doi: 10.5862/MCE.57.2

# Пространственная работа противофильтрационной стены

Канд. техн. наук, доцент М.П. Саинов,

Московский государственный строительный университет

**Аннотация.** В статье анализируются результаты численного моделирования напряженнодеформированного состояния (НДС) противофильтрационной завесы, выполненной методом «стена в грунте», в основании и теле грунтовой плотины Юмагузинского гидроузла. Стена длиной 480 м и глубиной до 32 м работает в сложных пространственных условиях. Это связано с неоднородным строением основания и различием в конструкции сечений плотины. На русловом участке стена прорезает не только русловые отложения, но и нижнюю часть плотины. На правобережном участке стена прорезает только верхнюю часть мощной толщи глинистых грунтов.

Параметры численной модели сооружения и основания были подобраны таким образом, чтобы добиться примерного соответствия натурных и расчетных данных об осадках галереи, расположенной над стеной. При калибровке модели было выявлено, что подъем галереи, отмечаемый по натурным данным, связан с наполнением водохранилища. При подъеме уровня грунтовых вод часть массива грунтов основания и тела плотины переходит во взвешенное состояние.

Результаты численного моделирования показали, что основной вид деформаций стены — это деформации вертикального сжатия от осадок окружающего грунта. Они приводят к концентрации в стене сжимающих напряжений. Неравномерное распределение осадок вдоль створа вызывает деформации изгиба в плоскости стены. Этот продольный изгиб приводит к появлению в стене небольших растягивающих напряжений в направлении вдоль створа. Однако в целом НДС стены довольно благоприятное, т.к. она сжата со всех сторон. Изгибные деформации стены от ее прогиба незначительны.

**Ключевые слова:** стена в грунте; напряженно-деформированное состояние; численное моделирование; Юмагузинский гидроузел; натурные данные; осадки; изгиб

#### Введение. Постановка задачи

«Стены в грунте» довольно часто применяются как противофильтрационный элемент в основании и теле грунтовых плотин [1]. Они выполняются как в скальном, так и в нескальном основании. Первая противофильтрационная стенка в мировой практике была устроена в 1948 г. в США, а в СССР – в 1959 г. на Чурубай-Нуринской плотине [2].

В последнее время противофильтрационные завесы методом «стена в грунте» были устроены в основании плотин Даулиганга (Индия), Мерове (Эфиопия) [3], Перибонка (Канада) [4], Сильвенштейн (Германия) [5], Сялонди (Китай) [6], Сангтудинского гидроузла (Таджикистан) [7] и других. Большие работы по устройству противофильтрационной завесы методом «стена в грунте» были проведены на плотине Керхе в Иране. Ее площадь составляет 190000 м² [8]. В России противофильтрационные стены были устроены в основании грунтовых плотин Юмагузинского и Ирганайского гидроузлов.

Противофильтрационные стены выполняют также в теле грунтовых плотин, если требуется их ремонт. Методом «стена в грунте» в 2000–2002 гг. была устроена диафрагма в ядре Курейской плотины, так как в нем образовались трещины и возросшая фильтрация угрожала безопасности плотины [9]. В 2008 г. в дамбе Герберта Гувера вокруг озера Окичоби в США была устроена стена длиной 21,4 мили, то есть более 34 км [10, 11].

В последнее время появились предложения по использованию «стен в грунте» в качестве противофильтрационных диафрагм вновь строящихся грунтовых плотин [12].

Условия работы стен, устроенных в грунтовом массиве, очень сложные. Они тонкостенные, поэтому не в силах сопротивляться воздействию вмещающего их массива грунта. В основном они следуют деформациям грунтового массива. Расчеты, выполненные нами [13–15] и другими авторами [16–18], показали, что такие стены могут испытывать не только изгиб, но и значительные сжимающие усилия. Чтобы в стене не возникало концентрации напряжений, желательно, чтобы деформируемость материала стены приближалась к деформируемости грунта. Вследствие этого чаще всего применяют не жесткие бетонные, а пластичные глиноцементобетонные смеси.

Первая стена из пластичного бетона была применена в 1959 г. на плотине Санта-Люче в Италии [19]. На плотине Керхе применялся материал с расходом 200...220 кг цемента и 30...40 кг бентонита на 1 м³ [8]. Модуль его деформации составил 700...2000 МПа. На плотине Курейской ГЭС глиноцементобетонные сваи выполнялись из материала, в составе которого 125...156 кг цемента и 120...140 кг бентонита. Модуль деформации такого материала составил всего 10...20 МПа, но прочность – 1...2 МПа [9].

Чтобы оценить прочность материала противофильтрационной стены, необходимо выполнить расчеты напряженно-деформированного состояния (НДС) стен и вмещающего их массива грунта. Сложный характер взаимодействия тонкой стены в грунте с грунтовым массивом можно воспроизвести только с помощью численного моделирования. Эти расчеты позволяют оценить условия формирования НДС стен в грунте. В данной статье нами анализируется работа стены в грунте в основании и теле грунтовой плотины Юмагузинского гидроузла.

### Объект исследований

Юмагузинский гидроузел расположен в Республике Башкортостан на реке Белой. Он построен в 2005 году для защиты территории республики от наводнений, но имеет и энергетическое назначение [17]. В состав гидроузла входят грунтовая плотина, правобережный поверхностный водосброс, здание ГЭС и левобережный туннельный водосброс-водоспуск, который также выполняет функции деривационного водовода.

Грунтовая плотина является основным водоподпорным сооружением гидроузла. Она создает водохранилище с НПУ (нормальным подпорным уровнем) 260 м и ФПУ (форсированным подпорным уровнем) 270 м. Максимальная строительная высота плотины составляет 64 м, длина по гребню – 540 м.

Плотина построена в сложных геологических условиях, строение ее основания неоднородно. В створе гидроузла долина реки Белой несимметрична. У крутого левого берега располагается современное русло реки. Правый берег пологий, это участок древнего русла. Коренные борта долины реки Белой сложены закарстованными известняками, но в самой долине коренные породы закрыты слоем нескальных грунтов. На русловом и прирусловом (пойменном) участках (ПК 0+50 ÷ ПК 2+80) мощность нескального основания не превышает 10 м, но на участке древнего русла (прарусла) реки Белой (ПК 2+80 ÷ ПК 5+20) мощность рыхлых отложений достигает 80 м (рис. 1, 2в, 2г). При этом вдоль створа изменяется не только толщина нескального основания, но и его состав. На русловом участке нескальные грунты представлены в основном гравийно-галечниковыми грунтами, а на участке прарусла — переслаиванием различных грунтов, чаще всего заглинизированных.

Из-за сложных геологических условий конструкция плотины, а также ее профиль изменяются вдоль створа (ГИП А.Е. Баранов, ОАО «Институт Гидропроект») [20]. Грунтовая плотина Юмагузинского гидроузла — каменно-земляная. Ее основным противофильтрационным элементом является ядро из дресвяных грунтов с глинистым заполнителем. Упорные призмы в нижней части выполняются из гравийно-галечниковых грунтов, а в верхней (выше  $\sim$  249 м) — из горной массы известняков. На русловом участке плотина имеет обжатый профиль с заложением откосов 1:2 ... 1:2,25 (рис. 2а). На пойменном и правобережном участках (от ПК 2+00), на которых в основании залегают глинистые грунты, профиль плотины существенно уширен путем устройства широких берм и пригрузки низового откоса (рис. 26-г).

Сопряжение ядра с основанием осуществляется в зависимости от геологических условий с помощью различных противофильтрационных устройств (зуб, стена в грунте, инъекционная и цементационная завесы).

Зуб у ядра выполняется на пойменном и правобережном участках (от ПК 2+18).

Стена в грунте выполнена на участке от ПК 0+38 до ПК 5+14 (рис. 1). Общая протяженность стены составляет 476 м, ее глубина достигает 32 м. Площадь стены в грунте составляет около 11 тыс.  $\rm m^2$ . Стена выполнена из глиноцементобетона, ее толщина 0,6 м. Над оголовком стены располагается бетонная галерея. Со стороны левого берега стена примыкает к скальному борту, а со стороны правого – к глиноцементобетонному зубу, упирающемуся в шпору поверхностного водосброса.

Инъекционная завеса выполнялась на участке прарусла длиной 220 м, под стеной в грунте. Ее глубина достигает 65 м. Цементационная завеса выполнялась в известняках на глубине до 160 м [20]. Условия работы стены в грунте сильно различаются вдоль створа. На русловом и пойменном участках (от ПК 0+38 до ПК 2+27) стена прорезает не только галечниковые отложения основания, но и галечниковую насыпь тела плотины. При этом от ПК 0+38 до ПК 1+04, а также в районе ПК 2+50 стена достигает скального основания, а в остальных сечениях сопрягается со скалой с помощью цементационной завесы. На правобережном участке стена в грунте выполнена в нескальном основании и зубе под ядром. Так как она не могла быть доведена до скалы, под стеной устраивалась инъекционная завеса.

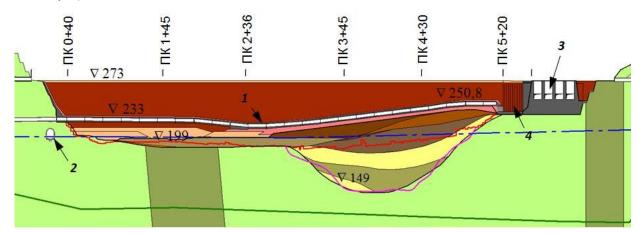
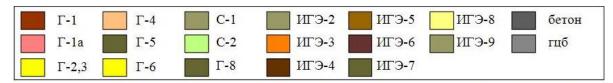


Рисунок 1. Сооружения Юмагузинского гидроузла и строение его основания в разрезе по створу: 1 – цеметационная галерея; 2 – левобережный туннель водосброса и ГЭС; 3 – правобережный поверхностный водосброс; 4 – шпора, сопрягающая водосброс и ядро

На рисунке 1 красной линией обозначена нижняя граница стены в грунте, розовой – нижняя граница инъекционной завесы, зеленой – нижняя граница цементационной завесы. Синей линией обозначен уровень грунтовых вод до возведения гидроузла.

Цветовые обозначения материалов на рисунках 1 и 2:



Г-1 – щебенистые грунты с глинистым заполнителем, использованные для ядра; Г-1а – суглинки тела плотины; Г-2, 3, 6 – грунт переходных зон и обратных фильтров; Г-4 – галечниковые грунты; Г-5 – горная масса; Г-8 – грунты из полезных выемок; С-1, 2 – известняки основания; ИГЭ-1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 – грунты основания (см. табл. 2)

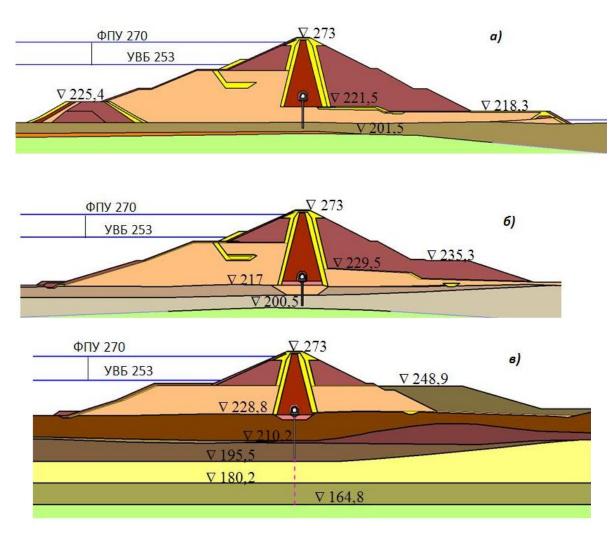
Возведение Юмагузинской плотины осуществлялось неравномерно. Работы по ее отсыпке были начаты в 1999 г. с устройства зуба под ядро на участке древнего русла. В 2000 г. началось устройство стены в грунте, при этом до 2002 г. оно велось лишь на правом берегу. К 2003 г. был возведен штрабленый профиль плотины максимальной высотой 20 м. Со стороны левого берега плотина была возведена на высоту 10 м ( $\nabla$ 217 м) на длине 70 м. В русле был оставлен канал шириной около 60 м. Перекрытие реки Белой было осуществлено в июне 2003 года, а к октябрю 2003 г. русловая плотина была возведена до  $\nabla$ 227 м и в ней была выполнена стена в грунте. В дальнейшем работы по строительству плотины велись одновременно по всему створу. К половодью 2005 г. Юмагузинская плотина была практически завершена.

Наполнение водохранилища происходило в 2003–2005 гг. В конце 2003 г. уровень водохранилища поднялся выше отметки верховой перемычки. Летом 2004 г. он достиг  $\nabla$ 240 м, а в июне 2005 г. –  $\nabla$ 251 м (рис. 3).

Так как по длине створа изменяется высота и конструкция плотины Юмагузинского гидроузла, последовательность ее возведения, толщина и геологическое строение основания, то очевидно, что ее напряженно-деформированное состояние формируется в сложных условиях. Особенно сложным представляется НДС стены в грунте, условия работы и глубина которой также сильно изменяются вдоль створа.

Оценить НДС стены и надежность ее работы можно только путем численного моделирования.

Саинов М.П. Пространственная работа противофильтрационной стены



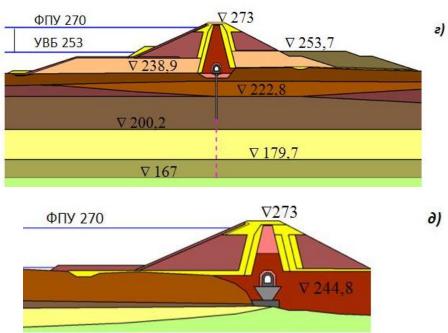


Рисунок 2. Конструкция грунтовой плотины Юмагузинского гидроузла и строение его основания в поперечных разрезах: а) в сечении по ПК 1+40; б) в сечении по ПК 2+36; в) в сечении по ПК 3+45; г) в сечении по ПК 4+30; д) в сечении по ПК 5+20

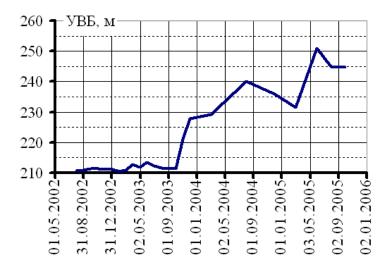


Рисунок 3. Изменение уровня верхнего бъефа (УВБ) Юмагузинского гидроузла во времени

## Данные натурных наблюдений и их анализ

Смоделировать состояние стены в грунте Юмагузинского гидроузла можно довольно точно, так как имеются натурные наблюдения за осадками грунтовой плотины.

Наблюдения велись за осадками секций цементационной галереи, расположенной над оголовком стены в грунте. Галерея состоит из 24 секций длиной по 20 м каждая. Сопряжение стены и потерны происходит через форшахту. Непосредственного контакта галереи и стены нет.

Точка отсчета для натурных наблюдений различается для разных секций, так как они возводились в разное время, а некоторые первоначальные марки были уничтожены. На большинстве правобережных секций натурные наблюдения ведутся с августа 2002 г., а на русловых – с октября 2003 г.

Анализ распределения осадок по секциям (рис. 4) показывает, что условия работы поперечных сечений плотины сильно различаются по длине створа. На правобережном участке галерея получает существенные осадки, так как располагается на большой толще нескальных грунтов. Максимальные осадки составляют 202 мм, они наблюдаются в секции №16, где толщина нескального основания составляет 77 м, а высота плотины – 44 м.

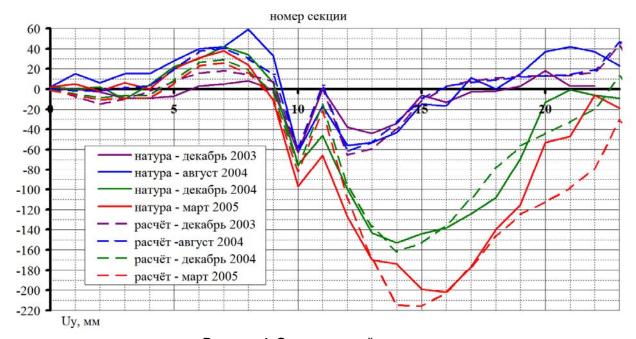


Рисунок 4. Осадки секций галереи

На русловом участке секции галереи испытывают не осадки, а подъем. Максимальный подъем наблюдается в секции №8: в августе 2004 г. он составил 59 мм. Наличие подъема — необычное явление, так как с момента начала наблюдений строительство плотины над галереей продолжалось, а следовательно, росло давление на галерею от веса вышележащего грунта. Объяснить подъем можно наличием вертикального противодавления на подошву ядра при наполнении водохранилища.

Рисунок 5 позволяет сравнить натурные осадки некоторых секций галереи №6 с ходом наполнения водохранилища. Хорошо видно, что подъем секции начался, как только УВБ превысил отметку подошвы ядра (∇221,5 м), а при сработке галерея также опустилась. При втором наполнении (от ∇231,6 м до ∇ 251 м) подъем секции был выражен не столь сильно. Это, по-видимому, связано с тем, что к этому времени грунт под ядром был закреплен инъекцией.

В секции №10 влияние наполнения водохранилища на осадки гораздо скромнее. Это, по нашему мнению, связано с тем, что деформируемость галечникового грунта, уложенного под ядром, была уменьшена за счет инъекции цементными растворами.

В правобережных секциях №17–23 на начальных этапах строительства (2003–2004 гг.) наблюдался подъем галереи. Он несколько запаздывает относительно периода наполнения водохранилища. По нашему мнению, в данном случае подъем связан с переходом грунтов основания во взвешенное состояние при наполнении водохранилища. Подъем начинается во время половодья 2004 г., когда происходит рост не только уровня верхнего, но и нижнего бъефа, то есть подъем уровня грунтовых вод.

В секциях №12–16, также расположенных на правобережном участке, подъем практически не наблюдался. Это может быть объяснено тем, что на этом участке рост уровня грунтовых вод запаздывает, поэтому подъем секций накладывается по времени на период роста осадок от дальнейшего возведения грунтовой плотины.

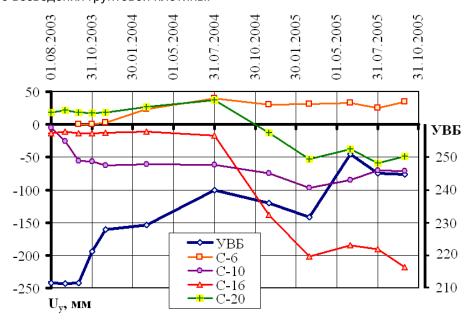


Рисунок 5. Сравнение изменения во времени УВБ и осадок секций галереи

Анализируя характер осадок и его связи с конструкцией плотины, все секции галереи можно разделить на группы в зависимости от условий их работы (таблица 1).

Участок	Секции	Максимальная высота плотины, м	Максимальная глубина стены в грунте, м	Условия опирания стены	
Левобережный	1–4	65	23	на скальное основание	
Русловой	5–9	65	22	висячая	
Пойменный	10–12	62	20	на скальное основание	
Правобережный участок прарусла	13–22	50	32	висячая	
Участок правобережного примыкания	23–24	28	23	висячая	

Таблица 1. Характеристика стены в грунте на участках

Анализ особенностей изменения натурных осадок сооружения позволил создать адекватную численную модель сооружения.

## Численная модель сооружения

Моделирование производилось методом конечных элементов (МКЭ) с помощью вычислительной программы «NDS N», разработанной автором.

В сетку МКЭ были включены тело плотины (с бетонной галереей, форшахтой и стеной в грунте) и нескальное основание. На границах грунтов с жесткими негрунтовыми конструкциями, а также со скальным основанием в сетку МКЭ вводились контактные элементы, чтобы смоделировать возможность их нелинейного поведения (раскрытие, сдвиги). Швы между секциями галереи также моделировались контактными элементами.

Сетка МКЭ состоит из 16754 конечных элементов сплошной среды и 2849 контактных элементов. Количество степеней свободы системы составило 53445.

Расчеты проводились с учетом последовательности возведения плотины, стены в грунте, а также наполнения водохранилища. Рассматривался только строительный период. Было рассмотрено 39 расчетных этапов, на каждом из которых происходило изменение нагрузок на сооружение, а также, возможно, и изменение его геометрии.

Основание плотины принималось проницаемым, а ядро — непроницаемым. Принималось, что при расположении ниже уровня грунтовых вод грунт находится во взвешенном состоянии. Положение депрессионной кривой принималось приблизительно на основе решения задачи фильтрации, приведенного в [21].

Чтобы правильно смоделировать НДС стены в грунте, необходимо было добиться удовлетворительного совпадения натурных и расчетных осадок галереи.

Свойства грунтов тела плотины принимались на основе данных, полученных при изысканиях, и по объектам-аналогам. Деформативные свойства грунтов тела плотины принимались зависящими от их напряженного состояния в соответствии с моделью, предложенной проф. Л.Н. Рассказовым [22, 23]. Параметры модели принимались по аналогам с учетом соответствия натурным данным. Деформативные свойства грунтов основания определялись подбором из условия соответствия расчетных осадок данным натурных наблюдений. Для упрощения подбора грунты основания принимались линейно деформируемыми. Их свойства приведены в таблице 2. Оказалось, что реальные модули деформации грунтов в 2...4 раза превышают те, которые были получены при геологических изысканиях.

Материал стены – глиноцементобетон – принимался линейно деформируемым. В отсутствии данных о реальном сооружении модуль деформации глиноцементобетона был принят равным 500 МПа, а коэффициент Пуассона 0,20. Инъецирование грунтов цементными растворами моделировалось путем повышения модуля их деформации до 2500 МПа.

Nº	Наименование грунта	плотность грунта, т/м³	модуль деформации [МПа]		коэф.
ИГЭ	.,		изыск.	расч.	Пуассона
2	Галечниковый грунт	2.13	38	38	0.28
3	Щебенисто-глыбовый грунт	2.10	20	37	0.28
4	Суглинок гравелисто-дресвяный	2.02	20	42	0.35
5	Суглинок галечниково-щебенистый	1.98	15	44	0.35
6	Гравийно-дресвяный грунт с глинистым заполнителем	1.91	20	60	0.35
7	Глина галечниково-щебенистая	1.99	25	100	0.35
8	Галечниково-щебенистый грунт с суглинистым заполнителем и прослоями глины	2.01	30	130	0.35
9	Галечниковый грунт	2.21	40	160	0.28

Таблица 2. Свойства грунтов основания

В процессе подбора параметров деформируемости грунтов основания и плотины было получено удовлетворительное соответствие расчетных данных натурным (рис. 4, 6). Отражены особенности изменения вертикальных осадок галереи:

- наличие подъема русловых и правобережных секций при наполнении водохранилища;
- повышение жесткости грунтов при их закреплении инъекцией (в районе ПК 2+36).

Между тем, в некоторых зонах сооружения не удалось добиться хорошего соответствия расчетных и натурных данных.

Во-первых, это область секций №20–22. Здесь плотина имеет существенную высоту (28...35 м), толщина сжимаемой толщи также значительна (33...77 м). Тем не менее, по натурным данным осадки галереи здесь значительно меньше, чем у других секций участка прарусла. Натурная осадка секции №20 составляет 53 мм, что почти в 4 раза меньше, чем осадка секции №16 (202 мм), хотя толщина сжимаемой толщи под этими секциями примерно одинакова, а высота плотины отличается лишь на 25 % (34 м против 43 м). По-видимому, столь значительное различие осадок этих секций вызвано иными факторами. Можно предположить, что это связано с влиянием инъекции грунтов основания. Подъем секций №20–22 в 2004 г. на 40 мм вряд ли может быть объяснен наполнением водохранилища, т.к. они располагаются вдали от зоны наполнения.

Во-вторых, по результатам расчетов подъем секций галереи на русловом участке (секции №5–9) оказался меньше наблюдаемого. По натурным данным наибольший подъем испытывала секция №7 (40 мм). По расчетам секция №7 поднялась лишь на 20 мм. Расчеты дают для секций левобережного участка (секции №1–4) осадки на 6…11 мм, в то время как в реальных условиях вертикальные перемещения галереи примерно равны 0. Подъем этих секций не может быть объяснен только противодавлением воды на подошву ядра, так как с момента возведения этих секций они были вынуждены воспринять вес вышележащей толщи грунта. Обращает на себя внимание и тот факт, что в левобережных секциях (№1–4) подъем проявляется не столь сильно, как в русловых секциях (№5–9), хотя они все находятся примерно в одинаковых условиях. По-видимому, аномальный подъем русловых секций связан именно с особенностями данного участка. Во-первых, это может быть связано с тем, что цементационные работы на этом участке выполнялись в более поздние сроки и более интенсивно. Во-вторых, можно предположить, что на русловом участке грунт ядра перешел во взвешенное состояние при появлении в нем фильтрационного потока.

Однако в целом математическая модель сооружения неплохо отразила поведение плотины в реальных условиях.

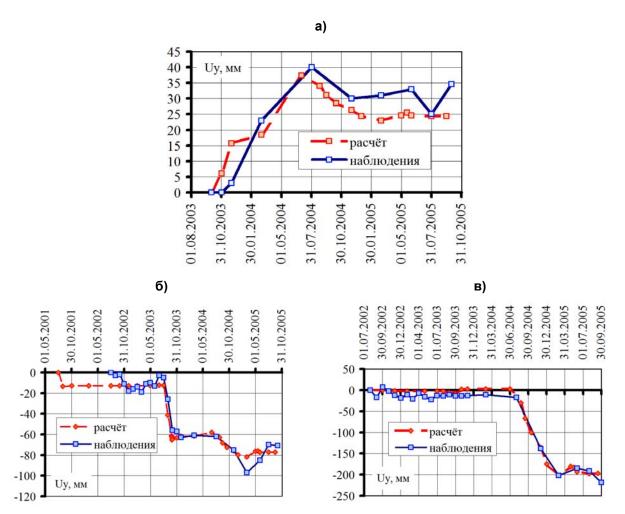


Рисунок 6. Изменение осадок секций галереи во времени

## Напряженно-деформированное состояние стены в грунте

Расчеты показали, что НДС стены довольно благоприятное, хотя оно очень неоднородно по длине створа.

В русловой части осадки стены не превышают 13,3 см, в то время как на правобережном участке достигают 25,4 см (рис. 7б). Максимальные осадки испытывает оголовок стены в районе ПК 3+50 (секция С-16). С глубиной осадки затухают. В сечении по ПК 3+50 подошва стены оседает лишь на 9,4 см. Таким образом, стена испытывает сжатие в вертикальном направлении. Неравномерность в распределении осадок вызывает изгибные деформации в плоскости стены.

Неравномерно распределены и горизонтальные смещения стены  $U_x$  (в направлении из бьефа в бьеф). Под действием фильтрационных сил стена смещается в сторону нижнего бьефа. Максимальное смещение (14,5 см) стена получает в сечении по ПК 3, на правобережном участке (рис. 7а). В русловом участке смещения стены не превышают 4,5 см. Такое различие в смещениях объясняется тем, что на правобережном участке больше толща нескального основания и она представлена глинистыми грунтами. Неравномерное распределение смещений вызывает прогиб стены и ее изгибные деформации.

Перемещения стены  $U_z$  в направлении от борта к борту существенно меньше по величине, чем осадки и смещения (рис. 7б). Благодаря этому отрыва стены от левобережного борта не происходит, прочность контакта между стеной в грунте и левобережным скальным бортом не нарушается. Однако следует отметить, что перемещения  $U_z$  изменяются вдоль створа не только по величине, но и по направлению. На правобережном участке прарусла, в зоне максимальных осадок, перемещения направлены к правому борту. Они достигают 2,5 см. На участке правобережного примыкания они направлены в сторону левого борта и достигают 2,2 см. Стена как бы проваливается в участок правобережного переуглубления нескальных грунтов. Неравномерность в распределении смещений  $U_z$  говорит о наличии в стене деформаций сжатия и растяжения в направлении от борта к борту.

Таким образом, стена имеет сложную картину деформаций:

- изгиб во всех возможных направлениях;
- сжатие в вертикальном направлении;
- деформации сжатия и растяжения в направлении от борта к борту.

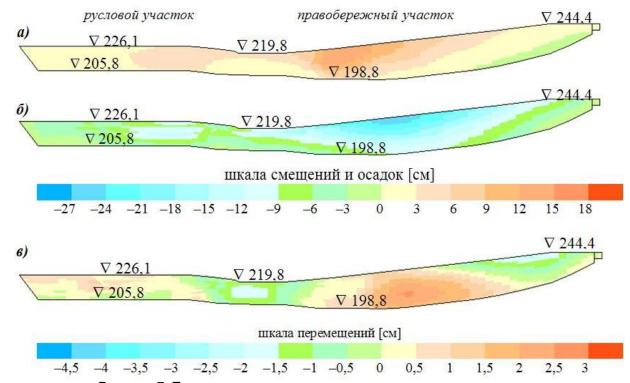


Рисунок 7. Перемещения стены в грунте по результатам расчетов

Однако, несмотря на сложный характер деформирования, стена находится в довольно благоприятном напряженном состоянии. Практически по всей своей площади она сжата со всех сторон. Это объясняется тем, что изгибные деформации стены малы по сравнению с деформациями вертикального сжатия. Сравнение напряжений на верховой и низовой гранях стены показало, что они близки между собой. Поэтому на рисунках приводятся напряжения только на верховой грани. В направлении от борта к борту НДС стены изменяется значительно.

Наибольшее сжатие в стене возникает по напряжениям  $\sigma_y$ , и оно вызвано осадками окружающего грунта. На русловом участке напряжения  $\sigma_y$  достигают 1,8 МПа, а на правобережном участке— 4,4 МПа (рис. 8). Различие в величинах напряжений связано с различием осадок окружающего грунта вокруг стены. Максимум сжатия по  $\sigma_y$  наблюдается в районе ПК 3+00...ПК 3+25, то есть под секциями галереи С-14 и С-15. Именно под этими секциями осадки галереи достигают своего максимума (рис. 4).

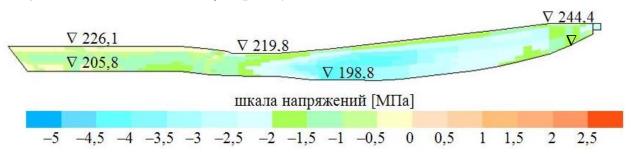


Рисунок 8. Распределение напряжений  $\sigma_{v}$  в стене в грунте в сечении по створу

В направлении от борта к борту стена также испытывает сжатие, за исключением небольших зон в верхней ее части. На русловом участке сжимающие напряжения  $\sigma_z$  достигают 0,5 МПа, а на правобережном – 1,2 МПа (рис. 9). Максимум сжатия по  $\sigma_z$  наблюдается в районе ПК 3+65, под секцией C-17, то есть примерно посередине участка пойменного переуглубления. Области растягивающих напряжений  $\sigma_z$  наблюдаются в верхней части стены в районе секций C-5 (ПК 1+20...1+40), C-9 (ПК 2+00...ПК 2+20). Их максимальные значения составляют соответственно 0,2 и 0,4 МПа. Опасность представляет растяжение под C-9, так как оно сопоставимо с прочностью глиноцементобетона на растяжение. Растяжение на этом участке объясняется изгибом в плоскости стены. В этой зоне вероятно образование трещин и может потребоваться ремонт стены.



Рисунок 9. Распределение напряжений  $\sigma_z$  в стене в грунте в сечении по створу

Напряжения  $\sigma_x$  также сжимающие. В отдельных зонах они достигают 1,1 МПа.

Несмотря на неравномерность деформаций стены, касательные напряжения в ней оказались довольно небольшими по величине. Касательные напряжения  $\sigma_{xy}$  в большей части стены не превышают 0,3 МПа, в зонах концентрации достигают 0,9 МПа. Интерес представляет распределение напряжений  $\sigma_{yz}$  (рис. 10). Они возникают вследствие неравномерности осадок стены на участке прарусла. Напряжения достигают 0,4 МПа.

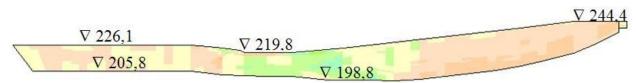


Рисунок 10. Распределение напряжений  $\sigma_{yz}$  в стене в грунте в сечении по створу (шкалу напряжений см. на рис. 9)

Вычисление главных напряжений показало, что они близки к осевым по направлению и величине. Максимально сжимающие главные напряжения  $\sigma_3$  (рис. 12) близки к  $\sigma_y$ , а минимально сжимающие  $\sigma_1$  (рис. 11) – к напряжениям  $\sigma_x$ .

Получив картину распределения напряжений в противофильтрационной стене в грунте, можно проанализировать ее прочностное состояние.

По результатам экспериментальных исследований свойств глиноцементобнтона различных составов, выполненных А.В. Радзинским [24], можно построить приближенный график зависимости прочности глиноцементобетона на одноосное сжатие и его модуля деформации (рис. 13). Модулю деформации 500 МПа соответствует прочность 2,2 МПа.



Рисунок 11. Распределение главных напряжений  $\sigma_1$  в стене в грунте в сечении по створу

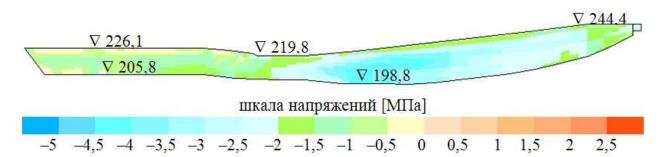


Рисунок 12. Распределение главных напряжений  $\sigma_3$  в стене в грунте в сечении по створу

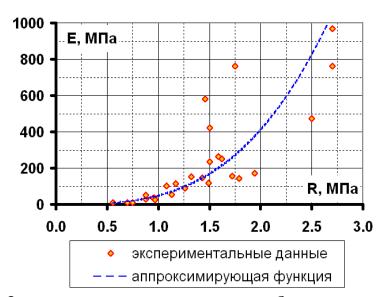


Рисунок 13. Связь между прочностью глиноцементобетона на одноосное сжатие и модулем его деформации

Сравнивая полученные главные напряжения  $\sigma_3$  с прочностью (2,2 МПа), видим, что на большей части правобережного участка (от ПК 2+60 до ПК 4+70) прочность глиноцементобетона на одноосное сжатие не обеспечивается. Однако стена находится в состоянии не одноосного, а трехосного сжатия, и в этих условиях прочность глиноцементобетона несколько увеличится. Как известно, с учетом бокового обжатия  $\sigma_1$  прочность материала на сжатие R может быть вычислена по следующей формуле:

$$R = R_0 + \sigma_1 \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi},$$

где  $R_0$  – прочность при одноосном сжатии;  $\phi$  – угол внутреннего трения материала.

По исследованиям А.В. Радзинского [25] и других авторов [9], угол внутреннего трения глиноцементобетона составляет примерно 30°. В этом случае при обжатии  $\sigma_1$  прочность будет увеличиваться на величину  $\sigma_3$ . При полученном распределении напряжений  $\sigma_1$  прочность глиноцементобетона на сжатие может достигать 4 МПа. Однако наш анализ показал, что даже тогда прочность стены на участке от ПК 2+60 до ПК 3+70 обеспечена не будет. Для устройства противофильтрационной стены в грунте необходимо применять более прочный материал.

### Выводы

- 1. Созданная математическая модель плотины Юмагузинского гидроузла и его основания в целом отражает поведение реального сооружения в строительный период. В процессе калибровки модели к данным натурных наблюдений были выявлены некоторые особенности формирования напряженно-деформированного состояния плотины и основания
- 1.1. Подъем некоторых секций галереи плотины коррелирует с наполнением водохранилища. Это позволяет сделать вывод о том, что этот подъем и вызван силовым действием воды. При наполнении водохранилища возникает противодавление на подошву ядра

русловой плотины, а также переход части грунтов основания во взвешенное состояние. Некоторая часть подъема может быть вызвана цементационными работами, а также связана с переходом грунта ядра во взвешенное состояние;

- 1.2. На отдельных участках плотины выполнение цементационной завесы в основании привела к снижению деформируемости грунтов основания и плотины под цементационной галереей.
- 2. Сравнение данных натурных наблюдений за осадками цементационной галереи в плотине с результатами расчетов показывает, что деформируемость грунтов основания оказалась существенно (в 2...5 раз) ниже, чем по данным геологических изысканий.
- 3. В дальнейшем математическая модель сооружения может быть уточнена с учетом появления при наполнении водохранилища фильтрационных сил в основании и теле плотины.
- 4. Основной вид деформаций стены в грунте в основании и теле Юмагузинской плотины это деформации сжатия от осадок окружающего грунта под действием веса построенной плотины. Проскальзывания грунтов относительно стены не происходит. Максимальное сжатие по напряжениям  $\sigma_y$  наблюдается на участке прарусла, где происходят наибольшие осадки грунтов основания. В этой зоне сжимающие напряжения  $\sigma_y$  превышают прочность материала (глиноцементобетон) на одноосное сжатие.
- 5. Стена в грунте в основании Юмагузинской плотины работает в очень сложных пространственных условиях, она вынуждена испытывать неравномерные деформации по длине створа. Неравномерно распределены осадки и горизонтальные смещения стены.
- 6. Изгибные деформации стены от ее прогиба (то есть от неравномерности горизонтальных смещений) развиты слабо вследствие большой протяженности створа. Напряжения на верховой и низовой гранях практически не отличаются.
- 7. Неравномерные осадки основания (и стены) вызывают ее изгиб в плоскости стены. Этот изгиб вызывает появление деформаций растяжения в направлении от борта к борту. Однако, несмотря на это, в большинстве сечений стена остается сжатой по напряжениям  $\sigma_z$  за счет существенного сжатия по напряжениям  $\sigma_y$ . Тем не менее, в оголовке стены, где сжимающие напряжения  $\sigma_z$  малы, в стене могут проявляться растягивающие напряжения  $\sigma_z$ .
- 8. Для условий, принятых в расчете (модуль деформации материала стены составляет 500 МПа, а его прочность на одноосное сжатие 2,2 МПа), напряжения в глиноцементобетоне, из которого выполнена стена в грунте, превышают его прочность на одноосное сжатие. Для противофильтрационной стены Юмагузинского гидроузла необходимо применить иной материал: либо более прочный, но менее деформируемый, либо наоборот менее прочный, но более податливый. Кроме того, опасность представляет возможность образования в стене на пойменном участке вертикальных трещин вследствие растяжения в направлении вдоль створа.

#### Литература

- 1. Радченко В.Г., Лопатина М.Г., Николайчук Е.В., Радченко С.В. Опыт возведения противофильтрационных устройств из грунтоцементных смесей // Гидротехническое строительство. 2012. №12. С. 46–54.
- 2. Ганичев И.А., Мещеряков А.Н., Хейфец В.Б. Новые способы устройства противофильтрационных завес // Гидротехническое строительство. 1961. №2. С. 14–18.
- 3. Ehrhardt T., Scheid Y., El Tayeb A. Entwurf und ausfuhrung der steinschuttdamme und der schlitzwand des Merowe-Projektes // WasserWirtschaft. 2011. 101 (1-2). Pp. 36–42.
- 4. Balian S. Cut-off wall construction // International Water Power and Dam Construction. 2007. 59 (2). Pp. 42–44.
- 5. Noll H., Langhagen K., Popp M., Lang T. Ertuchtigung des Sylvenstein-Staudamms Planung und Ausfuhrung der Dichtwand // WasserWirtschaft. 2015. 103 (5). Pp. 76–79.
- 6. Захаров С.В., Радченко В.Г., Семенов Ю.Д., Сулимов В.С., Смоленков В.Ю., Таймасханов А.М. Метод струйной цементации в гидротехническом строительстве // Гидротехническое строительство. 2008. №4. С. 2–11.
- 7. Цой М.С.Д., Алданов А.Г., Радченко В.Г., Семенов Ю.Д., Данилов А.С., Смоленков В.Ю. Возведение противофильтрационной завесы методом струйной цементации в основании плотины Сангтудинской ГЭС-1 // Гидротехническое строительство. 2008. №5. С. 32–37.

- 8. Mirghasemi A.A., Pakzad M., Shadravan B. The world's largest cutoff wall at Karkheh dam // Hydropower & Dams. 2005. Issue Two. Pp. 2–6.
- 9. Малышев Л.И., Шишов И.Н., Кудрин К.П., Бардюков В.Г. Технические решения и результаты первоочередных работ по сооружению противофильтрационной стены в грунте в ядре и в основании плотины Курейской ГЭС // Гидротехническое строительство. 2001. №3. С. 31–36.
- 10. Development of Dam Engineering in the United States / Edited by E.B. Kollgaard and W.L. Chadwick. 1988, Pergamon Press. 1072 p.
- 11. Boyer D.D., Wiltshire R.L., Tarbox G.S. Achievements and Advancements in U.S. Dam Engineering. Denver, Colorado: USSD. 2013. 792 p.
- 12. Королёв В.М, Смирнов О.Е., Аргал Э.С., Радзинский А.В. Новое в создании противофильтрационного элемента в теле грунтовой плотины // Гидротехническое строительство. 2013. №8. С. 2–9.
- 13. Рассказов Л.Н., Бестужева А.С., Саинов М.П. Бетонная диафрагма как элемент реконструкции грунтовой плотины // Гидротехническое строительство. 1999. №4. С. 10–16.
- 14. Саинов М.П., Котов Ф.В. Оценка надёжности диафрагмы из буронабивных свай в плотине средней высоты // Вестник МГСУ. 2014. №1. С. 153–163.
- 15. Саинов М.П. Пространственная работа диафрагмы из буронабивных свай в теле каменной плотины // Приволжский научный журнал. 2014. №3(31). С. 43–47.
- 16. Ding Y., Zhang Q., Zhang B. FEM analysis of stress-deformation characteristics of cut-off walls in high core rockfill dam // Journal of Hydroelectric Engineering. 2013. 32 (3). Pp. 162–167.
- 17. Xiong H., Wang Q., Gao X., Zhou W., Gao M. Stress deformation analysis of plastic concrete cutoff wall for the first stage cofferdam of Shawan hydropower station // Shuili Fadian Xuebao. 2010. 29 (2). Pp. 197–203, 189.
- 18. Mou R., Xu C.-J., Ma X.-H. Analysis on stress and deformation of low elastic modulus concrete cutoff wall inside the dam body // Applied Mechanics and Materials. 2012. 130-134. Pp. 3208–3215.
- 19. Xanthakos P.P., Abramson L.W., Bruce D.A. Ground Control and Improvement. New York, USA: John Wiley & Sons. 1994. 936 p.
- 20. Баранов А.Е. Из опыта проектирования и строительства Юмагузинского гидроузла на р.Белой // Вестник МГСУ. 2006. №2. С. 112–122.
- 21. Анискин Н.А., То Ван Тхань. Прогноз фильтрационного режима грунтовой плотины Юмагузинского гидроузла и ее основания // Гидротехническое строительство. 2005. №6. С. 19–25.
- 22. Рассказов Л.Н., Джха Дж. Деформируемость и прочность грунта при расчете высоких грунтовых плотин // Гидротехническое строительство. 1997. №7. С. 31–36.
- 23. Гольдин А.Л., Рассказов Л.Н. Проектирование грунтовых плотин. Изд. 2-е, перераб. и доп. М.: АСВ, 2001. 375 с.
- 24. Рассказов Л.Н., Радзинский А.В., Саинов М.П. Выбор состава глиноцементобетона при создании «стены в грунте» // Гидротехническое строительство. 2014. №3. С. 16–23.
- 25. Рассказов Л.Н., Радзинский А.В., Саинов М.П. Прочность и деформируемость глиноцементобетона в сложном напряженном состоянии // Гидротехническое строительство. 2014. №8. С. 29–33.

Михаил Петрович Саинов, Москва, Россия +7(926)6078931; эл. почта: mp\_sainov@mail.ru

© Саинов М.П., 2015

doi: 10.5862/MCE.57.2

# 3D performance of a seepage control wall in dam and foundation

M.P. Sainov.

Moscow State University of Civil Engineering +7(926)6078931; e-mail: mp\_sainov@mail.ru

## Key words

cut-off wall; stress-strain state; numerical modeling; Yumaguza hydroelectric complex; field data; settlements; bend

#### **Abstract**

This article analyzes the results of numerical modeling of the stress-strain state (SSS) of a grout curtain carried out by the cut-off wall method in the dam foundation and body of the Yumaguza hydroelectric complex. On the river channel section the wall cuts through not only the riverbed deposits, but also the lower part of the dam. On the right-bank section the wall cuts through only the upper part of a very thick layer of clay soils.

The numerical model parameters of the structure and the foundation were selected in a way allowing to obtain approximate conformance of field and calculation data on the settlements of the gallery located beneath the wall. It was revealed during model calibration that the uplift of the gallery recorded from the field data is related to the reservoir filling. At the rise of the groundwater level a part of the soil mass in the dam foundation and body passes into a suspended state.

The main type of wall deformations was presented by deformations due to vertical compression from settlements of the surrounding soil. These deformations result in the concentration of compressive stresses in the wall. The non-uniform distribution of settlements along the dam site causes bending deformations in the wall plane. This longitudinal bend results in small tensile stresses appearing in the wall in the direction along the dam site. However, on the whole, the wall SSS is rather good because it is compressed from all sides. Bending deformations of the wall due to its bend are negligible.

### References

- 1. Radchenko V.G., Lopatina M.G., Nikolaychuk Ye.V., Radchenko S.V. Opyt vozvedeniya protivofiltratsionnykh ustroystv iz gruntotsementnykh smesey [Experience of Building Geomembrane Liners of Soil-cement Mixtures]. *Gidrotekhnicheskoye stroitelstvo*. 2012. No. 12. Pp. 46–54.(rus)
- 2. Ganichev I.A., Meshcheryakov A.N., Kheyfets V.B. Novyye sposoby ustroystva protivofiltratsionnykh zaves [New Ways of Producing Ground Water Cutoffs]. *Gidrotekhnicheskoye stroitelstvo*. 1961. No. 2. Pp. 14–18.(rus)
- 3. Ehrhardt, T., Scheid, Y., El Tayeb, A. Entwurf und ausfuhrung der steinschuttdamme und der schlitzwand des Merowe-Projektes. *Wasser Wirtschaft*. 2011. No. 101 (1–2). Pp. 36–42.
- Balian S. Cut-off wall construction. International Water Power and Dam Construction. 2007. No. 59 (2). Pp. 42–44.
- 5. Noll H., Langhagen K., Popp M., Lang T. Ertuchtigung des Sylvenstein-Staudamms Planung und Ausfuhrung der Dichtwand. *Wasser Wirtschaft*. 2015. No. 103 (5). Pp. 76–79.
- Zakharov S.V., Radchenko V.G., Semenov Yu.D., Sulimov V.S., Smolenkov V.Yu., Taymaskhanov A.M. Metod struynoy tsementatsii v gidrotekhnicheskom stroitelstve [Jet grouting method in hydraulic engineering]. Gidrotekhnicheskoye stroitelstvo. 2008. No. 4. Pp. 2–11. (rus)
- 7. Tsoy M.S.D., Aldanov A.G., Radchenko V.G., Semenov Yu.D., Danilov A.S., Smolenkov V.Yu. Vozvedeniye protivofiltratsionnoy zavesy metodom struynoy tsementatsii v osnovanii plotiny Sangtudinskoy GES-1 [Building Ground Water Cutoff by Jet Grouting in the Dam Foundation of Sangtudinskaya Water Power Plant]. *Gidrotekhnicheskoye stroitelstvo*. 2008. No. 5. Pp. 32–37. (rus)
- 8. Mirghasemi A.A., Pakzad M., Shadravan B. The world's largest cutoff wall at Karkheh dam. Hydropower & Dams Issue Two. 2005. Pp. 2–6.
- Malyshev L.I., Shishov I.N., Kudrin K.P., Bardyukov V.G. Tekhnicheskiye resheniya i rezultaty pervoocherednykh rabot po sooruzheniyu protivofiltratsionnoy steny v grunte v yadre i v osnovanii plotiny Kureyskoy GES [Technical Solutions and Working Results in the Process of Building Filtrationproof Wall in the Soil of the Core and Foundation of Kureyskaya Water Power Plant]. Gidrotekhnicheskoye stroitelstvo. 2001. No. 3. Pp. 31–36. (rus)
- 10. Development of Dam Engineering in the United States. Edited by E.B. Kollgaard and W.L. Chadwick. Oxford: Pergamon Press, 1988. Pp. 1–1072.

- 11. Boyer D.D., Wiltshire R.L., Tarbox G.S. *Achievements and Advancements in U.S. Dam Engineering*. Denver, Colorado: USSD. 2013. 792 p.
- 12. Korolev V.M, Smirnov O.Ye., Argal E.S., Radzinskiy A.V. Novoye v sozdanii protivofiltratsionnogo elementa v tele gruntovoy plotiny [New in Creating Filtration-proof Element in the Body of Ground Water Dam]. *Gidrotekhnicheskoye stroitelstvo*, 2013. No. 8. Pp. 2–9. (rus)
- 13. Rasskazov L.N., Bestuzheva A.S., Sainov M.P. Betonnaya diafragma kak element rekonstruktsii gruntovoy plotiny [Concrete Membrane as an Element of Ground Water Dam Reconstruction]. *Gidrotekhnicheskoye stroitelstvo*. 1999. No. 4. Pp. 10–16. (rus)
- Sainov M.P., Kotov F.V. Otsenka nadezhnosti diafragmy iz buronabivnykh svay v plotine sredney vysoty [Safety Assessment of a Bored Pile Diaphragm in a Mediumheight Dam]. Vestnik MGSU. 2014. No. 1. Pp. 153–163. (rus)
- 15. Sainov M.P. Prostranstvennaya rabota diafragmy iz buronabivnykh svay v tele kamennoy plotiny [Spatial Behavior of a Bored Pile Diafragm on a Rockfill Body]. *Privolzhsky Scientific Journal*. 2014. No. 3 (31). Pp. 43–47. (rus)
- 16. Ding Y., Zhang Q., Zhang B. FEM analysis of stress-deformation characteristics of cut-off walls in high core rockfill dam. *Journal of Hydroelectric Engineering*, 2013. No. 32 (3). Pp. 162–167.
- 17. Xiong H., Wang Q., Gao X., Zhou W., Gao M. Stress deformation analysis of plastic concrete cutoff wall for the first stage cofferdam of Shawan hydropower station. *Shuili Fadian Xuebao*. 2010. No. 29 (2). Pp. 197–203+189.
- 18. Mou R., Xu C.-J., Ma X.-H. Analysis on stress and deformation of low elastic modulus concrete cutoff wall inside the dam body. *Applied Mechanics and Materials*. 2012. No. 130-134. Pp. 3208–3215.
- 19. Xanthakos P.P., Abramson L.W., Bruce D.A. *Ground Control and Improvement*. New York: John Wiley & Sons, 1994. 936 p.
- Baranov A.Ye. Iz opyta proyektirovaniya i stroitelstva Yumaguzinskogo gidrouzla na r.Beloy [The Experience of Designing and Building Yumaguzinskiy Hydroelectric Complex on the River Belaya]. Vestnik MGSU. 2006. No. 2. Pp. 112–122. (rus)
- Aniskin N.A., To Van Tkhan. Prognoz filtratsionnogo rezhima gruntovoy plotiny Yumaguzinskogo gidrouzla i yeye osnovaniya [Forecast filtration mode embankment dam Yumaguza HPP]. Gidrotekhnicheskoye stroitelstvo. 2005. No. 6. Pp. 19–25. (rus)
- 22. Rasskazov L.N., Dzhkha Dzh. Deformiruyemost i prochnost grunta pri raschete vysokikh gruntovykh plotin [Soil Deformability and Strength in the Process of Calculating High Ground Water Dams] *Gidrotekhnicheskoye stroitelstvo*. 1997. No. 7. Pp. 31–36. (rus)
- 23. Goldin A.L., Rasskazov L.N. *Proyektirovaniye gruntovykh plotin* [Engineering of Soil Dams]. Moscow: ASV, 2001. 375 p. (rus)
- 24. Rasskazov L.N., Radzinskiy A.V., Sainov M.P. Vybor sostava glinotsementobetona pri sozdanii "steny v grunte" [Selection of composition of clay-cement concrete for of a "wall-inground" construction] *Gidrotekhnicheskoye stroitelstvo*. 2014. No. 3. Pp. 16–23.
- 25. Rasskazov L.N., Radzinskiy A.V., Sainov M.P. Prochnost i deformiruyemost glinotsementobetona v slozhnom napryazhennom sostoyanii [Strength and Deformability of Clay-cement Concrete in Complex Stress State]. *Gidrotekhnicheskoye stroitelstvo.* 2014. No. 8. Pp. 29–33. (rus)

Full text of this article in Russian: pp. 20-33