовой грани	-0,8	-0,5	-0,7	-1,6	-1,3	-1,4	-2,3	-1,7	-1,8

Табл. 4. Продольные напряжения в ЖБЭ, МПа, комбинированной плотины, в котором бетонное сооружение имеет высоту 100 м

Параметры	Варианты								
	А			В			С		
	1А	2А	3А	1В	2В	3В	1С	2С	3С
Максимум на верховой грани	0,9	1,6	2,1	0,4	2,3	2,2	0,2	1,4	2,1
Минимум на верховой грани	-5,5	-4,4	-2,7	-2,7	-3,0	-2,1	-2,5	-2,3	-2,1
Максимум на низовой грани	5,7	3,4	5,4	2,7	1,5	3,4	1,6	2,1	4,1
Минимум на низовой грани	-1,3	-0,7	-0,8	-0,9	-1,4	-1,3	-1,6	-1,7	-1,6

Рис. 4. Изменение значений прогибов ЖБЭ в зависимости от различных факторов: а — $H = 50$ м, б — $H = 100$ м

- максимум — вариант 1
- максимум — вариант 2х
- максимум — вариант 4х
- в шве — вариант 1
- в шве — вариант 2х
- в шве — вариант 4х

Рис. 5. Изменение максимальных значений растягивающих (+) и сжимающих (–) продольных напряжений в ЖБЭ в зависимости от различных факторов: а — на верховой грани ($H = 50$ м); б — на низовой грани ($H = 50$ м); в — на верховой грани ($H = 100$ м); г — на низовой грани ($H = 100$ м);

- ◆ максимум — вариант x
- максимум — вариант 2x
- ▲ максимум — вариант 4x
- ◇ минимум — вариант x
- минимум — вариант 2x
- △ минимум — вариант 4x

5. Снижение деформируемости каменной наброски в целом улучшает НДС ЖБЭ — уменьшает значения прогибов (см. табл. 1, 2), величины растягивающих и сжимающих напряжений (см. табл. 3, 4, рис. 5). Однако при снижении деформируемости каменной наброски возможно даже и некоторые повышение растягивающих напряжений на верховой грани ЖБЭ (в его нижней части).

Приняв, что допустимым значением растягивающих напряжений в ЖБЭ, которые можно снять армированием, являются напряжения 2 МПа, мы получили, что приемлемыми вариантами являются: при высоте бетонного сооружения 50 м — варианты 1В, 1С, 2С, при высоте бетонного сооружения 100 м — варианты 2В, 1С, 2С. Таким образом, с точки зрения обеспечения прочности ЖБЭ необходимо, чтобы НДС экрана и бетонного сооружения происходило на довольно высоких отметках (варианты 1 и 2). Это объясняется выравниванием изгибных деформации экрана. Самым дешевым является вариант 1, но с точки зрения надежности работы и герметичности периметрального шва этот вариант несколько хуже остальных.

Были также проанализированы условия работы в составе комбинированной плотин бетонного со-

оружения. Было выявлено, что деформируемость каменной наброски не имеет существенного значения для НДС бетонного сооружения. Горизонтальные смещения бетонного сооружения практически одинаковы для вариантов свойств А, В и С. Бетонное сооружение вынуждено самостоятельно воспринимать действующую на него гидростатическую нагрузку.

Наибольшее значение для НДС бетонного сооружения имеет высота сопряжения с грунтовой плотиной. Чем больше высота сопряжения, тем большую нагрузку воспринимает бетонное сооружение и тем больше его смещения (см. табл. 1, 2, рис. 6, 7). В варианте 1 при высоте бетонного сооружения 50 м напряженное состояние контакта «бетон–скала» оказалось крайне неблагоприятным: расчетом было получено образование трещины на длине примерно 10 м. При высоте бетонного сооружения 100 м такого эффекта не наблюдалось. Это объясняется большой массивностью бетонного сооружения при высоте 100 м.

Таким образом, сопряжение бетонного и грунтового сооружений можно осуществлять на высоких отметках (вариант 1) только в случае, если бетонное сооружение является очень массивным. В остальных случаях более благоприятным является вариант 2.

Рис. 6. Перемещения, см, бетонного сооружения высотой 100 м, варианты : а — 1; б — 2; в — 3

Рис. 7. Перемещения, см, бетонного сооружения высотой 50 м, варианты : а — 1; б — 2; в — 3

ВЫВОДЫ

1. Для комбинированной плотины характерно неблагоприятное НДС в периметральном шве, отделяющем ЖБЭ от бетонного сооружения. В нем происходят значительные смещения и раскрытия, которые составляют несколько десятков сантиметров. Для надежной работы таких плотин необходимы особые конструкции уплотнений периметрального шва.

2. Для напряженного состояния ЖБЭ характерны значительные изгибные деформации в зоне сопряжения грунтовой плотины с бетонным сооружением. Эти деформации изгиба ведут к образованию в экране растягивающих напряжений. Их значение зависит от деформируемости каменной наброски (в первую очередь) и от высоты примыкания грунтового и бетонного сооружений.

3. В комбинированной плотине бетонное сооружение практически самостоятельно воспринимает давление воды, не передавая его грунтовой насыпи. Поэтому его профиль должен быть достаточно

массивным для того, чтобы воспринимать эти нагрузки. НДС бетонного сооружения сильно зависит от высоты сопряжения с грунтовой плотиной, так как она определяет величину сдвигающих гидростатических сил.

4. Наиболее рациональным вариантом сопряжения в составе комбинированной плотины бетонного сооружения и грунтовой насыпи является вариант, когда высота их соприкосновения находится в пределах от 50 до 75 % от высоты бетонного сооружения. Сопряжение на большой высоте можно осуществлять только в случае, если бетонное сооружение — очень массивное.

5. Применение бетонного сооружения как способа сопряжения экрана каменно-набросной со скальным основанием — не самое эффективное решение. Более рациональным является выполнение данного соединения с помощью диафрагмы, выполненной из глиноцементобетона методом «стена в грунте». Как показывают численные исследования, данный способ сопряжения является наиболее благоприятным и надежным.

ЛИТЕРАТУРА

1. Reitter A.R. Design and construction of the New Exchequer dam — the world's highest concrete faced rockfill dam // World Dams Today. 1970. pp. 4–10.

2. Kearsey W.G. Recent developments of upstream membranes for rockfill dams: A thesis submitted to the faculty of graduate studies and research in partial

fulfilment of the requirements for requirements for the degree of master of engineering in geotechnique. Edmonton, Alberta, July, 1983.

3. Concrete face rockfill dam. Concepts for design and construction. International Commision on Large Dams, Bulletin 141, 2010.

4. Garcia F.M., Maestro A.N., Dios R.L. et al. Spain's new Yesa dam // The International Journal on Hydropower & Dams. 2006. Vol. 13 (3). Pp. 64–67.

5. Dios R.L., Garcia F.M., Cea Azañedo J.C. et al. El Diseño del Recrecimiento del Embalse de Yesa // Revista de Obras Publicas. Marzo 2007. No. 3 (475). Pp. 129–148.

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

7. Мусеев С.Н., Мусеев И.С. Каменно-земляные плотины. Основы проектирования и строительство. М. : Энергия, 1977. 281 с.

8. Liberal O., Silva Matos A., Camelo D. et al. Observed behaviour and deterioration assessment of Pracana dam // Proceedings, 21st ICOLD Congress on Large Dams, MontrOal, 2003.

9. Саинов М.П. Влияние деформируемости каменной насыпи на напряженно-деформированное состояние железобетонного экрана плотины // Вестник МГСУ. 2015. № 3. С. 69–78.

10. Саинов М.П. Работа железобетонного экрана каменной плотины в пространственных условиях

по результатам численного моделирования // Приволжский научный журнал. 2015. № 3 (35). С. 25–31.

11. Brown H.M., Kneitz P.R. Repair of New Exchequer Dam // Water Power and Dam Construction. 1987. Vol. 39 (9). Pp. 25–29.

12. McDonald J.E. Repair and rehabilitation of dams: case studies. Vicksburg, Miss. : U.S. Army Corps of Engineers, Engineer Research and Development Center, 1999. 265 p.

13. Саинов М.П., Федотов А.А. Анализ напряженно-деформированного состояния комбинированной плотины Нью-Эксчекваер при статических нагрузках // Вестник МГСУ. 2015. № 2. С. 141–152.

14. Саинов М.П., Федотов А.А. Анализ сейсмостойкости комбинированной плотины «New Exchequer» на основе численного моделирования // Приволжский научный журнал. 2015. № 4 (36). С. 26–32.

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

16. Саинов М.П. Вычислительная программа по расчету напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин: опыт создания, методики и алгоритмы // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2013. № 9 (4). С. 208–225.

Поступила в редакцию 1 марта 2017 г.

Принята в доработанном виде 26 сентября 2017 г.

Одобрена для публикации 20 декабря 2017 г.

О Б АВТОРАХ: Фомичев Алексей Александрович — инженер, АО «Акватик», 117587, г. Москва, Варшавское шоссе, д. 125Ж, корп. 5, afomichev@aquatic.ru;

Саинов 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.

REFERENCES

1. Reitter A.R. Design and construction of the New Exchequer dam — the world's highest concrete faced rockfill dam. *World Dams Today*. 1970. pp. 4–10.

2. Kearsey W.G. *Recent developments of upstream membranes for rockfill dams: A Thesis Submitted to the Faculty of Graduate Studies and Research in Partial Fulfilment of the Requirements for Requirements for the Degree of Master of Engineering in Geotechnique*. Edmonton, Alberta, July, 1983.

3. Concrete face rockfill dam. Concepts for design and construction. *International Commision on Large Dams, Bulletin 141*, 2010.

4. Garcia F.M., Maestro A.N., Dios R.L. et al. Spain's new Yesa dam. *The International Journal on Hydropower & Dams*. 2006. vol 13 (3). pp. 64–67.

5. Dios R.L., Garcia F.M., Cea Azañedo J.C. et al. El Diseño del Recrecimiento del Embalse de Yesa. *Revista de Obras Publicas*. Marzo 2007, no. 3 (475), pp. 129–148.

6. Lyapichev Yu.P. *Proektirovanie i stroitel'stvo sovremennykh vysokikh plotin* [Design and construction of modern high dams]. Moscow, Russian University of People's Friendship, 2004. 275 p. (In Russian)

7. Moiseev S.N., Moiseev I.S. *Kamennno-zemlyanye plotiny. Osnovy proektirovaniya i stroitel'stvo* [Earth-Rockfill dams. Basics of design and construction]. Moscow, Energiya Publ., 1977. 281 p. (In Russian)
8. Liberal O., Silva Matos A., Camelo D. et al. Observed behaviour and deterioration assessment of Pracana dam. *Proceedings, 21st ICOLD Congress on Large Dams, MontrOal, 2003*.
9. Sainov M.P. Vliyanie deformiruемости kamennoy nasypi na napryazhenno-deformirovannoe sostoyaniye zhelezobetonnoy ekrana plotiny [Impact of rock-fill deformation on stress-strain state on dam reinforced concrete face]. *Vestnik MGSU* [Proceedings of the Moscow State University of Civil Engineering]. 2015, no. 3, pp. 69–78. (In Russian)
10. Sainov M.P. Rabota zhelezobetonnoy ekrana kamennoy plotiny v prostranstvennykh usloviyakh po rezul'tatam chislennogo modelirovaniya [Performance of rockfill dam concrete face in 3D conditions by the results of numerical modeling]. *Privolzhskiy nauchnyy zhurnal* [Privolzhsky Scientific Journal]. 2015, no. 3 (35), pp. 25–31. (In Russian)
11. Brown H.M., Kneitz P.R. Repair of new exchequer dam. *Water Power and Dam Construction*. 1987. vol. 39 (9), pp. 25–29.
12. McDonald J.E. *Repair and rehabilitation of dams: case studies*. Vicksburg, Miss., U.S. Army Corps of Engineers, Engineer Research and Development Center, 1999. 265 p.
13. Sainov M.P., Fedotov A.A. Analiz napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya kombinirovannoy plotiny N'yu-Ekschekvaer pri staticheskikh nagruzkakh [Analysis of the stress-strain state of new exchequer combined dam at static loads]. *Vestnik MGSU* [Proceedings of the Moscow State University of Civil Engineering]. 2015, no. 2, pp. 141–152. (In Russian)
14. Sainov M.P., Fedotov A.A. Analiz seysmostoykosti kombinirovannoy plotiny «New Exchequer» na osnove chislennogo modelirovaniya [Analysis of seismic stability of «new exchequer» combined dam based on numerical modeling]. *Privolzhskiy nauchnyy zhurnal* [Privolzhsky Scientific Journal]. 2015, no. 4 (36), pp. 26–32. (In Russian)
15. Rasskazov L.N., Dzhkha Dzh. Deformiruемость i prochnost' grunta pri raschete vysokikh gruntovykh plotin [Deformability and strength of soils in high soil dam calculation]. *Gidrotekhnicheskoe stroitel'stvo* [Hydro-engineering Construction]. 1997, no. 7, pp. 31–36. (In Russian)
16. Sainov M.P. Vychislitel'naya programma po raschetu napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya gruntovykh plotin: opyt sozdaniya, metodiki i algoritmy [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, no. 9 (4), pp. 208–225. (In Russian)

Received March 1, 2017

Adopted in final form September 26, 2017.

Approved for publication on December 20, 2017.

ABOUT THE AUTHORS: **Fomichev Aleksey Aleksandrovich** — Engineer, AO «Aquatic», 5, 125Zh, Varshavskoe shosse, Moscow, 117587, Russian Federation; afomichev@aquatic.ru;

Sainov Mikhail Petrovich — Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Department of Hydraulic and Hydraulic Engineering, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; mp_sainov@mail.ru.