

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ  
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ  
«НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ МОСКОВСКИЙ  
ГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

На правах рукописи



Сорока Владислав Борисович

**РАБОТОСПОСОБНОСТЬ ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННОГО  
УСТРОЙСТВА КАМЕННО-НАБРОСНОЙ ПЛОТИНЫ В СОСТАВЕ  
БЕТОННОГО ЭКРАНА И СТЕНЫ**

2.1.6 – Гидротехническое строительство, гидравлика и инженерная гидрология

Диссертация  
на соискание ученой степени  
кандидата технических наук

Научный руководитель:  
доктор технических наук, доцент  
Саинов Михаил Петрович

Москва – 2023

## ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	5
ГЛАВА 1. ОПЫТ И ПЕРСПЕКТИВЫ ПРИМЕНЕНИЯ СОСТАВНЫХ ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННЫХ УСТРОЙСТВ В КАМЕННО-НАБРОСНЫХ ПЛОТИНАХ. ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЙ.....	12
1.1 О каменно-набросных плотинах с бетонным экраном .....	12
1.2 Каменно-набросные плотины с бетонным экраном и противофильтрационной «стеной в грунте» в основании .....	14
1.3 Каменно-набросные плотины с составным противофильтрационным устройством в виде бетонного экрана и стеной в теле плотины.....	23
1.4 Проблемы, возникающие при использовании бетонного экрана в каменно-набросных плотинах.....	27
1.5 О напряжённно-деформированном состоянии бетонного экрана каменно-набросной плотины .....	31
1.6 «Стены в грунте» как противофильтрационные устройства грунтовых плотин.....	34
1.7 О напряжённно-деформированном состоянии бетонного экрана каменно-набросных плотин на нескальном основании .....	45
1.8 Перспективы применения составных противофильтрационных устройств.....	55
1.9 Задачи работы, задачи исследований.....	56
ГЛАВА 2. ПРИНЦИПЫ МОДЕЛИРОВАНИЯ КАМЕННО-НАБРОСНЫХ ПЛОТИН С СОЧЕТАНИЕМ ЖЁСТКИХ ТОНКОСТЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	59
2.1 Обзор методов изучения напряжённно-деформированного состояния каменно-набросных плотин.....	59
2.2 Особенности решения задач напряженно-деформированного состояния грунтовых сооружений .....	60

2.3 Теоретические основы метода конечных элементов в задачах о напряжённо-деформированном состоянии.....	65
2.4 Методика исследований напряжённо-деформированного состояния создания плотины с составным противofильтрационным устройством.....	67
2.5 Пример создания конечно-элементной модели сооружения .....	73
2.6 О вычислительной программе .....	75
2.7 Применение теории планирования эксперимента.....	76
Выводы к главе 2:.....	80
<b>ГЛАВА 3.ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ КАМЕННО-НАБРОСНЫХ ПЛОТИН С БЕТОННЫМ ЭКРАНОМ И ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННОЙ СТЕНОЙ В ОСНОВАНИИ .....</b>	<b>82</b>
3.1 Задачи исследования НДС каменно-набросных плотин с бетонным экраном и противofильтрационной стеной в основании .....	82
3.2 Методическое исследование напряженно-деформированного состояния бетонного экрана плотины на нескальном основании (в плоских условиях).....	83
3.2.1 Задача исследований.....	83
3.2.2 Исследование влияния деформируемости тела плотины и основания на напряженно-деформированное состояние бетонного экрана...	83
3.2.3 Исследование влияния толщины нескального основания на напряженно-деформированное состояние бетонного экрана.....	92
3.2.4 Сравнение результатов исследования с результатами, полученными с помощью программного комплекса Plaxis 2D.....	95
3.3 Исследование напряженно-деформированного состояния реальной каменно-набросной плотины на нескальном основании с составным противofильтрационным устройством (в плоских и пространственных условиях).....	101
3.3.1 Задача исследований.....	101
3.3.2 Исследование напряжено-деформированного состояния плотины Miaojiaba в плоской и трехмерной постановке .....	101

3.3.3 Исследование влияние материала понура и стены на напряженно-деформированное состояние составного противofильтрационного устройства.....	117
Выводы к главе 3:.....	120
<b>ГЛАВА 4.ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ КАМЕННО-НАБРОСНЫХ ПЛОТИН С БЕТОННЫМ ЭКРАНОМ И ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННОЙ СТЕНОЙ В ТЕЛЕ ПЛОТИНЫ.....</b>	
4.1 Задачи НДС исследований каменно-набросных плотин с бетонным экраном и противofильтрационной стеной в теле плотины .....	124
4.2 Исследование напряженно-деформированного состояния грунтовой плотины с составным противofильтрационным устройством, возникшим в результате реконструкции .....	125
4.3 Исследование напряженно-деформированного состояния реальной каменно-набросной плотины с составным противofильтрационным устройством.....	132
4.4 Методическое исследование напряженно-деформированного состояния составного противofильтрационного устройства сверхвысокой плотины .....	138
4.4.1 Задача исследования.....	138
4.4.2 Изучение напряженно-деформированного состояния составного тонкостенного противofильтрационного устройства .....	139
4.4.3 Поиск оптимальной конструкции сверхвысокой плотины с составным тонкостенным противofильтрационным устройством .....	153
Выводы к главе 4:.....	164
Заключение .....	166
Список сокращений и условных обозначений.....	170
Благодарность.....	171
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ .....	172

## ВВЕДЕНИЕ

Каменно-набросные с бетонным (железобетонным) экраном получают всё большее распространение в силу экономической и технической эффективности. Использование в теле плотины каменной наброски и расположение бетонного экрана (далее – БЭ) снаружи позволяет выполнить профиль плотины наиболее обжитым и увеличить темпы строительства.

Не менее важным преимуществом каменно-набросных плотин с бетонным (железобетонным) экраном (далее – КНПБЭ) является возможность их применения в сложных инженерно-геологических условиях. К таким случаям относится строительство высокой КНПБЭ на мощном слое нескального основания. Такие плотины получают всё более распространение, к настоящему времени целый ряд таких плотин построен в Китае, Турции и других странах.

Одной из особенностей строительства КНПБЭ на нескальном основании является необходимость устройства в основании специальных противофильтрационных элементов, которые должны образовать с БЭ единый водонепроницаемый контур сооружения. Чаще всего в качестве противофильтрационного элемента используют «стену грунте», а соединение её с БЭ используют бетонный понур или галерею. Таким образом получается конструкция каменно-набросной плотины с составным противофильтрационным устройством (далее – ПФУ), который включает бетонный (или железобетонный) экран (далее – БЭ) и стену из бетона (или глиноцементобетона).

Кроме того, существуют случаи, когда противофильтрационная стена (далее – ПФС) как элемент составного противофильтрационного устройства обеспечивает водонепроницаемость не только основания, но и тела плотины. Например, такой случай имеет место при наращивании каменно-земляной плотины с устройством в новой части плотины БЭ. В целях обеспечения надёжности ядра старой плотины в нём выполняют «стену грунте» (ПФС).

Успешность применения такой конструкции, а также развитие технологий создания и расширение сферы применения методов «стены в грунте» позволяет рекомендовать применение каменно-набросных плотин с составным ПФУ. Одной из первых плотин этого нового типа является плотина Arkun, построенная в Турции в 2014 г.

Однако применение такой конструкции плотины требует надёжного научного обоснования. Вопрос о работоспособности составных ПФУ грунтовых плотин в настоящее время изучен недостаточно. Т.к. водонепроницаемый контур плотины образуют, несколько элементов, разделённых подвижными швами, необходимо учитывать взаимное влияние каждого элемента на остальные. На изучение напряжённо-деформированного состояния составных ПФУ грунтовых плотин посвящена данная работа.

**Актуальность темы исследования** обусловлена расширением применения в мировой практике каменно-набросных плотин с составным ПФУ, включающим железобетонный/бетонный экран и противодиффузионную стену-диафрагму, выполненную одним из методов «стена в грунте».

Такая конструкция может рассматриваться как перспективный способ совершенствования традиционной конструкции каменно-набросной плотины с бетонным экраном в целях повышения её эффективности и надёжности. В РФ применение плотин нового типа может быть актуальным для строительства высоких плотин на полноводных реках Сибири.

**Степень разработанности проблемы.** Несмотря на то, что накоплен большой эмпирический опыт проектирования, строительства и эксплуатации КНПБЭ, в основном он относится к тем плотинам, которые построены на скальном основании. Т.к. КНПБЭ на мощном слое дисперсных грунтов стали строить относительно недавно, то публикаций, посвящённых изучению условий их работы, насчитывается крайне мало. Основная часть исследований данного типа плотин выполнена специалистами из Китая.

В этих немногочисленных исследованиях изучалось поведение КНПБЭ на нескальном основании как с помощью натуральных измерений за построенными

плотинами, так и путём численного моделирования напряжённо-деформированного состояния (далее – НДС). Однако, необходимо отметить, что численное моделирование НДС грунтовых сооружений с тонкими жёсткими конструкциями представляет сложную задачу. Необходимо воспроизводить особенности контактного взаимодействия конструкций между собой и с грунтами, применять способы обеспечения монотонности получаемого распределения напряжений. Поэтому влияние на формирование НДС составных противофильтрационных устройств каменно-набросных плотин ещё мало изучено.

Поэтому **целью** диссертации является решение научной проблемы расчётного обоснования и проектирования каменно-набросных плотин с составным противофильтрационным устройством, включающим бетонный (железобетонный) экран и «стену в грунте».

Для достижения поставленной цели были решены следующие **задачи**:

- проведён анализ опыта применения и конструкций каменно-набросных плотин с противофильтрационным устройством, состоящим из бетонного экрана и стены;
- создана методика численного моделирования напряжённо-деформированного состояния конструкций каменно-набросных плотин с составным противофильтрационным устройством;
- с помощью численного моделирования проведён анализ работоспособности составного противофильтрационного устройства каменно-набросной плотины, включающего бетонный экран и стену;
- выполнен анализ условий работы узла сопряжения двух элементов составного противофильтрационного устройства;
- с помощью численного моделирования изучены способы обеспечения работоспособности сверхвысоких плотин с противофильтрационным устройством, состоящим из бетонного экрана и стены;

- сформулированы рекомендации по проектированию и методике расчётного обоснования конструкций каменно-набросных плотин с противофильтрационным устройством, состоящим из бетонного экрана и стены.

#### **Объект исследования.**

Каменно-набросные плотины с составным противофильтрационным устройством в виде бетонного экрана и «стены в грунте», которая может располагаться как в основании, так и в теле плотины.

#### **Предмет исследования.**

Диссертация посвящена исследованию конструкции данного вида плотин и напряжённо-деформированного состояния, а также анализу работоспособности.

#### **Методология и методы исследования.**

Исследования напряжённо-деформированного состояния плотин и их противофильтрационных устройств проводились с помощью численного моделирования методом конечных элементов.

Расчёты выполнялись с помощью методики расчётов и вычислительной программы NDS\_N, созданной научным руководителем Саиновым М.П. Важным их преимуществом является возможность подробного воспроизведения напряжённо-деформированного состояния жёстких тонкостенных конструкций в условиях высоких деформаций, характерных для грунтовых плотин. Это обеспечивается применением конечных элементов высокого порядка с внеузловыми степенями свободы.

Кроме того, методика расчётов и вычислительная программа позволяют учитывать нелинейный характер деформирования грунтов и поведения контактов между элементами конструкции, воспроизводить историю формирования НДС.

**Степень достоверности результатов исследований,** проведенных соискателем ученой степени, обеспечивается тем, что:

- Для исследований использована теория численного моделирования НДС грунтовых плотин, основанная на известных закономерностях механики грунтов и методики МКЭ. При численном моделировании учитывались такие особенности



как: нелинейные эффекты контактного взаимодействия, технологическая схема возведения.

- Для численного моделирования НДС грунтовых плотин использована протестированная вычислительная программа, обеспечивающая возможность подробного воспроизведения НДС жёстких тонкостенных конструкций в условиях высоких деформаций.

- Результаты численного моделирования НДС грунтовых плотин согласуются с опубликованными данными натурных наблюдений, с результатами, полученными другими авторами, а также с результатами, полученными по сертифицированной вычислительной программе.

**Научная новизна** работы состоит в:

- выявлении характерных особенностей НДС негрунтового противодиффузионного устройства каменно-набросной плотины в составе бетонного экрана и «стены в грунте»: существенных сжимающих/растягивающих продольных сил в жёстких элементах конструкции, а также высоких деформациях изгиба в зоне сопряжения элементов конструкции;

- определении характера влияния на напряжённо-деформированное состояние составного негрунтового противодиффузионного устройства каменно-набросной плотины нескольких ключевых факторов;

- установлении условий, которые приводят к нарушению целостности составного негрунтового противодиффузионного устройства каменно-набросной плотины;

- определении эффективных способов регулирования напряжённо-деформированного состояния элементов конструкции составного негрунтового противодиффузионного устройства каменно-набросной плотины.

**Теоретическая значимость** работы заключается в:

- результативном использовании численного моделирования для получения новой информации о особенностях НДС составного негрунтового противодиффузионного устройства грунтовой плотины;

- доказательстве определяющей роли трения в формировании НДС элементов конструкции составного противofильтрационного устройства грунтовой плотины,

- изучении и раскрытии закономерностей формирования НДС составного негрунтового противofильтрационного устройства грунтовой плотины в зависимости от сочетания основных факторов;

- определении зон, в которых возможна потеря прочности составного противofильтрационного устройства грунтовой плотины;

- в теоретической аргументации методов регулировки НДС тонкостенных негрунтовых элементов составляющих ПФУ грунтовой плотины, для обеспечения работоспособности.

**Практическая значимость работы состоит в:**

- создании методики численного моделирования НДС составного негрунтового противofильтрационного устройства каменно-набросной плотины;

- результатах численного моделирования НДС нескольких реальных грунтовых плотин с составным негрунтовым противofильтрационным устройством;

- обосновании преимуществ грунтовой плотины с составным негрунтовым противofильтрационным устройством, включающим бетонный экран и вертикальную стену,

- обосновании возможности применения составных противofильтрационных устройств в конструкциях сверхвысоких плотин;

- рекомендациях по обеспечению работоспособности составного противofильтрационного устройства в виде бетонного экрана и стены для каменно-набросных плотин.

**Положения, выносимые на защиту:**

- результаты численного моделирования НДС составного негрунтового противofильтрационного устройства в теле и основании грунтовой плотины, исследования влияния на НДС ключевых факторов,

- выводы о причинах возможной потери прочности элементов составного противofильтрационного устройства плотины;

- рекомендации по обеспечению работоспособности конструкций грунтовых плотин с составным негрунтовым противofильтрационным устройством.

**Личный вклад соискателя** ученой степени в получении результатов, изложенных в диссертации, заключается в:

- выполнении и анализе результатов численного моделирования НДС составного негрунтового противofильтрационного устройства грунтовых плотин, включающего бетонный экран и стену-диафрагму;

- формулировании выводов и рекомендаций по обеспечению работоспособности конструкций грунтовых плотин с составным негрунтовым противofильтрационным устройством.

**Апробация результатов диссертации** проводилась путём публикации статей в научных журналах и в виде докладов на научных конференциях.

Были выполнены доклады на научно-технической конференции «Гидроэнергетика. Гидротехника Новые разработки и технологии» (ВНИИГ им. Веденеева, 2017 г.), «Современные проблемы гидравлики и гидротехнического строительства» (НИУ МГСУ, 2021 г.).

#### **Публикации по результатам исследований.**

Материалы диссертации достаточно полно изложены в 12 научных публикациях, из которых 5 работ опубликованы в журналах, включенных в Перечень рецензируемых научных изданий, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук (Перечень рецензируемых научных изданий), из которых 1 опубликована в издании, индексируемой международной реферативной базой Scopus.

Работа была выполнена на кафедре гидравлики и гидротехнического строительства ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» в 2017-2022 годах.

# ГЛАВА 1. ОПЫТ И ПЕРСПЕКТИВЫ ПРИМЕНЕНИЯ СОСТАВНЫХ ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННЫХ УСТРОЙСТВ В КАМЕННО-НАБРОСНЫХ ПЛОТИНАХ. ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЙ

## 1.1 О каменно-набросных плотинах с бетонным экраном

Каменно-набросные плотины с бетонным экраном (КНПБЭ) являются распространённым и перспективным типом плотин. Плотины этого типа применяются с конца XX века. К настоящему времени построены 29 сверхвысоких КНПБЭ, высотой 150 м и более.

Классическая, традиционная конструкция КНПБЭ сформировалась во второй половине XX в. [1-3]. Тело плотины возводится из послойно уложенной и уплотнённой каменной наброски. Экран выполняется тонкостенным (толщиной до 1% от высоты плотины) из железобетона с невысоким процентом армирования (около 0,5%). В зарубежной практике такой экран называют бетонным. Экран выполняется неразрезным по всей высоте. В направлении от борта к борту экран разрезается вертикальными швами на отдельные секции.

Между экраном и телом плотины предусматривается устройство подэкрановой зоны из каменной наброски специально подобранного гранулометрического состава. В XXI в. экран укладывается на поверхность, сформированную из специальных блоков из малоцементного бетона.

Классическая, традиционная конструкция КНПБЭ предназначена для случая, когда экран сопрягается непосредственно со скальным основанием. В зоне сопряжения с основанием выполняется бетонный понур, от которого экран отделяется наклонным периметральным швом. Основной целью устройство понура является создание удобной горизонтальной площадки для выполнения инъекционной завесы в скальном основании.

Однако всё чаще в мировой практике строительство КНПБЭ осуществляется в условиях, когда основание представлено не скальными породами, а мощным слоем водопроницаемых русловых отложений.

Типичный профиль КНПБЭ на не скальном основании мало отличается от КНПБЭ описанной Cooke J. и Shepard J. [4, 5] (рисунок 1). Тело плотины делится на различные зоны в зависимости от типа материала, размера частиц и назначения. Зоны 1А и 1В обычно состоят из ила или мелкозернистого песка для заделки трещин или повреждений в швах. Зоны 2А и 3А состоят сортированного щебня для выравнивания деформаций экрана. Зоны 3В и 3С образуют упорные призмы и состоят из камня с разным гранулометрическим составом для каждой из зон.

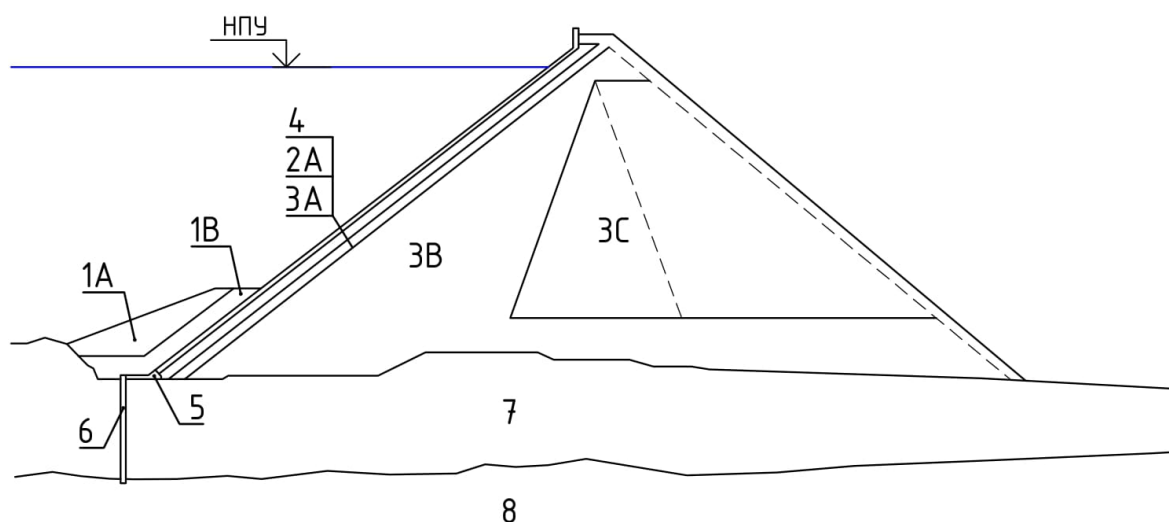


Рисунок 1 – Профиль КНПБЭ на не скальном основании

1А, 1В – защитная призма; 2А – подэкранный слой; 3А – переходный слой; 3В, 3С – зоны каменной наброски; 4 – бетонный экран; 5 – сопрягающий элемент (понур); 6 – ПФС; 7 – аллювиальные отложения; 8 – скальное основание.

Аллювиальные отложения, на которых располагается плотина, в основном состоят из гравия, щебня, мелкозернистого песка. Они характеризуются неоднородным строением и рыхлым сложением [6].

В этом случае для создания водонепроницаемого контура требуются иные конструктивные решения, которые мы рассмотрим отдельно

## 1.2 Каменно-набросные плотины с бетонным экраном и противофильтрационной «стеной в грунте» в основании

Строительство КНПБЭ на нескальном основании является распространённой практикой. В работах [4, 5, 7-28] приведены сведения о нескольких десятках таких плотин, они указаны в таблице 1.

Таблица 1 – Каменно-набросные плотины на нескальном основании

Плотина	Страна	Год	Н <sub>п</sub> , м	Н <sub>о</sub> , м	Тип основания	Источники
Xieka	Китай	2014	108,2	100	Гравий	[7]
Arkun	Турция	2014	140	50	Песок и гравий	[8, 9]
Jinchuan	Китай	2012	112	65	Песок и гравий	[10, 11]
Duonuo	Китай	2012	112,5	35	Гравий	[12]
Miaojiaba	Китай	2011	111	48	Песок и гравий	[12, 13]
Shuangxikou	Китай	2009	52,1	15,4	Песок и гравий	[14]
Los Caracoles	Аргентина	2009	136	28	Песок и гравий	[10, 11]
Laodukou	Китай	2009	96,6	29,6	Песок и гравий	[10, 11]
ChaHanWuSu	Китай	2009	107,6	46,7	Песок и гравий	[12]
Tankeng	Китай	2008	162	30	Песок и гравий	[15]
Judianxia	Китай	2008	136	56	Песок и гравий	[16, 17]
Hengshanba	Китай	2006	70,2	72,3	Песок и гравий	[18]
Nalan	Китай	2005	109	24,3	Гравий	[10, 11]
Hanpingzui	Китай	2004	57	45	Песок и гравий	[10, 11]
Potrerrillos	Аргентина	2003	116	35	Песок и гравий	[19]
Lianghui	Китай	2002	35,4	25	Песок и гравий	[10, 11]
Shanxi	Китай	2000	132,5	24	Песок и гравий	[14]
Puclaro	Чили	1999	83	113	Песок и гравий	[20]
Pichi-Picun Leufu	Аргентина	1999	54	28	Песок и гравий	[21]
Meixi	Китай	1998	41	30	Песок и галька	[10, 11]
Dahe	Китай	1998	50,8	37	Гравий	[10, 11]
Chusong	Китай	1998	40	35	Песок и гравий	[10, 11]
Santa Juana	Чили	1995	113,4	30	Песок и гравий	[21]
Hengshan	Китай	1995	70,2	10	Песок и гравий	[22]
Xingo	Бразилия	1994	150	41	Песок и гравий	[23]
Pappadai	Италия	1992	27	50	Песок и гравий	[24]
Kekeya	Китай	1987	42	37,5	Песок и гравий	[10, 11]
Reese	Австралия	1986	122	-	Песок и гравий	[25, 26]
Salvajina	Колумбия	1983	154	30	Песок и гравий	[23, 27]

Окончание таблицы 1.

Плотина	Страна	Год	$H_p$ , м	$H_o$ , м	Тип основания	Источники
Alto Anchicaya	Колумбия	1974	140	34	Песок и гравий	[4, 5]
Kangaroo Creek	Австралия	1969	60	20	Песок и гравий	[5]
Aertash	Турция	-	164	94	Гравий	[28]

Примечание –  $H_p$  – высота плотины;  $H_o$  – мощность основания.

В большинстве перечисленных плотин слой нескальных грунтов не обладает большой мощностью, поэтому их конструкция близка к классической. Под верховой частью плотины выполнена выемка русловых отложений, а бетонный экран сопрягается непосредственно со скальными породами.

Однако существуют и иные случаи, когда КНПБЭ построена на мощном слое нескальных отложений, в этом случае применяются иные конструктивные решения.

Известно, что самая первая в мире крупная КНПБЭ, плотина Morena в США имеет в основании слой аллювия. Её строительство было начато в 1896 г. и завершено в 1912 г. [29]. Плотина Morena – полунабросная с экраном из железобетонных плит. Высота плотины над руслом реки составляет 45,7 м. В русловой части основанием плотины являются аллювиальные отложения мощностью более 30 м. В этих грунтах открытым способом был выполнен мощный бетонный зуб. Он имеет высоту 43,3 м, при чём на 9,1 м зуб возвышается над дном реки. На него опирается экран из плит.

Ещё одним примером плотины на нескальном основании является плотина Malpasso (1936 г.), расположенная в Перу [30] (рисунок 2). Плотина высотой 77,8 м расположена на слое аллювия мощностью 40 м.

Плотина Malpasso относится к полунабросным. В качестве ПФУ основания используется бетонный зуб, максимальная глубина которого достигает 43,7 м, а толщина до 7,3 м. БЭ опирается непосредственно на бетонный зуб.

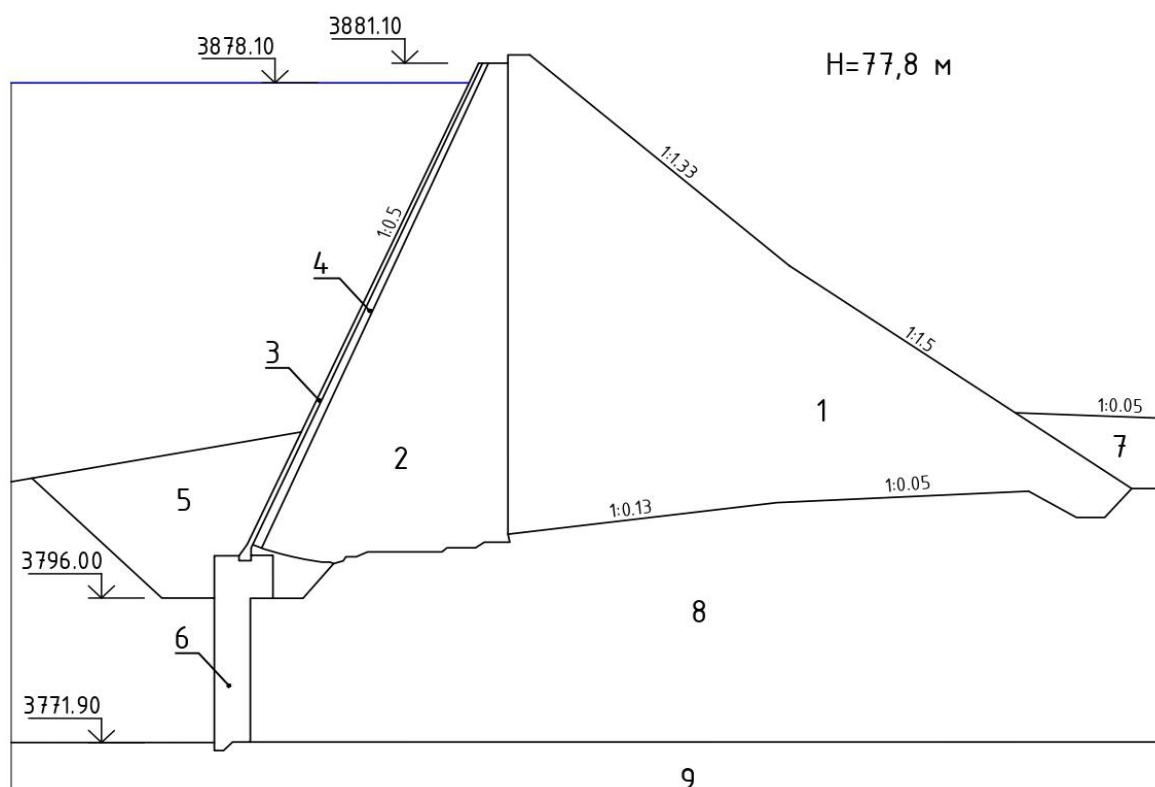


Рисунок 2 - Схема конструкции плотины Malpasso

1 – каменная наброска, с замытыми пустотами; 2 – сухая кладка камня; 3 – кладка камня на растворе; 4 – бетонный экран; 5 – обратная засыпка; 6 – бетонный зуб; 7 – отсыпка-пригрузка; 8 – аллювиальные отложения; 9 – скальное основание.

В настоящее время плотины с бетонным экраном выполняются каменно-набросными. На нескальном основании применяется ПФУ следующей конструкции. ПФУ выполняют из трёх основных элементов. Первый элемент – это бетонный экран, обеспечивающий водонепроницаемость тела плотины. Второй элемент – это противофильтрационная стена, пересекающая слой нескального основания. Её выполняют не открытым или горным способом, как раньше, а методом «стена в грунте» или методом буронабивных свай. Толщина стены обычно не превышает 1,2 м. Третий элемент – это бетонный понур, соединяющий БЭ и ПФС. Потребность в устройстве понура обусловлена необходимостью обеспечения одновременного возведения БЭ и ПФС независимого друг от друга.



Схема сопряжения БЭ и «стены в грунте» посредством бетонного понура была применена на плотинах, которые были возведены в конце XX в. Например, в Чили были возведены две очень похожие КНПБЭ на нескальном основании. Это плотины Santa Juana (1995 г.) [21] и Puclaro (1999 г.) [20] (рисунок 3). Обе плотины расположены на слое нескального основания мощностью 30 м и 113 м соответственно, который прорезан противодиффузионной стеной. Понур, соединяющий БЭ и «стену в грунте», разделён поперечными швами на 3 части (рисунок 4).

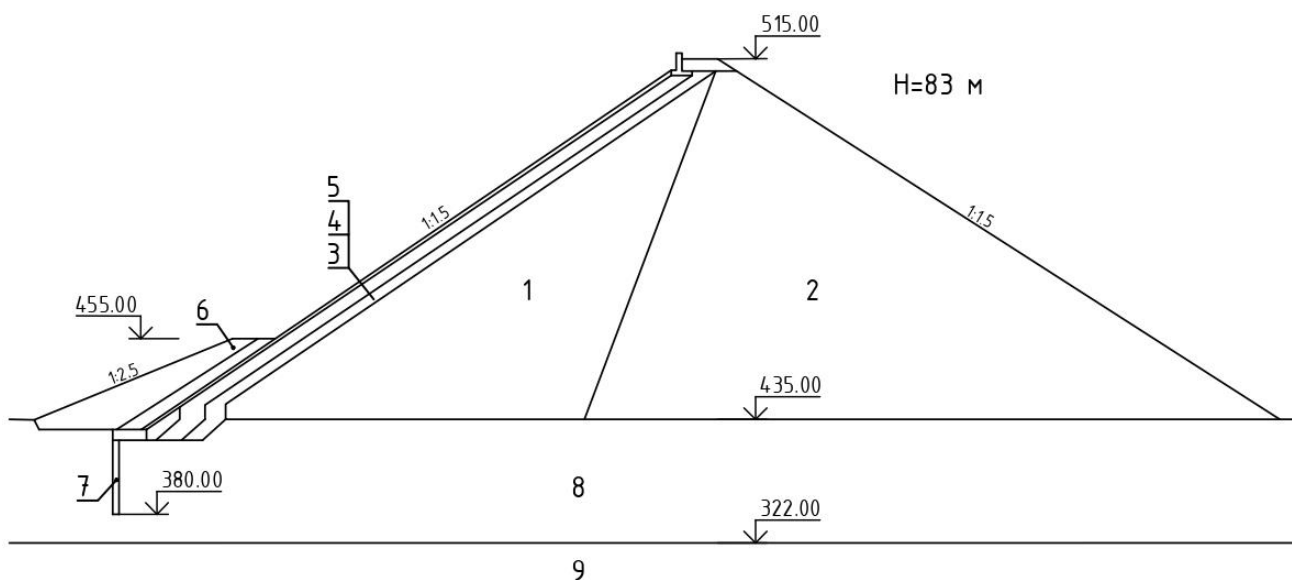


Рисунок 3 – Схема конструкции плотины Puclaro

1,2 – зоны каменной наброски; 3 – переходный слой; 4 – подэкранный слой; 5 – бетонный экран; 6 – защитное крепление; 7 – «стена в грунте»; 8 – аллювиальные отложения; 9 – скальное основание.

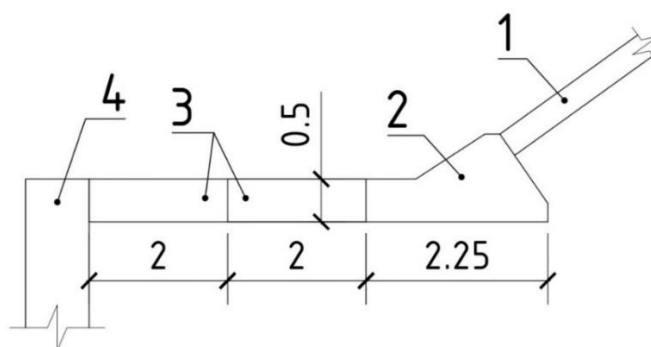


Рисунок 4 – Схема узла сопряжения ПФУ на плотине Puclaro

1 – бетонный экран; 2 – «низовая» плита; 3 – соединительные плиты; 4 – «стена в грунте»

Однако большинство подобных плотин были построено в XXI веке в Китае.

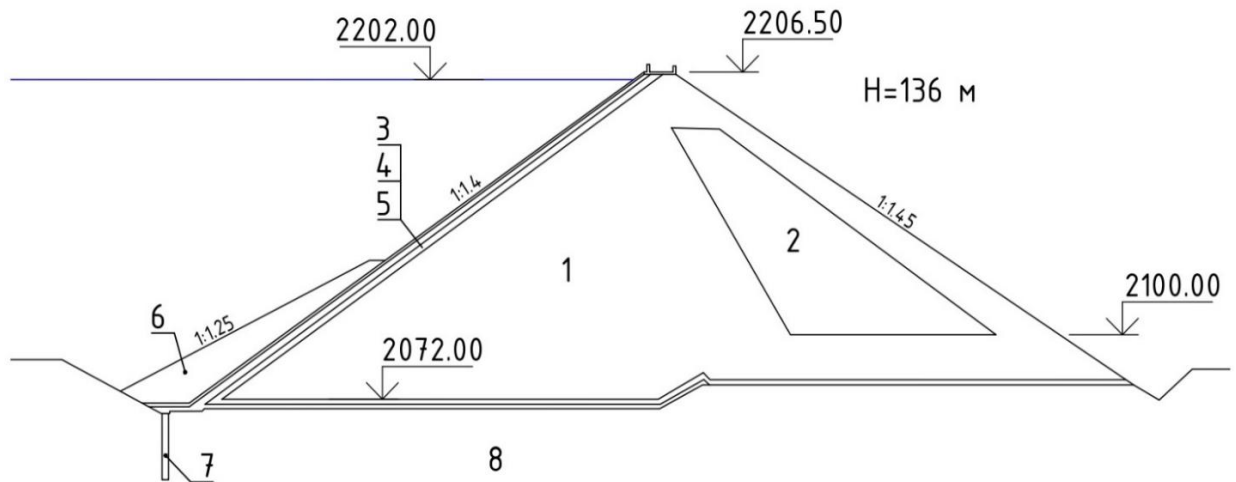


Рисунок 5 – Схема конструкции плотины Jiudianxia

1, 2 – зоны каменной наброски, 3 – бетонный экран; 4, 5 – слои подэкрановой зоны; 6 – защитное крепление; 7 – «стена в грунте»; 8 – аллювиальные отложения основания.

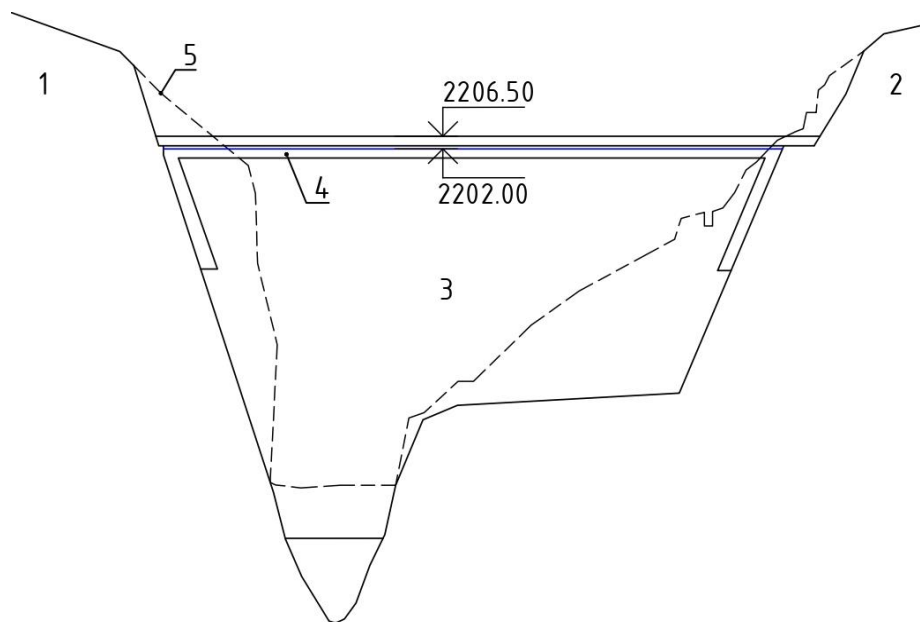


Рисунок 6 – Профиль долины плотины Jiudianxia

1 – левый берег; 2 – правый берег; 3 – зона каменной наброски; 4 – слой подэкрановой зоны; 5 – оригинальный профиль долины.

Одной из самых высоких из них является плотина Jiudianxia (2008 г.) [16, 17] высотой 136 м (рисунок 5). Длина плотины по гребню составляет

приблизительно 232 м. Долина, в которой располагается плотина, имеет V-образную форму. Она асимметрична и имеет почти отвесный левый борт (рисунок 6). В русловой части плотина Jiudianxia построена на слое аллювиальных отложений мощностью около 58 м. Этот слой прорезан противофильтрационной стеной. БЭ плотины сопрягается со «стеной в грунте» с помощью бетонного понура.

Для предотвращения контактной суффозии на подошве плотины, между каменной наброской и аллювием, уложен обратный фильтр.

Ещё одним примером КНПБЭ на нескальном основании является плотина Miaojiaba (2011 г.), расположенная в провинции Ганьсу Китая [13]. Высота этой плотины достигает 111 м, длина по гребню – 348,1 м. В русловой части плотина располагается на слое аллювия мощностью от 44 до 50 м (рисунок 7).

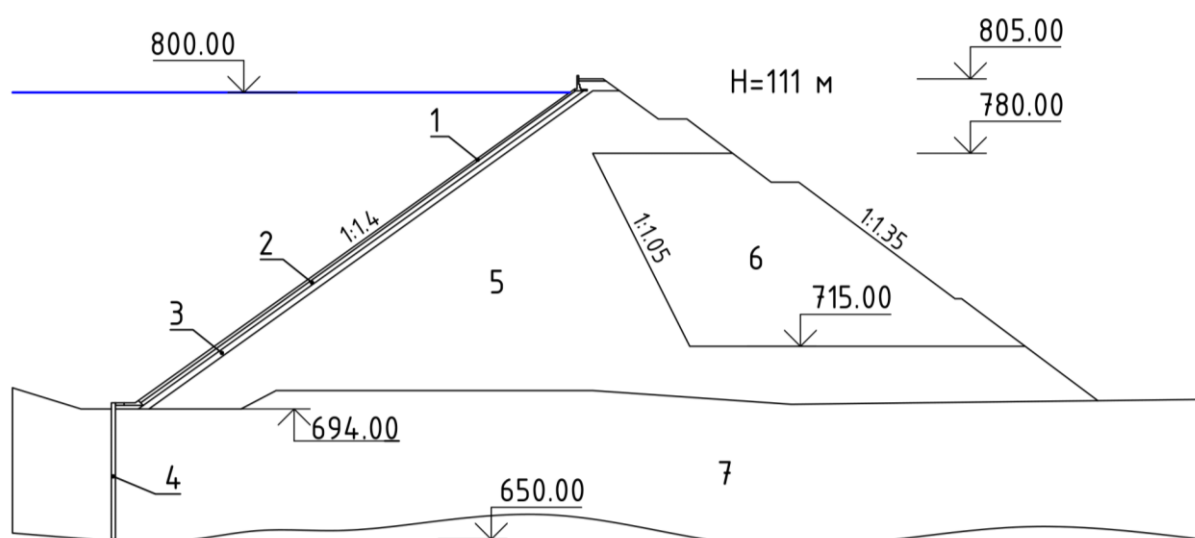


Рисунок 7 – Схема конструкции плотины Miaojiaba

1 – бетонный экран; 2 – слой подэкрановой зоны; 3 – переходная зона; 4 – «стена в грунте»; 5, 6 – зоны каменной наброски; 7 – аллювиальные отложения основания.

Толщина БЭ плотины Miaojiaba изменяется от гребня к основанию от 0,3 м до 0,6 м. В нескальном основании в качестве ПФУ выполнена «стена в грунте» толщиной 1,2 м. Сопряжение экрана и стены осуществляется с помощью понура.

Сам по себе понур состоит из соединительной и «низовой» плиты толщиной 1 м, которые разделены швом (рисунок 8) [31].

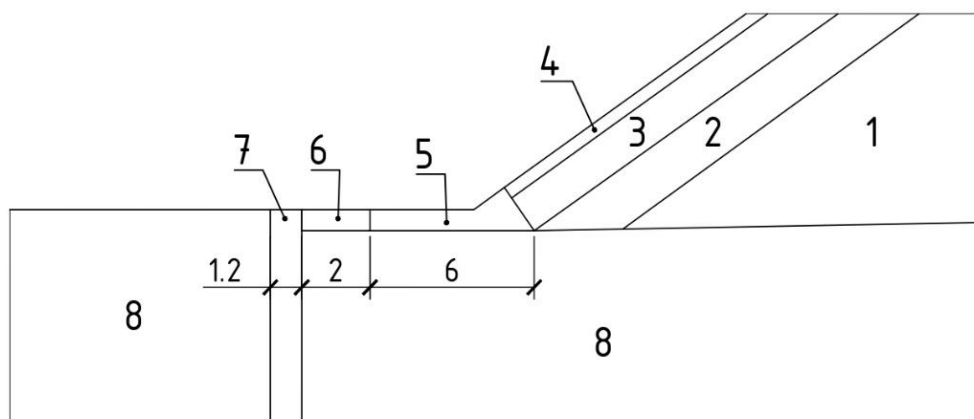


Рисунок 8 – Схема сопряжения ПФУ на плотине Miaojaba

1 – зона каменной наброски; 2 – слой подэкрановой зоны; 3 – переходная зона; 4 – бетонный экран; 5 – «низовая» плита; 6 – соединительная плита; 7 – «стена в грунте»; 8 – аллювиальные отложения основания.

Одной из последних плотин данного типа, построенных в Китае, является плотина Хіека (2014 г.) [7] (рисунок 9). Высота этой данной плотины достигает 108,2 м., а длина по гребню – 531 м. Долина, в которой располагается плотина, является ассиметричной и по форме представляет с собой букву «U». Толщина БЭ увеличивает от гребня к основанию с 0,3 м до 0,62 м. Плотина находится в сейсмически опасном районе на несальном основании мощностью около 100 м.

При возведении плотины часть основания вынималась, а в другой части устраивалась «стена в грунте» толщиной 1,2 м и глубиной 55 м, также устроилась цементационная завеса глубиной 35 м. Сопряжение «стены в грунте» и БЭ выполнено с помощью бетонного понура, который разделен на 3 части [7].

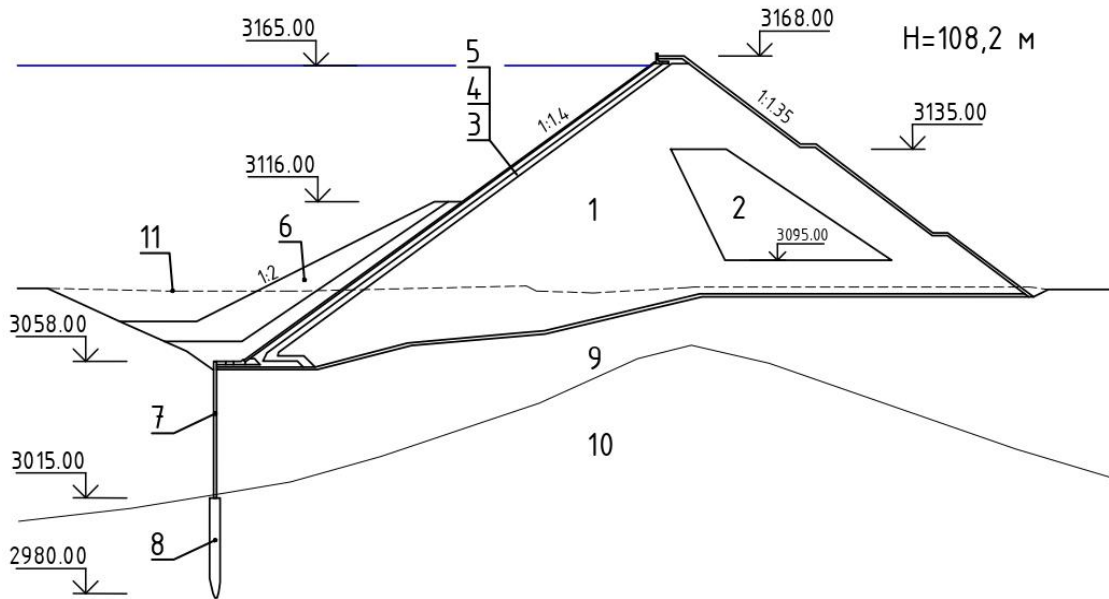


Рисунок 9 – Схема конструкции плотины Хіека

1, 2 – зоны каменной наброски; 3 – переходный слой; 4 – подэкрановой слой; 5 – бетонный экран; 6 – защитное крепление; 7 – «стена в грунте»; 8 – цементационная завеса; 9 – аллювиальные отложения; 10 – скальное основание; 11 – исходная поверхность рельефа.

Самой высокой плотиной данного типа конструкции является плотина Aertash в Турции [28] (рисунок 10). Высота данной каменно-набросной плотины достигает 164 м. Эта плотина располагается на слое нескального основания толщиной около 94 м. Верхний слой основания преимущественно состоит из гравийных материалов, а нижний слой – из слабоцементированных гравийных материалов.

Водонепроницаемый контур плотины состоит из БЭ и «стены в грунте». Толщина БЭ изменяется от 0,4 м на гребне до 0,975 м у подошвы. Стена имеет толщину 1,2 м, а её максимальная глубина достигает 90 м. Верхние 10 м стены укреплены стальной арматурой. БЭ соединен со стеной с помощью понура, который состоит из «низовой плиты» и двух соединительных плит (рисунок 11).

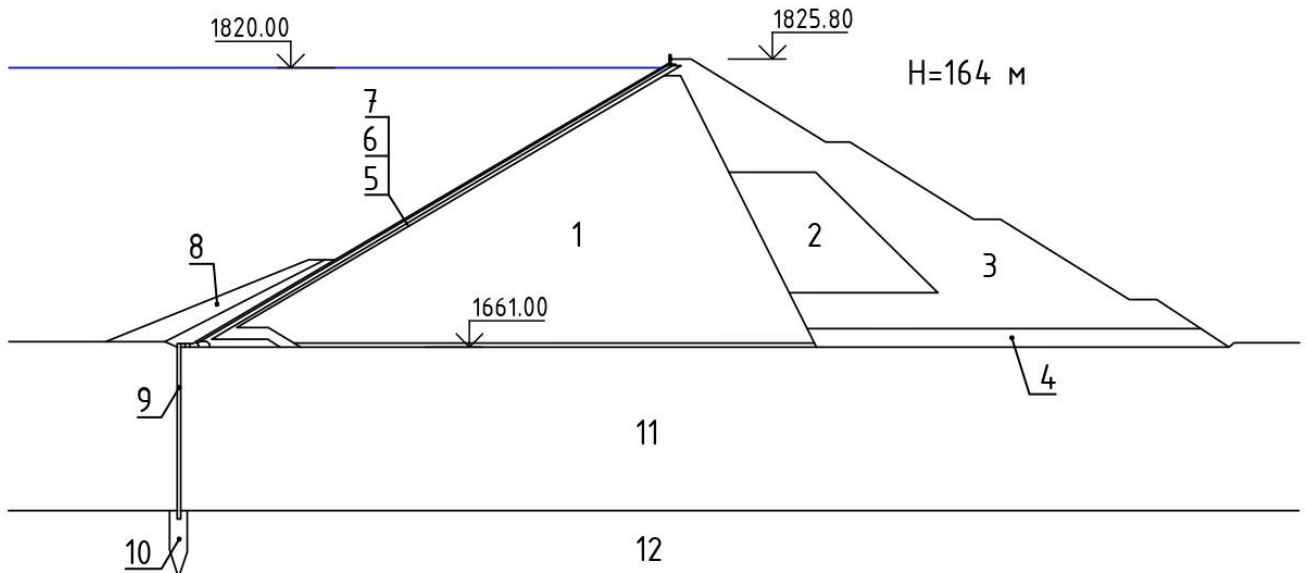


Рисунок 10 - Схема конструкции плотины Aertash

1, 2, 3 – зоны каменной наброски; 4 – дренаж; 5 – переходный слой; 6 – подэкранный слой; 7 – бетонный экран; 8 – защитное крепление; 9 – «стена в грунте»; 10 – цементационная завеса; 11 – аллювиальные отложения; 12 – скальное основание.

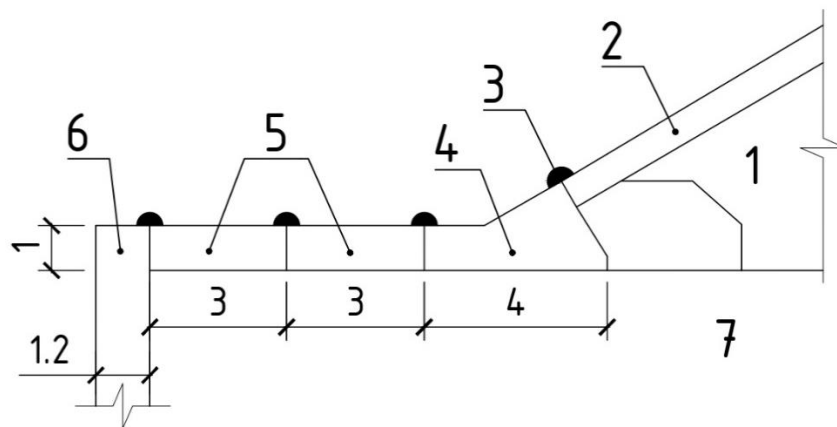


Рисунок 11 - Схема узла сопряжения ПФУ на плотине Aertash

1 – подэкранный слой; 2 – бетонный экран; 3 – шпонка; 4 – «низовая плита»; 5 – соединительные плиты; 6 – «стена в грунте».

Таким образом, при строительстве КНПБЭ на нескальном основании основным конструктивным решением является использование в качестве ПФУ основания «стены в грунте». Т.к. основание плотины неоднородно по своему строению (на бортовых участках основание представлено скальными породами, а на русловом – нескальными грунтами), то конструкция ПФУ такой плотины

имеет сложное строение. Бетонный понур, устраиваемый на скальных бортах, выполняют и на русловом участке плотины, а «стену в грунте» сопрягают с этим понуром.

Такая схема сопряжения удобна с точки зрения удобства производства работ. Она позволяет осуществлять отсыпку тела плотины и устройство «стены в грунте» независимо друг от друга. После завершения «стены в грунте» она соединяется с БЭ бетонным понуром. Как показано на рисунках 4, 8 и 11, сопряжение бетонного понура и «стены в грунте», осуществляется впритык – низовая грань стены вплотную прижимается к верховому торцу понура. Герметичность этого вертикального шва обеспечивает шпонка, устраиваемая на поверхности. Важным отличием конструкции применяемого бетонного понура от понура в КНПБЭ классической конструкции является его разрезка по длине поперечными швами. В некоторых плотинах понур разделяется швами на 2 или 3 части.

### **1.3 Каменно-набросные плотины с составным противодиффузионным устройством в виде бетонного экрана и стеной в теле плотины**

В перечисленных выше примерах противодиффузионная стена выполнена только в основании, а БЭ является единственным ПФУ тела плотины. Однако использование технологий «стена в грунте» может дать дополнительные преимущества в строительстве плотины. В последнее время стали строить плотины с диафрагмой, устроенной из буронабивных свай. Примером может служить Нижне-Бурейская плотина, построенная в 2019 году [32, 33].

Преимуществом применения такого способа создания ПФУ в грунтовой плотине является возможность осуществлять строительство плотины бескотлованным способом. Сначала (даже в воду) отсыпается тело плотины, а затем уже устраивается «стена в грунте».

Соответственно, при строительстве грунтовой плотины на нескальном основании целесообразно применять «стену в грунте» как преграду фильтрационному потоку не только в основании, но и в нижней части плотины. Эту тенденцию в развитии конструкций грунтовых плотин отмечают исследователи [34, 35].

Указанная идея была реализована в проекте плотины Çukurca, расположенной в турецкой провинции Хаккари [36]. Она была запланирована в 2008 году. Плотина Çukurca запроектирована высотой 111 м (рисунок 12).

Конструкция плотины состоит из двух частей: верхней перемычки и упорной призмы. Упорная призма плотины выполнена из каменной наброски, её противофильтрационным элементом является БЭ. Верхнюю перемычку высотой 37,5 м и галечниковые отложения мощностью 40 м пересекает стена-диафрагма. Проектом предусмотрено, что диафрагма будет выполнена в специально отсыпанных мелкозернистых грунтах методом буросекущихся свай. Соединение БЭ и стены-диафрагмы запланировано с помощью бетонной плиты понура.

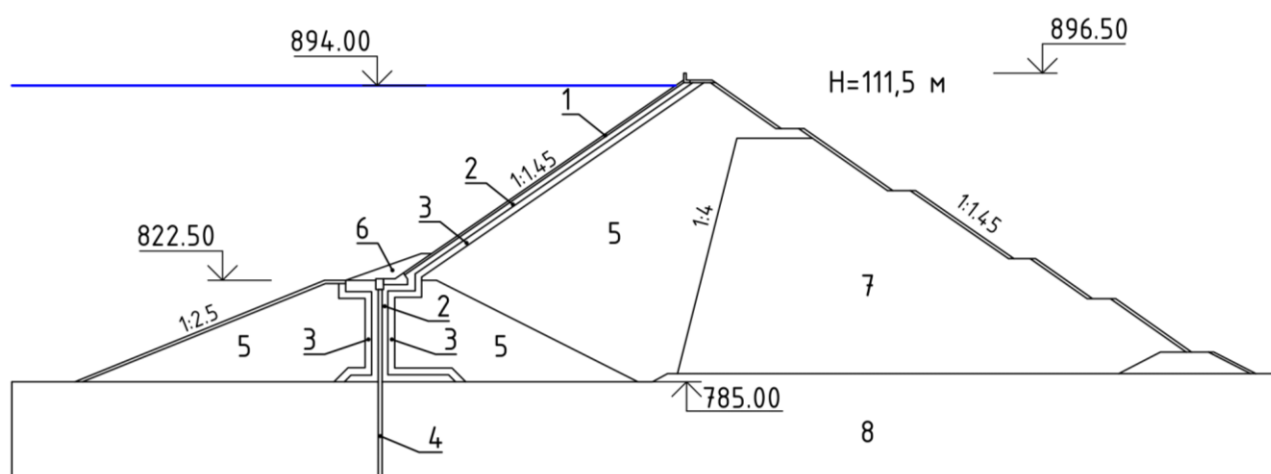


Рисунок 12 – Схема конструкции плотины Çukurca

1 – бетонный экран; 2,3 – слои подэкрановой зоны; 4 – противофильтрационная стена-диафрагма; 5 – каменная наброска; 6 – водонепроницаемый грунт; 7 – каменная наброска; 8 – аллювиальные отложения основания.

Проект плотины Çukurca не был реализован, однако опыт её проектирования впоследствии был использован турецкими инженерами при



проектировании плотины Arkun. Эта плотина была построена в 2014 г. [8, 9] в провинции Эрзурум Турции.

Строительная высота плотины Arkun составляет 140 м (рисунок 13). Изначально она проектировалась как классическая каменно-набросная плотина с БЭ. Однако наличие в основании мощного слоя песчано-гравийного грунта заставило изменить её конструктивное решение. Было принято решение выполнить бóльшую часть тела плотины из гравийно-галечниковых грунтов. Для сбора фильтрационных вод внутри плотины был предусмотрен L-образный внутренний дренаж.

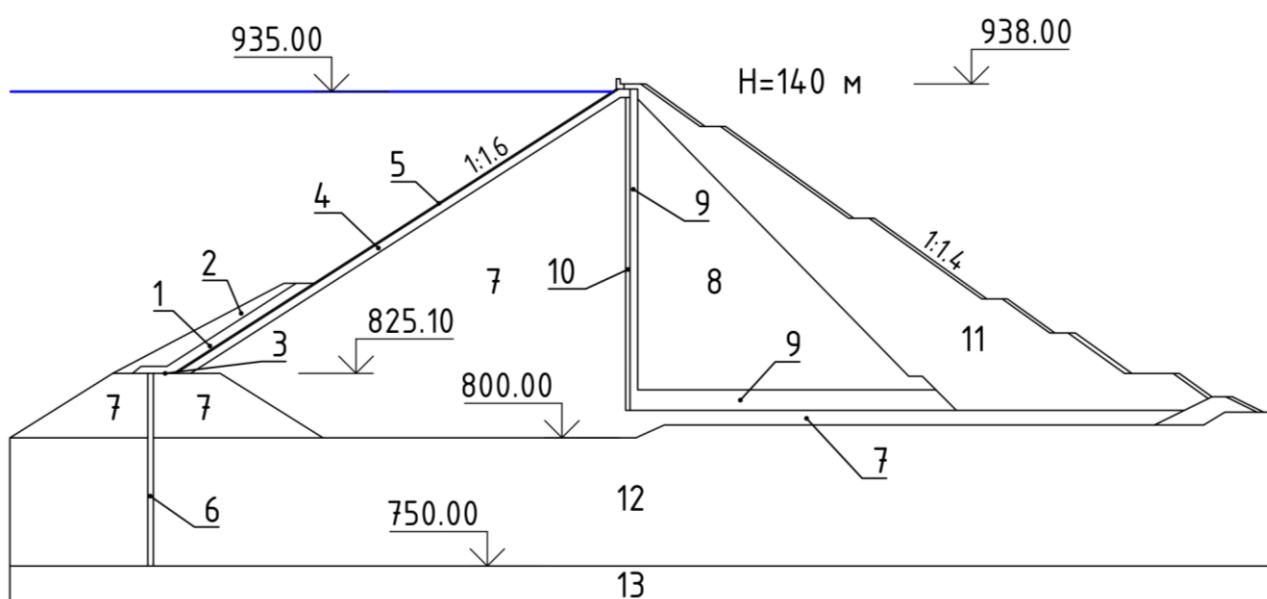


Рисунок 13 – Схема конструкции плотины Arkun

1 – слой кольматирующего материала; 2 – защитное крепление; 3 – контурная плита; 4 – подэкрановая зона; 5 – бетонный экран; 6 – диафрагма; 7 – верхняя часть упорной призмы из песчано-гравийного грунта; 8 – низовая часть упорной призмы из песчано-гравийного грунта; 9 – L-образная дренажная зона; 10 – обратный фильтр; 11 – каменная наброска; 12 – аллювиальные отложения; 13 – скальная порода.

Её основным отличием от классической конструкции плотин с БЭ является наличие в нижней части плотины стены-диафрагмы высотой около 75 м. Стена из выполнена из пластичного бетона ( $E=800$  МПа), она пересекает 50-метровую

толщю аллювия и 25 м тела плотины. Сопряжение БЭ и стены осуществляется с помощью бетонной контурной плиты.

Опыт плотины Arkun показал возможность применения в высоких грунтовых плотинах нового типа ПФУ, состоящего из БЭ и стены-диафрагмы.

Другим случаем применения составного ПФУ является плотина Hengshan в провинции Чжэцзян Китая [22] (рисунок 14).

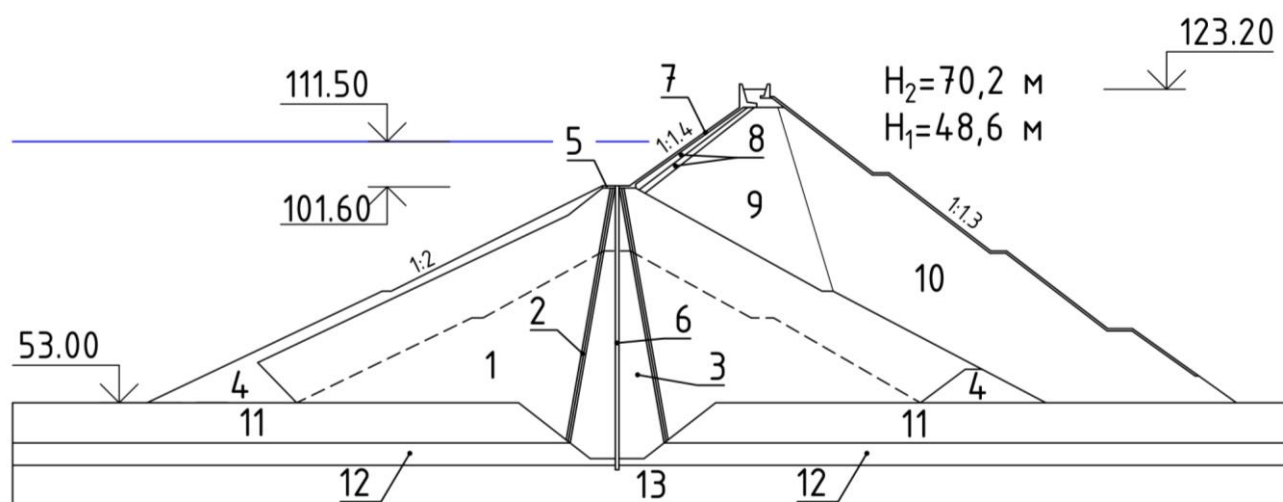


Рисунок 14 - Схема конструкции плотины Hengshan

1 – песчано-гравийная смесь; 2 – переходные зоны; 3 – глиняное ядро; 4 – каменная наброска; 5 – цементационная плита; 6 – диафрагма; 7 – бетонный экран толщиной 0,5 м; 8 – подэкранный слой; 9 – верхняя часть каменной наброски; 10 – нижняя часть каменной наброски; 11 – слой песчано-гравийного грунта основания; 12 – выветренное скальное основание; 13 – сохранное скальное основание (вулканический туф).

Изначально плотина Hengshan была построена в 1966 г. как каменно-земляная плотина. Её конструкция включала упорные призмы из гравийно-песчаной смеси и противодиффузионное ядро из глины. Первоначальная высота плотины составляла 48,6 м. Реконструкцией плотины было предусмотрено её наращивание до высоты 70,2 м. Для возможности осуществления реконструкции без опорожнения водохранилища было принято решение об наращивании с низовой стороны от существующей плотины. В качестве противодиффузионного элемента новой части плотины был выбран БЭ. Это

позволило выполнить верховой откос новой плотины более крутым (с уклоном 1:1.4).

Реконструкция плотины Hengshan была завершена в 1995 г. При реконструкции для повышения надёжности ядра в условиях увеличения напора в нём была устроена стена-диафрагма. Диафрагма была выполнена на глубину 62,6 м методом буросекущихся свай с гребня действующей плотины. Сопряжение между БЭ и стеной из буросекущихся свай было осуществлено с помощью бетонной плиты.

Данный способ наращивания плотин с центральным ядром является перспективным, т.к. позволяет не прекращать эксплуатацию действующей плотины во время реконструкции.

#### **1.4 Проблемы, возникающие при использовании бетонного экрана в каменно-набросных плотинах**

Однако на пути применения составных ПФУ, созданных на основе БЭ, существует серьёзные препятствия, связанные с недостаточным уровнем надёжности самого БЭ. Опыт строительства и эксплуатации КНПБЭ, накопленный с начала XX в, свидетельствует о случаях повреждений и аварий плотин этого типа [37-46].

Можно выделить два основных риска развития аварийных ситуаций на КНПБЭ: 1) риск возникновения структурных трещин в самом БЭ, 2) риск нарушения герметичности швов между секциями экрана, между экраном и основанием или скальными бортами.

Примером аварии, вызванной нарушением герметичности шва, является разрушение плотины Gouhou, которая располагалась в провинции Цинхай Китая [37, 38]. Эта плотина представляла собой КНПБЭ высотой около 71 м, (рисунок 15).

Авария плотины произошла 27 августа 1993 года, это был первый случай прорыва КНПБЭ высотой свыше 70 м. Расследование причины аварии плотины показало, что причиной разрушения то является поступление воды в негерметичный шов между БЭ и опорной стенкой на гребне плотины (рисунок 16). Примерно в 20:00 27 августа 1993 года просачивающаяся вода вышла со стороны нижнего бьефа на отметке около 3260 м над уровнем моря. Разрушение плотины произошло менее, чем за 3 часа, и данная авария привела к затоплению города и 288 жертвам.

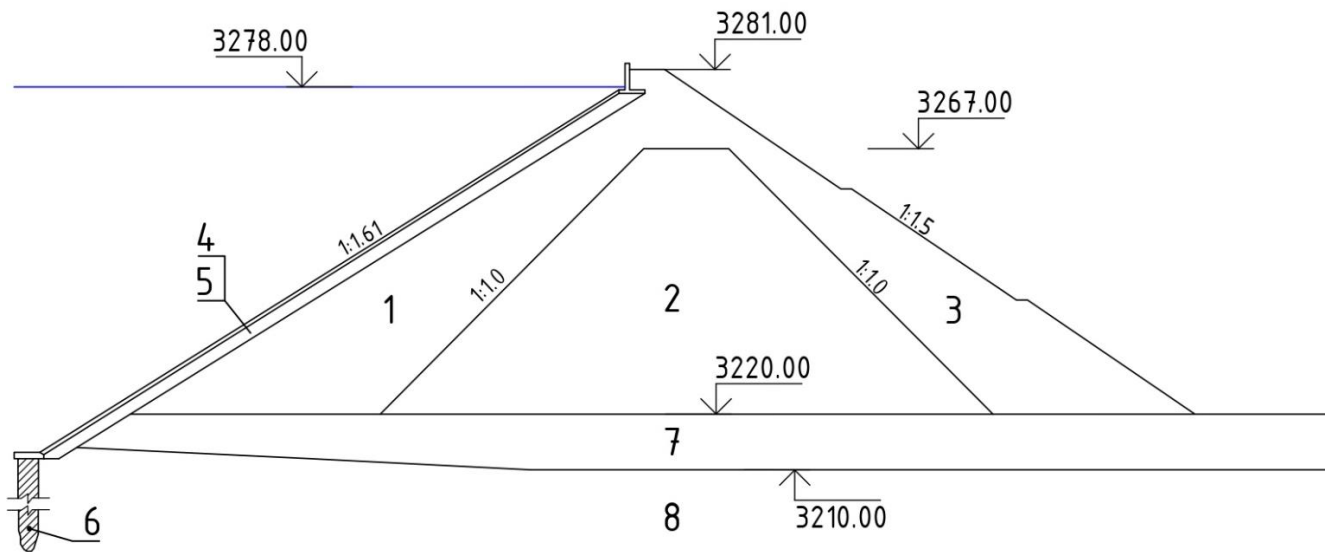


Рисунок 15 – Схема конструкции плотины Gouhou

1,2,3 – зоны каменной наброски; 4 – подкрановая зона; 5 – бетонный экран; 6 – цементационная завеса; 7 – аллювиальные отложения; 8 – гранодиорит.

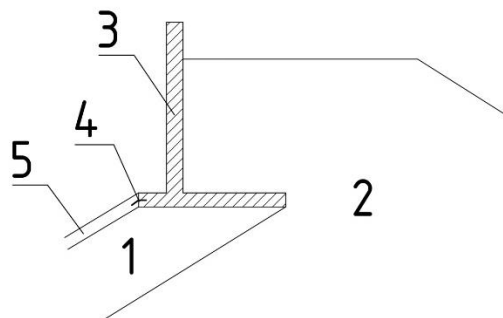


Рисунок 16 – Схема сопряжения БЭ и парапета на плотине Gouhou

1 – подэкранный шов; 2 – зона каменной наброски; 3 – парапет; 4 – уплотнитель; 5 – бетонный экран.

Более часто происходят являются аварии, заключающиеся в нарушении целостности самого БЭ с образованием крупных структурных трещин. Зафиксировано образование как вертикальных, так и горизонтальных и наклонных трещин.

Наиболее часто описывается случай разрушения экрана плотины Campos Novos в Бразилии. Авария этой КНПБЭ высотой 202 м произошла в 2005 году. После наполнения водохранилища до отметки 92% от НПУ в верхней части, между 16 и 17 плитами БЭ была обнаружена вертикальная трещина. Дальнейшее опорожнение водохранилища показало, что в экране образовалась целая система трещин (рисунок 17), одна из которых совпадала с границей очередей строительства экрана [39, 40].

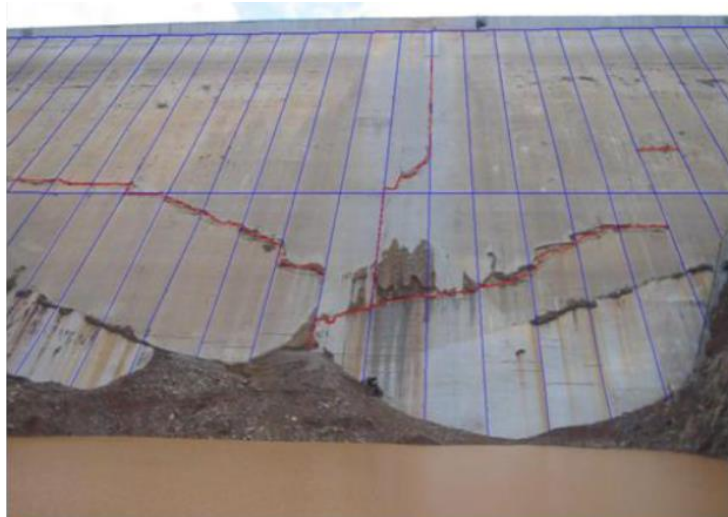


Рисунок 17 - Система трещин в экране плотины Campos Novos [39, 40]

Ещё один случай возникновения системы трещин был зафиксирован на плотине Tianshengqiao-1 [41, 46], расположенной в Китае. Она представляет собой КНПБЭ высотой 178 м. В экране данной плотины горизонтальные трещины образовались ещё до завершения строительства, их образование связывают со сложной схемой возведения плотины, при которой плотина воспринимала гидростатическое давление неполным профилем (рисунок 18). При первом наполнении водохранилища произошло образование вертикальной трещины в бетонном экране.



Рисунок 18 – Трещины в экране плотины Tianshengqiao-1 [41]

Образование вертикальной трещины произошло также в экране плотины Mohale высотой 145 м, расположенной в Лесото [44]. Возникновение трещины произошло в феврале 2006 года при быстром наполнении водохранилища из-за обильных дождей (рисунок 19). Натурными измерениями перед образованием трещины было зафиксировано увеличение горизонтальных сжимающих напряжений в центральной части БЭ.



Рисунок 19 – Трещины в экране плотины Mohale [44]

Примером образования в экране горизонтальной трещины является плотина Вухі, расположенная в Китае [43]. Она представляет собой КНПБЭ высотой 135,8 м. Образование трещин (рисунок 20) связывают с влиянием последовательности возведения экрана и температурными воздействиями.



Рисунок 20 – Горизонтальные трещины в экране плотины Вухі [43]

Все вышеперечисленные случаи свидетельствуют о том, что БЭ работает в сложных условиях и находится в сложном напряжённо-деформированном состоянии.

### **1.5 О напряжённо-деформированном состоянии бетонного экрана каменно-набросной плотины**

Анализ описанных выше аварий, произошедших на плотинах с бетонным экраном, можно выделить следующие закономерности:

1) В большинстве случаев трещины появляются при первом наполнении водохранилища. Случаи, когда трещины образуются до наполнения или во время эксплуатации, являются редкими.

2) Трещины могут иметь разное направление распространения: горизонтальные, вертикальные и наклонные (рисунок 21).

Горизонтальные трещины могут образовываться на разной высоте: у подошвы, на гребне, на границах очередей строительства плотины. Вертикальные трещины образуются в центральной части экрана [37-46]. Наклонные трещины повторяют контуры рельефа местности и появляются в прибортовых зонах.

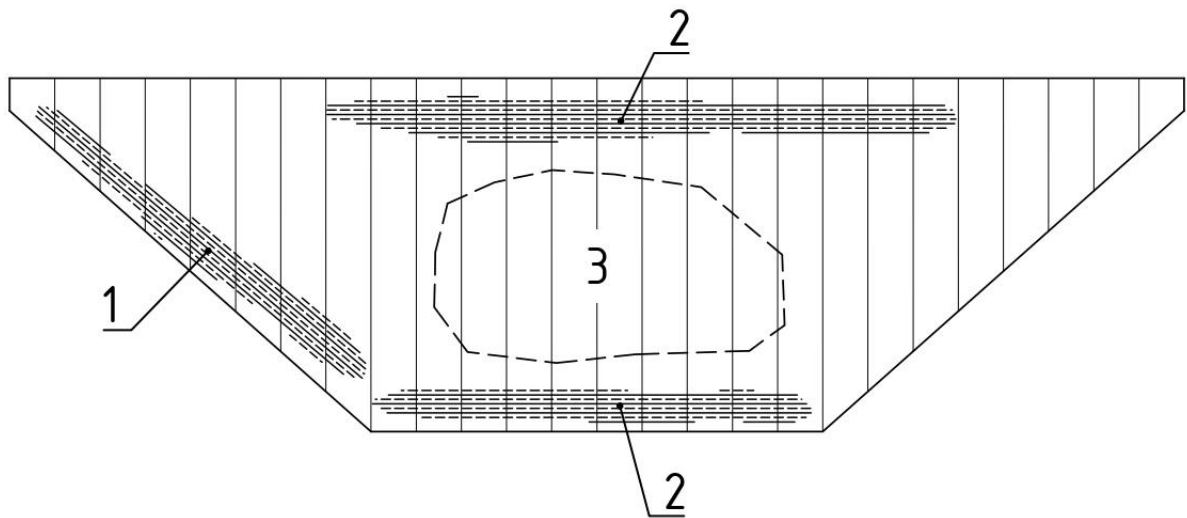


Рисунок 21 – Зоны образования трещин в экране [46]

1 – наклонные трещины вдоль бортов, 2 – горизонтальные трещины в верхней и нижней части экрана; 3 – зона образования вертикальных трещин.

На данный момент нет единого мнения о причинах образования трещин в БЭ. Выделяют несколько важных факторов. Первый – это температурно-влажностные деформации, возникающие при твердении бетона, а также температурные воздействия эксплуатационного периода. По данным [47, 48] напряжения в бетоне от температурных воздействий могут достигать до 2 МПа. Второй фактор – это деформации тела плотины. Традиционно появление в БЭ трещин связывают с неравномерностью деформаций изгиба плиты экрана [49, 50], которую можно объяснить сложными топографическими условиями [44] или нарушениями целостности подэкрановой зоны [50].

В трудах Международного конгресса по большим плотинам (ICOLD) [1, 19] трещины, возникающие в БЭ, классифицируют на 3 типа:

1. Трещины, вызванные усадкой бетона. Они являются неглубокими, с толщиной до доли миллиметра и способны к самозалечиванию.

2. Структурные поверхностные трещины, которые образуются в процессе возведения плотины вследствие выгиба экрана в верховую сторону.

3. Структурные трещины, возникающие при первом наполнении водохранилища. Они образуются из-за значительных по величине изгибных деформаций экрана, которые характерны для зон сопряжения со скальным



основанием и зон вблизи границ очередей возведения плотины. Толщина этих трещин варьируется от нескольких миллиметров до нескольких сантиметров, а часто они являются сквозными, поэтому представляют наибольшую опасность.

Однако, данная классификация трещин является не полной так как не может объяснить различия в расположении структурных трещин. Из примеров в предыдущем подразделе можно заметить, что образование вертикальных трещин характерно лишь для сверхвысоких плотин (высотой более 150 м). Это может говорить о том, что образование горизонтальных и вертикальных трещин имеет разные причины.

Общепризнанным считается, что вертикальные трещины в экране возникают из-за нарушения прочности бетона на сжатие [41, 42, 46].

Из натурных измерений известно, что периферийные зоны экрана движутся в направлении к центру, т.к. именно там экран получает максимальный прогиб (рисунок 22). Это движение приводит к раскрытию периметрального шва и раскрытию межсекционных швов на бортовых участках. Это подтверждают натурные измерения [1, 19].

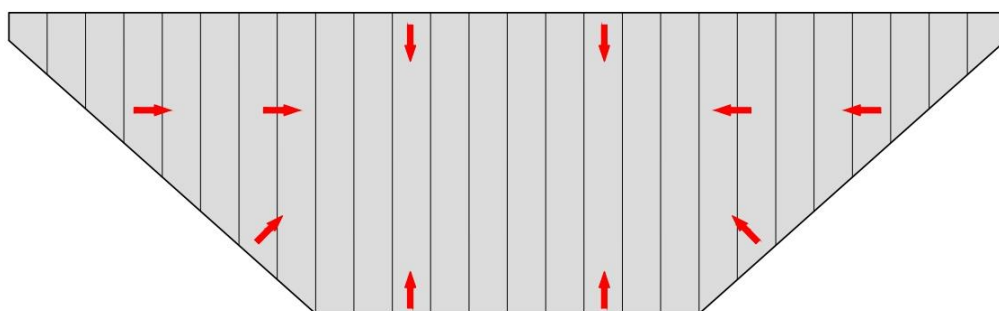


Рисунок 22 – Перемещения БЭ под действием гидростатического давления

Эти смещения вызывают сжимающие горизонтальные напряжения в центре экрана. Если вертикальные межсекционные швы выполнены тонкими и, соответственно, не позволяют компенсировать деформации сжатия, сжимающие напряжения могут достигать высоких значений. После аварий на некоторых плотинах с тонкими швами, межсекционные швы начали выполнять расширенными [46].

О причинах образования горизонтальных трещин нет единого мнения. Отсутствие единого мнения связано с малым количеством натуральных данных о НДС БЭ и сложностью их интерпретации. Некоторые связывают их образование с нарушением прочности на сжатии, а некоторые – с нарушением сдвиговой прочности [10, 41]. Из-за того, что нижняя часть экрана движется к центру (рисунок 22), считают, что экран испытывает сжатие вдоль откоса [43,46].

Marques Filho P. в [49] работе было высказано предположение, что через трение по грунту бетонному экрану могут передаваться растягивающие продольные силы. В работах Arici Y. [51, 52] с помощью численного моделирования было показано, что в нижней части БЭ могут возникать растягивающие напряжения. Исследования Саинова М.П. [53, 54] показали, что в нижней части экрана практически всегда возникают растягивающие напряжения, при чём основной их причиной растягивающие продольные силы. Соответственно, образование горизонтальных трещин может быть связано с нарушением прочности на растяжение.

Несмотря на то, что на данный момент не существует единого представления о НДС БЭ, очевидно, что БЭ работает не только на поперечный изгиб, он испытывает также продольные силы. Изгибающие моменты и продольные силы в совокупности могут привести к тому, что напряжения превысят предел прочности бетона (на сжатие или растяжение).

## **1.6 «Стены в грунте» как противофильтрационные устройства грунтовых плотин**

Противофильтрационные стены (или конструкции типа «стена в грунте») активно применяются для защиты от фильтрации как в основании, так и в теле плотины [55], начиная с середины XX в. По сравнению с инъекционными завесами их основным преимуществом является то, что они позволяют надёжно прорезать водопроницаемый слой, но при этом не требуют большого расхода

искусственных материалов. Толщину ПФС в зависимости от воспринимаемого напора принимают в пределах от 0,6 м до 1,2 м.

Существует несколько методов создания ПФС, наиболее распространёнными из них являются методы «стена в грунте» или буросекущихся свай. В методе «стена в грунте» водонепроницаемая преграда создаётся в виде траншеи, а в методе буросекущихся свай – из отдельных, пересекающих друг с другом свай. Методом буросекущихся свай ПФС может быть выполнена на глубину до 50 м, а методом «стена в грунте» 150 м.

В качестве материала ПФС могут быть использованы цементные, глиняные и глиноцементные материалы. Если стена изготовлена из материалов на цементной основе (бетон, глиноцементобетон), то она может выдержать напор более 100 м [56]. Способность выдерживать большие напоры и разнообразие выбора материалов позволяет спроектировать ПФС, которая будет удовлетворять индивидуальным условиям строительства, поэтому ПФС активно применяются в гидротехническом строительстве.

Основной областью применения ПФС является создание преграды для фильтрационного потока в нескальном или полускальном основании. Однако уже с 1960-х годов они стали применяться для ремонта тех грунтовых плотин, герметичность которых была нарушена. Примером применения стены, для ремонта каменно-земляной плотины является плотина Курейская плотина [57, 58].

В XXI в. ПФС стали применять в качестве одного из основных противофильтрационных устройств тела грунтовой плотины. Таким примером может служить плотина Юмагузинской ГЭС [59]. А недавно в России была построена каменно-земляная плотина Нижне-Бурейской ГЭС, единственным противофильтрационным элементом которой является стена из буросекущихся свай [32, 33].

Несмотря на все преимущества ПФС, следует иметь в виду, что работоспособность этих тонкостенные конструкций не гарантирована. В ПФС могут образовываться трещины, которые приводят к значительному увеличению фильтрационного потока, что произошло на плотине Navajo в Америке [60, 61].

Иногда считается, что «стены в грунте» работают только на изгиб, который возникает из-за неравномерности горизонтальных смещений грунтового массива под действием гидростатического давления, воспринимаемого стеной. Поэтому основную опасность для надёжности видят в растягивающих напряжениях, возникающих вследствие изгиба.

Однако более детальный анализ показывает, что ПФС работают в более сложных условиях. На ПФС действуют не только горизонтальные, но и вертикальные силы. Горизонтальные силы вызваны давлением воды и боковым давлением грунта (рисунок 23). Давление воды возникает из-за разницы уровней верхнего и нижнего бьефа. Необходимо отметить, что из-за горизонтальных смещений основания в процессе возведения плотины и наполнения водохранилища возникает отличие в боковом давлении грунта, действующем на стену со стороны верхнего и нижнего бьефа. При смещениях в сторону верхнего бьефа боковое давление со стороны верхнего бьефа уменьшается, а с нижнего – увеличивается.

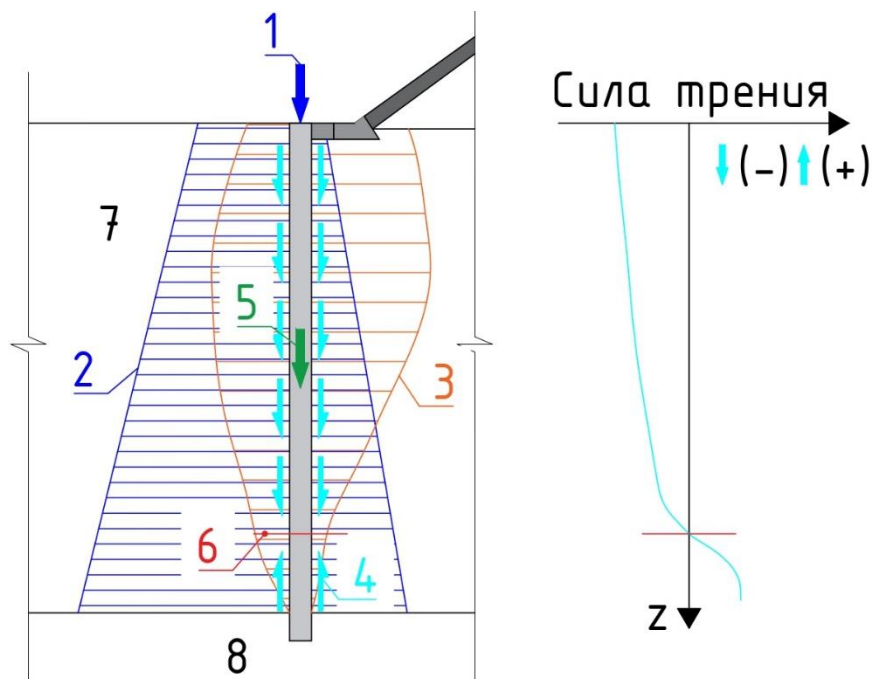


Рисунок 23 – Схема нагрузок на ПФС в составе КНПБЭ

1 – вертикальное давление воды; 2 – давление воды; 3 – боковое давление грунта; 4 – сила трения при сдвиговых смещениях; 5 – собственный вес стены; 6 – нейтральная точка; 7 – аллювиальные отложения; 8 – скальное основание.

К вертикальным нагрузкам относятся вертикальное давление воды на оголовок стены, собственный вес ПФС, а также силы трения на боковой поверхности стены. Вертикальное давление на оголовок стены может вызвано давлением вода из водохранилища или же весом тела плотины.

Очевидно, что состав нагрузок на ПФС, выполненную в теле грунтовой плотины в результате ремонта, и на ПФС, выполненную в основании, отличается, соответственно, сильно различаются и условия работы этих стен. Первые воспринимают в основном только горизонтальные силы, а вторые – как горизонтальные, так и вертикальные силы.

Для стен, выполненных в грунтовой плотине в качестве нового ПФУ, основную опасность представляют растягивающие напряжения от деформаций изгиба. Вероятен отрыве стены от основания в зоне заделке.

На стены, выполненные в основании плотины, основную нагрузку создают силы трения на боковой поверхности стены. Исследования, проведённые Саиновым М.П. методом численного моделирования [62-67], показали, что значительные силы трения возникают в случае, если сжимаемость материала стены и прилегающего грунта отличается более, чем в 3-5 раз. При уплотнении грунта основания под весом плотины, разница осадок ПФС и основания вызывает значительное трение на границе между ними. Саиновым М.П. установлено, что в результате сил трения в ПФС могут возникать значительные сжимающие напряжения, которые могут превышать значение предела прочности на сжатие.

Для предотвращения потери прочности материалом на сжатие и растяжение рекомендуют выполнять стену из менее жёсткого материала, например, пластичного бетона или глиноцементобетона.

Исследования Mou R. [68] и Саинова М.П. [63, 65] показали, что чем ниже модуль деформации материала стены, тем благоприятнее её НДС. ICOLD [69] рекомендует, что модуль деформации стены не должны превышать модуль деформации основания более чем в 5 раз. Рекомендуется выполнять ПФС из материала, приближённого к деформируемости окружающего грунта.

Начиная с 2015 г. изучением работоспособности ПФС в КНПБЭ активно занимались китайские исследователи. Наиболее обширными являются исследования Wen L. [11, 13, 70, 71]. В [71] был проведён сравнительный анализ состояния 58 «стен в грунте», 17 из которых располагались в КНПБЭ, а 28 – в плотинах с ядром (стена под ядром). Китайские учёные отмечают, условия работы ПФС в плотинах с экраном сильно отличаются от ПФС в плотинах с ядром.

Можно выделить три основных отличительных особенности ПФС в плотинах с экраном от ПФС в плотинах с ядром. Все они связаны с местоположением ПФС в конструкции.

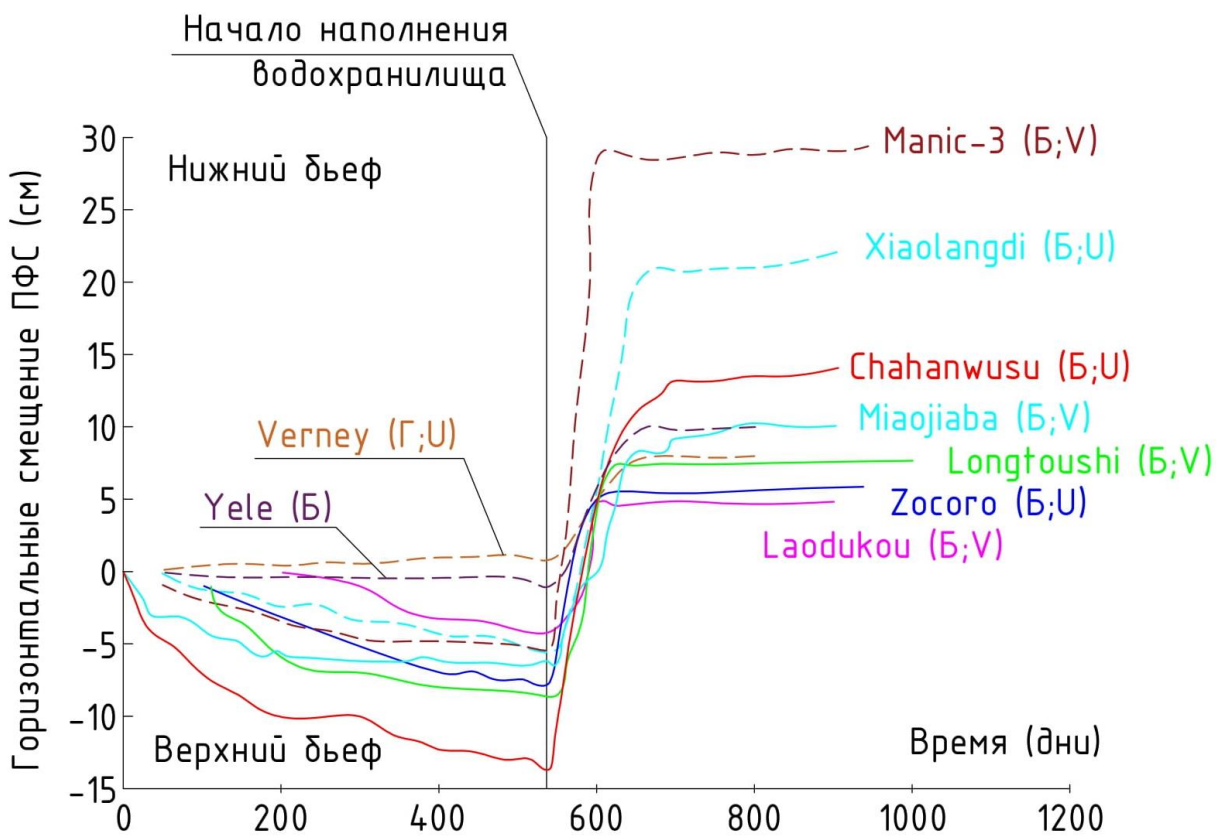


Рисунок 24 – Развитие максимальных горизонтальных смещений противofильтрационной стены во времени

Сплошная линия – КНПБЭ; пунктирная линия – плотина с ядром; Б – ПФС из бетона; П – ПФС из пластичного бетона; U, V – форма створа.

Первая особенность состоит в отличии величин горизонтальных смещений ПФС. Максимальные горизонтальные смещения стены наблюдались в верхней части. Различия в величинах горизонтальных смещений связано с

отличием смещений стены до заполнения водохранилища – в плотинах с экраном ПФС из-за деформаций расширения основания приобретает смещения в сторону верхнего бьефа, а в плотинах с ядром они близки к 0. Этот эффект хорошо демонстрирует рисунок 24, составленный китайскими специалистами по результатам анализа данных натурных измерений [71]. Соответственно, в эксплуатационный период в плотинах с КНПБЭ смещения ПФС меньше, чем в плотинах с ядром. Однако необходимо отметить некоторую условность выполненного в [71] сравнения. Оно проводилось для стен разной глубины, с разной высотой плотины и деформируемость основания.

Из рисунка 24 хорошо видно, что 70% горизонтальных смещений наблюдались в первые месяцы окончания строительства плотины (до заполнения водохранилища) [71].

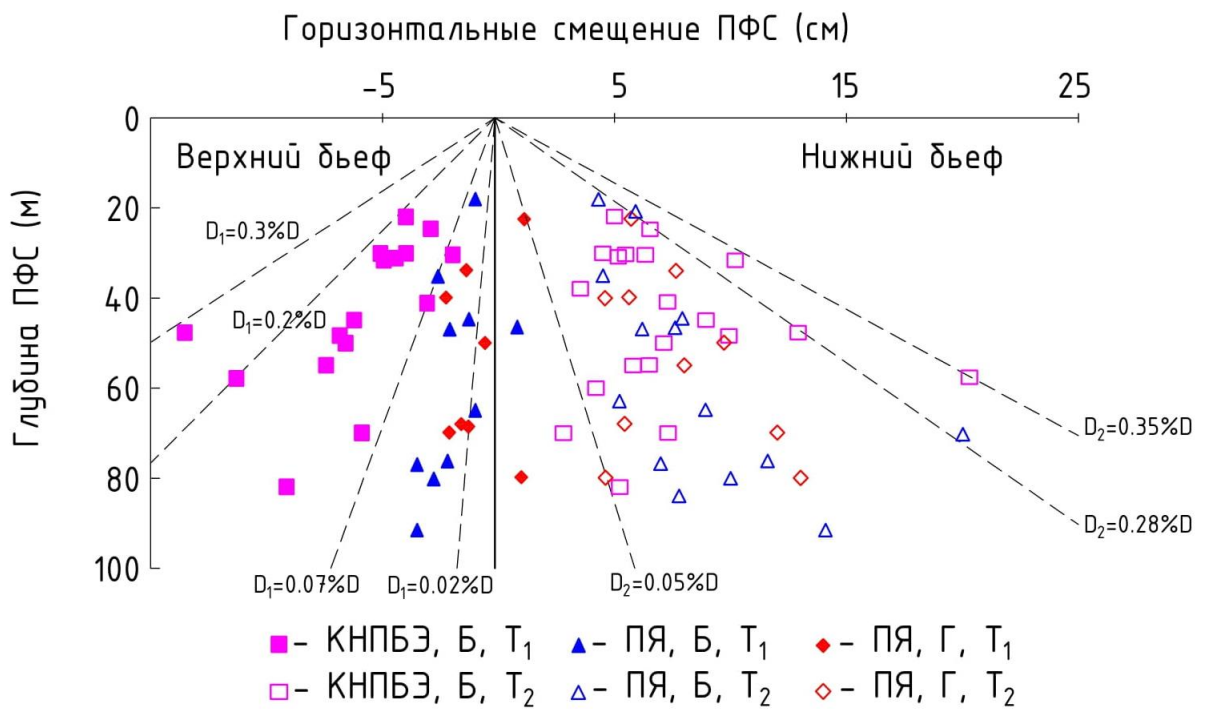


Рисунок 25 – Максимальные горизонтальные смещения противофильтрационных стен в основании грунтовых плотин

КНПБЭ – каменно-набросная плотина с бетонным экраном; ПЯ – плотина ядром; Б – ПФС из бетона; Г – ПФС из пластичного бетона;  $T_1$  – момент завершения строительства;  $T_2$  – момент заполнения водохранилища;  $D$  – глубина ПФС;  $D_1$  – максимум горизонтальных смещение на момент  $T_1$ ;  $D_2$  – максимум горизонтальных смещений на момент  $T_2$ .

На рисунке 25 представлены результаты сравнения смещений ПФС с учётом их глубины  $D$  для двух моментов времени (до и после наполнения водохранилища).

Видно, что в обоих случаях (КНПБЭ и плотины с ядром) максимальные смещения ПФС обычно находятся в диапазоне  $0,1 \div 0,3\%$  от её глубины  $D$ . Они довольно малы –  $5 \div 15$  см (рисунок 25).

Вторая особенность состоит в отличии осадок стены. Обработка результатов натурных измерений показала [71], что ПФС (из обычного бетона) в плотине с ядром получили осадку в диапазоне  $0,1 \div 0,6\%$  от глубины основания. ПФС в основании КНПБЭ имеют осадку  $0,05\% \div 0,1\%$  от глубины основания (рисунок 26). Это объясняется различием в величинах, воспринимаемых стеной вертикальных нагрузок.

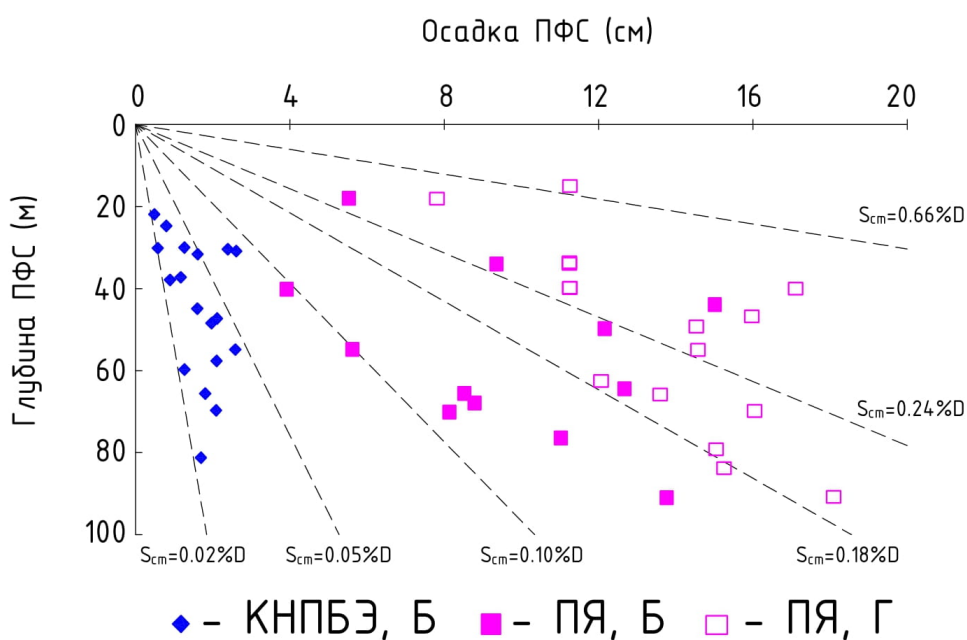


Рисунок 26 – Максимальная осадка противофильтрационных стен в основании грунтовых плотин

КНПБЭ – каменно-набросная плотина с бетонным экраном; ПЯ – плотина ядром; Б – ПФС из бетона; Г – ПФС из пластичного бетона;  $D$  – глубина ПФС;  $S_{cm}$  – осадка ПФС.



Третья особенность состоит в отличии величин сил трения, действующих на боковой поверхности стены. Китайскими учёными было показано, что разница осадок между стеной и окружающим грунтом в КНПБЭ примерно на 20% меньше, чем у плотин с ядром [71]. Чем больше разница осадок, тем больше и сила трения (рисунок 27).

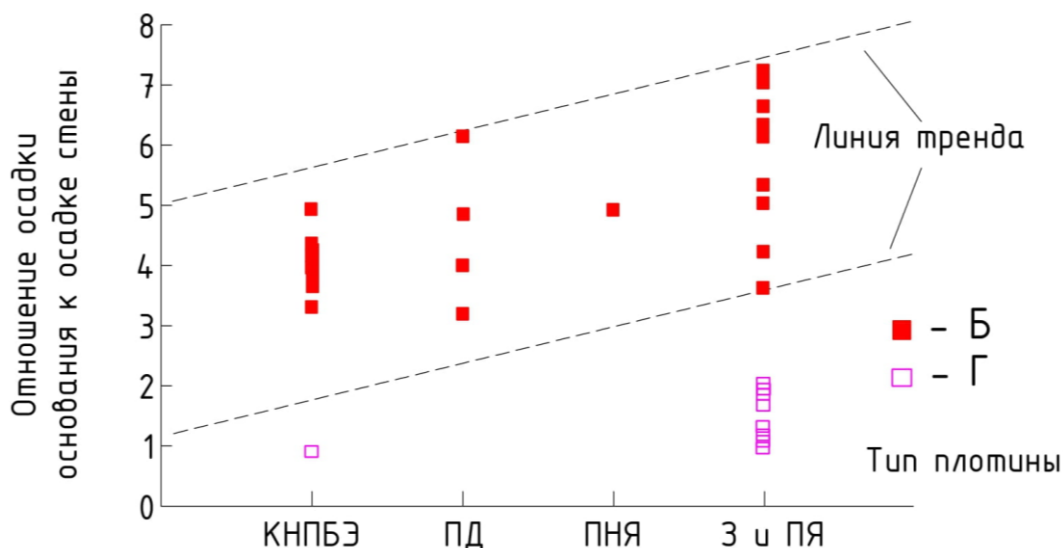


Рисунок 27 – Зависимость разницы осадок между стеной и основанием от типа плотины

КНПБЭ – каменно-набросная плотина с экраном; ПД – плотина с диафрагмой; ПНЯ – плотина с наклонным ядром; З – земляная плотина; ПЯ – плотина с ядром; Б – ПФС из бетона; Г – ПФС из глиноцементобетона.

Китайские учёные пришли к выводу, что касательные напряжения на боковой поверхности стены могут изменять знак. В верхней части контакта ПФС и стены касательные напряжения направлены вниз, а в нижней части – вверх. Точку, которая определяет переход трения от отрицательного к положительному, они называют нейтральной (рисунок 23).

Т.к. ПФС в КНПБЭ испытывают меньшие силы трения, чем ПФС в плотинах с ядром, то и вертикальные нагрузки на них меньше. Аналогичный вывод был сделан в 2016 г. Саиновым М.П. [72].

Китайские учёные провели исследования влияния на НДС ПФС жёсткости материала стены. По их результатам максимальные сжимающие напряжения в

ПФС из пластичного бетона, выполненной под ядром, находятся в диапазоне 15 - 25 МПа. Напряжения в аналогичной ПФС КНПБЭ находятся в диапазоне 5 - 20 МПа, при этом максимум напряжений достигается на глубине 0,6-0,9 от высоты стенки (рисунок 28).

Из этого можно сделать вывод, что НДС стены напрямую зависит от её расположения, при чём расположение её в плотине с экраном более благоприятно.

Китайскими учёными было также исследовано влияние формы створа на распределение вертикальных напряжений. При V-образной форме скальных бортов наблюдается более высокое положение значение максимума вертикальных напряжений, чем при U-образной форме створа. Объясняется влиянием закрепления в скальные борта.

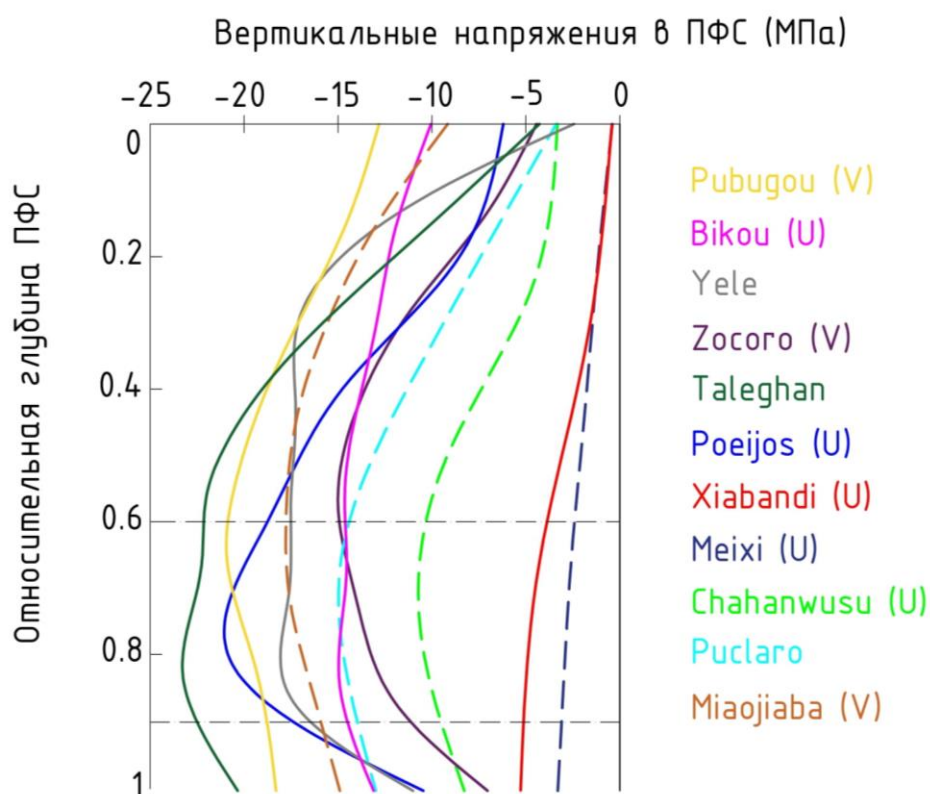


Рисунок 28 – Вертикальные напряжения в противифльтрационных стенах в основании различных плотин по данным натурных измерений

Пунктирная линия – каменно-набросные плотины с бетонным экраном;  
 прямая линия – плотины с ядром.

Безусловно, большое значение на НДС ПФС оказывает значение модуля линейной деформации основания  $E_0$ , точнее соотношение модуля  $E_0$  и модуля деформации стены. На рисунке 29 представлен выполненный китайскими специалистами анализ зависимости величины осадки оголовка ПФС от модуля линейной деформации основания  $E_0$  и типа материала стены (бетон или пластичный бетон). В зависимости от  $E_0$  грунты основания разделены на 4 группы.

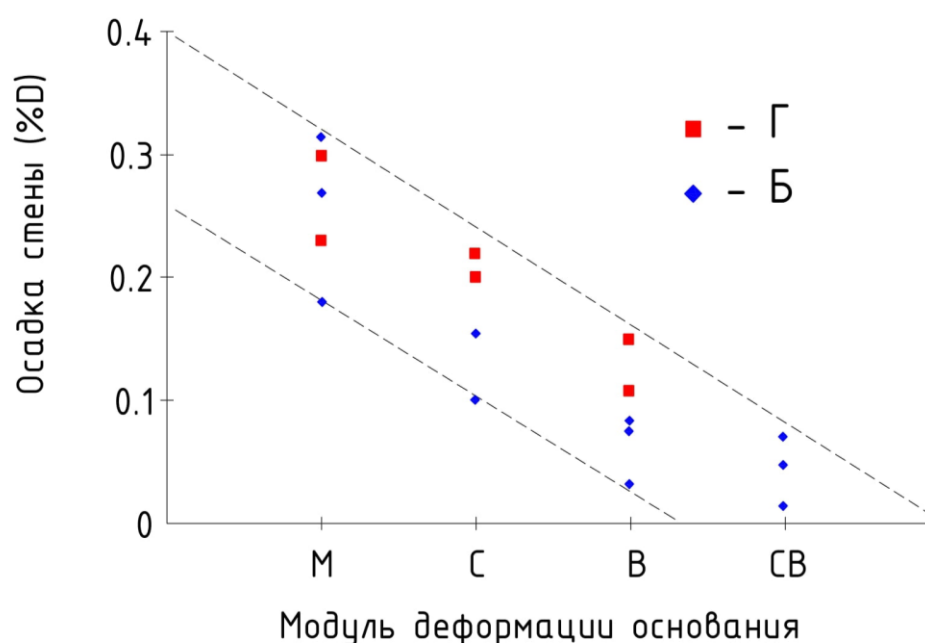


Рисунок 29 – Зависимость осадки стены от модуля деформации основания в плотинах с ядром

D – глубина ПФС; Б – ПФС из бетона; Г – ПФС из глиноцементобетона; М –  $E_0$  меньше 50 МПа; С –  $E_0$  в интервале 50-55 МПа; В –  $E_0$  между 55-60 МПа; СВ –  $E_0$  больше 60 МПа.

Доказано, что чем больше модуль деформации основания и чем больше модуль деформации стены, тем меньше осадка её оголовка. Кроме того, китайскими специалистами был проведён анализ зависимости величины разницы осадок основания и стены от  $E_0$ .

На рисунке 30 величина разницы осадок основания и стены выражена в виде их отношения. Оно может достигать 10. Разница между осадкой основания и

стены определяет величины сил трения на боковой поверхности ПФС. Относительная осадка и сила трения положительно коррелируют с относительной жесткостью стены (по отношению к основанию), они уменьшаются с увеличением относительной жёсткости ПФС и основания. Соответственно, чем больше соотношение  $E_{ст}/E_0$ , тем больше касательные отношения и тем больше усилия, воспринимаемые стенами.

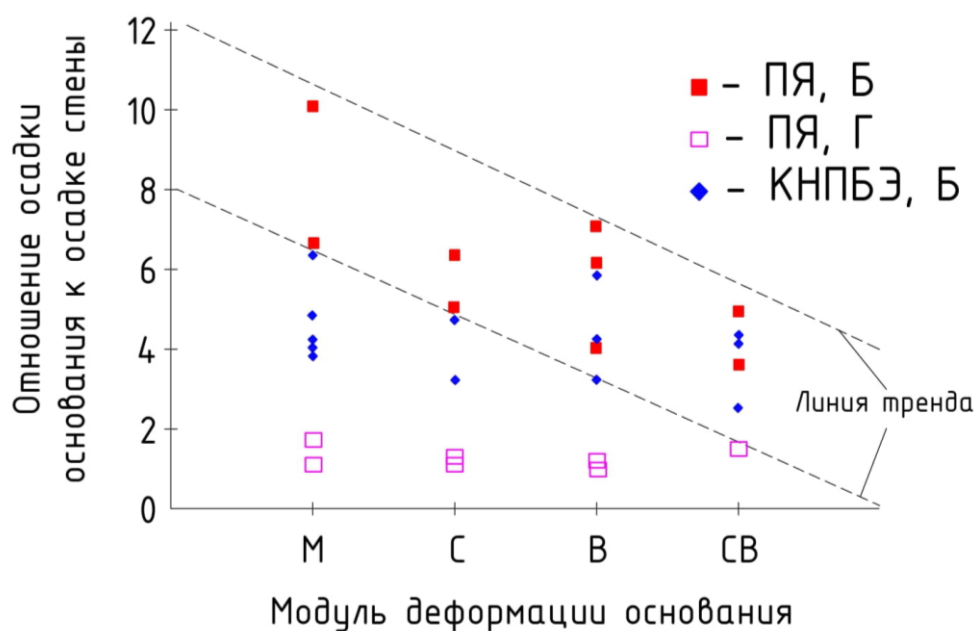


Рисунок 30 – Зависимость разницы осадок между основанием и стеной от модуля деформации основания

КНПБЭ – каменно-набросная плотина с бетонным экраном; ПЯ – плотина ядром; Б – ПФС из бетона; Г – ПФС из глиноцементобетона; М –  $E_0$  меньше 50 МПа; С –  $E_0$  между 50-55 МПа; В –  $E_0$  между 55-60 МПа; СВ –  $E_0$  больше 60 МПа.

Однако Саиновым М.П. было показано, что зависимость сжимающих напряжений  $\sigma_y$  в ПФС от  $E_{ст}/E_0$  более сложная (рисунок 31) [62, 65, 72, 73]. Это связано с влиянием проскальзывания грунта относительно стены.

Основным способом снижения сжимающих усилий в ПФС является её выполнение из пластичного бетона.

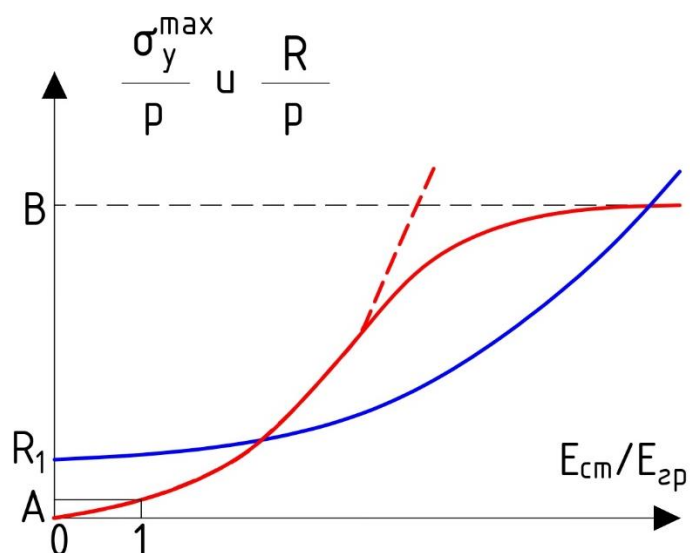


Рисунок 31 – Характер изменения сжимающих напряжений (график 1) и прочности (график 2) стены в зависимости от соотношения модуля деформации материала стены  $E_{ст}$  и модуля деформации грунта основания  $E_{гр}$  (характер графика соответствует откладыванию величины по горизонтальной оси в логарифмической шкале) [62]

### 1.7 О напряжённо-деформированном состоянии бетонного экрана каменно-набросных плотин на нескальном основании

Подробные исследования каменно-набросных плотин с бетонным экраном на нескальном основании проводились исследователями из разных стран. В Китае начиная с 2010-х годов были выполнены несколько исследований этих плотин, основанные на обработке данных натуральных измерений [10, 26, 47, 74-81].

В жизненном цикле плотины выделяют два периода, для каждого из которых характерно своё НДС. Первый период – это период строительства, второй период – после наполнения водохранилища.

В период строительства происходит формирование и накопление большей части осадок плотины, со временем они увеличиваются. По результатам обработки данных натуральных измерений L. Wen [10] считает, что при одинаковой высоте плотины и форме створа КНПБЭ на нескальном основании имеют

бóльшие осадки, чем КНПБЭ на скальном основании (рисунок 32). L. Wen в [10] проанализировал влияние деформируемости основания и тела плотины на величину осадки гребня плотины. На плотине Mackintosh из-за высокой деформируемости основания и тела гребень плотины получил значительные осадки (рисунок 33).

За счёт деформируемости нескального основания максимум осадок наблюдается вблизи подошвы плотины. При этом верховая часть плотины смещается в сторону верхнего бьефа, а низовая часть – в сторону нижнего бьефа. Это вызвано расширением основания под весом плотины. Чем больше толщина нескального основания, тем выше величина смещений.

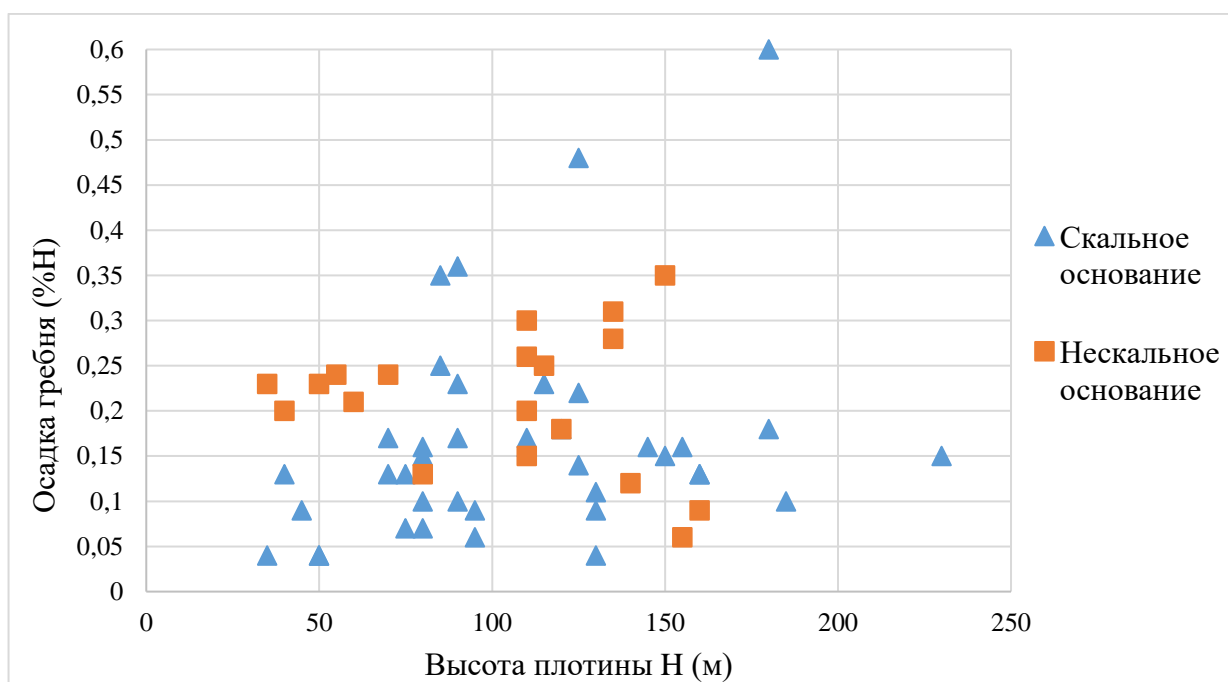


Рисунок 32 – Максимальная осадка гребня каменно-набросной плотины

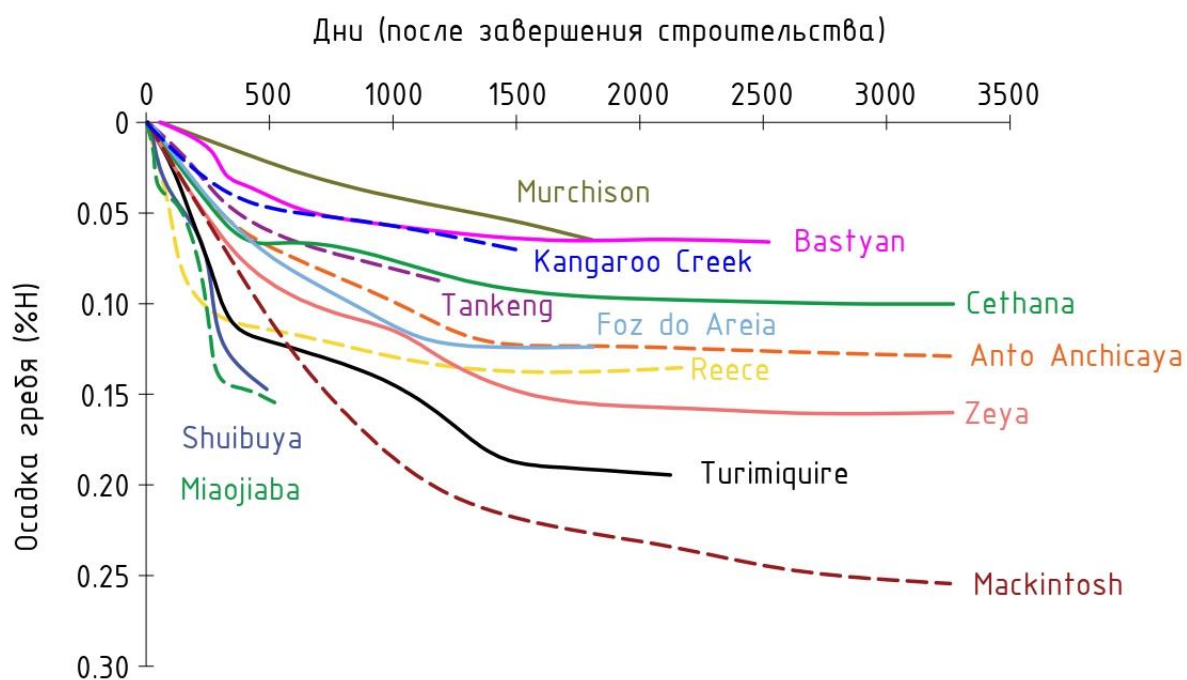


Рисунок 33 – Развитие максимальных осадок гребня плотины во времени

Пунктирная линия – плотины на нескальном основании; сплошная линия – плотина на скальном основании.

После наполнения водохранилища гидростатическое давление заставляет тело плотины и ПФУ смещаться в сторону НБ. Из-за давления воды на БЭ верховая часть плотины получает дополнительные осадки.

Доля осадок, вызванных наполнением водохранилища, в общей величине осадок, может быть различной. По данным Won M.S. и Kim Y.S. [26] во время заполнения водохранилища формируется от 10% до 40% (в среднем 23%) всех осадок. По исследованиям Lawton F.L. и Lester M.D. [78] 85% от общих осадок гребня формируется в течении первого года после начала заполнения водохранилища. Исследования Gikas V. и Sakellariou M. [76] показали, что формирование 60% всех осадок происходит до завершения заполнения водохранилища.

На рисунке 34 показаны результаты анализа, выполненного Wen L. и др. [10]. Они показали, что от 10% до 60% (в среднем 27%) всех осадок формируется в первый год заполнения водохранилища для КНПБЭ на нескальном основании

(рисунок), для КНПБЭ на скальном основании этот показатель чуть меньше и в среднем составляет 22%.

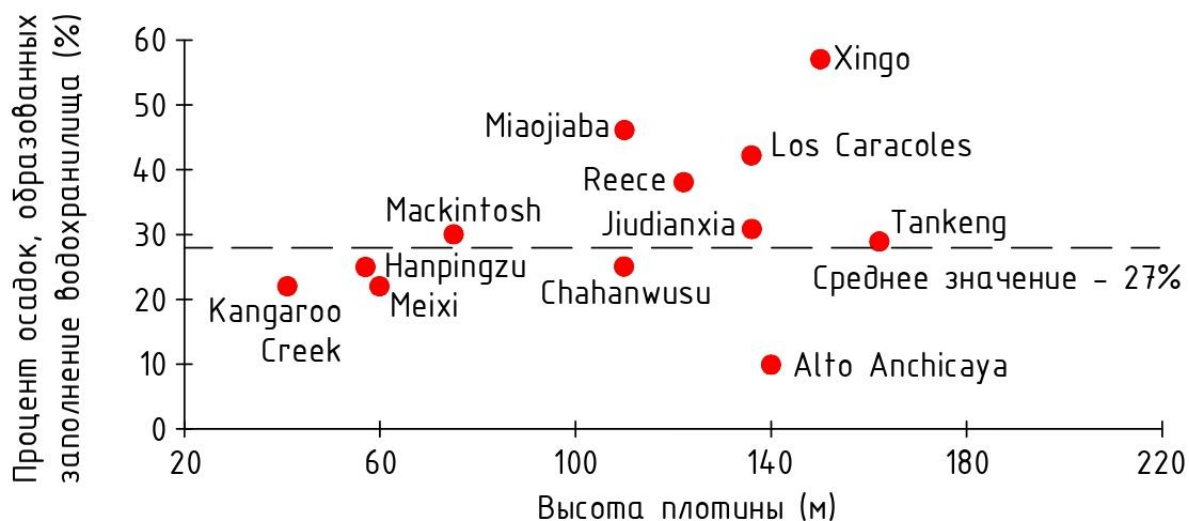


Рисунок 34 – Процент осадок, вызванный наполнением водохранилища, в общей величине осадок плотины

В период наполнения водохранилища БЭ получает существенный прогиб (рисунок 35). Он может составлять от 0,1 до 0,6% от высоты плотины. По данным Fitzpatrick M. [75] средняя скорость увеличения прогиба экрана в течении первых 10 лет после наполнения составляет не более 3 мм/год. Это также подтверждают исследования Wen L. [10], в которых средняя скорость увеличения прогиба экрана после наполнения составила менее 2 мм/год.



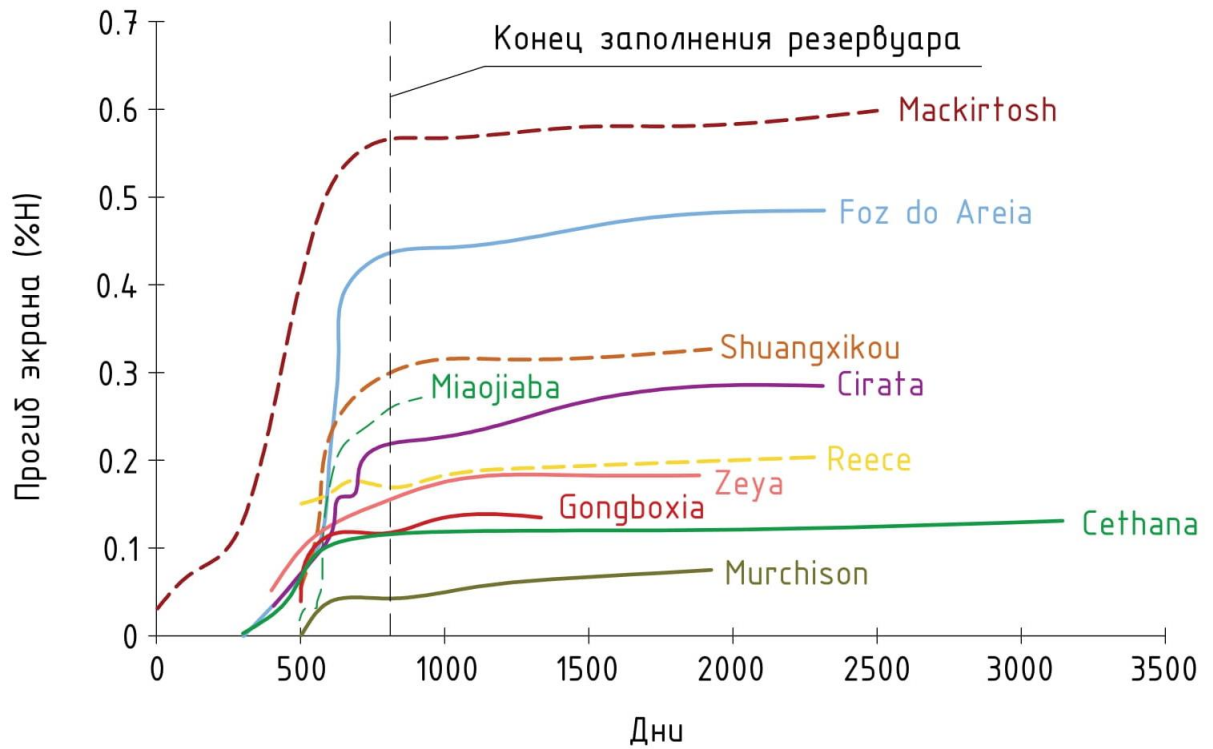


Рисунок 35 – Развитие максимального прогиба экрана во времени

Пунктирная линия – плотины на не скальном основании; прямая линия – плотина на скальном основании.

Аналогично осадкам гребня величина прогиба экрана для плотин на не скальном основании больше, чем у плотин на скальном основании (рисунок 36). По результатам анализа, выполненного Wen L. [10], в среднем 80% (рисунок 37) всего прогиба экрана формируется во время заполнения водохранилища для КНПБЭ на не скальном основании, для КНПБЭ на скальном основании этот показатель чуть меньше и в среднем составляет 74%.

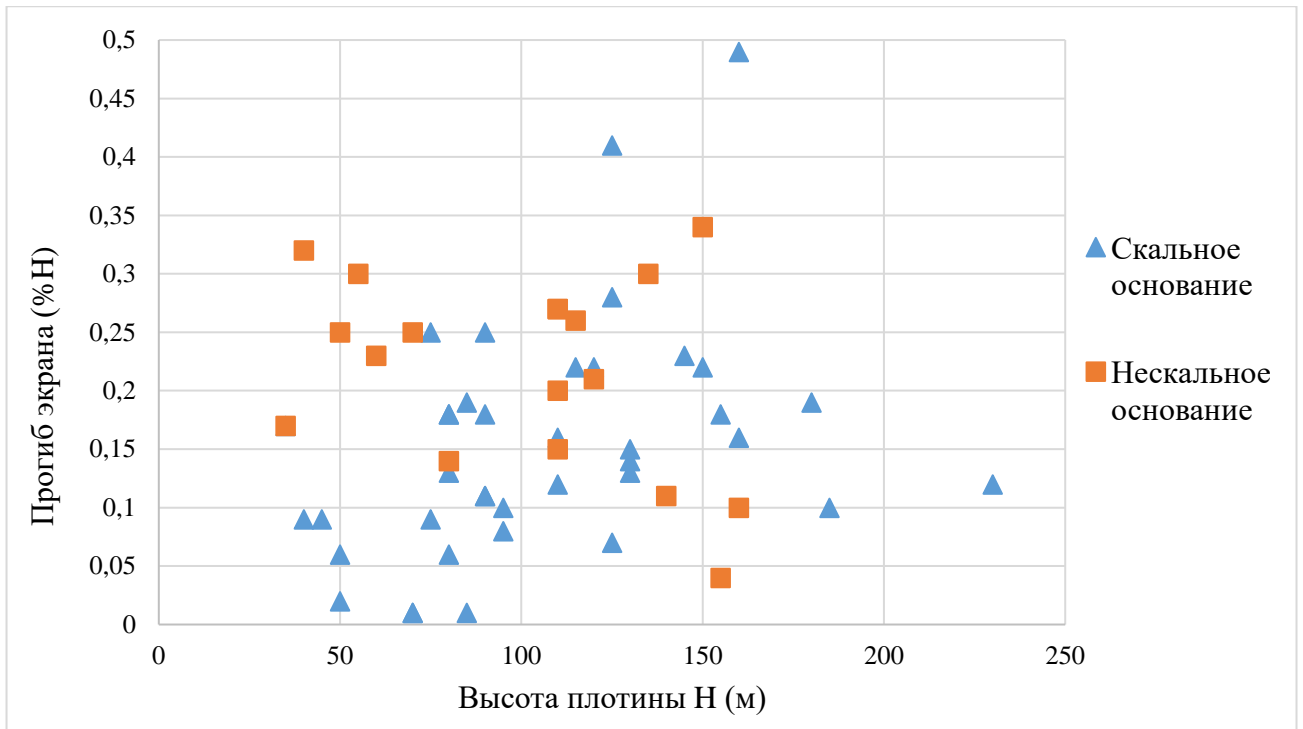


Рисунок 36 – Максимальный прогиб экрана каменно-набросной плотины

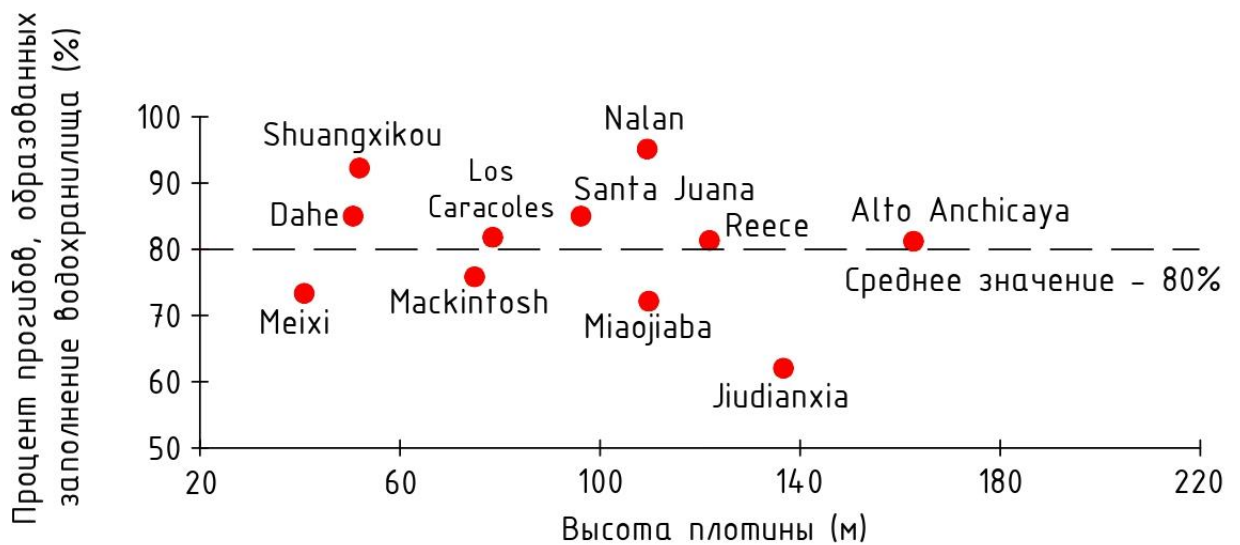


Рисунок 37 – Процент прогиба экрана, сформированный наполнением водохранилища

На величину прогиба также влияет форма долины. Если отношение площади поверхности верховой грани бетонного экрана к квадрату высоты будет больше 3, то гидростатическое давление будет оказывать большее влияние на прогиб экрана. По данным натурных измерений прогиб экрана в плотинах на нескальном основании находится в промежутке от 0,2% до 0,4% от высоты

плотины [10], что на 0,2% ниже значений для плотин на скальном основании (рисунок 38).

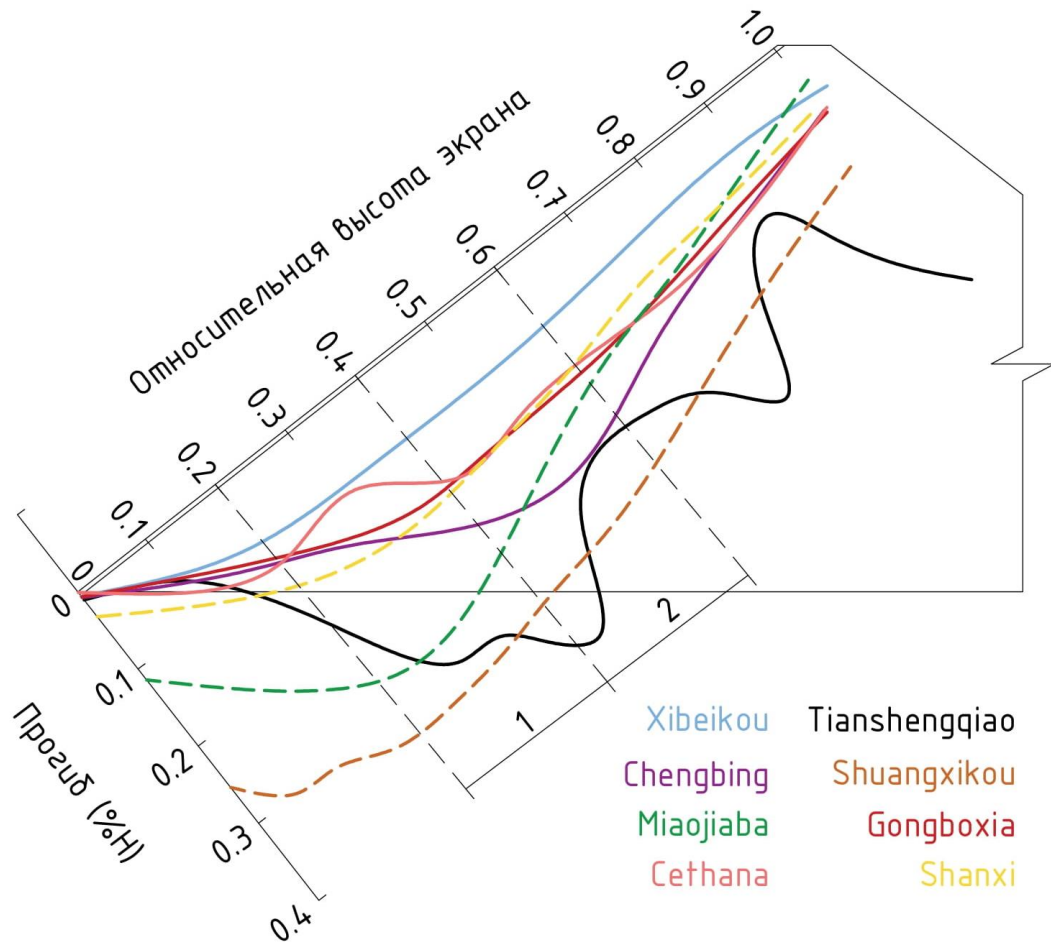


Рисунок 38 – Распределение прогиба по высоте

Пунктирная линия – плотины на не скальном основании; сплошная линия – плотина на скальном основании; 1 – интервал, на котором наблюдается максимум прогибов экрана плотин на не скальном основании; 2 – интервал максимумов прогибов для плотин на скальном основании.

Исследования Agici Y. [74], Mahabad N.M. [79], Wang Z. [47] показали, что продольные напряжения (в направлении вдоль гребня, напряжения в экране являются сжимающими, однако, вблизи понура, гребня, а также в месте сопряжения экрана с бортами могут возникать растягивающие напряжения. Исследования плотины Miaojiaba, проведённые Wen L. [10] с помощью численного моделирования, также подтверждают наличие растягивающих напряжений в данных зонах (рисунок 39).

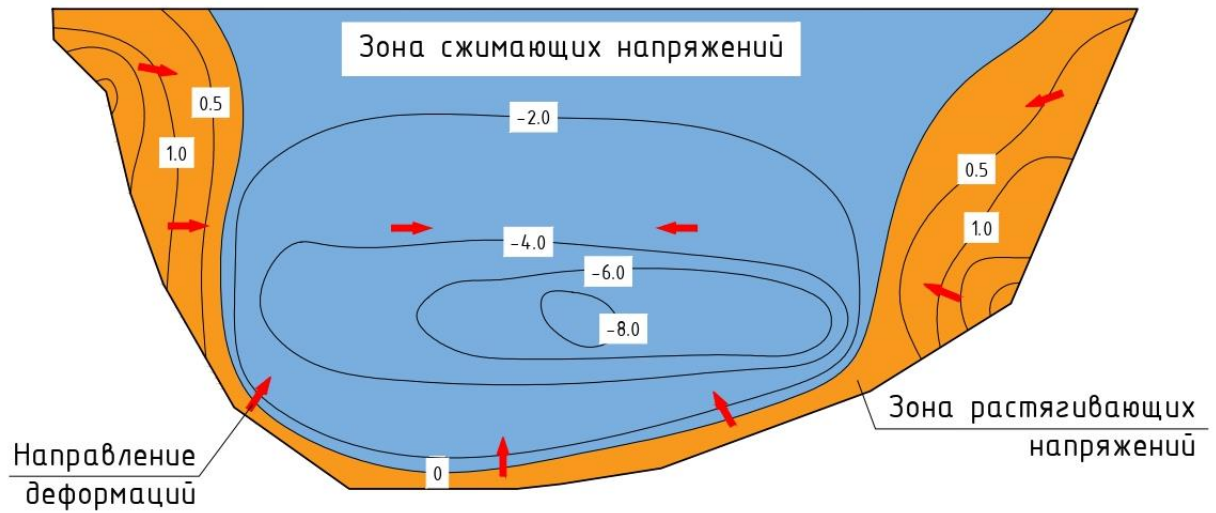


Рисунок 39 – Распределение продольных напряжений на низовой грани экрана плотины Miaojiaba по результатам исследований Wen L. [10]

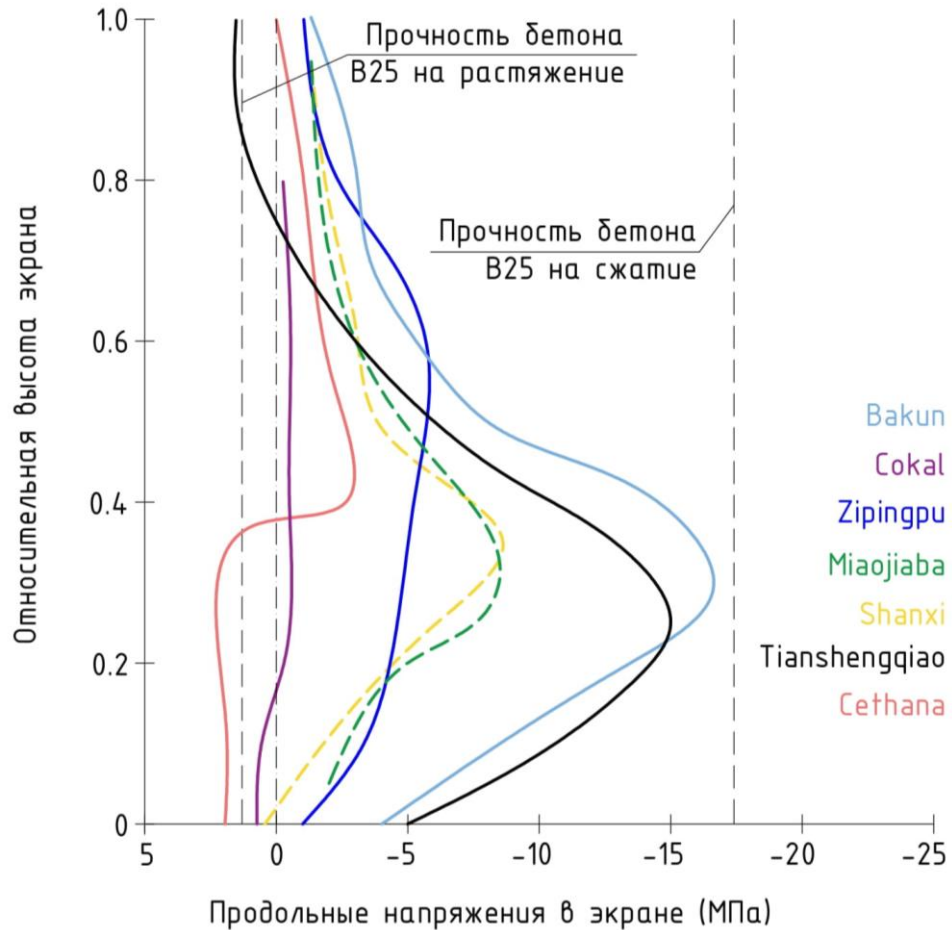


Рисунок 40 – Распределение продольных напряжений по высоте экрана  
Пунктирная линия – плотины на не скальном основании; сплошная линия –  
плотина на скальном основании.

Выполненный L. Wen в [10] статистический анализ построенных КНПБЭ, показывает, что измеренные в натуре продольные напряжения в экране не превышают прочность бетона на сжатие, однако, в нижней части экрана могут возникать растягивающие напряжения значения, которых может превышать предел прочности бетона на растяжение (рисунок 40).

Wen L. [10] связывает возникновение растягивающих напряжений с двумя причинами:

1) Прогиб экрана, который вызывает изгиб экрана. Из-за изгибающего момента в экране возникают растягивающие напряжения.

2) Большими смещения каменной наброски, которая, увлекая за собой экран, за счёт трения вызывает в нём растягивающие силы.

Имеются публикации, посвящённые результатам численного моделирования НДС КНПБЭ на нескальном основании. Такие исследования были выполнены Mahabad N.M. [79], Sun D.W. и др. [80], Zhang G. [81].

В публикации Sun D.W. и др. [80] исследовано НДС КНПБЭ ChaHanWuSu высотой 107,6 м, расположенной на слое нескального основания мощностью до 46,7 м, в котором устроена ПФС. Исследование было выполнено с учётом возможности нелинейных эффектов поведения вертикальных швов в БЭ. По результатам расчётов максимальный прогиб экрана наблюдается в центральной его части и достигает 35,2 см.

Было получено, что БЭ испытывает значительные растягивающие продольные напряжения, которые достигают 5,27 МПа, а максимальные сжимающие продольные напряжения составляют 11 МПа. Растягивающие напряжения возникают в области, близкой к бортам, что приводит к растяжению межсекционных швов на 1 см. При этом максимальная относительная осадка периметрального шва составляет 3,1 см.

Sun D.W. и др. [80] изучили поведение швов, которыми понур разрезан на отдельный плиты. Было показано, что в вертикальных швах наблюдаются перемещения по двум направлениям: горизонтальному (раскрытие или смыкание) и вертикальному (касательные смещения). Максимальные перемещения

испытывает шов между стеной и первой соединительной плитой (рисунок 41). Верхняя часть шва раскрывается на 25 мм, но его нижняя часть – смыкается. Это говорит о том, что соединительная плита (понур) испытывает изгиб. Кроме того, это свидетельствует о том, что стена своим оголовком упирается в соединительную плиту. При этом в шве происходит касательное смещение величиной 10÷11 мм (рисунок 41).

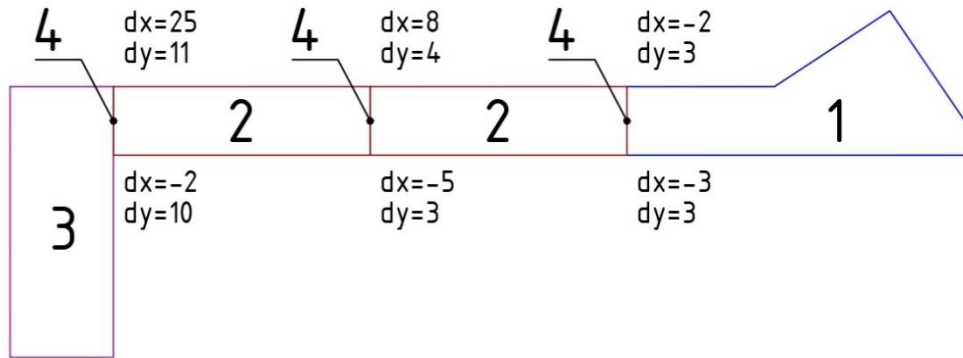


Рисунок 41 – Перемещения (мм) в швах понура плотины ChaHanWuSu по результатам численного моделирования [80]

1 – «низовая плита», 2 – соединительная плита; 3 – противотрационная стена; 4 – шов; dx – горизонтальные деформации в мм, «+» - раскрытие шва, «-» - сжатие шва; dy – вертикальные деформации в мм.

Однако в исследовании Sun D.W. [80] не было изучено напряжённое состояние тонкостенных конструкций, составляющих ПФУ.

Таким образом, вопрос о НДС составного ПФУ требует дальнейшего изучения. Необходимо учитывать влияние таких факторов, как разрезка конструкций швами, возможность отрыва стены от скального основания. Без этих факторов сложно получить реальную картину НДС составного ПФУ.

## 1.8 Перспективы применения составных противофильтрационных устройств

На протяжении 45 лет происходило накопление опыта строительства каменно-набросных плотин на нескальном основании с составным противофильтрационным устройством. Их общее количество на данный момент насчитывает более 30. Высота построенных на данный момент плотин находится в диапазоне от 24 до 154 м, а мощность нескального основания, на котором они расположены, составляет от 25 до 113 м.

Активное строительство и проектирование данного вида плотин, а также применение технологии составного ПФУ в реконструкции, показывает необходимость изучения работоспособности данной конструкции, так как существующие исследования не отражают реального НДС конструкции.

Помимо этого, использование конструкции составного ПФУ, в котором в верхней части плотины используется бетонный экран, а в нижней части «стена в гурте», привело к появлению нового вида плотин, в которых «стена в грунте» располагается не только в основании, но и теле будущей плотины, как это было сделано на плотине Arkun. Также подобное решение было применено на плотине Hengshan во время реконструкции. Однако, исследований НДС данных сооружений, а также рекомендаций по их проектированию практически нет. Поэтому они возводятся, основываясь на эмпирических данных, что усложняет их дальнейшее использование при проектировании новых гидроузлов. Хотя конструкции каменно-набросной плотины с комбинированным противофильтрационным элементов в виде бетонного экрана и противофильтрационной стены может быть использована в различных геологических и сложных климатических условиях.

## 1.9 Задачи работы, задачи исследований

На основании составленного аналитического обзора можно сделать следующие выводы:

1. В последнее время каменно-набросные плотины с бетонным экраном активно применяются не только на скальном, но и на нескальном основании. В многих случаях толщина нескального основания сопоставима с высотой плотиной или превышает её. Это влечёт за собой изменения не только в условиях работы плотин этого типа, но и в традиционно применяемой (классической) схеме конструкции каменно-набросных плотин с бетонным экраном. Для надёжного проектирования каменно-набросных плотин с бетонным экраном, расположенных на нескальном основании, требуется изучить влияние свойств нескального основания на напряжённо-деформированное состояние каменно-набросных плотин с бетонным экраном.

2. В каменно-набросных плотинах, расположенных на нескальном основании, получили распространение составные противofильтрационные устройства, состоящие из двух негрунтовых тонкостенных конструкций: бетонного экрана и «стены в грунте». Применение таких противofильтрационных устройств требует решения вопроса о создании надёжного соединения двух его частей. В настоящее время, как правило, сопряжение бетонного экрана и «стены в грунте» осуществляют впритык с помощью бетонного понура, реже – с помощью железобетонной галереи. Иногда в конструкции бетонного понура предусматривают устройство сквозных поперечных швов.

Однако применение в проектировании перечисленных конструктивных решений основано лишь на эмпирическом подходе. По результатам некоторых натурных измерений составные части противofильтрационные устройства испытывают существенные взаимные смещения, которые могут нарушить герметичность противofильтрационной защиты.

В связи с этим требует изучения вопрос о работоспособности соединения частей указанного составного противofильтрационные устройства. Кроме того,



целесообразно исследовать вопрос о влиянии элементов составного противofильтрационного устройства друг на друга.

3. Из опыта гидротехнического строительства и теоретических исследований известно, что «стены в грунте», устраиваемые в основании высоких грунтовых плотин, могут находиться в неблагоприятном напряжённо-деформированном состоянии. Для обеспечения надёжности «стены в грунте» в качестве материала используют пластичный бетон. В этой связи требует изучения вопрос об условиях работы и работоспособности противofильтрационных стен, устраиваемых в основании каменно-набросных плотин с бетонным экраном.

4. С недавних пор возник и стал применяться в теле каменно-набросных плотин новый тип противofильтрационного устройства, который состоит из бетонного экрана (в верхней части плотины) и стены-диафрагмы (в нижней части плотины). Данный тип конструкции каменно-набросной плотины может быть перспективным.

Очевидно, что схема работы плотины с таким составным противofильтрационным устройством отличается от условий работы классической конструкции (на скальном основании).

В связи с этим требуется изучить вопрос о работоспособности конструкций каменно-набросных плотин с составным противofильтрационным устройством. Известно, что в классической конструкции каменно-набросной плотины бетонный экран может испытывать существенные сжимающие и растягивающие напряжения, следствием возникновения которых является образование в экране крупных трещин. Необходимо изучить, что будет происходить с экраном при изменении конструктивной схемы работы плотины.

5. Результаты имеющихся исследований каменно-набросных плотин на не скальном основании с сочетанием ПФУ в виде БЭ и «стены в грунте» недостаточно для того, чтобы судить о работоспособности этих конструкций.

Также данные исследования чаще всего носят индивидуальный характер и применимы только к конкретному сооружению. В них не затрагивается вопрос

влияния разных характеристик основания на НДС ПФУ, не рассматриваются условия работоспособности узла сопряжения ПФУ.

Не всегда результаты моделирования составных ПФУ детально отражают условия формирования их НДС (последовательность возведения сооружения, наличие швов и др.), а также позволяют качественно оценивать их прочность.

Вопрос об исследованиях работоспособности каменно-набросных плотин с сочетанием бетонного экрана и «стены в грунте», а также совершенствование теории проектирования такого составного противofильтрационного устройства является актуальным.

Для достижения перечисленных выше целей в нашей работе необходимо провести исследования работоспособности составного ПФУ для различных случаев.

Задачами работы являются:

1. Создание методики численного моделирования напряжёнno-деформированного состояния конструкций каменно-набросных плотин с составным противofильтрационным устройством.

2. Проведение исследований работоспособности составного противofильтрационного устройства каменно-набросной плотины, включающего бетонный экран плотины и «стену в грунте», выполненную в нескальном основании.

3. Проведение исследований напряжёнno-деформированного состояния плотины с составным противofильтрационным устройством, включающем бетонный экран и «стену в грунте»; поиск оптимальной конструкции такой плотины исходя из условия обеспечения её работоспособности.

## ГЛАВА 2. ПРИНЦИПЫ МОДЕЛИРОВАНИЯ КАМЕННО-НАБРОСНЫХ ПЛОТИН С СОЧЕТАНИЕМ ЖЁСТКИХ ТОНКОСТЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

### 2.1 Обзор методов изучения напряжённо-деформированного состояния каменно-набросных плотин

На данный момент существуют несколько методов изучения НДС КНПБЭ. Это натурные измерения на построенных плотинах, физическое и численное моделирование. Рассмотрим их преимущества и недостатки.

Натурные наблюдения за НДС осуществляются на всех крупных КНПБЭ [7, 10-13, 16, 17, 70, 71, 77, 80, 82]. Главным недостатком этого способа изучения особенностей работы этих плотин является сложность при интерпретации данных натурных измерений параметров НДС плотины и ПФУ, выявления влияния того или иного фактора. Как правило, в основном осуществляют натурные измерения лишь перемещений, а напряжений – нет. Это не позволяет выявить причины нарушения герметичности в водонепроницаемом контуре.

Лабораторные исследования на физических моделях – крайне редкий и сложный тип исследований. Например, в Корее проводили изучение НДС КНПБЭ плотины Daegok (Южная Корея) методом центробежного моделирования [83]. Модель плотины в масштабе 1:70 располагалась в каретке с размерами 1335×740×685 мм. Общая высота модели составила 370 мм. С помощью центрифуги создавалась ускорение до 300g [77]. Каменную наброску моделировали с помощью щебенистого материала крупностью 60 мм. В качестве БЭ использовали многослойные стеклопластиковые пластины толщиной от 1,5 до 2 мм. Деформации БЭ фиксировали с помощью тензодатчиков.

Сравнение результатов с натурными данными реальных плотин показало, что полученные при моделировании прогибы экрана значительно превышают

натурные данные. Таким образом, физическое моделирование на данный момент не позволяет получать адекватные результаты.

Поэтом основным методом изучения НДС КНПБЭ является численное моделирование. Не требуя колоссальных затрат по средствам и времени, оно предоставляет широкие возможности для исследований.

Основным методом численного моделирования НДС КНПБЭ на данный момент времени является метод конечных элементов (МКЭ). Для расчётов НДС КНПБЭ чаще всего используются следующие программные комплексы, реализующие МКЭ: DIANA [51, 84, 85], PLAXIS [86-89], FLAC3D [87, 90], GEODYNA [84], ALLFINE, SAP2000 [91], ABAQUS [92, 93].

МКЭ позволяет учитывать большинство факторов, которые влияют на НДС: наличие в конструкции швов и трещин; последовательность нагружения и возведения плотины; нелинейность деформирования материалов.

Основными учитываемыми эффектами нелинейности деформирования являются: возрастание модуля деформации грунта с ростом напряжения бокового обжатия, снижение модуля сдвига по мере приближения к предельному состоянию. Для учета нелинейной деформирования грунта используют различные математические модели. Наиболее часто применяются модели Кулона – Мора [51, 84, 85, 87, 90], Hardening Soil [88, 93], гиперболическая модель Дункана – Чанга [45, 86, 94-96].

## **2.2 Особенности решения задач напряженно-деформированного состояния грунтовых сооружений**

Решение задач о НДС грунтовых плотин является довольно сложной задачей. Основную сложность представляет воспроизведение нелинейного (упруго-пластического) характера деформирования грунтов. Однако решение задач о НДС плотин, имеющих ПФУ в составе жёстких тонкостенных

конструкций, имеет особенностей, которые ещё больше осложняют поиск решения.

Одной из основных сложностей является сложность воспроизведения сложного характера жёстких тонкостенных конструкций в условиях высоких деформаций грунтовой плотины. Как показывает опыт, даже при подробной детализации конструкции есть шанс получить неточные результаты [97, 98].

Для более адекватных результатов НДС тонкостенных ПФУ правильным будет использование конечных элементов высокого порядка. Однако, чаще всего используют элементы низкого порядка [43, 85, 87, 88, 92, 94, 96], только некоторые используют конечные элементы с квадратичной степенью аппроксимации [51, 85].

Второй особенностью является необходимость учёта нелинейных эффектов контактного взаимодействия элементов конструкции плотины. Такие эффекты проявляются в швах и трещинах в конструкциях. В грунтовых плотинах они характерны для взаимодействия жёстких негрунтовых конструкций (например, между бетонным экраном и бетонным понуром), а также для контакта этих конструкций с грунтами. Нелинейные эффекты проявляются при нарушении прочности контакта. Если происходит нарушение прочности на растяжение, то возникает раскрытие (отрыв) контакта, а если на сдвиг, то – проскальзывание.

Напряжённое состояние контакта двух конструкций можно охарактеризовать нормальным напряжением  $\sigma$  и двумя касательными напряжениями  $\tau_x, \tau_z$ . Касательные напряжения  $\tau_x, \tau_z$  действуют в направлении осей  $x$  и  $z$ , расположенных в плоскости контакта.

Исследования, проведенные R. Goodman [99], показали, что нормальные и касательные напряжения на контакте могут быть выражены через относительное перемещение  $\Delta u$  двух «берегов» контакта. Если считать, что зависимость между относительным перемещением и напряжением является линейной, то её можно записать в виде формул [100-105]:

$$\sigma = k_n \Delta u_n; \quad (1)$$

$$\tau_x = k_{tx} \Delta u_x; \quad (2)$$

$$\tau_z = k_{tz} \Delta u_z. \quad (3)$$

где  $\Delta u_x, \Delta u_z, \Delta u_n$  – относительные перемещения двух «берегов» контакта соответственно в направлении осей  $x$  и  $z$  и в направлении нормальном к плоскости  $xz$ ;

$k_{tx}, k_{tz}, k_n$  – касательная жёсткость контакта в направлениях  $x$  и  $z$ , а также в направлении нормальном к плоскости  $xz$ , соответственно.

Величина жёсткости контакта измеряется в Н/м<sup>3</sup>, она может быть определена только экспериментально.

Относительное перемещение  $\Delta u$  представляют с собой разницу перемещений левого и правого «берега» контакта [105]:

$$\Delta u = u^{\text{лев}} - u^{\text{прав}}. \quad (4)$$

По касательным напряжениям  $\tau_x$  и  $\tau_z$  можно определить максимальное касательное напряжение, которое действует в плоскости контакта [105]:

$$\tau = \sqrt{\tau_x^2 + \tau_z^2}. \quad (5)$$

При превышении нормальными напряжениями  $\sigma$  прочности контакта на растяжение  $R_p$  две контактирующие конструкции отрываются друг от друга, контакт «раскрывается». При раскрытии контакта происходит потеря связи между левым и правым «берегом», они перемещаются независимо друг от друга. На диаграмме зависимости между нормальным напряжением  $\sigma$  и относительным перемещением  $\Delta u_n$  эффект раскрытия контакта отображается в виде резкого скачка и неограниченным ростом относительных перемещений  $\Delta u_n$  (рисунок 42).

После раскрытия контакта, он теряет свою прочность на растяжение. Поэтому при повторном растяжении контакт сразу же будет раскрываться.

Описанную нелинейную зависимость между напряжением и относительными перемещения в нормальном направлении можно описать следующими уравнениями [105]:

- $\sigma = k_n \Delta u_n$  – при  $\sigma \leq R_p$  (если контакт ещё ни разу не раскрывался) или при  $\sigma \leq 0$  (если контакт уже единожды раскрывался);
- $\sigma = 0$  – для случаев раскрытия контакта.

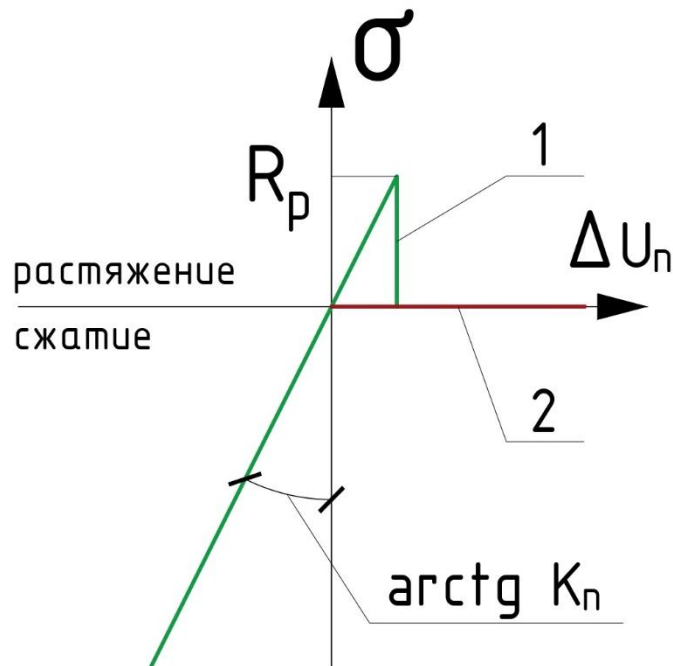


Рисунок 42 – Модель поведения контактов в направлении, нормальном к плоскости контакта [100]

1 – поведение при первом нарушении прочности; 2 – поведение при повторном нарушении прочности.

При превышении касательными напряжениями  $\tau$  прочности на сдвиг  $\tau_{\text{пред}}$  возникает эффект проскальзывания контакта, когда одна конструкция сдвигается относительно другой. При проскальзывании касательные напряжения не могут превышать остаточного сопротивления сдвигу. Остаточное сопротивление сдвигу при пластическом поведении контакта равно  $\tau_{\text{пред}}$ , а хрупком разрушении – может быть меньше  $\tau_{\text{пред}}$  (рисунок 43). Пластическое поведение контакта характерно для контакта между грунтовыми и негрунтовыми конструкциями. Хрупкое разрушение характерно для трещин в бетонных конструкциях. В состоянии монолита (до появления трещин) сопротивление сдвигу обеспечивается силами трения и силами сцепления, но после образования трещины силы сцепления уже не участвуют и сопротивление контакта на сдвиг обеспечивается только силой трения.

Данное описание работы контактов (трещин) на сдвиг справедливо только для не сомкнуто контакта, так как раскрывшийся шов не способен сопротивляться сдвигу.

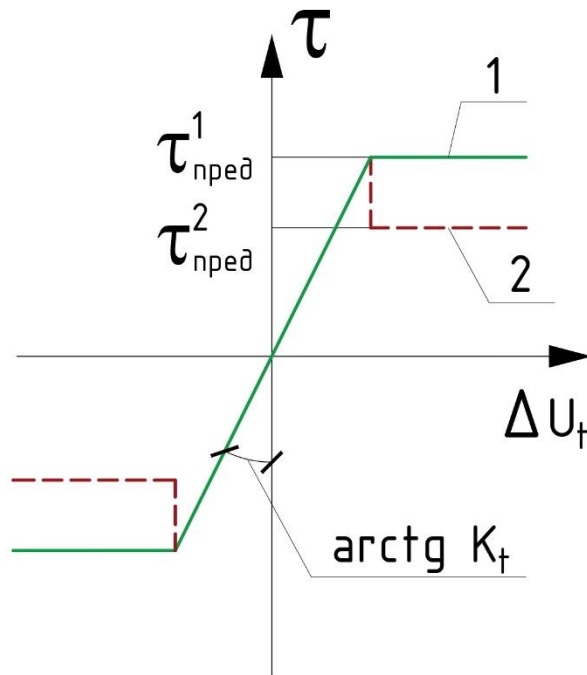


Рисунок 43 – Модель поведения контактов в плоскости контакта [100]

1 – поведение при первом нарушении прочности; 2 – поведение при повторном нарушении прочности.

В качестве условия прочности контакта на сдвиг используется:

$$|\tau| \leq \tau_{\text{пред}}. \quad (6)$$

При определении прочности контактов на сдвиг  $\tau_{\text{пред}}$  контакт между негрунтовыми и грунтовыми конструкциями считают гладким, т.е. не учитывают проявление эффекта дилатансии. В этом случае для вычисления предельного сопротивления сдвигу можно использовать формулу Кулона (с учётом знака «-» для сжатия) [105]:

$$\tau_{\text{пред}} = -\text{tg}\varphi + c, \quad (7)$$

где  $\varphi$  – угол внутреннего трения на контакте,

$c$  – удельное сцепление на контакте.



Однако, сцепление учитывается только в том случае, если в контакте отсутствуют трещины. Если есть трещины, то  $c = 0$ , а если контакт раскрылся, то  $\tau_{\text{пред}} = 0$ .

Третьей особенностью является необходимость воспроизведения последовательности формирования НДС сооружения. В соответствии с СП 39.13330.2012 [101] необходимо учитывать поэтапность возведения плотины и наполнения водохранилища. Это связано с влиянием на НДС нескольких эффектов. Во-первых, большая часть нагрузки воспринимается сооружением неполного профиля. Во-вторых, в процессе нагружения могут изменяться деформативные свойства грунтов.

Для плотин с негрунтовыми ПФУ требуется учитывать технологическую схему возведения ПФУ. Особенно это актуально это конструкций типа «стена в грунте», которые выполняются в уже готовом грунтовом массиве. Сначала осуществляется выемка грунта из траншеи, затем она заполняется жидким раствором, который затем твердеет и воспринимает нагрузки.

Без учёта описанных выше особенностей формирования НДС невозможно отразить реальные условия работы конструкции плотины с составным ПФУ. Их учёт осуществляется либо при формировании конечно-элементной модели сооружения, либо при выполнении расчётов НДС.

### **2.3 Теоретические основы метода конечных элементов в задачах о напряжённо-деформированном состоянии**

Суть МКЭ [102, 103] заключается в разбивке сооружения на конечные элементы, т.е. конечное количество подобластей с конечными размерами. Конечные элементы объединяются друг с другом в некоторых точках, называемых узлами. В каждом элементе задается аппроксимирующая функция, у которой не известны коэффициенты. Данные коэффициенты выражаются через значения искомой функции в узлах, их определяют из условия равенства значений

искомой функции в узлах. После этого составляется основная система уравнений МКЭ – система линейных алгебраических уравнений (СЛАУ). Решение СЛАУ найти значения искомой функции в узлах, а через аппроксимирующую функцию – в любой точке конечно-элементной модели.

В задачах о НДС сооружения СЛАУ устанавливает взаимосвязь между перемещениями и силами в степенях свободы, она формируется из условия минимума потенциальной энергии на возможных перемещениях. Данное условие заключается в том, что истинные значения перемещений сообщают системе минимум полной потенциальной энергии. СЛАУ для решения задач НДС в матричной форме имеет вид [104]:

$$[K]\{U\} = \{F\}, \quad (8)$$

где  $[K]$  – матрица жесткости системы степеней свободы;

$\{U\}$  – вектор-столбец перемещений степеней свободы;

$\{F\}$  – вектор-столбец сил, действующих в степенях свободы.

В данном уравнении вектор-столбец перемещений  $\{U\}$  является неизвестной величиной, он определяется путем решения основной системы уравнений МКЭ при известных значениях матрицы жесткости  $[K]$  и вектора сил  $\{F\}$  [104].

Матрица жесткости  $[K]$  формируется из матриц жесткости всех конечных элементов  $[k]$ , каждая из которых определяется по формуле [104]:

$$[k] = \int_V ([B]^T [D] [B]) dV. \quad (9)$$

где  $[B]$  – матрица формы конечного элемента;

$[D]$  – матрица упругости конечного элемента.

Матрица формы  $[B]$  выражает зависимость деформаций от вектора перемещений его узлов [104]:

$$\{\varepsilon\} = [B]\{u\}, \quad (10)$$

где  $\{\varepsilon\}$  – вектор деформации;

$\{u\}$  – вектор перемещений узлов.

Матрица упругости  $[D]$  выражает зависимость вектора напряжений от вектора деформаций [104]:

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\}, \quad (11)$$

где  $\{\sigma\}$  – вектор напряжений.

Количество компонент в векторах  $\{\varepsilon\}$  и  $\{\sigma\}$  зависит от вида напряжённого состояния и конечного элемента. Например, при плоской деформации в сплошной среде возникает три напряжения: нормальные  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  и касательные напряжения  $\tau_{xy}$ . Соответственно, в векторах  $\{\varepsilon\}$  и  $\{\sigma\}$  три компоненты, а матрица упругости  $[D]$  имеет размерность  $3 \times 3$ .

Однако система уравнений, описанная в формуле 2.8, позволяет решать только те задачи, в которых происходит мгновенное возведение и приложение нагрузок. Но, как было описано выше, НДС грунтовых сооружений формируется с учётом последовательности возведения и нагружения. Поэтому решение задачи осуществляют последовательно, для ряда стадий. На каждой из стадий используется изменённая основная система уравнений МКЭ, которая имеет вид:

$$[K]_t\{U\}_t = \{F\}_t, \quad (12)$$

где:  $[K]_t$  – матрица жесткости системы в момент времени  $t$ ;

$\{U\}$  – вектор-столбец дополнительных перемещений в момент времени  $t$ ;

$\{F\}$  – вектор-столбец дополнительных сил в момент времени  $t$ .

Расчёт ведется на дополнительные действующие силы, в результате расчёта получают приращения перемещений.

## **2.4 Методика исследований напряжённо-деформированного состояния создания плотины с составным противодиффузионным устройством**

### **Принципы методики**

1. Схема МКЭ должна отражать: полную геометрию исследуемой плотины, все зоны грунтов, полную геометрию ПФУ, конструкцию узлов сопряжения между ПФУ, этапы возведения плотины, геологию основания.

2. В местах, где требуется изучить картину напряжений более подробно сетку нужно выполнять частой, а там, где напряжения не так важны можно

выполнять сетку редкой. При этом не должно быть резких переходов между элементами. Размеры элементов должны плавно увеличиваться от мест сгущения к областям редкой разбивки.

3. При моделировании тонкостенных конструкций нужно избегать конечных элементов с соотношением сторон более 20, чтобы не было скачкообразного характера распределения деформаций между элементами.

4. Для учета всех особенностей НДС необходимо моделировать технологическую схему возведения ПФУ. Для БЭ достаточно учитывать, что он возводится после отсыпки тела плотины.

#### Выбор расчётной схемы

Для обеспечения достоверности результатов исследования НДС грунтового сооружения, в составе которого присутствуют жёсткие тонкостенные конструкции, были выбраны следующие принципы создания расчётной схемы:

1. При решении задачи в плоской постановке расчётная область включает в себя профиль плотины максимальной высоты, а также массив основания, на котором она расположена.

2. При решении задачи в пространственной постановке расчётная область включает в себя плотину и основание, но их высота и мощность меняются в зависимости от сечения по всей длине створа.

3. В расчётной области должна отражаться подробная и точная конструкция ПФУ, а также профиль сооружения на разных стадиях строительства.

Во время расчётов скальное основание принималось абсолютно жестким. В качестве граничных условий принималось закрепление скальных пород от перемещений

#### Конечные элементы для создания модели плотины

В данной работе при создании сетки МКЭ использовались два вида конечных элементов.

Во-первых, использовались элементы сплошной среды, с помощью которых моделируют поведение грунтовых (грунты основания, тело плотины, подэкранные и переходные зоны) и негрунтовых конструкций (БЭ, понур, ПФС).

При решении задачи определения НДС в плоской постановке эти элементы принимали вид четырехугольников произвольной формы, с возможностью превращения в треугольные элементы. При решении задачи в пространственной постановке они принимали вид шестигранников произвольной формы, с возможностью превращения в призмы или пирамиды.

Во-вторых, для учета нелинейности контактного взаимодействия были использованы специальные, так называемые контактные конечные элементы. Они состоят из двух частей, каждая из которых воспроизводит один из «берегов» шва. Эти части воспроизводят взаимодействие двух частей контакта друг с другом. При решении задачи в плоской постановке контактные конечные элементы представляют собой отрезки, а при решении задачи в пространственной постановке имели форму произвольно ориентированных в пространстве четырехугольников или треугольников.

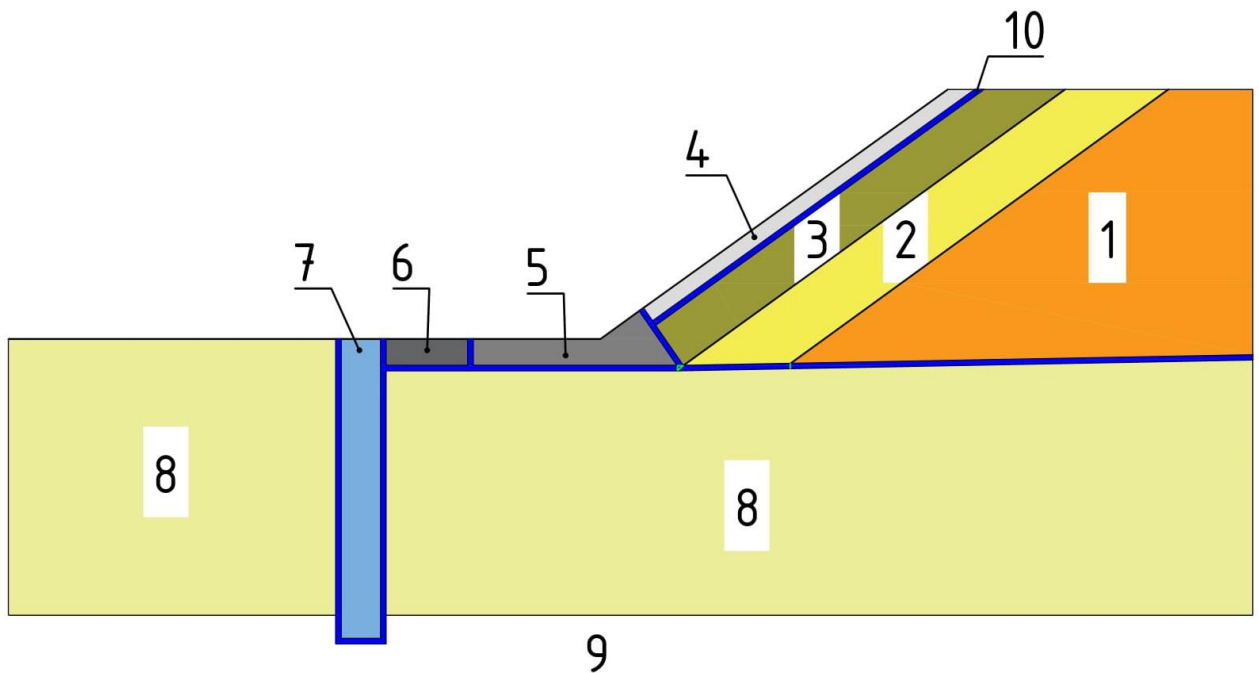


Рисунок 44 – Места расположения контактных элементов

1 – зона каменной наброски; 2 – переходный слой; 3 – подэкрановая зона; 4 – бетонный экран; 5 – «низовая плита»; 6 – соединительная плита; 7 – «стена в грунте»; 8 – аллювиальные отложения; 9 – скальное основание; 10 – зона устройства контактных конечных элементов

Контактные элементы устраивались в следующих областях (рисунок 44):

- на контакте негрунтового ПФУ с телом плотины и основанием;
- в месте устройства швов в ПФУ;
- на контакте грунта тела плотины с основанием (для учета возможности проскальзывания);
- в тех областях грунтового массива, где может произойти нарушение сплошности вследствие потери прочности на сдвиг или растяжение.

В контактных конечных элементах возникают нормальные и касательные напряжения. Данные компоненты напряжений выражаются через разницу перемещений двух «берегов» контакта. Напряжения связаны с разницей перемещений через жесткость (соответственно нормальную и касательную).

Для решения проблемы обеспечения точности поведения жёстких тонкостенных конструкций использовались конечные элементы высокого порядка, имеющие нелинейную функцию распределения перемещений. Это позволяет не нарушить базовый принцип МКЭ – первая производная от искомой функции должна быть непрерывна при переходе через границу конечных элементов [102].

«Порядок» элемента выражает степень аппроксимации перемещений внутри него. Высокая степень аппроксимации обеспечивается повышенным количеством степеней свободы в этом элементе.

Конечные элементы высокого порядка использовались для моделирования жёстких и тонкостенных конструкций. Они имели кубическую или квадратичную аппроксимации перемещений. Саиновым М.П. было показано [98], что это позволяет получать достаточно точное распределение напряжений в жёстких тонкостенных конструкциях. Кроме того, было показано, что не обязательно с помощью элементов высокого порядка всё сооружение целиком. Достаточно элементами высокого порядка моделировать только сами тонкостенные конструкции, а также прилегающие к ним слои грунта. Такой подход обеспечивает незначительную по величине погрешность.

В нашей работе мы использовали способ создания конечных элементов за счёт введения внеузловых степеней свободы, который был предложен Саиновым М.П. [105]. Преимуществом этого способа является возможность создания конечных элементов с неравномерной (или промежуточной) степенью аппроксимации перемещений, когда степень аппроксимации на одной (или нескольких) границах или в одном из направлений отличается от остальных. Такой подход позволяет обеспечить непрерывность перемещений на границах конечных элементов.

Он обеспечивает возможность без существенной потери точности применять для моделирования основного объёма плотины конечные элементы с квазилинейной степенью аппроксимации, соединяя их с конечными элементами высокого порядка элементы с промежуточной степенью аппроксимации перемещений, в соответствии с рекомендациями Саинова М.П. [54, 106].

Моделирование последовательности создания строительства.

При расчётах учитывалось последовательное возведение плотины и наполнение водохранилища. Расчёт проводился для нескольких расчётных этапов. На каждом из этапов моделировалось либо увеличение профиля сооружения, либо рост гидростатического давления.

Первый этап заключался в моделировании формирования НДС основания в период до возведения плотины. После этого воспроизводилось устройство в основании ПФС. На последующих этапах в соответствии со схемой возведения плотины моделировались послойная отсыпка плотины и устройство БЭ. После этого моделировалось постепенное наполнение водохранилища с ростом гидростатического давления на верховую грань БЭ, понура и ПФС.

Чтобы учесть последовательность возведения и нагружение сооружения, расчёты НДС проводились последовательно для нескольких моментов времени, каждый из которых отражал изменение расчётной схемы сооружения. На каждом из этапов могла меняться геометрия, а также внешние нагрузки.

Чтобы это можно было реализовать в рамках одной конечно-элементной модели, каждому конечному элементу задается своя «зона возведения». Для

воспроизведения процесса возведения сооружения на каждом из расчетных этапов задается наличие или отсутствие каждой из «зон возведения». Это общепризнанный подход при численном моделировании грунтовых плотин.

Разбивка сооружения на элементы должна учитывать границы между «зонами возведения». При этом контактные конечные элементы относятся к «зоне возведения», которая появилась последней, т.к. контакт возникает только после появления двух его составляющих.

Выше перечислены не все моменты, которые нужно учитывать при создании конечно-элементной модели. Главные из них были описаны в работе Саинова М.П. [106] и применяются в данной работе тоже.

Для ПФС все зависит от метода её возведения. При устройстве стены методом струйной цементации нужно производить только замену материала в области стены, при этом НДС грунтового массива и контактов не обнуляется [106].

При устройстве стены траншейным методом или методом буросекщущихся свай нужно моделировать не только замену материалов, но и сам процесс возведения. Его можно разделить на несколько этапов [106].

В начале во всех конечных элементах среды и контактных элементах, которые находятся в месте устройства ПФС, обнуляются все параметры напряженно-деформированного состояния, так моделируется выемка грунта. Далее происходит процесс моделирования заливки траншеи незатвердевшим материалом. Для этого конечные элементы, которые моделируют стену, относят к новой «зоне возведения». При этом свойства материала стены определяют для коэффициента Пуассона близкого к 0.5, а касательная жесткость в контактах между сетной и грунтом должна быть равна 0, это позволяет моделировать его незатвердевшее состояние и возможность проскальзывания.

В конце деформируемость ПФС снижается, а свойства контактов принимаются в соответствии с окружающим грунтом и к ПФС прикладываются внешние нагрузки.

Моделирование материалов



Все материалы расчётной схемы принимались линейно деформируемыми, однако материалы БЭ и ПФС рассматривались как упругие. При моделировании грунтов учитывалась возможность потери прочности на сдвиг и растяжение. Для оценки сопротивления сдвигу использовалась модель Кулона-Мора, в которой сопротивление выражено через угол внутреннего трения и удельное сцепление. Также учитывалось различие в деформируемости грунтов при активном нагружении и разгрузке, однако не учитывалось влияние ползучести грунтов.

Для грунтов основания модуль деформации и коэффициент Пуассона принимались постоянными. В грунтах тела плотины как правило учитывалась переменность модуля деформации.

Оценка прочности БЭ и ПФС проводилась при анализе полученного расчетом напряженного состояния. Прочность бетонных материалов принималась в зависимости от выбранной марки по СП 41.13330.2012 [107] по первой группе предельных состояний. Наличие арматуры в бетоне экрана не учитывалось.

## **2.5 Пример создания конечно-элементной модели сооружения**

С учетом рекомендации описанных выше разберем все этапы создания конечно-элементной модели на примере плотины Miaojiba. Это каменно-набросная плотина высотой 111 м с бетонным экраном, которая расположена на слое нескального основания мощностью 48 м. В нескальном основании выполнена ПФС методом «стена в грунте» и толщиной 1,2 м. Сопряжение двух ПФУ выполнено с помощью понура. Также плотина возводилась в несколько очередей. Все данные особенности пригодятся нам для расчётов.

Создавая схему, мы должны:

- Отобразить все основные геометрические размеры плотины, т.е. соблюдать высотные отметки, уклоны откосов, размеры противодиффузионных элементов, ширину гребня и т.д.

- Показать все грунты, которые входят в состав тела плотины. Дренаж, разные грунты верховой и низовой призмы, а также подэкранных слоев, переходную зону и присыпку на экране.

- Показать подробную конструкцию узла сопряжения между двумя противофильтрационными элементами.

- Отразить всю геологию основания, состоящая из скальных и нескальных пород, а также показать заделку стены в скальное основание.

После того как это все было отражено на схеме (рисунок 7) приступаем к дискретизации конструкции на конечные элементы. При этом мы должны придерживаться следующих правил:

- Размеры элементов должны плавно увеличиваться от мест сгущения к областям редкой разбивки.

- При соприкосновении негрунтового элемента с грунтовым или другим негрунтовым элементом между ними должны создаваться контактные элементы, предназначенные для учета нелинейности контактного взаимодействия.

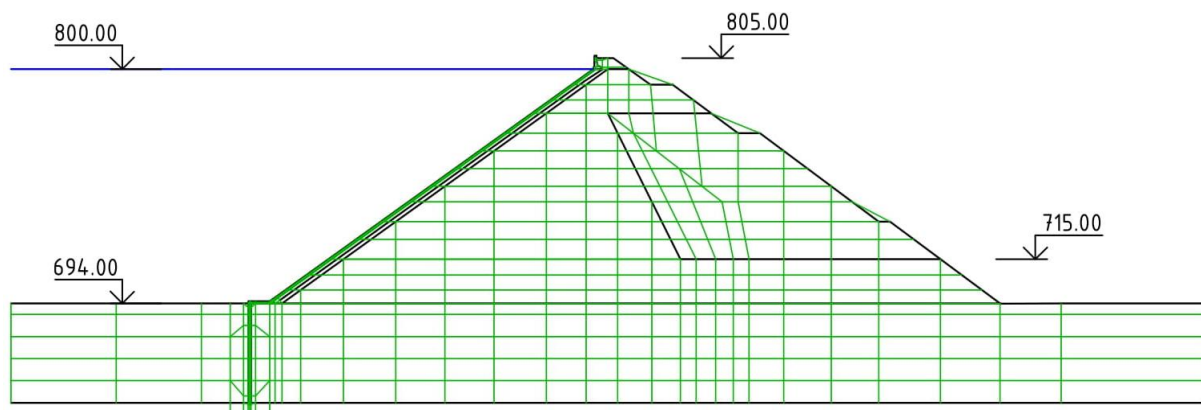


Рисунок 45 – Дискретизация конструкции плотины Miojiaba на конечные элементы

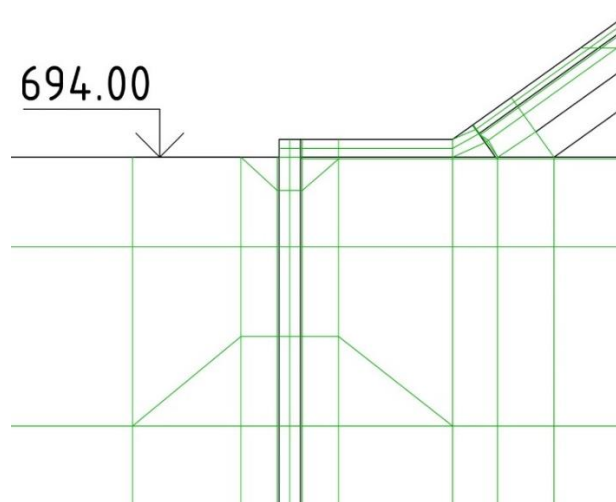


Рисунок 46 – Дискретизация узла сопряжения плотины Miaojiaba на конечные элементы

В результате мы получаем следующую конечно-элементную модель (рисунок 45). Особое внимание было уделено узлу сопряжения, в нем разбиение на элементы выполнено чаще, чтобы получить подробную картину НДС, также были устроены контактные элементы для учета нелинейных эффектов (рисунок 46).

Данная конечно-элементная отражает все особенности, которые нужно учитывать при моделировании грунтового сооружения. Другие конечно-элементные модели будут выполняться аналогичным образом.

## 2.6 О вычислительной программе

Для учёта описанных выше требований, для проведения расчётов использовалась авторская программа NDS\_N, разработанная в НИУ МГСУ Саиновым М.П. [108, 109]. Методика расчёта, реализованная в программе NDS\_N, описана Саиновым М.П. в работе [106], а в данной работе описываются только её основные особенности, которые используются при численном моделировании НДС грунтовых плотин с негрунтовым ПФУ.

Вычислительная программа NDS\_N позволяет:

1) Моделировать любые объёмные конструкции с помощью элементов сплошной среды; моделировать швы и трещины с помощью контактных элементов.

2) С достаточной точностью моделировать поведение тонкостенных конструкций, благодаря использованию конечных элементов высокого порядка.

3) Воспроизводить схему поэтапного возведения и нагружения грунтовых и негрунтовых конструкций.

4) Учитывать различные нелинейные эффекты контактного взаимодействия конструкций за счет применения контактных элементов;

5) Учитывать нелинейность деформирования грунта благодаря использованию модели Кулона или модифицированной модели, предложенной проф. Рассказовым Л.Н. [109].

Вычислительная программа предоставляет все возможности, необходимые для моделирования НДС грунтового сооружения с жёсткими тонкостенными конструкциями внутри.

## **2.7 Применение теории планирования эксперимента**

Важной задачей данной работы является определение степени влияния нескольких ключевых факторов на формирование НДС составного ПФУ, поэтому в процессе исследований будут рассматриваться несколько вариантов сочетаний факторов. Кроме того, в ходе исследований будет необходимо осуществить поиск оптимальной конструкции плотины с составным ПФУ. Для решения этих задач целесообразно осуществлять исследования в соответствии с методикой теории планирования эксперимента.

Методика теории планирования эксперимента позволяет минимизировать количество исследуемых вариантов, при этом обеспечивая получение всей информации, необходимой для выполнения анализа. Кроме того, она позволяет получать функциональные зависимости, выражающие влияние различных

факторов на параметры работоспособности конструкции. Эти зависимости впоследствии могут быть использованы для решения задачи об оптимизации конструкции.

Оптимизация – это процесс поиска оптимального варианта, обладающего минимальной стоимостью, но при этом удовлетворяющего всем наложенным ограничениям. Для того, чтобы определить оптимальные параметры конструкции, потребуется провести ряд экспериментов. Для их планирования и проведения будем использовать методику полнофакторного эксперимента, которая позволит учесть все возможные сочетания уровней факторов.

Методика полнофакторного эксперимента подразумевает проведение работы в несколько этапов [111].

На первом этапе выбираются варьируемые факторы. Фактор – это параметр (свойство), который выражает отличительные особенности рассматриваемых вариантов. Факторы должны соответствовать следующим требованиям:

1. Выбранное значение фактора на уровне не должно меняться в течении всего исследования.
2. Фактор должен влиять на объект исследования.
3. Факторы не должны зависеть друг от друга.
4. Комбинация факторов должна быть осуществимой.
5. Факторы должны быть независимо управляемыми.

Только при соблюдении данных требований можно избежать ошибок при эксперименте. Сами факторы выбираются на основе априорной информации.

Количество факторов определяет мерность факторного пространства. Желательно, чтоб она была минимальной.

На втором этапе требуется задать интервалы варьирования факторов (верхний, нижний и основной уровни). Интервал варьирования – это разница величин фактора между его уровнями. Интервал варьирования должен отвечать следующим требованиям:

1. Нижний и верхний уровень фактора должны отличаться.
2. Уровни фактора не должны оказаться за пределами области определения.

Факторы с интервалами варьирования определяют факторное пространство. Интервалы варьирования факторов выбираются на основе априорной информации.

На третьем этапе требуется произвести нормирование факторов. Нормирование – это операция перевода величин в безразмерный вид, оно позволяет упростить запись условий эксперимента и обработку данных. Для этого факторы выбирают, так чтобы верхний уровень соответствовал +1, нижний -1, а основной – 0.

На четвертом этапе выбирают функции отклика. Функция отклика — это функциональная зависимость между действующими факторами и искомыми значениями. Это могут быть любые характеристики, описывающие состояние нашей конструкции. Для оптимизации требуется выбрать несколько функций отклика, одна из которых выражает стоимость (расход материальных ресурсов).

На пятом этапе выбирают математическую модель, которая будет описывать функцию отклика. Основное требование к выбору модели состоит в том, что она должна адекватно отражать характер зависимости искомых величин от факторов в выбранном факторном пространстве. Кроме того, она должна быть удобной в использовании. Чаще всего в качестве математической модели используют полиномиальные модели (формула 13):

$$y_i = a_0 + a_1x_1 + \dots + a_nx_n + a_{12}x_1 * x_2 + a_{1n}x_1 * x_n + a_{n-1,n}x_{n-1} * x_n + \\ + a_{n-2,n-1,n}x_{n-2}x_{n-1}x_n + \dots + a_{1\dots n}x_{1\dots n} * x_n + \dots + a_{nn}x_n^2 + \dots$$

(13)

где:  $y_i$  – значение  $i$ -той функции отклика;

$x_n$  – нормированное значение фактора  $n$ ;

$a_0$  – свободный член;

$a_{nm}$  – неизвестные коэффициенты, выражающие влияние факторов  $n$  и  $m$ .

Чаще всего используют квазилинейные полиномы, в котором отсутствуют все члены, степень которых выше единицы, т.к. это значительно уменьшает объём работы.

Таблица 2 – Матрица планирования эксперимента

№ схемы	$X_0$	Ядро матрицы планирования			$X_1X_n$	...	$Y_n$
		$X_1$	...	$X_n$			
1	+	+	...	+	-	...	...
...	+	+	...	-	+	...	...
$N - 1$	...	...	...	...	...	...	...
$N = 2^n$	+	-	...	-	+	...	...
Сумма	$N$	0	0	0	0	0	

Примечание –  $n$  – число варьируемых факторов, а  $N$  – число членов полинома.

На шестом этапе составляют матрицу планирования, которая выражает характеристики рассматриваемых вариантов: значения факторов и искомых величин. Она состоит из векторов-столбцов, в которых записываются нормированные значения факторов и результаты эксперимента. Для случая наличия двух уровней варьирования факторов матрица планирования эксперимента имеет вид, представленный в таблице 2.

Главные столбцы составляют ядро матрицы планирования, в нём записываются нормированные значения варьируемых параметров. Остальные вектор-столбцы после ядра планирования являются результатом произведения между столбцами. Матрица планирования должна отвечать следующим требованиям:

1. Количество вариантов расчёта должно быть равно числу неизвестных в функциональной зависимости.
2. Сумма квадратов элементов каждого столбца равна числу опытов.
3. Матрица должна быть симметрична относительно центра факторного пространства.
4. Алгебраическая сумма вектор-столбцов, а также сумма их почленных произведений, по каждому фактору, кроме факторов  $X_0$  и  $X_n^2$ , равна нулю.

Данные свойства позволяют определить неизвестные коэффициенты полинома в виде.

$$a_i = \sum_{j=1}^n (y_i x_{ij}) / N, \quad (14)$$

где:  $i$  – индекс коэффициента  $a$ ;

$x_i$  – индекс столбца;

$j$  – номер элемента в столбце,

$N$  – число членов полинома.

На седьмом этапе требуется проверить адекватность полученной математической модели. Выполняется она в центре факторного пространства, так как там все факторы находятся на основном уровне и, соответственно, все коэффициенты математической модели, кроме свободного члена, равны 0.

Для проверки полученных полиномов проводят проверку их адекватности, т.е. точности отражения ими эмпирической зависимости. Как правило, расчёты выполняют в центре факторного пространства, т.е. для варианта, в котором все факторы находятся на основном уровне. В этом случае полученные экспериментально значения функций отклика сравниваются со свободным членом полинома. Если отличие менее 5%, то считают, что математическая модель подобрана правильно. Если же отличие более 5%, математическая модель содержит существенную погрешность.

Полученные функциональные зависимости (математические модели) позволяют осуществить поиск их согласованного оптимума, т.е. решить задачу оптимизация. Для этого используются специальные математические методы.

## Выводы к главе 2:

1. Для того, чтобы достоверно моделировать НДС грунтового сооружения с составным ПФУ, требуется учитывать:



- проявление эффектов проскальзывания или отрыва на контактах между элементами конструкции сооружения;
- зависимость НДС от последовательности возведения и нагружения грунтового сооружения, от технологической схемы устройства ПФУ;
- нелинейность деформирования грунтов.

Кроме того, необходимо учитывать возникновение точности моделирования поведения жёстких тонкостенных конструкций, которая возникает из-за значительного отличия их размеров и жёсткости от самого грунтового сооружения.

2. Методика расчета, реализованная в выбранном программном комплексе NDS\_N, позволяет учесть все выше перечисленные особенности при решении задачи определения НДС грунтового сооружения, в составе которого присутствуют жесткие тонкостенные конструкции. Это достигается за счет следующих факторов:

- использования конечных элементов высокой степени аппроксимации, а также элементов с промежуточной степенью аппроксимации перемещений внутри элемента;
- использования контактных элементов нулевой толщины между грунтовыми и негрунтовыми конструкциями, а также между собой, для учета возникновения нелинейных эффектов контактного взаимодействия;
- использование алгоритма расчета НДС, который позволяет определять НДС сооружения с учётом истории возведения и нагружения;
- использования методики решения, которая позволяет решать задачи НДС грунтовых сооружений с учётом нелинейности и деформативных свойств среды.

3. Для получения точного НДС в тонкостенных конструкциях в их конечных элементах надо применять квадратичную или кубическую степень аппроксимации. В грунтовом массиве можно применять квазилинейную аппроксимацию. Для сопряжения стоит использовать элементы с промежуточной степенью аппроксимации.

### **ГЛАВА 3. ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ КАМЕННО-НАБРОСНЫХ ПЛОТИН С БЕТОННЫМ ЭКРАНОМ И ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННОЙ СТЕНОЙ В ОСНОВАНИИ**

#### **3.1 Задачи исследования НДС каменно-набросных плотин с бетонным экраном и противофильтрационной стеной в основании**

В рамках исследования работоспособности ПФУ каменно-набросных плотин на нескальном основании нам необходимо было решить следующие задачи:

- 1) Определить особенности НДС каменно-набросной плотины, расположенной на нескальном основании.
- 2) Исследовать влияние на НДС составного ПФУ характеристик основания и строение речной долины.
- 3) Сравнить полученные результаты с данными натурных измерений и результатами других исследований.

Особенности методики исследования НДС

Все исследования НДС выполнялись путем численного моделирования методом конечных элементов. Расчеты выполнялись с помощью вычислительной программы NDS\_N, разработанной Саиновым М.П.

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

Для грунтов тела плотины модуль деформации принимался переменным. Принималась степенная зависимость модуля деформации от напряжения бокового обжатия, показатель степени принят  $k=0,65$ .

## **3.2 Методическое исследование напряженно-деформированного состояния бетонного экрана плотины на нескальном основании (в плоских условиях)**

### **3.2.1 Задача исследований**

Методическое исследование выполнялось с целью изучения особенностей работы составного ПФУ в виде БЭ и ПФС в каменно-набросной плотине на нескальном основании. Оно было проведено на примере абстрактной КНПБЭ на нескальном основании.

Исследования должны были подтвердить, что каменно-набросные плотины на нескальном основании с составным ПФУ в виде БЭ и ПФС имеют иной принцип работы, чем КНПБЭ на скальном, а также определить основные зависимости между характеристиками плотины и сформированным НДС составного ПФУ.

В исследовании оценивалось влияние на НДС ПФУ основных факторов. Исследовалось влияние характеристик основания (модуля деформации и толщины), а также факта устройства ПФС.

### **3.2.2 Исследование влияния деформируемости тела плотины и основания на напряженно-деформированное состояние бетонного экрана**

Рассматривалась абстрактная плотина высотой 100 м. Её принципиальная схема показана на рисунке 47. Плотина имеет неоднородное строение. Было принято, что сортированная горная масса верховой призмы была уплотнена более тщательно, чем несортированная каменная наброска в низовой части. Было принято, что экран уложен на подэкрановую зону из грунта без подготовки из малоцементного бетона.

Конструкция рассматриваемой плотины предусматривает, что основание изолировано от верхнего бьефа путем устройства ПФС. Сопряжение стены и экрана осуществляется с помощью бетонного понура длиной 10 м.

Конечно-элементная модель сооружения насчитывала 1296 элементов и 11852 степеней свободы.

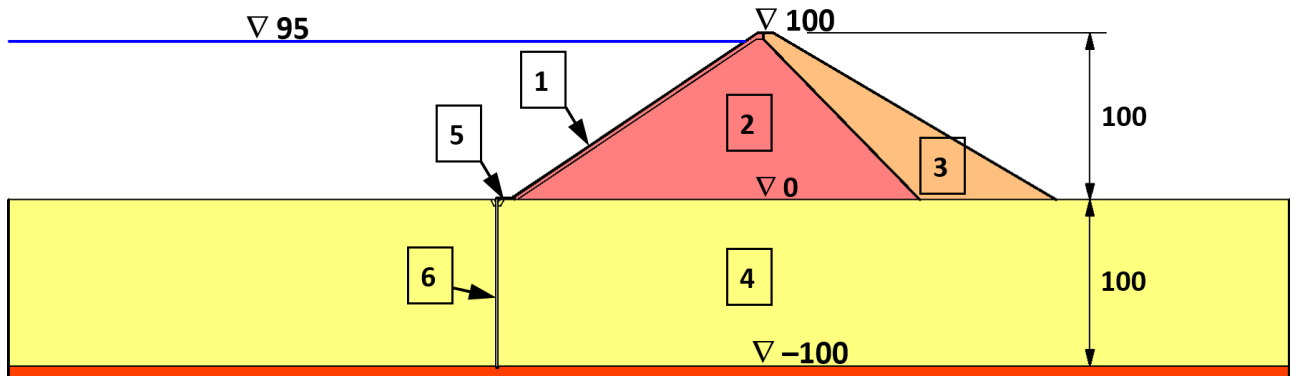


Рисунок 47 – Схема каменно-набросной плотины на нескальном основании

1 – бетонный экран; 2 и 3 – верхняя и нижняя части упорной призмы каменно-набросной плотины; 4 – слой основания; 5 – бетонный понур; 6 – противодиффузионная стена в основании.

Исследование влияния на НДС бетонного экрана модуля деформации основания.

В этом исследовании толщина нескального основания была принята равной 100 м.

Для возможности анализа влияния жёсткости основания рассматривалось несколько расчетных схем:

схема №1 – плотина располагается на абсолютно жестком основании;

схема №2 – плотина расположена на водонепроницаемом основании конечной жёсткости без устройства ПФС;

схема №3 – плотина расположена на водонепроницаемом основании конечной жёсткости с устройством ПФС.

В исследовании рассматривались несколько вариантов модулей линейной деформации грунтов основания и плотины. Результаты исследования описаны в [112].

Для схем №2 и №3 модуль линейной деформации основания варьировался от 40 МПа до 20 ГПа. Соответственно, в некоторых вариантах плотина располагается на нескальном основании, а в других – на скальном.

Рассматривались 2 варианта модуля линейной деформации каменной наброски  $E_k$ . В одном варианте модуль грунта верховой призмы также равнялся 120 МПа, а в другом – 480 МПа. Для низовой призмы модуль деформации принимался в 2 раза меньше, чем для верховой.

Модуль деформации материала ПФС принимался в зависимости от модуля грунта основания, примерно в 5 раз больше его. Соответственно, материалом стены мог являться глиноцементобетон, пластичный и обычный бетон. Всего было рассмотрено 22 вариантов. Подробные характеристики для каждого расчётного варианта представлены в таблице 3.

Таблица 3 – Характеристики материалов [111]

№	Тип схемы	Плотина	Основание				ПФС	
		$E_k$ [МПа]	$E_o$ [МПа]	$\nu_o$	$\varphi_o$	$c_o$ [кПа]	$E_c$ [МПа]	$\nu_c$
1.A	абсолютно жёсткое основание	120	–	–	–	–	–	–
1.B	абсолютно жёсткое основание	480	–	–	–	–	–	–
2.A.a	основание без стены	120	40	0,33	38	0	200	0,33
2.A.b	основание без стены	120	200	0,33	40	0	1000	0,30
2.A.c	основание без стены	120	1000	0,33	30	30	5000	0,25
2.A.d	основание без стены	120	5000	0,25	33	50	29000	0,20
2.A.e	основание без стены	120	20000	0,25	35	100	29000	0,20
2.B.a	основание без стены	480	40	0,33	38	0	200	0,33
2.B.b	основание без стены	480	200	0,33	40	0	1000	0,30
2.B.c	основание без стены	480	1000	0,33	30	30	5000	0,25
2.B.d	основание без стены	480	5000	0,25	33	50	29000	0,20
2.B.e	основание без стены	480	20000	0,25	35	100	29000	0,20
3.A.a	основание со стеной	120	40	0,33	38	0	200	0,33
3.A.b	основание со стеной	120	200	0,33	40	0	1000	0,30
3.A.c	основание со стеной	120	1000	0,33	30	30	5000	0,25
3.A.d	основание со стеной	120	5000	0,25	33	50	29000	0,20
3.A.e	основание со стеной	120	20000	0,25	35	100	29000	0,20
3.B.a	основание со стеной	480	40	0,33	38	0	200	0,33
3.B.b	основание со стеной	480	200	0,33	40	0	1000	0,30

Окончание таблицы 3.

№	Тип схемы	Плотина	Основание				ПФС	
		$E_k$ [МПа]	$E_o$ [МПа]	$\nu_o$	$\varphi_o$	$c_o$ [кПа]	$E_c$ [МПа]	$\nu_c$
3.B.c	основание со стеной	480	1000	0,33	30	30	5000	0,25
3.B.d	основание со стеной	480	5000	0,25	33	50	29000	0,20
3.B.e	основание со стеной	480	20000	0,25	35	100	29000	0,20

Примечание –  $E_k$  – модуль деформации каменной-наброски;  $E_o$  – модуль деформации основания;  $E_c$  – модуль деформации ПФС;  $\nu_o$  – коэффициент Пуассона для основания;  $\nu_c$  – коэффициент Пуассона для ПФС;  $\varphi_o$  – угол внутреннего трения основания;  $c_o$  – удельное сцепление грунтов основания.

Влияние жёсткости основания оценивалось на момент заполнения водохранилища до отметки 95 м. При этом анализировались перемещения напорной грани экрана и ПФС, а также напряжения на гранях экрана. Полученные максимальные значения перемещений экрана и напряжений в нём приведены в таблице 4.

Таблица 4 – НДС бетонного экрана для различных вариантов [111]

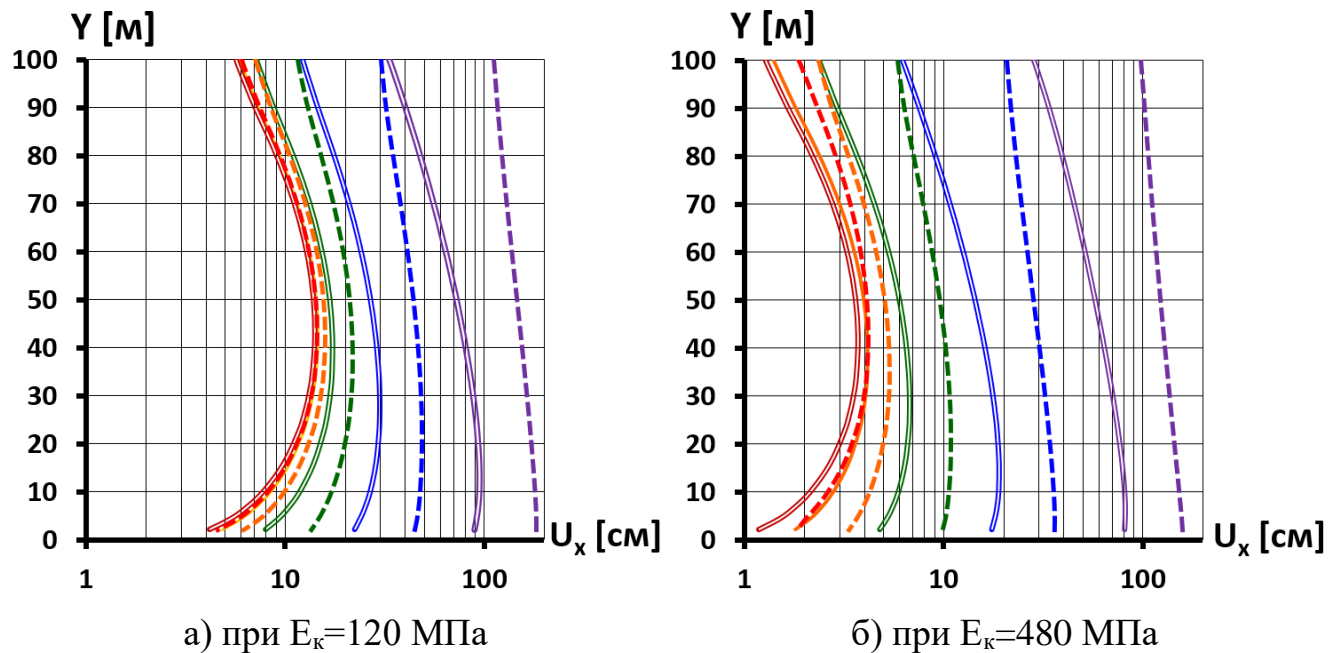
№	Плотина	Основание	НДС бетонного экрана				
	$E_k$ [МПа]	$E_o$ [МПа]	$U_x$ [см]	$U_y$ [см]	$U_n$ [см]	$\max \sigma_{\pi}$ [МПа]	$\min \sigma_{\pi}$ [МПа]
1.A	120	–	14,1	14,1	19,6	5,5	-3,1
1.B	480	–	3,6	3,5	5,0	1,7	-1,9
2.A.a	120	40	93,8	116,8	149,2	7,3	-12,6
2.A.b	120	200	29,7	31,0	42,2	1,9	-5,3
2.A.c	120	1000	17,2	17,2	23,8	3,2	-3,8
2.A.d	120	5000	14,6	14,9	20,5	3,2	-3,4
2.A.e	120	20000	14,1	14,3	19,8	3,3	-3,2
2.B.a	480	40	81,7	110,0	136,9	9,6	-18,6
2.B.b	480	200	18,8	22,7	29,3	1,9	-5,3
2.B.c	480	1000	6,7	6,9	9,4	0,7	-3,0
2.B.d	480	5000	4,2	4,3	5,9	1,4	-2,3
2.B.e	480	20000	3,7	3,7	5,2	1,6	-2,0
3.A.a	120	40	179,6	105,2	188,4	0,8	-16,8
3.A.b	120	200	48,5	25,0	47,6	0,8	-9,9
3.A.c	120	1000	21,7	15,6	25,0	1,7	-5,3
3.A.d	120	5000	15,9	14,5	20,9	4,2	-3,8

Окончание таблицы 4.

№	Плотина	Основание	НДС бетонного экрана				
	$E_k$ [МПа]	$E_o$ [МПа]	$U_x$ [см]	$U_y$ [см]	$U_n$ [см]	$\max \sigma_{\parallel}$ [МПа]	$\min \sigma_{\parallel}$ [МПа]
3.A.d	120	20000	14,5	14,2	19,9	3,4	-3,4
3.B.a	480	40	156,7	103,2	172,7	4,9	-11,8
3.B.b	480	200	35,7	19,7	36,2	0,4	-9,5
3.B.c	480	1000	10,9	5,6	10,6	0,1	-5,8
3.B.d	480	5000	5,3	4,0	6,2	0,5	-3,3
3.B.e	480	20000	4,2	3,6	5,3	1,4	-2,3

Примечание –  $U_x$  – горизонтальные смещения;  $U_y$  – осадка;  $U_n$  – прогиб (перемещение экрана в направлении поперёк к поверхности верхового откоса);  $\max \sigma_{\parallel}$  – максимальные продольные напряжения;  $\min \sigma_{\parallel}$  – минимальные продольные напряжения.

Сначала рассмотрим влияние на перемещения экрана деформируемости основания.



значения модуля деформации грунта основания  $E_o$  [МПа]:

— 40 — 200 — 1000 — 5000 — 20000

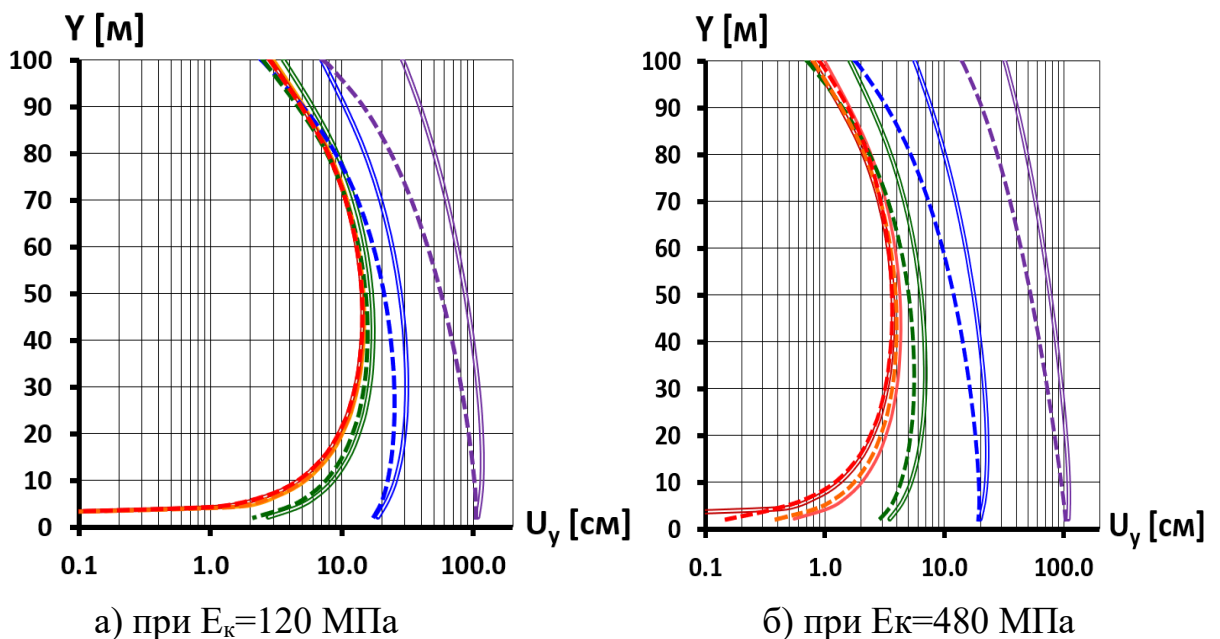
Рисунок 48 – Распределение горизонтальных смещений экрана по высоте

Сплошная линия – вариант с устройством ПФС; пунктирная линия – вариант без устройства ПФС.

Анализ горизонтальных смещений (рисунок 48) и осадок экрана (рисунок 49) показал, что при жёстком основании перемещения экрана распределены по высоте неравномерно. В этом случае максимальные значения осадок и смещений наблюдаются ближе к середине экрана.

При скальном и полускальном основании значения прогибов (рисунок 50) в основном определяется деформируемостью каменной наброски.

При уменьшении модуля деформации основания происходит увеличение значений горизонтальных смещений (рисунок 48), осадок (рисунок 49) и прогибов экрана (рисунок 50), а их максимумы начинают смещаться ближе к основанию. Более интенсивно перемещения увеличиваются вблизи основания и гребня. При «мягком» основании максимум смещений экрана наблюдается вблизи подошвы плотины.



значения модуля деформации грунта основания  $E_o$  [МПа]:

— 40      — 200      — 1000      — 5000      — 20000

Рисунок 49 – Распределение осадок экрана по высоте

Сплошная линия – вариант с устройством ПФС; пунктирная линия – вариант без устройства ПФС.

При нескальном основании модуль деформации основания оказывает большее влияние на прогибы экрана, чем модуль деформации плотины. При

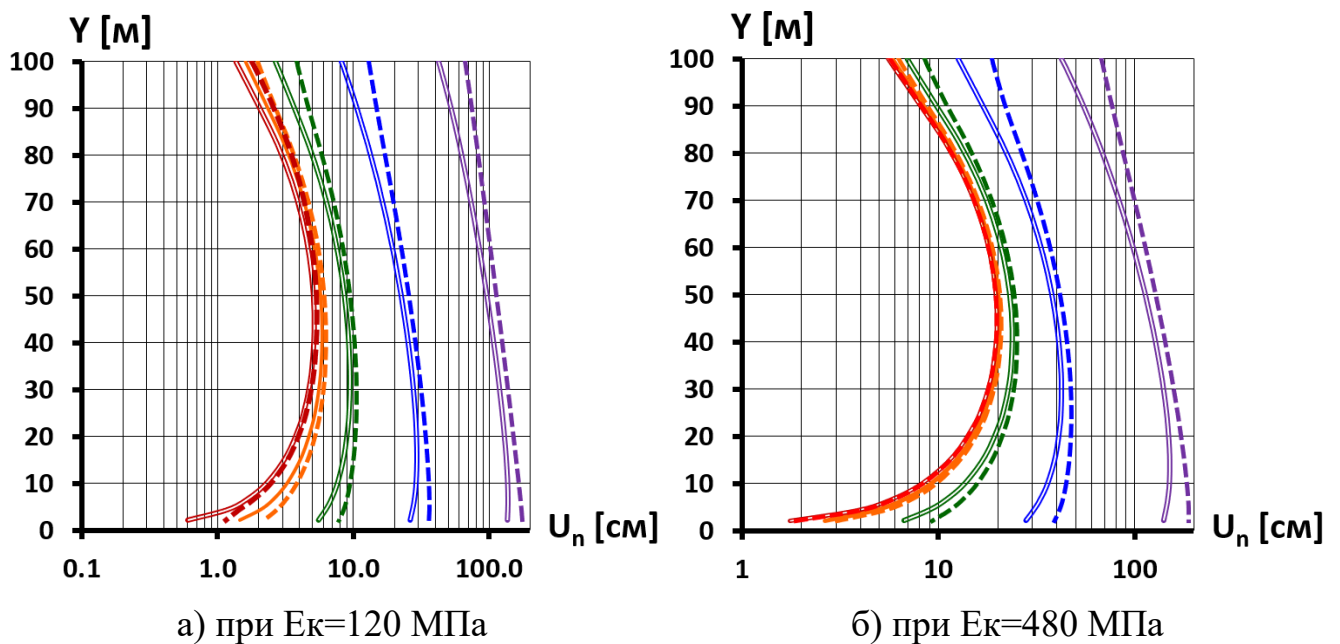


«мягком» основании значения максимальных прогибов превышали 1% от высоты плотины, однако, натурные наблюдения обычно показывают значения меньше 1% от высоты [10].

Теперь рассмотрим влияние на перемещения экрана гидростатического давления на ПФС.

Анализ показывает, что независимо от модуля деформации основания устройство ПФС вызывает рост горизонтальных смещений экрана (рисунок 48). Больше всего увеличиваются значения горизонтальных смещений возле гребня и основания, меньше всего в зоне максимального прогиба.

На осадки экрана устройство ПФС имеет противоположное влияние, и они уменьшаются в основном возле гребня. Скорее всего, это связано с тем, что из-за дополнительных горизонтальных смещений происходит подъем основания.



значения модуля деформации грунта основания  $E_0$  [МПа]:

— 40    — 200    — 1000    — 5000    — 20000

Рисунок 50 – Распределение прогибов бетонного экрана по высоте

Сплошная линия – вариант с устройством ПФС; пунктирная линия – вариант без устройства ПФС.

Анализируя прогибы экрана (рисунок 50), можно заметить, что при устройстве ПФС они имеют более равномерное распределение по высоте и немного увеличиваются в своих значениях. Влияние ПФС увеличивает с уменьшением жесткости основания. При «мягком» основании значение максимальных прогибов увеличивается значительно.

В целом можно сказать, что

- уменьшение модуля деформации основания вызывает увеличение перемещений экрана, а также изменение характера распределения по высоте;
- наличие давления на ПФС также увеличивает значения смещений, одна делает их более равномерными по высоте.

Получается, что в плотине на нескальном основании характер деформаций поперечного изгиба БЭ имеет принципиально иной, чем в плотине на скальном основании.

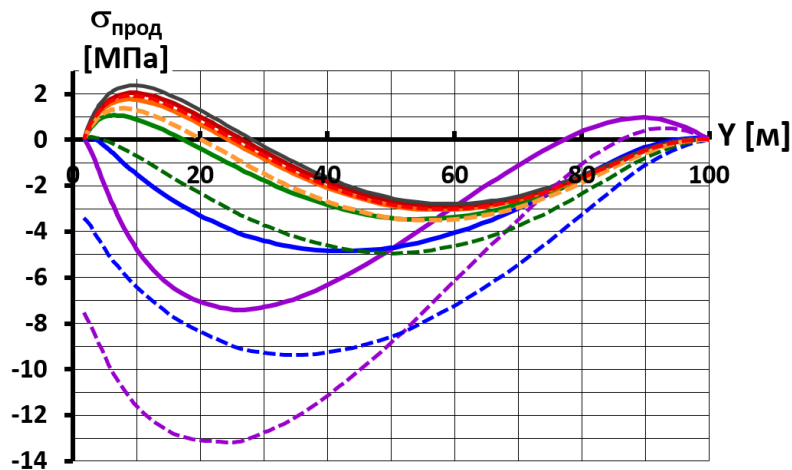
Однако НДС БЭ характеризуется не только поперечным изгибом, но и наличием продольных деформаций. Проследим это с помощью средних значений продольных напряжений, т.е. напряжений, которые действуют в направлении вдоль верхового откоса (рисунок 51).

Можно заметить, что чем ниже модуль деформации основания, тем больше значение сжимающих сил в нижней части экрана. Однако, при малых значениях модуля деформации основания в верхней части экрана возникают растягивающие напряжения (рисунок 51). Это связано с деформациями расширения грунта под экраном [112].

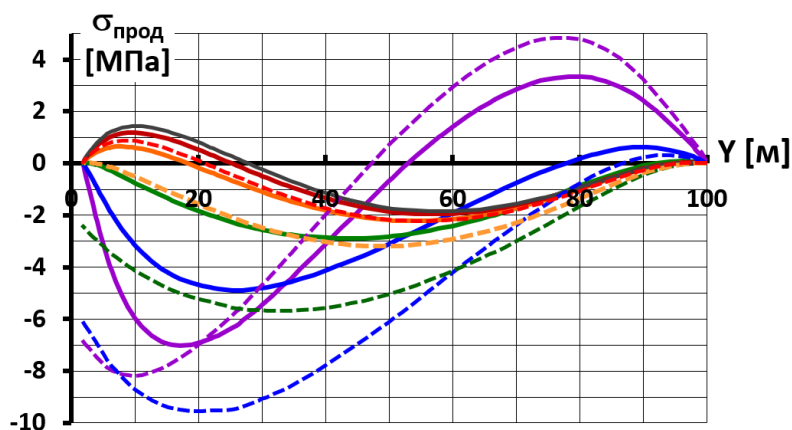
Особенно ярко данное явление выражено при модуле деформации тела плотины 480 МПа и низком модуле деформации основания. Можно сказать, что возникновение растягивающих напряжений в верхней части экрана наиболее вероятно в тех плотинах, у которых деформируемость каменной наброски существенно ниже деформируемости основания.

На напряжения в экране также оказывает влияние устройство ПФС. Гидростатическое давление на стену ведёт к увеличению сжимающих напряжений в нижней части экрана. Особенно значительны приращения

сжимающих напряжений при низком модуле деформации основания (рисунок 51). Однако устройство ПФС не изменяет характер распределения напряжений, его влияние лишь количественное.



а) при модуле деформации грунта плотины  $E_k=120$  МПа



б) при модуле деформации грунта плотины  $E_k=480$  МПа

значения модуля деформации грунта основания  $E_0$  [МПа]:

— 40      — 200      — 1000      — 5000      — ∞

Рисунок 51 – Распределение средних значений продольных напряжений

Сплошная линия – вариант без устройства ПФС; пунктирная линия – вариант с устройством ПФС.

В большинстве вариантов напряжения не превышают прочность бетона на сжатие, однако, при низком модуле деформации основания и каменной-наброски, напряжения сопоставимы с пределом прочности. В вариантах «мягкого» основания нарушается прочность бетона на растяжение в верхней части экрана.

Из всего выше сказанного можно сделать следующие выводы:

1. Соотношение между модулем деформации тела плотины и основания значительно определяет формирование НДС экрана. Оно влияет на характер и величину продольных сил, а также изгибающих моментов.

2. При расположении КНПБЭ на слабом нескальном основании характерно возникновение высоких сжимающих и растягивающих напряжений в экране. Они могут быть сопоставимы или превышать предел прочности бетона.

3. Благоприятное НДС экрана наблюдается, когда соотношение между модулем деформации тела плотины и модулем деформации основания не превышает 3.

4. Устройство ПФС приводит к росту растягивающих и сжимающих напряжений в экране, однако в большей степени зависит от модуля деформации основания прирост данных напряжений.

### **3.2.3 Исследование влияния толщины нескального основания на напряженно-деформированное состояние бетонного экрана**

Т.к. жёсткость слоя основания определяется не только модулем деформации его грунта, но и его толщиной, дополнительно было изучено и влияние толщины нескального основания. Результаты этого исследования опубликованы в [113]. При этом варьировались такие параметры как модуль деформации основания и каменной наброски, а также толщина нескального основания. Всего было рассмотрено 12 расчётных вариантов.

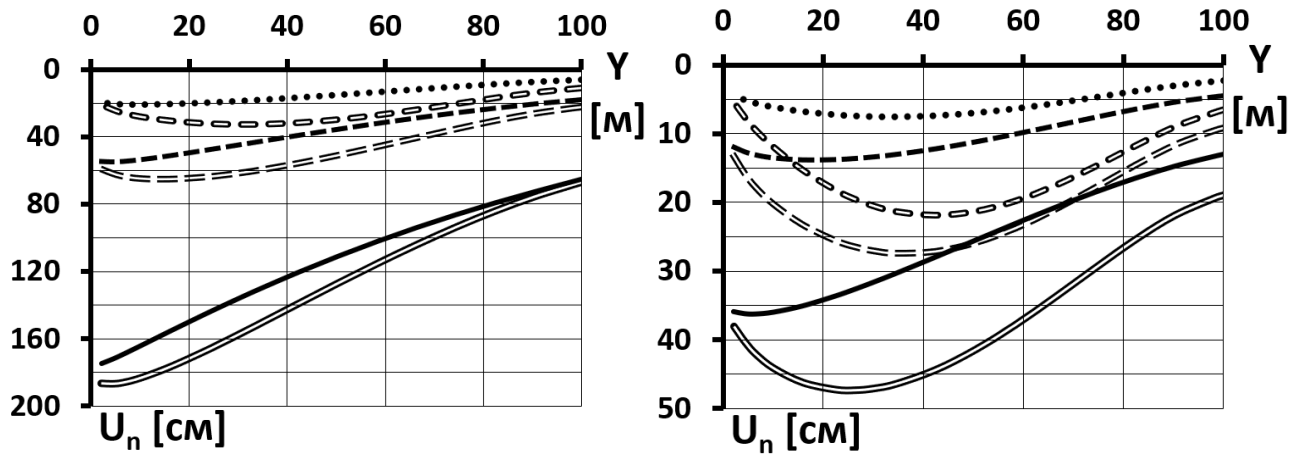
Исследование подтвердило важную роль толщины нескального основания в формировании горизонтальных смещения, осадок и прогибов экрана (рисунок 52) (таблица 5).

Таблица 5 – Максимальные значения параметров НДС экрана рассмотренных вариантов

№	$E_o$ [МПа]	$E_n$ [МПа]	$T$ [м]	$U_n$ [см]	$U_x$ [см]	$U_y$ [см]	$\sigma_u$ [МПа]	$\sigma_d$ [МПа]	$\sigma_0$ [МПа]	$\Delta\sigma$ [МПа]
1	40	120	100	186,7	178,9	-7,6	0,5	-16,3	-9,6	16,8
2	40	120	30	65,1	59,4	-4,6	1,2	-12,8	-7,3	13,9
3	40	120	10	32,7	27,5	-3,4	4,0	-8,2	-4,0	12,3
4	200	120	100	47,3	48,6	-2,2	0,0	-9,8	-7,6	8,5
5	200	120	30	27,4	23,9	-2,5	2,5	-7,3	-4,3	9,9
6	200	120	10	21,9	16,4	-1,5	3,4	-3,4	-2,3	6,8
7	40	480	100	174,6	157,6	-14,1	2,2	-9,5	-6,1	6,9
8	40	480	30	54,7	45,9	-5,4	0,0	-10,6	-6,1	9,4
9	40	480	10	20,6	17,1	-2,0	0,4	-7,0	-3,7	7,4
10	200	480	100	36,2	36,0	-1,6	0,0	-9,00	-7,2	4,9
11	200	480	30	13,8	13,1	-1,0	0,0	-6,7	-4,9	4,6
12	200	480	10	7,5	6,2	-0,8	0,7	-3,5	-2,2	4,3

Примечание –  $T$  – толщина нескального основания;  $\sigma_u$  – продольные напряжения на верховой грани;  $\sigma_d$  – продольные напряжения на низовой грани;  $\sigma_0$  – средние продольные напряжения в экране;  $\Delta\sigma$  – разница напряжений на гранях.

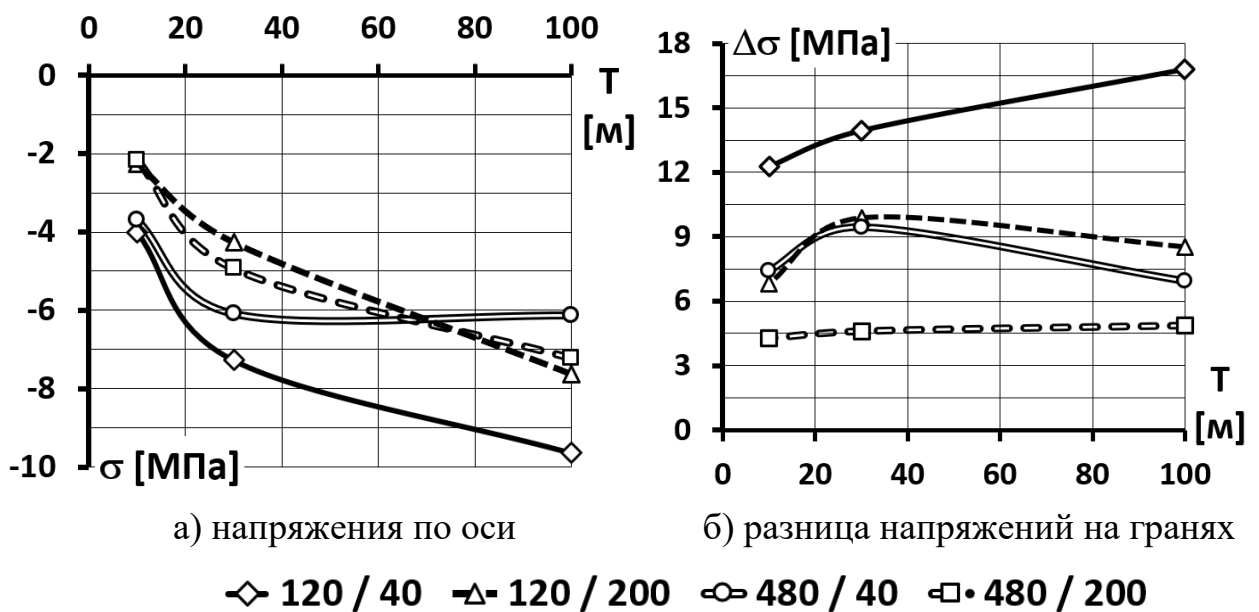
Увеличение толщины нескального основания вызывало увеличение прогибов не зависимо от характеристик основания и тела плотины (рисунок 52). Самые максимальны прогибы наблюдались при самом слабом основании максимальной толщины.

а) при  $E_0=40$  МПаб) при  $E_0=200$  МПа

$\text{---}$  120МПа / 100м       $\text{---}$  120МПа / 30м       $\text{---}$  120МПа / 10м  
 $\text{---}$  480МПа / 100м       $\text{---}$  480МПа / 30м       $\text{---}$  480МПа / 10м

Рисунок 52 – Прогибы бетонного экрана

Анализ продольных сил в экране проводился по графикам средних продольных напряжений в экране (рисунок 53). Как и в предыдущем исследовании, экран в большей своей части испытывает сжимающие напряжения. Растягивающие напряжения возникают только в случаях, когда модуль деформации тела плотины значительно больше модуля деформации основания.



а) напряжения по оси

б) разница напряжений на гранях

$\text{---}$  120 / 40       $\text{---}$  120 / 200       $\text{---}$  480 / 40       $\text{---}$  480 / 200

Рисунок 53 – Максимальные напряжения в бетонном экране в зависимости от толщины основания

Из проведенного исследования можно сделать следующий вывод, что помимо соотношения модулей деформации тела плотины и основания на НДС бетонного экрана влияет также толщина нескального основания. Чем больше мощность нескального основания, тем больше прогибы бетонного экрана и величина сжимающих продольных сил в нижней части экрана. Однако, на максимальные изгибающие моменты толщина оказывает меньшее влияние (рисунок 53).

### **3.2.4 Сравнение результатов исследования с результатами, полученными с помощью программного комплекса Plaxis 2D**

Чтобы проверить результаты, полученные с помощью авторской программы NDS\_N, разработанной Саиновым М.П., было принято решение выполнить аналогичный расчёт абстрактной плотины с помощью сертифицированного программного комплекса Plaxis 2D, разработанного в Нидерландах.

Расчёт с помощью данного программного комплекса имел следующие отличия по сравнению с расчётом по программе NDS-N:

1. Для моделирования всех конструкций сооружения использовались треугольные конечные элементы Лагранжева семейства с нелинейной степенью аппроксимации, имеющие 15 узлов.

2. Для моделирования нелинейного характера контактного взаимодействия на границах между конструкциями и грунтом использовались так называемые интерфейсы.

3. Имелись небольшие отличия в схеме последовательности возведения плотины и наполнения водохранилища, расчёт проводился для 30 этапов.

4. Конечно-элементная модель была более подробной. Количество конечных элементов составило 6094, имеющих 49913 узлов (рисунок 54).

Необходимо отметить также отличия в методике и алгоритме выполнения расчётов НДС с учётом нелинейности.

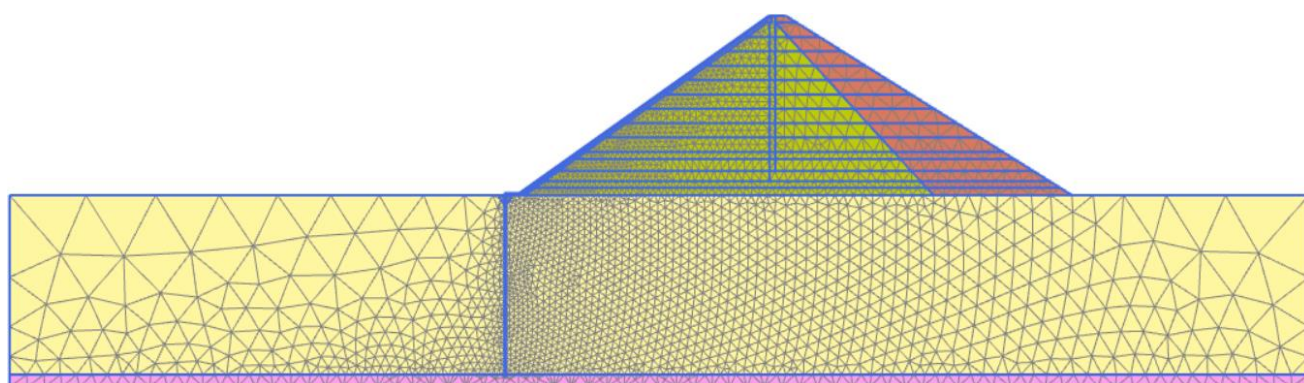


Рисунок 54 – Конечно-элементная дискретизация сооружения при использовании программы Plaxis 2D

Сравнительные расчёты проводились для случая, когда под экраном устроена подэкрановая подготовка из малоцементного бетона. При расчётах по программе Nds\_N в контактных элементах задавалась пониженная касательная жёсткость.

По двум программам расчёты проводились для 8 расчётных вариантов (серия №3).

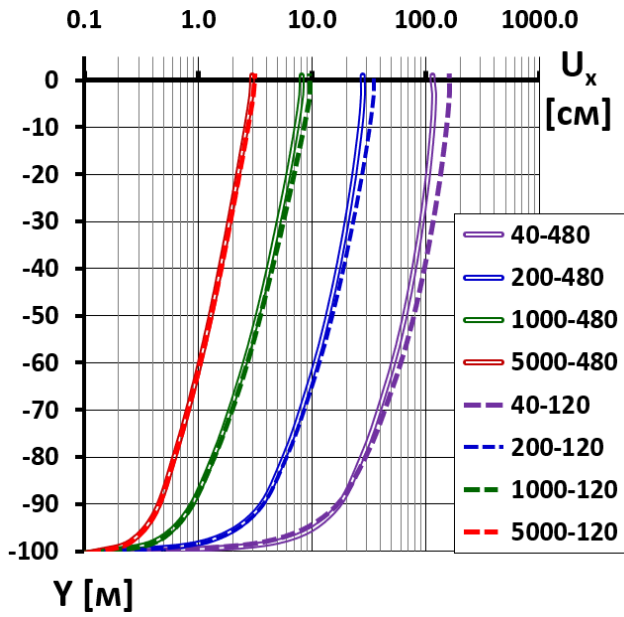
Сравнение результатов расчётов показало, что НДС, полученное с помощью двух вычислительных программ, является схожим. В основном различия заметны только в НДС жёстких тонкостенных конструкций.

Оценка НДС противодиффузионной стены осуществлялась по смещениям и вертикальным напряжениям. Если говорить о сравнении горизонтальных смещений для стены, то они близки по величине и характеру распределения по высоте (рисунок 55). Максимальные смещения имеет оголовок стены. Однако в большинстве вариантов смещения стены, полученные с помощью Plaxis 2D, меньше по величине. Максимальное отклонение смещений составляет 18%.

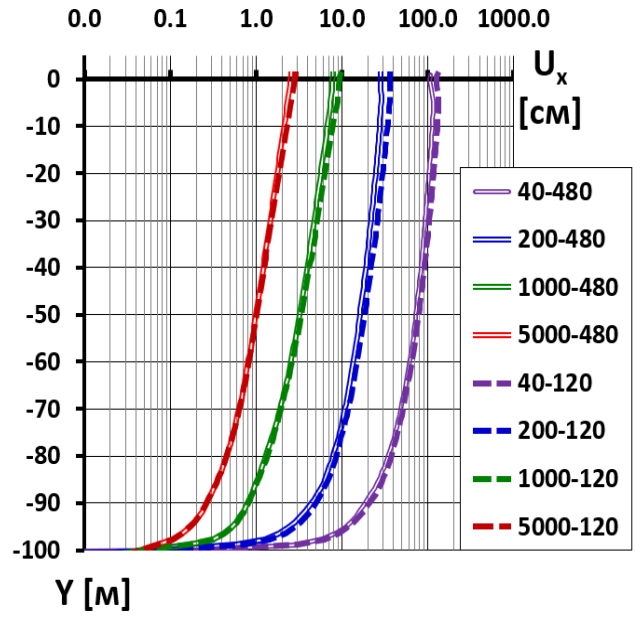
Если говорить о средних по толщине стены напряжениях (рисунок 56), то можно увидеть, что есть различия в величинах и характере их распределения по высоте. Для результатов, полученных по Plaxis 2D, характерны более высокие значения сжимающих напряжений в нижней части стены. Их максимальные значения в среднем на 35% выше, а общие отличия могут составлять в диапазоне от 15% до 60%. Различия можно объяснить различиями в моделировании



эффектов контактного взаимодействия и проскальзывания между основанием и стеной.

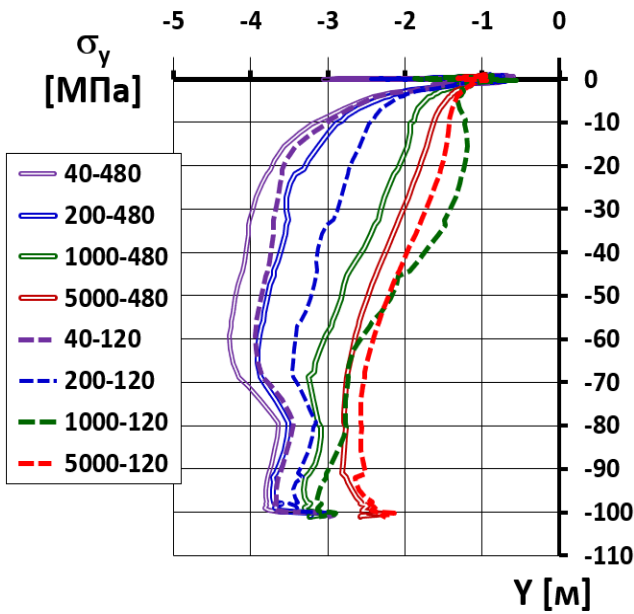


а) NDS\_N

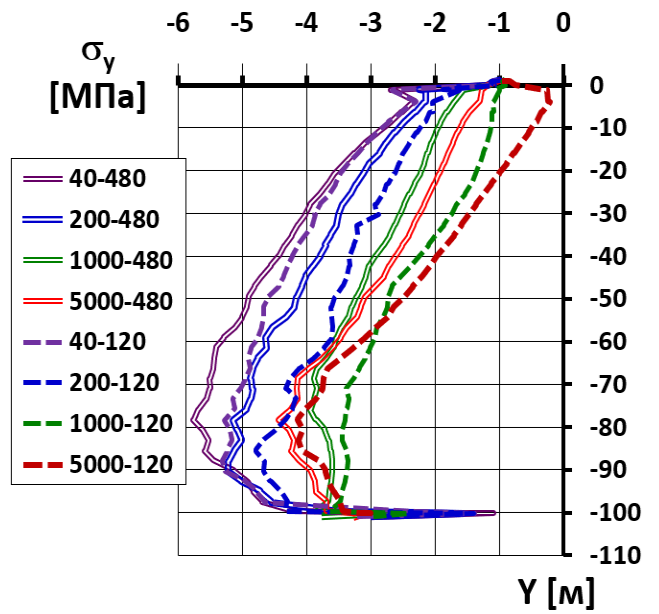


б) Plaxis 2D

Рисунок 55 – Горизонтальные смещения стены для нескольких вариантов по результатам расчётов по двум программам



а) NDS\_N



б) Plaxis 2D

Рисунок 56 – Вертикальные напряжения в стене для различных вариантов по результатам расчётов по двум программам

Оценка НДС бетонного экрана осуществлялась по прогибам и по продольным напряжениям.

Сравнение прогибов показало, что они близки по величине и характеру распределения по высоте (рисунок 57). В вариантах с нескальным основанием максимальный прогиб экран имеет в нижней части, а в вариантах с полускальным основанием – чуть ниже середины высоты плотины. Наибольшее отклонение максимальных прогибов составляет около 5%.

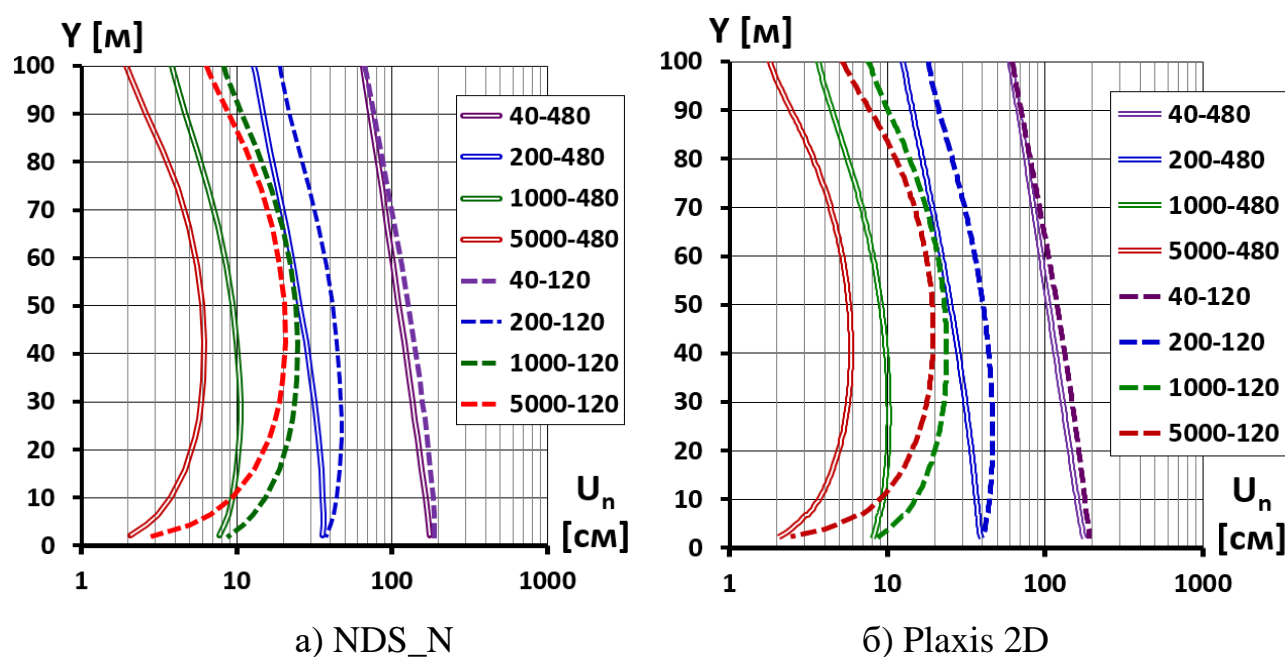


Рисунок 57 – Прогибы экрана различных вариантов по результатам расчётов по двум программам

Расчёт по обеим программам показал, что напряженное состояние экрана формируется не только за счёт деформаций изгиба, но и за счёт продольных деформаций. Это хорошо показывает распределение продольных напряжений на верховой и низовой гранях экрана, которое получено для варианта 3.А.в (рисунок 58). На большей части длины экрана изгиб выражен слабо, напряжения на гранях близки друг к другу. Экран испытывает значительные сжимающие продольные усилия. Максимум сжатия наблюдается на высоте 30 м. Величины и распределение напряжений близко к друг другу.

Количественные различия в напряжённом состоянии экрана отмечены только в его нижней части. Для результатов расчёта по программе Nds\_N характерны большие деформации изгиба и, соответственно, более неравномерное распределение напряжений между гранями.

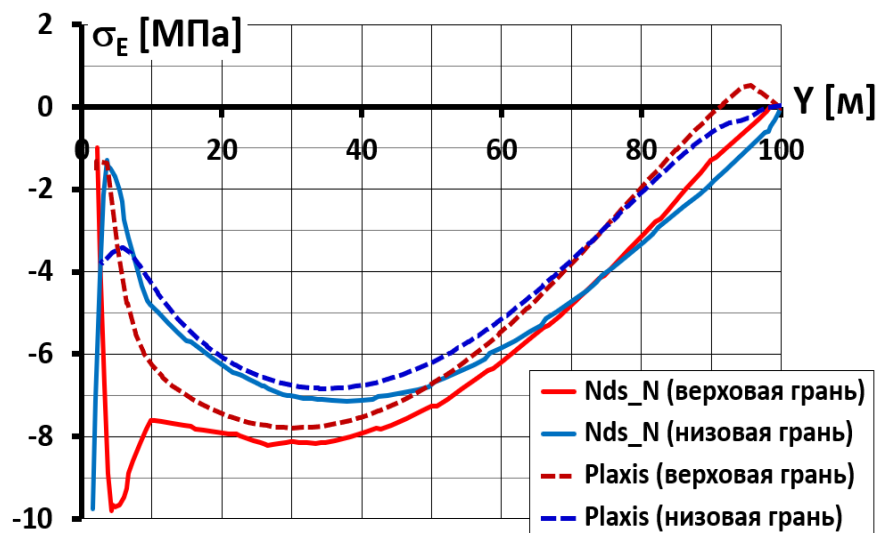


Рисунок 58 – Распределение продольных напряжений по высоте экрана (вариант 3.А.в) по результатам расчётов по двум программам

Наличие в экране значительных продольных сил получено во всех расчётных вариантах. На рисунке 59 для всех вариантов показаны продольные напряжения, средние по толщине экрана. По обеим программам получено, что чем больше различие деформируемости между основанием и плотины, тем больше величина продольных напряжений. Самые высокие сжимающие напряжения возникают при слабом основании. По обеим программам они достигают примерно 9 МПа.

В варианте 3.В.а, когда модуль деформации плотины в 12 раз превышает модуль деформации основания, по обеим программам получено, что в верхней части экрана возникают значительные растягивающие напряжения.

Для плотины на жёстком основании (варианты «d») растягивающие напряжения возникают в нижней части экрана (рисунок 59). Такой результат получен по обеим программам.

Результаты, полученные по двум программам, отличаются в основном в интенсивности продольных напряжений в экране.

Величины максимальных сжимающих напряжений в экране, близки друг к другу, но по программе Plaxis 2D они несколько меньше, чем по программе Nds\_N. Отличие составляет не более 18%.

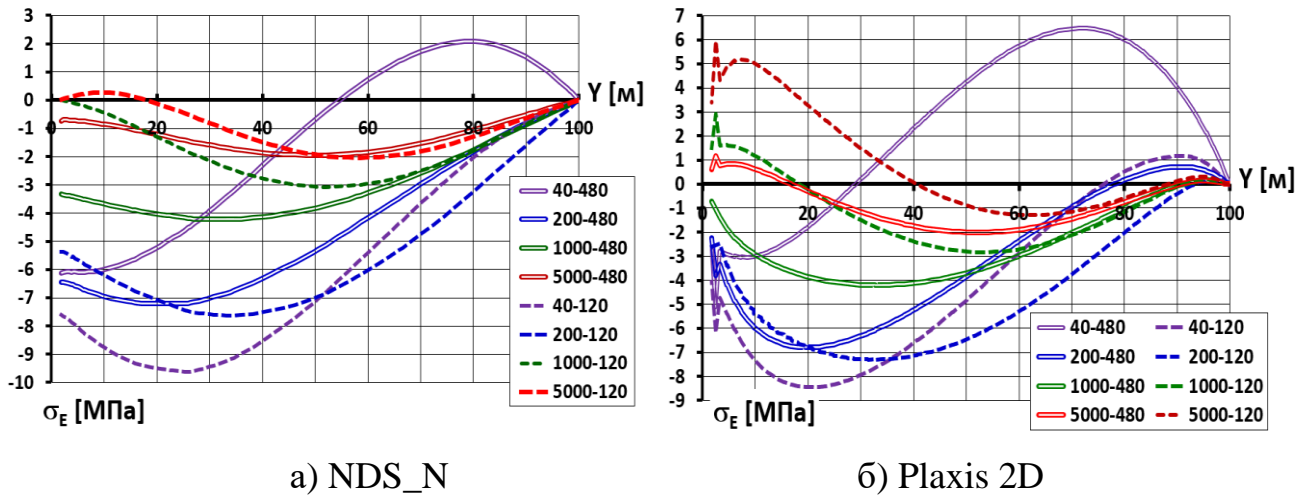


Рисунок 59 – Распределение продольных напряжений в экране для различных вариантов по результатам расчёта по двум программам

Большее различие в результатах характерно для величин растягивающих напряжений. По программе Plaxis 2D в экране проявляются более высокие растягивающие напряжения. Например, в варианте 3.А.а по программе Nds\_N растяжение достигает 2,1 МПа (рисунок 59,а), а по программе – 6,5 МПа (рисунок 59,б). В обоих случаях прочность бетона экрана будет нарушена.

Таким образом, проверочный расчёт по программе Plaxis 2D подтвердил корректность результатов моделирования НДС плотин, полученных в диссертации по авторской вычислительной программе. Отличия в результатах расчёта по программам Nds\_N и Plaxis 2D следует связывать с разными принципами моделирования контактного взаимодействия между плотиной и экраном.

### **3.3 Исследование напряженно-деформированного состояния реальной каменно-набросной плотины на нескальном основании с составным противофильтрационным устройством (в плоских и пространственных условиях)**

#### **3.3.1 Задача исследований**

Так как описанные выше исследования [112, 113] проводились для абстрактной плотины, то полученные результаты могут быть поставлены под сомнение. Чтобы получить более достоверные данные, нужно провести исследование НДС плотины на нескальном основании, для которой имеются натурные данные. Они могут быть сравнены с результатами, полученные другими исследователями.

Изучение НДС реальной плотины позволит сравнить результаты, полученные в плоской и трёхмерной постановке.

#### **3.3.2 Исследование напряженно-деформированного состояния плотины Miaojiaba в плоской и трехмерной постановке**

Для проведения исследований была выбрана каменно-набросная плотина Miaojiaba, которая расположена в Китае. Информацию о плотине содержится в работах Wen L. и др. [13, 70]. Плотина Miaojiaba имеет высоту 111 м и располагается на слое нескального основания мощностью до 50 м (рисунок 60).

В качестве ПФУ тела плотины выступает бетонный экран из марки бетона М25. Его толщина принята переменной: от 0,3 м на гребне до 0,618 м у основания. В качестве ПФУ основания выступает «стена в грунте» толщиной 1,2 м и глубиной до 50 м. Она выполнена из бетона. Сопряжение экрана и «стены в грунте» выполнено с помощью понура, который отделен от экрана периметральный швом, а от стены вертикальным швом.

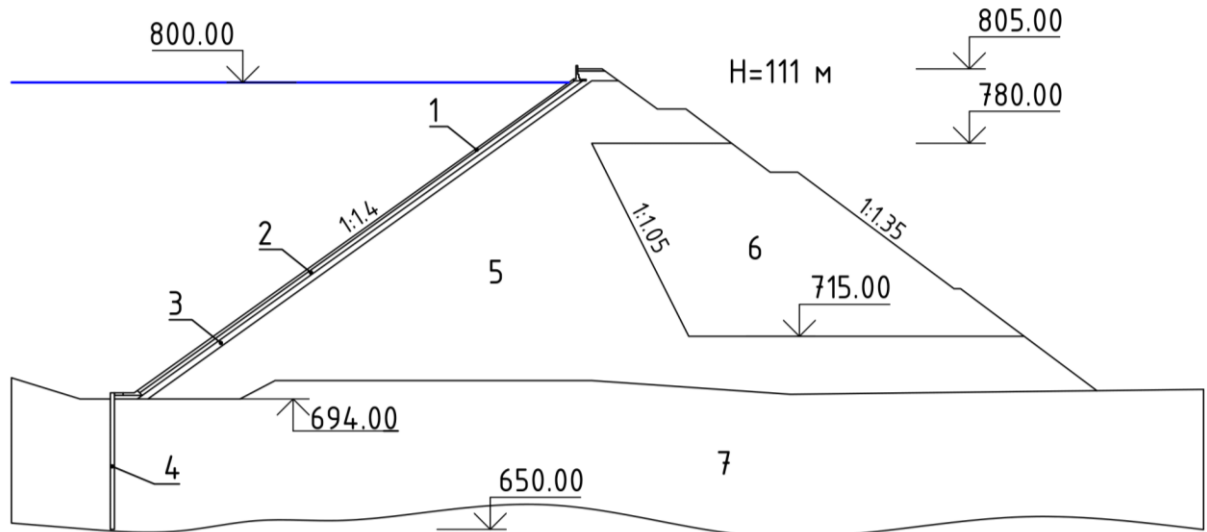


Рисунок 60 – Схема конструкции плотины Miaojiaaba

1 – бетонный экран; 2 – слой подэкрановой зоны; 3 – переходная зона; 4 – «стена в грунте»; 5, 6 – зоны каменной наброски; 7 – аллювиальные отложения основания.

Возведение плотины осуществлялось тонкими слоями в несколько стадий (рисунок 61). На первой стадии осуществляли отсыпку до отметки 740 м, на второй стадии – до отметки 780 м. Далее до этой отметки поднимали низовую призму (стадия III). После этого возводили первую очередь экрана до отметки 770 м (стадия IV). Последними стадиями были отсыпка плотины до отметки 805 м (стадия V) и устройство оставшейся части экрана (стадия VI).

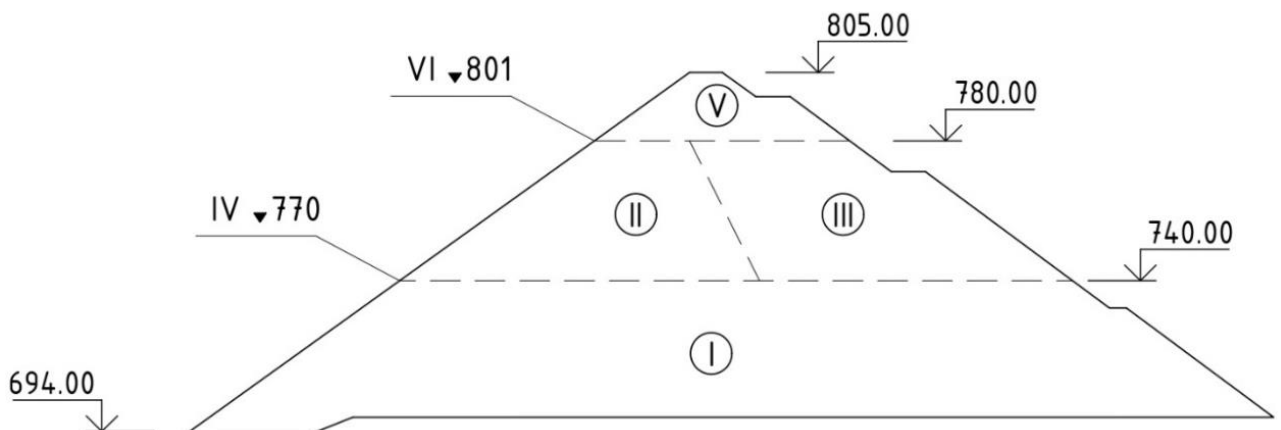


Рисунок 61 – Схема возведения плотины Miaojiaaba

Примечание – Цифрами обозначены стадии возведения плотины

Информация о натуральных измерениях перемещений была взята из работ Wen L. и др. [13, 70]. Основной задачей китайских исследователей было создание численной модели, которая с точностью воспроизводит НДС плотины в строительный и эксплуатационный период. Расчёты НДС проводились в пространственной постановке, в качестве модели грунта использовалась модель Duncan-Chang с учётом ползучести. Использование метода «обратного анализа» китайским специалистам удалось получить хорошее совпадение расчётных и натуральных перемещений сооружения.

В работах Wen L. [13, 70] было получено следующее НДС сооружение. Центральная секция экрана испытывает сжатие во всех направлениях. Продольное сжимающее напряжение достигает 6,5 МПа, а горизонтальное напряжение 3,5 МПа. Периметральный шов раскрывается на несколько сантиметров. В нижней части экрана и прибортовых секциях возникают растягивающие напряжения, достигающие 1,2 МПа. Китайскими исследователями было получено, что ПФС испытывает сложный изгиб в двух плоскостях. В зоне сопряжения со скальным основанием стена испытывает высокие растягивающие напряжения, которые достигают 5 МПа.

Наличие данных натуральных измерений и результатов численного моделирования позволило нам выполнять оценку достоверности наших исследований.

Результаты наших исследований НДС плотины Miaojiaba представлены в [114]. Расчёты НДС выполнялись в плоской и трёхмерной постановке. Плоская модель насчитывает 538 конечных элементов и 5038 степеней свободы (рисунок 62). Пространственная модель плотины Miaojiaba насчитывает 9097 элементов и 57691 степеней свободы.

При расчётах НДС моделировались 36 расчётных этапов в соответствии с ранее описанной схемой поэтапности возведения плотины и наполнения водохранилища. Прочность бетона на растяжение принималась равной 1,05 МПа, а на сжатие 14,5 МПа.

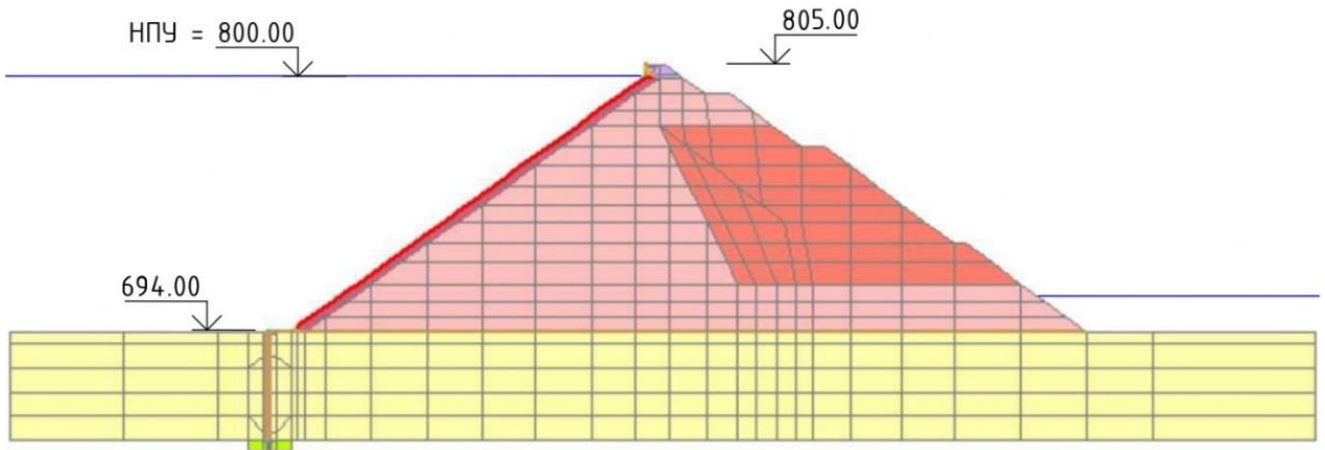


Рисунок 62 – Схема конечно-элементной модели плотины Miaojiba в поперечном сечении

Параметры модели грунтов выбирались подбором из условия соответствия расчётных перемещений экрана и стены с результатами натурных измерений. Окончательные характеристики представлены в таблице 6.

Таблица 6 – Расчётные характеристики материалов модели плотины Miaojiba

Элемент расчётной схемы	E [МПа]	$\nu$	$\varphi$	c [кПа]
основание	216	0.35	36°	0
верхний и нижний слои основания	165	0.35	36°	0
бетон экрана	29000	0.20	-	-
бетон стены	29000	0.20	-	-

Примечание: E – модуль линейной деформации;  $\nu$  – коэффициент Пуассона;  $\varphi$ , c – соответственно угол внутреннего трения и удельное сцепление.

При расчётах принималось, что экран уложен на слой битумной мастики с целью для снижения трения между экраном и подэкрановой зоной. Касательная жёсткость контакта экрана и подэкрановой зоны была принята равной 50 МПа/м.

В конечно-элементной модели учитывалось наличие в экране вертикальных межсекционных швов. Нормальная жёсткость шва была принята равной 500 МПа/м.

В результате численного моделирования было получено следующее НДС бетонного экрана.



Экран выгибается в сторону нижнего бьефа. Максимальный прогиб экрана в (в трёхмерной постановке, 3D) располагается ближе к основанию. Он составляет 26 см, что близко к натурным данным, где прогиб составлял 23,6 см (рисунок 63).

Распределение по высоте натуральных прогибов экрана имеет более скачкообразный характер. Величины и характер распределения расчётных прогибов в целом совпадает с натурными. Существенное различие измеренных и расчётных прогибов заметно лишь в нижней части экрана, однако следует отметить противоречивость натуральных измерений, по которым измеренная осадка основания значительно больше той, которая должна возникать при соответствующем прогибе.

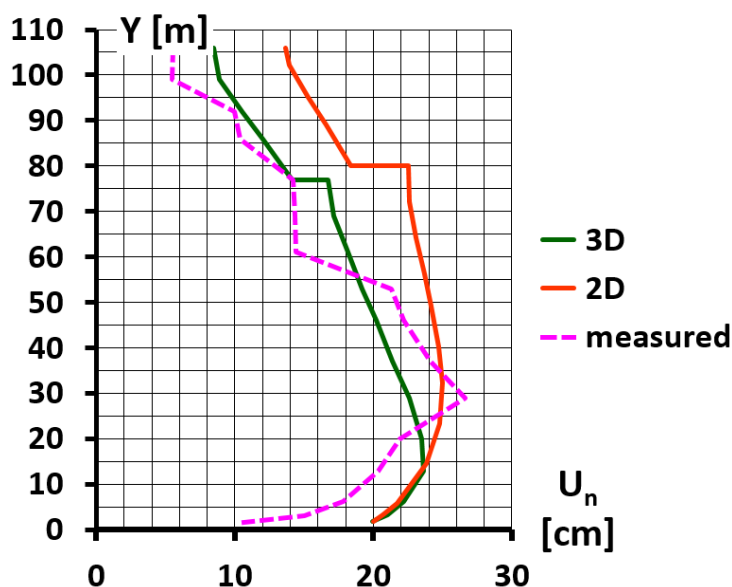


Рисунок 63 – Расчётные и измеренные прогибы бетонного экрана

2D – плоская задача; 3D – пространственная задача; measured – измеренные значения.

Сравнение результатов решения плоской и пространственной задачи НДС показало, что учёт реальной формы створа приводит к уменьшению прогибов верхней части экрана почти в 2 раза. В пространственных условиях экран имеет максимальной прогиб в русловой части, а по направлению к бортам он значительно уменьшается (рисунок 64). Из этого следует, что в трёхмерной постановке экран испытывает изгиб в двух плоскостях, а в плоской – изгиб только в вертикальной плоскости.

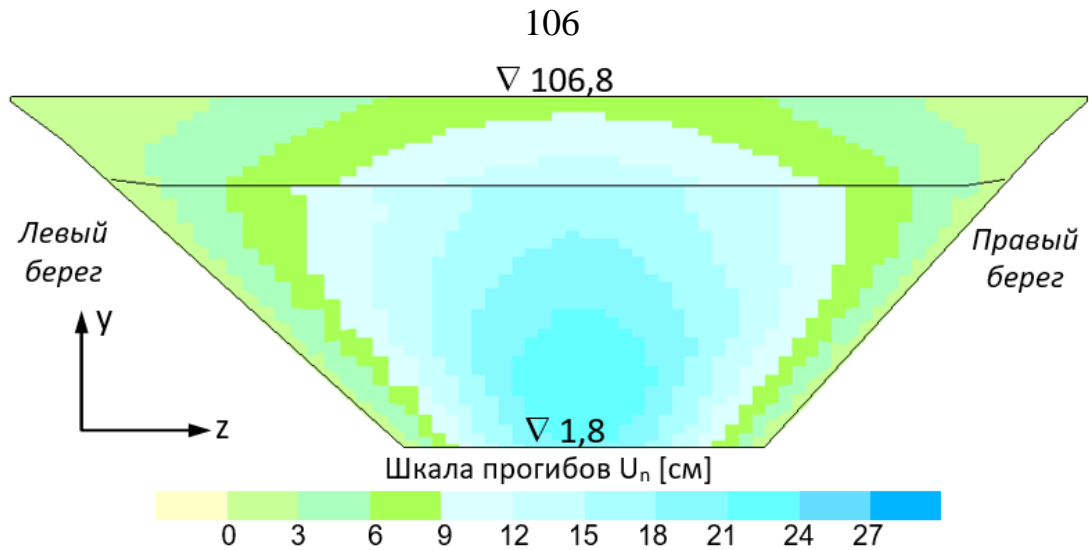


Рисунок 64 – Прогибы экрана в пространственных условиях

Следует отметить, что несмотря на похожесть величин прогибов в плоской и пространственной задачах, они сформированы совершенно иначе. В плоских условиях в значениях прогибов большую долю образуют горизонтальные смещения. По результатам решения плоской задачи максимальные смещения достигают 23 см, в то время как в трёхмерной – лишь 16 см (рисунок 65,а). В свою очередь осадки ведут себя обратным образом: в пространственной задаче они достигают 16 см, что больше, чем значение 14 см в плоской задаче (рисунок 65,б).

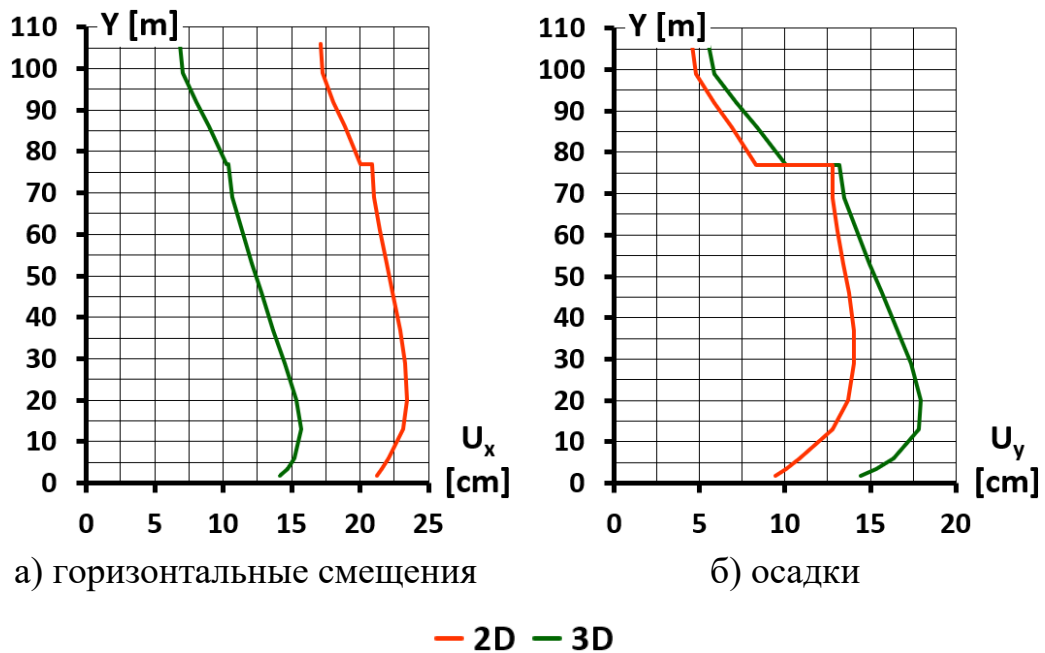


Рисунок 65 – Горизонтальные смещения и осадки экрана

2D – плоская задача; 3D – пространственная задача; measured – измеренные значения.

Это говорит о том, что деформации экрана в плоских и пространственных условиях значительно отличаются.

Анализ напряжений в бетонном экране показал, что большая часть экрана испытывает сжатие во всех напряжениях. Продольные сжимающие напряжения достигают своего максимума в одной из русловых секций экрана (рисунок бб). Моментная составляющая в распределении продольных напряжений выражена слабо, в основном они сформированы продольными силами. По результатам наших расчётов периметральный шов сомкнут, поэтому продольные напряжения в экране появляются не только из-за сил трения на контакте с плотиной, но и из-за силы, которое передаётся со стороны понура.

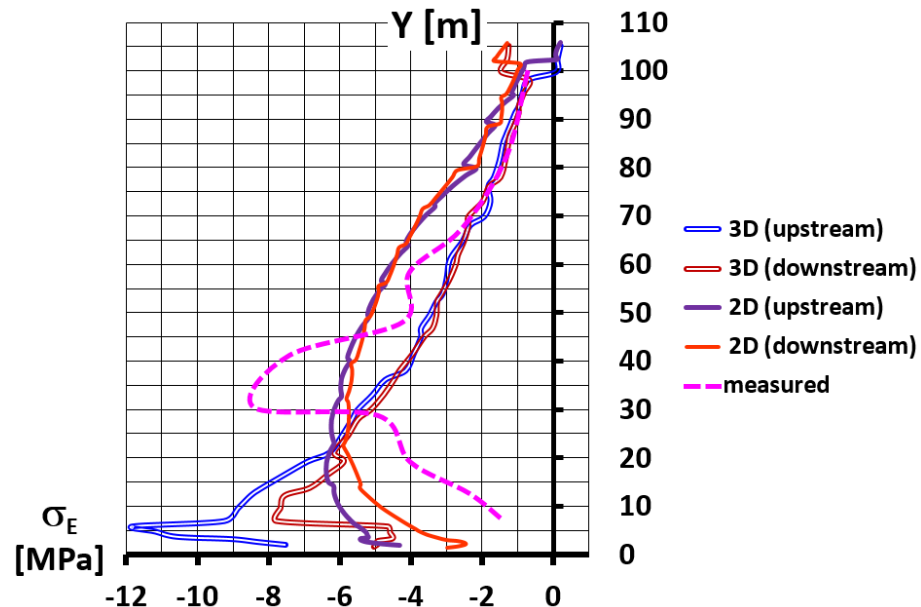


Рисунок бб – Продольные напряжения на верховой и низовой грани экрана

2D – плоская задача; 3D – пространственная задача; measured – измеренные значения; upstream – верховая грань; downstream – низовая грань.

По данным натурных наблюдений максимальное сжимающие продольное напряжение достигает 8 МПа, а среднее значение находится в районе 4 МПа (рисунок бб). По результатам наших расчётов был получен близкий уровень сжимающих напряжений в экране, однако имеются различия в характере распределения напряжений. Особенно заметны эти различия в пространственных

условиях. Нижняя часть экрана испытывает значительные сжимающие напряжения, которые достигают 12 МПа.

В горизонтальном направлении центральная часть экрана также испытывает сжимающие напряжения (рисунок 67).

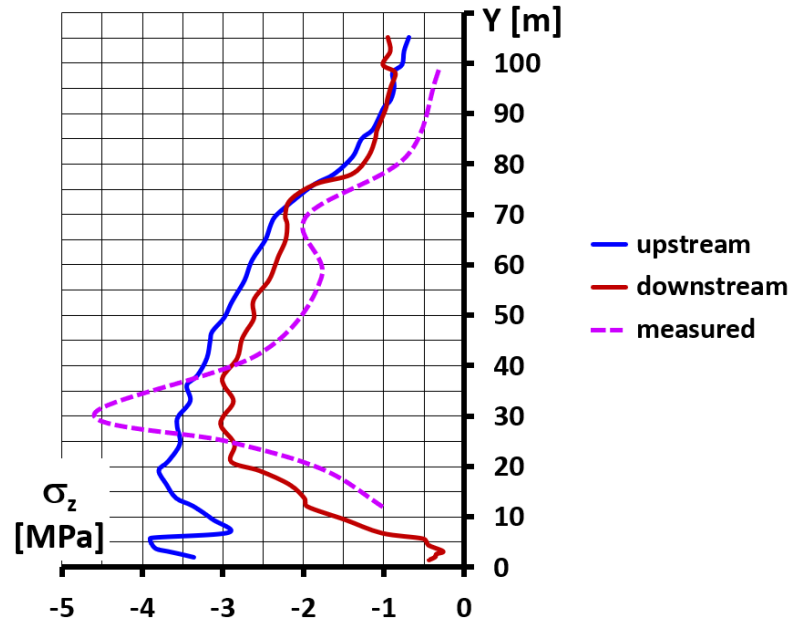


Рисунок 67 – Горизонтальные напряжения на гранях экрана  
measured – измеренные значения; upstream – верховая грань; downstream – низовая грань.

Высокие сжимающие напряжения характерны только для русловых секций экрана, где плотина располагается на слое нескальных грунтов. Напротив, в бортовых секциях экрана сжимающие напряжения малы (рисунок 68).

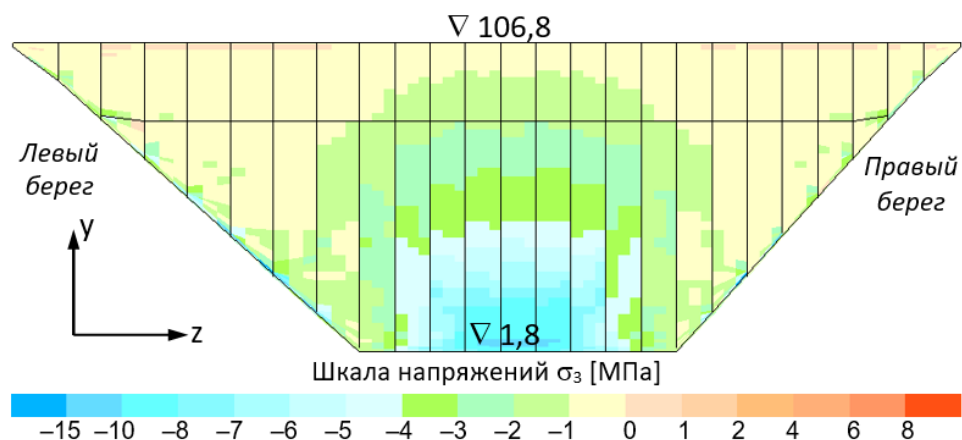


Рисунок 68 – Минимальные главные напряжения на верховой грани экрана [114]

Бортовые секции могут испытывать растягивающие напряжения (рисунок 69). Как было показано Саиновым М.П. в [115], такое напряжённое состояние характерно для плотин на скальном основании, а бортовые участки плотины как раз и располагаются на скале. По результатам расчётов растягивающие напряжения в зонах концентрации достигают 4 МПа, что превышает предел прочности бетона на растяжение.

Эти расчётные напряжения могут быть снижены за счёт учёта более частой разрезки экрана вертикальными швами и учёта армирования. В целом прочностное состояние бетонного экрана можно считать удовлетворительным.

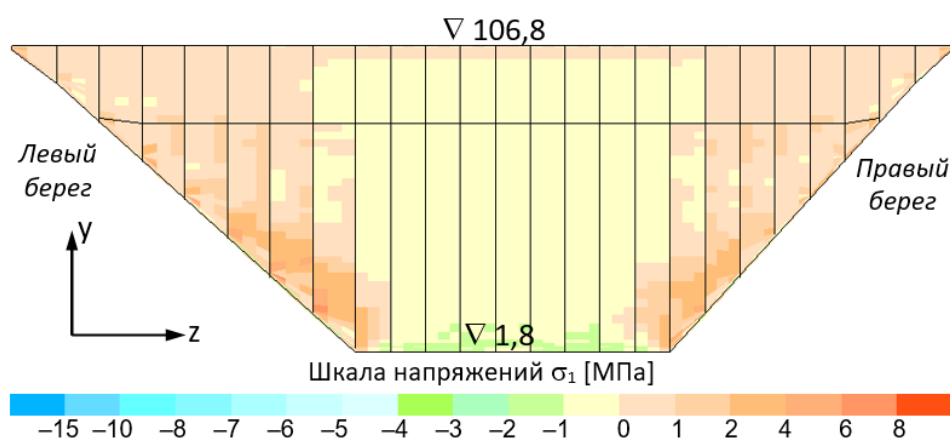


Рисунок 69 – Максимальные главные напряжения на верхней грани экрана [114]

Теперь рассмотрим НДС противофильтрационной стены, выполненной в основании.

Анализ перемещений ПФС показал, что она испытывает сложное НДС, которое к тому же изменяется по мере строительства и наполнения водохранилища.

Во время строительства плотины ПФС смещается в сторону НБ, этим смещения вызваны деформациями расширением основания под действием веса плотины. При наполнении водохранилища ПФС под действием гидростатического давления смещается в сторону ВБ. Максимальное смещение наблюдается в верхней центральной части стены и составляет 9,3 см, что близко к натурным данным (рисунок 70).

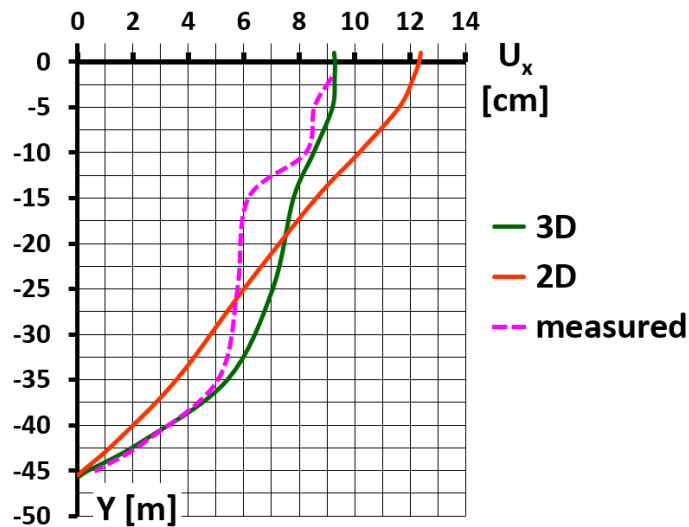


Рисунок 70 – Смещения противофильтрационной стены после наполнения  
2D – плоская задача; 3D – пространственная задача; measured – измеренные значения.

Смещения  $U_x$  стены (в направлении из бьефа в бьеф) в плоских задачах имеют более равномерный характер распределения по высоте, чем в пространственных. Эпюра смещений близка к прямой линии. В трёхмерной задаче стена испытывает сложные изгибные деформации в двух плоскостях (рисунок 71).

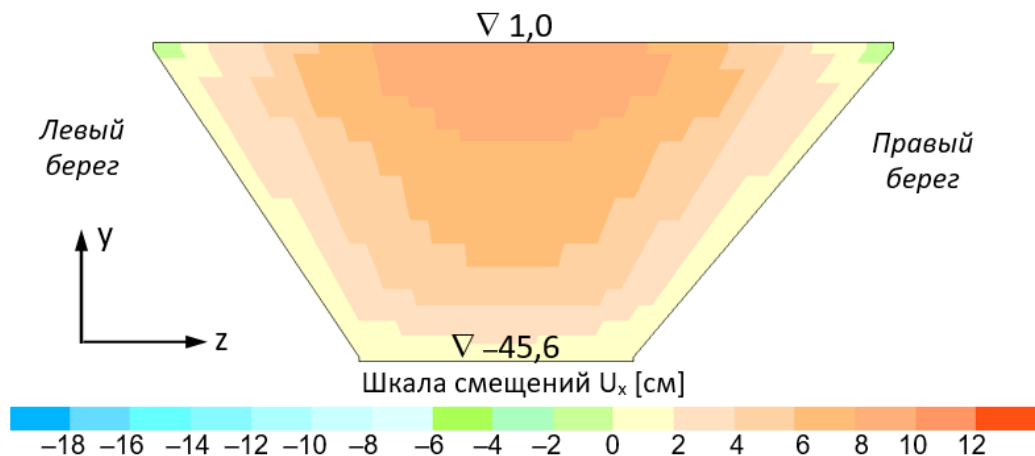


Рисунок 71 – Смещения противофильтрационной стены

При возникновении прогибов ПФС получает горизонтальные смещения  $U_z$  в направлении от бортов к руслу (рисунок 72). Они приводят к отрыву стены от скальных бортов, что может вызвать нарушения герметичности

противофильтрационной защиты. Максимальное смещение стены составляет 1,2 см.

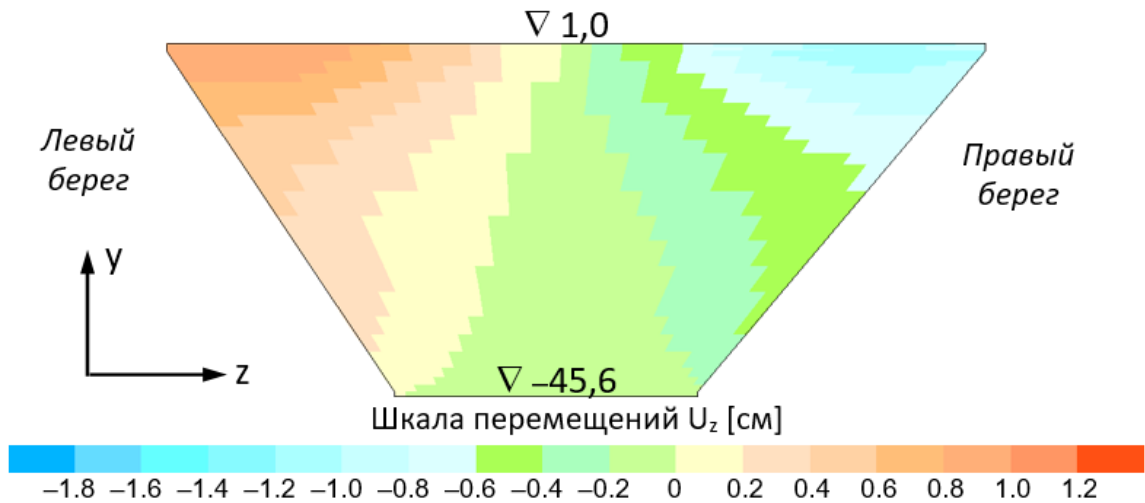


Рисунок 72 – Горизонтальные смещения противофильтрационной стены в направлении от борта к борту

При формировании напряжённого состояния стены большую роль играют деформации изгиба и продольные силы. В распределении вертикальных напряжений  $\sigma_y$  в стене можно выделить 4 характерных участка (рисунок 73).

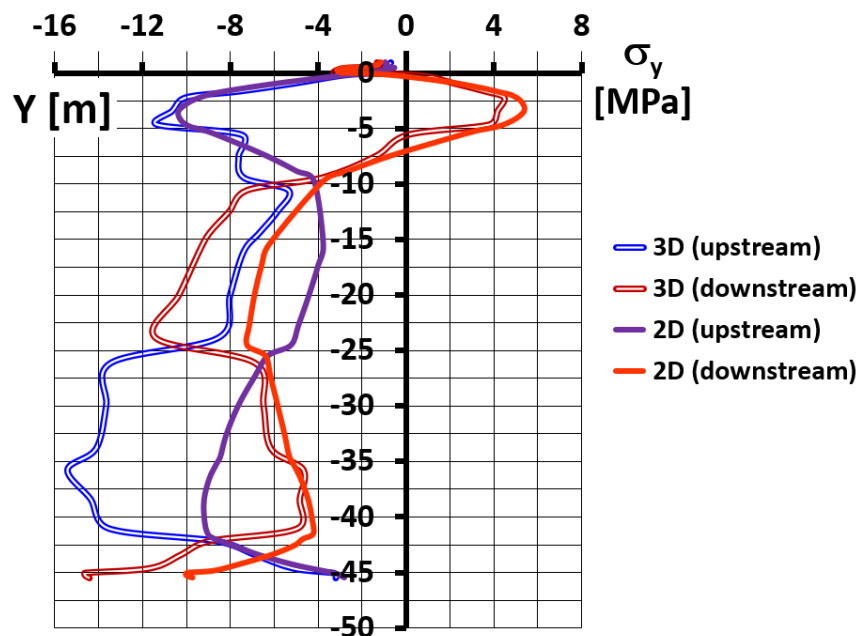


Рисунок 73 – Вертикальные напряжения в противофильтрационной стене  
2D – плоская задача; 3D – пространственная задача; upstream – верховая грань; downstream – низовая грань.

Первый участок находится на глубине до 10 м, он характеризуется зоной высоких растягивающих напряжений на низовой грани, которые возникают из-за упора стены в жесткий бетонный понур. В пространственной задаче эти напряжения достигают 5,3 МПа, а в плоской – 4,5 МПа (рисунок 73). Данные напряжения больше прочности бетона на растяжение. На верховой грани стены возникают сжимающие напряжения. В плоской задаче они достигают 10,4 МПа, а в пространственной – 11,4 МПа. Эти значения не превышают предел прочности бетона на сжатие.

Второй участок располагается на глубине от 10 до 25 м и характеризуется слабыми деформациями изгиба и нарастанием по глубине сжимающих напряжений.

Третий участок располагается на глубине от 25 до 40 м. На нём изгиб стены в сторону нижнего бьефа интенсифицируется. На этом участке в плоской задаче сжимающие напряжения достигают своего максимума и на верховой грани составляют 15,4 МПа.

Четвертый участок (ниже 40 м) характеризуется изгибом стены в сторону ВБ, который вызван её заделкой в скальное основание. Максимум сжатия наблюдается на низовой грани стены.

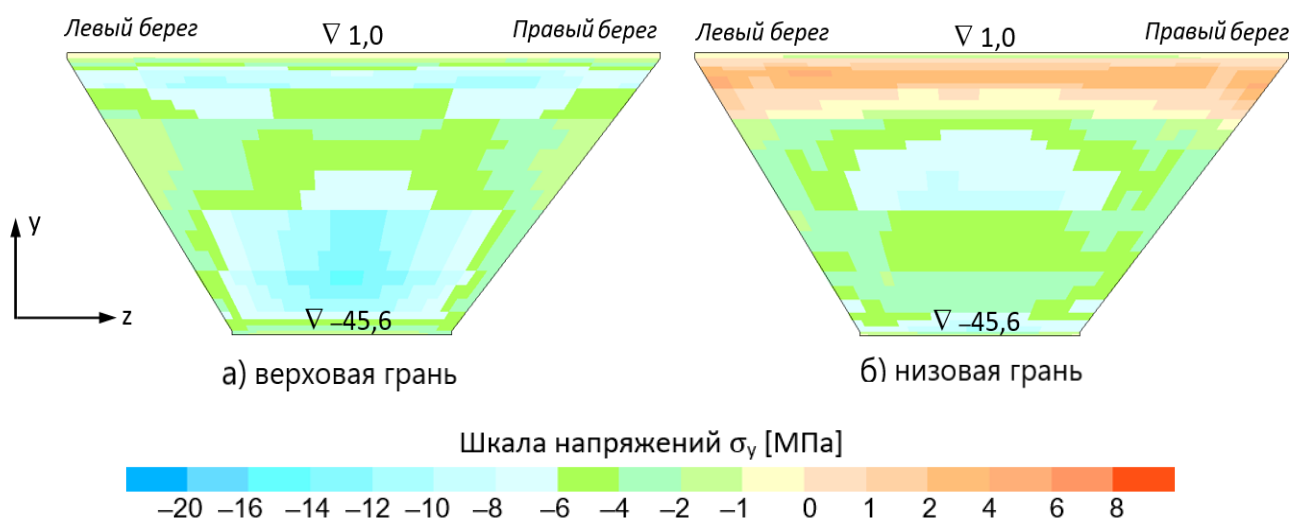


Рисунок 74 – Распределение вертикальны напряжений на гранях стены



Если сравнивать результаты в плоской и пространственной задаче, то можно сказать, что характер распределения вертикальных напряжений практически одинаков. Отличие заключается лишь в значениях напряжений. Для пространственных условий характерны более высокие сжимающие силы в ПФС (рисунок 74).

Наиболее опасным участком стены является первый участок, так как на нём низовая грань стены испытывает растягивающие напряжения. Эти напряжения превышают прочность бетона на растяжение, поэтому возникает опасность образования горизонтальных трещин. Для снижения данных напряжений можно выполнять понур из менее жестких материалов и разрезать его вертикальными швами.

Кроме того, была выявлена опасность образования в стене и вертикальных трещин. По результатам расчёта в стене возникают растягивающие горизонтальные напряжения  $\sigma_z$  в направлении от борта к борту (рисунок 75). В центральной части стены на низовой грани они достигают до 4 МПа, что превышает прочность бетона на растяжение. Кроме того, верхняя часть стены отрывается на глубину до 25 м, что создаёт опасность нарушения герметичности противофильтрационной защиты.

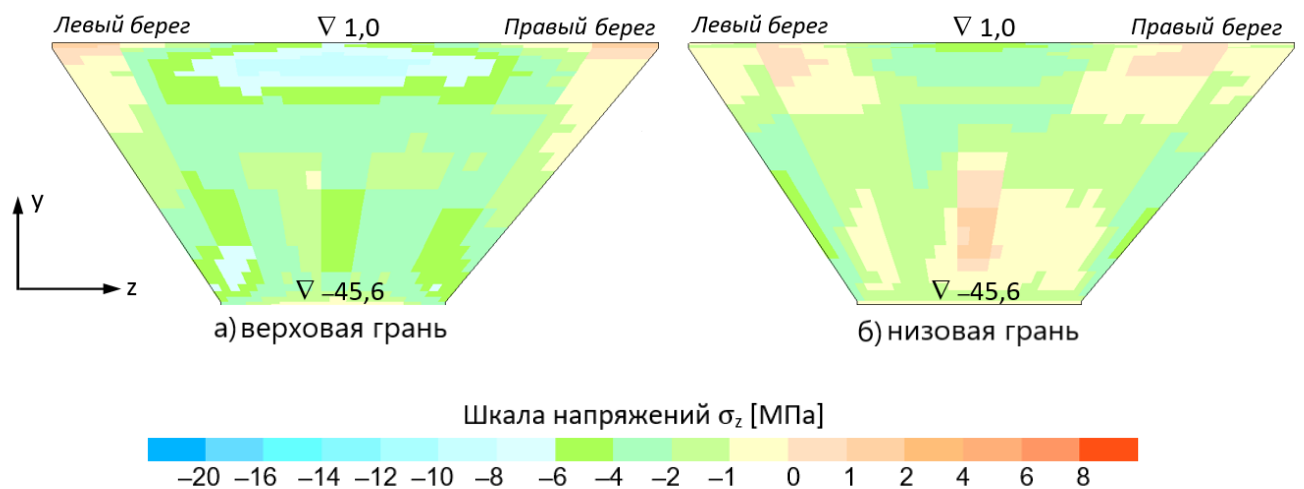


Рисунок 75 – Горизонтальные напряжения  $\sigma_z$  на верховой и низовой грани стены

Наименее работоспособной частью составного ПФУ оказался соединительный бетонный понур.

Анализ НДС понура показал, что он испытывает неравномерные осадки. По данным натурных наблюдений разница осадок между левым и правым краем понура составляет около 5 см. По нашим расчётам в плоской задаче разница осадок между левыми и правыми краем понура составляет 3 см, а в пространственной задаче 5,4 см. Совпадение натурных и расчётных осадок понура хорошее.

Из-за неравномерных осадок верхняя грань понура испытывает сжимающие деформации, а нижняя – растягивающие напряжения (рисунок 76).

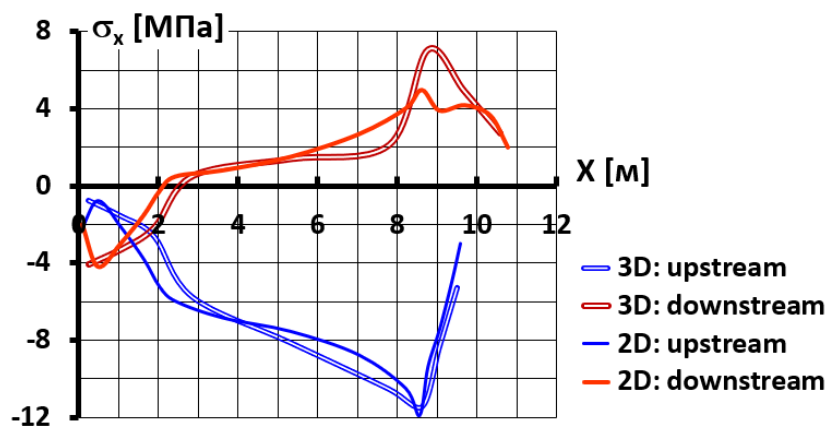


Рисунок 76 – Горизонтальные напряжения на верхней и нижней грани понура

2D – плоская задача; 3D – пространственная задача; upstream – верховая грань; downstream – низовая грань.

Понур также испытывает продольную силу интенсивностью от 2 до 3 МПа, таким образом понур работает на внецентренное сжатие. Наибольшие напряжения возникают в зоне сопряжения экрана и понура. Сжимающие напряжения достигают 12 МПа. Растягивающие напряжения достигают 7 МПа, что превышает прочность бетона на растяжение. Эти результаты свидетельствуют о том, что разрезка понура вертикальными швами, применяемая на многих плотинах, является остро необходимой. Она предназначена для уменьшения растягивающих напряжений.

Полученные нами результаты исследования НДС плотины Miaojiaba [114] были сравнены с результатами исследований китайских учёных [13, 70]. Имеются как качественные, так и количественные отличия.

Китайским исследователям удалось более точно отобразить резкое снижение напряжений в нижней части экрана. В наших исследованиях данное снижение наблюдалось только в плоской задаче. Возможно, это связано с разными результатами по поведению периметрального шва. В китайских исследованиях шов раскрывается на несколько сантиметров, в наших он остается сомкнутым. Натурных данных о раскрытии шва нет.

Некоторые различия имеются в величинах растягивающих напряжений в бортовых секциях экрана. По результатам наших исследований они достигают 4 МПа, у китайских исследователей – до 2 МПа. Однако, следует отметить, что нами использованы более сложные конечные элементы с большим (до 125) количеством точек интегрирования, в которых фиксируются напряжения. У китайских же исследователей поле напряжений аппроксимировано изостатами.

Главное различие в результатах расчёта НДС ПФС заключается в уровне растягивающих напряжений в стене. По результатам расчётов китайских специалистов, в прибортовой области стены возникают значительные растягивающие напряжения величиной до 5 МПа. По нашим исследованиям, растягивающие напряжения в ПФС существенно меньше. Эти отличия объясняется различие в граничных условиях. В исследованиях китайских специалистов были приняты условия жёсткой заделки стены в скальный массив, а в наших исследованиях воспроизводилась возможность отрыва стены от скальных бортов. В наших исследованиях смоделирован отрыв верхней части стены, что привело к снижению растягивающих напряжений в стене, т.е. более точно воспроизводится условия формирования НДС ПФС.

На основании результатов исследований НДС плотины Miaojiaba можно сделать следующие выводы:

1. Составной противofильтрационный элемент каменно-набросной плотины, состоящий из бетонного экрана и противofильтрационной стены в

основании, находится в сложном напряженно-деформированном состоянии. Для него характерны сложные, пространственные изгибные и продольные деформации, а также нелинейные эффекты контактного взаимодействия элементов конструкции.

2. Для детального и адекватного моделирования ПФУ необходим учёт нелинейных эффектов контактного взаимодействия элементов конструкции, которые имеют большую роль в формировании НДС составного ПФУ. К таким факторам относятся разрезка экрана вертикальными швами, возможность отрыва стены от скального основания, мероприятия по снижению трения на контакте экрана с плотиной.

3. Напряжённое состояние экрана плотины, расположенный на основании сложного строения, различается в зависимости от жёсткости основания. На русловом участке НДС экрана характеризуется наличием высоких сжимающих напряжений, а на бортовых участках – растягивающими напряжениями.

4. Наиболее опасными участками составного ПФУ, в которых может происходить нарушение герметичности, являются участки примыкания экрана к скальному основанию, а также зона примыкания стены к бетонному понуру. На этих участках могут возникать растягивающие напряжения, которые значительно превышают прочность бетона на растяжение. Без принятия специальных мер, тут будут образовываться трещины. Противофильтрационную стену рекомендуется выполнять не из жёсткого бетона, а из глиноцементобетона. Особые опасения вызывает напряжённое состояние понура, во избежание образования трещин следует выполнять его разрезку швами.

5. Сравнение результатов плоской и пространственной задачи показало, что учет трехмерных условий значительно влияет на значения напряжений и перемещений, а также их характер распределения. Решение задачи НДС в пространственной постановке позволяет зафиксировать появление напряжений в бетонном экране, а также отрыв ПФС от скальных бортов. Однако, даже решение задачи НДС в плоской постановке позволяет найти уязвимые элементы конструкции.

Эти выводы в целом подтверждают результаты, сделанные нами ранее в описанном выше методическом исследовании, выполненном в плоской постановке.

### 3.3.3 Исследование влияние материала понура и стены на напряженно-деформированное состояние составного противofiltrационного устройства

Проведенные выше исследования показали, что наиболее уязвимым элементом конструкции составного ПФУ является соединительный понур. Его жёсткость негативно влияет на напряжённое состояние и прочность экрана и ПФС. В связи с этим было высказано предположение о необходимости выполнения понура и стены из менее жестких материалов.

Для проверки эффективности данной рекомендации было выполнено исследование НДС составного ПФУ, в котором ПФС выполнялась из глиноцементобетона, понур выполнялся из асфальтобетона и при этом понур покрывал оголовок стены (рисунок 77). Данный вариант конструкции обозначен как вариант №2.

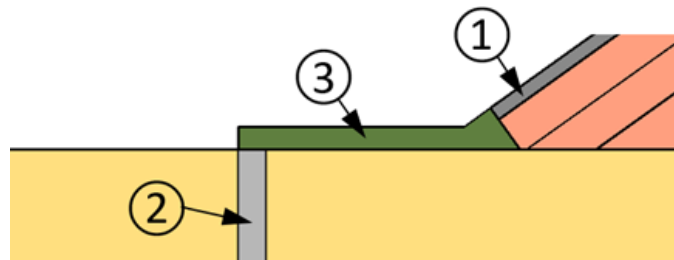


Рисунок 77 – Схема сопряжения элементов составного ПФУ

1 – бетонный экран; 2 – противofiltrационная стена из глиноцементобетона; 3 – понур из асфальтобетона.

Модуль деформации глиноцементобетона стены принимался равным 1000 МПа, а асфальтобетона – 60 МПа.

Проводилось сравнение НДС для исходного варианта №1 (с понуром и стеной из бетона) и рассматриваемого варианта №2 (с понуром из асфальтобетона).

Анализ показал, что применение в ПФУ менее жестких материалов привело к увеличению горизонтальных смещений экрана. Его максимальный прогиб увеличился на 0,8 см (рисунок 78).

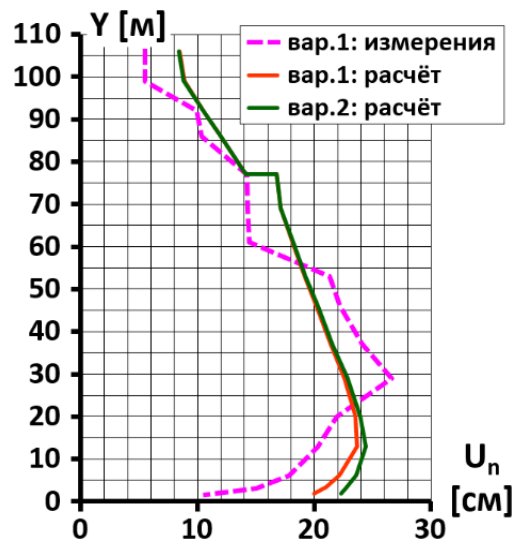


Рисунок 78 – Прогибы бетонного экрана

При этом уровень сжимающих продольных сил в экране существенно упал – практически в 2 раза (рисунок 79).

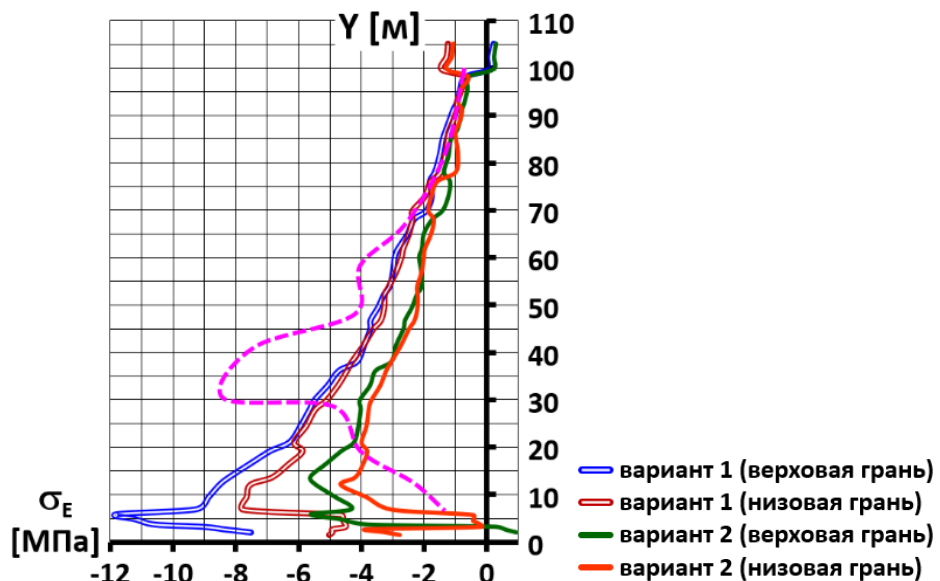


Рисунок 79 – Продольные напряжения в экране

Однако эти важные изменения произошли только в русловой части экрана, а в бортовых секциях растягивающие напряжения изменились мало.

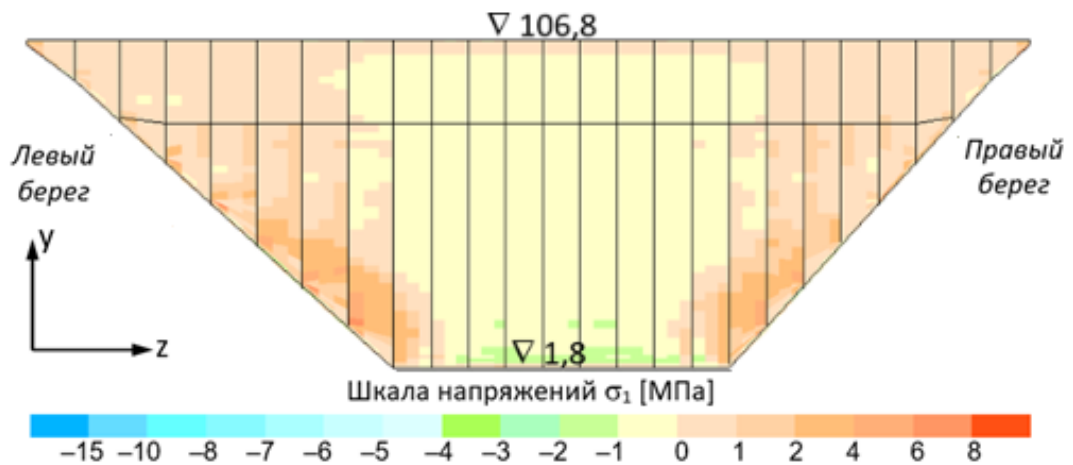


Рисунок 80 – Главные максимальные напряжения на верховой грани экрана

Анализ НДС ПФС показал, что произошло значительное увеличение смещений оголовка, так как стена не упирается в понур. Максимальное расчётное стены смещение достигает 14 см (рисунок 81).

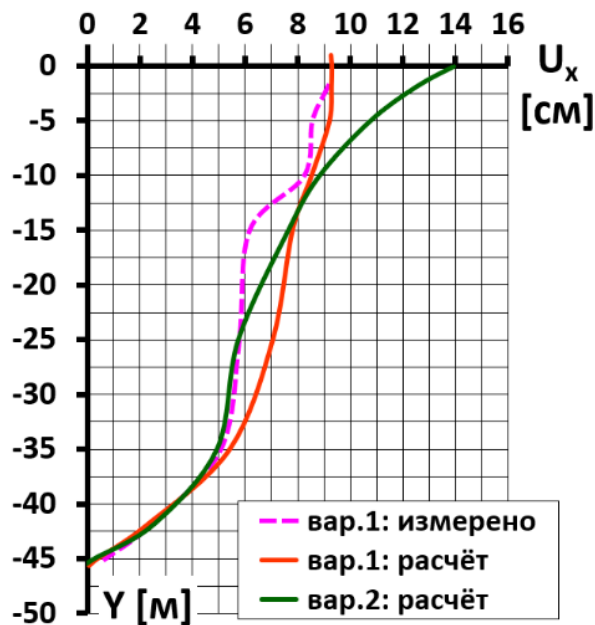


Рисунок 81 – Горизонтальные смещения стены

При этом увеличение деформаций не несёт существенного негативного эффекта благодаря тому, что стена выполнена из глиноцементобетона (рисунок 82). Растягивающих напряжений в стене не возникает, а сжимающие напряжения

в стене достигают 4 МПа и не превышают прочность глиноцементобетона на одноосное сжатие.

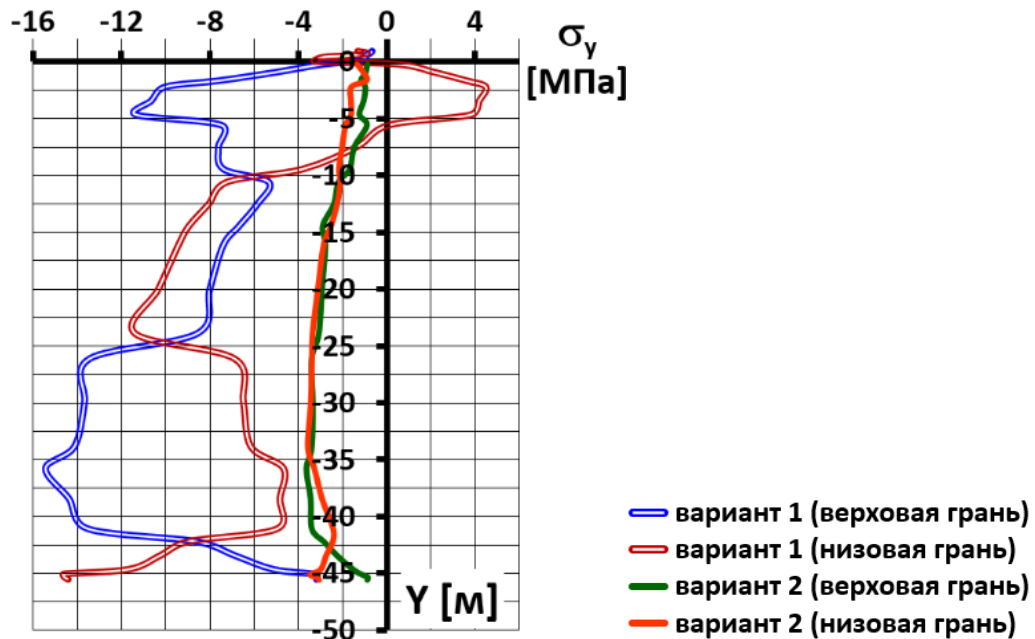


Рисунок 82 – Вертикальные напряжения в стене

Из проведенного исследования можно сделать следующие выводы:

Если элементы составного ПФУ выполнены из жестких материалов, то возникает вероятность возникновения в ПФС значительных напряжений, которые повлекут за собой нарушение герметичности. К таким явлениям относятся образование трещин в оголовке стены и отрыв стены от скального основания.

Для того чтобы обеспечить работоспособность ПФС в составном ПФУ следует выполнять стену из глиноцементобетона, а понур из асфальтобетона. Это позволит «сгладить» влияние деформаций изгиба на напряженное состояние.

### Выводы к главе 3:

1. НДС каменно-набросной плотины с бетонным экраном очень сильно зависит от жёсткости основания. Соответственно, условия работы бетонного экрана плотины, расположенной на нескальном основании, существенно отличаются от условий работы плотины на скальном основании.



Можно выделить следующие основные особенности НДС бетонного экрана плотины, расположенной на нескальном основании. Во-первых, бетонный экран имеет бóльшие значения перемещений (смещений, осадок, прогибов). Во-вторых, перемещения экрана распределены по высоте более равномерно, поэтому деформации изгиба экрана выражены слабее. В-третьих, экран испытывает значительные продольные силы, которые передаются на экран через трение. Как правило, эти силы – сжимающие, однако при «мягком» основании в верхней части экрана могут возникать растягивающие силы.

2. Степень проявления перечисленных особенностей НДС экрана зависит от соотношения модулей деформации плотины и основания, а также от толщины слоя нескального основания. Чем выше данное соотношение и чем больше толщина основания, тем выше продольные силы в экране.

3. Сжимающие и растягивающие продольные силы представляют основную опасность для прочности бетонного экрана плотины, расположенной на нескальном основании. Вызванные ими напряжения в экране могут быть сопоставимы с прочностью бетона или даже превышать её. Установлено, что благоприятное НДС экрана наблюдается, когда соотношение модуля деформации тела плотины и модуля деформации основания не превышает 3.

Для обеспечения прочности бетонного экрана могут быть рекомендованы следующие мероприятия:

- снижение деформируемости основания путём закрепления грунтов;
- уменьшение сжимающих продольных напряжений в экране за счёт выполнения периметрального шва достаточно широким, с заполнением мягким материалом;
- уменьшение продольных сил в экране за счёт уменьшения трения на контакте с плотиной.

4. Большое значение для формирования НДС бетонного экрана плотины, расположенной на нескальном основании, имеет устройство в основании противофильтрационной стены. При устройстве ПФС меняется схема восприятия плотиной нагрузок, действующие на ПФС силы гидростатического давления

вызывают дополнительные перемещения основания и плотины. Устройство ПФС почти не изменяет качественную картину НДС бетонного экрана, но существенно сжимающие и растягивающие напряжения в нём. Поэтому влияние ПФС может иметь решающее значение с точки зрения обеспечения прочности бетонного экрана.

5. Все элементы составного ПФУ работают в сложных условиях, что прежде всего объясняется влиянием сложных инженерно-геологических условий основания. Они работают как на восприятие деформаций изгиба, так и на восприятие существенных продольных деформаций (укорочения и даже удлинения).

6. Для прочности выполненной в основании противofильтрационной стены опасность представляют сжимающие вертикальные силы от трения по грунту, а также деформации изгиба в зоне сопряжения стены со скальным основанием и понуром. Во избежание потери прочности на сжатие и/или растяжение, необходимо использовать в стене глиноцементобетон, который по своей деформируемости приближен к грунтам основания.

7. Наиболее уязвимым элементом конструкции составного ПФК является соединительный понур. Вследствие деформаций изгиба растягивающие напряжения в нём могут в несколько раз превышать прочность бетона на растяжение. Во избежание потери прочности бетонный понур необходимо разрезать податливыми швами на несколько плит. Т.к. местоположение возможных трещин в понуре предсказать сложно, целесообразно выполнять понур из менее жёстких материалов, например, из асфальтобетона.

8. Особенности конструкций (прежде всего жёсткость) каждого из элементов конструкции составного противofильтрационного устройства, а также схемы их сопряжения существенно влияют на НДС и прочность других его элементов. Их проектирование должно вестись в комплексе. Выполнение стены и понура из менее жестких материалов позволяет существенно улучшить улучшения НДС составного ПФУ и повысить прочность его элементов.

9. Сравнение результатов расчёта, полученных за счет авторской программы NDS\_N, с результатами программного комплекса Plaxis 2D показали, что смещения ПФЭ не имеют сильных различий по значениям и распределениям по высоте. Однако, из-за того что данные программные комплексы по-разному моделируют эффекты контактного взаимодействия между грунтовыми и негрунтовыми конструкциями, то и результаты по напряжениям отличаются. Хотя общая картина распределения напряжений более-менее одинакова. Это говорит о том что расчёт по программе Plaxis 2D подтвердил корректность результатов моделирования НДС плотин, полученных в диссертации по авторской вычислительной программе

## **ГЛАВА 4. ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ КАМЕННО-НАБРОСНЫХ ПЛОТИН С БЕТОННЫМ ЭКРАНОМ И ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННОЙ СТЕНОЙ В ТЕЛЕ ПЛОТИНЫ**

### **4.1 Задачи НДС исследований каменно-набросных плотин с бетонным экраном и противofильтрационной стеной в теле плотины**

Одним из новых видов грунтовых плотин является конструкция плотины с составным ПФУ в виде бетонного экрана и «стены в грунте». Важным преимуществом плотин этого типа является возможность возведения бескотлованным способом. Кроме того, применение составного ПФУ может позволить решить проблему недостаточного уровня надёжности бетонного экрана.

Однако пока примеры применения указанного нового вида грунтовых плотин редки. Есть только одна плотина, которая изначально устраивалась с таким составным ПФУ. Это плотина Arkun в Турции. Плотина Hengshan в Китае стал результатом реконструкции конструкции традиционной конструкции. Необходимо изучить, как работает составной ПФУ, расположенный в теле плотины, и определить уязвимые элементы конструкции, которые требуют совершенствования.

В связи с этим в рамках исследования работоспособности составного ПФУ, расположенного в теле каменно-набросных плотины, нам необходимо решить следующие задачи:

1. Определить особенности НДС каменно-набросных плотин с составным ПФУ в виде бетонного экрана и «стены в грунте» на примере реальных плотин этого типа.

2. Оценить возможность применения нового типа плотины для строительства высоконапорных гидроузлов и на основе полученных данных предложить способы повышения надёжности конструкции составного ПФУ.

#### 4.2 Исследование напряженно-деформированного состояния грунтовой плотины с составным противофильтрационным устройством, возникшим в результате реконструкции

Плотина Hengshan, расположенная в Китае, является примером грунтовых плотин с составным тонкостенным ПФУ. Информация о плотине содержится в работах Tang Ju-shan [22] и Shen Z. [117].

До реконструкции Hengshan представляла собой каменно-земляную плотину с глиняным ядром и призмами из гравия. Её высота была 48,6 м, верховой откос имел заложение 2, а низовой – 1,9. Ширина ядра понизу составляла 21 м. Плотина расположена на нескальном основании. Сопряжение ядра и основания осуществлялась с помощью глубокого зуба ядра.

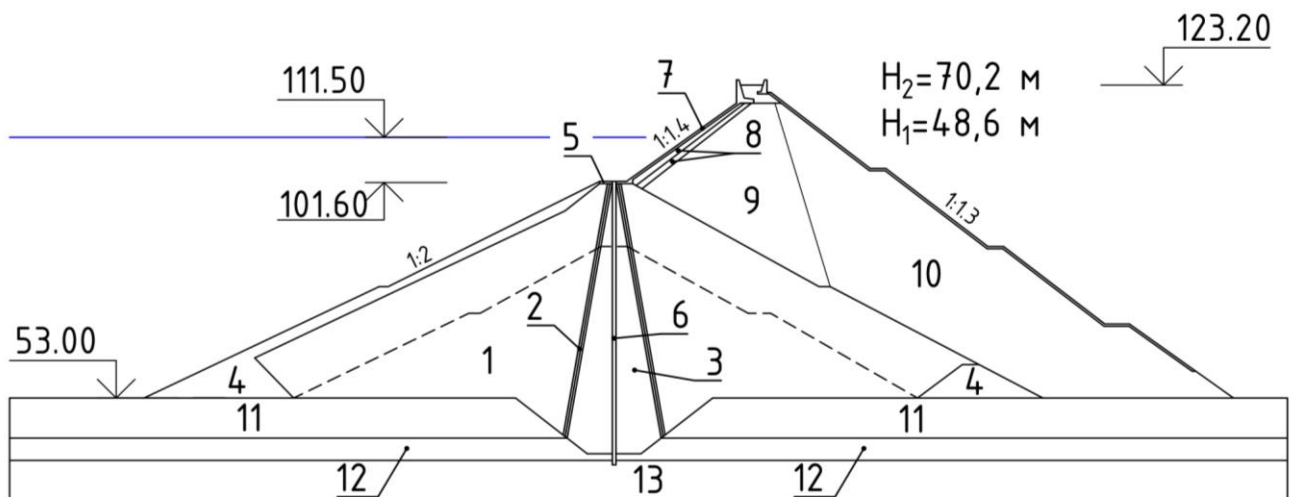


Рисунок 83 – Схема конструкции плотины Hengshan

1 – песчано-гравийная смесь; 2 – переходные зоны; 3 – глиняное ядро; 4 – каменная наброска; 5 – цементационная плита; 6 – диафрагма; 7 – бетонный экран; 8 – подэкрановая зона; 9 – верховая часть каменной наброски новой части

плотины; 10 – низовая часть каменной наброски новой части плотины; 11 – слой песчано-гравийного грунта основания; 12 – выветренное скальное основание; 13 – сохранившееся скальное основание (вулканический туф).

После реконструкции высота плотины увеличилась и достигла 70,2 м (рисунок 83). Реконструкция осуществлялась путем строительства с низовой стороны от существующей плотины новой части плотины с бетонным экраном. Тело новой части плотины отсыпано из горной массы туфа. Её верховой откос имеет заложение 1,4, а низовой откос – 1,2. Толщина бетонного экрана составляет 0,8 м.

Для обеспечения фильтрационной прочности ядра в условиях увеличения напора в нём была устроена ПФС (диафрагма) толщиной 0,8 м и максимальной глубиной 63,6 м (рисунок 83). Сопряжение экрана и стены-диафрагмы осуществляется с помощью бетонной контурной плиты, расположенной на гребне старой плотины. Экран отделялся от плиты периметральным швом, а соединение стены и контурной плиты было осуществлено с помощью «плавающей заделки».

Результаты наших исследований НДС плотины Hengshan представлены в [116]. Расчёты выполнялись в плоской постановке. Численная модель насчитывала 1057 конечных элементов и 9128 степеней свободы (рисунок 84). При исследованиях НДС моделировались 69 расчётных этапов.

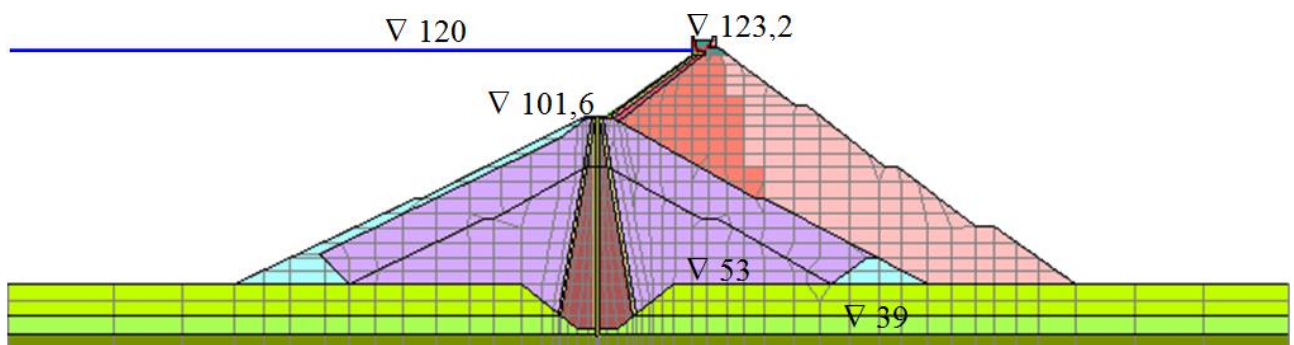


Рисунок 84 – Конечно-элементная модель сечения плотины Hengshan

Глиняное ядро старой плотины принималось водонепроницаемым, поэтому гидростатическое давление прикладывалось на напорную грань ядра. До

реконструкции напор верхнего бьефа принимался равным 99 м, а после реконструкции равным 120 м.

Деформативные характеристики грунтов тела плотины подбирались из условия соответствия расчётных перемещений натурным. Полученные подбором деформативные характеристики грунтов приведены в таблице 7.

Таблица 8 - Расчётные физико-механические свойства грунтов плотины Hengshan

Наименование грунта	$\rho$ [т/м <sup>3</sup> ]	E [МПа]	$\nu$
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:  $\rho$  – плотность грунта в естественном состоянии.

При расчётах рассматривались 2 варианта материала ПФС. В первом варианте считалось, что стена-диафрагма выполнена из бетона, как в действительности на плотине Hengshan. Во втором варианте считалось, что ПФС выполнена из пластичного бетона с прочностью на сжатие 2÷3,5 МПа и модулем линейной деформации 1 ГПа.

В результате численного моделирования было получено следующее НДС бетонного экрана.

БЭ испытывает изгиб в сторону верхнего бьефа. Деформации изгиба экрана развиты слабо, при этом прогиб экрана невелик (рисунок 85). Максимальный прогиб экрана наблюдается в примыкании к контурной плите, при этом сдвига в периметральном шве не происходит. В первом варианте максимальный прогиб экрана составил 7,8 см, а во втором варианте – 8,4 см. Максимум деформаций изгиба наблюдается в нижней части, при этом во втором варианте они больше, чем в первом.

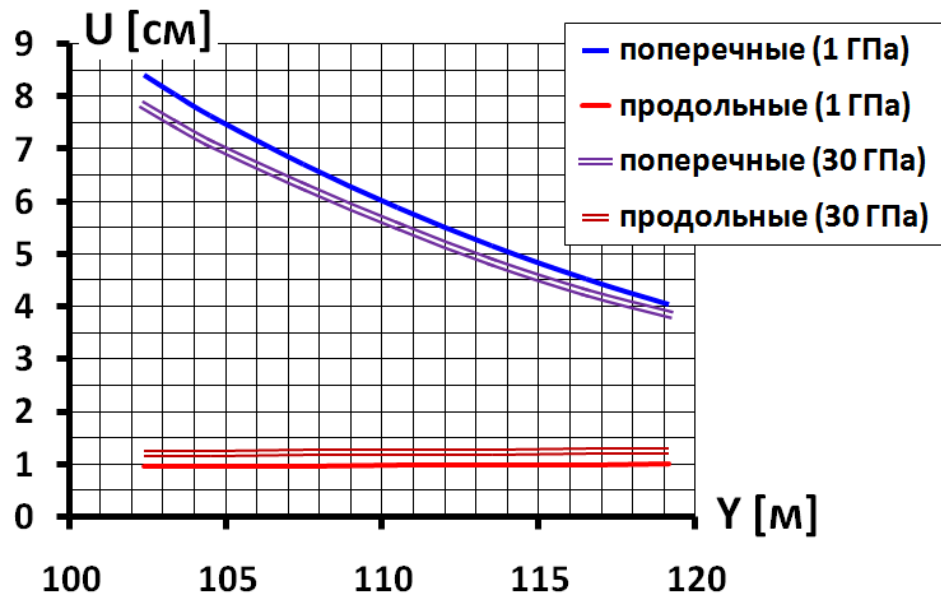


Рисунок 85 – Изменения по высоте продольных и поперечных перемещений бетонного экрана

Кроме того, экран испытывает деформации удлинения. Из-за продольного удлинения в экране возникает растягивающая продольная сила, которая приводит к образованию в нём растягивающих напряжений. Данные напряжения достигают своего максимума в середине экрана и в первом варианте достигают 0,4 МПа, а во втором варианте – 0,3 МПа (рисунок 86).

За счёт слабого выгиба экрана его верховая грань испытывает растяжение, а низовая грань – сжатие. Максимальные растягивающие напряжение в экране достигают 0,8 МПа, что меньше предела прочности бетона на растяжение.

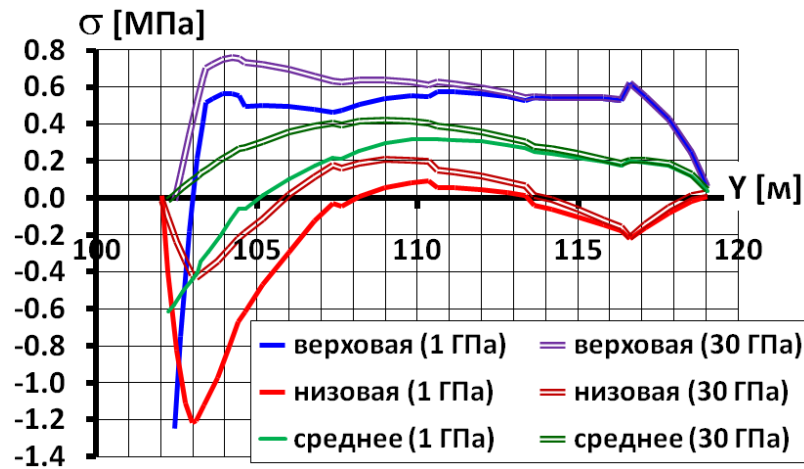


Рисунок 86 – Изменение по высоте продольных напряжений на гранях экрана [117]



Напряжённое состояние экрана в первом и во втором вариантах имеет различия. В первом варианте наблюдаются увеличенные значения растягивающих напряжений в экране по сравнению со вторым вариантом, где ПФС выполнена из пластичного бетона. Это говорит о том, что жёсткость ПФС влияет на НДС БЭ.

НДС самой ПФС также значительно зависит от жёсткости её материала.

Горизонтальные смещения ПФС мало зависят от собственной жёсткости, а определяются деформациями грунтовой плотины. Они направлены в сторону нижнего бьефа. Максимум смещений достигается на отметке 75 м и составляет 9,6 см (рисунок 87). Большая часть ПФС испытывает изгиб в сторону нижнего бьефа. Изгиб в сторону верхнего бьефа наблюдается лишь в зоне сопряжения со скальным основанием и контурной плитой.

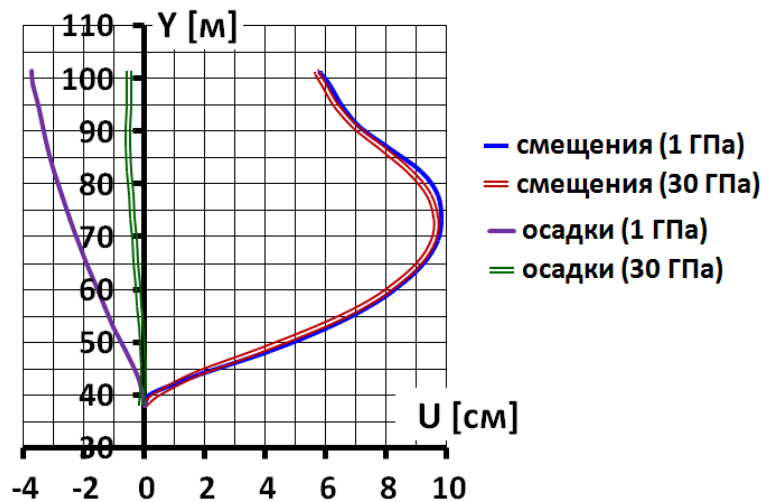


Рисунок 87 – Изменения по высоте смещений и осадок противофильтрационной стены

Дополнительно к собственному весу стена испытывает сжимающую продольную силу. Она вызвана осадками окружающего грунта ядра под действием веса новой части плотины и передаётся на ПФС через трение по боковой поверхности. Максимальная осадка ПФС в первом варианте составляет 5 мм, во втором варианте 37 мм (рисунок 87).

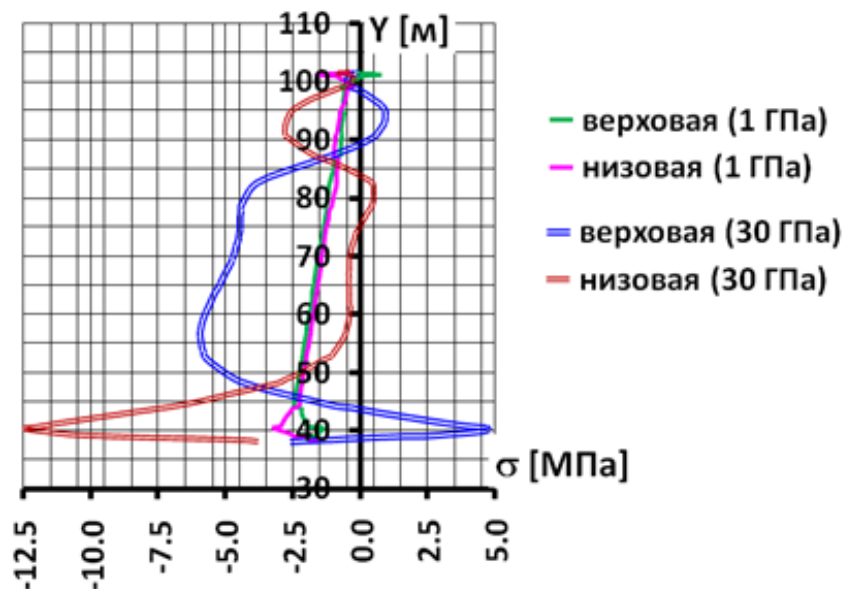


Рисунок 88 – Изменения по высоте вертикальных напряжений на гранях стены

Сжимающие продольные силы и деформации изгиба определяют распределение вертикальных напряжений в ПФС (рисунок 88). Степень влияния изгиба и продольного сжатия зависит от жёсткости её материала. В первом варианте деформации изгиба оказывают решающее влияние на прочность стены, а во втором варианте они влияют слабо.

В первом варианте (ПФС из бетона) можно выделить три характерных участка НДС стены. На отметке 80 м на верховой грани имеется зона небольших растягивающих напряжений (рисунок 88). На верхнем и нижнем участках стены напряжения на низовой грани больше, чем на верховой, а на среднем участке – наоборот. Самым опасным является нижний участок, где стена заходит в скальное основание. На этом участке на верховой грани возникают растягивающие напряжения, достигающие 4 МПа, что превышает предел прочности бетона растяжение. Только на этом участке возможно нарушение целостности ПФС.

Во втором варианте (ПФС из пластичного бетона) вертикальные напряжения на верховой и низовой грани близки друг к другу. Практически по всей высоте они сжимающие, кроме участка примыкания к понуру (рисунок 88).

В оголовке стены вертикальные напряжения близки к 0. «Плавающая заделка» позволила компенсировать разницу между осадками контурной плотины

и ПФС. Контурная плита оседает на 6,6 см вне зависимости от жёсткости ПФС. Разница осадок плиты и ПФС наиболее выражена с низовой стороны от стены. В первом варианте она составляет 5,7 см, а во втором варианте – 2,5 см. Разница осадок обеспечивается проскальзыванием грунта по низовой грани ПФС. В первом варианте проскальзывание на контакте происходит на длине 15 м, а во втором варианте – 5 м. Таким образом, от жёсткости материала стены зависит надёжность узла сопряжения ПФС и контурной плиты.

Также от жёсткости материала зависят и напряжения в контурной плите (рисунок 89).

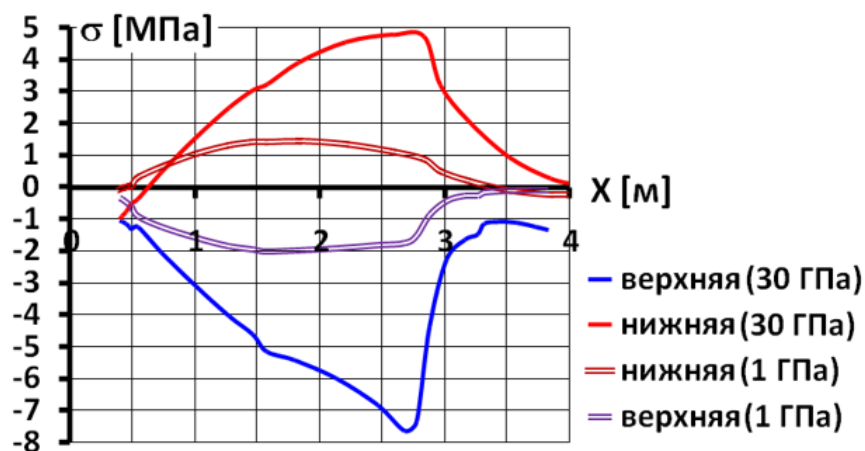


Рисунок 89 – Распределение горизонтальных напряжений на гранях по длине правой части бетонного понура

Понур испытывает изгиб в нижнюю сторону из-за неравномерности осадок. Поэтому верхняя грань понура сжимается, а нижняя грань – растягивается. Величина напряжений зависят от жёсткости материала ПФС. В первом варианте растягивающие напряжения достигают около 1,5 МПа и не превышают прочность бетона на растяжение. Во втором варианте они достигают почти 5 МПа, что выше прочности бетона.

Таким образом, соединительный понур является самым уязвимым элементом конструкции ПФУ плотины. Для обеспечения герметичности необходима разрезка его вертикальными швами и покрытие понура битумной мастикой или геомембраной.

Из полученных результатов можно сделать следующие выводы:

1. НДС каждого элемента, входящего в составной ПФУ взаимосвязано между с собой. При изменении конструкции или характеристик материалов меняется и НДС других элементов составного ПФУ

2. Бетонный экран в составе ПФУ реконструированной плотины работает в благоприятных условиях, в рассмотренном случае его прочность обеспечена. Однако, в нём возникают растягивающие продольные силы, поэтому при больших нагрузках прочность бетона на растяжение может быть нарушена.

3. ПФС в рассмотренной плотине работает как на восприятие изгибающих моментов, так и сжимающих продольных сил. Её НДС довольно благоприятно, так как осадки и смещения реконструируемой плотины не велики. Однако, в стене могут возникать растягивающие напряжения. Чтобы они не превышали предел прочности на растяжение, рекомендуется выполнять стену из пластичного бетона.

4. Наиболее уязвимым элементом составного ПФУ рассмотренной плотины является горизонтальная соединительная плита (понур). Неравномерность осадок плотины приводит к тому, что понур испытывает значительные деформации изгиба, что в свою очередь приводит к возникновению значительных растягивающих напряжений. Требуется специальные мероприятия по улучшению НДС понура.

#### **4.3 Исследование напряженно-деформированного состояния реальной каменно-набросной плотины с составным противofильтрационным устройством**

Объектом исследования является плотина Arkun – первая каменно-набросная плотина нового типа с составным тонкостенным ПФУ в теле плотины. Эта плотина построена в Турции. Информация о ней содержится в работах Haselsteiner R. и др. [8, 9].

Плотина Arkun имеет высоту 140 м и располагается на слое нескального основания мощностью до 50 м (рисунок 90). Заложение верхового откоса составляет 1,6, а низового откоса – 1,4. Тело плотины выполнено из гравийно-галечникового грунта, в котором содержится от 7 до 24% песчаных частиц.

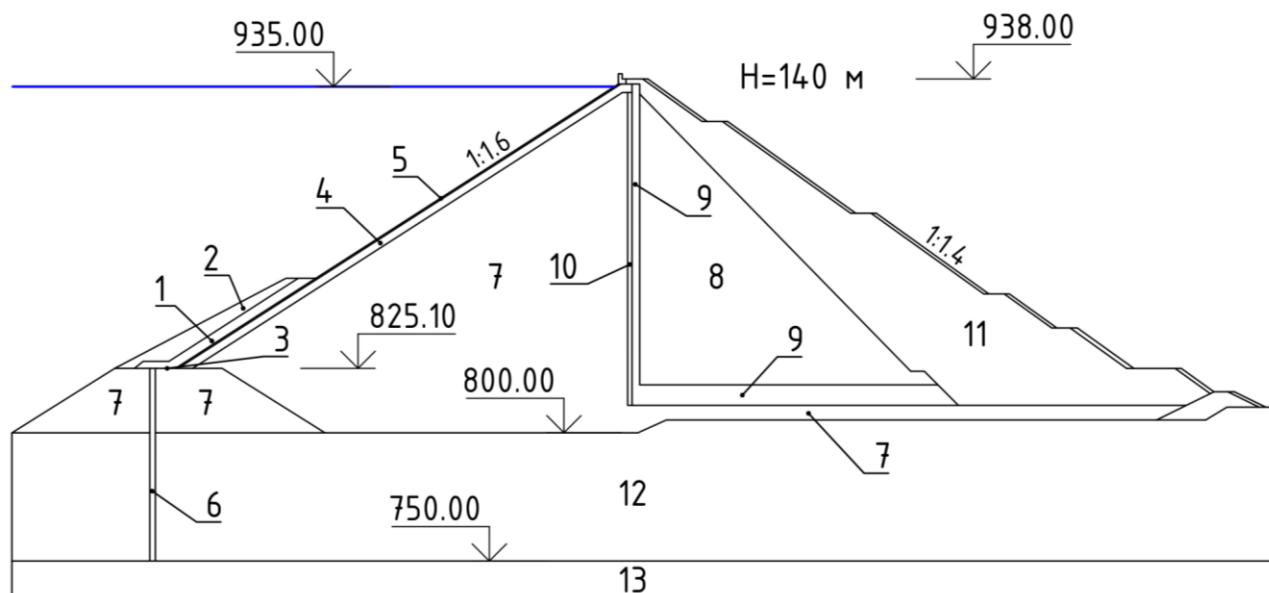


Рисунок 90 – Схема конструкции плотины Arkun

1 – слой кольматирующего материала; 2 – защитное крепление; 3 – контурная плита; 4 – подэкранный зона; 5 – бетонный экран; 6 – диафрагма; 7 – верхняя часть упорной призмы из песчано-гравийного грунта; 8 – нижняя часть упорной призмы из песчано-гравийного грунта; 9 – L-образная дренажная зона; 10 – обратный фильтр; 11 – каменная наброска; 12 – аллювиальные отложения; 13 – скальная порода.

В тело плотины включена верхняя перемычка высотой 25,1 м, в качестве ПФУ которой выступает стена-диафрагма из глиноцементобетона. Эта стена прорезает нескальное основание поэтому её глубина достигает 75 м. В результате этого ПФУ плотины Arkun состоит из БЭ толщиной 0,55 м и ПФС толщиной 2,2 м, а соединяет их бетонный понур.

Наличие данных натурных измерений за осадками плотины позволило нам выполнять оценку достоверности наших исследований.

Расчёты выполнялись в плоской постановке. Конечно-элементная модель сооружения насчитывает 1423 конечных элементов и 13549 степеней свободы.

При расчётах НДС моделировались 56 расчётных этапов. Результаты исследования представлены в работе [118].

Так как точная схема сопряжения ПФУ неизвестна, было рассмотрено 2 варианта. В первом варианте бетонный понур накрывал ПФС сверху, во втором варианте бетонный понур просто примыкал к ПФС.

Для экрана и понура из бетона были приняты следующие характеристики:  $E=29000$  МПа,  $\nu=0,18$ . В качестве материала ПФС рассматривался глиноцементобетон с характеристиками  $E=1000$  МПа,  $\nu=0,25$  и прочностью на одноосное сжатие 4,5 МПа.

Параметры модели грунтов выбирались подбором из условия соответствия расчётных осадок сооружения натурных. По результатам калибровки модели для тела плотины были приняты следующие характеристики деформируемости  $E=200$  МПа,  $\nu=0,33$ , а для аллювиальных отложений  $E=150$  МПа,  $\nu=0,33$ .

По результатам численного моделирования максимальная осадка плотины составила 65 см, а осадка основания 50 см, что совпадает с результатами натурных измерений (рисунок 91). Численное моделирование показало, что различия в НДС в первом и втором варианте схемы ПФУ малы.

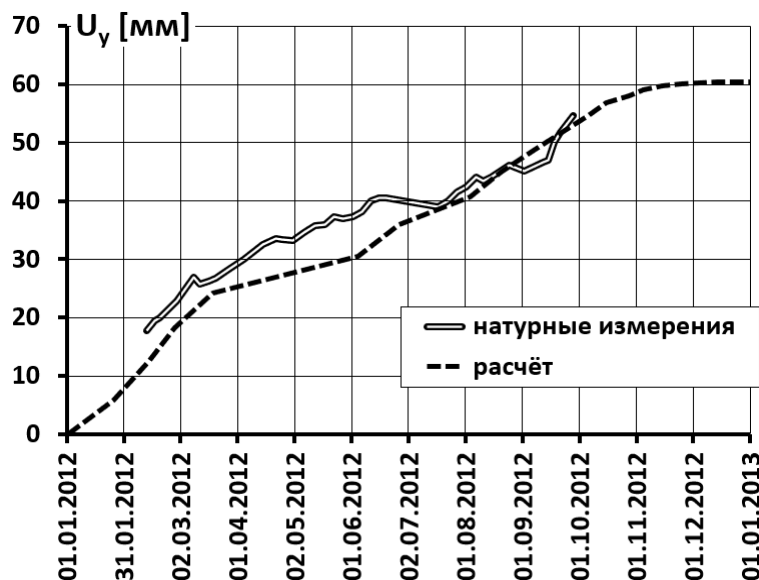


Рисунок 91 – Изменение осадки плотины во времени

В результате численного моделирования было получено следующее НДС БЭ.

Экран выгибается в сторону нижнего бьефа. Максимальный прогиб экрана располагается ближе к нижней части и составляет 38,3 см (рисунок 92,а). Кроме того, для НДС БЭ характерно наличие сжимающих продольных сил. Они заставляют сжиматься периметральный шов, разделяющий экран и бетонный понур. Из-за сжимающих продольных сил в нижней части сжимающие напряжения в нижней части экрана достигают 4,7 МПа (рисунок 92,б). Большую опасность для прочности бетонного экрана представляют деформации изгиба в зоне упора в бетонный понур. В данной области продольные сжимающие напряжения достигают 7,5 МПа, однако, они не превышают предел прочности бетона на сжатие. Также в верхней части экрана возникают растягивающие напряжения, но их значения невелики.

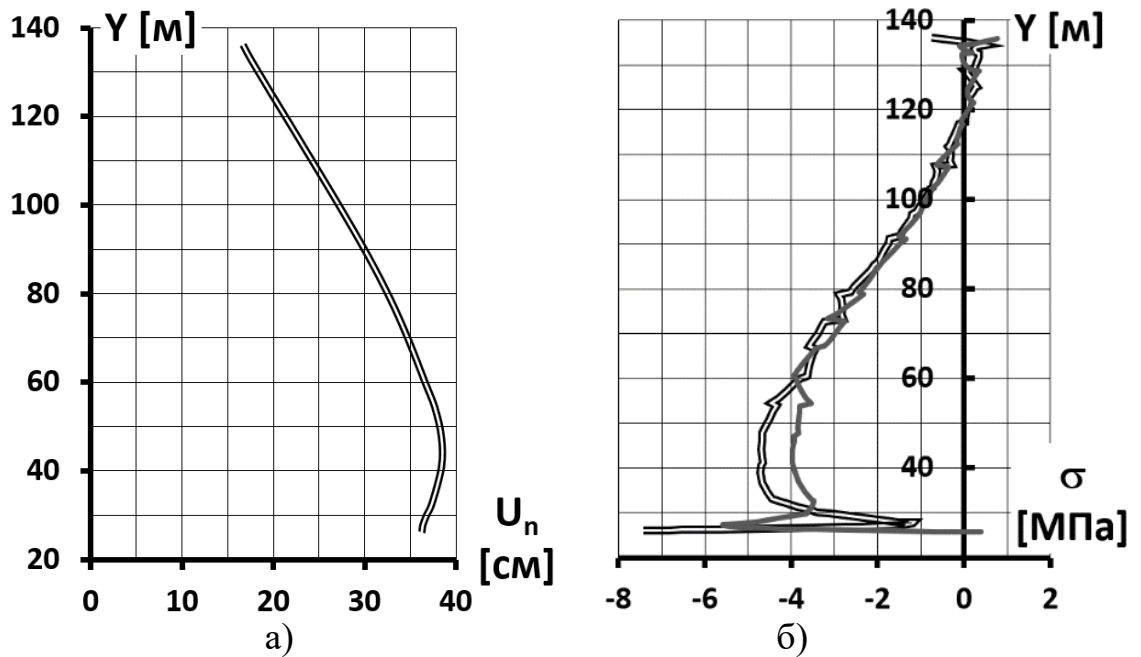


Рисунок 92 – Перемещения и напряжения в бетонном экране

а – прогибы, б – продольные напряжения. Двойной линией обозначены напряжения на верховой грани, а одиночной – на низовой грани.

Теперь рассмотрим НДС ПФС, выполненной в теле плотины и в основании.

Стена также смещается в сторону нижнего бьефа. Максимальное смещение наблюдается на оголовке и составляет 20,7 см (рисунок 93,а). Максимальный изгиб ПФС испытывает в зоне заделки в скальное основание и в оголовке.

Стена также испытывает сжимающие продольные силы, которые вызывают увеличение напряжений в стене с 2,5 МПа в верхней части до 4,5 МПа в нижней части (рисунок 93,б). В нижней части ПФС возникают зоны концентрации сжимающих напряжений. Они превышают 6 МПа, что выше прочности глиноцементобетона на одноосное сжатие, но меньше для случая сложного состояния. Растягивающие напряжения в стене не наблюдаются.

Если рассматривать НДС понура, то можно сказать, что он обладает меньшей прочностью. В обоих случаях он испытывает деформации изгиба, которые вызваны разницей осадок основания в зоне ПФС, расположенной в перемычке и в зоне, расположенной под плотиной. Из-за изгиба верхняя грань понура испытывает растяжение, а нижняя – сжатие. Сжимающие напряжения достигают 13,8 МПа, что меньше прочности бетона на сжатие, а растягивающие напряжения – 5,5 МПа, что много выше прочности бетона на растяжение. В результате этого в верхней части понура можно прогнозировать возникновение несквозных трещин.

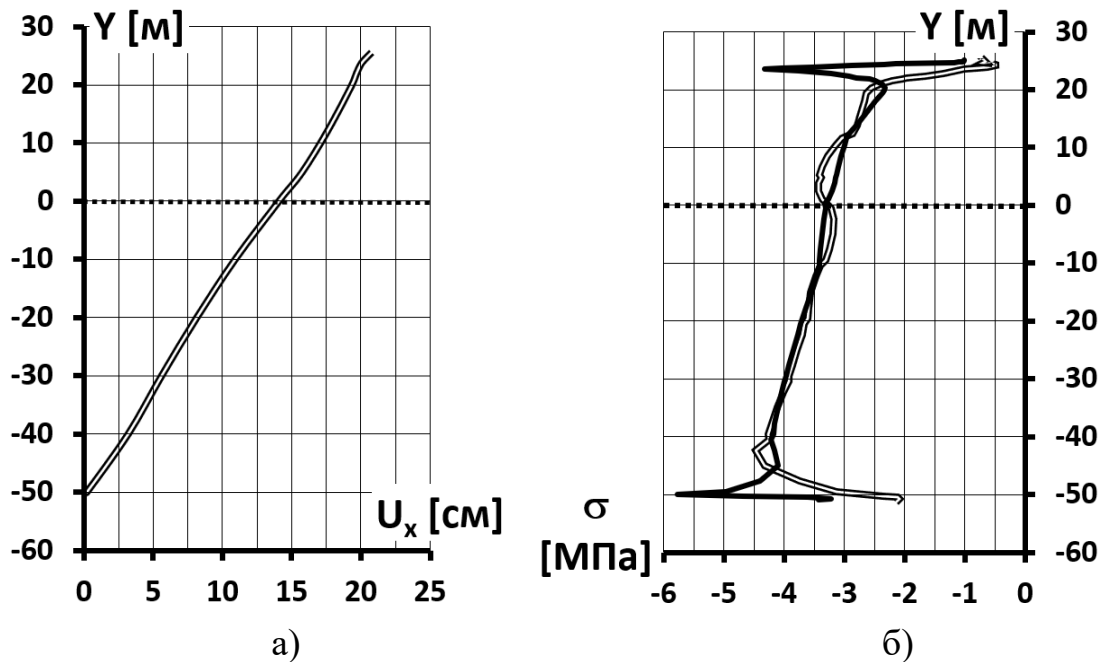


Рисунок 93 – Перемещения и напряжения в бетонной стене

а – горизонтальные смещения, б – вертикальные напряжения. Двойной линией обозначены напряжения на верховой грани, а одиночной – на низовой грани.



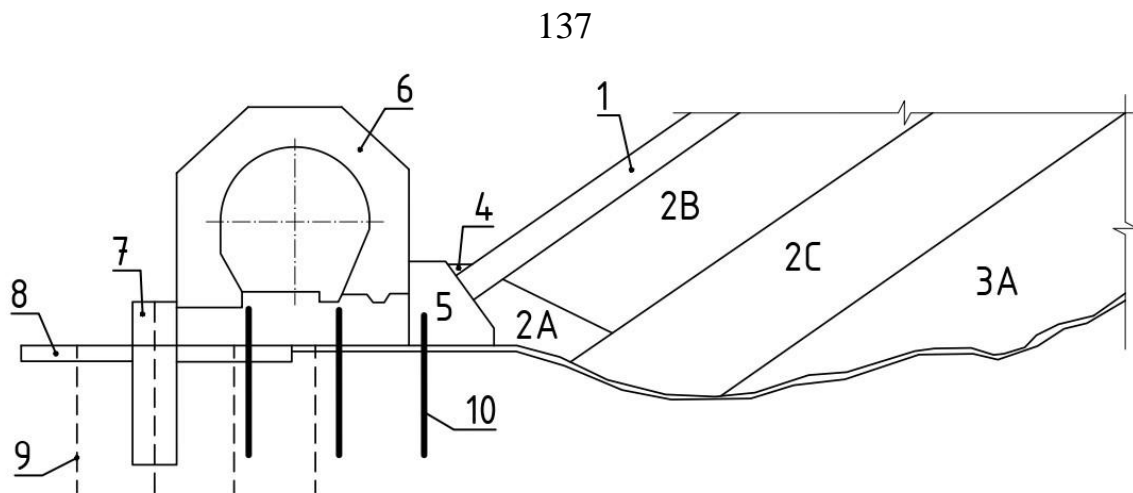


Рисунок 94 – Узел сопряжения противофильтрационных элементов плотины Khao Laem

1 – бетонный экран; 2А, 2В, 2С – переходный и подэкранный слой; 3А – зона каменной наброски; 4 – периметральный шов; 5 – «низовая плита»; 6 – железобетонная галерея; 7 – противофильтрационная стена; 8 – плита; 9 – ось цементации; 10 – анкерные болты.

В данном случае узел сопряжения в виде понура не обладает необходимым уровнем надёжности. В реальной плотине Arkip понур разрезан вертикальными швами, что защищает его от образования трещин.

Возможно, что из-за опасности трещинообразования на некоторых плотинах предусмотрено устройство бетонной инспекционной галереи, как на плотине Khao Laem высотой 92 м и расположенной в Тайланде (рисунок 94).

Из полученных результатов исследования можно сделать следующие выводы:

1. Применение составного ПФУ в конструкции рассмотренной плотины является вполне оправданным – по результатам расчёта НДС прочность БЭ и ПФС не нарушается. Однако при этом прочность стены обеспечивается только за счет её выполнения из пластичного бетона (глиноцементобетона).

2. Узел сопряжения двух элементов составного ПФУ, выполненный в виде понура, не обладает необходимым уровнем надёжности. Чтобы в нём не образовывались трещины, он должен быть заранее разрезан швами.

## **4.4 Методическое исследование напряженно-деформированного состояния составного противотрационного устройства сверхвысокой плотины**

### **4.4.1 Задача исследования**

Описанное выше изучение НДС составного тонкостенного ПФУ в теле плотины существующих плотин показало, что данная конструкция может быть вполне работоспособной. В связи с этим важно исследовать возможность применения составного ПФУ в конструкциях сверхвысоких плотин. Это является основной целью данного исследования.

Стоит отметить, что в ходе исследований построенных плотин было выявлено, что наиболее уязвимым элементом ПФУ является сопрягающий понур. В нём могут возникать значительные растягивающие напряжения, что может привести к нарушению герметичности всего ПФУ. В связи с этим в конструкциях сверхвысоких плотин необходимо применять иные способы сопряжения БЭ и «стены в грунте». Одним из вариантов сопряжения является сопряжения посредством устройства железобетонной галереи.

Исследование НДС составного ПФУ сверхвысокой каменно-набросной плотины было проведено на примере абстрактной плотины.

Чтобы учесть возможные отклонения в условиях работы сверхвысокой плотины, чтобы найти оптимальные конструктивные решения, в исследовании оценивалась влияние на НДС ПФУ основных влияющих факторов. Исследовалось влияние характеристик параметров ПФС (модуль деформации материала, высота ПФС), влияние модуля деформируемости каменной наброски и толщины БЭ у основания плотины.

#### 4.4.2 Изучение напряженно-деформированного состояния составного тонкостенного противофильтрационного устройства

Рассматривалась сверхвысокая каменно-набросная плотина высотой 235 м с составным тонкостенным ПФУ в виде БЭ и ПФС, расположенная на скальном основании.

Конструкция плотины выполнена следующей. Её принципиальная схема показана на рисунке 95.

В качестве противофильтрационного элемента верхней части плотины выступает БЭ переменной толщины. У гребня толщина экрана составляет 0,5 м, и увеличивается книзу. В нижней части плотины в качестве противофильтрационного элемента выступает ПФС из пластичного бетона (глиноцементобетона) толщиной 1,8 м. Такая большая толщина нужна, чтобы обеспечить фильтрационную прочность глиноцементобетона в соответствии с действующими нормами [119].

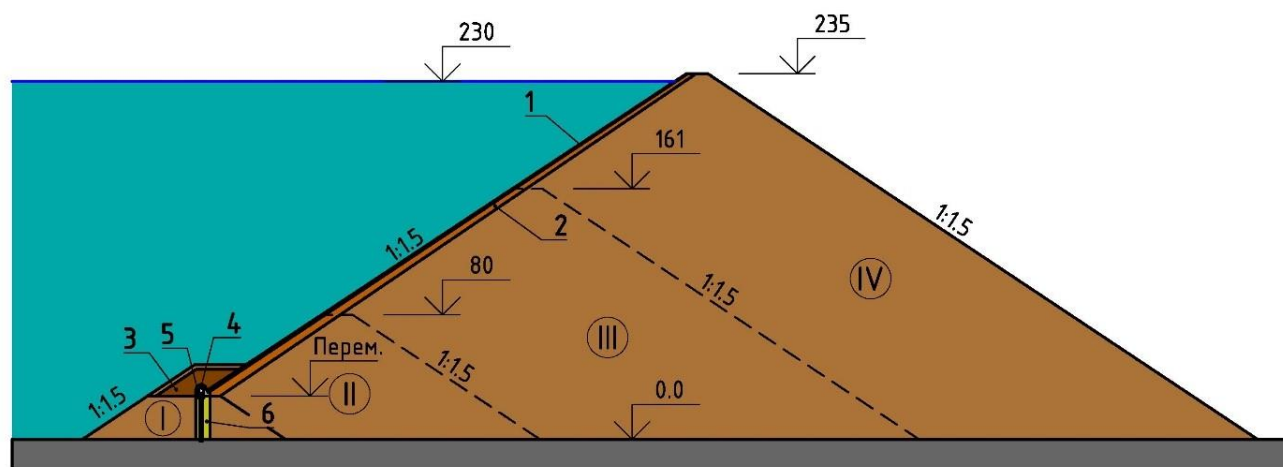


Рисунок 95 – Схема конструкции сверхвысокой каменно-набросной плотины с составным противофильтрационным устройством

1 – бетонный экран; 2 – подэкрановая зона; 3 – защитная призма; 4 – бетонная галерея; 5 – ПФС из глиноцементобетона; 6 – гравийно-песчаное ядро; I, II, III, IV – очереди возведения плотины.

Тело плотины выполнено из горной массы. Для того, чтобы было возможно выполнение в перемычке «стены в грунте», её центральная часть сложена

гравийно-песчаной смесью. Сопряжение двух ПФУ осуществлено с помощью бетонной галереи. БЭ и галерея были отделены друг от друга периметральным швом, который заполнен деформируемым материалом. Соединение ПФС с галереей выполнено подвижным: между ними устраивалась полость, которая может быть заполнена «мягким» водонепроницаемым материалом. Конструкция узла сопряжения представлена на рисунке 96.

Было принято, что возведение плотины будет вестись очередями. Первая очередь строительства – это верховая перемычка с гравийно-песчаным ядром. Перемычка будет возводиться бескотлованным способом. Далее в ней будет выполнена ПФС, а позже – бетонная галерея. После этого под защитой перемычки отсыпается вторая очередь плотины и укладывается БЭ до отметки 80 м. Это позволяет наполнить водохранилище до отметки 73 м. Затем возводится третья очередь плотины, устраивается БЭ до отметки 161 м, а потом водохранилище наполняется до отметки 156 м. В завершении отсыпается четвертая очередь плотины с БЭ и водохранилище наполняется до отметки 230 м.

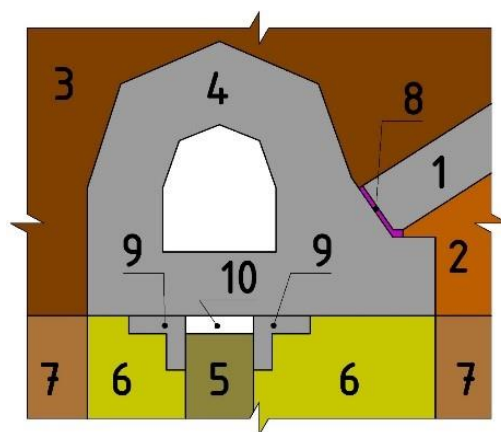


Рисунок 96 – Схема узла сопряжения экрана и стены посредством бетонной галереи

1 – бетонный экран; 2 – подэкрановая зона; 3 – материал защитной призмы; 4 – железобетонная галерея; 5 – ПФС из глиноцементобетона; 6 – гравийно-песчаная отсыпка; 7 – каменная наброска; 8 – периметральный шов; 9 – форшахта; 10 – полость.

Результаты нашего исследования описаны в работах [120, 121].

Расчёты проводились для нескольких вариантов конструкции плотины. Это было сделано для того, чтобы оценить влияние различных факторов на НДС составного ПФУ, а также определить оптимальный вариант конструкции, которая будет удовлетворять всем условиям прочности.

Выбор вариантов осуществлялся на основе теории планирования эксперимента. Варьировались 4 фактора:

- $X_1$  – деформируемость каменной наброски,
- $X_2$  – модуль деформации ПФС из глиноцементобетона,
- $X_3$  – высота ПФС из глиноцементобетона,
- $X_4$  – максимальная толщина БЭ (внизу).

В качестве самого главного, первого фактора  $X_1$  была выделена деформируемость каменной наброски. Т.к. этот фактор оказывает наиболее сильное влияние на НДС негрунтовых противодиффузионных элементов, рассматривалось три уровня данного фактора. Рассматривался очень широкий диапазон деформируемости каменной наброски. Т.к. исследования проводились для нелинейной модели деформируемости каменной наброски, то между  $X_1$  и модулем деформации каменной наброски нельзя установить однозначную зависимость. Условно можно сказать, что в качестве  $X_1$  использовался коэффициент снижения деформируемости. При низком уровне фактора ( $X_1$ ) деформируемость горной массы примерно в 4 раза выше, чем при высоком уровне фактора ( $X_1$ ). Условный секущий модуль деформации каменной наброски ( $E$ ) для каждого из уровня фактора показан в таблице 9.

В качестве второго фактора  $X_2$  был выбран модуль деформации глиноцементобетона, из которого выполнена ПФС (таблица 9). Было принято, что нижнему уровню фактора соответствует случай, когда ПФС выполняется из литого глиноцементобетона с высоким содержанием бентонита. Состав такого глиноцементобетона может быть принят следующим: цемент – 140 кг/м<sup>3</sup>, бентонит – 130 кг/м<sup>3</sup>, вода – 350 кг/м<sup>3</sup>, песок – 65 кг/м<sup>3</sup>, гравий – 930 кг/м<sup>3</sup> [110]. Верхнему уровню фактора соответствует пластичный бетон, т.е. бетон с добавкой

бентонита. Его состав может быть принят следующим: цемент – 210 кг/м<sup>3</sup>, бентонит – 35 кг/м<sup>3</sup>, вода – 350 кг/м<sup>3</sup>, песок – 700 кг/м<sup>3</sup>, гравий – 800 кг/м<sup>3</sup> [58].

На основе данных [110] модуль деформации литого глиноцементобетона был принят равным 100 МПа, а для пластичного бетона – 1000 МПа в соответствии с данными [58].

Кроме того, при исследовании варьировались основные геометрические параметры конструкции плотины: высота перемычки (и соответственно ПФС из глиноцементобетона) и максимальная толщина БЭ (таблица 9). Это соответственно факторы  $X_3$  и  $X_4$ .

Общее количество рассмотренных вариантов составило 25. Вариант №0 соответствует случаю, когда все 4 фактора находятся на среднем уровне.

Таблица 9 – Значения варьируемых факторов

Наименование фактора	Обозначение фактора	Нижний уровень (-1)	Среднем уровень (0)	Верхний уровень (+1)
Деформируемость каменной наброски	$X_1$	Наибольшая $E \approx 100$ МПа	Средняя $E \approx 200$ МПа	Наименьшая $E \approx 400$ МПа
Деформируемость стены	$X_2$	100	315	1000
Высота диафрагмы	$X_3$	20 м	28,4 м	36,8 м
Максимальная толщина экрана	$X_4$	1,2 м	1,6 м	2,0 м

Для каждого из вариантов была составлена конечно-элементная модель и проведён расчёт НДС. Конечно-элементная модель плотины с ПФС высотой 20 м имела 1032 конечных элементов, а модель с ПФС высотой 35 имела 1040 конечных элементов. Конечно-элементные модели с разной толщиной БЭ не имели различий в количестве элементов, но отличались размерами самих элементов.

Анализ НДС составного ПФУ в рассмотренных вариантах

На рисунках 97–100 показано НДС составного ПФУ для варианта, когда все варьируемые параметры принимают средние значения. В этом случае ПФС имеет

высоту 28,4 м, модуль деформации глиноцементобетона составляет 315 МПа и деформируемость каменной наброски приблизительно соответствует 200 МПа.

Если говорить об НДС БЭ, то эпюры перемещений экрана имеют ступенчатый характер, что связано с принятой последовательностью возведения плотины в несколько очередей. Величины осадок БЭ изменяются от 13 см (на гребне) до 70 см (рисунок 97,б). Максимум осадок приурочен к гребню второй очереди плотины. Нижняя точка БЭ оседает на 38 см. Величины горизонтальных смещений БЭ меньше, чем осадок. Максимальное смещение БЭ составляет 36 см (рисунок 97,а) на гребне плотины второй очереди.

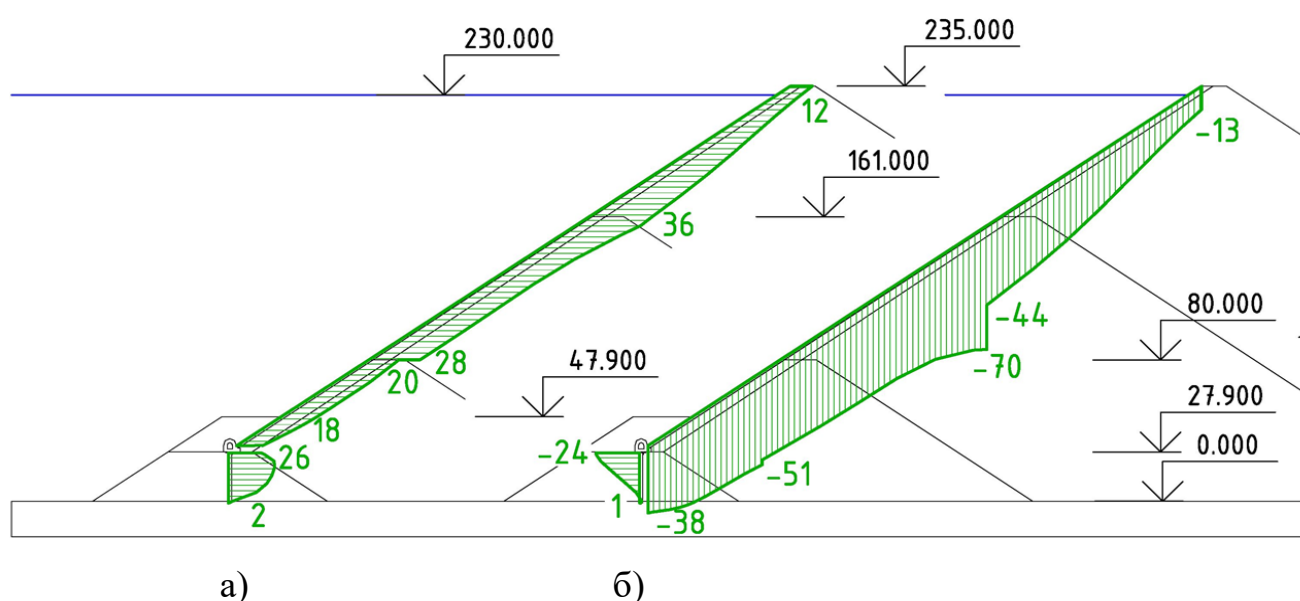


Рисунок 97 – Горизонтальные смещения и осадки ПФУ в варианте №0  
а – горизонтальные смещения в см; б – осадки в см.

По известным осадкам и смещениям БЭ были вычислены его перемещения в направлении поперёк откоса (прогибы) (рисунок 98,а) и вдоль напорной грани (рисунок 98,б). Максимальный прогиб БЭ составил 78 см, прогиб БЭ на нижнем торце – 40 см (рисунок 98,а). Форма эпюры прогибов о наличии изгиба БЭ в низовую сторону. Наиболее сильные деформации изгиба характерны для нижней части БЭ. Форма эпюры продольных перемещений БЭ (перемещений в направлении вдоль откоса) свидетельствует о его продольном сжатии (рисунок 98,б). Эти перемещения довольно большие по величине – до 13 см.

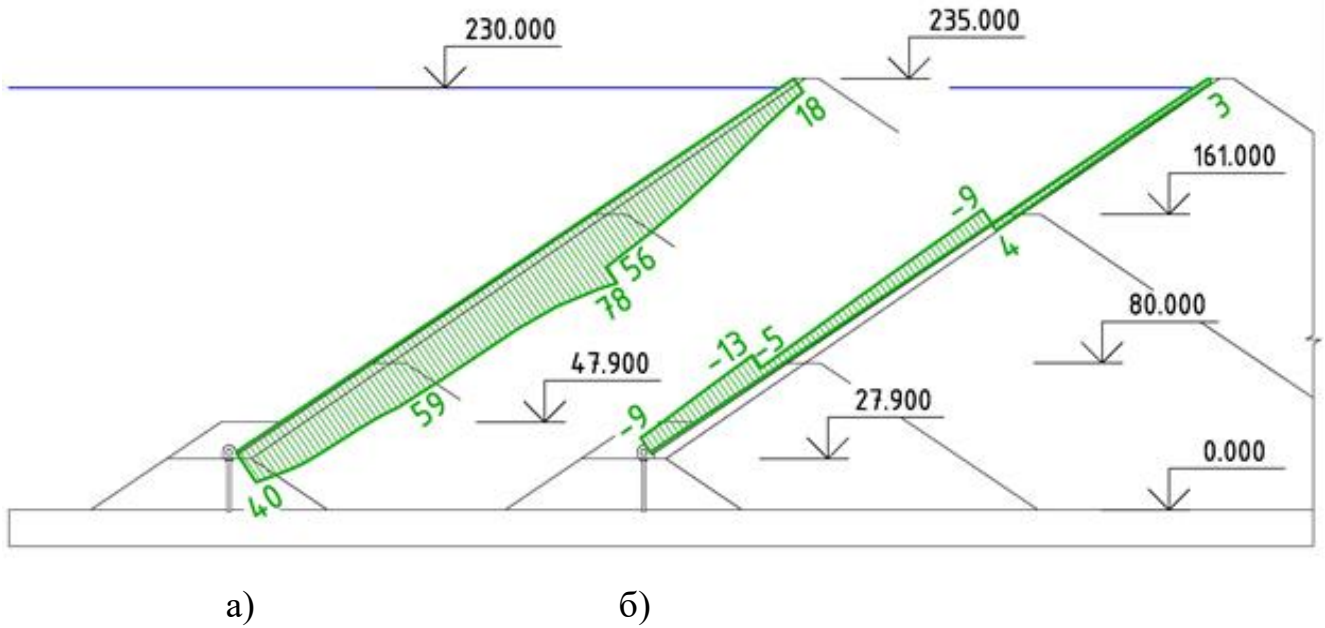


Рисунок 98 – Перемещения БЭ в варианте №0

а – перемещения, в направлении перпендикулярном к откосу в см; б – перемещения, в направлении вдоль откоса в см.

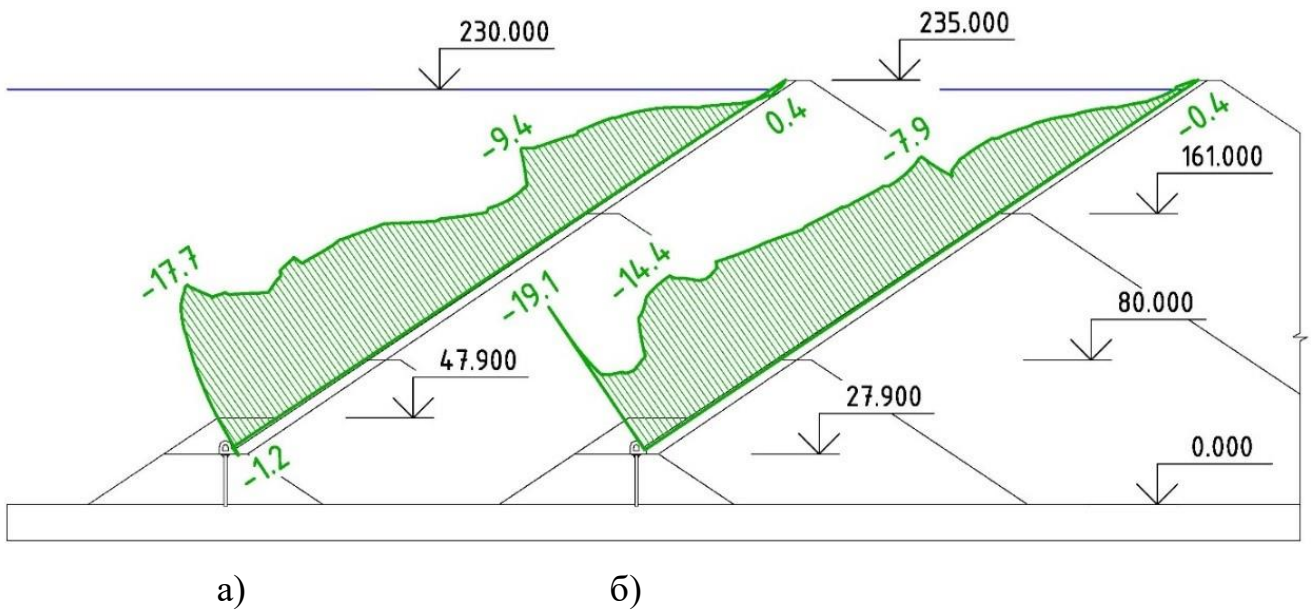


Рисунок 99 – Продольные напряжения на гранях БЭ в варианте №0

а – верховая грань экрана; б – низовая грань экрана.

Эпюры продольных напряжений в БЭ показаны на рисунке 99. Они показывают, что БЭ испытывает сжимающее усилие в направлении вдоль откоса. Наличие в БЭ сжимающей продольной силы является одним из основных



преимуществ рассматриваемой конструкции плотины по сравнению с классической конструкцией КНПБЭ. Как ранее отмечал Саинов М.П., НДС БЭ в составном ПФУ является более благоприятным, чем НДС БЭ в плотине традиционной конструкции [121], т.к. экран испытывает сжимающую, а не растягивающую продольную силу.

За счёт деформаций изгиба верховая грань сжата больше, чем низовая. Однако именно на низовой грани, в зоне сопряжения с бетонной галереей, напряжения в БЭ достигают своего максимума – 19,1 МПа.

НДС ПФС показано на рисунках 97 и 100. Эпюра осадок стены (рисунок 97,б) свидетельствует о её сжатии. Максимальная осадка составляет 24 см. Стена смещается в сторону нижнего бьефа, максимальное смещение составляет 26 см (рисунок 97,а). Форма эпюры говорит об изгибе стены в сторону нижнего бьефа. Однако самые сильные изгибные деформации происходят в зоне заделки стены в скальное основание. В этой зоне стена изгибается в верховую сторону.

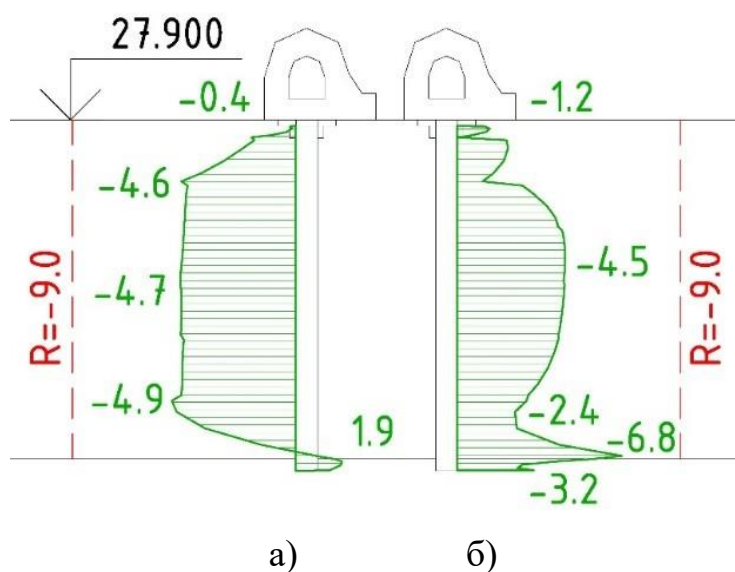


Рисунок 100 – Вертикальные напряжения в ПФС в варианте №0

а – верховая грань; б – низовая грань; красная пунктирная линия – приближённое значение прочности глиноцементобетона на сжатие в условиях бокового обжатия.

На рисунке 100 показаны вертикальные напряжения в ПФС. Из рисунка видно, что стена испытывает продольную сжимающую силу – на обоих гранях

стены сжимающие напряжения достигают 4,5 МПа. Эта сжимающая сила возникает из-за осадок окружающего грунта и передаётся на стену через трение грунта по боковым поверхностям. Деформации изгиба не оказывают существенного влияния на распределение напряжений в стене, за исключением зоны сопряжения стены со скальным основанием. В зоне заделки в скалу из-за изгиба на верхней грани стены образуется зона растягивающих напряжений величиной до 1,9 МПа (рисунок 100,а), а на нижней – концентрируются сжимающие напряжения, достигающие 6,8 МПа (рисунок 100,б) [106].

При оценке прочности ПФС учитывался эффект повышения прочности глиноцементобетона на сжатие при наличии бокового обжатия, который установлен многочисленными экспериментами [122, 123]. В варианте №0 прочность глиноцементобетона при одноосном сжатии принималась равной 1,8 МПа. На рисунке 100 видно, что за счёт обжатия стены гидростатическим давлением и давлением грунта прочность глиноцементобетона на сжатие повышается до 9 МПа [124]. Сравнение показывает, прочность на сжатие глиноцементобетонной стены обеспечивается почти с двукратным запасом. Опасность представляют только растягивающие напряжения на верхней грани стены, которые могут привести к образованию в ней трещин.

Анализ работоспособности одного варианта показанный рисунках 97–100 полностью не отражает НДС составного ПФУ. Полную картину может показать анализ остальных вариантов расчёта, результаты которых представлены на рисунках 101–116 и в таблице 10.

Можно заметить, что в БЭ, в зоне сопряжения с галереей, могут возникать значительные сжимающие напряжения, которые превышают значение 18,5 МПа (рисунки 101, 103, 105, 107, 113, 109, 115), скорее всего это связано с низким модулем деформируемости каменной наброски (100 МПа). Однако, даже при таком значении модуля деформаций можно добиться приемлемых сжимающих напряжений в БЭ за счёт увеличения высоты стены (36,8 м) и толщины БЭ до 2 м (рисунок 111). Правда такая толщина БЭ чаще всего приводит к возникновению значительных растягивающих напряжений до 2-х МПа.

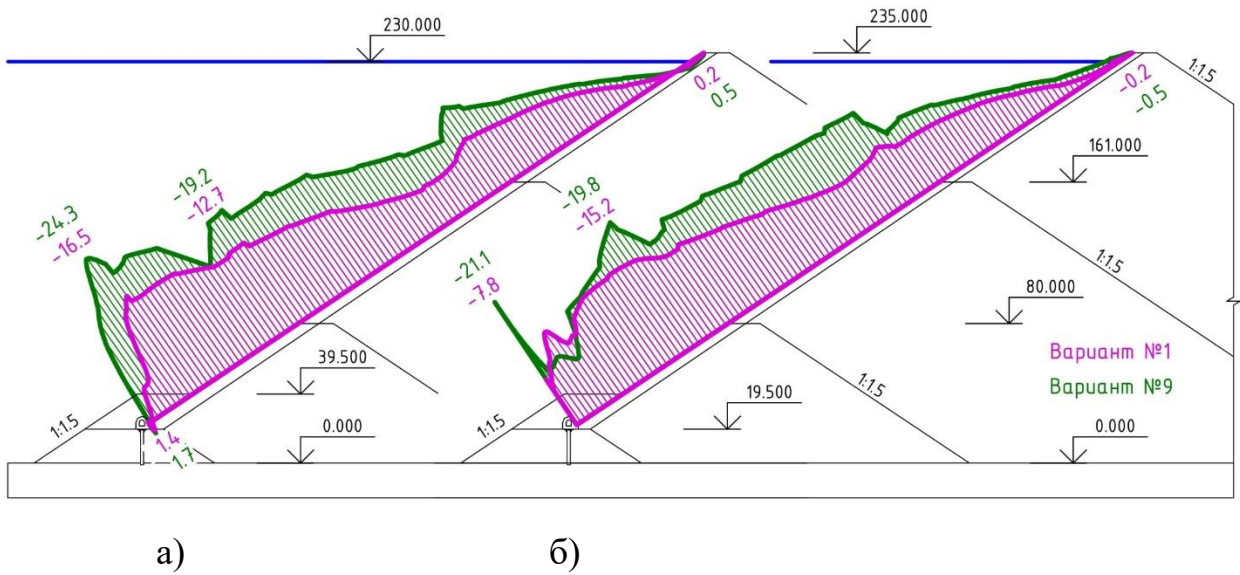


Рисунок 101 – Продольные напряжения на гранях БЭ в вариантах №1 и 9  
 а – верховая грань экрана; б – низовая грань экрана.

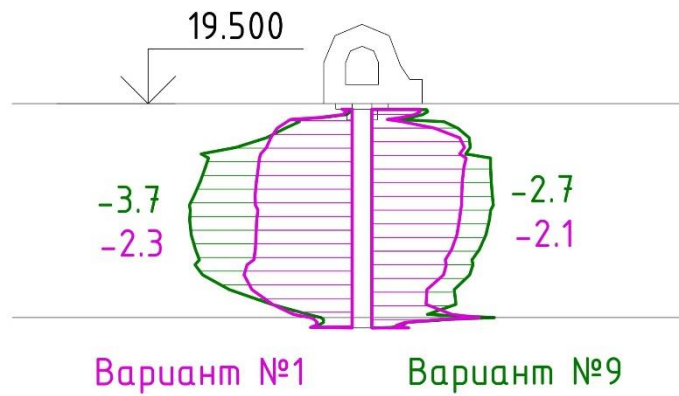


Рисунок 102 – Вертикальные напряжения на гранях в ПФС в вариантах №1 и 9

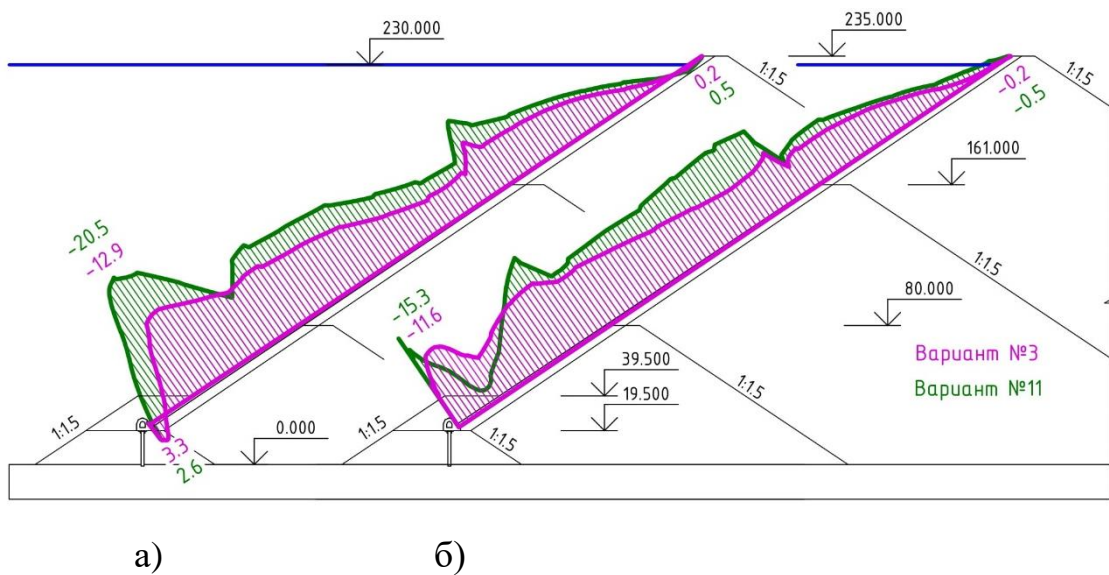


Рисунок 103 – Продольные напряжения на гранях БЭ в вариантах №3 и 11  
 а – верховая грань экрана; б – низовая грань экрана.

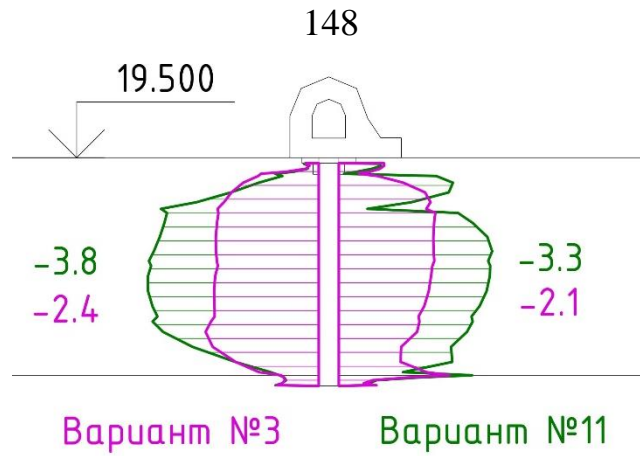


Рисунок 104 – Вертикальные напряжения на гранях в ПФС в вариантах №3 и 11

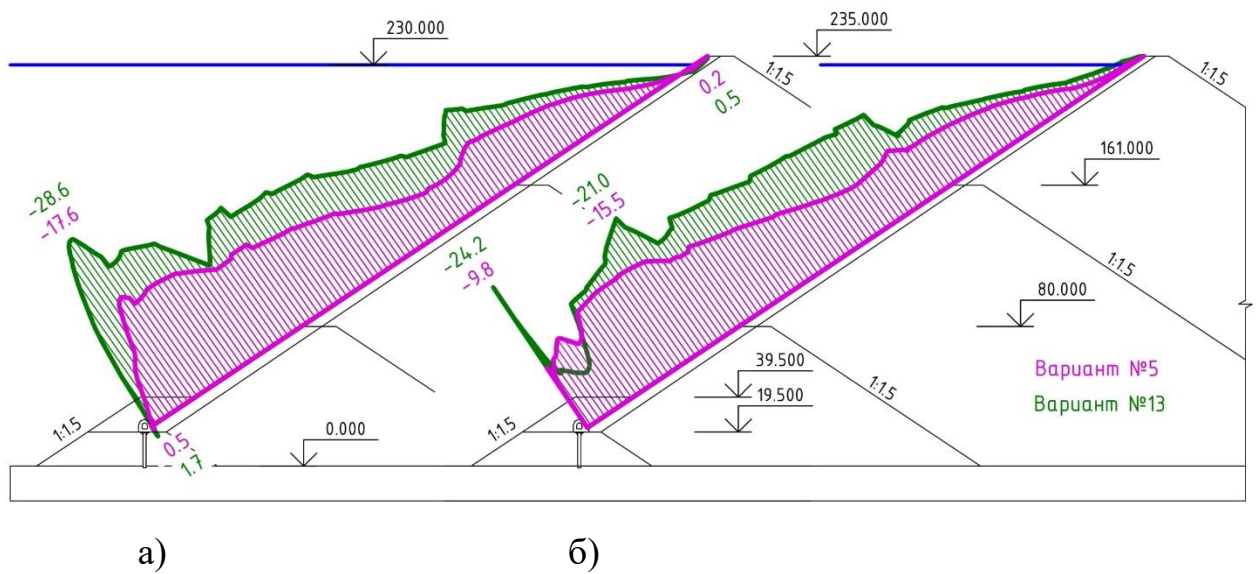


Рисунок 105 – Продольные напряжения на гранях БЭ в вариантах №5 и 13

а – верховая грань экрана; б – низовая грань экрана.

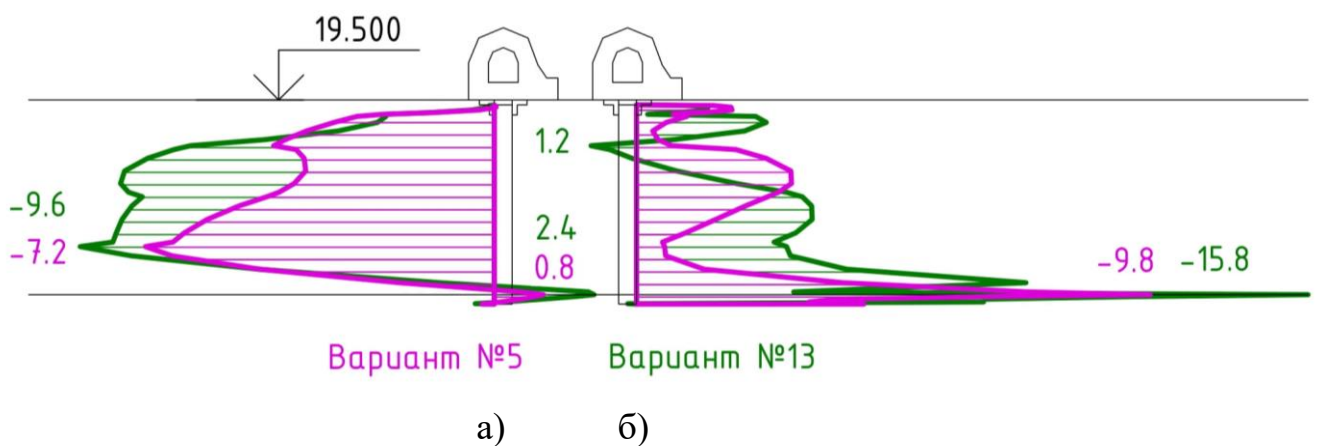
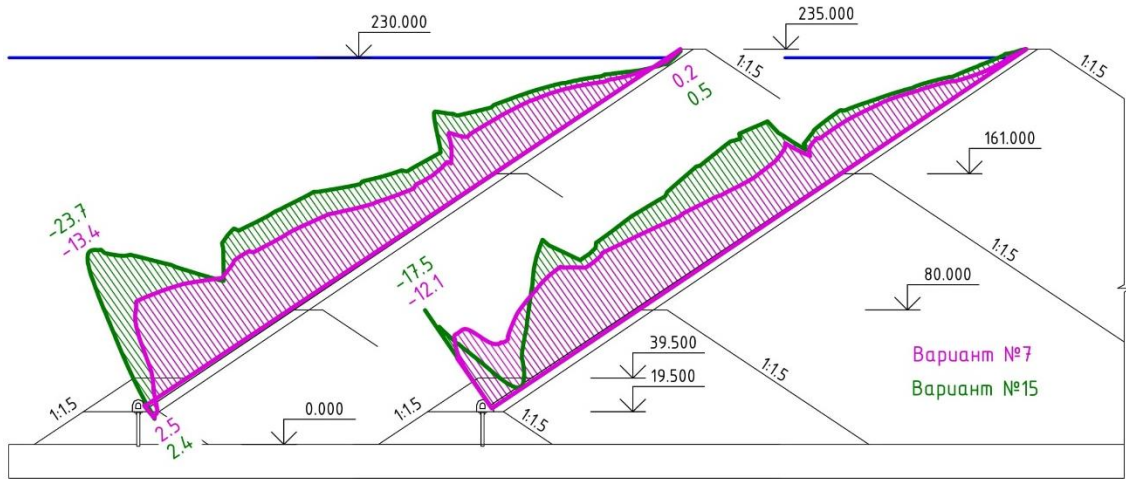


Рисунок 106 – Вертикальные напряжения в ПФС в вариантах №5 и 13

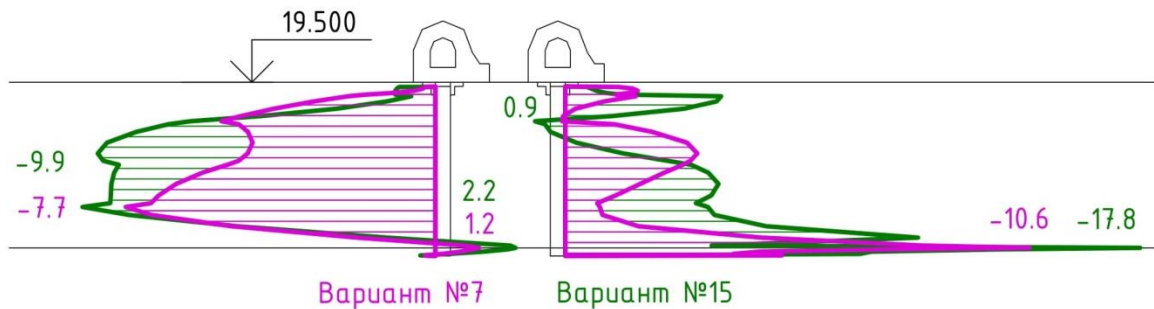
а – верховая грань стены; б – низовая грань стены.



а)

б)

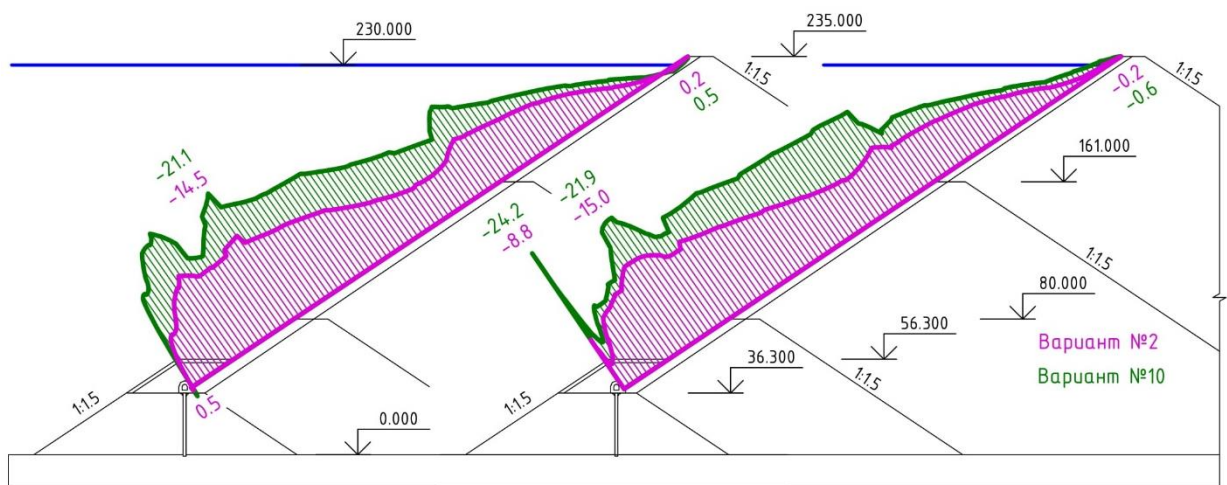
Рисунок 107 – Продольные напряжения на гранях БЭ в вариантах №7 и 15  
а – верховая грань экрана; б – низовая грань экрана.



а)

б)

Рисунок 108 – Вертикальные напряжения в ПФС в вариантах №7 и 15  
а – верховая грань стены; б – низовая грань стены.



а)

б)

Рисунок 109 – Продольные напряжения на гранях БЭ в вариантах №2 и 10  
а – верховая грань экрана; б – низовая грань экрана.

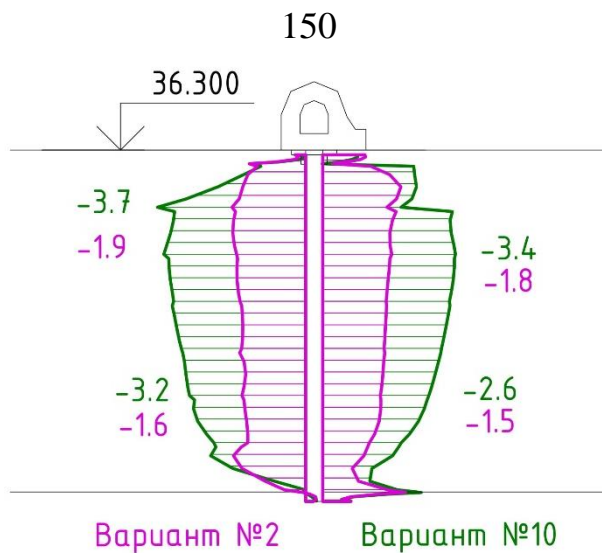


Рисунок 110 – Вертикальные напряжения на гранях в ПФС в вариантах №2 и 10

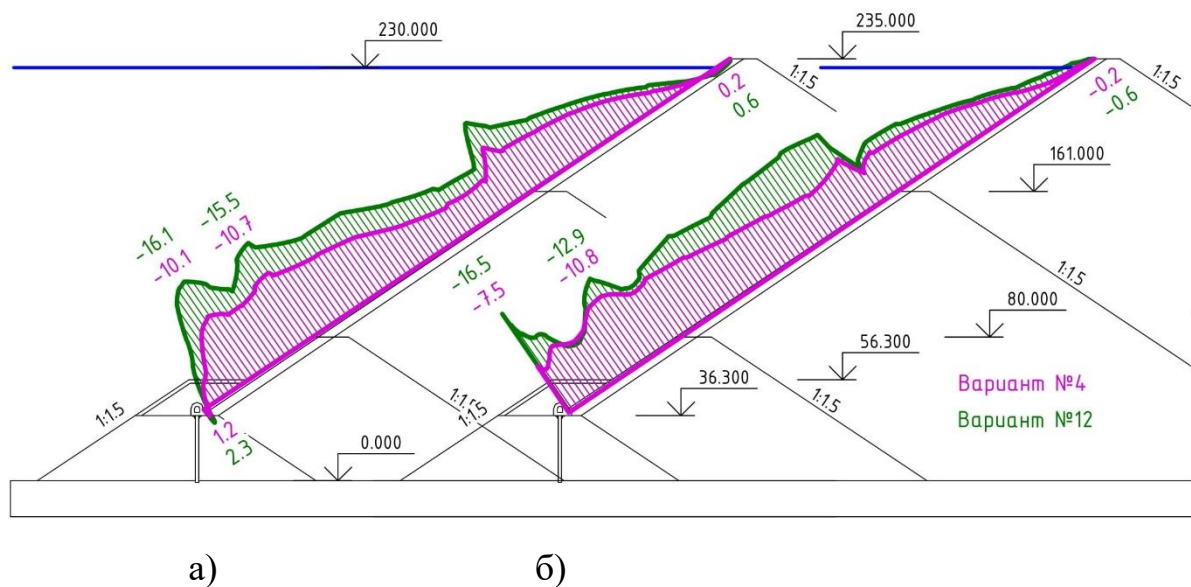


Рисунок 111 – Продольные напряжения на гранях БЭ в вариантах №4 и 12  
а – верховая грань экрана; б – низовая грань экрана.

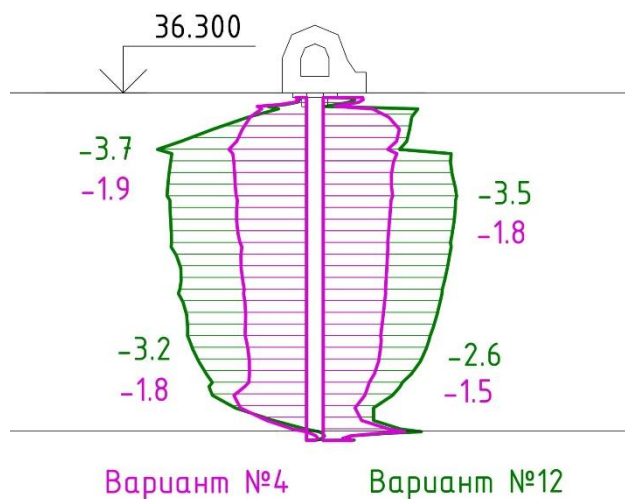
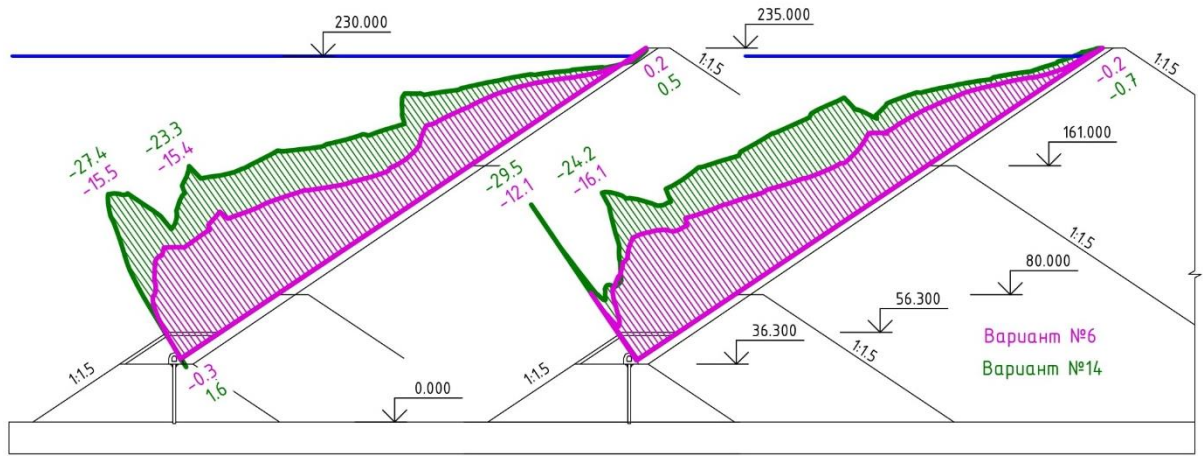


Рисунок 112 – Вертикальные напряжения на гранях в ПФС в вариантах №4 и 12

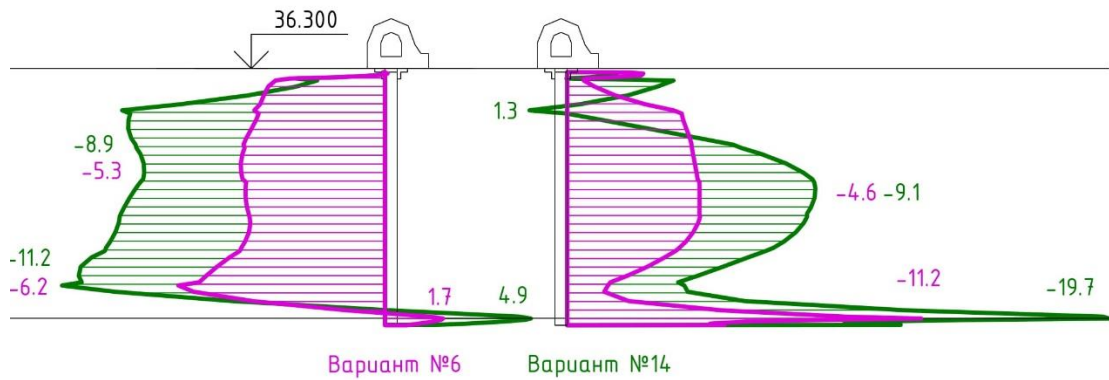


а)

б)

Рисунок 113 – Продольные напряжения на гранях БЭ в вариантах №6 и 14

а – верховая грань экрана; б – низовая грань экрана.

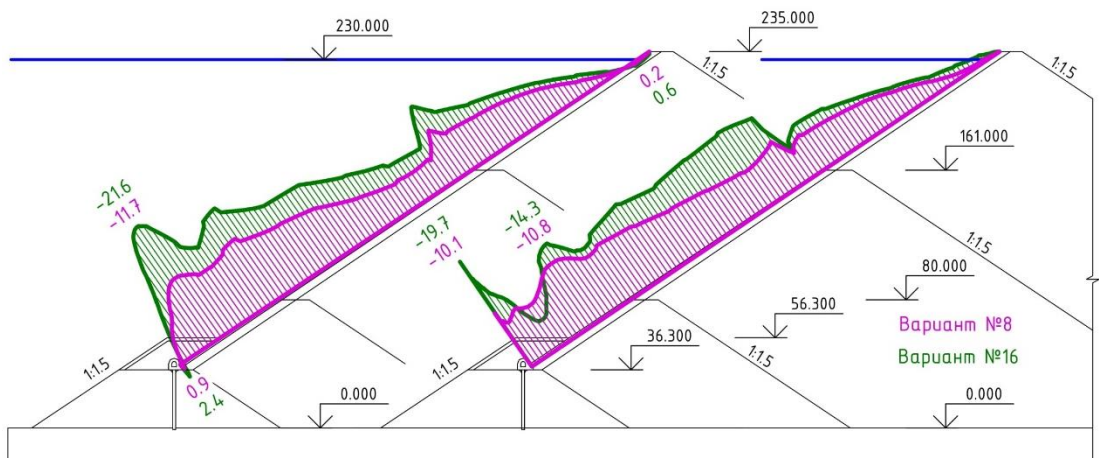


а)

б)

Рисунок 114 – Вертикальные напряжения в ПФС в вариантах №6 и 14

а – верховая грань стены; б – низовая грань стены.



а)

б)

Рисунок 115 – Продольные напряжения на гранях БЭ в вариантах №8 и 16

а – верховая грань экрана; б – низовая грань экрана.

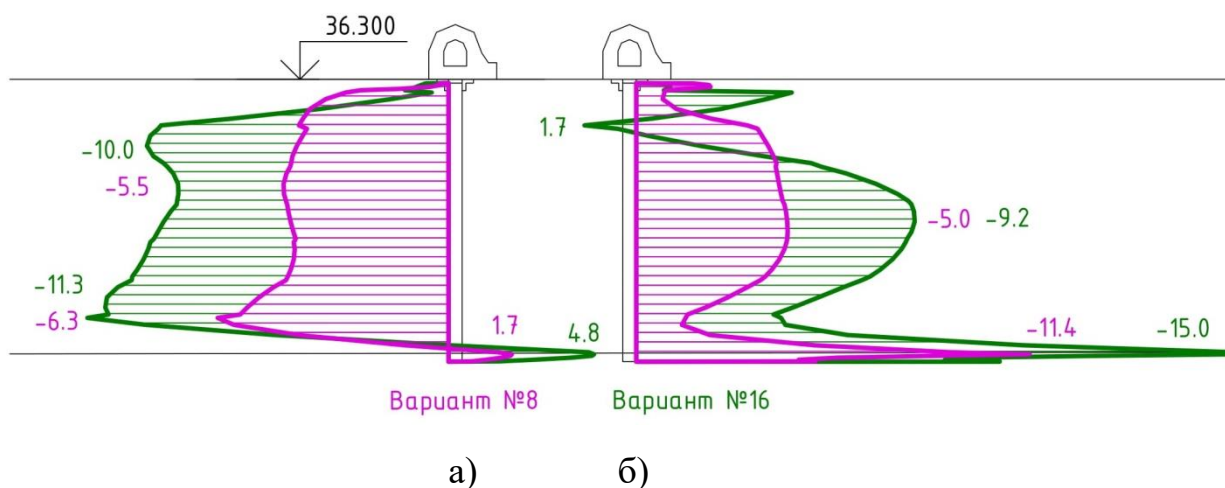


Рисунок 116 – Вертикальные напряжения в ПФС в вариантах №8 и 16

а – верховая грань стены; б – низовая грань стены.

Модуль деформаций ПФС также оказывает воздействие на напряжение в экране. Его увеличение приводит к увеличению максимальных сжимающих напряжений в БЭ.

Получается, что для НДС БЭ наиболее опасным является вариант, когда низкая деформируемость каменной наброски (100 МПа) сочетается с невысокой ПФС (20 м) из бетона, а также с БЭ толщиной 1,2 м (рисунок 105).

Если говорить о НДС ПФС, то она испытывает сильные изгибные деформации, и в месте заделки ПФС в скальное основание могут возникать концентрации сжимающих и растягивающих напряжений (рисунки 102, 104, 106, 108, 110, 112, 114, 116). По большей степени значение данных напряжений зависят от модуля деформации ПФС. Низкий коэффициент запаса и большие растягивающие напряжения наблюдаются при высокой (36,8 м) и жесткой стене (1000 МПа). В таких вариантах растягивающие напряжения могут превышать 4 МПа (рисунки 114, 116).

Уменьшение напряжений в ПФС происходит при выполнении её из пластичного бетона, а также при увеличении модуля деформации каменной наброски, в которой она выполнена (рисунки 102, 104, 110, 112).

Оценка работоспособности вариантов конструкции



Расчёты НДС разных вариантов конструкции позволили оценить работоспособность составного ПФУ в различных условиях. В качестве критериев работоспособности плотины были выбраны следующие условия прочности её ПФУ:

- сжимающие и растягивающие напряжения в БЭ не должны превышать расчётного сопротивления бетона;
- растягивающие напряжения в ПФС не должны превышать прочность глиноцементобетона на растяжение,
- коэффициент запаса прочности ПФС по сжатию должен быть меньше нормативного.

#### **4.4.3 Поиск оптимальной конструкции сверхвысокой плотины с составным тонкостенным противофильтрационным устройством**

Построение функциональных зависимостей и анализ влияния факторов на НДС составного ПФУ

Для возможности задания ограничений по описанным критериям были сформированы следующие функциональные зависимости:

- функция максимальных сжимающих напряжений в БЭ –  $y_2$ ,
- функция максимальных растягивающих напряжений в БЭ –  $y_3$ ,
- функция коэффициента запаса прочности стены по сжатию –  $y_4$ ,
- функция максимальных растягивающих напряжений в стене –  $y_5$ .

В качестве целевой функции задачи оптимизации была выбрана функция стоимости одного погонного метра сооружения –  $y_1$ .

В качестве математической модели, описывающей зависимость функций отклика от варьируемых факторов, был выбран полином. В этот полином был добавлен квадратичный член по фактору  $X_1$  для увеличения точности расчетов и повышения адекватности. Полином имеет следующий вид (формула 15):

$$\begin{aligned}
y_i = & a_0 + a_1 * X_1 + a_2 * X_2 + a_3 * X_3 + a_4 * X_4 + a_{12} * X_1 * X_2 + a_{13} * X_1 * X_3 + \\
& + a_{14} * X_1 * X_4 + a_{23} * X_2 * X_3 + a_{24} * X_2 * X_4 + a_{34} * X_3 * X_4 + a_{123} * X_1 * X_2 * X_3 + \\
& + a_{124} * X_1 * X_2 * X_4 + a_{134} * X_1 * X_3 * X_4 + a_{234} * X_2 * X_3 * X_4 + a_{1234} * X_1 * X_2 * X_3 * X_4 + \\
& + a_{11} * X_1^2 + a_{112} * X_1^2 * X_2 + a_{113} * X_1^2 * X_3 + a_{114} * X_1^2 * X_4 + a_{1123} * X_1^2 * X_2 * X_3 + \\
& + a_{1124} * X_1^2 * X_2 * X_4 + a_{1134} * X_1^2 * X_3 * X_4 + a_{11234} * X_1^2 * X_2 * X_3 * X_4,
\end{aligned} \quad (15)$$

где  $a_0, a_1, a_2$  и т.п. – коэффициенты.

Матрица планирования расчетов, на основании которой проводилось исследование, приведена в таблице 10. Она отвечает требованиям ортогональности.

Стоимость сооружения определялась с помощью ФЕР-2017 [125-130] и посчитана в базисном уровне цен 2000 г. При определении стоимости работ по отсыпке каменной наброски в тело плотины было принято следующее соотношения между деформируемостью и количеством проходок катка при уплотнении горной массы:  $X_1=-1$  – 5 проходок;  $X_1=0$  – 7 проходок;  $X_1=+1$  – 10 проходок. Стоимость 1 м<sup>3</sup> материалов противofильтрационных элементов была принята следующей: для литого глиноцементобетона – 314 руб., для пластичного бетона – 273 руб., для бетона – 1042 руб. С учётом стоимости строительных работ цена возведения 1 м<sup>3</sup> БЭ составила 1077 руб, а 1 м<sup>3</sup> ПФС – около 6200 руб.

В таблице 10 приведены значения функций откликов (целевой функции и функций ограничений) для каждого из вариантов.

Таблица 10 – Матрица планирования расчётов (первый этап решения задачи)

№	Абстрактные значения факторов				Относительные значения факторов				Функции отклика				
	X <sub>1</sub> , МПа	X <sub>2</sub> , МПа	X <sub>3</sub> , м	X <sub>4</sub> , м	X <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	X <sub>3</sub>	X <sub>4</sub>	y <sub>1</sub> , тыс. руб.	y <sub>2</sub> , МПа	y <sub>3</sub> , МПа	y <sub>4</sub>	y <sub>5</sub> , МПа
1	≈400	100	20	1,2	1	-1	-1	-1	16 043	16,50	1,40	3,47	0,01
2	≈400	100	36,8	1,2	1	-1	1	-1	16 347	15,00	0,50	3,75	0,30
3	≈400	100	20	2	1	-1	-1	1	16 175	12,90	3,30	3,30	0,00
4	≈400	100	36,8	2	1	-1	1	1	16 479	10,80	1,20	5,42	0,20
5	≈400	1000	20	1,2	1	1	-1	-1	16 042	17,60	1,10	1,00	0,80
6	≈400	1000	36,8	1,2	1	1	1	-1	16 344	16,10	0,40	1,53	1,70
7	≈400	1000	20	2	1	1	-1	1	16 173	13,40	2,50	1,00	1,20

Окончание таблицы 10

№	Абстрактные значения факторов				Относительные значения факторов				Функции отклика				
	X <sub>1</sub> , МПа	X <sub>2</sub> , МПа	X <sub>3</sub> , м	X <sub>4</sub> , м	X <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	X <sub>3</sub>	X <sub>4</sub>	у <sub>1</sub> , тыс. руб.	у <sub>2</sub> , МПа	у <sub>3</sub> , МПа	у <sub>4</sub>	у <sub>5</sub> , МПа
8	≈400	1000	36,8	2	1	1	1	1	16 476	11,70	0,90	1,65	1,70
9	≈100	100	20	1,2	-1	-1	-1	-1	16 008	24,30	1,70	2,00	0,00
10	≈100	100	36,8	1,2	-1	-1	1	-1	16 311	24,20	1,60	2,00	0,30
11	≈100	100	20	2	-1	-1	-1	1	16 140	20,50	2,60	2,03	0,00
12	≈100	100	36,8	2	-1	-1	1	1	16 443	16,50	2,30	1,78	0,50
13	≈100	1000	20	1,2	-1	1	-1	-1	16 006	28,60	1,70	1,03	2,40
14	≈100	1000	36,8	1,2	-1	1	1	-1	16 308	29,50	1,60	1,00	4,90
15	≈100	1000	20	2	-1	1	-1	1	16 138	23,70	2,40	1,05	2,20
16	≈100	1000	36,8	2	-1	1	1	1	16 440	21,60	2,40	1,00	4,80
17	≈200	100	20	1,2	0	-1	-1	-1	16 022	19,80	1,20	2,50	0,00
18	≈200	100	36,8	1,2	0	-1	1	-1	16 325	18,20	1,20	2,63	0,30
19	≈200	100	20	2	0	-1	-1	1	16 154	15,90	2,70	2,58	0,00
20	≈200	100	36,8	2	0	-1	1	1	16 457	12,40	2,00	2,60	0,30
21	≈200	1000	20	1,2	0	1	-1	-1	16 020	21,60	0,80	1,10	1,60
22	≈200	1000	36,8	1,2	0	1	1	-1	16 323	21,90	0,40	1,12	3,20
23	≈200	1000	20	2	0	1	-1	1	16 152	17,30	2,10	1,17	1,40
24	≈200	1000	36,8	2	0	1	1	1	16 454	15,90	1,70	1,07	3,20
0	≈200	315	28,4	1,6	0	0	0	0	16 227	19,10	1,60	3,47	1,90

По значениям функций откликов были определены коэффициенты полиномов  $a_i$  функций откликов. Они определялись из решения системы 24 линейных алгебраических уравнений:

$$\begin{cases} y_1 = a_0 + a_1 * X_1 + \dots + a_{11234} * X_1^2 * X_2 * X_3 * X_4 \\ \dots \\ y_n = a_0 + a_1 * X_{1,n} + \dots + a_{11234} * X_{1,n}^2 * X_{2,n} * X_{3,n} * X_{4,n} \end{cases}$$

Для каждой из функций откликов мы получили систему из 24 уравнений, где значения  $y_n$  и  $X_{i,n}$  известны, а  $a_i$  являются неизвестными. Решение системы было осуществлено в программном комплексе Excel. Были получены значения коэффициентов  $a_i$  (таблица 11).

Таблица 11 – Значения коэффициентов функций откликов (первый этап решения задачи)

№	Функции отклика				
	$y_1$	$y_2$	$y_3$	$y_4$	$y_5$
$a_0$	16 238 559	17,875	1,513	1,874	1,250
$a_1$	17 748	-4,681	-0,319	0,569	-0,574
$a_2$	-1 056	1,300	-0,263	-0,746	1,100
$a_3$	151 445	-0,775	-0,188	-0,019	0,500
$a_4$	65 879	-2,500	0,613	-0,019	-0,025
$a_{12}$	0	-0,894	-0,081	-0,428	-0,538
$a_{13}$	70	-0,094	-0,294	0,253	-0,251
$a_{14}$	0	0,494	0,094	0,120	0,024
$a_{23}$	-318	0,500	-0,013	-0,014	0,350
$a_{24}$	0	-0,075	0,038	0,011	-0,025
$a_{34}$	0	-0,450	-0,088	-0,001	0,025
$a_{123}$	0	-0,156	0,019	-0,099	-0,212
$a_{124}$	0	0,031	-0,044	-0,111	0,063
$a_{134}$	0	0,381	-0,131	0,131	-0,049
$a_{234}$	0	0,025	0,088	-0,016	0,025
$a_{1234}$	0	-0,031	0,006	-0,110	-0,013
$a_{11}$	3 550	1,056	0,219	0,198	0,063
$a_{112}$	0	0,044	0,156	-0,171	0,049
$a_{113}$	14	0,019	-0,181	0,214	-0,013
$a_{114}$	0	-0,044	-0,144	0,101	0,037
$a_{1123}$	0	-0,294	0,081	-0,040	-0,024
$a_{1124}$	0	-0,056	-0,081	-0,072	0,026
$a_{1134}$	0	-0,031	-0,044	0,115	-0,037
$a_{11234}$	0	0,056	-0,056	-0,089	-0,051

Анализ значений коэффициентов (таблица 11) и значений функций откликов (таблица 10) позволяет оценить роль рассмотренных факторов на функции откликов. Можно заметить следующее:

- На максимальную величину сжимающих напряжений в БЭ ( $y_2$ ) наибольшее влияние оказывает деформируемость каменной наброски ( $X_1$ ). Снижение деформируемости каменной наброски в 2 раза ведёт к уменьшению максимальных сжимающих напряжений в БЭ на 4,7 МПа, растягивающих – на 0,3 МПа. Однако в процентном отношении это влияние невелико (соответственно 26% и 20%). Влияние толщины экрана ( $X_4$ ) и жёсткости стены ( $X_2$ ) ещё меньше.

Увеличение толщины ведёт к росту сжимающих напряжений, а увеличение жёсткости стены – к их снижению.

- На максимальную величину растягивающих ( $y_3$ ) напряжений в БЭ сильно влияет толщина самого экрана ( $X_4$ ). Увеличение толщины существенно повышает растягивающие напряжения в нём. Таким образом, с точки зрения обеспечения прочности выгоднее использовать тонкий экран, т.к. это уменьшает моментную составляющую напряжений. Деформируемость каменной наброски ( $X_1$ ) и жёсткость стены ( $X_2$ ) имеют меньшее влияние на растягивающие напряжения в БЭ. Снижение деформируемости каменной наброски и повышение жёсткости стены уменьшает растягивающие напряжения в БЭ.

- Высота стены ( $X_3$ ) меньше других факторов влияет на НДС БЭ.

- На коэффициент запаса прочности стены на сжатие ( $y_4$ ) наибольшее влияние оказывают деформируемость глиноцементобетона ( $X_2$ ) и деформируемость каменной наброски ( $X_1$ ). Снижение деформируемости каменной наброски ( $X_1$ ) увеличивает коэффициент запаса прочности стены на сжатие, а увеличение жёсткости стены ( $X_2$ ) уменьшает его.

- На максимальные величины растягивающих напряжений в стене ( $y_5$ ) сильнее всего влияет деформируемость глиноцементобетона ( $X_2$ ). Её влияние больше, чем влияние деформируемости каменной наброски ( $X_1$ ) и высоты стены ( $X_3$ ).

- Применение квадратичных зависимостей функций откликов от фактора  $X_1$  позволило отразить их нелинейный характер, особенно по откликам  $y_2$  и  $y_3$ .

- Влиянием взаимодействия некоторых факторов нельзя пренебрегать. В основном, это касается взаимодействия фактора  $X_1$  с  $X_2$  и с  $X_3$ .

Проверка адекватности полученных функций откликов была осуществлена для центра факторного пространства. Она выполнялась путём сравнения значений, получаемых с помощью полиномов, с откликом для варианта №0. Результаты сравнения приведены в таблице 12.

Таблица 12 – Проверка адекватности функций откликов (первый этап решения задачи)

Метод определения	Функции отклика				
	$y_1$ , руб	$y_2$ , МПа	$y_3$ , МПа	$y_4$	$y_5$ , МПа
Максимальное значение	16 476 000	29,5	3,30	5,42	4,90
Минимальное значение	16 006 000	10,8	0,40	1,00	0,00
Расчет для центра	16 238 559	17,87	1,51	1,87	1,25
Опыт для центра	16 226 989	19,10	1,60	1,95	1,90
Отклонение для центра	11 570	1,23	0,09	0,08	0,75
Погрешность, %	0.1%	6.9%	5.8%	4,1%	39,5%

Анализ таблицы 12 показывает, что наименее адекватной является функция  $y_5$ , описывающая изменение максимальных растягивающих напряжений в ПФС. С точки зрения относительной погрешности ошибка довольно значительная (39,5%), однако в количественном выражении погрешность не столь велика. Поэтому можно считать, что полученные функции отклика с достаточной точностью описывают изменение исследуемых величин в выбранном диапазоне факторов.

Построение функциональных зависимостей параметров НДС от факторов позволило нам решить задачу о поиске оптимальных параметров конструкции плотины.

Поиск оптимальной конструкции сверхвысокой плотины с составным ПФУ.

Целевой функцией явилась функция стоимости плотины  $y_1$ . На функции  $y_2$ ,  $y_3$ ,  $y_4$ ,  $y_5$  были наложены ограничения. Были приняты следующие условия:

- Экстремальные значения напряжений в БЭ ( $y_2$  и  $y_3$ ) не должно превышать расчётное сопротивление бетона класса В25. В соответствии с СП 52-101-2003 [131] расчётное сопротивление бетона по предельным состояниям второй группы на сжатие составляет 18,5 МПа, а на растяжение 1,55 МПа.

- Коэффициент запаса прочности глиноцементобетона ПФС на сжатие ( $y_4$ ) должен быть не менее 1,25.

- Максимальное растягивающее напряжение в ПФС ( $y_5$ ) не должно превышать 0,1 МПа.

Поиск оптимальных параметров конструкции осуществлялся с помощью программы Excel методом обобщенного приведенного градиента. В результате решения задачи были получены параметры конструкции, указанные в таблице 13. Оказалось, что определяющими ограничениями являются прочность бетона БЭ на сжатие и прочность глиноцементобетона на растяжение (таблице 14).

Таблица 13 – Параметры оптимальной конструкции плотины

Факторы	$X_1$	$X_2$	$X_3$	$X_4$
кодированные	0,352	-1,000	-1,000	-1,000
абсолютные	$E \approx 260$ МПа	100	20	1,2

Таблица 14 – Значения функций откликов для оптимального варианта

Функции	$y_1$	$y_2$	$y_3$	$y_4$	$y_5$
Ограничения	стремится к min	$\leq 18,5$	$\leq 1,55$	$\geq 1,25$	$\leq 0,1$
Значения	16 028 642	18,50	1,18	2,92	0,0

Анализ позволяет сделать следующие выводы:

- Оптимальным является вариант, в котором ПФС имеет высоту 20 м. Увеличение высоты перемычки ведёт к снижению прочности ПФС.

- Для обеспечения прочности обоих противофильтрационных элементов требуется добиваться снижения деформируемости каменной наброски. В этой связи увеличение толщины БЭ представляется наименее эффективным путём достижения его прочности.

- В качестве материала ПФС необходимо применять пластичный глиноцементобетон.

- То, что значение  $X_1$  не было получено максимально возможным из рассмотренного варианта, говорит о сложном характере влияния деформируемости каменной наброски на работоспособности конструкции. Выбор деформируемости каменной наброски ( $X_1$ ) взаимосвязан с выбором деформируемости глиноцементобетона ( $X_2$ ). Если деформируемость глиноцементобетона окажется меньше, чем у каменной наброски, то это может негативно сказаться на НДС БЭ.

Решение задачи оптимизации показало, что два из четырёх факторов не нуждаются в варьировании, – оптимальному решению соответствует случай, когда значения этих факторов находятся на границе факторного пространства. Это факторы, которые характеризуют геометрию плотины, –  $X_3$  (высота ПФС) и  $X_4$  (толщина БЭ). Наиболее экономичными и надёжными вариантами являются те, в которых высота ПФС и толщина БЭ – минимальны (составляют соответственно 20 м и 1,2 м). Поэтому эти факторы были исключены из дальнейшего рассмотрения.

На втором этапе при поиске оптимальной конструкции варьировались только два фактора –  $X_1$  (деформируемость каменной наброски тела плотины) и  $X_2$  (деформируемость глиноцементобетона). Рассматривалась конструкция плотины, в которой высота ПФС составляет 20 м, а толщина БЭ – минимальна.

При решении задачи оптимизации было принято решение повысить степень функций откликов по фактору  $X_2$ , чтобы отразить сложное влияние фактора  $X_2$  на НДС ПФС и повысить адекватность функций откликов. Согласно полученной матрице планирования (таблица 15) рассматривались 9 расчётных вариантов (включая проверочный).

Таблица 15 - Матрица планирования расчётов (второй этап решения задачи)

№	Абсолютные значения факторов		Относительные значения факторов		Функции отклика				
	$X_1$ , МПа	$X_2$ , МПа	$X_1$	$X_2$	$Y_1$ , тыс.руб	$Y_2$ , МПа	$Y_3$ , МПа	$Y_4$	$Y_5$ , МПа
1	≈100	100	-1	-1	16 008	24,30	1,80	2,16	0,00
2	≈100	1000	-1	1	16 006	28,60	1,70	1,00	2,40
3	≈200	100	0	-1	16 022	19,80	1,20	2,67	0,00
4	≈200	1000	0	1	16 020	21,60	0,80	1,15	1,60
5	≈400	100	1	-1	16 043	16,50	1,40	3,47	0,01
6	≈400	1000	1	1	16 042	17,60	1,10	1,00	0,80
7	≈100	315	-1	0	16 007	26,90	1,70	1,47	0,20
8	≈200	315	0	0	16 022	23,80	0,90	1,75	0,20
9	≈400	315	1	0	16 043	17,30	0,90	2,32	0,00



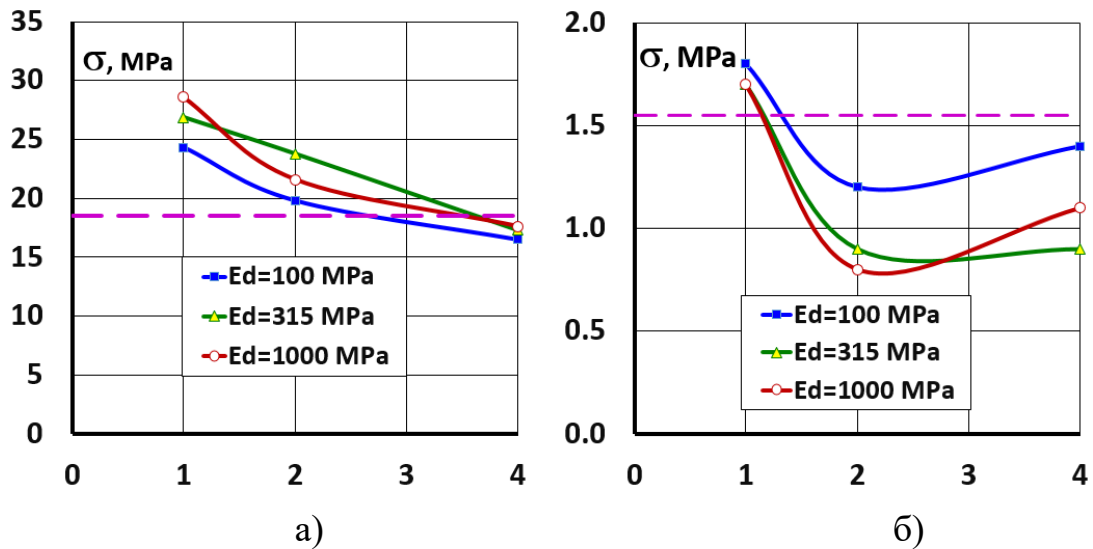


Рисунок 117 – Изменение параметров НДС БЭ

а – максимальные сжимающие напряжения; б – максимальные растягивающие напряжения;  $E_d$  – модуль деформаций глиноцементобетона; пунктирная линия – ограничения для фактора; горизонтальная ось – изменение фактора  $X_1$ .

По результатам расчёта НДС для данных вариантов были построены графики зависимости параметров НДС конструкции в зависимости от рассматриваемых факторов (рисунок 117 и 118). Анализ этих графиков показал, что нелинейный характер характерен для функций откликов  $y_3$  и  $y_5$ , которые характеризуют уровень растягивающих напряжений в БЭ (рисунок 117,б) и ПФС (рисунок 118,б). Особенно чётко нелинейность проявляется по фактору  $y_5$ .

На графиках (рисунок 117) хорошо видно, что определяющим фактором для обеспечения надёжности БЭ являются сжимающие напряжения в экране ( $y_2$ ). Видим, что прочность на сжатие в БЭ может быть обеспечена только в случае, если  $X_1$  (коэффициент снижения деформируемости каменной наброски) составит более 2,7. Другими словами, секущий модуль деформации каменной наброски должен составлять не менее 270 МПа.

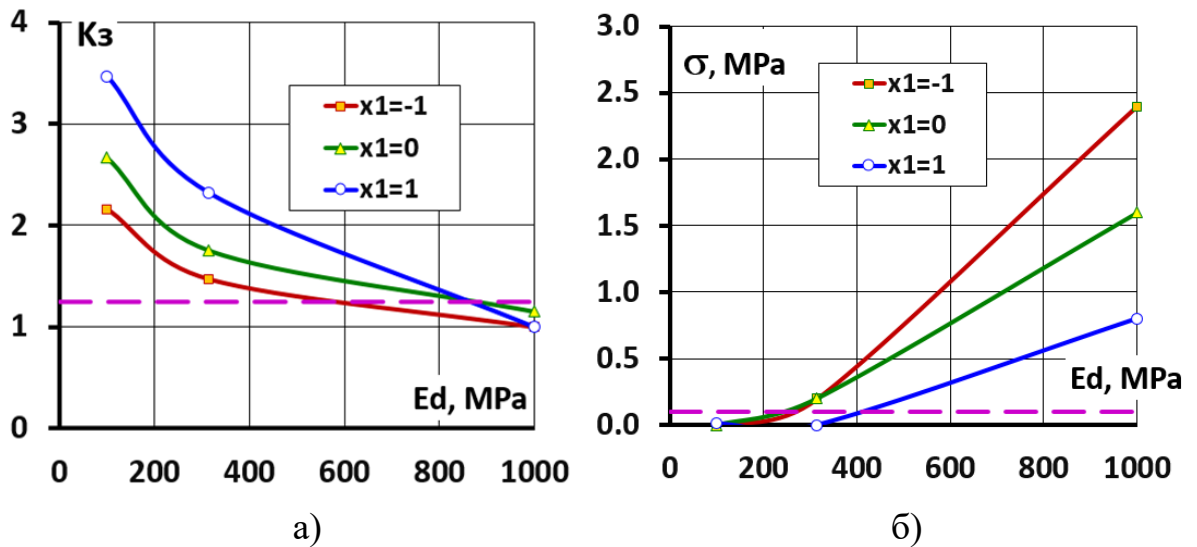


Рисунок 118 – Изменение параметров НДС ПФС

а – коэффициент запаса прочности на сжатие; б – максимальные растягивающие напряжения;  $E_d$  – модуль деформаций глиноцементобетона; пунктирная линия – ограничения для фактора.

Рисунок 118 наглядно демонстрирует, что прочность ПФС на сжатие и растяжение может быть обеспечена только при выполнении стены из литого глиноцементобетона. Условие прочности на сжатие может быть обеспечено при модуле деформации глиноцементобетона не выше 800 МПа (рисунок 118,а). Но определяющим является условие прочности на растяжение (рисунок 118,б) – для обеспечения прочности на растяжение модуль деформации глиноцементобетона должен быть меньше 250÷400 МПа.

Эти выводы подтвердились при использовании более строгого способа поиска решения задачи – метода оптимизации. Решив систему линейных алгебраических уравнений, мы нашли коэффициенты квадратичных полиномов функций откликов, а затем, используя описанные выше ограничения, были найдены параметры оптимальной конструкции.

Было получено, что оптимальной конструкцией является та, в которой коэффициент снижения деформируемости горной массы ( $X_1$ ) достигает 3,6, а модуль деформации глиноцементобетона ( $X_2$ ) не превышает 378 МПа. Таким образом, оказалось, что для достижения оптимального НДС БЭ и ПФС модули

деформации глиноцементобетона и каменной наброски должны быть примерно одинаковы.

Из проведенных исследований можно сделать следующие выводы:

1. НДС каменно-набросных плотин с составным ПФУ принципиально отличается от НДС каменно-набросной плотины на скальном основании. В ней БЭ испытывает не растягивающую, а сжимающую продольную силу. Это положительно сказывается на работоспособности БЭ. Однако при этом необходимо иметь в виду, что в сверхвысоких плотинах сжимающая продольная сила может быть столь велика, что возникает риск потери прочности бетона на сжатие.

2. Каменно-набросная плотина с составным ПФУ (состоящим из бетонного экрана и противофильтрационной стены из глиноцементобетона) может быть достаточно надёжным типом плотины даже в условиях высокого напора (более 200 м). Для этого необходимо следовать рекомендациям, которые были получены в результате данного исследования.

3. Основные рекомендации для конструирования сверхвысоких плотин рассмотренного типа состоят в следующем:

- Модуль деформации каменной наброски должен составлять не менее 250 МПа для того, чтобы обеспечить прочность бетонного экрана и ПФС.

- Снижение продольных сжимающих напряжений в БЭ должно достигаться не за счёт увеличения его толщины, а за счёт снижения деформируемости каменной наброски. Это связано с тем, что увеличение толщины экрана ведёт к увеличению моментной составляющей в распределении напряжений. Толщина БЭ может быть принята равной 0,5% от высоты плотины.

- ПФС должен выполняться не из жёсткого бетона, а только из глиноцементобетона, приближенного по деформируемости к грунту плотины.

- Для обеспечения благоприятного характера НДС БЭ желательно, чтобы стена не была слишком жёсткой в сравнении с каменной наброской. Можно рекомендовать использовать правило, что модуль деформации

глиноцементобетона должен отличаться от модуля деформации каменной наброски не более, чем в 2 раза.

4. Возможны пути дальнейшего повышения надёжности конструкции плотины с составным противофильтрационным устройством. В частности, для снижения опасности возникновения в стене растягивающих напряжений от деформаций изгиба, целесообразно рассмотреть вопрос о сопряжении стены со скальным основанием не в виде заделки, а с помощью «подушки» из глиноцементобетона.

#### **Выводы к главе 4:**

1. Исследования конструкции составного ПФУ в виде БЭ и ПФС, расположенной в теле грунтовой плотины, показали, что при соблюдении определённых правил она является работоспособной и её можно применять даже в конструкциях сверхвысоких каменно-набросных плотин.

2. Составной ПФУ работает как сложная механическая система: конструкция и характеристики каждого его элемента оказывают влияние на НДС всей системы в целом, работая во взаимодействии друг с другом.

3. Для НДС БЭ составного ПФУ характерны значительные сжимающие продольные напряжения. В большинстве случаев они не превышают предел прочности бетона на сжатие, угроза потери прочности может возникать только в сверхвысоких плотинах. Т.к. НДС БЭ в основном определяется деформируемостью каменной наброски, для обеспечения прочности экрана сверхвысокой плотины требуется достигать высокой степени уплотнения каменной наброски и снижения её деформируемости.

4. Наиболее уязвимым элементом составного ПФУ является узел сопряжения БЭ и ПФС. Если для сопряжения используется бетонный понур, то имеется риск нарушения его целостности вследствие потери прочности бетона на растяжение при изгибе. Поэтому конструкция понура должна предусматривать

его разрезку по длине вертикальными швами. Сложность проектирования заключается в том, что трудно заранее спрогнозировать участки, в которых необходимо выполнить швы.

5. Если сопряжение БЭ и ПФС осуществляется посредством бетонной потерны, на НДС нижней части экрана в значительной степени влияют конструкция и жёсткость материала стены. При высокой жёсткости стены в БЭ могут возникать значительные сжимающие и растягивающие напряжения. Исследования показали для обеспечения благоприятного НДС БЭ необходимо, чтобы стена была выполнена из материала, приближенного по деформируемости к грунту тела плотины.

6. НДС ПФС в значительной степени зависит от характеристик материала стены. При использовании жестких материалов наблюдаются значительные сжимающие и растягивающие напряжения в оголовке стены и в зоне заделки в скальное основание. Значение данных напряжений могут превышать предел прочности. Снизить данные напряжений и уменьшить вероятность образования трещин позволяет использование глиноцементобетона.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

По результатам данной работы можно сделать следующие общие выводы и рекомендации:

1. Составное противofильтрационное устройство, включающее бетонный экран плотины и «стену в грунте» в основании, зарекомендовал себя на ряде высоких плотин как надёжное противofильтрационное устройство. Однако, как любая сложная система, составное ПФУ имеет повышенный риск нарушения потери работоспособности. Выявлен целый ряд возможных причин и зон нарушения герметичности. Основными уязвимыми участками ПФУ, в которых возможно нарушение целостности, являются сопряжение БЭ, «стены в грунте» со скальными бортами, а также узел сопряжения элементов конструкции.

2. Рассмотренный тип составного ПФУ находится в сложном напряжённо-деформированном состоянии и характеризуется не только деформациями поперечного изгиба, но и продольными деформациями (укорачивания-удлинения) тонкостенных элементов конструкции. Продольные силы возникают от сил трения по боковой поверхности конструкции. Они могут быть столь велики, чтобы стать основной причиной возможной потери прочности тонкостенных конструкций составного ПФУ: бетонного экрана и «стены в грунте».

3. Чтобы обеспечить достоверность результатов численного моделирования составного ПФУ из негрунтовых элементов необходимо тщательно воспроизводить условия их работы, соблюдая определённые правила. Необходимо:

- использовать элементы высокого порядка для моделирования сложного поведения тонкостенных конструкций и прилегающих к ним грунтов;
- учитывать такие нелинейные эффекты контактного взаимодействия, как проскальзывание и отрыв, которые могут возникать при взаимодействии негрунтовых элементов с грунтовым массивом и между собой;

- учитывать поэтапность возведения плотины, технологическую схему возведения ПФУ, а также последовательность их нагружения.

Нелинейные эффекты, последовательность возведения и нагружения сооружения оказывают решающее влияние на НДС составного ПФУ.

4. НДС бетонного экрана каменно-набросной плотины значительно зависит от жёсткости основания: от мощности слоя и деформируемости нескальных грунтов основания. Если грунты основания сильно отличаются от грунтов плотины по деформируемости, экран испытывает значительные сжимающие, а на некоторых участках даже и растягивающие продольные силы и напряжения. Чтобы избежать потери прочности экрана, можно использовать правило, что модули деформации грунтов основания и плотины должны различаться не более, чем в 3 раза.

Уменьшить продольные силы в бетонном экране можно путём увеличения его толщины, однако, это может привести к возникновению значительных растягивающих напряжений при поперечном изгибе. Поэтому более эффективными способами являются уменьшение трения на контакте с плотиной, снижение деформируемости нескального основания, а также снижение жёсткости периметрального шва.

5. «Стена в грунте», скомбинированная с экраном, работает в более благоприятных условиях, чем стена-диафрагма, расположенная в центральной части профиля плотины. Однако это не избавляет стену от риска потери прочности на сжатие или растяжение. Потеря прочности может вызвана несколькими причинами. Во-первых, это значительные сжимающие продольные силы, воспринимаемые «стеной в грунте» от осадок грунта. Во-вторых, это сложные деформации изгиба стены в зоне сопряжения со скальным основанием и понуром.

Основным способом обеспечения прочности стены является применение менее жёсткого материала. Благоприятное НДС ПФС наблюдается, когда стена выполнена из материала, модуль деформации которого близок к модулю

деформации окружающего грунта. В большинстве случаев в качестве материала стены нужно использовать пластичный бетон.

6. НДС составного ПФУ зависит от многих факторов, однако основными из них являются деформативные свойства материалов: каменной наброски, грунтов основания и негрунтовых материалов конструкций ПФУ. Сочетание этих свойств формирует НДС элементов составного ПФУ. НДС составных частей ПФУ взаимосвязано между собой, зависит от особенностей конструкции и материала каждого из составляющих его элементов.

7. Самым сложным, проблемным вопросом обеспечения надёжности составного ПФУ является выбор способа сопряжения БЭ и «стены в грунте». В современных плотинах в качестве соединительного элемента используется горизонтальный бетонный понур. Многократное применение этого способа сопряжения показало его эффективность и работоспособность. Однако эта часть является наименее надёжной в конструкции составного ПФУ. Во-первых, контакт между стеной и понуром испытывает смещения в несколько сантиметров. Во-вторых, сам понур испытывает деформации изгиба, столь значительные, что не могут быть восприняты бетоном без образования трещин.

Могут быть предложены несколько способов решения данной проблемы. Основным, хорошо зарекомендовавшим себя способом является разрезка понура на отдельные плиты вертикальными швами. Эти швы позволяют исключить образование растягивающих напряжений и, соответственно, образование трещин. Однако, необходимо иметь в виду, что предсказать положение трещин сложно, поэтому этот способ не обязательно гарантирует надёжность понура.

Эффективным является ещё один способ – выполнение понура из менее жестких материалов, например, асфальтобетона.

В качестве альтернативного варианта соединительного элемента можно использовать железобетонную галерею, однако его применение возможно только при выполнении стены из пластичного бетона.

8. Рассмотренный тип составного ПФУ имеет перспективы применения не только как водонепроницаемый контур грунтовой плотины на нескальном



основании, но и для создания грунтовой плотины нового типа. Применение составного ПФУ может рассматриваться как способ совершенствования традиционной конструкции каменно-набросной плотины с БЭ, как способ повышения её надёжности. При соблюдении определённых правил проектирования составное ПФУ может являться работоспособным даже при сверхвысоких напорах.

При проектировании сверхвысокой каменно-набросной с составным ПФУ в виде БЭ и «стены в грунте» на скальном основании можно использовать следующие рекомендации.

- Для обеспечения прочности БЭ и ПФС модуль деформации каменной наброски тела плотины должен составлять не менее 250 МПа.

- Высота ПФС должна быть не большой, около 20 м для того, чтобы снизить продольные сжимающие усилия в ней.

- В качестве материала ПФС нужно использовать глиноцементобетон. Модуль деформации глиноцементобетона должен быть равен модулю деформации тела плотины, либо не должен отличаться от него более, чем в 2 раза.

- Толщина БЭ не должна превышать 0,5% от высоты плотины, чтобы не допустить возникновения растягивающих напряжений от деформаций изгиба.

- Для уменьшения продольных сжимающих напряжений в нижней части БЭ, рекомендуется выполнять периметральный шов широким с заполнением мягким материалом.

**Рекомендации, перспективы дальнейшей разработки темы** состоят в изучении различных вариантов узлов сопряжения ПФС и БЭ, а также ПФС со скальным основанием.

**Список сокращений и условных обозначений**

НДС – напряженно-деформированное состояние

КНПБЭ – каменно-набросная плотина с бетонным экраном

ПФС – противofильтрационная стена

ПФУ – противofильтрационное устройство

БЭ – бетонный (железобетонный) экран

МКЭ – метод конечных элементов

КНП – каменно-набросная плотина

**Благодарность**

Автор выражает благодарность научному консультанту ООО «НИП-Информатика» Федоренко Евгению Владимировичу за консультации по работе с программой Plaxis 2D

**СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ**

1. ICOLD. Concrete Face Rockfill dam: Concepts for design and construction, International Commission on Large Dams. 2010. Bulletin 141.
2. Ляпичев Ю.П. Проектирование и строительство современных высоких плотин: Учеб. Пособие. – М.: Изд-во РУДН, 2004. – 275 с.
3. Саинов М.П., Юрьева Е.А. Каменно-набросные плотины с железобетонным экраном: эволюция конструкции // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2018. №9(72). С.46–60.
4. Cooke, J.B. Progress in rockfill dams // Journal of Geotechnical Engineering. 1984. Volume 110. No.10. pp. 1381-1414.
5. Sherard, J.L., Cooke, J.B. Concrete – Face Rockfill Dams: I Assessment // Journal of Geotechnical Engineering. ASCE. 1987. Volume 113. No.10. pp.1096–1112.
6. Hanna, A. W., Ambrosii, G., Mcconnell, A. D. Investigation of a coarse alluvial foundation for an embankment dam // Canadian Geotechnical Journal. 1986. Volume 23. No.2. pp. 203-215.
7. Shen Z., Xu, L., Wang, W. Earthquake Response of Xieka Concrete Face Rockfill Dam by FEM // Earth and Space 2010: Engineering, Science, Construction, and Operations in Challenging Environments. 2010. pp. 463-472.
8. Haselsteiner, R., Kaytan, E., Pamuk, R., Çeri, V. Seepage control design of the Arkun dam in Turkey // The International Journal on Hydropower and Dams. 2012. Volume 19. No.1. pp.90–96.
9. 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. 2014. Bali. Indonesia.
10. Wen, L., Chai, J., Xu, Z., Qin, Y., Li, Y., Junrui, C. A statistical review of the behaviour of concrete-face rockfill dams based on case histories // Géotechnique. 2018. Volume 68. No.9. pp.749–771.

11. Wen, L., Chai, J., Xu, Z., Qin, Y., Li, Y. A statistical analysis on concrete cutoff wall behaviour. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Geotechnical Engineering*. 2018. Volume 171. No.2. pp.160–173.
12. Li, G., Miao, J., Mi, Z. A review of foundation condition and design scheme for seepage prevention system of high CFRD built on deep alluvium deposit // *Hydro-Science and Engineering*. 2014. No.4. pp. 1-6.
13. Wen, L., Chai, J., Wang, X., Xu, Z., Qin, Y., Li, Y. Behaviour of concrete-face rockfill dam on sand and gravel foundation. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Geotechnical Engineering*. 2015. Volume 168. No.5. pp.439–456.
14. Li, M., Wang, X., Xiong, Z., Chen, H., CFRD monitoring and its behavior analysis // *Journal of Yangtze River Scientific Research Institute*. 2001. Volume 18. No.1. pp. 45-48.
15. Li, N. Performance of high concrete face rockfill dam in China and its inspiration // *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*. 2011. Volume 33. No.5. pp. 166-173.
16. Gan, L., Shen, Z.-Z., Xu, L.-Q. Long-Term Deformation Analysis of the Jiudianxia Concrete-Faced Rockfill Dam // *Arabian Journal for Science and Engineering*. 2014. Volume 39. No.3. pp. 1589-1598.
17. Xu, Z., Lu, S. Design, construction and operation of China's Jiudianxia CFRD // *International Journal on Hydropower and Dams*. 2011. Volume 18. No.2.
18. Li, N. Recent technology for high concrete face rockfill dams. China Water Conservancy and Hydropower Press. 2007. Beijing. China.
19. ICOLD. Concrete face rock fill dams concepts for design and construction. Committee on materials for fill dams. 2004. Paris. France.
20. Gavan, J.H. The Pre- and Post-Failure Deformation Behaviour of Soil Slopes. University of New South Wales. Sydney. Australia. 2003. pp. 1410.
21. Hunter G., Fell R. Rockfill modulus and settlement of concrete face rockfill dams // *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2003. Volume 129. No.10. pp. 909–917.

22. Tang Ju-Shan, Ding Bang-Man. Design of concrete face rockfill dam of the expansion project of Hengshan Reservoir // *Journal on Water Power*. 2002. Volume 28. No.7. pp. 35–37.
23. Pinto, N.L., Marques, P.L. Estimating the Maximum Face Slab Deflection in CFRDs // *The International Journal on Hydropower & Dams*, 1998. Volume 5. Issue 6. pp. 28–30.
24. Lollino, P., Cotecchia, F., Zdravkovic, L., Potts, D. M. Numerical analysis and monitoring of Pappadai dam // *Canadian Geotechnical Journal*. 2005. Volume 42. Issue 6. pp. 1631-1643.
25. Kim, Y.S., Seo, M. W., Lee, C. W., Kang, G. C. Deformation characteristics during construction and after impoundment of the CFRD-type Daegok Dam, Korea // *Engineering Geology*. 2014. Volume 178. pp. 1-14.
26. Won, M.S., Kim, Y. S. A case study on the postconstruction deformation of concrete face rockfill dams // *Canadian Geotechnical Journal*. 2008. Volume 45. Issue 6. pp. 845-852.
27. Kim, Y.S., Kim, B. T. Prediction of relative crest settlement of concrete-faced rockfill dams analyzed using an artificial neural network model // *Computers and Geotechnics*. 2008. Volume 35. Issue 3. pp. 313-322.
28. Fu, Z., Chen, S., Ji, E., Practices in Constructing High Rockfill Dams on Thick Overburden Layers // *Dam Engineering [Working Title]*. 2018.
29. Сафронов И.П. Набросные плотины (союзные и иностранные) – М.: Изд-во Гидроэнергопроект, 1936. – 156 с.
30. Моисеев С.Н. Каменно-земляные и каменно-набросные плотины. Основы проектирования и строительство – М.: Энергия, 1970. – 176 с.
31. Fu, Z., Chen, S., Ji, E., Practices in Constructing High Rockfill Dams on Thick Overburden Layers. 2018. URL: <https://www.intechopen.com/chapters/61949> (дата обращения: 01.03.2022).
32. Борзунов В.В., Денисов Г.В., Кадушкина Е.А., Федоров А.В. Опыт проектирования и строительства грунтовой плотины Нижне-Бурейской ГЭС с

применением в качестве противофильтрационного устройства диафрагмы из буросекущихся свай // Гидротехническое строительство. 2019. №6. С.2–10.

33. Борзунов В.В., Мусаев А.Ш., Кадушкина Е.А. Оптимизация проектных решений и усовершенствования конструкций основных сооружений НижнеБурейской ГЭС // Гидротехническое строительство. 2017. №4. С.2–15.

34. Sainov, M.P. Analysis of normal operation of a rockfill dam with combination of seepage-control elements: reinforced concrete face and clay-cement-concrete wall // Magazine of Civil Engineering. 2016. Volume 64. Issue 4. pp. 3-9.

35. Sainov, M.P., Kotov, F.V. Tendencies in developing structural designs of non-soil seepage-control structures of embankment dams // Magazine of Civil Engineering, 2021. Volume 102. Issue 2.

36. ErKay, Z.M., Mustafa, A., Pausz, S. Design Considerations of Concrete Face Rockfill Dam with a High Cut-off Wall and Located on a Thick Alluvial Soil Layer. DAMS and HEPPs for Sustainable Development. 2016. Antalya. Turkey.

37. Zhag, L.M., Chen, Q. Three-dimensional analysis of water infiltration into the Gouhou rockfill dam using saturated–unsaturated seepage theory // Canadian Geotechnical Journal. 2006. Volume 43. Issue 5. pp. 449-461.

38. Li, J.C. Gouhou dam and analysis for causes of the dam failure // Chinese Journal Geotechnical Engineering. 1994. Volume 16. Issue 6. pp. 1-14.

39. 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.

40. Pinto de, N.L.S. Questions to Ponder on Designing Very High CFRDs // The International Journal on Hydropower and Dams. 2001. Volume 8, Issue 5. pp. 61–65

41. Ma, H.Q., Cao K.M., Key technical problems of extra-high concrete faced rock-fill dam // Science in China. Series E: Technological Sciences. 2007. Volume 50. Issue 1. pp. 20-33.

42. Freitas, M.S.Jr. Concepts on CFRDs Leakage Control – Cases and Current Experiences // ISSMGE Bulletin. 2009. Volume 3. Issue 4. pp.11–18.

43. Hu K., C.J., Wang D. Shear Stress Analysis and Crack Prevention Measures for a Concrete-Face Rockfill Dam, Advanced Construction of a First-Stage Face Slab, and a First Stage Face Slab in Advanced Reservoir Water Storage // *Advances in Civil Engineering*. 2018. No.1. pp. 1-10.

44. Johannesson, P., Tohlang, S.L. Lessons learned from Mohale // *The International Water Power & Dam Construction*. 2007. Volume 59. Issue 8. pp. 16-25.

45. Zhang B., Wang J.G., Shi R. Time-dependent deformation in high concretefaced rockfill dam and separation between concrete face slab and cushion layer // *Computers and Geotechnics*. 2004. No.31. pp. 559–573.

46. Саинов М.П., Затонских М.А. Образование структурных трещин железобетонных экранов каменно-набросных плотин // *Строительство уникальных зданий и сооружений*. 2018. №73(10). С. 16-27.

47. Wang, Z., Liu, S., Vallejo, L., Wang L. Numerical analysis of the causes of face slab cracks in Gongboxia rockfill dam // *Engineering Geology*. 2014. No.181. pp. 224-232.

48. Саинов М.П. Влияние изменения температуры на напряжённо-деформированное состояние железобетонного экрана каменно-набросной плотины // *Приволжский научный журнал*. 2016. №40(4). С. 79-85.

49. Marques Filho, P., De Pinto, N.L.S. CFRD dam characteristics learned from experience // *International Journal on Hydropower and Dams*. 2005. Volume 12. Issue 1. pp. 72– 76.

50. Mori, R.T. Deformations and Cracks in Concrete Face Rockfill Dams. *Proceedings, Second Symposium on CFRD*. 1999. Florianopolis. Brazil.

51. Arici, Y. Investigation of the cracking of CFRD face plates // *Computers and Geotechnics*. 2011. No.38. pp.905–916.

52. Саинов М.П. Особенности расчетов напряженно-деформированного состояния каменных плотин с железобетонными экранами // *Вестник МГСУ*. 2006. №2. С. 78-86.



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

54. Саинов М.П., Егоров И.М., Пак К.В. Влияние неоднородности строения каменно-набросной плотины на напряженно-деформированное состояние железобетонного экрана // Строительство: наука и образование. 2019. №9(2). С. 1-12.

55. Радченко В.Г., Лопатина М.Г., Николайчук Е.В., Радченко С.В. Опыт возведения противодиффузионных устройств из грунтоцементных смесей. // Гидротехническое строительство. 2012. №12. С.46–54.

56. Balian, S. Cut-Off Wall Construction at Peribonka dam // International Water Power & Dam Construction. 2007. Volume 59. Issue 2. pp.42–44.

57. Бардюков В.Т., Изотов В.Н., Гришин В.А., Радченко В.Г., Шишов И.Н. Ремонт плотины Курейской ГЭС // Известия Всероссийского научноисследовательского института гидротехники им. Б.Е. Веденеева. 2000. Т.238. С.92–96.

58. Малышев Л.И., Шишов И.Н., Кудрин К.П., Бардюгов В.Г. Технические решения и результаты работ по сооружению противодиффузионной стены в грунте в ядре и основании Курейской ГЭС // Гидротехническое строительство, 2001. №3. С.31–36.

59. Баранов А.Е. Из опыта проектирования и строительства Юмагузинского гидроузла на р.Белой // Вестник МГСУ. 2006. №2. С.112–122.

60. Rice, J. D., Duncan J. M. Deformation and cracking of seepage barriers in dams due to changes in the pore pressure regime // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010. Volume 136. Issue 1. pp. 16-25.

61. Rice, J. D., Duncan J. M. Findings of case histories on the long-term performance of seepage barriers in Dams // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010. Volume 136. Issue 1. pp. 2-15.

62. Sainov, M.P., Lubyaynov, V. V. Stress-strain state of seepage-control walls in foundations of embankment dams // Magazine of Civil Engineering, 2017. Volume 73. Issue 5. pp. 96-112.

63. Саинов М.П. Напряжённно-деформированное состояние противофильтрационных “стен в грунте” грунтовых плотин: дис. ... канд. техн. наук 05.23.07 / Саинов Михаил Петрович. – М., 2001. – 255с.

64. Саинов М.П., Котов Ф.В. Оценка надежности диафрагмы из буронабивных свай в плотине средней высоты // Вестник МГСУ. 2014. №1. С.153–163.

65. Саинов М.П. Приближенный прогноз прочности противофильтрационной стены в основании плотины // Научное обозрение. 2017. №4. С.34–38.

66. Девяткин С. В., Саинов М.П. Расчётное обоснование конструкции противофильтрационной стены в основании грунтовой плотины ГЭС "Голубое озеро" // Вестник евразийской науки. 2020. №12(3). С. 3.

67. Саинов М.П., Богатырев И.Л., Кириченко А.Ю. Исследования напряжённнодеформированного состояния противофильтрационных стен плотины Сиалонгди // Известия вузов: Строительство. 2019. №5. С.81–93.

68. 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. pp. 3208-3215.

69. ICOLD. Filling materials for watertight cut-off walls. 1985. Bulletin 51.

70. Wen, L., Chai, J., Xu, Z., Qin, Y., Li, Y. Monitoring and numerical analysis of behaviour of Miaojiaba concrete-face rockfill dam built on river gravel foundation in China // Computers and Geotechnics. 2017. No.85. pp. 230-248.

71. Wen, L., Chai, J., Xu, Z., Qin, Y., Li, Y. Comparative and Numerical Analyses of Response of Concrete Cutoff Walls of Earthen Dams on Alluvium Foundations // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2019. Volume 145. Issue 10.

72. Саинов М.П. Влияние жесткости материала противофильтрационной стены в основании грунтовой плотины на ее прочность // Приволжский научный журнал. 2016. №3 (39). С.62–69.

73. Sainov, M.P. Theoretical Basis for designing seepage-control walls in dam foundations // IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering. 753. 052017. 2020.

74. Arici, Y. Behaviour of the reinforced concrete face slabs of concrete faced rockfill dams during impounding // Structural Infrastruct. Engng. 2013. Volume 9. Issue 19. pp. 877-890.

75. Fitzpatrick, M. D., Kinstler, F. L., Knoop, B. P. Design of concrete-faced rockfill dams., in Concrete face rockfill dams: design, construction and performance, (eds J. B. Cooke and J. L. Sherard) // American Society of Civil Engineers. 1985. pp. 410-434.

76. Gikas, V., Sakellariou, M. Settlement analysis of the Mornos earth dam (Greece): evidence from numerical modeling and geodetic monitoring // Engineering Structures. 2008. Volume 30. Issue 11. pp. 3074-3087.

77. Hou, Y.J., Xu, Z.P., Liang, J.H. Centrifuge modeling of cutoff wall for CFRD built in deep overburden. Proceedings of International Conference of Hydropower. 2004. pp. 86-92.

78. Lawton F.L. and Lester M.D. Settlement of Rockfill Dams. Proceedings of the 8th International Congress on Large Dams. Edinburgh. 1964. Volume 3. pp.599–613.

79. Mahabad, N. M., Imam, R., Javanmardi, Y., Jalali H. Three-dimensional analysis of a concrete-face rockfill dam // Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Geotechnical Engineering. 2014. Volume 167. Issue 4. pp. 323-343.

80. Sun, D.W., Wang, K.P., Yao, H.Q. 3D Finite Element Analysis on ChaHanWuSu CFRD Built on Thick Alluvium Deposits // Advanced Materials Research. 2011. Volume 243. pp. 4482–4487.

81. Zhang, G., Zhang, J. M. Numerical modeling of soil–structure interface of a concrete-faced rockfill dam // Computers and Geotechnics. 2009. Volume 36. Issue 5. pp. 762-772.

82. Shen, T., Li, G.Y., Li, Y., Li, J., Feng, Y.L. Numerical analysis of joint types between toe slab and foundation of CFRD in alluvial deposit layer // *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*. 2005. Volume 24. pp. 2588–2592.
83. Seo, M.W., Ha, I. S., Kim, Y. S., Olson, S. M. Behavior of concrete-faced rockfill dams during initial impoundment // *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2009. Volume 135. Issue 8. pp. 1070-1081.
84. Xu, B., Zou, D., Liu, H. Three-dimensional simulation of the construction process of the Zipingpu concrete face rockfill dam based on a generalized plasticity model // *Computers and Geotechnics*. 2012. Volume 43. pp. 143-154.
85. Arici, Y., Özel, H.F. Comparison of 2D versus 3D modeling approaches for the analysis of the concrete faced rock-fill Cokal Dam // *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 2013. Volume 42. Issue 15. pp. 227-2295.
86. Yu, H., Li, S., Liu, Y., Zhang J. Non-linear analysis of stress and strain of concretfaced rockfill dam for sequential impoundment process // *Mathematical and Computational Applications*. 2010. Volume 15. Issue 5. pp. 796-801.
87. Velásquez, J.D.A., Sánchez, A.P., Lesso, S.V. Geotechnical studies and design of La Yesca Dam. 14th PanAmerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. 2011.
88. Özkuzukiran, S., Özkan, M.Y., Özyazicioğlu, M., Yildiz, G.S. Settlement behaviour of a concrete faced rock-fill dam // *Geotechnical and Geological Engineering*. 2006. Volume 24. Issue 6. pp. 1665-1678.
89. Escobar, C.M., Posada, A.M. Recent experience on design, construction and performance of CFRD dams. 6th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. 2008. pp. 1-9.
90. Wu, Y., Zhang, J.W., Wang, C. Time-dependent deformation and stress analyses of Xibeikou concrete face rockfill dam // *Electronic Journal of Geotechnical Engineering Geology*. Volume 19. pp. 6739-6747.
91. Silva da A.F., Assis de A.P., Farias de M.M., Neto M.P.C. Three-dimensional analyses of concrete dam // *Computers and Geotechnics*. 2011. Volume 38. Issue 2. pp. 269-280.

92. Dakoulas, P., Thanopoulos, Y., Anastasopoulos, K. Non-linear 3D simulation of the construction and impounding of a CFRD // *The International Journal on Hydropower and Dams*. 2008. Volume 15. Issue 2. pp. 95-101.

93. Sukkarak, R., Pramthawee, P., Jongpradist, P., Kongkitkul, W., Jamsawang, P. Deformation analysis of high CFRD considering the scaling effects // *Geomechanics and Engineering*. 2018. Volume 14. Issue 3. pp. 211-224.

94. Zhou, M.-Z., Zhang, B., Jie, Y. Numerical simulation of soft longitudinal joints in concrete-faced rockfill dam // *Soils and Foundations*. 2016. Volume 56. Issue 3. pp. 379-390.

95. Zhou, W., Hua, J., Chang, X., Zhou, C. Settlement analysis of the Shuibuya concrete-face rockfill dam // *Computers and Geotechnics*. 2011. Volume 38. Issue 2. pp. 269-280.

96. Zhu, Y., Lu, L. Nonlinear static analysis of Shuibuya dam in China – World's Highest CFRD // *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*. 2016. Volume 21. Issue 4. pp. 1527-1537.

97. Sainov, M.P. Numerical modeling of the stress-strain state of earth dams that have thin rigid seepage control elements // *Vestnik MGSU [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]*. 2012. No.10. pp. 102-108.

98. Саинов М.П., Толстиков В.В., Фомичев А.А. Обоснование необходимости использования конечных элементов высокого порядка при численном моделировании работы жёстких тонкостенных конструкций в грунтовых плотинах // *Известия Всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б.Е. Веденеева*. 2017. Т.285. С. 15–19.

99. Goodman R. *Methods of geological engineering in discontinuous rocks*. St. Paul West Publish. Co, 1976. – 472 p.

100. Зерцалов М.Г. *Механика грунтов (введение в механику скальных грунтов): Учебное издание*. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2006. – 364с.

101. СП 39.13330.2012. Плотины из грунтовых материалов. Актуализированная редакция СНиП 2.06.05-84\*. – Москва. ФАУ «ФЦС», 2012. – 86с.
102. Зенкевич О., Морган К. Конечные элементы и аппроксимация: Пер. с англ. – М.: Мир, 1986. – 318с.
103. Зенкевич О. Метод конечных элементов в технике. – М.: Мир, 1975. – 541с.
104. Зверев А.О. Работоспособность полимерных геомембран как противофильтрационных элементов грунтовых плотин: дис. канд. тех. наук 05.23.07 / Зверев Андрей Олегович. – М., 2022. – 135с.
105. Саинов М.П. Способ создания конечных элементов высокого порядка // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2013. Volume 9. Issue 3. С. 152–156.
106. Саинов М.П. Напряжённо-деформированное состояние грунтовых плотин с противофильтрационными устройствами из материалов на основе цемента: дис. ... док. техн. наук 05.23.07 / Саинов Михаил Петрович. – М., 2020. – 508с.
107. СП 41.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.06.08-87. – М.: ФАУ «ФЦС», 2012. – 67с.
108. Саинов М.П. Вычислительная программа по расчету напряжённодеформированного состояния грунтовых плотин: опыт создания, методики и алгоритмы // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering, 2013. Volume 9. Issue 4. С.208–225.
109. Саинов М.П., Авторская вычислительная программа для исследований напряжённо-деформированного состояния грунтовых плотин // Вестник евразийской науки. 2020. №12(3). С. 14.
110. Рассказов Л.Н., Джха Дж. Деформируемость и прочность грунта при расчете высоких грунтовых плотин // Гидротехническое строительство. 1987. №7. С.31–36.

111. Теория Планирования Эксперимента [Электронный ресурс]. – Режим доступ: <http://appmath.narod.ru/index.html> - Заглавие с экрана. – (дата обращения: 01.03.2022).

112. Sainov, M. P., Soroka, V. B. Impact of Foundation Stiffness on Stress-Strain State of Concrete Faced Rockfill Dam // Construction of Unique Buildings and Structures. 2021. Volume 96. Issue 3. pp. 9604.

113. Саинов М.П., Сорока В. Б. Влияние толщины нескального основания на напряженно-деформированное состояние бетонного экрана каменно-набросной плотины // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2021. №301. С. 60-65.

114. Sainov, M. P., Soroka, V. B., Gunasekaran M. Combination of rockfill dam reinforced concrete face and seepage control wall in the foundation: stress-strain state // Construction of Unique Buildings and Structures. 2022. Volume 99. Issue 1.

115. Sainov, M. P. Strength of ultra-high rockfill dam concrete face // Magazine of Civil Engineering. 2021. Volume 101. Issue 1. pp. 10113.

116. Shen, Z., Wang, J. Analysis of effective stress and strain of Hengshan reservoir earth-rockfill dam. Shuili Xuebao. 1990. No.4. pp. 59-65.

117. Саинов М. П., Сорока В. Б. Работоспособность конструкции грунтовой плотины Хэншань с бетонным экраном и противофильтрационной диафрагмой // Вестник евразийской науки. 2020. №12(2). С. 15.

118. Саинов М. П., Сорока В. Б. Напряженно-деформированное состояние плотины «Аркун» с противофильтрационным элементом в составе железобетонного экрана и «стены в грунте» // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2022. Т. 303. С. 94-101.

119. СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83. – М.: ФАУ «ФЦС», 2016. – 226с.

120. Sainov, M. P., Soroka, V.B. Ultra-high rockfill dam with combination of the reinforced concrete face and clay-cement diaphragm // Magazine of Civil Engineering. 2018. Volume 81. Issue 5. pp. 135-148.

121. Саинов М.П., Сорока В.Б. Работоспособность сверхвысокой каменнонабросной плотины с комбинацией негрунтовых

противофильтрационных устройств // Приволжский научный журнал. 2017. №3(43). С.70–76.

122. Рассказов Л.Н., Радзинский А.В., Саинов М.П. Прочность и деформируемость глиноцементобетона в сложном напряженном состоянии // Гидротехническое строительство. 2014. №8. С.29–33.

123. Kahl T.W., Kauschinger J.L., Perry E.B. Plastic concrete cutoff walls for Earth Dams. Department of the Army US Army Corps of Engineers. 1991. 119p.

124. Саинов М.П., Богатырев И.Л., Кириченко А.Ю. Исследования напряженно-деформированного состояния противофильтрационных стен плотины Сиалонгди // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2019. №5(725). С.81-93.

125. Государственные сметные нормативы. Федеральные единичные расценки на строительные и специальные строительные работы. ФЕР - 2001. Сборник 1. Земляные работы. Редакция 2017 г. (ФЕР 81-02-01-2001) [Электронный ресурс] // Минстрой России. М., 2014-2018. URL: <http://www.minstroyrf.ru/trades/view.state-fer.php> (дата обращения: 01.03.2022).

126. Государственные сметные нормативы. Федеральные единичные расценки на строительные и специальные строительные работы. ФЕР - 2001. Сборник 5. Свайные работы, опускные колодцы, закрепление грунтов. Редакция 2017 г. (ФЕР 81-02-05-2001) [Электронный ресурс] // Минстрой России. М., 2014-2018. URL: <http://www.minstroyrf.ru/trades/view.state-fer.php> (дата обращения: 01.03.2022).

127. Государственные сметные нормативы. Федеральные единичные расценки на строительные и специальные строительные работы. ФЕР - 2001. Сборник 36. Земляные конструкции гидротехнических сооружений. Редакция 2017 г. (ФЕР 81-02-36-2001) [Электронный ресурс] // Минстрой России. М., 2014-2018. URL: <http://www.minstroyrf.ru/trades/view.state-fer.php> (дата обращения: 01.03.2022).

128. Государственные сметные нормативы. Федеральные единичные расценки на строительные и специальные строительные работы. ФЕР - 2001.



Сборник 37. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. Редакция 2017 г. (ФЕР 81-02-37-2001) [Электронный ресурс] // Минстрой России. М., 2014-2018. URL: <http://www.minstroyrf.ru/trades/view.state-fer.php> (дата обращения: 01.03.2022).

129. Государственные сметные нормативы. Федеральные единичные расценки на строительные и специальные строительные работы. ФЕР - 2001. Сборник 38. Каменные конструкции гидротехнических сооружений. Редакция 2017 г. (ФЕР 81-02-38-2001) [Электронный ресурс] // Минстрой России. М., 2014-2018. URL: <http://www.minstroyrf.ru/trades/view.state-fer.php> (дата обращения: 01.03.2022).

130. Государственные сметные нормативы. Федеральные сметные цены на материалы, изделия, конструкции и оборудование, применяемые в строительстве. ФЦС. Редакция 2017 г. (ФССЦ 81-01-2001) [Электронный ресурс] // Минстрой России. М., 2014-2018. URL: <http://www.minstroyrf.ru/trades/view.state-fer.php> (дата обращения: 01.03.2022).

131. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М.: ФАУ «ФЦС», 2003. – 217с.