

Вестник Евразийской науки / The Eurasian Scientific Journal <https://esj.today>

2020, №2, Том 12 / 2020, No 2, Vol 12 <https://esj.today/issue-2-2020.html>

URL статьи: <https://esj.today/PDF/38SAVN220.pdf>

Ссылка для цитирования этой статьи:

Саинов М.П., Сорока В.Б. Работоспособность конструкции грунтовой плотины Хэншань с бетонным экраном и противофильтрационной диафрагмой // Вестник Евразийской науки, 2020 №2, <https://esj.today/PDF/38SAVN220.pdf> (доступ свободный). Загл. с экрана. Яз. рус., англ.

For citation:

Sainov M.P., Soroka V.B. (2020). Workability of embankment dam Hengshan structure with concrete face and seepage-control diaphragm. *The Eurasian Scientific Journal*, [online] 2(12). Available at: <https://esj.today/PDF/38SAVN220.pdf> (in Russian)

УДК 624.01; 627.8

ГРНТИ 67.03.03; 67.29.59

Саинов Михаил Петрович

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»
Москва, Россия
Доцент кафедры «Гидравлики и гидротехнического строительства»
Кандидат технических наук, доцент
E-mail: mp_sainov@mail.ru
РИНЦ: https://www.elibrary.ru/author_profile.asp?id=427608

Сорока Владислав Борисович

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»
Москва, Россия
Аспирант
E-mail: vastion08@yandex.ru
РИНЦ: https://www.elibrary.ru/author_profile.asp?id=991062

Работоспособность конструкции грунтовой плотины Хэншань с бетонным экраном и противофильтрационной диафрагмой

Аннотация. Введение. Конструкция плотины Хэншань высотой 70,2 м (от подошвы) является результатом наращивания каменно-земляной плотины с ядром путём возведения с низовой стороны каменно-набросной плотины с бетонным экраном, а также устройства бетонной диафрагмы-стены в ядре. При этом высота старой плотины составляет 48 м, а глубина стены достигает 63,6 м. Выполненное исследование направлено на оценку прочности негрунтовых противофильтрационных устройств рассмотренной плотины.

Материалы и методы. Исследование напряжённо-деформированного состояния (НДС) было выполнено методом конечных элементов. Воспроизводилась последовательность возведения и загрузки плотины. Деформативные характеристики грунтов плотины назначались из условия соответствия расчётных перемещений данным натурных измерений. Было установлено, что модули деформации грунтов каменно-земляной плотины находятся в интервале 10÷150 МПа, в то время как у каменной наброски составляет около 300 МПа.

Результаты. Из-за того, что грунты старой части плотины более сжимаемы, чем в новой, деформации плотины при увеличении гидростатического давления протекают таким образом, что горизонтальные смещения увеличиваются незначительно. Это оказывает благоприятный эффект НДС экрана и диафрагмы плотины. Исследование выявило особенности НДС

противофильтрационных устройств: помимо изгиба экран испытывает продольное удлинение, а диафрагма – укорачивание. Показано, что НДС экрана зависит от жёсткости диафрагмы. Сопряжение диафрагмы и бетонного экрана должно быть подвижным, чтобы компенсировать разницу осадок между ними.

Выводы. Несмотря на сложное устройство и неоднородное строение грунтовой насыпи, конструкция плотины Хэншань является вполне работоспособной. Можно рекомендовать применение подобной конструкции с противофильтрационным элементом, состоящим из бетонного экрана и диафрагмы, в дальнейшем. Однако у неё есть несколько уязвимых мест. Во-первых, это зона заделки диафрагмы в скальное основание, а, во-вторых, это бетонный понур, соединяющий экран и диафрагму.

Ключевые слова: комбинированный противофильтрационный элемент; каменно-набросная плотина с бетонным экраном; диафрагма; напряжённо-деформированное состояние

Введение

Одним из направлений развития конструкций грунтовых плотин в современных условиях является применение комбинированных (составных) противофильтрационных устройств (ПФУ). Такие варианты конструкций отражены, в частности, в строительных нормах¹.

Примерами плотин с комбинацией ПФУ являются плотины Юмагузинского и Камбаратинского гидроузлов. На русловом участке Юмагузинской плотины ПФУ выполнен в виде комбинации противофильтрационной стены (в нижней части) и глинистого ядра (вверху) [1]. В плотине Камбаратинского гидроузла ПФУ состоит из инъекционной завесы и геосинтетического экрана [2]. Специалисты ВНИИГ рекомендуют для строительства высоконапорных гидроузлов конструкцию грунтовой плотины с комбинацией инъекционной завесы и бетонного экрана [3].

Возможны конструкции плотин с комбинацией ПФУ иных видов. В последнее время стали применяться плотины с комбинацией бетонного экрана (БЭ) и диафрагмы в виде противофильтрационной стены (ПФС). Примерами могут служить плотины Arkun [4; 5] и Çukurca [6] в Турции.

Ещё одним из примеров плотин данного вида является плотина Хэншань (Hengshan) в Китае [7]. В ней комбинация ПФС и БЭ является следствием реконструкции (наращивания) каменно-земляной плотины путём применения в новой части каменно-набросной плотины. Бетонный экран является ПФУ новой части плотины, а ПФС – её старой части.

Применение плотин с комбинацией ПФУ разного вида требует научного обоснования их конструкций. Для оценки прочности конструкций ПФУ требуется исследование их напряжённо-деформированного состояния (НДС). Ранее в [8–10] нами были выполнены исследования работоспособности грунтовых плотин с ПФУ, состоящим из бетонного экрана и глиноцементобетонной диафрагмой. Они показали, что при выполнении ряда условий ПФУ данного составного типа может быть применён даже для строительства сверхвысоких плотин.

Однако исследования [8–10] были посвящены конструкциям проектируемых, а не реальных плотин, что не даёт возможности проверить их результаты. Поэтому интересной

¹ СП 39.13330.2012. Плотины из грунтовых материалов. Актуализированная редакция СНиП 2.06.05-84*. – Москва. ФАУ «ФЦС», 2012. – 86 с.

задачей является исследование реальной плотины Хэншань с составным ПФУ. Это важно, т. к. имеются данные о натуральных измерениях деформаций данной плотины [7].

Кроме того, плотина Хэншань представляет интерес вследствие особенностей её конструкции. В данной плотине была высокая и тонкая стена-диафрагма выполнена очень из бетона, т. е. из очень жёсткого материала. Данное решение является рискованным, т. к. наши исследования работы различных ПФС в грунтовых плотинах показали, что, ПФУ из бетона работают в очень неблагоприятных условиях и как правило, не трещиностойки [11; 12]. Важно оценить надёжность бетонной диафрагмы-стены.

Результаты выполненного нами исследования НДС плотины Хэншань освещаются в данной статье. Оно позволило нам оценить работоспособность каждой из её частей конструкции составного ПФУ, их соединений, а также выявить особенности их работы в теле плотины.

Материалы и методы

Гидроузел Хэншань (Hengshan) был построен в Китае в 1966 году. До реконструкции в 1990-х годах высота плотины гидроузла составляла 48,6 м [7]. Первоначально она представляла собой каменно-земляную плотину с глинистым ядром и призмами из гравия. Её верховой откос был выполнен с заложением $2 \div 2,1$, а низовой $1,8 \div 1,9$. Ширина ядра понизу составила 21 м. С помощью глубокого зуба ядро сопрягалась с основанием.

В 1987 г. началась масштабная реконструкция гидроузла Хэншань, которая была закончена в 1994 г. Высота плотины была увеличена на 22,76 м, и достигла 70 м. Реконструкция каменно-земляной плотины осуществлялась путём строительства с низовой стороны от неё новой каменно-набросной плотины с бетонным экраном. Это позволило осуществлять реконструкцию без опорожнения водохранилища.

В качестве каменной наброски использовалась горная масса туфа. Верховой откос новой плотины был выполнен с заложением 1,4, а низовой откос – 1,3. Толщина бетонного экрана (БЭ) была принята равной 0,8 м.

Для того, чтобы обеспечить фильтрационную прочность ядра в условиях повышения напора, в глинистом ядре старой плотины была выполнена диафрагма (или противотфильтрационная стена) толщиной 0,8 м. Максимальная глубина противотфильтрационной стены (ПФС) в рассмотренном сечении плотины составила 63,6 м.

Сопряжение БЭ и ПФС было осуществлено с помощью бетонной контурной плиты, расположенной на гребне старой плотины. Эта плита служила также форшахтой, обеспечившей удобство устройства ПФС. Соединение экрана, а также ПФС с контурной плитой осуществлено подвижным. БЭ отделяется от контурной плиты наклонным периметральным швом. ПФС соединена с контурной плитой в виде «плавающей заделки».

Исследования НДС плотины Хэншань проводились нами методом конечных элементов. Использовала вычислительная программа, составленная к.т.н. Саиновым М.П. Конечно-элементная модель плотины включала 978 элементов, включая 79 контактных (рис. 1). Контактные конечные элементы использовались для моделирования нелинейных эффектов (проскальзывание отрыв) на контактах негрунтовых конструкций друг с другом, а также с грунтами. Для обеспечения адекватности и точности результатов численного моделирования использовались конечные элементы высокого порядка – с кубической степенью аппроксимацией перемещений. Общее количество степеней свободы в конечно-элементной модели составило 9128.

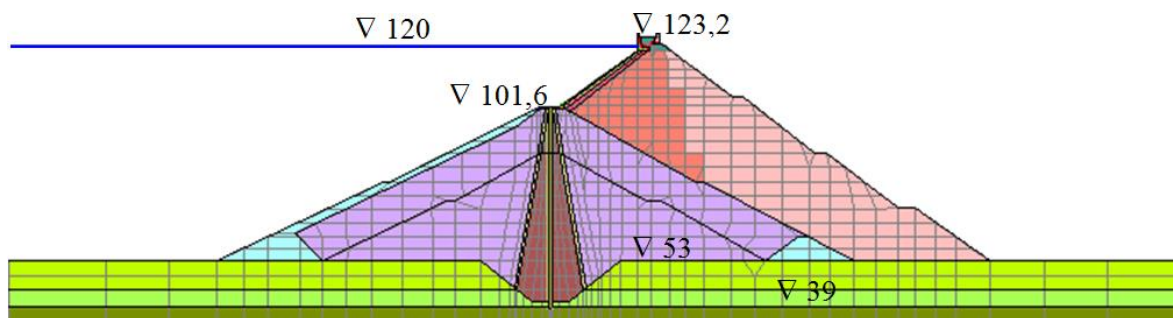


Рисунок 1. Конечно-элементная модель сечения плотины (составлена авторами)

Исследования проводились с учётом последовательности формирования НДС. Сначала было смоделировано возведение старой каменно-земляной плотины и наполнение её водохранилища, а затем возведение каменно-набросной плотины и наполнение её водохранилища. Принималось, что устройство ПФС в старой плотине осуществляется после отсыпки каменно-набросной плотины, перед заполнением водохранилища. Всего было рассмотрено 69 расчётных этапа.

При расчёте НДС учитывались нагрузки от собственного веса конструкций и гидростатического давления. Глинистое ядро старой плотины принималось водонепроницаемым, поэтому гидростатическое давление прикладывалось на Уровень верхнего бьефа до реконструкции был принят равным 99 м, а после реконструкции – 120 м.

Расчёты проводились с использованием модели линейного деформирования материалов при активном нагружении. Принималось, что модуль линейной деформации E грунтов при активном нагружении в 5 раз больше, чем при разгрузке.

Деформативные характеристики грунтов тела плотины (модуль линейной деформации E , коэффициент Пуассона ν) подбирались из условия соответствия расчётных перемещений плотины натурным. По результатам натурных измерений известно, что максимальная осадка глинистого ядра старой плотины составила около 0,4 м [13]. Максимальная строительная осадка тела новой каменно-набросной плотины составила 37 см, т. е. 0,53 % от высоты плотины [7]. Её максимальное смещение составило 17,4 мм.

Полученные подбором деформативные характеристики грунтов приведены в таблице.

Таблица

Расчётные физико-механические свойства грунтов

Наименование грунта	ρ [т/м ³]	E [МПа]	ν
Глина ядра старой плотины	1,95	12	0,42
Гравийный грунт старой плотины	2,18	45	0,25
Каменная наброска упорной призмы новой плотины	2,01÷2,04	300	0,25
Каменная наброска подэкрановой зоны	2,13	360	0,25
Галечник основания	2,05	120	0,25
Бетон экрана и стены	2,4	30000	0,2
Скальный грунт основания	2,3	1000	0,28

Примечание: ρ – плотность грунта в естественном состоянии

Рассматривались 2 варианта материала ПФС. Первый вариант соответствует реальному, осуществлённому при строительстве плотины Хэншань, – ПФС выполнена из бетона. Во втором варианте принималось, что ПФС выполнена из пластичного бетона (глиноцементобетона), т. е. бетона с добавкой бентонитовой глины. Свойства глиноцементобетона принимались аналогично использованному в основании плотины Karkhe в Иране [14]. Его прочность на сжатие составляет 2÷3,5 МПа. Модуль линейной деформации глиноцементобетона был принят равным 1 ГПа.

Результаты

По результатам расчётов НДС удалось воспроизвести реальные деформации тела плотины. Максимальная строительная осадка старой плотины до реконструкции составила 39 см (рис. 2), это значение близко к данным натурных измерений. Максимальное расчётное горизонтальное смещение старой каменно-земляной плотины составило 12,5 см (рис. 3).

После реконструкции произошёл дальнейший рост деформаций тела плотины. Максимальная осадка плотины достигла 50 см (рис. 4). При этом приращение осадки гребня старой каменно-земляной плотины составило 29 см (вариант 1, рис. 4). Он вызван не только восприятием веса новой плотины, но и вертикальным гидростатическим давлением на бетонную контурную плиту. Зона максимальных осадок тела новой плотины располагается на границе старой и новой плотин. Максимальное значение осадки новой плотины составило 34 см, что близко к данным натурным измерений [13].

Горизонтальные смещения плотины после реконструкции оказались малы. Это связано с тем, что при восприятии веса новой плотины верховая часть конструкции (старая каменно-земляная плотина) имеет более высокие осадки, чем низовая. Это вызывает смещения тела плотины в сторону верхнего бьефа. Они частично компенсируются смещениями плотины в сторону нижнего бьефа, вызванными увеличением гидростатического давления.

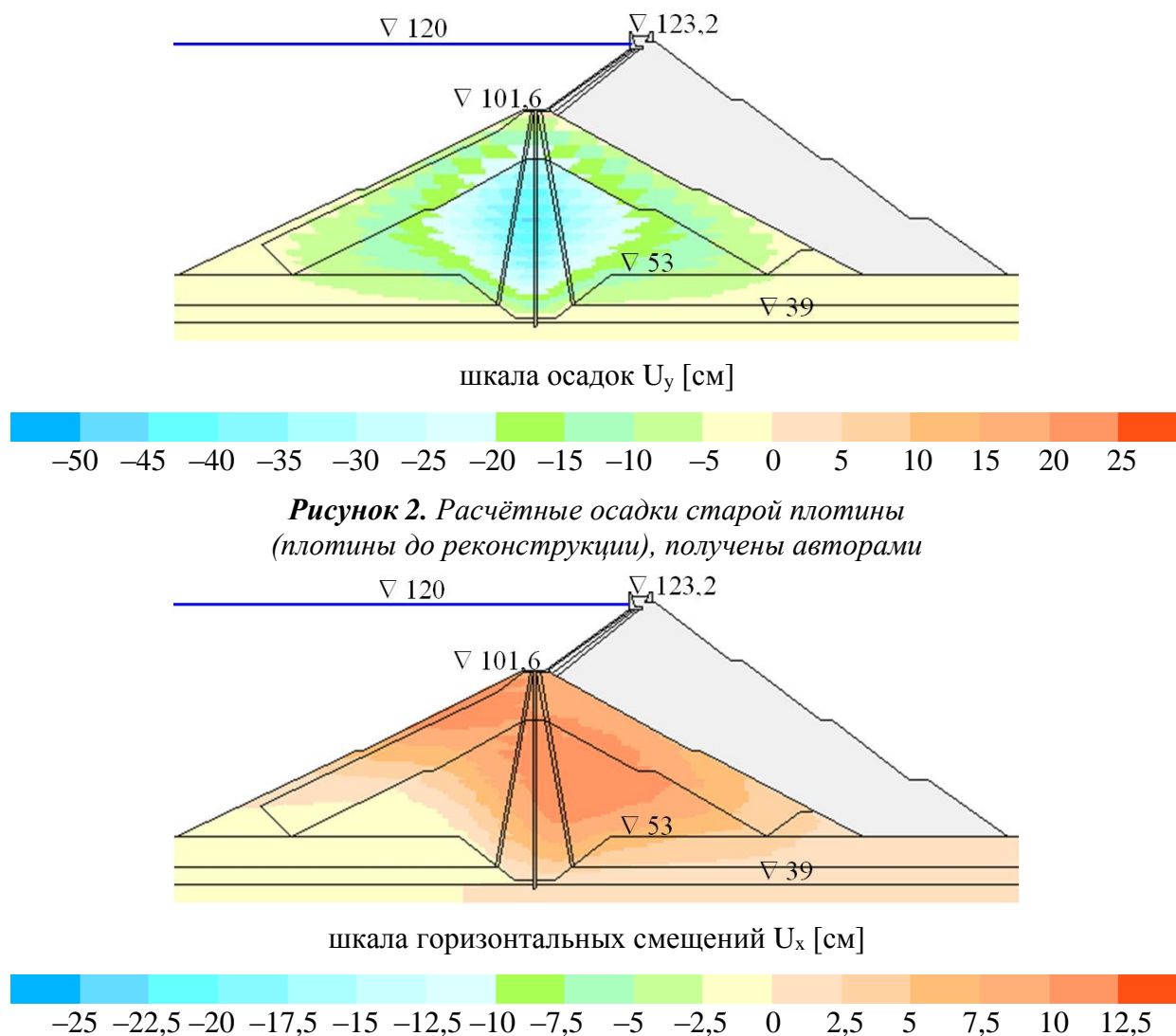


Рисунок 2. Расчётные осадки старой плотины (плотины до реконструкции), получены авторами

Рисунок 3. Расчётные горизонтальные смещения старой плотины (плотины до реконструкции), получены авторами

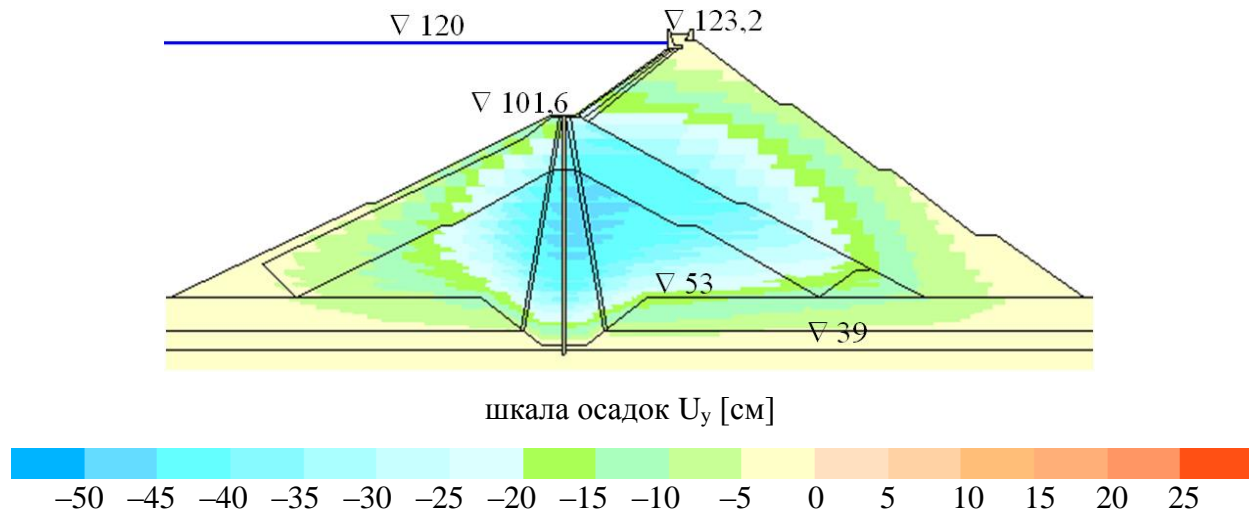


Рисунок 4. Расчётные осадки новой плотины (плотины после реконструкции), получены авторами

Результатирующие смещения новой плотины оказались малы. Максимальные смещения в сторону нижнего бьефа составили 3,2 см, что несколько больше, чем по данным натурных измерений (рис. 5). Близость перемещений новой и старой плотин обеспечивает адекватность прогнозного моделирования НДС плотины и её противофильтрационных устройств.

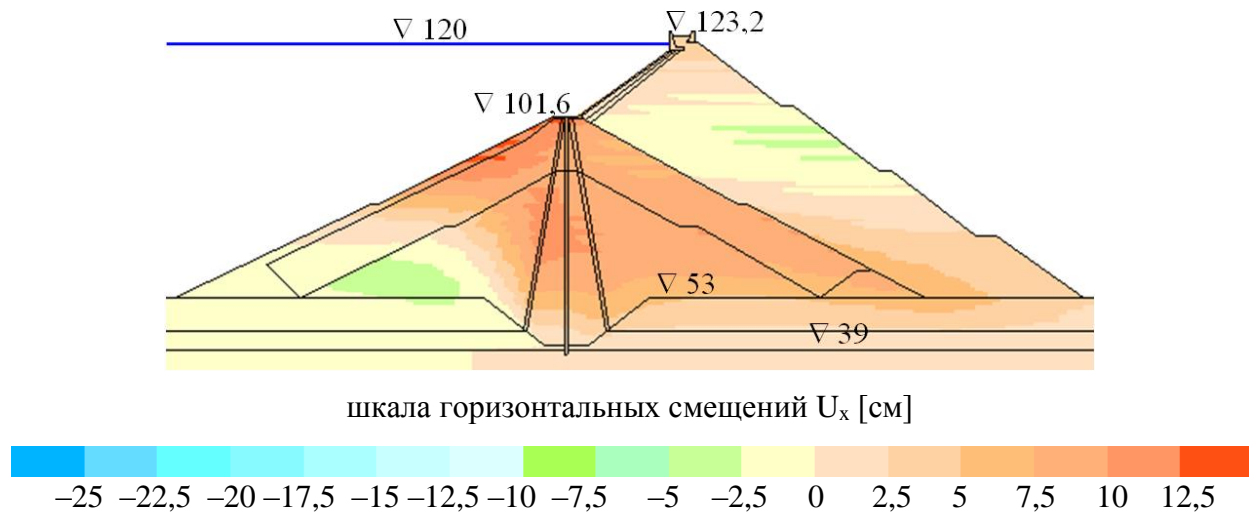


Рисунок 5. Расчётные горизонтальные смещения новой плотины (плотины после реконструкции), получены авторами

На рис. 6, 7 показано распределение напряжений в теле плотины до реконструкции, а на рис. 8, 9 – после неё. σ_y соответствуют нормальным напряжениям в вертикальном направлении, σ_x – в горизонтальном.

При анализе напряжённого состояния каменно-земляной плотины до реконструкции необходимо отметить высокий уровень «зависания» ядра каменно-земляной плотины, выражающийся в снижении сжимающих вертикальных напряжений σ_y в ядре и их увеличении в низовой упорной призме (рис. 7). В верховой упорной призме сжимающие напряжения σ_y меньше, чем в низовой, за счёт взвешивающего действия воды. По напряжениям σ_x ядро и низовая призма испытывают сжатие, а верховая призма – разуплотнение (рис. 6).

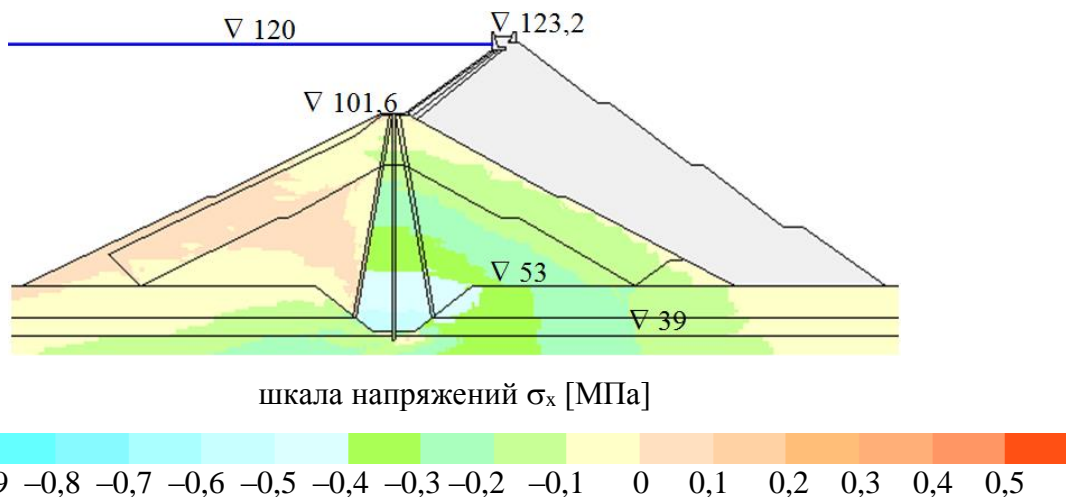


Рисунок 6. Напряжения σ_x в старой плотине (плотине до реконструкции), получены авторами

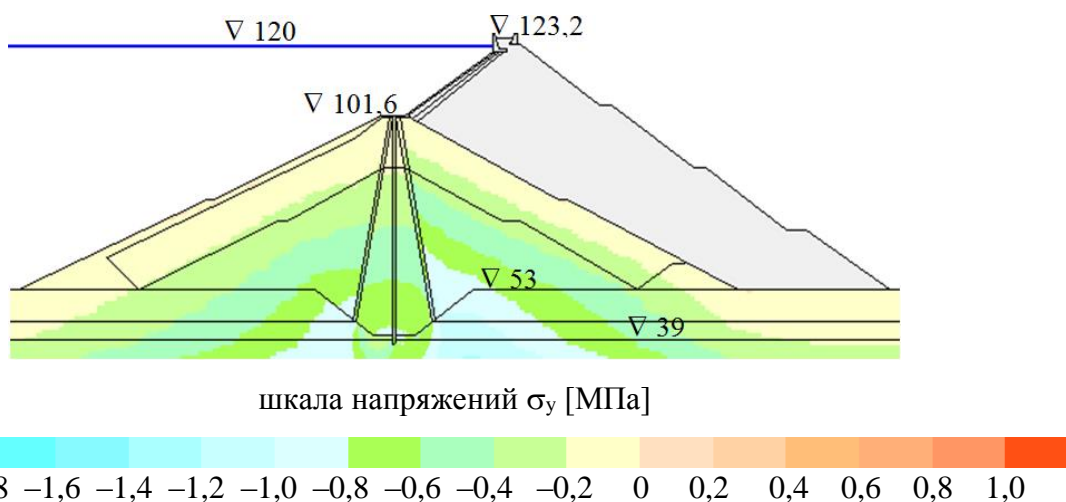


Рисунок 7. Напряжения σ_y в старой плотине (плотине до реконструкции), получены авторами

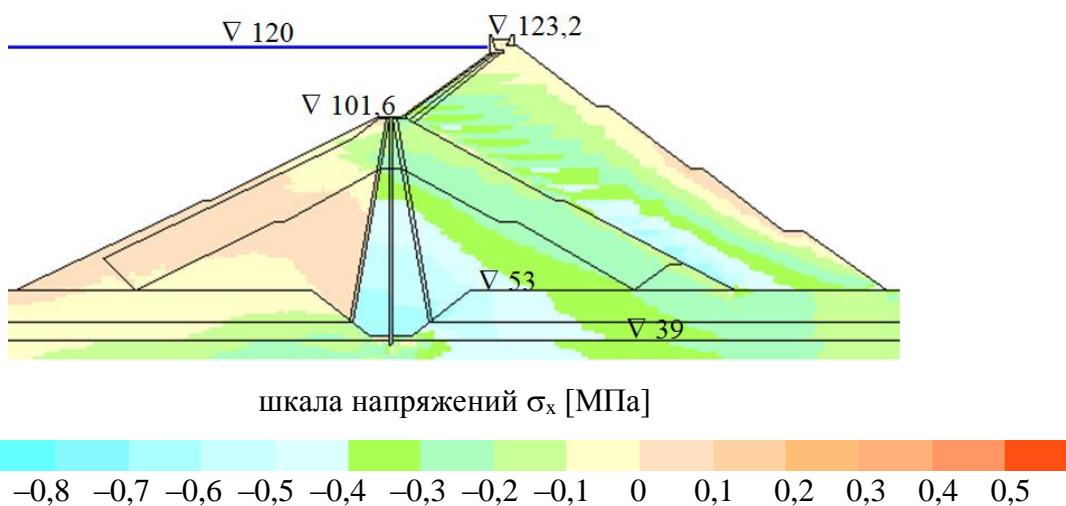


Рисунок 8. Напряжения σ_x в новой плотине (плотине после реконструкции), получены авторами

После реконструкции происходит рост сжимающих напряжений в каменно-земляной плотине, как по σ_y (рис. 9), так и по σ_x (рис. 8). В новой плотине, в зоне сопряжения с телом старой плотины, возникает зона повышенных сжимающих напряжений σ_x .

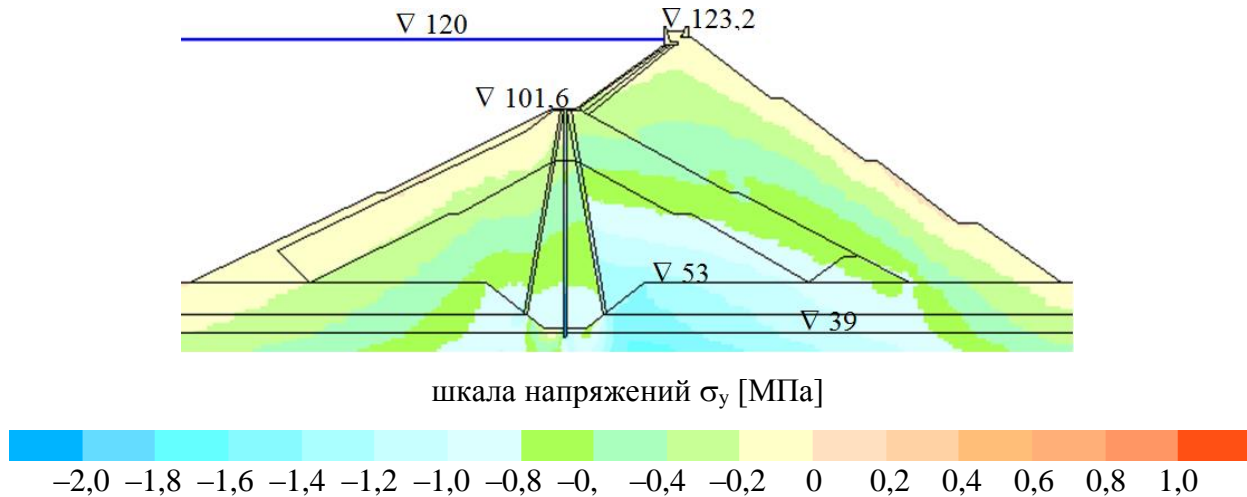


Рисунок 9. Напряжения σ_y в новой плотине (плотине после реконструкции), получены авторами

На рис. 10–11 представлен анализ НДС бетонного экрана новой плотины. Он работает в довольно благоприятных условиях: перемещения U_n экрана в направлении, перпендикулярном к верховому откосу («прогиб»), невелики, а деформации изгиба развиты слабо (рис. 10). Максимальное перемещения U_n наблюдается в зоне примыкания к контурной плите, но сдвига в периметральном шве не происходит. В варианте № 1 оно составило 7,8 см, а в варианте № 2 – 8,4 см (рис. 10). На гребне расчётный «прогиб» экрана составил 3,8 см в варианте № 1 и 4,0 см в варианте № 2. Форма эпюры «прогибов» говорит о том, что БЭ испытывает изгиб в сторону верхнего бьефа.

БЭ имеет перемещения также в направлении вдоль откоса, они направлены от подошвы к гребню. Они составляют около 1 см (рис. 10). Они увеличиваются с высотой, что говорит о продольном удлинении экрана. Наличие удлинения связано с неравномерными осадками тела плотины – старая каменно-земляная оседает больше, чем каменная наброска новой плотины.

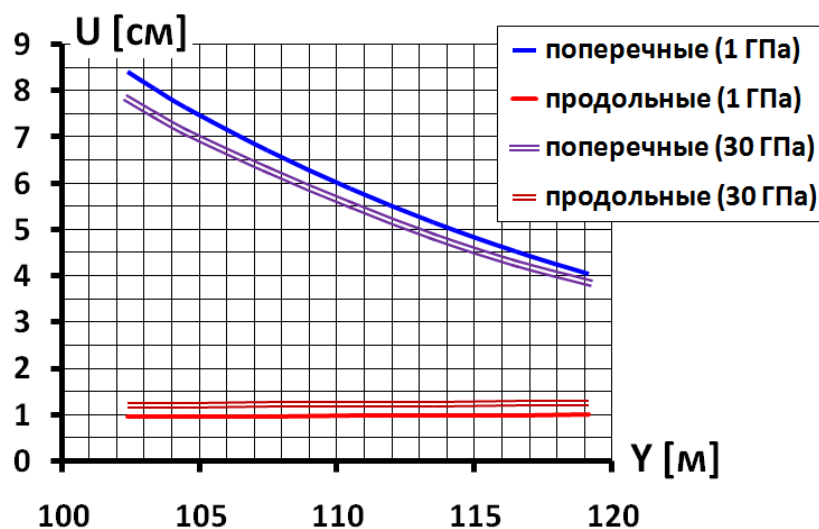


Рисунок 10. Поперечные и продольные перемещения бетонного экрана в зависимости от жёсткости противофильтрационной стены (получены авторами)

Напряжённое состояние экрана формируется деформациями изгиба и деформациями продольного удлинения.

Во-первых, из-за продольного удлинения экран испытывает растягивающую продольную силу. Своего максимума растягивающие напряжения от продольной силы достигают в середине экрана. В варианте № 1 они достигают 0,4 МПа, а в варианте № 2 – 0,3 МПа (рис. 11).

Во-вторых, из-за слабого выгиба экрана в сторону верхнего бьефа, растяжение испытывает верховая грань экрана, а сжатие – низовая грань. Своего максимума деформации изгиба достигают в нижней части экрана. В варианте № 2 они несколько больше, чем в варианте № 1.

Максимальное значение растягивающего продольного напряжения в экране достигает почти 0,8 МПа в варианте № 1 (рис. 11). Данные напряжения много меньше прочности бетона, что говорит о высокой надёжности экрана новой плотины как ПФУ.

Было выявлено, что в вариантах № 1 и № 2 напряжённое состояние БЭ несколько различается. В варианте № 2 максимальные значения растягивающих напряжений несколько меньше, чем в варианте № 1. Таким образом, жёсткость ПФС оказала влияние на НДС БЭ.

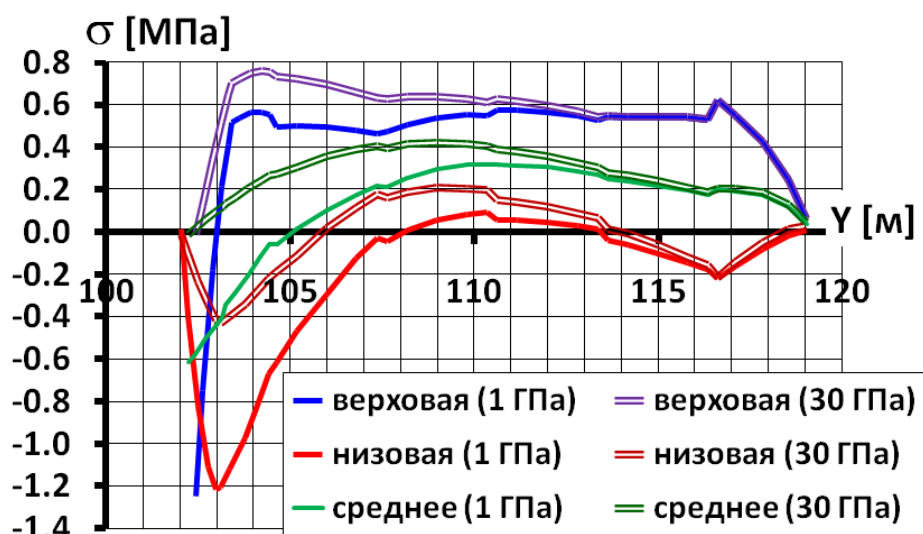


Рисунок 11. Распределение продольных напряжений на гранях бетонного экрана в зависимости от жёсткости материала противофильтрационной стены (получены авторами)

НДС ПФС очень сильно зависит от жёсткости её материала.

На рис. 12 показаны перемещения ПФС. Максимальное горизонтальное смещение ПФС составило 9,6 см в сторону нижнего бьефа (рис. 12). Максимум смещения наблюдается на $V75$ м, поэтому ПФС на большей части высоты испытывает изгиб в сторону нижнего бьефа. Изгиб в сторону верхнего бьефа наблюдается в самой верхней и самой нижней частях стены. Смещения мало зависят от жёсткости материала стены.

Распределение осадок ПФС по высоте говорит о том, что стена испытывает сжимающую продольную силу, дополнительную к её собственному весу. Это сила вызвана осадками окружающего грунта ядра под действием веса новой части плотины, она на ПФС передаётся через трение по боковой поверхности. Максимальная осадка ПФС от осадок окружающего грунта в варианте № 1 составляет 5 мм, а в варианте № 2 – 37 мм (рис. 12).

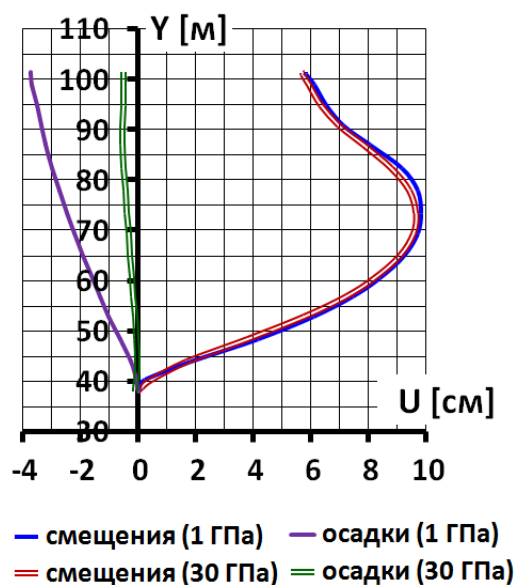


Рисунок 12. Смещения и осадки стены (без учёта влияния её собственного веса), получены авторами

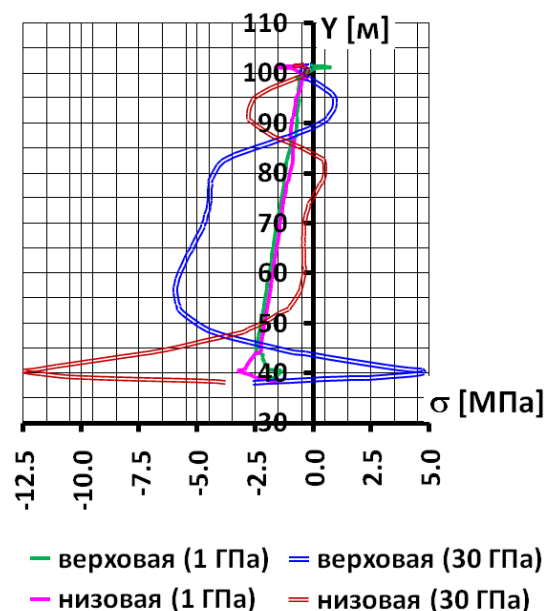


Рисунок 13. Напряжения на гранях стены (с учётом давления от её собственного веса), получены авторами

Дополнительная сжимающая продольная сила довольно существенно. В варианте № 1 максимальное значение сжимающего продольного напряжения достигает 2,5 МПа, а в варианте № 2 – 1,2 МПа.

Влияние сжимающей продольной силы и деформаций изгиба отчетливо прослеживается в формировании напряжений в ПФС (рис.13). Степень влияния изгиба и продольного сжатия различается для вариантов № 1 и № 2. В варианте № 2 (глиноцементобетон) деформации изгиба имеют слабое влияние, а в варианте № 1 (бетон) оказывает решающее влияние на прочность стены.

В варианте № 1 (ПФС из бетона) в зависимости от качественной и количественной картины её НДС можно выделить три характерных участка стены. На среднем участке, где стена изгибается в сторону нижнего бьефа, сжимающие вертикальные напряжения σ_y на верховой грани больше, чем на низовой. На $\nabla 80$ м имеется зона небольших растягивающих напряжений (рис. 14). На верхнем и нижнем участках стены напряжения σ_y на низовой грани больше, чем на верховой. Наиболее опасным является нижний участок, где стена заходит в скальное основание. Здесь растягивающие напряжения на верховой грани стены превышают 4 МПа и прочность бетона на растяжение. Только в этой зоне возможно нарушение целостности ПФС. Можно сделать вывод, что применение бетона в ПФС позволило обеспечить необходимый уровень водонепроницаемости плотины.

В варианте № 2 (ПФС из глиноцементобетона) вертикальные напряжения σ_y на верховой и низовой гранях экрана близки друг к другу (рис. 14). Они практически везде сжимающие, за исключением участка примыкания к понуру. Этот вариант является более работоспособным.

Работоспособность узла сопряжения ПФС с контурной плитой была обеспечена благодаря наличию «плавающей заделки». Она позволяет компенсировать разницу между осадками контурной плиты и ПФС. Эта разница осадок особенно заметна с низовой стороны от стены. Правая (низовая) часть контурной плиты оседает на 6,6 см вне зависимости от варианта. При этом происходит проскальзывание на низовой грани ПФС с грунтовой плотиной. В варианте № 1 проскальзывание на контакте происходит на длине 15 м, а в варианте № 2 – 5 м. Разница осадок плиты и ПФС в варианте № 1 составляет 5,7 см, а в варианте № 2 – 2,5 см.

Таким образом, от жёсткости стены зависит надёжность узла сопряжения ПФС и контурной плиты. Целесообразно выполнять ПФС из глиноцементобетона.

С верховой стороны разница между осадками контурной плиты и ПФС меньше. Осадки левой (верховой) контурной плиты достигают 4,1 см в варианте № 2 и 0,8 см в варианте № 1. Проскальзывания на верховом контакте не происходит.

От жёсткости материала ПФС зависит и НДС контурной плите (понуре), соединяющей ПФС и БЭ. На рис. 15 показаны напряжения, возникающие в ней, которые действуют в продольном (горизонтальном направлении). Из-за неравномерности осадок понур испытывает изгиб в нижнюю сторону. Поэтому его верхняя грань сжимается, а низовая – растягивается. Величина напряжений различается по вариантам. Различие в величинах напряжений объясняется нарушением сдвиговой прочности на контакте бетонной плиты с телом плотины.

В варианте № 1 растягивающие напряжения в понуре достигают около 1,5 МПа и не превышают прочность бетона на растяжение. В варианте № 2 они достигают почти 5 МПа (рис. 15), что повлечёт к нарушению его целостности. Таким образом, соединительный понур является уязвимым узлом конструкции плотины. Для обеспечения герметичности необходимо покрытие понура битумной мастикой или геомембраной.

В целом составной ПФУ, применённый в плотине Хэншань, является работоспособным.

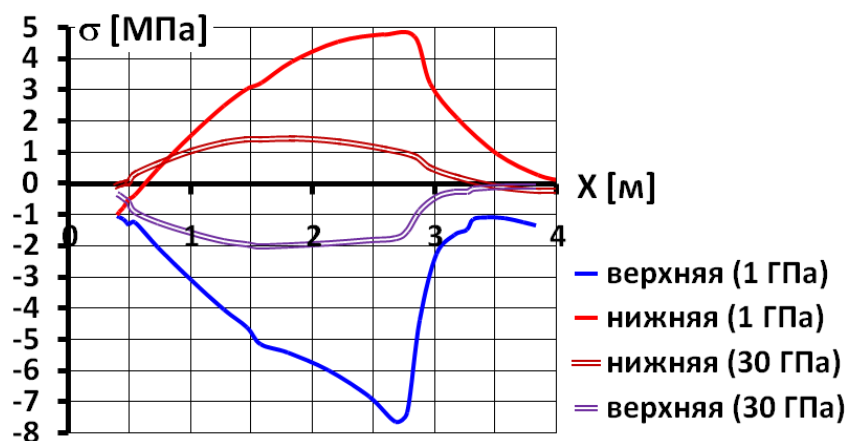


Рисунок 15. Горизонтальные напряжения на гранях правой части бетонного понура в зависимости от жёсткости противофильтрационной стены (получены авторами)

Выводы

1. Способ наращивания каменно-земляной плотины, предусматривающий устройство за ней каменно-набросной плотины с бетонным экраном и выполнение в ядре противофильтрационной стены, является перспективным – конструкция плотины, созданная этим способом, является вполне работоспособной. Выполненное нами исследование показало, что подобная конструкция плотины характеризуется благоприятным напряжённо-деформированным состоянием как самой грунтовой насыпи, так и негрунтовых противофильтрационных элементов. Это объясняется следующими причинами. Во-первых, старая плотина уже привыкла к восприятию большей части гидростатических сил. Во-вторых, деформирование насыпи протекает таким образом, что горизонтальные смещения плотины получают минимальные значения.

2. Проектные решения реконструкции грунтовой плотины Хэншань позволяют обеспечить необходимый уровень её герметичности в условиях повышения напора. Исключение составляет зона заделки противофильтрационной стены в скальное основание. Это

позволяет рекомендовать комбинированные противофильтрационные устройства, состоящие из бетонного экрана и диафрагмы (противофильтрационной стены), для применения как при реконструкции плотин, так и при строительстве новой плотины.

3. Противофильтрационная диафрагма (стена) в плотине рассмотренной конструкции работает как на восприятие изгибающих моментов, так и сжимающих продольных сил. Тем не менее, условия её работы – довольно благоприятны, т. к. осадки и смещения невелики. Это позволяет применять в качестве материала диафрагмы даже бетон. Тем не менее, во избежание появления в диафрагме растягивающих напряжений рекомендуется применять бетон с пониженной жёсткостью – глиноцементобетон.

4. Выявлено, что НДС каждой из составных частей противофильтрационного устройства взаимосвязано. Изменение конструкции и жёсткости каждого из них оказывает существенное влияние на НДС других.

5. Наиболее уязвимой частью составной конструкции противофильтрационного устройства плотины Хэншань является горизонтальная соединительная плита. Из-за неравномерности осадок плотины она может испытывать значительные деформации изгиба и, соответственно, значительные растягивающие напряжения.

6. Бетонный экран в рассмотренной конструкции плотины работает в довольно благоприятных условиях, его прочность обеспечена. Однако, следует отметить, что он испытывает растягивающие продольные силы, поэтому при больших нагрузках (при большей высоте плотины) его прочность может быть нарушена.

ЛИТЕРАТУРА

1. Баранов А.Е. Из опыта проектирования и строительства Юмагузинского гидроузла на р. Белой // Вестник МГСУ. 2006. №2. С. 112–122.
2. Корчевский В.Ф., Обополь А.Ю. О проектировании и строительстве Камбаратинских гидроэлектростанций на р. Нарыне в Киргизской Республике // Гидротехническое строительство. 2012. №2. С. 2–12.
3. 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.
4. Haselsteiner, R.; Kaytan, E.; Pamuk, R.; Ceri, V. Seepage control design of the Arkun dam in Turkey // Hydropower and Dams. 2012. No.1. Pp. 90–96.
5. Haselsteiner, R.; Kaytan, E.; Pamuk, R.; Ceri, V.: Deformation prediction of a large CFSGD for first impoundment. International symposium on dams in a global environmental challenges. Bali, Indonesia, 2014. №398.
6. Erkay, Z.; Mustafa, M.; Pausz, S. (2019): Design Considerations of Concrete Face Rockfill Dam with a High Cut-off Wall and Located on a Thick Alluvial Soil Layer. [Электронный ресурс]. – URL: https://www.researchgate.net/publication/330411302_Design_considerations_of_Concrete_Face_Rockfill_Dam_with_a_high_cut-off_wall (дата обращения: 10.10.2019).
7. Tang Ju-shan, Ding Bang-man. Design of concrete face rockfill dam of the expansion project of Hengshan Reservoir // Journal on Water Power. 2002. No.28(7). Pp. 35–37. (in Chinese).
8. Саинов М.П. Анализ работоспособности каменной плотины с комбинацией противофильтрационных элементов – железобетонного экрана и глиноцементобетонной стены // Инженерно-строительный журнал. 2016. №4(64). С. 3–9.
9. Саинов М.П., Сорока В.Б. Работоспособность сверхвысокой каменно-набросной плотины с комбинацией негрунтовых противофильтрационных устройств // Приволжский научный журнал. 2017. №3(43). С. 70–76.
10. Саинов М.П., Сорока В.Б. Сверхвысокая каменно-набросная плотина с комбинацией железобетонного экрана и глиноцементобетонной диафрагмы // Инженерно-строительный журнал. 2018. №5 (81). С. 135–148.
11. Саинов М.П., Лубьянов В.В. Напряженно-деформированное состояние противофильтрационных стен в основании грунтовых плотин // Инженерно-строительный журнал. 2017. №5(73). С. 96–112.
12. Саинов М.П., Анисимов О.В. Напряженно-деформированное состояние противофильтрационной стены, выполненной для ремонта каменно-земляной плотины // Инженерно-строительный журнал. 2016. №8 (68). С. 3–17.
13. Shen Zhujiang, Wang Jianping. Analysis of effective stress and strain of Hengshan reservoir earth-rockfill dam. Shuili Xuebao. 1990. No.4. pp. 59–65. DOI: 10.13243/j.cnki.slxb.1990.04.008. (in Chinese).
14. Mirghasemi, A.A., Pakzad, M., Shadravan, B. The world's largest cutoff wall at Karkheh dam // The International Journal on Hydropower & Dams. 2005. Issue 2. pp. 2–6.

Sainov Mikhail Petrovich

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

Soroka Vladislav Borisovich

Moscow state university of civil engineering (national research university), Moscow, Russia
E-mail: vastion08@yandex.ru

Workability of embankment dam Hengshan structure with concrete face and seepage-control diaphragm

Abstract. Introduction. The structure of 70.2 m (from the foot) Hengshan dam is the result of increasing the rock-earthfill dam with a core by construction from the downstream side of a rock-earthfill dam with a concrete face, as well as by arrangement of a concrete diaphragm wall in the core. At that, the height of the old dam is 48 m, and the wall depth reaches 63.6 m. The fulfilled study is aimed at strength assessment of non-soil seepage-control devices of the considered dam.

Materials and methods. Stress-strain state (SSS) analysis was carried out by the method of finite elements. Sequence of the dam construction and loading was modeled. Deformation characteristics of the dam soils were assigned from condition of matching the design displacements to the data of field measurements. It was established that deformation module of rock-earthfill dam soils were in the interval of 10÷150 MPa, while the same of rockfill were about 300 MPa.

Results. Due to the fact that soil soft the dam old part are more compressible that those of the new one, the dam deformations at increase of hydrostatic pressure occur in the way that horizontal displacements increase lightly. This has favorable effect on the dam face and the diaphragm SSS. The study revealed SSS specific features of the seepage-control devices: apart from bend the face is subject to longitudinal extension, and the diaphragm is subject to contraction. It is shown that the face SSS depends on the diaphragm rigidity. Interface of the diaphragm with the concrete face should be movable to compensate the difference in settlements.

Conclusions. In spite of complicated arrangement and heterogeneous structure of soil fill, the structure of Hengshan dam is quite workable. It may be recommended to use in future the similar structural design with a seepage-control element consisting of a concrete face and a diaphragm. However, it has several weak points. First of all, it is the zone of embedding the diaphragm into rock foundation, and secondly, it is a concrete apron connecting the face and the diaphragm.

Keywords: combined seepage-control element; rock-earthfill dam with a concrete face; a diaphragm; stress-strain state