

Интернет-журнал «Наукоедение» ISSN 2223-5167 <https://naukovedenie.ru/>

Том 9, №6 (2017) <https://naukovedenie.ru/vol9-6.php>

URL статьи: <https://naukovedenie.ru/PDF/83TVN617.pdf>

Статья опубликована 20.01.2018

Ссылка для цитирования этой статьи:

Котов Ф.В. Работоспособность сверхвысокой каменно-набросной плотины с противofильтрационным элементом в виде бетонного ядра // Интернет-журнал «НАУКОВЕДЕНИЕ» Том 9, №6 (2017) <https://naukovedenie.ru/PDF/83TVN617.pdf> (доступ свободный). Загл. с экрана. Яз. рус., англ.

УДК 626.01

Котов Филипп Викторович

ФГОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», Россия, Москва¹
Ассистент кафедры «Гидравлики и гидротехнического строительства»

E-mail: filipp_net@mail.ru

РИНЦ: https://elibrary.ru/author_profile.asp?id=675643

Работоспособность сверхвысокой каменно-набросной плотины с противofильтрационным элементом в виде бетонного ядра

Аннотация. С помощью численного моделирования проанализировано напряжённно-деформированное состояние варианта конструкции каменно-набросной плотины, в котором в качестве противofильтрационного элемента используется массивное ядро из укатанного бетона. Рассматривалась сверхвысокая плотина высотой 235 м. Максимальная толщина бетонного ядра составляет 24 м. Ядро с верховой стороны имеет экран из асфальтобетона.

Исследования НДС проводились для широкого диапазона деформируемости каменной наброски (осреднённый модуль деформации от 90 до 350 МПа). Для моделирования поведения каменной наброски применялась как модель линейной деформируемости грунта, так и нелинейная модель.

Результаты численного моделирования напряжённно-деформированное состояния показали, что при любой деформируемости каменной наброски рассмотренный вариант конструкции плотины нельзя признать работоспособным. Это связано с большими смещениями каменной наброски. Деформации изгиба вызывают в ядре растягивающие напряжения, которые превосходят прочность бетона на растяжение и приведут к образованию в нём трещин. Наибольшую опасность для плотины представляет возможный отрыв бетонного ядра от скального основания. Более рациональным решением для сверхвысокой плотины является устройство противofильтрационного элемента в виде массивной инъекционной завесы.

Ключевые слова: каменно-набросная плотина; напряжённно-деформированное состояние; бетонное ядро; противofильтрационный элемент; численное моделирование; прочность

¹ 129337, Москва, Ярославское шоссе, д. 26

Введение

В настоящее время ведётся поиск новых типов конструкций грунтовых плотин, т. к. применение традиционных конструкций либо не обеспечивает необходимый уровень надёжности плотины, либо не является эффективным с точки зрения стоимости и строительных технологий. Потребность в применении плотин новых типов в частности проявляется при проектировании высоконапорных гидроузлов (с напором более 150 м) в северной климатической зоне России.

В настоящее время сверхвысокие грунтовые плотины возводят лишь двух типов – каменно-земляная плотина с центральным ядром из глинистого грунта и каменнонабросная плотина с железобетонным экраном. Однако в условиях Сибири применение этих типов плотин представляет определённые сложности и нецелесообразно. Каменно-земляную плотину с центральным ядром сложно построить из-за большой продолжительности холодного сезона, в который нельзя укладывать глинистый грунт ядра. Кроме того, имеются случаи нарушений в работе глинистых ядер плотин, построенных в северной климатической зоне [3, 5]. Применение каменно-набросной плотины с железобетонным экраном сдерживается отсутствием опыта строительства плотин подобного типа в России, а также недостаточным уровнем надёжности плотин данного типа. Частыми являются случаи образования трещин в железобетонных экранах сверхвысоких плотин [4, 13, 15, 17, 20]. Кроме того, существуют опасения, что железобетонный экран не сможет работать в сложных ледовых условиях, характерных для сибирских рек.

В связи разрабатываются новые типы конструкций грунтовых плотин [1, 2, 10-12]. Как правило, они заключаются либо в устройстве массивного противофильтрационного элемента из негрунтового материала, либо в комбинации различных типов противофильтрационных устройств.

Одним из таких конструктивных решений является предложение группы авторов во главе с В. Ф. Корчевским о строительстве каменно-набросной плотины с бетонным ядром [2]. Конструкция подобной плотины была разработана применительно к условиям строительства Канкунской ГЭС в Южной Якутии. Максимальная строительная высота плотины составляет 250 м. Предлагалось устроить внутри плотины массивное вертикальное бетонное ядро. Ширина ядра по подошве составляет 58 м (рис. 1).

Ядро имеет сложное устройство и состоит из двух основных частей. Нижняя часть ядра (высотой 54 м) – более массивная и выполняется из вибрированного бетона. Внизу оно насквозь прорезается горизонтальным периметральным швом. Верхняя часть ядра выполняется из укатанного бетона и отделяется от нижней сквозным швом. Верхняя часть – менее массивная, его максимальная толщина составляет около 24 м. По высоте верхней части ядра предлагалось выполнить несколько швов-надрезов (с верховой стороны). Для защиты от фильтрации через укатанный бетон на верховой грани предусматривается устройство асфальтобетонного экрана.

На контакте между конструкцией ядра и упорными призмами располагаются переходные зоны (рис. 1).

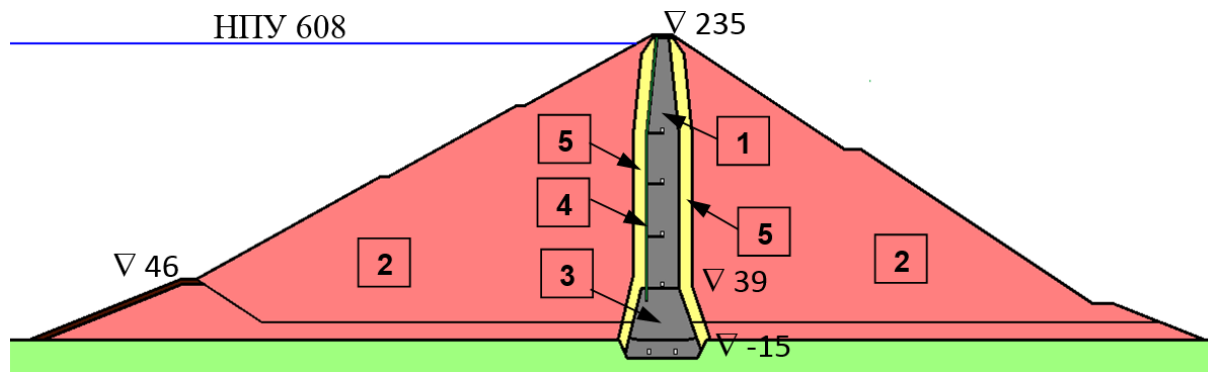


Рисунок 1. Схема устройства каменно-набросной плотины с бетонным ядром:
1 – бетонное ядро из укатанного бетона, 2 – упорные призмы из каменной наброски,
3 – основание бетонного ядра из вибрированного бетона, 4 – асфальтобетонный экран,
5 – переходные зоны²

По результатам расчётов напряжённо-деформированного состояния (НДС) плотины, выполненными авторами разработки, принятая конструкция массивного бетонного ядра, может обеспечить необходимый уровень надёжности противофильтрационной защиты плотины при условии невысокой деформируемости каменной наброски [2]. При расчётах авторы принимали, что каменная наброска будет иметь осреднённый модуль деформации 55 МПа, а большая часть низовой упорной призмы будет представлять собой льдокаменное тело с модулем деформации около 1000 МПа. Для других случаев расчёты НДС не проводились. Между тем, принятая схема работы плотины не совсем отвечает реальным условиям. Образование в низовой призме льдокаменного тела можно ожидать, но лишь по прошествии нескольких лет эксплуатации.

При первом наполнении водохранилища вполне возможен случай, когда гидростатическое давление будет воспринято не льдокаменным телом, а обычной каменной наброской. Ранее выполненные нами расчёты [11] для случая высокой деформируемости камня показали, что рассматриваемая конструкция может быть не только не работоспособной, но и опасной.

Задачей нашей работы явилось исследование работоспособности представленной конструкции плотины для других возможных деформативных характеристиках тела плотины.

Как известно из анализа натуральных данных [9, 19], деформируемость каменной наброски может изменяться в очень широких пределах. Расчёты проводились как для использования модели линейной деформируемости при активном нагружении, так и для нелинейной. В качестве нелинейной модели использовалась модель, предложенная проф. Рассказовым Л. Н. [6]. Свойства модели (в варианте №х) были приняты на основе обработки данных лабораторных экспериментов каменной наброски [8], выполненных другими авторами [14, 16, 18].

Метод и методика

Исследования проводились численным методом конечных элементов с помощью вычислительной программы, составленной к.т.н. Саиновым М. П. [7]. Конечно-элементная модель сооружения включала в себя грунтовую плотину и блок скального основания на глубину 150 м. Для учёта возможности проявления нелинейных эффектов на контактах отдельных негрунтовых конструкций между собой и с грунтами в конечно-элементной модели использовались контактные конечные элементы. Общее количество конечных элементов

² Все рисунки в статье составлены автором.

составило 1402. Все конечные элементы имели квадратичную аппроксимацию перемещений внутри элемента. Общее количество степеней свободы модели составило 7856.

Деформативные и прочностные свойства контактов приведены в таблице 1.

Таблица 1

Параметры модели контактов

Положение контакта	E_n , МПа/м	E_t , МПа/м	φ	c , кПа
бетон – камень, скала – камень	2000	800	40°	0
бетон – асфальтобетон	2000	800	22°	30
бетон – песок	2000	800	36°	0
шов в бетонной конструкции	10000	2000	42°	30
бетон – скала	10000	2000	42°	280

Расчёт НДС сооружения проводился на нагрузки от собственного веса, а также от гидростатического давления на напорную грань ядра и фильтрационного противодействия на подошву ядра.

При расчётах учитывалась последовательность возведения плотины и наполнения водохранилища, разработанная авторами рассматриваемой конструкции плотины [2]. Плотина возводится в несколько очередей, при этом бетонное ядро возводится только в тёплый сезон и опережает рост профиля грунтовой насыпи.

Результаты

При использовании нелинейной модели рассматривались 3 варианта деформативных свойств каменной наброски: №х, №2х и №4х. В вариантах №2х и №4х параметры модели были приняты соответственно в 2 и 4 раза больше, чем в модели №х. При использовании линейной модели рассматривалось 3 варианта модуля деформации каменной наброски E – 84, 168 и 336 МПа (при активном нагружении). Этим вариантам присвоены номера №у, №2у и №4у соответственно. Указанные модули деформации были подобраны таким образом, чтобы результаты решения задачи НДС при использовании линейной модели примерно соответствовали результатам решения при использовании нелинейной модели. Рассмотренный диапазон деформируемости каменной наброски – весьма широк и соответствует наиболее встречающиеся значениям. Коэффициент Пуассона ν каменной наброски в вариантах с линейной моделью был принят равным 0,25.

Материал ядра принимался упругим. Для бетона нижней части ядра принимались следующие параметры $E = 29000$ МПа, $\nu = 0,18$, для укатанного бетона верхней части ядра – $E = 20000$ МПа, $\nu = 0,20$. При расчёте по линейной модели для асфальтобетона принимались $E = 25$ МПа, $\nu = 0,40$.

Расчётные исследования выявили недостаточный уровень надёжности бетонного ядра плотины. Это происходит из-за значительных смещений и изгибных деформаций бетонного ядра. Упорные призмы грунтовой плотины очень податливы, поэтому при восприятии гидростатического давления бетонное ядро работает практически самостоятельно. Её схема работы похожа на схему работы консоли, заделанной в основание.

Максимальные горизонтальные смещения бетонного ядра наблюдаются в верхней части плотины (рис. 2), максимальные смещения массивной нижней части ядра в 3-10 раз меньше.

Величины смещений – весьма значительные и определяются деформируемостью каменной наброски. В вариантах №х и №у смещения гребня превышают 1 % от высоты

плотины. В вариантах №4х и №4у максимальные смещения существенно меньше и составляют примерно 0,4 % от высоты плотины.

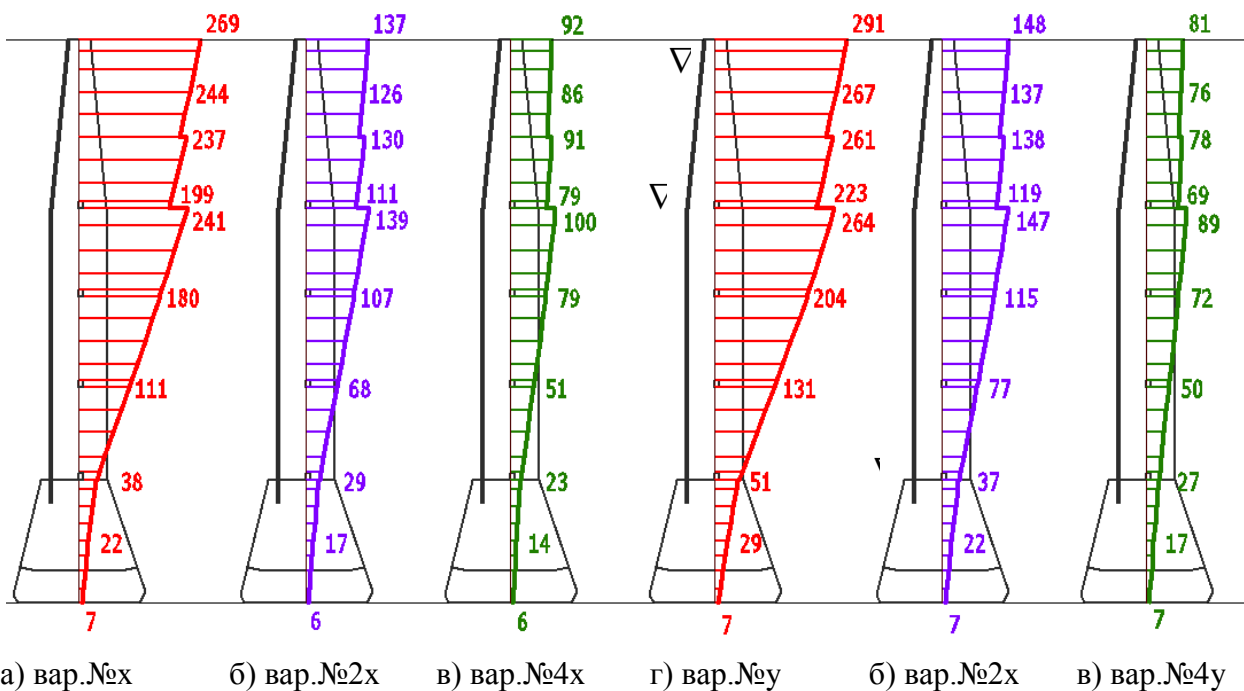


Рисунок 2. Перемещения бетонного ядра (см) для различных вариантов

Значительные смещения ядра вызывают раскрытие его контакта со скальным основанием. Во всех рассмотренных вариантах длина раскрытия очень велика (рис. 3а). В вариантах №х, №у она составляет примерно 3/4, а в вариантах №4х, №4у – около половины от ширины подошвы ядра. Максимальное раскрытие контактного шва составляет: в варианте №х – 16 см, в варианте №4х – 9 см. Всё это свидетельствует о высокой вероятности нарушений противофильтрационной защиты в основании плотины.

Раскрытие характерно и для шва между верхней и нижней частью ядра. В вариантах №х, №у шов раскрывается на 21 м, т. е. почти на 90 % от своей ширины (рис. 3б). В вариантах №4х, №4у длина раскрытия составляет соответственно 15 и 10 м. При таких раскрытиях можно ожидать нарушение целостности асфальтобетонного экрана ядра.

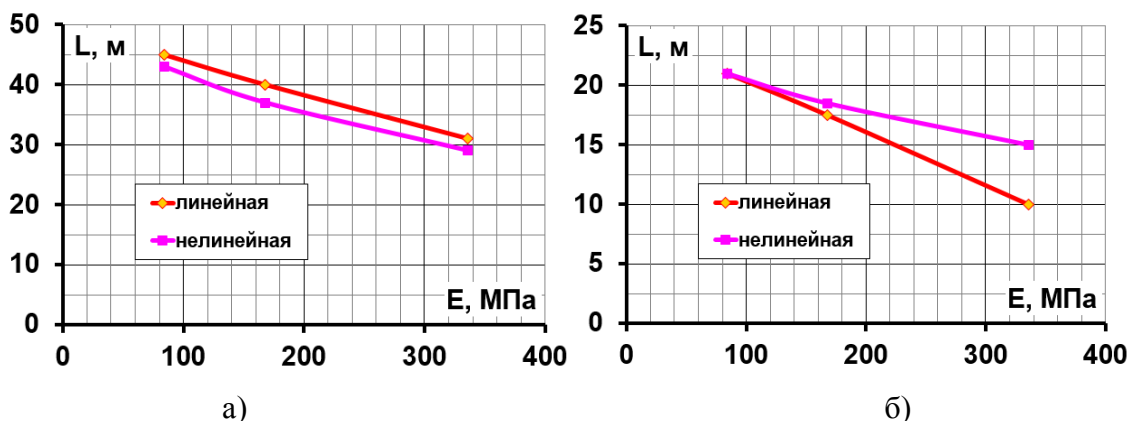


Рисунок 3. Длина раскрытия швов конструкции для различных вариантов:

а – для контакта ядра с основанием, б – для контакта между верхней и нижней частью ядра

Значительные раскрытия швов тем не менее не компенсируют изгибных деформаций бетонного ядра. По результатам расчётов для нижней части ядра характерен изгиб в сторону

нижнего бьефа (рис. 4). Он приводит к появлению на её верховой грани растягивающих напряжения и к концентрации сжимающих напряжений на низовой грани. Верхняя часть ядра испытывает изгиб в верховую сторону, поэтому растягивающие напряжения образуются на низовой грани ядра, а сжимающие – концентрируются сжимающие напряжения (рис. 4). По этой причине швы-надрезы никогда не раскрываются, а вот строительные швы между отдельными ярусами ядра могут раскрываться в некоторых вариантах.

Такая картина НДС характерна для всех рассмотренных вариантов.

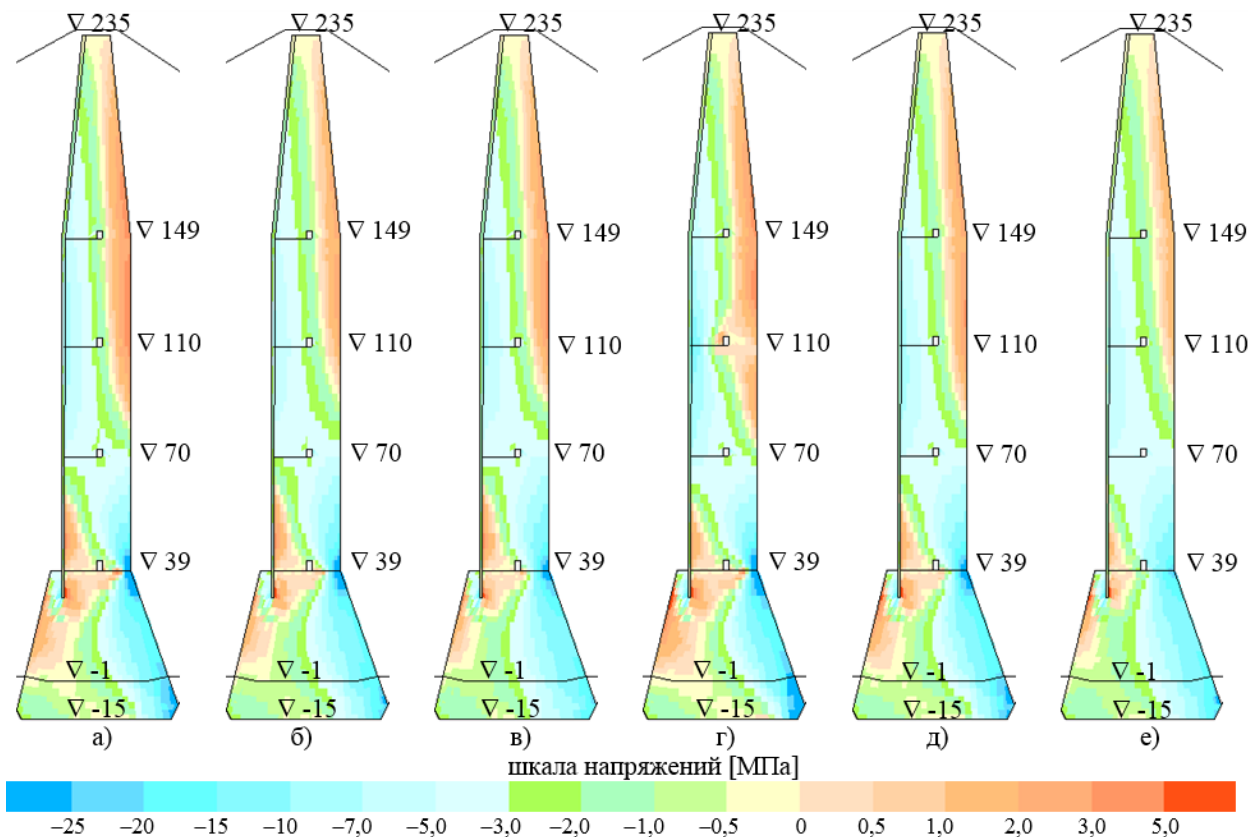


Рисунок 4. Вертикальные напряжения σ_y в бетонном ядре различных вариантов: а – вар.№1х, б – вар.№2х, в – вар.№4х, г – вар.№5у, б – вар.№2х, в – вар.№4у

Расчёты показывают, что во всех вариантах растягивающие напряжения в бетонном ядре превышают расчётное сопротивление бетона на растяжение (рис.5а, 6а), поэтому следует ожидать образования в нём трещин.

Следует ожидать и нарушение прочности на сжатие в зоне концентрации σ_y в нижней части ядра (рис. 5б).

Таким образом, рассмотренная конструкция плотины не является надёжной и работоспособной. Даже при высокой степени уплотнения каменной наброски не обеспечивается трещиностойкость как самого массива бетонного ядра, так и на контакте его отдельных элементов и с основанием.

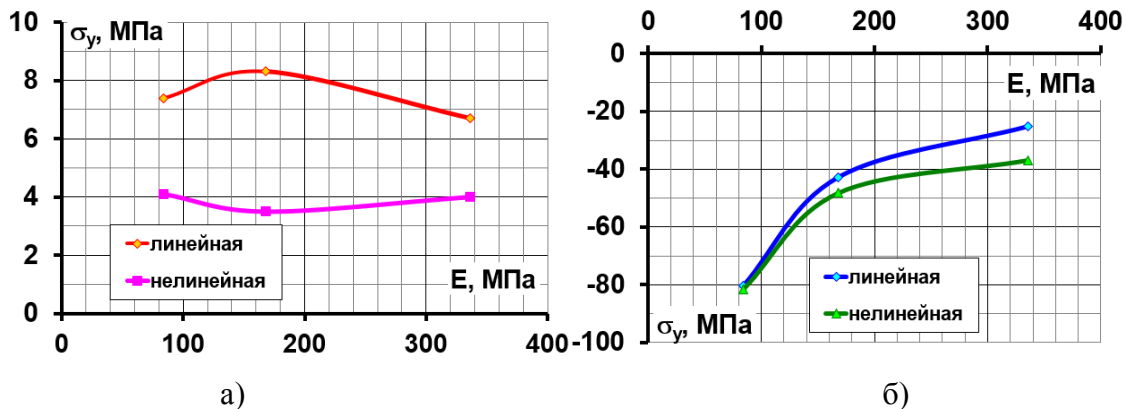


Рисунок 5. Максимальные значения напряжений σ_y в нижней части ядра для различных вариантов: а – растягивающие напряжения на верховой грани, б – сжимающие напряжения на низовой грани

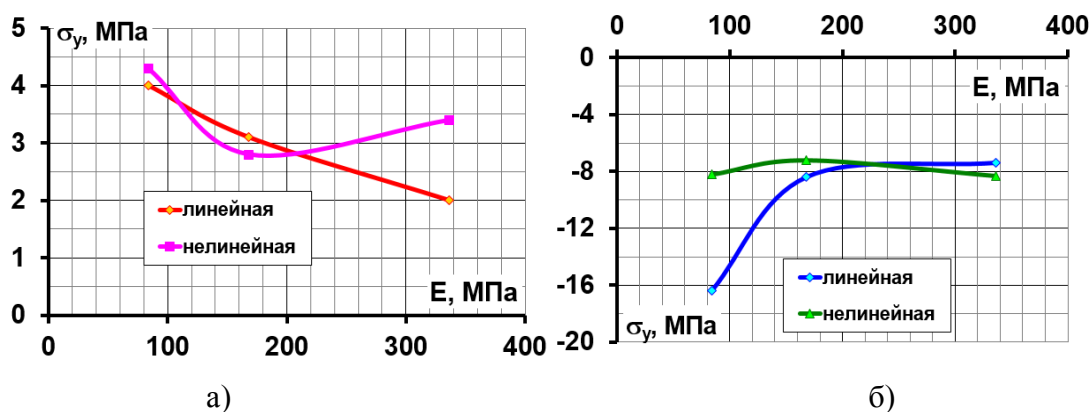


Рисунок 6. Максимальные значения напряжений σ_y в верхней части ядра для различных вариантов: а – растягивающие напряжения на низовой грани, б – сжимающие напряжения на верховой грани

Следует отметить, что неблагоприятный характер НДС сооружения проявляется и до наполнения водохранилища. Оно проявляется в нарушениях прочности асфальтобетонного экрана ядра. Т. к. он расположен вертикально, при осадках каменная наброска увлекает его за собой и в нём возникают сдвиговые нарушения. Таким образом, он может потерять свою целостность ещё до момента выполнения им своей противофильтрационной функции.

Было проведено исследование НДС также и для случая, если каменная наброска низовой призмы превратится в льдокаменное тело ещё до первого наполнения водохранилища. При расчётах было принято, что лёд свяжет каменную наброску лишь во внутренней части низовой призмы, в то время как её поверхностная, а также нижняя части будут находиться в талом состоянии. Опыт эксплуатации ряда плотин в северной климатической зоне показывает именно такое состояние низовой упорной призмы.

Для льдокаменного тела модуль деформации в расчёте был принят равным 1000 МПа.

Расчётные исследования показали, что наличие в низовой упорной призме жёсткого льдокаменного тела несколько улучшает НДС бетонного ядра, однако его характер не изменяется. Например, в варианте №4у максимальные смещения ядра уменьшились с 89 до 60 см. Длина раскрытия контакта ядра со скалой уменьшилась с 31 до 20 м. Максимальные значения сжимающих напряжений σ_y в зоне концентрации снизились с 25 до 20 МПа. Единственным существенным улучшением можно считать снижение растягивающих напряжений в верхней части ядра до безопасного уровня.

Таким образом, даже учёт повышения жёсткости низовой упорной призмы за счёт образования в ней льдокаменного тела не даёт права говорить о надёжности рассматриваемой конструкции.

По сравнению с рассмотренной конструкцией более надёжным проектным решением представляется вариант противофильтрационного элемента в виде массивной инъекционной завесы. По нашим исследованиям [10], при правильном выборе материала для инъекции и хорошем уплотнении каменной наброски, данный противофильтрационный элемент может работать надёжно.

Выводы

1. Противофильтрационный элемент сверхвысокой каменно-набросной плотины не рекомендуется выполнять в виде массивного жёсткого ядра. В результате значительной податливости каменной наброски при восприятии гидростатического давления в бетонном ядре следует ожидать образования трещин, а также раскрытия контакта ядра со скальным основанием.
2. Более предпочтительным вариантом конструкции сверхвысокой каменно-набросной плотины является устройство ядра в виде инъекционной завесы.

ЛИТЕРАТУРА

1. Заирова В. А., Филиппова Е. А., Орищук Р. Н., Созинов А. Д., Радченко С. В. Выбор противофильтрационного устройства в вариантах плотин Канкунского гидроузла // Гидротехническое строительство. 2010. №2. С. 8-13.
2. Корчевский Ф. В., Малышев А. М., Количко А. В., Орехов В. В. Канкунская ГЭС на р. Тимптон в Республике Саха (Якутия): вариант грунтовой плотины с ядром из укатанного бетона // Гидротехническое строительство. 2010. № 2. С. 11-22.
3. Малышев Л. И., Шишов И. Н., Кудрин К. П., Бардюгов В. Г. Технические решения и результаты работ по сооружению противофильтрационной стены в грунте в ядре и основании Курейской ГЭС // Гидротехническое строительство, 2001. №3. С. 31-36.
4. Маркес Фильо П., Пинто Н. де С. Характеристики каменно-набросных плотин с бетонным экраном, полученные опытным путем // Международный дайджест по гидроэнергетике и плотинам. 2007. С. 69-74.
5. Мызников Ю. Н. Конструктивно-технологические решения, обеспечивающие надёжность грунтовых плотин на Крайнем Севере // Гидротехническое строительство. 1993. №12. С. 33-38.
6. Рассказов Л. Н., Джха Дж. Деформируемость и прочность грунта при расчете высоких грунтовых плотин // Гидротехническое строительство. 1987. №7. С. 31-36.
7. Саинов М. П. Вычислительная программа по расчету напряжённо-деформированного состояния грунтовых плотин: опыт создания, методики и алгоритмы // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2013. Volume 9. Issue 4. С. 208-225.

8. Саинов М. П. Параметры деформируемости крупнообломочных грунтов в теле грунтовых плотин // Строительство: наука и образование. 2014. Вып.2. Ст.2. URL: <http://www.nso-journal.ru> (дата обращения: 01.07.2017).
9. Саинов М. П. Полуэмпирическая формула для оценки осадок однородных грунтовых плотин // Приволжский научный журнал. 2014. №3(31). С. 108-115.
10. Саинов М. П., Котов Ф. В. Напряжённо-деформированное состояние и работоспособность высокой грунтовой плотины с инъекционной завесой // Инженерно-строительный журнал. 2017. №1 (69). С. 44-55.
11. Саинов М. П., Котов Ф. В. Сравнение вариантов конструкции высокой каменной плотины в условиях Якутии // Вестник МГСУ. 2011. выпуск № 5. С. 30-35.
12. Саинов М. П., Сорока В. Б. Работоспособность сверхвысокой каменно-набросной плотины с комбинацией негрунтовых противодиффузионных устройств // Приволжский научный журнал. 2017. №3(43). С. 70-76.
13. Freitas, M. S. Jr. Concepts on CFRDs Leakage Control – Cases and Current Experiences. ISSMGE Bulletin. 2009. Volume 3. Issue 4. pp. 11-18.
14. Gupta, A. K. Triaxial Behaviour of Rockfill Materials // Electronic Journal of Geotechnical Engineering – Ejge.com. Bund J. 2009. Volume 14. URL: <http://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/download?doi=10.1.1.555.7873&rep=rep1&type=pdf> (дата обращения 01.07.2017).
15. Johannesson, P., Tohlang, S. L. Lessons learned from Mohale // The International Water Power & Dam Construction. August 2007. Volume 59. Issue 8. Pp .16-18+20-22+24-25.
16. Marachi, N. D., Chan, C. K., Seed, H. B. Evaluation of properties of rockfill materials // Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering. ASCE. 1972. No 98(1). pp. 95-114.
17. Marques Filho, P., De Pinto, N. L. S. CFRD dam characteristics learned from experience // International Journal on Hydropower and Dams. 2005. No 12 (1). pp. 72-76.
18. Marsal, R. J. Large Scale Testing of Rockfill Materials // Journal of Soil Mechaics and Foundations Division. ASCE. 1967. No 93(2). pp. 27-43.
19. Park, H. G., Kim, Y.-S., Seo, M.-W., Lim, H.-D. Settlement Behavior Characteristics of CFRD in Construction Period. Case of Daegok Dam // Jour. of the KGS. September 2005. Volume 21. No 7. pp. 91-105.
20. Xavier, L. V., Albertoni, S. C., Pereira R. F., Antunes J. Campos Novos dam during second impounding // The International Journal on Hydropower & Dams. 2008. No 15. pp. 53-58.

Kotov Filipp Viktorovich

Moscow state university of civil engineering (national research university), Russian, Moscow
E-mail: filipp_net@mail.ru

Working efficiency of ultrahigh rockfill dam with a concrete core as a seepage control element

Abstract. Numerical modeling was used for analysis of stress-strain state of a rockfill dam structural alternative where a massive RCC core is used as a seepage control element. An ultrahigh dam was studied with height 235 m. Maximum thickness of the concrete core is 24 m. From the upstream side the core has an asphalt-concrete face.

SSS was analyzed for a wide range of rockfill deformation (averaged modulus of deformation is from 90 to 350 MPa). Both the model of soil linear deformability and non-linear one were used for modeling of rockfill behavior.

The results of SSS numerical modeling showed that at any rockfill deformability the studied alternative of the dam design should not be considered efficient. This is connected with large displacements of rockfill. Bending deformations cause tensile stresses in the core, which exceed concrete tensile strength and will result in cracks formation. The greatest hazard for the dam is potential separation of the concrete core from the rock foundation. More feasible solution is arrangement of the seepage control element in the form of a massive grout curtain.

Keywords: rockfill dam; stress-strain state; concrete core; seepage control element; numerical modeling; strength