ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ «ЮЖНО-РОССИЙСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ (НПИ) ИМЕНИ М.И. ПЛАТОВА»

На правах рукописи

КАШАРИН Денис Владимирович

ОБОСНОВАНИЕ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ ИНЖЕНЕРНОЙ ЗАЩИТЫ ИЗ КОМПОЗИТНЫХ МАТЕРИАЛОВ ДЛЯ УСЛОВИЙ МАЛЫХ ВОДОТОКОВ

Специальность: 2.1.6. Гидротехническое строительство, гидравлика и инженерная гидрология

Диссертация на соискание учёной степени
доктора технических наук

Научный консультант: чл. корр.
РАН, д.т.н. проф.
Штыков Валерий Иванович

Новочеркасск
2025

Содержание

Введение 5

Глава 1 Анализ существующих технических решений, их расчётных обоснований и современных композитных материалов для создания гидротехнических сооружений инженерной защиты в условиях малых водотоков 14

1.1 Анализ мероприятий и гидротехнических сооружений инженерной защиты для условий малых водотоков 14

1.1.1 Мероприятия и сооружения для защиты от затопления на территории водосбора малых водотоков 14

1.1.2 Противоэрозионные, противооползневые и берегозащитные мероприятия 21

1.1.3 Природоохранные мероприятия в условиях малых водотоков 25

1.1.4 Специальные сооружения инженерной защиты 27

1.2 Анализ и исследование современных композитных материалов для оболочечных и грунтоармированных элементов конструкций инженерной защиты 28

1.2.1 Классификация и свойства композитных материалов 28

1.2.2 Основные расчётные положения по определению характеристик и напряженно-деформированного состояния композитных материалов для конструкций инженерной защиты 31

1.3 Существующие расчетные положения для оболочечных конструкций сооружений инженерной защиты 43

1.3.1 Общие расчётные положения по определению напряженно-деформированного состояния оболочек из композитных материалов 5

1.3.2 Расчётные положения по определению напряжённо-деформированного состояния безмоментных оболочек водоподпорных сооружений инженерной защиты 43

Выводы по первой главе 61

Глава 2 Технические решения сооружений из композитных материалов и исследование их характеристик для обеспечения мероприятий по инженерной защите в условиях малых рек и их классификация 62

2.1. Технические решения сооружений инженерной защиты из композитных материалов 62

2.1.1 Водоподпорные сооружения для чрезвычайных ситуаций 63

2.1.2 Система защитных дамб 64

2.1.3 Водопроводящие сооружения для отвода воды при затоплении территорий 65

2.1.5 Грунтоармированные и грунтонаполняемые сооружения инженерной защиты 66

2.1.6 Подпорно-аэрационные сооружения 68

2.1.7 Энергообеспечивающие сооружения 69

2.2 Предлагаемые мероприятия по инженерной защите с применением сооружений 70

из композитных материалов 70
2.2.1 Мероприятия по инженерной защите от затопления с применением сооружений.72
из композитных материалов 72
2.2.2 Противоэрозионные, противооползневые и берегозащитные мероприятия для условий малых водотоков 75
2.2.3 Мероприятия природоохранные....78
2.2.4 Специальные мероприятия 79
2.3 Эксперимeтальные исследования современных композитных материалов 82
Выводы по второй главе....87
Глава 3 Имитационное моделирование сооружений инженерной защиты из композитных материалов 88
3.1 Имитационные модели сооружений инженерной защиты мембранно-вантовых конструкций 89
3.2 Методика имитационного моделирования грунтоармированных сооружений инженерной защиты из композитных материалов....92
3.3 Методика имитационного моделирования водопроводящих конструкций на основе гибкого водовода конструкций инженерной защиты из композитных материалов....110
Выводы по третьей главе....123
Глава 4 Оптимизация выбора и расчетное обоснование мероприятий и сооружений инженерной защиты из композитных материалов для малых водотоков 124
4.1 Оптимизация выбора мероприятий и сооружений для инженерной защиты 124
4.2 Создание метода оптимизации сооружений инженерной защиты 127
из композитных материалов и программного комплекса на его основе 127
4.2.1 Исходные данные для проектирования сооружений инженерной защиты....127
4.2.2 Создание математической модели оптимизации параметров сооружений инженерной защиты....132
4.2.3 Обоснование выбора метода оптимизации параметров сооружений инженерной защиты....133
4.3. Расчетное обоснование, экспериментальные исследования и оптимизация параметров элементов сооружений инженерной защиты....136
4.3.1 Понурная часть сооружений инженерной защиты 136
4.3.2 Водоподпорные оболочки....156
4.3.3. Вантовые фермы 167
4.4 Водопроводящие системы на основе гибких водоводов 179
4.5 Берегозащитные сооружения 186
Выводы по четвертой главе....190

Глава 5 Гидравлические условия работы защитных сооружений из композитных материалов 191
5.1 Исследование пропускной способности водоподпорных оболочек 191
5.1.1 Исследование пропускной способности замкнутых водоподпорных оболочек....191
5.1.2 Исследование пропускной способности незамкнутых водоподпорных оболочек195
5.1.3 Исследование пропускной способности подпорно-аэрационных регулирующих сооружений 202
5.2 Определение параметров водобоя и рисбермы сооружений инженерной защиты из композитных материалов 208
5.3. Основные расчетные положения и экспериментальные исследования аэрации водного потока…… 216
5.4 Обоснование параметров энергообеспечивающих сооружений 218
Выводы по пятой главе 220
Глава 6 Надежность гидротехнических сооружений инженерной защиты из композитных материалов 221
6.1 Основные причины отказов сооружений из композитных материалов 221
6.2 Оценка надежности защитных сооружений из композитных материалов 224
6.3 Оценка надёжности работы мембранно-вантовой плотины из композитных материалов ……234
Выводы по шестой главе 242
Глава 7 Результаты внедрения, технология, организация строительства и эксплуатации, перспективы внедрения и оценка экономической эффективности сооружений инженерной защиты из композитных материалов 243
7.1 Строительство и эксплуатация мембранно-вантовых плотин в натурных условиях 243
7.2 Строительство и эксплуатация подпорно-аэрационных регулирующих сооружений и их экономическая эффективность 245
7.3 Строительство водопроводящих сооружений для условий малых водотоков 248
7.4 Строительство берегозащитных сооружений для условий малых водотоков 243
Выводы по седьмой главе 254
Заключение.....243
Библиографический список.....243
Прбиложение А. Испытание композитных материалов 286
Приложение Б. Акты внедрения 299

Введение

Актуальность работы. В соответствии с Проектом Водной стратегии России до 2035 «Разработка новых научных подходов и технологий проектирования и строительства объектов инженерной защиты» и Указом президента «Об утверждении Основ государственной политики Российской Федерации в области защиты населения и территорий от чрезвычайных ситуаций на период до 2030 года» необходимо разработать мероприятия, позволяющие повысить уровень безопасности населения и защищённости критически важных объектов от таких негативных воздействий, как: наводнения; эрозионные и оползневые процессы; распространение загрязняющих веществ. Также создать условия совершенствования единой государственной системы предупреждения и ликвидации чрезвычайных ситуаций, ее территориальных и функциональных подсистем на основе современных подходов. Наводнения по повторяемости, площади распространения и суммарному среднегодовому материальному ущербу в Российской Федерации занимают первое место среди стихийных бедствий. По данным ФЦП «Развитие водохозяйственного комплекса Российской Федерации в 2012–2020 годах» (с изменениями на 20 мая 2020 года) им подвержены территории площадью 150 тыс. км^2, из них с катастрофическими последствиями –50 тыс. км^2, на которой расположено более 746 городов, десятки тысяч сельских поселений и 7 млн. га угодий. К паводкоопасным территориям относятся: Дальний Восток; Сибирь; Средний и Южный Урал; Нижняя Волга; Северный Кавказ. С 2000 г. на территориях Южного и Северо-Кавказского федеральных округов имела место 71 чрезвычайная ситуация, что привело к материальному ущербу величиной более 41,5 млрд. рублей. Значительный вклад при наводнениях привносят естественные малые водотоки суммарной площадью водосбора более 70 % от общей площади всех речных систем и на территории которых находится более 40 % городских и около 90 % сельских населённых мест. Наиболее распространёнными противопаводковыми сооружениями инженерной защиты являются протяженные дамбы обвалования, при эксплуатации которых происходит ухудшение характеристик грунтов и основания, обусловленное как физическими, так и биологическими воздействиями внешней среды, что приводит к их разрушению и снижению надежности функционирования. Вторыми по распространённости являются водоподпорные и регулирующие сооружения, аккумулирующие речной сток. Существующие сооружения в большинстве своем не отвечают современным условиям экологической инфраструктуры, что является одним из основных требований для разрабатываемых в настоящее время схем комплексного использования водных объектов. Для предотвращения эрозионно-оползневых процессов на территории водосборов малых водотоков необходимо совершенствование и создание берегоукрепительных сооружений с максимальным использованием местного строительного материала, обладающего наименьшим негативным воздействием на ландшафтную среду. В зоне действия паводков могут находиться накопители вторичных материальных ресурсов, что создаёт экстремальную залповую нагрузку на биогеоценоз малых водотоков, которые влияют на формирование гидрологического, биохимического и биологического режимов более крупных водных объектов, поэтому необходимо обеспечить локализацию поступивших загрязнений и интенсифицировать процессы их самоочищения [43, 106]. Поэтому решение проблемы создания новых и усовершенствование существующих комплексов сооружений, обеспечивающих инженерную защиту на территории водных и водохозяйственных объектов, в том числе при чрезвычайных ситуациях, с учетом современных требований к экологической инфраструктуре является актуальной [106].

Автором приводится научное обоснование технических решений и технологий возведения сооружений инженерной защиты из современных композитных материалов для условий малых водотоков, обеспечивающих [106]:

- защиту от наводнений населенных мест на территории водосбора малых водотоков; берегозащиту и берегоукрепление;

- локализацию поступающих в водные объекты загрязнений при чрезвычайных ситуациях;

- интенсификацию процессов самоочищения за счет аэрации водного потока.

Настоящая диссертационная работа выполнена в соответствии со следующими важнейшими научно-исследовательскими программами: «Разработка технических решений и технологии возведения комплекса облегченных гидротехнических сооружений для чрезвычайных ситуаций, водохозяйственного и мелиоративного строительства»;

03.01.01.02 «Разработать новые мобильные мелиоративные системы и сооружения, обеспечивающие сохранение и восстановление экологии средообразующего ландшафта» (2007–2014); с приоритетным направлением развития науки, технологий и техники РФ – № 6 «Рациональное природопользование» и критических технологий РФ – № 21 «Технологии предупреждения и ликвидации чрезвычайных ситуаций природного и техногенного характера» (согласно Указу Президента РФ от 07.07.2011 г. № 899); с научными направлениями ЮРГПУ(НПИ): «Оптимизация и управление состоянием строительных конструкций, оснований зданий и сооружений»; «Технологии, сооружения и аппараты по очистке природных и сточных вод»; «Комплексное использование топливно-энергетических ресурсов и повышение надёжности, экономичности и безопасности энергетических систем»; с НИОКР №7050р/9666-3 по теме: «Разработка экологически безопасных технологий, моделей и устройств комплексной переработки энергии»; с НИР по теме: «Исследования и анализ технологических схем и конструкций энергетических комплексов на базе ВИЭ для индивидуального децентрализованного энергоснабжения» (гос. контракт № 02.740.11.0476) в рамках Федеральной целевой программы «Научные и научно-педагогические кадры инновационной России» на 2009–2013 годы; с научными направлениями ЮРГПУ(НПИ) «Оптимизация и управление состоянием строительных конструкций, оснований зданий и сооружений», «Технологии, сооружения и аппараты по очистке природных и сточных вод». В соответствии с соглашением № 14.579.21.0029 о предоставлении субсидии от 05.06.2014 г. тема: «Разработка технических решений и технологий возведения мобильных деривационных микроГЭС для сезонного водо- и энергообеспечения» по заданию Министерства образования и науки Российской Федерации ФЦП «Исследования и разработки по приоритетным направлениям развития научно-технологического комплекса России на 2014–2020 годы» (уникальный идентификатор прикладных научных исследований RFMEFI57914X0029). По соглашению № 13.1236.2017/4.6 «Разработка энергоэффективных и экологически безопасных систем децентрализованного водо- и энергоснабжения малых рекреационных объектов в условиях Южного региона Российской Федерации» (2017 г.–2019 г.) [7].

Степень разработанности темы исследования.

Разработка и совершенствование сооружений из композитных (полимерных) материалов, включая наполняемые, мембранно-вантовые, гидровантовые, грунтонаполняемые и грунтоармированные конструкции, рассматривались в работах многих исследователей, в том числе: Х.О. Анвара, Н.Н. Авдулина, В.Д.. Александрова, Ю.П.Борисовца, Б.И. Блинова, В.Л. Бондаренко, В.А.

Волосухина, Е.С. Друзя, В.В. Ермолова, Е.Ф. Емельянова, Г.М. Каганова, В.И. Кашарина, Т.П. Кашариной, Г.Г. Коненко, Е.С. Кузнецова, В.Э. Магулы, А.И. Назарова, И.А. Петрова, Б.И. Певзнера, Б.И. Петракова, И.А. Петрова, Т.И. Покровского, С.М. Проскурникова, Н.П. Розанова, Б.И. Сергеева, В.В. Соколовского, Г.Я. Степановича, В.М. Федорова, Н.И. Шералиева, С.Д. Шрестха, Б.Б. Шумакова, В.Н. Щедрина, Е.В. Щербиной и других. Проанализирован зарубежный опыт применения и конструктивные особенности сооружений инженерной защиты. В данном направлении исследований следует отметить работы зарубежных ученых: Х. Видаля, К.Л. Ли, Ф. Отто, Р. Тростеля, К. Шлейера, М.Б. Поповой, В. Илиева, К. Шлоссера и др. Развитию общей и технической теории мягких оболочек способствовали труды С.А. Алексеева, Ю.И. Блинова, , Б.В. Гулина, А.С. Григорьева, Б.И. Друзя, В.В. Ермолова, В.А. Киселева, В.Э. Магулы, Б.И. Петракова, Б.И. Сергеева, В.И. Усюкина, К.Ф. Черных, К.М. Хуберяна и др. Вопросам надёжности работы гидротехнических конструкций посвящены работы: Т.А. Алиева, В.С. Алтунина, Н.В. Арефьева, Е.П. Галямина, Е.Н. Беллендира, Г.И. Коваленко, С.А. Корнелла, Ю.М. Косиченко, В.М. Лятхера, М.А. Колосова, М. Майера, Ц.Е. Мирцхулавы, С.И. Маций, И.И. Науменко, М.Ф. Натальчука, В.И. Ольгаренко, В.Д. Райзнера, Д.А. Ивашинцова, Н.В. Островского, С.В. Сольского, Д.В. Стефанишина, О.М. Финогенова, Н.Ф. Хоциалова, С.Г. Шульмана, П.И. Яковлева и др.

Объектом исследований являются гидротехнические сооружения из замкнутых и незамкнутых оболочек, грунтоармированных конструкций, обеспечивающие инженерную защиту от негативных воздействий в условиях малых водотоков.

Предмет исследования – изучение напряжённо-деформированного состояние оболочечных конструкций гидротехнических сооружений, их гидравлических характеристик, методы оптимизации их параметров [103].

Целью диссертационного исследования является совершенствование существующих и разработка новых конструкций инженерной защиты из композитных материалов, их расчетное обоснование и создание на основе оптимизации методов проектирования для противопаводковых, берегоукрепительных, природоохранных и специальных мероприятий в условиях малых водотоков с учетом обеспечения надёжности функционирования и экологической безопасности.

Для достижения поставленной цели необходимо решить следующие **задачи** [245]:

– осуществить анализ современных мероприятий и сооружений инженерной защиты для условий малых водотоков и территории их водосбора от негативных природных и техногенных воздействий, а также существующих методов расчётного обоснования оболочечных и грунтоармированных конструкций из композитных материалов [98];

– разработать новые технические решения сооружений инженерной защиты из композитных материалов с учетом опыта эксплуатации существующих конструкций, расчётных положений и их рационального использования, провести исследования напряженно-деформированного состояния (НДС) современных композитных (полимерных) материалов [98, 116];

– провести экспериментальные исследования разработанных и имитационное моделирование существующих сооружений для корректировки технических решений и уточнения расчетных положений, определения оптимальных диапазонов (областей) их использования при различных гидравлических условиях работы, произвести предварительную оценку их надежности [98];

– разработать методику выбора мероприятий и сооружений инженерной защиты на основе оптимизации и их расчетного обоснования, создать на ее основе программный комплекс (ПК), позволяющий определить компоновку и параметры сооружений инженерной защиты, обеспечивающих наибольшую надежность функционирования и наилучшие технико-экономические показатели [93, 98, 111];

– разработать научно-техническую документацию по проектированию, строительству и эксплуатации разработанных технических решений конструкций инженерной защиты из композитных материалов [117, 246].

Достоверность результатов исследований подтверждена:

– данными экспериментальных исследований сооружений инженерной защиты из современных композитных материалов (мембранных, водонаполняемых, грунтоармированных конструкций), полученных в лабораторных и натурных условиях с использованием поверенной измерительной аппаратуры с допустимой погрешностью;

– численным моделированием, результаты которого подтверждены данными лабораторных и натурных исследований;

– реализацией разработанных принципов конструирования;

– удовлетворительной сходимостью результатов натурных и экспериментальных исследований, в том числе при их сопоставлении с результатами других авторов, а также положительными результатами внедрения разработанных конструкций.

Научная новизна работы заключается в следующем:

–разработаны и обоснованы новые конструкции систем инженерной защиты на основе мембранно-вантовых, водонаполняемых, грунтоармированных, грунтонаполняемых конструкций с применением современных композитных материалов, обладающих по сравнению с существующими: мобильностью; возможностью использования в условиях слабых грунтов и малых водотоков, отвечающих требованиям надежности функционирования и экологической безопасности инфраструктуры [102];

–созданы имитационные модели: мембранно-вантовых; подпорно-регулирующих; водонаполняемых и грунтоармированных оболочечных сооружений инженерной защиты из композитных материалов, позволяющие определять их напряженно-деформированное состояние в отличие от существующих методов с учетом нелинейной гидродинамической нагрузки, что обеспечивает

большую точность распределения усилий и значений нагрузок по сравнению с аналитическими методами [105];

–на основе экспериментальных исследований уточнены для мембранно-вантовых и впервые получены для подпорно-регулирующих аэрационных сооружений многофакторные эмпирические зависимости по определению пропускной способности с учетом их формообразования под действием гидродинамической нагрузки;

–обоснованы методы расчета новых технических решений на основе мембранно-вантовых, водонаполняемых и грунтоармированных сооружений инженерной защиты с учетом, проведенных автором: теоретических; экспериментальных; натурных исследований; имитационного и численного моделирования;

–впервые создана новая методика оптимизации параметров сооружений инженерной защиты с использованием замкнутых и незамкнутых оболочек из композитных материалов с использованием сканирования с переменным шагом и последовательного квадратического программирования, обеспечивающая наилучшие технико-экономические показатели и надёжность функционирования для условий слабых грунтов основания на территории водосбора малых водотоков [108];

–впервые с использованием дерева отказов создан научно-обоснованный метод оценки надёжности мембранно-вантовой плотины для условий противопаводковых мероприятий с целью повышения её долговечности и безотказной работы.

Теоретическая значимость работы заключается в развитии теории расчёта оболочечных конструкций гидротехнических сооружений инженерной защиты. Имитационные и оптимизационные модели оболочечных водо- и грунтонаполняемых конструкций. Результаты исследований внесут вклад в области численного и физического моделирования гидротехнических сооружений в составе сложных расчётных систем, а также в области научного обоснования расчётного моделирования сооружений.

Практическая значимость результатов работы заключается в следующих положениях, применённых при расчёте и проектировании объектов ГТС (перечислены в разделе «Внедрение результатов исследований») [105]:

1. Разработана классификация мероприятий и конструкций инженерной защиты из композитных материалов для условий малых водотоков [246].
2. Сформирована методика оптимизации параметров сооружений инженерной защиты с использованием замкнутых и незамкнутых оболочек из композитных материалов [108, 245].
3. Разработан алгоритм построения численной модели гидротехнического сооружения из заполненных оболочек; выполнена адаптация инженерных методик определения нагрузок применительно к заполненным оболочкам, в т. ч. разработана методика последовательного моделирования

4. С использованием дерева отказов создан научно-обоснованный метод оценки надёжности мембранно-вантовой плотины для условий противопаводковых мероприятий с целью повышения её долговечности и безотказной работы [117].
5. Разработанные автором новые технические решения защитных сооружений из композитных материалов, методы их обоснования, проектирования, технологии их возведения были рассмотрены и утвержденны научно-техническими советами проектных институтов в виде нормативно-техническую документацию [117]: ОАО «Южводпроект»; ОАО «Кубаньводпроект»; ОАО «Кавказцветметпроект», в том числе пособие к СНиП 3.07.03-85 «Мелиоративные системы и сооружения» (Обоснование эксплуатационной надежности облегченных гидротехнических сооружений); «Каталог элементов ГТС для обеспечения надежности работы оросительной системы»; «Руководство по контролю за проектированием и эксплуатацией облегченных плотин с водовыпускными окнами для малых и средних рек» [222]; «Научно-обоснованные рекомендации по проектированию подпорно-аэрационных регулирующих сооружений» [112]; «Технологическая карта по устройству грунтоармированных конструкций защитных ГТС» [263]; «Технологическая карта по устройству подпорно-аэрационного регулирующего сооружения»; «Проект рекомендаций по созданию временных защитных сооружений при чрезвычайных ситуациях» [127]; «Мероприятия и технические решения по защите агропромышленного комплекса от подтоплений и эрозионно-оползневых процессов» [124]; «Руководство по проектированию и строительству мобильных подпорно-регулирующих сооружений из композитных материалов» [223].

Разработаны программы оптимизации выбора и определения параметров сооружений инженерной защиты из композитных материалов, расчет грунтоармированного основания, оптимизации параметров оболочечных сооружений инженерной защиты, а также методика оценки надёжности их функционирования [115].

Опытно-производственные проверки и внедрения разработанных конструкций ПАРС, в том числе на грунтоармированном основании (патент РФ № 2141552 и № 2181407) в Азовском районе Ростовской области, мембранно-вантовой плотины на Ольгинском полигоне Аксайского района Ростовской области, грунтонаполняемых и водонаполняемых конструкций на р. Гизельдон с. Кобан Республика Северная Осетия (Алания) выявили эколого-экономическую эффективность внедрения данных конструкций.

Методология и методы исследования. Поставленные в диссертационной работе задачи решались с использованием: численного и имитационное моделирования; экспериментальных и натурных исследований с применением аттестованных средств измерения и обработкой данных

методами статистики. Имитационное моделирование с применением современных программ математического анализа Matlab 2016 и Simulink, приложения SolidWorks Flow Simulation, Plaxis 8.1, Ansys 17. Получены и адаптированы теоретические зависимости для расчета основных параметров разрабатываемых конструкций, защищенных патентами на изобретение РФ.

Комплексные исследования проводились автором в период с 2007 по 2018 г.г. в следующих лабораториях: с 2007–20012 гг. в лаборатории гидравлики и инженерной гидрологии – были продолжены исследования подпорно-аэрационных регулирующих сооружений ПАРС; проведен анализ качественного состава воды с целью оценки эффективности аэрации потока в лаборатории ФГБУ «Гидрохимический институт» Росгидромета, г. Батайск; с 2007–2012 гг. в гидротехнической лаборатории ФГОУ ВПО «НГМА» – мембранно-вантовых, водонаполняемых конструкций и подпорно-гидроэнергетических сооружений; с 2013–2014 гг. в лаборатории гидродинамики ФГОУ ВПО «ЮРГТУ (НПИ)» – водонаполняемых конструкций противопаводковых сооружений [106]; с 2014–2015 гг. в гидротехнической лаборатории ФГОУ ВПО «НГМА» проведены исследования напряженно-деформированного состояния (НДС) водонаполняемых и водопроводящих конструкций методами телеметрии[1]; 2017– 2018 гг. в межкафедральной испытательной лаборатории «Наноматериалы» НИТУ «МИСиС». Натурные исследования проведены на объектах водохозяйственного строительства Южного Федерального округа, в т. ч. в Азовском районе Ростовской области, Краснодарском и Ставропольском краях, республике Северная Осетия (Алания).

На защиту выносятся:

– обоснование новых технических решений оболочечных сооружений инженерной защиты на основе ранее использованных мембранно-вантовых, водонаполняемых, грунтоармированных, грунтонаполняемых элементов из композитных материалов, которые обеспечивают по сравнению с существующими лушее сопряжением береговых примыканий, мобильностью, возможностью применения в условиях слабых грунтов и малых водотоков, отвечающих требованиям надежности функционирования и экологической инфраструктуры;

– повышение достоверности результатов расчетного обоснования сооружений инженерной защиты из композитных материалов технических решений за счет применения имитационные модели, позволяющие определить их напряженно-деформированное состояние с учетом гидродинамической нагрузки на: мембранно-вантовые; подпорно-регулирующие; водонаполняемые и грунтоармированные оболочечные конструкции [105];

---

[1] Финансирование осуществлялось в рамках соглашения № 13.1236.2017/4.6 «Разработка энергоэффективных и экологически безопасных систем децентрализованного водо- и энергоснабжения малых рекреационных объектов в условиях Южного региона Российской Федерации» (2017 г. - 2019 г.)

– оценка пропускной способности мембранно-вантовых и подпорно-регулирующих сооружений в более расширенных диапазонах соотношения полного напора и высоты оболочки $H/P_{в} \in [0,10;0,70]$ для условий максимальных расходов расчетной обеспеченности с использованием полученной автором эмпирические зависимости на основе проведенных экспериментальных исследований;

– методика обоснования расчета на основе оптимизации параметров сооружений инженерной защиты из композитных (полимерных) материалов: мембранно-вантовых; водонаполняемых и грунтоармированных сооружений инженерной защиты, позволяющая проектировать в зависимости мероприятия, обеспечивающие наибольшую надежность функционирования и наилучшие технико-экономические показатели [98];

– метод оценки надёжности сооружений инженерной защиты на примере мембранно-вантовых плотин, позволяющий оценить период ее использования и кратность установки в условиях малых водотоков для предотвращения негативного воздействия [98];

– технология возведения оболочечных и грунтоармированных конструкций из композитных материалов в условиях малых водотоков для целей инженерной защиты .

Личный вклад автора. Автором проведены компьютерное моделирование, а также многолетние исследования в гидротехнических лабораториях и на натурных объектах по теме диссертации [106]. Им лично была осуществлена постановка проблемы, целей и задач, разработка методов расчёта, проектирования и создания новых технических решений конструкций инженерной защиты из композитных материалов, разработка и адаптация расчетных положений для сооружений инженерной защиты, проведение экспериментальных исследований на физических моделях, создание комплексной оптимизации конструкций инженерной защиты из композитных материалов, технологии возведения, оценка их надёжности, подходы, мероприятия, предложения производству в диссертационной работе выполнялись лично автором [98, 106, 246]. Внедрение результатов научно-обоснованных методов проектирования, строительства и эксплуатации защитных сооружений из композитных материалов осуществлялось под руководством автора аспирантами: П.А. Годиным (защищена канд. дис. в 2013 г.); М.А. Годиным; В.А. Шумченко; аспиранткой ЮРГПУ (НПИ) Тхай Т. К. Тьи (защищена канд. дис. в 2014 г.). В результатах, выносимых на защиту, доля автора в научно-исследовательских работах составляет не менее 70 %.

Апробация работы. Доклады по положениям диссертационной работы производились на следующих мероприятиях и конференциях: «Вода: Экология и Технология» (г. Москва, 2007–2012 гг.); ; РОМГГиФ (г. Москва, 2007 г.); XVI, XVII науч.-метод. конф. ВИТУ (г. Санкт-Петербург, 2012–2013 гг.); XII Международный симпозиум и выставка «Чистая вода России» (г. Екатеринбург, 2013 г.) [91]; XXXIII Всероссийской конференции по проблемам науки и тех-

нологий (г. Миас, 2013 г.); Всероссийской научной конференции РАН «Водная стихия: опасности, возможности прогнозирования, управления и предотвращения угроз» (г. Туапсе, 2013 г.); международные конференции «Гидроэнергетика. Новые разработки и технологии», «Современные геотехнологии в строительстве и их научно-техническое сопровождение» (г. Санкт-Петербург, 2014 г.), V между-нар. науч.-техн. конф., посвященная 95-летию со дня рожд. акад. Цотне Мирцхулава (г.Тбилиси, 2015 г.), Emacom 2015; IITI-2016; ICIE 2016-2019 г.г.; GFAC 2019-2024. За разработку, выполнение исследований и внедрение подпорно-аэрационных и гидроэнергетических сооружений автор награждён двумя медалями ВВЦ и дипломом «Лучший изобретатель Дона».

Публикации. По теме диссертации опубликовано 148 печатных работ, в том числе – 27 статей в ведущих рецензируемых журналах (по перечню ВАК), из них 14, входящих в базу данных Scopus, 1 монография, 10 нормативных документов, получены 17 патентов на изобретения РФ, 3 свидетельства программ на ЭВМ.

Объём и структура работы. Диссертационная работа включает: введение; семь глав; заключение; список использованной литературы. Она изложена на 325 страницах машинописного текста, включает 2 приложения, 34 таблицы, 147 рисунков. Список использованных источников содержит 322 наименования, в том числе иностранных источников – 36.

Глава 1 Анализ существующих технических решений, их расчётных обоснований и современных композитных материалов для создания гидротехнических сооружений инженерной защиты в условиях малых водотоков

Из более 2,5 млн. рек Российской Федерации 94,9% относятся к малым водотокам, формирующим более половины суммарного объёма речного стока, на территории водосборных бассейнов которых проживает до 44% всего городского и 90% сельского населения [43, 93, 253, 268].

В данной диссертационной работе принимается категория малого водотока в соответствии с ГОСТ 17.1.1.02-77 «Охрана природы. Гидросфера. Классификация водных объектов» для расходов от 2 до 5 $м^3/с$ и площадью водосбора от 200 до 20000 $км^2$ [50]. Каналы, отнесённые к малым водотокам, относятся к IV классу гидротехнических сооружений (согласно классификации проф. Ю.М. Косиченко малыми являются каналы с расходом до 3 $м^3/с$) [43, 50, 93, 94,148].

В связи с этим малые водотоки привносят значительный вклад при наводнениях, развитии эрозионно-оползневых процессов на территории их водосбора. В то же время они являются наиболее уязвимыми водными объектами и в большинстве своем на территории Российской Федерации, относящимися к классу чрезвычайно грязных. Поэтому актуальным является разработка мероприятий по инженерной защите и конструкций для их осуществления с учетом снижения негативного воздействия на экосистему данных водных объектов и создания природоохранных систем, которые, согласно определению профессора В.Т. Трофимова, относятся к инженерной защите [245, 246, 266].

1.1 Анализ мероприятий и гидротехнических сооружений инженерной защиты для условий малых водотоков

1.1.1 Мероприятия и сооружения для защиты от затопления на территории водосбора малых водотоков

Рассматриваемые сооружения инженерной защиты относятся к IV классу гидротехнических сооружений с максимальным расчетным напором до 5 м [245, 257]. Существующие инженерно-технические противопаводковые мероприятия включают создание ограждающих дамб, водоотводящих систем, водохранилищ и аккумулирующих емкостей, а также повышение естественной поверхности земли [166 -168, 243].

Строительство постоянных противопаводковых сооружений на реках приводит к изменению: количественных и качественных характеристик водного потока; характера руслоформирующих процессов; состава флоры и фауны; процесов затопления территорий [245 - 249]: селитебных, сельских населенных пунктов, промышленных зон, накопителей вторичных материальных ресурсов, захоронений, кладбищ, лесных и сельскохозяйственных угодий и т. д. Поэтому при их проектировании необходимо решать сложный комплекс задач по инженерной защите территорий

от затопления и подтопления, выбору схем и конструкций защитных сооружений, обоснованию переноса отдельных объектов [93, 94, 242-246].

Известные традиционные типы и конструкции дамб обвалования по условиям работы и назначению разделяют на незатапливаемые и затапливаемые. Первые служат для постоянной защиты от затопления территорий населенных мест и предприятий, а вторые предназначены для защиты сельскохозяйственных земель. Основными недостатками постоянных сооружений являются: уменьшение боковой приточности; стеснение русла реки; отложение наносов, что обусловливает наряду с изменениями природно – климатических условий, повышение уровней паводковых вод и требует увеличения отметок гребня на значительном протяжении, а также усиления основания по всей длине, кроме того, ликвидация последствий прорывов незатопляемых дамб обвалования не может быть проведена в кратчайшие сроки из-за их низкой несущей способности, что затрудняет свободный проезд транспорта, кранового оборудования к прорану и оперативную доставку строительных материалов для его устранения [44, 93, 94, 192, 194, 196, 218, 241-248].

Одним из перспективных направлений является применение дамб обвалования с использованием водонаполняемых, грунтонаполняемых и грунтоармированных конструкций.

Анализ отечественного опыта применения водонаполняемых резино-тканевых однооболочковых дамб в Краснодарском крае (фирма ООО «Рассвет-К») (рисунок 1.1, а, б) и Амурской области (водоналивные рукавные дамбы ВРД ООО НПФ «Политехника») (рисунок 1.1, в) показал недостаточную надёжность их функционирования, связанную в первом случае с низкими эксплуатационными характеристиками материала, а во втором - с недостаточной устойчивостью конструкций при уклоне основания и наличии контактной фильтрации, что не было исследовано отечественными учеными. Предотвращение скатывания данной конструкции обеспечивается за счет системы анкеров, либо насыпью [3, 34, 93, 96, 127, 149, 166-168, 198, 233].



Рисунок 1.1 – Использование водонаполняемых оболочек для защиты от затопления в Краснодарском крае в бассейне реки Кубань: *а, б* – быстровозводимые дамбы фирмы ООО «Рассвет-К» из резино-тканевого материала; *в* – водоналивные рукавные дамбы (ВРД) ООО НПФ «Политехника»; *г* – поперечное сечение однооболочковой дамбы: 1 – анкер; 2 – силовой пояс; 3 – оболочка; 4 – патрубок для наполнения оболочки

В зарубежной практике для защиты населения от затоплений созданы более совершенные технические решения водонаполняемых конструкций с применением современных композитных материалов, критериями которых являются: мобильность и гибкость; многократность использования и оперативность установки. Конструкция состоит из полимерных оболочек высотой от 0,5 до 2,5 метров, имеющих значительную длину (до 300 м) и наполняемых водой с одной или двух сторон с помощью насоса. В зависимости от напора воды, который необходимо сдерживать во время затопления, применяются одно- или многооболочечные конструкции. Для придания

большей устойчивости сооружению две оболочки соединяют внешней оболочкой (рисунок 1.2), что снижает их крутящий и опрокидывающий момент [111, 126, 134, 128, 147, 164, 319, 320].

Ниже приведены исследования, проведенные под руководством автора, которые были использованы при защите кандидатской диссертации Тхай Тхи Ким Тьи. Достоинством их является то, что по сравнению с хорошо подготовленной группой людей, которая возводит дамбу из мешков с песком в течение нескольких часов, конструкция из мягких и гибких материалов, предложенная Water Structures, после развертывания устанавливается в течение часа в зависимости от её протяженности (рисунок 1.2) [91, 93, 96, 97, 100, 110, 116, 279, 290, 292, 293, 319].

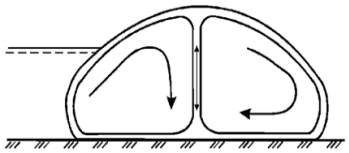
а  *б*  *г* 

Рисунок 1.2 – Локальная защита населенных мест от затопления:
а – защита населенного пункта от затопления с применением наполняемой дамбы;
б – многооболочковая защитная дамба; *г* – схема двухоболочковой дамбы

Помимо локальной защиты водонаполняемые дамбы используются для ликвидации прорывов дамб обвалования (рисунок) 1.3 [35,36, 93, 317]. Недостатком данных конструкций является отсутствие надежного сцепления с грунтом боковых примыканий и основания, что требует пригрузки со стороны нижнего бьефа грунтом для предотвращения их горизонтального сдвига и интенсивной фильтрации под оболочкой. Соединение, представленное на рисунке 1.3, *б*, не является надёжным и устойчивым к истиранию, а для конструкции на рисунке 1.3, *в* - необходимо надёжное сопряжение водонаполняемой оболочки с прораном.

а  *б*  *в* 

Рисунок 1.3 – Примыкание водонаполняемой дамбы*: а, б* – боковое примыкание резино-тканевой оболочки, *в* – перекрытый проран [93,104]

Для грунтоармированных (рисунок 1.4) и грунтонаполняемых сооружений (рисунок 1.5) характерна большая устойчивость и надежность по сравнению с воздухо- и водонаполняемыми конструкциями. Комбинированные конструкции позволяют из сочетания оболочек с различным наполнением обеспечить значительную устойчивость основания и способны обеспечивать со-

оружение дамб обвалования при отсутствии тяжелой строительной техники из местного намывного грунта. В отечественной практике организацией В/О «Союзводпроект» было создано типовое решение грунтоармированной низконапорной плотины с открытым водосбросным сооружением [5], к преимуществам которой относится использование местных грунтов при её возведении [104], но наличие железобетонных элементов обусловливает необходимость подготовки основания дамбы и применение тяжелой строительной техники, что потребует дополнительного строительства дорог, коммуникаций и т.п.(рисунок 1.14) [93, 104, 220, 222]. Однако время возведения данных сооружений на порядок превышает время возведения воздухо- и водонаполняемых конструкций [125, 128, 131-135, 145, 171, 229, 233, 308].

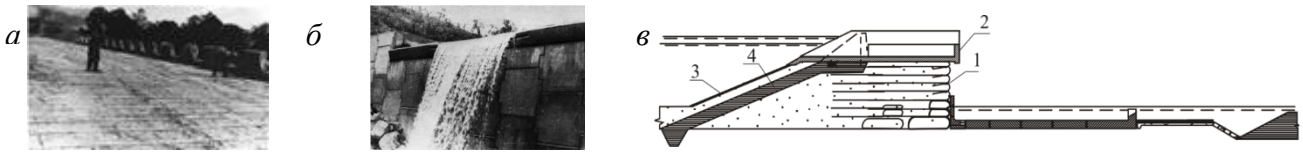


Рисунок 1.4 – Грунтоармированные водоподпорные сооружения:
а – грунтоармированные с лицевой стенкой из железобетонных секций [5,115]; в –низконапорная плотина с водосбросом (В/О «Союзводпроект»): 1 – лицевая стенка из полимерных материалов; 2 – железобетонный водослив; 3 – защитный материал откосов; 4 – диафрагма [93, 102, 115]

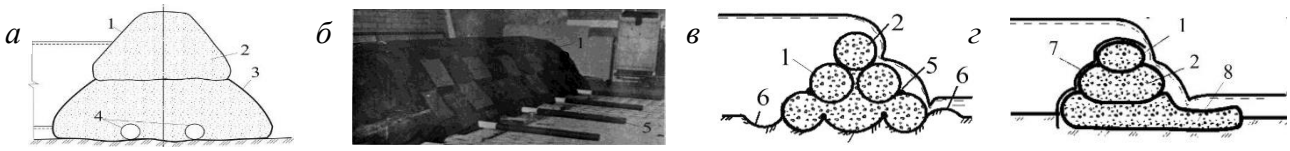


Рисунок 1.5 – Грунтоармированные и грунтонаполняемые водоподпорные сооружения:
а, б – грунтонаполняемая конструкция фирмы «Consalting Engineer»; *в, г* – водоподпорные грунтонаполняемое сооружение: 1 – грунтонаполняемая оболочка; 2 – заполнитель; 3 – фильтрующие окна; 4 – дренажная система; 5 – гибкие соединения; 6– противофильтрационное покрытие; 7 – гибкий противофильтрационный экран; 8 – водобой [93, 106, 231, 235, 250, 297, 299, 318, 322]

В случае, если мероприятия по отводу воды нагорными канавами и водоводами от защищаемых объектов не обеспечиваются [245, 250], тогда применяются противопаводковые водохранилища и регулирующие емкости в понижениях рельефа за счет создания водоподпорных сооружений, в том числе каскадов, образующих веерные водохранилища [141]. Однако при их строительстве и эксплуатации оказываются негативные воздействия на малый водоток: проводятся значительные объемы земляных работ; изменяется режим поступления твердого стока; водовыпускные сооружения не всегда обеспечивают сброс воды [87, 93, 132, 217, 290].

Для увеличения высоты существующих русловых плотин и как самостоятельные сооружения применяют воздухо - и водонаполняемые оболочки (рисунки 1.6 - 1.8) [73, 74, 93, 96, 97, 113, 116, 117, 124, 126, 133, 157, 166-169, 171, 172, 178, 198, 209, 213, 217, 233,234, 267, 274, 279, 281, 292, 293, 295, 296, 310, 317, 319].

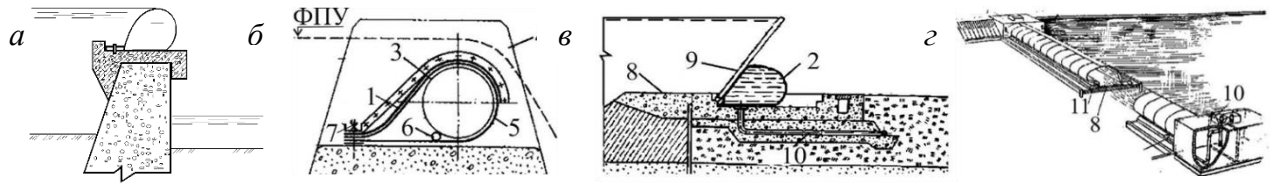


Рисунок 1.6 - Воздухо- и водонаполняемые конструкции:
а – водонаполняемая оболочка, увеличивающая высоту сооружения; *б* – воздухонаполняемый затвор для работы в условиях ледовых явлений (бывшая ГДР); *в* – комбинированный затвор конструкции Гипроречтранса; *г* – комбинированный затвор из металлических створок и мягкой оболочки (Голландия): 1 – внешняя оболочка; 2, 5– наполняемая оболочка; 3 – оболочка; 4 – устой; 6 – воздуховод; 7 –узел крепления; 8 –понур; 9 – жесткий щит; 10 – подводящий трубопровод; 11 – полые металлические защитные створки

Наиболее широкое применение нашли наполняемые дамбы на железобетонном основании, например, фирмы «Bridgestone» с насосной установкой для её наполнения (рисунок 1.7) [308, 310, 312].



Рисунок 1.7 – Установка водонаполняемых плотин фирмы «Bridgestone»:
а – транспортировка оболочки; *б* – раскладка полотнища оболочки; *в* – плотина в нерабочем состоянии; *г* – плотина в работе

Наполняемые оболочки могут применяться в комбинации с вантовыми системами, обеспечивающими большую устойчивость. В Германии для защиты промышленного предприятия в Duisburg была установлена защитная водонаполняемая дамба, фиксируемая системой вант, прикреплённых со стороны верхнего бьефа. Основным недостатком являлось непосредственное воздействие потока на систему вант (рисунок 1.8) [93, 293, 320].

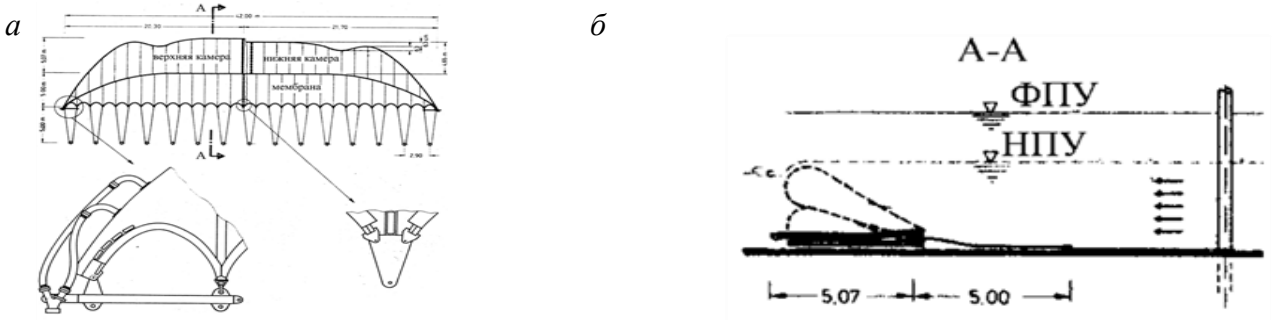


Рисунок 1.8 – Водонаполняемая защитная дамба: *а* – план; *б* – разрез

Приведенные конструкции (рисунки 1.6-1.8) имеют сложные системы наполнения и для обеспечения устойчивости должны укрепляться к жесткому основанию , либо иметь дополнительные анкерные и троссовые крепления, что усложняет их эксплуатацию и снижает мобильность установки.

В нашей стране применялись, начиная с 1963 года наполняемые, а с 1969 года – мембранные, гидровантовые, мембранно-вантовые, грунтоармированные, грунтонаполняемые и гибкие конструкции, но характеристики тканевых и резино-тканевых материалов не отвечали требованиям для использования их в качестве защитных сооружений [3, 231-239, 260, 274]

К основным преимуществам водоподпорных конструкций из мягких и гибких, замкнутых и незамкнутых оболочек относятся [93, 100]: малое время установки; высокая маневренность при регулировании уровней воды; минимальное воздействие на экосистему водотока при их возведении. Данные конструкции могут применяться как совместно с земляными плотинами, так и самостоятельно [93, 100]. В отечественной практике хорошо зарекомендовали себя конструкции плотин мягких наполняемых (ПМН) и гидровантовых плотин (в дальнейшем мембранно-вантовых плотин), для которых созданы в ЮжНИИГиМ следующие типовые конструкции (рисунки 1.9 и 1.10) [125, 127, 305]. Основным недостатком данных конструкций является необходимость применения насосных и воздуходувных станций для регулирования высоты оболочки, а значит необходимость использовать централизованный или децентрализованный источник энергоснабжения и гидроагрегаты для их наполнения [73, 74, 93, 99, 100, 101, 104, 106, 222].

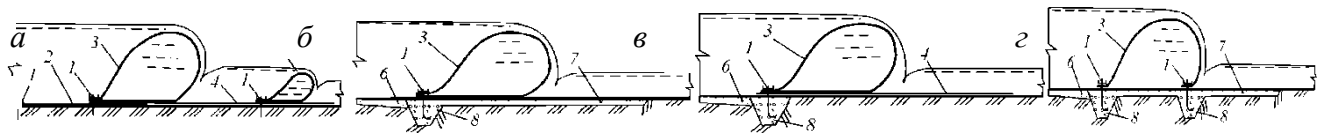


Рисунок 1.9 – Схемы водонаполняемых конструкций: *а* – плотина мягкая наполняемая (ПМН – А); *б* – ПМН – Б; *в* – ПМН – В; *г* – ПМН – Г: 1 – узел крепления; 2 – гибкий понур; 3 – оболочка; 4 – гибкая рисберма; 5 – гаситель; 6 – понур из уплотненного грунта; 7 –железобетонная рисберма; 8 – железобетонный зуб

Наиболее перспективными конструкциями являются сооружения с незамкнутыми оболочками, не требующими дополнительного источника энергии для регулирования высоты плотины, например, плотины мягкие мембранные (ПММ), их типовые проектные решения представлены на рисунке 1.10 [20, 77, 86-89, 108, 120, 125, 132, 151, 168, 230, 237, 302-305, 311]. К таким конструкциям относятся гидровантовые или мембранно-вантовые плотины, которые могут устанавливаться перед прохождением катастрофических паводков для защиты нижерасположенных населённых пунктов от затопления (рисунок 1.10), а также создавать веерные водохранилища по

предложению профессора М.А. Колосова, обеспечивающие аккумулирование воды в руслах малых водотоков и значительно снижающих привнесенный приток воды в главной реке за счет снижения максимальных уровней воды (рисунок 1.10, з) [93-97, 141, 216, 234, 237].

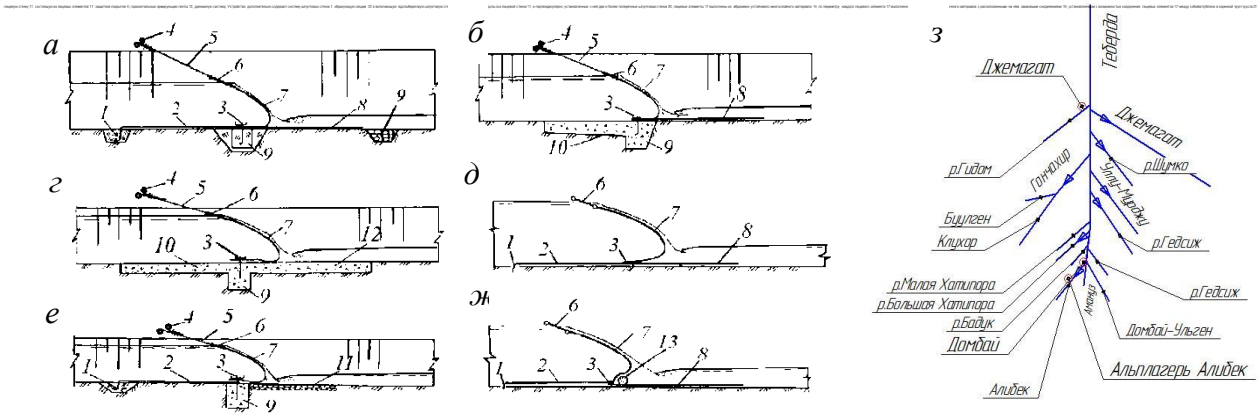


Рисунок 1.10 – Схемы конструкций мембранно-вантовых плотин и пример создания веерных противопаводковых водохранилищ:
а – плотина мягкая мембранная (ПММ-А); *б* – ПММ-Б; *в* – ПММ-В; *г* – ПММ-Г; *д, е, ж* – модификации ПММ-Д; *з* – создание веерных водохранилищ на примере реки Теберда:
1 – узел крепления; 2 – гибкий понур; 3 – узел крепления; 4 – береговая анкерная опора; 5 – ванта-подбор; 6 – вантовая ферма; 7 – мембрана; 8 – гибкая рисберма; 9 – зуб; 10 – железобетонный понур; 11 – рисберма из каменной наброски; 12 – железобетонный флютбет; 13 – грунтонаполнямый баллон [93, 106, 125]

Для условий устойчивых грунтов основания с малым коэффициентом фильтрации представлены конструктивные решения, отличающиеся наименьшим сроком возведения при чрезвычайных ситуациях с установкой анкерных креплений непосредственно в русло водотока (рисунок 1.11). Используя конструкции (рисунки 1.11), сложно обеспечить регулирование уровней воды в бьефах и гашение энергии при переливе через гребень, а также применять их для локализации загрязняющих веществ, т.е. необходимо осуществлять пропуск расхода через нижние водопропускные окна. В этом случае используют технические решения конструкций, представленных на рисунке 1.12 [20-22, 88, 93, 115, 124, 125, 129, 130, 132, 162, 167, 168, 292- 294].

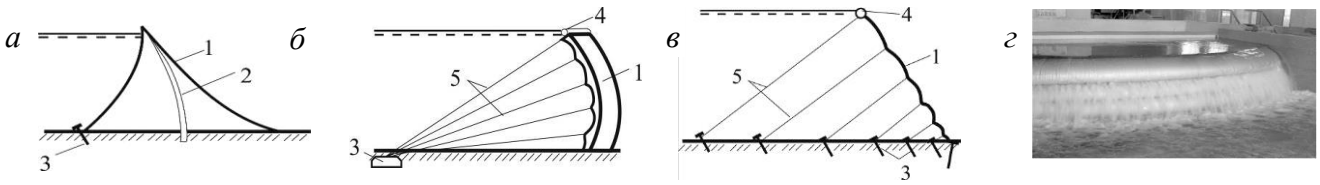


Рисунок 1.11 – Схемы мембранных плотин:
а – многопролетная мембранная с вантовой системой и пилонами; *б, в* – одно-и многопролетные системы с поплавками и различными системами крепления оболочки; *г* – экспериментальные исследования арочной мембранной плотины: 1– водоподпорная оболочка; 2 – пилон; 3 – русловой анкер; 4 – поплавок; 5 – вантовая система [86-89, 168, 233, 234, 237]

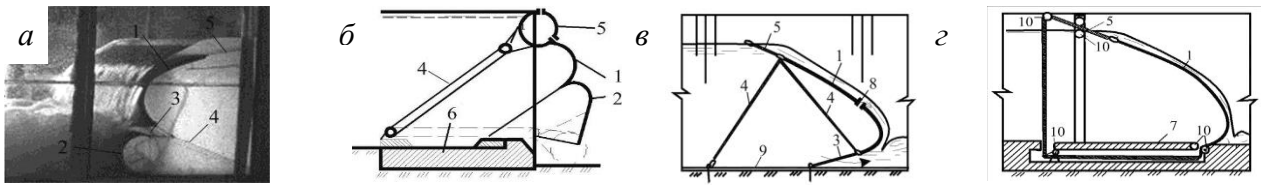


Рисунок 1.12 – Многооболочечные мембранные конструкции:
а – с двумя полотнищами и регулирующим устройством; *б* – с поплавковой системой; *в* – подпорное сооружение с регулирующими окнами; *г* – с выдвигающимся затвором; 1 – водоподпорная мембрана; 2 – нижняя мембранная оболочка; 3 – водовыпускное устройство; 4 – вантовые системы; 5 – воздухонаполняемая оболочка; 6 – железобетонный флютбет; 7 – железобетонное основание с направляющими устройствами; 8 – водовыпускные отверстия; 9 – гибкий флютбет; 10 – направляющие устройства [93, 124, 130, 132]

Для условий малых водотоков необходимо адаптировать существующие и разработать новые технические решения конструкций из композитных материалов, которые будут оказывать минимальное негативное влияние на их экосистему (рисунок 1.13) [123, 124, 129, 132, 136 222].

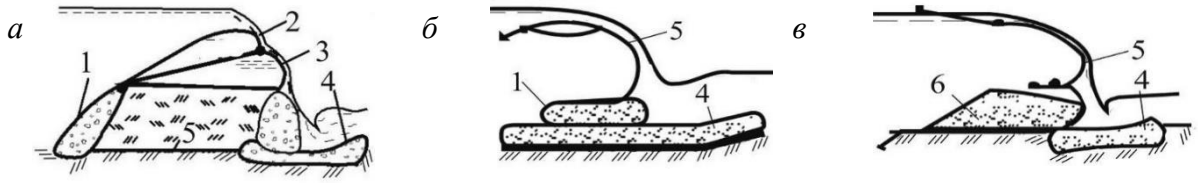


Рисунок 1.13 - Комбинированные наполняемые и мембранные конструкции:
а – грунто – и водонаполняемые; *б, в* – грунтонаполняемые с мембранной оболочкой: 1 – грунтонаполняемая оболочка, предназначенная для повышения основания; 2 – замкнутая водоподпорная оболочка (воздухо - или водонаполняемая); 3 – замкнутая либо незамкнутая водонаполняемая оболочка; 4 – грунтонаполняемая оболочка с формой для гашения энергии потока в нижнем бьефе [98, 99]; 5 – незамкнутая оболочка с различными вариантами крепления; 6 – грунтонаполняемая оболочка [99]

Также на ограниченных по площади территориях, незастроенных землях, примыкающих к промышленным предприятиям, городам и крупным посёлкам, проводится искусственное повышение поверхности земли за счёт намыва или отсыпки грунта. Основным недостатком является проведение больших объёмов земляных работ даже при незначительном слое подсыпки, что отмечено автором при обследовании сооружений на малых реках в различных регионах России. Наиболее перспективным для таких схем является использование грунтонаполняемых оболочек и грунтоармированных конструкций, которые более подробно рассматриваются в п. 1.1.3 [72, 217].

1.1.2 Противоэрозионные, противооползневые и берегозащитные мероприятия

Противоэрозионные мероприятия включают в себя систему специальных приёмов для предупреждения эрозии почв (грунтов) и борьбы с ней и осуществляются с применением сооружений, обеспечивающих стокорегулирование, закрепление оврагов и т.п. В качестве основных конструкций можно использовать как временные водоподпорные сооружения с использованием

водонаполняемых оболочек и мембранных затворов из высокопрочных композитных материалов, так и постоянные грунтоармированные и грунтонаполняемые конструкции [71, 93, 102-104, 125, 122, 134].

Для предупреждения оползневых процессов в условиях малых водотоков применяются следующие сооружения: поверхностный водоотвод для регулирования поверхностного стока и предотвращения инфильтрации воды в грунт, а также эрозионных процессов; поддерживающие конструкции (подпорные стены и др.); берегоукрепительные сооружения (при негативном воздействии на склон водных объектов) и т.п. [84, 93, 98, 103, 104, 125, 252, 256, 258].

Конструкции подпорных стен из монолитного и сборного железобетона с анкерными устройствами представлены на рисунке 1.14 [102, 103, 105, 147]. Основным недостатком конструкций из кирпича, железобетона является их разрушение при деформации основания, что зачастую наблюдается в прибрежных зонах (рисунок 1.15) [93, 102-104, 125, 185, 277].

а *б*

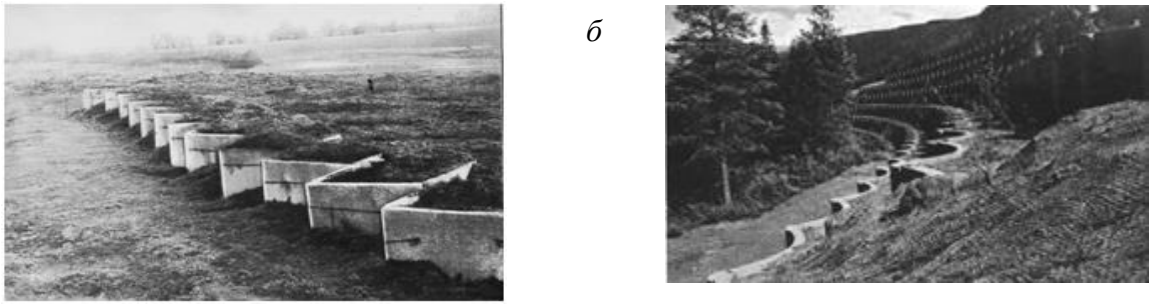


Рисунок 1.14 – Подпорные стены из железобетонных элементов:
а – сборное сооружение из фигурных блоков железобетона длиной 2800 мм, высотой 2000 мм и толщиной 150 мм с образованием ячеек 2×2 м;
б – подпорные стенки из сборного железобетона [102]

В зарубежной практике применяют грунтоармированные подпорные конструкции лицевая стенка которых выполняется из тонких железобетонных панелей или из металлических оболочек, а в качестве армолент используются металлические полосы (рисунок 1.4, а, б,) [93, 117, 125, 290].

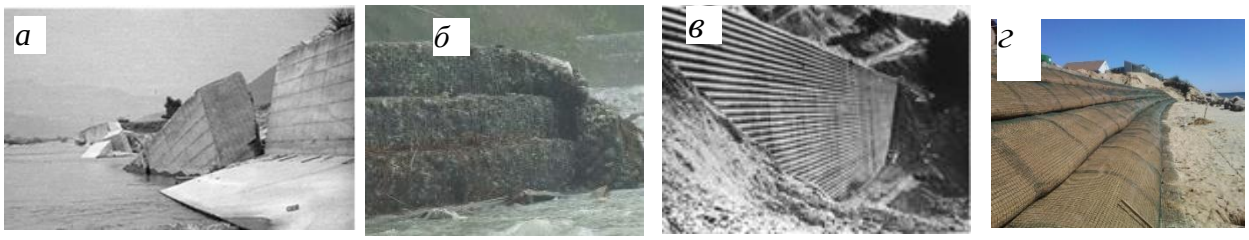


Рисунок 1.15 – Разрушение различных конструкций берегозащитных сооружений [102-104]: *а* – разрушение железобетонных конструкций при размыве грунта основания; *б* – разрушение конструкций из габионов; *в* – грунтоармированная конструкция; *г* – грунтонаполняемые конструкции

При строительстве подпорных стен и берегозащитных сооружений, обладающих значительной протяжённостью, основными проблемами являются: значительная неоднородность основания аллювиального происхождения; существенные воздействия руслоформирующих процессов и при этом необходимость соблюдения экологических требований при проведении строительных работ, ремонте и реконструкции [102].

В случае существующих конструкций подпорных стен и берегозащитных сооружений из «жестких» материалов (бетонных, железобетонных, металлических и т.п.) даже незначительная деформация основания может привести к разрушению их в целом (рисунок 1.14). В связи с этим одной из наиболее сложных задач является подготовка и стабилизация оснований, а также необходимость значительных капиталовложений при их строительстве и реконструкции. Преимуществом гибких габионных конструкций является способность поглощения без разрушения значительных просадок основания, но доступный для их заполнения материал не всегда соответствует природно-климатическим условиям и разрушается при циклах заморозки-разморозки, что приводит к его высыпанию сквозь ячейки поддерживающей сетки и нарушению устойчивости берегозащитного сооружения в целом (рисунок 1.15, б). Биопозитивные фашинные конструкции не обеспечивают достаточную надежность крепления и имеют малый срок службы в условиях переменного уровня воды и колебаний температур [102-104].

В случе отсутствия качественного местного строительного материала наиболее эффективным является использование грунтоармированных и грунтонаполняемых конструкций (Longard, TenCate, Soiltrain, ООО «Русгеосинт» и др.), применение которых известно с середины прошлого века и позволяет обеспечить устойчивость грунтовых массивов в условиях просадочных грунтов и опасных геологических процессов, рисунок 1.15, в, г [102, 197, 251, 267, 275, 297].

Недостатком существующих берегозащитных сооружений является значительный вес лицевой стенки, что увеличивает неравномерность нагрузки на армированный массив и его основание. Вторым аспектом является значительное воздействие на водный объект и территорию его водосбора при проведении подготовительных работ: расчистка донных отложений и подготовка основания сооружений; складирование отложений, с необходимостью осветления или вывоз на специализированные площадки хранения [102, 103].

При этом глубину заложения основания берегозащитного сооружения следует назначать ниже возможного размыва грунта с учётом воздействия проектируемой конструкции и толщины активного слоя наносов [94]. Прочностные, деформационные и фильтрационные характеристики биогенных грунтов и илов определяются в диапазоне давлений, соответствующих напряжённому состоянию после возведения сооружения [102, 103]. Если под его основанием залегает слой грунта с модулем упругости E<5 МПа и толщиной более его ширины, тогда осадка должна определяться с учетом полного давления p под ним, не превышающего расчетного сопротивления грунта основания R (кПа), определяемого по известным нормативным формулам [102, 103].

В случае медленно уплотняющихся водонасыщенных связных и биогенных грунтов основания, имеющих степень влажности $S_r \geq 0{,}85$ и коэффициент консолидации $c_v \leq 10^7$ см^2/год $c_v \leq 10^7$ см^2/год, сила предельного сопротивления рассчитывается с учетом избыточного давления воды в их порах u, вызывающего нестабилизированное состояние при консолидации. Необходимо учитывать анизотропное изменение по времени прочностных, деформационных и фильтрационных характеристик, а также значительную тиксотропию илов, при оценке увеличения сроков строительства, включающих период необходимый для достижения заданной степени консолидации основания, а также конечной осадки основания под пригрузкой [135].

При расчетных деформациях грунта основания, сложенного биогенными грунтами и илами, больше предельных, предусматриваются следующие мероприятия [128, 297]: вытеснение грунта основанием при толщине биогенных грунтов и илов не более 0,2 м; полная или частичная прорезка слоев биогенных грунтов и илов при устройстве основания; полная или частичная замена биогенного грунта или ила песком, гравием, щебнем и т.д.; уплотнение грунтов временной или постоянной пригрузкой основания сооружения или всей площадки строительства насыпным (намывным) грунтом; применение грунтоармированых или грунтонаполняемых конструкций с горизонтальной схемой армирования при толщине биогенных грунтов и илов более 1,5 м [247, 248, 255].

Для условий возведения на слабых биогенных грунтах С.И. Сахаровой предусматривались армированные грунтовые подушки, которые существенно повышают устойчивость основания [226]. Недостатком является то, что при устройстве основания предполагается использование технологии, при которой необходимо осуществить установку грунтоармированных элементов в специально подготовленную траншею и предварительное уплотнение грунта, что значительно усложняет производство работ в условиях береговой зоны.

В настоящее время складирование донных отложений после проведения подготовительных работ возможно с использованием геотуб из фильтрующего геотекстиля, которые в настоящее время широко используются как зарубежными, так и отечественными производителями [103]. Применение таких конструкций обеспечивает уменьшение объема за счет обезвоживания донных отложений. Однако, несмотря на уменьшение площади складирования донных отложений, необходимы дополнительные мероприятия по отводу осветленного стока и замещению изъятого материала в основании берегозащитного сооружения.

В связи с этим наиболее перспективным является использование комбинирования технологии создания грунтонаполняемых конструкций основания берегозащитных сооружений с применением геотуб без изъятия материала из прибрежной зоны водного объекта [103-105].

При расчётном обосновании берегозащитного сооружения необходимо учитывать дополнительное воздействие водного потока, так как он оказывает взвешивающее фильтрационное,

волновое, абразивное и иные виды воздействий, в том числе ледовые. Расчетные положения для определения устойчивости берегозащитных сооружений к воздействию данных явлений хорошо изучены [102, 103]. При строительстве берегозащитных сооружений с применением армированного грунта происходит существенное снижение веса лицевой стенки при обеспечении надежной защиты от приведенных выше видов воздействий. Это обеспечивает снижение нагрузки на основание берегозащитного сооружения и армированный массив, упрощает технологический процесс возведения данных сооружений. Предлагается использование гибких лицевых стенок из геотекстиля и сборных лицевых стенок из композитных материалов [103].

1.1.3 Природоохранные мероприятия в условиях малых водотоков

Основными причинами загрязнения водных объектов, в т.ч. подземного и поверхностного стоков, являются: неорганизованный сброс сточных вод с территории населенных мест; предприятий; агропромышленных комплексов; накопителей вторичных материальных ресурсов; нарушение технологического цикла предприятий, которые могут быть вызваны как объективными (природные явления), так и субъективными причинами, в т. ч. поступление загрязняющих веществ при чрезвычайных ситуациях и т.п. [24, 93, 180].

Особенностью приведенных источников загрязнений является их рассредоточенность на больших площадях, значительная неравномерность расхода и разнообразие химического состава. Наиболее оптимальным является не только отвод и сосредоточение значительных объемов сточных вод, но и регулирование их состава в небольших объемах в местах их формирования. Это позволит локализовать источники загрязнений и предотвратить поступление загрязняющих веществ в водные экосистемы [180, 242].

Конструкции, блокирующие источники и очаги загрязнения водных экосистем в виде сооружений доочистки, предложены рядом отечественных учёных, в т.ч. профессором Л.Н. Бездниной [13, 24, 171, 239]. В основном данные конструкции представляют собой железобетонные и металлические резервуары с различными фильтрующими загрузками, реагентным хозяйством, что требует проведения значительных строительных работ на территории водосбора водного объекта.

Повысить эффективность доочистки воды в водных объектах можно применением мембранных конструкций из тканевых материалов в комбинации с биомодулями из плавающих водных растений. Данный способ предложен В.А. Волосухиным и Т.Н. Меркуловой [31]. Однако очистка с помощью данных сооружений нестабильна и возможны «пропуски» загрязненного потока в нижний бьеф.

При поступлении сточных вод, загрязненного поверхностного и подземного стока в водный объект происходит нарушение его естественного равновесия. Противодействуют этому нарушению процессы самоочищения [102], в ходе которых происходит перенос и трансформация загрязняющих веществ под действием гидрофизических, биологических и биохимических фак-

торов, которые в канализованных и в сильнозагрязненных водотоках недостаточны для предотвращения их деградации [105]. Гидрофизические факторы самоочищения, которые в естественных условиях зависят от чередования перекатов, омутов, плесов и т.д., можно улучшить созданием низконапорных сооружений (наполняемых, мебранно-вантовых и гидровантовых плотин), изменяющих скоростную структуру потока, обеспечивая лучшее разбавление, отстаивание загрязняющих веществ [106, 195].

Немаловажным фактором процессов самоочищения водных объектов при поступлении в них загрязняющих веществ является достаточное содержание кислорода в воде, которое можно поддерживать за счет аэрации водного объекта, т.е. искусственная аэрация способствует интенсификации биологических и биохимических процессов самоочищения водных объектов, выделению газов, уменьшению запахов, привкусов и цветности воды, создает благоприятные условия для развития биотических компонентов [188, 125].

Поступление кислорода в водотоки и водоемы происходит в процессе: выделения кислорода автотрофами (фотосинтез); диффузии атмосферного кислорода через поверхность воды; поступления с водой притоков рек; аэрации на порогах гидротехнических сооружений; аэрации за счет специальных аэрационных сооружений (искусственная аэрация) и т.п. Процесс фотосинтеза протекает тем интенсивнее, чем выше температура воды, солнечное освещение и больше биогенных веществ в воде. Однако, чем выше температура в воде, тем меньше растворимость кислорода, чем больше биогенных веществ, тем больше вероятность аэробных процессов, снижается диффузия атмосферного кислорода при малых скоростях течения воды. В этих условиях могут устраиваться искусственные пороги на сопрягающих сооружениях, например, на быстротоках создают в стенках специальные воздухопроводящие каналы и искусственную шероховатость. Фирмой «Maccafferri» для повышения интенсивности аэрации используют габионы, повышающие шероховатость дна быстротока, за счет чего происходит бурное течение потока и его аэрация [46, 82, 92, 93].

Применяется и водоаэрирующее устройство, которое размещают в основании водоподпорного сооружения, при этом водный поток поступает в блок сопл и увлекает воздух, поступающий по воздухоподводящим трубам водорегулирующего щита в камеру смешения, из которой двухфазный водовоздушный поток через диффузор поступает в нижний бьеф, где происходит флотационная очистка воды [24, 93, 112, 114, 133,219].

Известны механические аэраторы, принцип действия которых основан на вовлечении воздуха с водной поверхности за счёт вращения лопаток [92, 93] аэратора или ротора на электростанции. К ним относится устройство типа «диафрагма» и «сопло Вентури» на базе судовых винтовых движителей, представляющих собой многосопловые ступенчатые эжекционные устройства. Также распространена пневматическая система аэрации, в которой аэрационные устройства

работают по принципу подачи сжатого воздуха на глубину водоёма по трубопроводам с последующим распылением [123].

В ЮжНИИГиМе в 70-х годах прошлого столетия [158]был разработан и внедрен ряд аэрационных устройств: аэрационное устройство на базе плавучей насосной станции НАП-1.1 с двумя рабочими органами типа «изливающаяся струя из цилиндрического насадка» [24, 157] (водовоздушная струя) и передвижные пневматические аэрационные установки [24, 47, 48, 112, 114, 133, 201, 202]. Однако приведенные выше методы требуют значительных энергозатрат для аэрации потока, что недопустимо для условий малых водотоков. Доктором технических наук В.И. Виссарионовым и др. (Московский энергетический институт) для аэрации водных объектов разработана плавучая аэрационная установка с питанием от солнечных батарей [29, 47, 93, 127, 139]. Устройства, использующие энергию водного потока, предлагаются И.Е. Куксиным и Э.П. Коваленко. За счёт энергии скоростного напора потока воды воздух атмосферы из рабочей камеры волнового насоса нагнетается в аэратор [92], откуда в виде пузырьков поступает непосредственно в водоём [92, 125, 174, 175, 222].

На рисунке 1.16 представлен подпорный аэратор русловый (ПАР), разработанный ИНПЦ «Союзводпроектом», представляющий собой железобетонный водослив, который создает подпор от 1,0 до 2,5м [92, 93]. Его недостатком является снижение пропускной способности русла в период половодий и паводков [30, 92, 93].

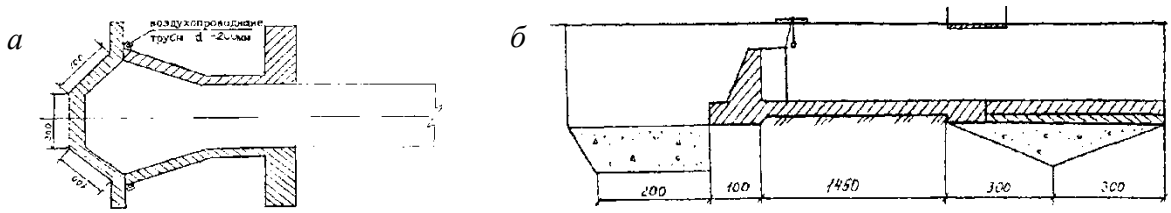


Рисунок 1.16- Подпорной аэратор русловый, разработанный ИНПЦ «Союзводпроект»[90]
А – план; б – разрез

Разработанные автором для малых водотоков подпорно-аэрационные регулирующие сооружения (ПАРС) обеспечивают свободный пропуск потока в период паводков и половодий и поддержание заданного уровня воды в верхнем бьефе в меженный период [112, 93, 127].

1.1.4 Специальные сооружения инженерной защиты

К специальным сооружениям относят временные сооружения для строительства и ремонта: противопожарные, ремонтные и энергообеспечивающие и.т.п [93, 99, 223]. Постановлением эксперта для противопожарных мероприятий предусматривается создание противопожарных емкостей, временных водоемов для условий малых рек. Существующие способы возведения сооружений в виде грунтовых дамб и перемычек недопустимы при выполнении работ в русле малого водотока, так как их последствия существенно влияют на его экологическое состояние. Альтернати-

вой является использование для строительства временных перемычек: мембранно-вантовых плотин и водопроводящих сооружений; водонаполняемых и грунтонаполняемых дамб; мобильных дамб обвалования и т.д. [93, 99]. Энергообеспечивающие сооружения представлены мобильными микроГЭС на основе мембранно-вантовых плотин, которые используются в качестве источника энергии для наполнения, регулирования водо- и воздухонаполняемых конструкций, а также аэрации малых водотоков для повышения их самоочищающей способности [24, 45, 73, 89, 92-97, 200, 202, 205, 206, 223].

В связи с появлением современных композитных материалов для дальнейшего усовершенствования и обоснования новых технических решений оболочечных гидротехнических сооружений инженерной защиты необходим анализ существующего расчетного обоснования и экспериментальных исследований их элементов [91, 93, 98, 106].

1.2 Анализ и исследование современных композитных материалов для оболочечных и грунтоармированных элементов гидротехнических сооружений инженерной защиты

Гидротехнические сооружения инженерной защиты из композитных материалов - это конструкции, состоящие из замкнутых и незамкнутых (или их сочетаний) оболочек, выполняемых из композитных материалов [111,132] с различными заполнителями: вода; грунт и т.п., а также грунтоармированные конструкции из геотекстильных материалов, обеспечивающие защиту народнохозяйственных и водных объектов от негативных воздействий [93, 106].

1.2.1 Классификация и свойства композитных материалов

Применение композитных материалов позволит повысить надежность и улучшить эксплуатационные характеристики конструкций инженерной защиты, а также расширить диапазон их использования. Основными преимуществами современных композитных материалов, в том числе на основе полимерных, являются: долговечность; противокоррозионная стойкость; меньший удельный вес при тех же прочностных показателях (по сравнению с традиционными, например, деревом, металлом, железобетоном и т.д.).

Рассмотрим существующие композитные материалы. Для создания замкнутых и незамкнутых оболочек наиболее важными являются эластомеры, в число которых входят термопласты – акрилы: акрилонитрил-бутадиен-стирол (АБС); полистирол; полиэтилен; полиамиды (нейлон); полибутен; полиэфирэфиркетон (ПЭЭК) и др. Их характеристики приводятся в таблице 1.1) [53, 93, 177, 26, 273].

Таблица 1.1 - Свойства термопластов

Характеристики	ПММА	Нейлон	Поликарбонат	Полипропилен
Плотность (т/м^3)	1,2	1,1	1,1–1,2	0,9

Модуль Юнга (ГПа)	3,0	1,4–2,8	2,2–2,4	1,9–1,4
Прочность при растяжении (МПа)	-	60–70	45–70	25–38
Деформация при разрушении (%)	-	30–100	90–110	100–600

Наибольшую перспективу имеют полиуретановые эластомеры. Они характеризуются: большей прочностью; значительной эластичностью; способностью сопротивления ударным нагрузкам и гидроабразивному износу; стойкостью к действию солнечной радиации, неполярных растворителей и нефтепродуктов, а также широким температурным диапазоном эксплуатации (от –40 до +120 °С) [53, 80]. Данные материалы рекомендуется использовать при изготовлении водоподпорных оболочек, флютбетов, подпорных стен и противофильтрационных устройств мобильных сооружений инженерной защиты [177]. Определяющим критерием выбора материалов для мобильных сооружений инженерной защиты является наименьший вес при наибольшей прочности [177]. К ним относят инженерные полимеры, характеризующиеся повышенной прочностью и термостойкостью. Они могут использоваться при создании ребер жесткости и узлов крепления сооружений инженерной защиты, требующих долговечности, износостойкости, устойчивости к коррозии, способности выдерживать циклические нагрузки. В соответствии с современным определением, композитные материалы – это материалы, полученные сочетанием компонентов с различными физическими и химическими свойствами и границей раздела между ними и обладающие свойствами, которыми не обладает ни один из них в отдельности. Один из компонентов является непрерывной фазой, преобладающей по объему материала, и называется матрицей, а другой или другие являются армирующей фазой, улучшающей механические свойства первой. Классификация составных элементов композитной системы представлена на рисунке 1.17 [93, 143, 144, 177, 184].



Рисунок 1.17 – Классификация составных элементов композитов по структурным признакам

По макроструктурным признакам основные типы композитов подразделяются на волокнистые (образованные непрерывными или дискретными волокнами) на основе частиц: слоистые; чешуйчатые; наполненные (образованные матрицей, заполненной дисперсными частицами). Слоистые композитные материалы подразделяются на ламинаты и гибриды. Первые включают однонаправленные слои, уложенные в различных направлениях и имеющие заданную ориентацию волокон по толщине пластины, что придает им требуемые прочностные свойства при

наименьшем весе. Вторыми являются композиты, армированные волокнами различного типа, в том числе на тканевой основе с перекрестным или двухосновным армированием.

Композитные материалы, применяемые в настоящее время в гидротехническом строительстве при изготовлении наполняемых, мембранных и т.п. плотин, рекомендуется использовать с искусственными органическими волокнами, среди которых наиболее применимы арамидные. Волокна в основном деформируются линейно-упруго и связаны при разрушении с прочностью соотношением:

$$\varepsilon_l = \sigma_{T_f} / E_f ,$$

где σ_{T_f} и E_f – соответственно, предел прочности и модуль Юнга [28, 177].

В России производятся арамидные волокна марок армос, терлон и т.п. Последний по химической структуре и свойствам аналогичен кевлару-49, а армос по своим свойствам (прочности и адгезии к эпоксидным матрицам) превосходит его. За рубежом широкое применение находят арамидные волокна: кевлар (фирмы Du Pont); тварлон (фирмы Akzo); технор и др., а также полиэтиленовые волокна. На основе данных типов волокон созданы воздухо- и водопроницаемые эластомеры со специальными покрытиями [177] . В нашей стране при изготовлении тканей для мягких мембранных и наполняемых плотин используются двухслойные синтетические армирующие волокна из: капрона; лавсана; нитрона, которые обладают высокой биостойкостью и, в отличие от естественных волокон, большей долговечностью и относительно длительной прочностью. Однако само резиновое покрытие данного материала не имело длительной прочности и стойкости к солнечной радиации [38, 53, 81, 93, 125, 128].

Для грунтоармированных сооружений рекомендуются геосинтетические материалы, приведенные в следующей классификации (рисунок 1.18) [93, 276].

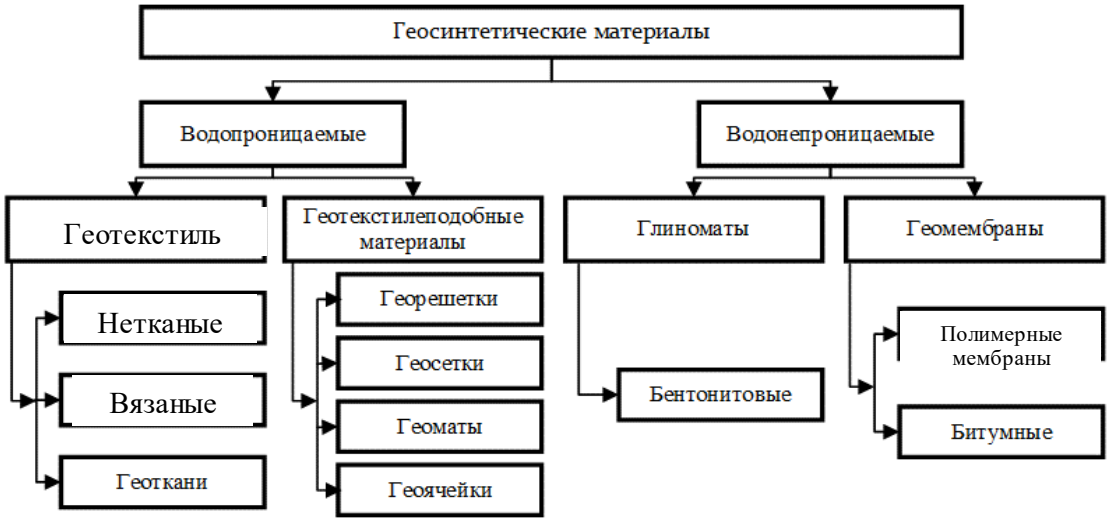


Рисунок 1.18 – Классификация геосинтетических материалов

Применение геокомпозиционных материалов повышает прочностные характеристики, надежность, долговечность, снижает материалоёмкость при строительстве сооружений инженерной защиты. Далее приводим расчётные положения по приведенным выше композитным материалам [38, 116, 177].

1.2.2 Основные расчётные положения по определению характеристик и напряженно-деформированного состояния композитных материалов для гидротехнических сооружений инженерной защиты

Осуществить расчётное обоснование сооружений из композитных материалов невозможно без определения их напряженно-деформированного состояния (НДС) под действием различных нагрузок, в результате которых возникают деформации нормальные $\varepsilon_l=\delta/l$ (положительные при растяжении) сдвиговые $\gamma=\varphi_1+\varphi_2$ (φ_1 и φ_2 – геометрические углы тела) и изгибные. Последние определяются в зависимости от [38, 276]. При изгибе радиус кривизны R связан с деформацией формулой [27, 38, 276]:

$$\varepsilon_R = y / R = ky, \tag{1.1}$$

где k – кривизна, отклонение по которой может быть определено стандартными математическими методами; y – ордината; R – радиус кривизны.

Для случая одноосного нагружения σ при деформации ε_l учитывается модуль Юнга E, при этом сдвиговое напряжение τ и деформации γ связаны модулем сдвига G [15, 38, 93, 177, 276]:

$$\tau = G\gamma. \tag{1.2}$$

Коэффициент Пуассона ν учитывается в случае одной продольной деформации материала в направлении приложенной силы, а при двух поперечных направлениях определяется суммарная деформация по следующим зависимостям:

$$\begin{cases} \varepsilon_x = \sigma_x / E_x - \nu\sigma_y / E_y; \\ \varepsilon_y = \nu\sigma_x / E_x - \sigma_y / E_y. \end{cases} \tag{1.3}$$

Систему уравнений (1.3) применяют для линейно-упругих материалов при отсутствии сдвиговых деформаций. Деформации оболочек-мембран и искривления, появляющиеся при приложении изгибающего момента, можно связать следующими соотношениями:

$$\varepsilon_x = z / R_x = zk_x,\ \varepsilon_y = z / R_y = zk_y,$$

где z – расстояние по толщине пластины от оси симметрии [19, 38, 93, 177, 276]; R_x, R_y – радиусы кривизны, соответственно, по оси x и y; k_x, k_y – соответственно, первичный и вторичный изгибы.

Напряжения определяются следующими зависимостями:

$$\sigma_x = \left[E_z / \left(1-\nu^2\right)\right]\left(k_x + \nu k_y\right),\ \sigma_y = \left[E_z / \left(1-\nu^2\right)\right]\left(k_y + \nu k_x\right). \quad (1.4)$$

К напряжениям по осям $n-m$ переходят следующим образом (рисунок 1.21)[38, 93, 102, 276]:

$$\begin{cases} \sigma_n = \sigma_x \cos^2\theta + \sigma_y \sin^2\theta + \tau_{xy} 2\sin\theta\cos\theta; \\ \sigma_m = \sigma_x \sin^2\theta + \sigma_y \cos^2\theta + \tau_{xy} 2\sin\theta\cos\theta; \\ \tau_{nm} = -\sigma_x \sin\theta\cos\theta + \sigma_y \sin\theta\cos\theta + \tau_{xy}\left(\cos^2\theta - \sin^2\theta\right). \end{cases} \quad (1.5)$$

Главные нормальные напряжения являются максимальными. После дифференцирования уравнения (1.5) оно представлено в следующем виде [38, 177, 276]:

$$\sigma_{1,2} = 0{,}5\left(\sigma_{x,i} + \sigma_{y,i}\right) \pm 0{,}5\left[\left(\sigma_{x,i} - \sigma_{y,i}\right)^2 + 4\tau_{xy,i}^2\right]_i^{1/2}. \quad (1.6)$$

Первое значение нижнего индекса в уравнении (1.6) сдвиговых напряжений *i* соответствует направлению нормали к плоскости сдвигового напряжения, а второе *j* – напряжению. В случае изотропного материала уравнения (1.5) и (1.6) являются определяющими для определения НДС. При однонаправленном слое происходит совпадение приложенных напряжений с главными осями материала (рисунок 1.19), деформации которых определяются по следующим уравнениям [38, 93, 225, 276]:

$$\varepsilon_1 = \left(\sigma_1 / E_{11}\right) - \left(\nu_{21}\sigma_2 / E_{22}\right);\ \varepsilon_2 = \left(-\nu_{12}\sigma_1 / E_{11}\right) + \left(\sigma_2 / E_{22}\right);\ \gamma_{12} = \tau_{12} / G_{12},$$

где E_{11}, E_{22} – соответственно, модуль Юнга в продольном и в поперечном направлениях; G_{12} – модуль сдвига в плоскости; ν_{12} и ν_{21} – коэффициенты Пуассона.

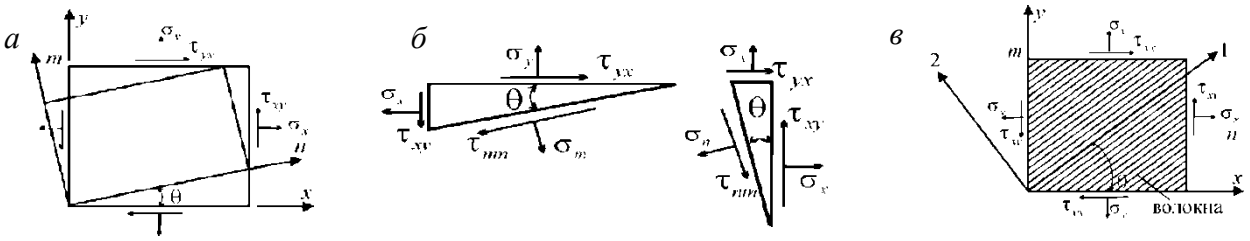


Рисунок 1.19 – Распределение напряжений: *а* – элемент в координатах n-m, ориентированных под углом θ к осям *x*-*y*; *б* – напряжение на гранях треугольников, использующихся для определения связи напряжений в двух системах координат; *в* – однонаправленный слой, главные оси которого 1–2 [38, 93, 225, 276]

Напряжения по главным осям, исходя из условий $E_{11}/E_{22} >> 1$ и $\nu_{12} > \nu_{21}$деформаций, определяют в соответствии с зависимостями:

$$\sigma_1 = \left(E_{11}\varepsilon_1 + \nu_{21}E_{11}\varepsilon_2\right)/\left(1-\nu_{12}\nu_{21}\right);\ \sigma_2 = \left(\nu_{12}E_{22}\varepsilon_1 +\right)E_{22}\varepsilon_2/\left(1-\nu_{12}\nu_{21}\right); \quad (1.7)$$

$$\tau_{12} = G_{12}\gamma_{12}\ . \quad (1.8)$$

Поперечную деформацию выражают посредством коэффициента ν_{12} при воздействии продольной нагрузки, так как при большем модуле упругости волокон ν_{21} намного меньше [38, 93, 225, 276]:

$$\nu_{12}/E_{11} = \nu_{22}/E_{22}\,. \tag{1.9}$$

Выразим сдвиговые деформации через зависимостью $\varepsilon_{ij} = 0,5\gamma_{ij}$, а обобщенные коэффициенты Пуассона для описания ортотропного композитного материала согласно В.В. Новожилову и К.Ф. Черных в следующем виде [181]:

$$\mu_{ij} = \sqrt{E_i E_j}\cdot\nu_{ij}\big/E_j\,. \tag{1.10}$$

При учёте закона Гука и выражения (1.10) сдвиговые деформации определяют следующим образом:

$$\varepsilon_x = \sigma_x/E_1 + \mu_{12}\sigma_y\big/\sqrt{E_1E_2} + \mu_{13}\sigma_z\big/\sqrt{E_1E_2}\;;\; \varepsilon_{xy} = 2\tau_{xy}/E_4\;;$$

$$\varepsilon_y = \sigma_y/E_2 + \mu_{21}\sigma_x\big/\sqrt{E_1E_2} + \mu_{23}\sigma_z\big/\sqrt{E_1E_2}\;;\; \varepsilon_{yx} = 2\tau_{yz}/E_5\;;$$

$$\varepsilon_z = \sigma_z/E_3 + \mu_{31}\sigma_x\big/\sqrt{E_1E_3} + \mu_{32}\sigma_y\big/\sqrt{E_1E_2}\;;\; \varepsilon_{xz} = 2/\tau_{xz}\,E_6\,.$$

В матричной форме равновесия элемента при учете температурного и гидротемпературного воздействия (при изотермическом процессе) в координатной системе $X - Y - Z$ общая зависимость для описания поведения композитного материала будет иметь следующий вид [38, 93, 177, 276]:

$$\begin{Bmatrix}\sigma_x\\ \sigma_y\\ \sigma_z\\ \tau_{yz}\\ \tau_{xz}\\ \tau_{xy}\end{Bmatrix} = \begin{bmatrix}\overline{Q}_{11} & \overline{Q}_{12} & \overline{Q}_{13} & 0 & 0 & 2\overline{Q}_{16}\\ \overline{Q}_{12} & \overline{Q}_{22} & \overline{Q}_{23} & 0 & 0 & 2\overline{Q}_{26}\\ \overline{Q}_{13} & \overline{Q}_{23} & \overline{Q}_{33} & 0 & 0 & 2\overline{Q}_{36}\\ 0 & 0 & 0 & 2\overline{Q}_{44} & 2\overline{Q}_{45} & 0\\ 0 & 0 & 0 & 2\overline{Q}_{45} & 2\overline{Q}_{55} & 0\\ \overline{Q}_{16} & \overline{Q}_{26} & \overline{Q}_{36} & 0 & 0 & 2\overline{Q}_{66}\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\varepsilon_x - \alpha_x\Delta T - \beta_x\Delta m\\ \varepsilon_y - \alpha_y\Delta T - \beta_y\Delta m\\ \varepsilon_z - \alpha_z\Delta T - \beta_z\Delta m\\ \varepsilon_{yz}\\ \varepsilon_{xz}\\ \varepsilon_{xy} - \frac{1}{2}\alpha_{xy}\Delta T - \frac{1}{2}\beta_{xy}\Delta m\end{Bmatrix}, \tag{1.11}$$

где Q_{ij} - поперечное усилие в слое; $\left[\overline{Q}\right] = [T]^{-1}[Q][T]$; α и β – соответственно, термический и гидротермический коэффициенты; ΔT - изменение температуры; $m = \cos\theta$, $n = \sin\theta$ (рисунок 1.19).

Нагружающие силы разлагаются на две составляющие по оси пластины и перпендикулярно ей (рисунок 1.20, а). Пластина может одновременно растягиваться и изгибаться под действием моментов и усилий (рисунок 1.20, б), а полная деформация равна суперпозиции постоянной по толщине деформации «плоскости слоя ε^0» и изгибных деформаций, линейно изменяющихся по толщине" [38,177]. Изгиб пластины описывается его кривизной, а деформация изгиба -

линейной зависимостью по её толщине [38,177]. Постоянная по толщине пластины деформация в плоскости пластины равна [38,177]:

$$\varepsilon_0 = \left[\varepsilon_{x_0}, \varepsilon_{y_0}, \gamma_{xy_0}\right],$$

а деформации срединной поверхности представляют в виде:

$$\varepsilon_{x_0} = \partial u_0/\partial x;\ \varepsilon_{y_0} = \partial v_0/\partial y;\ \gamma_{xy_0} = 0,5\left[\left(\partial u_0/\partial x\right) + \left(\partial v_0/\partial y\right)\right],$$

где u_0, v_0 – перемещения срединной поверхности в направлениях x и y.

а *б*

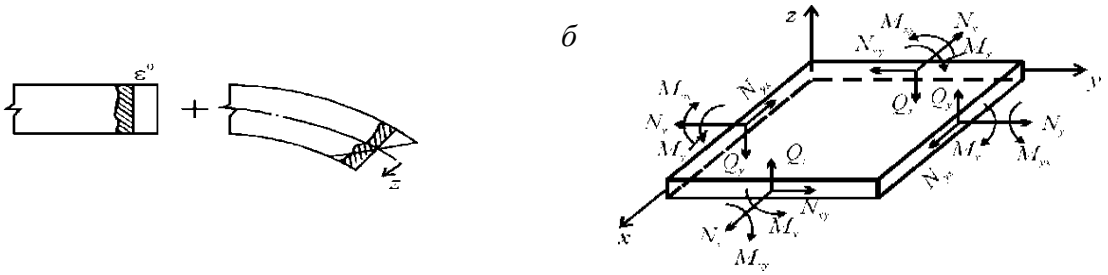


Рисунок 1.20 - Расчетные схемы пластины: *а* – две компоненты деформации пластины: ε^0 – «в плоскости»; $\varepsilon_{xc} = zk$ – деформация изгиба, изменяющаяся линейно по толщине пластины; *б* – положительные направления усилий и моментов для пластины

Нормальные усилия N, изгибающие моменты M и поперечные усилия Q для всей пластины определяют по следущей зависимости [38, 177]:

$$\begin{Bmatrix} N_x \\ N_y \\ N_{xy} \\ Q_x \\ Q_y \end{Bmatrix} = \int_{-h/2}^{+h/2} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{xz} \\ \sigma_{yz} \end{Bmatrix} dz, \quad \begin{Bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{Bmatrix} = \int_{-h/2}^{+h/2} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix} z dz. \qquad (1.12)$$

где h – толщина пластины.

Направления усилий и моментов, определяемых равенством (1.11), показаны на рисунке 1.20, *б*. Если пластина или мембрана из композитного материала не обеспечивает требуемых прочностных характеристик, используются многослойные композиты или ламинаты, которые изготавливают путем последовательного сложения однонаправленных слоев в определенном направлении для получения требуемой жесткости и прочности. К их преимуществом относится изменение прочностных характеристик с помощью расположения слоев в зависимости от условий нагрузки на сооружение. [38, 93, 116].

Основным параметром, определяющим разрушение слоя, является прочность материала в главных осях (т.е. параллельно и поперек волокон) [38, 93, 105]. При рассмотрении одного из слоев в многослойном ламинате определяют напряжения в его главных осях и сравнивают их с прочностью материала (рисунок 1.21) [38, 93].

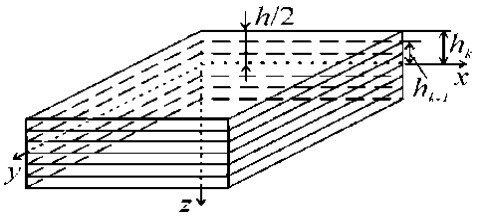


Рисунок 1.21 – Расчётная схема укладки слоев многослойного композита

Для *k*-го слоя ламината, образованного *N* слоями, справедлива следующая зависимость, получаемая на основе (1.10) с перемещением по осям *x*, *y*, *z* [38, 93, 177, 276]:

$$\begin{Bmatrix}\sigma_x\\ \sigma_y\\ \sigma_{yz}\\ \sigma_{xz}\\ \sigma_{xy}\end{Bmatrix}_k = \left[\overline{Q}\right]_k \begin{Bmatrix}\varepsilon_{x_0} + zk_x - \alpha_x\Delta T - \beta_x\Delta m\\ \varepsilon_{y_0} + zk_y - \alpha_y\Delta T - \beta_y\Delta m\\ \varepsilon_{yz}\\ \varepsilon_{xz}\\ \varepsilon_{xy0} + k_{xy}z - 0,5\alpha_{xy}\Delta T - 0,5\beta_{xy}\Delta m\end{Bmatrix}_k, \qquad (1.13)$$

где $\varepsilon_x = \left(du_0/dx\right) + \left(zd\bar{\alpha}/dx\right)$; $\varepsilon_z = 0$;

$$\varepsilon_{xz} = \frac{1}{2}\left(\bar{\alpha} + \frac{dw}{dx}\right);\ \varepsilon_{yz} = \frac{1}{2}\left(\bar{\beta} + \frac{dw}{dy}\right);\varepsilon_{xy} = \frac{1}{2}\left(\frac{du_0}{dy} + \frac{d\vartheta_0}{dx}\right) + \frac{z}{2}\left(\frac{d\bar{\alpha}}{dy} + \frac{d\bar{\beta}}{dx}\right). \qquad (1.14)$$

Перемещения в направлениях *x*, *y*, *z* запишутся в виде:

$$u(x,y,z) = u_0(x,y) + z\bar{\alpha}(x,y);\ \nu(x,y,z)u_0(x,y) + z\bar{\beta}(x,y);w(x,y,z) = w_0(x,y),$$

где w_0 – перемещение срединной поверхности в направлении *z*; $\bar{\alpha}$, $\bar{\beta}$ – значения первой производной прогиба по координатам *X* и *Y*, соответственно $\bar{\alpha} = \partial w/\partial x$ и $\bar{\beta} = \partial w/\partial y$.

Искривление пластины выражается зависимостями:

$$k_x = d\bar{\alpha}/dx,\quad k_y = d\bar{\beta}/dy,\quad k_{xy} = 0,5\left[\left(d\bar{\alpha}/dy\right) + \left(d\bar{\beta}/dx\right)\right].$$

Так как в тонкостенных конструкциях не учитывается напряжение σ_z и принимается отсутствие изменения толщины ε_z=0, тогда выражение (1.13) приобретает вид:

$$\begin{Bmatrix}\sigma_x\\ \sigma_y\\ \sigma_{yz}\\ \sigma_{xz}\\ \sigma_{xy}\end{Bmatrix}_k = \left[\overline{Q}\right]_k \begin{Bmatrix}\varepsilon_{x_0} + zk_x - \alpha_x\Delta T - \beta_x\Delta m\\ \varepsilon_{y_0} + zk_y - \alpha_y\Delta T - \beta_y\Delta m\\ \varepsilon_{yz}\\ \varepsilon_{xz}\\ \varepsilon_{xy0} + k_{xy}z - \frac{1}{2}\alpha_{xy}\Delta T - \frac{1}{2}\beta_{xy}\Delta m\end{Bmatrix}_k. \qquad (1.15)$$

Нормальные усилия *N*, изгибающие моменты *M* и поперечные усилия *Q* всей пластины, независимо от числа и ориентации слоев, определяются по зависимости (1.11). Если многослойные материалы по компонентам напряжений (1.11) проинтегрированы по толщине каждого слоя,

а затем просуммированы с учётом соотношения (1.13) с использованием элементов матрицы жёсткости $\left[\overline{Q}\right]_k$, в итоге получают следующую зависимость для нормальных усилий с учётом того, что производные перемещений срединной поверхности (u_0 и ν_0), углы поворота ($\overline{\alpha}$, $\overline{\beta}$), а также коэффициенты $\overline{Q}$ не являются функциями от толщины пластины h:

$$\begin{bmatrix} N_x \\ N_y \\ N_{xy} \end{bmatrix} = = \sum_{k=1}^{N} \left\{ \left[\overline{Q}\right]_k \begin{bmatrix} \varepsilon_{x_0} \\ \varepsilon_{y_0} \\ \tau_{xy_0} \end{bmatrix} \int_{h_{k-1}}^{h_k} dz + \left[\overline{Q}\right]_k \begin{bmatrix} k_x \\ k_y \\ k_{xy} \end{bmatrix} \int_{h_{k-1}}^{h_k} z dz - \int_{h_{k-1}}^{h_k} \left[\overline{Q}\right]_k \begin{bmatrix} \alpha_x \\ \alpha_y \\ \frac{1}{2}\alpha_{xy} \end{bmatrix} \Delta T dz - \int_{h_{k-1}}^{h_k} \left[\overline{Q}\right]_k \begin{bmatrix} \beta_x \\ \beta_y \\ \frac{1}{2}\beta_{xy} \end{bmatrix} \Delta m dz \right\}. \quad (1.16)$$

В компактной записи выражение (1.16) представлено как:

$$[N] = [A][\varepsilon_0] + [B][k] - [N]^T - [N]^m, \quad (1.17)$$

где коэффициенты в выражении (1.17) равны:

$$A_{ij} = \sum_{k=1}^{N} \left(\overline{Q}_{ij}\right)_k \left[h_k - h_{k-1}\right]; \; B_{ij} = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^{N} \left(\overline{Q}_{ij}\right)_k \left[h_k^2 - h_{k-1}^2\right]; \quad N_{ij}^T = \sum_{k=1}^{N} \int_{h_{k-1}}^{h_k} \left(\overline{Q}_{ij}\right)_k \left[\alpha_{ij}\right]_k \Delta T dz;$$

$$Q_x = 2\left(A_{55}\varepsilon_{xz} + A_{45^{\varepsilon}yz}\right); \; N_{ij}^m = \sum_{k=1}^{N} \int_{h_{k-1}}^{h_k} \left(\overline{Q}_{ij}\right)_k \left[\beta_{ij}\right]_k \Delta m dz,$$

где $i, j = 1, 2, 6$.

Из выражения (1.16) для изгибающего момента получают [161]:

$$[M] = [B][\varepsilon_0] + [D][k] - [M]^T - [M]^m, \quad (1.18)$$

где коэффициенты в уравнении (1.18) вычисляют так:

$$D_{ij} = \frac{1}{3} \sum_{k=1}^{N} \left(\overline{Q}_{ij}\right)_k \left[h_k^3 - h_{k-1}^3\right];$$

$$M_{ij}^T = \sum_{k=1}^{N} \int_{h_{k-1}}^{h_k} \left(\overline{Q}_{ij}\right)_k \left[\alpha_{ij}\right]_k \Delta T z dz;$$

$$M_{ij}^m = \sum_{k=1}^{N} \int_{h_{k-1}}^{h_k} \left(\overline{Q}_{ij}\right)_k \left[\beta_{ij}\right]_k \Delta m z dz,$$

где $\tau_{12} \geq \widehat{\tau}_{12}$.

Для нахождения поперечных усилий Q_x и Q_y, в соответствии с уравнением (1.16) и учитывая, что распределение поперечных касательных напряжений по толщине слоистой стенки подчиняется параболическому закону и разрывы в свойствах материала на поверхности отдельных слоёв отсутствуют, используется зависимость Рейснера [38, 93, 177]:

$$f(z) = (5/4)\left\{1 - \left[1 - (2z/h)^2\right]\right\}. \quad (1.19)$$

Из выражений (1.14), (1.13), (1.11) и (1.18) получают зависимости компонентов напряжений, их усилий и моментов:

$$\sigma_{xz_k} = 2\overline{Q}_{55_{k}\varepsilon_{xz}} + 2\overline{Q}_{45_{k}\varepsilon_{yz}};\ \sigma_{yz_k} = 2\overline{Q}_{45_{k}\varepsilon_{xz}} + 2\overline{Q}_{44_{k}\varepsilon_{yz}};$$

$$Q_x = 2\left(A_{55}\varepsilon_{xz} + A_{45}\varepsilon_{yz}\right); Q_y = 2\left(A_{45}\varepsilon_{xz} + A_{44}\varepsilon_{yz}\right);$$

$$A_{ijj} = \frac{5}{4}\sum_{k=1}^{N}\left(\overline{Q}_{ij}\right)_k\left[h_k - h_{k-1} - \frac{4}{3}\left(h_k^3 - h_{k-1}^3\right)\frac{1}{h^2}\right];$$

$$\left[\begin{array}{c} N_x \\ N_y \\ N_{xy} \\ \hdashline M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{array}\right] = \left[\begin{array}{ccc:ccc} A_{11} & A_{12} & 2A_{16} & B_{11} & B_{12} & 2B_{16} \\ A_{12} & A_{22} & 2A_{26} & B_{12} & B_{22} & 2B_{26} \\ A_{16} & A_{26} & 2A_{66} & B_{16} & B_{26} & 2B_{66} \\ \hdashline B_{11} & B_{12} & 2B_{16} & D_{11} & D_{12} & 2D_{16} \\ B_{12} & B_{22} & 2B_{26} & D_{12} & D_{22} & 2D_{26} \\ B_{16} & B_{26} & 2B_{66} & D_{16} & D_{26} & 2D_{66} \end{array}\right] \left[\begin{array}{c} \varepsilon_{x_0} \\ \varepsilon_{y_0} \\ \varepsilon_{xy_0} \\ \hdashline k_x \\ k_y \\ k_{xy} \end{array}\right] - \left[\begin{array}{c} N_x^T \\ N_y^T \\ N_{xy}^T \\ \hdashline M_x^T \\ M_y^T \\ M_{xy}^T \end{array}\right] - \left[\begin{array}{c} N_x^m \\ N_y^m \\ N_{xy}^m \\ \hdashline M_x^m \\ M_y^m \\ M_{xy}^m \end{array}\right]. \quad (1.20)$$

На жёсткость и прочность влияет прежде всего два типа внешней нагрузки: – силы растягивающие, сжимающие и сдвиговые; изгибающие и крутящие моменты сил .

Главное напряжение и деформацию используют для определения критериев, согласно которым происходит разрушение материала. При этом наиболее обобщённым является критерий фон Мизеса [45], полученный из анализа энергии сдвиговой деформации и представленный в следующем виде [93, 177]:

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 = 2\sigma_y^2, \quad (1.21)$$

где σ_1, σ_2, σ_3 – главные напряжения.

В условиях плоского напряженного состояния, возникающего, например, при двухосном нагружении тонких оболочек, приведенное уравнение примет вид:

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1\sigma_2 = \sigma_y^2. \quad (1.22)$$

Для определения потери несущей способности материала волокнистых композитов могут происходить более сложные случаи разрушения, чем разделение его на части, тогда под потерей несущей способности понимают неспособность элемента выполнять свои функции, т.е. учитывается не только разрушение материала, но и потеря его устойчивости при сжатии и растрескивании матрицы при удлинении и т.п. Для композитов существует три класса критериев для оценки их разрушения: достижение предельного состояния; взаимодействие компонентов напряжения в многослойном соединении; одновременное выполнение двух предыдущих классов критериев [93, 177, 224].

Критерий предельного состояния включает в себя пять подкритериев по пределам прочности в случае основных способов нагружения. Превышение одного из подкритериев приводит

к разрушению материала, что соответствует выполнению одного или нескольких приведенных ниже условий [93, 177]:

$$\sigma_1 \geq \hat{\sigma}_{1c} \text{ или } \sigma_2 \geq \hat{\sigma}_{2T},\ \sigma_2 \geq \hat{\sigma}_{2C} \text{ или } \tau_{12} \geq \hat{\tau}_{12}.$$

К разрушению слоя материала приводит превышение его прочности в главных осях (параллельно и поперек волокнам). В случае многослойного материала сравнивают напряжения в его главных осях с соответствующей им прочностью [93, 177, 244].

Также разрушение композитного материала происходит, когда один или несколько компонентов деформации на главных осях превышают критические значений [177, 244]:

$$\varepsilon_1 \geq \hat{\varepsilon}_{1T},\ \varepsilon_1 \leq \varepsilon_{1C},\ \varepsilon_2 \geq \varepsilon_{2T},\ \varepsilon_2 \leq \hat{\varepsilon}_{2T} \text{ или } \gamma_{12} \geq \hat{\gamma}_{12}.$$

Обязательным условием является определение напряжения в главных осях в зависимости от угла ее приложения к оси волокон θ (см. рисунок 1.21). Если подставить $\sigma_y = \tau_{xy} = 0$, то получим следующее выражение [38, 93, 177]:

$$\sigma_1 = \sigma_x \cos^2\theta,\ \sigma_2 = \sigma_x \sin^2\theta,\ \tau_{12} = -\sigma_x \sin\theta\cos\theta.$$

С учетом приведенных неравенств, учитывающих три сценария разрушения, при определении разрушающего напряжения σ_x используют следующие уравнения [182]: $\sigma_x = \sigma_{1T}/\cos^2\theta$ – разрушение волокон; $\sigma_x = \sigma_{2T}/\sin^2\theta$ – поперечное разрушение; $\sigma_x = -\hat{\tau}_{12}/\left(\sin\theta\cos\theta\right)$ – сдвиговое разрушение [38, 93, 177].

Критерий Цая-Хилла, описывающий разрушение анизотропных материалов, когда к однонаправленному слою приложено растягивающее напряжение σ_x под углом θ, имеет следующий вид (рисунок 1.22) [38, 93, 177]:

$$\left(\sigma_x \cos^2\theta/\hat{\sigma}_1\right)^2 - \sigma_x \cos^2\theta \sin^2\theta/\hat{\sigma}_1^2 + \left(\sigma_x \sin^2\theta/\hat{\sigma}_2\right)^2 + \left(\sigma_x \cos\theta \sin\theta/\hat{\tau}_{12}\right)^2 \geq 1. \qquad (1.23)$$

На рисунке 1.22 приведена зависимость величины разрушающего напряжения σ_x от угла θ, где сплошные линии – критерий максимального напряжения; пунктирная линия – критерий Цая-Хилла. Каждому механизму разрушения соответствует отдельная зависимость. Вероятность разрушения волокон увеличивается при уменьшении угла θ. Поперечное разрушение обусловлено разрывом матрицы или границы раздела при больших значениях угла θ, а сдвиговое разрушение – при промежуточных значениях угла θ [38].

Снижение стоимости композитных материалов достигается их армированием короткими волокнами, тогда напряжение в матрице при разрушении волокон определяется следующей зависимостью [38, 93, 177]:

$$\hat{\sigma}_{1T} = 2\tau l_c / \left\{D\left[1-\left(l_c/2l\right)\right]\right\} + \hat{\sigma}_{Tm}\left(1-\upsilon_f\right), \qquad (1.24)$$

где $\hat{\sigma}_{1T}$ – напряжение в матрице при разрушении волокон.

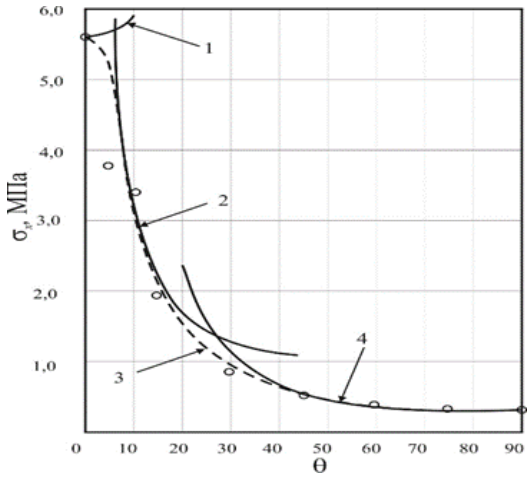


Рисунок 1.22 – Зависимость разрушающего напряжения от угла θ: 1, 2, 4 – соответственно критерии максимального напряжения, разрушения волокон, сдвигового разрушения, поперечного разрушения; 3 – критерий Цая-Хилла [177]

Немаловажным фактором являются также критерии, учитывающие колебания при разрушении материала под действием гидродинамической нагрузки. Для их оценки требуются дальнейшие исследования.

Для повышения прочности флютбетов и откосов водохозяйственных сооружений, в том числе инженерной защиты и их элементов, подпорных стен, берегозащитных сооружений и т.п., в настоящее время все большее [57, 84, 93, 121, 122] распространение получили геосинтетические материалы. При армировании конструкции прочность грунта на срез увеличивается и в отличие от грунтового массива оценивается прочность, а не устойчивость. Армирующие композитные материалы с противоположной анизотропной прочностью в таком сооружении сопротивляются растяжению и сочетаются с грунтом, работающим на сжатие. Е.В. Щербиной предложено представить армирующий материал в виде упругой прослойки конечной длины для которой и определяется НДС упругого слоя, находящегося в условиях плоской деформации (рисунок 1.23) [57, 84, 90, 93, 276].

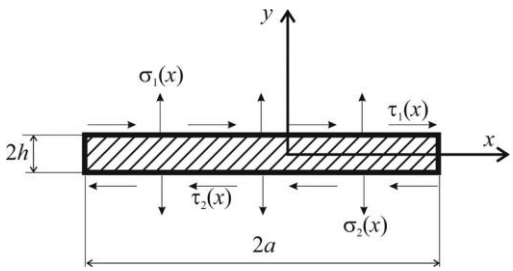


Рисунок 1.23 – Схема загрузки конечной полосы

Если нормальное сечение слоя (среда – армирующая полоса – среда) занимает область $x \in (-a;\ a)$, $y \in [-h;\ h]$, тогда уравнения движения Ламе в перемещениях имеют вид [38, 93, 177, 276]:

$$\begin{cases} G\Delta u+\dfrac{G}{1-2\nu}\cdot\dfrac{\partial\theta}{\partial x}=\rho\cdot\dfrac{\partial^2 u}{\partial t^2};\\ G\Delta\nu+\dfrac{G}{1-2\nu}\cdot\dfrac{\partial\theta}{\partial y}=\rho\cdot\dfrac{\partial^2 u}{\partial t^2}, \end{cases} \tag{1.25}$$

где u, v – перемещения по осям x, y; t – время; $\theta=\partial u/\partial x+\partial\nu/\partial y$; $\Delta=\partial^2/\partial x^2+\partial^2/\partial y^2$. Деформации ε_x, ε_y, γ_{xy} определяют в зависимости от перемещений в соответствии с формулой (1.11). Уравнения напряжений, выраженные через деформации, представляются в виде:

$$\sigma_x=2G\left[(1-\nu)\varepsilon_x+\nu\varepsilon_y\right]/(1-2\nu);\sigma_y=2G\left[(1-\nu)\varepsilon_y+\nu\varepsilon_x\right]/(1-2\nu);\tau_{xy}=G\gamma_{xy}. \tag{1.26}$$

В случае плоского НДС полосы заменяют ν на $\nu(1-\nu)^{-1}$ и при его стационарности инерционные члены в (1.26) равны нулю, тогда для полуплоскости с учётом трансформантов Фурье и функций $a_i(\alpha)$, $b_i(\alpha)$ для $i=1,2$ зависимости следующие [276]:

$$\begin{aligned} u&=\frac{1}{2\pi}\int_{-\infty}^{\infty}\left(a_1+a_2|\alpha|y\right)e^{|\alpha|y-i\alpha x}d\alpha+c_3y+c_1;\\ \nu&=\frac{i}{2\pi}\int_{-\infty}^{\infty}\operatorname{sgn}\alpha\left(a_1-\chi a_2+a_2|\alpha|y\right)e^{|\alpha|y-i\alpha x}d\alpha-c_3\chi+c_2, \end{aligned} \tag{1.27}$$

где $\chi=3-4\nu$; $a_1(\alpha)=\dfrac{1}{2iG\alpha D^+(\alpha)}\left\{\left[\sum\nolimits_1(\alpha)+\sum\nolimits_2(\alpha)\right]S(\alpha)-i\left[N_1(\alpha)-N_2(\alpha)\right]C_2(\alpha)\right\}$;

$$a_2(\alpha)=\frac{1}{2iG\alpha D^-(\alpha)}\left\{-\left[\sum\nolimits_1(\alpha)+\sum\nolimits_2(\alpha)\right]\operatorname{ch}\alpha h+i\left[N_1(\alpha)+N_2(\alpha)\right]\operatorname{sh}\alpha h\right\};$$

$$b_1(\alpha)=\frac{1}{2iG\alpha D^-(\alpha)}\left\{\left[\sum\nolimits_1(\alpha)-\sum\nolimits_2(\alpha)\right]C_1(\alpha)-i\left[N_1(\alpha)+N_2(\alpha)\right]S_2(\alpha)\right\};$$

$$b_2(\alpha)=\frac{1}{2iG\alpha D^+(\alpha)}\left\{-\left[\sum\nolimits_1(\alpha)+\sum\nolimits_2(\alpha)\right]\operatorname{sh}\alpha h+i\left[N_1(\alpha)+N_2(\alpha)\right]\operatorname{ch}\alpha h\right\}.$$

$$2iG\alpha\left(\sum\nolimits_y+\alpha y\sum\nolimits_y^-\right)\Big|_{y=h}=\sum\nolimits_1(\alpha);\ 2G\alpha\left(\Gamma^+ +\alpha y\Gamma^-\right)\Big|_{y=h}=N_1(\alpha);$$

$$2iG\alpha\left(\sum\nolimits_y^+ +\alpha y\sum\nolimits_y^-\right)\Big|_{y=-h}=\sum\nolimits_2(\alpha);\ 2G\alpha\left(\Gamma^+ +\alpha y\Gamma_-\right)\Big|_{y=-h}=N_2(\alpha);$$

$$D^+(\alpha)=\operatorname{sh}2\alpha h+2\alpha h;\ D^-(\alpha)=\operatorname{sh}2\alpha h-2\alpha h;$$

$$C_1(\alpha)=-(1-2\nu)\operatorname{ch}\alpha h+\alpha h\operatorname{sh}\alpha h;\ C_2(\alpha)=-2(1-\nu)\operatorname{ch}\alpha h+\alpha h\operatorname{sh}\alpha h;$$
$$S_1(\alpha)=-(1-2\nu)\operatorname{sh}\alpha h+\alpha h\operatorname{ch}\alpha h;\ S_2(\alpha)=-2(1-\nu)\operatorname{sh}\alpha h+\alpha h\operatorname{ch}\alpha h.$$

Зная перемещения u, v по формулам (1.11) и (1.23), определяют деформации для плоскости и полуплоскости и средние по толщине геотекстиля значения производных от перемещений – [276]:

$$\tilde{u}'(x) = -\frac{i}{2\pi}\int_{-\infty}^{\infty}\left[(a_1 - b_2)\frac{\mathrm{sh}\cdot\alpha h}{\alpha h} + b_2\,\mathrm{ch}\,\alpha h\right]\cdot e^{-i\alpha x}\alpha d\alpha;$$

$$\tilde{\nu}'(x) = -\frac{i}{2\pi}\int_{-\infty}^{\infty}\left\{\left[b_1 - 4(1-\nu)a_2\right]\frac{\mathrm{sh}\,\alpha h}{\alpha h} + a_2\,\mathrm{ch}\cdot\alpha h\right\}\cdot e^{-i\alpha x}\alpha^2 d\alpha.$$

В контактных задачах перемещения для слоя малой толщины при $u \approx \tau h$, $\nu \approx \sigma h$ Е.В. Щербиной получено следующее выражение [276]:

$$\begin{aligned}
&4Gh\tilde{u}'' = -(1-\nu)(\tau_1 - \tau_2) + \frac{1-2\nu}{3}h^2(\tau_1'' - \tau_2'') - \nu h(\sigma_1' + \sigma_2');\\
&\frac{4}{3}Gh^3\tilde{\nu}^{IV} = (1-\nu)(\sigma_1 - \sigma_2) - \frac{3-2\nu}{3}h^2(\sigma_1'' - \sigma_2'') + \frac{3-2\nu}{15}h^4(\sigma_1^{IV} - \sigma_2^{IV}) + \quad (1.28)\\
&+(1-\nu)h(\tau_1' + \tau_2') - \frac{1-\nu}{3}h^3(\tau_1'' + \tau_2'').
\end{aligned}$$

Первое уравнение (1.28) - дифференциальное уравнение одноосного напряженного растяжения пластинки, а второе - уточненное ее изгиба. Усилия (перерезывающее и осевое), а также изгибающий момент в сечении пластинки определяют уравнениями [275, 280, 384]:

$$N(x) = \int_{-h}^{h}\sigma_x dx; \quad Q(x) = \int_{-h}^{h}\tau_{xy}dy; \quad M(x) = \int_{-h}^{h}\sigma_x y dy. \qquad (1.29)$$

Если край геотекстиля $(x = -a)$ свободен от усилий, то N, Q, M посредством перемещений $\tilde{u}$, $\tilde{\nu}$, в соответствии с (1.29), представляется как [276]:

$$\begin{aligned}
&N(x) = \frac{4Gh\tilde{u}'}{1-\nu} + \frac{(1-2\nu)h^2}{3(1-\nu)}N''(x) + \frac{\nu h}{1-\nu}(\sigma_1 - \sigma_2);\\
&Q(x) = -\frac{4Gh^3\tilde{\nu}'''}{3(1-\nu)} + \frac{3-2\nu}{3(1-\nu)}h^2Q''(x) - \frac{3-2\nu}{15(1-\nu)}h^4Q^{IV}(x) + h(\tau_1 - \tau_2) - \frac{h^3}{3}(\tau_1'' + \tau_2'');\\
&M(x) = -\frac{4Gh^3\tilde{\nu}''}{3(1-\nu)} + \frac{3-2\nu}{3(1-\nu)}h^2Q'(x) - \frac{3-2\nu}{15(1-\nu)}h^4Q'''(x) - \frac{h^3}{3}(\tau_1' + \tau_2').
\end{aligned}$$

При этом дополнительно учитывают усилия:

$$P(x) = \int_{-a}^{x}(\sigma_1 + \sigma_2)dx; \qquad S(x) = \int_{-a}^{x}(\tau_1 + \tau_2)dx\,.$$

Уравнения (1.28) описывают только деформации продольного растяжения и поперечного изгиба пластины. Для учета деформации продольного сдвига Е.В. Щербиной найдены уравнения для определения деформации прослойки под действием приложенных усилий с учетом деформаций продольного сдвига и поперечного сжатия [276]:

$$
\begin{aligned}
&4Gh^2u''(x,\pm h) = -\nu h^2P''+(1-\nu)h\left(N'-6h^2N'''/5\right)\pm\\
&\pm\left[3(1-\nu)Q-(2-3\nu)\cdot h^2\cdot Q''\right]\mp(1-\nu)h\cdot(3S'-2h^2S''');\\
&4Gh^3v'''(x,\pm h) = -3(1-\nu)\left(Q-\frac{4h^2}{3}Q''+11h^2/15\right)+3h(1-\nu)S'-\\
&-(2-3\nu)\cdot h^3\cdot S'''\pm(1-\nu)h^4P^{IV}\mp\nu h^3N'''.
\end{aligned}
\tag{1.30}
$$

Уравнения, описывающие деформацию поперечного изгиба прослойки при $\sigma_1 = -\sigma_2$, получаются в следующем виде [276]:

$$
\begin{aligned}
&4Gh^2u'''(x,\pm h) = \mp\left[3(1-\nu)\cdot(\sigma_1-\sigma_2)-(2-3\nu)h^2(\sigma'_1-\sigma''_2)\right];\\
&4Gh^3v^{\mathrm{IV}}(x,\pm h) = 3(1-\nu)\left[\sigma_1-\sigma_2-\frac{4h^2}{3}(\sigma'_1-\sigma''_2)+11h^2(\sigma_1^{\mathrm{IV}}-\sigma_2^{\mathrm{IV}})/15\right].
\end{aligned}
\tag{1.31}
$$

Взаимодействие геомембраны совместно с геотекстилями или второй геомембраной описывают следующим образом. Длина пластинки равна $2a$, первый слой характеризуется параметрами h_1, ν_1, G_1, а второй – h_2, ν_2, G_2. Система координат располагается по центру нижней грани пластинки и на ее растяжение влияют касательные усилия $\tau(x)$, приложенные к этой же грани, слои соединены друг с другом и начало координат совпадает с точкой закрепления пластинки. Безразмерные координаты представлены как $x' = x/a; y' = y/H; H = h_1 + h_2$ (далее штрихи в записях опускаются) и используются следующие выражения [276]:

– граничные условия

$$\sigma_y^I = 0; \quad \tau_{xy}^I = -\tau(x) \text{ при } y = 0, |x| \le 1; \ \sigma_y^2 = \tau_{xy}^2 = 0 \text{ при } y = 1, |x| \le 1;$$

– интегральные условия свободного края

$$N(\pm a) = Q(\pm a) = \mathrm{M}(\pm a);$$

– условия сопряжения слоев при $y = h_1/H$, $|x| \le 1$

$$\sigma_y^1 = \sigma_y^2; \ \tau_{xy}^1 = \tau_{xy}^2; \ u_1 = u_2; \ v_1 = v_2;$$

– условия равновесия

$$\int_{-1}^{1}\tau(x)dx = 0;$$

– условия закрепления пластинки

$$u_1(0,0) = v_1(0,0) = 0.$$

Решением данной задачи являются следующие выражения:

$$\sigma_x^i = \varepsilon^{-1}\Pi'_i(y)t(x); \sigma_y^i = \varepsilon\Pi'_i(y)t''(x); \tau_{xy}^i = -\Pi'_i(y)t'(x);$$

$$u_i = \frac{a}{\varepsilon E_i^*}\Pi''_i(y)\int_0^x t(\xi)d(\xi); v_1 = \frac{H}{\varepsilon^3 E_i^*}\Pi''_i(\mathrm{y})\int_0^x (x-\xi)t(\xi)d(\xi);$$

$$\varepsilon = H/d\,; t(\mathrm{x}) = \int_x^1 t(\xi)d(\xi); E_i^* = 2G_i/(1-\nu_i);$$

$$\Pi_1(\mathrm{y}) = A_0(y_0 - y)^3 + A_1(y_0 - y)^2 + A_2(y_0 - y) + \mathrm{A}_3;$$

$$b = h_1/h_2\,; s = E_1^* h_1 / E_2^* h_2\,; y_0 = h_1/H\,;$$

$$A_0 = bs(1+2b+bs)/\Delta y_0^2\,; A_1 = s(2+3b+b^2 s)/\Delta y_0\,; A_2 = \left[1-bs(3+2b)\right]/\Delta;$$

$$A_3 = -y_0\left[1+s(2+b)\right]/\Delta; \Delta = 1+2s(2+3b+2b^2)+b^2 s^2.$$

Выражения для усредненного по *y* перемещения u_2 верхнего слоя пластинки, перемещения u_1 для нижнего слоя армоленты, к которому приложена нагрузка, запишутся в виде [276]:

$$u_2^*(x) = \left(a^2 A_2 / E_2^* h_2\right)\cdot\int_0^x t(\xi)d(\xi);\; u_1(x,0) = \left\{4a^2\left[1+3b(1+b)+b^2 s\right]/E_2^* h_2 \Delta\right\}\cdot\int_0^x t(\xi)d(\xi). \qquad (1.32)$$

Для случая плоского напряженного состояния в формуле (1.32) необходимо заменить E_i^* на модули Юнга E_i слоев армоленты.

Зависимости (1.30) –(1.32) позволяют составить основу для предварительного расчётного обоснования характеристик материалов и параметров пластин из композитных материалов для создания узлов крепления и ребер жесткости сооружений инженерной защиты и армирования [276]. Более полный учет факторов, влияющих на нанадежность сооружения, рассматривается в численных методах.

1.3 Существующие расчетные положения для оболочечных гидротехнических сооружений инженерной защиты

1.3.1 Общие расчётные положения по определению напряженно-деформированного состояния оболочек из композитных материалов

Одними из основными элементов гидротехнических сооружений инженерной защиты из композитных материалов являются незамкнутые и замкнутые оболочки из мягких и (или) гибких материалов, которые могут быть заполнены водой, воздухом, грунтом, их сочетанием и т.д [4, 32, 37, 49, 66, 73, 78, 100, 126, 140, 157, 163-165, 181, 187, 235-238].

Оболочка представляется как тело, ограниченное двумя поверхностями, расстояние между которыми (толщина оболочки h) пренебрежимо мало по сравнению с другими ее размерами [93,132, 163, 224] и в случае $h = \mathrm{const}$ для определения ее геометрии достаточно описание формы срединной поверхности за счет радиуса кривизны R. Так как внешняя нагрузка на оболочку уравновешивается нормальными (N_1 и N_2) и сдвигающими (S_1 и S_2) усилиями, то изгибающие (M_1 и M_2) и крутящие моменты (M_{12} и M_{21}) так же, как и поперечные силы (Q_1 и Q_2

) в них, резко снижаются, и они, в отличие от пластин, работают в основном на растяжение и сжатие, а не на изгиб и кручение. Это позволяет использовать материал в оболочках более выгодно, чем в пластинах и других конструктивных элементах. При соотношении параметров оболочек $h/R_{\min} \geq 0,05$ ($R_{\min}$ - минимальный радиус кривизны ее срединной поверхности) они являются толстыми, а в диапазоне $0,05 > h/R_{\min} \geq 0,001$ - тонкими [32, 93, 224, 235, 282].

Оболочки могут находиться в условиях моментного и безмоментного НДС. Условиями безмоментного НДС оболочки являются следующие: плавно изменяющаяся непрерывная поверхность и внешняя нагрузка на нее с такими же свойствами; при граничных условиях, сохраняющих форму оболочки, края которой свободно перемещаются по направлению нормали к поверхности под действием сил, лежащих в плоскости, касательной к ее срединной поверхности [16]. Оболочки по свойствам материала подразделяются на гибкие и мягкие, причем первые отличаются тем, что после снятия внешней нагрузки сохраняют некоторую начальную форму и хорошо изучены. В связи с этим рассмотрим расчетные положения для мягких оболочек [90, 230, 137, 316].

Разработкой теории упругих тонких и мягких оболочек занимались такие ученые, как С.А. Алексеев, С.П. Тимошенко, А.Г. Воробьев, А.Л. Гольденвейзер, А.Л. Можевитинов, В.И. Усюкин, А.С. Григорьев, В.В. Елисеев, В.В. Ермолов, В.А. Хуберян, Б.А. Кисилев, Б.И. Друзь, М.Б. Розенталь, Б.И. Сергеев, В.Э. Магула, В.А. Волосухин и др. [4, 32, 36, 37, 49, 56, 62, 66, 70, 73, 78, 100, 126, 140, 157, 163-165, 172, 181, 187, 235-238, 270].

Мягкой оболочкой считают безмоментную оболочку, неспособную воспринимать сжимающие усилия, обладающую свойствами легкости образования складок и безопасности изгибов. В мягкой оболочке могут одновременно существовать области двухосного и одноосного напряженных состояний, а также ненапряженные. Каждому из возможных состояний мягкой оболочки соответствует своя система уравнений. При расчете мягких оболочек основным допущением является отсутствие изгибной жесткости. Проф. В.Э. Магула критерий безмоментности получает из условия [163]:

$$\sigma_{и} << \sigma_{р}, \tag{1.33}$$

где $\sigma_{и}$ и $\sigma_{р}$ – соответственно, изгибающие и растягивающие напряжения.

При этом критерий безмоментности определяют следующим образом [32]:

$$\left\{ f^2 E \Big/ \left[(1+4f^2)\cdot(1-\nu^2)\cdot p \right] \right\} \cdot (L)^2 \leq 0,003 (\leq 0,015), \tag{1.34}$$

где E, ν – соответственно модуль упругости и коэффициент Пуассона; L – периметр оболочки в плоскости изгиба; $f = F/L$ – относительный прогиба оболочки от нагрузки F [50,31,131].

Согласно положениям М.Б. Розенталя, цилиндрическая оболочка из композитного материала на тканевой основе относится к безмоментной при $\sigma_р \geq 12,3\sigma_и$. Если напряжения от изгиба изменяются по толщине согласно линейному закону, то максимальные напряжения от изгиба с учётом коэффициента Пуассона равны [34, 62]:

$$\sigma_и = h \cdot E_и \Big/ \left[2\left(1-\nu^2\right) R \right], \tag{1.35}$$

где R – минимальный радиус кривизны оболочки при изгибе.

Для безмоментной цилиндрической оболочки напряжение при растяжении в соответствии с уравнением Лапласа равно [34, 93, 267]:

$$\sigma_р = p \cdot R / h \ , \tag{1.36}$$

где p – среднее давление на оболочку $p = N / R$; N - допустимые погонные усилия для материала оболочки [34, 93, 267].

Проф. В.А. Волосухиным для однослойных и двухслойных прорезиненных тканей (мягких оболочек) был получен следующий критерий безмоментного состояния [34]:

$$D / \left(C_р \cdot L^2 \right) \in \left(1 \cdot 10^{-10} ... 1 \cdot 10^{-7} \right), \tag{1.37}$$

где $D = E_и \cdot h^3 / \left[12(1-v^2) \right]$ – цилиндрическая жесткость оболочки на изгиб, Н·м; $C_р = E_р \cdot h / \left(1-v^2\right)$ – цилиндрическая жесткость оболочки на растяжение, Н·м; L – характерный линейный размер оболочки, м [31].

Критерий по безопасности изгибов можно определить по следующей зависимости [34, 84, 93]:

$$E \Big/ (1-v^2) \left[\sigma_и \right] \leq 2 \cdot R / h (\leq 2), \tag{1.38}$$

где $\left[\sigma_и \right]$ – допустимое напряжение в эластичных слоях при изгибе.

Критерий легкости образования складок имеет вид [34, 84, 93, 111]:

$$ET \Big/ (1-v^2) \left[N \right]_р << \left(l^2 / h \right) (\leq 2), \tag{1.39}$$

где $\left[N \right]_р$ – допустимые погонные усилия для материала оболочки [34, 84].

В случае безмоментного состояния мягкой оболочки [34] главные усилия в ней не могут быть отрицательными и если главные усилия больше нуля, то оболочка называется двухосной, а в случае равенства одного из главных усилий нулю - одноосно напряженной [34].

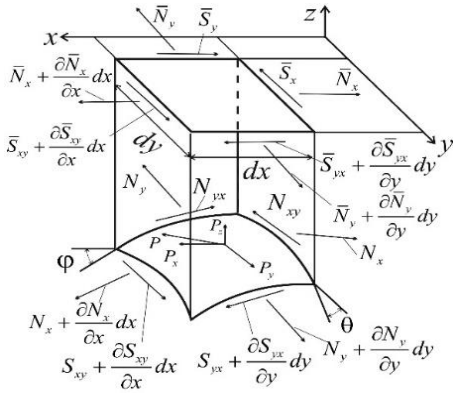
Формообразование поперечного сечения мягкой оболочки под действием гидростатического давления происходит в условиях больших перемещений и описываются по аналогии с гибкой нитью упругими кривыми (эластиками Эйлера) в случае системы координат $\xi O \eta$ описываются функциями параметров ψ и k^2 [34, 93, 132, 136, 176, 222]:

$$\xi = 1 - \cos\bar{\psi}; \eta = \left[2\mathrm{E}(\bar{\psi}, \bar{k}) - \mathrm{F}(\bar{\psi}, \bar{k}) \right] / 2k, \tag{1.40}$$

где $\xi = y / f$; $\eta = x / f$; $\varphi = 2\psi$ – соответственно расстояния от наиболее удаленной точки упругой линии до свободной поверхности жидкости по осям координат; $\bar{k} = 1/k$ - относительный модуль элиптического интеграла; $\bar{\psi}$ – определяется из выражения $\sin\psi = k \sin\bar{\psi}$; $F(\psi, k), E(\psi, k)$ - соответственно, нормальные (неполные) эллиптические интегралы Лежандра первого и второго рода [34, 93, 132, 163, 270].

В отличие от жестких конструкций, где внешние и внутренние усилия можно вычислить раздельно, у оболочки форма и размеры связаны с величиной и распределением внешних усилий. Обозначим нормальную к оболочке составляющую силы P_n, проекции на оси координат - P_1 и P_2 (рисунок 1.24) [93, 116].

а



б

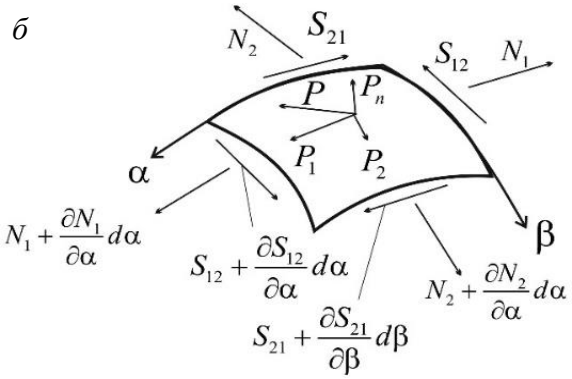


Рисунок 1.24 – Расчетная схема бесконечно малого элемента поверхности мягкой оболочки: *а* – в декартовых координатах; *б* – в криволинейных координатах

Уравнения равновесия элемента принимают вид [93, 116]:

$$\begin{aligned}
&\frac{1}{A_1 A_2}\left[\frac{\partial(A_2 N_1)}{\partial\alpha} + \frac{\partial(A_1 S_2)}{\partial\beta} + \frac{\partial A_1}{\partial\beta} S_2 - \frac{\partial A_2}{\partial\beta} N_2\right] + P_1 = 0;\\
&\frac{1}{A_1 A_2}\left[\frac{\partial(A_2 S_1)}{\partial\alpha} + \frac{\partial(A_1 N_2)}{\partial\beta} + \frac{\partial A_1}{\partial\alpha} S_1 - \frac{\partial A_2}{\partial\beta} N_1\right] + P_2 = 0;\\
&\frac{N_1}{R_1} + \frac{N_2}{R_2} = P_n,
\end{aligned} \tag{1.41}$$

где N_1 и N_2 – составляющие погонного нормального усилия, приложенного к элементу оболочки в направлении координатных осей; S_1 и S_2 – касательные погонные усилия, приложенные к граням элемента; R_1, R_2 – главные радиусы кривизны поверхности в рассматриваемой точке оболочки; A_1, A_2 – параметры Ляме, которые представлены как коэффициенты искажения, преобразующие приращения криволинейных координат в линейные отрезки: $A_1 = \partial l_1 / \partial\alpha; A_2 = \partial l_2 / \partial\beta$.

Между параметрами Ляме и главными радиусами кривизны существует связь, определяемая условиями Гаусса–Кодацци [116]:

$$\frac{\partial}{\partial\alpha}\left(\frac{1}{A_1}\frac{\partial A_2}{\partial\alpha}\right)+\frac{\partial}{\partial\beta}\left(\frac{1}{A_2}\frac{\partial A_1}{\partial\beta}\right)=-\frac{A_1}{R_1}\frac{A_2}{R_2}. \tag{1.42}$$

Если уравнение поверхности оболочки задано в декартовых координатах в явной форме $z=\varphi(x,y)$, то условия равновесия можно переписать так:

$$\begin{cases}\dfrac{\partial\overline{N}_x}{\partial x}+\dfrac{\partial\overline{S}_{yx}}{\partial x}+P_x=0;\\ \dfrac{\partial\overline{N}_y}{\partial y}+\dfrac{\partial\overline{S}_{xy}}{\partial y}+P_y=0;\end{cases} \tag{1.43}$$

$$\overline{N}_x\frac{\partial^2 z}{\partial x^2}+2\overline{S}_{yx}\frac{\partial^2 z}{\partial x\partial y}+\overline{N}_y\frac{\partial^2 z}{\partial y^2}=-P_z+P_x\frac{\partial z}{\partial x}+P_y\frac{\partial z}{\partial y}\ .$$

Данная система уравнений приводится к одному дифференциальному уравнению второго порядка при введении функции напряжения $\Phi(x,y)$, связанной с усилиями N_x, N_y, N_{xy} зависимостями [116]:

$$\overline{N}_x=\frac{\partial^2\Phi}{\partial y^2}-\int_0^x P_x dx;\quad \overline{N}_y=\frac{\partial^2\Phi}{\partial x^2}-\int_0^y P_y dy;\quad \overline{N}_{xy}=\frac{\partial^2\Phi}{\partial x\partial y}, \tag{1.44}$$

тогда

$$\frac{\partial^2\Phi}{\partial x^2}\frac{\partial^2 z}{\partial y^2}-2\frac{\partial^2\Phi}{\partial x\partial y}\frac{\partial^2 z}{\partial x\partial y}+\frac{\partial^2\Phi}{\partial y^2}\frac{\partial^2 z}{\partial x^2}=-P_y+P_x\frac{\partial z}{\partial x}+\int_0^x P_x dx\frac{\partial^2 z}{\partial x^2}+\int_0^x P_y dx\frac{\partial^2 z}{\partial y^2}. \tag{1.45}$$

Зависимости описывают НДС элемента оболочки, координаты поверхности которой записаны в декартовой системе.

Совместно с геометрическими и статическими граничными условиями уравнения равновесия дают полное представление о напряженном состоянии безмоментной оболочки [99]. Так как форма поверхности мягкой оболочки неизвестна и решение неопределено, вводят допущения [34].

Собственный вес оболочки сравнительно с действующими нагрузками незначителен, и оболочку считают невесомой, в то же время в первом приближении растяжимость материала не учитывается. В связи с удлиненной формой оболочки ее рассматривают как цилиндрическую.

При выполнении расчета определяются силовые (погонное поперечное натяжение и др.) и геометрические (избыточный напор жидкости в наполняемых конструкциях, длина периметра поперечного сечения, высота водоподпорной оболочки и др.) характеристики. Расчет выполня-

ется по участкам с различной нагрузкой и может включать два типа задач: прямую – при действии известной системы внешних сил определить форму оболочки [34, 99]; обратная задачу – расчет внешних воздействий при заданной форме оболочки [34, 164].

Одним из способов решения прямой задачи – ее представление в параметрической форме, связывающей геометрические и силовые параметры оболочек с применением эллиптических интегралов, модуль последних, определяется значением тех же параметров [65]. Расчет-ная схема элемента цилиндрической оболочки представлена на рисунке 1.25. Уравнение рав-новесия этого элемента имеет вид [32, 164, 234]:

$$P \cdot dl_1 dl_2 = 2N_1 \sin\left(d\varphi_1 / 2\right) dl_2 + 2N_2 \sin\left(d\varphi_2 / 2\right) dl_1,$$

учитывая, что $\mathrm{d}l_1 = R_1 d\varphi_1, \mathrm{d}l_2 = R_2 d\varphi_2,$ и принимая при бесконечно малых углах $\sin\left(\partial\varphi_2 / 2\right) = \partial\varphi_2 / 2$ и $\sin\left(d\varphi_2 / 2\right) = d\varphi_2 / 2$, получим

$$PR_1 d\varphi_1 R_2 d\varphi_2 = 2N_1 \left(d\varphi_1 / 2\right) R_2 d\varphi_2 + 2N_2 \left(d\varphi_2 / 2\right) R_1 d\varphi_1$$

$$\text{или } P = \left(N_1 / R_1\right) + \left(N_2 / R_2\right). \qquad (1.46)$$

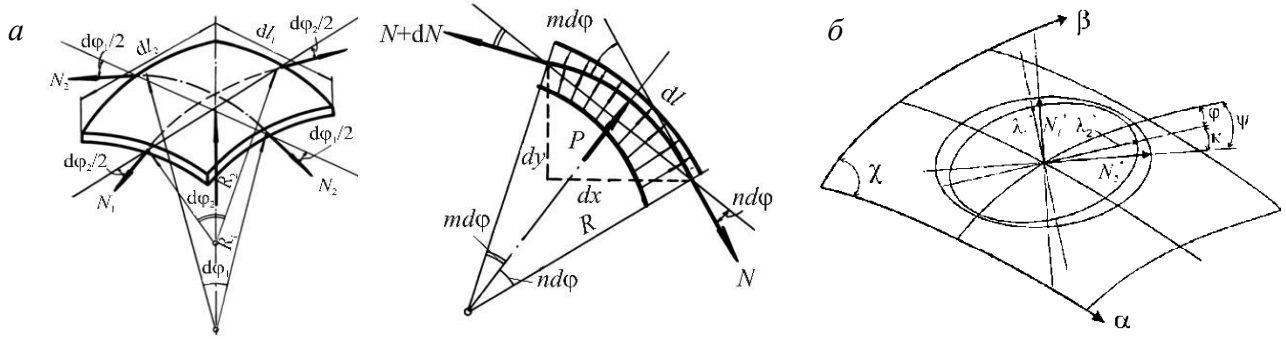


Рисунок 1.25 – Расчётная схема мягкой оболочки
а – схема элемента мягкой оболочки; *б* – расчетная схема оболочки с криволинейными координатами и эллипсами деформаций [93, 98, 234]

Выражение (1.46) - условие равновесия элемента уравнения Лапласа, составленное для направления нормали и его срединной поверхности. При значительной длине оболочки её рассматривают как цилиндрическую, т.е. [93, 98].

$$N = pR,$$

где p – разность внутреннего и внешнего давлений; $R = dl/d\varphi$ – радиус кривизны поперечного сечения оболочки, тогда с учётом

$$R(x,y) = \pm\left[1+\left(y'\right)\right]^{\frac{3}{2}} \Big/ y'' \ ,$$

для всех участков кривой можно записать дифференциальное уравнение одного и того же типа:

$$y'' \Big/ \left[1+\left(y'\right)\right]^{\frac{3}{2}} = 2ay + b \ ,$$

где a и b – коэффициенты, величина которых постоянна в пределах рассматриваемого участка [34, 87, 93, 98, 103, 234].

Знак кривизны определяется в соответствии с правой частью уравнения и расположением координатных осей. Для определения параметров мягкой оболочки с учетом деформации материала принимается две формы её состояния: начальная - при отсутствии деформаций, и конечная – в деформированном состоянии под действием заданных нагрузок и при заданных граничных условиях [34, 87, 93, 98, 234].

При недеформированном состоянии мягкой оболочки можно применять криволиней-ную ортогональную систему координат ,которая взаимосвязана с декартовой XYZ [98]. После приложения нагрузки оболочка принимает деформированное состояние с новой системой криволинейных лагранжевых координат с углом (рисунок 1.24, б) [103, 164].

Аналитическая зависимость для главных усилий от главных относительных деформаций для нелинейно ортотропного композитного материала мягкой оболочки, находящейся в двухосном напряженном состоянии, представляется в виде [34, 93, 102]:

$$\begin{cases} N_1^* = \dfrac{E_1}{1-\nu_{12}\nu_{21}}\left[\varepsilon_1^*\left(1+\dfrac{E_1'}{E_1}\varepsilon_1^*\right)+\nu_{21}\dfrac{E_2}{E_1}\varepsilon_2^*\left(1+\dfrac{E_2'}{E_2}\varepsilon_2^*\right)\right]; \\ N_2^* = \dfrac{E_2}{1-\nu_{12}\nu_{21}}\left[\varepsilon_2^*\left(1+\dfrac{E_2'}{E_2}\varepsilon_2^*\right)+\nu_{12}\dfrac{E_1}{E_2}\varepsilon_1^*\left(1+\dfrac{E_1'}{E_1}\varepsilon_1^*\right)\right], \end{cases} \quad (1.47)$$

где ε_1^*, ε_2^* – главные относительные удлинения, связанные главными степенями удлинений зависимостями $\lambda_i^* = 1+\varepsilon_i^*$ (рисунок 1.25, б).

По известным значениям усилий N_1, N_2, S и углу χ между лагранжевыми координатами α и β В.А. Волосухиным были получены зависимости для главных усилий N_1^* , N_2^* и угла φ направления главных площадок. Зависимости для обратной задачи (по известным главным усилиям N_1^*, N_2^* и углам χ и ψ (рисунок 1.26) возможно найти усилия N_1, N_2, S вдоль лагранжевых координат α и β), которые вытекают из вышеприведенных, положив $\varphi = \chi - \psi$ [2, 5]. Из выражения (1.47) выводим выражения [34, 102, 111, 115]:

$$N_1 = \left[N_1^* \sin^2(\chi-\psi) + N_2^* \cos^2(\chi-\psi)\right] / \sin\chi;$$

$$S = \left[N_1^* \sin(\chi-\psi)\cdot\sin\psi + N_2^* \cos(\chi-\psi)\cdot\cos\psi\right] / \sin\chi;$$

$$N_2 = \left[N_1^* \sin^2\psi + N_2^* \cos^2\psi\right] / \sin\chi.$$

Для модели композитного материала, позволяющей принимать сдвигающие усилия равными нулю ($S = 0$, сдвигающая жесткость $\rightarrow 0$), можно получить следующее выражение:

$$N_{1,2}^{*}=\left\{0,5\left(N_{\text{о}}+N_{\text{у}}\right)\pm\sqrt{\left[0,5\left(N_{\text{о}}-N_{\text{у}}\right)\right]^{2}+N_{\text{о}}N_{\text{у}}\cos^{2}\chi}\right\}/\sin\chi\,; \qquad (1.48)$$

$$\text{ук}\varphi=0,5\text{arctg}\left(N_{\text{о}}\sin 2\chi\ \ N_{\text{у}}+N_{\text{о}}\cos 2\chi\right).$$

При $\chi=\pi/2,\ N_1^{*}=N_0,\ N_2^{*}=N_y$ - зависимости для главных относительных деформаций имеют вид:

$$\varepsilon_{1,2}^{*}=\left\{\frac{\varepsilon_1+\varepsilon_2}{2}+\varepsilon_{12}\cos\chi\pm\sqrt{\left(\frac{\varepsilon_1-\varepsilon_2}{2}\right)^{2}+\varepsilon_1\varepsilon_2\cos^{2}\chi+\varepsilon_{12}^{2}+\varepsilon_{12}\left(\varepsilon_1+\varepsilon_2\right)\cos\chi}\right\}/\sin\chi, \qquad (1.49)$$

$$k=0,5\,\text{arctg}\left[\left(\varepsilon_1\sin 2\chi+2\varepsilon_{12}\sin\chi\right)/\left(\varepsilon_2+\varepsilon_1\cos 2\chi+2\varepsilon_{12}\sin\chi\right)\right].$$

При $\varepsilon_{12}=0$ из зависимости (1.49) первый и второй инварианты тензора деформаций принимают вид [34, 58, 91, 132]:

$$I_{\varepsilon_1^{*}}=\left[\varepsilon_1+\varepsilon_2\right]/\sin\chi\,; \qquad (1.50)$$

$$I_{\varepsilon_2^{*}}=\varepsilon_1\cdot\varepsilon_2\,.$$

1.3.2 Расчётные положения по определению напряжённо-деформированного состояния безмоментных оболочек водоподпорных сооружений инженерной защиты

В случае неоднородных оболочек уравнения неразрывности деформации могут оказаться нарушенными, тогда наиболее оптимальным является использование численных методов для их расчета.

Рассмотрим существующие расчётные положения по расчету мягких оболочечных конструкций. Расчет мягких оболочек для гидротехнических конструкций осложняется неявной взаимосвязью зависимостей, описывающие гидродинамические нагрузки и функции формообразования поверхности оболочек и их напряженно-деформированного состояния, взаимосвязаны. По предложению Б.И. Сергеева производится аппроксимация нагрузки на расчетные участки мягкой оболочки с помощью системы линейных функций, что дает предварительное представление об изменении формы оболочки [100, 232-234].

Расчетные схемы воздухонаполняемого сооружения, представленные на рисунке 1.26, *б*, в случае перелива воды должны учитывать гидродинамическое воздействие потока. На рисунке 1.26, *а* представлены эпюры давления, которые были определены А.П. Назаровым и О.Г. Затворницким [229]. Для установления формы оболочки принимаем вторую упрощенную схему на рисунке 1.26, *б*. В данной схеме в первом приближении вводится приведённая глубина на гребне $\bar{H}_{\text{гр}}$ с учетом уменьшения гидродинамического давления, а также приведенной глубины в нижнем бьефе $H_{\text{зф}}$ [93, 115].

а *б*

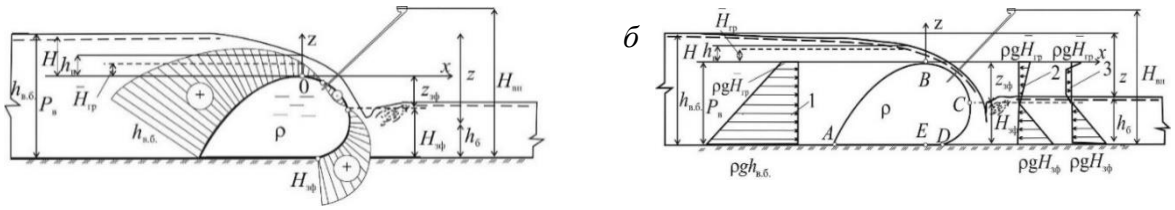


Рисунок 1.26 – Схемы водонаполняемых оболочек с учетом действия нагрузки при переливе через гребень: а – эпюры давления воды со стороны нижнего бьефа; б – распределение давления на оболочку в верхнем и нижним бьефах [73, 74, 93, 116].

О.Г. Затворницкий предложил для определения параметров периметра оболочки с учётом деформации рассчитывать по следующей формуле [73, 74, 93, 116]:

$$
\begin{aligned}
S_0 = {} & R_{AB}\cdot\left[\pi-\arccos\left(1-\frac{h_{\text{вб}}}{R_{AB}}\right)\right]+\sqrt{\frac{N\bar{k}^2}{\rho\cdot g\cdot\zeta}}\cdot\delta F\left(\bar{k},\psi\right)+R_{CD}\left[\pi-\arccos\left(1-\frac{H_{\text{зф}}}{R_{BD}}\right)\right]+\\
&+\left\{\left[\sqrt{\frac{\bar{k}^2}{\rho\cdot g\cdot\zeta}}-2\sqrt{\frac{N}{\rho\cdot g}}\right]\cdot F\left(\bar{k},\psi_{CD}\right)-2\sqrt{\frac{N}{\rho\cdot g\cdot\bar{k}^2}}\cdot E\left(\bar{k},\psi_{CD}\right)\right\}+\\
&+\left[\sqrt{\frac{N\bar{k}^2}{\rho\cdot g\cdot\zeta}}-2\sqrt{\frac{N}{\rho\cdot g\cdot\zeta\cdot\bar{k}^2}}\right]\cdot F\left(\bar{k},\psi_{CD}\right)+2\cdot\sqrt{\frac{N}{\rho\cdot g\cdot\zeta\cdot\bar{k}^2}}\cdot E\left(\bar{k},\psi_{CD}\right)-\\
&-\sqrt{2H_{\text{зф}}\cdot R_{CD}-H_{\text{зф}}^2}+\sqrt{2P_{\text{в}}\cdot R_{AB}-P_{\text{в}}^2}+\Delta S_0-\Delta l_0+\Delta l_{\text{тр}},
\end{aligned}
\tag{1.51}
$$

где ζ – коэффициент, учитывающий изменение гидродинамической нагрузки, $\zeta=1+\rho g\bar{H}_{\text{гр}}/\left(P_{\text{в}}-h_{\text{б}}\right)$; $\bar{H}_{\text{гр}}$ – приведенная глубина на гребне водоподпорной оболочки, $\bar{H}_{\text{гр}}=(0{,}5...0{,}7)h_{\text{в}}$; ΔS_0 – полное приращение периметра сечения оболочки от нагрузки без учета трения о площадку опирания при отсутствии трения; Δl_0 – фактическое приращение длины площадки опирания ED, $\Delta l_0=S_0N/E$; E – модуль упругости материала оболочки; $\Delta l_{\text{тр}}$ – фактическое приращение длины площадки опирания при учете трения материала оболочки о флютбет, $\Delta l_{\text{тр}}=l_0N/E$; $l_{\text{тр}}$ – длина участка затухания деформации оболочек за счет трения о флютбет, определяется как:

$$
l_{\text{тр}}=\left[\left(H_{\text{вн}}-\bar{H}_{\text{зф}}-\bar{H}_{\text{гр}}\right)l_0-\sqrt{\left(H_{\text{вн}}-\bar{H}_{\text{зф}}-\bar{H}_{\text{гр}}\right)^2l_0+2Nl_0\left(P_{\text{в}}-\bar{H}_{\text{зф}}\right)/\rho g\zeta f}\right]\Big/\left(P_{\text{в}}-H_{\text{зф}}\right),
$$

где $H_{\text{зф}}$ – приведенная глубина в нижнем бьефе, $H_{\text{зф}}=\left(h_{\text{б}}-\theta\cdot P_{\text{вн}}\right)/\left(1-\theta\right)$.

Модуль с учетом гидродинамической нагрузки равен

$$
\bar{k}=\sqrt{4N\Big/\left[\bar{H}_{\text{вн}}^2+2\rho\cdot g\zeta N\left(C+1\right)\right]},
$$

где приведенное внутреннее гидростатическое давление в оболочке определяется по следующей зависимости [114]:

$$
\bar{H}_{\text{вн}}=\bar{H}_{\text{гр}}\cdot\left[H_{\text{вн}}\left(P_{\text{в}}-h_{\text{б}}\right)+\bar{H}_{\text{гр}}\cdot H_{\text{зф}}\right]\Big/\left(H_{\text{вн}}-H_{\text{зф}}+\bar{H}_{\text{гр}}\right).
$$

Постоянная интегрирования находится по формуле:

$$C = \rho g \zeta H_{зф}^2 \left(0,5H_{зф} - \bar{H}_{вн}\right) \Big/ N + H_{зф} / R_{ВС} - 1.$$

Для расчета водо- и воздухонаполняемых оболочек в соответствии с расчетной схемой (см. рисунок 1.26) при малом избыточном давлении в оболочке, очертание её описывается пунктирной линией, выпуклостью, обращенной в сторону нижнего бьефа. Ординату точки перегиба *К* в первом приближении определяем по формуле:

$$H_1 = \left[\left(H_в - P_в + H_2\right) \cdot \left(P_в + \bar{H}_{гр}\right) \Big/ \left(P_в + H\right)\right] - \bar{H}_{гр}. \qquad (1.52)$$

Основное отличие мембранных конструкций из незамкнутых водоподпорных оболочек от наполняемых заключается в том, что их проектная и несущая способности поддерживаются не за счет избыточного давления заполнителя, а посредством вантовой системы, прикрепленной к береговым или русловым анкерам (рисунок 1.27) [73, 74, 93, 116].

Расчеты формы оболочки проводятся с применением модуля эллиптического интеграла k, точное значение которого можно определить из уравнения [34, 108, 238, 267]:

$$2\left[\mathrm{K}(k) - \mathrm{E}(k)\right] p_{дн} = 1, \qquad (1.52)$$

где $p_{дн}$ - относительное внутреннее давление на дно оболочки [108].

На основании проведенных комплексных исследований разработаны обобщенные зависимости для цилиндрических гидротехнических мягких конструкций. Ими является взаимосвязанная система *i* -го количества уравнений, на которое разбивается форма поверхности оболочки с учетом линейной аппроксимации нагрузки [93, 116, 267].

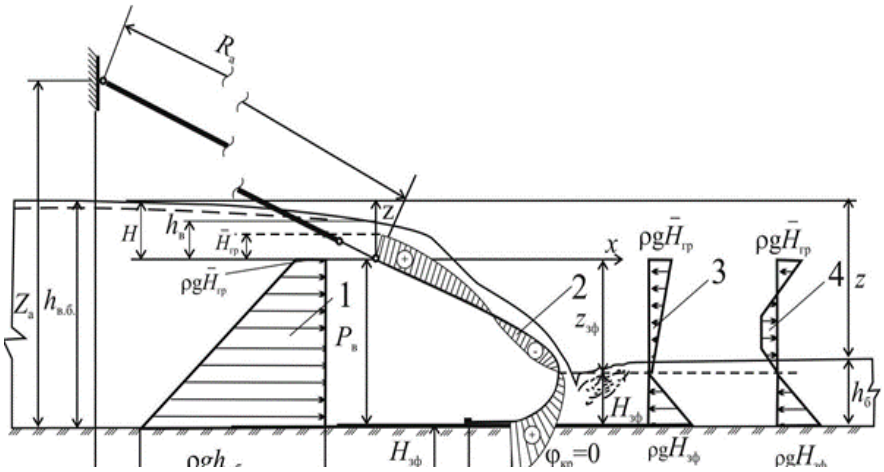


Рисунок 1.27 – Расчетная схема мембранно-вантовой плотины при отсутствии давления наносов: 1 – эпюра давления со стороны верхнего бьефа; 2 – гидродинамический напор по периметру оболочки (экспериментальные данные); 3, 4 – аппроксимации гидродинамического давления со стороны нижнего бьефа соответственно двумя и четырьмя линейными функциями

Существующее расчетное формообразование мембранных оболочек аналогичны водонаполняемым в трудах Б.И. Сергеева, В.Л. Бондаренко, В.А. Волосухина, А.Л. Можевитинова, В.И.

Кашарина, Т.П. Кашариной и др. [36, 66, 133, 136, 180, 225, 246, 267, 302, 310], где поверхность цилиндрических оболочек без учета веса для i-го участка, когда $a \neq 0$, имеют вид [115, 131,199]:

при $0 < k \leq 1$

$$\begin{cases} z = \pm \dfrac{2}{k\sqrt{2|a|}}\left[\sqrt{1-0,5k^2\left(1 \mp C_1\right)} \pm \varepsilon_2 \Delta\left(k,\varphi\right)\right]; \\ \delta\left(x, x_0\right) = \pm \dfrac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1} \dfrac{k}{\sqrt{2|a|}} \delta A\left(k;\varphi,\psi_0\right); \\ \delta\left(l, l_0\right) = \dfrac{k}{\sqrt{2|a|}} \delta F\left(k;\psi,\psi_0\right); \\ \delta\left(S, S_0\right) = x_0 \delta\left(z, z_0\right) \pm \dfrac{1}{\varepsilon_1 2|a|}\left[2\Delta\left(k,\psi,\psi_0\right)\delta A\left(k;\psi;\psi_0\right) - \delta\sin\left(2\psi, 2\psi_0\right)\right], \end{cases} \tag{1.54}$$

где z, z_0, x, x_0 – соответственно, ординаты и абсциссы оболочки, соответствующие началу и концу участка; l, l_0 – длина дуги, соответственно, начальная и текущая; S, S_0 – соответственно, текущий и начальный периметры оболочки; k – параметр функции ξ, определяется из формулы (1.54) [116]; $\Delta\left(k,\psi\right) = \sqrt{1 + k^2 \sin^2\psi}$; $C_1 = -\cos\varphi_0$; $A\left(k,\psi\right) = 2E\left(k,\psi\right)/k^2 - \left(2/k^2 - 1\right) - F\left(k,\psi\right)$.

Исходя из условий установки мембранно-вантовой плотины, В.И. Кашариным было предложено задавать граничные условия при расчете водоподпорной оболочки, где углы закрепления вантовой фермы определяются в зависимости от морфологических условий в створе установки сооружения (рисунок 1.28) [115, 116, 139-142].

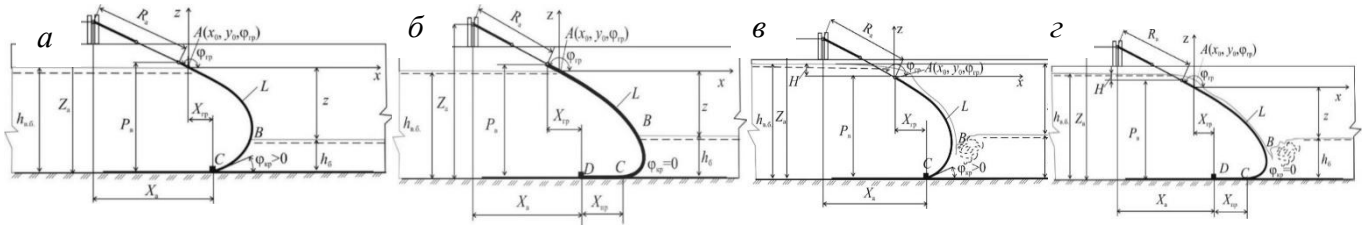


Рисунок 1.28 – Схемы водоподпорных оболочек*: а, б* – отсутствии перелива через гребень оболочки соответственно при углах крепления оболочки $\varphi_{кр} > 0$ и $\varphi_{кр} = 0$; *в, г* – при переливе через гребень соответственно при углах крепления оболочки $\varphi_{кр} > 0$ и $\varphi_{кр} = 0$ [116].

Для определения знака в зависимости от аргумента используется кусочно-постоянная функция действительных аргументов ε_1, ε_2, зависящая от знака произведения первой z' и второй производных z'' ординаты на рисунке 1.28 [87-89, 116].

$$\operatorname{sign}\varepsilon_1 = \begin{cases} -1, \text{ если } z'z'' < 0; \\ +1, \text{ если } z'z'' > 0; \end{cases}$$

$$\operatorname{sign}\varepsilon_2=\begin{cases}-1, & \text{если } a>0,\ b>0,\ P<0;\ a<0,\ P_<^>0;\\ & \text{если } a>0,\ b<0, P>0;\\ +1, & \text{если } a>0,\ b>0,\ P>0;\\ & \text{если } a>0,\ b>0, P<0;\end{cases}$$

при $k>1$ [87-89, 116]

$$\begin{cases} z=\pm\dfrac{2}{k\sqrt{2|a|}}\left[\sqrt{\bar{k}^2-0,5\left(1\mp C_1\right)}\mp\varepsilon_2\bar{k}\cos\bar{\psi}\right];\\ \delta\left(x,x_0\right)=\pm\dfrac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1}\dfrac{1}{\sqrt{2|a|}}\left[2\delta E\left(\bar{k},\bar{\psi},\bar{\psi}_0\right)\right];\\ \delta\left(l,l_0\right)=\dfrac{1}{\sqrt{2|a|}}\delta F\left(\bar{k};\bar{\psi},\bar{\psi}_0\right);\\ \delta\left(S,S_0\right)=\dfrac{\bar{k}}{\varepsilon_1|a|}\left\{\cos\psi\left[2\delta E\left(\bar{k},\bar{\psi},\bar{\psi}_0\right)-\delta F\left(\bar{k};\bar{\psi},\bar{\psi}_0\right)\right]-\delta\sin\left(\psi,\psi_0\right)\delta\Delta\left(\bar{k},\bar{\psi},\bar{\psi}_0\right)\right\}, \end{cases} \tag{1.55}$$

где $\bar{k}=1/k$; $\bar{\psi}=\arcsin\left(k\cdot\sin\psi\right)$.

В соответствии с уравнениями (1.55) в случае $a>0$ принимается верхний знак и $\psi=(\pi-\varphi)/2$, а при $a<0$ используется нижний - $\psi=\varphi/2$. [115]. При $k\to 0$ ($a\to 0$) расчетные формулы упрощаются и имеют вид [87-89, 116]:

$$\begin{cases} \mathrm{z}=-\left(\mathrm{C}_1+\cos\varphi\right)/b;\\ \delta\left(x,x_0\right)=\delta\sin\left(\varphi,\varphi_0\right)/\left(\varepsilon_1\cdot b\right);\\ \delta\left(l,l_0\right)=\left(\varphi-\varphi_0\right)/b;\\ S=S_0+\left\{\left(\sin\varphi_0/\varepsilon_1 b-x\right)\delta\cos\left(\varphi,\varphi_0\right)+\left[\delta\left(\varphi,\varphi_0\right)-0,5\delta\sin\left(2\varphi,2\varphi_0\right)\right]/2\varepsilon_1 b\right\}/b. \end{cases}$$

Приближеннное поперечное натяжение мягкой незамкнутой оболочке (рисунок 1.30) с учетом перелива влияния наносов на расчетных участках вычисляются по следующей зависимости [93, 115, 116]:

$$N=\left\langle\rho_{\text{н}}\cdot g\cdot h_{\text{н}}^2+\rho\cdot g\cdot\left\{\left[\left(P_{\text{в}}-2H\right)P_{\text{в}}-\bar{H}_{\text{гр}}\cdot z_{\text{зф}}\right]-\left(P_{\text{в}}-z_{\text{зф}}\right)^2\right\}\right\rangle\Big/2\left(\cos\varphi_n-\cos\varphi_i\right), \tag{1.56}$$

где C_i - постоянная интегрирования $C_{i+1}=C_i+\left(a_i-a_{i+1}\right)h^2-\left(b_i-b_{i+1}\right)h$; φ_i - граничный угол $\varphi_i=\pi-\arccos\left(a_i h^2-b_i h+c_i\right)$, i, n – соответственно *i*- й номер участка и *n* конечный участок; $\rho_{\text{н}}$ - плотность наносов, кг/м^3.

С учетом эксплуатации временных и сезонно-действующих сооружений можно сделать вывод об отсутствии существенного образования наносов со стороны верхнего бьефа и зависимость (1.56) преобразуется в следующее выражение:

$$N=\rho\cdot g\cdot\left\{\left[\left(P_{\text{в}}-2H\right)P_{\text{в}}-\bar{H}_{\text{гр}}\cdot z_{\text{зф}}\right]-\left(P_{\text{в}}-z_{\text{зф}}\right)^2\right\}\Big/2\left(\cos\varphi_n-\cos\varphi_i\right). \tag{1.57}$$

В связи со сложностью определения параметров, расчета коэффициентов нагрузки на каждом участке оболочки и необходимости учета воздействия гидродинамической нагрузки предлагается использовать зависимости (1.55) и (1.57) как предварительные. Расчитывается максимальная нагрузка на оболочку (без учета её колебания в момент начала перелива потока через гребень) при отсутствии воздействий со стороны нижнего бьефа [116]. В связи с этим автором предлагается использовать для предварительного расчета водоподпорной оболочки, закрепленной в верхней части вантовой системы, более простые зависимости, полученные В.И. Кашариным, основанные на ее конструктивных особенностях, в том числе и с учетом ее прилегания к флютбету [87-89, 116].

Применяем следующее допущение: пренебрегаем весом вантовой системы, ванта подбор и ванты оттяжки которой находятся в одной плоскости, образующей угол с горизонтальной поверхностью, пересекающей место соединения с гребнем оболочки и образующей угол, изменяемый в пределах $\varphi_{гр} \in \left[30^{\circ}, 180^{\circ}\right]$, тогда расчетные схемы водоподпорной оболочки без перелива через гребень можно представить в следующем виде (рисунке 1.28, *а, б*, а с переливом – на рисунке 1.28, *в, г*.) [116]. Угол крепления водоподпорной оболочки $\varphi_{кр}$ [87-89, 116] может меняться в широких пределах в зависимости от условий работы, но угол $\varphi_{кр} < 0$ возможен только при ее закреплении на завышенном флютбете с провисанием оболочки в сторону нижнего бьефа, такая конструкция не устойчива и в дальнейшем не рассматривается [87-89, 116]. В случае отсутствия прилегания оболочки к флютбету (рисунок 1.28, *а*) $\varphi_{кр} > 0$, а в случае прилегания $\varphi_{кр} = 0$ (рисунок 1.28, *б*). В соответствии с конструкцией угол не может быть более 90° и принимается диапазон $\varphi_{кр} \in \left[0^{\circ}, 90^{\circ}\right]$. Углы $\varphi_{гр}$ и $\varphi_{кр}$ могут служить граничными условиями для определения формообразования оболочки. Усилие в оболочке с периметром L, гребень которой под действием изменения гидростатического давления перемещается по дуге окружности радиусом $R_а$ при постоянных параметрах вантовой системы, и нахождении центра находится на расстоянии $X_а$ и $Z_а$ от точки закрепления нижней образующей мембраны, зависит от следующих факторов $N = f\left(R_а; X_а; Z_а; L; P_в; h_{в.б.}; h_б\right)$. В связи с этим к исходным данным для расчета относятся условия их закрепления: $Z_а$, $X_а$, $R_а$, $h_{в.б}$, $h_б$ и расчетная высота водоподпорной оболочки $P_в$. В первом приближении задается периметр оболочки в следующем диапазоне $L \in \left[2P_в, 4P_в\right]$ с последующим определением параметров ее закрепления (X_0, R_0, Z_0, L_0) [87-89, 116].

На основе натурных исследований водоподпорных оболочек определено, что при высоте плотины $P_в$ до 2,5 м наиболее рациональным является радиус вантовой фермы до 12 м при величине прилегания ее не менее $X_{пр} = L_0/4{,}0$ [87, 115, 121, 134, 180].

При отсутствии уровня воды в нижнем бьефе $h_б = 0$ и угле крепления оболочки $\varphi_{кр} > 0$ для схемы на рисунке 1.28, *a* коэффициент нагрузки на участке *AC* составит $b = 0$ для зависимости (1.55), а модуль эллиптических интегралов k из уравнения (1.56) определяется как [115]:

$$k^2 = 2/(1+C),$$

где $C = -\cos\varphi_{гр}$.

Определяем усилие в оболочке по следующей зависимости [116]:

$$N = \rho g h_{вб} / 2\left(\cos\varphi_{кр} - \cos\varphi_{гр}\right).$$

Для создания большего напора, а также обеспечения пропуска воды в нижний бьеф применяют двухуровневую водоподпорную оболочку [87, 115, 121, 134, 180]. Рассмотрим изменение её формы поперечного сечения и НДС в зависимости от уровней воды в верхнем и нижнем бьефах в случае двумерной задачи. Известными величинами являются их конструктивные размеры: $Z_а$, $R_а$, $X_а$, $X_{кр}$,$L_н$, r, $r_в$,$r_н$ (рисунок 1.29).

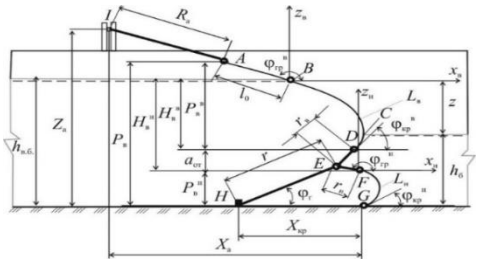


Рисунок 1.29 - Расчётная схема работы двухуровневой оболочки при отсутствии перелива через гребень [87, 90]

Принимая ряд допущений и расчетных предпосылок согласно [189], в качестве первого приближения задаемся значением φ_r при известных или заранее заданных значениях уровня воды в бьефах $h_{в.б}$ и $h_б$. По принятому значению φ_r можно определить координаты узлов *E*, *F* и *D* (см. рисунок 1.30). Обозначив углы $\angle EFG$ и $\angle EGF$ через β_1 и β_2, получим проекции на оси *0X* и *0Z*, которые, соответственно, равны:

$$\cos\beta_1 = \left(X_{кр} - r\cdot\cos\varphi_r\right) \Big/ \sqrt{X_{кр}^2 + r^2 - 2L_{кр}\cdot r\cdot\cos\varphi_r}\ ; \qquad (1.58)$$

$$\cos\beta_2 = \left(X_{кр}^2 + r^2 - 2X_{кр}\cdot r\cdot\cos\varphi_r + r_{огр}^2 - r_н^2\right) \Big/ 2\cdot r_{огр}\cdot\sqrt{X_{кр}^2 + r^2 - 2X_{кр}\cdot r\cdot\cos\varphi_r}\ . \qquad (1.59)$$

Проекции крайних точек «смоченного периметра» верхней и нижней оболочек на оси $X_в$ и $Z_в$, а длины их периметров определяют в зависимости от уровней воды в нижнем бьефе по следующим зависимостям [86-88, 93, 119, 134, 232]:

при условии $h_{в.б} < P_в$ [87-89, 91, 93, 105, 116]

$$\begin{cases} \delta\left(x_{\text{гр}}^{\text{в}}, x_{\text{кр}}^{\text{в}}\right) = X_{\text{а}} - X_{\text{кр}} + r\cdot\cos\varphi_r + r_{\text{в}}\cdot\cos\varphi_{\text{кр}}^{\text{в}} + \left(Z_{\text{а}} - h_{\text{в.б.}}\right)\operatorname{ctg}\varphi_{\text{гр}}^{\text{в}}; \\ \delta\left(z_{\text{гр}}^{\text{в}}, z_{\text{кр}}^{\text{в}}\right) = P_{\text{в}}^{\text{в}} = h_{\text{в.б}} - r\cdot\sin\varphi_r - r_{\text{в}}\cdot\sin\varphi_{\text{гр}}^{\text{в}}; \\ \delta\left(l_{\text{гр}}^{\text{в}}, l_{\text{кр}}^{\text{в}}\right) = L_{\text{в}} - \left(Z_{\text{а}} - h_{\text{в.б.}}\right)/\sin\varphi_{\text{кр}}^{\text{в}} + R_{\text{а}}; \\ \delta\left(x_{\text{гр}}^{\text{н}}, x_{\text{кр}}^{\text{н}}\right) = X_{\text{кр}} - r\cdot\cos\varphi_r + r_{\text{н}}\cdot\cos\varphi_{\text{гр}}^{\text{н}}; \\ \delta\left(z_{\text{гр}}^{\text{н}}, z_{\text{кр}}^{\text{н}}\right) = P_{\text{в}}^{\text{н}} = r\cdot\sin\varphi_r - r_{\text{н}}\cdot\sin\varphi_{\text{гр}}^{\text{н}}; \end{cases} \tag{1.60}$$

при условии $h_{\text{в.б}} = P_{\text{в}}$

$$\begin{cases} \delta\left(x_{\text{гр}}^{\text{в}}, x_{\text{кр}}^{\text{в}}\right) = X_{\text{а}} - X_{\text{кр}} + r\cdot\cos\varphi_r + r_{\text{в}}\cdot\cos\varphi_{\text{кр}}^{\text{в}} + R_{\text{а}}\cdot\cos\varphi_{\text{гр}}^{\text{в}}; \\ \delta\left(z_{\text{гр}}^{\text{в}}, z_{\text{кр}}^{\text{в}}\right) = P_{\text{в}}^{\text{в}} = Z_a - R_{\text{а}}\cdot\sin\varphi_{\text{кр}}^{\text{в}} - r\cdot\sin\varphi_r - r_{\text{в}}\cdot\sin\varphi_{\text{кр}}^{\text{в}}; \\ \delta\left(l_{\text{гр}}^{\text{в}}, l_{\text{кр}}^{\text{в}}\right) = L_{\text{в}}; \\ \delta\left(x_{\text{гр}}^{\text{н}}, x_{\text{кр}}^{\text{н}}\right) = X_{\text{кр}} - r\cdot\cos\varphi_r + r_{\text{н}}\cdot\cos\varphi_{\text{гр}}^{\text{н}}; \\ \delta\left(z_{\text{гр}}^{\text{н}}, z_{\text{кр}}^{\text{н}}\right) = P_{\text{в}}^{\text{н}} = r\cdot\sin\varphi_r - r_{\text{н}}\cdot\sin\varphi_{\text{кр}}^{\text{н}}. \end{cases} \tag{1.61}$$

С помощью приведенных уравнений (1.60) и (1.61) можно изучить условия работы водоподпорных оболочек, например, изменение их высоты или поперечного натяжения, возникающих в оболочке (оболочках), в зависимости от изменения положений уровней воды в бьефах или условий закрепления вантовых систем [85, 87, 93, 115, 116, 121, 134, 180]. В последнем случае для изучения влияния какого-либо конструктивного размера на остальные параметры затвора необходимо проводить сравнение при фиксированных уровнях воды в верхнем и нижнем бьефах. В соответствии с теорией невесомых цилиндрических оболочек и полученных на ее основе Б.В. Сергеевым и В.А. Волосухиным зависимостей для *i*- ого участка, определяются предварительные расчетные нелинейные системы уравнений для верхней и нижней оболочек [86 - 87, 116, 232, 233]. Для верхней оболочки:

$$h_{\text{б}} > r\cdot\sin\varphi_r + r_{\text{в}}\cdot\sin\varphi_{\text{кр}}^{\text{в}},$$

$$N_{\text{в}} = \rho g\,\frac{\left(h_{\text{в.б}} - r\cdot\sin\varphi_r - r_{\text{в}}\cdot\sin\varphi_{\text{кр}}^{\text{в}}\right)^2 - \left(h_{\text{б}} - r\cdot\sin\varphi_r - r_{\text{в}}\cdot\sin\varphi_{\text{кр}}^{\text{в}}\right)^2}{2\left(\cos\varphi_{\text{кр}}^{\text{в}} - \cos\varphi_{\text{гр}}^{\text{в}}\right)}, \tag{1.62}$$

$$\begin{cases} \dfrac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1}\cdot\sqrt{\dfrac{N_{\text{в}}}{\rho g}}\left[2\delta E\left(\sin\psi_{\text{гр}}^{\text{в}}; \bar{\psi}_1, 90^\circ\right) - \delta F\left(\sin\psi_{\text{гр}}^{\text{в}}; \bar{\psi}_1, 90^\circ\right)\right] - \dfrac{\varepsilon_1^{\text{в}}\cdot N_{\text{в}}}{\rho g}\,\delta\sin\left(\varphi_{\text{гр}}^{\text{в}}, \varphi_1^{\text{в}}\right) + \\ + X_{\text{а}} - X_{\text{кр}} + r\cdot\cos\varphi_r + r_{\text{в}}\cos\varphi_{\text{кр}}^{\text{в}} + \left(Z_{\text{а}} - h_{\text{в.б}}\right)\operatorname{ctg}\varphi_{\text{кр}}^{\text{в}} = 0; \\ \sqrt{\dfrac{N_{\text{в}}}{\rho g}}\,\delta F\left(\sin\psi_{\text{гр}}^{\text{в}}; \bar{\psi}_1, 90^\circ\right) - N\,\dfrac{\delta\left(\varphi_{\text{гр}}^{\text{в}}, \varphi_1^{\text{в}}\right)}{\rho g z} - L_{\text{в}} + \dfrac{Z_{\text{а}} - h_{\text{в.б}}}{\sin\varphi_{\text{гр}}^{\text{в}}} - R_{\text{а}} = 0. \end{cases} \tag{1.63}$$

$$h_{\text{б}} > r\cdot\sin\varphi_r + r_{\text{в}}\cdot\sin\varphi_{\text{кр}}^{\text{в}};$$

$$N_{\text{в}} = \rho g\left(h_{\text{в.б.}} - r\cdot\sin\varphi_r - r_{\text{в}}\cdot\sin\varphi_{\text{кр}}^{\text{в}}\right)^2 \Big/ 2\left(\cos\varphi_{\text{кр}}^{\text{в}} - \cos\varphi_{\text{гр}}^{\text{в}}\right); \tag{1.64}$$

$$\begin{cases} \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1}\cdot\sqrt{\frac{N_{\text{в}}}{\rho g}}\left[2\delta E\left(\sin\psi_{\text{гр}}^{\text{в}};\bar{\psi}_{\text{кр}}^{\text{в}},90^{\circ}\right)-\delta F\left(\sin\psi_{\text{гр}}^{\text{в}};\bar{\psi}_{\text{кр}}^{\text{в}},90^{\circ}\right)\right]+X_{\text{а}}- \\ -X_{\text{кр}}+r\cdot\cos\varphi_r+r_{\text{в}}\cos\varphi_{\text{кр}}^{\text{в}}+\left(Z_{\text{а}}-h_{\text{в.б}}\right)\operatorname{ctg}\varphi_{\text{кр}}^{\text{в}}=0; \\ \sqrt{\frac{N_{\text{в}}}{\rho g}}\delta F\left(\sin\psi_{\text{гр}}^{\text{в}};\bar{\psi}_{\text{кр}}^{\text{в}},90^{\circ}\right)-L_{\text{в}}+\frac{Z_{\text{а}}-h_{\text{в.б}}}{\sin\varphi_{\text{гр}}^{\text{в}}}-R_{\text{а}}=0. \end{cases} \quad (1.65)$$

Для нижней оболочки применяют следующие зависимости [86-89]:

$$h_{\text{б}} > P_{\text{в}}^{\text{н}};$$

$$N_{\text{н}}=\rho g\left(h_{\text{в.б}}-h_{\text{б}}\right)P_{\text{в}}^{\text{н}}\Big/\left(\cos\varphi_{\text{кр}}^{\text{н}}-\cos\varphi_{\text{гр}}^{\text{н}}\right); \quad (1.66)$$

$$0<h_{\text{б}}<P_{\text{в}}^{\text{н}};$$

$$N_{\text{н}}=\rho g\left[2\left(h_{\text{в.б}}-P_{\text{в}}^{\text{н}}\right)P_{\text{в}}^{\text{н}}+\left(P_{\text{в}}^{\text{н}}\right)^2-h_{\text{б}}^2\right]\Big/2\cdot\left(\cos\varphi_{\text{кр}}^{\text{н}}-\cos\varphi_{\text{гр}}^{\text{н}}\right); \quad (1.67)$$

$$h_{\text{б}}=0$$

$$N_{\text{н}}=\rho g\left[2\left(h_{\text{в.б.}}-P_{\text{в}}^{\text{н}}\right)P_{\text{в}}^{\text{н}}+\left(P_{\text{в}}^{\text{н}}\right)^2\right]\Big/2\cdot\left(\cos\varphi_{\text{кр}}^{\text{н}}-\cos\varphi_{\text{гр}}^{\text{н}}\right). \quad (1.68)$$

В результате решения нелинейных систем уравнений получают точку пересечения следов двух поверхностей $\delta(x)$ и $\delta(l)$ на плоскости $\varphi_{\text{кр}}$; 0; $\varphi_{\text{гр}}$ в координатах $\varphi_{\text{кр}}$, $\varphi_{\text{гр}}$, $\delta(x)$, $\delta(l)$ и из условия равновесия узла F находят углы крепления верхней и нижней оболочек $\varphi_{\text{кр}}^{\text{в}}$, $\varphi_{\text{гр}}^{\text{в}}$, $\varphi_{\text{кр}}^{\text{н}}$, $\varphi_{\text{гр}}^{\text{н}}$, определяют углы между линией EF и осью $x_{\text{н}}(\beta_3)$, а также GF и $x_{\text{н}}-(\beta_1+\beta_2)$ определяем величину угла и усилия $N_{FE}=N_{EF}$ по зависимостям [86-89, 93].

$$\beta_3=L_{EF}-x_{\text{н}}=\arcsin\left[\left(r\cdot\sin\varphi_r-P_{\text{в}}^{\text{н}}\right)\Big/r_{\text{н}}\right];$$

$$N_{\text{в}}=N_{EF}=N_{FE}=\beta_1 N_{\text{н}}\cos\left(\varphi_{\text{гр}}^{\text{н}}+\frac{\pi}{2}-\beta_1-\beta_2\right)\Big/\cos\left(\beta_3+\frac{\pi}{2}-\beta_1-\beta_2\right). \quad (1.69)$$

С учетом $N_{ED}=N_{DE}=N_{\text{в}}$ и найденного значения N_{EF} проверяем выполнение условия равновесия узла E:

$$N_{\text{в}}\cdot\sin\left(\varphi_{\text{кр}}^{\text{в}}-\varphi_r\right)-N_{EF}\cdot\sin\left(\varphi_r+\beta_3\right)=0. \quad (1.70)$$

Если условие (1.70) не выполняется определяем из него значение угла φ_r' и во втором приближении, принимаем среднее арифметическое между полученным значением и первым приближением. Исходя из бытового уровня в нижнем бьефе определяется максимальный уровень воды в верхнем бьефе при отсутствии перелива воды через гребень верхней оболочки, геометрические параметры определяются по следующим выражениям [86-89, 93]:

$$\begin{cases} h_{\text{в.б.}} = Z_{\text{а}} - R_{\text{а}} \cdot \sin\varphi_{\text{гр}}^{\text{в}}; \\ \delta\left(l_{\text{гр}}^{\text{в}}, l_{\text{кр}}^{\text{в}}\right) = L; \\ \delta\left(x_{\text{гр}}^{\text{в}}, x_{\text{кр}}^{\text{в}}\right) = X_{\text{а}} - X_{\text{кр}} + r \cdot \cos\varphi_{\text{кр}}^{\text{в}} + R_{\text{а}} \cdot \cos\varphi_{\text{кр}}^{\text{в}}. \end{cases} \quad (1.71)$$

Геометрические соотношения по расчетной схеме $h_{\text{в.б}} < P_{\text{в}}$ будут иметь вид [86-89, 93]:

$$\begin{cases} \delta\left(x_F, x_B\right) = \left(Z_{\text{а}} - h_{\text{в.б}}\right)/\text{tg}\,\varphi_{\text{гр}} + X_{\text{а}} + \sqrt{X_{DF}^2 - Z_{DF}^2} \cdot \cos\varphi_{\text{кр}}; \\ \delta\left(l_F, l_B\right) = L - \left[\left(Z_{\text{а}} - h_{\text{в.б}}\right)/\sin\varphi_{\text{гр}} - R_{\text{а}}\right]. \end{cases} \quad (1.72)$$

Поперечное натяжение находится по следующей зависимости [86-89, 93,116]:

$$N = \rho g \frac{\left(h_{\text{в.б}} + \sqrt{X_{DF}^2 - Z_{DF}^2} \cdot \sin\varphi_{\text{кр}}\right)^2 - \left(h_{\text{в.б}} - \sqrt{X_{DF}^2 - Z_{DF}^2} \cdot \sin\varphi_{\text{кр}} - z\right)^2}{2\left(\cos\varphi_{\text{кр}} - \cos\varphi_{\text{гр}}\right)}. \quad (1.73)$$

При условиях $z > h_{\text{в.б}} - \sqrt{X_{DF}^2 - Z_{DF}^2} \cdot \sin\varphi_{\text{кр}}$, $h_{\text{б}} < \sqrt{X_{DF}^2 - Z_{DF}^2} \cdot \sin\varphi_{\text{кр}}$, $\varphi_{\text{кр}} > 0$ зависимость приобретает следующий вид [86-89, 93]:

$$\begin{cases} \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1} \cdot \frac{1}{\sqrt{2|a_1|}}\left[2\delta E\left(\bar{k}_1; \bar{\psi}_{\text{кр}}, \bar{\psi}_{\text{гр}}\right) - \delta F\left(\bar{k}_1; \bar{\psi}_{\text{кр}}, \bar{\psi}_{\text{гр}}\right)\right] + \\ + X_{\text{а}} + \sqrt{X_{DF}^2 - Z_{DF}^2} \cdot \cos\varphi_{\text{кр}} + \left(Z_{\text{а}} - h_{\text{в.б}}\right) = 0; \\ \frac{1}{\sqrt{2|a_1|}} \delta F\left(\bar{k}_1; \bar{\psi}_{\text{кр}}, \bar{\psi}_{\text{гр}}\right) - L_{\text{в}} = 0. \end{cases} \quad (1.74)$$

При условиях $z < P_{\text{в}} - \sqrt{X_{DF}^2 - Z_{DF}^2} \cdot \sin\varphi_{\text{кр}}$, $h_{\text{б}} > \sqrt{X_{DF}^2 - Z_{DF}^2} \cdot \sin\varphi_{\text{кр}}$, $\varphi_{\text{кр}} > 0$ [86-89, 93].

$$\begin{cases} \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1} \cdot \frac{1}{\sqrt{2|a_1|}}\left[2\delta E\left(\bar{k}_1; \bar{\psi}_{\text{кр}}, \bar{\psi}_{\text{гр}}\right) - \delta F\left(\bar{k}_1; \bar{\psi}_{\text{кр}}, \bar{\psi}_{\text{гр}}\right)\right] - \frac{1}{\varepsilon_1 b_2} \delta \sin\left(\varphi_{\text{кр}}, \varphi_{\text{гр}}\right) + \\ + X_{\text{а}} + \sqrt{X_{DF}^2 - Z_{DF}^2} \cdot \cos\varphi_{\text{кр}} + \left(Z_{\text{а}} - h_{\text{в.б.}}\right) = 0; \\ \frac{1}{\sqrt{2|a_1|}} \delta F\left(\bar{k}_1; \bar{\psi}_{\text{кр}}, \bar{\psi}_{\text{гр}}\right) + \frac{\varphi_{\text{кр}} - \varphi_{\text{гр}}}{b_2} - L_{\text{в}} = 0. \end{cases} \quad (1.75)$$

При условиях $z < P_{\text{в}} - \sqrt{X_{DF}^2 - Z_{DF}^2} \cdot \sin\varphi_{\text{кр}}$, $h_{\text{б}} > \sqrt{X_{DF}^2 - Z_{DF}^2} \cdot \sin\varphi_{\text{кр}}$ [86-89, 93]

$$\begin{cases} \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1} \cdot \frac{1}{\sqrt{2|a_1|}}\left[2\delta E\left(\bar{k}_1; \bar{\psi}_{\text{кр}}, \bar{\psi}_{\text{гр}}\right) - \delta F\left(\bar{k}_1; \bar{\psi}_{\text{кр}}, \bar{\psi}_{\text{гр}}\right)\right] - \\ - \frac{1}{\varepsilon_1 b_2} \delta \sin\left(\varphi_{\text{кр}}, \varphi_{\text{гр}}\right) + X_{\text{а}} + \sqrt{X_{DF}^2 - Z_{DF}^2} \cdot \cos\varphi_{\text{кр}} + \frac{Z_{\text{а}} - h_{\text{в.б.}}}{\sin\varphi_{\text{гр}}} - \left(L_{\text{в}} + R_{\text{а}}\right) = 0; \\ \frac{1}{\sqrt{2|a_1|}} \delta F\left(\bar{k}_1; \bar{\psi}_{\text{кр}}, \bar{\psi}_{\text{гр}}\right) - \frac{\varphi_{\text{кр}} - \varphi_{\text{гр}}}{b_2} + = 0. \end{cases} \quad (1.76)$$

В случае, если глубина воды в верхнем бьефе и высота водоподпорной оболочки равны, геометрические соотношения по расчетной схеме $h_{в.б.} = P_в$ будут иметь вид [86-89, 93] :

$$\begin{cases} \delta\left(x_F, x_B\right) = X_а + \sqrt{X_{DF}^2 - Z_{DF}^2} \cdot \cos\varphi_{кр} + R_а \cos\varphi_{гр}; \\ \delta\left(l_F, l_B\right) = L_в. \end{cases}$$

При условиях $z > P_в - \sqrt{X_{DF}^2 - Z_{DF}^2} \cdot \sin\varphi_{кр}$, $h_б < \sqrt{X_{DF}^2 - Z_{DF}^2} \cdot \sin\varphi_{кр}$ [86-89, 93],

$$\begin{cases} \dfrac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1} \cdot \dfrac{1}{\sqrt{2|a_1|}} \left[2\delta E\left(\bar{k}_1; \bar{\psi}_{кр}; \bar{\psi}_{гр}\right) - \delta F \right] + \\ + X_а + \sqrt{X_{DF}^2 - Z_{DF}^2} \cdot \cos\varphi_{кр} + R_а \cdot \cos\varphi_{гр} = 0; \\ \dfrac{1}{\sqrt{2|a_1|}} \delta F\left(\bar{k}_1; \bar{\psi}_{кр}; \bar{\psi}_{гр}\right) - L_в = 0. \end{cases} \qquad (1.77)$$

При условиях $z < P_в - \sqrt{X_{DF}^2 - Z_{DF}^2} \cdot \sin\varphi_{кр}$, $h_б > \sqrt{X_{DF}^2 - Z_{DF}^2} \cdot \sin\varphi_{кр}$ [86-89, 93]

$$\begin{cases} \dfrac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1} \cdot \dfrac{1}{\sqrt{2|a_1|}} \left[2\delta E\left(\bar{k}_1; \bar{\psi}_{кр}, \bar{\psi}_{гр}\right) - \delta F\left(\bar{k}_1; \bar{\psi}_{кр}, \bar{\psi}_{гр}\right) \right] + \\ + X_а + \sqrt{X_{DF}^2 - Z_{DF}^2} \cdot \cos\varphi_{кр} + R_а \cos\varphi_{гр} = 0; \\ \dfrac{1}{\sqrt{2|a_1|}} \delta F\left(\bar{k}_1; \bar{\psi}_{кр}, \bar{\psi}_{гр}\right) - L_в = 0. \end{cases} \qquad (1.78)$$

В случае перелива воды через гребень оболочки предварительное значение поперечного натяжения в зависимости от осредненного гидродинамического давления определяется из выражения [86 - 87, 116, 232]:

$$N = \rho g \left[\left(h_{в.б.} + 2H\right) P_в - \bar{H}_{гр} z_{зф} - \left(h_{в.б.} - z_{зф}\right)^2 \right] \Big/ 2\left(\cos\varphi_{кр} - \cos\varphi_{гр}\right), \qquad (1.79)$$

где $\bar{H}_{гр} / P_в = f_1\left(\varphi_{гр}; H/P_в\right)$ – относительное гидродинамическое давление на гребне водоподпорной оболочки; $z_{зф}/P_в = f_1\left(\varphi_{гр}; H/P_в\right)$ – относительное фиктивное расстояние от гребня водослива до уровня воды в нижнем бьефе [86 - 87, 116, 232].

В связи с тем, что рассматриваемые оболочки работают в области больших деформаций, необходимо для уточнения параметров оболочечных конструкций получить данные о их НДС, что требует проведения экспериментальных исследований современных композитных материалов [93].

Выводы по первой главе

1. В результате аналитического обзора и анализа существующих технических решений сооружений инженерной защиты для условий малых водотоков выявлены основные недостатки по защите от затопления, противоэрозионных, противооползневых и берегозащитных и природоохранных мероприятий. К ним относятся: значительный срок возведения (в некоторых случаях это связано с отсутствием местного строительного материала); сложность модернизации и реконструкции; недостаточная мобильность; невозможность многократного использования; недостаточная экологическая безопасность.
2. Анализ зависимостей по определению НДС композитных материалов позволяет сделать вывод, что наиболее универсальным является критерий Цая – Хилла (1.23), который используется в дальнейшем при имитационном моделировании композитного материала.

3. При анализе современных композитных материалов было выявлено, что они имеют такие преимущества перед резино-тканевыми. как: больший срок эксплуатации; меньшая относительная деформация и удельный вес, и наибольшие перспективы применения при погонном натяжении до 160 кН/м.

4. На основе анализа аналитических зависимостей по параметрам незамкнутых водоподпорных оболочек рекомендуется использовать их для предварительных расчетов, в которых учитываются условия закрепления и сопряжения их с основанием (1.56-1.79).

5. Известные зависимости по расчету водонаполняемых оболочек (1.52-1.53) учитывают только приближенные характеристики гидродинамического воздействия.

6. Для предварительного обоснования параметров сооружений инженерной защиты из композитных материалов, выполненных из оболочек, необходимо использовать расчетные положения мягких и гибких оболочек с учетом их деформаций и реологических свойств.

7. Предварительные расчеты обоснования конструкции предлагается вести аналитическим методом с последующим применением численных методов и имитационного моделирования с учетом изменения напряженно-деформированного состояния, реологических свойств и гидродинамического воздействия потока на них.

Глава 2 Технические решения сооружений из композитных материалов и исследование их характеристик для обеспечения мероприятий по инженерной защите в условиях малых рек и их классификация

2.1. Технические решения сооружений инженерной защиты из композитных материалов

В результате анализа существующих конструкций инженерной защиты, композитных материалов, экспериментальных и натурных исследований автором самостоятельно и в соавторстве был разработан ряд новых технических решений инженерных защитных сооружений с применением композитных материалов, защищённых патентами на изобретение (таблица 2.1) [99, 103, 106, 116, 305, 189, 190, 194, 197, 198-200, 202-210].

Таблица 2.1-Технические решения инженерных сооружений из композитных материалов

№ п.п.	Технические решения	Изобретения и полезные модели	Целевое назначение
1	Подпорное сооружение	Пат. РФ 2245960; опуб. 10.02.2005, бюл. №4 [191]	Предназначено для регулирования уровня воды в верхнем бьефе[116]. Обеспечивает защиту от затопления территорий, а также локализацию распространения загрязняющих веществ в малых водотоках.
2	Система защитных дамб и способ ее возведения	Пат. РФ 2539143 опуб. 10.01.2015, бюл. №1[209]	Создается для перекрытия проранов дамб после прохождения волны прорыва, увеличения высоты дамб обвалований и в качестве временных самостоятельных конструкций для защиты предприятий и населенных мест, а также при проведении ремонтных работ и локализации разливов нефтепродуктов.
3	Подпорное сооружение	Пат. РФ 2166581, опубл. 10.05.2001, бюл. №13 [190]	Защита от затопления территорий. Может применяться для локализации распространения загрязняющих веществ для условий малых водотоков в комплексе с водоотводящим устройством.
4	Способ создания грунтоармированных конструкций из гибких лент и устройство для его осуществления	Пат. РФ 2181407, опубл. 20.04.2002, бюл. №11	Применяется для оснований водоподпорных сооружений, подпорные сооружения берегоукрепительные из композитных материалов
5	Способ создания грунтоармированного подпорного сооружения и устройство для его осуществления	Пат. РФ 2352713, опубл.: 20.04.2009	Возведение оснований насыпей, дамб на техногенных грунтах, подпорных берегоукрепительных сооружений, дамб, полигонов ТКО и т.п [99].

№ п.п.	Технические решения	Изобретения и полезные модели	Целевое назначение
6	Способ создания грунтонаполняемого основания подпорно-регулирующего сооружения и устройство для его осуществления [204]	Положит. реш. на патент РФ 2010425, опубл.: 20.04.2009	Возведение повышенных флютбетов из местных грунтов, берегозащиты. Создание оснований сооружений для накопителей вторичных материальных ресурсов [95].
7	Защитное сооружение для чрезвычайных ситуаций	Пат. РФ 2278200, опубл. 20.06.2006, бюл. №17 [203]	Предназначено для защиты от затопления территорий .
8	Подпорно-аэрационное регулирующее сооружение и способ его возведения	Пат. РФ 2141552, опубл. 20.11.1999, бюл. №32	Предназначено для аэрации малых естественных и искусственных водотоков. Аэрация потока происходит за счет перелива через гибкий водослив, а также образующегося за ним гидравлического прыжка.
9	Подпорное сооружение каскадного типа и способ его возведения	Заявка на патент РФ № 2000108640, опубл. 08. 10.2004.	Предназначено для создания значительных зон аэрации потока за счет возведения каскада подпорно-аэрационных регулирующих сооружений.
10	Устройство составного мобильного деривационного водовода и способ его возведения	Пат. РФ 2667080, опуб. 14.09.2018 Бюл. № 26 [210]	Обеспечение отвода потока в условиях сложного рельефа местности и застроенной территории [210]
11	Способ возведения подпорно-регулирующего гидроэнергетического сооружения [203]	Пат. РФ 2250950, опуб. 10.02.2005, бюл.№17, [203]	Конструкции предназначены для локального энергообеспечения сооружений инженерной защиты в чрезвычайных ситуациях, а также при ликвидации лесных пожаров.
12	Способ возведения гидроэнергетического сооружения	Пат. РФ. 2278923, опубл. 27.06.2006, бюл. №18 [202]	
13	Гидроэнергетическое сооружение многоразового использования (варианты) [93, 116, 200]	Пат. РФ 2327836, опубл. 27.06.2008, бюл. №1 [200]	
14	Мобильное гидроэнергетическое сооружение многоразового использования [116, 205]	Пат. РФ 2378451, опубл. 10.01.2010, бюл. №1 [205]	

Автором разработана техническая документация для проектирования и строительства данных сооружений, ряд из которых внедрён в практику строительства и показал свою эффективность [122, 125, 128, 129, 131, 215]. Рассмотрим новые технические решения сооружений инженерной защиты [103].

2.1.1 Водоподпорные сооружения для чрезвычайных ситуаций

Сооружение на рисунке 2.1, обеспечивает подпор, разделение и регулирование водного потока [139, 191, 147, 266]. Оно состоит из незамкнутых оболочек (композитных материалов),

верхних и нижних водовыпускных окон, вантовой системы, понура (гибкого или жесткого), отводящих устройств, фильтрующих полотен-сборщиков и сборной емкости. Может использоваться для регулирования уровней воды в условиях малых водотоков; защиты от затопления хозяйственных объектов и локализации поступления загрязняющих веществ с территории водосбора во время залповых сбросов и чрезвычайных ситуаций [105].

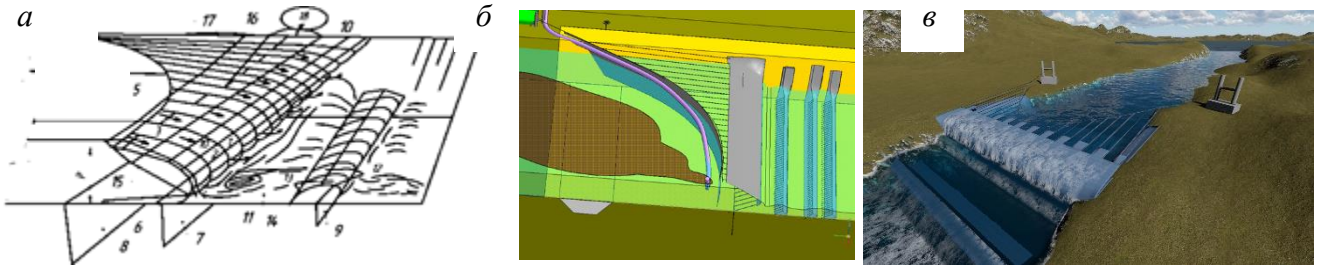


Рисунок 2.1 – Подпорное сооружение с водовыпускными окнами:
а – общий вид; *б* – при локализации распространения загрязняющих веществ; в- работа оболочки при переливе через гребень
1 и 2 – гибкие полотнища; 3, 4 – соответственно, верхние и нижние водовыпускные окна; 5 – вантовая система; 6 – понур (гибкий или жесткий); 7, 8, 9 – гибкие шпунты; 10 – гибкая связь; 11 – рисберма (гибкая или жесткая); 12 – прижимное устройство; 13 – водобойная стенка; 14 – гибкая связь; 15 – фильтрующие полотна-сборщики; 16 – отводящие устройства; 17 – крепление понура; 18 – сборная ёмкость [307]

Полотна-сборщики, в зависимости от физических свойств загрязняющих веществ, осуществляют пропуск воды через гребень и верхние водовыпускные окна при очистке потока от тяжелых фракций, а нижние –от лёгких отложений. В нижнем бьефе процесс аэрации происходит более интенсивно за счет соударения встречных потоков на рисберме, обеспечивая также диссипацию энергии. Для защиты от размыва нижнего бьефа водобойные стенки располагаются каскадно, с уменьшением по высоте. Фильтрующие полотна-сборщики задерживают загрязняющие вещества, затем обеспечивают их сбор в сборную ёмкость [139, 266].

2.1.2 Система защитных дамб

Для перекрытия проранов грунтовых водоподпорных сооружений после прохождения волны прорыва, увеличения высоты дамб обвалований, создания временных перемычек при проведении ремонтных и строительных работ, мобильных систем защиты от затопления населенных мест и предприятий [197] [202] [204], локализации распространения загрязняющих веществ при чрезвычайных ситуациях (ЧС) возможно использовать систему защитных дамб, представленных на рисунке 2.2 [213] [291]. Её можно устанавливать на естественное основание при минимальной его подготовке и использовать многократно. Система защитных дамб состоит из секций, включающих две внутренние и внешнюю оболочки, которые герметичны с двух сторон. В случае значительного протяжения защищаемого от затопления объекта, секции соединяются между собой, а для отвода воды в понижения рельефа и исключения перелива через ее гребень [209]. Может устанавливаться водосброс с гибким отводящим лотком, форма которого поддерживается за счет

продольных водонаполняемых оболочек. Устойчивость секции обеспечивается за счет выдвижных анкеров [91, 96, 97, 204, 209, 212].

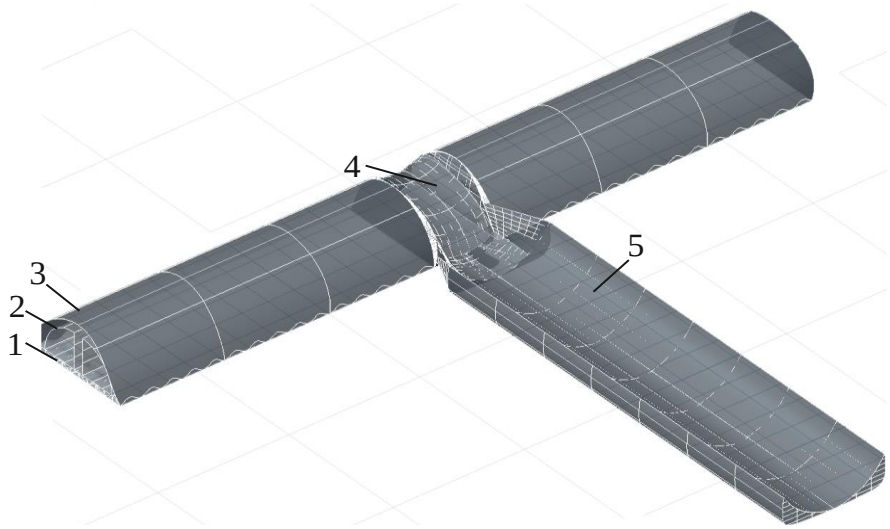


Рисунок 2.2 – Система защитных дамб и способ ее возведения [209]:
1 – анкера; 2 – внутренняя оболочка; 3 – внешняя оболочка; 4 – гребень водослива;
5 – водопропускной лоток

При образования прорана в дамбах обвалования или до начала его образования, оболочку защитной дамбы заполняют водой до расчетных параметров [116]. Устойчивость дамбы к опрокидыванию повышается за счет применения многооболочковой конструкции, а к сдвигу - за счет увеличения сцепления ее основания и грунта. Для предотвращения перелива воды по всему фронту системы дамб предусматривается установка отводящего лотка. При приближении водного потока защитная дамба осуществляет его задержание и позволяет провести необходимые технологические операции по закрытию прорыва, что обеспечивает защиту населенного пункта от водного потока или локализацию поступающих загрязнений [118, 149, 146, 155, 156, 162, 165, 166, 307].

2.1.3 Водопроводящие сооружения для отвода воды при затоплении территорий

Для обеспечения водоотведения в понижениях рельефа можно использовать гибкий составной водовод из композитных материалов (рис. 2.3) [211].

Данная конструкция обеспечивает самотечный режим водоотвода с затапливаемых территорий за счет двухоболочечного водовода. Используются упругие элементы и амортизаторы, позволяющие снизить деформации стенок деривационного водовода и обеспечить устойчивость мягких оболочек. Также рёбра жёсткости обеспечивают быстроразъёмные соединения между секциями деривационного водовода.

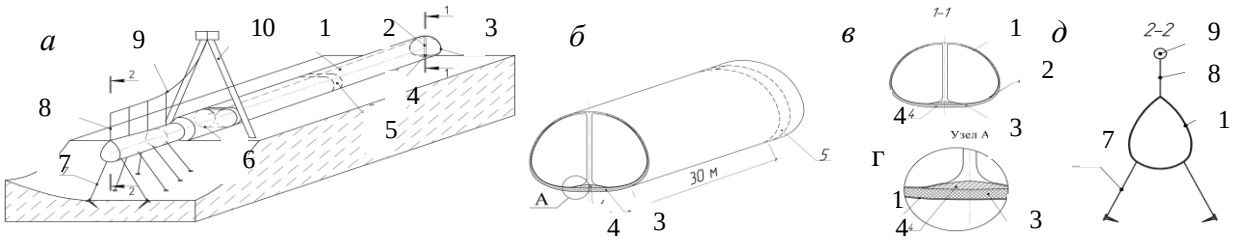


Рисунок 2.3 – Техническое решение гибкого водовода из композитных материалов: *а* – прокладка гибкого водовода в условиях сложного рельефа местности; *б* – двухоболочковый водовод; *в, д* – соответственно, разрезы двухоболочкового и однооболочкового водовода с вантовым подвесом; *г* – узел А: 1, 2 – соответственно внешняя и внутренняя оболочки; 3 – упругий элемент; 4 – амортизатор; 5 – быстрораземное соединение; 6 – переходник; 7 – ванты; 8 – ванты – оттяжки; 9 – ванты - подбора; 10 – анкерные опоры; 11– однооболочечный участок гибкого водовода [116, 117, 211]

2.1.5 Грунтоармированные и грунтонаполняемые сооружения инженерной защиты

Грунтоармированные сооружения с применением гибких лент из композитных материалов (рисунок 2.5) могут быть использованы в качестве берегоукрепительных сооружений для малых водотоков с высотой до 6 м в условиях пучнистых и просадочных грунтов. Их применение позволяет упростить технологию строительства и использовать местный грунт за счёт гибких армированных лент [52, 61, 103, 108, 202]. На рисунке 2.5 представлено грунтоармированное сооружение, включающее армирующие ленты, лицевую стенку из переплетенных гибких лент, надежность и устойчивость ограждающей поверхности из армирующих лент обеспечивается анкерными устройствами из горизонтальных армоленты-оболочки, а также наклонными армолентами. Данное сооружение включает ливнеотвод и дренажные системы с возможностью очистки отводимого стока. [205, 209].

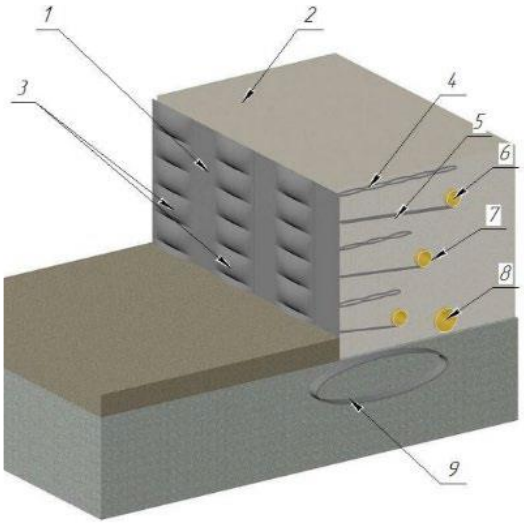


Рисунок 2.5 – Грунтоармированное подпорное сооружение:1 – лицевая стенка; 2 – насыпной грунт; 3 – гибкие связи; 4 –ленты-оболочки; 5 – гофрированные и плоские армоленты; 6 – оболочка, выполняющая роль дренажа; 7 – специальные отверстия; 8 – дренажная система; 9 – грунтонаполняемая оболочка, обеспечивающая устойчивость основания [102]

Для повышения абразивной устойчивости побережья Азовского моря в районе с. Натальевка при участии автора были созданы конструкции грунтоармированных сооружений [182]. В условиях абразивных воздействий также может применяться конструкция грунтоармированного сооружения с устойчивой к истиранию лицевой стенкой (рисунок 2.6). Также на поверхности грунтоармированного сооружения может раскладываться геотекстиль с семенами «Пинема-агро-С-500», который служит для для защиты от эрозионного воздействия [209].

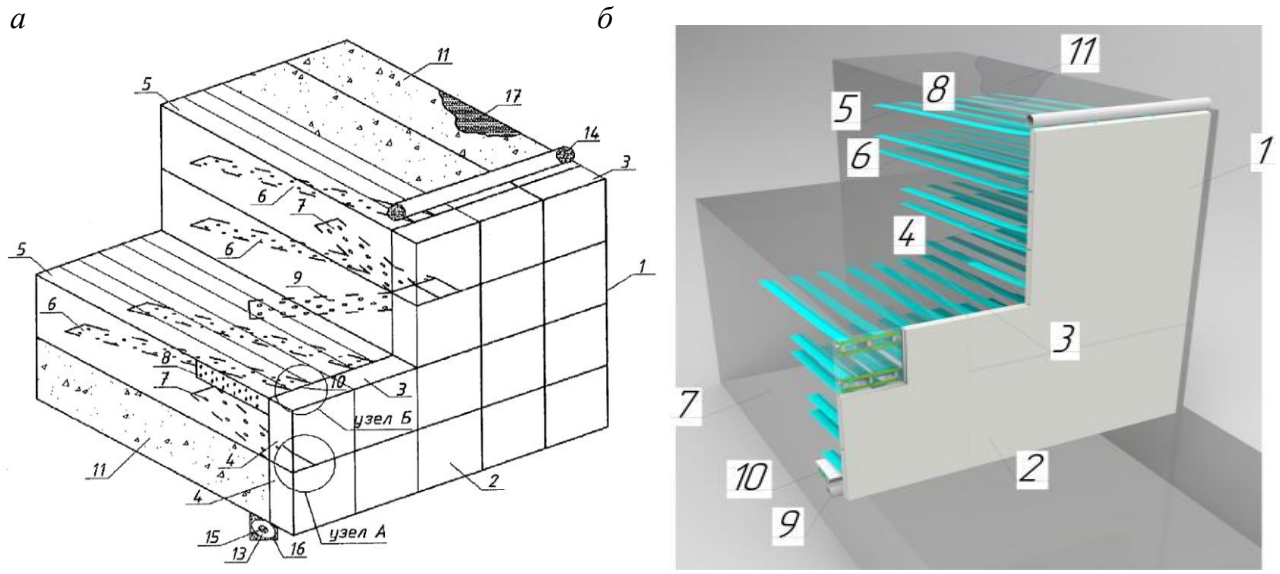


Рисунок 2.6 - Грунтоармированное сооружение и способ его возведения (Патент РФ 2444589) [209]:
а – схема сооружения; *б* – модель грунтоармированного сооружения
1 – лицевая стенка; 2 – лицевые элементы из композитных материалов, устойчивых к истиранию; 3, 4 – горизонтальные и вертикальные участки лицевых элементов 2; 5 – прямолинейные армоленты; 6, 7 – соответственно наклонные нижние и верхние армоленты; 8, 9 – соответственно боковые прямолинейные и наклонные армоленты из композитных материалов; 10 - гибкие связи; 11 – грунтовый массив (например, техногенного грунта); 12 – перфорированные участки армолент; 13, 14 - грунтонаполняемые многооболочечные нижние и верхние анкеры; 15 – заполнитель-сорбент; 16 – приямок; 17 – полимерный материал с семенами [102]

Берегозащитное сооружение

При отсутствии значительных скоростей потока и волновых явлений применяется гибкая лицевая стенка из геотекстильного материала, обеспечивающая наименьший вес сооружения, позволяющая обеспечить наименьший вес конструкции за счет применения гибкой лицевой, позволяющая возводить сооружения без использования тяжелой строительной техники [102, 103].

При интенсивном абразивном и волновом воздействии предусматривается устройство лицевой стенки из многослойного композитного материала [102].

Значительная протяженность берегозащитных сооружений в условиях малых водотоков обуславливает значительное изменение характеристик грунтов основания, которые могут быть просадочными и легко размываемыми грунтами биогенного происхождения, что существенно усложняет проведение работ по возведению берегозащитных сооружений. Для укрепления основания берегозащитного можно использовать грунтонаполняемую оболочку, например геотубу, но при уклоне границы коренного грунта более 10° не обеспечивается ее устойчивость, в связи с этим для ограничения ее устойчивости применяется шпунтовая стенка, ограничивающая ее перемещение вниз по склону (рисунок 2.7) [103, 106, 209, 211].

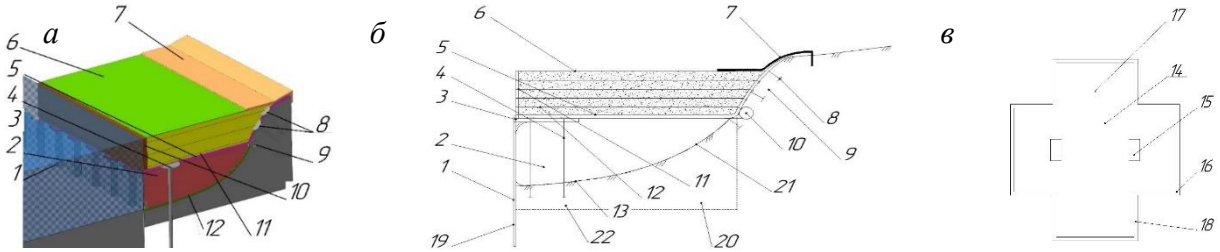


Рисунок 2.7 – Берегозащитное сооружение с применением грунтоармированных и грунтонаполняемых оболочек (патент РФ 2714732): *а, б*-общий вид и разрез берегозащитного сооружения; *в* – лицевой элемент берегозащитного сооружения из многослойного композитного материала: 1 – система шпунтовых стенок; 2 – основание в виде геотуба; 3 – соединение армирующих элементов и шпунтовой стенки; 4 – анкера; 5 – дренажный мат; 6 – защитное покрытие; 7 – защита примыкания; 8 – береговые анкера; 9 – коренной берег; 10 – трубчатый дренаж; 11 –лицевая стенка; 12 – горизонтальные армирующие ленты; 13 – коренное русло; 14 – абразивно-устойчивый многослойный материал; 15 – крепление армирующих лент; 16 – замковые соединения; 17 – лицевые элементы; 18 – усиление из высокопрочного материала; 19 –вдольбереговая шпунтовая стенка; 20 – поперечные шпунтовые стенки; 21 – коренной грунт русла; 22 – образующие секции [102, 211]

При использовании геотубы в качестве основания обеспечивается подача пульпы, превосходящим в несколько раз давление окружающего грунта с одновременным снижением его влажности примерно с 80% до 40%. Грунтонаполняемая оболочка укладывается на освобожденное под действием гидромонитора пространство на коренной устойчивый грунт. Плотность грунта внутри оболочки может быть увеличена до 1,8 т/м^3. При необходимости для стабилизации грунта в геотубе добавляется отвердитель [102, 103].

2.1.6 Подпорно-аэрационные сооружения

Сооружения из композитных (полимерных) материалов могут использоваться для аэрации потока и повышения самоочищающей способности. Автором разработаны подпорно-аэрационные регулирующие сооружения (ПАРС) для аэрации воды за счет гидравлики потока. Центральная часть сооружения представляет собой гибкий водослив из композитных материалов, истечение через который происходит через его гребень и боковые стороны, тем самым увеличивается водосливной фронт, что обеспечивает свободный доступ воздуха в подструйное пространство и

повышает эффективность аэрации водотока [106, 112, 114, 133]. При возведении ПАРС на монтажной площадке собирают гибкий флютбет, состоящий из гибкого понура и рисбермы, затем монтируют центральный водослив, боковые открылки и, при необходимости, удерживающую пластину. В русле устанавливают гибкий зуб, к которому крепится ПАРС (рисунок 2.8). В случае, если одно сооружение ПАРС не обеспечивает достаточной аэрации водотока, можно устанавливать каскад из них. На рисунке 2.9 представлен каскад ПАРС на участке канала [92, 93, 106, 112, 114, 133].

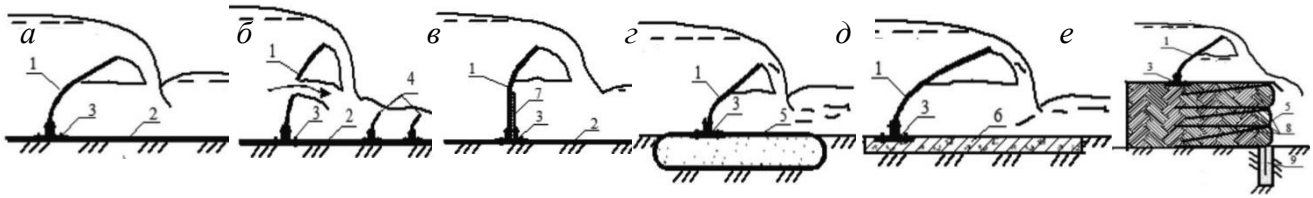


Рисунок 2.8 – Конструкции ПАРС [93, 106, 112, 114, 133]:
а – на гибком флютбете; *б, в* – на гибком флютбете с водопропускными отверстиями и гасителями; *г* – на грунтоармированном основании; *д* – на ж/б основании; *е* – на повышенном грунтоармированом флютбете: 1 – гибкая водосливная стенка; 2 – гибкий флютбет; 3 – узел крепления; 4 – гибкие гасители; 5 – грунтоармированное основание; 6 – ж/б основание; 7 – подпорная стенка; 8 – армоленты; 9 – шпунт

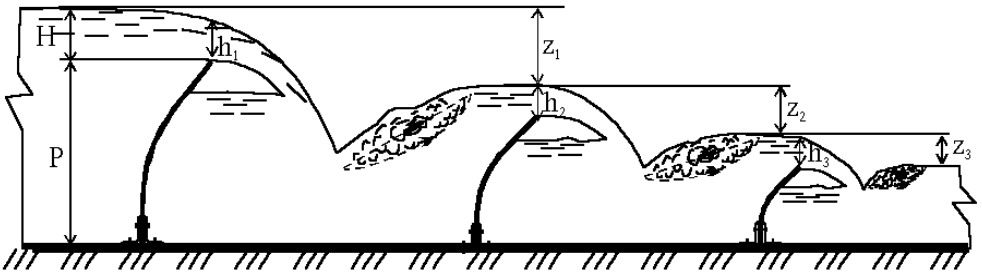


Рисунок 2.9 - Каскад ПАРС [93, 106, 112, 114, 133]

Основным преимуществом сооружений данного типа является возможность сезонной установки в русло водотока без существенной подготовки створа, в том числе в случае слабых биогенных грунтов, обеспечение аэрации водотока в расчетных створах с помощью сооружений многоразового использования [112, 114, 133].

2.1.7 Энергообеспечивающие сооружения

Для аэрации потока и электроснабжения локальных сооружений инженерной защиты автором разработаны конструкции мобильных гидроэнергетических сооружений на основе мембранно-вантовой плотины, перекрывают пролет до 50 м и создающей напор от 1 до 4 м, и переносного гидроагрегата с поперечно-струйной турбиной с производимой мощностью до 160 кВт (рисунок 2.10) [95, 99, 90, 103, 215, 217].

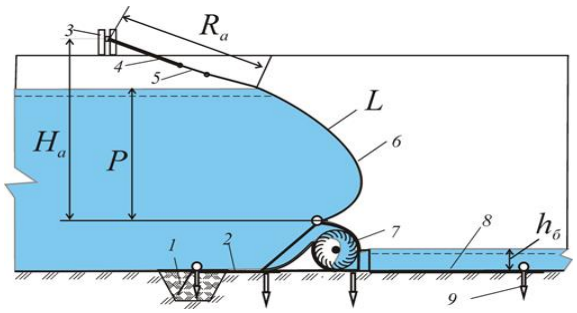


Рисунок 2.10 - Подпорно-регулирующее гидроэнергетическое сооружение (пат. РФ № 2250950) [203]: 1 – гибкий зуб; 2 – гибкий понур; 3 – береговые анкерные опоры; 4 – ванта-подбор; 5 – ванты-оттяжки; 6 – мембрана; 7 – гидроагрегат; 8 – гибкая рисберма; 9 – русловой анкер; $H_а$ – расстояние по вертикали от крепления водоподпорной оболочки до вантовой фермы; P – высота водоподпорной оболочки; L – периметр водоподпорной оболочки; $R_а$ – радиус перемещения вантовой фермы; $h_б$ – бытовая глубина [203].

Данные сооружения обеспечивают регулирование уровня воды в верхнем бьефе, аэрацию потока, [47, 93, 101, 195].

2.2 Предлагаемые мероприятия по инженерной защите с применением сооружений из композитных материалов

Автором создана классификация мероприятий по инженерной защите с применением сооружений из композитных материалов для малых водотоков (рисунок 2.11) [90, 93, 106, 125, 128, 131].

Мероприятия по инженерной защите в условиях малых водотоков должны обеспечивать максимальное использование местных строительных материалов, снижение нагрузки на тер-риторию их водосбора, обеспечить сохранение заповедных зон, ландшафтов, при минималь-ных затратах на реконструкцию, модернизацию и демонтаж сооружений инженерной защиты изкомпозитных (полимерных) материалов, по сравнению с бетонными и железобетонных кон-струкци за счёт применения й, [245]. Все мероприятия инженерной защиты от разных видов опасн ых геологических процессов и гидрологических явлений должны быть комплексными, согласованы между собой, и их совокупное применение может увеличить их эффективность в целом [105, 106, 125, 246, 247]..

В диссертационной работе рассматриваются следующие мероприятия на территории водосбора малых водотоков с применением сооружений из композитных материалов (рисунок 2.11) [304]:

- защита территорий от затопления;
- противоэрозионные и берегозащитные;
- природоохранные;
- специальные.

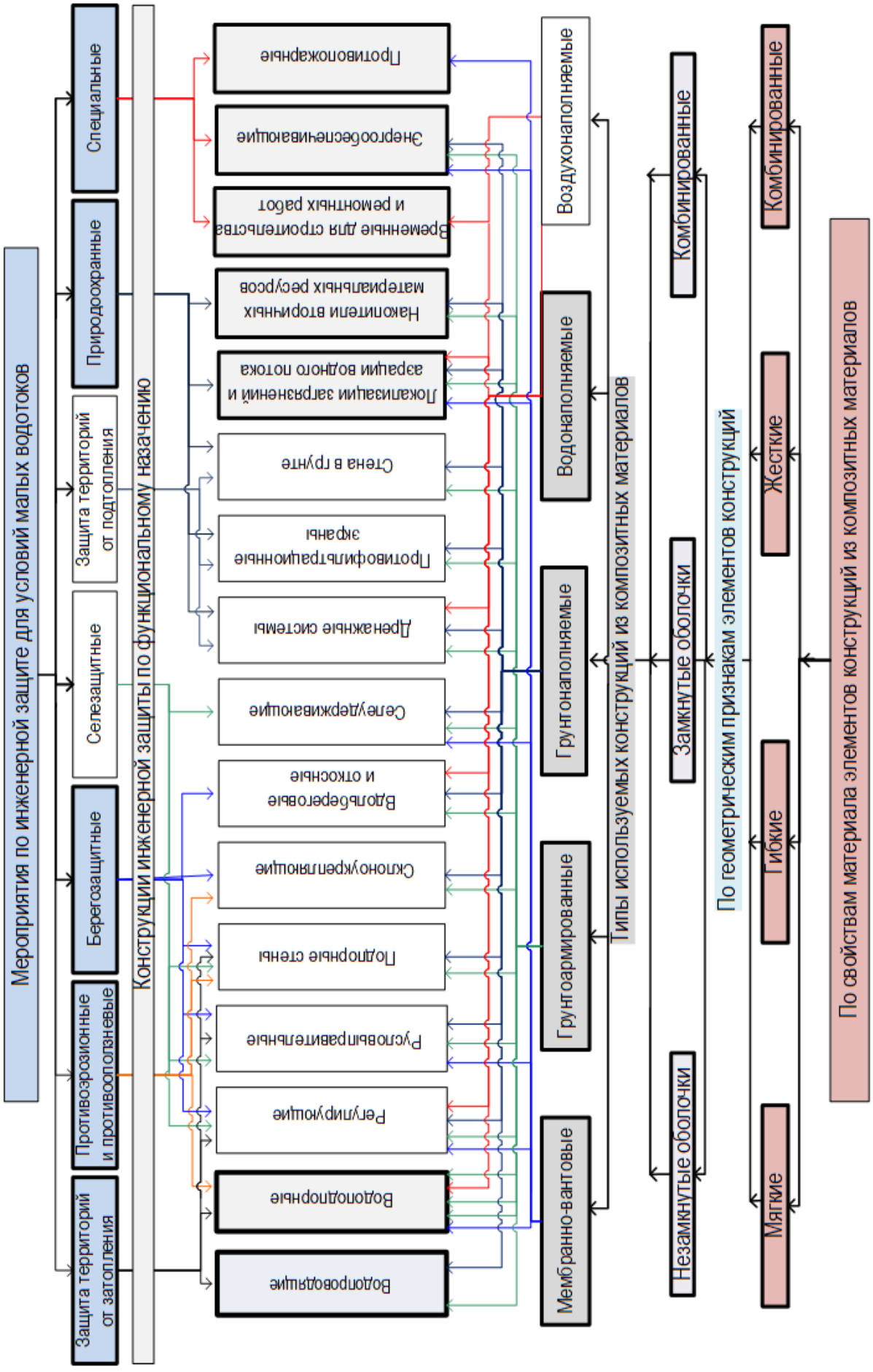


Рисунок. 2.11– Классификация мероприятий и сооружений из композитных материалов для инженерной защиты малых водотоков

2.2.1 Мероприятия по инженерной защите от затопления с применением сооружений из композитных материалов

При выборе мероприятий по защите от затопления территории водосбора малых водотоков учитывают такие характеристики, как: генезис затопления; природные условия; наличие строительного материала и характеристика защищаемых населенных пунктов и объектов народного хозяйства в зоне затопления и степень воздействия на них; численность населения; количество населенных пунктов и объектов различных отраслей экономики; протяженность инженерных коммуникаций; количество жилых домов, затопленных, разрушенных и поврежденных в результате наводнения; площадь сельскохозяйственных угодий, подверженных затоплению; количество погибших сельскохозяйственных животных и др., а также обобщенные характеристики последствий: величины ущерба, наносимого наводнением. Алгоритм проектирования мероприятий по инженерной защите от затопления представлен на рисунке 2.12 [245, 246, 247, 304, 306].

Работы при ликвидации последствий наводнений и катастрофических затоплений включают: укрепление (возведение) ограждающих дамб и валов; сооружение водоотводных каналов; мероприятия по защите и восстановлению дорожных сооружений; восстановление энергоснабжения; локализацию источников вторичных поражающих факторов природы [245], предусматривая в проектах возможность создания вариантов сооружений инженерной защиты многофункционального назначения. При устройстве инженерной защиты от затопления следует определять возможность одновременного использования сооружений и систем инженерной защиты в целях: улучшения водообеспечения и водоснабжения; эксплуатации промышленных и коммунальных объектов; в отраслях энергетики, транспорта, добычи полезных ископаемых, сельского, лесного, рыбного и охотничьего хозяйств, мелиорации, рекреации и охраны. Исходные данные для обоснования проектирования мероприятий и сооружений инженерной защиты должны обеспечивать возможность: оценки существующих природных условий на защищаемой территории; прогноза изменения инженерно-геологических, гидрогеологических и гидрологических условий на защищаемой территории с учётом техногенных факторов, в том числе возможности развития и распространения сопутствующих опасных геологических процессов: оползней и просадки; переработки берегов; оценки масштабов затопляемости территории; выбора способов инженерной защиты территорий от затопления; расчёта сооружений инженерной защиты; оценки водного баланса территории, а также уровенного, химического и температурного режимов поверхностных и подземных вод (на основе режимных наблюдений на водомерных постах, балансовых и опытных участках); оценки естественного и искусственного дренирования территорий; составления рекомендаций по функциональному зонированию территории [106, 245, 247].

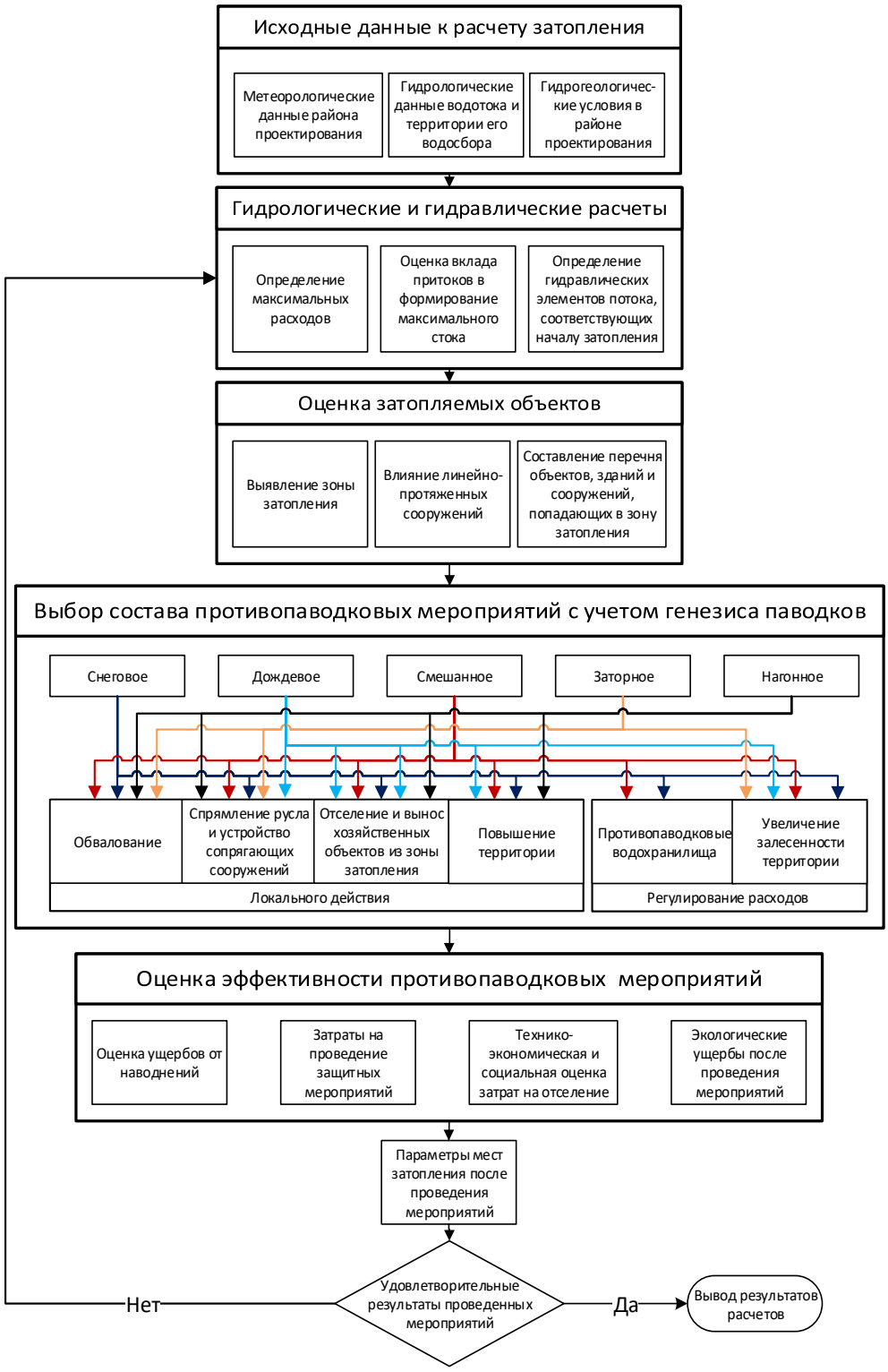


Рисунок 2.12 – Алгоритм проектирования мероприятий по инженерной защите от затопления

Материалы инженерных изысканий необходимо дополнять результатами многолетних наблюдений за режимом поверхностных и подземных вод, экзогенных геологических процессов, а также гидрологическими и гидрогеологическими расчётами [246].

Для аккумулирования поверхностного стока выше защищаемого участка можно применять каскады мембранно-вантовых плотин с возможностью отвода части стока по гибким лоткам из композитных материалов и нагорным каналам.

Применение грунтонаполняемых и грунтоармированных сооружений следует осуществлять при защитных мероприятиях, в т.ч. увеличении высоты постоянных дамб обвалования, спрямления русла и устройства сопрягающих сооружений. При повышении территорий необходимо выполнять следующие требования: обеспечение обводненности русла реки; исключение иссушения пойменных территорий; сохранение на защищаемой территории режима водно-болотных угодий, используемых перелетными водоплавающими птицами во время миграции; обеспечение естественных условий миграции животных в границах защищаемой территории. При возведении грунтоармированных и грунтонаполняемых защитных сооружений допускается применять в качестве строительных материалов грунты и отходы производства, не загрязняющие окружающую природную среду. Выемка грунта ниже створа защитных сооружений не допускается. Их можно возводить без подрезки склонов в водоохранной зоне водоёмов и водотоков [125, 247].

Используя естественные свойства природных систем и их компонентов за счёт применения временных защитных сооружений сезонного действия в качестве вспомогательных средств инженерной защиты, следует усиливать эффективность основных средств инженерной защиты, которые должны представлять собой единый комплекс территориальных и локальных сооружений и мероприятий. Применение сезоннодействующих сооружений, построенных с учётом особенностей природоохранных, санитарно-гигиенических и противопаразитарных требований для каждой природной зоны, а также приведённых выше территориальных комплексных схем охраны природы обеспечивает наименьшее негативное воздействие на окружающую среду по сравнению с постоянными [245, 247]. В случае применения мобильных дамб в местах пересечения путей миграции животных обеспечивается их беспрепятственное прохождение.

Воздухо- и водонаполняемые конструкции могут обеспечить защиту от среднего (глубина от 2 до 5 м) и мелководного (глубина до 2 м) наводнения [245, 247].

Для условий слабых грунтов и отсутствия местных строительных материалов необходимо применение грунтоармированных и грунтонаполняемых конструкций при возведении и реконструкции дамб обвалования. Организационно-хозяйственные мероприятия по возведению водонаполняемой дамбы приведены на рисунке 2.13.

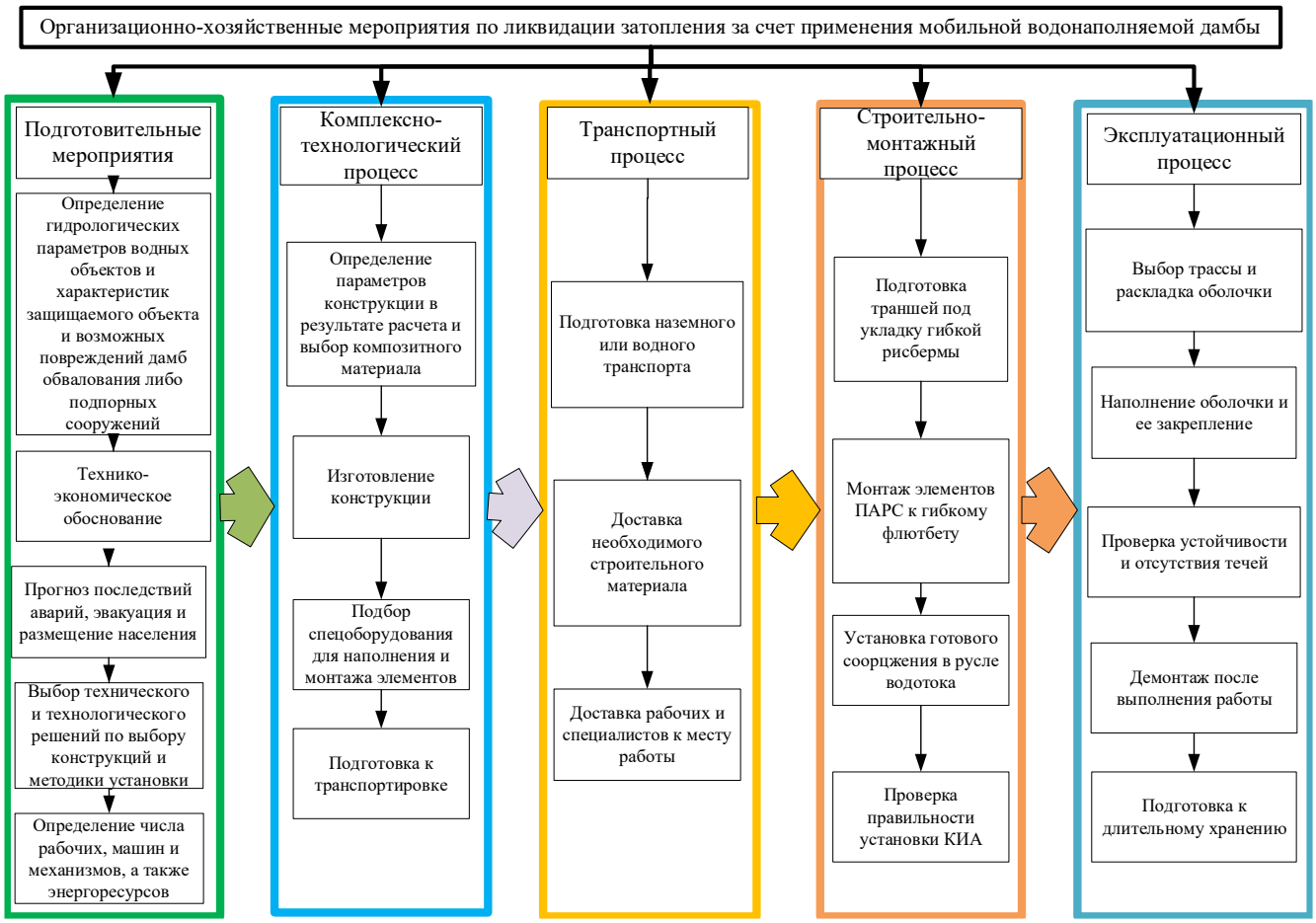


Рисунок 2. 13 – Организация мероприятий по ликвидации затопления при установке мобильных водонаполняемых дамб из композитных материалов

Сезоннодействующие водо- и воздухонаполняемые конструкции, мембранно – вантовые плотины могут устраиваться как самостоятельные сооружения для защиты населённых мест и предприятий на территории водосбора малых рек [103, 97, 98, 99].

2.2.2 Противоэрозионные, противооползневые и берегозащитные мероприятия для условий малых водотоков

Мероприятия по защите от противооползневых, оползневых и обвальных процессов на территории малых водотоков подразделяются на активные и пассивные. В случае активных мероприятий рассматривается вопрос изменения рельефа склона в целях повышения его устойчивости; закрепление грунтов (в том числе армированием); устройство удерживающих сооружений и конструкций, берегозащитных сооружений, регулирование стока поверхностных вод с помощью вертикальной планировки территории и устройства системы поверхностного водоотвода; предотвращение инфильтрации воды с поверхности и эрозионных процессов; искусственное понижение уровня подземных вод; агролесомелиорация [246]. В случае невозможности осуществления или нецелесообразности активной защиты, следует предусматривать мероприятия пассив-

ной защиты (приспособление защищаемых сооружений к обтеканию их оползнем, улавливающие сооружения и устройства). Границы оползнеопасных территорий устанавливают по данным комплексных инженерных изысканий с использованием расчётов устойчивости склонов и материалов сравнительного инженерно-геологического анализа применительно к особенностям рельефа, геологического строения, гидрогеологических и сейсмических условий, характера растительного покрова и климата. При выборе защитных сооружений и их комплексов следует учитывать виды возможных деформаций склона (откоса), уровень ответственности защищаемых объектов, их конструктивные и эксплуатационные особенности [245]. Виды противооползневых и противообвальных сооружений и мероприятий следует выбирать на основании расчётов общей и местной устойчивости склонов (откосов), т.е. устойчивости склона (откоса) в целом и отдельных его морфологических элементов, данных мониторинга (рисунок 2.14). Противооползневые и противообвальные сооружения и их конструкции проектируются по методу предельных состояний. При этом расчёты производятся по двум группам предельных состояний, которые включают [98]:

- первая группа (полная непригодность сооружения к дальнейшей эксплуатации): расчёты общей прочности и устойчивости системы сооружение - грунтовый массив (откос, склон); расчёты прочности и устойчивости отдельных элементов сооружения, разрушение которых приводит к прекращению эксплуатации сооружения; расчёты перемещений сооружений и конструкций, от которых зависит прочность или устойчивость сооружения в целом, а также прочность или устойчивость объектов на защищаемой территории и др.;
- вторая группа (непригодность к нормальной эксплуатации): расчёт оснований, откосов, склонов и элементов конструкции, разрушение которых не приводит всё сооружение в непригодное состояние; на местную прочность; расчёты по ограничению перемещений и деформаций, прилегающих территорий и объектов на них расположенных; расчёты по образованию или раскрытию трещин и строительных швов [98, 245, 247].

Искусственное изменение рельефа склона (откоса) следует предусматривать для предупреждения и стабилизации процессов сдвига, скольжения, выдавливания, обвалов, осыпей и течения грунтов. Водопонижение применяют для устранения или ослабления разупрочняющего и разрушающего воздействия подземных вод на грунты, снижения или устранения фильтрационного давления [245, 247].

Наибольшие перспективы имеют грунтоармированные и грунтонаполняемые конструкции для берегозащиты и противоэрозионных мероприятий территории водосбора малых водотоков. Данные мероприятия или их комплекс выбирают в зависимости от назначения и режима использования защищаемого участка берега с учётом необходимого водопользования и пр [116, 245. 97,98,99, 247].

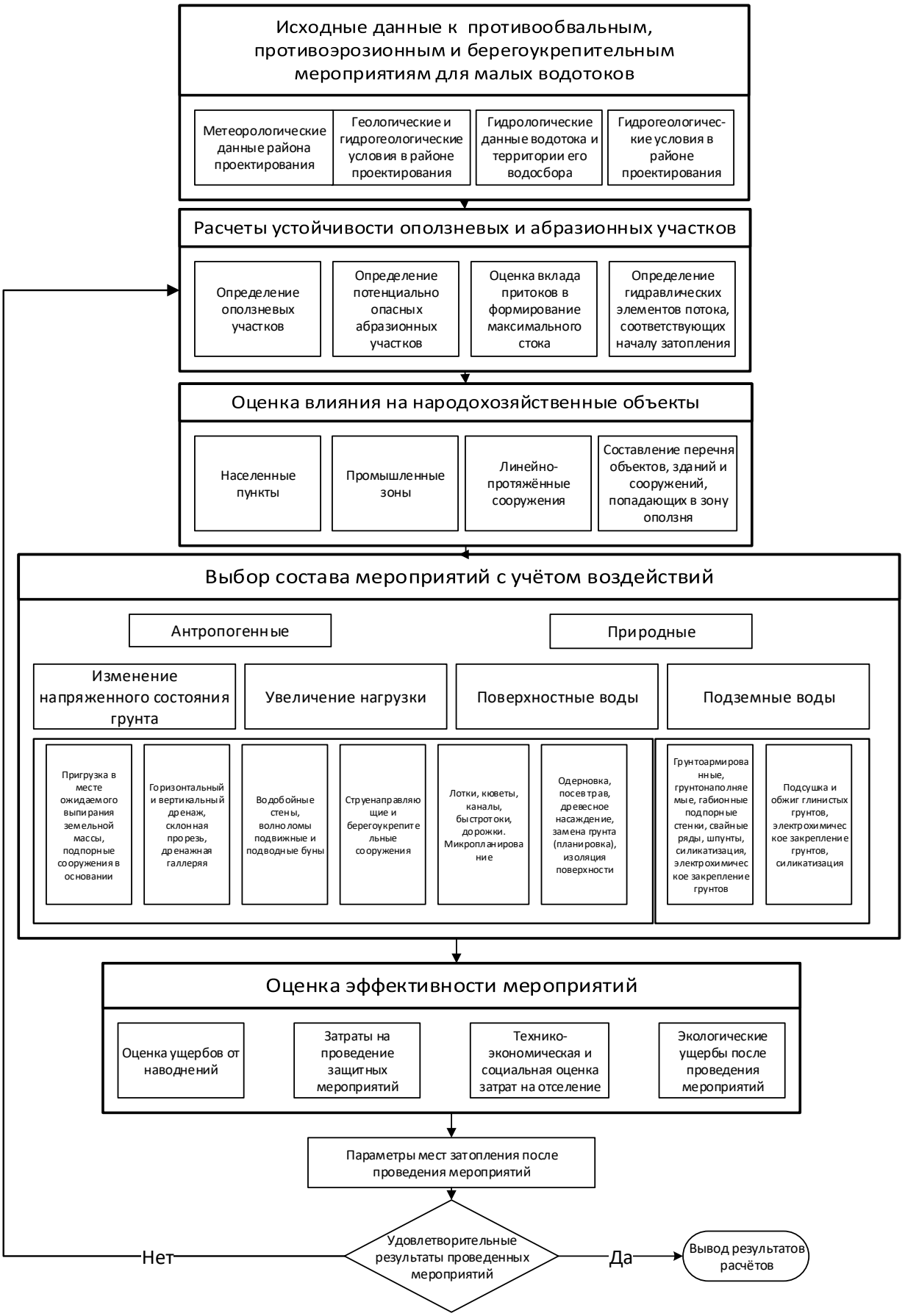


Рисунок 2. 14 – Алгоритм проектирования мероприятий по инженерной защите от противообвальных, противоэрозионных и берегозащитных процессов для условий малых рек [247]

При выборе конструкций сооружений следует учитывать кроме их назначения наличие местных строительных материалов и возможные способы производства работ. В ходе проектирования берегозащитных сооружений на размываемых грунтах глубину заложения их основания следует назначать ниже возможного размыва грунта с учётом воздействия проектируемой конструкции и толщины активного слоя наносов, причем глубина размыва подводного склона обоснуется расчётом или по эмпирическим данным. При размыве подводного склона, берегозащитные сооружения могут проектироваться с использованием грунтонаполняемых оболочек, в том числе в комбинации со сваями, что обеспечивает их большую устойчивость в условиях слабых грунтов основания [102, 245, 247].

В проекте берегозащитных сооружений следует предусматривать отвод подземных и поверхностных вод [245].

2.2.3 Мероприятия природоохранные

Структура и алгоритм природоохранных мероприятий представлены на рисунках 2.15, 2.17. В настоящее время при проектироваании природоохранных мероприятий используют технические средства защиты окружающей среды, характериризующиеся величиной предотвращенного эколого-экономического ущерба [116, 122].

Системы инженерной защиты следует проектировать с учётом особенностей природоохранных, санитарно-гигиенических и противопаразитарных требований для каждой природной зоны, а также данных территориальных комплексных схем охраны природы. При этом не должны нарушаться процессы биогеохимического круговорота, оказывающие положительное влияние на функционирование природных систем [244, 245].

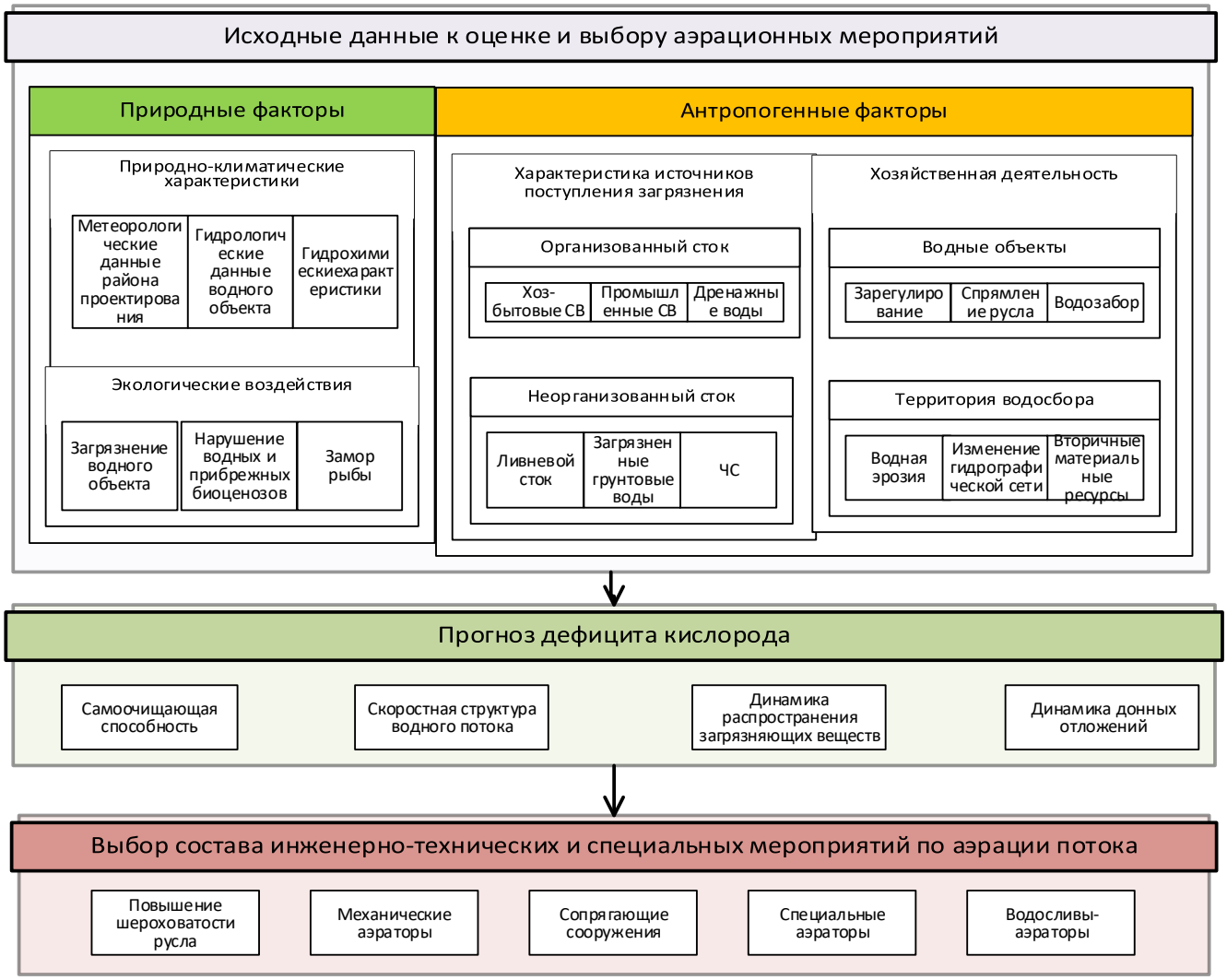


Рисунок 2.15 – Алгоритм проектирования мероприятий по аэрации потока для улучшения самоочищающей способности малых рек и водотоков

2.2.4 Специальные мероприятия

К специальным мероприятиям относятся строительные ремонтные, энергообеспечивающие и противопожарные (рисунки 2.16, 2.17). Ремонтные мероприятия проводятся для осуществления строительных, ремонтных работ в условиях малых водотоков [256, 308]. Основным назначением рассматриваемых ремонтных сооружений является обеспечение ограждения по всему периметру либо части гидротехнического сооружения в русле водотока, повышение его гребня, временная заделка прорана разрушенной дамбы обвалования.

В качестве основных сооружений принимаются: водонаполняемые конструкции; водопроводящие сооружения из композитных материалов, грунтонаполняемые; грунтоармированные (рисунки 2.2.- 2.10). Они включают мероприятия, которые представлены в алгоритме проектирования (рисунок 2.12 -2.18).

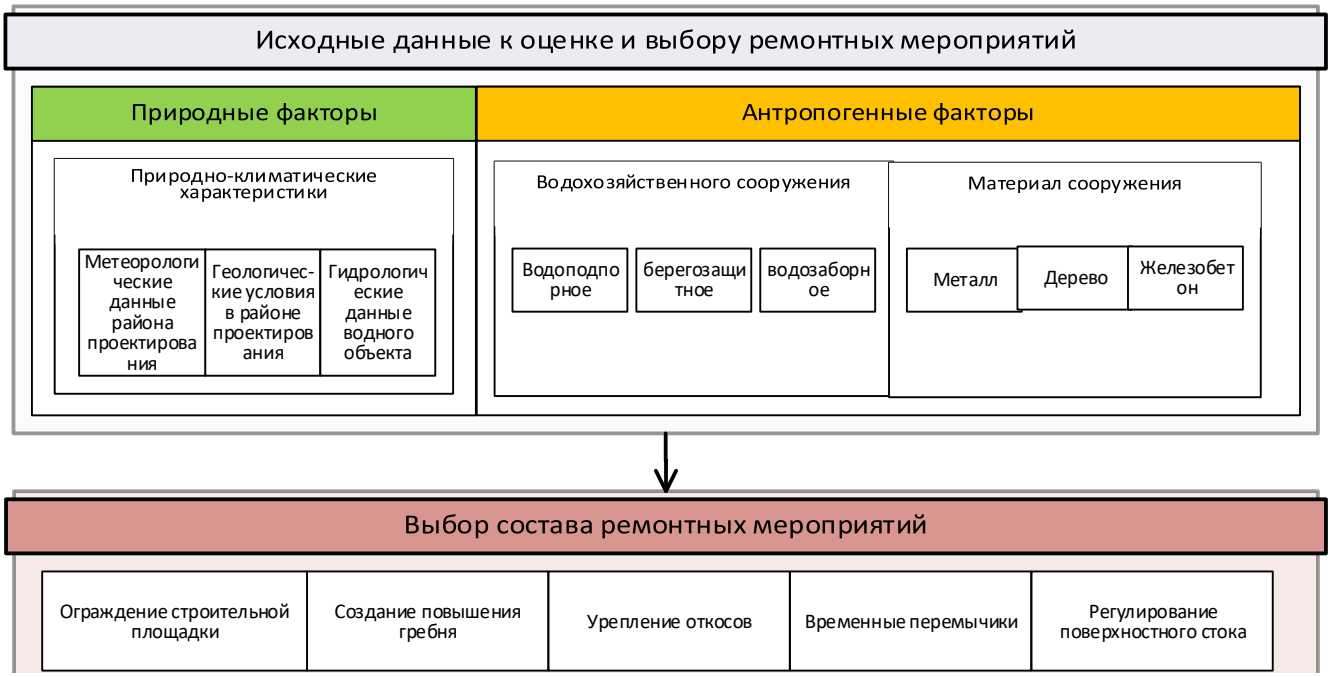


Рисунок 2.16 – Алгоритм проектирования по ремонтным мероприятиям

Комплекс энергообеспечивающих мероприятий необходим для резервного водообеспечения предприятий и населенных мест, попавших в зону чрезвычайной ситуации, а также при энергоснабжении линейно - протяженных и удаленных сооружений инженерной защиты.

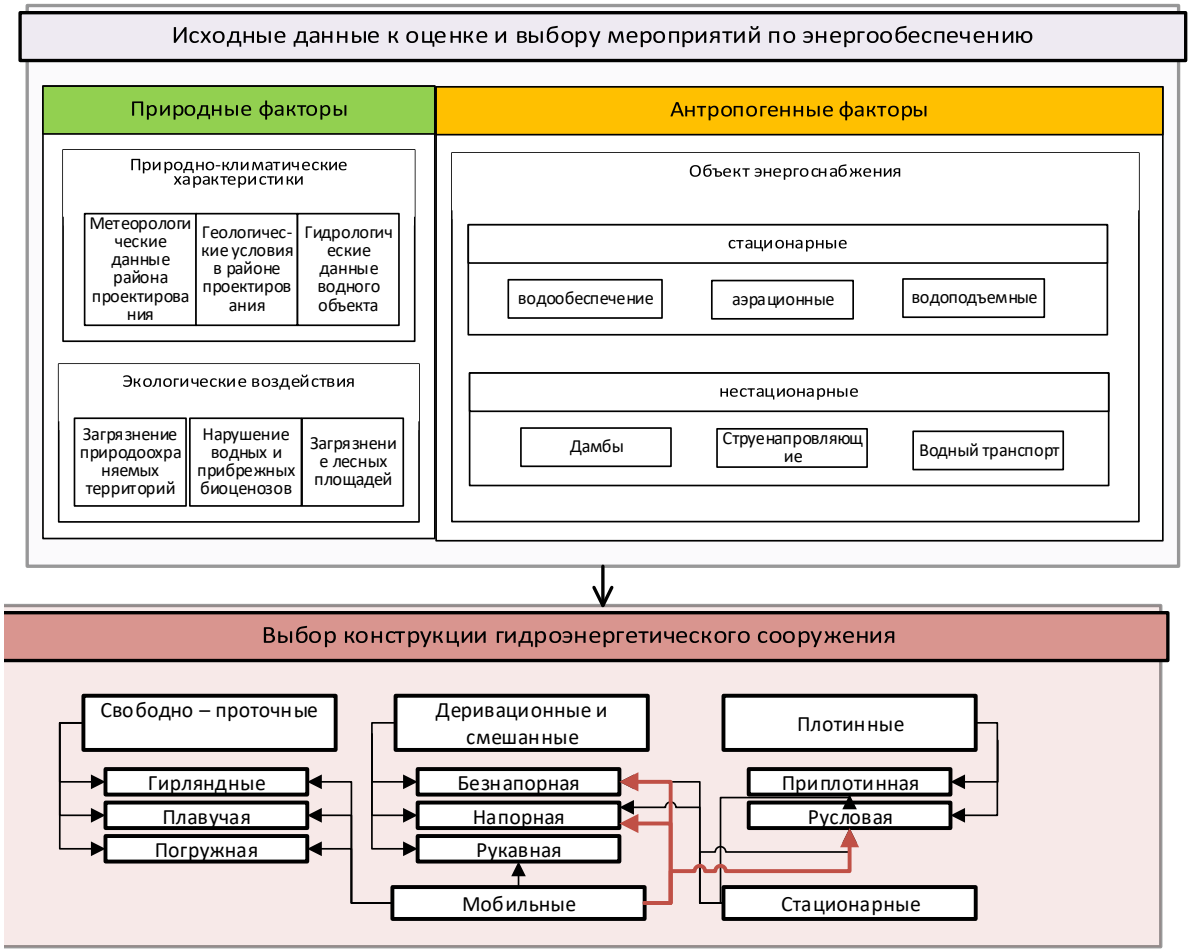


Рисунок 2.17 – Алгоритм проектирования мероприятий по энергообеспечению

сооружений инженерной защиты

В России ежегодно происходит более 18 тыс. лесных пожаров. Около 80% лесных пожаров возникает по причине антропогенного влияния (патент РФ № RU 2622787) [75].

Применение мембранно-вантовых и водонаполняемых водоподпорных сооружений инженерной защиты для создания противопожарных емкостей при создании опорных полос и создания обводнения территорий, охваченных пожаром (рис. 2.18).

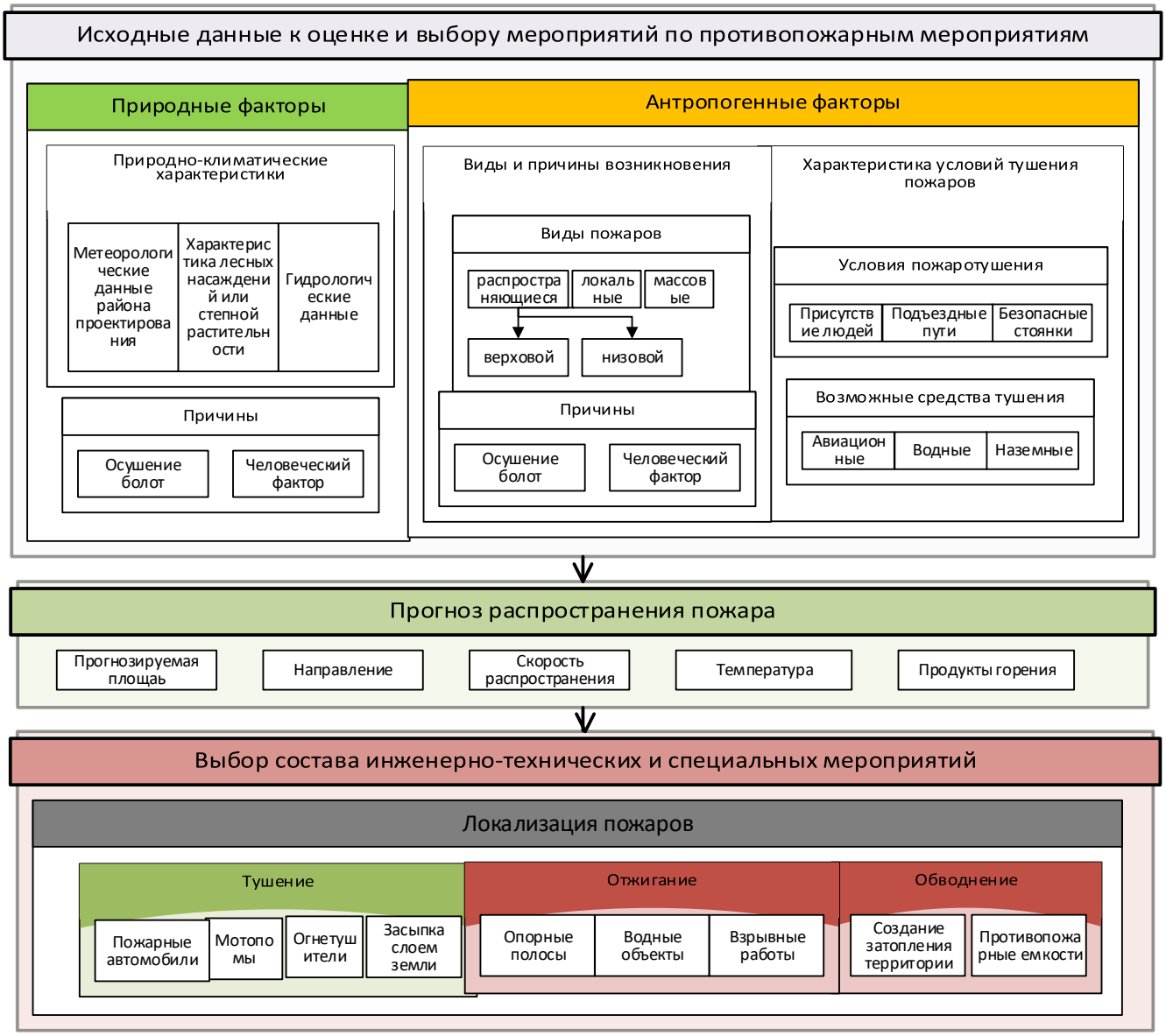


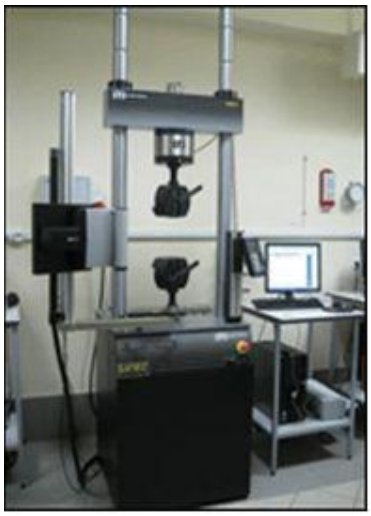
Рисунок 2.18 – Алгоритм проектирования противопожарных мероприятий

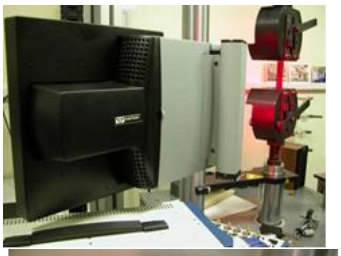
Преимуществом применяемых мероприятий, мембранно-вантовых плотин и подпорно-регулирующих сооружений двухстороннего действия, их обеспечивающих (рисунки 2.3, 2.8, 2.10), является высокая мобильность, возможность доставки комплектов водным и вертолетным транспортом к месту установки [245, 267].

2.3 Эксперимательные исследования современных композитных материалов

Экспериментальные исследования современных композитных материалов (эластомеров) проводились в лаборатории МИСиС на универсальной разрывной машине INSTRON 150LX (рисунок 2.19, табл. 1.2) .

а *б* *г*







в



Рисунок 2.19 –Испытания композитных материалов на универсальной разрывной машине INSTRON 150LX (НИУ МИСИС) : *а* – общий вид INSTRON 150LX; *б* – бесконтактный видеоэкстензометр; *в* – навесные датчики; *г* – проведение испытаний в НИУ МИСиС

Таблица 2.3 – Технические характеристики разрывной машины INSTRON 150 LX

Наименование характеристик	Максимальные значения
Максимальная нагрузка рамы, кН	150
Рабочий ход, мм	305
Испытательная скорость, мм/мин	228

Проводились испытания образцов композитных материалов, представленных на рисунке 2.20.

а *б*





Рисунок 2.20 – Образцы исследуемых композитных материалов: *а* – по ГОСТ32656-2014 (ISO 527-4:1997, ISO 527-5:2009); *б* – по ГОСТ 28009-88

Данные поступают и обрабатываются в режиме реального времени ПЭВМ с программным обеспечением Instron Bluehill 2.

Погрешности измерения: нагрузки: ± 0,5 % от измеряемой величины вплоть до 1/250 от величины максимально допустимой нагрузки тензодатчика; деформации: ± 0,5 % от измеряемой

величины вплоть до 1/50 от величины максимального значения экстензометра; положения: ± 1 мкм; скорости: ± 0,2 % от заданной скорости. Результаты испытаний приведены в приложении А и рисунке 2.21 [68, 103, 105].

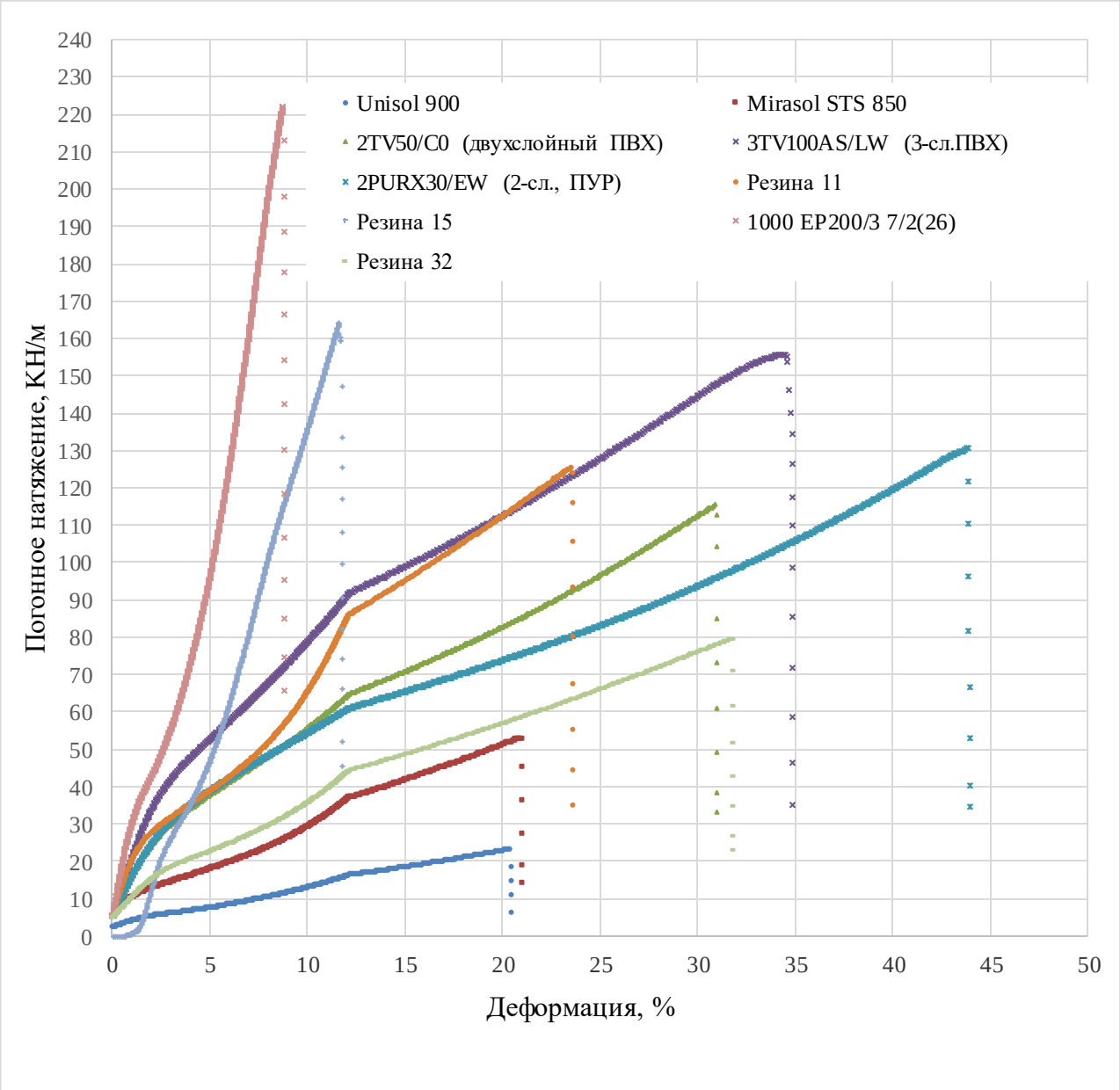


Рисунок 2.21 – Результаты испытания материалов [7]

При обработке результатов (приложение А) с использованием Matlab 2016 автором получены эмпирические зависимости для описания связи продольных деформаций и коэффициента Пуассона с усилиями исследованных композитных материалов. В результате испытаний и статистической обработки получены эмпирические зависимости для определения линейных деформаций и коэффициента Пуассона, используемого в дальнейшем для имитационного моделирования:

$$\varepsilon = a_{12} \cdot N^3 + a_{12} \cdot N^2 + a_{13} \cdot N\,, \tag{2.5}$$

$$\nu = a_{21} \cdot N^3 + a_{22} \cdot N^2 + a_{23} \cdot N\,. \tag{2.6}$$

где N – погонное натяжение материала, кН/м; $a_{1.1}, a_{1.2}, a_{1.3}, a_{1.4}, a_{2.1}, a_{2.2}, a_{2.3}, a_{2.4}$ – эмпирические коэффициенты, приведенные в таблице 2.4 для композитных материалов.

Таблица 2.4 – Эмпирические коэффициенты для композитных материалов

№	Наименование материала	Материал		Коэффициенты в эмпирических уравнениях			R^2	Толщина, мм	Разрывное усилие, кН/м
		Основа/ Кол-во слоев	Покрытие	Относительного удлинения ε % (2.5) / Коэффициент Пуасона ν, % (2.6)					
				$a_{1.1}\cdot10^{-5}$/ $a_{.2.1}\cdot10^{-5}$, (кН/м)^3	$a_{1.2}\cdot10^{-3}$/ $a_{.2.2}\cdot10^{-3}$ (кН/м)^2	$a_{.1.3}\cdot10^{-2}$/ $a_{.2.3}\cdot10^{-2}$ (кН/м)			
1	Mirasol STS 850	Полиэстер/1	ПВХ	-10,00	11.10	8,65	0,97	0,65	51,93
				-2,00	0,70	10,66	0,96		
2	Unisol 900	Полиэстер/1	ПВХ	-10,00	13,10	11,64	0,99	0,65	45,42
				0,00	0,04	5,48	0,97		
3	2TV50/C0	Полиэстер/2	ПВХ	-2,00	4,60	-2,02	0,95	1,85	109,06
				-0,5	1,2	-2,45	0,96		
4	2PURX30/EW	Полиуретан/2	ПУР	-3,00	8,00	-14,21	0,91	1,40	127,96
				-0,05	0,30	-1,07	0,96		
5	3TV100AS/LW	Полиэстер/3	ПВХ	-0,3	1,90	0,02	0,93	4,00	155,28
				0,06	-0,76	37,87	0,96		
6	1000 EP200/3 7/2	Полиэстер/3	Резина	-0,10	0,30	3,31	0,97	6,20	332,14
				-0,03	-0,02	3,16	0,97		

Исследование прочности швов и соединений оболочек стало необходимым в связи с появлением новых технологий сварки «горячим клином» и током высокой частоты.

Первая серия испытаний проводилась на установке, представленной на рисунке 2.23 без швов, результаты испытаний представлены на рисунке 1.36 для материала Unisol 900. Вторая серия опытов проходила на образцах со швом. Прорезь имела параметры 0,15 м в длину. Для шва использовали материал Unisol 900 в виде накладки параметрами 0,25 на 0,1 м (рисунок 2.24) [103].

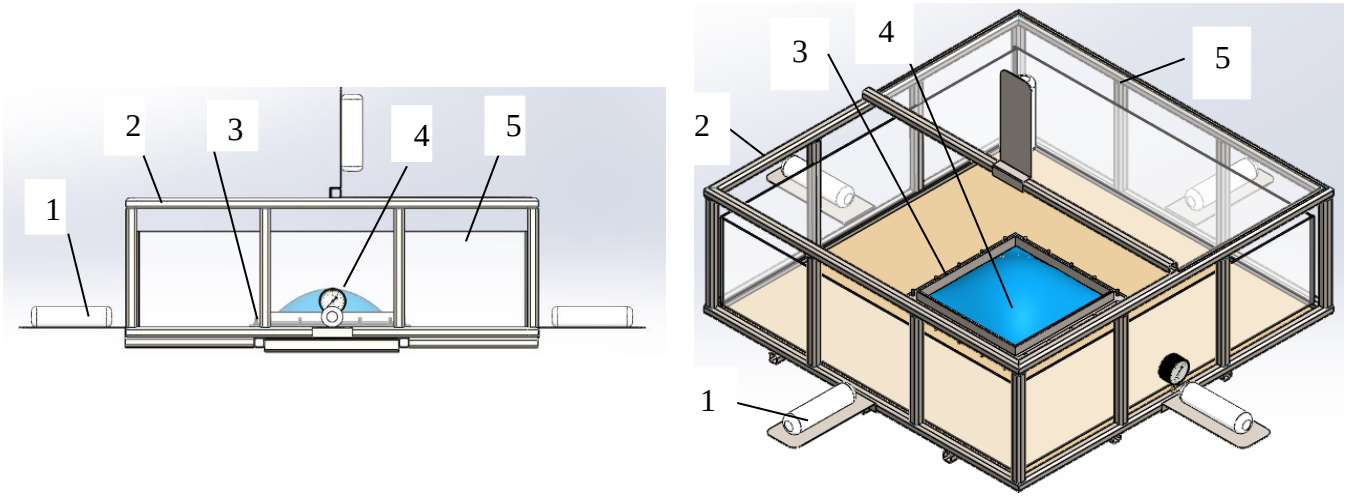


Рисунок 2.22 – Схема испытательного стенда для испытания материала
1 – камера; 2 – рама с ребрами жесткости; 3 – металлический лист для закрепления композитного материала; 4 – образец материала; 5 – защитное ограждение

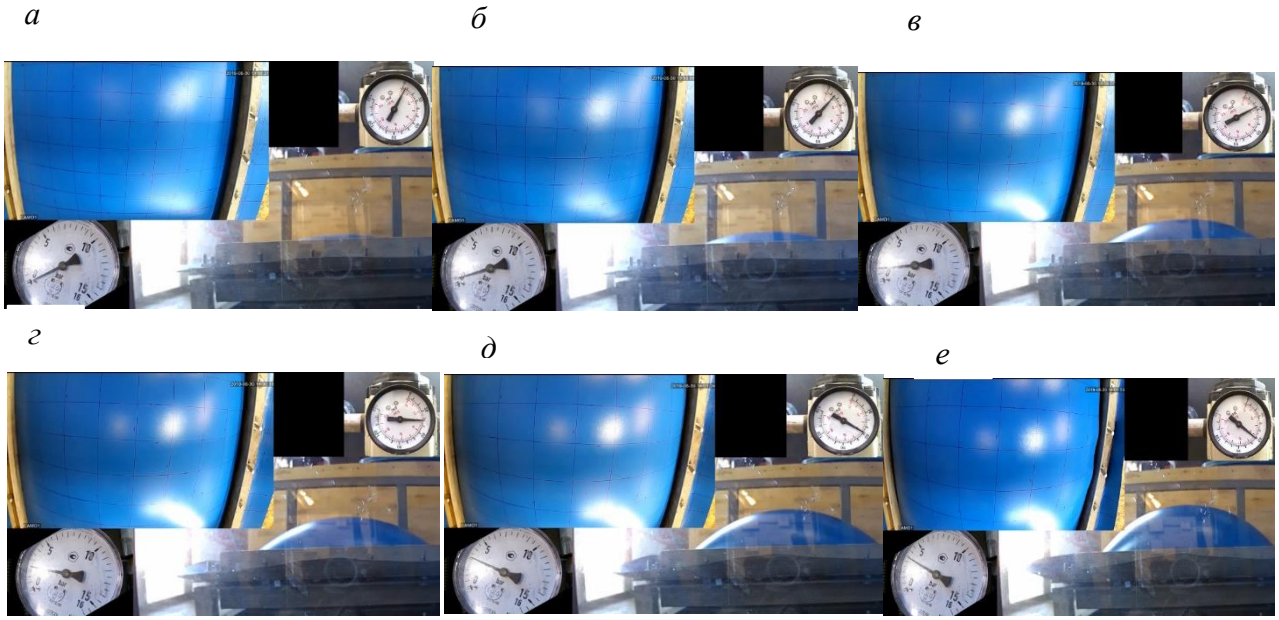


Рисунок 2.23 – Экспериментальные исследования материала водоподпорных оболочек регулирующих сооружений из композитных материалов: *а* – h=55мм; Р=50 кПа; *б* – h=75мм;Р=10 кПа; *в* – h=100 мм;Р=1,9; г – h=120 мм; Р=300 кПа; г – h=130;Р=400кПа; *д* – h=135mm; Р=420 кПа.

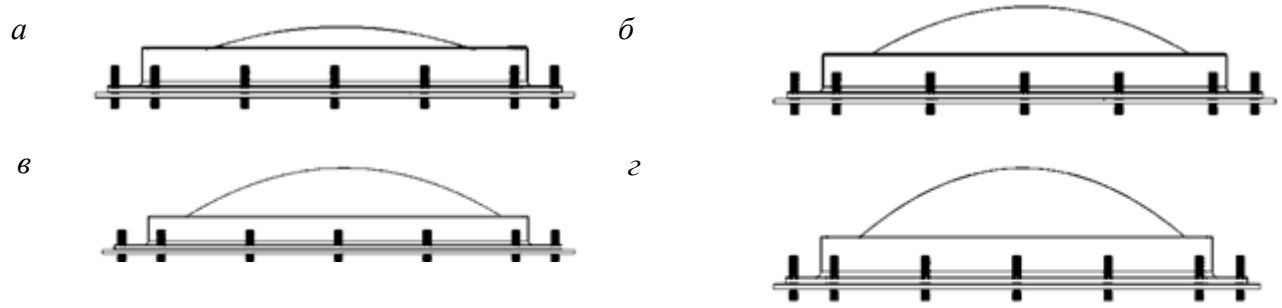


Рисунок 2.24 – Результаты измерения геометрии поперечного сечения оболочек в диапазоне давлений от 50 до 420 кПа: деформации материала оболочки: а —70мм; б—90мм; в—100мм; г—120мм



Рисунок 2.25 – Установка для испытания прочности швов и соединений замкнутых оболочек и формообразования: *а* –поршневой компрессор RCI-11-500, обеспечивающий создание давления до 1,62 МПа; *б, в* – испытание прочности соединительных швов

Исследования материала водопроводящих сооружений и соединительных швов представлена на рисунке 2.26 [302].

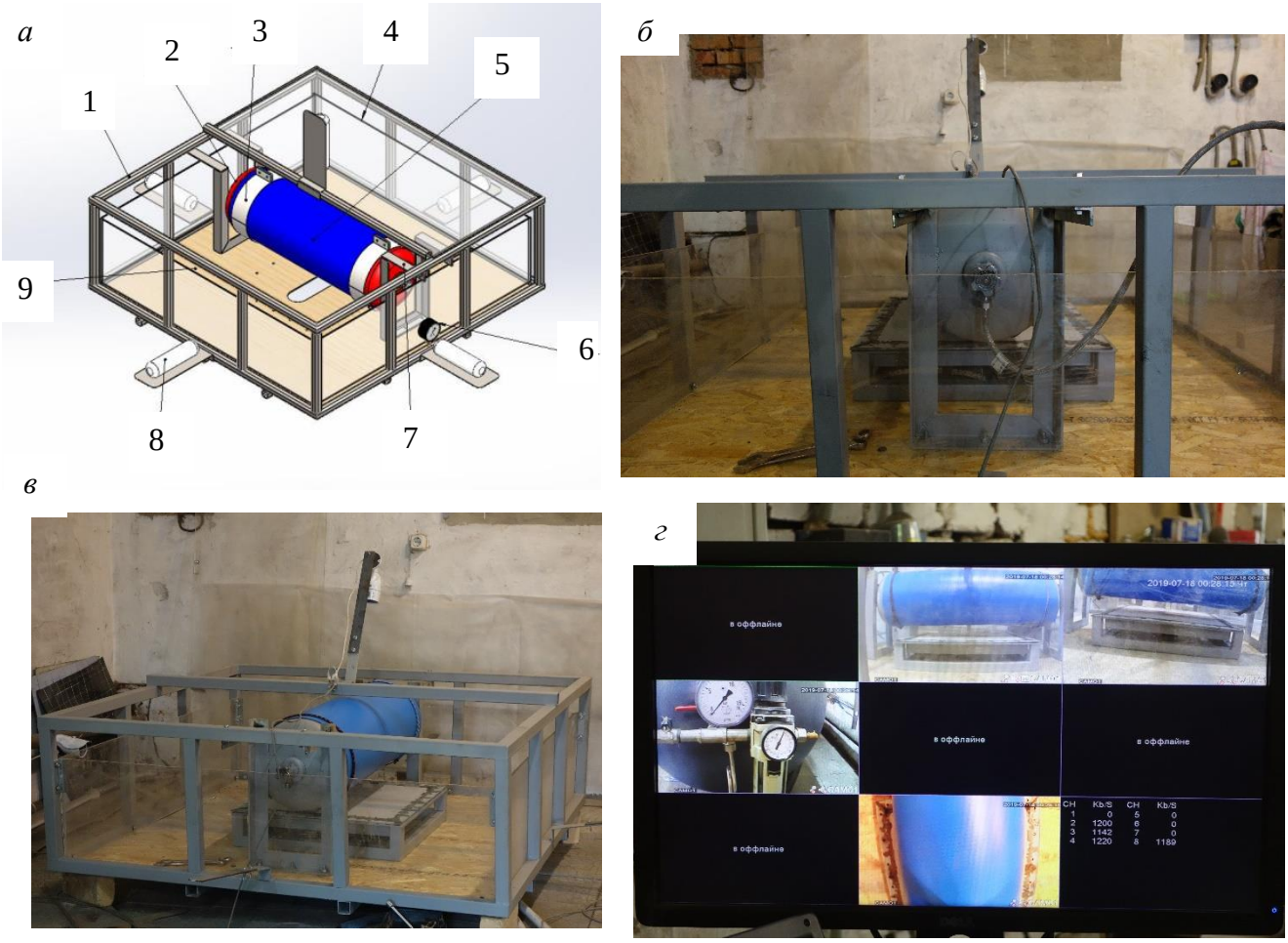


Рисунок 2.26 – Установка для испытания прочности швов и соединений цилиндрических оболочек водопроводящих сооружений: а – общий вид установки в ; б, в – испытание прочности соединительных швов гибкого трубопровода: 1 – рама с ребрами жесткости; 2 защитное ограждение; 2 – основа для секции трубы с вентилем; 3 – гибкий хомут; 4 – основание; 5 – секция гибкого трубопровода; 6 – манометр; 7 – удерживающая рама; 8 – камера; 9 – основание [306].

Исследования показали наибольшую эффективность сварки током высокой частоты, снижение прочности материала составляет менее 20%.Полученные зависимости позволят провести численное и имитационное моделирование данных конструкций.

Выводы по второй главе

1. На основе существующих оболочечных мембранно-вантовых, водонаполняемых конструкций усовершенствованы и разработаны новые технические решения водоподпорных сооружений, обеспечивающих защиту от затопления, строительные и ремонтные работы по локализации и ликвидации последствий распространения загрязнений в водной среде, а также локального энергообеспечения конструкций инженерной защиты и т.п [103].

2. Применение грунтоармированных и грунтонаполняемых сооружений (с диапазоном высоты укрепляемых откосов до 6 м) позволяет использовать донные отложения при возведении берегоукрепительных сооружений, что значительно снизит затраты при производстве работ и обеспечит значительное ресурсосбережение.

3. Водопроводящие сооружения, технические решения инженерных защитных сооружений позволяют снизить время возведения системы отвода воды в период паводков и половодий за счет использования двухоболочечных гибких водоводов диаметром до 2 метров.

4. Разработана классификация мероприятий и сооружений из композитных материалов для инженерной защиты территорий водосбора малых рек.

5. Разработаны алгоритмы и приведено обоснование мероприятий по инженерной защите с использованием новых технических решений, которые позволят снизить время установки комплекса инженерной защиты при обеспечении экологической безопасности территории водосбора малых водотоков.

6. Обосновано применение имитационных моделей, новые и усовершенствованные конструкции инженерной защиты из композитных материалов, обладающих мобильностью, возможностью многократного использования, а также большей устойчивостью и надёжностью.

7. Автором проведены исследования напряженно-деформированного состояния современных композитных материалов, на основе которых получены эмпирические зависимости для их относительных линейных деформаций (2.5) и коэффициента Пуассона (2.6) в зависимости от погонного натяжения, которое позволяет определить диапазоны допустимых нагрузок на водоподпорные оболочки.

Глава 3 Имитационное моделирование сооружений инженерной защиты из композитных материалов

По приведенным выше техническим решениям созданы имитационные модели (ИМ) в соответствии с представленной структурной схемой (рисунок 3.1) [98].



Рисунок 3.1 – Структура имитационного моделирования сооружений инженерной защиты

Для анализа и обработки исходных данных по природно-климатическим условиям были использованы программы ArcGIS 1.4. В качестве основных программных комплексов, применявшихся для имитационного моделирования, использовались MATLAB R2016b, а также графическая среда имитационного моделирования Simulink. По разработанным методикам созданы следующие имитационные модели технических решений сооружений инженерной защиты [2-8,12]: инфраструктуры малых рекреационных объектов, включающих: грунтонаполняемые и грунтоармированные конструкции противооползневых, противообвальных, противопаводковых и берегозащитных сооружений; регулирующие уровенный режим [102, 103, 160, 247].

Ниже рассмотрено имитационное моделирование сооружений инженерной защиты.

3.1 Имитационные модели сооружений инженерной защиты мембранно-вантовых конструкций

Имитационные модели сооружений инженерной защиты инфраструктуры малых рекреационных объектов, созданные в программной среде Matlab 2016 модуле Simulink, представлены на рисунках 3.2-3.8 [43, 64, 116, 157,158, 160, 305].

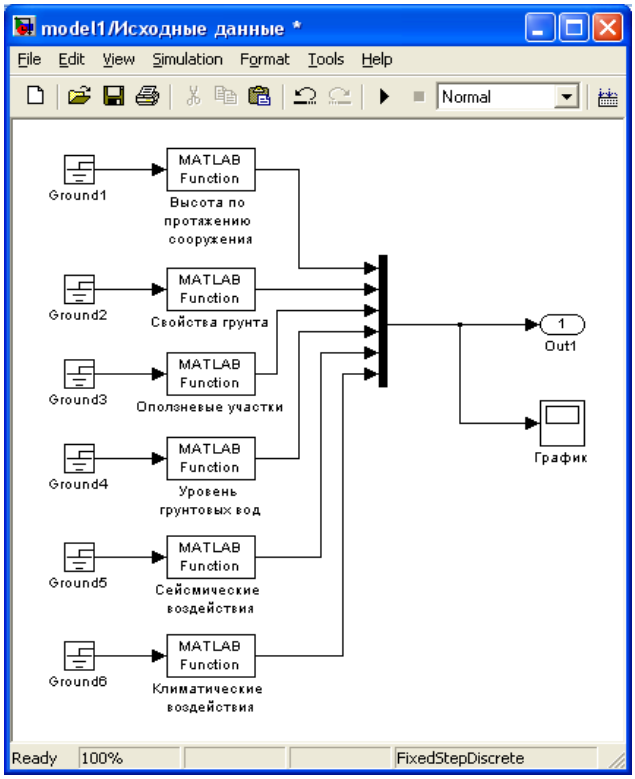


Рисунок 3.2 – Подсистема задания исходных данных для имитационной модели противооползневого и противообвального сооружения

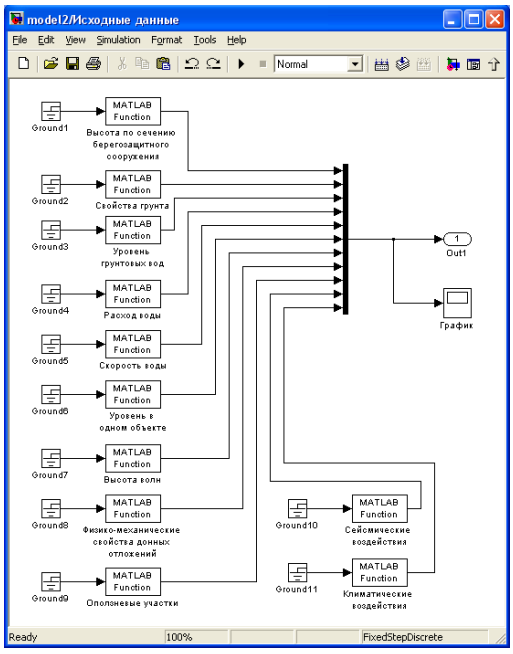


Рисунок 3.3 – Подсистема задания исходных данных для имитационной модели берегозащитного сооружения

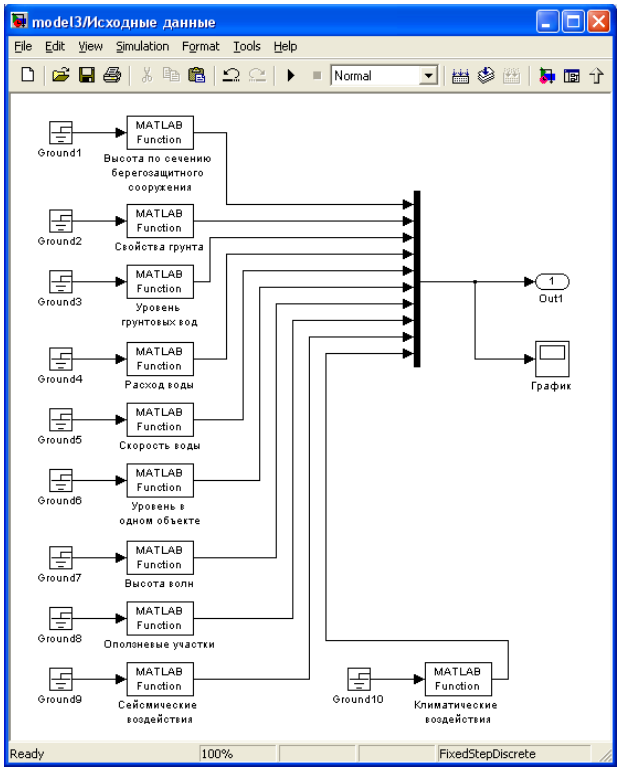


Рисунок 3.4 – Подсистема задания исходных данных для имитационной модели противопаводкового сооружения

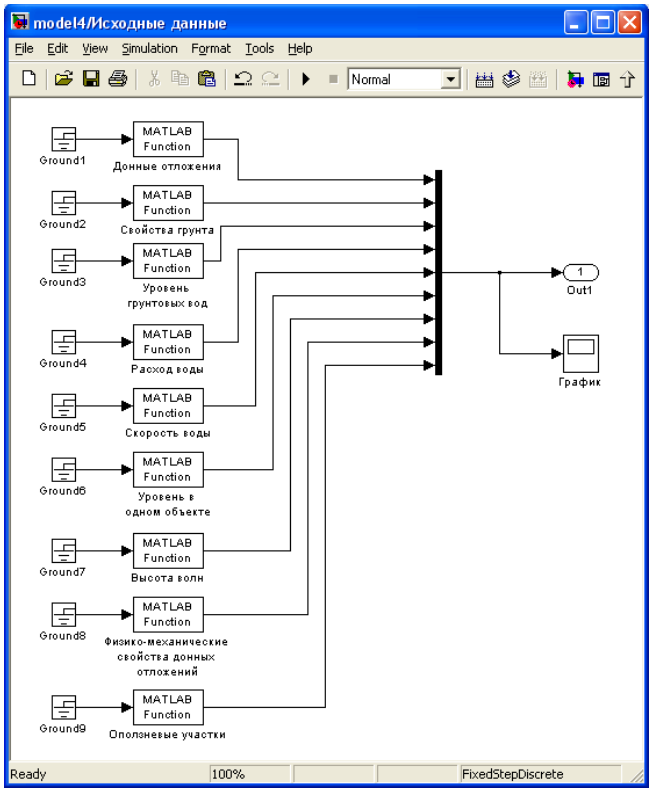


Рисунок 3.5 – Подсистема задания исходных данных для имитационной модели мембранно-вантовой плотины

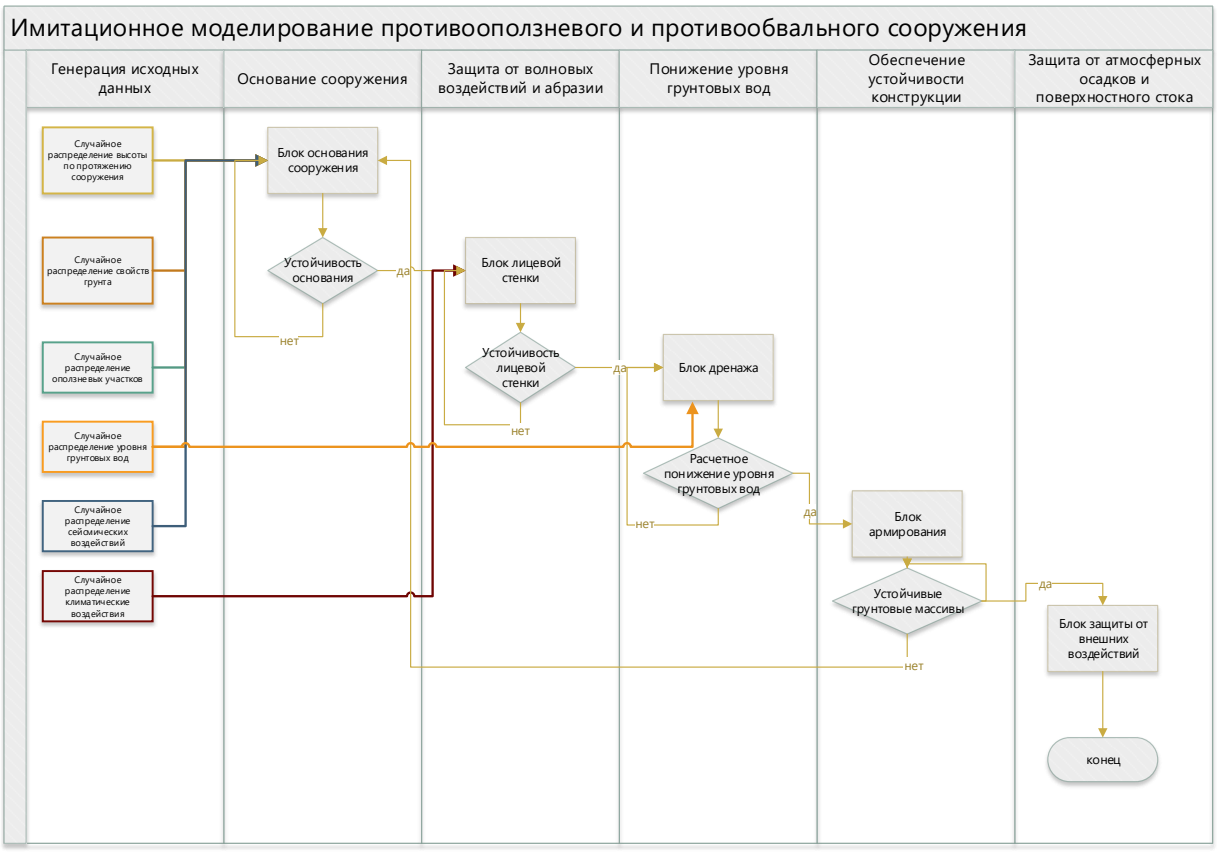


Рисунок 3.6 – Структурная схема имитационного моделирования противооползневого и противообвального сооружения

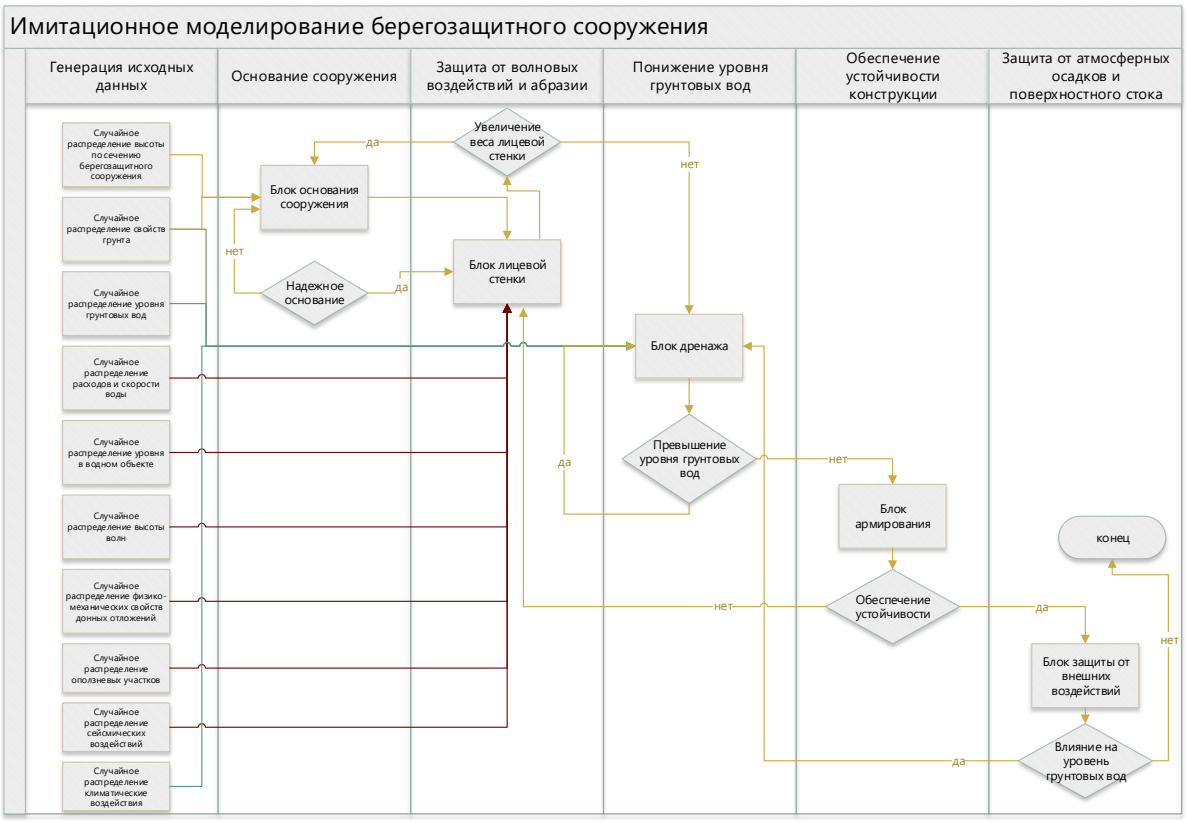


Рисунок 3.7 – Структура имитационного моделирования берегозащитного сооружения

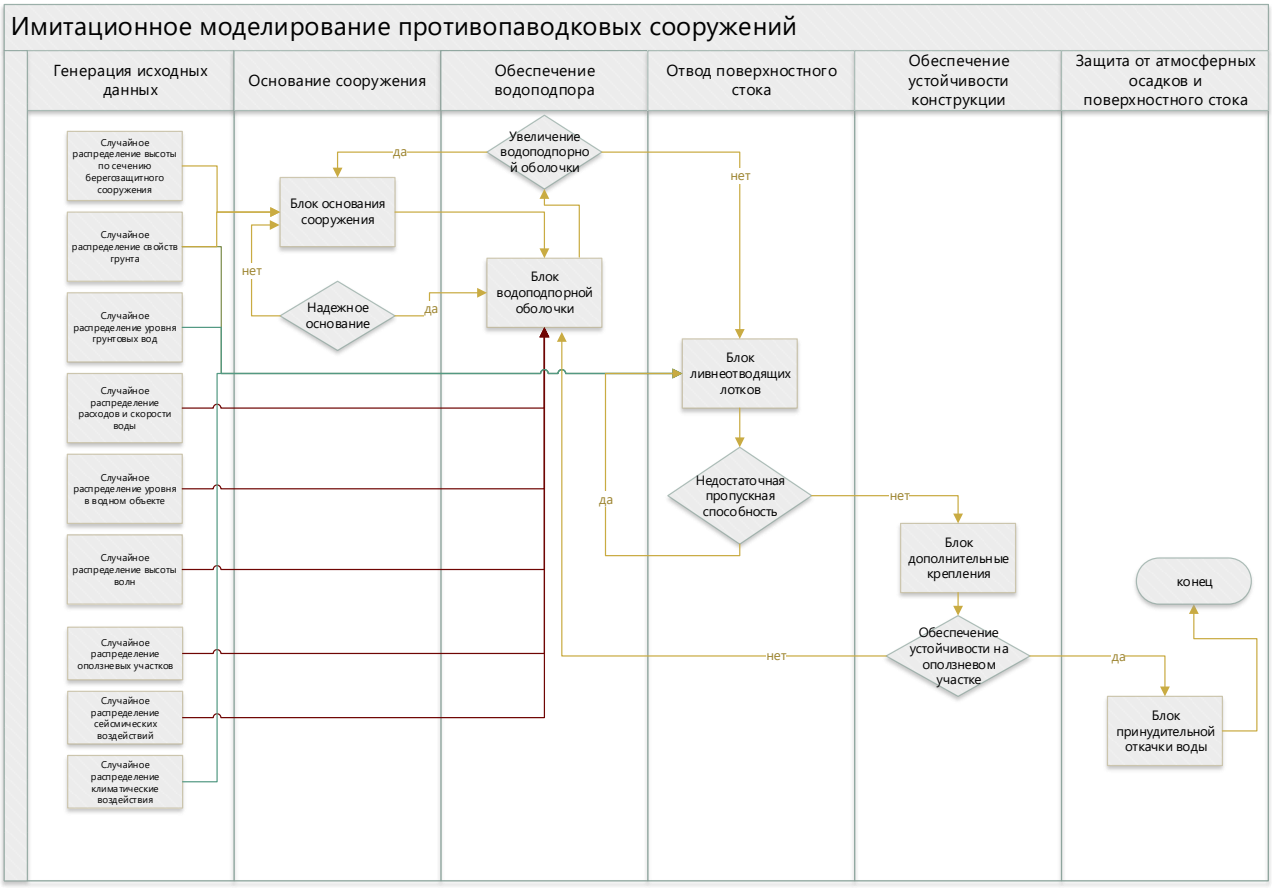


Рисунок 3.8 – Структура имитационного моделирования противопаводковых сооружений [102, 103]

3.2 Методика имитационного моделирования грунтоармированных сооружений инженерной защиты из композитных материалов

Исходные условия задаются в ArcGIS. При генерации учитываются инженерно-геологических и гидрометеорологические условия площадки строительства [98].

Преимуществом конструкций из армированного грунта являются все виды местных естественных и искусственных материалов, при этом армоленты из материалов, которые способны выдержать значительные напряжения, в т.ч. выполнятся из композитных материалов, включая и лицевую стенку согласно техническому решению (рисунок 3.9). Последовательность имитационного моделирования (ИМ) грунтоармированной конструкции показана на рисунке 3.9. Использование последовательности ИМ грунтоармированной конструкции позволяет определить рациональные параметры армирования и лицевой стенки в диапазоне высот от 5 до 10 м [7, 83, 91, 152, 262, 298, 313, 321,283-289].

К достоинствам данных сооружений относятся: надежность конструкций; быстрота возведения; использование легких и простых по форме сборных элементов; строительство на слабых грунтах и устройство фундаментов без значительных земельных работ; сейсмостойкость в различных климатических зонах; экономичность и эргономичность с окружающей средой. Их рекомендуется

использовать при строительстве и реконструкции рекреационных зон, защите инфраструктуры систем водо- и энергоснабжения, отвечающей их устойчивости, безопасности, надежности и экологичности [58, 92].

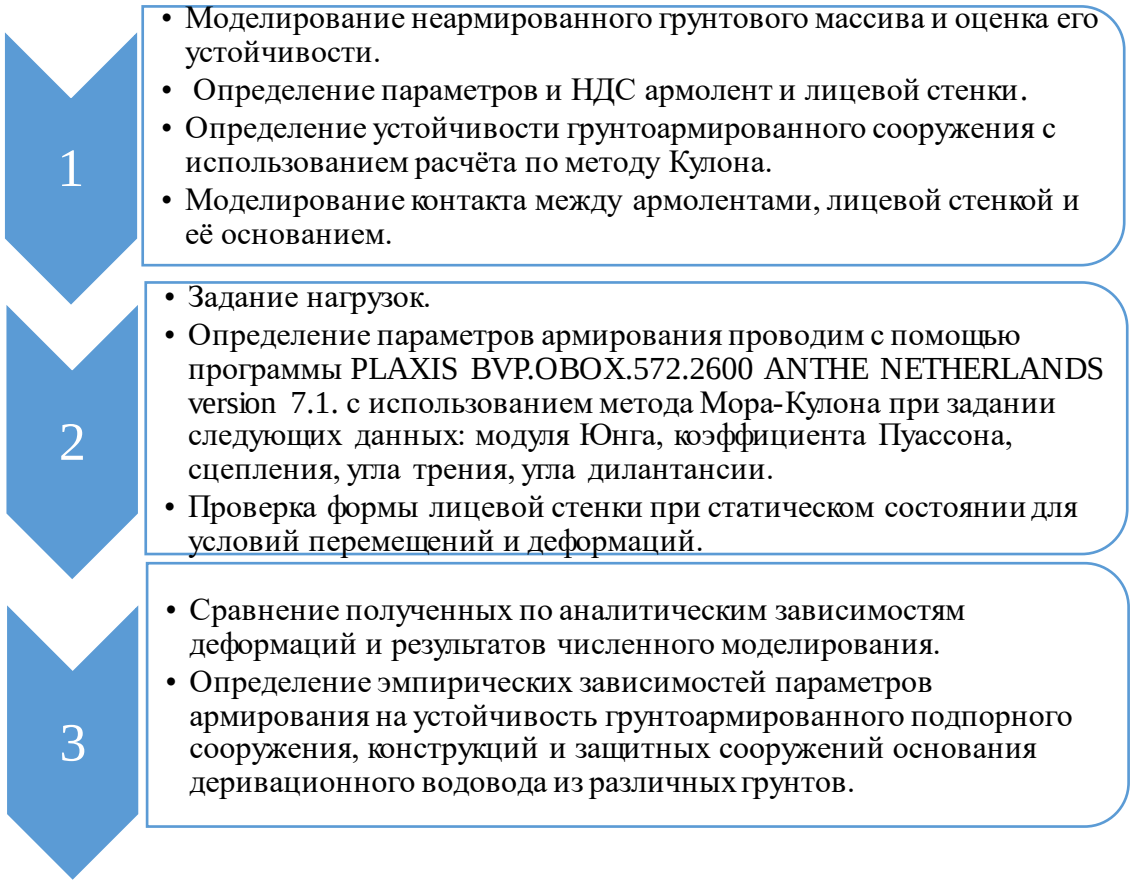


Рисунок 3.9 – Последовательность ИМ грунтоармированного сооружения

Рассмотрим основные теоретические положения для создания ИМ грунтоармированных конструкций. Для описания динамики квазиизотропной линейно-деформированной среды используют обобщенный закон Гука, в соответствии с ним определяются внешняя и внутренняя устойчивость всей конструкции.

Внутренняя устойчивость создается силами трения и сцепления между грунтом и армируемыми элементами и их растяжением, т.е. должно выполняться следующее условие [61, 84, 93, 98, 263]:

$$\tau = \left(\frac{1}{2} \cdot b\right)\left(\frac{T}{l}\right) < f\sigma_1 \text{ и } \frac{T}{A}$$

где τ – сдвигающее напряжение; b – ширина армоленты; l – абсцисса точки на армоленте; σ_1 – давление грунта на армоленту; f – коэффициент трения арматуры по грунту; T – сила натяжения арматуры в точке; A – площадь поперечного сечения арматуры; –предельная прочность арматуры [84, 98].

Вертикальное и боковое напряжения вычисляются по следующей зависимости:

$$\sigma_1 = \gamma h\,;\ \sigma_б = K_0 \gamma h \ , \tag{3.1}$$

где $K_0 = 1 - \sin\varphi$, φ – угол внутреннего трения грунта.

Деформация армирующих элементов запишется в виде:

$$\varepsilon_{ар} = K_0 \cdot \sigma_1 \cdot F_{гр} \cdot F_{ар} \cdot E_а \ , \tag{3.2}$$

где $F_{гр} = S_{гр}$ - площадь поперечного сечения массива; $F_{ар} = S_{ар}$ – площадь поперечного сечения армирующих элементов; $E_а$ - модуль упругости материала армирующих элементов.

Растягивающее усилие в армирующем элементе определяется в зависимости от веса грунта на глубине z [93, 115]:

$$T = K_a \cdot \gamma_z \cdot F_v \cdot F_h , \tag{3.3}$$

где $K_a = \dfrac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}$ – коэффициент активного давления грунта; γ – удельный вес засыпки (кН/м^3); z - глубина расположения армированного слоя от верха конструкции, м; F_v – горизонтальное расстояние между армирующими элементами, м; F_h - вертикальное расстояние между армирующими элементами [116].

Коэффициент запаса арматурных элементов на выдергивание вычисляется по следующей формуле [84, 116]:

$$K_s = \frac{T_s}{T_z} = \frac{2 f \gamma z b l}{K_a \gamma z F_v F_h} = \frac{2 f b l}{K_a F_v F_h} . \tag{3.4}$$

Коэффициент запаса по сопротивлению выдергиванию армирующего элемента [84, 93, 116]:

$$K_s^c = 2 f L / K_a S_h \ , \tag{3.5}$$

где f -коэффициент трения композитного наноматериала; L – длина армирующего элемента; K_a - коэффициент активного давления грунта; S_a - расстояние между армирующими элементами по вертикали [104].

Условие прочности композитного материала на разрыв определяется по следующей зависимости:

$$T_{z,i} = K_c b t \le R_a \ , \tag{3.6}$$

где R_a - прочность композитного материала армирующего элемента на разрыв; $T_{z,i}$ – растягивающее усилие в арматуре; b, t - соответственно ширина и толщина арматуры; K_c - коэффициент снижения прочности армирующего элемента в процессе эксплуатации.

На основании вышеизложенного нами создана блок-схема расчета грунтоармированных сооружений (рисунок 3.10), а также их имитационная модель (ИМ).

При проведении анализа данных о геологических исследованиях были определены диапазоны изменения физико-механических характеристик заполнителя и армирующих элементов, в т.ч. из композитных материалов. К основным данным относятся: удельный вес грунта-засыпки $\gamma_{гр}^{l}$; модуль его деформации – $E_{гр}$; сдвиговые характеристики – $\mathrm{tg}\varphi$ и с [58].

Учитываются свойства армирующих элементов: модуль упругости – $E_{а}$; прочность на растяжение и срез R_a; τ_a – сдвиговые характеристики на границе «грунт-арматура» $\mathrm{tg}\,\varphi$ и с [85, 98].

Основными задачами по обоснованию работоспособности грунтоармированной конструкции являются [:

– определение НДС лицевой стенки, армолент и узлов крепления;

– обоснование данных внешних и внутренних нагрузок для композитных материалов;

– создание измерительной базы для получения необходимых данных при проведении исследований.

Предполагается использовать грунтонаполняемые замкнутые и незамкнутые конструкции в качестве подпорных оснований зданий и сооружений, а также в защитных береговых удерживающих конструкциях, представленных на рисунке 3.11. Для обоснования параметров грунтоармированных и грунтонаполняемых защитных конструкций необходимо проведение теоретических и экспериментальных исследований. Ниже представлена ИМ грунтонаполняемых конструкций, используемых в натурных подпорных сооружениях в диапазоне 0,5…6,0 м [98, 102].

Разработанная автором последовательность ИМ грунтонаполняемых конструкций, представленная на рисунке 3.9. , использует сочетание аналитических зависимостей и численного расчёта, что позволяет определить их НДС с учетом работы их оснований, а также допустимые параметры и их критерии [98, 103]. Параметрами грунтонаполняемых конструкций являются: протяжённость и ширина их; внешние и внутренние нагрузки; допустимый уклон основания.

Техническими критериями обоснования конструкций являются: давление в грунтонаполняемой конструкции; обеспечение устойчивости к опрокидыванию; градиент фильтрации; осадка конструкции [102]. Внутренняя устойчивость грунтоармированных сооружений направлена на определение допустимых параметров и схем размещения арматуры в грунтовом массиве, обеспечивая внутреннюю его целостность, а разрушение происходит вследствие: разрыва армолент; отсутствия сцепления между грунтом и арматурой, а также проскальзывания их между собой [98]. Общая устойчивость обеспечивается расчётными параметрами армолент с учётом давления грунта на лицевую стенку. Устойчивость армированного грунта обеспечивается наличием достаточных сил трения и сцепления между грунтом и арматурой [61, 93, 98, 111, 136, 229].

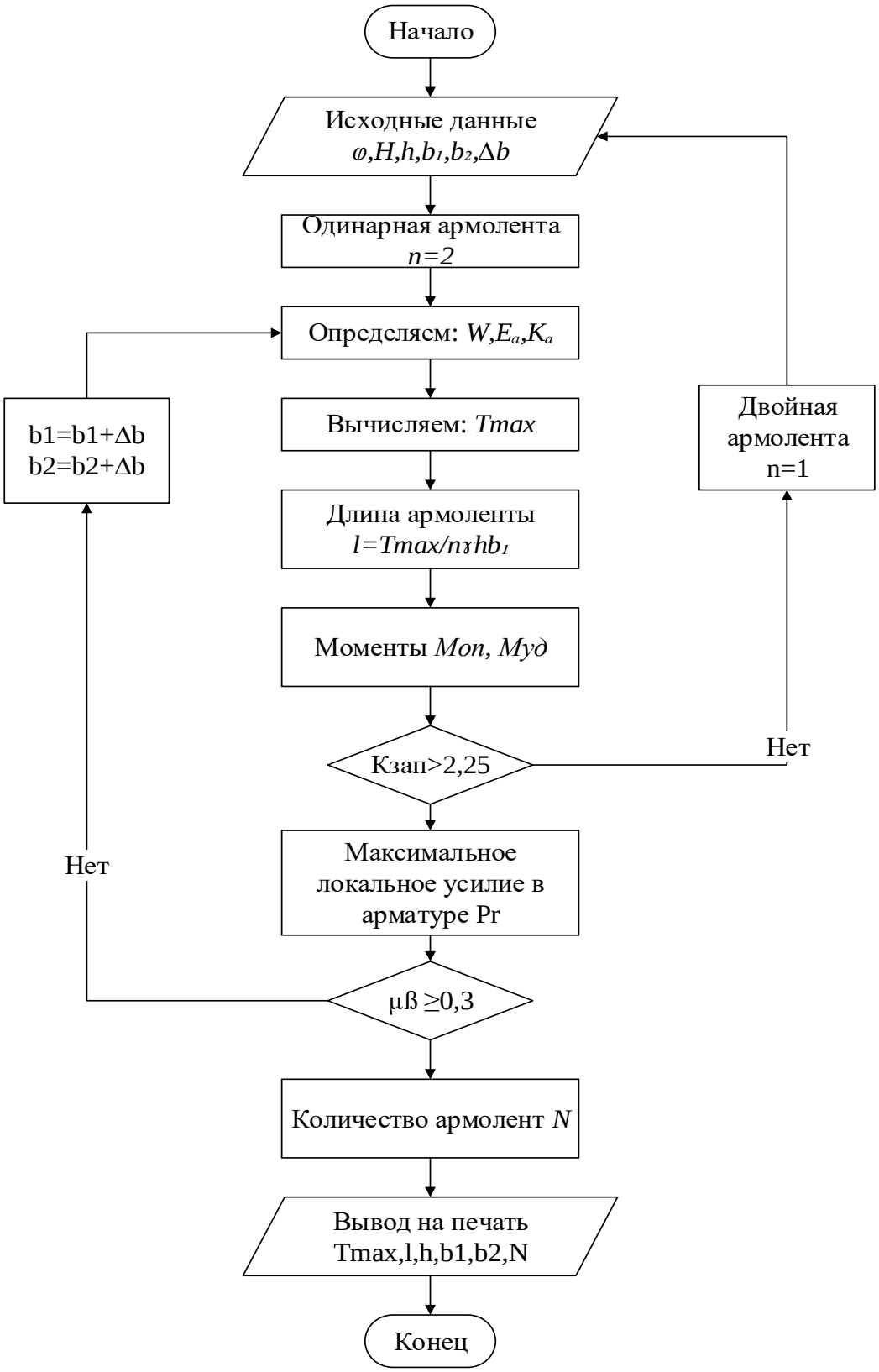


Рисунок 3.10 – Блок-схема по расчету армирующих элементов [98, 228]

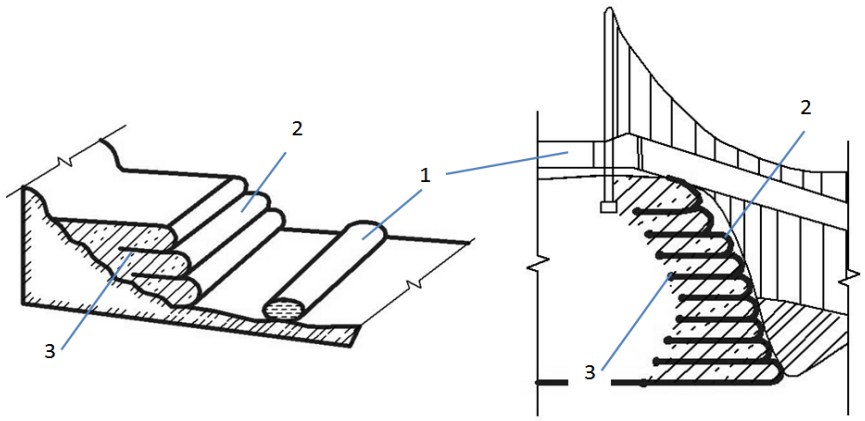


Рисунок 3.11 – Грунтоармированные противооползневые сооружения по трассе гибкого водовода: *а* – берегозащита от оползня рекреационных объектов; 1 – грунтонаполняемая оболочка; 2 – лицевая стенка; 3 – элементы армирования [98].

Отклонения лицевой стенки от вертикали допускается в пределах $\delta \in [0,2;0,4]$м [7, 26, 50, 51].

Коэффициент запаса устойчивости определяют по следующей зависимости [84, 93, 98]:

$$K_{\text{зап}} = \frac{\sum\left(\sigma_{pi} l_i S_y\right) + n\sigma_{\text{д}} A_{\text{а}}}{0,53\sum G_i\left(\cos\alpha_i - \sqrt{\cos^2\alpha - 4\sin^2\alpha_i}\right)}, \qquad (3.7)$$

где G_i – вес i-го отсека грунта; σ_{pi} – предельное значение сопротивления грунта напряжениям, возникающим от внешней нагрузки; n, δ – количество прослоек армолент, их толщина; $\sigma_{\text{д}}$ – расчётное значение допустимого растягивающего напряжения для армоленты, которое не должно превышать значения $KR_{\text{а}}/\delta$; K – запас устойчивости; A_a' – площадь армоленты в поперечном сечении; R_a' – прочность композитного материала на разрыв; α – угол наклона касательной кривой обрушения к плоскости армоленты [98].

Подбор числа прослоек арматуры выполняют по формуле: [85,105, 98]

$$n = \frac{0,53K_{\text{зап.тр}}\sum G_i\left(\cos\alpha_i - \sqrt{\cos^2\alpha - 4\sin^2\alpha_i}\right) - \sum\left(\sigma_{pi} l_i S_y\right)}{\sigma_{\text{д}} A_{\text{а}}}, \qquad (3.8)$$

где $K_{\text{зап.тр}}$ – требуемый коэффициент запаса устойчивости откоса; S_y – ширина зоны влияния армоленты в массиве грунта [93, 98, 105].

В случае предварительного испытания материала армоленты, её длина определяется по следующей формуле [105]:

$$l_{\text{з},i} = \frac{0,5R_{\text{а}}}{\sum \rho_i \cdot h_i \cdot \text{tg}\varphi' + c'}, \qquad (3.9)$$

где ρ_i, h_i – плотность и толщина слоёв грунта, расположенных над верхней из прослоек; φ', c' – соответственно, угол трения и удельное сцепление армированного грунта [98, 105, 183, 131, 136].

Использование ИМ грунтоармированных подпорных сооружений позволяет выявить поведение грунта в первом приближении к реальному объекту.Компьютерное моделирование проводится с помощью программы PLAXIS BVP.OBOX.572.2600 ANTHE NETHERLANDS version 7.1. В данной программе используют основные методы расчёта модели Мора-Кулона. Эта модель требует задания пяти основных параметров: модуль Юнга; коэффициент Пуассона; сцепление; угол трения; угол дилатансии [108, 131, 136].

Основные задачи теоретического эксперимента: определение основных типов грунтов, их параметры и взаимодействие с композитными материалами; выявление критерия устойчивости системы при различных параметрах армирования; обоснование параметров армолент для обеспечения устойчивости армированного массива исследуемого грунта [131, 136].

Моделирование поэтапно для различных характеристик грунтовой насыпи. На первом этапе строятся геометрические модели с моделируемыми параметрами, на втором – инженерные сооружения. Физико-механические характеристики песка следующие: угол естественного откоса равен $\alpha = 33^{\circ}$; угол внутреннего трения $\varphi = 40^{\circ}$; модуль деформации $E = 31,4$ МПа. Коэффициент пористости песка в опытах при удельном весе $\gamma = 17,4$ кН/м^3 равен $e = 0,53$. Все характеристики приведены в формат ввода данных в программу. Физико-механические характеристики геотекстильного материала выбраны по стандартным наборам из базы данных программы [136].

Следующим этапом построения геометрической модели является создание конечно-элементной модели. Деление модели на элементы основного типа и совместные конструктивные элементы, при этом учитывается расположение слоев, нагрузок и конструкций основано на методе триангуляции, с помощью которого находятся размеры треугольников, которые участвуют в построении неструктурированной сетки, затем генерируются начальные напряжения, а по окончании проведенных операций производится расчёт с помощью программы модели на устойчивость, при этом меняется поэтапно нагрузка. Критерием оценки устойчивости грунтовой насыпи является горизонтальное перемещение лицевого элемента подпорной стенки. Полученные эпюры горизонтальных перемещений армированной грунтовой насыпи показаны на рисунках 3.12, 3.13. Относительные перемещения приведены в таблице 3.1 [131].

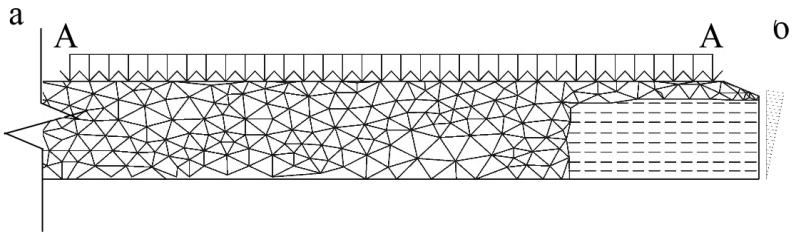


Рисунок 3.12 – Численные модели системы грунтоармированных подпорных стен для участка водовода с указанием нагрузки

а *б*

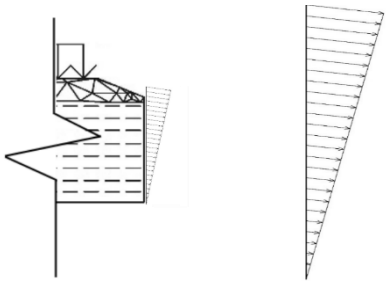


Рисунок 3.13 – Эпюры горизонтальных перемещений грунтоармированного лицевого элемента подпорной стенки при увеличении нагрузки:
а – общие перемещения при максимальном значений; *б* – эпюра общих перемещений

Таблица 3.1 – Относительные перемещения гибкой, лицевой стенки армированной грунтовой насыпи

№	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
B, 100%	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
δ_{max}	0,6668	0,5988	0,5308	0,4628	0,3948	0,3268	0,2588	0,2	0,1228	0,0548	0

В результате были определены зависимости характеристик влияния параметров армирования на устойчивость грунтоармированной подпорной стенки или основания участка водовода подпорного сооружения, возводимого из разных грунтов [131].

Результатами численного моделирования стали эмпирические зависимости и коэффициенты, позволяющие рассчитать параметры армирования, обеспечивающие условия устойчивости грунтоармированного сооружения (*h* и *l*) для грунтов: песок, насыпной грунт, глина, суглинок, лёс. (рисунки 3.12-3.13), следующие [58, 131]:

– для песка

$$B=\left[-4\cdot10^{6}y_a^{\,2}+4\cdot10^{6}y_a-1\cdot10^{6}\right]\cdot\left(h/l\right)^{2}+\left[1\cdot10^{6}y_a^{\,2}-1\cdot10^{6}y_a+314276\right]\times$$
$$\times\left(h/l\right)+\left[-88500y_a^{\,2}+90077y_a-22678\right];$$

– для суглинка

$$B=\left[-5\cdot10^{6}y_a^{\,2}+9\cdot10^{6}y_a+4\cdot10^{6}\right]\cdot\left(h/l\right)^{2}+\left[676119y_a^{\,2}-1\cdot10^{6}y_a+521713\right]\times$$
$$\times\left(h/l\right)+\left[-16809y_a^{\,2}+31352y_a-16524\right];$$

– для насыпного грунта

$$B=\left[2\cdot10^{6}y_a^{\,2}+2\cdot10^{6}y_a+393148\right]\cdot\left(h/l\right)^{2}+\left[-173800y_a^{\,2}+242219y_a-40411\right]\times$$
$$\times\left(h/l\right)+\left[-6772{,}8y_a^{\,2}+4982{,}9y_a-2338{,}2\right];$$

– для глины

$$B=\left[-93373y_a+19338\right]\cdot\left(h/l\right)^2+\left[32580y_a-7492\right]\left(h/l\right)+\left[7478{,}9y_a-5427{,}2\right];$$

– для лесистых грунтов

$$B=\left[-2\cdot10^7{y_a}^3+5\cdot10^7{y_a}^2-3\cdot10^7y_a+6\cdot10^2\right]\cdot\left(h/l\right)^2+$$
$$\left[2\cdot10^6{y_a}^3+1\cdot10^7{y_a}^2-9\cdot10^6y_a+2\cdot10^6\right]\cdot\left(h/l\right)+$$
$$\left[-446974{y_a}^3+908850{y_a}^2-591516y_a+119891\right].$$

Общую эмпирическую зависимость можно записать в следующем виде:

$$B=K_1\left(\frac{h}{l}\right)^2+K_2\left(\frac{h}{l}\right)-K_3, \qquad (3.10)$$

где B – оценка надёжности конструкции, сооружения; h/l – соотношение параметров армирования; K_1, K_2, K_3 – эмпирические коэффициенты, приведенные в таблице 3.2.

Таблица 3.2 – Допустимые параметры армолент и эмпирические коэффициенты армирования

Наименование грунта (параметр армирования по высоте)	Армирование по длине min/max, м	Соотношение параметров армирования h/1	коэффициенты h/1/b			достоверность R^2 аппроксимации
			K_1	K_2	K_3	
Насыпной грунт						
насыпной грунт (параметр армирования 0,4м)	от 3 до 5м	0,133 до 0,08	-92089	19753	-974,94	0,8
насыпной грунт (параметр армирования 0,6м)	от 5,5 до 7,5	0,11 до 0,08	-367392	69100	-3147,9	0,8
насыпной грунт (параметр армирования 0,8м)	от 3,5 до 5,5	0,228 до 0,145	-41619	15385	-1325,2	0,74
насыпной грунт (параметр армирования 1м)	от 3,5 до 4,5	0,286 до 0,222	-73025	36924	-4581,8	0,93
Песок						
песок (параметр армирования 0,4)	от 3 до 5	0,1333 до 0,08	-73949	16308	-807,53	0,86
песок (параметр армирования 0,6)	от 3 до 5,5	0,2 до 0,11	-21612	7118,7	-492,03	0,84
песок (параметр армирования 0,8)	от 4,5 до 5,5	0,177 до 0,145	-282737	91126	-7256,5	0,94
песок (параметр армирования 1)	не рекомендуется	0	0	0	0	0
Суглинок						
суглинок (параметр армирования 0,4м)	от 4,5 до 5,5	0,089 до 0,07	-997292	16713	-6400,4	0,98
суглинок (параметр армирования 0,6м)	от 3,5 до 4,5	0,17 до 0,133	-202848	61541	1383	0,93
суглинок (параметр армирования 0,8м)	от3,5 до 5,5	0,228 до 0,145	-43505	16028	-1383	0,86
суглинок (параметр армирования 1м)	от4,5 до 6,5	0,22 до 0,154	-66813	25035	-2253,8	0,94
Глина						
глина (параметр армирования 0,4 м)	не рекомендуется	0	0	0	0	0
глина (параметр армирования 0,6 м)	от 3 до 4,5	от 0,2 до 0,133	-36686	12056	-939,87	0,82
глина (параметр армирования 0,8 м)	не рекомендуется	0	0	0	0	0

Наименование грунта (параметр армирования по высоте)	Армирование по длине min/max, м	Соотношение параметров армирования h/1	коэффициенты h/1/b			достоверность R^2 аппроксимации
			K_1	K_2	K_3	
глина (параметр армирования 1м)	от 5 до 7	от 0,2 до 143	-74035	25088	-2051,7	0,88
Лёссовый грунт						
лёс (параметр армирования 0,4м)	не рекомендуется	0	0	0	0	0
лёс (параметр армирования 0,6м)	от 4 до 5	от 0,15 до 0,12	-248155	66438	-4378,1	0,91
лёс (параметр армирования 0,8м)	от 3 до 5,5	от 0,266 до 0,145	-14287	5721,5	-507,37	0,85
лёс (параметр армирования 1м)	от 6 до 7	от 0,166 до 0,143	-413360	127404	-9747,6	0,9

Разработанные ИМ грунтоармированных сооружений с использованием программного комплекса PLAXIS BV P.O. BOX.572.2600 AN DELFT THE NETHERLANDS version 7.1 позволяют провести математическое моделирование и исследовать влияние различных факторов на грунтоармированный массив, в т.ч. типов подпорных сооружений. Грунтоармированные подпорные конструкции исследовались в качестве водоподпорных сооружений в диапазоне создаваемых напоров от 4 до 10 м с шагом 1 м, а также грунтоармированных подпорных стен и основания участка водовода в диапазоне от 1 до 10 м. При анализе ИМ установлены основные параметры армирования для различных типов грунтов, грунтовой насыпи, определены эмпирические зависимости, позволяющие определить несущую способность и НДС грунтоармированных сооружений инженерной защиты. Для расчета параметров, являющихся элементами противооползневых, берегозащитных и противопаводковых сооружений, грунтонаполняемых конструкций при имитационном моделировании разработана последовательность расчета (рисунок 3.14) [6, 7, 102, 131, 136].

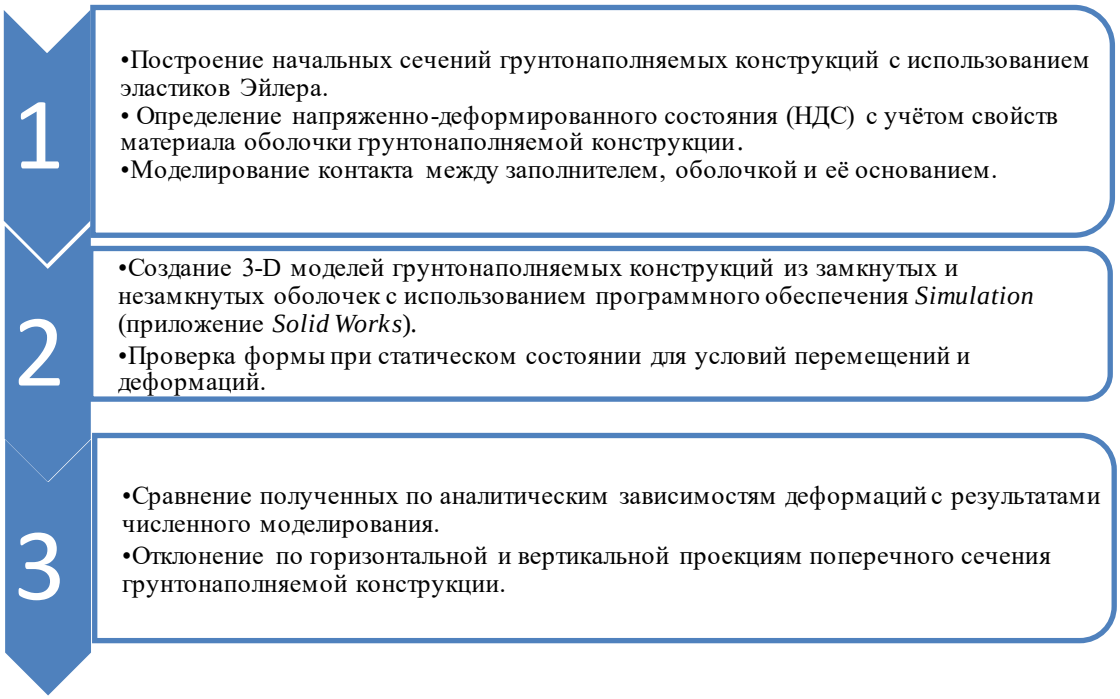


Рисунок 3.14 – Последовательность имитационного моделирования (ИМ) грунтонаполняемых конструкций [7, 102]

Форму поперечного сечения оболочки определяют совокупностью уравнений (1.9 - 1.11) с учётом граничных условий в опорной точке: $y_{1a}+y_{2a}=h_1-h_2$, $x_{1a}=x_{2a}$. В случае плавного контура поперечного сечения добавляется ещё одно граничное условие: $\alpha_{1a}+\alpha_{2a}=\pi$ или $\varphi_{1a}+\varphi_{2a}=\varphi_a$.

В качестве основных и подлежащих определению являются следующие параметры: модули k_1 и k_2; значения параметров φ_{1a} и φ_{2a} (или соответственно значения углов α1а и α2а); расстояния h_1 и h_2; координаты опорной точки $x_{1a}, y_{1a}, x_{2a}, y_{2a}$.

Определение НДС с учетом свойств материала грунтонаполняемой оболочки

Деформированные поверхности незамкнутой грунтонаполняемой оболочки из композитного материала при различных нагружениях представлены на рисунке 3.15.

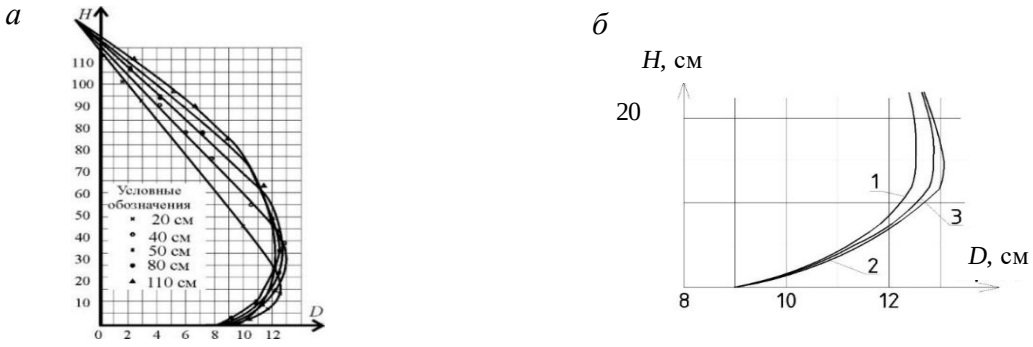


Рисунок 3.15 – Данные деформируемых поверхностей грунтонаполняемой оболочки:
а – при изменении нагрузки в диапазоне высоты удерживаемого грунта от 20 до 110 см;
б – сравнение результатов аналитических зависимостей; 1 – деформируемая поверхность при высоте засыпки 20 см; 2 – теоретическое очертание оболочки; 3 – очертание при k_2 = 1,2 [7, 105]

На рисунке 3.16 представлены графики и уравнения зависимости силы натяжения грунтонаполняемой оболочки (N) от высоты засыпки (h), формы её (k_2) и вида грунтового массива, определяемые методом конечных элементов, позволяющие использовать функцию погонного натяжения $N=f\left(h;\,k;\rho\right)$ для определения допустимых параметров и характеристик композитных материалов для различных грунтов засыпки при оптимизационном моделировании [48, 88]. Метод конечных элементов (МКЭ) является специфической формой метода Ритца, приближенного решения задач механики деформируемого твердого тела [1, 2,13,14,24, 34,51 ,58, 64, 65, 84, 95, 134, 302, 304].

Нами применяется МКЭ при проектировании различных пространственных замкнутых и незамкнутых грунтонаполняемых оболочек [24, 34, 50, 58, 64, 85, 173].

Определение НДС между заполнителем и оболочкой грунтонаполняемой конструкции представлено на рисунке 3.16 [105].

а *б* *в*

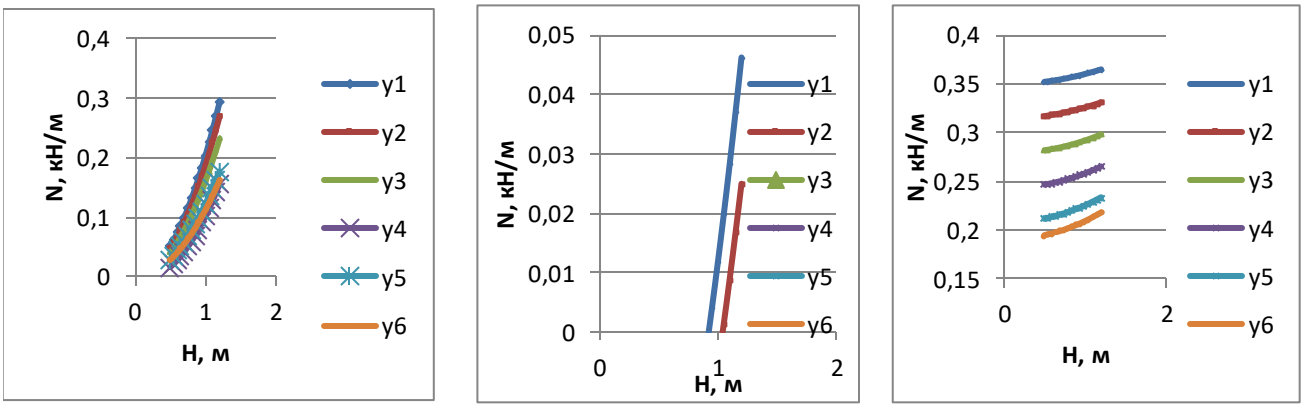


Рисунок 3.16 – Графики зависимости погонного натяжения от высоты засыпки N(h)

а – грунт наполнения – песок; *б* – грунт наполнения супесь; *в* – суглинки

Ниже приводится использование МКЭ для расчёта грунтонаполняемых оболочек, которые применяют в качестве подпорных конструкций и оснований водоводов при прокладке его в горных условиях и слабых грунтах [102-104].

В SolidWorks Simulation используются глобальная координатная система X , Y и Z [7, 67]. Эквивалентная деформация (ESTRN) определяется как:

$$ESTRN = 2 \cdot \left[\frac{(\varepsilon_1 + \varepsilon_2)}{3} \right]^{\frac{1}{2}}, \tag{3.11}$$

где

$$\varepsilon_1 = 0{,}5 \cdot \left[\left(EPSX - \varepsilon^* \right)^2 + \left(EPSY - \varepsilon^* \right)^2 + \left(EPSZ - \varepsilon^* \right)^2 \right];$$

$$\varepsilon_2 = 0{,}5 \cdot \left[\left(GMXY \right)^2 + \left(GMXZ \right)^2 \left(GMYZ \right)^2 \right] / 4;$$

$$\varepsilon^* = \left(EPSX + EPSY + EPSZ \right) / 3.$$

Учитываются три компонента нормальных напряжений.

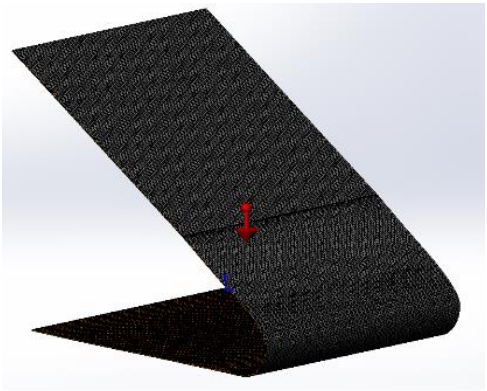
Для оценки надежности оболочки определяем эквивалентное напряжение von Mises (1.21), вычисляемого на основе шести компонентов напряжения:

$$VON = \left\{ 0{,}5 \cdot \left[\left(SX - SY \right)^2 + \left(SX - SZ \right)^2 + \left(SY - SZ \right)^2 \right] + 3 \cdot \left(TXY^2 + TXZ^2 + TYX^2 \right) \right\}^{(1/2)}$$

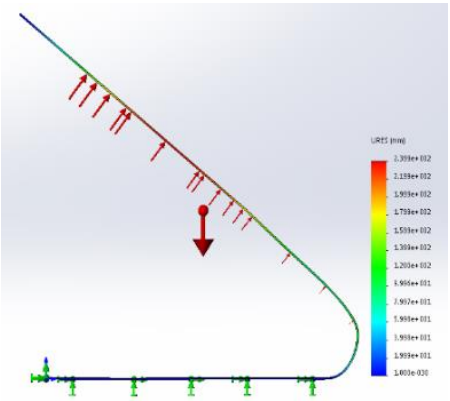
Для незамкнутых грунтонаполняемых оболочек при проведении численного моделирования также применялось программное обеспечение Simulation (приложение Solid Works). После создания граничных условий ведётся расчёт, а результаты представлены на рисунке 3.16.

Рассмотрим изменения при моделировании незамкнутых грунтонаполняемых оболочек (рисунок 3.17). На основе данной последовательности, представленной на рисунке 3.17, был рассчитан ряд других незамкнутых грунтонаполняемых оболочек для защиты водовода по трассе (рисунки 3.16-3.17). В ходе ИМ определено формообразование грунтонаполняемых оболочек с учётом НДС, что необходимо при оптимизации их параметров.

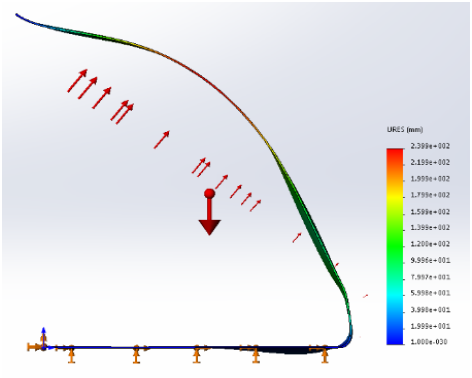
а)



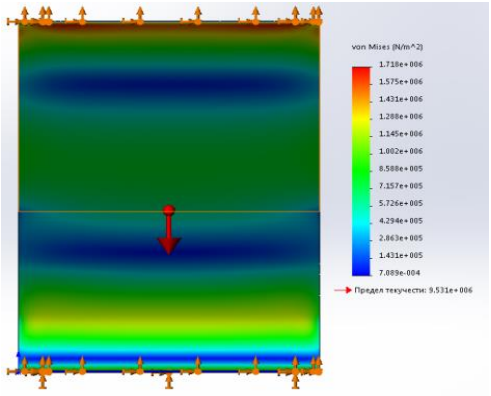
б)



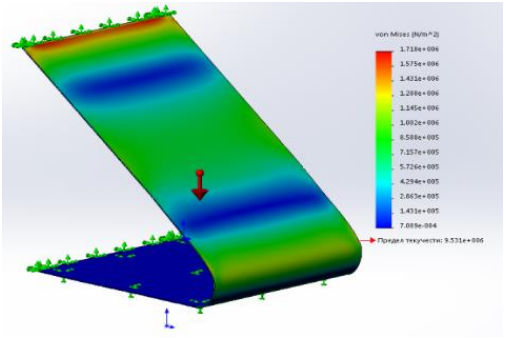
в)



г)



д)



е)

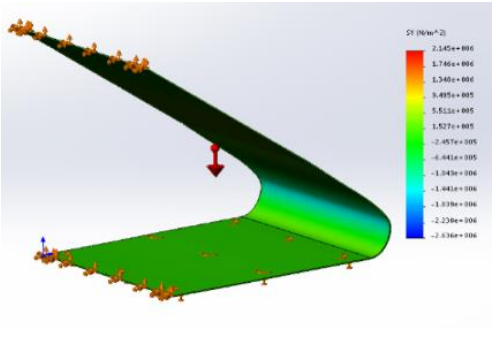


Рисунок 3.17 – Результаты ИМ НДС незамкнутой грунтонаполняемой оболочки при засыпке 1,1 м
а – сетка конечных элементов; *б* – недеформированное состояние; *в* – суммарные перемещения; *г* – суммарные деформации; *д* – напряжения по оси X; *е* – напряжения по оси Y

Грунтонаполняемые незамкнутые конструкции исследовались в качестве подпорных стен в диапазоне высоты укрепляемых склонов от 1 до 4 м с шагом 0,5 м, с высотой заполнения от 0,6 до 3,6 м и шагом 0,2 м, а общее количество имитационных моделей составило 60 [7, 302, 304].

В качестве регулирующих сооружений сезонного действия для МБСВиЭ рассматривались мембранно-вантовые и грунтоармированные плотины [72, 32].

Мембранно-вантовая плотина является одним из наиболее сложных элементов и включает три основных подсистемы: незамкнутую водоподпорную оболочку; основание; вантовую ферму.

Разработана последовательность ИМ мембранно-вантовой плотины (рисунок 1.18). Использование данной последовательности ИМ проводится методом итерационных приближений, аналитическим расчётом и численным моделированием мембрано-вантовой плотины.

Два последующих элемента являются типовыми. В связи с этим рассматриваем моделирование водоподпорной оболочки [108]. Мембранно-вантовая плотина для условий создания водозаборного сооружения имеет три основных элемента: водоподпорная оболочка; понурная часть; рисберма [91, 108].

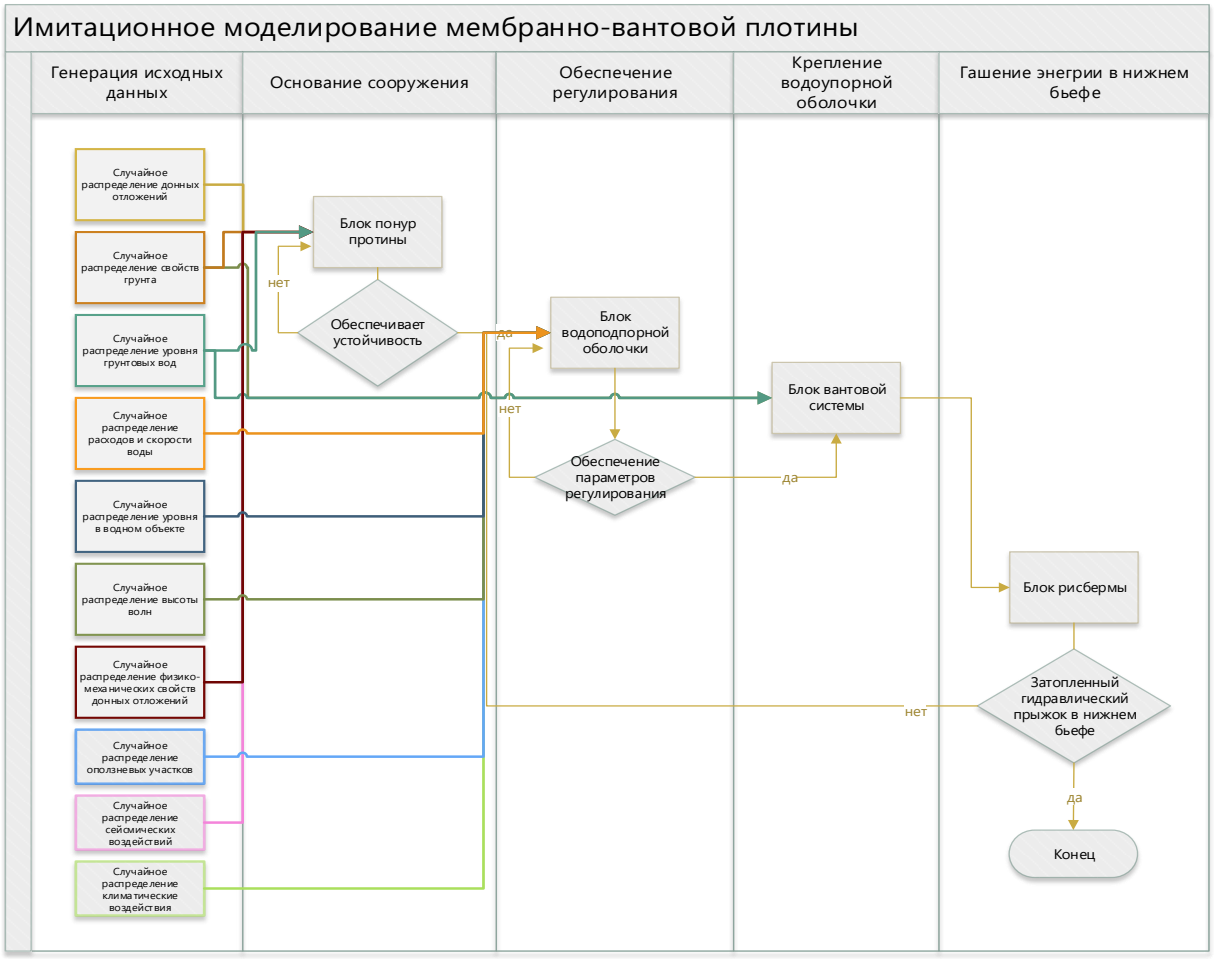


Рисунок 3.18 – Имитационное моделирование мембранно-вантовой плотины

Последовательность численного моделирования для мембранно-вантовой плотины приведена на рисунке 3.19. В результате ИМ определяются допустимые параметры мембранно-вантовой

плотины в диапазоне напоров от 1 до 5 м и пролёта от 5 до 50 м, что соответствует условиям водоподпорных оболочек [3,18, 19, 99].

Так как зависимости, описывающие гидродинамические нагрузки и функции, отражающие форму поверхности оболочки и её НДС, взаимосвязаны неявно, расчёт водоподпорных оболочек (незамкнутых мягких оболочек) для мембранно-вантовой плотины возможен в итерационной последовательности (рисунок 3.19) [72, 99, 100].

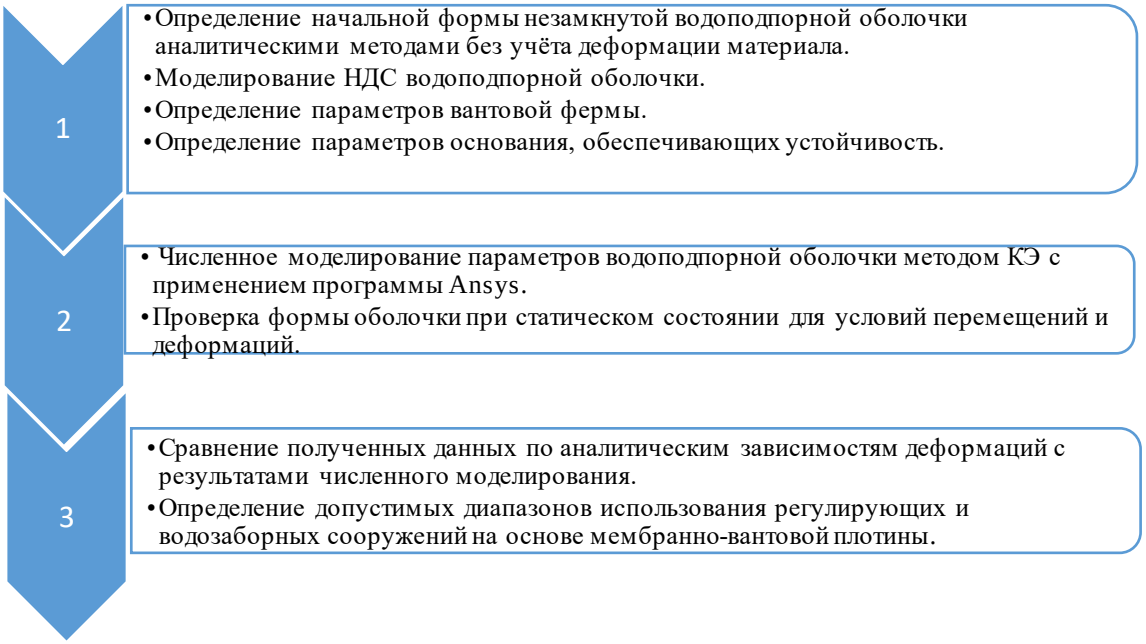


Рисунок 3.19 – Последовательность ИМ мембранно-вантовой плотины

Для определения начальных форм незамкнутой водоподпорной оболочки используется аналитический метод расчёта с применением эластик Эйлера. В этом методе, задаваясь углами крепления основания $\varphi_{кр}$ и гребня $\varphi_{гр}$ незамкнутой водоподпорной оболочки, определяется её периметр L в зависимости от нагрузки со стороны верхнего бьефа верхового бассейна ГГУ (рисунок 3.20) [99]. Согласно представленной графической зависимости можно определить относительные координаты водоподпорной оболочки от углов её крепления и принятой конструктивно высоты $Р_в$. В дальнейшем будут использоваться и для задания начальной формы водоподпорной оболочки при ИМ [99].

Основным узлом крепления водоподпорной оболочки является вантовая ферма, расчет которой приводится ниже.

Вводим следующее допущение: пренебрегаем весом вантовой фермы, который на два порядка меньше воздействий на оболочку со стороны верхнего бьефа. Так как гребень мембранно-вантовой плотины с периметром L перемещается по дуге окружности (без учёта растяжимости материала вантовой фермы) радиусом $R_а$, центр которой находится на расстоянии $X_а$ и $Z_а$ от точки закрепления нижней образующей мембраны. Усилие в оболочке представлено в зависимости от следующих факторов: $N = f\left(R_а; X_а; Z_а; L; P_в; h_{в.б}; h_б\right)$ [116].

Исходными данными для расчёта водоподпорных оболочек являются условия их закрепления: $R_а; X_а; Z_а; h_{в.б}; h_б$. В первом приближении, задаваясь значениями необходимого подпора воды в верховом бассейне ГГУ с учётом строительного запаса, определяют высоту водоподпорной оболочки $P_в$ и принимают значение её периметра $L \in [2P_в; 4P_в]$. Затем находят основные параметры $(X_0; R_0; Z_0)$ и закрепление водоподпорной оболочки по зависимости (1.9) $L_0 = (0,02...0,03) \cdot L$. С помощью аналитических зависимостей (3.13), (3.14), (3.15) можно в первом приближении рассчитать перемещения и погонные натяжения в водоподпорной оболочке мембранно-вантовой плотины без учёта деформации её материала. Учитывая, что оболочки из композитных материалов существенно деформируются под действием нагрузки до (15…25)%, проводим для окончательного этапа ИМ численное моделирование с использованием МКЭ в программе АРМ WinMachine [34, 116].

Имитационное моделирование водоподпорной оболочки выполняем с применением программы SolidWorks, при этом учитываем деформацию материала водоподпорной оболочки [95].

Использована следующая последовательность моделирования:

1. Создаётся модель поверхности водоподпорной оболочки на основе формы поперечного сечения, полученного по аналитическим зависимостям в соответствии с расчётной схемой.

2. Согласно данным в примере расчёта, задаёмся одним из материалов с необходимыми прочностными свойствами, характеристики которого приведены в таблице 3.3.

Таблица 3.3 – Технические характеристики композитного материала Unisol 900 [104]

Свойство	Значение	Единицы измерения
Модуль упругости	8300000000	Н/м^2
Коэффициент Пуассона	0,28	
Модуль сдвига	3200000000	Н/м^2
Массовая плотность	1400	Н/м^3
Предел прочности при растяжении	142559000	Н/м^2
Предел прочности при сжатии		Н/м^2
Предел текучести	139043000	Н/м^2
Коэффициент теплового расширения	3e-005	1/К
Теплопроводность	0,53	W/(м·К)
Удельная теплоемкость	1500	J/(кг·К)
Коэффициент демпфирования материала		

3. Задаются условия закрепления водоподпорной оболочки посредством вантовой фермы.

4. Указываются граничные условия перемещения водоподпорной оболочки мембранно-вантовой плотины, закреплённой к вантовой ферме и основанию.

5. Формируется конечно-элементная сетка для твердотельной модели в виде четырехузлового тетраэдра, а для поверхностной - трехузловая треугольная пластина.

6. Определяются для водоподпорной оболочки мембранно-вантовой плотины: напряжения; величина деформаций и перемещения.

Расчётная схема бесконечно малого элемента, принятая для метода КЭ (рисунок 3.21). Уравнение равновесия бесконечно малого элемента водоподпорной оболочки по нормали к ее срединной поверхности представляется следующим образом [150]:

$$pds_1ds_2 - 2\sigma_t\delta ds_2 \sin\frac{d\Theta_t}{2} - 2\sigma_m\delta ds_1 \sin\frac{d\Theta_т}{2} = 0 \quad , \tag{3.12}$$

$$\frac{\delta_m}{\rho_m} + \frac{\delta_t}{\rho_t} = \frac{p}{\delta} \quad , \tag{3.13}$$

где δ_t δ_m – напряжения - осевое и меридиональное соответственно.

Окончательные результаты ИМ водоподпорной оболочки с помощью программы Ansys представлены на рисунке 3.20 [95].

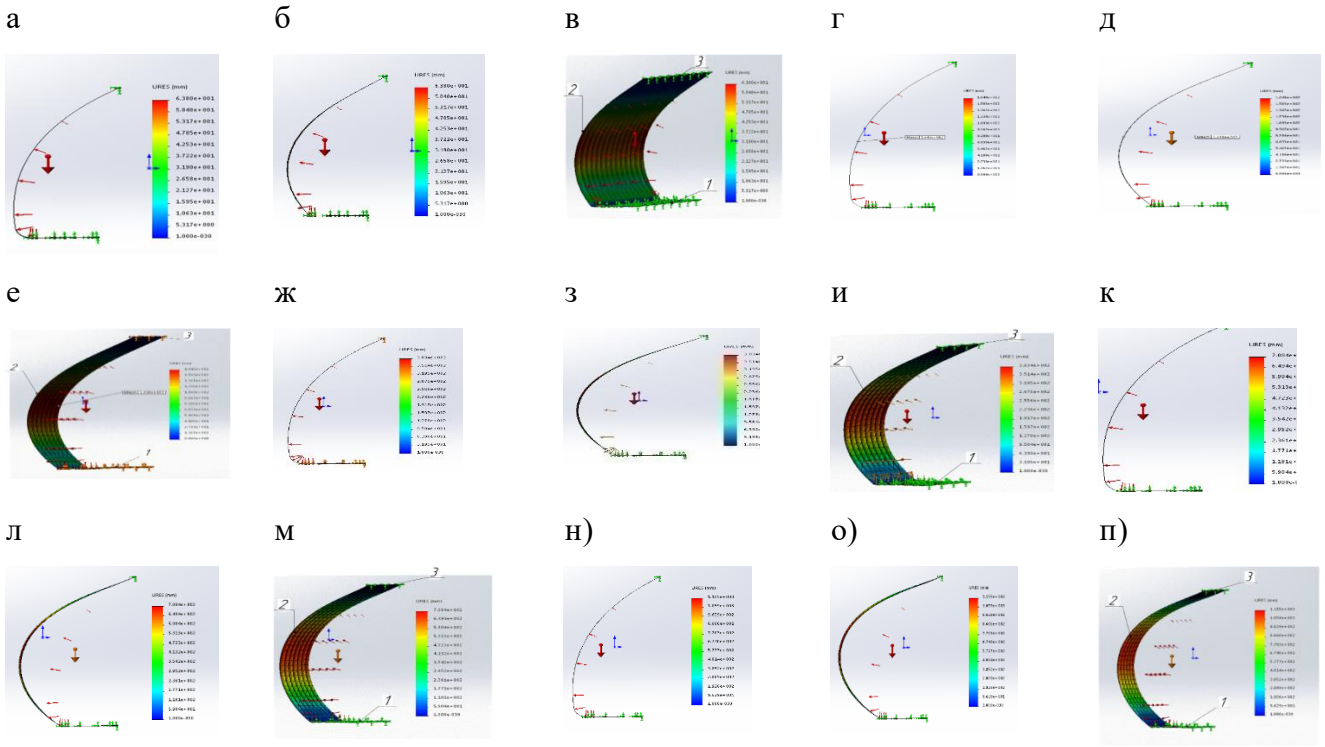


Рисунок 3.20 – Результаты ИМ НДС в незамкнутой водоподпорной оболочке с помощью программы Ansys 17.2 [26]:
1 – основание; 2 – незамкнутая водоподпорня оболочка; 3 – вантовая ферма

Для уточнения формы оболочки под действием гидродинамической нагрузки и ее деформации применяем численное моделирование с помощью Ansys 17.2, последовательность которого следующа:

1. Создаётся модель поверхности водоподпорной оболочки на основе формы поперечного сечения, полученного по аналитическим зависимостям.

2. Согласно данным в примере расчёта задаёмся одним из материалов с необходимыми прочностными свойствами, характеристики которого приведены в таблице 3.3.

3. Определяются условия закрепления водоподпорной оболочки посредством вантовой

фермы.

4. Указываются граничные условия перемещения водоподпорной оболочки мембранно-вантовой плотины, закреплённой к вантовой ферме и основанию [95].

5. Формируется конечно-элементная сетка для твердотейльной модели в виде четырехузлового тетраэдра, а для поверхностной - трехузловая треугольная пластина..

6. Производится расчетное обоснование распределения напряжений, величины деформаций и перемещения водоподпорной оболочки мембранно-вантовой плотины [95].

Окончательные результаты имитационного моделирования водоподпорной оболочкис помощью программы Ansys 17.2 представлены на рисунке 3.20. По результатам обработки данных была получена графическая зависимость поправочного коэффициента от соотношения глубины в верхнем бьефе и периметра оболочки при изменении диапазона (рисунок 3.21) [108].

По результатам статистической обработки методом наименьших квадратов получены эмпирические зависимости поправочного коэффициента периметра водоподпорной оболочки от относительной глубины в верхнем бьефе $h_{в.б}/L$ с достоверностью аппроксимации $R^2 = 0,918$:

$$\varepsilon_L = -0,750 \cdot \left(\frac{h_{в.б}}{L} \right)^2 + 0,828 \cdot \frac{h_{в.б}}{L} + 0,720 , \qquad (3.14)$$

а также поправочный коэффициент к погонному натяжению оболочки, определенной аналитическим методом (достоверность аппроксимации $R^2 = 0,945$),

$$k_N = -0,043 \cdot \left(\frac{h_{в.б}}{L} \right)^2 + 0,149 \cdot \frac{h_{в.б}}{L} + 0,912 . \qquad (3.15)$$

Имитационное моделирование было проведено для 5 имитационных моделей (ИМ) водоподпорных оболочек с шагом напора 1 м, в диапазоне от 1 до 5 м. Результаты ИМ сведены в таблицу 3.4.

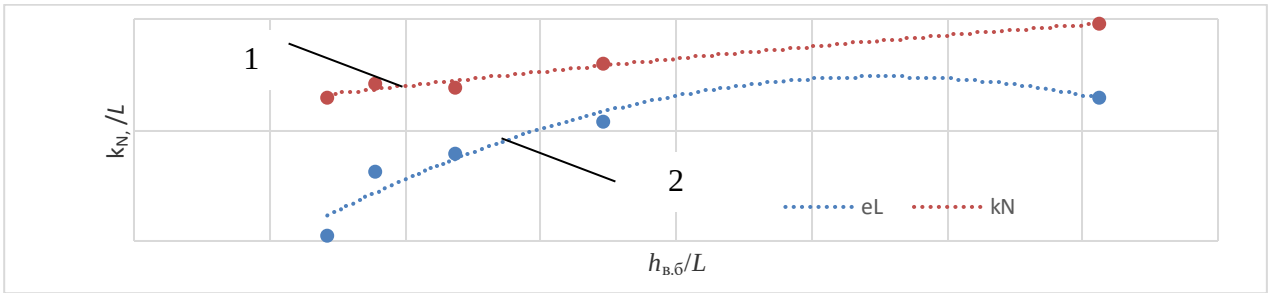


Рисунок 3.21 – Сравнение результатов численного моделирования НДС водоподпорной оболочки мембранно-вантовой плотины и расчётов с использованием аналитических методов

1– зависимость поправочного коэффициента погонного натяжения $k_N = N / N_a$ от относительной глубины в верхнем бьефе $h_{в.б}/L$; *2* – график зависимости поправочного коэффициента периметра водоподпорной оболочки в зависимости от относительной глубины в верхнем бьефе $h_{в.б}/L$ [96]/

Таблица 3.4 – Результаты ИМ мембранно-вантовой плотины [7, 96]

Глубина воды в верхнем бьефе, м	Начальная форма оболочки/конечная форма оболочки/общий вид (рис. 3.20, буквенные обозначения)	Периметр водоподпорной оболочки по результатам численного моделирования L, м	Поправочный коэффициент периметра оболочки $\varepsilon_L = L_a / L$	Поправочный коэффициент погонного натяжения $k_L = N / N_a$
1	а/б/в	1,403	0,93	0,996
2	г/д/е	2,886	0,909	0,9615
3	ж/з/и	4,209	0,88	0,939
4	к/л/м/	5,612	0,863	0,944
5	н/о/п	7,015	0,806	0,931

3.3 Методика имитационного моделирования водопроводящих конструкций на основе гибкого водовода конструкций инженерной защиты из композитных материалов

Назначением гибкого водовода является обеспечение обьектов водо – и энергоснабжения необходимым объемом воды без значительных работ по прокладке и демонтажу сооружений. В связи с этим автором рассматриваются ИМ гибкого участка водовода (рисунок 3.22).для физических и натурных конструкций из гибких замкнутых водонаполняемых оболочек для напоров до 60 м и диаметре от 0,3 до 2 м. Главным отличием гибких водонаполняемых оболочек участка водовода от жёстких является взаимосвязь их формы с внутренними и внешними нагрузками и другими граничными условиями. Поэтому расчёт замкнутых водоподпорных оболочек производится с учётом изменения их формы в зависимости от гидродинамического воздействия потока на водонаполняемую оболочку участка водовода, а также условий крепления и характеристик основания оболочки [72].

Для уменьшения эффекта закручивания гибкого участка водовода однооболочковой конструкции под действием поперечных циркуляций и обеспечения достаточной устойчивости и надёжности работы могут применяться многооболочковые конструкции. В соответствии с этим для ИМ предложены следующие варианты конструкций гибких участков водовода [73]: однооболочкового без дополнительного крепления; однооболочкового с перегородкой без основания; двухоболочкового без основания, в котором обеспечивается скрепление только в верхней части оболочки; двухоболочкового с внешней защитной оболочкой; гибкого участка водовода на водонаполняемом основании.

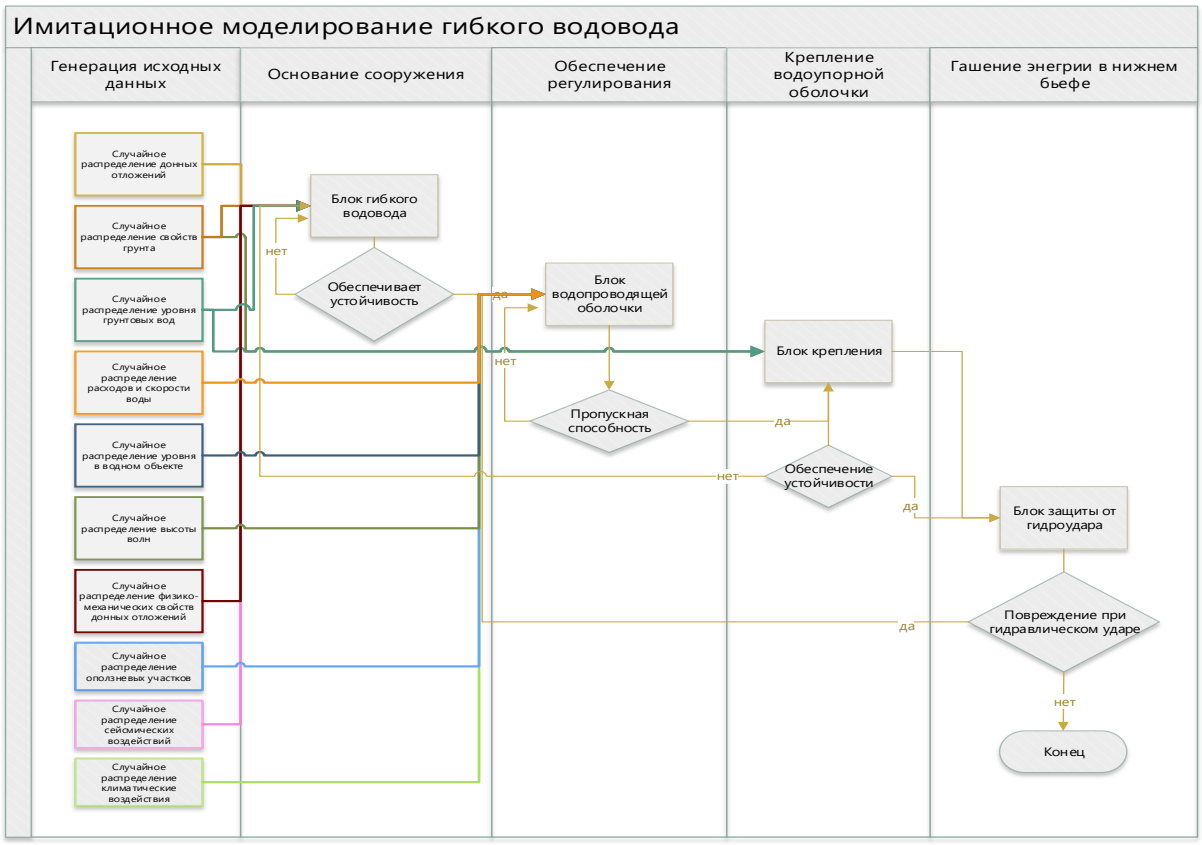


Рисунок 3.22 – Структурная схема имитационного моделирования гибкого участка Водовода

Существующие аналитические положения обеспечивают только приближённые решения моделирования гибких водонаполняемых оболочек в условиях больших перемещений. В то же время программный комплекс Ansys позволяет рассчитывать методом итерационного приближения модели с геометрической нелинейностью, в том числе Hyperelasticity с Large Strains и Large Deflections с учётом гидродинамического воздействия и взаимодействия с контактной поверхностью [32, 72].

Разработанная последовательность численного моделирования конструкций гибких участков водовода приведена на рисунке 3.23.

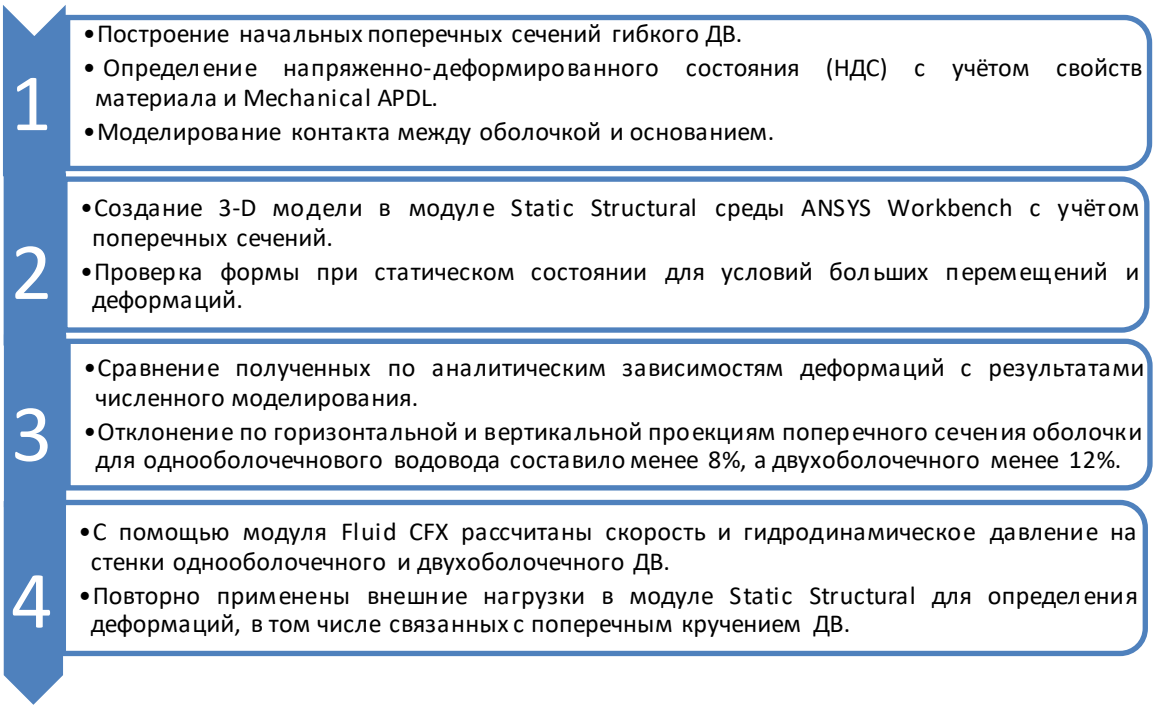


Рисунок 3.23 – Последовательность ИМ гибкого водопроводящего сооружения с применением Ansys

Использование приведённой последовательности позволяет методом итерационных приближений определить предельно-допустимые деформации деривационного водовода, осуществить определение допустимых параметров, а также критериев выбора конструкции и размеров гибкого участка водовода. Для построения начальных поперечных сечений гибкого участка водовода используем аналитические зависимости. При определении формы и НДС гибкого участка водовода вводим следующие допущения: оболочка участка водовода устанавливается на жёстком, горизонтальном основании; нерастяжима, не имеет веса и наполняется несжимаемой жидкостью. Рассмотрим расчётную схему, адаптированную нами для гибкого водонаполняемого участка водовода (рисунок 3.24).

Введём следующие обозначения: W, B –соответственно, ширина оболочки и ее прилегание к основанию; $p_{\text{дн}}$ – давление на основание; ρg – удельный вес воды; L – периметр гибкой водонаполняемой оболочки участка водовода. Относительное прилегание гибкой водонаполняемой оболочки участка водовода к основанию и ширина определяются по следующим формулам: b / L ; $w = W / L.$

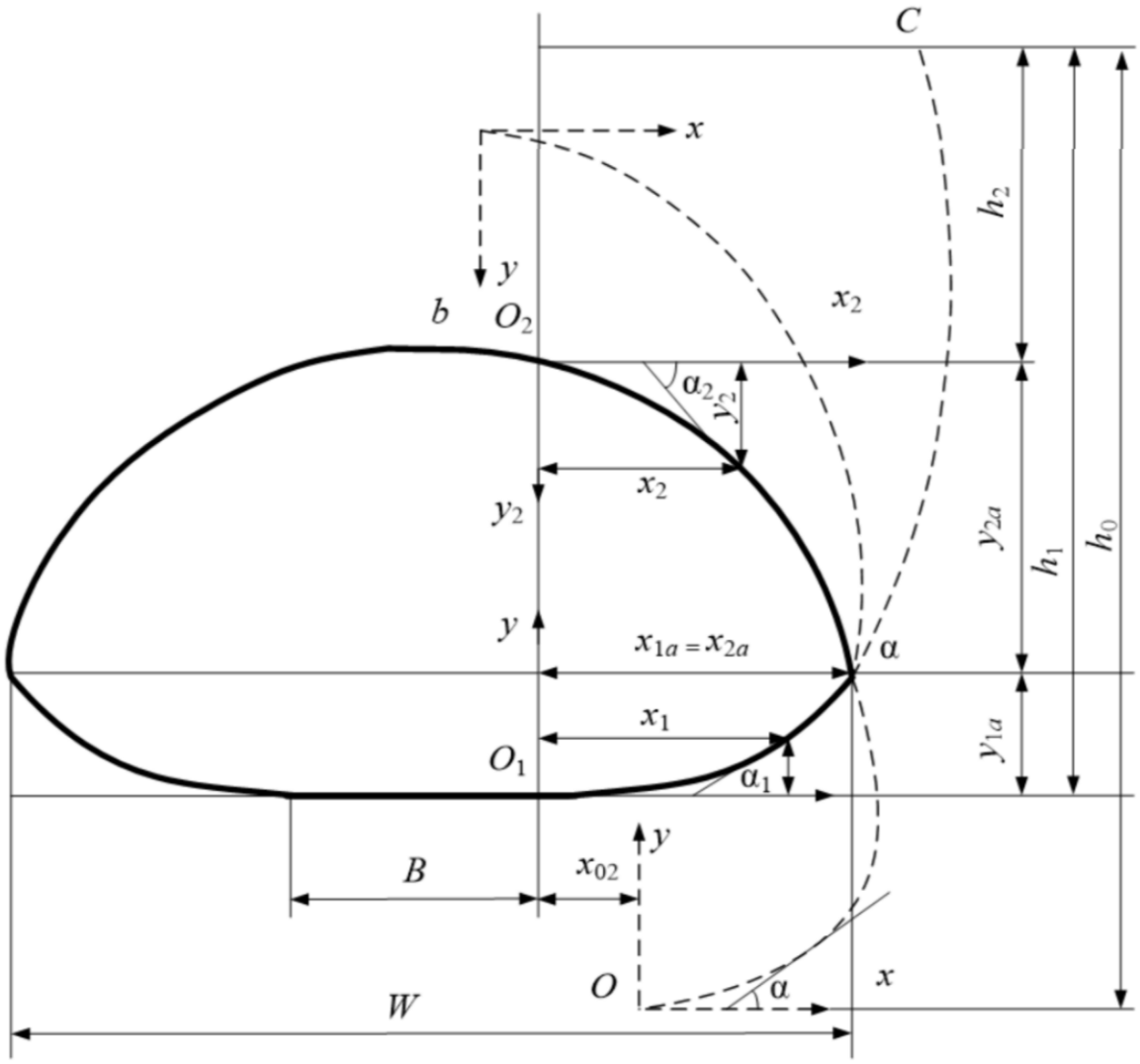


Рисунок 3.24 – Расчётная схема поперечного сечения гибкого участка водовода: 1-точка перегиба оболочки (опорная точка); 2 – прилегание основания оболочки шириной *B*

$$\begin{cases} y_{1a} = h_1[1-\sqrt{1-k_1^2\sin^2\alpha_1}] \\ x_{1a} = h_1\left[\mathrm{E}_2(\alpha_1,k_1)-\left(1-\frac{k_1^2}{2}\right)\mathrm{E}_1(\alpha_1,k_1)\right], \end{cases}$$

$$\begin{cases} y_{2a} = h_2[\sqrt{(1-k_2^2\sin^2\alpha_2)/(1-k_2^2)}-1] \\ x_{2a} = h_2\left\{\begin{matrix}(1-k_2^2/2\left[\mathrm{E}_1(\pi/2,k_2)\right]- \\ -\mathrm{E}_1(\alpha_2,k_2)\end{matrix}\right\}/\sqrt{1-k_2^2}, \\ \quad -\left[\mathrm{E}_2(\pi/2,k_2)-\mathrm{E}_2(\alpha_2,k_2)\right] \end{cases}$$

где h_1 и h_2 – соответственно ординаты расчетной схемы оболочки, м;

k_1 и k_2 – соответственно модули эллиптического интеграла, м; E_1 и E_2 – эллиптические интегралы 2 -го рода соответственно верхней и нижней части оболочки.

Для предварительного определения величины относительного прилегания b водонаполняемой оболочки участка водовода используем формулу Меок Кима [32, 38, 39]:

$$w \cong 0,5 p'_{\text{дн}} k^2 \left\{1 + k^2 \pi/32 - \left[k^4 (3\pi - 10)\right]/64\right\} + b \ , \qquad (3.16)$$

где $p'_{\text{дн}}$ – относительное давление на основание гибкой водонаполняемой оболочки участка водовода,

$$p'_{\text{дн}} = p_{\text{дн}} / (\rho g L) \ . \qquad (3.17)$$

Для построения верхней и нижней частей оболочки участка водовода используем уравнение эластик. При $k_1 \le 1$ форма нижней части оболочки участка водовода будет представлять собой эластику второго рода, а при $k_1 > 1$ – эластику первого рода.

Усовершенствован метод расчёта водонаполняемого гибкого участка участка водовода. Используя зависимости (1.52), определяют начальную форму оболочки для диаметров $d \in [0,05; 0,5]$ м и напоров в ней $\rho g h_2 \in [0,0029; 0,06]$ МПа . Используем для двумерного моделирования гибкой оболочки в модуле Mechanical APDL Ansys с учётом деформаций и больших перемещений (более 20% от геометрических параметров поперечного сечения водонаполняемой оболочки участка водовода). Данный диапазон обеспечивает моделирование как натурных, так и экспериментальных участков водовода. Общее количество ИМ с учётом шага изменения угла основания от 0° до 45° составило 50.

Определение напряженно-деформированного состояния (НДС) гибкого участка водовода с учётом свойств материала в среде Mechanical APDL

При численном моделировании методом КЭ автором использовался модуль Ansys – Mechanical APDL, были осуществлены следующие этапы ИМ методом КЭ:

1. Выбор типа конечных элементов (КЭ). Оболочки участка водовода относятся к безмоментным мягким. Их основания моделировались конечными элементами SHELL 181 и SOLID 185.

2. Выбор материала оболочки участка водовода по характеристикам разрывных усилий, определяемых по аналитическим зависимостям, в диапазоне давлений от 0,02 до 0,6 МПа – Unisol 650: толщина его 0,008 м. Для моделирования выбран элемент SOLID 185 для основания, и он имеет следующие параметры: γ=1500 кг/м^3; $\nu = 0,45$; E =1,7·10^9 Па.

3. Создание геометрической модели оболочки участка водовода. После определения формы оболочек участка водовода в соответствии с зависимостями определены начальные формы участка

водовода периметром от $d \in [0,05;0,5]$ м, внутреннее давление в них от $\rho g h_1 \in [0,02;0,6]$ МПа. Данные поперечного очертания использованы для численного моделирования гидравлических условий работы одно – и двухкамерных гибких водоводов.

Для оценки устойчивости сооружений гибких водоводов необходимо определить влияние следующих факторов: давления и коэффициента трения основания на их деформацию. С помощью программы ANSYS v15.0 выполнены расчёты перемещения одно- и двухоболочечных конструкций водонаполняемых оболочек участка водовода при различных условиях работы, в результате которых определены условия обеспечения их устойчивости при различных уклонах.

4. Создание контактной пары между оболочкой участка водовода и основанием с помощью CONTA 174-«контактная поверхность» и TARGET 170-«целевая поверхность». Коэффициент трения между оболочкой участка водовода и основанием принимается равным 0,3 (принятый для условий контакта оболочки с песком); множитель допуска внедрения FTOLN = 0,1; когезия в контакте COHE = 0; максимально допускаемое контактное давление TNOP = 1E+20.

5. Задание граничных условий и нагрузки на оболочку участка водовода. В качестве исходных поперечных сечений принимались формы однооболочечных и двухоболочечных участков водовода, изменяемые по их длине в зависимости от внутреннего избыточного давления. Так как оболочка участка водовода не закреплена, задают DOF Constraints – ограничения на степени свободы по всем направлениям нижней поверхности основания. Внутренние давления задавались с помощью модуля Functions в ANSYS:

$$P = P_{\text{внут}} + \rho g\left(H - y_{(i)}\right),$$

где $y_{(i)}$ – координаты элемента (i) по направлению y.

6. Проводится нелинейное численное моделирование гибких водонаполняемых оболочек участка водовода в условиях больших перемещений итерационным методом (метод Ньютон-Рафсона – метод прямой итерации). При этом на каждом шаге итерации рассматривают квазилинейные уравнения.

Расчёт формы поперечных сечений и деформаций ведём в Ansys для поперечных сечений гибкого участка водовода физической модели в диапазоне диаметров $d \in [0,05;0,5]$ м и давлений от 0,02 до 0,6 МПа для однооболочечного, однооболочечного с перегородкой, двухоболочечного со скреплением в верхней части, двухоболочечного с внешней защитной оболочкой, которые приведены на рисунке 3.25.

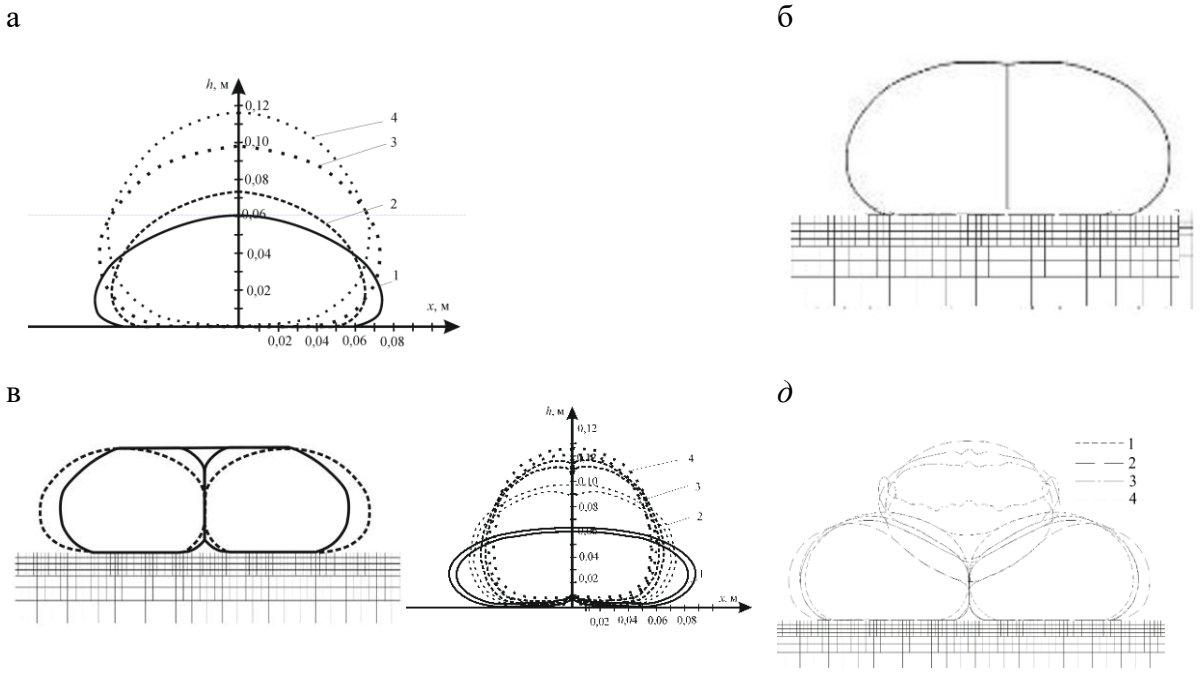


Рисунок 3.25 – Результаты численного моделирования НДС поперечных сечений гибкого участка водовода:
а, б – однооболочечных; *в* – двухоболочечных, соединённых мембраной (*L* = 0,4 м; 0,001-0,010 МПа, 0,002-0,050 МПа, 0,003-0,10 МПа, 0,004-0,400 МПа); *г* – двухоболочечные с внешним покрытием; *д* – однооболочечный водовод на водонаполняемом основании

Результаты сравнения полученных по аналитическим зависимостям данных и численного моделирования были удовлетворительными, так как для оболочки периметром *L*=0,4 м определено отклонение по горизонтальной и вертикальной проекциям в поперечном сечениии, которые составили: для однооболочечного участка водовода – менее 8%, а двухоболочечного участка водовода – менее 12%. Отклонение обусловлено учётом деформации материала оболочки участка водовода [32].

В дальнейшем полученные результаты будут использоваться для создания имитационных моделей гибкого участка водопроводящих сооружений.

Для сравнительного анализа гидравлических условий работы однооболочковых и двухоболочковых участков водовода, а также уточнение их НДС с учётом гидродинамических воздействий, выполнено численное моделирование в программе Ansys 15.0. По результатам численного моделирования получены поперечные сечения оболочек участка водовода и использованы для создания его 3-D моделей.

Модели представляли собой часть водовода длиной 30 м на поверхности, закреплённые в верхней части к сифонному водозабору по периметру поперечного сечения, имеющие коэффициент

трения между оболочкой участка водовода и поверхностью 0,3, и угол наклона к горизонтальной плоскости 30°.

Рассматривали наиболее простой случай установившегося движения при напорах в диапазоне от 1,5 до 3 м в начальном сечении участка водовода.

Производили моделирование потока с помощью модуля Fluid CFX. На основе той же геометрической модели рассчитаны скорость и гидродинамическое давление на стенки однооболочечного и двухоболочечного участка водовода (рисунок 3.26).

В случае применения однооболочечной конструкции гибкого участка водовода наблюдаются однонаправленные поперечные циркуляции в диапазоне продольных составляющих скоростей от 0,01 до 0,41 м/с (рисунок 3.26, *а, в*), а в случае двухоболочечной конструкции деривационного водовода в диапазоне продольных скоростей 0,00 до 0,42 м/с наблюдаются противонаправленные для различных сечений поперечные циркуляции, которые должны обеспечить устойчивость к скручиванию деривационного водовода (рисунок 3.26, *б, г*) [7].

а б в г

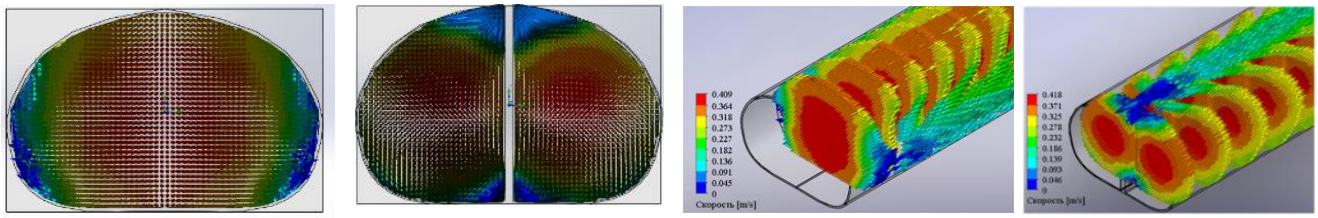


Рисунок 3.26 – Численные модели динамики потока в деривационном водоводе в программе Flow Simulation (участка водовода): *а, в* – соответственно поперечное сечение и изометрия скоростной структуры потока в однооболочечном участке водовода; *б, г* – соответственно поперечное сечение и изометрия скоростной структуры потока в двухоболочечном участке водовода

Затем они были повторно применены как внешние нагрузки для определения деформаций, в том числе связанных с поперечным кручением участка водовода.

Примеры результатов исследования одно – и двухоболочечного участка водовода с одинаковыми периметрами по внешней оболочке 0,4 м представлены на рисунке 3.27 [301].

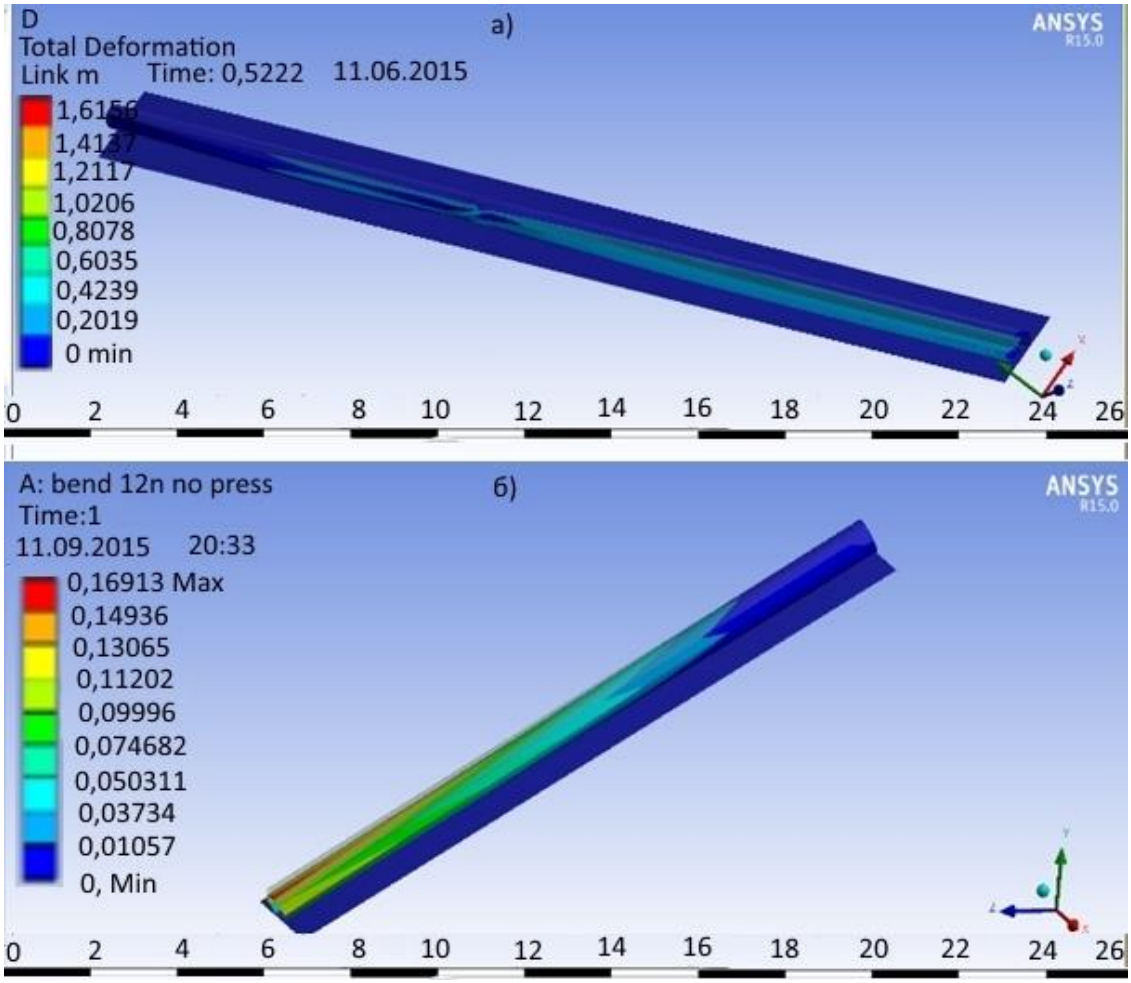


Рисунок 3.27 – Результаты ИМ гибкого участка водовода длиной 30 м и наклоном поверх-
а, б – соответственно, однооболочечный и двухоболочечный участки водовода

Как видно на рисунке 3.27, *а* на расстоянии 12 м происходит скручивание гибкого однооболочечного участка водовода, необходимо применять установку дополнительных креплений в труднодоступных горных условиях. В то же время двухоболочечный участок водовода, как видно на рисунке 3,27, *б*, не имеет скручивания и его деформации не выходят за пределы упругих. В связи с этим, несмотря на больший расход материала, обеспечивается более надёжная его эксплуатация.

Выполнено ИМ НДС гибкого участка водовода из композитных материалов в диапазоне давлений от 0,00981 до 0,4905 МПа. Численное моделирование в программе Ansys 15.0 в модуле Static Structural показал их достаточную сходимость с результатами по аналитическим формулам при статическом расчёте. Максимальное отклонение составило 12%, что является приемлемым для случая больших деформаций. В дальнейшем данные зависимости используются для предварительного расчёта формы двухоболочкового участка водовода.

Для определения гидравлических условий работы гибкого участка водовода нами рассчитаны его гидравлические характеристики с целью оценки потерь напора по длине, результаты которых приведены на рисунке 3.28 [7].

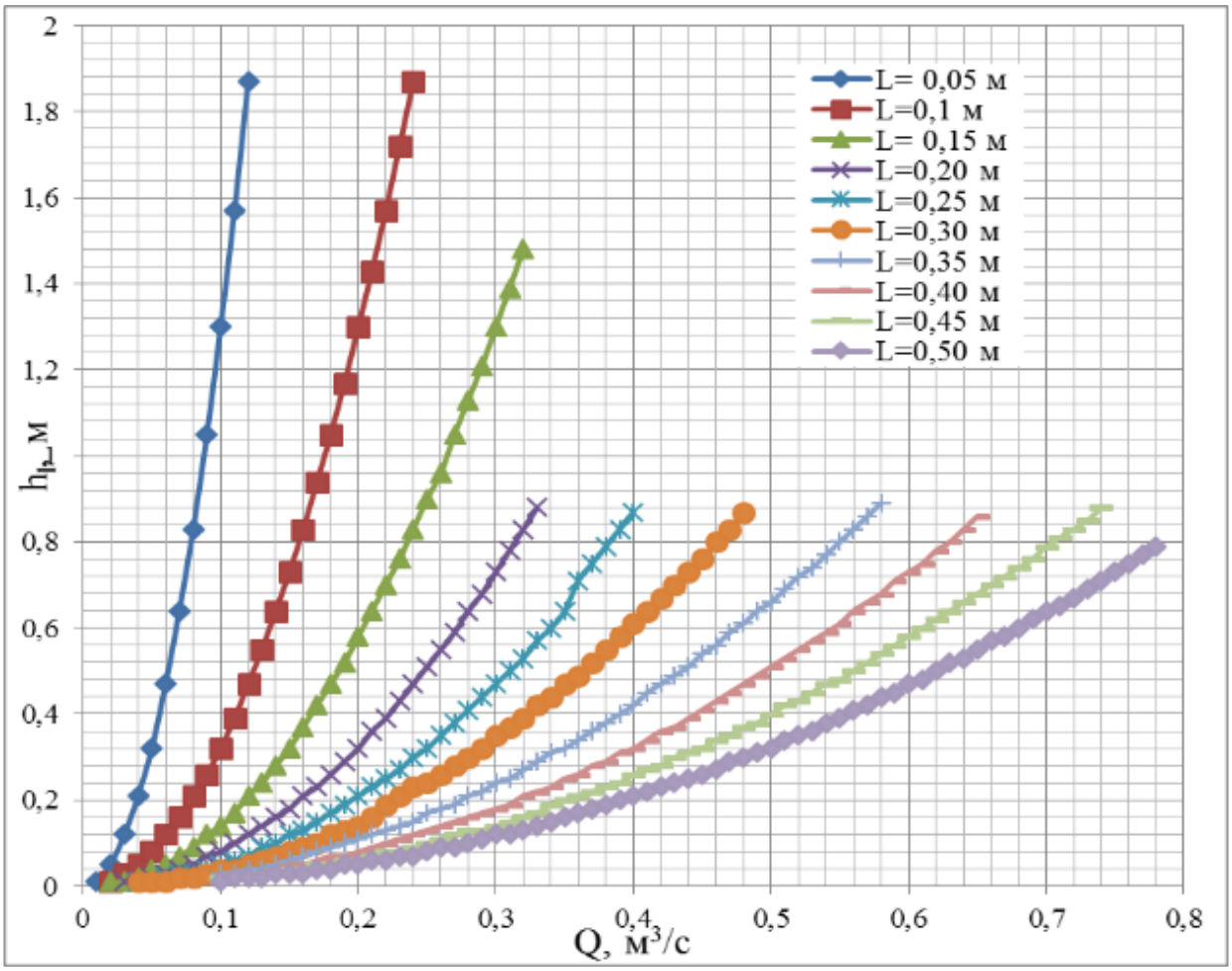


Рисунок 3.28 – График зависимости потерь напора по длине от расхода Q и периметра L поперечного сечения гибкого участка водовода

ИМ гидравлических условий работы участка водовода из одно – и двухоболочковых, выполненных в программе Ansys 15.0, позволяют сделать вывод, что на участках протяженностью более 30 м и угле наклона по трассе водовода 30º происходит скручивание однооболочкового участка водовода, поэтому необходимо использование двухоболочковой конструкции водовода на водонаполняемом основании.

При ИМ гибкого деривационного водовода создано: 10 имитационных моделей однооболочкого участка водовода; 10 – однооболочковой конструкции участка водовода с мембраной; 10 – двухоболочковых, соединенных мембраной.

В результате ИМ было определено, что устойчивость гибкого участка водовода обеспечивается при следующих условиях использования вариантов его конструкций:

– однооболочкового без дополнительного крепления для уклонов по трассе менее 10° и при обеспечении коэффициента трения не менее 0,6;

– однооболочкового с перегородкой без основания для уклонов по трассе от 10° до 15° с коэффициентом трения не менее 0,6;

– двухоболочкового без основания, в котором обеспечивается скрепление только в верхней части оболочки при уклонах от 15° до 30°;

– двухоболочкового с внешней защитной оболочкой, обеспечивающей дополнительную защиту водовода от 20° до 30° при коэффициенте трения от 0,2 до 0,6;

– гибкого участка части водовода на водонаполняемом основании при его прокладке в условиях оползневых участков и сложном рельефе местности при коэффициенте трения от 0,2 до 0,6.

Критериями определения параметров гибкого участка части водовода являются: потери напора; деформация материала оболочки; горизонтальные и вертикальные перемещения водовода; углы вращения его.

Для прокладки трубопровода в качестве основания используются грунтонаполняемые оболочки.

ИМ конструкций из грунтонаполняемых оболочек проводилось при помощи программного обеспечения *Simulation* (приложение *Solid Works*) методом конечных элементов при следующих допущениях: оболочка - безмоментная; используемый композитный материал - однородный. ИМ проводилось для диапазона периметров L в поперечном сечении оболочки от 0,5 до 6,0 м, обеспечивающих высоту закрепления деривационного водовода от 0,3 до 1,5 м. Моделирование проводилось с шагом 0,5 м, а также для углов наклона основания грунтонаполняемых оболочек от 0° до 20° с шагом 5°, общее количество моделей составило 48.

Создание трёхмерной оболочки, нагрузки и крепления (площадь S= 0,03364 м^2, периметр L= 0,7 м, высота H= 0,43 м) для физической модели (рисунок 3.29), (площадь S= 0,538247 м^2, периметр L= 2,819506 м, высота H= 0,6 м.).

а б в г

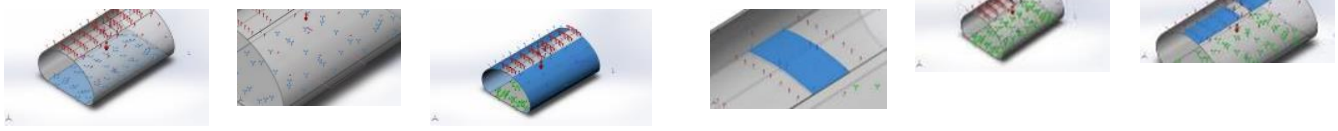


Рисунок 3.29 – Задание граничных условий:
а – крепление нижней части оболочки; *б* – имитация силы тяжести, действующей на модель (9,81 с/м^2); *в, г* – давление грунта на оболочку (2,159 кН/м^2); *д* – давление водовода на грунтонаполнемую оболочку; *е* – контакты элементов оболочки

После создания граничных условий производим расчёт, результаты которого представлены на рисунке 3.30.

а) б)



в) г)



Рисунок 3.30 – Результаты расчётов замкнутой грунтонаполняемой оболочки: *а* – сетка конечных элементов; *б* – суммарные напряжения; *в* – перемещение; *г* – деформация

Параметры оболочки для физической модели площадь S= 0,006 м^2; периметр L= 0,34 м, а для натурной модели площадь S= 0,1 м^2; периметр L= 1,4 м.

Закрепление гибкого водовода вантовой системой предусматривается при прокладке его по оползневым участкам, а также при уклонах более 45° по трассе деривационного водовода. Схема вантовой системы для закрепления гибкого участка части водовода представлена на рисунке 3.31 [7, 108].

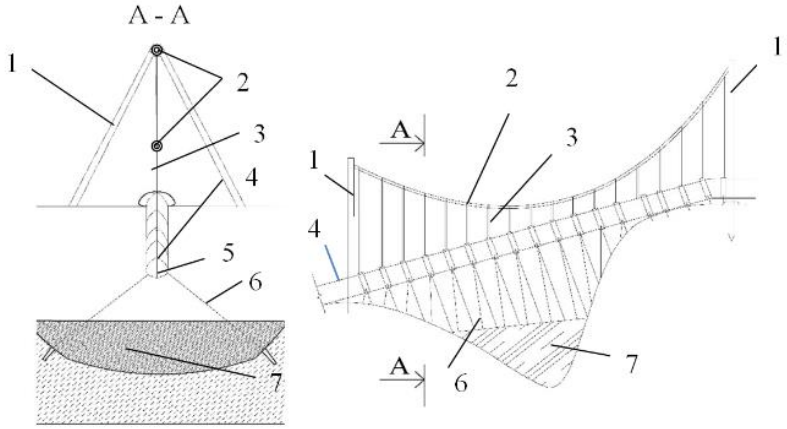


Рисунок 3.31 – Схема вантовой системы для закрепления гибкого участка водовода: 1 – опоры; 2 – ванта-подбор; 3 – ванты-оттяжки; 4 – участок водовода; 5 – обечайки;

6 – ванты; 7 – оползневый участок

Вантовая система включает ванту-подбор и ванты-оттяжки, для уменьшения воздействия ветровой нагрузки предусмотрены также дополнительные ванты-оттяжки. Для физической модели предусматривается выполнение участка водовода, закреплённого вантовой системой.

Вантовые системы обеспечивают закрепление водовода в местах мощных аллювиальных отложений и оползневых явлений. Они состоят из двух основных групп. К первой относятся системы из отдельных звеньев, объединённых в цепь. Ко второй группе относят вантовые висячие системы, в которых вертикальную нагрузку воспринимают уже не звенья цепи, а совокупность раскосов и поясов. Цепные системы являются экономичным решением и наиболее приемлемыми для поддержания мобильного участка водовода. Однако на них существенно влияет ветровая нагрузка, что необходимо учитывать при их расчётах [7, 108].

При ИМ рассматривались размеры вантовой системы и для натурной конструкции в диапазонах от 5 до 50 м.

Выводы по третьей главе

1. Разработанные автором методы имитационного моделирования конструкций инженерной защиты с применением результатов вычислений в Ansys, с учетом исследованных свойств НДС материала Matlab Simulink имитационные модели были использованы при проведении исследований комплексов сооружений, входящих в состав МБСВиЭ [106].

2. При имитационном моделировании грунтоармированных конструкций рассмотрены берегозащитные сооружения и подпорные стены высотой $H \in [1,5;10]$ м, что позволило обосновать параметры армирования в зависимости от условий возведения.

3. На основе проведённого анализа автором выявлены наиболее существенные факторы, оказывающие влияние на устойчивость и надежность функционирования регулирующих сооружений из композитных материалов, в т.ч. мембранно-вантовых плотин, к которым относятся: условия закрепления; гидравлический и эксплуатационный режимы работы данных сооружений, а моделирование осуществлялось при регулировании напоров уровней в верхнем бъефе в диапазоне $h_{в.б} \in [1;6]$ м и также перекрываемом пролете $B \in [5;30]$м с учетом надежности их функционирования и характеристик композитных материалов [106].

4. Ввиду многообразия возможных вариантов необходимо создать оптимизационные модели для выбора параметров конструкций инженерной защиты из композитных материалов [98, 306].

Глава 4 Оптимизация выбора и расчетное обоснование мероприятий и сооружений инженерной защиты из композитных материалов для малых водотоков

4.1 Оптимизация выбора мероприятий и сооружений для инженерной защиты

При решении проблемы выбора оптимальных мероприятий и сооружений инженерной защиты проектировщику необходимо рассмотреть множество вариантов альтернативных решений, связанных с их выбором и составом, в том числе при применении замкнутых и незамкнутых оболочек из композитных материалов (полимерных) и различных заполнителей, сравнить их с традиционными элементами, решить вопросы экологической инфраструктуры, дать надежный прогноз поведения всей сложной технической системы в целом, снизить объём экспериментальной обработки, доводки и проектирования, строительства и эксплуатации [38-40, 63, 59, 60, 69, 79, 90, 93, 95, 98, 99, 100, 106,107, 108, 159, 170].

Автором создания комплекса программ (ПК) по компьютерному анализу выбора и оптимизации элементов сооружений инженерной защиты, а также их оптимальных параметров с привлечением различных математических моделей в сочетании с человеко-машинными процедурами, в которых выбор наилучшего решения основывается на предположении о существовании обобщенного критерия задачи оптимизации, на основании которого лицо, принимающее решение (ЛПР), определяет наилучший вариант из множества альтернативных решений. Такой подход наиболее целесообразен, особенно когда ЛПР затрудняется в оценке вклада частных критериев в интегральный показатель, а также в принятии решения в соответствии с имеющимися базами данных на ЭВМ и контролем ЛПР [63, 106, 261].

Для специалиста одним из наиболее важных факторов является последовательность прохождения модели многокритериальной ситуации оценки при выборе мероприятий и сооружений от начального состояния к промежуточному или окончательному решению. Это способствует более объективной оценке возможности улучшения значений обобщенных критериев. Необходимо сформировать при этом множество эффективных решений для использования адекватных человеко-процедур, чтобы выявить оптимальные с точки зрения ЛПР решения. При постановке задач оптимизации сложной технической системы с помощью математической модели следует учитывать последующие ограничения, которые уже проверены в экспериментальных и натурных условиях. В ходе проектирования объектов водохозяйственного строительства необходимо обосновать выбор мероприятий, а также рассмотреть множество вариантов технических решений сооружений из композитных материалов для обоснования их оптимальной конструкции и параметров [106, 107, 115].

Автором разработано программное обеспечение «Оптимизация выбора и расчета сооружений из композитных материалов для инженерной защиты при водохозяйственном проектировании»

(ПК ОПОСИС) с использованием принципа многоступенчатой оптимизации решения задач вариантного проектирования, структура которой построена по агрегатному признаку и содержит пять уровней оптимизации [106, 227-229]:

1-й уровень – анализ исходных данных, выбор критериев и ограничений для водохозяйственного строительства;

2-й уровень – построение математических моделей водных и водохозяйственных объектов, выбор мероприятий по их инженерной защите;

3-й уровень – структурная оптимизация, выбор наилучших конструкций защитных сооружений, отвечающих всем рассматриваемым критериям;

4-й уровень – параметрическая оптимизация параметров по многоцелевым функциям (выполнение всех функций, обеспечение надежности функционирования, минимизация затрат рабочего времени и приведенной стоимости и т.д.). Выбор наиболее выгодной конструкции сооружения и составляющих её элементов;

5-й уровень – производство окончательных расчетов выбранной конструкции и её элементов с применением разработанных методик расчета.

На первом этапе пользователь, осуществляя анализ исходных данных по: гидрологическим; гидрогеологическим и морфологическим характеристикам водного объекта; его расположению; условиям водопользования, а также местам возможного сброса сточных вод и загрязненного стока, нахождению накопителей вторичных материальных ресурсов и т.п., определяет мероприятия по защите водных ресурсов. При этом он задается основными критериями и ограничениями, предъявляемыми к проектируемым сооружениям (критерии надежности по нагрузкам и деформациям, ограничения по стоимости и др.).

На втором этапе происходит выбор мероприятий по инженерной защите при водохозяйственном строительстве, при этом структурная оптимизация производится двумя способами. Первый способ основан на проведении экспресс – расчетов, отобранных пользователем конструкций и выбора наиболее оптимальной из них. Второй способ предусматривает привлечение экспертных систем для выбора конструкции, при этом используют базу данных, сформированную на ПЭВМ, и опыт привлеченных экспертов, которые постоянно дополняют её при принятии решений.

Для методики структурной оптимизации разработана программная оболочка (ПО), являющаяся фрагментом всего программного комплекса (рисунок 4.1) [93, 94, 106,107, 108, 228, 230].

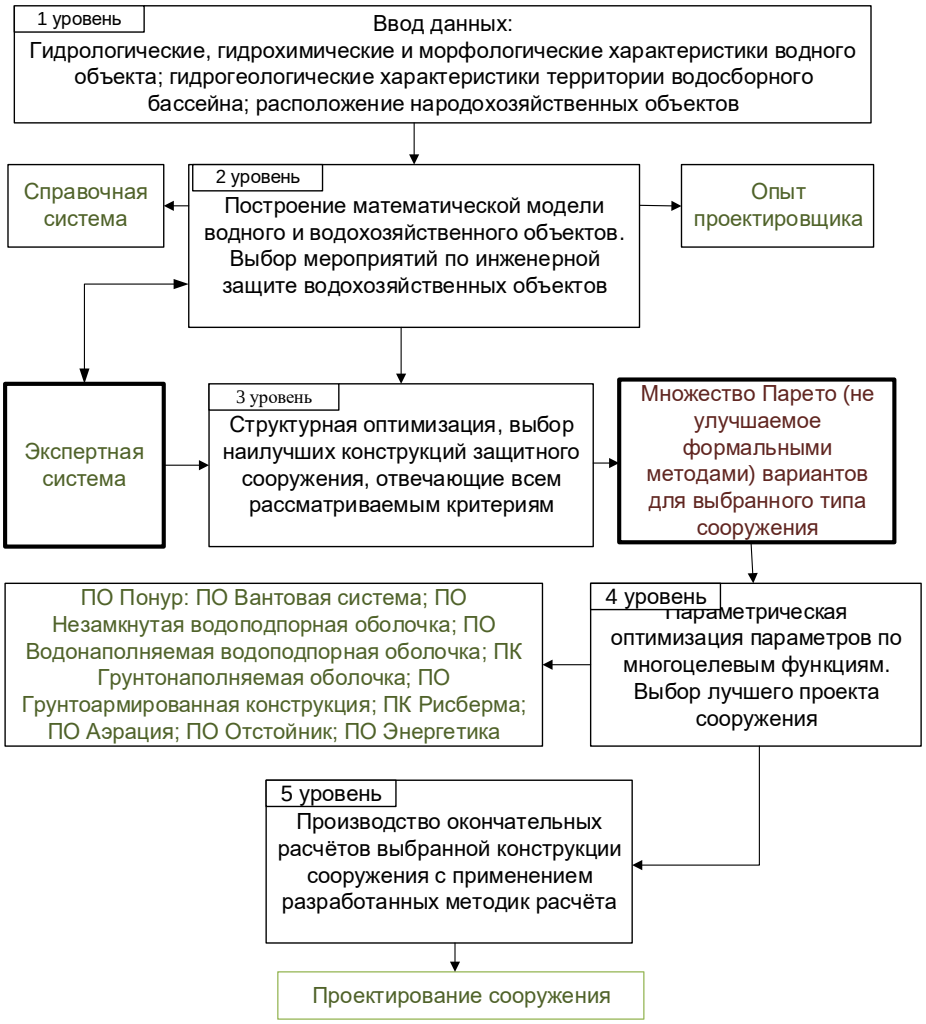


Рисунок. 4.1 – Структура ПК ОПОСИС [7, 102, 106]

В её инвариантную структуру, построенную по агрегатному принципу, могут быть включены различные типы сооружений в виде расчетных схем и справок, банков данных, а также программ-модулей по их расчету. Это обеспечивает возможность рассмотрения различных типов конструкций и отсеивание из анализа заведомо неприемлемых вариантов. Информационное обеспечение, заложенное в ПК ОПОСИС, позволяет ЛПР получить необходимые сведения о возможности его использования при осуществлении мероприятий по инженерной защите, перечень необходимых исходных данных и рассчитываемых параметров каждого элемента сооружения, участвующего в синтезе вариантов. Однако окончательный выбор какого-то определенного типа конструкции возможен только после его параметрической оптимизации на 3-м уровне, поскольку данные, полученные при оптимизации его параметров, могут существенно отличаться от результатов предварительного экспресс-расчета. Третий уровень – структурная оптимизация – в ПК ОПОСИС построен по агрегатному принципу и состоит из модулей по выбору конструкций сооружений для выбранных мероприятий [99, 106, 107].

Для выбора окончательного проектного решения на 4-м уровне оптимизации, обоснованного на предыдущих этапах, определяются параметры сооружения с применением программных модулей, а также современных программ, использующих методы численного моделирования Ansys 15, Flow 3D, Comsol Femlab Multiphysics, Simulation Floworks (приложение SolidWorks), Plaxis и др. На этом уровне выполняются окончательный выбор элементов и расчет параметров сооружений инженерной защиты [8, 99, 106-107].

На пятом уровне производится окончательный расчет выбранного сооружения с выводом его параметров для конкретных условий установки.

Данная структура ПК ОПОСИС является обобщающей. Ниже приводится описание основных положений методики оптимизации [106].

4.2 Создание метода оптимизации сооружений инженерной защиты из композитных материалов и программного комплекса на его основе

Требования к мероприятиям и сооружениям инженерной защиты часто противоречат друг другу по техническим, социальным, экономическим и экологическим показателям. В связи с этим выбор оптимальных из них должен быть многокритериальным.

Решение задачи построения многокритериальной оптимизации (МКО) в вариантном проектировании рассматривалось Г.М. Антоновой,.И.И. Артоболевским, Н.В Арефьевым, Н.П.Бусленко, А.П. Гуменниковой, И. И.Ереминым, А. Ф. Измаиловым, Д.С. Завалищиным, В.А. Перепелицей, В.В. Подиновским, Н.М. Соболм, Р.Б. Статниковым и др. Ими был предложен метод систематического просмотра многомерных областей. В данном методе используются не все точки в пространстве параметров, а только пробные равномерно распределенных областей. Для создания многокритериального пространства параметров используется множество Парето, что представлено в работах А.Н. Воронина, В.П. Дыба, Ю.Н Мурзенко, Г.М. Скибина [7, 8, 10, 11, 39, 30, 64, 26, 64, 70, 73, 95, 98, 80, 100, 106-108, 116, 177, 213, 216, 241, 242].

4.2.1 Исходные данные для проектирования сооружений инженерной защиты

Проектирование сооружений инженерной защиты из композитных материалов для малых водотоков начинают с ввода климатических, гидрологических данных и морфологических характеристик водного объекта, возможных негативных взаимодействий с народнохозяйственными объектами на территории водосбора, места расположения источников повышенной опасности (накопителей вторичных материальных ресурсов и т.п.); определяют мероприятия по защите водных ресурсов с визуализацией на экране.

При участии автора разработаны программные модули для оптимизации параметров сооружений инженерной защиты [228, 230].

Предумотрено два способа описания характеристик водного объекта и территории его водосбора с помощью табличных данных описательной части и геоинформационных систем (рисунок 4.2) [103].

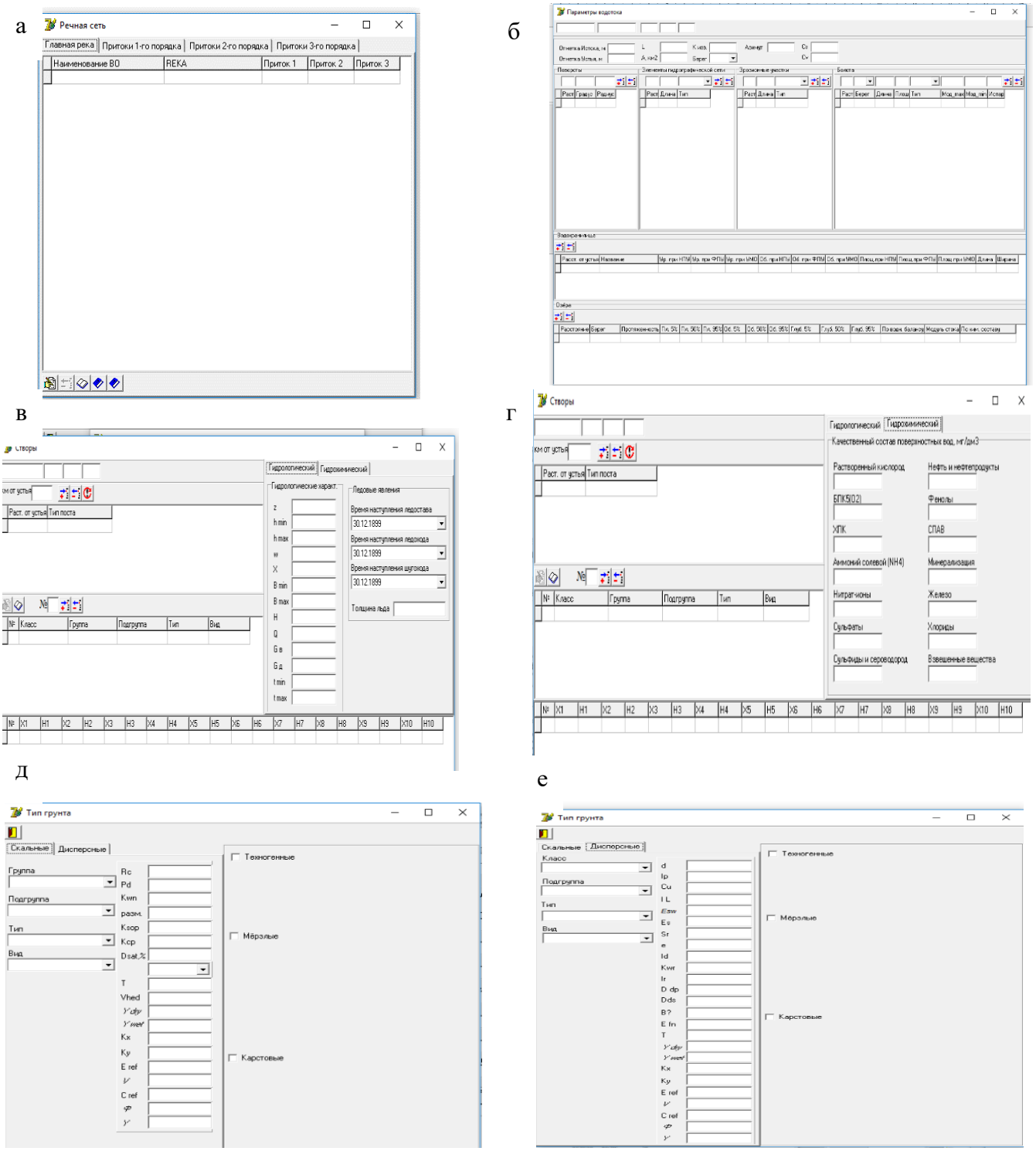


Рисунок. 4.2 – Интерфейсы ПК ОВиРСКМИЗВП для табличного ввода данных: *а* – описание водного объекта; *б* – характеристики водного объекта и выбор створов; *в*, *г* –соответственно гидрологические и гидрохимические характеристики выбранного створа; *д, е* – характеристики скальных и нескальных грунтов в выбранном створе

Для использования ГИС в ПК ОВиРСКМИЗВП при описании водного объекта и территории его водосбора включает в себя три взаимосвязанных элемента: подпрограмма (ПП) расширения (плагин) для геоинформационной системы *Quantum GIS*; база данных; ПП обработки информации «*Optimization*» [103, 228].

ПП расширения разработана с целью упрощения определения климатических и гидрологических характеристик района проектирования с учетом географического положения оптимизируемых объектов и особенностей рельефа местности. Подпрограмма написана на языке *Python*. Необходимая информация извлекается из анализа многослойных векторных карт формата **.qgs*, отражающих морфологию рельефа (топологию) и характеристики грунтов [105].

База данных обеспечивает структурирование, хранение и доступ к входным, промежуточным и итоговым данным для остальных элементов программного комплекса. В качестве системы управления базой данных (СУБД) нами выбрана *dBASE IV*, встроенная в *Borland Database Engine* (*BDE*). Физически информация хранится в нескольких файлах формата **.dbf*, соответствующих группе хранимых данных (параметры створа, характеристики грунта и т.д).

В программе обработки информации «*Optimization*» реализован доступ к хранимой в базе данных информации и основные оптимизационные алгоритмы. Программа написана с использованием объектно-ориентированного программирования (ООП) на языке *Object Pascal* (*Delphi*). Входными данными для нее служит информация, полученная с помощью ПП расширения. Вывод данных может быть осуществлен несколькими способами: в базу данных, в текстовый файл, на экран ЭВМ.

Пример построения поперечных сечений для выбора места установки водоподпорного сооружения инженерной защиты представлен на рисунке 4.3.

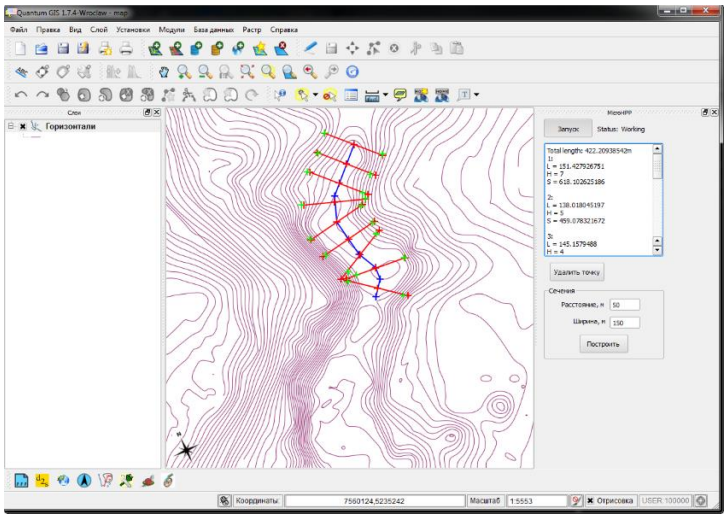


Рисунок 4.3 – Подпрограмма расширения (плагин) «MicroHPP» для геоинформационной системы Quantum GIS

При вводе координат створа задействуется модуль «*MicroHPP*», которая обеспечивает определение положения линии наибольших глубин в зависимости от отметок и значений изолиний, расчет площади поперечных сечений ω и гидравлических параметров потока (смоченного периметра χ и гидравлического радиуса R). В зависимости от инженерно-геологических условий определяются коэффициенты шероховатости n по руслу водотока, затем по модулю стока q расчетной обеспеченности и площади водосбора A определяются расход и уклон.

Вкладка «гидрологические характеристики, речная сеть»: вводится код водохозяйственного участка, наименование водохозяйственного объекта и притоков позволяет уточнить данные по выбранному створу при известных данных гидрологических наблюдений (рисунок 4.4).

Вводятся: расстояние от устья до выбранного створа; тип поста; класс; группа; подгруппа; тип и вид створа; отметка пойменной бровки; минимальная и максимальная глубины; площадь живого сечения; ширина русла по урезу при максимальном и минимальном расходах; напор; расход воды расчетной обеспеченности; расход взвешенных и донных наносов; минимальная и максимальная температуры воды и смоченный периметр. Ледовые явления: наступления ледостава, наступление ледохода, время наступления шугохода и толщина льда. Данные по поперечному сечению: расстояние от постоянного начала и глубина (рисунок 4.4).

а

б

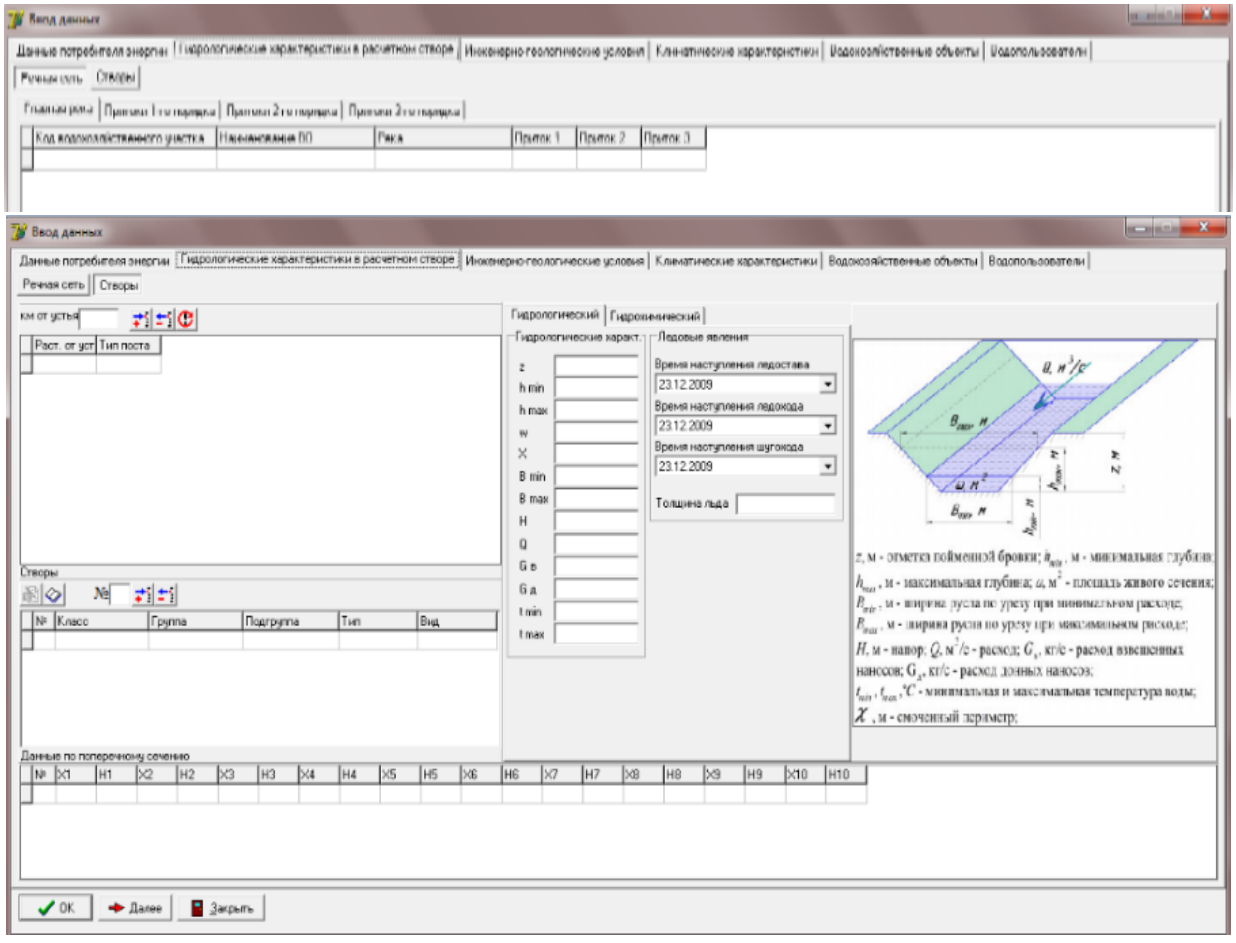


Рисунок 4.4 – Гидрологические характеристики, речная сеть: *а* – характеристики речной сети; *б* – характеристики створа

Вкладка «климатические характеристики» содержит: температуру воздуха среднемесячную, максимальную и минимальную температуры за летний и зимний периоды; среднегодовую и максимальную на высоте, а также среднюю по сезонам скорость ветра (рисунок 4.5) [102, 108].

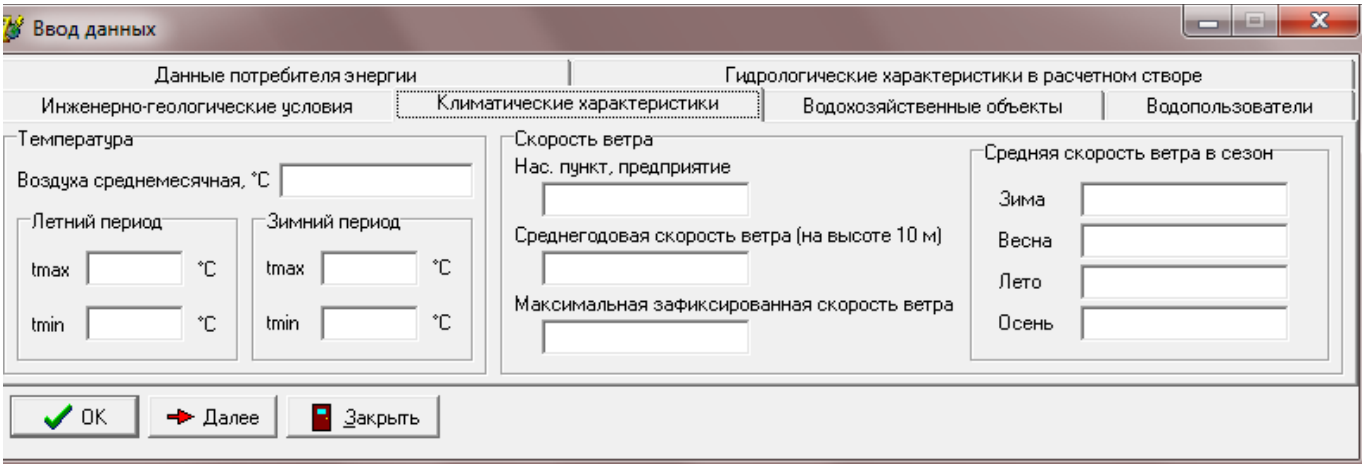


Рисунок 4.5 – Метеорологические элементы

Данные о водохозяйственных объектах и их характеристики вводятся в интерактивные формы (рисунок 4.6).

а

б



Рисунок 4.6 – Водохозяйственные объекты: *а* – дамбы обвалования; *б* – водоподпорные сооружения

В интерфейсе «водопользователи» вводятся данные о населенных пунктах и промышленных предприятиях, накопителях вторичных материальных ресурсов и линейнопротяженных сооружениях (рисунок 4.7).

а

б

в

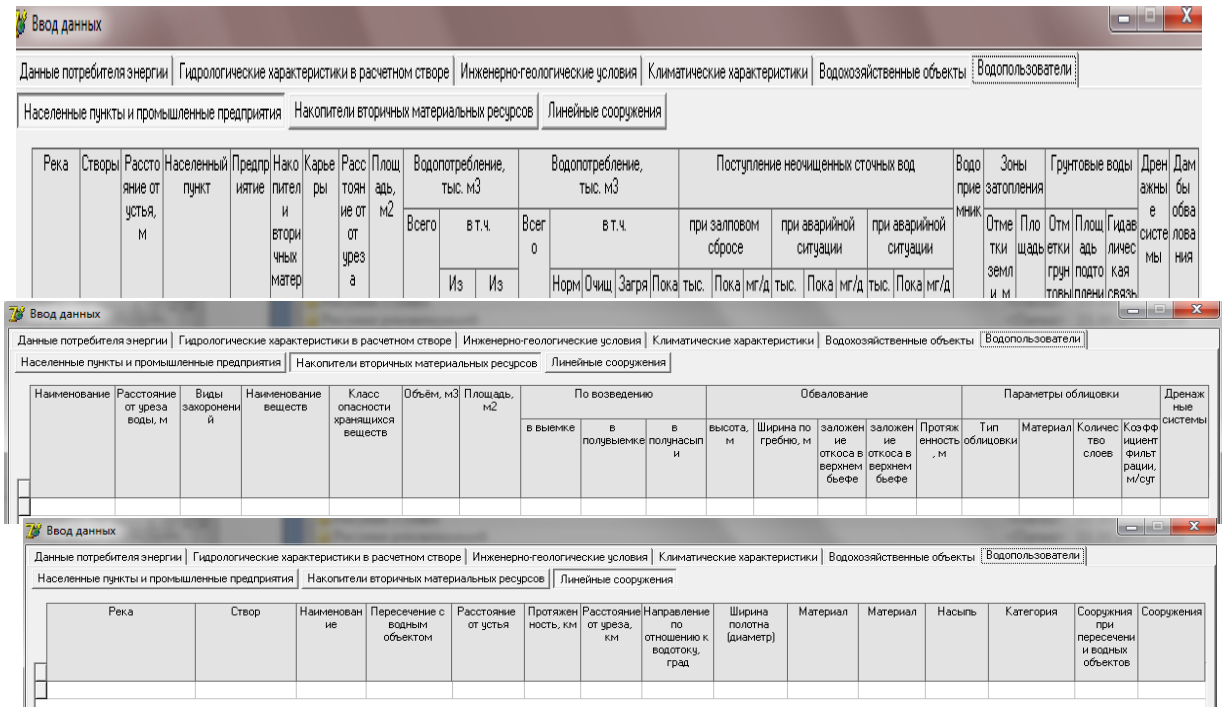


Рисунок 4.7 – Водопользователи: *а* – населенные пункты и промышленные предприятия; *б* – накопители вторичных материальных ресурсов; *в* – линейные сооружения

4.2.2 Создание математической модели оптимизации параметров сооружений инженерной защиты

Для оптимизации компоновки и параметров элементов сооружения инженерной защиты, обладающей наилучшими технико-экономическими показателями и надёжностью, необходимо создание ММ, которая представляет собой алгоритмы решения по оптимизации сооружений инженерной защиты и на основе которых планируют разработку программы расчёта для ЭВМ с учётом результатов ИМ, а также методику и программу экспериментальных исследований сооружений инженерной защиты [98, 246].

При создании сооружений инженерной защиты используют ММ с системным подходом, который позволит объединить ИМ элементов сооружений инженерной защиты, созданных в первой главе, пропорционально их значимости, в единую оптимизационную модель. При данном подходе нетиповые элементы сооружений инженерной защиты составляют из отдельных подсистем, а затем интегрируют их в общее сооружение с учётом выбора типовых элементов. Например, водоподпорное сооружение является элементом сооружений инженерной защиты и включает в себя подсистему элементов: оболочку; вантовую систему; основание (понур); рисберму и т.д. Каждая из подсистем имеет свои целевые функции, критерии выбора и диапазон параметров. Далее приведена обобщённая структура оптимизационной ММ сооружений инженерной защиты [7, 108, 246].

При этом включение отдельных разобщенных подсистем рассматривают как интегрирование в общую систему с обобщенной структурой оптимизационной ММ.

Основанная на системном подходе структура оптимизационной ММ сооружений инженерной защиты (рисунок 4.8) предполагает, что создание ММ имеет общую цель - Ц, которая формирует ряд исходных требований - Т и критериев выбора - КВ. На основании исходных требований создают отдельные подсистемы – П, из которых затем формируют группу элементов – Э. Конечная ММ представляет собой набор взаимосвязанных элементов, полученных на основании выбора - В по заранее сформированным критериям [99]. Исходные данные – Д определяют на стадии формирования исходных требований и дополнительно на стадии формирования элементов модели, таким образом, создание модели осуществляется от общего к частному [7, 108].

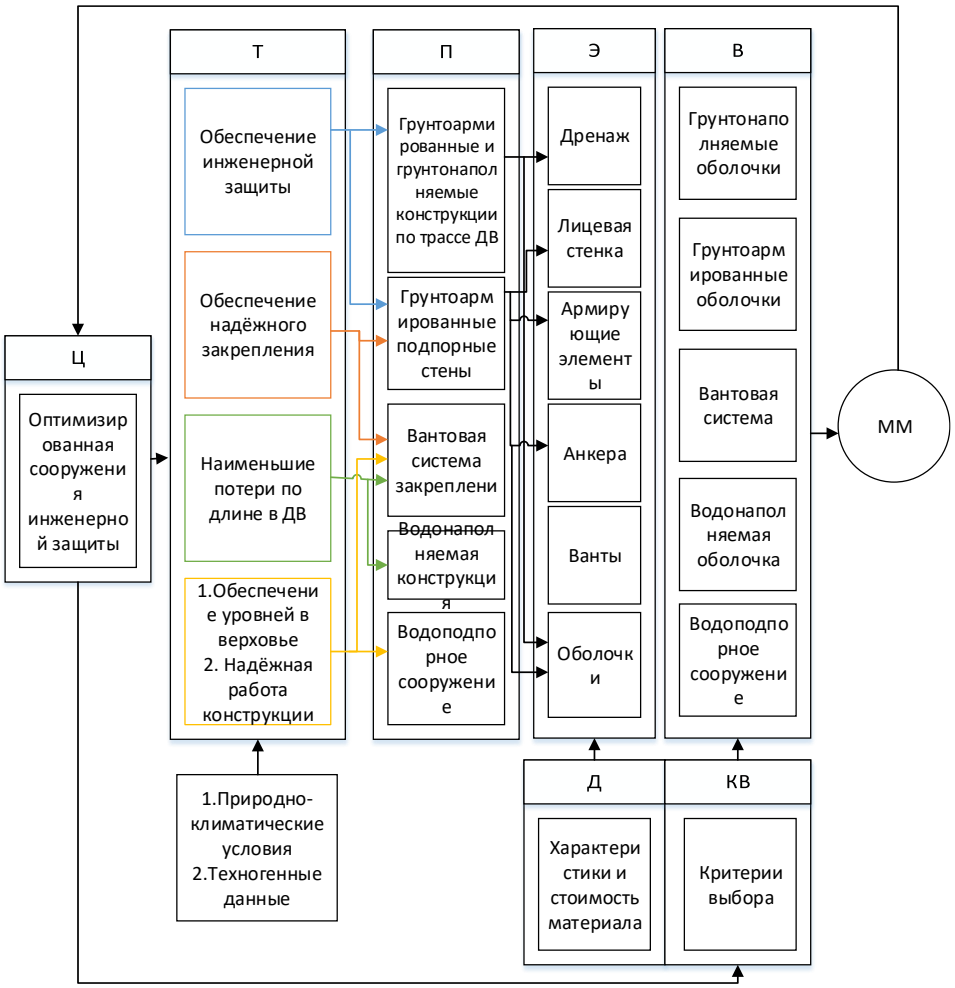


Рисунок 4.8 – Обобщённая структура оптимизационной ММ сооружений инженерной защиты [99]

4.2.3 Обоснование выбора метода оптимизации параметров сооружений инженерной защиты

Для выбора метода оптимизации параметров сооружений инженерной защиты проведем анализ существующих методов, которые можно представить в зависимости от использования дополнительной информации о предпочтениях лица, принимающего решения (ЛПР) [3, 7, 8, 10]: методы зондирования пространства параметров; методы, не учитывающие предпочтения ЛПР; априорные методы; апостериорные методы; интерактивные (адаптивные) методы [7, 9, 12, 99, 100, 108, 214].

Метод зондирования пространства параметров основан на систематическом просмотре многомерных областей, в пределах которых используются точки равномерно распределённых ЛП-тау последовательностей. При увеличении количества точек прямо пропорционально возрастает точность метода. Отношение объёмов *n*-мерного множества допустимых значений переменных и *n*-мерного параллелепипеда, в котором они расположены, не должно стремиться к минимуму [217].

Основным недостатком метода является применение линейных зависимостей, в то время как целевые функции элементов сооружений инженерной защиты относятся в основном к нелинейным зависимостям [8, 70].

В методах глобального критерия и нейтрального компромиссного решения не учитываются предпочтения ЛПР и производится поиск компромиссных решений в «центральной части» фронта Парето. Из-за сложной системы вероятность определения однозначного (формализованного) решения очень низкая и данные методы не рассматриваются для использования [9, 41, 217].

В апостериорных методах на первоначальном этапе строят аппроксимацию множества Парето, а затем, после получения множества недоминируемых решений предусматривается внесение ЛПР в МКО-систему предпочтений. Данный метод является эффективным в задачах оптимизации с большим числом критериев. Основные недостатки апостериорных методов заключаются в том, что равномерная аппроксимация множества и/или фронта Парето требует больших вычислительных затрат, проблематична визуализация фронта Парето для задач с числом критериев большим двух. Также повышение точности аппроксимации достигается увеличением числа недоминируемых решений, что является более трудоёмким для ЛПР при выборе вариантов. [42, 64, 94, 217].

В отличие от апостериорных, для априорных методов не требуется построения всего множества решений, так как ЛПР вносит информацию априори, то есть при постановке задачи, которую затем формализуют с целью приведения многокритериальной задачи к однокритериальной. К таким методам относятся методы скалярной свертки, ограничений, лексикографического упорядочения и целевого программирования. Основным недостатком является то, что ЛПР затруднительно сформулировать свои предпочтения до начала проектирования сооружений инженерной защиты [214, 307].

Интерактивные методы основаны на совокупности итераций, с этапами анализа ЛПР и расчёта МКО-системой. Выделяют классы интерактивных методов, в которых ЛПР непосредственно назначает весовые коэффициенты частных критериев оптимальности и ограничения на них; выполняет оценку предлагаемых МКО-системой альтернатив. Недостатком является длительность решения и значительное число итераций [7, 8, 40, 41, 59, 106].

Принято решение использовать априорные методы, так как ЛПР при известном диапазоне параметров может предварительно определить свои предпочтения по техническому решению сооружений инженерной защиты. Также оптимизация данными методами наименее требовательна

к ресурсам персонального компьютера. Используем в качестве основы модификацию метода скалярной свёртки, называемую методом взвешенных сумм. Суть метода заключается в том, что задача оптимизации сводится к однокритериальной с помощью замены векторного критерия оптимальности, состоящего из нескольких частных критериев, на один обобщённый критерий, называемый целевой функцией. В этом случае, если есть несколько частных целевых функций, представленных в виде [7, 108]:

$$CF_1 \to \min;\ CF_2 \to \min \ldots CF_n \to \min,$$

то они сводятся к нахождению минимума обобщённой скалярной целевой функции в общем виде [108]:

$$CF_{общ} = \alpha_1 \frac{CF_1}{CF_{1.эт}} + \alpha_2 \frac{CF_2}{CF_{2.эт}} + \ldots + \alpha_n \frac{CF_n}{CF_{n.эт}} + Shtraf \to \min,$$

где $\alpha_1, \alpha_2 \ldots \alpha_n$ – весовые коэффициенты при частных целевых функциях; CF1.эт, $CF_{1.эт}$, $CF_{2.эт}$ … $CF_{n.эт}$ – значения частных целевых функций для эталонного состояния сооружений инженерной защиты (эти значения нужны, чтобы использовать скалярную свёртку безразмерных величин); Shtraf – штрафная функция, которая принимает большие значения при невыполнении каких-либо ограничений на параметры сооружений инженерной защиты и равна нулю при выполнении всех ограничений [7, 108]:

$$Shtraf = \begin{cases} 10^{10} \text{ при невыполнении ограничений;} \\ 0 \text{ при выполнении ограничений.} \end{cases}$$

При создании программы оптимизации параметров сооружений инженерной защиты с привлечением различных ММ в сочетании с человеко-машинными процедурами выбор наилучшего решения основывают на предположении о существовании обобщенного критерия задачи оптимизации, что является рациональным в ситуации, когда ЛПР затрудняется в оценке вклада частных критериев в интегральный показатель и решение принимается в соответствии с имеющимися базами данных на ЭВМ и под контролем ЛПР [7, 8, 11, 40, 41, 106 -108] .

При выборе оптимальных параметров сооружений инженерной защиты рассматривается множество вариантов альтернативных решений компоновки элементов, характеристик, составляющих их замкнутых и незамкнутых оболочек из композитных материалов, физико-механических свойств их заполнителей, проводится сравнение с традиционными сооружениями [7, 99, 100, 106, 108].

Интерфейс программного комплекса оптимизационного моделирования параметров сооружений инженерной защиты включает расчеты и оптимизацию как по отдельным элементам, так и комплексную, позволяющую определить оптимальные параметры систем сооружений в целом (рисунок 4.9). При оптимизации используются следующие метод: вычисления оптимального значения;

метод сканирования с переменным шагом; метод случайных направлений (вариант метода Монте-Карло) [106, 228, 230].



Рисунок 4.9 – Окно программы оптимизационного моделирования параметров водоподпорных конструкций инженерной защиты

Рассмотрим расчетное обоснование элементов конструкций и пример расчета и оптимизации водоподпорного элемента [7, 106].

4.3. Расчетное обоснование, экспериментальные исследования и оптимизация параметров элементов сооружений инженерной защиты

4.3.1 Понурная часть сооружений инженерной защиты

Для выбора и расчета понуров мембранно-вантовых, воздухо-водонаполняемых, с гибкой мембраной сооружений инженерной защиты из композитных материалов предлагается следующая классификация (рисунок 4.10). Понуры для данных типов конструкций могут быть подразделены на гибкие, грунтоармированные, грунтонаполняемые и жёсткие. Их классификация и технические решения представлены на рисунках 4.10 и 4.11 [93, 106, 115].

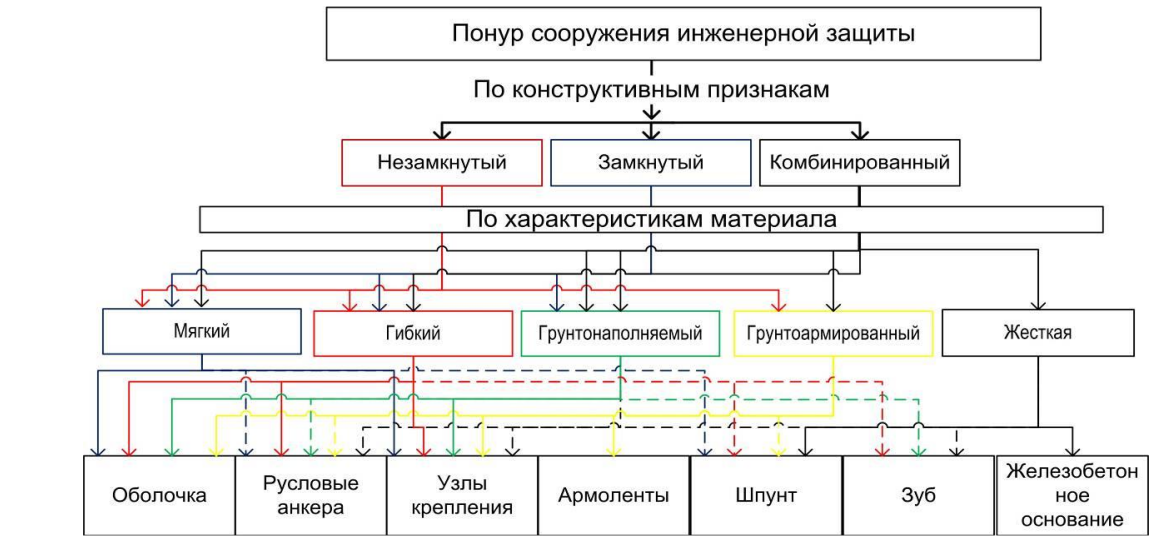


Рисунок 4.10 - Классификация и элементы понура сооружений из композитных материалов [106]

Критерии по выбору конструкции понура зависят от таких факторов, как: тип грунта; фильтрационная устойчивость; допустимая величина осадки; высота основания (в зависимости от создаваемого подпора, наносного режима, дополнительных устройств с водовыпускным устройством и гидроагрегата); стоимости; мобильности и т.д. [93, 105, 106, 251].

Критерием обеспечения устойчивости сооружения, а также системы сооружения – основания и откосов (массивов) является условие [93, 105, 251, 254, 256]:

$$\gamma_{lc} F = \gamma_c R / \gamma_n , \qquad (4.1)$$

где γ_{lc} – коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,95…1,00 для IV класса сооружений (СНиП 33-01-2003); γ_c – коэффициент условий работы, $\gamma_c = 1,00$ для IV класса сооружений; γ_n – коэффициент надежности по степени ответственности сооружения, принимаемый $\gamma_n = 1,1$ для IV класса сооружений [93, 115].

Варианты понура представлены на рисунке 4.11, а значения критериев для допустимых вариантов – в таблице 4.1 [93, 115].

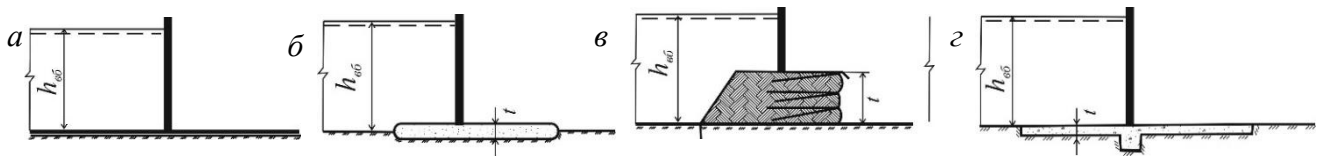


Рисунок 4.11 – Виды понуров и оснований:
а – гибкий; *б* – грунтонаполняемый; *в* – грунтоармированный; *г* – жёсткий

При этом должно выполняться условие [93, 105, 251, 254, 256]:

$$R/F \geq 1,1 .$$

Таблица 4.1 - Значения критериев для допустимых вариантов понура [93, 106, 115]

Номер варианта	Критерии			
	обеспечения устойчивости сооружения F / R (4.1)	фильтрации $I_{est,m} / I_{cr,j}$ (4.2)	осадки S / S_u	относительной стоимости (относительно ж/б понура)
1	0,80	0,82	0,75	0,3
2	0,90	0,77	0,85	0,79
3	0,75	0,8	0,71	0,83
4	0,70	0,69	0,85	1,0

В таблице: F, R – расчетные значения соответственно обобщенных сил сдвигающих, предельного сопротивления или моментов сил, стремящихся повернуть (опрокинуть) и удержать сооружение; S – совместная деформация основания и сооружения (осадки s, горизонтальные перемещения u и крены i, повороты вокруг вертикальной оси и др.); S_u – предельное значение совместной деформации основания и сооружения; $I_{cr,j}$ – расчетное значение осредненного критического градиента напора [93, 106, 115, 186, 254] .

Критерием обеспечения общей фильтрационной прочности нескального основания является условие [93, 105, 115, 251, 254, 256]

$$I_{est,m} \le I_{cr,m} / \gamma_n . \qquad (4.2)$$

Требования к понурам зависят от условий строительства без отвода и с отводом воды (условия установки). В таблице 4.2 представлены допустимые значения параметров. При применении понура из традиционных материалов (бетона, железобетона) расчет устойчивости сооружения на сдвиг и фильтрационные расчеты производятся в соответствии с имеющимися нормативными документами [93, 106, 115, 186, 288].

Устройство мягкого, гибкого, грунтонаполняемого, грунтоармированного и жесткого понуров ведется с учетом условий установки (без отвода и с отводом воды), таблицы 4.1–4.2.

Таблица 4.2 - Значения параметров для допустимых вариантов гибкого и жесткого понура [93, 106, 115]

Тип понура	Параметры											
	Относительная длина понура $L_{пон}/h_{вб}$		Относительная толщина флютбета $t/h_{вб}$		Относительная ширина понура $B/h_{вб}$		Запас прочности материала на разрыв N/N_{cr}		Относительное количество русловых анкеров на 1 м погонной длины		Шаг армирования на 1 м погонной длины	
	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max
Гибкий	3,0 2,0[1]	6,0 3,0[1]			1,0 1,0[1]	12,0 14,0[1]	1,2 1,2[1]	1,5 1,5[1]	1,0 2,0[1]	5,0 10,0[1]		
Грунтонаполняемый	2,5 1,8[1]	3,5 2,5[1]	0,1 0,1[1]	0,5 1,0[1]	1,0 1,5[1]	10,0 15,0[1]	1,6 1,4[1]	2,5 2,0[1]	0,2 0,3[1]	2,0 1,5[1]		
Грунтоармированный	2,8	3,5	0,5	2,00	1,2	1,6	1,3[2] 1,4[3]	1,6[2] 2,0[3]	0,4	2,5	0,2	1,0
Жесткий	3,5[4] 3,0[1]	5,5[4] 5,0[1]	0,1[4] 0,3[1]	0,2[4] 0,5[1]	1,0[4] 1,0[1]	8,0[4] 9,0[1]						

В таблице: N, N_{cr} – соответственно разрывное усилие материала и расчетное: 1 – с отводом воды при возведении сооружения; 2 – для армоленты; 3 – для лицевой стенки; 4 – при использовании мягкой опалубки [106].

Устройство гибких, мягких наполняемых, мембранных и комбинированных оболочек требует элементов, сопрягающих их с основанием и берегами [105, 115].

Гибкие флютбеты представляют собой незамкнутые или замкнутые полотнища (оболочки) из композитных материалов. В случае применения незамкнутых гибких оболочек, согласно опыту проектирования, в первом приближении его длина принимается $l_{\text{п}}$ =2,5…3H (рисунок 4.12) [93, 135, 243].

Расчетная схема гибкого незамкнутого флютбета приведена на рисунке 4.12 [22, 105, 106, 115].

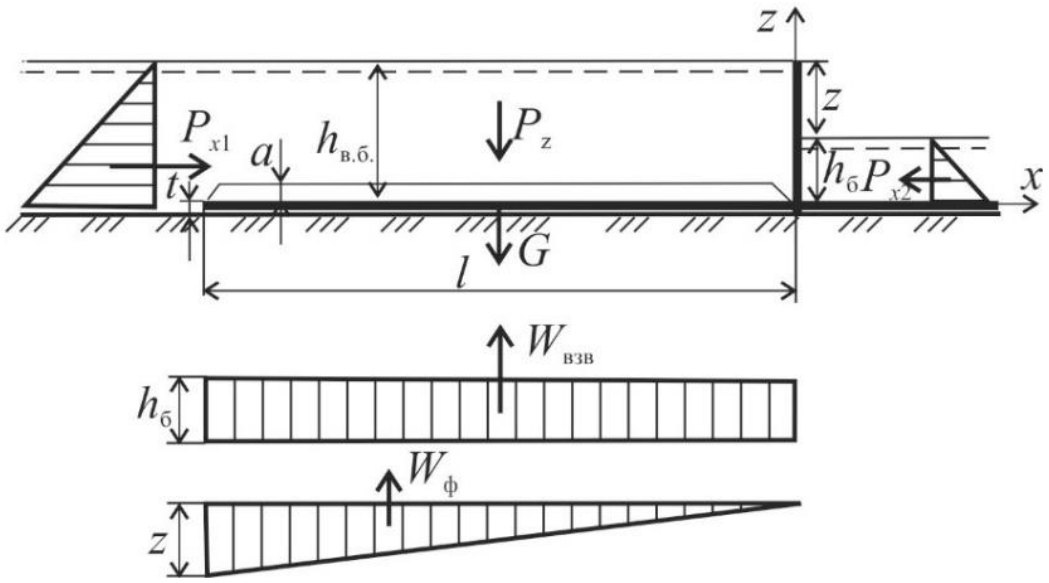


Рисунок 4.12 – Схема к расчету гибкого незамкнутого понура с пригрузкой [93; 105]

Равнодействующая горизонтальной проекции силы гидростатического давления соответствует сдвигающим усилиям и определяется для прямоугольного русла по формуле:

$$F = P_{x1} - P_{x2} = 0,5\rho g b\left(h_{в.б.}^2 - h_б^2\right), \tag{4.3}$$

где ρ – плотность воды, кг/м^3; b -ширина русла; $h_{в.б.}$, $h_б$ – соответственно глубины в верхнем и нижнем бьефах, м.

Для определения силы сопротивления сдвигу необходимо вычислить равнодействующую вертикальных сил и коэффициент трения флютбета.

Вертикальная составляющая силы гидростатического давления на водонепроницаемую часть флютбета определяется по зависимости:

$$P_z = \rho g b l\left(h_{в.б.} - a\right), \tag{4.4}$$

вес понура и засыпки

$$G = gbl\left(\rho_{взв}a + \rho_{п}t\right), \tag{4.5}$$

где l – длина понура; a – высота пригрузки; t – толщина гибкого понура; $\rho_{взв}$ и $\rho_{п}$ – соответственно плотности пригрузки и материала понура.

Взвешивающая сила давления воды на водонепроницаемую часть флютбета рассчитывается по формуле [105, 115, 299]:

$$W_{взв} = \rho gblh_{б}. \tag{4.6}$$

Силу фильтрационного давления на флютбет приближенно можно определить в соответствии с эпюрой на рисунке 4.12 по следущей зависимости:

$$W_{ф} = 0,5\rho gblz, \tag{4.7}$$

где z – геометрический перепад.

Тогда в соответствии с уравнениями (4.4), (4.7) сила сопротивления может быть представлена как [93, 115, 247, 249, 250]

$$R = f \cdot \left(P_{z} + G - W_{взв} - W_{ф}\right), \tag{4.8}$$

где f – коэффициент трения, например, при трении резино-кордовой ткани ТК-180р (см. таблицу 2.4) по суглинку составляет $f = 0,6$, а по песку $f = 0,65$ [115].

Увеличение устойчивости можно обеспечить за счет увеличения коэффициента трения при повышении шероховатости понура, путем профилированной его нижней части и устройства анкеров.

Критерий устойчивости (таблица 4.2) можно представить в следующем виде для любого поперечного очертания сечения русла [115]:

$$R/F = 2f \cdot l \cdot \left[\rho\left(0,5 \cdot z - a\right) + \rho_{взв} \cdot a + \rho_{п} \cdot t\right] \Big/ \rho\left(h_{в.б}^{2} - h_{б}^{2}\right). \tag{4.9}$$

Однако для более точного расчета устойчивости необходимо определить величину фильтрационного давления на фильтрационный контур, выходную скорость фильтрационного потока и фильтрационный расход, а также его очертание (для снижения перечисленных выше параметров). [93, 115].

При одной и той же длине водонепроницаемой части понура, но при различных его очертаниях и без заглубления в грунт основания не происходит значительных изменений в величине и распределении фильтрационного давления по подземному контуру. При увеличении угла наклона участка понура происходит увеличение выходных скоростей, а в случае заглубления части понура последняя выступает в роли шпунта. Гибкие с незамкнутыми полотнищами понуры заполняют все неровности и пустоты основания сооружения, а их материал воспринимает только растягивающие напряжения. В начальной стадии разрушения грунта основания создается фильтрационный напор

или начинается суффозия в зоне выхода фильтрационного потока в нижний бьеф, после чего наблюдается облегание области разрушения материалом флютбета, что подтверждают данные физического эксперимента, рисунок 4.14 [115, 148, 278].

Ввиду суффозионного выноса грунта основания из-под сооружения, гибкий флютбет может самозаглубляться, и в отличие от жёсткой конструкции, не разгружается полностью и продолжает частично выполнять свои функции. Плоский незаглубленный флютбет имеет горизонтальные и вертикальные пути фильтрации, за счет чего увеличивается его «эффективная» длина [115].

При закреплении кромки понура русловыми анкерами значительно повышается его устойчивость. Например, длина полотнища понура ПМН (серии А) и ПММ (серий А, В), назначается не менее минимальной длины подземного контура, при этом необходимо предусматривать его пригрузку из местных материалов (песка, глины, камня и др.).

Если устойчивость сооружения не обеспечивается незамкнутым гибким понуром, можно использовать гибкий понур с грунтонаполняемым замкнутым полотнищем, который, благодаря своей водонепроницаемости и пригрузке, заключенной в оболочке, увеличивает непроницаемый подземный контур и значительно повышает устойчивость сооружения на сдвиг, исключает необходимость анкеровки в понурой части, т.к. воспринимает часть сжимающих усилий, не дает возможности образования полостей при осадке его основания и сосредоточенных путей фильтрации, обеспечивая водонепроницаемость стыка понура с водобоем (рисунок 4.13, *г*). Для предотвращения опасной контактной фильтрации рекомендуется устраивать грунтонаполняемый зуб, а с целью снижения длины подземного контура возможно устройство специальных отверстий под водобойной частью грунтонаполняемого флютбета (в этом случае в качестве заполнителя рекомендуется песок) [93, 115, 146, 147, 276].

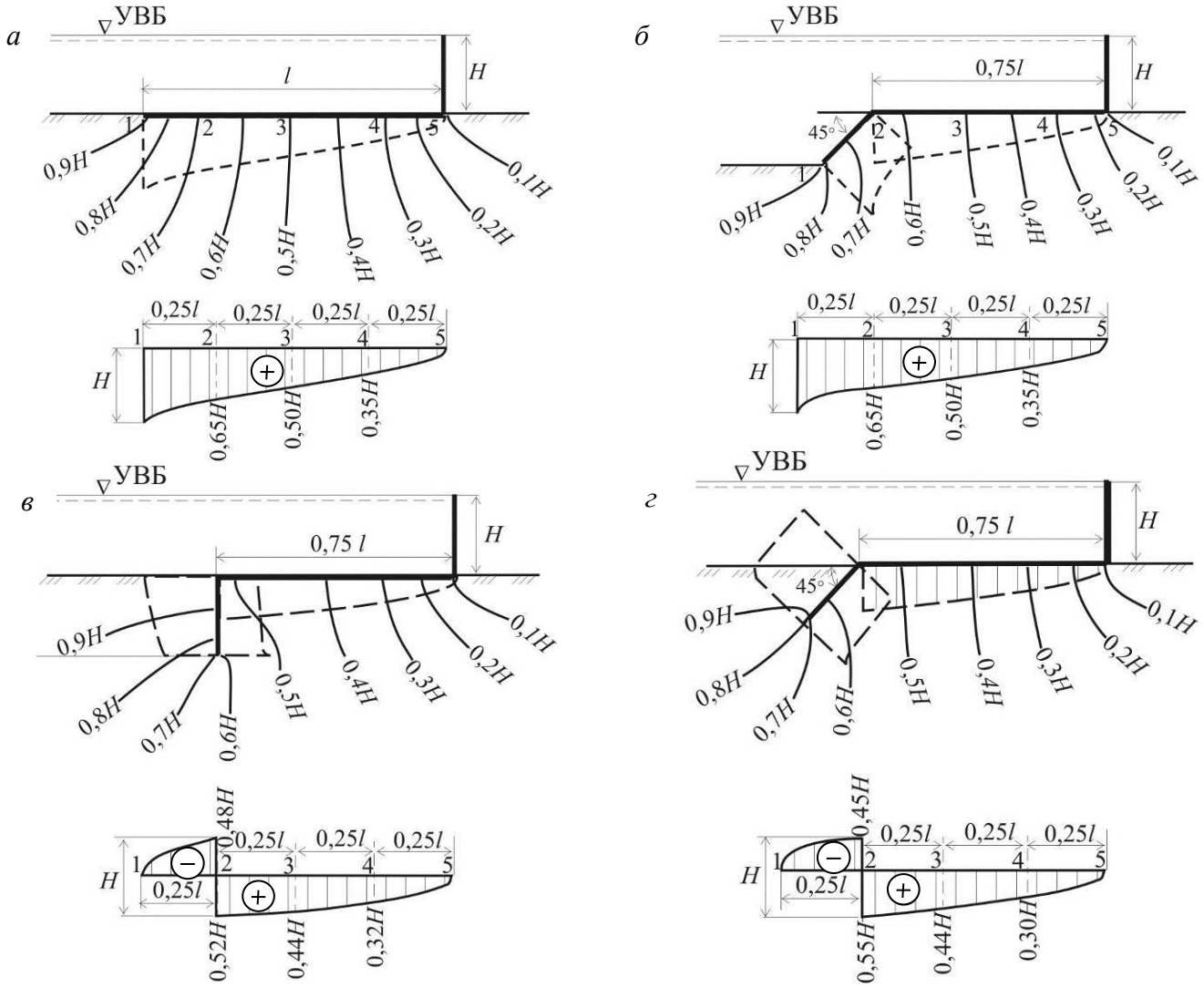


Рисунок 4.13 -Схемы гибкого понура с незамкнутой оболочкой с линиями равного напора и эпюрами фильтрационного давления:
а, б, – варианты незаглубленного понура*; в, г* – варианты понура с заглублённой частью

В соответствии с существующими теоретическими решениями для плоского незаглубленного флютбета в месте выхода фильтрационного потока в нижнем бьефе создается фокус размыва. В случае заглубленного жесткого флютбета (рисунок 4.14), наряду с фокусом размыва I рода (в месте выхода фильтрационного потока в нижний бьеф), имеется фокус размыва II рода (в угловой точке флютбета со стороны нижнего бьефа) [23, 71, 93, 115, 146, 147, 199, 236, 240, 322].

Так как размеры зоны фокуса размыва малы по сравнению с размерами частей подземного контура сооружения, то она не оказывает существенного влияния на режим фильтрации и численные значения гидродинамических характеристик фильтрационного потока.

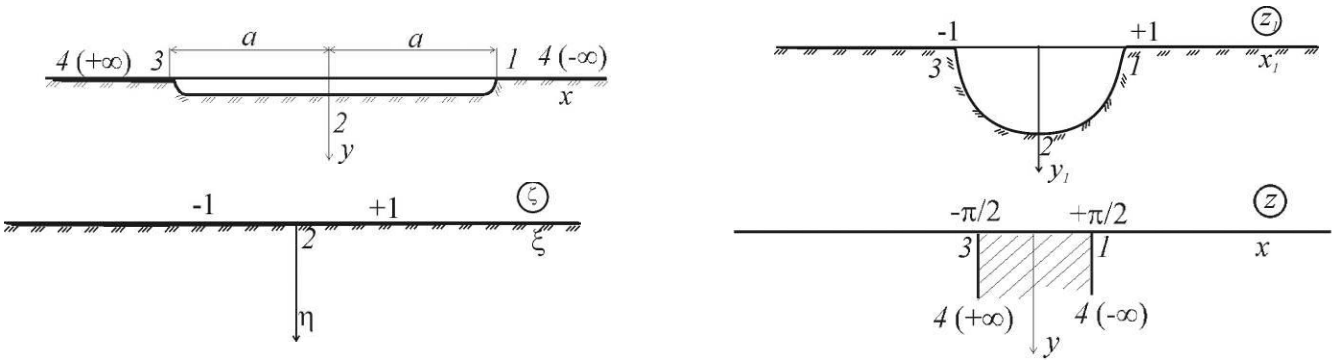


Рисунок 4.14 – Последовательность отображения плоского грунтонаполняемого флютбета

Из фокусов размыва в особых точках подземного контура флютбета наиболее опасны двойные, по отношению к фильтрационной прочности грунта, так как именно с них начинаются процессы её нарушения. Исключить возможность их появления можно при использовании гибкого грунтонаполняемого флютбета. Также в месте выхода фильтрационного потока в нижний бьеф, по сравнению с жесткими флютбетами, скорость фильтрации будет величиной меньшей, а значит закругление выходных участков флютбетов может служить мерой борьбы с фокусами размыва I и II рода. При этом уменьшается вероятность вымыва и выноса частиц грунта фильтрационным потоком, а удлинение пути фильтрации обеспечивает устойчивость основания сооружения.

Грунтонаполняемый флютбет считается плоским, тогда подземный контур сооружения можно аппроксимировать полуэллипсом (см. рисунок 4.14). Принимаем толщину флютбета, равную полуоси эллипса b , а длину флютбета – большой полуоси эллипса a [115, 145, 146].

Для определения приведенных напоров по основанию сооружения используем следующую зависимость, полученную Ю.М. Косиченко [115, 146, 147]:

$$h_r = \frac{1}{2} - \frac{1}{\pi}\arcsin\varepsilon\sqrt{\frac{x^2+y^2+\left(a^2-b^2\right)-\sqrt{\left[x^2+y^2+\left(a^2-b^2\right)\right]^2-4\left(a^2-b^2\right)x^2}}{2\cdot\left(a^2-b^2\right)}}. \qquad (4.10)$$

По зависимости (4.10) можно построить эпюру приведенных напоров по всему подземному контуру сооружения [115].

Для оценки расхода фильтрации определяем приведенные скорости и сравниваем их с критическими. Приведенные скорости фильтрации в любой точке грунтового потока определяются по следующим уравнениям (рисунок 4.13, *б*) [115, 147, 148]:

$$u_r = -\frac{1}{\pi}\frac{\sin\pi\varphi_r\cdot\mathrm{ch}\left(\theta+\pi\psi_r\right)}{\sin^2\pi\varphi_r+\mathrm{sh}^2\left(\theta+\pi\psi_r\right)}; \qquad (4.11)$$

$$V_r = -\frac{1}{\pi}\frac{\sin\pi\varphi_r\cdot\mathrm{sh}\left(\theta+\pi\psi_r\right)}{\sin^2\pi\varphi_r+\mathrm{sh}^2\left(\theta+\pi\psi_r\right)}, \qquad (4.12)$$

где $\theta = \mathrm{arch}\,a$.

При расчете деформации основания грунтонаполняемого понура можно применять расчетные схемы основания в виде линейно деформируемого полупространства с условным ограничением

глубины сжимаемой толщи H_c или линейно деформируемого слоя. В случае последней схемы рассматриваются следующие варианты:

а) в пределах сжимаемой толщи основания H_c, принимаемой до кровли малосжимаемого грунта и определенной как для линейно - деформируемого полупространства, залегает слой грунта с модулем деформации $E_1 \geq 100$ МПа (1000 кгс/см^2) и толщиной h_1, тогда удовлетворяется условие

$$h_1 \geq H_c \left(1 - \sqrt[3]{E_2 / E_1}\right), \tag{4.13}$$

где E_2 – модуль деформации грунта, подстилающего слой грунта с модулем деформации E_1;

б) ширина понура $b \geq 10$ м и модуль деформации грунтов основания $E \geq 10$ МПа.

Среднее давление под понуром p не должно превышать расчетного сопротивления грунта основания R (кПа), определяемого по формуле [251]:

$$R = \gamma_{c1}\gamma_{c2}\left[M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + \left(M_q - 1\right) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}\right] / k\,, \tag{4.14}$$

где γ_{c1} и γ_{c2} – коэффициенты условий работы, принимаемые по [130, 251, табл. 3]; k – коэффициент, принимаемый равным k=1, если прочностные характеристики грунта (φ и c) определены непосредственными испытаниями, и k = 1,1, согласно справочным данным; M_γ, M_q, M_c – коэффициенты, принимаемые по [130, табл. 4]; k_z – коэффициент, принимаемый равным: при b< 10 м k_z =1, при $b \geq 10$ м $k_z = \left(z_0 / b\right) + 0,2$ (здесь z_0=8 м); b – ширина основания понура, м; γ_{II} – осредненное расчетное значение веса единицы объема грунтов с учетом взвешивающего действия воды, кН/м^3; γ'_{II} – вес единицы объема воды; c_{II} – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего ниже грунтоармированного основания, кПа; d_1 – глубина залегания грунтонаполняемого основания от уровня тальвега.

Расчетное сопротивление грунта при соответствующем обосновании может быть увеличено, если конструкция понура улучшает условия его совместной работы с основанием [115].

В случае основания, сложенного нескальными грунтами в стабилизированном состоянии сила предельного сопротивления, рассчитывается из условия, что соотношение между нормальными σ и касательными напряжениями τ по всем поверхностям скольжения соответствуют предельному состоянию основания, подчиняется зависимости [115, 246, 250, 307]:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1\,, \tag{4.15}$$

где φ_1 и c_1 – соответственно, расчетные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта при стабилизированном состоянии грунтов основания [248].

Сила предельного сопротивления основания, сложенного медленно уплотняющимися водонасыщенными пылевато-глинистыми и биогенными грунтами (при степени влажности $S_r \geq 0,85$

и коэффициенте консолидации $c_v \leq 107$ см^2/год), определяется с учетом возможного нестабилизированного состояния грунтов основания за счет избыточного давления воды в порах u. При этом соотношение между нормальными σ и касательными напряжениями τ принимается по зависимости [102, 103, 115, 135, 246, 250, 307].

$$\tau = (\sigma - u)\,\mathrm{tg}\,\varphi_1 + c_1. \qquad (4.16)$$

В случае оснований из водонасыщенных биогенных грунтов, включающих заторфованные грунты, торфы и сапропели, илы, необходимо учитывать их значительную сжимаемость, медленное развитие осадков во времени и возможности в связи с этим возникновения нестабилизированного состояния, существенной изменчивости и анизотропии прочностных, деформационных и фильтрационных характеристик, изменения их в процессе консолидации основания, а также значительной тиксотропии илов [98, 115].

Прочностные, деформационные и фильтрационные характеристики биогенных грунтов и илов определяются при давлении или в диапазоне давлений, соответствующих напряженному состоянию после возведения сооружения. Характеристики их должны устанавливаться при испытаниях образцов грунта как в вертикальном, так и в горизонтальном направлениях. Следует учитывать скорость передачи нагрузки при возведении, изменении эффективных напряжений в грунте в процессе консолидации основания, анизотропии их свойств. При этом допускается использовать методы теории линейной консолидации грунтов [93, 95, 98, 101, 102, 111, 129, 136].

Если непосредственно под подошвой грунтов наполняемого понура залегает слой грунта с модулем упругости E<5 МПа и толщиной более его ширины, тогда осадка должна определяться с учетом полного давления под ним [115].

При расчетных деформациях грунта основания, сложенного биогенными грунтами и илами, больше предельных, или в случае недостаточной несущей способности основания, должны предусматриваться следующие мероприятия [102]: вытеснение грунта грунтонаполняемым основанием при толщине биогенных грунтов и илов не более 0,2 м; полная или частичная прорезка слоев биогенных грунтов и илов при устройстве грунтонаполняемого понура; полная или частичная замена биогенного грунта или ила песком, гравием, щебнем и т.д.; уплотнение грунтов временной или постоянной пригрузкой основания сооружения или всей площадки строительства насыпным (намывным) грунтом; применение грунтоармированых подушек с горизонтальной схемой армирования при толщине биогенных грунтов и илов более 1,5 м [93].

Проектирование пригрузки должно производиться с учетом времени, необходимого для достижения заданной степени консолидации основания, а также конечной осадки основания под пригрузкой.

Для возведения сооружений на слабых биогенных грунтах С.И. Сахаровой предусматривалось возведение армированных грунтовых подушек, которые существенно повышают несущую способность основания, причем горизонтальные u и вертикальные перемещения w определяются по разработанному ею методу, основанному на принципе возможных перемещений (рисунок 4.15) [93, 102, 226].

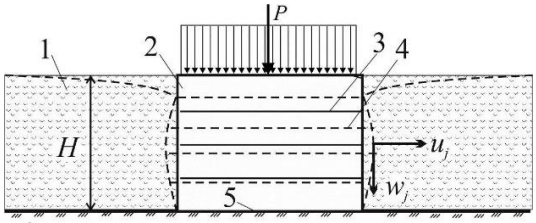


Рисунок 4.15 - Схема грунтоармированного флютбета на биогенных грунтах:
1 – биогенный грунт (торф); 2 – грунт армированной подушки; 3, 4 – армирующие ленты соответственно в начальном и деформированном состояниях; 5 – жёсткое
Основание [102, 226]

Грунтоармированный флютбет возводится также при необходимости увеличения высоты сооружения для создания подпора воды более $H \in [4;5]$ м. Многочисленные теоретические и экспериментальные исследования, проведенные зарубежными и отечественными учеными: Видалем, Жураном, Ингольдом, Шлоссером, Лонгом, Хаусманом, Могиаковым Христо, Л.Н. Тимофеевой, Г.М. Кагановым, Т.П. Кашариной, И.М. Евдокимовой, Е.В. Щербиной и др. [65, 84, 93, 98, 104, 105, 134, 135, 278, 299 - 301, 309, 316, 320], показывают его перспективность и экономическую целесообразность применения.

При помещении в грунт горизонтальных армирующих элементов предотвращается боковое напряжение из-за трения между грунтом и арматурой и повреждение может произойти только при потере трения сцепления между почвой и арматурой или при разрыве арматуры от перенапряжения. Этот основной принцип был проверен Шлоссером, Лонгом, Хаусманом и др. [98, 300, 314].

Из результатов исследований Видаля и Шлоссера [314, 318], которые провели опыты по прямому сдвигу на образцах из оргокрелениевого или известкового песка, находящихся в контакте с гладкой или шероховатой поверхностью арматуры, следует, что шероховатость поверхности дает значительный эффект. Однако большая плотность грунта увеличивает нормальное напряжение σ_n на арматуре и коэффициент трения. При высокой плотности значение коэффициента трения гораздо больше, чем угол внутреннего трения естественного грунта $tg\varphi$ [98].

Рассмотрим основы определения внутренней прочности грунтоармированного элемента, схема которого представлена на рисунке 4.16. Внутренняя устойчивость сооружения из армированного грунта обеспечивается двумя факторами [84, 93, 98].

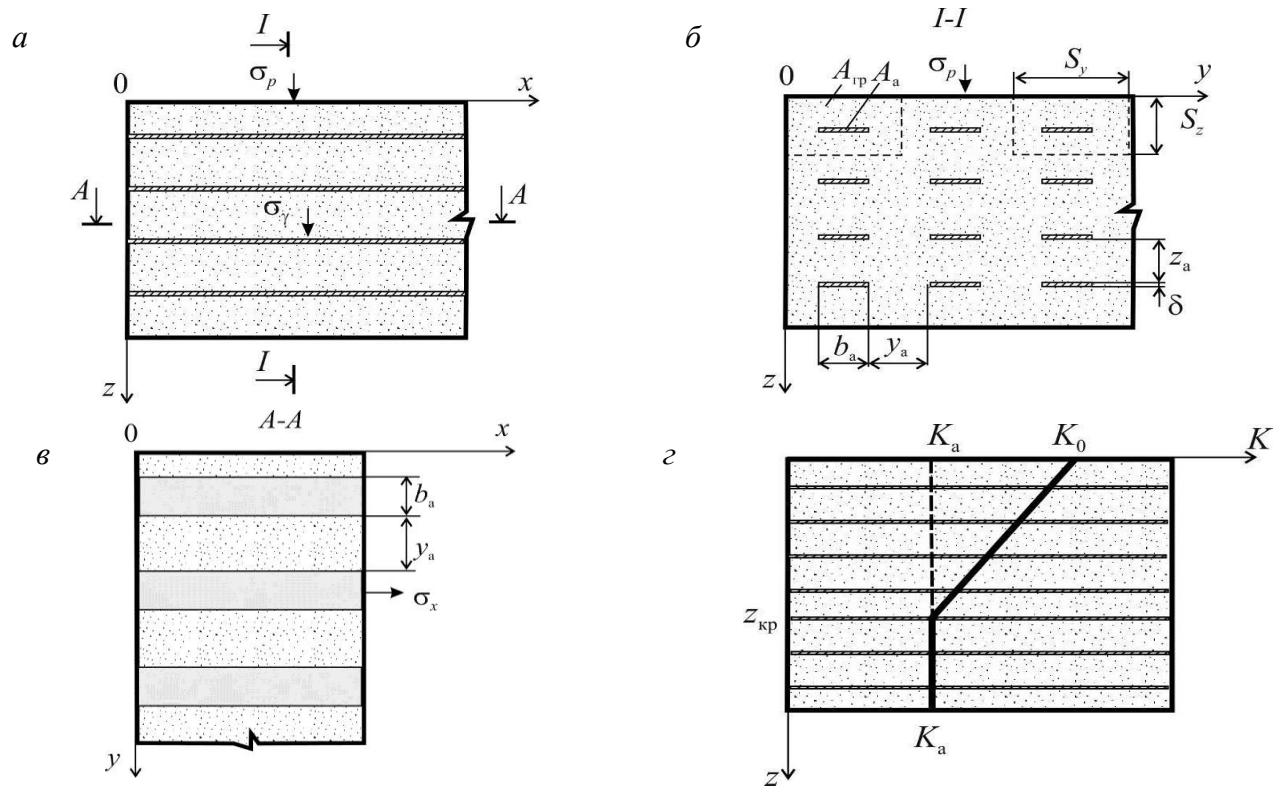


Рисунок 4.16 – Расчетная схема армированного элемента:
а, б, в – разрезы армированного элемента; *г* – зависимость от глубины коэффициента К, связывающего горизонтальные и вертикальные напряжения в армированном грунте

Первый зависит от сил трения и сцепления между грунтом и арматурой в пределах, обеспечивающих условие отсутствия проскальзывания между грунтом и арматурным элементом, которое Ф. Шлоссером и А. Видалем было представлено в виде [84, 93, 98, 316, 320]:

$$\tau = dN/\left[dl_{\text{a}} \cdot 2 \cdot b_{\text{a}}\right] < f\sigma_{\gamma}, \tag{4.17}$$

где τ – сдвигающее напряжение на каждой стороне арматуры с одинаковой шероховатостью, кН/м^2; N – натяжение арматуры, кН/м; l_{a} – длина арматуры, м; f – коэффициент трения; σ_{γ} – вертикальное напряжение, кН/м^2:

$$\sigma_{\gamma} = \gamma z, \tag{4.18}$$

здесь γ – вес единицы объема армированного элемента, кН/м^3; z – глубина заложения, м.

Второй фактор - условие проверки прочности арматуры на разрыв:

$$F_{\text{a}}/A_{\text{a}} < R_{\text{a}}, \tag{4.19}$$

где F_{a} – сила натяжения армоленты, кН; A_{a} – площадь сечения армоленты, м^2; R_{a} – прочность арматуры на разрыв, кН/м^2.

Следует отметить, что арматура в грунте служит не только для восприятия растягивающих напряжений, но и для анизотропного снижения или устранения нормальной составляющей скорости деформации и возникновению квазисцепления в несвязном грунте [98].

В настоящее время существует две группы методов оценки внутренней устойчивости армированного грунта: локальная, т.е. вблизи отдельной полосы или элемента арматуры;и по общей устойчивости блоков или призм его составляющих [104].

Вертикальное напряжение в полупространстве несвязного грунта на глубине z определяется по формуле (4.18), а боковое давление в состоянии покоя рассчитывается по зависимости:

$$\sigma_0 = K_0 \gamma z, \tag{4.20}$$

где $K_0 = 1 - \sin\varphi$, φ – угол внутреннего трения грунта.

В случае бокового расширения горизонтальное напряжение покоя снижается до предельного значения при коэффициенте активного давления грунта (см. рисунок 4.13, *в*) [98, 302]:

$$K_a = [1 - \sin\varphi]/[1 + \sin\varphi] = \mathrm{tg}^2(\pi/4 - \varphi/2). \tag{4.21}$$

Усилие, воспринимаемое элементом арматуры с площадью поперечного сечения A_a, принимается эквивалентным усилию в поперечном сечении грунта, отнесенному к этому элементу площадью $A_{гр}$ (см. рисунок 4.13, б), а деформация арматуры, равная боковой деформации грунта элемента, определяется по следующей зависимости:

$$\varepsilon_a = \Delta_a = A_{гр}\sigma_0 / A_a E_a, \tag{4.22}$$

где E_a – модуль упругости материала арматуры.

Максимальные напряжения возникают в армогрунтовой конструкции на границе двух зон: активной (касательные напряжения, создаваемые грунтом, направлены в сторону лицевой стенки) и зоны сопротивления. По исследованиям Журана данную границу можно описать логарифмической спиралью, образующей угол 45° с горизонталью у подошвы стенки и имеющей вертикальную касательную от лицевой стенки на расстоянии $\lambda \approx 0,3H$ (H -высота конструкции), не совпадающую с прямой линией, пересекающей ее подошву под углом $(\pi/4 + \varphi/2)$, как принято для классических подпорных стенок [98]. Растягивающие усилия в армоленте в соответствии с теорией Ренкина на глубине z можно представить в следующем виде (см. рисунок 4.16):

$$F_{a,z} = K_a \gamma z S_y S_z, \tag{4.23}$$

то есть максимальная растягивающая сила, воспринимаемая оболочкой, в соответствии с формулой (4.23) определяется как

$$F_{a,\max} = K_a \gamma H S_y S_z. \tag{4.24}$$

Коэффициент запаса арматурной ленты на разрыв определяется с учетом формулы (4.24) [98]:

$$K_S^N = R_p b_a \delta / K_a \gamma H S_y S_z. \tag{4.25}$$

При вводе коэффициента армирования по площади $\mu = A_a / A_{тр}$ для композитных полимерных материалов необходимо добавлять коэффициент, учитывающий снижение прочности армирующего материала в процессе эксплуатации K_c. Тогда формула (4.25), с учетом формулы (4.21), приводится к виду:

$$K_S^N = \mu R_p K_c / K_a \gamma H = \mu R_p K_c / \mathrm{tg}^2\left(\pi/4 - \varphi/2\right)\gamma H . \quad (4.26)$$

Сила трения, удерживающая арматуру в массиве грунта, определяется по формуле Ренкина [98]:

$$F_f = 2 f \gamma z b_a \cdot l_a , \quad (4.27)$$

где f – коэффициент трения между грунтом и материалом армоленты в зоне уплотненной засыпки; l_a – длина армоленты, принимаемая не менее 1,5 м.

Коэффициент запаса арматурной ленты на выдергивание в соответствии с формулами (4.23) и (4.27) определяется по следующей зависимости:

$$K_S^C = F_f / F_{a,z} = 2 f b_a l_a / K_a A_{тр} . \quad (4.28)$$

Проведенные автором совместно с Т.П. Кашариной исследования грунтоармированных конструкций, а также анализ зарубежных источников позволили получить новое конструкторское решение грунтоармированного основания (рисунок 4.17), защищенного патентом РФ [93, 98].

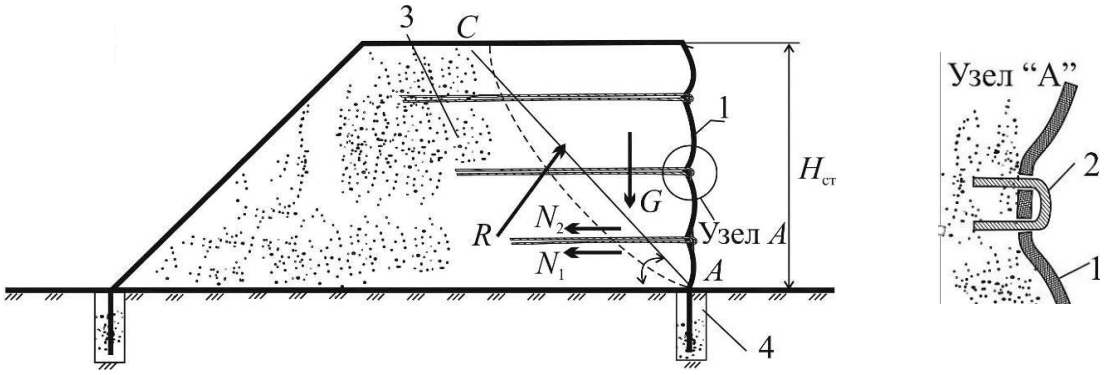


Рисунок 4.17 – Расчётная схема повышенного грунтоармированного основания: 1 – лицевая стенка; 2 – двойная армолента (возможна перфорация); 3 – уплотненный грунт; 4 – заглубленная лицевая стенка [93, 98, 115, 124]

Грунтоармированные конструкции с применением полимерных композитных материалов включают в себя четыре основных конструктивных элемента (рисунок 4.17): облицовку фронтальной поверхности (лицевая стенка) из композитных (например, резинокордового) или иного подобного материала; анкерные элементы из того же материала (грунтонаполняемые оболочки); армоленты из композитных материалов (прямолинейные, двойные, наклонные); грунтовый массив, находящийся во взаимодействии с анкерными устройствами, гибкими связями, анкерными дренаж-

ными системами. Лицевая стенка выполняется из резинокордового материала и фиксируется в основании сооружения и боковинах (для исключения фильтрации в обход сооружения). Армирующие ленты продеваются в прорези лицевой стенки и закрепляются специальным гибким элементом. Для улучшения работы всего сооружения в целом армирующие ленты на расстоянии L разъединяются в два ряда (причём нижний ряд может быть рассечён на несколько лент), что позволяет перераспределить нагрузку и сдерживать сдвиг грунта [98].

В результате проведенных с участием автора предварительных испытаний выявлены зоны основных напряжений внутри массива (рисунок 4.18), а также было установлено, что коэффициент трения достигает максимальных значений при длине армоленты $l_{\text{a}} = 0,9H$ м. При большей длине происходят её вертикальные перемещения, и прочность флютбета в целом нарушается [93, 98].

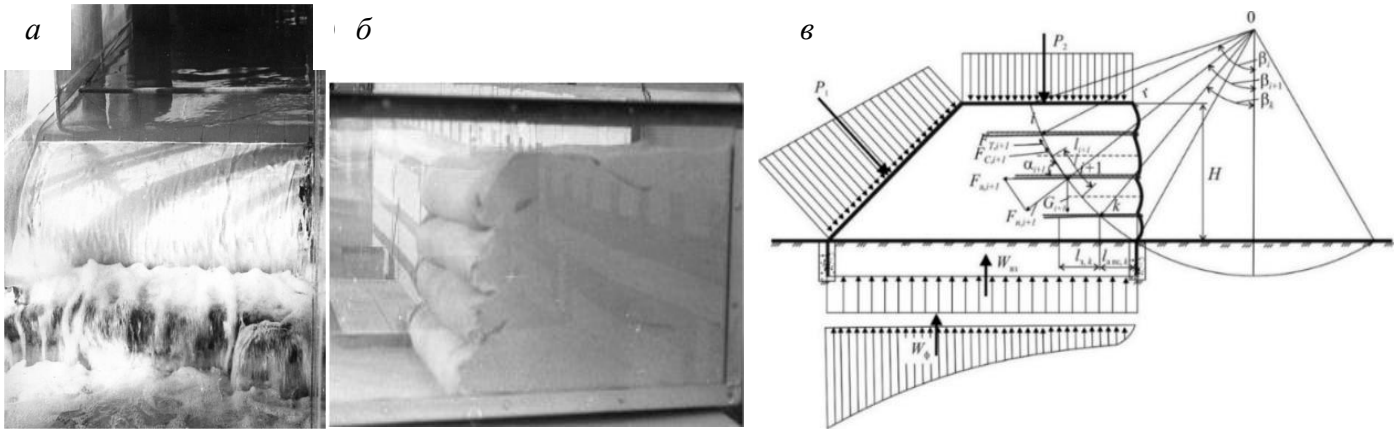


Рисунок 4.18 – Модель грунтоармированного основания после гидродинамических нагрузок:
а – мембранно-вантовая плотина на грунтоармированном основании; *б* – вид сбоку; *в* – расчётная схема грунтоармированного флютбета [98]

На основании экспериментальных и натурных исследований автором предлагается вторую армоленту располагать в зоне сопротивлений грунта прямолинейно или наклонно. При расчетах прочности и устойчивости сооружений из армированного грунта рассматриваются два вида предельного состояния: внутренняя прочность и общая устойчивость всего сооружения. Последняя определяется с учетом суммарного растягивающего усилия в арматуре на расчетном уровне, определяемом по формуле, полученной авторами (см. рисунок 4.18) [93, 115, 136]:

$$N_0 = N_1 + N_2 = \int_0^{l_1} 2b_1 \cdot m_1 \cdot f_1 \cdot \gamma \cdot z \cdot dl + \int_0^{l_2} 2b_2 \cdot m_2 \cdot f_2 \cdot \gamma \cdot z \cdot dl = \\ = 2\gamma \cdot h \cdot (b_1 m_1 \cdot f_1 \cdot l_{\text{a}1} + b_2 m_2 \cdot f_2 \cdot l_{\text{a}2}), \tag{4.29}$$

где N_0 – суммарное растягивающее усилие во всех слоях арматуры, соответствующих поверхности обрушения; N_1, N_2 – растягивающие усилия в армолентах с различным наклоном; b_1, b_2 – ширина прямолинейной и наклонной армолент с различным наклоном; m_1, m_2 – коэффициенты наклона армолент; z – высота рассматриваемого слоя грунта над армолентами; f_1, f_2 – коэффициенты трения грунта по арматуре; $l_{\text{a}1}$, $l_{\text{a}2}$ – длины армолент; γ – вес единицы объема насыпи.

Для оценки общей устойчивости армированного грунта воспользуемся одним из наиболее распространенных способов, который основан на круглоцилиндрическом методе (рисунок 4.18, *в*) [98].

Коэффициент запаса для оценки общей устойчивости определяется как отношение моментов сил сопротивления M_R к сдвигающим M_F:

$$K_{\text{зап}} = M_R / M_F . \tag{4.30}$$

Для сооружений из армированного грунта момент сопротивления определяется по следующей формуле (см. рисунок 4.18) [93, 98, 115, 136]:

$$M_R = \sum_{i=1}^{k} F_{T,i} \cdot r + \sum_{i=1}^{k} F_{C,i} \cdot r = \sum_{j=1}^{n} \left(F_{\text{a},j} \cdot \cos\beta_j + F_{\text{a},j} \cdot \sin\beta_j \operatorname{tg}\varphi_i \right) \cdot r1_j \quad , \tag{4.31}$$

где $F_{T,i}$, $F_{C,i}$ – соответственно, условные силы трения и сопротивления в *i*-м отсеке, направленные по касательной к поверхности скольжения; $F_{\text{a},j}$ – сила сопротивления армирующего элемента, определяемая равной расчетному усилию арматуры на разрыв, $F_{\text{a},j} = A_{\text{a}} \cdot R_{\text{a},j}$; $R_{\text{a},j}$ – прочность *j*-го слоя арматуры на разрыв; r – радиус кривой скольжения; β_i – угол между радиусом кривой скольжения и вертикалью; φ_i – угол внутреннего трения i – го отсека; $r1_j$ – расстояние от центра моментов $r1_j = d_j / \cos\beta_j$; d_j – плечо линии действия $F_{\text{a},j} d_j$, $M_F = \sum_{i=1}^{k} G_i \sin\alpha_i \cdot x_i$ относительно центра моментов 0.

Отсюда момент сдвигающих сил будет равен:

$$M_F = \sum_{i=1}^{k} G_i \sin\alpha_i \cdot x_i , \tag{4.32}$$

где G_i – вес *i*-го отсека, на которые разбивается потенциально неустойчивый массив; α_i – угол наклона площадки скольжения в пределах *i*-го отсека; x_i –расстояние от точки приложения силы до центра вращения.

Коэффициент запаса определяют с учетом зависимостей (4.30), (4.32) в следующем виде:

$$K_{\text{зап}} = \left[r \sum_{i=1}^{k} \left(\sigma_{ni} \operatorname{tg}\varphi_i + c_i \right) \frac{l_i \cdot S_y}{\cos\alpha_i} + R_{\text{a}} \cdot A_{\text{a}} \cdot \sum_{j=1}^{n} d_j \cdot \left(1 + \operatorname{tg}\beta_j \cdot \operatorname{tg}\alpha_j \right) \right] \Big/ \sum_{i=1}^{k} G_i \sin\alpha_i \cdot x_i , \tag{4.33}$$

где σ_{ni} – эффективное нормальное напряжение на элементарной площадке сдвига, которое можно определить как $\sigma_{ni} = G_i \cos\alpha_i / l_i$; c_i – удельное сцепление i – го отсека.

Также может применяться следующая формула для определения коэффициента запаса:

$$K_{\text{зап}} = \left[\sum \left(\sigma_{pi} l_i S_{\text{y}} \right) + n \sigma_{\text{д}} A_{\text{a}} \right] \Big/ 0{,}53 \sum G_i \left(\cos\alpha_i - \sqrt{\cos^2\alpha_i + 4\sin^2\alpha_i} \right), \tag{4.34}$$

где σ_{pi} – предельное значение сопротивления грунта напряжениям, возникающим от внешней нагрузки; n, δ – количество прослоек армолент: их толщина; $\sigma_д$ – расчетное значение допустимого растягивающего напряжения для армоленты, которое не должно превышать значения $KR_а/\delta$; K – запас устойчивости [84, 93, 115, 136].

Для точного определения значения прочности грунта на растяжение σ_{pi} по стандартной методике ГОСТ 12248 проводят испытания грунта на сдвиг при значении нормального давления σ_n, соответствующего нормальному давлению на поверхности скольжения в данном блоке i, после чего рассчитывают по формуле [84, 93, 98, 115, 136]:

$$\sigma_{pi} = 0,5\left(\sigma_{ni} - \sqrt{\sigma_{n_i}^2 + 4\tau_{npi}^2}\right), \tag{4.35}$$

где τ_{npi} – предельное значение касательного напряжения при данном σ_{ni}.

При известных фактических прочностных характеристиках φ и C значение σ_{pi} для данного грунта может быть рассчитано по формуле [93, 115, 136]:

$$\sigma_{pi} = 0,5\left(\sigma_{ni} - \sqrt{\sigma_{ni}^2 + 4\left(\sigma_{ni} tg\varphi_i + c_i\right)^2}\right). \tag{4.36}$$

Для примерной оценки σ_{pi} с использованием табличных значений φ и c его величина может быть найдена из следующего выражения:

$$\sigma_{pi} = K_1 c_i, \tag{4.37}$$

где K_1 – коэффициент, принимаемый в зависимости от значения φ (таблица 4.3) [93, 98].

Таблица 4.3 - Определение коэффициента K_1 в зависимости от значения φ [93, 98, 115, 136]

φ, град.	≤ 3	5	7	9	11	13	15	17	21	≥ 25
K_1	0,40	0,48	0,55	0,63	0,70	0,77	0,85	0,90	0,96	1,00

Если физико-механические свойства грунта не известны, то можно использовать табличные данные (таблица 4.4.) [98].

Таблица 4.4 - Значения растягивающих напряжений, возникающих при сдвиге несвязных грунтов

Грунт	Растягивающие напряжения, МПа
Песок гравелистый, крупный	0,057
Песок средней крупности	0,052
Песок мелкий	0,046
Песок одномерный	0,036
Супесь легкая крупная	0,052

Величину расчетного значения допустимого растягивающего напряжения для прослойки $\sigma_д$ назначают по результатам специальных испытаний по оценке длительной прочности. Для проведения предварительных расчетов ее допускается принимать в долях от кратковременной прочности армоленты при одноосном растяжении $R_а$: для тканых материалов, жестких сеток из полиамида, полиэфира $\sigma_д = 0,6R_а/\delta$; из полипропилена $\sigma_д = 0,3R_а/\delta$; для нетканых термоупрочненных или

дополнительно термоупрочненных иглопробивных армолент из полиамида, полиэфира $\sigma_д = 0,25R_а / \delta$; полипропилена $\sigma_д = 0,1R_а / \delta$.

Подбор числа прослоек арматуры выполняют по формуле:

$$n = \left[0,53K_{зап.тр} \sum G_i \left(\cos\alpha_i - \sqrt{\cos^2\alpha_i + 4\sin^2\alpha_i} \right) - \sum \sigma_{pi} l_i S_y \right] \Big/ \sigma_д A_а , \qquad (4.38)$$

где $K_{зап.тр}$ – требуемый коэффициент запаса устойчивости откоса [98, 183].

В первом приближении длина арматуры определяется исходя из параметров зоны обрушения (см. рисунок 4.21) $l_{а\,пс,i}$ и длины заделки $l_{з,i}$, которая в соответствии с расчетом ее сопротивления выдергиванию горизонтальными силами на глубине ниже $z_{кр}$ с использованием формулы (4.23) может быть представлена, как

$$l_{з,i} = F_{а,z} \big/ \gamma_f 2b_а \left(\sigma_д \operatorname{tg}\varphi' + c' \right), \qquad (4.39)$$

где φ' и c' – прочностные характеристики по контакту "арматура-грунт", определяемые по результатам испытаний. Примерные оценки их значений даны в таблице 4.5 [98, 183].

Таблица 4.5 - Значения прочностных характеристик φ' и c' [98, 183]

Вид армирующей ленты	Значения прочностных характеристик для	
	связного грунта	несвязного грунта
Тканый, нетканый, сетка	$\operatorname{tg}\varphi' = 0,9\operatorname{tg}\varphi; c' = 0,1c$	$\operatorname{tg}\varphi' = 0,8\operatorname{tg}\varphi$
Пленки и другие армоленты с гладкой поверхностью	Только по результатам испытаний	$\operatorname{tg}\varphi' = 0,45\operatorname{tg}\varphi$

В случае предварительного испытания материала армоленты, ее длина определяется по следующей формуле:

$$l_{з,i} = 0,5R_а \big/ \sum \rho_i \cdot h_i \cdot \operatorname{tg}\varphi' + c' , \qquad (4.40)$$

где ρ_i, h_i – плотность и толщина слоев грунта, расположенных над верхней из прослоек.

В результате экспериментальных исследований и численного моделирования с помощью программы Plaxis 7.2 автором совместно с К.В. Григорьевым-Рудаковым было установлено, что в диапазоне высоты насыпи $H = 1,5...6$ м наименьшая длина армоленты для песка минимум 3 м, глины – 3,5 м, а для лессовых грунтов и суглинка – максимальная длина не более 4,2 м, т.е. $l \le 0,5...0,7H$ [98]. Коэффициент запаса по формулам должен быть больше, либо равен коэффициенту устойчивости (СП):

$$K_{зап} \ge \gamma_n \gamma_{lc} / \gamma_c , \qquad (4.41)$$

где γ_n, γ_{lc} – соответственно коэффициенты надежности по ответственности сооружения и сочетания нагрузок; γ_c — коэффициент условий работы.

Полученные расчетом значения коэффициента устойчивости при соответствующем сочетании нагрузок не должны превышать величины $\gamma_n \gamma_{lc} / \gamma_c$ более чем на 10 %, если это не обусловлено

особенностями сооружения.Так как рассматриваемые сооружения относятся к IV классу, принимаем коэффициенты устойчивости согласно СНиП 2.06.01-86* $\gamma_n = 1{,}10$; $\gamma_{lc} = 1{,}0$; $\gamma_c = 0{,}95$. Тогда $\gamma_n \gamma_{lc} / \gamma_c = 1{,}16$ и условие общей устойчивости откосов грунтового сооружения будет иметь следующий вид [98, 183]:

$$1{,}28 > K_{\text{зап}} \geq 1{,}16 .$$

Однако для большей надежности (по результатам исследований проф. Г.М. Каганова) предложено условие устойчивости грунтоармированного откоса принимать, исходя из следующего условия [130]:

$$K_{\text{зап}} \geq 2{,}25 . \qquad (4.42)$$

Расчет лицевой стенки выполняется в соответствии с теорией безмоментных оболочек (см. рисунок 2.33) по зависимостям (2.86)–(2.88). Разработанный автором алгоритм определения параметров грунтоармированного понура представлен на рисунке 4.19 [98, 100].

В случае невозможности устройства другого типа флютбета на гравелисто-галечниковом основании устраивается бетонный понур, фильтрационный расчет которого выполняется по методу коэффициентов сопротивления или способу удлиненной контурной линии проф. Р.Р. Чугаева [93, 115].

Определение размеров подземного контура флютбетов производится в следующей последовательности:

а) определяется минимальная длина подземного контура для распластанной схемы по формулам Р.Р. Чугаева [93]:

$$L_{\min} = H / \left(J_k\right) d - 0{,}88 \quad \text{при } T_{\text{ср}} < \infty ;$$

$$L_{\min} = H / \left(J_k\right) d \ \text{ при } T_{\text{ср}} = \infty ,$$

где H – напор на сооружении; $\left(J_k\right) d$ – допускаемый контролирующий пьезометрический уклон, принимаемый в зависимости от рода грунта; $T_{\text{ср}}$ – средняя глубина до водоупора;

б) по результатам фильтрационного расчета оценивается устойчивость сооружения на сдвиг и корректируются некоторые размеры флютбета;

в) окончательно принимаемый подземный контур проверяется на казуальную и нормальную фильтрационную прочности грунта основания.

Необходимую толщину водопроницаемой пригрузки (обратного фильтра, дренажа) по дну нижнего бьефа, отвечающей условию нормальной фильтрационной прочности грунта основания, подверженного выпору, можно рассчитать по формуле:

$$t_{\text{пр}} = K_{\text{в}}^2 \cdot \gamma^2 \cdot H^2 \Big/ \left[20 L_{\min} \left(\gamma_{\text{нас}} - \gamma \right)^2 \right], \qquad (4.43)$$

где $K_в$ – коэффициент запаса, принимаемый для сооружений IV класса соответственно 1,2; γ и $\gamma_{нас}$ – соответственно вес единицы объема воды и грунта, насыщенного водой.

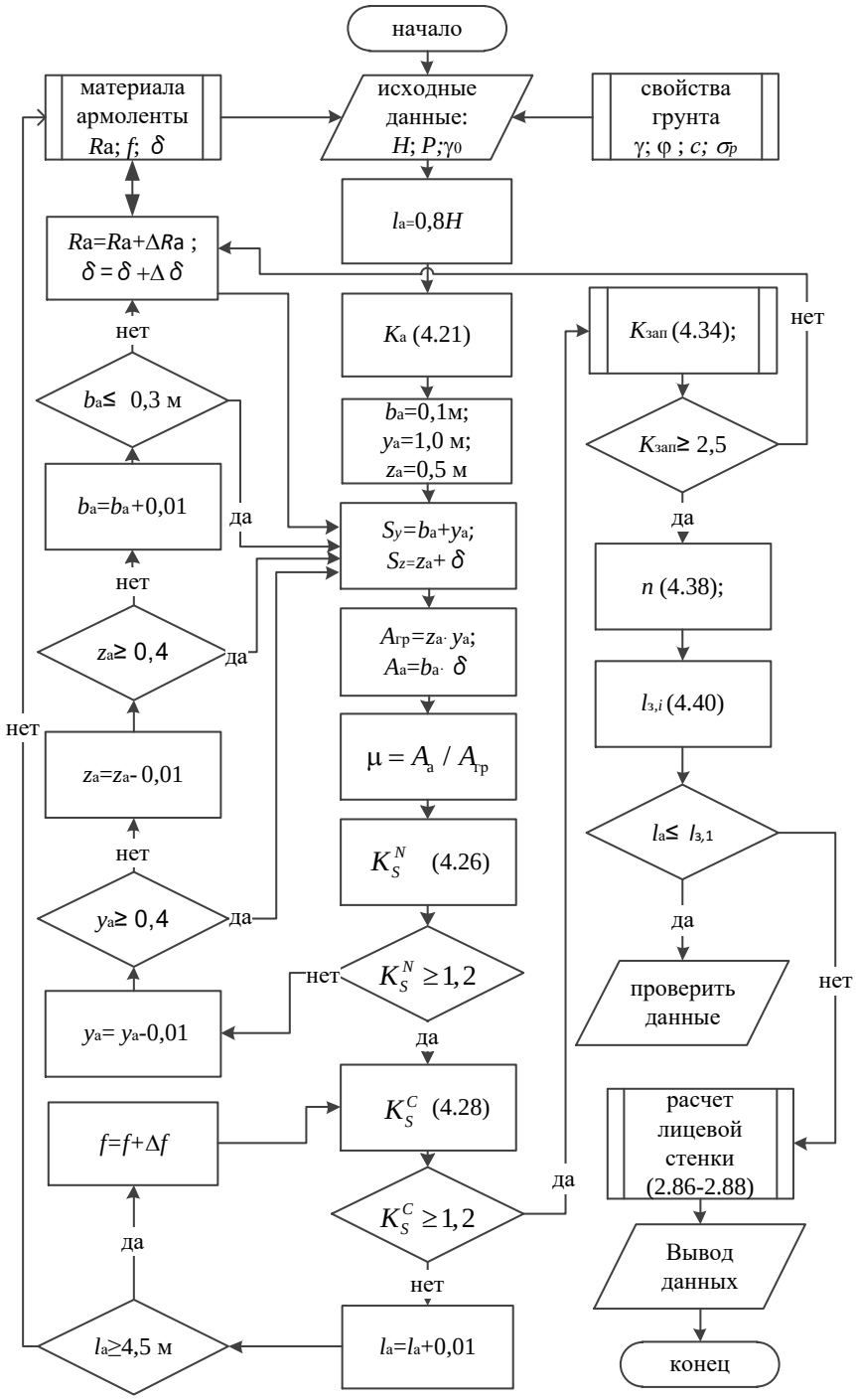


Рисунок 4.19 – Блок-схема алгоритма расчета грунтоармированного понура [106]

Подбор обратных фильтров в случае суффозионных грунтов следует производиться в соответствии с инструкцией по проектированию обратных фильтров гидротехнических сооружений (ВСН-02-65*) [98].

Также применяются монолитные и сбросные железобетонные зубья, которые необходимо располагать так, чтобы одновременно использовать их для крепления к ним полотнища мембраны с помощью анкерных устройств [106, 169].

Глубина заложения зуба (руслового анкера) назначается не менее 2 м и может быть определена по формуле

$$S = 0{,}144 K'_{\text{зап}} H \sqrt[4]{H} \Big/ J_d \sqrt[4]{L_{\min} J_d}\,, \tag{4.44}$$

где $K'_{\text{зап}}$ – коэффициент запаса, принимаемый равным 1,2; J_d – допускаемый градиент фильтрации для данного грунта основания.

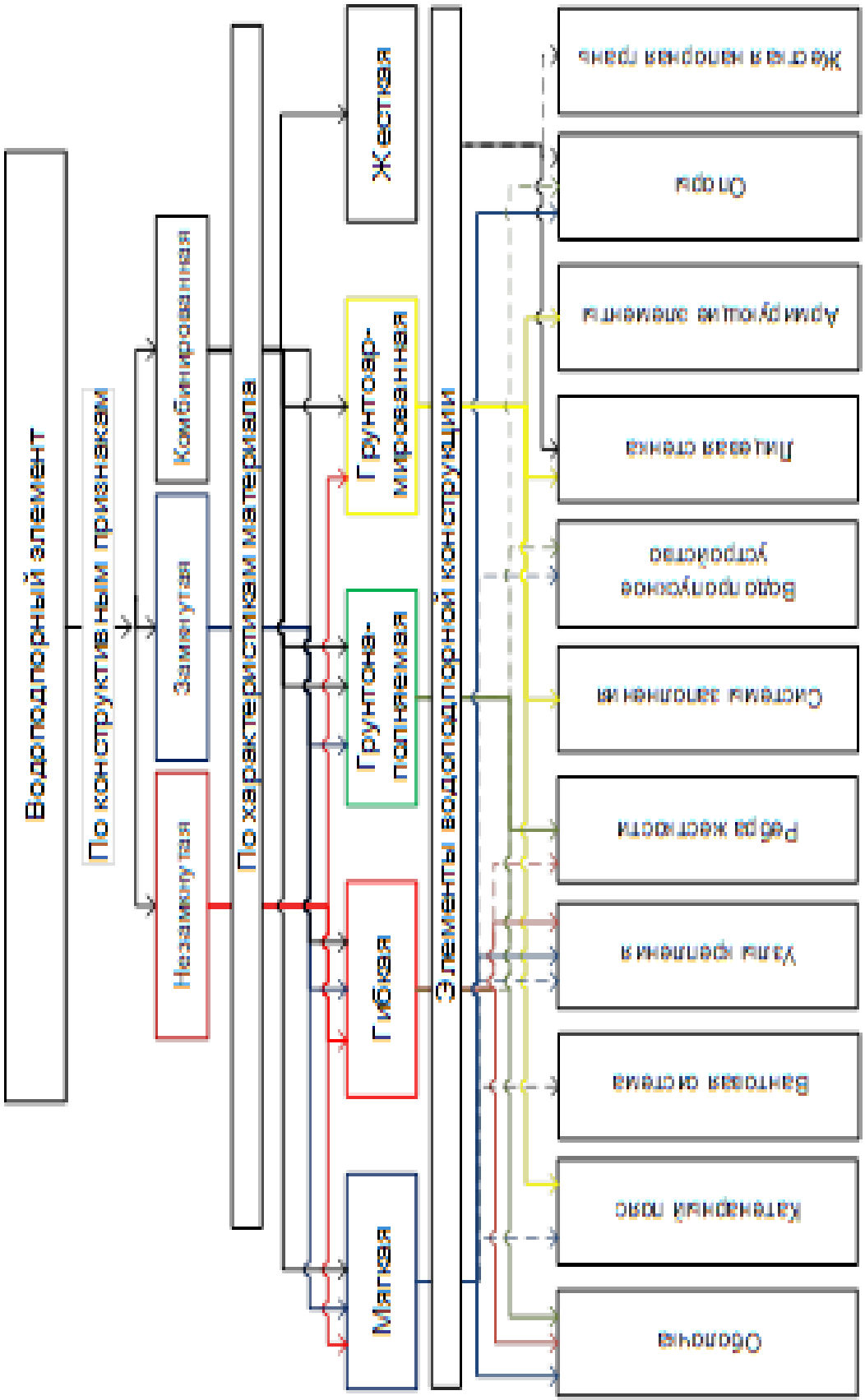
Ширина зуба принимается конструктивно из условий производства работ в пределах 0,3 – 1,0 м.

5.3.2 Водоподпорные оболочки

Разработанный автором модуль предназначен для выбора и оптимизации параметров водоподпорных оболочек сооружений инженерной защиты из композитных материалов в зависимости от условий их установки, а также выполняемых функций, классификация которых представлена на рисунке 4.20. Критерии выбора допустимых вариантов конструкции представлены в таблицах 4.6. – 4.10 [93, 98, 100, 137, 155].

Отличительной особенностью водоподпорных конструкций из замкнутых и незамкнутых оболочек от жестких является взаимосвязь их формы с действующими на них нагрузками. В этом случае расчет замкнутых водоподпорных оболочек должен производиться с учетом изменения их формы в зависимости от давления внутри оболочки, характеристик материала заполнителя и оболочки, условий крепления, а также от гидродинамического воздействия потока на сооружение. Расчетная схема с учетом основных положений по расчету мягких оболочек, в условиях их безмоментного НДС, приведена на рисунке 1.28 [93, 100, 106].

Основным отличием гибких оболочек от мягких является способность сохранять форму при снятии нагрузки, что возможно, когда не выполняется критерий легкости складкообразования (1.39) [111]. Классификация и состав водоподпорных элементов конструкции [100].



- - - элементы водоподпорного элемента конструкции, которые входят в его состав дополнительно после расчетного обоснования

Рисунок 4.20 - Классификация и состав водоподпорных элементов конструкций

Таблица 4.6 - Значения допустимых критериев для вариантов водоподпорной оболочки (рисунки 4.3, 4.8) [93, 100, 106]

Номер варианта	Критерий											
	Отношение создаваемого напора к периметру оболочки H_p / L	Относительный перекрываемый пролет $B_{пр} / B$	Коэффициент зарегулирования $V_п / \bar{W}_{р.ст}$	Относительное время регулирования уровня воды в верхнем бьефе $t^к_{рег} / t^{гр}_{рег\ 1}$	Относительное время наполнения (возведения оболочки $t^к_{нап} / t^{гр}_{нап\ 2}$)	Коэффициент расхода m	Прочностные характеристики материала оболочки $N_р / N_{max}$	Относительная деформация материала оболочки ε	Подкрепляющая вантовая сетка $b_я / B_{пр}$	Материал вантовой сетки $N_{тр} / N_{об}$	Относительное энергопотребление $Э_р / Э_{max}$	Относительная стоимость $C_р / C_{гр}$
1	0,9	0,1	0,35	0,60	0,30	0,31	1,50	0,10	0,04	0,04	1,00	0,70
2	0,8	0,05	0,20	0,20	0,20	0,36	2,30	0,05	0,06	0,06	0,50	0,97
3	0,3	0,30	0,06	0,50	0,50	0,42	2,10	0,20	0,07	0,07	0,30	0,80
4	0,4	1,00	1,00	0,30	1,00	0,51	1,10	0,22	1,00	0,01	0,40	0,95

В таблице: H_p - напор воды в верхнем бьефе; L - периметр оболочки; $B_{пр}$ - пролет, перекрываемый одной секцией водоподпорного сооружения; B - ширина перекрываемого русла; $V_п$ - объем зарегулированной части стока; $\bar{W}_{р.ст}$ - норма годового стока водотока; $t^к_{рег}$ - время регулирования уровня воды в верхнем бьефе водоподпорным сооружением из композитных материалов; $t^{гр}_{рег}$ - время регулирования уровня воды в верхнем бьефе грунтовой земляной плотины; $t^к_{нап}$ - время наполнения водоподпорной оболочки; $t^{гр}_{нап}$ - время наполнения грунтонаполняемой оболочки; m - коэффициент расхода при истечении через плотину; $N_р$, N_{max}, $N_{тр}$, $N_{об}$ - соответственно усилия в водоподпорной оболочке – расчетное и максимально-допустимое; $b_я$ - ширина ячейки вантовой сетки; $Э_р$, $Э_{max}$ - соответственно энергопотребление защитного сооружения расчетное, максимально возможное; $C_р$, $C_{гр}$ - соответственно себестоимость строительства наполняемых и грунтовых сооружений.

Таблица 4.7 - Значения возможных параметров для вариантов замкнутых водоподпорных оболочек (рисунок 4.2)

Тип оболочки	Конструктивные особенности (заполнитель)	Параметры															
		Создаваемый напор H_p, м		Периметр оболочки L, м		Перекрываемый пролет B, м		Погонное натяжение, кН/м		Длина ванты-подбора/ длина вант-оттяжек[3]		Время возведения, ч[4]		Пропускная способность,		Русловые анкера/ устои (опоры)	
		min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max
Гибкая незамкнутая	Однопролетная	0,50	1,20	0,80	2,20	1,00	30,00	-	-	18,00	80,00	0,50	8,00	0,32	0,43	18,00	80,00
	Многопролетная	0,70	1,50	1,20	3,00	40,00	200,00	-	-	20,00	90,00	3,00	20,00	0,34	0,5	20,00	90,00
Мягкая незамкнутая	Мембранная	0,50	2,00	1,00	3,00	5,00	30,00	1,20	19,50	18,00	90,00	0,50	8,00	0,38	0,52	18,00	90,00
	Мембранно-вантовая	1,50	5,50	2,50	7,00	5,00	30,00	5,50	140,00	18,00	120,00	0,50	8,00	0,38	0,52	18,00	120,00
	Однопролетная	0,50	3,50	1,00	7,00	5,00	30,00	1,2	60,00	8,00	90,00	3,00	10,00	0,34	0,50	8,00	90,00
	Многопролетная	0,50	3,50	1,00	7,00	30,00	100,00	1,8	75,00	90,00	300,00	5,00	20,00	0,42	0,56	90,00	300,00
	Однооболочковая	0,50	3,00	4,20	10,00	5,00	100,00	1,2	60,00	100,00	200,00	5,00	10,00	0,42	0,56	100,00	200,00
	Многооболочковая	1,50	5,00	8,00	30,00	5,00	20,00					5,00	20,00	0,36	0,52		

[1] Относительно грунтовой плотины с трубчатым водосбросом

[2] Относительно грунтонаполняемой плотины

[3] Длина ванты-подбора и вант-оттяжек зависит от конкретных мест установки, например на 1 м пролета можно примерно принимать $l_п$=2,2 м, $l_{от}$=6,0 м

[4] Время возведения в зависимости от конкретных мест установки.

Таблица 4.8 – Значения возможных параметров для вариантов незамкнутых водоподпорных оболочек (рисунок 4.5) [91, 93, 100]

Тип оболочки	Конструктивные особенности (заполнитель)	Параметры															
		Создаваемый напор H_p, м		Периметр оболочки L, м		Перекрываемый пролет B, м		Погонное натяжение, кН/м^2		Требуемое давление в оболочках, кПа		Время возведения, ч		Пропускная способность m		Количество армирующих элементов	
		min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	Min	max	min	max	min	max
Мягкая замкнутая	Воздух	0,50	2,00	4,20	18,00	2,00	10,00	1,00	30,00	0,20	2,00	0,5	5,0	0,32	0,43	8,00	40,00
	Воздух и вода	1,00	2,50	8,90	18,20	2,00	20,00	40,00	200,00	0,50	3,00	1,0	10,0	0,34	0,5	8,00	40,00
	Вода	1,00	3,00	9,00	20,00	2,00	30,00	5,00	30,00	0,50	3,20	1,5	15,0	0,38	0,52	8,00	60,00
	Грунт	1,00	5,00	9,00	16,00	2,00	50,00	5,00	30,00	0,50	12,50	4,0	12,0	0,38	0,52	8,00	100,00
	Полимерная пена	0,50	4,00	4,00	15,00	2,00	25,00	5,00	30,00	0,20	8,10	5,0	24,0	0,34	0,50	-	-
Гибкая замкнутая	Вода	1,50	5,00	3,00	15,00	2,00	40,00	30,00	100,00	1,00	12,50	1,0	10,0	0,42	0,56	25,00	100,00
	Грунт	1,50	6,00	3,00	19,00	2,00	100,00	5,00	100,00	1,00	18,00	4,0	20,0	0,42	0,56	20,00	120,00
	Полимерная пена	0,80	4,50	1,50	16,00	2,00	40,00	5,00	20,00	0,32	1,20	4,0	12,0	0,36	0,52	-	-

Таблица 4.9 – Значения допустимых параметров для вариантов грунтоармированных водоподпорных элементов (рисунок 4.12) [91, 93, 100]

Тип водоподпорного элемента	Конструктивные особенности	Параметры															
		Создаваемый напор H_p, м		Периметр оболочки L, м		Перекрываемый пролет B, м		Погонное натяжение арм-х эл-тов/лицевой стенки, кН/м^2		Изгиб лицевой стенки		Время возведения, ч		Пропускная способность		Количество армирующих элементов	
		min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max
Гибкая лицевая стенка	Единая лицевая стенка	2,00	6,00	3,80	10,00	0,80	50,00	1,80	3,20	0,10	0,35	5,00	35,00	0,32	0,43	12,00	120,00
	Сборная	2,00	12,00	2,00	50,00	2,00	50,00	1,80	5,20	0,10	0,15	4,00	24,00	0,34	0,5	12,00	120,00
Жесткая лицевая стенка	Сборная	0,50	2,50	0,50	2,50	1,00	10,00	-	-	0,10	0,40	4,00	24,00	0,38	0,52	12,00	120,00
	Монолитная	1,50	10,00	0,50	10,00	1,00	50,00	-	-	-	24,00	24,00	120,00	0,38	0,52	-	-

Таблица 4.10 – Тип оболочки и значения допустимых параметров для вариантов комбинированных водоподпорных оболочек (рисунок 4.6)

Тип оболочки	Конструктивные особенности (заполнитель)	Параметры															
		Создаваемый напор H_p, м		Периметр оболочки L, м		Перекрываемый пролет B, м		Погонное натяжение, кН/м^2		Требуемое давление в обол/, кПа		Время возведения, ч		Пропускная способность		Кол-во армирующих эл-в	
		min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max
Замкнутые	Грунтоарм. и мягкие замкнутые оболочки[1]	2,50	15,00	4,40	15,00	5,00	50,00	1,25	12,00	2,00	12,00	8,00	24,00	0,30	0,50	12,00	120,00
		1,00	10,00	18,00	70,00	5,00	100,00	1,20	50,80	-	-						
	Грунтонаполняемые и мягкие замкнутые оболочки[2]											6,00	15,00	0,30	0,50	12,00	90,00
		1,50	10,00	18,00	70,00	5,00	30,00	1,20	18,00	1,10	9,00						
Замкнутые и незамкнутые	Грунтонаполняемые и незамкнутые оболочки[3]	1,50	6,00	3,00	19,00	2,00	100,00	5,00	100,00	1,00	18,00	4,0	20,0	0,42	0,56	20,00	120,00
		1,50	6,00	18,00	70,00	2,00	20,00			1,00		5,00	12,00	0,30	0,40	10,00	40,00-
	Жесткие замкнутые и незамкнутые	1,50	8,00	1,50	8,00	5,00	10,00					4,00	10,00	0,30	0,40	9,00	50,00

[1] Верхняя строка – грунтоармированное основание, нижняя – мягкая замкнутая оболочка (грунтонаполняемое основание)

[2] Верхняя строка – грунтонаполняемые основания, нижняя мягкая замкнутая оболочка

[3] Верхняя строка – грунтонаполняемая оболочка незамкнутая оболочка

Статический расчет водоподпорных конструкций

В связи с этим для определения гидравлических условий работы водоподпорных оболочек необходим их предварительный статический расчет, который приведен ниже.

Воспользуемся уравнениями (1.56) – (1.79) для безмоментной цилиндрической оболочки (см. рисунок. 1.28). Принимаем, что растягивающие усилия значительно выше сдвигающих, поэтому ими можно пренебречь как и весом оболочки. Тогда линейную зависимость отношения давления на i –м участке p_i к нормальному погонному усилию N можно представить в следующем виде [91, 93, 100, 111]:

$$p_i / N = 2a_i y + b_i \quad , \tag{4.45}$$

где a_i и b_i – коэффициенты нагрузки на i –м участке определяются в зависимости от сочетания нагрузок и разности внутреннего и внешнего давления.

Формообразования мягкой водонаполняемой оболочки без воздействия на нее гидростатического давления показано на рисунке 4.21.

При защите населенных пунктов от затопления, локализации нефтяных загрязнений и т.п. требуется максимальная протяженность сооружения и наименьшее время его установки при отсутствии флютбета. Насосом закачивается вода внутрь оболочки, и необходимо определить её форму и высоту в зависимости от действующего внутреннего давления. Наиболее простым методом расчёта является графический.

Определяем погонное усилие для *i*-го участка оболочки через шаг Δh_i по ее высоте $h_т$ [91, 93, 100, 111, 269]:

$$N_i = 0,5 \cdot p_0 \cdot \sum_i \Delta h_i + 0,25 \cdot \rho \cdot g \cdot \sum_i \Delta h_i^2 \ ,$$

где p_0 – внутреннее давление в оболочке, Па ; ρ – плотность воды, кг/м^3; g- ускорение свободного падения, м/с^2.

а *б*

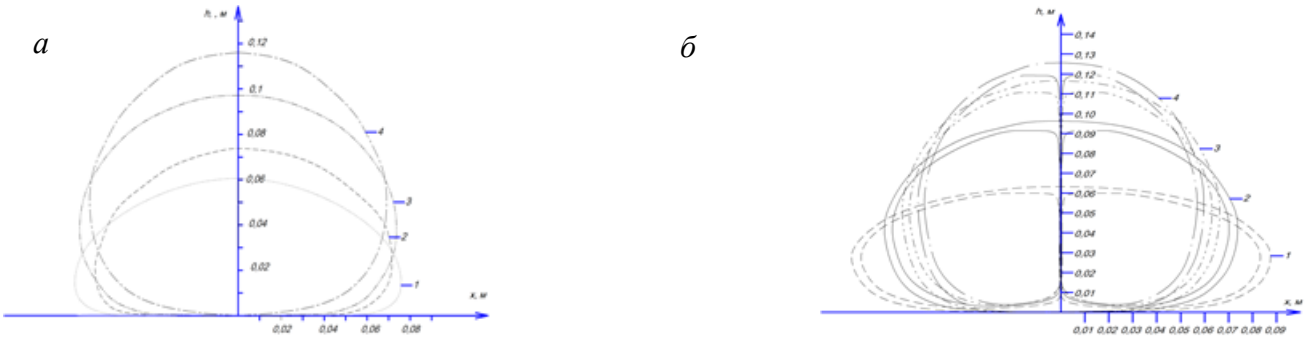


Рисунок 4.21 – Изменение напряженно-деформированного состояния мягкой оболочки с раскройным диаметром L=0,4 м в зависимости от внутреннего избыточного давления в оболочке p_0

(1-10 кПа, 2-50 кПа, 3-100 кПа, 4-400 кПа): *а* – однооболочковой оболочки; *б* – двухоболочковой оболочки

Рассчитываем коэффициенты нагрузки по зависимостям:

$$a_i = -0{,}5\rho \cdot g / 2 \cdot N_i \,;\; b_i = p_0 / N_i \;.$$

Затем определяем радиус на каждом i –м участке по следующей формуле (см. рисунок 1.26):

$$R_i = 1 \Big/ \left(2 \cdot a_i \cdot \sum_i \Delta h_i + b \right). \tag{4.46}$$

На рисунке 4.22 представлены зависимости очертания мягкой оболочки от внутреннего давления p_0 [98, 111]. Однако устойчивость такой оболочки незначительна и требуется большая ширина дамбы при небольшом создаваемом напоре, также может наблюдаться эффект «скручивания» оболочки при её значительной длине.

Для уменьшения влияния этих процессов в мировой практике стали применять многооболочковые (многооболочковые) конструкции, одна из которых представлена на рисунке 4.22, а [100, 105].

Результаты совместных исследований показали, что устойчивость, критерием которой является соотношение $h_{кр} / H$, двухоболочковой дамбы больше, чем однооболочковой на 7…18 % при B / H, соответственно, 0,2…2,5. Графическая зависимость $h_{кр} / H$ от отношения B / H представлена на рисунке 4.22 [111, 117, 267].

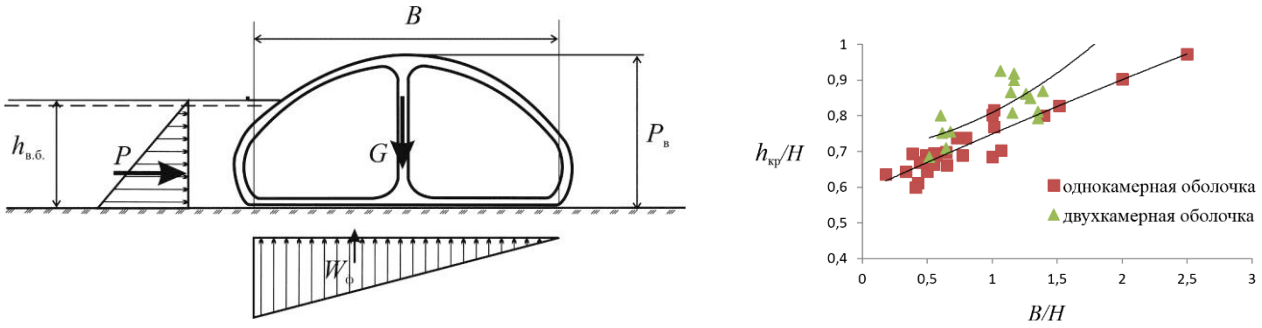


Рисунок 4.22 – Двухоболочковая дамба

а – расчетная схема устойчивости двухоболочковой водонаполняемой дамбы; *б* – график зависимости отношения от относительного внутреннего давления оболочки $p_{внут}$ к ее периметру [100]

Рассмотрим устойчивость гибкой дамбы на сдвиг и опрокидывание при глубине в верхнем бьефе, равной высоте оболочки $h_{вб} = P_в = h$.Данное условие получается из анализа моментов удерживающих M_R и опрокидывающих сил $M_{опр}$. Определяем момент сил сопротивления и момент опрокидывания по формулам, соответственно [91, 93, 100, 111, 269]:

$$M_R = \rho \cdot g \cdot h \cdot B^2 / 4, \tag{4.47}$$

$$M_{\text{опр}} = \rho g h^3 / 6. \quad (4.48)$$

Ширина оболочки, прилегающей к основанию, определяется исходя из следующего условия [91, 93, 100, 111, 269]:

$$M_R / M_{\text{опр}} > \gamma_n, \quad (4.49)$$

где γ_n – коэффициент надежности по степени ответственности сооружения, принимаемый γ_n =1,1 для IV класса сооружений.

Тогда для обеспечения устойчивости сооружения, как следует из уравнений (4.47)-(4.49), необходимо выполнение условия:

$$B > 1{,}168 \cdot h.$$

В рассматриваемом случае условия устойчивости на сдвиг определяются в соответствии с (4.1):

$$R = f \cdot \left(G - W_{\text{ф}}\right),$$

где G – вес водонаполняемой оболочки, $G = \rho g S l$; S – площадь поперечного сечения водонаполняемой оболочки; l – длина водоподпорной оболочки; взвешивающая сила давления воды на поверхность водоподпорной оболочки; $W_{\text{ф}}$ – сила фильтрационного давления, $W_{\text{ф}} = 0{,}5 \cdot \rho g B l h$; ρ - плотность основания оболочки.

Сдвигающая сила определяется по следующему выражению [100]:

$$P = 0{,}5 \rho g B h^2 .$$

Тогда

$$R/P = f\left[\left(2S/h^2\right) - \left(B/h\right)\right]. \quad (4.50)$$

Рассмотрим основные расчетные положения для мембранно-вантовых плотин при изменении х углов крепления водоподпорных оболочек $\varphi_{\text{кр}}$ по представленным на рисунке 4.23 [116].

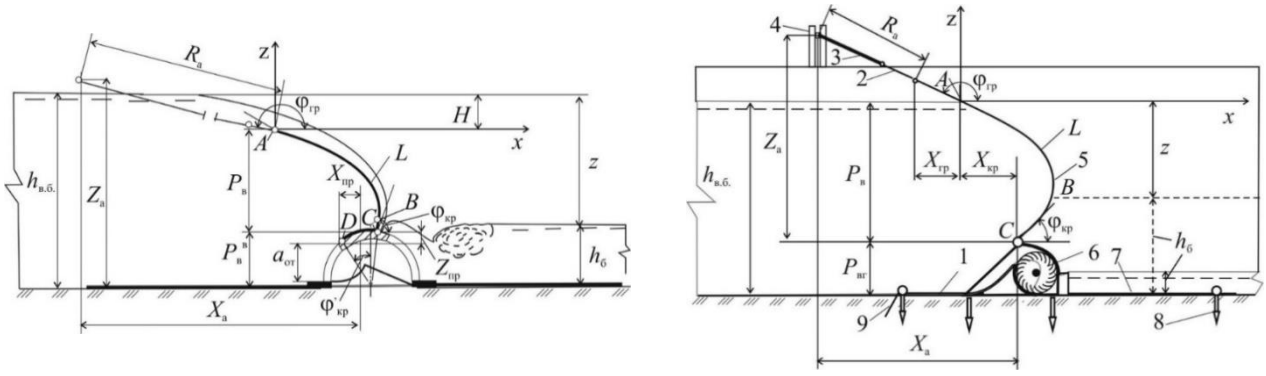


Рисунок 4.23 – Расчётные схемы водоподпорных оболочек при совместном истечении через гребень водослива, водовыпускное устройство, гидроагрегат:
1 – понур; 2 – ванты-оттяжки; 3 – ванта-подбор; 4 – береговые анкерные опоры; 5 – водоподпорная оболочка; 6 – гидроагрегат; 7 – рисберма; 8 – русловые анкера; 9 – узел крепления понура

Поправочные коэффициенты по формулам (3.1) и (3.2) учитываются в методике расчёта, на основе которой разработана программа «Водоподпорное сооружение». Результаты данной программы приведены на рисунках 4.24-4.27 [116, 228].

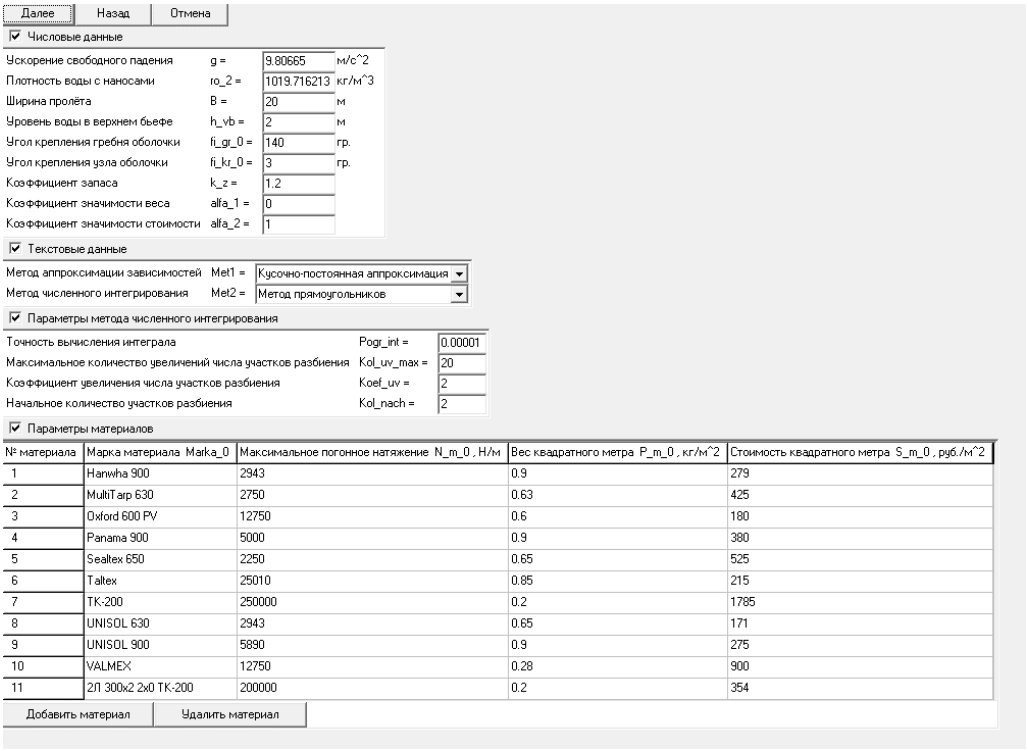


Рисунок 4.24 – Окно задания исходных данных для расчёта водоподпорного сооружения на основе мембранно-вантовой плотины

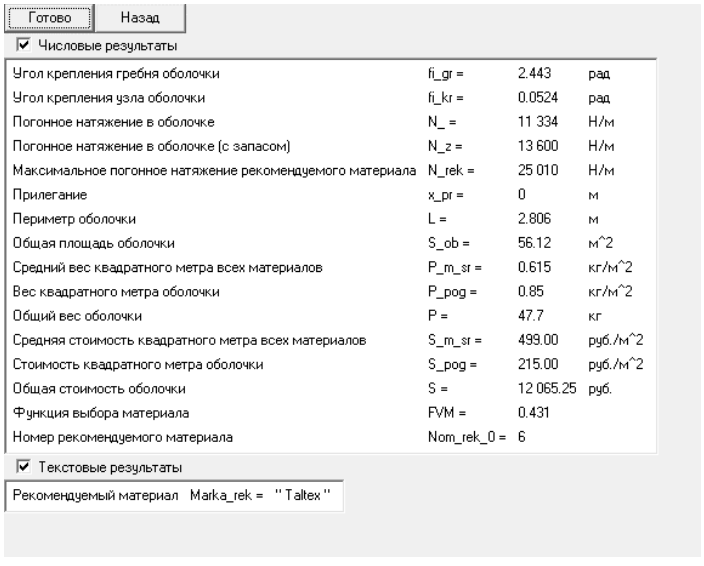
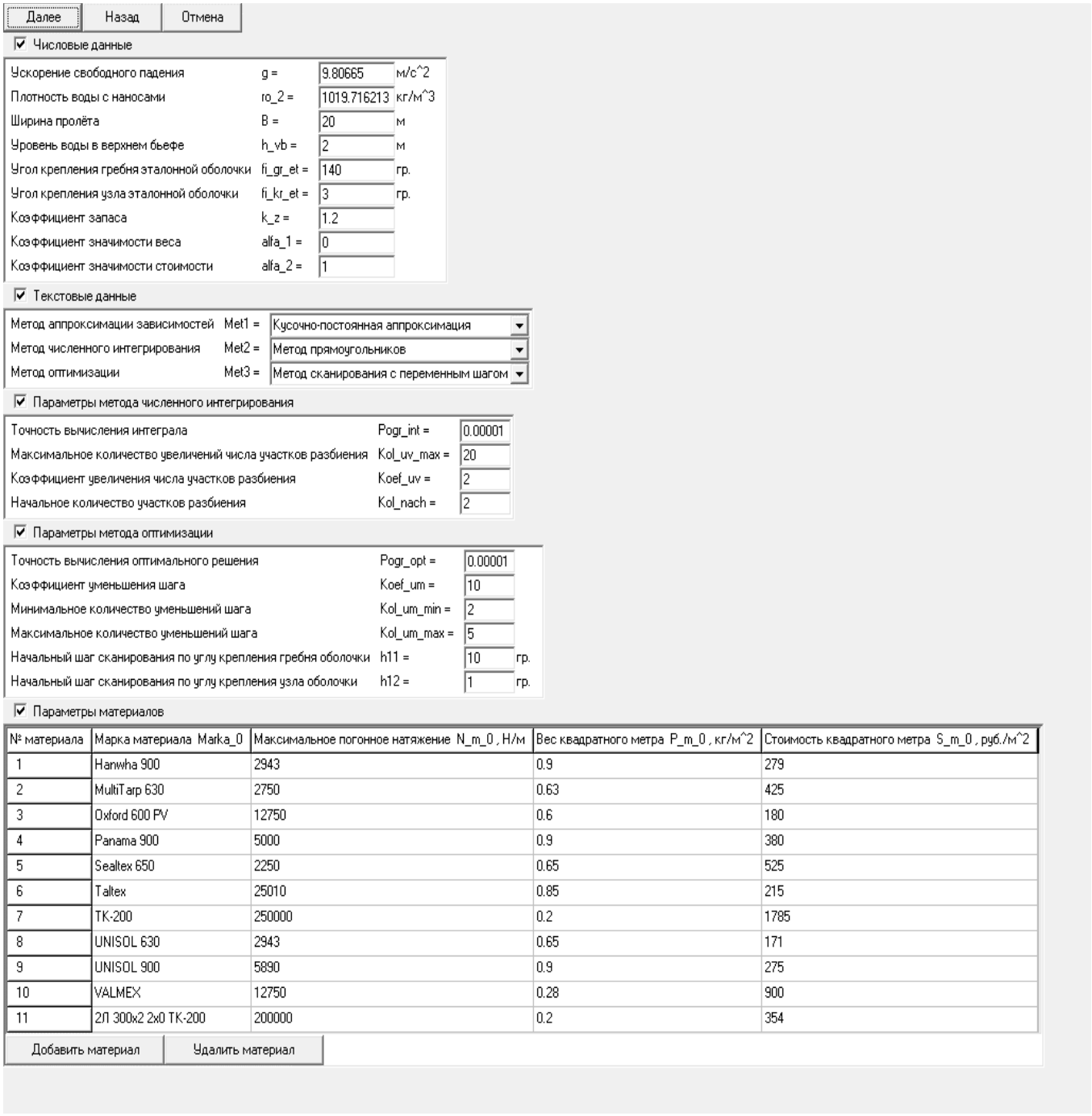


Рисунок 4.25 – Вывод результатов расчёта мембранно-вантовой плотины



№ материала	Марка материала Marka_0	Максимальное погонное натяжение N_m_0 , Н/м	Вес квадратного метра P_m_0 , кг/м^2	Стоимость квадратного метра S_m_0 , руб./м^2
1	Hanwha 900	2943	0.9	279
2	MultiTarp 630	2750	0.63	425
3	Oxford 600 PV	12750	0.6	180
4	Panama 900	5000	0.9	380
5	Sealtex 650	2250	0.65	525
6	Taltex	25010	0.85	215
7	ТК-200	250000	0.2	1785
8	UNISOL 630	2943	0.65	171
9	UNISOL 900	5890	0.9	275
10	VALMEX	12750	0.28	900
11	2Л 300х2 2х0 ТК-200	200000	0.2	354

Рисунок 4.26 – Исходные данные для оптимизации водоподпорной оболочки на основе мембранно-вантовой плотины

Для подпорно-регулирующих сооружений двухстороннего действия (см. рисунок 2.4), подпорно-аэрационных (см. рисунки 2.8, 2.9) применяются гибкие оболочки из упругого материала с постоянной толщиной (резинокордового материала). Оболочка закреплена в нижней части и свободно перемещается в верхней, обеспечивая регулирование уровней воды только за счет изгибной жесткости материала. Изгиб оболочки под действием потока происходит только в одной плоскости из-за усиления гребня оболочки ребром жесткости, в связи с этим вторичного изгиба под действием эффекта Пуассона не происходит и изгиб оболочки происходит в соответствии со

схемой (см. рисунок 1.21). Так как радиусы изгиба оболочки в связи с неравномерностью распределения гидродинамического давления неравномерны, то необходимо проведение физического эксперимента для определения формы оболочки в зависимости от внешних воздействий [91, 111].

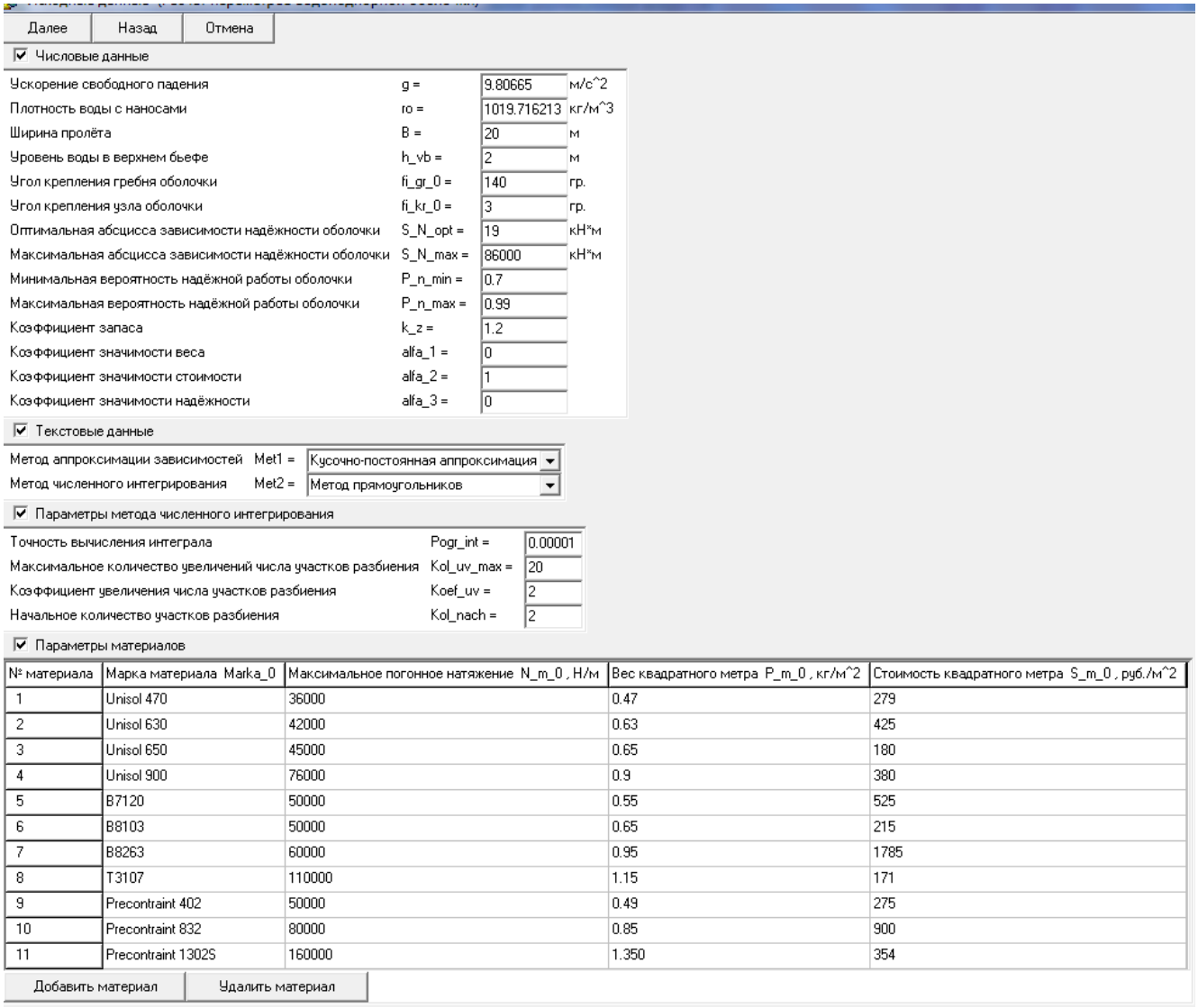


Рисунок 4.27 – Окно вывода результатов оптимизации водоподпорной оболочки мембранно-вантовой плотины

Для изучения подпорно-аэрационных регулирующих сооружений с гибкой водосливной стенкой, высота которой изменялась в пределах $P_в \in [0,5;1,5]$ м, создана физическая модель (рисунок 4.28) [108, 116].

Для определения формы, а затем гидравлических характеристик данного водослива, автором были проведены экспериментальные исследования в лаборатории гидравлики ФГОУ ВПО НГМА на гидравлическом лотке (рисунок 4.28). Модель гибкого водослива размещалась в гидравлическом лотке шириной 1 м, длиной 6 м и высотой 0,55 м. Изучаемый гибкий водослив с шириной порога b=0,6 м выполнен из резинокордового материала толщиной 0,032 м и имеет периметр незамкнутой оболочки L=0,400 м. Высота водосливной стенки $P_в$ изменялась в пределах

от 0,115 до 0,350 м, а горизонтальная проекция расстояния от крепления водослива до его гребня a – от 0,250 до 0,330 мм. Результаты измерения формы оболочки при различных значениях отношений полного напора к периметру оболочки представлены на рисунке 4.29 [93, 112, 114].

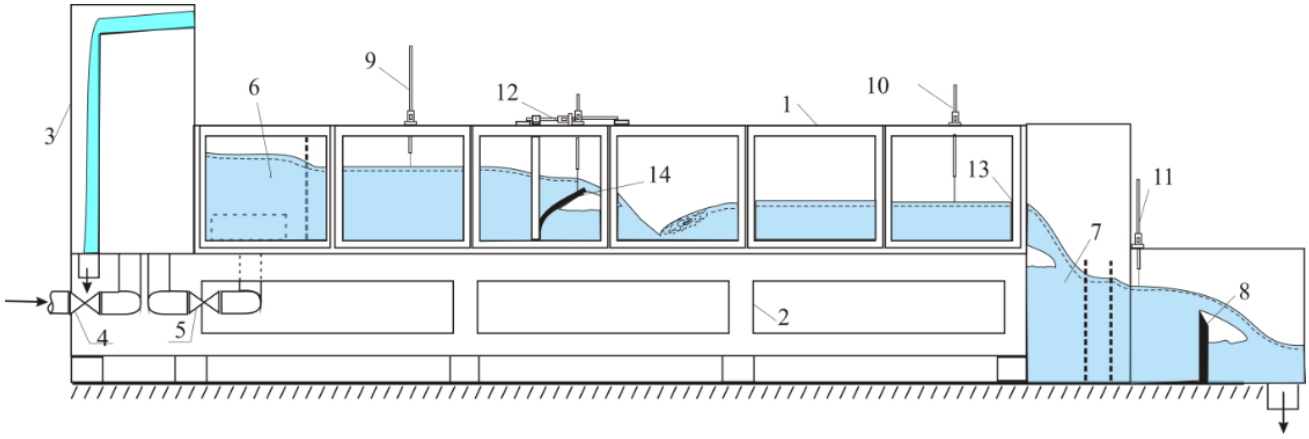


Рисунок 4.28 – Схема экспериментальной установки:
1 – гидравлический лоток с остекленными стенками; 2 – металлические фермы; 3 – бак постоянного напора; 4 – задвижка на напорном трубопроводе; 5 – задвижка на трубопроводе, подающем воду в лоток; 6, 7 – успокоительные камеры; 8 – треугольный водослив Томсона; 9,10, 11 – шпитценмасштабы; 12 – координатник; 13 – жалюзи, регулирующие уровень нижнего бьефа; 14 – исследуемая модель [112]

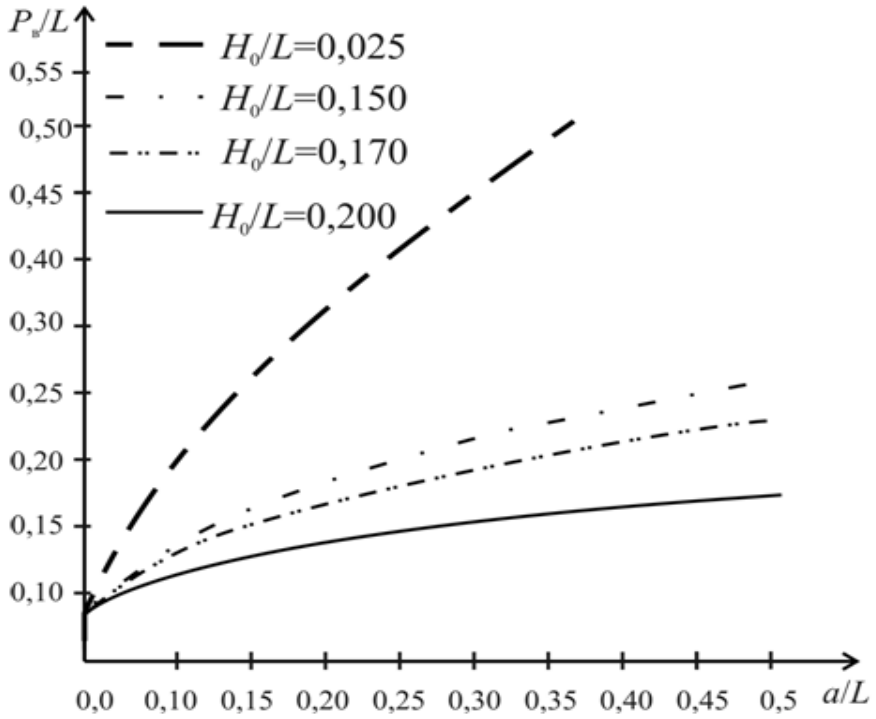


Рисунок 4.29 – Зависимость изменения отношений высоты стенки и ее горизонтальной проекции к периметру оболочки в зависимости от полного напора

Путем аппроксимации для диапазона относительных полных напоров получена следующая зависимость для определения параметров гибкого водослива с достоверностью R^2=0,867 [93, 112, 114]:

$$\frac{P_{\text{в}}}{L}=\left(-8,462\frac{H_0}{L}+4,1284\right)\frac{a}{L}^{\left(-0,9028\frac{H_0}{L}+0,5752\right)}, \qquad (4.51)$$

где $P_{\text{в}}$ – высота водосливной стенки, м; H_0 – полный напор на гребне водослива; L – периметр водосливной стенки.

Изгибная жесткость водосливной стенки обеспечивается как за счет одного слоя, так и набора слоев резинокордовых тканей в зависимости от расчетного напора в верхнем бьефе и гидродинамической нагрузки [112].

Разрушение слоистых материалов при их изгибе часто сопровождается расслоением, поэтому важен учет межслоевых касательных напряжений по его толщине. Ограничением являются минимально допустимые пределы прочности материала, а также соединения тканевой основы с полимером [137]:

$$\tau_{\min} \le \tau_{xy}^{i} \le \tau_{\text{доп}}^{i},$$

где $\tau_{\min}$ – минимально допустимые касательные напряжения в соединениях ткани и резиновой или полимерной матрицы; $\tau_{\text{доп}}^{i}$ – предел прочности *i*–го слоя резинокордового (композитного материала); τ_{xy}^{i} - фактическое напряжение по осям *OX* и *OY*.

Расчетная схема и обоснование формообразования оболочек принимается в соответствии с рис. 1.21 и формулами (1.13) – (1.21).

4.3.3. Вантовые фермы

Для закрепления незамкнутых оболочек, в том числе мембранно-вантовых плотин и комбинированных сооружений, применяют вантовые системы, классификация которых представлена на рисунке 4.30. Они представляют собой пространственные тросовые системы, которые служат для передачи усилий в водном потоке русловым анкерам (система вертикального удержания), а вне его – береговым анкерам (система горизонтального удержания). Элементы вантовых ферм под воздействием кратковременных волновых, гидродинамических, ветровых и технологических нагрузок могут обладать большей подвижностью, чем при постоянных, а их перемещения напряжения могут значительно изменяться [11, 85, 86, 93, 238] .



Рисунок 4.30 – Классификация вантовых систем и их элементов

Самыми оптимальными для крепления оболочечных сооружений инженерной защиты являются анкерные системы (береговые и русловые), вовлекающие в работу грунт, в том числе свайные анкеры. Главным требованием, предъявляемым к береговым анкерам, является обеспечение прочности крепления анкера в грунте [11, 85, 86, 93, 238].

При расчете береговых анкеров учитывается действие волновой и гидродинамической нагрузок, происходят их циклические колебания с периодом в среднем до 10–12 с. Нагрузку на анкер можно рассматривать как наклонную выдергивающую силу, приложенную к голове анкера. Направление силы в горизонтальной плоскости зависит от угла крепления и колеблется в пределах ±30° от проектного направления анкерной оттяжки. В вертикальной плоскости наклон силы к горизонту зависит от положения волны по отношению к узлу крепления анкерной оттяжки и мембраны, изменяясь в диапазоне 0°– 60°.

Существующие методики расчета свай на совместное действие вертикальных, горизонтальных и моментных нагрузок основаны на представлении равнодействующей нагрузки в виде вертикальных и горизонтальных проекций при существенном ограничении перемещений свай в грунте. Рассматриваются два предельных состояния - по несущей способности и по деформациям. Ограничение по перемещениям для свайного берегового анкера, работающего на всём протяжении эксплуатации мембранно-вантовой плотины, ведет к экономически не оправданным решениям, так как при этом допустимая горизонтальная нагрузка оказывается во много раз меньше нагрузки, при которой анкер разрушается или выдергивается из грунта [11, 85, 86, 93, 238].

Предельное состояние для свайного анкера отвечает моменту вырывания его из грунта, а соответствующая сила вырывания является предельной нагрузкой для системы анкер-основания. Принимается, что под действием наклонной, выдергивающей нагрузки P, анкер поворачивается в грунте, прорезая его, при этом в силу большой жесткости анкера его перемещения от изгиба малы по сравнению с перемещением от поворота. Смещение передней грани анкера на грунт в верхней зоне основания и задней грани у его нижнего конца вызывают появление реактивных давлений. Предельное состояние – «срыв» анкера, наступает при повороте и последующем выдергивании анкера [11, 85, 86, 93, 238]:

$$\begin{cases} T = P_{\text{пр}} \cos(\varphi - \beta); \\ N = P_{\text{пр}} \sin(\varphi - \beta), \end{cases} \tag{4.52}$$

где φ – угол наклона хорды; β – угол наклона силы $P_{\text{пр}}$ к горизонту.

Расчётная схема представлена на рисунке 4.31. Сила $P_{\text{пр}}$, при которой происходит вырывание анкера, определяется из условия равновесия сил (4.52) (см. рисунок 4.31). Она представляется в виде продольной T и поперечной N составляющих, при этом T есть проекция $P_{\text{пр}}$ на хорду, соединяющую концы анкера [47, 85, 86, 88, 93].

В состоянии предельного равновесия сила T уравновешивается силами трения, складыва-

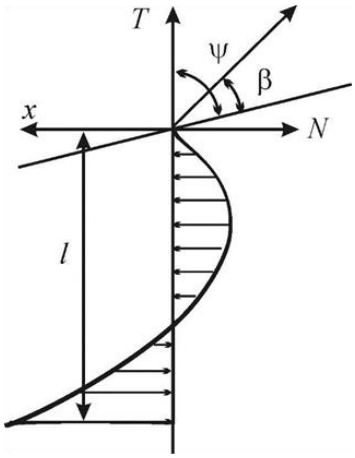


Рисунок 4.31 – Расчётная схема для расчёта берегового анкера

ющимися из сил трения $\tau = \sigma \cdot \text{tg}\Psi + C$ от нормальных напряжений, а также с учетом сцепления и сил трения от давления собственного веса грунта. Заменяя силы трения их равнодействующей F, условие равновесия сил в проекции на продольную ось анкера, пренебрегая его весом, получаем в виде [11, 85, 86, 93, 238]:

$$\int_l \tau b_y dl + F = P_{\text{пр}} \cos(\psi - \beta), \tag{4.53}$$

где b_y – условная ширина анкера, назначаемая, как и в случае свайных фундаментов.

При расчёте вантовой фермы необходимо учитывать необходимость обеспечения условий крепления гребеня водоподпорной оболочки без складкообразования и расположения ванты-подбора и ванты-оттяжки в одной плоскости. Исходными данными являются параметры закрепления незамкнутой водоподпорной оболочки ($R_а$, $X_а$, $Z_а$); периметр L; ширина русла по дну b; коэффициент заложения откосов m; уровень воды в верхнем бьефе $h_{вб}$; бытовая глубина $h_б$ [132, 304].

Определяют следующие параметры: усилия в ванте-подборе; форму ее очертания; необходимое количество и длину вант-оттяжек; формы парабол катенарного пояса в зависимости от усилий, возникающих в петлях [11, 85, 86, 93, 238].

При расчете ванты-подбора используется теория гибкой нити [210]. Ванта-подбор имеет постоянное сечение и равномерно нагружена по всему периметру распределенной нагрузкой интенсивностью $q_в$, передающейся от водоподпорной оболочки 4 с силовым (катенарным) поясом 3 через ванты-оттяжки 2 в одной плоскости под углом, изменяющимся в пределах $\varphi_{кр} \in [0, \pi]$ (рисунок 4.32, *а*) . [304]

Так как ванта-подбор принимается как абсолютно гибкая нить, то реакции со стороны береговых анкерных опор направлены по касательным к ее концам. Нагружение рассматривают как симметричное, поэтому реакции левой и правой береговых опор определяют из условия равновесия, а их сумма приблизительно равна нулю. Поэтому размещают начало координат в середину пролета и рассматривают половину ванты-подбора в качестве расчетной схемы (рисунок 4.32, *б*).

Разложив реакцию $N_в$ на горизонтальную $H_в$ и вертикальные $V_в$ составляющие и спроектировав все силы на горизонтальную ось, из условия равновесия нити, пользуясь уравнением моментов, получим следующее равенство:

$$H_в \cdot y - V_в \cdot x - 0{,}5 q_в \cdot x^2 = 0, \tag{4.54}$$

где $q_в$ – равномерно распределенная нагрузка на ванту-подбор.

Из данного равенства определяют $y = q_в x^3 / (2 \cdot H_в)$ – ординату ванты-подбора. Максимальный прогиб рассчитывают как

$$f = q_в B^2 / (8 \cdot H_в), \tag{4.55}$$

где B – расстояние между береговыми анкерными опорами.

Усилие, возникающее в петле катенарного пояса, определяют по формуле (рисунок 4.32, *в*)

$$S = 2 S_к \sqrt{1 + \cos \alpha_k}, \tag{4.56}$$

где S_k – составляющие усилия в петле; α_k – угол между усилиями в петле катенарного пояса.

Подробный расчет кривых катенарного пояса аналогичен расчету вантовой фермы, приведенному в работе Б.И. Сергеева [238].

Усилие в ванте-подборе определяют по зависимости

$$N_{\text{в}} = q_{\text{в}} B^2 \sqrt{1+16\frac{f^2}{B^2}} \Big/ 8f \,, \tag{4.57}$$

где f – величина прогиба ванты-подбора.

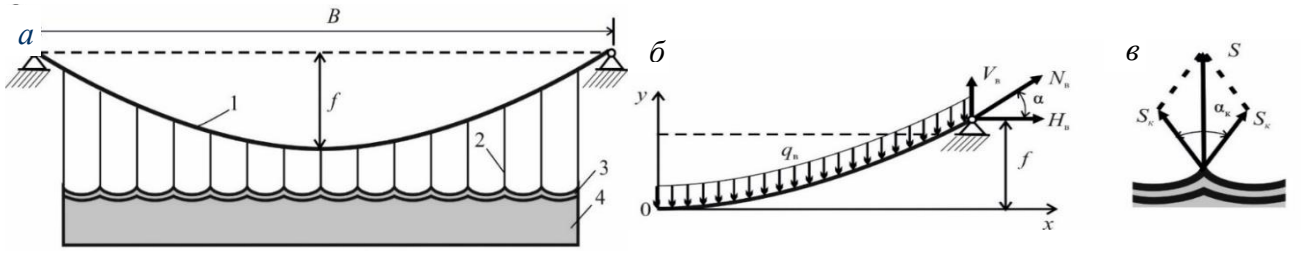


Рисунок 4.32 – Расчётная схема для определения параметров вантовой фермы:
а – схема закрепления вантовой фермы к береговым анкерным опорам в плане; *б* – расчётная схема для определения параметров ванты-подбора; *в* – расчетная схема для определения нагрузок в узлах катенарного пояса; 1 – ванта-подбор; 2 – ванта-оттяжка; 3 – катенарный пояс; 4 –незамкнутая водоподпорная оболочка

По расчетному усилию подбирают диаметр стальных канатов для ванты-подбора и вант-оттяжек. Для определения длины ванты-подбора, когда опоры находятся на одинаковом расстоянии от гребня оболочки, следует использовать следующую зависимость:

$$L_{\text{в}} = B + 0,5\int_0^B q_{\text{в}}^2 dx \Big/ N_{\text{в}}^2 \,. \tag{4.58}$$

При расчете параметров вант-оттяжек учитывают участки примыканий к правому и левому берегам, где ванта-подбор находится в ненапряженном состоянии [304].

Рассматриваются два расчетных случая с четным и нечетным количеством вант-оттяжек (см. рисунок 4.33) [11, 85-87, 93, 238].

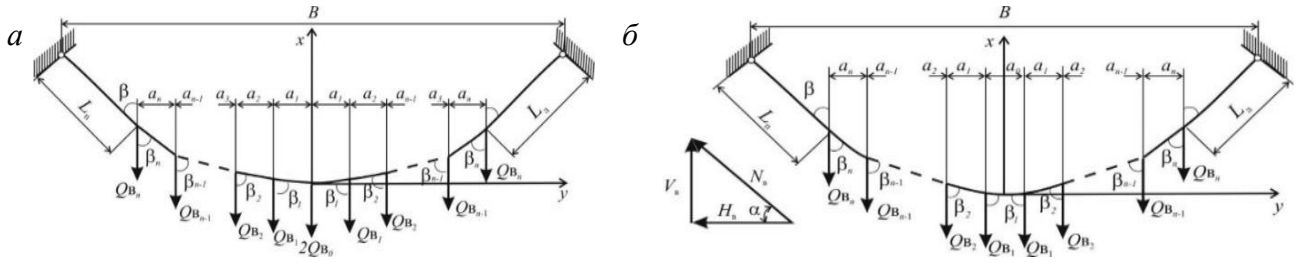


Рисунок 4.33 – Система сил, действующих на ванту - подбор:
а – при четном количестве; *б* – при нечетном количестве вант- оттяжек [86, 93].

При расчете принимают вертикальную проекцию усилия в вантах-оттяжках при их четном количестве равным:

$$V_{\text{в}} = \sum_{i=1}^{n} Q\text{в}_i \,, \tag{4.59}$$

где $Q\text{в}_i$ – сила, действующая на i-ю ванту-оттяжку.

Распор $H_{\text{в}}$ будет постоянным для каждой ванты - подбора в связи с тем, что система внешних сил параллельна. Тогда для каждого узла n при четном количестве вант-оттяжек (рисунок. 4.33, *а*) координаты определяются по следующим зависимостям:

$$x_n = 0{,}5a_0 + \sum_{j=1}^{n-1} a_j \,; \tag{4.60}$$

$$y_n = \operatorname{ctg}\beta \sum_{j=1}^{n} a_j \left(\sum_{i=1}^{n} Q\text{в}_i \right) \Big/ V_{\text{в}} \,, \tag{4.61}$$

где a_0 – расстояние от центральной ванты оттяжки до следующего крепления; a_j – расстояние от j - й ванты-оттяжки до $j+1$, а расстояние между узлом n и $n-1$ будет равно

$$l_{n-1,n} = \sqrt{a_{n-1}^2 + \left[a_{n-1} \sum_{i=1}^{n-1} (Q\text{в}_i \operatorname{ctg}\beta) \right]^2 \Big/ V_{\text{в}}^2} \,. \tag{4.62}$$

Усилия находят по зависимости

$$N_n = N_{\text{в}} = \sqrt{(V \cdot \operatorname{tg}\beta)^2 + (\sum_{i=1}^{n} Q\text{в}_i)^2} \,. \tag{4.63}$$

Угол между вантой-подбора и вантой-оттяжкой определяют из следующего выражения:

$$\operatorname{tg}\beta_n = V_{\text{в}} \cdot \operatorname{tg}\beta \Big/ \sum_{i=1}^{n} Q\text{в}_i \,. \tag{4.64}$$

По определенному расстоянию между узлами (3.128) определяют длину ванты-подбора в ненапряженном состоянии [88, 93, 132]:

$$L_0 = \sum_{i=1}^{n} l_{i-1,i} \Big/ \left(1 + N_{i-1}/EF\right), \tag{4.65}$$

где EF – жесткость ванты, $N = H_{\text{в}} = V_{\text{в}} \cdot \operatorname{tg}\beta$.

Суммарная длина ванты-подбора в ненапряженном состоянии равна

$$L = \sum_{i=1}^{n} \left[l_{i-1,i} \Big/ 1 + \frac{N_{i-1}}{EF} \right] + \left[\left(L_{\text{п}} + L_{\text{л}} \right) \Big/ \left(1 + \frac{N_{\text{в}}}{E} \right) \right] + 2L_{\text{з}} \,, \tag{4.66}$$

где $L_{\text{п}}$, $L_{\text{л}}$ – расстояния от точки закрепления последней ванты-оттяжки на ванте-подборе до анкерной опоры и длина ванты; $L_{\text{з}}$ – длина ванты-подбора, необходимая для ее закрепления на анкерной опоре ($L_{\text{з}} = 5 \div 10$ м).

Длины вант-оттяжек (рисунок 4.33) в ненапряженном состоянии без учета необходимого их количества на закрепление определяют по формуле [88, 93, 132]:

$$l_i^{\text{от}} = \left[l_0^{\text{от}} + \operatorname{ctg}\beta \sum_{j=1}^{n-1} a_j \left(\sum_{i=1}^{n} Q\text{в}_i \right) / V \right] \Big/ \left(1 + Q\text{в}_i / EF\right). \tag{4.67}$$

При нечетном числе вант-оттяжек $(2n+1)$ производим расчет по следующим зависимостям (рисунок 3.26, б) [88, 93, 132]:

$$x_n = \sum_{j=1}^{n} a_j \ ; \tag{4.68}$$

$$y_n = \frac{\operatorname{ctg}\beta}{V} \sum_{j=1}^{n} a_j \left(\sum_{i=0}^{n-1} Q\text{в}_i \right) ; \tag{4.69}$$

$$N_n = \sqrt{(V \cdot \operatorname{tg}\beta)^2 + \left(\sum_{i=1}^{n} Q\text{в}_{i-1} \right)^2} \ ; \tag{4.70}$$

$$\operatorname{tg}\beta_n = V \cdot \operatorname{tg}\beta \Big/ \sum_{i=0}^{n-1} Q\text{в}_i \ ; \tag{4.71}$$

$$l_{n-1,n} = \sqrt{(a_n)^2 + \left[a_n \sum_{i=0}^{n-1} Q\text{в}_i \operatorname{ctg}\beta \right]^2 \Big/ V^2} \ ; \tag{4.72}$$

$$L = \sum_{i=1}^{n} l_{i-1,i} \Big/ \left(1 + \frac{N_i}{EF}\right) + \left[\left(L_{\text{п}} + L_{\text{л}}\right) \Big/ \left(1 + \frac{N_{\text{в}}}{EF}\right) \right] + 2L_{\text{з}} \ . \tag{4.73}$$

Исходные данные: количество вант-оттяжек – $2n$ или $(2n+1)$; расстояние между узлами (a_i); усилия в вантах-оттяжках $Q\text{в}_i$, которые различны по ширине водотока в зависимости от формы русл $\beta = (30^\circ \div 60^\circ)$ а; жесткость вант (EF).

Угол принимается в пределах. Расчет производится по зависимостям (4.78), (4.82) или (4.86) – (4.89) от узла 1 до узла n [88, 93,132].

Так как вантовые фермы подвержены значительной гидродинамической нагрузке, расчетные усилия в ванте-подборе определяются с учетом коэффициента запаса прочности:

$$N_{\text{расч}} = N_{\text{в}} \cdot K, \tag{4.74}$$

где K – коэффициент запаса прочности, принимается K=3 для ванты-подбора и вант-оттяжек.

Рассмотрим последовательность расчета ванты-подбора.

Оптимальным решением является величина β, при которой вес вант и их стоимость будут стремиться к минимуму.

В 1960–1970 гг. ванты-оттяжки крепились к ванте-подбору и оболочке отдельно, что требовало значительных затрат времени на изготовление крепежных элементов, увеличения длины ванты-оттяжки, продолжительности монтажно-демонтажных работ, а также значительный вес

всей вантовой системы. Проф. Т.П. Кашариной было предложено изготавливать вантовую ферму путем плетения вант-оттяжек с вантой-подбором, что позволило облегчить вес конструкции в целом и сократить время проведения монтажно-демонтажных работ. Для увеличения напора можно использовать две или три оболочки, положенные друг на друга. Перспективно применение сеток, составленных из полос геотекстиля, либо иного композитного материала, а также вантовых сеток из полимерных канатов и стальных тросов, которые ориентируют в направлении наибольших усилий и деформаций оболочки вдоль и поперёк образующих.

Схемы работы двойных оболочек и оболочек с сетками различаются тем, что передача усилий на наружную оболочку происходит всей поверхностью внутренней, а в случае сетки – на контур, представляющий собой ячейки сетки. При малых размерах ячеек сетки усилия в оболочке от изгиба, который можно назвать локальным, становятся пренебрежимо малыми по сравнению с усилиями, воспринимаемыми от совместных деформаций. Тогда расчет производится аналогично двойной оболочке по формулам с учетом дополнительного коэффициента [132, 238].

В случае, когда поверхности внутренней и внешней оболочек прилегают друг к другу, а их периметры – внутренний $L_{\text{внут}}$ и внешний $L_{\text{внеш}}$ - без учета толщины материала принимаются равными, допускается, что трение между оболочками значительно, и оболочка принимается двухслойной, усилие определяют по следующей зависимости:

$$N = N_{\text{внеш}} + N_{\text{внут}}, \tag{4.75}$$

где $N_{\text{внеш}}$, $N_{\text{внут}}$ – соответственно усилия во внешней и внутренней оболочках.

Введем обозначение коэффициента усилия для двойной оболочки $\delta_{\text{т}}$:

$$\delta_{\text{т}} = N_{\text{внут}} / N_{\text{внеш}} = E_{\text{внут}} \cdot h_{\text{внут}} / E_{\text{внеш}} \cdot h_{\text{внеш}}, \tag{4.76}$$

где $E_{\text{внут}}$, $E_{\text{внеш}}$ – соответственно модули Юнга для внутренней и внешней оболочек; $h_{\text{внут}}$, $h_{\text{внеш}}$ – соответственно толщина внутренней и наружной оболочек.

При определенных ранее усилияй N и внутренней оболочки $N_{\text{внут}}$, определяем расчетные усилия для внешней оболочки:

$$N_{\text{внеш}} = \delta_{\text{т}} \cdot N / \left(1 + \delta_{\text{т}}\right). \tag{4.77}$$

Во втором случае оболочки имеют неодинаковые периметры, поэтому имеют место следующие расчетные случаи. Если периметр внутренней оболочки меньше, чем внешней $L_{\text{внут}} < L_{\text{внеш}}$, то при условии

$$L_{\text{внеш}} - L_{\text{внут}} \geq N L_{\text{внут}} / E_{\text{внут}}, \tag{4.78}$$

последняя не воспринимает нагрузки и служит защитой от внешних воздействий среды [90, 239].

Если условие (4.146) не выполняется, часть нагрузки $N_{\text{внут1}}$ воспринимает внутренняя оболочка, а часть – внешняя:

$$N_{\text{внут}} = \left(L_{\text{внеш}} - L_{\text{внут}}\right) \cdot E_{\text{внут}} / L_{\text{внут}} , \tag{4.79}$$

$$N_{\text{внеш}} = \left(N - N_{\text{внут}}\right) / \left(1 + \delta_{\text{т}}\right) . \tag{4.80}$$

Когда периметр внутренней оболочки больше внешней, она не работает:

$$L_{\text{внут}} - L_{\text{внеш}} \geq N \cdot L_{\text{внеш}} / E_{\text{внут}} . \tag{4.81}$$

При невыполнении условия (3.147) усилия во внутренней оболочке определяются по следующей формуле:

$$N_{\text{внут}} = \left\{N - \left[\left(L_{\text{внут}} - L_{\text{внеш}}\right) \cdot E_{\text{внеш}} / L_{\text{внеш}}\right]\right\} / \left(1 + \delta_{\text{т}}\right) . \tag{4.82}$$

В целом при подборе учитывают, что при одинаковых размерах оболочек наибольшую нагрузку воспринимает та, у которой больше приведенная жесткость материала. В связи с этим конструкции с вантовой сеткой, обладающие значительной жесткостью, нашли более широкое применение по сравнению с двухоболочечными конструкциями [93, 235, 238].

При расчете конструкций незамкнутых оболочек с вантовыми сетками Б.И. Сергеевым предлагается применять зависимости и условия, аналогичные приведенным выше (4.146)–(4.150). Для учета параметров вантовой сетки в данных формулах значение $\delta_{\text{т}}$ заменяют коэффициентом усилия сетки $\delta_{\text{с}}$, который определяется по зависимости:

$$\delta_{\text{с}} = \left(E_{\text{внут}} \cdot B_{\text{я}}\right) / \left(E_{\text{тр}} \cdot \omega_{\text{тр}}\right) , \tag{4.83}$$

где $B_{\text{я}}$ – расстояние между тросами ячейки, измеренное в направлении, перпендикулярном к направлению измеряемого усилия; $\omega_{\text{тр}}$ – площадь сечения троса; $E_{\text{тр}}$ – модуль Юнга материала троса.

При одинаковых размерах оболочки и сетки усилия в оболочке $N_{\text{внут}}$ определяются как

$$N_{\text{внут}} = N \delta_{\text{с}} / \left(1 + \delta_{\text{с}}\right) . \tag{4.84}$$

Если выполняется условие

$$L_{\text{тр}} - L_{\text{внут}} < N_{\text{внут}} L_{\text{тр}} / E_{\text{внут}} , \tag{4.85}$$

то усилия вантовой сетки $N_{\text{тр}}$ и водоподпорной оболочки N определяются как [116]:

$$N_{\text{тр}} = B_{\text{я}} \cdot \left\{N - \left[\left(L_{\text{тр}} - L_{\text{внут}}\right) E_{\text{внут}} / L_{\text{внут}}\right]\right\} / \left(1 + \delta_{\text{с}}\right) ; \tag{4.86}$$

$$N_{\text{внут}} = N_{\text{тр}} - N_{\text{тр}} / B_{\text{я}} . \tag{4.87}$$

При выполнении условия

$$L_{\text{внут}} - L_{\text{тр}} < NB_{\text{я}} / E_{\text{тр}}\omega_{\text{тр}} \tag{4.88}$$

усилия в оболочке $N_{\text{внут}}$ рассчитываются по следующей формуле:

$$N_{\text{внут}} = \left\{ N - \left[\left(L_{\text{внут}} \cdot E_{\text{тр}} \cdot \omega_{\text{тр}} \right) / \left(L_{\text{тр}} \cdot B_{\text{я}} \right) \right] \right\} \cdot \delta_{\text{с}} / \left(1 + \delta_{\text{с}} \right). \tag{4.89}$$

Для учета допустимых деформаций оболочки, укрепленной вантовой сеткой, автором были проведены исследования напряженно-деформированного состояния (НДС) одной ячейки вантовой сетки. При этом принимались допущения по аналогии с определением НДС абсолютно гибкой пластинки, жёстко закреплённой на плоском недеформированном опорном контуре. В качестве незамкнутой оболочки были использованы композитные материалы, которые закреплялись в рамку, составленную из 8 уголков (рисунок 2.22). Нагружение оболочки производилось избыточным давлением воздуха с шагом по 2,45 кПа [132].

Форма деформированной мембраны замерялась координатником с точностью отсчёта 0,1 мм, деформации определялись с точностью 0,5 мм. Замеры производились через 30 минут после установки следующей ступени нагружения. Остаточные деформации измерялись при минимальном избыточном давлении воздуха в оболочке 0,196 кПа в связи с тем, что складкообразование деформированной мембраны происходило при избыточном давлении 0,147 кПа.

Натяжения определяют по замеренным деформациям на основе нормальных характеристик материала, полученных во второй главе (диаграмма натяжение-деформация при двуосном напряжённом состоянии, см. рисунок .2.22, б), затем вычисляют радиусы кривизны (см. рисунок 2.17) и проводят проверку полученных результатов по формуле:

$$N_{\text{о}} / R_{\text{о}} - N_{\text{у}} / R_{\text{у}} = P, \tag{4.90}$$

где $N_{\text{о}}$, N_{y}, R_{0}, R_{y} – соответственно усилия и радиусы кривизны по основе и по утку; P – давление на оболочку.

Результаты проверки сходились с точностью до 6–8 % [88, 89]. Вследствие смещения элемента мембранной поверхности, вызываемого напряжениями, ее поверхность переходит в деформированное состояние. Соотношения для дальнейшего расчета этого состояния (отношения между усилиями и перемещениями) можно получить после выявления связи между деформациями и перемещениями.

На рисунке 4.34, представлено формообразование срединной поверхности мембраны по основе и на рисунке 4.35, б – по утку [88, 89].

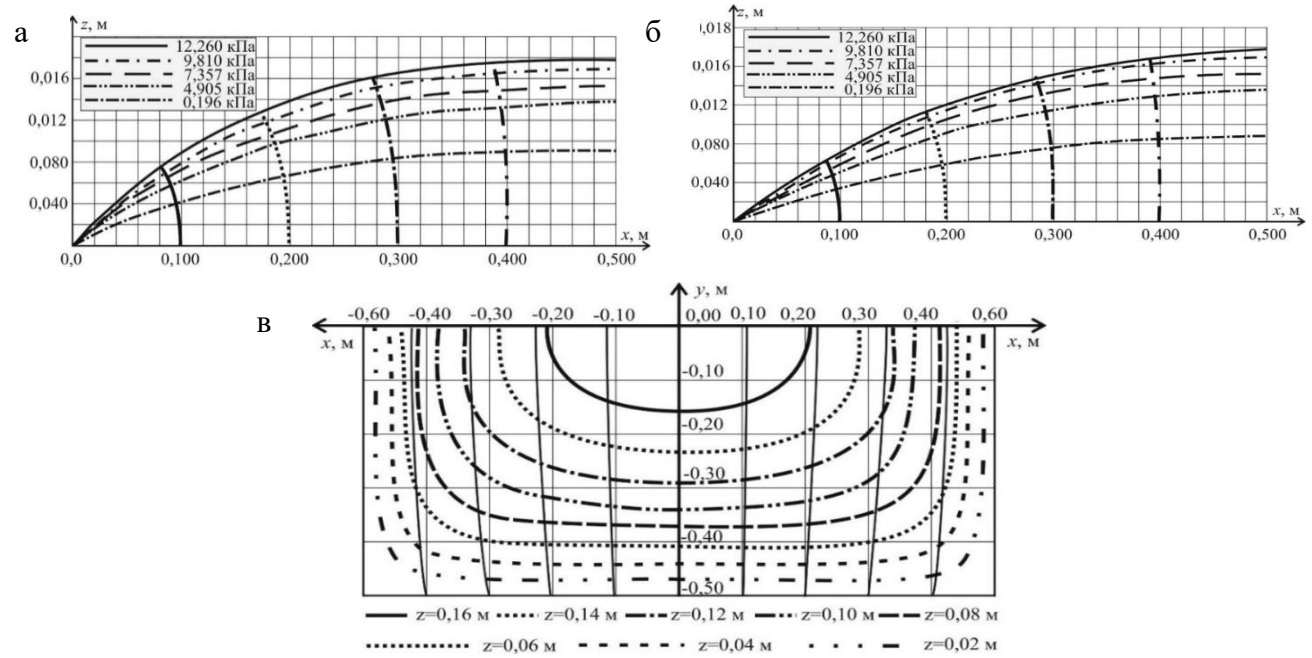


Рисунок 4.34 – Формообразование срединной поверхности мембраны под действием избыточного давления : а – по направлению основы; б – по направлению утка; в – план деформируемой поверхности (12,26 кПа)

План деформированной поверхности мембраны при избыточном давлении, равном 12,26 кПа, показан на рисунке 4.34, в. Полученные графики деформаций можно использовать для определения НДС (см. рисунок 4.34).

Последовательность оптимизации мембранно-вантовой плотины представлена в таблице 4.11.

Таблица 4.11- Оптимизация мембранно-вантовой плотины по расчетным данным

№	Наименование	Вычисляемые функции
1	Коэффициент значимости веса	$\alpha_1=0,2$
2	Коэффициент значимости стоимости	$\alpha_2=0,1$
3	Зависимость функции выбора материала	$FVM_{m_k} = Zav_m\left(k,\alpha_1,\alpha_2\right)$
4	Функция выбора материала	$FVM\left(\varphi_{гр},\varphi_{кр}\right) = Za\,v_{кпа}\left(N_m, FVM_m, N_3\left(\varphi_{гр},\varphi_{кр}\right), Kol_m\right)$
5	Выбор рекомендуемого материала	$Nom_{рек}\left(\varphi_{гр},\varphi_{кр}\right) = Ind_{кпа}\left(N_m, FVM_m, N_3\left(\varphi_{гр},\varphi_{кр}\right), Kol_m\right)$
6	Вес квадратного метра оболочки, кг/м^2	$P_{пог}(\varphi_{гр},\varphi_{кр}) = P_{м_{Nom_{рек}}}(\varphi_{гр},\varphi_{кр})$
7	Общий вес оболочки	$P(\varphi_{гр},\varphi_{кр}) = P_{пог}(\varphi_{гр},\varphi_{кр})\cdot S_{об}(\varphi_{гр},\varphi_{кр})$
8	Стоимость квадратного метра оболочки, кг/м^2	$S_{пог}(\varphi_{гр},\varphi_{кр}) = S_{m_{Nom_{рек}}}(\varphi_{гр},\varphi_{кр})$
9	Общая стоимость оболочки, руб	$S(\varphi_{гр},\varphi_{кр}) = S_{пог}(\varphi_{гр},\varphi_{кр})\cdot S_{об}(\varphi_{гр},\varphi_{кр})$
10	Общий вес эталонной оболочки, т	$P_{эт} = P\left(140\cdot gradus, 3\cdot gradus\right) = 47,7$

№	Наименование	Вычисляемые функции
11	Общая стоимость эталонной оболочки, руб	$S_{эт} = S(140 \cdot \text{gradus}, 3 \cdot \text{gradus}) = 1,207 \cdot 10^4$
12	Обобщенная целевая функция	$CF(\varphi_{гр}, \varphi_{кр}) = \alpha_1 \cdot \frac{P(\varphi_{гр}, \varphi_{кр})}{P_{эт}} + \alpha_2 \cdot \frac{S(\varphi_{гр}, \varphi_{кр})}{S_{эт}}$
13	Поиск начальных значений параметров, близких к минимуму целевой функции	$N_1 = 8 \quad N_2 = 7$ $h_1 = \frac{40}{N_1} = 5 \qquad h_2 = \frac{3}{N_2 - 1} = 0,5$ $i = 1...N_1 \qquad j = 1...N_2$ $\varphi_{гр.0i} = 140 \cdot gradus + (i-1) \cdot h_1 \cdot gradus$ $\varphi_{гр.0N_1+1} = 179,9 \cdot gradus$ $i = 1..N_1 + 1$ $\varphi_{кр.0i} = (j-1) \cdot h_2 \cdot gradus \qquad CF_{0_{i,j}} = CF(\varphi_{гр.0i}, \varphi_{кр.0j})$ $\varphi_{гр.0}{}^T \cdot radian = (140\ 145\ 150\ 155\ 160\ 165\ 170\ 175\ 179.9)$ $\varphi_{кр.0}{}^T \cdot radian = (0\ 0,5\ 1\ 1,5\ 2\ 2,5\ 3)$ $\begin{pmatrix} \min \\ i_{\min} \\ j_{\min} \end{pmatrix} := \left\| \begin{array}{l} \min \leftarrow CF_{0_{1,1}} \\ i_{\min} \leftarrow 1 \\ j_{\min} \leftarrow 1 \\ \text{for } i \in 1..N_1 \\ \quad \text{for } j \in 1..N_2 \\ \quad\quad \text{if } CF_{0_{i,j}} < \min \\ \quad\quad\quad \left\| \begin{array}{l} \min \leftarrow CF_{0_{i,j}} \\ i_{\min} \leftarrow i \\ j_{\min} \leftarrow j \end{array} \right. \\ \begin{pmatrix} \min \\ i_{\min} \\ j_{\min} \end{pmatrix} \end{array} \right.$ $\min = 0,898$ $i_{\min} = 4$ $j_{\min} = 7$ $CF_{0i_{\min}, j_{\min}} = 0,898$ $\varphi_{гр.0i_{\min}} \cdot radian = 155$ $\varphi_{кр.0j_{\min}} \cdot radian = 3$

№	Наименование	Вычисляемые функции
14	Начальное значение угла крепления гребня оболочки, рад	$\varphi_{гр} = \varphi_{гр,0 i_{min}} = 2,705$ $\varphi_{кр} = \varphi_{кр,0 i_{min}} = 0,052$
15	Оптимизация задачи в заданных пределах	$140 \cdot gradus \le \phi_{гр} < 180 \cdot gradus$ $0 \le \varphi_{гр} \le 3 \cdot gradus$
16	Ограничение погонного натяжения	$N_{мин} \le N(\varphi_{гр}, \varphi_{кр}) \le N_{макс}$
17	Граничные условия по периметру водоподпорной оболочки	$L(\varphi_{гр}, \varphi_{кр}) > 0$ $P(\varphi_{гр}, \varphi_{кр}) > 0$
18	Граничное условие по стоимости водоподпорной оболочки	$s(\varphi_{гр}, \varphi_{кр}) > 0$
19	Оптимизация углов крепления водоподпорной оболочки	$Param_{опт} := \text{Minimize}(CF, \varphi_{гр}, \varphi_{кр})$ $\begin{pmatrix} \varphi_{.гр1} \\ \varphi_{.кр1} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} Param_{.опт_1} \cdot radian \\ Param_{.опт_2} \cdot radian \end{pmatrix}$ $\begin{pmatrix} \varphi_{.гр.опт} \\ \varphi_{.кр.опт} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 151,98 \\ 1,494 \end{pmatrix}$
20	Оптимальное значение угла крепления гребня	$\varphi_{гр.опт2} = 151,98$
21	Оптимальное значение угла крепления узла оболочки	$\varphi_{кр.опт2} = 1,494$
22	Оптимальное значение общего веса оболочки, кг	$P_{опт2} := P(\varphi_{гр.1} \cdot gradus, \varphi_{кр.1} \cdot gradus) = 35,932$
23	Оптимальное значение общей стоимости оболочки, руб	$S_{опт2} := S(\varphi_{гр.1} \cdot gradus, \varphi_{кр.1} \cdot gradus) = 1,078 \cdot 10^4$

4.4 Водопроводящие системы на основе гибких водоводов

Расчетное обоснование водопроводящих систем на основе гибкого водовода ведется следующим образом:

- задаётся средневзвешенный уклон на участке $i_{ср}$.

Выбор материала, его количество, марка, погонное натяжение и стоимость задаются исходя из таблицы 3.1.

-в зависимости от материала выбирается эквивалентная шероховатость $\Delta_{экв}$,мм.

Расчётные данные:

Рассчитывается начальный периметр оболочки:

$$L_{\min}\left(Q,V_{\text{доп}}\right)=\sqrt{\frac{4\cdot\pi\cdot Q}{V_{\max}}},$$

где $V_{\text{доп}}$ - допустимая скорость, м/с, $V_{\text{доп}}=12$м/с.

Рассчитывается погонное натяжение в оболочке, Н/м:

$$N\left(\varphi,L\right)=\frac{\rho\cdot g\cdot\sin^2\left(\varphi\right)\cdot L^2}{16\cdot\left[K\left(\varphi\right)-E\left(\varphi\right)\right]^2},$$

где $K\left(\varphi\right);E\left(\varphi\right)$ - эллиптические интегралы 1-го и 2-го рода;

$$N=P\cdot R,$$

здесь R - гидравлический радиус.

Рассчитывается относительное давление на основание водовода:

$$p'_{\text{дн}}=p_{\text{дн}}/\left(\rho gL\right).$$

Определяется коэффициент гидростатического давления на участке АС, 1/м^2:

$$a_1=-\frac{\rho_2\cdot g}{2\cdot N},$$

где ρ_2- плотность воды; N – полное натяжение.

Определяется относительное прилегание оболочки:

$$w(p'_{\text{дн}})=(0{,}5p'_{\text{дн}}k^2\left\{1+k^2\pi/32-\left[k^4(3\pi-10)\right]/64\right\}+b\ ,$$

где b- относительная величина прилегания оболочки.

Модуль эллиптического интеграла:

$$k_1\left(\varphi_{\text{гр}}\right)=\sqrt{\frac{2}{1+C_{\text{АС.1}}\left(\varphi_{\text{гр}}\right)}};$$

$$\bar{k}_1\left(\varphi_{\text{гр}}\right)=\frac{1}{k_1\left(\varphi_{\text{гр}}\right)};$$

$$\bar{\varphi}_{\text{гр}}\left(\varphi_{\text{гр}}\right)=\frac{\varphi_{\text{гр}}}{2};$$

$$\bar{\varphi}_{\text{гр}}=a\sin\left(k_1\left(\varphi_{\text{гр}}\right)\cdot\sin\left(\varphi_{\text{гр}}\left(\varphi_{\text{гр}}\right)\right)\right);$$

$$\varphi_{\text{кр}}\left(\varphi_{\text{гр}}\right)=\frac{\varphi_{\text{гр}}}{2};$$

$$\bar{\varphi}_{\text{кр}}\left(\varphi_{\text{гр}},\varphi_{\text{кр}}\right)=a\sin\left(k_1\left(\varphi_{\text{гр}}\right)\cdot\sin\left(\varphi_{\text{кр}}\left(\varphi_{\text{кр}}\right)\right)\right);$$

ординаты поверхности ДВ:

$$y = h\left[1 - \sqrt{1 - k_1^2 \sin^2 \varphi}\right].$$

Координаты экстремума или точки перегиба в поперечном сечении водовода:

$$y_{2a} = h_2\left[\sqrt{\left(1 - k_2^2 \sin^2 \varphi_{a2} / 1 - k_2^2\right)} - 1\right];$$

$$x_{2a} = h_2 \begin{Bmatrix} \left(1 - k_2^2/2\right)\left[\mathrm{E}_1\left(\pi/2, k_2\right) - \mathrm{E}_1\left(\varphi_{a2}, k_2\right)\right] \\ -\left[\mathrm{E}_2\left(\pi/2, k_2\right) - \mathrm{E}_2\left(\varphi_{a2}, k_2\right)\right] \end{Bmatrix} \Bigg/ \sqrt{1 - k_2^2}.$$

;

фактическое давление в водоводе в зависимости от $y_{(i)}$:

$$P = P_{\text{внут}} + \rho g(H - y_{(i)}).$$

Коэффициент гидравлического сопротивления:

$$\lambda = 0{,}11\left(\frac{\Delta э}{4R} + \frac{68}{\mathrm{Re}}\right)^{0{,}25};$$

Потери напора по длине:

$$h_\ell = \lambda \frac{\ell}{d} \cdot \frac{V^2}{2g}.$$

Относительный радиус оболочки в поперечном сечении:

$$\frac{R_0}{L} = \frac{K(\varphi)\left(1 + \sin^2 \varphi\right) - 2E(\varphi) - 2\left[\left(1 - 0{,}5\sin^2 \varphi\right)F\left(\varphi, \pi/4\right) - E\left(\varphi, \pi/4\right)\right]}{1 - \cos\varphi};$$

где L- периметр оболочки; R_0- радиус, соответственный;

периметр оболочки, м:

$$L(\varphi) = 1_{\text{АС}}(\varphi) + x_{\text{пр}}(\varphi);$$

погонное натяжение в оболочке с учётом коэффициента запаса:

$$N_3(\varphi) = k_3 \cdot N(\varphi).$$

Определение стоимости оболочки от натяжения (кусочно-постоянная аппроксимация)

Если аргумент функции выбора характеристики материала (погонное натяжение) *t* меньше погонного натяжения последнего материала N_{M_6}, то в этом случае сначала за минимальное значение принимаем очень большое значение (в данном случае 10^{10}). Далее организовываем цикл по индексам материалов *i*, изменяющимся от 1 до 6. В цикле проверяем условие: если стоимость *i*-го материала S_{M_i} меньше минимального значения min и аргумент функции выбора характеристики материала (погонное натяжение) *t* меньше погонного натяжения *i*-го материала N_{M_i}, то за минимальное значение принимаем стоимость *i*-го материала S_{M_i}. И в качестве значения функции

выдаём минимальное значение стоимости, удовлетворяющее заданным выше условиям. В противном случае (если аргумент функции выбора характеристики материала (погонное натяжение) *t* больше погонного натяжения последнего материала N_{M_6}), то в этом случае в качестве значения функции выдаём значение стоимости последнего материала S_{M_6}.

Если аргумент функции выбора номера материала (погонное натяжение) *t* меньше погонного натяжения последнего материала N_{M_6}, то в этом случае сначала за минимальное значение принимаем очень большое значение (в данном случае 10^{10}), а за индекс минимального значения *imin* принимаем 0. Далее организовываем цикл по индексам материалов *i*, изменяющимся от 1 до 6. В цикле проверяем условие: если стоимость *i*-го материала S_{M_i} меньше минимального значения *min* и аргумент функции выбора номера материала (погонное натяжение) *t* меньше погонного натяжения *i*-го материала N_{M_i}, то за минимальное значение принимаем стоимость *i*-го материала S_{M_i}, а за индекс минимального значения $i_{\min}$ принимаем текущий индекс *i*. И в качестве значения функции выдаём индекс минимального значения стоимости, удовлетворяющего заданным выше условиям. В противном случае, т.е. если аргумент функции выбора номера материала (погонное натяжение) *t* больше погонного натяжения последнего материала N_{M_6}, в качестве значения функции выдаём индекс последнего материала (в данном случае 6):

$$F_1(\mathrm{t}) = \left| \begin{array}{l} \textit{if } t < N_{M_6} \\ \left| \begin{array}{l} \min \leftarrow 10^{10} \\ \textit{fot } i \in 1..6 \\ \quad \min \leftarrow \mathrm{S}_{M_i} \textit{ if } S_{M_i} < \min \wedge t < N_{M_i} \\ \min \end{array} \right. \\ S_{M_6} \mathrm{otherwise} \end{array} \right.$$

$$F_2(\mathrm{t}) = \begin{vmatrix} if\ t < N_{M_6} \\ \quad \min \leftarrow 10^{10} \\ \quad i\min \leftarrow 0 \\ \quad \text{for } i \in 1..6 \\ \quad if\ S_{M_i} < \min \wedge t < N_{M_i} \\ \quad\quad \min \leftarrow S_{M_i} \\ \quad\quad i\min \leftarrow i \\ \quad i\min \\ 6 \text{ otherwise} \end{vmatrix}.$$

Определение стоимости квадратного метра оболочки:

$$S_{\text{пог}}(\varphi) = F_1(N_3(\varphi)).$$

Рассчитывается общая стоимость оболочки:

$$S(\varphi_{\text{гр}}, \varphi_{\text{кр}}) = S_{пог}(\varphi_{\text{гр}}, \varphi_{\text{кр}}) \cdot B \cdot L(\varphi_{\text{гр}}, \varphi_{\text{кр}}).$$

Задаёмся начальным значением параметров, близких к минимуму целевой функции, $N_1; N_2$ - минимальное число итераций.

Рассчитываем узел крепления оболочек.

$$\varphi_{\text{гр.0}_i} = 140 + (i-1) \cdot h_1.$$

Количество элементов будет равно:

$$i = 1..N_1 + 1.$$

Рассчитываем узлы крепления к основанию:

$$\varphi = (j-1) \cdot h_2.$$

Определение минимальной стоимости выполняем в следующей последовательности:

Сначала вычисляем элементы массива S_0 при i-м значении 1-го оптимизируемого параметра и при j-м значении 2-го оптимизируемого параметра. Задаём начальное значение минимума целевой функции, равное значению целевой функции $s0_{1,1}$ в 1-й точке пространства оптимизируемых параметров. Далее задаём начальные значения индексов i_{min} и j_{min} минимального значения целевой функции, равные 1, организовываем внешний цикл по номеру i значений 1-го оптимизируемого параметра, где i изменяется от 1 до количества значений 1-го оптимизируемого параметра N_1. Внутри внешнего цикла организовываем внутренний цикл по номеру j значений 2-го оптимизируемого параметра, где j изменяется от 1 до количества значений 2-го оптимизируемого параметра N_2. Если в двух циклах значение целевой функции $s0_{i,j}$ при i-м значении 1-го оптимизируемого параметра и при j-м значении 2-го оптимизируемого параметра меньше текущего

минимального значения целевой функции min, то минимальному значению целевой функции *min* присваивается значение $s_{0_{i,j}}$, 1-му индексу $i_{\min}$ минимального значения целевой функции присваивается 1-й индекс *i* текущего значения целевой функции, а 2-му индексу $j_{\min}$ минимального значения целевой функции присваивается 2-й индекс *j* текущего значения целевой функции. Далее выводятся минимальное значение целевой функции *min*, а также индексы i_{min} и j_{min} минимального значения целевой функции (таблица 4.12) [7].

Таблица 4.12 – Оптимизация параметров гибкого водовода

№	Наименование параметра	Последовательность определения параметров
1	Коэффициент значимости потерь, суммарные потери напора	$\alpha_3=0,12$
2	Коэффициент значимости веса	$\alpha_4=0,09$
3	Коэффициент значимости стоимости	$\alpha_5=0,12$
4	Зависимость функции выбора материала	$FVMD_{m_k} = Zav_m\left(k,\alpha_3,\alpha_4,\alpha_5\right)$
5	Функция выбора материала	$FVMD\left(\varphi_{\text{гр}},\varphi_{\text{кр}}\right) = Zav_{\text{кпа}}\left(N_m, FVMD_m, N_3\left(\varphi_{\text{гр}},\varphi_{\text{кр}}\right), Kol_m\right)$
6	Номер рекомендуемого материала	$Nom_{\text{рек}}\left(\varphi_{\text{гр}},\varphi_{\text{кр}}\right) = Ind_{\text{кпа}}\left(N_m, FVMD_m, N_3\left(\varphi_{\text{гр}},\varphi_{\text{кр}}\right), Kol_m\right)$
7	Вес квадратного метра оболочки, кг/м^2	$P_{\text{пог}}(\varphi_{\text{гр}},\varphi_{\text{кр}}) = P_{\text{м}_{Nom_{\text{рек}}}}(\varphi_{\text{гр}},\varphi_{\text{кр}})$
8	Общий вес оболочки	$P(\varphi_{\text{гр}},\varphi_{\text{кр}}) = P_{\text{пог}}(\varphi_{\text{гр}},\varphi_{\text{кр}})\cdot S_{\text{об}}(\varphi_{\text{гр}},\varphi_{\text{кр}})$
9	Стоимость квадратного метра оболочки ДВ, кг/м^2	$S_{\text{пог}}(\varphi_{\text{гр}},\varphi_{\text{кр}}) = S_{\text{m}_{Nom_{\text{рек}}}}(\varphi_{\text{гр}},\varphi_{\text{кр}})$
10	Общая стоимость оболочки ДВ, руб.	$S(\varphi_{\text{гр}},\varphi_{\text{кр}}) = S_{\text{пог}}(\varphi_{\text{гр}},\varphi_{\text{кр}})\cdot S_{\text{об}}(\varphi_{\text{гр}},\varphi_{\text{кр}})$
11	Общий вес эталонной оболочки	$P_{\text{эт}} = P\left(140\cdot\text{gradus}, 3\cdot\text{gradus}\right) = 47,7$
12	Общая стоимость эталонной оболочки, руб.	$S_{эт} = S\left(140\cdot gradus, 3\cdot gradus\right) = 1,207\cdot 10^4$
13	Поиск начальных значений параметров, близких к минимуму целевой функции	$N_1 = 8 \quad N_2 = 7$ $h_1 = \frac{40}{N_1} = 5 \qquad h_2 = \frac{3}{N_2 - 1} = 0,5$ $i = 1...N_1 \qquad j = 1...N_2$ $\varphi_{гр.0i} = 140\cdot\text{gradus} + (i-1)\cdot h_1\cdot\text{gradus}$

№	Наименование параметра	Последовательность определения параметров
		$\varphi_{\text{гр.0}N_1+1} = 179,9 \cdot \text{gradus}$ $i = 1..N_1 + 1$ $\varphi_{кр.0i} = (j-1) \cdot h_2 \cdot gradus \qquad CF_{0_{i,j}} = CF(\varphi_{гр.0i}, \varphi_{кр.0j})$ $\varphi_{гр.0}{}^T \cdot radian = (140\ 145\ 150\ 155\ 160\ 165\ 170\ 175\ 179.9)$ $\varphi_{кр.0}{}^T \cdot radian = (0\ 0,5\ 1\ 1,5\ 2\ 2,5\ 3)$ $\begin{pmatrix} \min \\ i_{\min} \\ j_{\min} \end{pmatrix} := \left\| \begin{array}{l} \min \leftarrow CF_{0_{1,1}} \\ i_{\min} \leftarrow 1 \\ j_{\min} \leftarrow 1 \\ \text{for } i \in 1..N_1 \\ \quad \text{for } j \in 1..N_2 \\ \quad\quad \text{if } CF_{0_{i,j}} < \min \\ \quad\quad\quad \left\| \begin{array}{l} \min \leftarrow CF_{0_{i,j}} \\ i_{\min} \leftarrow i \\ j_{\min} \leftarrow j \end{array} \right. \\ \begin{pmatrix} \min \\ i_{\min} \\ j_{\min} \end{pmatrix} \end{array} \right.$ $\min = 0,884$ $i_{\min} = 4$ $j_{\min} = 7$ $CF_{0i_{\min}, j_{\min}} = 0,884$ $\varphi_{\text{гр.0i}_{\min}} \cdot \text{radian} = 155$ $\varphi_{\text{кр.0j}_{\min}} \cdot \text{radian} = 3$
14	Начальное значение угла крепления гребня оболочки, рад	$\varphi_{\text{гр}} = \varphi_{\text{гр,0i}_{\min}} = 2,705$ $\varphi_{\text{кр}} = \varphi_{\text{кр,0i}_{\min}} = 0,052$
15	Оптимизация задачи в заданных пределах	$140 \cdot \text{gradus} \le \varphi_{\text{гр}} < 180 \cdot \text{gradus}$ $0 \le \varphi_{\text{гр}} \le 3 \cdot \text{gradus}$
16	Ограничение погонного натяжения	$N_{\text{мин}} \le N(\varphi_{\text{гр}}, \varphi_{\text{кр}}) \le N_{\text{макс}}$

№	Наименование параметра	Последовательность определения параметров
17	Граничные условия по периметру водоподпорной оболочки	$L(\varphi_{гр},\varphi_{кр})>0$ $P(\varphi_{гр},\varphi_{кр})>0$
18	Граничное условие по стоимости водоподпорной оболочки	$s(\varphi_{гр},\varphi_{кр})>0$
19	Оптимизация формы и потерь напора оболочки	$Param_{опт} := \text{Minimize}(CF,\varphi_{гр},\varphi_{кр})$ $\begin{pmatrix}\varphi\\ hl/hl_d\end{pmatrix}=\begin{pmatrix}Param_{.опт_1}\cdot\text{radian}\\ Param_{.опт_2}\end{pmatrix}=\begin{pmatrix}35\\ 0,7\end{pmatrix}$
20	Оптимальное значение угла крепления узла оболочки	$hl/hl_d=0,7$
21	Оптимальное значение погонного натяжения в оболочке	$N_{опт}=N(\varphi)$ $N_{опт}=101\times10^3$
22	Оптимальное значение погонного натяжения оболочки (с запасом) Н/м	$N_{з.опт}=N_з(\varphi_{гр.опт}\cdot hl/hl_d)$ $N_{з.опт}=5.864\times10^3$
23	Оптимальное значение периметра оболочки	$L_{опт}=L(\varphi\cdot\text{gradus},hl/hl_d)$ $L_{опт}=1.984$
24	Оптимальное значение стоимости квадратного метра оболочки	$s_{опт}=s_{пог}(\varphi_{гр.опт}\cdot\text{gradus},hl/hl_d)$ $s_{опт}=275$
25	Минимальное значение общей стоимости оболочки	$s_{мин}=s(\varphi_{гр.опт}\cdot hl/hl_d)$ $s_{мин}=560\cdot10^3$

4.5 Берегозащитные сооружения

Берегоукрепляющие, регуляционные и оградительные сооружения в условиях малых водотоков рекомендуется выполнять с использованием грунтонаполняемых и грунтоармированных элементов (см. рисунки 3.6 и 3.7). Автором были учтены наряду с расчетными положениями и алгоритмами, указанными в пункте 3.3.1, для грунтоармированного понура (см. рисунок 3.13) формулы (3.15) - (3.42) и алгоритм расчета (см. рисунок 3.17), воздействие стоячих волн со стороны открытой акватории водного объекта и взвешивающее волновое давление по подошве сооружения [90, 93, 103, 186, 254-256, 271]. Материал лицевой стенки берегозащитного сооружения

подбирается в зависимости от абразивного воздействия на него со стороны водного потока и наносов.

Расчет берегозащитных сооружений выполняется на основное и особое сочетание нагрузок по двум группам предельных состояний. Нагрузки и воздействия, а также коэффициенты надежности, учитываемые в расчетах, принимаются согласно СП 38.13330.2012, СП 58.13330.2012 и рекомендаций настоящего раздела. В качестве временной подвижной нагрузки от транспортных средств в расчетах устойчивости берегозащитных сооружений следует принимать нагрузку НК, определяемую согласно ГОСТ Р 32960-2014. При проектировании берегозащитных сооружений на участках, подверженных землетрясениям силой 7 и более баллов, расчет величины сейсмического воздействия производится в соответствии с СП 14.13330.2014 [248, 256, 259].

Ветровые волны вызывают ударное воздействие на конструкции берегозащитных сооружений, что приводит вибрации грунта склона или откоса, размыву грунта основания сооружения. Параметров ветровых волн при проектировании берегозащитных сооружений определяем по СП 38.13330.2012 и ВСН 206-87.с последующим расчетом максимальной нагрузки после построения эпюры изменений высот волны вдоль всего защищаемого участка берегозащиты [256].

К основным гидрологическим характеристикам, влияющим на надежность берегозащитного сооружения и земляного полотна дороги, являются воздействия: течения воды; волновое ледовое При течении воды вдоль берегозащитных сооружений на их водонепроницаемую поверхность появляются касательные сдвигающие усилия, а в проницаемых элементах конструкций - по их контакту с основанием, вызывающих деформации несущих элементов, размыву основания сооружения. В случае превышаения допустимой скорости для данного грунта основания требуется устанавливить глубину его возможного размыва в зависимости от различных типов грунтов, а также глубины размыва от продольных течений и волновых воздействий выполняется согласно СП 38.13330.2012 и СП 32-102-95. На участках горных рек, где угол атаки водного потока превышает 35-45 град., предварительную оценку величины местного размыва допускается определять по формуле:

$$h_p = \frac{23\upsilon^2 \operatorname{tg}\left(\frac{\beta}{2}\right)}{g\sqrt{1+m^2}} - 6\frac{\upsilon_p^2}{g}\ , \qquad (4.91)$$

где: υ – средняя скорость потока в русле, м/с; g – ускорение свободного падения, м/с^2; β – угол между направлением скорости набегающего потока и лицевой гранью берегозащитного сооружения (угол атаки), град.; υ_p – размывающая скорость для грунта, в котором происходит размыв, м/с; m – коэффициент заложения откоса; h_p – прогнозная глубина местного размыва, м.

Глубина локального размыва определяется на пике паводка расчетной обеспеченности. Если подошва склона или откоса подвергается одновременному воздействию продольного течения и донных волновых скоростей, то при проектировании следует учитывать наибольшую из двух возможных глубин размыва.

Последовательность численного моделирования грунтонаполняемых конструкций состоит из приведенных ниже этапов [103]:

1. Построение начальных сечений грунтонаполняемых конструкций с использованием эластиков Эйлера. Расчёт грунтонаполняемой конструкции, состоящей из грунтонаполняемых оболочек, основывается на рассмотрении верёвочной кривой, нагруженной давлением грунта (рисунок 4.35) [103, 272].

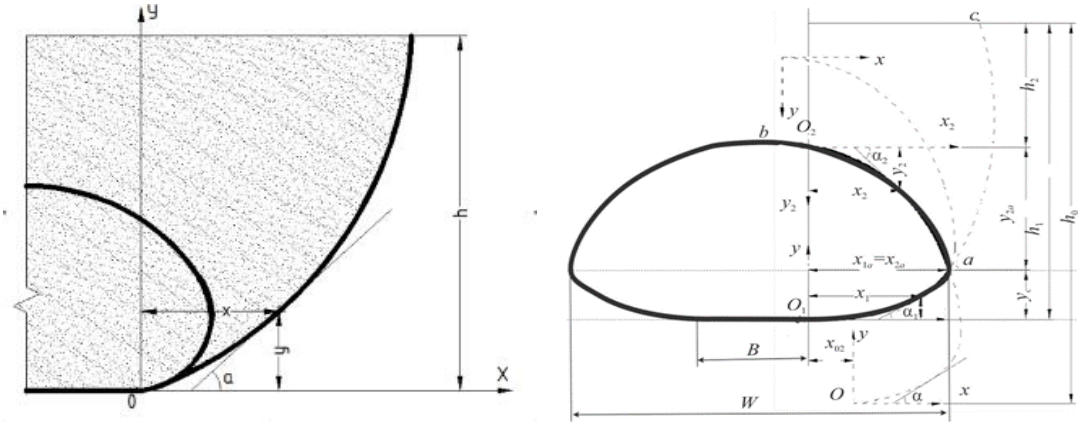


Рисунок 4.35 – Расчетная схема грунтонаполняемой оболочки

2. Определение напряжённо-деформированного состояния (НДС), с учётом свойств материала геосинтетической оболочки грунтонаполняемой конструкции и предварительного ее очертания, определенного по зависимостям (1), (2), в модуле Ansys Mechanica1 APDL для моделирования оболочки и основания использованы конечные элементы SHELL 181 и SOLID185, контактную пару между оболочкой и основанием с помощью CONTA 174-«контактная поверхность» и TARGET 170-«целевая поверхность». При этом множитель штрафной жесткости в направлении нормали FKN = 0,1. Коэффициент трения между оболочкой и основанием равен 0,3, множитель допуска внедрения FTOLN = 0,1, когезия в контакте COHE = 0, максимально допускаемое контактное давление TNOP = 7 МПа.

3. Моделирование контакта между заполнителем, оболочкой, шпунтовой стенкой и её основанием.

4. Создание модели грунта с использованием усовершенствованной модели Друкера-Прагера (EDP) (Loginova и др. 2016, Petre и др. 2017, Bhandari и Han 2018, Hasan, M и Samadhiya 2016, Bacas и др. 2015, Hasan, M и Samadhiya 2016 , Tajabadipour и Marandi 2017, Abd и Utili 2017, Kim и др. 2005).

Предварительные результаты численного моделирования в модуле Ansys Mechanical APDL при уклоне коренного русла 10°, коэффициенте трения геосинтетической оболочки о грунт 0,3 при плотности грунта в оболочке 1,8 т/м^3 и периметре оболочки 2 м представлены на рисунке 4.36.

а *б*

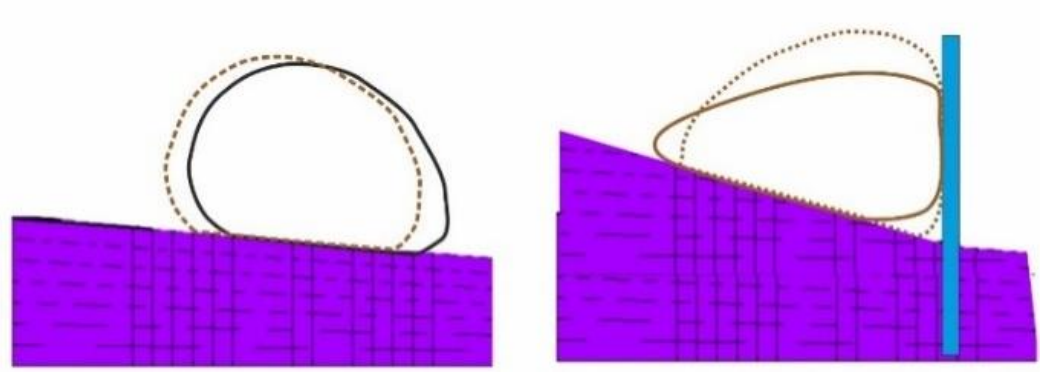


Рисунок 4.36 – Результаты численного моделирование устойчивости грунтонаполняемой оболочки: *а* – без шпунтовой стенки; *б* – с применением шпунтовой стенки

Использование данной последовательности позволит осуществить определение условий обеспечения устойчивого положения оболочки, оценить напряжённо-деформированное состояние и определить прочностные свойства геосинтетического материала. На особо ответственных участках для уточнения интенсивности и степени воздействия волн и течений на проектируемые сооружения, а также прилегающие береговые участки рекомендуется использовать гидравлическое (физическое) моделирование.

Выводы по четвертой главе

1. На основе анализа разработанных автором новых технических решений и проведенного анализа теоретических и экспериментальных исследований создана методика оптимизации компоновки и параметров сооружений инженерной защиты в виде программного комплекса.
2. Автором разработаны расчётные положения по определению параметров понура с учётом проведённых экспериментальных исследований водонаполняемых, мембранно-вантовых и грунтоармированных конструкций, определены параметры составляющих элементов и приведены их оптимальные размеры.
3. Автором определены критерии выбора водоподпорных конструкций из водо- и воздухонаполняемых, грунтонаполняемых, замкнутых и незамкнутых гибких и мягких оболочек. Получены расчётные зависимости по формообразованию нового типа гибких водосливов.
4. В качестве основного метода оптимизации сооружений инженерной защиты автором выбран метод сканирования с переменным шагом. По результатам оптимизации автором установлено, что для мембранно-вантовых плотин с использованием композитных материалов максимальный создаваемый напор составляет 6 м при ширине пролёта до 30 м.

Глава 5 Гидравлические условия работы защитных сооружений из композитных материалов

5.1 Исследование пропускной способности водоподпорных оболочек

5.1.1 Исследование пропускной способности замкнутых водоподпорных оболочек

Одним из основных показателей работы водоподпорных замкнутых и незамкнутых оболочек является их пропускная способность. Исследованиями пропускной способности занимались отечественные ученые Н.П. Розанов, Б.И. Сергеев [230], О.Г. Затворницкий [73, 74], А.П. Назаров [178], А.И. Лемешев [155 -157], В.Л. Бондаренко [20], В.И. Кашарин [86 - 89], Т.П. Кашарина [132], П.М. Степанов [259], И.М. Козорезова [138] и зарубежные ученые: Х. Анвар [279], Х. Б Гаррисон [296], Н. Хитч [297], Х. Гюнтер [295], H.O. Anwar [279], N.M. Imberson [296], H. Günther, К. [293] K. Ogihara [309], H.J.Van der Burg [316] и др.

Водоподпорная оболочка как замкнутая, так и незамкнутая обеспечивает перелив практически по всему фронту сооружения и работает как водослив. В случае эксплуатации незамкнутых оболочек, в том числе мембранных, при схеме истечения через водосливы с тонкой стенкой ($\varphi_{гр} < 140°$) не обеспечивается достаточная надежность их работы. В связи с этим рассматривают в качестве расчетных случаев схемы истечения через водослив с широким порогом или практическим профилем [92]. Сложность определения пропускной способности заключается в том, что геометрические параметры замкнутой или незамкнутой оболочки в зависимости от конструктивных условий закрепления, вида заполнителя и характеристик материала изменяются под действием водного потока. Общая формула расхода, проходящего через водоподпорную оболочку при переливе, имеет вид [18, 20, 45, 73, 86, 87, 93, 99, 101, 108, 132, 138, 157, 178, 260, 277]:

$$Q = m_{об} \cdot \varepsilon \cdot \sigma_{п} \cdot B \cdot \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \qquad (5.1)$$

где $m_{об}$, ε, $\sigma_{п}$ – соответсвенно коэффициенты расхода бокового сжатия, подтопления водоподпорной оболочки; B – перекрываемый пролет при нескольких пролетах принимается равным $B = \sum_{i=1}^{n} b_i$, i, n – соответственно номер и количество пролетов; H_0 – полный напор, $H_0 = H + \alpha \upsilon_0^2 / 2g$; H – геометрический напор; υ_0 – средняя скорость потока на подходе к сооружению [93].

Коэффициент расхода для замкнутых наполняемых водоподпорных оболочек автором предлагается определять по выражению [93, 112, 230]

$$m_{об} = m_{н} \sigma_{ф} \sigma_{вак}, \qquad (5.2)$$

где $m_н$, $\sigma_ф, \sigma_{вак}$ – соответственно начальный коэффициент расхода; формы оболочки; вакуумности.

Наибольшее влияние на начальный коэффициент расхода $m_н$ оказывает величина геометрического напора на гребне водослива H и высота оболочки $P_в$, начальное значение которой зависит от внутреннего давления в ней и вида заполнителя. На коэффициент формы водослива влияют условия закрепления замкнутой водоподпорной оболочки (с двумя или одним узлом крепления), глубина воды в верхнем и нижнем бьефах, внутреннее давление в ней, выражаемое через напор $H_{вн}$ и ее периметр:

$$\sigma_ф = f\left(h_{в.б}; h_б; H_{вн}; L; E; h; \rho_м; \rho_з\right), \tag{5.3}$$

где E – модуль Юнга; h – толщина оболочки; $\rho_м$, $\rho_з$ – соответственно плотность материала оболочки и заполнителя.

С помощью коэффициента вакуумности учитывается увеличение пропускной способности водоподпорной оболочки в условиях вакуума. Наиболее важным фактором, влияющим на коэффициент вакуумности является соотноосредненную по времени вакуумметрическую высоту $h_{вак}$, отнесенную к геометрическому напору H, определяемую по зависимости [88]:

$$\sigma_{вак} = f\left(h_{вак}/H\right). \tag{5.4}$$

Как показали исследования Х. Анвара [279] и А.П. Назарова [178], максимум вакуума находится у середины высоты оболочки, при этом начинается вибрация оболочки, которая уменьшается при подтоплении со стороны нижнего бьефа [88, 93]. В эксплуатационном режиме наполняемых оболочек зона вакуума располагается в нижней части водосливной грани, а для снижения вибрации применяется разделитель потока. В случае воздухонаполненного водослива абсолютная величина вакуума больше, чем у водонаполняемого, что обусловлено меньшим радиусом кривизны поверхности оболочки у первого. Коэффициент вакуумности для воздухонаполненной оболочки находился в пределах $\sigma_{вак} \in [0,32; 1,56]$, водонаполненного $\sigma_{вак} \in [0,13; 1,27]$, а для водовоздушного с различной степенью заполнения водой: 1/3 $P_в - 0,40 \le \sigma_{вак} \le 1,3$; $0,5P_в - 0,21 \le \sigma_{вак} \le 1,41$; 2/3 $P_в - 0,34 \le \sigma_{вак} \le 1,58$. В соответствии с формулами (5.2) и (5.4) коэффициент расхода при увеличении величины вакуума более существенно возрастает у воздухонаполняемых водосливов. Коэффициент расхода водонаполняемых, воздухонаполняемых и водо-воздухонаполняемых оболочек $m_{об}$ (с двумя точками закрепления) наиболее подробно был изучен А.П. Назаровым [178]. Им исследовалась плоская задача при незатопленном и затопленном истечениях на моделях замкнутых оболочек, заполненых водой, воздухом, водой и воздухом при трех положениях

уровня воды 1/3 $P_в$; 1/2 $P_в$; 2/3 $P_в$, а также при различных характеристиках материалов стенок оболочек (модуль упругости $E = 0,39$ ГПа и толщиной стенок 0,4 мм, иные условия создавались увеличением числа оболочек до трех). В результате были получены графики зависимостей $m = f\left(H_{вн}/h_{в.б}\right)$ и $H/P_в = \varphi\left(H_{вн}/h_{в.б}\right)$, которые представляют собой семейство кривых для различных величин начальных значений $\left(H_{вн}/h_{в.б}\right)_н$, за которые принимается случай, когда уровень воды в верхнем бьефе находится на отметке гребня водоподпорной оболочки [178, 230, 234,]. Чем выше величина начального напора $H_{вн}$ в оболочке, заполненной водой или водой и воздухом, тем меньше она изменяется по высоте, форме и плановому положению гребня водослива. При этом наименьшее изменение высоты $P_в$ наблюдается в случае воздухонаполненной оболочки, но в плановом положении перемещения ее гребня были больше, чем при других видах заполнителей [178, 230, 234]. Для коэффициентов расхода водо-воздухо- и воздухонаполняемых оболочек автором, с использованием собственных исследований, а также результатов экспериментов П.М. Степанова и А.П. Назарова получена обобщенная зависимость [178, 231, 235, 259]:

$$m_{об} = M\left\{1-\left[\left(H_{вн}/h_{в.б}\right)/n_1\left(H_{вн}/h_{в.б}\right)_н\right]^{\frac{1}{c}}\right\}^c + K\left(H_{вн}/h_{в.б}\right), \qquad (5.5)$$

где c – коэффициент, определяемый по формуле:

$$c = t\left[n_2\left(H_{вн}/h_{в.б}\right)_н + B\right]^{n_3}. \qquad (5.6)$$

Коэффициенты для расчетных зависимостей (5.5) и (5.6) и рекомендованные Сергеевым Б.И. диапазоны условий начального наполнения оболочки $\left(H_{вн}/h_{в.б}\right)_н$ приведены в таблице 5.1.

Таблица 5.1 – Характеристики пропускной способности

Тип заполнителя	Хар-ка материала $E, \text{ГПа}/h, \text{м}\cdot 10^{-3}$	c	$c = t\left[n_2\left(\frac{H_{вн}}{h_{в.б}}\right)_н + B\right]^{n_3}$	Диапазон $\left(H_{вн}/h_{в.б}\right)_н$,	
				min	max
Водонаполняемые	0,39/0,40	0,538	0,25	1,50	3,30
	0,39/0,80	0,55	0,20	1,50	3,30
	0,39/1,20	0,54	0,20	1,50	3,30
Воздухонаполняемые	0,39/0,40	0,585	0,25	1,80	3,50
Водо-воздухонаполняемые 1/3 $P_в$	0,39/0,40	0,578	0,25	1,80	3,50
1/2 $P_в$	0,39/0,40	0,580	0,25	1,50	2,67
2/3 $P_в$	0,39/0,4	0,575	0,25	1,50	2,90

Так же представлены рекомендуемые Сергеевым Б.И. диапазоны, минимальное значение которых назначено из условия стабильной работы оболочки при ее незначительной вибрации, а превышение максимального значения экономически нецелесообразно, так как при этом необходимо использовать материал с более высокими прочностными показателями, что обуславливает

более высокую их стоимость и больший вес. Анализ пропускной способности выявил взаимосвязь между коэффициентом расхода и свойствами материала, влияющими на изменение формы оболочки.

Автором предлагается принимать материал оболочки неоднородным по периметру, для придания формы водослива, обеспечивающего максимальную пропускную способность и наименьшую вибрацию. Также определена зависимость коэффициента расхода от отношения геометрического напора H к высоте водослива $P_{в}$:

$$m_{об} = a \cdot \left(H / P_{в}\right)^{n_4} \ , \tag{5.7}$$

где a, n_4 – эмпирические коэффициенты для диапазонов, приведенных в таблице 5.2.

Величина коэффициента расхода, в зависимости от всех перечисленных факторов, изменяется в широких пределах. При свободном истечении для водонаполняемого водослива $m_{об} \in \left[0,300; 0,310\right]$, воздухонаполненного – $m_{об} \in \left[0,387; 0,554\right]$ и водо-воздухонаполненного – $m_{об} \in \left[0,360; 0,364\right]$. [88, 93, 165].

Автором, на основе проведенного анализа, предлагается в качестве расчетного принимать минимальный из двух коэффициентов, рассчитанных по формулам (5.2) и (5.5). Подтопленное условие истечения через водослив учитывают за счет коэффициента подтопления:

$$\sigma_{п} = f\left[h_{п} / H; \left(z / P_{в}\right)_{кр}\right], \tag{5.8}$$

где $h_{п}$ – высота подтопления водослива; $\left(z / P_{в}\right)_{кр}$ – отношение геометрического перепада к высоте водоподпорной оболочки, соответствующее критической форме сопряжения гидравлического прыжка в нижнем бьефе.

В отличие от безвакуумных водосливов влияние нижнего бьефа на пропускную способность вакуумных водосливов начинает сказываться при $h_{п} < 0$ в случае затопления гидравлического прыжка. Однако в большинстве случаев коэффициент подтопления определяется по графику зависимости рис. 5.1. В результате пропускную способность водо-, воздухо- и водо-воздухонаполняемых замкнутых оболочек определяют по зависимостям (5.1), (5.2), (5.5)–(5.8).

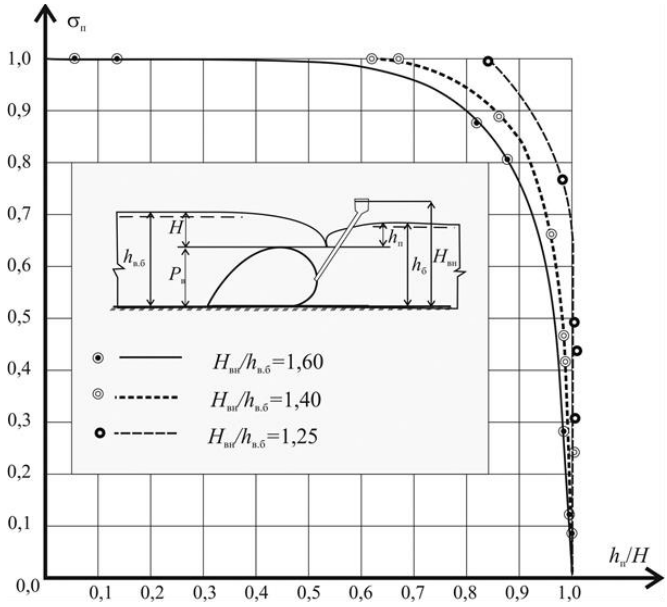


Рисунок 5.1 – Графики зависимости коэффициента подтопления от относительной высоты подтопления

Далее рассматриваем исследование пропускной способности незамкнутых оболочек.

5.1.2 Исследование пропускной способности незамкнутых водоподпорных оболочек

Исследованиями пропускной способности незамкнутых водоподпорных оболочек (мембранных, парусных плотин) занимались Б.И. Сергеев, П.М. Степанов, В.Л. Бондаренко, В.И. Кашарин, А.И. Лемешев и др. [7, 20, 73, 88, 116, 125, 138, 231]. При установке мембранно-вантовых плотин с углом крепления в дипазоне $\varphi_{\text{гр}} \in \left[70^{\circ};140^{\circ}\right]$ в режиме перелива по схеме истечения через водослив с тонкой стенкой происходит значительная вибрация незамкнутой оболочки [88, 119]. В 1982 году в качестве защиты от вибрации устанавливалась дополнительная конструкция вантовой системы, поддерживающая водоподпорную оболочку (гидровантовая плотина) [125]. В связи с этим рассматриваем угол крепления, принимаемый в диапазоне $\varphi_{\text{гр}} \in \left[140^{\circ};180^{\circ}\right]$. При расчете расхода используем формулы (5.1) и (5.2). На коэффициент формы водослива в зависимости от (5.2) влияют условия закрепления и параметры незамкнутой водоподпорной оболочки, глубины воды в верхнем и нижнем бьефах:

$$\sigma_{\text{ф}} = f\left(\varphi_{\text{гр}}; L; h_{\text{в.б}}; h_{\text{б}}\right). \tag{5.9}$$

Траектория гребня оболочки представляет дугу с радиусом $R_{\text{а}}$ с центрами имеюшим центр по линии, проходящей через точки крепления ванты - подбора к анкерным опорам [7, 132], с координатами $X_{\text{а}}$, $Z_{\text{а}}$, а угол его крепления имеет зависимость $\varphi_{\text{гр}} = f\left(X_{\text{а}}, Z_{\text{а}}, R_{\text{а}}\right)$ (рисунки 1.27, 1.28). Необходимо учитывать влияние угла наклона вантовой системы на пропускную способность мембранно-вантовой плотины. При переливе через незамкнутую оболочку зона вакуума

образуется аналогично с замкнутым. Местоположение зоны вакуума и его величина переменны и зависят от формы поперечного сечения оболочки, условий сопряжения бьефов. При относительном напоре $H/P_в < 0,22$ зона вакуума располагается в нижней части сливной грани, совпадающей с точкой изменения знака кривизны кривой свободной поверхности потока [7, 132] в нижнем бьефе, а с его увеличением при незатопленном истечении зона вакуума перемещается в сторону гребня, не доходя до него. Повышение гребня оболочки в значительной степени оказывает влияние на перемещение зоны вакуума вверх. При максимальном угле крепления гребня $\varphi_{гр} = 180^\circ$ зона вакуума формируется в нижней части сливной грани оболочки, где вибрация оболочки незначительная, затем она увеличивается по мере продвижения зоны вакуума к гребню водослива, при этом пульсационные давления (вакуума) увеличиваются на ее поверхности по амплитуде и уменьшаются по частоте [7, 132]. Коэффициент вакуумности $\sigma_в$, определяемый по формуле (5.4) для незамкнутых оболочек, изменяется $\sigma_в \in [0;1,5]$, достигая максимума при нахождении зоны вакуума в нижней части оболочки. С увеличением глубины в нижнем бьефе зона вакуума перемещается вверх даже при незначительном увеличении напора и доходит до гребня водослива [7, 17, 18, 20, 73, 86, 93, 132, 156, 179, 223, 312, 314]. Вакуум не всегда увеличивает пропускную способность водослива, на это обращается внимание в работах Н.П. Розанова, Б.И. Сергеева [230, 233].

В начале 70 -х годов прошлого века Б.И. Сергеевым и В.Л. Бондаренко были проведены исследования пропускной способности мембранных плотин в зеркальном лотке длиной 8,9 м, шириной 0,704 м, высотой 0,7 м при расходе воды до 0,08 м^3/с в соответствии со схемами закрепления, представленными на рисунке 1.28 [20, 132, 239]. При проведении экспериментальных исследований определялась пропускная способность мембранно – вантовых плотин в диапазоне закрепления гребня оболочки $\varphi_{гр} \in [70^\circ;180^\circ]$. Ими было установлено, что в случае угла закрепления и $\varphi_{гр} \in [70^\circ;110^\circ]$ происходило свободное истечение струи через гребень в режиме водослива с тонкой стенки, а при увеличении угла крепления в диапазоне $\varphi_{гр} \in [110^\circ;135^\circ]$ - неустойчивое положение прилипшей струи, что обуславливало нестабильную работу оболочки мембранно - вантовой плотины, вибрацию и снижение надежности конструкции в целом. Также крепление нижнего края оболочки $\varphi_{кр} > 0$ (рисунок 2, а) увеличивает нагрузку на анкерное крепление и флютбет плотины, что негативно отрицательно сказывается.

Наибольшая надежность работы водослива обеспечивалась при закреплении оболочки в условиях прилегания ее нижнего края $\varphi_{кр} = 0$ и диапазоне закрепления гребня оболочки

$\varphi_{гр} \in \left[140^{\circ};180^{\circ}\right]$. При данных параметрах мембранно-вантовая плотина работала по схеме водослива практического профиля и с широким порогом, но в данных условиях не были достигнуты максимальные величины напора из-за ограничений размеров лотка, недостаточного расхода и фильтрации через примыкания оболочки к стенкам лотка, обусловленной недостаточной плотностью примыкания оболочки к стенкам лотка, и коэффициенты расхода были завышены. По результатам экспериментальных исследований Сергеевым Б.И. и Бондаренко В.Л. была получена обобщающая зависимость, приведнная автором к следующему виду [93, 230, 233].

$$m_{об} = -\left(\varphi_{гр} - \frac{5}{6}\pi\right)^4 + 0{,}52 - \frac{\left(\frac{H}{P_в}\varphi_{гр} - 0{,}54\varphi_{гр} + 0{,}94\right)^2}{\left[18{,}966 \cdot \ln\left(\varphi_{гр}\right) - 0{,}184 \cdot \varphi_{гр} - 61{,}425\right] \cdot \left(0{,}54\varphi_{гр} - 0{,}94\right)^2}. \qquad (5.10)$$

В 80- х годах прошлого века в ЮжНИИГиМ был разработан и применен способ обеспечения полного прилегания оболочки без инфильтрации, складкообразования и снижения трения о стенки лотка за счет дополнительного крепления водонепроницаемой капроновой ткани к боковым краям полотнища водоподпорной оболочки, получены данные по пропускной способности с большей точностью, чем в исследованиях Б.И. Сергеева и В.Л. Бондаренко. Однако исследования происходили при расходах до 120 л/с и оценке пропускной способности максимальных расходов, что особенно важно при чрезвычайных ситуациях, также не было достигнута соотношение геометрического напора к высоте оболочки $H/P_в < 0{,}49$ при $\varphi_{гр} = 180^{\circ}$.

Зависимость (5.10), даже с учетом уточнений по предварительным экспериментам, проведенным автором [7, 93], не достаточно точно описывает экспериментальные данные и не вполне согласуется с натурными обследованиями мембранно-вантовых плотин, проведенными В.И. Кашариным, отклонения составляют порядка 15…20%. В связи с этим она в свою очередь требует корректировки.

Автором в лаборатории ГТЛ ФГОУ ВПО «НГМА» в соответствии с тематикой гранта МК-2068.2003.08 были проведены экспериментальные исследования пропускной способности мембранных плотин при закреплении незамкнутой оболочки для диапазона $\varphi_{гр} \in \left[140^{\circ};180^{\circ}\right]$ и глубиной в верхнем бьефе в диапазоне $h_{в.б} \in \left[0{,}10;1{,}10\right]$м в лабораторных условиях, моделирующих диапазон $h_{в.б} \in \left[0{,}50;6{,}00\right]$м (рисунок 5.2).

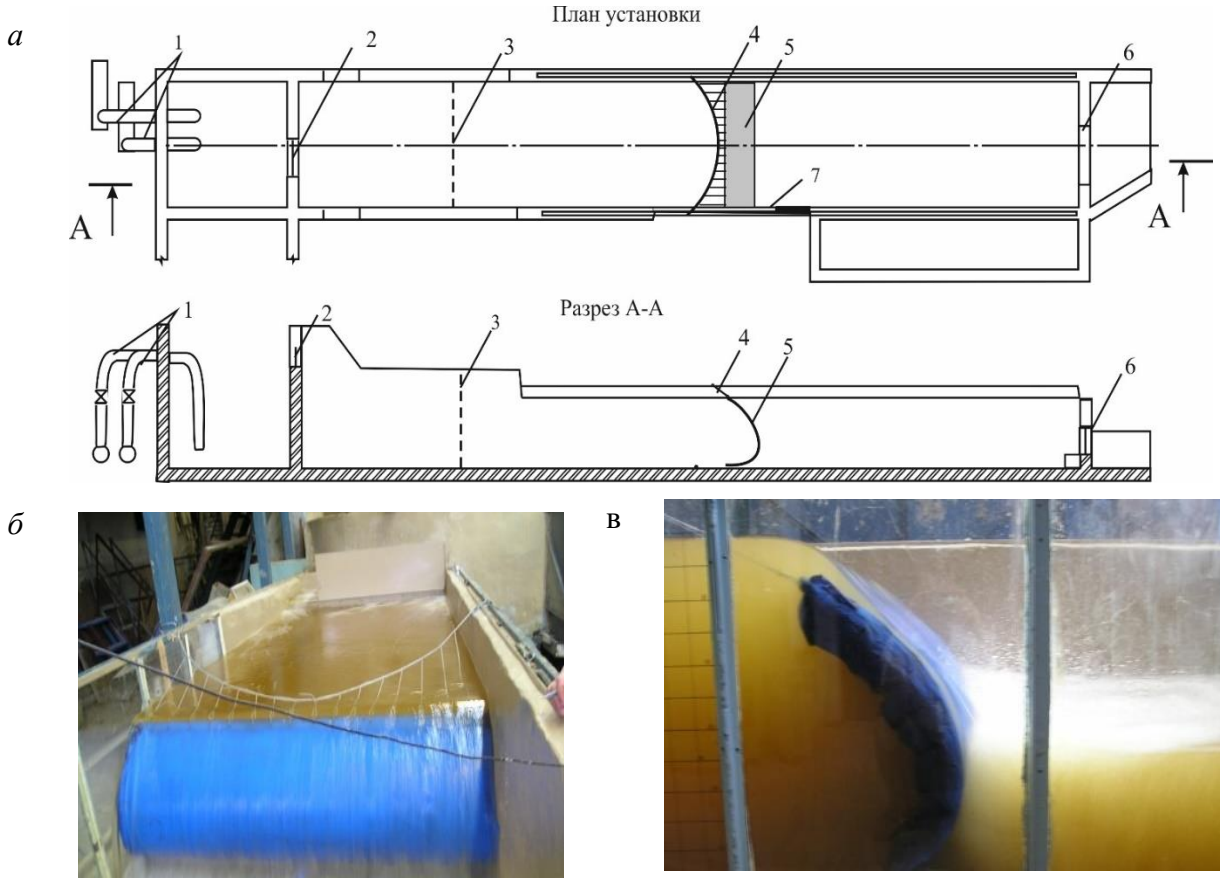


Рисунок 5.2 – Экспериментальные исследования пропускной способности мембранно-вантовой плотины: *а* –план и разрез экспериментальной установки; *б*, *в* – водоподпорная оболочка вид со стороны нижнего бьефа и сбоку (с манжетой из нейлоновой ткани); 1– подводящий трубопровод; 2 – водослив Чиполетти; 3 – гаситель в виде стенки с перфорацией; 4 – вантовая система; 5 – водоподпорная оболочка (мембрана); 6 – жалюзи для регулирования уровня нижнего бьефа; 7 – зеркальная стенка лотка с нанесенной сеткой

Проведение исследований производилось в гидравлическом лотке с левой бетонной и правой зеркальной стенкой с нанесённой сеткой 50×50 мм, через которую осуществлялась съёмка посредством видеокамеры для фиксирования изменения формы оболочки и условий сопряжения в нижнем бьефе, имеющем следующие параметры- ширину 1,5 м, высоту 1,2 м, длину рабочего участка 10 м (рисунок 5.2, *а*). Измерение расхода в диапазоне $Q \in [0,002;0,2]$ м^3/с проводилось при помощи трапецеилального водослива Чиполетти, затем гасителем 3, обеспечивающим равномерность распределения потока в верхнем бьефе, для регулирования уровня нижнего бьефа $h_{нб} \in [0,05;0,80]$м установлены жалюзи 6 при изменении периметра оболочки $L \in [1,10;4,00]$ м, соотношением полного напора и высоты оболочки $H/P_в \in [0,10;0,70]$ (рисунок 1.27) при изменении ее периметра $L \in [1,10;4,00]$ м и углах закрепления вантовой фермы оболочки $\varphi_{гр} \in [140^\circ;180^\circ]$ в режиме свободно и подтопленного режимов изменение чисел Рейнольдса варьировались в диапазоне от $Re \in [16000;120000]$. Для определения скоростной структуры потока использовалась микровертушека Херхерулидзе (Х – 6) , визуализация линий тока

при помощи нитей, прикреплённых к шнуру, практически не вносящему искажения в поток (рисунок 5.3) [93, 112, 116, 119, 305].

За счет обеспечения полного прилегания оболочки без инфильтрации, складкообразования и снижения трения о стенки лотка за счет дополнительного крепления водонепроницаемой капроновой ткани к боковым краям полотнища водоподпорной оболочки (а.с. 905356 «Плотина» от 15.02.1982 В.И. Кашарин, Т.П. Кашарина, Щедрин В.Н.) получены данные по пропускной способности с большей точностью, чем в исследованиях Б.И. Сергеева и В.Л. Бондаренко [231].

В качестве основного критерия было выбрано число Фруда. По данному критерию при условии геометрического и динамического подобия соблюдались следующие соотношения [154]:

$$\upsilon_{н}^{2}/\left(g\cdot l_{н}\right)=\upsilon_{м}^{2}/\left(g\cdot l_{м}\right)=\mathrm{Fr}, \qquad (5.11)$$

где $\upsilon_{н}$, $\upsilon_{м}$ – соответственно скорости потока на натуре и модели, м/с; g – ускорение свободного падения, м/с^2; $l_{н}, l_{м}$ – геометрические размеры натурного сооружения, м, принимаемые равными глубинам в верхнем бьефе натуры $h_{н}$ и модели $h_{м}$.

В соответствии с принятым критерием подобия натурной конструкции минимальный масштаб моделирования [154]:

$$\alpha_{\min}=\left(30\ldots50\right)\cdot\sqrt[3]{\upsilon_{н}^{2}\cdot R_{н}^{2}}=11...15,$$

где $\upsilon_{н}$ – скорость в натуре; $R_{н}$ – гидравлический радиус в натурной конструкции.

Масштаб модели составлял 1:4 по сравнению с натурным сооружением, создающим подпор 3 м. Тогда масштабные коэффициенты скорости, расхода определяются согласно зависимости [93, 119, 154]:

$$\lambda_{V}=l_{н}/l_{м}=V_{н}^{2}/V_{v}^{2}=\sqrt{\lambda}=2;$$

$$\lambda_{Q}=Q_{н}/Q_{м}=\left(V_{н}\cdot\omega_{н}\right)/\left(V_{м}\cdot\omega_{м}\right)=\lambda^{2,5}=32,$$

где $\omega_{н}$ и $\omega_{м}$–площади поперечного сечения соответственно натуры и модели, м^2.

Для изготовления водоподпорной оболочки был использован *UNISOL* 900

Определены основные критерии моделирования, в соответствии с которыми установлены параметры лабораторной установки. Обработка данных, полученных в ходе исследований, осуществлялась непосредственно в лаборатории, для этого было оборудовано рабочее место.



Рисунок 5.3 – Измерительная аппаратура
1, 2, 3, 4 – частотомеры для вертушек в верхнем и нижнем бьефах

Погрешность измерения расхода по данной формуле составляет:

$$\delta = 1{,}1\sqrt{\delta_c^2 + \delta_b^2 + \delta_a^2 + \delta_h^2 + \delta_2^2} = 2{,}76\%,$$

где δ_c =2,5% – погрешность в определении коэффициента расхода; δ_b =0,019% – погрешность в измерении ширины; $\delta_a = 0{,}018\%$ – погрешность в измерении угла наклона граней; δ_h=0,2% – погрешность в определении напора воды уровнемером; δ_Δ =0,09% – погрешность в определении нуля водослива.

Относительная погрешность измерения скорости в диапазоне от 0,2 до 1,5 м/с при ошибке измерения 0,02 м/с составила:

$$\delta_{u_{\max}} = 0{,}0195 \pm 0{,}02/0{,}2 = \pm 0{,}1195;$$

$$\delta_{u_{\min}} = 0{,}0195 \pm 0{,}02/1{,}5 = \pm 0{,}0328.$$

Положение вертушки определялось шпитценмасштабом с ценой деления 1 мм и точностью измерения 0,5 мм. Относительная погрешность измерений в диапазоне измерения шпитценмасштаб от 85 до 765 мм составила:

$$\delta_{h_{\max}} = \pm 0{,}5/85 = \pm 0{,}00589;\ \delta_{h_{\min}} = \pm 0{,}5/765 = \pm 0{,}0007\ .$$

Суммарная погрешность определения скорости будет равна:

$$\delta_{\sum \max} = \pm\sqrt{0{,}0295^2 + 0{,}00589^2} = \pm 0{,}0301,$$

$$\delta_{\sum min} = \pm\sqrt{0{,}0208^2 + 0{,}0007^2} = \pm 0{,}0208.$$

Замер глубин в верхнем и нижнем бьефах производился шпитценмасштабом. Относительная погрешность в диапазоне измерения от 50 до 850 мм составила:

$$\delta_{h_{\max}} = \pm 0{,}5/50 = \pm 0{,}01;\ \delta_{h_{\min}} = \pm 0{,}5/850 = \pm 0{,}00059\ .$$

Погрешность измерения скорости составила 12 %, что допустимо при проведении экспериментальных исследований [119].

По результатам экспериментальных исследований была проведена статистическая обработка данных с применением Matlab, в результате которой получена двухфакторная зависимость коэффициента расхода незамкнутой оболочки от относительного напора $H/P_в$ и угла крепления гребня оболочки $\varphi_{кр}$:

$$m_{об} = -1,3699 + 0,0252 \cdot \varphi_{гр} + 0,2632 \cdot \left(\frac{H}{P_в}\right) - 8,88 \cdot 10^{-5} \cdot \varphi_{гр}{}^2 - 0,3971 \cdot \left(\frac{H}{P_в}\right)^2 + 0,0011 \cdot \varphi_{гр} \cdot \left(\frac{H}{P_в}\right), \quad (5.12)$$

Зависимость (5.12) иллюстрируется графиком, представленным на рисунке 5.4.

Автором также получена зависимость для определения коэффициента подтопления незамкнутой водоподпорной оболочки в зависимости от угла крепления с учётом (5.8) от соотношения высоты подтопления водослива $h_п$ и геометрического напора на нем H:

$$\sigma_п = 1,757 - 1,925 \cdot 10^{-3} \cdot \varphi_{гр} - \left(1,8 \cdot 10^{-3} \cdot \varphi_{гр} + 0,743\right) \cdot \exp\left[\left(\frac{h_п}{H}\right)^{0,225 \cdot \varphi_{гр} - 2,85}\right]. \quad (5.13)$$

График зависимости коэффициента подтопления $\sigma_п$ от соотношения высоты подтопления водослива $h_п$ и геометрического напора на нем H для различных углов закрепления гребня оболочки по зависимости (5.13) представлен на рисунке 5.4 [93, 116].

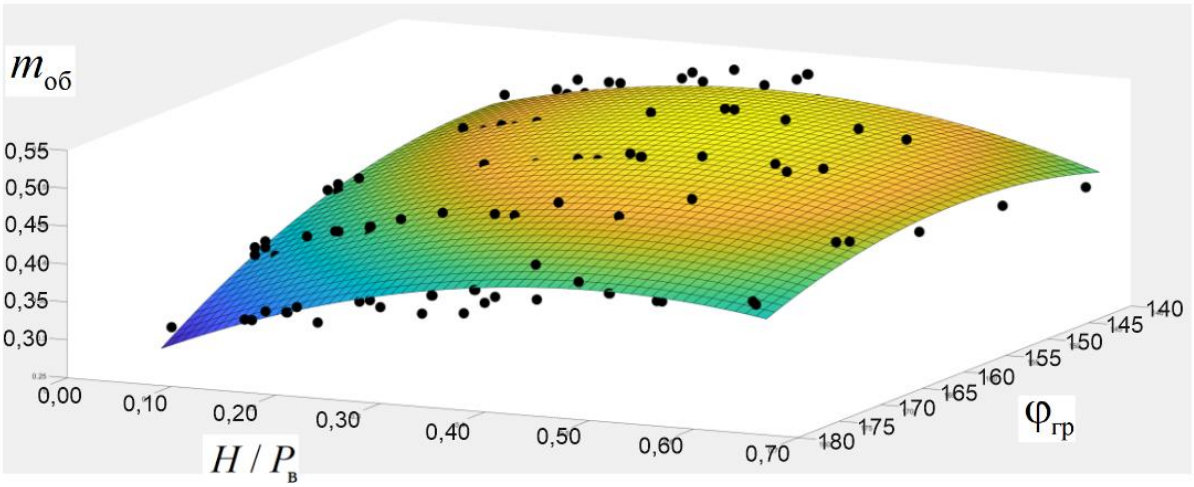


Рисунок 5.4 – Зависимость коэффициента расхода $m_{об}$ от относительного напора $H/P_в$ и угла крепления оболочки $\varphi_{гр}$

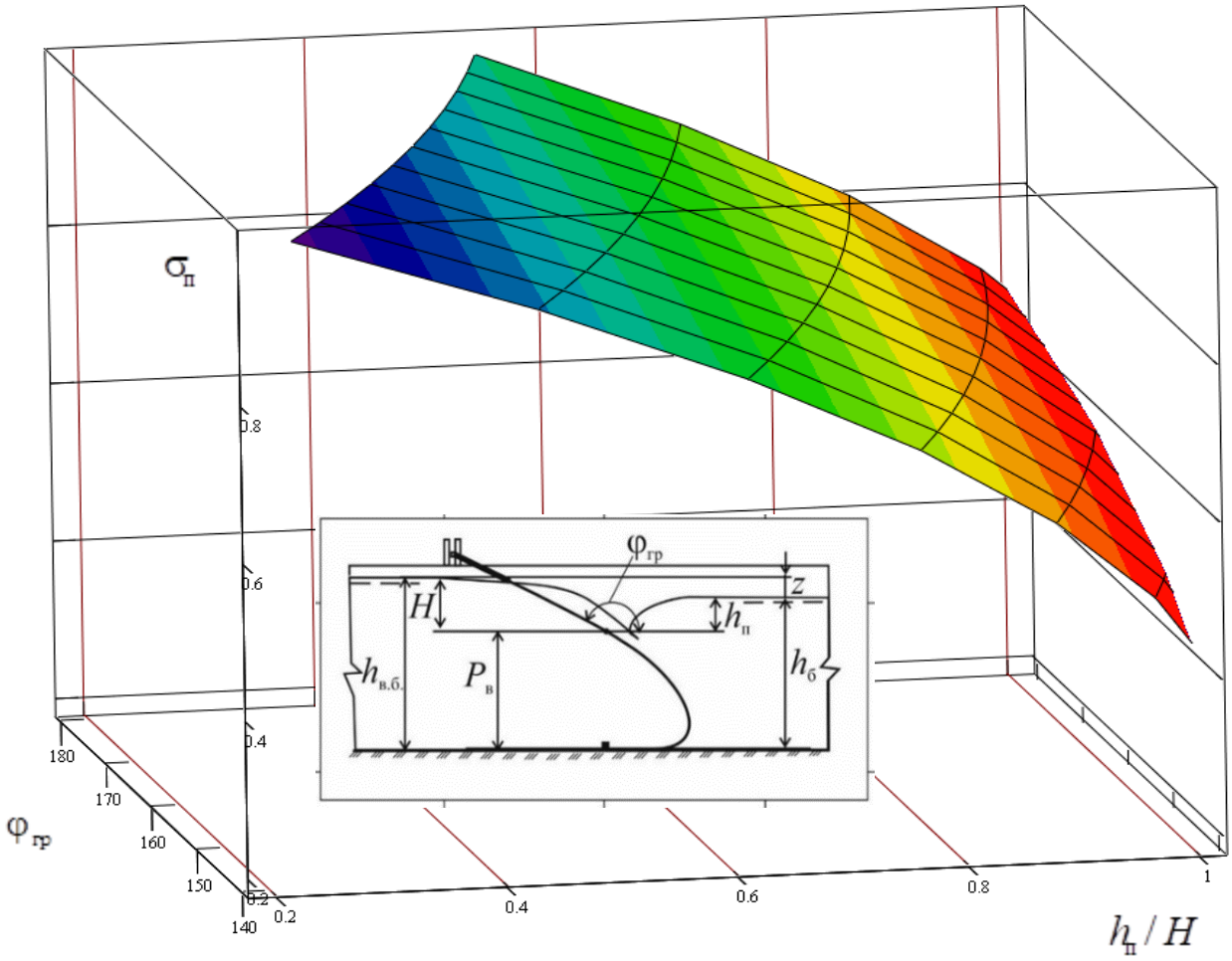


Рисунок 5.5 – График зависимости коэффициента подтопления $\sigma_{п} = f\left(\varphi_{гр}; h_{п} / H\right)$

Гребня водослива, характеризующегося углами $\varphi_{гр}$, и форма поперечного сечения оболочки (рисунок 5.5).

Для расчета пропускной способности мембранно-вантовых плотин автором предлагается использовать зависимости (5.1), (5.2), (5.12)-(5.14) в разработанных программах расчета.

5.1.3 Исследование пропускной способности подпорно-аэрационных регулирующих сооружений

Для подпорно-аэрационных регулирующих сооружений (ПАРС) автором была исследована пропускная способность (рисунке 5.6, а) . [36] Центральная часть ПАРС представляет собой новый тип гибкого водослива с изменяющимися геометрическими параметрами. Этот водослив закреплён в нижней части, а в верхней - свободно перемещается в зависимости от гибкости материала, значений расхода и уровней воды в верхнем и нижнем бьефах [161, 162, 199]. Истечение может происходить как через гребень водослива, так и через его боковые стороны, тем самым увеличивается водосливной фронт, что при обеспечении свободного доступа воздуха в подструйное пространство повышает эффективность аэрации водотока.

Для определения гидравлических характеристик данного водослива были проведены экспериментальные исследования в лаборатории гидравлики НГМА. Модель гибкого водослива размещалась в гидравлическом лотке шириной 1 м, длиной 6 м и высотой 0,55 м.

Изучаемый гибкий водослив с шириной порога b=600 мм был выполнен из резинокордового материала толщиной 32 мм и имел периметр незамкнутой оболочки L=400 мм. Высота водосливной стенки P изменялась в пределах от 115 до 350 мм, а горизонтальная проекция расстояния от крепления водослива до его гребня a - от 250 до 330 мм. Диапазон расходов изменялся в пределах от 0,005 до 0,035 м^3/с. Производились серии опытов при истечении через боковые стороны водослива и при его отсутствии. Изучались подтопленный и неподтопленный режимы истечения через гибкий водослив, а также его характерные геометрические и гидравлические параметры. Моделирование производилось по критерию Фруда, учитывающего действия силы тяжести при условии геометрического и динамического подобия. Расчётная схема истечения представлена на рисунке 5.6. В подводящем русле поток находился в спокойном состоянии ($\mathrm{Fr} \le 0,3$; $h_в > h_{кр}$). За счет истечения через боковые стороны расход уменьшается по ходу движения воды в пределах водослива. Как видно на рисунке 5.6, резкое понижение глубины наблюдается у входа на водослив при глубине больше критической, а затем происходит спад свободной поверхности при переливе через гребень водослива ($0,3 \le \mathrm{Fr} \le 1,5$) [112].

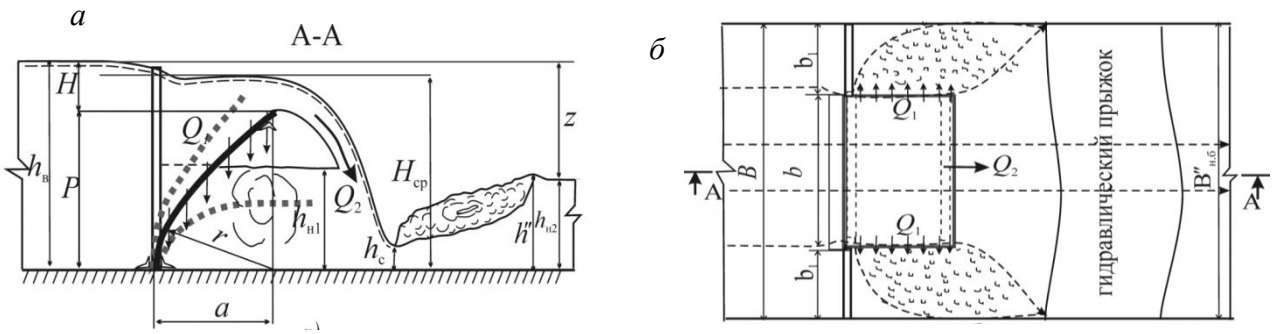


Рисунок 5.6 – Расчётная схема водосливной стенки при бурном состоянии потока в нижнем бьефе водослива: *а* – разрез; *б* – план [112]

При истечении через боковые стороны (расстояние от их поверхности до стенок русла b_1 достаточно велико ($b_1 / b_2 = 1/3$), состояние потока на данном участке бурное, что позволяет не учитывать влияние стенок русла в нижнем бьефе на формирование струи.

Расход через гибкий водослив определяется по следующей зависимости:

$$Q = 2Q_1 + Q_2, \qquad (5.14)$$

где Q_1 – расход через боковые стороны; Q_2 – расход через гребень водослива.

При составлении схемы истечения через боковые стороны и вывода формулы расхода Q_1 используются экспериментальные данные, полученные автором, а также учитываются результаты исследований боковых водосливов, изучением которых занимались: Х. Энгельс; Г.А. Петров; Г.А. Симонян; С.И. Агасиева; А.М Курганов; Е.М. Гижа; Ю.М. Константинов [45, 214] и др.

Для определения расхода Q_1, изливающегося через боковые стороны, воспользуемся формулой элементарного расхода при малых скоростях подхода:

$$dQ_1 = \mu d\omega\sqrt{2gh_{в.б}}\,, \tag{5.15}$$

где μ – коэффициент расхода; $d\omega$ – изменение площади АВС; $h_{в.б}$ – глубина на боковом водосливе.

Согласно схеме, приведённой на рисунке 5.7 (пределы применимости данной схемы $b_1/B \geq 0{,}2$; $b_1/b \geq 1/3$), водосливная стенка имеет форму, близкую к параболической, с выпуклостью, направленной в сторону верхнего бьефа, поэтому принимаем степенную аппроксимацию для относительных площадей:

$$\omega_z/\omega = \left(h_{в.б}/H_{ср}\right)^n, \tag{5.16}$$

в которой $h_{в.б}$ отсчитывается от дна, а величина $H_{ср}$ находится как разность среднего значения уровня воды на протяжении гребня водослива и отметки дна, ω - площадь отверстия бокового водослива.

С учётом (5.16) уравнение (5.15 и 5.16) записываем в следующем виде [6]:

$$dQ_1 = \mu\sqrt{2gh_{в.б}}\,d\left[\omega\left(h_{в.б}/H_{ср}\right)^n\right] = \mu\sqrt{2g}\,\frac{\omega}{H_{ср}^n}\,n{h_{в.б}}^{n-0.5}dh_{в.б}\,. \tag{5.17}$$

Проинтегрировав выражение (5.17), получаем:

$$Q_1 = \int_0^{H_{ср}} \mu\sqrt{2g}\left(\omega/H_{ср}^n\right)n{h_{в.б}}^{n-0,5}dh_{в.б} = 2\mu\sqrt{2gH_{ср}^n}\,n\cdot\omega/2\cdot(n+0{,}5), \tag{5.18}$$

где $\omega = H_{ср}a/3$ – площадь ABC (рисунок 5.7); a – горизонтальная проекция расстояния от крепления водослива до его гребня [9].

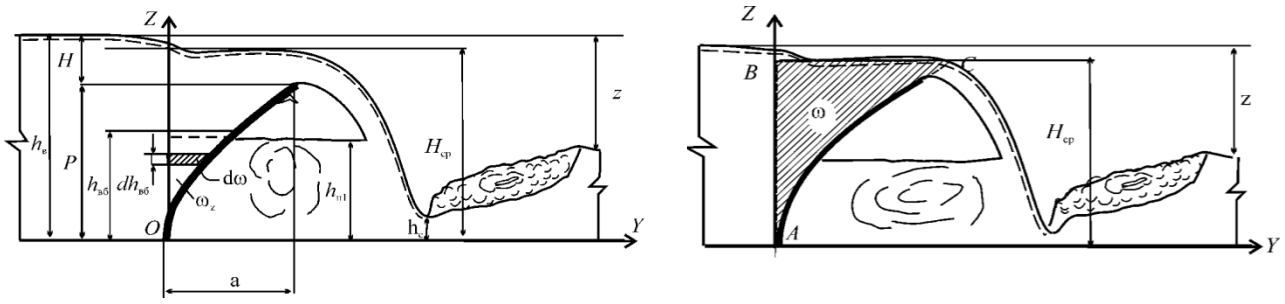


Рисунок 5.7 – Расчётные схемы истечения через боковые стороны при бурном состоянии потока в нижнем бьефе водослива

При значении $n=1/2$ из (5.17) и коэффициенте расхода при отсутствии подтопления $m_б = 2/3\mu$, получаем следующее выражение из формулы (5.18):

$$Q_1 = 0,25 m_б \sqrt{2g} a H_{ср}^{3/2} \ . \qquad (5.19)$$

Величина *a* должна рассчитываться в зависимости от уровней в верхнем и нижнем бьефах с учётом упругих свойств материала при возрастании гидростатической нагрузки от поверхности потока ко дну в соответствии с зависимостью (4.68).

Коэффициент расхода при истечении через боковую сторону $m_б$ может быть рассчитан по зависимости, полученной автором на основе экспериментальных данных:

$$m_б = 0,727 \cdot \left(H_{ср} / r\right)^2 - 1,073 \cdot \left(H_{ср} / r\right) + 0,727 \ . \qquad (5.20)$$

При отогнанном гидравлическом прыжке суммарный расход через водослив ($h'' > h_{н2}$) из выражения (5.14) определяется по следующей формуле:

$$Q = 0,5 m_б \sqrt{2g} a H_{ср}^{3/2} + Q_2 \ . \qquad (5.21)$$

Расход через гребень водослива Q_2 может определяться по традиционным формулам для схем истечения водослива с наклонной тонкой стенкой, практического профиля и с широким порогом [7, 23, 31, 32, 33,123]. Однако применение данных формул было бы затруднено в связи с меняющимися геометрическими параметрами гибкой водосливной стенки. Академик Н.Н. Павловский [261] указывал на необходимость введения общей формулы для всех трех схем истечения через водослив.

Задача также усложняется необходимостью учета потери напора в связи с отделением части масс жидкости в створе водослива.

Для неподтопленного истечения принимается следующая формула расхода через гребень гибкого водослива режима истечения:

$$Q_2 = m_ф A_{с.от} b \sqrt{2g} H_0^{3/2} \ , \qquad (5.22)$$

где $m_ф$ – коэффициент расхода и формы водослива, зависящий от относительных величин; $A_{с.от}$ – коэффициент, учитывающий изменение напора за счет отделения масс жидкости и бокового сжатия; H_0 – полный напор или напор с учетом скорости подхода; b – ширина гребня водослива.

Ширина подводящего канала по дну в створе водослива принимается равной *B* (см. рисунок 5.6, б).

Обработка экспериментальных данных проводилась на основе статистической формулы Кобба – Дугласа с использованием математического редактора Mathcad 2011, автором были получены следующие нелинейные зависимости для коэффициента расхода $m_ф$ и $A_{с.от}$ [6, 9] [4, 90, 108][8, 137, 162]:

$$m_{\text{ф}} = 0,41\left[1/\left(1+a/H\right)\right]^{0,31}\left[1/\left(1+P/H\right)\right]^{-0,45}, \tag{5.23}$$

где r – радиус скругления гибкого водослива;

$$A_{\text{с.от}} = \left(b/B\right)^{0.76}\left[\left(Q-2\cdot Q_1\right)/Q\right]^{0.1}. \tag{5.24}$$

Коэффициент множественной детерминации для выражения (5.23) составил det=0,801, а для зависимости (5.24) det=0,786, что говорит о достаточной сходимости с экспериментальными данными.

При подтопленном режиме истечения через боковые стороны учитывают влияние нижнего бьефа на величину расхода. Расчетная схема приведена на рисунке 5.8 [112].

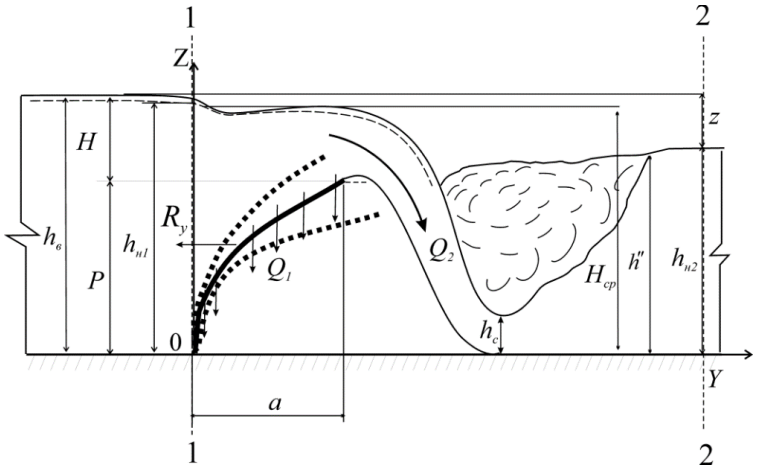


Рисунок 5.8 – Расчётная схема водосливной стенки при затопленном прыжке

Критерием подтопления боковой стороны принимается условие превышения глубины в нижнем бьефе $h_{\text{н}_2}$ над критической глубиной, так как в данном случае возникает затопленный гидравлический прыжок:

$$h_{\text{н}_2} > h_{\text{кр}} = \sqrt[3]{Q_1^2/\left(a^2 g\right)}. \tag{5.25}$$

Принимаем, что в нижнем бьефе за прыжком вторая сопряженная глубина h'' является средней глубиной по всей ширине русла в нижнем бьефе с бытовой глубиной $h_{\text{н}_2}$ и шириной $B''_{\text{н.б}}$, тогда зависимость количества движения со стороны нижнего бьефа может быть представлена в следующем виде:

$$КД''_{\text{н.б}} = h_{\text{н}_2}^2 B''_{\text{н.б}}/2 + \left[Q^2/\left(g\cdot B''_{\text{н.б}}\cdot h_{\text{н}_2}\right)\right]. \tag{5.26}$$

Для контрольного объема, ограниченного сечениями 1-1 и 2-2, проходящими соответственно через ось *OZ* со средней глубиной воды $h_{\text{н}_1}$ и по створу, где установилась глубина $h_{\text{н}_2}$, получаем уравнение количества движения [112]:

$$\left[Q_2^2/\left(g\cdot\omega_{\text{н.б}}\right)\right] + \left[h_{\text{н}_1}^2\cdot\left(B''_{\text{н.б}}-b\right)/2\right] - R_y/\rho g = \left[\left(h_{\text{н}_2}^2 B''_{\text{н.б}}\right)/2\right] + Q^2/\left(g\cdot B''_{\text{н.б}}\cdot h_{\text{н}_2}\right), \tag{5.27}$$

где R_y – проекция реакции гибкого водослива на ось *OY*.

Первый член уравнения является количеством движения, вносимым потоком нижнего бьефа, фронтально сливающимся расходом Q_2 через центральную часть гибкого водослива. Боковой расход не учитывается, так как он проходит по осям, нормальным к оси движения потока (рисунок 5.8).

При известных расходах Q, Q_2, глубине $h_{н_2}$ и ширине $B''_{н.б}$ нижнего бьефа можно определить глубину согласно следующей зависимости [112]:

$$h_{н_1} = \sqrt{\left(h_{н_2} \cdot B''_{н.б} / 2 + Q^2 / g \cdot B''_{н.б} + R_y / \rho g - Q_2^2 / g \cdot \omega_{н.б} \right) / \left(B''_{н.б} - b \right)}. \qquad (5.28)$$

Для расхода, проходящего через боковые стороны, при использовании показательной зависимости можно получить следующую формулу:

$$Q_1 = \mu\omega \left(h_{н_2} / H_{ср} \right)^n \sqrt{2g \left(H_{ср} - h_{н_1} \right)}. \qquad (5.29)$$

В данной формуле $h_{н_1}$ определяется по зависимости (5.27).

Принимая коэффициент расхода через боковые стороны с учетом подтопления $m_{бп} = 2/3\mu \left(h_{н_1} / H_{ср} \right)^n$ и $n = 0,5$, получаем следующее выражение для расхода:

$$Q_1 = 0,25 m_{бп} \omega \sqrt{2g \left(H_{ср} - h_{н_1} \right)}. \qquad (5.30)$$

Полный расход в соответствии с формулой (4.19) равен:

$$Q = 0,5 m_{бп} \omega \sqrt{2g \left(H_{ср} - h_{н_1} \right)} + Q_2. \qquad (5.31)$$

Критерий подтопления порога водослива проверяется традиционно, как и в случае водослива с тонкой стенкой. При этом необходимо выполнение двух условий: глубина в нижнем бьефе $h_{н_1}$ должна превышать отметку гребня водослива *P*; окончательно водослив считается подтопленным при выполнении следующего условия:

$$z / P < \left(z / P \right)_{кр}. \qquad (5.32)$$

Значения $\left(z / P \right)_{кр}$ принимаются по графику Б.А. Бахметева [20, 90].

Расход через боковые стороны определяется как

$$Q_2 = m_ф \cdot A_{с.от} \cdot \sigma_п \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H_0^{3/2}, \qquad (5.33)$$

где $\sigma_п$ – коэффициент подтопления водослива.

Коэффициент подтопления определяется по формуле Базена:

$$\sigma_{\text{п}} = 1,05\left(1+0,2\cdot {h_{\text{п}}}/{P}\right)\cdot\sqrt[3]{{z}/{H}}\;\; R_{\text{у}}, \qquad (5.34)$$

где $h_{\text{п}}$ – высота (глубина) подтопления водослива, определяемая как разность между глубиной в нижнем бьефе $h_{\text{нб}}$ и высотой водосливной стенки P. При расчёте пропускной способности ПАРС при истечении через боковые стороны следует пользоваться формулой (5.31).

5.2 Определение параметров водобоя и рисбермы сооружений инженерной защиты из композитных материалов

В отличие от традиционных конструкций гибкий водобой и рисберма могут представлять собой один конструктивный элемент, поэтому Б.И. Сергеевым было предложено называть этот элемент гибкой рисбермой без конструктивного выделения участка водобоя. Автором предлагается при оптимизации не разделять данные элементы, параметры которых взаимосвязаны (рисунок 5.9) [93].

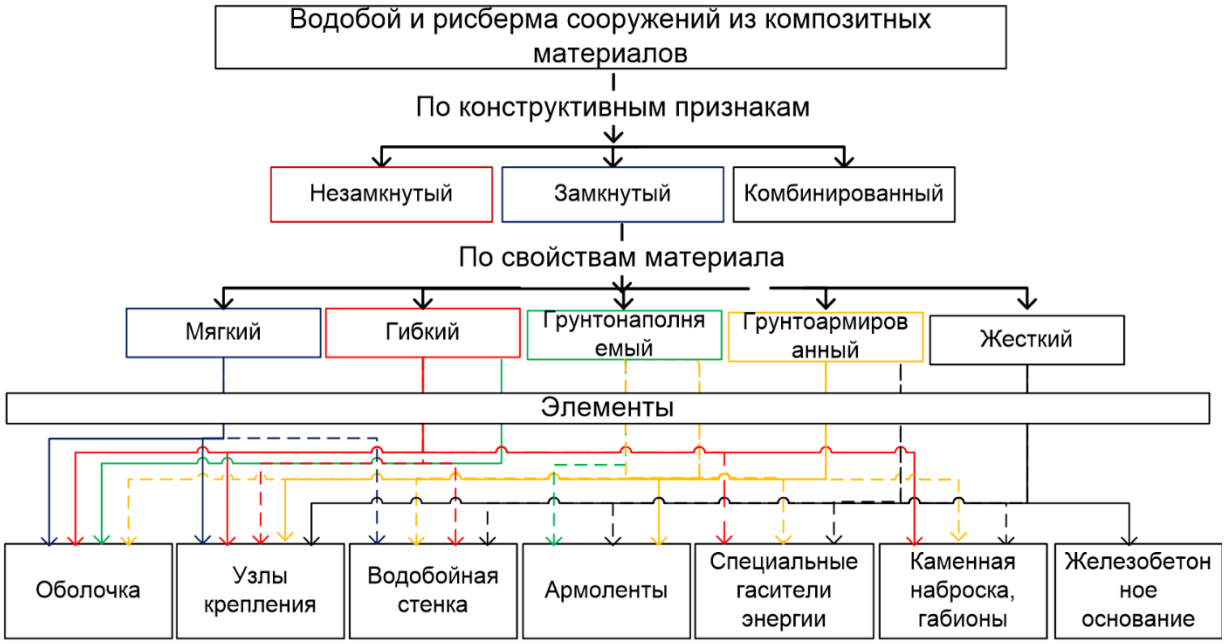


Рисунок 5.9 – Классификация и состав водобоя и рисбермы облегченных сооружений инженерной защиты из композитных материалов

Значения допустимых критериев и параметров для выбора оптимального варианта водобоя и рисбермы представлены в таблицах 5.5 и 5.6. Пример работы внедренной конструкции мембранно-вантовой плотины с гибкой рисбермой и водобоем показан на рисунке 5.10. Обоснованием параметров водобоя является определение условий сопряжения бьефов в нижнем бьефе посредством гидравлического прыжка (рисунок 5.10).

Таблица 5.5- Значения допустимых критериев для вариантов водобоя и рисбермы

Номер варианта	Критерий			
	Соотношение сопряженных глубин h'/h''	$Q/\sqrt{2g(E_0-h_c)}$	$h_б - h''/h''$	Относительная стоимость $C_р / C_{ж/б}$
1	0,2	0,1	0,35	0,60
2	0,2	0,05	0,20	0,20
3	0,3	0,30	0,06	0,50
4	0,4	1,00	1,00	0,30

Таблица 5.6 - Значения допустимых параметров для вариантов водобоя и рисбермы [4]

Типы водобоя и рисбермы	Параметры											
	Q		$u_а / \bar{u}$		$l_{пр} / l_у$		Прочностные характеристики N_p / N_{max}		Относительное время возведения $t^к_{нап} / t^{гр}_{нап}$ [9]		Относительная стоимость $C/C_{ж/б}$	
	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max
Мягкие	0,3	2,1	1,5	4,0	0,5	1,0	0,2	1,0	0,1	0,5	0,3	0,6
Гибкие	0,4	2,2	1,5	4,0	0,6	1,0	0,5	1,0	0,2	0,8	0,4	0,7
Грунтонаполняемые	0,5	2,2	1,5	4,0	0,5	1,0	0,3	1,0	0,2	0,6	0,5	0,6
Грунтоармированные	0,5	2,3	1,5	4,5	0,7	1,0	0,2	1,0	0,5	0,8	0,2	0,8
Жесткие	0,5	2,5	1,5	5,0	0,8	1,0	0,4	1,0	0,3	1,0	1,0	1,0

В зависимости от места расположения гидравлического прыжка относительно сжатого сечения различают три формы сопряжения бьефов. При условии равенства второй сопряженной h''_c гидравлического прыжка и бытовой глубины $h_б$ наблюдается критическая форма сопряжения, когда начало прыжка будет расположено в сжатом сечении, данная форма будет неустойчивой. При превышении $h''_c > h_б$ сопряжение происходит по типу отогнанного прыжка, начало которого будет расположено ниже сжатого сечения, а сам прыжок может быть отогнан на значительное расстояние. Если $h''_c < h_б$, происходит устойчивая форма сопряжения бьефов по типу затопленного прыжка, при этом сжатое сечение будет затоплено прыжком. В случае затопленного прыжка не требуется устройство гасителей энергии, и длина водобойной части – успокоителя определяется в зависимости от его длины [1, 93, 137, 259].

Известны многочисленные теоретические и экспериментальные исследования по обоснованию параметров гидравлического прыжка критической формы сопряжения. Наиболее достоверной для условий мембранно-вантовых плотин является формула проф. П.М. Степанова [259]:

$$l_{пр} = 21 \cdot h_{кр} - \left[29{,}5 \left(h'' - h' \right) / \sqrt{\mathrm{Fr}_1} \right], \qquad (5.35)$$

[9] Относительно железобетонных конструкций при отведении потока от места строительства.

где h' – первая сопряженная глубина гидравлического прыжка, принимаемая в предварительном расчете равной сжатой глубине $h' = h_c$; h'' – вторая сопряженная глубина гидравлического прыжка; $h_{кр}$ – критическая глубина; Fr – число Фруда в начале прыжка $\mathrm{Fr} = V^2/gh'$; V – средняя скорость потока в начале прыжка.

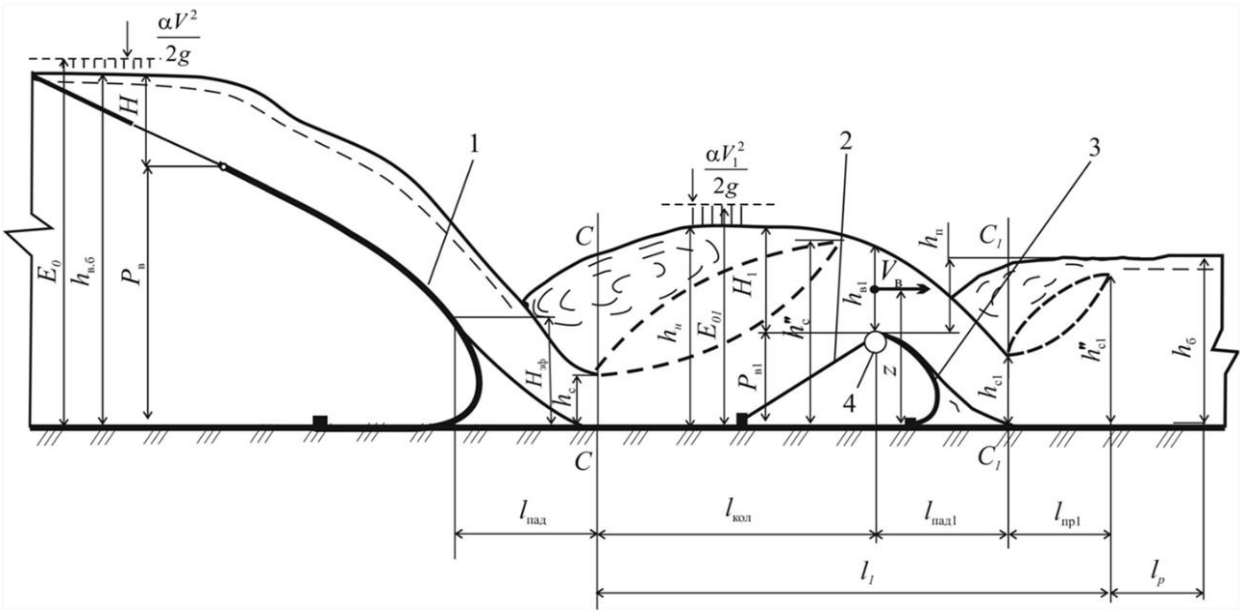


Рисунок 5.10 – Расчётная схема водобойной стенки:
1 – незамкнутая водоподпорная оболочка мембранно-вантовой плотины; 2 – ванты оттяжки; 3 – мембранная водобойная стенка; 4 – поплавок

Сжатая глубина за стенкой в сечении $C_1 - C_1$ (см. рисунок 5.10) определяется из уравнения энергетического баланса:

$$Q = \left(\varphi/\sqrt{\alpha}\right)\omega_c\sqrt{2g\left(E_0 - h_c\right)}, \tag{5.36}$$

где $\varphi \in [0{,}85;\,0{,}95]$ коэффициент скорости, рекомендуемое значение $\varphi = 0{,}9$; ω_c – площадь потока в сжатом сечении с глубиной h_c; $E_0 = h_н + \left(\alpha V_0^2/2g\right)$ – удельная энергия потока перед стенкой мембранной плотины относительно дна нижнего бьефа; υ_0 – скорость потока перед мембранно-вантой плотиной.

Задача по определению h_c из приведённого расчётного уравнения (5.36) решается методом подбора. Увеличивая значение h_c с выбранным шагом Δh_c, по уравнению (5.37) добиваемся равенства правой части уравнения и расчетного расхода Q. Затем в зависимости от подобранного значения h_c определяется h_c'':

$$h_c'' = 0{,}5h_{c_1}\left(\sqrt{1+8\left(h_{кр}/h_c\right)^3} - 1\right). \tag{5.37}$$

Если $h_c'' < h_б$, то за стенкой происходит сопряжение потоков по типу затопленного прыжка, при котором обеспечивается надёжная работа нижнего бьефа.

Длина водобойной части определяется как:

$$l_в = 0,8 l_{пр} . \quad (5.38)$$

За успокоителем в пределах участков послепрыжкового растекания потока до бытовых условий устраивают рисберму, по длине которой размывающая способность потока должна постепенно уменьшаться за счёт гашения избыточной кинетической энергии потока и снижения придонных скоростей. Предварительно длину рисбермы назначают равной

$$l_р = (1,0 \div 2,0) l_у .$$

В случае отгона гидравлического прыжка или критической формы сопряжения бьефов может быть применен каскад водобойных стенок, либо специальные гасители.

При гидравлическом расчёте водобойной стенки определяется её высота в зависимости от глубины, необходимой для затопления гидравлического прыжка, местоположение и проверка условий сопряжения потоков за стенкой (см. рисунок 5.11) [319].

Глубина, необходимая для затопления гидравлического прыжка, определяется по следующей зависимости:

$$h_н = \sigma h_c'' \quad , \quad (5.39)$$

где $\sigma = 1,1$ – коэффициент затопления прыжка.

Высота водобойной стенки, обеспечивающая затопление прыжка, определяется по формуле:

$$P_{в1} = h_н - H . \quad (5.40)$$

Геометрический напор над стенкой H_1, работающей как водослив практического профиля, определится из формулы расхода (5.4):

$$Q = m_{об} \cdot \sigma_п \cdot b \cdot \sqrt{2g} H_0^{3/2} , \quad (5.41)$$

где $\sigma_п$ и $m_{об}$ – соответственно коэффициент подтопления и коэффициент расхода водослива, определяются по формулам (5.39) и (5.41); b – ширина порога водобойной стенки.

Так как $H_1 = f_1(P_{в1})$ и $\sigma_п = f_2(P_{в1})$, то задача по определению высоты стенки $P_{ст}$ решается методом итераций. Устанавливается величина геометрического напора для принятого значения высоты водобойной стенки $H = h_н - P_{ст}$. Определяется характер работы стенки из условия подтопления её со стороны нижнего бьефа. Для определения коэффициента подтопления водослива можно воспользоваться графиком $\sigma_п = f(h_п / H_0)$ (рисунок 5.11), построенным по экспериментальным данным исследований, видоизмененным для значений $\beta_п = h_п / H$ от 0,5 до 0,7.

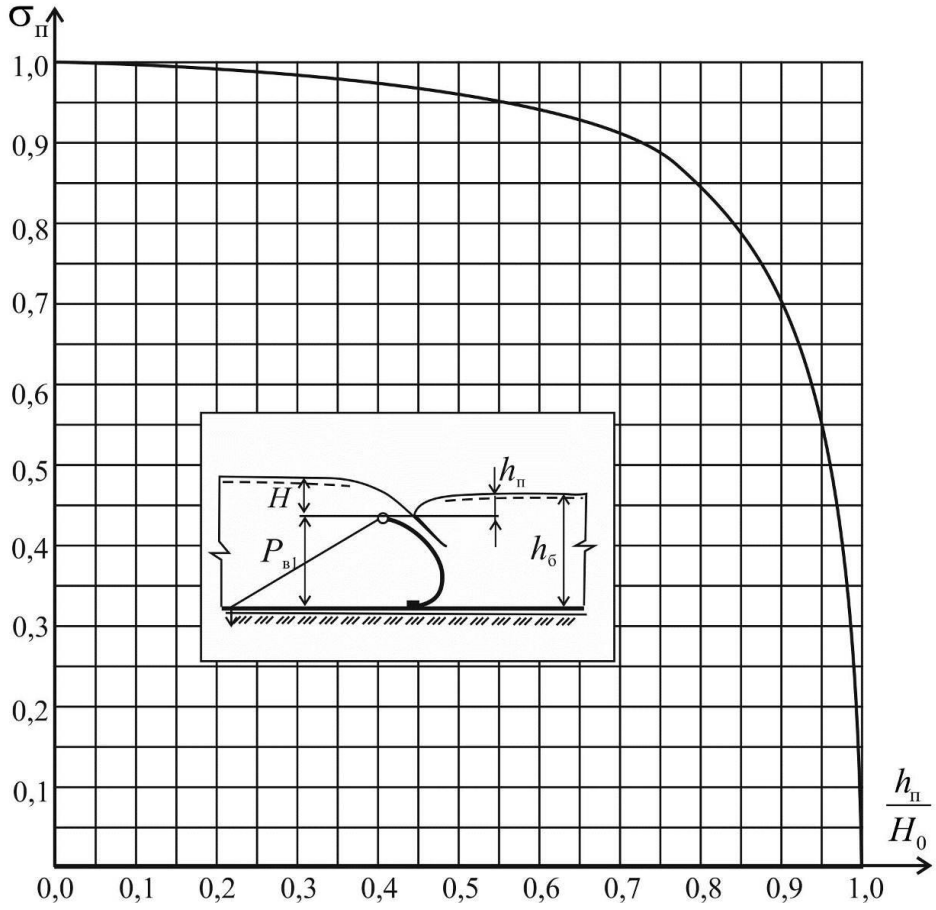


Рисунок 5.11 – График зависимости коэффициента подтопления от соотношения высоты потопления и полного напора $\sigma_п = f\left(h_п / H_0\right)$

Высота подтопления водослива $h_п$ со стороны нижнего бьефа определяется как разность между бытовой глубиной и высотой стенки [6]. Из графика видно, что если $\beta_п < 0{,}5$, то величина коэффициента подтопления водослива равна $\sigma_п = 1{,}0$, следовательно, водослив подтоплен. Приняв коэффициент расхода для водобойной стенки равным $m = 0{,}45$, по расчётному уравнению (5.41) определяется расход, проходящий через стенку при принятой её высоте. Если подсчитанный расход окажется больше расчётного, то высоту водобойной стенки увеличиваем на шаг заданной точности и весь расчёт повторяется в соответствии с формулами (5.37)–(5.40).

При определении длины водобойного колодца, образованного водобойной стенкой, исходят из критической формы сопряжения, тогда длина водобойного колодца в общей зависимости:

$$l_{кол} = l_{пад} + l_{пр} + l_{зап}, \qquad (5.42)$$

где $l_{пад}$ – расстояние от сооружения до сжатого сечения; $l_{пр}$ – длина прыжка, образованного в сжатом сечении; $l_{зап}$ – некоторый запас в длине колодца.

Так как гидравлический прыжок с низовой стороны подпирается водобойной стенкой, т.е. образуется затопленный гидравлически прыжок, длина которого меньше длины свободного совершенного прыжка $l_{пр}$, то формула (5.38) дает преувеличенную длину водобойного колодца. Поэтому в практических расчётах предлагается определить длину водобойного колодца по зависимости:

$$l_{кол} = l_{пад} + l_{пр}. \tag{5.43}$$

Расстояние $l_{пад}$ (см. рисунок 5.11) может быть приближенно определено как:

$$l_{пад1} = V_{об}\sqrt{\left(2H_{зф} + h_{об}\right)/g} \ , \tag{5.44}$$

где $V_{об} = Q/\omega_{об}$ – скорость потока, проходящего через оболочку (рис. 5.10) на уровне $H_{зф}$; $\omega_{об}$ и $h_{об}$ – соответственно площадь живого сечения и глубина потока, переливающегося через оболочку, предварительно определяется как $h_{об} = 0,5H$.

За водобойной стенкой образуется новый гидравлический прыжок, поэтому для расчёта формы сопряжения, определяемой местонахождением прыжка, должны быть известны сжатая глубина за стенкой и глубина ее сопряжения:

$$l_1 = l_{пад} + l_{пр1}, \tag{5.45}$$

где $l_{пр1}$ – длина прыжка, образованного в сжатом сечении $C_1 - C_1$ (см. рисунок 4.11), определяемая по формуле (5.35) при $h' = h_{c_1}$ и $h'' = h''_{c_1}$; $l_{пад}$ – длина падения струи, которую приближенно определяем по формуле:

$$l_{пад1} = \upsilon_в\sqrt{2z_c/g}, \tag{5.46}$$

где $\upsilon_в = Q/\omega_в$ – скорость потока в сечении $I - I$; $\omega_в$ – площадь живого сечения потока над водобойной стенкой; $h_{в1} = 0,67H_0$ глубина потока на гребне водобойной стенки в сечении $I - I$; $H_0 \approx H_1 = h_н - P_{ст}$ – напор над водобойной стенкой; $z = 0,5h_в + P_{ст}$ – высота падения частицы жидкости, находящейся в центре живого сечения падающей струи, относительно дна отводящего русла (см. рисунок 5.10).

Общая длина успокоителя будет равна:

$$l_у = l_{кол} + l_1. \tag{5.47}$$

Если $h''_{c_1} \geq h_б$, то сопряжение за стенкой происходит по типу прыжка в сжатом сечении или отогнанного прыжка, поэтому для его затопления необходимо предусмотреть устройство второй водобойной стенки, расчёт которой выполняется по изложенной выше методике. При малой высоте водобойной стенки $P_{ст_1} < 0,3$м её высоту назначают конструктивно $P_{ст_1} = 0,5$м.

Длина крепления канала за выходным оголовком, называемого рисбермой, принимается предварительно равной:

$$l_{\text{р}} = 1,5 l_{\text{пр}_1}. \tag{5.48}$$

В случае крепления рисбермы гибкой незамкнутой оболочкой при отсутствии данных о скоростной структуре потока принимается длина в 3...4 раза больше, чем длина гидравлического прыжка $l_{\text{пр}_1}$.

При креплении рисбермы каменной наброской и наличии местного материала, автором, на основании собственных лабораторных и натурных исследований (рисунок 5.12), а также с привлечением положений, разработанных П.М. Степановым и И.А. Козорезовой [259], была получена зависимость отношения актуальной придонной скорости u_{a} к осредненной придонной $\bar{u}$ от соотношения длины послепрыжкового участка $l_{\text{р}}$ к бытовой глубине $h_{\text{б}}$ для критической формы сопряжения бьефов [137].

Длина рисбермы определяется в зависимости от условий:

$$2 \geq u_{\text{a}}/\bar{u} \geq 17,68\sqrt{\lambda},$$

где λ – коэффициент гидравлического сопротивления, тогда

$$l_{\text{р}} = h_{\text{б}}\left[123,338 \cdot \left(u_{\text{a}}/u\right)^{-3,54} + 2,366\right]. \tag{5.49}$$

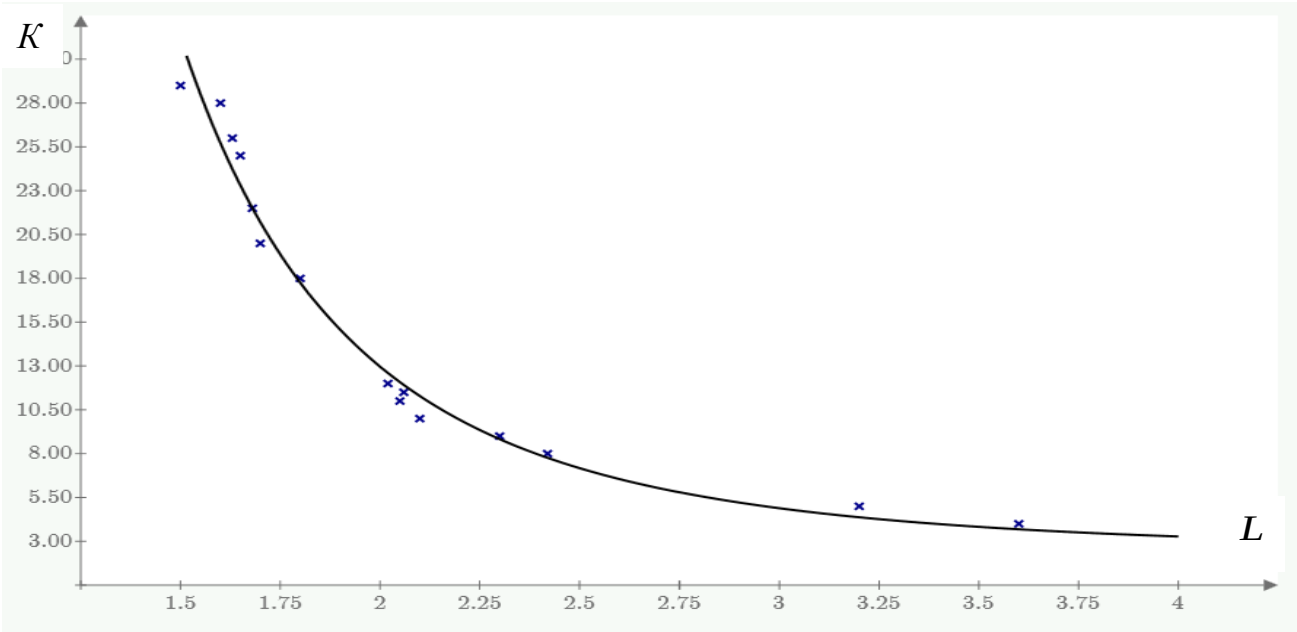


Рисунок 5.12 – Измерение относительной максимальной актуальной скорости по длине участка за мембранными плотинами

Зная эпюру расчетной придонной скорости, можно произвести подбор крупности каменной наброски крепления рисбермы. Для этого по таблице для каждого значения расчетной придонной скорости следует найти диаметр камней крепления, отвечающих случаю предельного

равновесия (таблица 5.7). Для определения размеров камней наброски, устойчивой против размыва, найденные по таблице 5.7 размеры камней следует увеличить на коэффициент запаса n =1,3... 1,4.

Для случая глинистого грунта в таблице 5.8 приводится отождествление глинистого грунта определенной плотности с несвязным грунтом эквивалентного диаметра разноустойчивому размыву.

Таблица 5.7- Значения действительной размывающей придонной скорости несвязных грунтов

Размываемый материал	Диаметр фракций D,м	Действительная размывающая придонная скорость $u_{а_р}$, м/с
Гравий	0,001	0,28
	0,002	0,34
	0,003	0,43
	0,004	0,51
	0,005	0,59
	0,006	0,66
	0,008	0,81
	0,010	0,96
	0,02	1,59
Щебень	0,04	2,36
	0,06	2,94
	0,08	3,42
Камень	0,10	3,85
	0,15	4,75
	0,20	5,50
	0,25	6,10
	0,30	6,70
	0,40	7,70
	0,50	8,65

Таблица 5.8 - Значения действительной размывающей придонной скорости связных грунтов

Глинистые и суглинистые грунты	Коэффициент пористости	Эквивалентный диаметр частиц несвязного грунта D, м
Малой плотности	1,2	0,0007
Средней плотности	1,2... 0,6	0,006
Плотные	0,6...0,3	0,018
Очень плотные	0,3...0,2	0,050

При оценке динамического воздействия потока на дно по максимальным актуальным скоростям необходимо учитывать, что в сильно турбулизированном потоке размывающая способность определяется не только величиной $u_{а_р}$, но и относительным уровнем турбулентности K_u. Увеличение степени подтопления плотины вызывает соответствующее уменьшение значения относительного уровня турбулентности и сокращение длины участка гашения.

Длину участка крепления необходимо назначать с учетом не только осредненных, но и пульсационных гидравлических характеристик потока [90, 266].

5.3. Основные расчетные положения и экспериментальные исследования аэрации водного потока

Автором на основе ранее проведенных экспериментальных исследований уточнены зависимости для определения расхода воды переливающейся струей в случае прыжка критической формы сопряжения:

$$q_{\text{возд}} = \left[89,404\left(P/L\right)^2 - 71,253\left(P/L\right) + 11,815\right] \cdot q_{\text{воды}}^3 + \\ + \left[-6,999\left(P/L\right)^2 + 4,918\left(P/L\right) - 0,609\right] \cdot q_{\text{воды}}^2 + \\ + \left[0,261\left(P/L\right)^2 - 0,196\left(P/L\right) + 0,035\right] \cdot q_{\text{воды}}. \quad (5.50)$$

Количество воздуха, содержащееся в конце гидравлического прыжка, который устанавливается непосредственно за сжатым сечением, вычислялось по формуле Калински – Робертсона [221]:

$$q_{\text{возд}_{\text{пр}}} = \psi\left(\sqrt{h_{\text{с}}} + 1\right)^{1,4} q_{\text{воды}}, \quad (5.51)$$

где $q_{\text{возд}_{\text{пр}}}$ – удельный расход воздуха, захватываемый прыжком; $\psi = 0,002$ – эмпирический коэффициент; $h_{\text{с}}$ – глубина в сжатом сечении; $q_{\text{воды}}$ – удельный расход воды [20] .

На основании зависимости (5.51), параметров гибкой водосливной стенки и удельного расхода воды получен график зависимости удельных расходов воздуха $q_{\text{возд}}$ от расхода воды $q_{\text{воды}}$ для гидравлического прыжка отогнанного и затопленного.

На захват воздуха при переливе через гребень низконапорного водослива влияет форма сопряжения прыжка. Так как по графикам наблюдается существенный прирост захвата воздуха при критической форме сопряжения и отогнанном гидравлическом прыжке, автором рекомендуется в отличие от традиционных гидротехнических сооружений обеспечить критическую форму гидравлического прыжка с увеличением длины водобойного колодца и рисбермы на 20% по сравнению с расчетными:

$$q_{\text{возд}} = 0,009 \cdot \frac{P_{\text{в}}}{L} \cdot q_{\text{воды}}^2 + \left[0,005\left(\frac{P_{\text{в}}}{L}\right)^2 + 0,007\left(\frac{P_{\text{в}}}{L}\right) - 0,003\right] \cdot q_{\text{воды}}. \quad (5.52)$$

Для повышения эффективности аэрации необходимо поддерживать максимально возможную высоту гибкого водослива, а также при малых расходах допускается создание гидравлического прыжка, близкого к критической форме сопряжения.

Гребень водослива для увеличения площади водосливного фронта делают зубчатым с высотой зубьев и расстоянием между ними 50 мм [20].

Если одно сооружение ПАРС не обеспечивает достаточной аэрации водотока (определяется по суммарному количеству удельного расхода воздуха, определяемого по формулам (4.55) и (4.56)), можно устанавливать каскад из ПАРС.

На рисунке 3.15 представлен один из вариантов каскада ПАРС на узком участке канала. Истечение через боковые стороны гибкого водослива не предусмотрены ввиду малой ширины водотока, также отсутствует боковое сжатие потока. По результатам обработки данных получена зависимость воздухозахвата для гидравлического прыжка критической формы сопряжения.

Количество сооружений рассчитывается по следующей зависимости [93, 252]:

$$\left(C_{\text{а}}-C_{\text{вх}}\right)/\left(C_{\text{а}}-C_{\text{исх}}\right)=\varphi^{n\cdot K_T\cdot K}, \tag{5.53}$$

где n – количество ПАРС; K – коэффициент качества воды; K_T – коэффициент, учитывающий температуру, $K_T=1+0,02\cdot\left(T_W-20\right)$, здесь T_W – среднемесячная температура воды за летний период; $C_{\text{а}}$ – растворимость кислорода в жидкости, $C_{\text{а}}=\left(1-h_i/20,6\right)\cdot C_T$; h_i – глубина воды на гребне водослива; C_T – растворимость кислорода в воде в зависимости от температуры и атмосферного давления; $C_{\text{исх}}$, $C_{\text{вх}}$ – концентрации кислорода в потоке соответственно до и после прохождения через водослив; φ – коэффициент, учитывающий эффективность аэрации на водосливах в зависимости от геометрического перепада уровней воды в верхнем и нижнем бьефах. Перепад z определяется по таблице 5.9.

Глубина на гребне водослива принимается как:

$$h=0,67\cdot H_0\ . \tag{5.54}$$

Таблица 5.9 – Зависимость коэффициента φ от геометрического перепада

Z, м	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80
φ	0,71	0,65	0,59	0,55	0,52

Так как нет бокового истечения и отсутствует боковое сжатие, коэффициент $A_{\text{с.от}}$ не учитывается. В этом случае полный напор H_0 в формуле (4.55) можно определить по следующей зависимости:

$$H_0=\left[Q/\left(m_{\text{ф}}\cdot b\cdot\sqrt{2\cdot g}\right)\right]^{2/3} \tag{5.55}$$

Следует учитывать, что захваченный воздух в виде механической примеси довольно быстро выделяется из воды, поэтому при расчете расстояний между сооружениями в каскаде ПАРС необходимо определить границы зоны деаэрации [228].

Экспериментальные данные и расчетные формулы были подтверждены при натурных исследованиях на р. Мокрая Чубурка и сбросных каналов Багаевско-Садковской оросительной системы БГСМ - 5 ПАРС [6,9].

5.4 Обоснование параметров энергообеспечивающих сооружений

Для обеспечения энергией сооружений инженерной защиты они могут размещаться на значительном удалении от источника энергии и для их автономного функционирования необходимы конструкции, обеспечивающие их локальное энергоснабжение. К таким конструкциям относятся мобильные гидроэнергетические сооружения [149].

Автором разработаны технические решения мобильных гидроэнергетических конструкций, в том числе подпорно-регулирующее гидроэнергетическое сооружение (ПРГС) с водоподпорной оболочкой из полимерных материалов и переносного гидроагрегата с поперечно-струйной турбиной (см. рисунок 2.13) [149].

Мобильные гидроэнергетические конструкции, в том числе подпорно-регулирующее гидроэнергетическое сооружение с водоподпорной оболочкой из полимерных материалов и переносного гидроагрегата с поперечно-струйной турбиной могут использоваться для аэрации водного потока (см. рисунок 2.13) [149]. Оно может перекрывать пролет более 50 м, создавая подпор от 1 до 5 м и обеспечивая производимую мощность до 100 кВт (рисунок 5.15).

Преимущество данной конструкции заключается в том, что она может быть возведена в кратчайшие сроки (от 2 до 24 часов) в зависимости от её параметров, технологии монтажа, и многократного использования, что является важными факторами при чрезвычайных ситуациях. [107, 1].

Для определения оптимальных параметров подпорно-регулирующего гидроэнергетического сооружения были проведены две серии опытов. Установка представляла собой гидравлический бетонный лоток шириной 1,5 м, высотой 1,2 м, длиной 10 м (рисунок 5.14). [60]. Для определения оптимальной формы оболочки, а также длины рисбермы в нижнем бьефе производились измерения: направления и значения скоростей; уровней воды в створах, указанных на рисунке 5.12 ; формы оболочки; потерь напора h_{1-c} при подходе к турбине; частоты вращения турбины при различных нагрузках, а также её выходная мощность.

Расход изменялся в диапазоне от 10 до 200 л/с. Скорости измерялись в створах, указанных на рисунках 5.14 и 5.15. Визуализация линий тока осуществлялась при помощи нитей, прикрепленных к тонкому шнуру, практически не вносящему искажение в потоке [1]. Опыты проводились при изменении расхода с шагом 5 л/с и уровней воды в нижнем бьефе с помощью жалюзи.

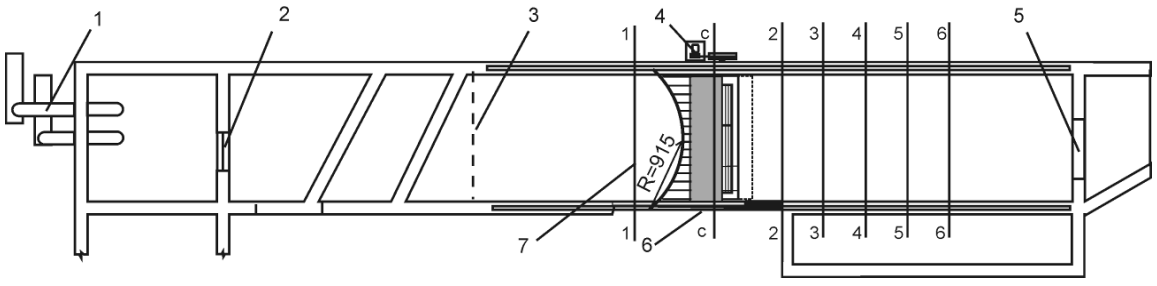


Рисунок 5.14 – Схема экспериментальной установки:
1− подводящий трубопровод; 2 − водослив Чиполетти; 3 − гаситель; 4 – генератор;
5 − жалюзи для регулирования уровня нижнего бьефа; 6 – оргстекло; 7 – створы для измерения скоростей и уровней воды

Расчетная схема экспериментальной установки представлена на рисунке 5.15.

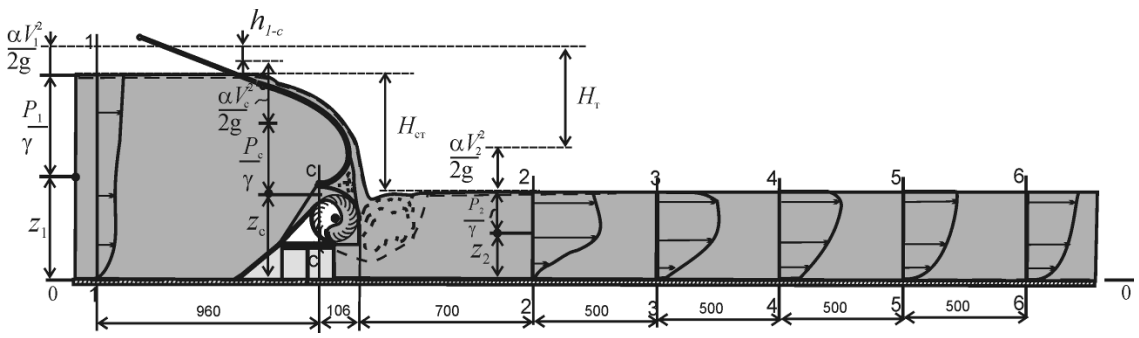


Рисунок 5.15 – Расчетная схема экспериментальной установки

По результатам проведенных исследований автором построена номограмма по эксплуатационным характеристикам водоподпорного гидроэнергетического сооружения (рисунок 5.16)

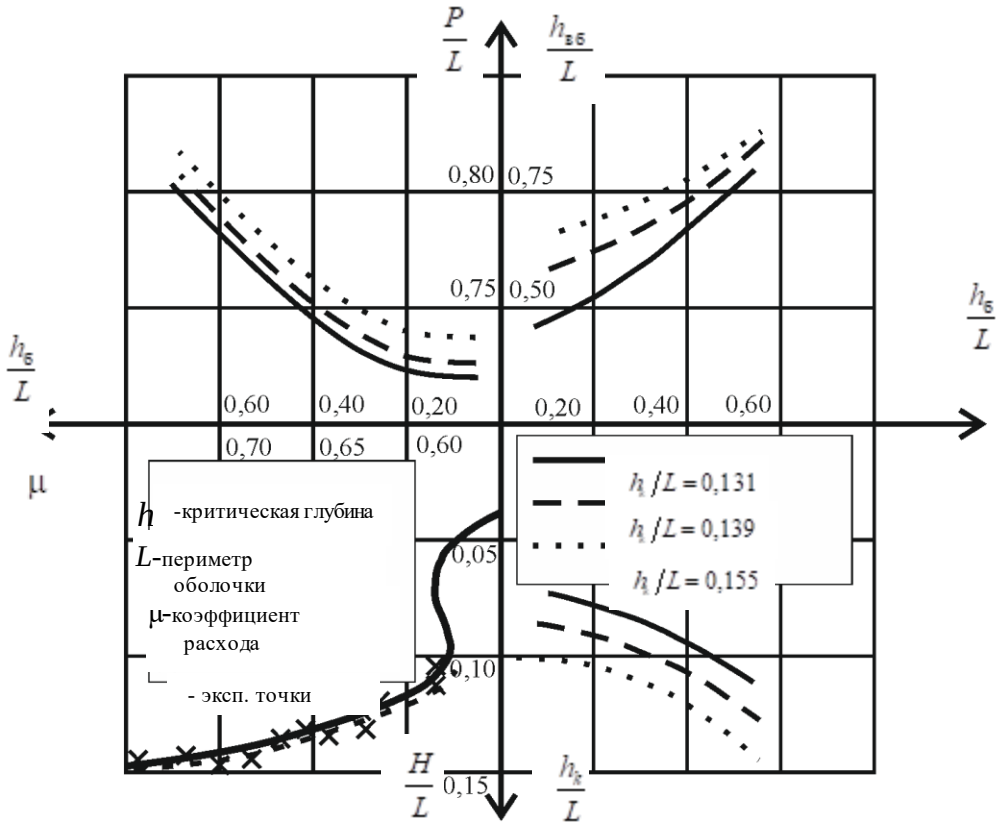


Рисунок 5.16 – Номограмма для построения эксплуатационных характеристик сооружения в нижнем бьефе

Выводы по пятой главе

1. По результатам экспериментальных исследований определены и уточнены существующие эмпирические зависимости для определения пропускной способности незамкнутых мягких и гибких водоподпорных оболочек с учётом влияния условий закрепления.

2. Разработаны расчетные положения по определению параметров гасителей энергии и рисбермы для мембранно-вантовой плотины.

3. Получены в ходе экспериментальных исследований оценочные зависимости для воздухозахватывающей способности гибких водосливов подпорно-аэрационных регулирующих сооружений.

4. В программе "Аэрация" предлагается использование подпорно-аэрационных сооружений для улучшения процессов самоочищения как малых водотоков, так и сбросных каналов. Рекомендуется в нижнем бьефе предусматривать гидравлический прыжок, близкий к критической форме сопряжения, обеспечивающий большую интенсивность аэрации потока, чем затопленный.

5. В случае недостаточной степени аэрации потока одним ПАРС рекомендуется устанавливать с учетом зоны деаэрации каскад ПАРС [6, 9].

6.Для аэрации потока можно использовать подпорно-регулирующие гидроэнергетические сооружения. Проведенные исследования позволили создать номограмму для построения эксплуатационных характеристик данного сооружения.

7. ПРГС рекомендуется использовать при напорах от 1 до 5 м для обеспечения произвомощность до 100 кВт сооружения инженерной защиты.

Глава 6 Надежность гидротехнических сооружений инженерной защиты из композитных материалов

6.1 Основные причины отказов сооружений из композитных материалов

Основными причинами аварий защитных сооружений из композитных материалов являются: срок их службы; потеря устойчивости элементов и оснований; потеря прочности, в т.ч. материалов; накопление повреждений и износ конструкций; изменение климатических, геологических и гидрологических условий и др. На основании натурных исследований мембранно-вантовых плотин, грунтонаполняемых и грунтоармированных сооружений (рисунок 6.1) автором выявлены основные причины потери их работоспособности и составлено дерево отказов (рисунок 6.2) [169].

Сооружения инженерной защиты из композитных материалов относятся к IV классу и могут быть постоянными и временными, в зависимости от их назначения [169, 261]. Они могут выполняться из композитных материалов в сочетании с традиционными [109] (таблицы 2.1-2.9).

Тип данных сооружений, их параметры и компоновку, расчётные уровни воды следует выбирать на основании сравнения технико-экономических и экологических показателей с учётом конкретного места их возведения: природных условий района и водохозяйственного прогноза, в том числе ледового и термического режима рек в верхнем и нижнем бьефах; заиления наносами и переформирования русла и берегов рек, водохранилищ; затопления территорий и инженерной защиты, расположенных на них зданий и сооружений; установленного режима природопользования (сельхозугодья, заповедники и т.п.); условий быта и отдыха населения (рекреационные зоны: пляжи, курортно-санитарные зоны и т.п.); создания польдерных систем; мероприятий, обеспечивающих требуемое качество воды; условий постоянной и временной эксплуатации сооружений; условий и методов производства работ; наличия трудовых ресурсов; требований экономного расходования основных строительных материалов; обеспечения эстетических и архитектурных требований.

При проектировании сооружений инженерной защиты необходимо обеспечить их надёжность, мероприятия по охране: окружающей среды; прилегающей территории; флоры и фауны. Должны соблюдаться условия недопущения критических состояний, т.е. технические изменения при воздействии внешних и внутренних факторов, срок долголетия, обеспечивающие их работоспособность. Для увеличения прочностных характеристик подобных конструкций необходимо применение современных композитных материалов. Однако их неоднородность может уменьшить прочностные качества, так как большинство искусственных волокон деформируется линейно-упруго [55, 57, 109, 221,].

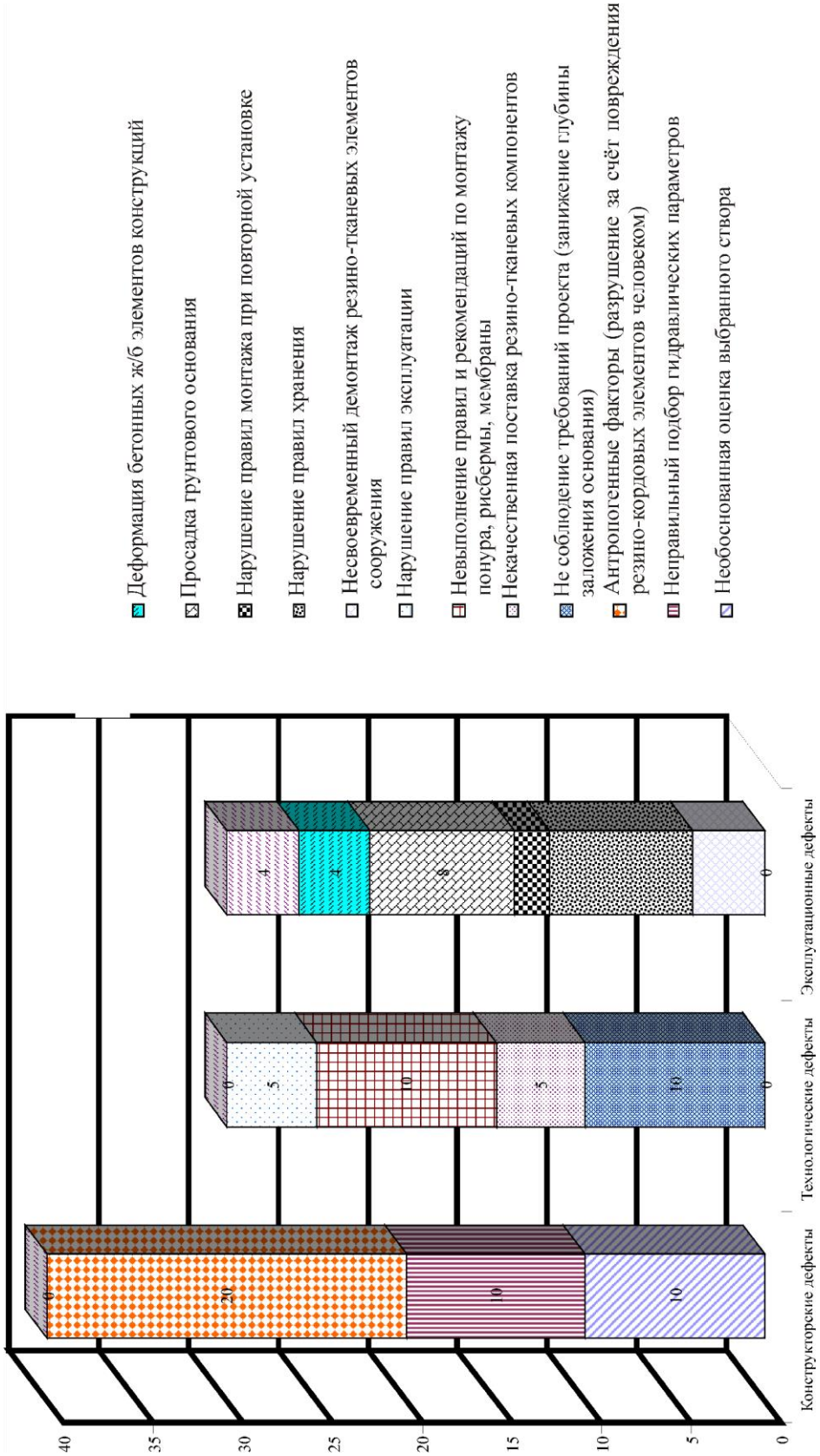


Рисунок 6.1 – Причины отказа защитных сооружений из композитных материалов

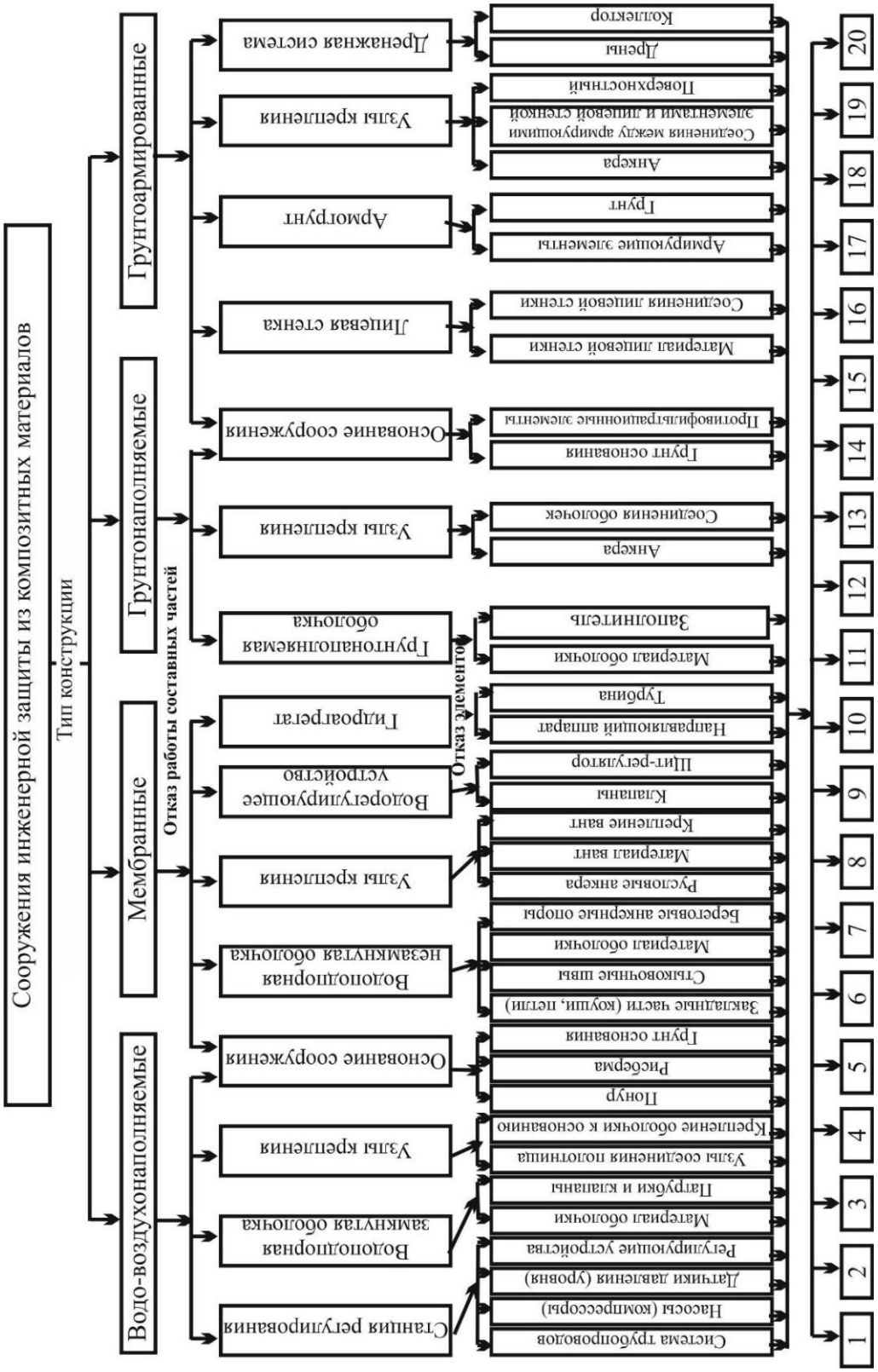


Рисунок 6.2 - Структура дерева отказов сооружений инженерной защиты из композитных (полимерных) материалов:
1 – выполнение без проекта; 2 – занижение параметров основания; 3 – неправильное устройство опалубки; 4 – осадка основа-ния; 5 – коррозия арматуры; 6 – трещины; 7 – разрушение облицовки; 8 – размыв основания; 9 – разрушение основания; 10 – прорывы водоподпорной оболочки; 11 – сдвиг грунта – заполнителя; 12 - обрыв армирующих элементов; 13 – повреждение лицевой стенки; 14 – смещение относительно проектного положения; 15 – коррозия металлических анкеров;16 – потеря устойчивости сооружений; 17 – разрыв швов; 18 – разрушение металлоконструкций руслового и берегового анкеров; 19 – разрушение дренажа; 20-просадка грунта. [136]

Методы усиления прочности грунтового основания, подпорных стен, берегозащитных сооружений являются одной из основных задач. Основным фактором устойчивости традиционного откоса в существующих методиках расчета является прочность грунта на срез. Однако прочность армированного грунта в несколько раз выше прочности его на срез, поэтому для оценки напряженно-деформированного состояния армированных откосов общепринятые методы возможных поверхностей скольжения не пригодны. В связи с этим при возведении грунтоармированных сооружений в первую очередь выполняется не расчет устойчивости конструкций, а определение их прочности. В армированном грунте допустимое касательное напряжение (девиаторная составляющая тензора напряжений) растет и арматура воспринимает растягивающее напряжение, что обеспечивает дополнительное уплотнение грунта, происходит совмещение материалов с противоположной анизотропной прочностью: грунт работает на сжатие и не воспринимает растяжение, а композитный материал работает на растяжение и не работает на сжатие. В целом конструкция способна выполнять оба вида работ, поэтому задача на устойчивость превращается в задачу на прочность и может быть решена с помощью аппарата теории упругости, приведенной во второй главе [19].

Натурные исследования показали, что в процессе эксплуатации сооружений инженерной защиты из композитных (полимерных) материалов (водоподпорных, грунтонаполняемых и грунтоармированных и др.) происходит изменение их надежности, вызванное различными повреждениями, которые разделяются на две группы в зависимости от силовых и внешних воздействий среды, которые снижают их прочность, надежность и долговечность. [10,76].

6.2 Оценка надежности защитных сооружений из композитных материалов

В основных положениях статистической теории надежности технических систем большую роль играют математические методы [19, 76].

Важную роль в становлении вероятностного направления в теории надежности сооружений, конструкций и оснований сыграли работы: Р. Стюарта; К. Уитта; М. Харра; К. Хойега; С.А. Корнелла; А.Р. Ржаницына; Н.Ф. Хоциалова; Ц.Е. Мирцхулавы; М.И. Гогоберидзе; Л.Н. Рассказова; Д.В. Стефанишина; Финогенова О.М.; Ю.М. Косиченко и др. [19][43, 37, 54].

Далее автором рассматривается пример надежности мембранно-вантовой плотины как системы, состоящей из трех основных объектов: водоподпорной оболочки, узла крепления и флютбета. В математической теории вводится понятие системы как совокупности объектов, предназначенных для выполнения самостоятельной практической задачи. Неразделимая часть системы получила название элемента [19].

Надежность элемента определяется его ресурсом, отсчитываемым от начала эксплуатации до момента выхода из строя. Принимается, что ресурс элемента является случайной величиной, имеющей большее или меньшее рассеивание. Поэтому надежность элемента характеризуется законом распределения его ресурса [20].

Если $t = \tau$ – ресурс, то закон распределения его в интегральной форме имеет вид:

$$Q(t) = \text{Вер}(\tau < t) . \tag{6.1}$$

Эта функция есть вероятность отказа элемента до момента t.Очевидно, что она полностью определяет его надежность.

Плотность функции распределения ресурса запишется в виде:

$$q(t) = \frac{dQ(t)}{dt}, \tag{6.2}$$

где $q(t)$ представляет частоту отказов его в однотипных защитных гидротехнических сооружениях, отнесенную к первоначальному их числу, и называется частотой отказов.

Основной количественной мерой надежности элементов принимается вероятность ее безотказной работы в течение заданного времени в определенных условиях, т.е. его жизненного цикла [19].

Безотказная работа элемента является противоположным событием по отношению к ее отказу, поэтому вероятность безотказной работы запишется в следующем виде:

$$P(t) = 1 - Q(t) = P(\tau > t). \tag{6.3}$$

Функция $P(t)$ характеризует вероятность того, что время t безотказной работы будет больше заданного времени. Перед началом эксплуатации вероятность её элемента $P(t)$ равна единице, то есть все элементы являются работоспособными. С течением времени, по мере постепенного выхода из строя какого-либо элемента, вероятность безотказной работы уменьшается и достигает у малонадежных элементов в период времени $T_{\max}$ нулевого значения.

Средний ресурс элемента T_0 или величина наработки на отказ определяется как математическое ожидание (среднее значение) времени жизни элемента:

$$T_0 = \int_0^\infty \text{tg}(t) dt . \tag{6.4}$$

Применив интегрирование по частям, среднее время службы элемента можно выразить в функции вероятности безотказной работы:

$$T_0 = \int_0^\infty \text{tg}(t) dt = -tP(t)\Big|_0^\infty + \int_0^\infty P(t)\, dt .$$

Первая часть интеграла равна нулю, поэтому

$$T_0 = \int_0^{\infty} P(t)\,dt\ . \qquad (6.5)$$

Наработка на отказ T_0 геометрически выражается площадью, располагаемой над кривой $P(t)$.

Характеристики их надежности получают при наличии данных по фактическим ресурсам элементов, используя статистические процедуры по результатам наблюдений за эксплуатацией ряда оболочечных конструкций из композитных материалов одинаковой типовой конструкции и находящихся в сходных климатических и гидрогеологических условиях, содержащих данный элемент. При этом учитывают сроки службы только тех элементов, которые полностью отработали свой ресурс в течение срока наблюдений. Для получения с одинаковой точностью показателей надежности элемента необходимо выбирать для наблюдения значительное число однотипных конструкций. Практически для часто отказывающих элементов показатели надежности можно установить наблюдением за 30–40 гидротехническими сооружениями, в том числе из композитных (полимерных) материалов; а для выявления показателей надежности редко отказывающих элементов, требуется наблюдать уже за 100 и более гидротехническими сооружениями, что не всегда возможно.

Вероятности отказов $Q(t)$ и безотказной работы $P(t_i)$ можно получить из результатов опытов по определению сроков службы элементов с помощью следующих формул:

$$Q(t_i) = \frac{1}{N}\sum_{i=1}^{k} n_i\ , \qquad (6.6)$$

$$P(t_i) = 1 - \frac{1}{N}\sum_{i=1}^{k} n_i\ , \qquad (6.7)$$

где n_i – число отказавших элементов за время t_i; N – число исправных элементов к концу рассматриваемого периода; t_i – i-й интервал времени.

Фундаментальное значение в теории надежности имеет понятие об интенсивности отказов, которая характеризует надежность в данный момент времени. Эта локальная характеристика надежности определяется следующим образом.

Рассмотрим один из интервалов времени, на который делится срок службы ряда элементов. Этот i-й интервал времени ограничен пределами t_{i-1} и t_i. В течение этого интервала за каждую единицу времени будет иметь место следующее число отказов:

$$\lambda(t_i) = \frac{n_i}{N_{i-1}\cdot \Delta t}\ , \qquad (6.8)$$

где N_{i-1} – число элементов, исправных к началу рассматриваемого интервала (к моменту времени t_{i-1}) и определяемое по формуле:

$$N_{i-1} = N - \sum_{i=1}^{i-1} n_i \ . \tag{6.9}$$

Но эта же величина может быть определена по зависимости:

$$N_{i-1} = N \cdot P\left(t_{i-1}\right).$$

В этом случае интенсивность отказов элемента будет равна

$$\lambda\left(t_i\right) = \frac{1}{P\left(t_{i-1}\right)} \cdot \frac{n_i}{N \cdot \Delta t} = \frac{q\left(t_i\right)}{P\left(t_{i-1}\right)}. \tag{6.10}$$

Уменьшая число интервалов времени работы элемента в пределе, получаем

$$\lambda\left(t_i\right) = \frac{q\left(t_i\right)}{P\left(t_i\right)} \ , \tag{6.11}$$

т.е. интенсивность отказов $\lambda\left(t_i\right)$ равна числу отказов за единицу времени, отнесенному к числу не отказавших к данному моменту элементов, что является локальной характеристикой надежности.

Интенсивность отказов элемента, как и другие показатели надежности, могут быть непосредственно найдены из опыта натурных данных с помощью формул (6.1)–(6.11). Выявление эмпирической функции интенсивности отказов производится аналогично тому, как это делается при определении плотности распределения срока службы [225][309].

Следует отметить, что рассматриваемые характеристики надежности $q(t)$, $Q(t)$, $P(t)$ и $\lambda(t)$ имеют физический смысл только по отношению к относительно большому количеству элементов. Для каждого отдельного элемента в подавляющем большинстве случаев ресурс является случайным, однако для большого количества элементов характеристики надежности носят вполне закономерный характер.

Найдем зависимости между вероятностью безотказной работы P(t) и интенсивностью отказов $\lambda(t)$.

Из уравнений (6.1)–(6.3) следует, что

$$q\left(t_i\right) = \frac{dQ\left(t_i\right)}{dt} = -\frac{dP\left(t_i\right)}{dt}. \tag{6.12}$$

Так как

$$\lambda\left(t_i\right) = q\left(t_i\right) / P\left(t_i\right),$$

то $q\left(t_i\right) = \lambda\left(t_i\right) \cdot P\left(t_i\right)$.

Подставляя значение $q(t_i)$ в уравнения (6.1)–(6.12), имеем

$$\lambda(t_i)\cdot P(t_i)=\frac{dP(t_i)}{dt} \quad \text{или} \quad \frac{dP(t_i)}{P(t_i)}=\lambda dt\,.$$

Интегрируя дифференциальное уравнение при начальном условии $P(0)=1$, находим

$$P(t)=e^{-\int_0^t \lambda(t)dt}\,. \tag{6.13}$$

Это уравнение, связывающее вероятность безотказной работы с интенсивностью отказов, является одним из основных в статистической теории надежности.

Рассмотренные характеристики надежности элементов связаны между собой, так как они характеризуют распределение сроков службы их.

Для упрощения обработки информации целесообразно уменьшить число характеристик надежности элементов, т.е. в общем случае можно характеризовать их тремя показателями: вероятностью безотказной работы $P(t)$; наработкой на отказ T_0; интенсивностью отказов $\lambda(t)$, при этом в большинстве случаев можно ограничиться наиболее универсальной характеристикой – интенсивностью отказов $\lambda(t)$.

В процессе эксплуатации сооружений из композитных материалов должна проводиться замена элементов при их отказе новыми (например, водоподпорной оболочки). В связи с этим имеют место потоки отказов и восстановлений (путем замены) элементов сооружения.

Частота отказов и восстановлений в этом потоке определяется надежностью элементов, а с увеличением надежности частота указанных событий уменьшается и в пределе равна нулю.

Практика показывает, что среднее время восстановления почти не меняется с увеличением времени эксплуатации:

$$K_{\text{г}}=T/(T+T_{\text{в}}), \tag{6.14}$$

где T – среднее время между отказами; $T_{\text{в}}$ – среднее время восстановления.

Коэффициент готовности показывает долю времени работы гидротехнического сооружения в течение времени, предназначенного для его функционирования. Практически коэффициент готовности – это вероятность того, что сооружение будет работоспособным в произвольный момент времени в промежутках между выполнениями планового технического обслуживания.

Возникающие в сооружении отказы и неисправности устраняются с помощью ремонтных работ, а в случае отказа каких-то его элементов некоторое время оно находится в нерабочем состоянии. Таким образом, время эксплуатации сооружения состоит из чередований случайных интервалов времени нахождения в исправном и неисправном состояниях.

Следует отметить, что в сооружениях из композитных материалов они могут быть незначительны в зависимости от конструкции, что и предусматривается в разработанных автором технических решениях (патентах) .

С течением времени ухудшаются эксплуатационные качества сооружения, вследствие чего постепенно уменьшается среднее время ее безотказной работы. Поэтому коэффициент готовности в общем случае представляет собой функцию времени:

$$K_{\Gamma} = f(T).$$

В статистической теории надежности рассматриваются вопросы резервирования элементов, блоков и систем. Математические модели резервирования при нагруженном и ненагруженном резерве позволяют оценить повышенную надежность при знании показателей надежности составляющих элементов, т.е. в случае нагруженного резерва элемент находится в одном и том же режиме до и после включения в работу, но если имеется один основной n и (n – 1) резервных элементов и все элементы имеют одинаковую надежность $p(t)$ и ненадежность $q(t) = 1 - p(t)$, то надежность резервной группы определяется следующим образом:

$$P_n = 1 - \left[1 - p(t)\right]^n , \tag{6.15}$$

а её ненадежность

$$Q(t) = q^n(t) . \tag{6.16}$$

Повышение надежности группы элементов соответственно снижает ее ненадежность за счет резервирования. Это наблюдалось в натурных исследованиях при установке каскада подпорно-аэрационных сооружений в Азовском районе. Применив роль связей системы взаимодействия по надежности, что возможно при выявлении структурно-логическим моделированием работоспособности её, можно при первом приближении оценки обобщенных показателей надежности гидротехнических сооружений использовать гипотезу независимости элементарных отказов и «наиболее» слабого звена, откуда и будут получены формальные зависимости для выражения оценок работоспособности объектов. Задача системной надежности защитных инженерных сооружений может быть поставлена как задача оценки интегральных показателей её выделяемой системы на основе композиции показателей надежности ее структурных единиц. При этом следует иметь в виду, что для защитных ГТС-объектов, которые не имеют развитой сетевой структуры, она существенно усложняется и требует как формальных, так и эвристических подходов к решению.

Роль связей, при помощи которых происходит взаимодействие элементов системы по надежности, выявляется при структурно-логическом моделировании ее работоспособности. В первом приближении при оценке обобщенных показателей надежности ГТС как систем можно использовать гипотезы независимости элементарных отказов и «наиболее слабого звена», что

позволяет получить формальные выражения для нижних и верхних оценок работоспособности объектов:

– при последовательном соединении элементов:

$$\prod_{i=1}^{n} V(e_i) \le V_c \le V(e_i)_{\min},$$

где n – количество последовательно соединенных элементов в системе; $V(e_i)$ – вероятность безотказной работы i-го элемента последовательного соединения; Vс – вероятность безотказной работы системы; $V(e_i)_{\min}$ – вероятность безотказной работы наименее надежного элемента системы;

– при параллельном соединении:

$$\prod_{j=1}^{m} Q(e_j) \le Q_c \le Q(e_i)_{\min},$$

где m – количество параллельно соединенных элементов в системе; $Q(e_j)$ – вероятность отказа j-го элемента системы; Q_c – вероятность отказа системы; $Q(e_i)_{\min}$ – вероятность отказа самого надежного из j-х элементов.

Для уточнения значений показателей надежности конструкций защитных ГТС из композитных материалов и их элементов можно использовать метод пространства состояний для оценки системной надежности: элементов грунтового противофильтрационного устройства (ПФУ); водоподпорной оболочки; береговой анкерной опоры [4][8].

В случае грунтового ПФУ оценивается вероятность отказа водоупорного элемента и фильтров (переходных зон) с учетом корреляционных связей между их отказами.

Для упрощения процедуры вероятностных расчетов параметрической надежности сооружений, в том числе и с учетом времени, используется метод условных функций риска, в котором действующие факторы и их комбинации представляются четными множествами случайных процессов. При этом учитываемые факторы и их комбинации могут разбиваться на классы в зависимости от свойств и интенсивности факторов таким образом, чтобы формировать полные группы событий по расчетным диапазонам влияния факторов на надежность объекта – от отсутствия влияния до воздействия максимально возможной интенсивности.

Принимая ресурс как меру долговечности, которая зависит от интенсивности использования объекта, например, подпорного сооружения, старение зависит от интенсивности его износа – необратимого ухудшения показателей состояния во времени в результате эксплуатации и действия факторов окружающей среды.

Старение защитных сооружений из композитных материалов рассматривается в двух аспектах: как объективный процесс исчерпания во времени заданных полезных свойств объекта по учитываемым критериям долговечности; как процесс накопления во времени необратимых физико-химических изменений в материалах и грунтах, структурно-функциональных единицах объекта, каких-либо изменений, ведущих к ухудшению качества и исчерпанию его заданных полезных свойств.

Также защитные инженерные сооружения из композитных (полимерных) материалов подвержены всем видам износа – моральному, физико-химическому, биологическому, экономическому, экологическому, социальному. Для рассматриваемых современных сооружений большое значение имеет физико-химический износ (далее – износ).

При этом выделяются следующие признаки износа: изменение геометрических размеров; ухудшение физико-механических параметров композитных материалов и грунтов; повреждение и/или выход из строя отдельных элементов; повреждения в самом теле сооружения и/или основаниях.

Основываясь на основных положениях методологии оценки назначенного и остаточного ресурса для рассматриваемых автором защитных сооружений по критериям риска, в качестве меры ресурса выбирается любой подходящий параметр, характеризующий как продолжительность, так и интенсивность эксплуатации объекта. При этом для обеспечения требуемой надежности назначается верхняя и нижняя граница риска. Оценка назначенного ресурса - нижняя граница – характеризует проектный риск, допускается в зависимости от характеристик сооружения. Верхняя граница риска устанавливается, исходя из требований надежности и безопасности в водохозяйственной отрасли. Поскольку текущий риск на объекте не должен превышать критической величины, то значению соответствует определенный (предельный) ресурс объекта, т.е. как назначенный ресурс [225, 309].

Для обеспечения безопасности защитных сооружений из композитных материалов разработаны, используя опыт натурных обследований и существующие критерии их безопасности, специальные методы и мероприятия по предупреждению аварий. В них входят: предельные значения количественных и качественных показателей их состояния; условий эксплуатации, соответствующих допустимым значениям риска аварий с учетом квалификации работников эксплуатационных служб, т.к. ошибки обслуживающего персонала в большей степени возникают из-за несоблюдения правил технической эксплуатации или низкого их качества, что должно учитываться при проектировании [257].

Одним из условий повышения надежности гидротехнических сооружений инженерной защиты из композитных материалов являются: типизация основных элементов; специализация и

индустриализация ремонтных работ, а также создание новых оптимальных конструкций и их элементов, что и отражают новые технические решения автора.

Повышение безопасности инженерной защиты, в том числе защитных сооружений, зависит от знаний влияния отдельных факторов, обеспечивающих общую надежность работы всей системы.

Одним из самых важных вопросов надежности защитных сооружений из композитных материалов и всей системы в целом является качество материала, из которого выполнены элементы (конструкции), их постепенное старение, что влияет на устойчивость, прочность, координацию и их взаимодействие, а также и приводит к отказам в работе или нарушению определенного цикла.

При этом следует отметить, что на основе натурных исследований сам процесс старения проходит по-разному (быстрее или медленнее) в зависимости от условий эксплуатации и качественных особенностей самого материала. Следует уделять особое внимание факторам, ускоряющим процесс старения материала: замораживание; оттаивание; изменение температурного и водного режимов (например, в паводок элемент сооружения находится в воде, а в меженный период – на поверхности); воздействие ультрафиолетовых лучей, качественный биотонический состав воды и др. Имея ситуацию отказов, определяют факторы, которые их вызывают.

На основании предложенной Ц.Е. Мирцхулавой формулы демографии при рассмотрении выхода из строя объектов гидротехники можно предложить следующую зависимость [21, 38]:

$$K_{б} = Ke^{\xi\chi+c\psi^2}\ , \tag{6.17}$$

где $K_{б}$ – коэффициент вероятности разрушения сооружений в зависимости от срока службы и прогноза долголетия; K, ξ, ψ – постоянные обработки статистических данных мониторинга количественного и качественного анализа состояния конкретного объекта (сооружения) и его элементов. На основании математической теории надежности и контрольно-информационных карт, паспорта или декларации защитных гидротехнических сооружений, в зависимости от срока их службы (реконструкции) можно выявить прогноз их существования.

Статистическую опасность отказов работы защитного сооружения или его элементов $\lambda(t)$ определяют согласно зависимости [8,9][13, 19]:

$$\sum_i\sum_n \lambda(t) = \sum_i\sum_n a(t) \Big/ \sum_i\sum_n P(t), \tag{6.18}$$

где $\sum_i\sum_n P(t) = \sum_i\sum_n \left(1-Q(t)\right)$ – сумма статистической вероятности безотказной работы или надежность устойчивости; $P(t)$ – вероятность исправной работы за определенный отрезок времени; $Q(t)$ – степень риска (степень ненадежности); $a(t)$ – вероятностный параметр [19].

Согласно основному уравнению старения или обобщенному уравнению Аррениуса мгновенная прочность сооружения может быть представлена как

$$\ln S = \ln S_0 - K'' t e^{-Q/E}, \tag{6.19}$$

где S – мгновенная прочность; S_0 – начальная прочность; Q – энергия активизации; E – энергия реакции; K'' – константа, включающая K и K' и являющаяся функцией концентрации веществ и их природы, K – константа, зависящая от материала; K' – константа, характеризующая размер дефекта [76, 16].

Отсюда следует, что для увеличения срока службы сооружения необходимо найти новые решения для повышения прочности и устойчивости элементов и всего сооружения в целом с течением времени, используя энергию активизации и избирая материалы по соответствию с их долговременностью, а также используя их память на определенные события, т.е. улучшать качество физико-механических свойств материалов во времени, например, металлокорда, водоподпорную оболочку выполнить из материала, обладающего большими прочностными характеристиками, например, из композитных наноматериалов, т.е. при изготовлении их добавлять наночастицы лития или другие. Необходимо также учитывать работу сооружений по элементам конструкций, подбирая при этом необходимый материал и заранее обеспечивая ему определенные качества.

Показателем надежности и долговечности работы сооружения считают показатель вероятностной безотказной работы P каждого элемента в действительности. Затем проводят подсчет для всей конструкции в целом, причем $\sum P_{\text{рас}} \geq \sum P_{\text{тр}}$, где $\sum P_{\text{рас}}$ – расчетные значения вероятности безотказной работы, $P_{\text{тр}}$ – требуемое значение вероятности безотказной работы, учитывая при этом, что оно должно быть в пределах $P_{\text{тр}} = 0,9 - 0,95$.

Из вышеизложенного следует, что экономическая эффективность сооружения получается отрицательной, т.к. закладывается дополнительная прочность составных его частей, а также учитывается экологическое воздействие на окружающий ландшафт. Результат эффективности данных объектов необходимо считать с учетом сокращения затрат на ликвидацию и предупреждение аварийных ситуаций, т.е. ущербов [20, 37].

Влияние повреждений, например, грунтоармированного элемента, состоящего из лицевой поверхности (стенки), армирующих лент, узлов креплений, оценивается общим коэффициентом надежности (или запаса):

$$\gamma_0 = \gamma_m \gamma_c \gamma_f \gamma_n,$$

где γ_m - коэффициент надежности по материалу; γ_c - коэффициент условий работы; γ_f - коэффициент надежности по нагрузке; γ_n - коэффициент надежности по назначению.

Относительная надёжность при эксплуатации $Y = \gamma / y_0$, а повреждаемость $\varepsilon = 1 - y$, где y – фактический коэффициент надежности строительной конструкции с учетом имеющихся повреждений, а общая [10] оценка повреждаемости будет определяться по следующей зависимости, согласно [37]:

$$\varepsilon_{общ} = \frac{\lambda_1\varepsilon_1 + \lambda_2\varepsilon_2 + ... + \lambda_i\varepsilon_i}{\lambda_1 + \lambda_2 + ... + \lambda_i},$$

где $\varepsilon_1, \varepsilon_2, ..., \varepsilon_i$ – максимальные величины отдельных элементов конструкции; $\lambda_1, \lambda_2, ..., \lambda_i$ - коэффициенты значимости отдельных элементов, которые назначаются на основе натурных исследований. Далее рассмотрим оценку надежности работы мембранно-вантовых конструкций, т.к. имелся наибольший опыт их эксплуатации.

6.3 Оценка надёжности работы мембранно-вантовой плотины из композитных материалов

Работа плотин мембранно-вантовой защитной конструкции основана на гидравлике потока жидкости и применялась для создания напора воды на малых реках и каналах, обеспечивая их сохранность, безопасность населения при сгонно-нагонных явлениях и т.п., т.е. с повышением уровня воды в верхнем бьефе увеличивается высота плотины и наоборот.

В работе [21, 38] отмечено, что повышение безопасности гидротехнических сооружений, которые являются сложной системой, требует знаний о влиянии отдельных факторов, обеспечивающих общую надёжность их работы. На основании теоретических и аналитических исследований [7, 8] разработаны комплексы мероприятий по повышению надёжности и безопасности работы плотины мембранно-вантовой конструкции. При обосновании надёжности работы мембранно-вантовой плотины, производится разбивка на элементы системы, характеризующиеся начальными, переходными и конечными параметрами состояния, подразделяющимися на три вида: влияющие на работоспособность лишь самого элемента, но не сооружения в целом; всей плотины в целом; других его элементов; в то же время может иметь элементы, техническое состояние которых практически не влияет на общую работоспособность работы плотины мембранно-вантовой конструкции, а некоторые из них могут иметь отказы, приводящие к его разрушению. При анализе надёжности необходимо учитывать работоспособность всех этих элементов. Очевидно, что для получения объективных оценок надёжности необходимо провести связь между их безаварийной работой и вероятностными характеристиками возмущающих параметров, которым свойственны случайные погрешности [6, 10]. На основании принципов надёжности и безопасности работы мембранно-вантовой конструкции плотин, изложенных в работах [

[8,9,10], предложена схема разбиения этой конструкции на основные элементы с указанием причин отказов и мероприятий по их устранению (рисунок 6.3) Для перехода от сезонной к постоянной эксплуатации данного класса сооружений необходимо помимо мероприятий по повышению надёжности предусмотреть мониторинг для решения следующих задач, поставленных и частично рассмотренных в [224,308]: напряжённо-деформированное состояние элементов и узлов системы под действием статической и динамической нагрузки; вибрация, связанная с увеличением кинетической энергии потока; изучение процессов, происходящих в основании сооружения.

Автором предлагается одновременно решить задачу оптимизации, связанную с подбором параметров её конструкции и современных материалов для всех элементов сооружения, что обеспечит безотказную работу сооружения в течение продолжительного времени.

Для решения поставленных задач в гидротехнической лаборатории ФГБОУ ВПО «Новочеркасская государственная мелиоративная академия» (согласно договору) были проведены экспериментальные исследования, показывающие изменения работы плотины мембранно-вантовой конструкции из композитного материала, вызванные различными повреждениями, которые разделяются на две группы в зависимости от воздействий силовых нагрузок и внешней среды, которые снижают прочность и долговечность. Обработка данных велась методами математической статистики на ЭВМ в программе Excel.

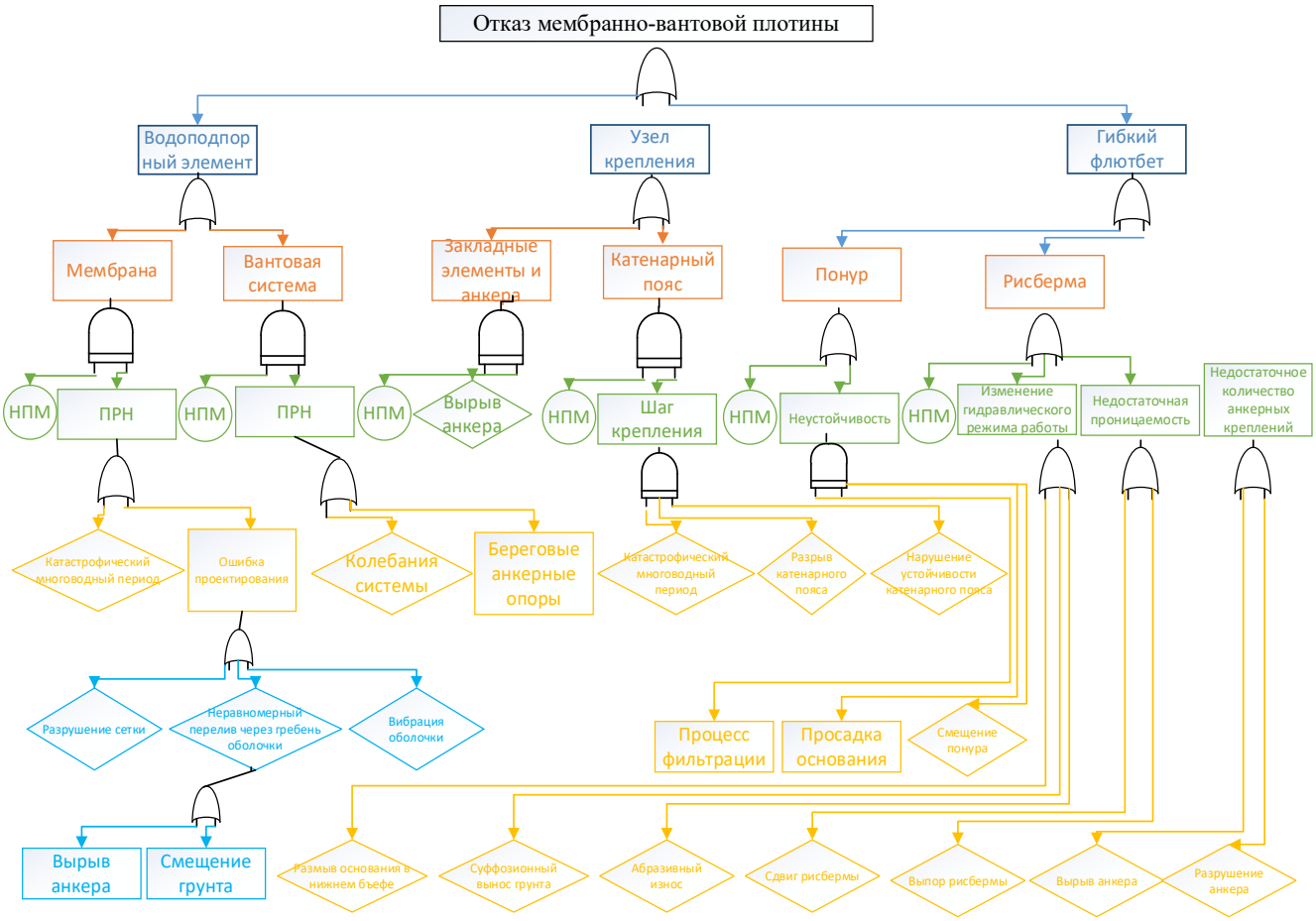


Рисунок 6.3 – Дерево отказов плотин мембранно-вантовой плотины

При разбиении конструкции на 5 элементов с равной вероятностью отказа должно соблюдается условие $P_1=P_2=P_3=P_4=P_5$, где P_1 – вероятность отказа понура; P_2 – вероятность отказа рисбермы; P_3 – вероятность отказа мембраны; P_4 – вероятность отказа узла крепления мембраны к понуру; P_5 - вероятность отказа вантовой системы.

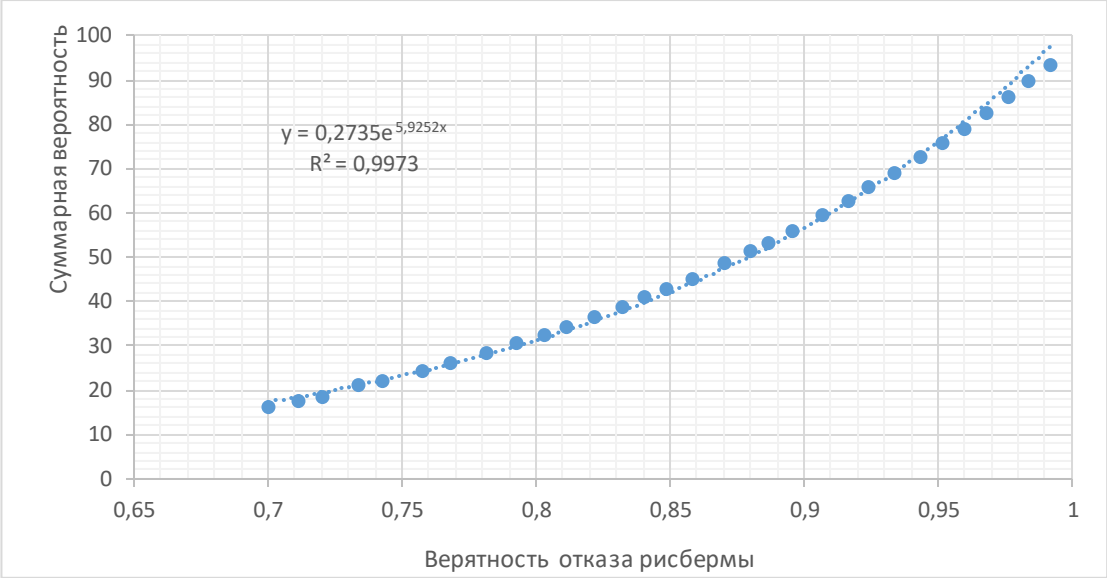


Рисунок 6.4 – График отношения вероятности отказа рисбермы от суммарной вероятности отказа всего сооружения

На рисунке 6.4 представлен график зависимости частной вероятности отказа рисбермы X от суммарной вероятности отказа всего сооружения. Ось Y являет собой вероятность выхода из строя всего сооружения $P_{сумм}$, а ось X - частную вероятность отказа рисбермы. На основании приведенного анализа графиков получены эмпирические зависимости, приведенные ниже. Эмпирическая зависимость отказа всего сооружения от отказа рисбермы, подчинённая экспоненциальному закону распределения, с аппроксимирующим значением R^2=0,9979 будет иметь вид:

$$P_{сумм}=0,2735e^{5,9549X}, \quad (6.20)$$

или в формализованном виде:

$$P_{сумм}=Ae^{BX}, \quad (6.21)$$

где A, B – эмпирические коэффициенты, равные: A=0,0027; B=5,9549.

Формула (6.20) по сути является частным случаем формулы долголетия, представленной в [7][12].

Учитывая работы [8,9][13,19], выводим формулу для оценки общей повреждённости мембранно-вантовой плотины из композитного материала:

$$\varepsilon=\frac{\alpha_1\varepsilon_1+\alpha_2\varepsilon_2+\alpha_3\varepsilon_3+...\alpha_i\varepsilon_i}{\alpha_1+\alpha_2+...\alpha_i}, \quad (6.22)$$

где $\varepsilon_1,\varepsilon_2...\varepsilon_i$ - максимальная величина повреждения отдельных элементов конструкции; $\alpha_1,\alpha_2...\alpha_i$ - коэффициенты значимости отдельных элементов конструкции (по таблице 6.1).

При оценке величин повреждения учитывают их максимальную величину, так как авария обычно происходит из-за наличия критического дефекта в отдельном элементе конструкции.

Коэффициенты значимости элементов в формуле (6.22) устанавливаются на основании экспертных оценок и накопленного инженерного опыта [1, 3], изученных резино-тканевых элементов и характера разрушения. По данным наблюдений за работой конструкции в лабораторных условиях и на основании натурных данных обследованных сооружений приняты следующие коэффициенты значимости $_{\alpha}$, приведённые в таблице 6.1.

Таблица 6.1 – Значения коэффициента значимости α для элементов плотины мембранно-вантовой конструкции

Наименование элемента плотины	Величины коэффициента α элементов
Понур	8
Мембрана	6
Узел крепления мембраны к понуру	4
Вантовая система	7
Рисберма	5

Относительная оценка повреждённости мембранно-вантовой плотины производится по формулам (6.23)-(6.28):

$$x = 1 - \varepsilon, \tag{6.23}$$

где ε - величина повреждения плотины мембранно-вантовой конструкции через t лет её эксплуатации, определяем по формуле:

$$\varepsilon = 1 - e^{-\lambda t}, \tag{6.24}$$

где $\lambda = \frac{-\ln y}{t\phi}$ - постоянная износа, определяемая по данным обследования; y - относительная надёжность, определяемая по категории технического состояния (таблица 6.2); $t\phi$ - срок эксплуатации в годах на момент обследования.

Срок эксплуатации мембранно-вантовой плотины до капитального ремонта определяется по формуле:

$$t = \frac{0{,}16}{\lambda}, \tag{6.25}$$

где λ - постоянная износа.

Срок эксплуатации до аварийного состояния:

$$t_{0} = \frac{0{,}22}{\lambda}. \tag{6.26}$$

Относительная надёжность конструкции при эксплуатации:

$$y = \frac{\gamma}{\gamma_0}, \tag{6.27}$$

где γ - фактический коэффициент надёжности мембранно-вантовой плотины с учётом имеющихся повреждений; γ_0 - общий коэффициент надёжности (или запаса).

Общий коэффициент надёжности определяется по формуле

$$\gamma_0 = \gamma_m \gamma_c \gamma_f \gamma_n \ , \qquad (6.28)$$

где γ_m - коэффициент надёжности по материалу; γ_c - коэффициент условий работы; γ_f - коэффициент надёжности по нагрузке; γ_n - коэффициент надёжности по назначению. Общий коэффициент надежности, вычисленный по формуле (6.28), будет являться определяющим на протяжении всего последующего расчёта.

Далее на рисунке 6.5 представлен алгоритм расчёта надёжности мембранно-вантовой плотины из композитного материала.

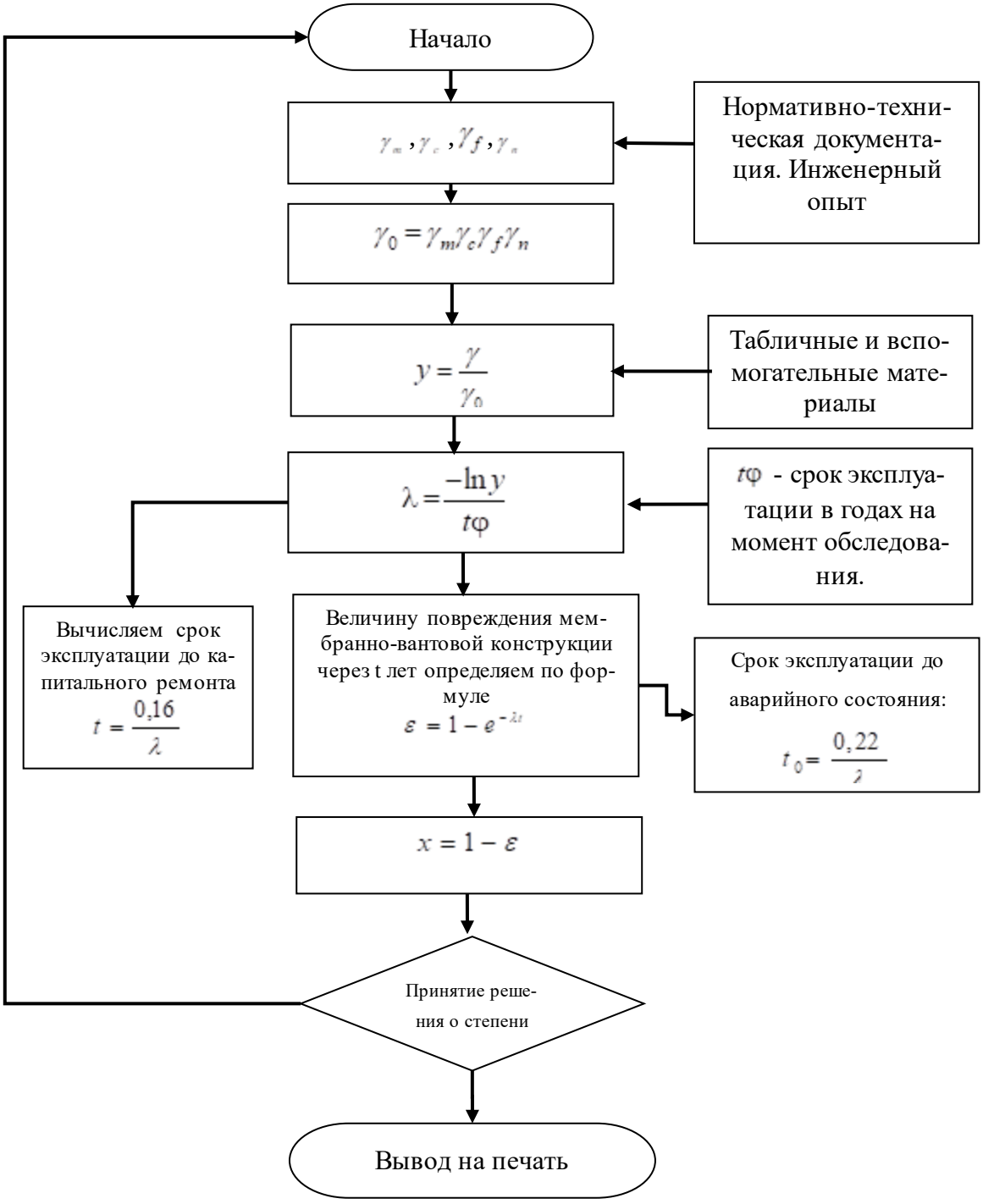


Рисунок 6.5 – Алгоритм расчёта надёжности мембранно-вантовой плотины из

композитного материала

Значения и , а так же приближённая стоимость С ремонта первоначального состояния сооружения в процентах по отношению к первоначальной стоимости для различных категорий технического состояния приведены в таблице 6.2, расчёт производился на основе методик, изложенных в следующих источниках[12, 13].

На рисунке 6.6 представлен график распределения вероятностей отказов для каждого элемента плотины мембранно-вантовой конструкции и суммарная вероятность отказа всего сооружения в целом. Обработка данных велась методами математической статистики на ЭВМ в программе Excel. Точками на графике обозначены вероятности отказов для характерных сценариев аварий, а кривые являются линиями аппроксимации.

Таблица 6.2 – Сводная таблица по определению технического состояния

Категория технического состояния	Описание технического состояния	Относ. надёжность $y=\frac{\gamma}{\gamma_0}$	Отказы $x=1-\varepsilon$	Стоимость ремонта С, %
1	Нормальное исправное состояние. Отсутствуют видимые повреждения. Выполняются все требования действующих норм и проектной документации. Необходимости в ремонтных работах нет.	1	0	0
2	Удовлетворительное работоспособное состояние. Обеспечиваются нормальные условия эксплуатации. Требуется мелкий ремонт.	0,95	0,05	0-11
3	Ограниченно работоспособное состояние. Для продолжения нормальной эксплуатации требуется ремонт по устранению повреждённых конструкций.	0,85	0,15	12-36
4	Неудовлетворительное (неработоспособное) состояние. Существующие повреждения свидетельствуют о непригодности к эксплуатации. Требуется капитальный ремонт.	0,75	0,25	37-90
5	Аварийное состояние. Требуется демонтаж плотины. В ходе ремонта проводится замена аварийных узлов.	0,65	0,35	90-100

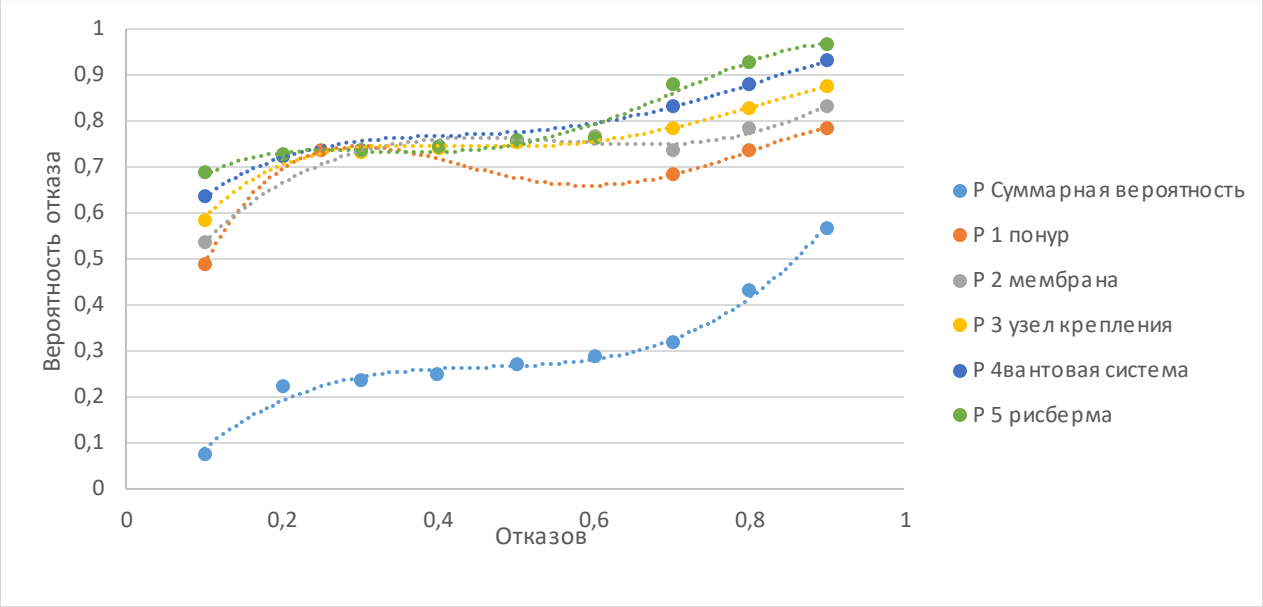


Рисунок 6.6 – График распределения вероятностей отказов мембранно-вантовой плотины

Формула вероятности отказа вантовой системы с достоверностью аппроксимации:

$$P=-Ax^4+Bx^3+Cx^2+Dx+K, \quad (6.29)$$

где A,B,C,D,K–эмпирические коэффициенты (таблица 6.3).

Мероприятия по повышению безопасности и надёжности работы плотины мембранно-вантовой конструкции представлены на рисунке 6.7.

Таблица 6.3 – Результаты оценки вероятности отказов элементов мембранно-вантовой плотины

№	Вероятность отказа	Обозначение	Коэффициенты					R^2
			A	B	C	D	K	
1	Вантовой системы и береговых анкеров	$P_{вб}$	-0,0006	0,0125	-0,0929	0,0284	0,4178	0,995
2	Рисбермы	$P_{рб}$	-0,0007	0,0136	0,089	0,024	0,5394	0,981
3	Понура	$P_{п}$	-0,0004	0,0116	-0,1163	0,4617	0,1561	0,911
4	Узла крепления	$P_{у}$	-0,0005	0,0122	-0,1007	0,3433	0,3506	0,988
5	Мембраны	$P_{м}$	-0,004	0,0119	-0,1085	0,4025	0,2533	0,955



Рисунок 6.7 – Мероприятия по повышению надёжности и безопасности работы плотины мембранно-вантовой конструкции из композитного материала.

Данные мероприятия позволят обеспечить более широкое внедрение мембранно-вантовой конструкции из композитных материалов в качестве водоподпорного сооружения инженерной защиты, в том числе при ее реконструкции.

Выводы по шестой главе

1. Автором на основе натурных и лабораторных исследований конструкций обоснованы основные причины отказов защитных сооружений из композитных материалов и создана структура дерева отказов сооружений инженерной защиты из композитных материалов, определены коэффициенты прогнозов и показатели их надежности и долговечности.

2. На основании анализа эксплуатационного периода мембранно-вантовых плотин, новых технологических решений экспериментальных и теоретических исследований автором разработаны научно-обоснованные мероприятия по повышению их безопасности и надёжности работы. Установлены зависимости (6.19)…(6.27), характеризующие надёжность работы каждого элемента плотины мембранно-вантовой конструкции.

3. Выполнена оценка надежности мембранно-вантовой плотины для условий малых водотоков.

Глава 7 Результаты внедрения, технология, организация строительства и эксплуатации, перспективы внедрения и оценка экономической эффективности сооружений инженерной защиты из композитных материалов

Для широкого внедрения защитных сооружений в практике водохозяйственного строительства, включающих в себя подпорно-регулирующие, водопроводящие, берегозащитные, подпорно-регулирующие аэрационные, мобильные гидроэнергетические и другие конструкции из композитных материалов, определены области и диапазоны их применения, разработаны рекомендации и нормативные документы. Различные типы данных сооружений внедрены в Южном Федеральном округе, в том числе Краснодарском и Ставропольском краях, Ростовской области.

7.1 Строительство и эксплуатация мембранно-вантовых плотин в натурных условиях

После выбора створа для установки мембранно-вантовых плотин выполняется разметка положения береговых и русловых анкеров.

Общий вид плотины, построенной на Ольгинском полигоне Аксайского района Ростовской области, представлен на рисунке 7.1.



Рисунок 7.1 – Мембранно-вантовая плотина на Ольгинском полигоне Аксайского района Ростовской области

В процессе натурных исследований было проведено следующее: нормирование процесса возведения сооружения; проверка соответствия изделия проекту; определение удобства и безопасности монтажа, демонтажа, обслуживания и ремонта; определение эксплуатационной надёжности; соответствие с данными проекта. Проверка значения отклонения максимальной пропускной способности мембранно-вантовых плотин от расчётной при максимальном значении подпора производилась по методу «скорость – площадь». Измерялся расход воды через гребень водоподпорной оболочки при максимальном напоре, равном 1,1 м. Проверка уровня ВБ и НБ осуществлялась водомерной рейкой по методу «скорость – площадь».

В комплекс строительно-монтажных работ по возведению плотин с водовыпускными устройствами входят: подготовительные работы; монтажные работы; проверочные работы.

Подготовительные работы включают в себя: создание временных перемычек и организацию водоотлива; подготовку котлованов под основание плотины и береговые анкерные опоры; подготовку флютбета; изготовление оболочки из композитного материала, вантовой системы, а также водовыпускного устройства с закладными частями в заводских условиях.

Монтажные работы ведутся в следующей последовательности: устанавливают гидроагрегат и анкерные опоры; монтируют гидроагрегат и береговые анкерные опоры; монтируют водонепроницаемую оболочку и вантовые системы на водовыпускном устройстве, русловых и береговых анкерах.

Проверочные работы включают в себя: проверку герметичности разъёмных узлов крепления водовыпускного устройства, водоподпорной оболочки, правильности сборки вантовых систем (характеризуется параллельностью вант); проверку правильности нанесения метки на ванте-подборе в месте крепления её к береговым анкерным опорам; проверку соответствия начальной высоты оболочки расчётной (высота оболочки во время начала перелива воды через её гребень); определение усилий в ванте-подборе.

Организации, принявшие на баланс построенную плотину, обязаны обеспечить её нормальную эксплуатацию, назначив ответственных за выполнение монтажно-демонтажных работ, текущего ремонта и хранения съёмных элементов плотин в осенне-зимний период.

Надёжность работы мембранно-вантовых плотин обеспечивается строгим соблюдением правил эксплуатации, изложенных в проекте, качеством выполнения монтажно-демонтажных работ и профилактических ремонтов.

Композитные материалы, служащие для изготовления оболочки, флютбета конструкции, могут эксплуатироваться в интервале температур от - 30°С до + 70°С, при этом необходимо предохранять ткань от повреждения острыми предметами, от попадания кислот, щелочей, органических растворителей (бензина, керосина и других горюче-смазочных материалов), способных их разрушить.

После производства демонтажных работ оболочку необходимо очистить от грязи, просушить и хранить в складском помещении.

Для определения срока службы оболочки плотины необходимо перед первой установкой определить соответствие характеристик композитных материалов, а перед каждым демонтажем на зимнее хранение измерять удлинение каждой из сторон. По относительному удлинению ткани и действующим нагрузкам с использованием нормальных характеристик композитных материалов устанавливают пригодность для дальнейшей эксплуатации.

При выполнении строительно-монтажных работ по возведению мембранно-вантовых плотин с применением композитных материалов и вантовых систем следует соблюдать правила безопасности при производстве земляных, бетонных и сварочных работ. Лица, участвующие в монтажно-демонтажных работах по установке и демонтажу водоподпорной оболочки и гидроагрегата, должны пройти инструктаж и неукоснительно соблюдать правила техники безопасности при работах с подъёмно-транспортным оборудованием. Охранная зона подобного рода сооружений во время эксплуатации принимается 50×50 м.

Оптимальные параметры мембранно-вантовой плотины определяются в соответствии с разработанной методикой.

При технико-экономическом сравнении с грунтовыми плотинами с трубчатым водосбросом (523600 руб.) стоимость мембранно-вантовой плотины с учетом 5 лет эксплуатации обходится около 20% .

7.2 Строительство и эксплуатация подпорно-аэрационных регулирующих сооружений и их экономическая эффективность

Подпорно-аэрационное регулирующее сооружение (ПАРС) относится к IV классу. Применяется для создания подпора воды от 0,4 до 1,5 м и частичного регулирования уровня воды верхнего бьефа, улучшения самоочищающей способности естественного или искусственного водотока за счет его аэрации при расходе до 1 $м^3/с$. Перекрываемый пролет не ограничен. Может применяться как постоянное, так и временное сооружение, в том числе при чрезвычайных ситуациях.

Основанием сооружения является поверхность спланированного и уплотненного (коренного) грунта откосов и дна русла. Грунт основания не должен содержать неокатанных и крупных включений, которые могут вызвать деформацию флютбета.

В состав работ, рассматриваемых картой, входят: подготовка основания; изготовление элементов ПАРС; монтаж ПАРС; установка готового сооружения в русло водотока. Работы выполняются при температуре +5…30 °С в отсутствии атмосферных осадков и в две смены.

При привязке технологической карты к конкретному объекту и условиям строительства уточняются: объёмы работ, калькуляция трудовых затрат и средства механизации с учетом максимального использования наличного парка механизмов.

При проектировании и организации строительства необходимо дополнительно предусматривать: решение по обоснованной сезонности выполнения отдельных работ с учетом местных условий; гидрологического режима водотока.

Проектирование подпорно-аэрационных регулирующих сооружений

В задачи проектирования подпорно-аэрационных регулирующих сооружений входит ряд последовательных определений.

Подпорно-аэрационные регулирующие сооружения предназначены для применения их на оросительных и сбросных каналах, а также на естественных водотоках.

Накопленный за последние годы отечественный и зарубежный опыт по применению гидротехнических сооружений из полимерных материалов убеждает в эколого-экономической целесообразности их использования в водохозяйственном строительстве.

При привязке к реальным условиям параметры сооружения должны быть конкретизированы и определены, исходя из условия их применимости и надежности в эксплуатации.

Основными исходными данными для проектирования подпорно-аэрационных регулирующих сооружений являются: гидрогеологические условия места установки сооружения; параметры водотока; обеспечение необходимых условий работы сооружения.

При проведении гидротехнических расчетов подпорно-аэрационных регулирующих сооружений следует использовать СНиП 2.01.07.85 «Нагрузки и воздействия» и СНиП 2.06.01.-86 «Гидротехнические сооружения, Основные положения проектировщика», «Научно обоснованные рекомендации по применению подпорно-аэрационных регулирующих сооружений».

Организация и технология строительного процесса

Последовательность проектных работ следующая: гидравлический расчет подпорно-аэрационных регулирующих сооружений производится на основании продольных профилей и поперечных сечений русла реки или канала в верхнем и нижнем бьефах (Q=f (hб)), предварительно намеченной схемы сооружения; расчетных зависимостей, которые помещены в главе 3.

Гидравлическими расчетами определяются параметры водослива; условия сопряжения бьефов; полная эксплуатационная характеристика работы сооружения при Qmax и Qmin.

Статический расчет проводится на основании воздействующих нагрузок: плана в горизонталях со схемой расположения сооружения; данных инженерно-геологических изысканий.

Фильтрационный расчёт основывается на следующих данных: очертание подземного контура сооружения и его параметры; фильтрационной прочности подземного контура сооружения.

Технологическая схема производства работ и необходимые механизмы, а также основные положения техники безопасности при проведении земляных и монтажных работ приведены на рис.6.8.

Нами была разработана технологическая схема производства работ по строительству ПАРС, которая включает в себя: проектно-изыскательские, монтажные, подготовительные, проверочные и установочные работы.

До начала возведения подпорно-аэрационного регулирующего сооружения проводится: разбивка осей сооружения; подготовка монтажной площадки; выполняется заказ на комплектующие ПАРС и инвентарь для его изготовления и монтажа.

Строительство сооружения ведет бригада, работающая в одну смену, с использованием автокрана. В состав работ входят: изготовление резино – кордовых и металлических элементов; монтаж ПАРС; разбивка места установки сооружения; подготовка створа установки: а) планировка дна и откосов; б) подготовка приямков для крепления понурной части.

Установку ПАРС ведут бульдозером С-100 и при помощи автомобильного крана КС – 256 IE. После этого выполняют крепление гибкого понура в подготовленном приямке металлическими шпильками, а затем засыпают грунтом.

Технологическая схема производства работ по установке подпорно-аэрационного регулирующего сооружения представлена в общем виде на рис.6.2.

Местом установки ПАРС являлся сбросной канал Бг-МС-5. После разбивки осей сооружения створа канала проводилась очистка и планировка его русла, уточнялись параметры, а затем проводился раскрой резино – кордовых элементов ПАРС и подготовка отверстий для монтажных работ. Полностью смонтированное сооружение устанавливалось в русло водотока с помощью лебёдки (крана).

Служба эксплуатации подобных сооружений должна оценивать, прогнозировать и принимать меры по повышению основных показателей комплекса надёжности: работоспособности сооружений и их отдельных элементов, вероятности их безотказной работы (сохранение своих параметров в заданных пределах при определённых условиях эксплуатации в течение определённого времени); долговечность сооружений и их отдельных конструкций, способности их длительно, с возможными перерывами на ремонт, сохранять работоспособность в заданных режимах и условиях эксплуатации до разрушения, полного износа или момента, когда ремонт становится экономически неоправданным; ремонтопригодности сооружений и их составных элементов, приспособленности их к восстановлению работоспособности путём своевременного ремонта или замены отказавших элементов.

Для достоверной оценки надёжности облегченных гидротехнических сооружений необходимо ведение систематических наблюдений за качеством их эксплуатации со сбором и обобщением данных о работе отдельных элементов и регистрацией в отдельном журнале: всех случаев отказов в работе; частоты, интенсивности и среднего значения времени между соседними отказами (наработки на отказ); проведённых мероприятиях по поддержанию и восстановлению работоспособности; даты, времени и причины возникновения отказа и его устранения; конкретного места, характеристики отказа и размера причиненных повреждений; времени на отыскание повреждения, ожидание ремонта и его проведение; затрат материалов; деталей, рабочей силы и денежных средств на устранение повреждения.

Организация, принявшая на баланс построенное подпорно-аэрационное регулирующее сооружение, обязана обеспечить его нормальную работу.

Надежность работы сооружения обеспечивается строгим соблюдением правил эксплуатации, изложенных в проекте и технологии изготовления резино-кордовых элементов и рекомендаций (приложения)

При демонтаже подпорно-аэрационных регулирующих сооружений резино-кордовые элементы очищаются от грязи, просушиваются и хранятся в складском помещении, а металлические элементы смазывают и защищают от коррозии.

Подпорно-аэрационное регулирующее сооружение может применяться вместо руслового перепада-аэратора (ПАР-1-1), расчёт показателей эффективности приводится в таблице 6.11.

Расчёт экологических показателей вёлся согласно данным химического анализа, представленным Ростовской гидромелиоративной партией.

В комплект строительно-монтажных работ по возведению водопроводящего сооружения входят следующие работы: проектно-конструкторские, подготовительные, монтажные и проверочные работы.

7.3 Строительство водопроводящих сооружений для условий малых водотоков

В комплекс проектно-конструкторских работ входят инженерные изыскания, включающие: инженерно-геодезические; инженерно-геологические; инженерно-гидрологические; инженерно-метеорологические; инженерно-экологические; в т.ч изыскания по водным источникам для создания водоёма с учётом качества воды в нём, а также строительных материалов, используемых при проложении трассы водовода.

При проектировании водовода из композитных материалов необходимо:

- определить его геометрические параметры; - проверить общую устойчивость конструкции водовода, в т.ч. с учётом уклона местности; выполнить расчёт стыковых соединений; выбрать композитный материал, отвечающий гибкости элементов водовода с учётом требований транспортирования и монтажа конструкции; провести расчёт на прочность и устойчивость согласно требованиям ограничения предельных деформаций; провести гидравлические расчёты, в т.ч. при наклоне водовода к плоскости до $i \leq 20^0$.

При условии установки водовода в горных условиях учитывают сейсмическое воздействие на него и оборудование. Сейсмические воздействия определяются максимальным пиковым ускорением a_n при соответствующей частоте колебания основания трассы деривационного водовода (ДВ) - с учётом СТО 70238424.27.140.032-2009 «Гидроэлектростанции в зонах с высокой сейсмической активностью. Геодинамический мониторинг гидротехнических сооружений. Нормы и требования».

Для технологических систем и оборудования с учётом класса и срока службы принимаются средние периоды повторяемости землетрясений.

Требования к сейсмостойкости сооружения предъявляются для каждого элемента её с учётом функционального назначения: энергообеспечение; регулирование уровневого режима; противоаварийных мероприятий (защитные сооружения); проведение профилактических мероприятий в период её работы (сезонного действия).

В случае потери работоспособности системы ведутся ремонтные и наладочные работы. Возможный ремонт и восстановление работоспособности учитывается в проекте с учётом самостоятельных или с проведением соответствующих мероприятий.

При разработке мероприятий по охране окружающей среды руководствуются следующими документами: законом «Об охране окружающей среды» от 10.12.2002 N 7-ФЗ; «Водным кодексом РФ», а также другими законодательными актами по вопросам природных ресурсов, в т.ч. региональными.

В комплекс строительно-монтажных работ по возведению гибкого водовода входят следующие работы: подготовительные, монтажные и проверочные работы.

Подготовительные работы включают следующее: обследование места установки; подготовку площадки по трассе водовода и проведение монтажных и проверочных работ; привязку к опорной сети по размещению элементов конструкций на предварительно подготовленной трассе (убрать крупные камни, коряги и т.п.).

В подготовительные работы включаются вопросы доставки элементов водовода. Рукав может изготавливаться на подготовленной монтажной площадке или согласно заказу в производственных фирмах.

Монтажные работы включают: сборку типовых и нетиповых элементов водовода, соединительные элементы, в т.ч. демпфирующие из грунтонаполняемых оболочек. Монтаж вантовой системы осуществляется на монтажной площадке. Подъём гибкого водовода на анкерные опоры осуществляют с помощью ручной лебедки, затем монтируют систему вант с компенсационными петлями. Вантовую систему поднимают синхронно действующими лебедками. Монтажная площадка для возведения водовода мобильных деривационных микроГЭС для сезонного водо – и энергообеспечения включает комплекс производственных и административно-бытовых мобильных сооружений, обеспечивающих нормальное производство работ на объекте строительства (конторские, складские и бытовые контейнеры; площадки для складирования и укрупнительной сборки; подъездные пути; временные энергетические установки и коммуникации для подачи электроэнергии, сжатого воздуха и т.п..

Вопросы организации монтажной площадки решаются в проекте производства работ (ППР). Организация монтажной площадки заключается в следующем:

- выбор места и размеров площадки согласно принципиальной схеме монтажа водовода мобильных деривационных микроГЭС для сезонного водо – и энергообеспечения;

- выбор и подготовка места на площадке для приёма и складирования оборудования;

- подготовка площадки к монтажу оборудования.

Выбор места и размеров монтажной площадки проводят представители проектной и монтажной организаций до начала разработки ППР. Это тесно связано с выбором способа монтажа. Её следует располагать вблизи пересечения автомобильных дорог, что связано с меньшими затратами подачи и разгрузки монтируемого оборудования такелажной оснастки. Также следует рассматривать вопрос о доставке оборудования с завода-изготовителя автомобильным или вертолётным транспортом.

Подготовка монтажной площадки начинается с: её очистки от строительного мусора; планировки, в соответствии с ППР, и укрепления основания (утрамбовки грунта и т.п.); осуществляют доставку мобильных зданий контейнерного исполнения, в т.ч. складские, производственные и бытовые здания, в которых хранят инструмент, такелажное оборудование и материалы; прокладывают инженерные сети, устраивают освещение рабочих мест; оснащают подъёмно-транспортными и другими механизмами, приспособлениями, инструментами и материалами.

До начала монтажных работ решают вопросы обеспечения монтажными механизмами и такелажным оборудованием (в том числе с учётом использования механизмов смежных организаций), проводят установку его и испытание.

Выполняют согласование по расположению монтажной площадки с генподрядчиком и смежными монтажными организациями, порядка производства совмещённых строительно-монтажных работ (пути подачи оборудования, передвижения монтажных механизмов и др.).

Расположение помещений на монтажной площадке представлено в таблице В.1, технология изготовления водовода из композитных материалов представлена в таблицеВ.2, производство по свариванию водовода – таблица В3.

Для обеспечения надёжности и безопасности водовода необходимо создание между ним и основанием трения $f > 0,6$. Для этих целей используют различные варианты конструкций-оснований.

При напоре от 50 до 100 м рекомендуется применять типовые элементы труб (жёстких оболочек), для напоров свыше 100 м - стальные, их возведение ведётся по существующей стандартной технологии. Для скальных грунтов следует предусматривать выравнивание основания слоем песчаного грунта толщиной 10 см над выступами. Допускается использование для этих целей местного грунта (супесей и суглинков) при условии уплотнения его до объёмного веса скелета грунта 1,5 т/м^3. При прокладке трубопроводов в мокрых связных грунтах (суглинок, глины) необходимо вести устройство песчаной подготовки, которая устанавливается проектом производства работ (ППР). В случаях применения стальных труб должна предусматриваться защита их внешней и внутренней поверхностей от коррозии, в т.ч. песчаноцементным, лакокрасочным, цинковым и т.п материалами.

При переходе водоводом больших углублений (оврагов, лощин и т.п.) применяют вантовую систему, укрепляемую на анкерных опорах.

Последовательность проведения монтажно-строительных работ следующая: в подготовительные приямки устанавливают анкерные опоры с помощью ручных лебедок или затем ведут монтаж вантовой системы (верхней) к рукаву, а после этого к анкерным опорам. Далее ведут закрепления откосных вант и устройства анкеров нижних вант-оттяжек, производят их крепление к трубопроводу или при большой глубине оврага наоборот укрепляют к обечайкам трубопровода нижние ванты-оттяжки, а затем их монтируют к удерживающим анкерам.

Монтаж вант-оттяжек к ванте-подбору ведут от центральной оттяжки – табл В.7 (10) – к крайним.

Правильность монтажа вантовой системы проверяется параллельностью вант-оттяжек между собой.

Подъём водовода и вантовой системы ведут синхронно с помощью ручных лебёдок.

В раздел по организации технологии работ включают основные данные о технологическом процессе, включая последовательность операции, транспортирования, складирования и хранения материалов, стоимостные показатели.

Произведено внедрение конструкции водоотводящего сооружения на р. Гизельдон республика Северная Осетия (Алания).

7.4 Строительство берегозащитных сооружений для условий малых водотоков

Проектирование берегозащитных сооружений необходимо производить на основе исходных данных, получаемых при комплексных инженерных изысканиях, продолжительных наблюдениях и специальных исследованиях. Исходные материалы для разработки проекта берегозащитных сооружений должны включать в себя:

– сведения о границах защищаемого участка;

– сведения об исследуемом участке регулирующих и водозаборных сооружений и инженерных сооружениях на них, их текущем техническом состоянии;

– сведения о перспективах развития исследуемых регулирующих и водозаборных сооружений;

– материалы региональных исследований и инженерных изысканий, включая картографические материалы с планом сооружений, геологические разрезы с нанесенными расчетными уровнями подземных, паводковых и меженных вод;

– данные по прогнозу последствий и потерь (социальных, экономических и экологических) от воздействия опасных гидрологических и геологических процессов на исследуемые регулирующие и водозаборные сооружения.

Исходные данные для проектирования берегозащитных сооружений должны быть основаны на обобщенной информации, охватывающей все виды изыскательских работ (инженерно-геодезических, инженерно-гидрометеорологических, инженерно-геологических, инженерно-геотехнических, инженерно-экологических), выполненных на исследуемых регулирующих или водозаборных сооружениях. Инженерные изыскания следует проводить по заданию проектной организации в соответствии с требованиями СП 47.13330.2012, СП 11-102-97, СП 11-103-97, СП 11-104-97, СП 11-105-97 (части RVI).

Границы района изысканий устанавливаются по материалам рекогносцировочных обследований и уточняются при последующих инженерных изысканиях. Они должны охватывать участок регулирующих или водозаборных сооружений, подлежащий защите, и сопредельные с ним участки.

По результатам геодезических изысканий составляется план участка русла реки в масштабе 1:500 или 1:1000. Геодезическую съемку морфостворов рекомендуется выполнять с охватом обоих берегов русла и поймы в следующих масштабах: горизонтальный - 1:1000 (1:2000 для рек шириной боле 500 м, включая пойму) и вертикальный - 1: 100.

Для подбора наиболее эффективного типа берегозащитного сооружения для конкретного участка и правильного назначения его параметров необходимо выполнять подробные гидрологические исследования режима реки, результаты которых должны содержать следующие данные: длину и источники питания реки, площадь ее водосборного бассейна; ширину и глубину руслового потока, его уклон; характер берегов и тип руслового процесса на исследуемом участке реки, оценку характера глубинных и плановых деформаций русла и поймы; скорость течения, расход и отметки уровня реки в межень и в паводки, их повторяемость и обеспеченность; характеристику паводков, их интенсивность и продолжительность, границы затопления местности;

– данные о высоте, длине, периоде и обеспеченности ветровых волн; продолжительность ледоходов, а также данные о толщине и плотности ледяного покрова; наличие и характер карчехода (применительно к отдельным деревьям, их длине и диаметру).

Отметки уровня реки и скорости течения потока определяются по формулам гидравлики в зависимости от расхода воды, живого сечения потока, гидравлического радиуса и коэффициентов шероховатости русла. Расчетные гидрологические характеристики определяются в соответствии с положениями СП 33-101-2003, [2], а также по региональным зависимостям или методикам, разработанным для исследуемой территории.

Внедрение берегозащитного сооружения произведено на р. Гизельдон.

Выводы по седьмой главе

1. На основании выполненных автором исследований разработаны технологические карты по проектированию и эксплуатации мембранно-вантовых плотин и подпорно-регулирующих аэрационных сооружений.

2. Разработаны технологии возведения подобных сооружений, в том числе при реконструкции существующих

3. Выявлена экономическая эффективность сооружений инженерной защиты из композитных материалов.

4. Общий экономический эффект по предварительным оценкам для условий Юга России при возведении сооружений в условиях малых рек составляет приблизительно 1,5 млрд. руб., с учетом снижениея себестоимости строительства и предотвращенного экологического ущерба.

Заключение

Основными результатами и выводами диссертационного исследования является следующее:

1. На основании критического анализа литературных источников и научно-технической документации выявлены основные недостатки существующих сооружений, к которым относятся: значительный срок возведения; негативное влияние на экологическое состояние территории водосбора при их строительстве и эксплуатации; недостаточная надежность; сложность модернизации и реконструкции; определение основных мероприятий по инженерной защите при водохозяйственном строительстве.

2. Произведен анализ характеристик и выбор современных композитных (полимерных) материалов, которые позволяют разработать технические решения новых сооружений, обладающие такими преимуществами, как: мобильность, возможность многократного использования и модернизации при наименьшем негативном воздействии на окружающую среду; обеспечение достаточной надежности функционирования. На основании проведенных экспериментальных исследований автором получены данные по: напряженно-деформированному состоянию композитных материалов; эмпирические зависимости определения их двухосных деформаций. Произведено обоснование условий выбора методики расчета элементов сооружений по безмоментной и моментной теории оболочек. Установлен диапазон применения элементов водоподпорных конструкций из композитных (полимерных) материалов для создания напоров воды от 0,5 до 5 м.

3. Критический анализ существующих технических решений с учетом характеристик современных композитных материалов позволил автору разработать новые конструкции инженерной защиты, и получены патенты РФ, отвечающие условиям применения их на территории водосбора малых водотоков с учетом современных требований экологической инфраструктуры, к преимуществам которых относятся: мобильность в чрезвычайных ситуациях; многократность применения; повышение эксплуатационной надежности.

4. Впервые автором обобщены, систематизированы и классифицированы мероприятия и сооружения инженерной защиты из композитных (полимерных) материалов для условий применения их на малых водотоках.

5. Автором выполнены теоретические исследования и на их основе разработана методика оптимизации, позволяющая произвести выбор мероприятий, компоновку и определение параметров сооружений инженерной защиты в зависимости от: природно- климатических условий; критериев надежности функционирования и их эколого-экономических показателей.

6. На основании проведенных экспериментальных исследований мембранно-вантовых, подпорно-аэрационных регулирующих сооружений, грунтонаполняемых и грунтоармированных

конструкций автором получены расчетные зависимости по: формообразованию гибких оболочек; определению пропускной способности мембранно-вантовых конструкций в условиях их закрепления по гребню и подпорно-регулирующих аэрационных сооружений; определению параметров их водобоя и рисбермы в нижнем бьефе.

7. Для грунтоармированных, грунтонаполняемых конструкций, применяемых в качестве флютбета и элементов берегозащиты, определены допустимые параметры армирующих элементов в зависимости от условий установки при высоте до 6 м.

8. Впервые автором разработаны алгоритмы и методики расчета, послужившие основой программных комплексов (свид. гос. рег. программ для ЭВМ №201011300 «Оптимизация выбора и расчета сооружений из композитных материалов»и №2017662460 «Оптимизация параметров оболочечных сооружений инженерной защиты (ОПОСИС)) на основе принципа многоступенчатой оптимизации решения задач вариантного проектирования, структура которого построена по агрегатному принципуи состоит из пяти уровней автоматизации, включающих алгоритмы и компьютерные подпрограммы расчета: «Понур», «Водоподпорный элемент», «Водобой и рисберма», «Аэрация», «Берегозащита» и др., вошедшие в проектную практику и применение которых значительно сокращает время выбора места установки, конструктивных и расчетных обоснований, их проектирования и строительства.

9. Рассмотрены вопросы надежности сооружений инженерной защиты из композитных материалов с использованием ретроспективного анализа, построено дерево отказов сооружений инженерной защиты и их элементов и методика оценки эксплуатационной надежности водоподпорных сооружений, вошедшие в пособие к СНиП 3.07.03-3 «Мелиоративные системы и сооружения» (Обоснования эксплуатационной надежности облегченных гидротехнических сооружений).

10. Разработаны вопросы организации и технологии возведения конструкций сооружений инженерной защиты, вошедшие составной частью в нормативно-техническую документацию, включающую: альбом технических решений облегченных сооружений; руководство по контролю за проектированием и эксплуатацией облегченных плотин с водовыпускными окнами для малых и средних рек; научно-обоснованные рекомендации по применению подпорно-аэрационных регулирующих сооружений (ПАРС); руководство по контролю за проектированием и эксплуатацией облегченных плотин с водовыпускными окнами для малых и средних рек; технологическую карту по устройству грунтоармированных конструкций защитных ГТС; руководство по проектированию, строительству и эксплуатации подпорно-регулирующих гидроэнергетических сооружений (МПРГС).

Созданы при непосредственном участии автора и внедрены в производство мероприятия по повышению безопасности и надёжности работы плотины мембранно-вантовой конструкции.

11. Разработанные автором сооружения инженерной защиты, прошедшие ведомственную и производственную проверки, приняты в практику проектирования, строительства и эксплуатации. Ожидаемый эколого-экономический и социальный эффекты от внедрения сооружений инженерной защиты с учетом предотвращенного ущерба на территории водосбора малых рек Юга России составит 1,5 млрд. руб. в ценах 2015 г.

Библиографический список

1. А.с. № 564383. Водобойная стенка гидротехнического сооружения /. В.И.Кашарин, В.В. Лагутов, Б.И.Сергеев и А.И.Лемешев. ЮжНИИГиМ;-Заявл. 22.12.1975 № 2303 496/15;
2. Айдаров, И.П. Стратегия борьбы с наводнениями в России [Текст] / И.П. Айдаров, Д.Я. Раткович // Мелиорация и водное хозяйство, -1995. – №3. – С. 39-42.
3. Александров, В.Д. К расчёту гибкого экрана плотины запанного типа в плоской задаче [Текст] / В.Д. Александров, Ю.П. Борисовец // Первоначальный сплав древесины : сб. тр. / ЦНИИ лесосплава. – М.: Лесная промышленность, – 1972. – С. 58–65.
4. Алексеев, С.А. Мягкие нерастяжимые оболочки (осесимметричная задача) [Текст] / С.А. Алексеев // В сб.: Научно-техническая конференция 1952 года по расчету гибких пластин и оболочек. Изд-во ВВИА, – 1952, – с. 73-98.
5. Альбом технических решений грунтоармированных конструкций В/О «Союзводпроект». – М.: -1989 – 30 с.
6. Алямовский, А.А. SolidWorks/COSMOSWorks 2006-2007: Инженерный анализ методом конечных элементов [Текст] / А.А. Алямовский. – М.: ДМК, – 2007. – 784 с.http://technomag.edu.ru/doc/547747.html/Сеточные методы равномерного зондирования для исследования и оптимизации динамических стохастических систем [Текст] / Г.М. Антонова. – М.: ФИЗМАТЛИТ, – 2007. – 224 с.
7. Анализ существующих технических решений, технологий и расчетных положений по децентрализованному и резервному водо- и энергоснабжению объектов рекреации в условиях Южного региона российской федерации [Текст]: отчет о НИР / Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Южно-российский государственный политехнический университет (НПИ) имени М.И. Платова»; рук. Кашарин Д.В. – Новочеркасск, 2018. – 595 с. № 13.1236.2017/ПЧ.
8. Арефьев, Н.В. Оптимизация инженерной защиты земель при создании водохранилищ с помощью дамб обвалования [Текст] / Н.В. Арефьев, Е.Н. Беллендир, Т.С. Иванов //Известия Всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б.Е. Веденеева. – 2011. – № 261. – С. 99-103.
9. Арсеньев, Л.Б. Пневматические сооружения [Текст] / Л.Б. Арсеньев, В.П. Поляков. – М.: Знание, – 1981. – 64 с.
10. Артоболевский, И.И. Механизмы в современной технике : справ. пособие. [Текст] / И.И. Артоболевский. – М.: 2-е изд., перераб Наука, – 1981. – Т. 7. – 771 с.

11. Бахтин, С.А. Многокритериальная оптимизация конструкций городских вантовых пешеходных мостов: постановка и решение задачи [Текст] / С.А. Бахтин, Н.А. Козьмин // Вестник СибАДИ, вып. 2(30). 2013. – с. 36-42.
12. Баяраа, У. Метод увеличения эффективности аэрации открытых водных объектов на урбанизированных территориях [Текст] / У. Баяраа, Г.В. Орехов, В.В. Беликов // Вестник МГСУ, – 2009. – № 2. – С. 278-289.
13. Безднина, Л.Н. Экосистемное водопользование: концепция, принципы, технологии [Текст] / Л.Н. Безднина. – М.: Рома, – 1988. – 137 с.
14. Беллендир, Е.Н. Методические указания по проведению анализа риска аварий гидротехнических сооружений: стандарт предприятия. СТП ВНИИГ 230.2.001-00 [Текст] / Е.Н. Беллендир, С.В. Сольский, И.Я. Никитина. – СПб. : Изд-во ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, – 2000. – 87 с.
15. Бидерман, В.Л. Механика тонкостенных конструкций [Текст] / В.Л. Бидерман. – М.: Машиностроение. – 1977. – С. 488.
16. Богатова, С.Н. Теоретические аспекты прочности строительных композитов [Текст] / С.Н. Богатова, А. С. Тюряхин В.Д. Черкасов. [Электронный ресурс] // URL: http://marhdi.mrsu.ru/2008-2/pdf/78J3ogatova.pdfi.
17. Богомолов, А.И. Гидравлика [Текст] / А.И. Богомолов, К.А. Михайлов. – М.: Стройиздат, – 1972. – 648 с.
18. Большаков, В.А. Рекомендации по выбору величины коэффициентов расходов водосливов трапецеидального профиля [Текст] / В.А. Большаков, А.Д. Петраш // Гидротехническое строительство. – 1967. – № 11. – С. 38-40
19. Большаков, В.И. Асимптотические методы расчета композитных материалов с учетом внутренней структуры [Текст] / В.И. Большаков, И.В. Андрианов, В.В. Данишевский. – Днепропетровск: «Пороги». – 2008. – 160 с.
20. Бондаренко, В.Л. Мягкие конструкции для регулирования качества воды на водных объектах [Текст]: автореф. дис. … д. т. н.: 11.00.11 – Новочеркасск: – 1997. – 46 с.
21. Бондаренко, В. Л. Исследования мягких плотин мембранного типа [Текст]: автореф. дис. … к. т. н. : (05.23.07) / Новочеркас. инж.-мелиорат. ин-т. - Новочеркасск , 1974. - 26 с.
22. Борисовец, Ю.П. К вопросу о применении гибких флютбетов в практике гидротехнического строительства для целей лесосплава [Текст] / Ю.П. Борисовец // Механизация лесоразработок и транспорт леса: в сб. науч. тр. / Белорус. технол. ин-т им. С.М. Кирова. – Минск: – 1972. Вып. 2. – С. 23-30.

23. Бурдинский, В.Н. Фильтрационные расчёты плотин с гибким флютбетом [Текст] / В.Н. Бурдинский, Ю.М. Косиченко // Гидротехнические сооружения мелиоративных систем. – Новочеркасск: Тр. ЮжНИИГиМа. Вып. 39. – 1979. – С. 45-53.
24. Буряченко, А.И. Исследование процессов и разработка рекомендаций по аэрации водохозяйственных и рыбохозяйственных водоёмов [Текст] / А.И. Буряченко. – Новочеркасск: – 1985. – 150 с.
25. Бусленко, Н.П. Моделирование сложных систем / Н.П. Бусленко. – М.: – 1978. – 396 с.
26. Вальгер, С.А. Моделирование несжимаемых турбулентных течений в окрестности плохообтекаемых тел с использованием ПК ANSYS fluent [Текст] / С.А. Вальгер, А.В. Федоров Н.Н, Федорова // Вычислительные технологии – 2013. – Т.18. – №5. – 27-40 с.
27. Васильев, В.В. Механика конструкций из композитных материалов [Текст] /В.В. Васильев // – М.: Машиностроение. – 1988. – 272 с.
28. Винсон, Ж.Р. Поведение конструкций из композитных материалов [Текст] / Ж.Р. Винсон, Р.Л. Сираковский; под ред. В.В. Васильева, Б.С. Митина. – М.: Металлургия, – 1991. – 264 с.
29. Виссарионов, В.И. Применение плавучих аэрационных установок с питанием от солнечных батарей для очистки водоемов [Текст] / В.И. Виссарионов, С.А. Лазарев-Марченко, Д.Н. Кунакин. Гидротехническое строительство, – 2007. – №12. – С. 12-15
30. Войнич-Сяноженцкий, Т.Г. Критерии плавноизменяющихся бурных потоков и их экспериментальная проверка, плавноизменяющееся неравномерное движение аэрированных потоков [Текст] / Т.Г. Войнич-Сяноженцкий, В.В. Сакварелидзе // Труды координационных совещаний по гидротехнике / ВНИИГ. – 1969. – Вып. 52.
31. Волосухин, В.А Разработка технологии обезвреживания залповых сбросов в локализованных зонах [Текст] / В.А. Волосухин, Т.Н. Меркулова – Новочеркасск ФГОУ ВПО «Новочеркасская государственная мелиоративная академия»
32. Волосухин, В.А. Основы расчета тканевых оболочек гидротехнических сооружений [Текст] / В.А. Волосухин, Ю.А. Свистунов – Краснодар: –1994. – 105 с.
33. Волосухин, В.А. Основы расчета тканевых сооружений мелиоративных систем: монография [Текст] / В.А. Волосухин, В.А. Кузнецов. – Новочеркасск: НГМА, – 2001. – 266 с.
34. Волосухин, В.А. Строительные системы охраны водных ресурсов с использованием конструкций из тканевых материалов: монография [Текст] / Волосухин, В.Л. Бондаренко. – Новочеркасск: – 2008. – 100 с.
35. Волосухин, В.А. Тканевые и сетчатые конструкции в водном хозяйстве [Текст] / В.А. Волосухин, В.Л. Бондаренко. – Новочеркасск: – 1994. – 164 с.

36. Воробьев, А.Г. О расчёте мягкой наливной плотины [Текст] / А.Г. Воробьев // Тр. Новосиб. ин-та инженер. водного транспорта. – Новосибирск: 1968. – Вып. 38.
37. Ворович, И.И. Математические проблемы нелинейной теории пологих оболочек [Текст] / И.И. Ворович. Наука. Главная редакция физико-математической литературы. – М.: – 1989. – 376 с.
38. Воронин, А.Н. Многокритериальные решения: модели и методы: монография [Текст] / Воронин А.Н., Зиатдинов Ю.К., Куклинский М.В. Национ. авиацион. ун-т. – Киев: Изд-во НАУ, – 2011. – 348 с.
39. Воронцов Г.В., Кабельков А. Н. Оптимальные управления в системах автоматического регулирования напряженно-деформированного состояния конструкций/ Г.В.Воронцов, А. Н.Кабельков. ЮРГТУ(НПИ). – Новочеркасск: Изд-во ЮРГТУ(НПИ), – 2009. – 156 с.
40. Воронцов, Г.В. Оптимальное оценивание и управление состояниями, оптимизация параметров строительных сооружений: монография [Текст] / Г.В. Воронцов. ЮРГТУ(НПИ). – Новочеркасск: Изд-во ЮРГТУ(НПИ), – 2010. – 480 с.
41. Галеев, Э. М. Оптимизация: теория, примеры, задачи [Текст] / Галеев Э. М. Тихомиров В.М. // – М.: Эдиториал УРСС, – 2000. – 320 с.
42. Галин, Л.А. Контактные задачи теории упругости и вязкоупругости [Текст] / Л.А. Галин. – М.: Наука. Главная редакция физико-математической литературы. – 1980. – 304 с.
43. Гидрологическая безопасность и защита окружающей среды и населения от паводков: сб. ст. [Текст] / Акад. пробл. водохоз. наук. – М.: НИИЭС, – 2003. – 474 с.
44. Железняков, Г.В. Гидротехнические сооружения: справочник проектировщика [Текст] / Г.В. Железняков, Ю.А. Ибад Заде, П.Л. Иванов и др.. под общ. ред. В.П. Недриги. – М.: Стройиздат, – 1983. – 543 с.
45. Гижа, Е.А. Совместное влияние бокового подхода и наклона водослива с тонкой стенкой на его пропускную способность [Текст] / Е.А. Гижа, Ю.М. Константинов // Гидравлика и гидротехника. – Киев: Техніка, – 1981. – Вберегоып. 33. – С. 11-17.
46. Гиргидов, А.Д. Турбулентная диффузия с конечной скоростью [Текст] / А.Д. Гиргидов. – СПб.: Изд-во СПБГТУ, – 1996. – 260 с.
47. Годин, П.А. Обоснование мобильных подпорных сооружений комплексного назначения для малых водотоков [Текст]: дис … канд. техн. наук по специальности 05.23.07 – «Гидротехническое строительство», – 2013. – 195 с.
48. Голованов, А.И. Метод конечных элементов в статике и динамике тонкостенных конструкций [Текст] / А.И. Голованов, О.Н. Тюленева, А.Ф. Шигабутдинов. – М.: ФИЗМАТЛИТ, – 2006. – 392 с.

49. Гольденвейзер, А.Л. О приближенных методах расчета тонких упругих оболочек и пластин [Текст] / А.Л. Гольдвейзер. Изв. РАН. Механика твердого тела. – 1997. – № 3. – С. 134.
50. ГОСТ 17.1.1.01-77. Охрана природы. Гидросфера. Использование и охрана вод. Основные термины и определения [Текст]. – М.: Изд-во стандартов, 1978. Введ. 1978-01-07. – 11 с.
51. ГОСТ 17.5.3.04-83 Охрана природы. Земля. Общие требования к рекультивации земель [Текст]. – М.: Изд-во стандартов, 2002. Введ. 1984-07-01. – 13 с.
52. ГОСТ 25100-2011. Грунты. Классификация (с Поправкой) [Текст]. – М.: Стандарт информ, 2018. Введ. 2013-01-01. – 77 с.
53. ГОСТ 30303-95 (ИСО 1421-77) Ткани с резиновым или пластмассовым покрытием. Определение разрывной нагрузки и удлинения при разрыве [Текст] – М.: Изд-во стандартов, – 1997.
54. ГОСТ Р 22.0.05-94. Техногенные чрезвычайные ситуации. Термины и определения [Текст]. – М.: Изд-во стандартов, 1994. – Введ. 1996-01-01. –12 с.
55. ГОСТ Р ИСО 2394-2016 Конструкции строительные. Основные принципы надежности [Текст]. – М.: Стандартинформ, 2016. – Введ. 2017-05-01. –113 с.
56. Григолюк, Э.И. Деформирование и прочность тонкостенных конструкций [Текст] / Э.И. Григолюк, В.И. Мамай // Сборник рефератов научно-исследовательских и опытно-конструкторских работ. – 2006. – №5. – 37 с.
57. Григорьев-Рудаков, К.В. Обеспечение надежности работы системы «грунтовое основание инженерные сооружения» автомобильных дорог / К.В. Григорьев-Рудаков, Т.П. Кашарина // Вестник гражданских инженеров. – 2008. – № 3(16). – С. 43-48.
58. Губенко, А.Б. Пневматические строительные конструкции [Текст] / А.Б. Губенко и др. – М.: Госстройиздат, – 1963. – 127 с.
59. Гуменникова, А.П. Адаптивные поисковые алгоритмы для решения сложных задач многокритериальной оптимизации [Текст]: автореф. дис. … канд. техн. наук. : 05.13.01 / А.П. Гуменниковка. – Красноярск: – 2006. — 24 с.
60. Гуменникова, А.П. Применение локального поиска для повышения алгоритама решения многокритериальных задач условной оптимизации[Текст] / А.П. Гуменниковка, Е.С. Семенкин – Красноярск: – 2006. — 16 с – М.: – 2002.
61. Джоунс, К.Д. Сооружения из армированного грунта [Текст] / К.Д. Джоунс. – М.: Стройиздат, – 1989. – 280 с.
62. Друзь, Б.И. Статика мягких ёмкостей [Текст] : автореф. дис. … канд. техн. наук. Владивостокское высшее инженерное морское училище, Владивосток, Одесса: – 1962.

63. Дыба, В.П. Экспертная система программного комплекса "АПОФЕОС" для многовариантного проектирования фундаментов и оснований [Текст] / В.П. Дыба, А.К. Луценко // Исследования и разработки по компьютерному проектированию фундаментов и оснований: межвуз. сб. / Новочерк. политехн. ин-т. – Новочеркасск: – 1993. – С. 44-51.
64. Дьячко, А.Г. Математическое и имитационное моделирование производственных систем [Текст] / А.Г. Дьячко. Моск. гос. ин-т стали и сплавов (Техн. ун-т). – М.: МИСИС, – 2007. – 540 с.
65. Евдокимова, И.М. Плотины из армированного грунта [Текст] / И.М. Евдокимова, Б.Б. Фоксов, Б.Х. Хамадов // Натурные и лабораторные исследования гидротехнических сооружений. – М.: – 1987. – С.76-81.
66. Елисеев, В.В. Двумерные (оболочечные) и трехмерная модели для упругого тонкостенного цилиндра [Текст] / В.В. Елисеев, Т.В. Зиновьева // Вестник ПНИПУ, – 2014, – № 3, – С. 50-70.
67. Елистратов, В.В. Использование возобновляемой энергии: учеб. пособие [Текст] / В.В. Елистратов. – СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, – 2009. – 224 с.
68. Емельянов, Е.Ф. О способах механических испытаний мягких листовых и рулонных материалов при двухосном растяжении [Текст] / Е.Ф. Емельянов // Тр. ДВВИМУ. – Владивосток6 – 1976. – вып. 34. – С. 84-99.
69. Еремин, И. И. Линейная оптимизация и системы линейных неравенств: учеб. пособие для вузов [Текст] / Еремин И.И. // – М.: Академия, – 2007. – 256 с.
70. Ермолов, В.В. Воздухоопорные здания и сооружения [Текст] / В.В. Ермолов. – М.: Стройиздат, – 1980. – 304 с.
71. Ещенко, О.Ю. Анализ фильтрационных особенностей армогрунтовых плотин [Текст] / О.Ю. Ещенко, А.Х. Мадо // Сборник трудов КубГАУ, – 1998. – 364-392 с.
72. Завалищин, Д.С. Динамическая оптимизация обтекания [Текст] / Д.С.Завалищин, С.Т. Завалищин // – М.: ФИЗМАТЛИТ, – 2002. – 224 с.
73. Затворницкий, О.Г. Исследование мягкого водонаполняемого затвора с мягкой оболочкой из синтетических материалов [Текст] : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 01.02.06 / О.Г. Затворницкий. – М.: – 1971. – 20 с.
74. Затворницкий, О.Г. Конструкции из мягких оболочек в гидротехническом строительстве [Текст] / О.Г. Затворницкий. – М.: Энергия, – 1975. – 143 с.
75. Заяв. на пат. 2018 146 758 РФ: МПК A62C 3/012 Устройство для предотвращения пожаров / Т.П. Кашарина, Д.В. Кашарин, А.В. Поляков, Е.С. Сиденко, С.А. Калмыков. –заявл. 09.03.2016

76. Земцов, С. Социально-экономическая оценка риска наводнений в прибрежных зонах Азово-Черноморского побережья Краснодарского края [Текст] / С. Земцов, И. Крыленко, Н. Юмина // Природные и социальные риски в береговой зоне Черного и Азовского морей / Под ред. проф. К.П. Колтерманна, С.А. Добролюбова, Н.И. Алексеевского. //Триумф Москва: – 2012. – С. 86–96.
77. Зинов, И.А. Мембранные наплавные гидротехнические конструкции из тканевых материалов [Текст]: автореф. дис. ... канд. техн. наук. – Новочеркасск: – 1996. – 23 с.
78. Зубов, Л.М. Методы нелинейной теории упругости в теории оболочек [Текст] / Л.М. Зубов. Издательство Ростовского университета. – 1982. – 144 с.
79. Измаилов, А. Ф. Численные методы оптимизации [Текст] / Измаилов А.Ф. Солодов М.В. // – М.: ФИЗМАТЛИТ, – 2003. – 304 с.
80. Ильин, В.П. Методы конечных разностей и конечных объемов для эллиптических уравнений [Текст] / В.П. Ильин //Новосибирск: Ин-т математики, – 2000. – 345 с.
81. Ильичев, В.А. Расчётно-экспериментальное исследование резинокордных плоских муфт [Текст]: автореф. дис. на соиск. уч. степени кандидата техн. наук / В.А. Ильичев// ОмГТУ. – 2016. – 20 с.
82. Исаченко, Н.Б. К вопросу об аэрации открытых потоков [Текст] / Н.Б. Исаченко // Известия ВНИИГ. – 1961. – Т. 68. – С.137-151.
83. Ишлинский, А.Ю. Математическая теория пластичности [Текст] / А.Ю. Ишлинский, Д.Д. Ивлев. – М.: ФИЗМАТЛИТ. – 2003. – 704 с.
84. Каганов, Г.М. Гидротехнические сооружения из армированного грунта: учеб пособие [Текст] / Г.М. Каганов, И.М. Евдокимова, К.И. Шевченко; под ред. Г.М. Каганова. – М.: НИИ-Природа, – 2004. – 607 с.
85. Качурин, В.К. Проектирование висячих и вантовых мостов [Текст] / В.К. Качурин, А.В. Брагин, Б.Г. Ерунов. – М.: Транспорт, – 1971. – 280 с.
86. Кашарин, В.И. Гидравлические и статические исследования вантовых плотин мембранного типа [Текст] / В.И. Кашарин // Применение облегченных конструкций гидротехнических сооружений в гидротехническом строительстве. – Новочеркасск, – 1980. – С. 60-68. (88)
87. Кашарин, В.И. Методика статического расчета незамкнутых водосливов мембранного типа [Текст] / В.И. Кашарин // Новочерк. мелиор. ин-т. – Новочеркасск, – 1981. – 63 с.
88. Кашарин, В.И. Разработка и исследование гидровантовых плотин[Текст]: автореф. дис.… канд. техн. наук : 05.23.07 / В.И. Кашарин . – М.: – 1983. – 23 с.
89. Кашарин, В.И. Экспериментальное определение напряженно-деформированного состояния мягких гидротехнических конструкций [Текст] / В.И. Кашарин // Гидротехнические

сооружения мелиоративных систем. – Новочеркасск: ЮжНИИГиМ. – 1979. – Вып. 39. – С. 35-45. (91

90. Кашарин, Д.В. Альбом технических решений грунтоармированных сооружений инженерной защиты из композитных материалов.-2017 г. -25 с
91. Кашарин, Д.В. Анализ результатов численного моделирования и экспериментальных исследований устойчивости мобильных дамб из композитных материалов [Текст] / Д.В. Кашарин, Т.К.Т. Тхай //Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. – 2014. – № 1. – С. 91-105.
92. Кашарин, Д.В. Гидравлические условия работы подпорно-аэрационных регулирующих сооружений для малых водотоков [Текст] : автореф. дис. … канд. техн. наук : 05.23.16, 05.23.07 / Д.В. Кашарин. – М.: – 1999. – 23 с.
93. Кашарин, Д.В. Защитные инженерные сооружения из композитных материалов в водохозяйственном строительстве [Текст]: монография – Новочеркасск: ЮРГТУ (НПИ), – 2012. – 343 с.
94. Кашарин, Д.В. Использование для мобильных деривационных гидроэлектростанций трубопроводов из композитных материалов [Текст] / Д.В. Кашарин, Т.П. Кашарина, П.А. Годин, М.А. Годин //Гидротехническое строительство. – 2014. – № 10. – С. 32-37.
95. Кашарин, Д.В. Исследование условий работы мобильных гидроэлектростанций и создание алгоритма расчета их оптимальных параметров [Текст] / Д.В. Кашарин, П.А. Годин, С.И. Шиян //Вестник ВолгГАСУ. Сер.: Стр-во и архит. – 2009. – Вып.13 – С. 174.
96. Кашарин, Д.В. Исследования мобильных дамб для предотвращения затопления территорий населенных пунктов и сельскохозяйственных угодий [Текст] / Д.В. Кашарин; Тхай Тхи Ким Тьи // Водная стихия: опасности, возможности прогнозирования, управления и предотвращения угроз : материалы Всерос. науч. конф., г. Краснодар, 7-13 окт. 2013 г. / Ин-т водных проблем Рос. акад. наук ; Сев.-Кавк. фил. Рос. науч.-исслед. ин-та комплексного использования и охраны водных ресурсов – Новочеркасск: ЛИК, – 2013. – С. 108-114.
97. Кашарин, Д.В. Мероприятия по защите территорий от затопления с применением мобильных сооружений [Текст] / Д.В. Кашарин, Тхай Тхи Ким Тьи // Технологии очистки воды «Техновод-2012»: материалы VII Междунар. науч.-практ. конф., г. Санкт-Петербург, 18-21 апр. 2012 г. / Юж.-Рос. гос. техн. ун-т (НПИ) – Новочеркасск: Лик, – 2012. – С. 171-178.
98. Кашарин, Д.В. Методы расчета грунтоармированных флютбетов мобильных сооружений на слабых грунтах [Текст] / Д.В. Кашарин // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. – 2011. – Т. 264. – С. 43-55.

99. Кашарин, Д.В. Математическое моделирование и экспериментальные исследования нетиповых элементов мобильных деривационных МкГЭС и сооружений инженерной защиты «Возобновляемая энергетика XXI век: Энергетическая и экономическая эффективность» REENCON-2015 // Материалы Международного конгресса «Возобновляемая энергетика XXI век: Энергетическая и экономическая эффективность» REENCON-2015. 27-28 октября 2015 г./ Под ред. к.ф.-м.н Д.О. Дуникова, д.т.н. О.С. Попеля и чл.-корр. РАН Филиппова С.П. - Москва: ОИВТ РАН-ВШЭ. 2015. С. 201-206.

100. Кашарин, Д.В. Многокритериальная оптимизация параметров мобильных водоподпорных конструкций сооружений инженерной защиты из композитных материалов [Текст] / Д.В. Кашарин // Вестник ВолгГАСУ. Стр-во и архит. – 2011. – № 23. – С. 145-155.

101. Кашарин, Д.В. Мобильные гидроэнергетические сооружения из композитных материалов [Текст] / Д.В. Кашарин // Мелиорация и водное хозяйство. – 2007. – № 4. –С. 45-46.

102. Кашарин, Д.В. Обоснование возведения оснований грунтоармированных берегозащитных сооружений для условий малых водотоков [Текст] / Д.В. Кашарин // Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении. – Новочеркасск, 29–31 мая 2018 года – С. 663-671.

103. Кашарин, Д. В. Обоснование грунтоармированных и грунтонаполняемых конструкций берегозащитных сооружений для условий малых рек // Мелиорация и гидротехника = Land Reclamation and Hydraulic Engineering [Электронный ресурс]. 2021. Т. 11, № 4

104. Кашарин, Д.В. Обоснование применения грунтоармированных сооружений инженерной защиты при возведении мобильной деривационной МикроГЭС для условий Северного Кавказа / Современные проблемы водного хозяйства, охраны окружающей среды, архитектуры и строительства : V Между-нар. науч.-техн. конф., 16-19 июля 2015 г., сб. науч. тр. №70 : посвящ. 95-летию со дня рожд. акад. Цотне Мирцхулава / Мин. обр. и науки Грузии Ин-т водного хоз-ва Им. Ц.Е. Мирцхулава Грузин. техн. ун-та. - Тбилиси, 2015. – С. 81-86.

105. Кашарин, Д.В. Обоснование параметров флютбетов биопозитивных сооружений инженерной защиты из композитных материалов/ Современные геотехнологии в строительстве и их научно-техническое сопровождение: материалы междунар. науч.-технич. конф., посвящённой 80-летию образования кафедры геотехники СПбГАСУ (механики грунтов, оснований и фундаментов ЛИСИ) и 290-летию Российской науки. – Ч. I. – СПбГАСУ. – СПб., 2014. С.441-450

106. Кашарин, Д.В. Оптимизация выбора и обоснование параметров мобильных сооружений инженерной защиты из композитных материалов на водосборе [Текст] / Д.В. Кашарин // Известия Всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б.Е. Веденеева. – 2010. – № 260. – С. 50-60.

107. Кашарин, Д.В. Оптимизация выбора мероприятий сооружений из композитных материалов для инженерной защиты при водохозяйственном строительстве [Текст] / Д.В. Кашарин // Эффективность мероприятий на Юге России: материалы науч.-практ. конф., 23-24 сентября 2009 г., г. Новочеркасск. Вып. 7 / Новочерк. гос. мелиор. акад. – Новочеркасск: Лик, – 2009. – Т. 2. – С. 175-180.

108. Кашарин, Д.В. Оптимизационное моделирование мобильных микроГЭС и сооружений инженерной защиты из композитных материалов для условий малых горных рек [Текст] / Д. В. Кашарин// Технологии очистки воды "ТЕХНОВОД-2016": материалы IX Междунар. науч.-практ. конф., г. Ростов на Дону , 5-7 окт. 2016 г. / Юж.-Рос. гос. техн. ун-т (НПИ). – Новочеркасск: «Лик», – 2016. – С. 60-64.

109. Кашарин, Д.В. Оценка надежности облегченных конструкций из композитных материалов [Текст] // Д.В. Кашарин/ Гидротехническое строительство – 2009. – №6 . – С. 22-29

110. Кашарин, Д.В. Оценка эксплуатационной надежности комплексного гидроузла [Текст] / Д.В. Кашарин, М.М. Мордвинцев. ЮРГПУ(НПИ), г. Новочеркасск. – 2009. – 172 с.

111. Кашарин, Д.В. Повышение устойчивости оснований мобильных дамб для инженерной защиты зданий от затопления [Текст] / Д.В. Кашарин, Тхай Тхи Ким Тьи // Инженерно-строительный журнал – 2013. – № 4. – С. 51-59.

112. Кашарин, Д.В. Подпорно-аэрационные сооружения из композитных материалов [Текст] / Д.В. Кашарин // Гидротехническое строительство. – 2007. – №10. – С.36-43.

113. Кашарин, Д.В. Применение гибких дамб из композитных материалов при ликвидации последствий чрезвычайных ситуаций на водных и водохозяйственных объектах [Текст] / Д.В. Кашарин, В.А. Шумченко // Гидротехническое строительство: материалы регион. науч.-техн. конф. "Гидротехника, гидравлика и геоэкология", г. Новочеркасск, 15 мая 2009 г. / Новочерк. гос. мелиор. акад. – Лик, – 2009. – Вып. 2. – С. 63-72.

114. Кашарин, Д.В. Применение подпорно регулирующих аэрационных сооружений на мелиоративных системах [Текст] / Д.В. Кашарин // Сборник научных трудов НГМА. – Новочеркасск: – 1997. – С. 195-197.

115. Кашарин, Д.В. Расчетное обоснование выбора конструкции и параметров понура мобильных сооружений инженерной защиты из композитных материалов [Текст] / Д.В. Кашарин // Известия высших учебных заведений. Северо-Кавказский регион. Серия: Технические науки. – 2011. – № 2. – С. 114-120.

116. Кашарин, Д.В. Расчетное обоснование параметров мобильных водоподпорных сооружений из композитных материалов [Текст] /Д.В. Кашарин // Вестник ВолгГАСУ. Сер. Стр-во и архит. – 2013. – Вып. 30 (49). – С. 128-138.

117. Кашарин, Д.В. Совершенствование конструкций мобильных дамб для защиты селитебных территорий от затопления [Текст] / Д.В. Кашарин, Тхай Тхи Ким Тьи // Результаты исследований: материалы 61-й науч. конф. профессорско-преподават. состава, науч. работников, аспирантов и студентов / Юж.-Рос. гос. техн. ун-т (НПИ) – Новочеркасск : ЮРГТУ (НПИ), –2012. – С. 126-127.

118. Кашарин, Д.В. Уменьшение интенсивности распространения взвешенных веществ при проведении дноуглубительных работ на естественных и искусственных водотоках [Текст] / Д. В. Кашарин// Технологии очистки воды "ТЕХНОВОД-2006": материалы III Междунар. науч.-практ. конф., посвящ. 10-летию промышленного производства и использования оксихлоридного коагулянта "ОХА" в России, г. Кисловодск, 2-5 окт. 2006 г. / Юж.-Рос. гос. техн. ун-т (НПИ). – Новочеркасск: Темп, – 2006. – С. 108-110.

119. Кашарин, Д.В. Экспериментальные исследования мобильных гидроэнергетических сооружений для малых водотоков [Текст] //Д.В. Кашарин, П.А. Годин /Гидротехническое строительство – 2009. – №6. – С.36-41.

120. Кашарина, Т.П. Альбом технических решений облегченных гидротехнических сооружений [Текст] / Т. П. Кашарина, Д. В. Кашарин, М. А. Чеботарев; Южводпроект. – Ростов н/Д: – 2002. – 57 с.

121. Кашарина, Т.П. Грунтоармированные конструкции в гидротехническом строительстве [Текст] / Т. П. Кашарина // Применение облегченных конструкций гидротехнических сооружений в гидротехническом строительстве: сб. тр. / ЮжНИИГиМ. – Новочеркасск: – 1980. – С. 75-83.

122. Кашарина, Т.П. Грунтоармированные подпорные стены для проведения противоэрозионных мероприятий в условиях Юга России [Текст] / Т. П. Кашарина, Д.В. Кашарин, А.И. Ткаченко// Информационные технологии в обследовании эксплуатируемых зданий и сооружений: материалы 14-й междунар. Науч.-практ. Конф., г. Новочеркасск, 30 окт. 2014 г./Юж.-Рос. гос. Политехн. Ун-т (НПИ) им. М.И. Платова. – Новочеркасск: ЮРГПУ(НПИ), – 2014.–С. 9-14.

123. Кашарина, Т.П. Конструкции гидротехнических сооружений для улучшения экологической обстановки водного бассейна [Текст] / Д. В. Кашарин, Т. П. Кашарина // Экологические аспекты эксплуатации гидромелиоративных систем и использования орошаемых земель: материалы Всерос. науч.-практ. конф., г. Новочеркасск 25-28 сент. 1995 г. / Новочерк. инж.-мелиор. ин-т. – Новочеркасск : НГТУ, – 1996. – С. 31-33

124. Кашарина, Т.П. Мероприятия и технические решения по защите агропромышленного комплекса от подтоплений и эрозионно-оползневых процессов [Текст]: утв. НТС Департамента «Ростовводэксплуатация» 18.08.2000 г., Т.П. Кашарина, Д.В. Кашарин и др. – ЮжНИИГиМ; Новочерк. гос. мелиор. акад. – Новочеркасск: НГМА, – 2001. – 57 с.

125. Кашарина, Т.П. Мягкие гидросооружения на малых реках и каналах [Текст] / Т.П. Кашарина. – М.: Мелиорация и водное хозяйство, – 1997. – 56 с.

126. Кашарина, Т.П. Основные положения по расчету грунтонаполняемых оболочек [Текст] // Кашарина Т.П., Глаголева А.С., Кашарин Д.В., Соловьев А.В., Махова С.И. / Вестник ВолгГАСУ. Сер. Стр-во и архит. – 2011. – № 25/44. – С. 72-77.

127. Кашарина, Т.П. Проект рекомендаций по созданию временных защитных сооружений при чрезвычайных ситуациях [Текст] / Т. П. Кашарина, Д. В. Кашарин, и др.; Главное управление природных ресурсов и охраны окружающей среды МПР России по Ростовской области, ФГУ "Южводопроект". Новочерк. гос. мелиор. акад. – Новочеркасск: – 2003. – 18 с.

128. Кашарина, Т.П. Пути повышения надежности мембранно-вантовой конструкции из композитных материалов [Текст] / Т.П. Кашарина, Д.В. Кашарин, А.В. Кореновский // Гидротехническое строительство. – 2009. – №6. – С.30-35.

129. Кашарина, Т.П. Результаты исследований грунтонаполняемых конструкций [Текст] / Т.П. Кашарина, Д.В. Кашарин //Интернет-вестник ВолгГАСУ. Сер.: политематическая. 2013. Вып. 2(27). [Электронный ресурс] // URL: vestnik.vgasu.ru/attachments/ KasharinaKasharin-2013_2 (27).pdf.

130. Кашарина, Т.П. Рекомендации по проектированию, строительству и эксплуатации облегченных плотин с водовыпускными устройствами [Текст] / Т. П. Кашарина, В. И. Кашарин. – Новочеркасск: – 1985. – 90 с.

131. Кашарина, Т.П. Руководство по устройству грунтоармированных оснований инженерных сооружений автомобильных дорог [Текст] / Т. П. Кашарина, К.В. Григорьев-Рудаков, Д.В. Кашарин и др.. – Ростов и/Д: – 2008. – 27 с.

132. Кашарина, Т.П. Совершенствование конструкций, методов научного обоснования, проектирования и технологии возведения облегченных гидротехнических сооружений [Текст]: автореф. дис. ... д-ра. техн. наук : 05.23.07 / Т.П. Кашарина. – М.: – 2000. – 57 с.

133. Кашарина, Т.П. Технические решения подпорно- аэрационных регулирующих сооружений (ПАРС) [Текст]: норм. док., утв. 06.06.1997 г. / Д. В. Кашарин, Т. П. Кашарина ; МСХиП РФ. – Новочеркасск: –1997. – 34 с.

134. Кашарина, Т.П. Результаты исследований грунтонаполняемых конструкций [Текст] / Т.П. Кашарина, Д.В. Кашарин //Интернет-вестник ВолгГАСУ. Сер.: политематическая. - 2013. Вып. 2(27). - [Электронный ресурс] // URL: URL.:vestnik.vgasu.ru/attachments/ KasharinaKasharin-2013_2(27).pdf.

135. Кашарина, Т.П. Обоснование параметров грунтонаполняемой конструкции численными методами [Текст] / Т.П. Кашарина, Д.В. Кашарин, М.А. Годин// Гидротехническое строительство. – 2016. – № 3. – С. 27-30. (133)

136. Кашарина, Т.П., Расчетно-экспериментальное исследование грунтоармированных подпорных стен для транспортных систем в условиях сейсмичности [Текст] / Т.П. Кашарина, Кашарин Д.В.//Известия высших учебных заведений. Северо-Кавказский регион. Серия: Технические науки. – 2016. – № 3.– С. 84-91.

137. Кноринг, С.Д. Плавучие эластичные ёмкости для транспортировки нефтепродуктов: Вопросы прочности и гидродинамики. Теория и методы расчёта [Текст] / С.Д. Кноринг и др. – Л.: Судостроение, – 1965. – 224 с.

138. Козорезова, И.М. О расчёте сопряжения водного потока за распластанными мембранными водосливами [Текст] / И.М. Козорезова // Гидравлика сооружений оросительных систем: сб. ст. / Новочерк. инженер.-мелиор. ин-т. – Новочеркасск: – 1978. – С. 79-83.

139. Кокорин, Ю.В. Экспериментальные исследования гидравлического прыжка в случае аэрированного потока [Текст] / Ю.В. Кокорин // Труды ЛПИ им. М.И. Калинина. – 1971. – В. 312. – С 36-45.

140. Колкунов, Н.В. Основы расчета упругих оболочек: 2-е изд, перераб. и доп. [Текст] / Н.В. Колкунов – М. : Высш. шк., – 1972. – 296 с.

141. Колосов, М.А. «Веерный» способ защиты территорий от затопления в речных бассейнах [Текст] / М.А. Колосов // Вестник государственного университета морского и речного флота им. Адмирала С.О. Макарова. – СПб: – 2009. – 7-11 с.

142. Комков, К.Ф. Особенности упругих свойств высоконаполненных полимерных материалов[Текст] / К.Ф. Комков. – М: Вестник МГТУ им. Н.Э. Баумана. Сер. Машиностроение. – 2008. – №3. – С. 3-13.

143. Композиционные материалы. Справочник [Текст] / под ред. В.В. Васильева. – М: Машиностроение. – 1990. – 512 с.

144. Кордонский, Х.Б. Вероятностный анализ процесса изнашивания [Текст] / Х.Б. Кордонский // – М.: Наука. – 1968. – 54 с.

145. Коробейников, С.Н. Нелинейное деформирование твердых тел: монография [Текст] / С. Н. Коробейников// РАН; Ин-т гидродинамики. – Новосибирск: СО РАН, – 2000. – 262 с.

146. Косиченко, Ю.М. Гидромеханическое решение для плоского грунтонаполняемого флютбета [Текст] / Ю.М. Косиченко // Труды НИМИ. – Новочеркасск: – 1974. – С. 48-60.(144)

147. Косиченко, Ю.М. Исследования фильтрации под гибкими флютбетами водоподпорных сооружений [Текст]: автореф. дис. … канд. техн. наук: 05.23.07/ Ю.М. Косиченко. – Новочеркасск: – 1974. – 23 с.

148. Косиченко, Ю.М. Фильтрация под гибкими флютбетами гидротехнических сооружений из синтетических материалов [Текст] / Ю.М. Косиченко, Б.И. Сергеев// Проектирование и расчёт мягких конструкций гидротехнических сооружений: сб. тр. / ЮжНИИГиМ. – Новочеркасск: – 1976. – Вып. XXIV. – С. 122-185.

149. Крошнев, А.В. Разработка и исследование водосливных гибких регулирующих сооружений [Текст] : автореф. дис. … канд. техн. наук: 05.23.07/ А.В. Крошнев. – Киев: – 1982. – 24 с.

150. Крылов, О.В. Метод конечных элементов и его применение в инженерных расчетах: учеб. пособие для вузов [Текст] / О.В. Крылов //– М.: Радио и связь, – 2002.– 104 с.

151. Курукуласурия, М. Расширение области применения гидротехнических конструкций из синтетических материалов (тканевые плотины в тропическом климате и тканевые пробки в водоводах замкнутого сечения) [Текст]: автореф. дис. … канд. техн. наук : 05.23.07 / – М.: Курукуласурия. – 1978. – 15 с. (149)

152. Ланкин, М.В. Планирование эксперимента в научных исследованиях: метод. указания к выполн. курс. работы [Текст] / М.В. Ланкин, К.М. Широков // ЮРГТУ(НПИ). – Новочеркасск: Изд-во ЮРГТУ(НПИ), – 2010. – 34 с.

153. Лапшенков, В.С. Русловая гидротехника: практ. пособие [Текст] / В.С. Лапшенков. – Новочеркасск: НГМА, – 1999. – 400 с.

154. Левин, В.А. Развитие дефектов при конечных деформациях: Компьютерное и физическое моделирование / В.А. Левин, В.В. Калинин, К.М. Зингерман, А.В. Вершинин. // под ред. В. А. Левина. – М.: Физматлит, – 2007. – 392 с.

155. Лемешев, А.И. К вопросу о вибрации мягких гидротехнических сооружений[Текст] / А.И. Лемешев // – Новочеркасск: тр. ЮжНИИГиМ. Вып. XXVIII – 1977. – С. 126-133.

156. Лемешев, А.И. К вопросу о влиянии конструктивных особенностей мягких водосливов на пропускную способность [Текст] / А.И. Леви // – Новочеркасск: тр. ЮжНИИГиМ. Вып. XXXII. – 1978. – С. 44-49.

157. Лемешев, А.И. Параметры многооболочковых русловых плотин из тканевых материалов [Текст]: автореф. дис. … канд. техн. наук : 05.23.07 / А.И. Лемешев. – Л.: – 1967. – 22 с.

158. Логвинов, В.Б. Основы теории упругости, пластичности и ползучести: учеб. пособие для вузов [Текст] / В.Б. Логвинов // ЮРГТУ(НПИ). – Новочеркасск: Изд-во ЮРГТУ (НПИ), – 2008. – 212 с.

159. Лотов, А.В. Многокритериальные задачи принятия решений: Учебное пособие [Текст] / А.В. Лотов, И.И. Поспелова. – М.: МАКС Пресс, – 2008. – 197 с.

160. Лоу, А.М. Имитационное моделирование [Текст] / А.М Лоу, В.Д. Кельтон // 3-е изд. – СПб.: – 2004. – 847 с

161. Лятхер, В.М. Оценка надежности гидросооружений [Текст] / В.М. Лятхер // Гидротехническое строительство. – 1985. – № 2. – С. 6-13.

162. Ляхтер, В.М. Гидравлическое моделирование [Текст] / В.М. Ляхтер, А.М. Прудовский – Энергоатомиздат, – 1984. – 392 с.

163. Магула, В.Э. Особенности постановки задач в теории мягких оболочек [Текст] / В.Э. Магула // Теория мягких оболочек и их использование в народном хозяйстве. – Ростов н/Д: Изд-во Ростов. ун-та, – 1976. – С. 15-21.

164. Магула, В.Э. Судовые эластичные конструкции [Текст] / В.Э. Магула. – Л.: Судостроение, – 1978. – 263 с.

165. Магула, В.Э. Учет растяжимости оболочки свободно лежащей мягкой емкости [Текст] / В.Э. Магула // Строительная механика и расчет сооружений. – 1966. – № 4. – С. 8-10.

166. Малышевич, Б.Н. Быстровозводимые гибкие дамбы для защиты территорий от затопления и подтопления [Текст] / Б.Н. Малышевич; НГМА, ФГУ «Управление «Кубаньмелиоводхоз». – Новочеркасск: – 2003. – 4 с. (165)

167. Малышевич, Б.Н. Научное обоснование параметров быстровозводимых гибких дамб для защиты территорий от затопления и подтопления [Текст] / Б.Н. Малышевич. – Новочеркасск: НГМА, – 2002. – 46 с. (166)

168. Мелиорация и водное хозяйство. Сооружения. Строительство: справочник [Текст] / под ред. А.В. Колганова, П.А. Полад-Заде. – М: ЭКОСТ, – 2002. – 602 с. (167)

169. Мешкуров, В.А. Датчики для измерения деформации материала в пневмоболочках [Текст] / В.А. Мешкуров, В.Р. Волковичкий // Каучук-резина. – 1973. – № 5. – С. 45-47.

170. Микони, С.В. Многокритериальный выбор на конечном множестве альтернатив: учеб. пособие [Текст] / Микони С.В.// – СПб., М., Краснодар: Лань, – 2009. – 270 с.

171. Миронов, В.В. Строительство дамб, предотвращающих попадание нефтесодержащих загрязнений в открытые водоемы с использованием грунтонаполненых геотубов [Текст] / В.В. Миронов, Д.В. Миронов // Изв. вузов. Строительство. – 2003. – №2. – С. 113-115.

172. Можевитинов, А.Л. О статическом расчёте нейлонового затвора водосливной плотины [Текст] / А.Л. Можевитинов // Информационный сборник Всесоюзного государственного проектного института Гидроэнергопроект. – Л.: – 1961. – № 21.

173. Морозов, Е. М. Метод конечных элементов в механике разрушения [Текст] / Е.М. Морозов, Г.П. Никишков // 2-е изд., испр. – М.: ЛКИ, – 2008. – 256 с.

174. Мохамед Абдаль Садам Мохамед Ашур. Гашение энергии и обогащение воды кислородом на сливе и в нижнем бьефе быстротока [Текст]: автореф. дис. … канд. техн. наук : 05.23.16/ М. А. С.-М. Ашур. – М.: – 1979. – 21 с.

175. Мурашко, А.И. Гидравлические методы защиты малых рек [Текст] / А.И. Мурашко, Э.П. Коваленко, Н.А. Правошинский // Гидротехническое строительство. – 1990. – № 10. – С. 30-35.

176. Мурзенко, Ю.Н. Реализация принципов многокритериального синтеза в программном комплексе "АПОФЕОС" для многовариантного проектирования фундаментов [Текст] / Ю.П. Мурзенко, В.П. Дыба // Исследования и разработки по компьютерному проектированию фундаментов и оснований: межвуз. сб. / Новочерк. политехн. ин-т. – Новочеркасск: – 1990. – С. 4–8.

177. Мэттьюз, Ф. Композитные материалы. Механика и технология [Текст] / Ф. Мэттьюз, Р. Ролингс. – М.: Техносфера, – 2004. – 408 с.

178. Назаров, А.П. Исследование мягких наполняемых водосливов из синтетических материалов [Текст]: автореф. дис. … канд.техн. наук: 05.23.07 / А.П. Назаров. – Новочеркасск, – 1974.

179. Несвит, В.П. Форма и напряженное состояние гибких затворов мембранного типа для низконапорных водосливных плотин [Текст]: автореф. дис. … канд. техн. наук : 05.23.07 / В.П. Несвит. – Днепропетровск: – 1984. – 23 с.

180. Нигметов, Г.М. Тенденция роста катастрофических наводнений на территории Российской Федерации [Текст] / Г.М. Нигметов, Ю.А. Филатов, В.И. Пчелкин, Н.С. Юзбеков // Технологии гражданской безопасности, №1-2. –2003. – С.37 – 44 (179)

181. Новожилов, В.В. Теория тонких оболочек [Текст] /В.В. Новожилов. – Л.: Судпромгиз, – 1962. – 430 с.

182. ОДМ 218.5.003 -2010. Рекомендации по применению геосинтетических материалов при строительстве и ремонте автомобильных дорог: отраслевой дорожн. метод. док. : утв. распоряжением Минтранса России № ИС 666-р от 01.08.2003. – М., – 2010. – 116 с

183. ОДМ 218.3.103-2018 Рекомендации по применению винтовых свай на автомобильных дорогах [Текст]. – Введ. 7.08.2018.

184. ОДМ 218.5.005-2010. Классификация, термины, определения геосинтетических материалов. [Текст]. – Введ. 2010-07-16

185. ОДМ 218.3.038-2015. Рекомендации по проектированию и строительству берегозащитных сооружений автомобильных дорог. [Текст]. – Введ. 08.10.2015

186. Отто, Ф. Пневматические строительные конструкции: конструирование и расчет сооружений из тросов, сеток и мембран [Текст] / Ф. Отто, Р. Тростель. – М.: Стройиздат, – 1967. – 319 с.

187. Павилайнен, В.Я. Расчет оболочек в многоволновых системах [Текст] / В.Я. Павилайнен. – Л.: Стройиздат, – 1975. – 134 с.

188. Пат. 2060970 РФ: МПК С 02F 3/32 / Устьевое водоохранное сооружение: С.Я. Безднина, О.И. Куприянов. – заявл. 12.03.93; опубл. 27.05.1996, Бюл. № 20.

189. Пат. 2103439 РФ: МПК Е 01 С 5/20, Е 01 С 11/16. Армодренажный композитный геотекстильный материал / Ф.И. Целиков, Л.М. Бирюкова, В.Г. Переселенков, Е.М. Песошников. – 30. 06.1995-- опубл. 27.01.1998, Бюл. № 20.

190. Пат. 2166581 РФ: МПК Е 02 В7 /02 Подпорное сооружение: / Т.П. Кашарина, Д.В. Кашарин. – заявл.; опубл. 10.05.2001, Бюл. № 13

191. Пат. 2245960 РФ: МПК Е 02 В7/02 / Подпорное сооружение: Т.П. Кашарина, Д.В. Кашарин. – заявл. 22.11.99; опубл.10.02.2005, Бюл. №4.

192. Пат. 2266362 РФ, МПК Е 02 В 3/04, Е 02 В 3/10, Е 02 В 7/26 / Автоматизированное защитное от наводнений сооружение : Берков Б.В. – заявл. 17.03.04; опубл. 20.12.2005, Бюл. № 35. (191)

193. Пат. 2272097 РФ: МПК Е 02 В 1/00 /Способ локализации и обеззараживания загрязненных участков илов и/или донных осадков: О.К. Калантаров, С.М. Чесалов, Ю.А. Лионов. – заявл. 29.04.04; опубл. 20.03.2006, Бюл. №8.

194. Пат. 2274701 Российская Федерация: МПК Е02В 3/10 Водоналивная наращиваемая дамба от наводнений:/ Б.В. Берков – заявл. 22.11.04; опубл. 20.04.2006, Бюл. № 37. (193)

195. Пат. 2278923 РФ: МПКЕ 02В 9/00/Способ возведения гидроэнергетического сооружения: Д.В. Кашарин. – заявл. 17.12.2003; опубл. 27.06.2006, Бюл. №18.

196. Пат. 2280730 РФ: МПК Е 02 В 3/12 /Защитное берегоукрепительное сооружение и способ его создания: О.И. Лобов, Б.Н. Мельников, В.И. Иваненко, С.Л. Шерстюк. – заявл. 26.01.05; опубл. 27.07.2006, Бюл. № 2.

197. Пат. 2283915 РФ: МПК Е02В 3/12 /Способ возведения берегозащитного сооружения: Н.В. Островский, В.Т. Островский, В.В. Островский. – заявл. 21.04.05; опубл. 20.09.2006, Бюл. 26.(196)

198. Пат. 2285081 РФ: МПК Е 02 В Защитная дамба и способ её возведения: / В.Н. Шкура В.Н., Т.П. Кашарина, В.А. Волосухин, Д.В. Кашарин. – заявл. 04.12.2003; опубл. 10.10.2006, Бюл. №28.

199. Пат. 2285082 РФ: МПК7 Е02В 3/06/3.Гибкая подпорная стенка: Г. Ламердонов. – заявл. 4.02.05; опубл. 10.10.2006, Бюл. № 28.

200. Пат. 2327836 РФ: МПК Е02В 9/00/. Гидроэнергетическое сооружение многоразового использования (варианты): Д.В. Кашарин. – заявл. 27.07.2007; опубл. 27.06.2008, Бюл. №1.

201. Пат. 914711 РФ: МПК. Водоаэрирующее устройство [Текст]: /Васильев Ю.И., Гладков Е.П., Искра А.Л., Харченко М.С.; заявитель и патентообладатель – заявл.; опубл. 23.03.82, Бюл. № 11. Водоаэрирующее устройство. Реферат патента СССР 582360 М. С. Харченко и А. Е. Еремеев (71) Заявитель (54) Водоаэрирующее устройство.

202. Пат. РФ. 2250950 Способ возведения подпорно-регулирующего гидроэнергетического сооружения: Д.В. Кашарин. – заявл. 28.03.2003; опубл. 27.04.2005, Бюл. № 17.

203. Пат. РФ 2278200. Защитное сооружение для чрезвычайных ситуаций. опубл.20.06.2006, Бюл. №17. Кашарина Т.П, Шкура В.Н., Кашарин Д.В., Бурлуцкая А.В.

204. Пат. РФ 2 352713. Способ создания грунтоармированного подпорного сооружения и устройство для его осуществления опубл.20.04.2009, Бюл. №11. Кашарина Т.П., Скибин Г.М., Кашарин Д.В., , Кидакоев А.М., Григорьев-Рудаков К.В.

205. Пат. РФ 2378451: МПК Е 02 В9/00. Мобильное гидроэнергетическое сооружение многоразового использования (варианты): / Д.В. Кашарин, П.А. Годин. – заявл. 29.08.2007; опубл. 10.01.2010, Бюл. № 1. 147

206. Пат. РФ №2413052. Мобильное гидроэнергетическое сооружение с водоподпорной наполняемой оболочкой опубл. 27.02.2011, Бюл. № 6. (в соавторстве Ефимов Н. Н., Годин М. А., Годин П. А.).

207. Пат. РФ №2441113 МПК Е02В7/02. Подпорно-регулирующее сооружение на грунтонаполняемом флютбете и способ его возведения:/ Кашарина Т.П., Кашарин Д.В. подача заявки: 03.07.2009 опубл. 10.01.2011 Бюл. № 1

208. Пат. РФ 2444589. Грунтоармированное сооружение и способ его возведения/ Т.П. Кашарина, Д.В. Кашарин, А.П. Приходько, О.В. Жмайлова – заявл. 26.07.2010; опубл. 10.03.2012, Бюл. № 7

209. Пат. РФ 2539143 Система защитных дамб и способ ее возведения:/Кашарин Д.В., Тхай Тхи Ким Тьи.-заявл. 10.09.2013; опуб. 10.01.2015, бюл. №1

210. Пат. РФ 2667080. Устройство составного мобильного деривационного водовода и способ его возведения Кашарин Д.В, Кашарина Т. П., Валуйский К. П., Калмыков С. А., Плотникова В. А.-заявл. 02. 11.2016; опуб. 14.09. 2018, бюл. №26

211. Пат. РФ 2714732 опуб.19.02.2020 Бюл. №5. Берегозащитное грунтоармированное сооружение в условиях слабых грунтов на наполняемом основании и способ его возведения /Кашарин Д.В., Калмыков С. А., Плотникова В. А.-заявл. 02. 11.2016 опуб.19.02.2020 Бюл. №5

212. Перепелица, В.А. Дискретная оптимизация и моделирование в условиях неопределенности данных [Текст] / В.А. Перепелица, Ф.Б. Тебуева. – М.: Академия Естествознания, – 2007. – 151 с. (211)

213. Петраков, Б.И. Расчет мягкой пневматической плотины [Текст] / Б.И. Петраков, П.М. Медведев // Строительство и архитектура. – 1969. – № 12.

214. Петров, И.А. Применение наполняемых конструкций из синтетических материалов в гидротехническом строительстве [Текст]: авто-реф. дис. … канд. техн. наук: 05.23.07/ И.А. Петров. – Новочеркасск: – 1972. – 23 с.(213)

215. Подиновский, В.В. Парето-оптимальные решения многокритериальных задач [Текст] / В.В. Подиновский, В.Д. Ногин. – М.: Физматлит, – 2007. – 256 с.

216. Пособие к СНиП 3.07.03-85 «Мелиоративные системы и сооружения. Обоснования эксплуатационной надежности облегченных гидротехнических сооружений» [Текст] / ИНПЦ «Союзводпроект»; ЮжНИИГиМ; Под общ. Ред. А.В. Колганова, Т.П. Кашариной, Д.В. Кашарина. – М.: – 2001. – 40 с.

217. Проскурников, С.М. Расчёт устойчивости эластичной водоналивной плотины [Текст] / С.М. Проскурников// Совершенствование технологии первоначального лесосплава и транспорта леса в плотах и судах: тр. ЦНИИлесосплава. – М.: – 1978. – Вып. 29. – С. 30-85.

218. Рассказов, Л.Н. Гидротехнические сооружения: учеб. для вузов: В 2 ч. [Текст] / Л.Н. Рассказов, В.Г. Орехов, Ю.П. Правдивец и др.; под ред. Л.Н. Рассказова. – М.: Стройиздат, 1996. – Ч.1. – 344 с.

219. РД 52.24.419-2005 Массовая концентрация растворенного кислорода в водах. Методика выполнения измерений йодометрическим методом дата введения 2005-07-01

220. Рекомендации по применению грунтонаполняемых и грунтоармированных элементов при использовании вторичных материальных ресурсов[Текст] – Ростов-н/Д.: Южводпроект, – 2009. – 31 с.

221. Реутов, А.И. Надежность изделий из полимерных композиционных материалов с учетом статистической изменчивости их характеристик [Текст] / А.И. Реутов // Известия Томского политехнического университета. – 2010. – Т. 317, – №2. – С. 58-62.

222. Руководство по контролю за проектированием и эксплуатацией облегчённых плотин с водовыпускными окнами для малых и средних рек. – Новочеркасск, – 1999. – 16 с.

223. Руководство по проектированию строительству и эксплуатации мобильных подпорно-регулирующих гидроэнергетических сооружений (МПРГС) [Текст]. – Ростов-н/Д.: Южводпроект, – 2008. – 48 с.

224. Самуль, В.И. Основы теории упругости и пластичности: учеб. пособие для инж.-строит. специальностей вузов [Текст] / В.И. Самуль. – М.: Высш. шк., – 1970. – 288 с.

225. Саркисян, Н.Е. Разрушение волокнистых композитных материалов при длительном циклическом деформировании [Текст] / Н.Е. Саркисян, ПН. Саркисян // Известия национальной академии наук Армении. – 2006. – Вып. 59, – № 3. – С. 80-85.

226. Сахарова, С.И. Исследование трения между грунтом и арматурой в армированных грунтовых подушках [Текст] / С.И. Сахарова// Статика и динамика сооружений / МГМИ. – М.: – 1990. – С. 90-107.

227. Свидетельство об офиц. регистрации программ для ЭВМ № 2010611300. Кашарин Д.В. Оптимизация выбора и расчета сооружений из композитных материалов для инженерной защиты при водохозяйственном проектировании (ОВиРСКМИЗВП): – заявл. 21.12.2009; зарегистрир. в Реестре программ для ЭВМ 15.02.2010.

228. Расчет грунтоармированного основания. Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ № 2010616390. Зарегистрировано 26.07.2010 (в соавторстве Кашарина Т.П., Приходько А.П., Кидакоев А.М.)

229. Оптимизация параметров оболочечных сооружений инженерной защиты. Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ №201711300. Зарегистрировано 08.11.2017.

230. Сергеев, Б.И. Гидравлические исследования мягких водосливов мембранного типа [Текст] / Б.И. Сергеев, В.Л. Бондаренко // Научные исследования по гидротехнике в 1972 г.– Л.: – 1974. – Т. 2.

231. Сергеев, Б.И. Грунтополимерные берегоукрепительные сооружения датской фирмы [Текст] / Б.И. Сергеев, Т.П. Кашарина // Гидротехника и мелиорация. – 1981. – № 7. – С. 75-76. (228)

232. Сергеев, Б.И. Методические указания по инженерным методам расчета мягких гидротехнических конструкций с помощью ЭКВМ и ЭВМ [Текст] / Б.И. Сергеев, В.А. Волосухин. – Новочеркасск: НИМИ, – 1979. – 39 с.

233. Сергеев, Б.И. Мягкие конструкции – новый вид гидротехнических сооружений [Текст] / Б.И. Сергеев, П.М. Степанов, Б.Б. Шумаков. – М.: Колос, – 1971. – 88 с.

234. Сергеев, Б.И. Мягкие конструкции гидротехнических сооружений [Текст] : автореф. дис. … д-ра. техн. наук : 05.23.07 / Б.И. Сергеев. – Новочеркасск: – 1974. – 55 с.

235. Сергеев, Б.И. Основы расчета грунтонаполняемых оболочек [Текст] / Б.И. Сергеев, Т.П. Кашарина, В.А. Волосухин // Проектирование и расчет мягких конструкций гидротехнических сооружений. – Новочеркасск: ЮжНИИГиМ, – 1976. – С. 89-98.

236. Сергеев, Б.И. Основы расчета и применение мягких конструкций гидротехнических сооружений [Текст] / Б.И. Сергеев // Теория мягких оболочек и их использование в народном хозяйстве. – Ростов н/Д: Изд-во Ростов. ун-та, – 1976. – С. 72-81.

237. Сергеев, Б.И. Развитие мягких конструкций и вантовых систем в гидротехническом строительстве [Текст] / Б.И. Сергеев, В.И. Кашарин // Гидротехнические сооружения мелиоративных систем: тр. ЮжНИИГиМ. – Новочеркасск: – 1979. – С. 3-12.

238. Сергеев, Б.И. Рекомендации по статическому расчету мягких мембранных плотин [Текст] / Б.И. Сергеев, В.Л. Бондаренко, В.А. Волосухин, В.М. Компаниец. – Новочеркасск: ЮжНИИГиМ, – 1977. – 34 с.

239. Сергеев, Б.И. Рекомендации по фильтрационному расчёту флютбетов гидротехнических сооружений из синтетических материалов [Текст] / Б.И. Сергеев, Ю.М. Косиченко, В.Н. Бурдинский. – Новочеркасск: – 1977. – 55 с.

240. Скибин, Г.М. Моделирование состояния городской застройки в целях обеспечения эксплуатационной надежности оснований и фундаментов, зданий и сооружений при подтоплении [Текст]: дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.02, 25.00.36 / Г.М. Скибин. – Новочеркасск: – 2004. – 290 с.

241. Соболь, И.М. Выбор оптимальных параметров в задачах со многими критериями [Текст] / И.М. Соболь, Р.Б. Статников. – М.: Дрофа, – 2006. – 175 с.

242. Сольский, С.В. Обоснование водообустройства и конструкций защиты от загрязнений поверхностных и грунтовых вод рекультивируемого полигона для хранения жидких токсичных промышленных отходов [Текст] / С.В. Сольский, Д.П. Самофалов // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. – СПб: 1999. – Т. 235. – С. 129-137.

243. СП 100.13330.2016. Мелиоративные системы и сооружения. Актуализированная редакция СНиП 2.06.03-85 [Текст]. – М.: Стандартинформ, 2017. Введ. 2017-06-17. – 207 с.

244. СП 101.13330.2012. Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения [Текст]. – М.: Минстрой России, 1996. Введ. 1988-01-01. – 94 с.

245. СП 104.13330.2016 Инженерная защита территорий от затопления и подтопления. Актуализированная редакция СНиП 2.06.15-85 [Текст]. – М.: Стандартинформ, 2017. Введ. 2017-06-17. – 50 с.

246. СП 116.13330.2012 Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения. Актуализированная редакция (СНиП 22-02-2003) (ред. от 30.12.2020) [Текст]. – М.: Минстрой России, 2016. Введ. 30.06.2012. – 61 с

247. СП 21.13330.2012 Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах. Актуализированная редакция СНиП 2.01.09-91 (с Изменением N 1) [Текст]. – М.: Минрегион России, 2012. Введ. 2013-01-01. – 90 с

248. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83* [Текст]. – М.: Минрегион России, 2011. Введ. 2017-07-17. – 286 с

249. СП 23.13330.2011. Основания гидротехнических сооружений [Текст]. – М.: Росстандарт, 2011. Введ. 2011-05-20. – 101 с

250. СП 31.13330.2012 Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. Актуализированная редакция СНиП 2.04.02-84 (с Изменениями N 1, 2, 3) [Текст]. – М.: Минрегион России, 2013. Введ. 2013-01-01. – 170 с

251. СП 32.13330.2012. Канализация. Наружные сети и сооружения". Актуализированная редакция СНиП 2.04.03-85 [Текст]. – М.: Минрегион России, 2012. Введ. 2013-01-01. – 110 с

252. СП 32-103-97 Проектирование морских берегозащитных сооружений [Текст]. – М.: Трансстрой, 1997. Введ. 1998-01-01. – 120 с

253. СП 33-101-2003 Определение основных расчетных гидрологических характеристик [Текст]. – М.: Госстрой России, 2004. – 103 с

254. СП 38.13330.2018. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов) [Текст]. – М.: Минрегион России, 2019. Введ. 2019-02-17. – 126 с

255. СП 39.13330.2012 Плотины из грунтовых материалов. Актуализированная редакция СНиП 2.06.05-84* [Текст]. – М.: Минрегион России, 2014. Введ. 2013-01-01. – 98 с

256. СП 45.13330.2017 Земляные сооружения, основания и фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 3.02.01-87 [Текст]. – М.: Минрегион России, 2017. Введ. 2017-02-27. – 239 с.

257. СП 58.13330.2019. Гидротехнические сооружения. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 33-01-2003 [Текст]. – М.: Стройиздат, 1990. Введ. 2020-06-17. – 47 с.

258. СП 80.13330.2016 Гидротехнические сооружения речные. Актуализированная редакция СНиП 3.07.01-85 [Текст]. – М.: Минстрой России, 2016. Введ. 2017-06-04. – 84 с

259. Степанов, П. М. К вопросу о расчёте пропускной способности водосливов, выполненных из мягких оболочек [Текст] / П.М. Степанов, И.М. Козорезова // Гидравлика сооружений оросительных систем. тр. НИМИ – Новочеркасск: – 1976. – Вып. 5. – С. 88-98.

260. Страхов, К.И. Переносная брезентовая плотина [Текст] / К.И. Страхов // Лесная промышленность. – 1963 - № 12.

261. Суворова, Е.С. Надежность и долговечность изделий из органокомпозитов с учетом ползучести [Текст] / Е.С. Суворова//Вести. КРСУ. – 2009. – Т. 9. – № 1. – С. 88-91.

262. Сьярле, Ф. Метод конечных элементов для эллиптических задач / Ф. Сьярле. Издательство «Мир» – М.: – 1980. – 512 с.

263. Технологическая карта по устройству грунтоармированных конструкций защитных ГТС [Текст]. – Ростов-н/Д.: Южводпроект, – 2005. – 30 с.

264. Тканые конструкционные композиты: пер. с англ. [Текст] /под. ред. Т.-В. Чу и Ф. Ко. – М.: Мир, – 1991. – 432 с.

265. Тугашов, К.В. О проведении эксплуатационных испытаний водоналивных рукавных дамб для оценки их защитных свойств при наводнениях [Текст] / К.В. Тугашов, С.С. Носков, А.В. Сидоров, С.В. Грачов // Научные и образовательные проблемы гражданской защиты, – 2017. – № 33. – С. 80-86.

266. Трофимов В.Т., Королёв В.А. Место инженерной защиты территорий, зданий и сооружений в системе экологической безопасности // Инженерные изыскания, 2011. № 7. С. 28–31.

267. Тхай Тхи Ким Тьи. Совершенствование мобильных водонаполняемых дамб для противопаводковой защиты в условиях дельты реки Меконг (Вьетнам) Специальность 05.23.07 - Гидротехническое строительство- 144 с.

268. Федеральная целевая программа «Развитие водохозяйственного комплекса Российской Федерации в 2012 – 2020 годах». Постановление Правительства РФ от 19 апреля 2012 г. №350. М.: Министерство природных ресурсов и экологии Российской Федерации, 2012. 31 с.

269. Хмелев, В.А. Сооружения активного типа для защиты берегов рек от разрушения [Текст]: авт. дис. канд. техн. наук. 05.22.17, – Новосибирск, – 2005 г.

270. Хуберян, К.М. Рациональные формы трубопроводов, резервуаров и напорных перекрытий [Текст] / К.М. Хуберян. – М.: Гостройиздат, – 1956. – 206 с.

271. Цветков, В.К. Расчет устойчивости откосов и склонов [Текст]/ В.К. Цветков. – Волгоград: Нижнее-Волж. кн. изд-во, – 1979. – 238 с.

272. Шадунц, К.Ш. Учет эффекта пространственной работы армированных гидротехнических насыпей [Текст] / К.Ш. Шадунц, О.Ю. Ещенко // Актуальные вопросы водной мелиорации Кубани : сб. тр. КубГАУ. – Краснодар: КубГАУ, – 1996. – Вып. 352. – С. 113-121.

273. Шнайдер, В.А. Определение требуемой прочности геосинтетических материалов для противоэрозионной защиты неподтопляемых откосов земляного полотна [Текст] / В.А. Шнайдер, Г.М. Левашов, В.В. Сиротюк // Вестник СибАДИ, выпуск 1 (47), 2016. – с. 72-80.

274. Штокалов, Г.А. Глубоководные лиманы и пути их усовершенствования [Текст]: дис. ... канд. с-х. наук: Г.А. Штокалов. – Новочеркасск, – 1972.

275. Щедрин, В.Н. Исследование мягких затворов-регуляторов гидравлического действия [Текст]: автореф. дис. … канд. техн. наук : 05.23.07 / В.Н.Щедрин. – М.: – 1977. – 16 с.

276. Щербина, Е.В. Геосинтетические материалы в строительстве: монография [Текст] / Е.В. Щербина – М.: Изд-воАСВ, – 2004. – 112 с.

277. Яковенко В.Г. Строительство берегоукрепительных сооружений [Текст] / В.Г. Яковенко. – М.: Транспорт, – 1986. – 245 с.

278. Alcock. A. The mechanical properties of woven tape all-polypropylene composites / A. Alcock, N.O. Cabrera, N.-M. Barcoula et al. // Composites. Part A. – 2007. – Vol. 38. – Issue 1. – Pp. 147-161.

279. Anwar, H.O. Inflatable dams / H.O. Anwar // Journal of the Hydraulics Division Proceedings of American Society of Civil Engineers. – 1967. – V. 93, no HY3, Proceeding Paper S 239. – Pp. 99-119.

280. Bogdanovich, A.E. Multi-scale modeling, stress and failure analyses of 3-D woven composites / A.E. Bogdanovich // Journal of Materials Science. – 2006. – Vol. 41, № 20. – Pp. 6547-6590.

281. Bonie, A.M. The theory of flexible dams inflated by water pressure / F.M. Bonie // Journal of Hydraulic Reseach. – 1973. – No 11, Issue 1. – Pp. 61-68

282. Chernova, TI, Assignment of Tasks for Experimental Research of Large-Diameter Thin Shells with Infill / T.I. Chernova, N.Y. Tsimbelman // Proceedings of The Tenth ISOPE Pacific.Asia Offshore Mechanics Symposium (PACOMS-2012), Russia. Vladivostok: –Pp. 203-207.

283. D 5141-91. Determining Filtering Efficiency and Flow Rate of a Geotextile for Silt Fence Application Using Site Specific Soil: [Standard Test] / American Society for Testing and Materials (ASTM).

284. Die folgenden Angaben sind den vom Almender eingereichten Unterlagen entmommen: offenlegungssrift DE 10 2004 022 192 A1: Int Cl. E 02 B 7/20, E 02B 15/06 / Gerd Göbel, Denis Göbel, Nicole Göbel. – Anmeldetag 05.05.2004 ; Offenlegungstag 12.01.2006

285. Drosoha, H. "Muschelwhr" ohnesichbauten/ H. Drosoha// Die Wasserwirtschaft. – 1974. – Vol 64, N 9. – p. 274

286. Dyba, V.P. Fundamentals of optimal computer projecting of construction foundations /, S.I. Evtushenko, V.V. Shmatkov, A.Y. Mursenko// Produkt and Process Modelling in the Buil ding Industry: proceeding of ECPPM`94-The First European Conference on Product and Process Modelling in the Building Industry, Dresden, Germany, 5-7 Oct. 1994. –Rotterdam, Brookfield: A.A. Balkema, 1995. – P. 219-223.

287. Flaggs, D.L. Hygrothermal Effects on the Buckling of Laminated Composite Plates / D.L. Flaggs, J.R. Vinson// Fibre Science and Technology, – 1978. – Vol. 11, No. 5, September. – P. 353-365

288. Floss, R. Bewehrte Erde - Ein neues Bauverfahren im Erd- und Grundbau / R. Floss, B.R.Thamm // Bautechnik. – 1976. – Vol. 53, № 7. – Pp. 217-226.

289. Geometric and mechanical modelling of 3D woven composites / S. Rudov-Clark, S.V. Lomov, M.K. Bannister et al. // Proceedings of the 14th International Conference on Composite Materials, San Diego, USA, 14-18 July 2003.

290. Gibson, R.F. Prediction of fiber-matrix interphase effects on damping of composites using micromechanical strain energy. Finite element approach / R.F. Gibson, S.J. Hwang // Composites Engineering. – 1993. – Vol. 3, Issue 10. – Pp. 975-984.

291. Gibson, R.F. Principles of composite material mechanics / R.F. Gibson. - CRC press. Taylor and Francis Group, – 2007. – 579 p.

292. Gunnerson, R. A. Inflatable dam regulates river level / Robert A. Gunnerson// Civil Engineering — ASCE. – 1976. – Vol. 46, №. 2. – Pp. 83

293. Günther, H. Flexibler Staukörper auf dem Muldewehr Penig / H. Günther, F. Jäger // Wasserwirtschaft-Wassertechnik. – 1970.- Jahr. 20, heft 10. – P. 332-336.

294. Harrison, H.B. The analysis and behaviour of inflatable Membrane dam under static loading / H.B. Harrison// Proc. Inst. Civ. Eng. – 1970. – Vol. 45. – P. 661-676.

295. Hitch, N.M. Flexible Dams Inflated by Water / N.M. Hitch, R. Navayanan // Journal of Hydraulic Engineering. – 1983. Vol 109, № 7. – P. 1044-1048.

296. Imberson, N.M. Automatic rubber diversion dam in the Los Andgeles Rivers / N.M. Imbereson // JournaloftheAmericanWaterWordsAssociation. – 1960. – Vol. 52, № 11. – P. 1373-1378

297. Ingold, T. S. Soil reinforcing systems in the United Kingdom / T. S. Ingold // Highways and Public. Works. – 1981. – Vol. 49, № 1858. – P. 1620.

298. Juran, I. Full scale experiment on a Reinforced Earth Abutment in Lille / I. Juran, F. Schlosser, N. Long, G. Legeay // Proceedings, Symposium on Earth Reinforcement, ASCE Annual Convention, April 27, – 1978. – Pittsburg, 1978 – P. 586-584.

299. Kasharin, D.V. Composite-based shell and soil reinforcement desings for bank protection structures // Geotechnics Fundamentals and Applications in Construction: New Materials, Structures, Technologies and Calculations : proceedings of the international conference (GFAC 2019), Saint Petersburg, Russia, 6-8 February 2019 - Leiden : CRC Press/Balkema, 2019. - Vol. 2: Proceedings in Eartn and Geoscience. - P. 124-128. - 0.23 п.л.

300. Kasharin, D.V. Flexible Composite Diversion Water Conduits of Small HPPs for Recreational Facilities in the Republic of North Ossetia// Kalmikov S.A., Surzhko O.A./ Proceedings of the 5th International Conference on Industrial Engineering (ICIE 2019). Conference proceedings ICIE 2019. Cep. "Lecture Notes in Mechanical Engineering" Federal State Autonomous Educational Istitution of Higher Education "South Ural State University" (national research university), Federal State Budget Educational Institution of Higher Professional Education «Platov South-Russian State Polytechnic University (NPI)» Lecture Notes in Mechanical Engineering - Switzerland : Springer, 2019. - Book series : Proceedings of the 5th International Conference on Industrial Engineering (ICIE 2019). - Vol. 2.. 2020. C. 1357-1367.

301. Kasharin, D.V. Intelligent decision support systems in the design of mobile micro hydropower plants and their engineering protection / D.V. Kasharin // Advances in intelligent systems and computing. – 2016. – V. 451. – P. 239-248.

302. Kasharin, D.V. Mobile derivational micro-HPP for reserve water supply and standby power service of recreation facilities and harbour installations of Russky Island/ D.V. Kasharin, T.P. Kasharina, M.A. Godin// Nase more 62(4). – 2015. – Pp. 272–277 .

303. Kasharin, D.V. Numerical Simulation of the Structural Elements of a Mobile Micro-Hydroelectric Power Plant of Derivative Type// D.V. Kasharin, T.P. Kasharina, M.A. Godin. Vol. 423 of the series Advances in Intelligent Systems and Computing – 2016. – Pp. 51–61.

304. Kasharin, D.V. Optimizing the Parameters of Water-Retaining Protective Structures under Small Stream Conditions// D.V. Kasharin, International Conference on Industrial Engineering, ICIE Procedia Engineering 150 - 2016 - Pp. 1804-1810

305. Kasharin, D.V. Technical Solutions and Technological Schemes for the Engineering Protection of the Water and Energy Supply of Small Recreational Facilities on the Black Sea Coast of the Krasnodar Region // Bessarabov S.U., Borisova V.U. / Nase more - 2018. - №65 (2). - P. 63-70.

306. Kasharin D.V. Using biopositive constructions made of composite materials in water and electricity supply for recreational facilities // 2017 International Conference on Industrial Engineering, Applications and Manufacturing (ICIEAM), 16–19 May 2017, St. Petersburg, Russia [Электронный ресурс] - 7St. Petersburg: IEEE, 2017. - Режим доступа : http://ieeexplore.ieee.org/document/8076275/.

307. Kasharina, T.P. Substantiation of soil-filled structure parameters using numerical methods / T.P. ress. Taylor and Francis Group, – 2008. – 619 p.

308. Ni, R.G., The damping and dynamic moduli of symmetric laminated composite beams. Theoretical and experimental results / R.G. Ni, R.D. Adams // Compos. Sci. Technol. – 1984. – № 18. – Pp. 104-121.

309. Ogihara, K. Auto-rubber dam under flood conditions / K. Ogihara // Conference on the Hydraulic Aspects of Floods and Flood Control, London, England, September. - Cranfleld, – 1983. – Pp. 99-109. (307)

310. Parbery, R.D. Factors affecting the membrane dam inflated by air pressure / R.D. Parbery // ICE Proceedings. – 1978. – Vol. 65, Issue 3. – P 645–654.

311. Plastic dam for inland water control // World Water. – 1978. – № 2. – p.48.

312. Saito M. Semi-logarithmic representation for forecasting slope failure / M. Saito // Proceedings, International Symposium on Landslides. – 1980. – N. 1. – P. 321-324.

313. Schlosser, F. La Terre Armeé / F. Schlosser, H. Vidal // Bulletin de Liaison Laboratories Routiers des Ponts et Chausses. – 1969. – Vol. 41. – Pp. 101-144.

314. Sloan, J.G. The Behavior of Rectangular Composite Material Plates Under Lateral and Hygrothermal Loads/ J.G. Sloan, J.R. Vinson // MMAE: Thesis / University of Delaware. –1979. – Pp. 142.

315. Tsimbelman, N.Y. Stability of Thin Shell with Infill Gravity Structures against Lateral Loads / N.Y. Tsimbelman, A.I. Mamontov, T.I. Chernova, Ö. Bilgin// Proceedings of the 15th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Buenos Aires, Argentina: – Pp.1081–1088.

316. Van der Burg, H.J. Debereheningvan an strum van rubber / H.J. Van der Burg // Jngenieur (Nederl.). – 1961. – № No 73, – Pp. 229-235.

317. Vidal, H. The Development and Future of Reinforced Earth / H. Vidal // Proceedings of Symposium on Earth Reinforcement, Geotechnikal Enfineering Division of American Society of Civil Engineers, Pittsburgh, Aprill 27 1978. – Pittsburgh, – 1978. – P. 1

318. Water Structures / Aqua dam. Complete User's Guide. Carlotta, 2002. – p. 22.

319. Wooldridge, R. Self-anchoring inflatable tube dam for irrigation projects// Appropriate technology in civil engineering. – 1981, January. – P. 161-163.

320. Zako, M. Finite element analysis of damaged woven fabric composite materials / M. Zako, Y. Uetsujib, T. Kurashikia // Composites Science and Technology. – 2003. – Vol. 63, № 7. – Pp. 507-516.

321. Yamashita, K. Static and seismic performance of a friction piled raft combined with grid-form deep mixing walls in soft ground / Kiyoshi Yamashita , Junji Hamada, Tomohiro Tanikawa // Soils and Foundations 2016. № 56(3). – Pp. 559-573.

322. Zheng-Shou Chen, Wu-Joan Kim. Numerical investigation of vortex shedding and vortex-induced vibration for flexible riser models / Inter J Nav Archit Oc Engng (2010) 2:112-118.

Приложение А. Испытание композитных материалов

Межкафедральная *испытательная лаборатория* **«НАНОМАТЕРИАЛЫ»**

Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования
"Национальный исследовательский технологический университет «МИСиС»"
119049, Москва, В-49, Ленинский пр, 4
Тел: 955-00-33 Факс: 236-21-05

Протокол испытаний №1.5 от 04.08.17 г.
(испытание на растяжение)

Информация о заказчике:

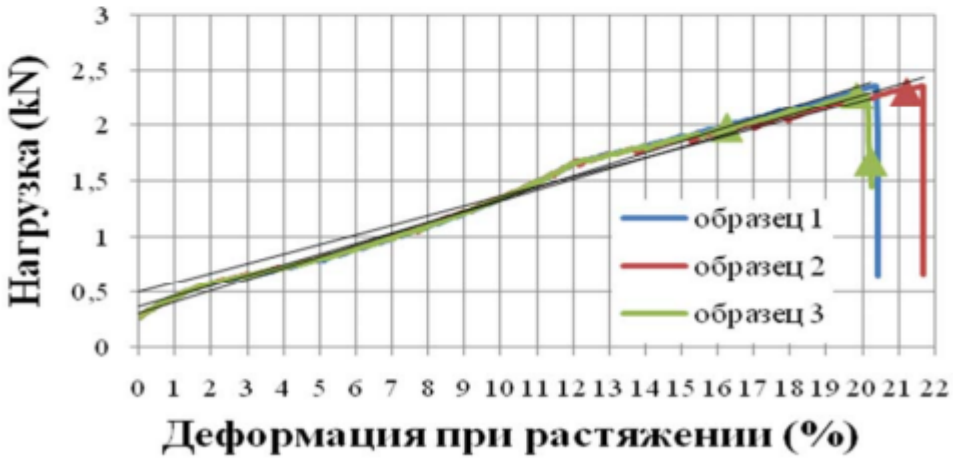
1. **Фактический адрес:** г. Новочеркасск, Ростовской области, ул. Троицкая д. 17, лит. А, кв. 1.
2. **ФИО заказчика:** Кашарин Денис Владимирович.
3. **Телефон/факс/электронная почта: 8-928-603-69-67/ dendvk1@mail.ru.**

Данные, предоставленные заказчиком:
Материал: UNISOL 900.
Дополнительные сведения: 3 образца. Отбор проб выполнялся заказчиком.
Идентификация образцов: Метка образца 1 – UNISOL 900-1; Метка образца 2 – UNISOL 900-2; Метка образца 3 – UNISOL 900-3.
Перечень контролируемых параметров: временное сопротивление разрушению, относительное удлинение и относительное сужение.
Нормативные документы: ГОСТ 32656-2014 (ISO 527-4:1997, ISO 527-5:2009).
Оборудование: универсальная разрывная машина INSTRON 150LX.
Свидетельство о поверке: № НТ 162880/С, ООО «Новатест», действительно до 16 октября 2017 года.

Результаты испытаний:

№	Метка образца	Толщина (мм)	Ширина (мм)	Модуль упругости (GPa)	Максимум Нагрузка (kN)	Прочность (кН/м)	Предел прочности (МРа)	Коэффициент Пуассона (Хордовый модуль)
1	UNISOL 900-1	0,65	51,00	0,29	2,36	46,31	71,24	0,15
2	UNISOL 900-2	0,65	51,5	0,29	2,36	45,79	70,44	0,14
3	UNISOL 900-3	0,65	51,2	0,29	2,37	45,42	70,85	0,14
Среднее		-	-	0,29	2,36	45,84	70,84	0,14
Стандартное отклонение		-	-	0,00	0,00	0,37	0,57	0,00

Диаграмма деформации



Измерения проводил инженер 1 к. Комиссаров А.А. _____

Результаты испытаний относятся только к образцам, прошедшим испытания
Полная или частичная перепечатка запрещена.

Межкафедральная
испытательная
лаборатория
«НАНОМАТЕРИАЛЫ»

Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования
"Национальный исследовательский технологический университет «МИСиС»"
119049, Москва, В-49, Ленинский пр, 4
Тел: 955-00-33 Факс: 236-21-05

Протокол испытаний №1.4 от 04.08.17 г. (испытание на растяжение)

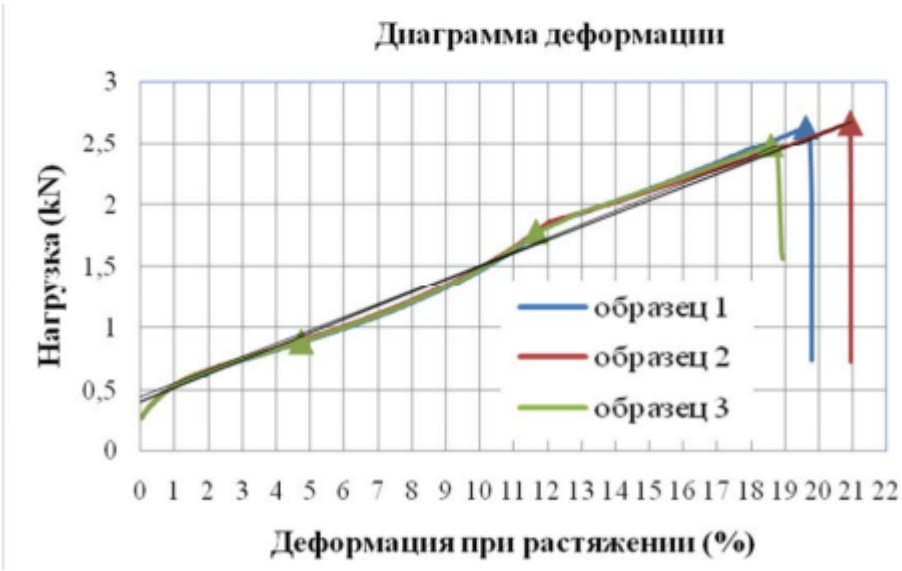
Информация о заказчике:

1. **Фактический адрес:** г. Новочеркасск, Ростовской области, ул. Троицкая д. 17, лит. А, кв. 1.
2. **ФИО заказчика:** Кашарин Денис Владимирович.
3. **Телефон/факс/электронная почта: 8-928-603-69-67/ dendvk1@mail.ru.**

Данные, предоставленные заказчиком:
Материал: MIRASOL STS 850 (PAD-25).
Дополнительные сведения: 3 образца. Отбор проб выполнялся заказчиком.
Идентификация образцов: Метка образца 1 – PAD-25-1; Метка образца 2 – PAD-25-2; Метка образца 3 – PAD-25-3.
Перечень контролируемых параметров: временное сопротивление разрушению, относительное удлинение и относительное сужение.
Нормативные документы: ГОСТ 32656-2014 (ISO 527-4:1997, ISO 527-5:2009).
Оборудование: универсальная разрывная машина INSTRON 150LX.
Свидетельство о поверке: № НТ 162880/С, ООО «Новатест», действительно до 16 октября 2017 года.

Результаты испытаний:

№	Метка образца	Толщина (мм)	Ширина (мм)	Модуль упругости (GPa)	Максимум Нагрузка (kN)	Прочность (кН/м)	Предел прочности (МРа)	Коэффициент Пуассона (Хордовый модуль)
1	PAD-25-1	0,65	50,50	0,31	2,65	52,48	80,73	0,23
2	PAD-25-2	0,65	51,70	0,31	2,67	51,59	79,37	0,22
3	PAD-25-3	0,65	51,10	0,31	2,65	51,73	79,84	0,22
Среднее		-	-	0,31	2,66	51,93	79,98	0,22
Стандартное отклонение		-	-	0,00	0,01	0,63	0,97	0,01



Измерения проводил инженер 1 к. Комиссаров А.А. _____

Результаты испытаний относятся только к образцам, прошедшим испытания
Полная или частичная перепечатка запрещена.

Межкафедральная
испытательная
лаборатория
«НАНОМАТЕРИАЛЫ»

Федеральное государственное автономное
образовательное учреждение высшего
образования
"Национальный исследовательский
технологический университет «МИСиС»"
119049, Москва, В-49, Ленинский пр, 4
Тел: 955-00-33 Факс: 236-21-05

Протокол испытаний №1.8 от 04.08.17 г.
(испытание на растяжение)

Информация о заказчике:

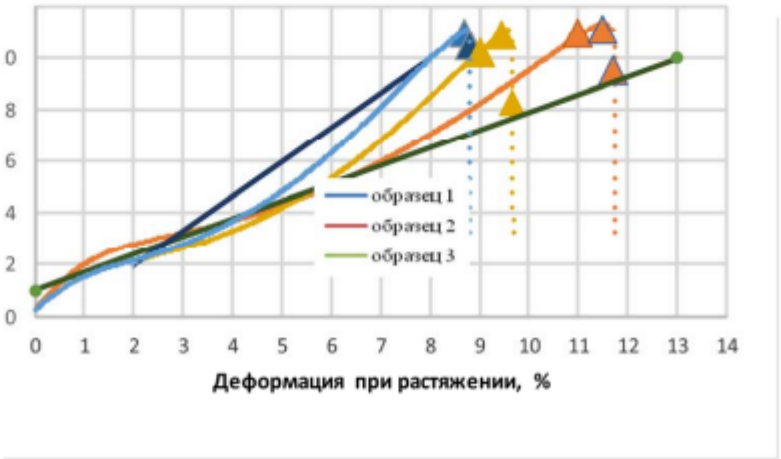
1. **Фактический адрес:** г. Новочеркасск, Ростовской области, ул. Троицкая д. 17, лит. А, кв. 1.
2. **ФИО заказчика:** Кашарин Денис Владимирович.
3. **Телефон/факс/электронная почта: 8-928-603-69-67/ dendvk1@mail.ru.**

Данные, предоставленные заказчиком:
Материал: SWR 3.
Дополнительные сведения: 3 образца. Отбор проб выполнялся заказчиком.
Идентификация образцов: Метка образца 1 – SWR 3-1; Метка образца 2 – SWR 3-2; Метка образца 3 – SWR 3-3.
Перечень контролируемых параметров: временное сопротивление разрушению, относительное удлинение и относительное сужение.
Нормативные документы: ГОСТ 28009-88.
Оборудование: универсальная разрывная машина INSTRON 150LX.
Свидетельство о поверке: № НТ 162880/С, ООО «Новатест», действительно до 16 октября 2017 года.

Результаты испытаний:

№	Метка образца	Толщина (мм)	Ширина (мм)	Модуль упругости (GPa)	Максимум Нагрузка (kN)	Прочность (кН/м)	Предел прочности (МРа)	Коэффициент Пуассона (Хордовый модуль)
1	SWR 3-1	9,10	17,60	0,82	11,11	631,12	69,35	0,40
2	SWR 3-2	8,80	19,90	0,41	11,33	569,54	64,72	0,38
3	SWR 3-2	9,00	18,60	0,6	11,21	600,23	67,01	0,38
Среднее		-	-	0,61	11,22	600,30	67,03	0,39
Стандартное отклонение		-	-	0,29	0,16	43,54	3,28	0,01

Диаграмма деформации



Измерения проводил инженер 1 к. Комиссаров А.А. _____

Результаты испытаний относятся только к образцам, прошедшим испытания
Полная или частичная перепечатка запрещена.

Межкафедральная
испытательная
лаборатория
«НАНОМАТЕРИАЛЫ»

Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования
"Национальный исследовательский технологический университет «МИСиС»"
119049, Москва, В-49, Ленинский пр, 4
Тел: 955-00-33 Факс: 236-21-05

Протокол испытаний №1.9 от 04.08.17 г.
(испытание на растяжение)

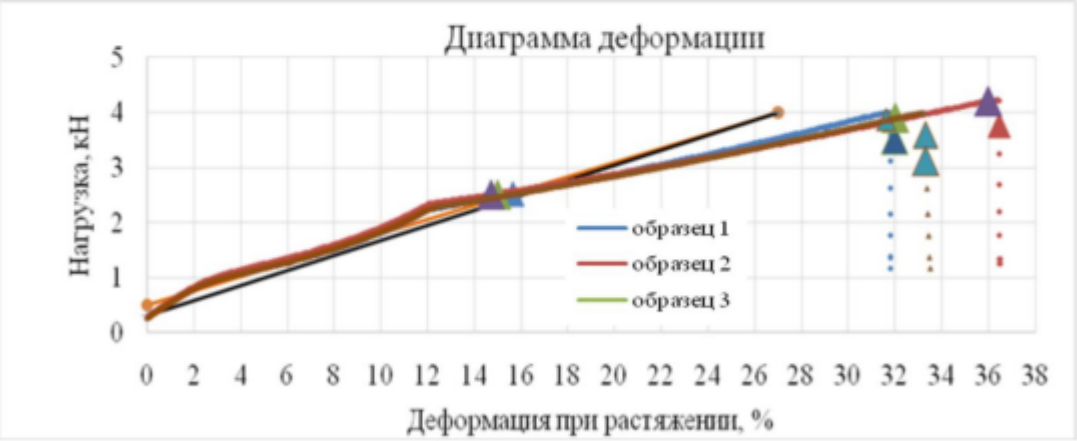
Информация о заказчике:

1. **Фактический адрес:** г. Новочеркасск, Ростовской области, ул. Троицкая д. 17, лит. А, кв. 1.
2. **ФИО заказчика:** Кашарин Денис Владимирович.
3. **Телефон/факс/электронная почта: 8-928-603-69-67/ dendvk1@mail.ru.**

Данные, предоставленные заказчиком:
Материал: SWR 4.
Дополнительные сведения: 3 образца. Отбор проб выполнялся заказчиком.
Идентификация образцов: Метка образца 1 – SWR 4-1; Метка образца 2 – SWR 4-2; Метка образца 3 – SWR 4-3.
Перечень контролируемых параметров: временное сопротивление разрушению, относительное удлинение и относительное сужение.
Нормативные документы: ГОСТ 28009-88.
Оборудование: универсальная разрывная машина INSTRON 150LX.
Свидетельство о поверке: № НТ 162880/С, ООО «Новатест», действительно до 16 октября 2017 года.

Результаты испытаний:

№	Метка образца	Толщина (мм)	Ширина (мм)	Модуль упругости (GPa)	Максимум Нагрузка (kN)	Прочность кН/м	Предел прочности (MPa)
1	SWR 4-1	11,40	20,00	0,06	3,99	199,74	17,52
2	SWR 4-2	11,40	22,70	0,05	4,23	186,22	16,34
3	SWR 4-3	11,40	21,60	0,05	4,15	193,54	16,83
Среднее		-	-	0,05	4,12	193,17	16,90
Стандартное отклонение		-	-	0,00	0,16	9,56	0,84



Измерения проводил инженер 1 к. Комиссаров А.А. _____

Результаты испытаний относятся только к образцам, прошедшим испытания
Полная или частичная перепечатка запрещена.

Межкафедральная
испытательная
лаборатория
«НАНОМАТЕРИАЛЫ»

Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования
"Национальный исследовательский технологический университет «МИСиС»"
119049, Москва, В-49, Ленинский пр, 4
Тел: 955-00-33 Факс: 236-21-05

Протокол испытаний №1.3 от 04.08.17 г.
(испытание на растяжение)

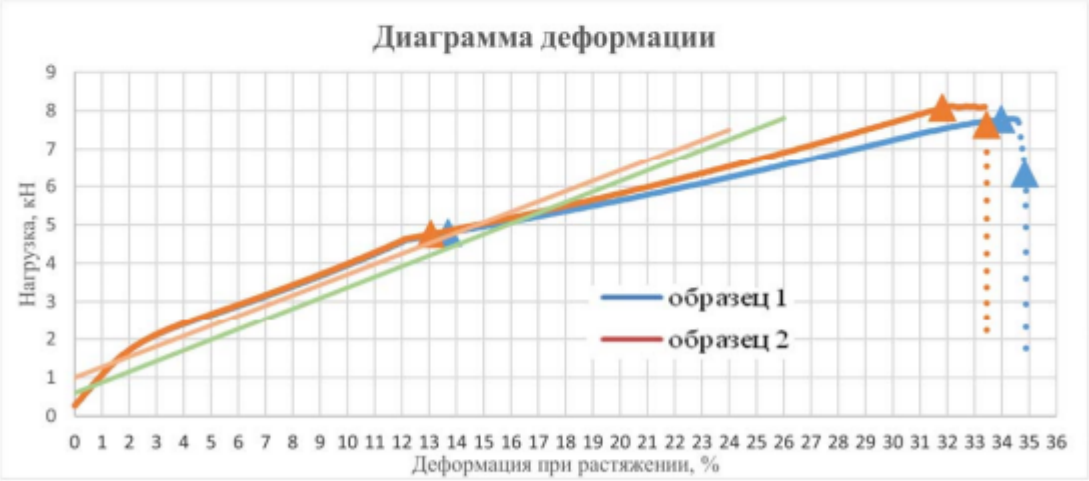
Информация о заказчике:

1. **Фактический адрес:** г. Новочеркасск, Ростовской области, ул. Троицкая д. 17, лит. А, кв. 1.
2. **ФИО заказчика:** Кашарин Денис Владимирович.
3. **Телефон/факс/электронная почта: 8-928-603-69-67/ dendvk1@mail.ru.**

Данные, предоставленные заказчиком:
Материал: 3-ply Polyurethane (reveron).
Дополнительные сведения: 3 образца. Отбор проб выполнялся заказчиком.
Идентификация образцов: Метка образца 1 – 3 PVC-1; Метка образца 2 – 3 PVC-2; Метка образца 3 – 3 PVC-3.
Перечень контролируемых параметров: временное сопротивление разрушению, относительное удлинение и относительное сужение.
Нормативные документы: ГОСТ 32656-2014 (ISO 527-4:1997, ISO 527-5:2009).
Оборудование: универсальная разрывная машина INSTRON 150LX.
Свидетельство о поверке: № НТ 162880/С, ООО «Новатест», действительно до 16 октября 2017 года.

Результаты испытаний:

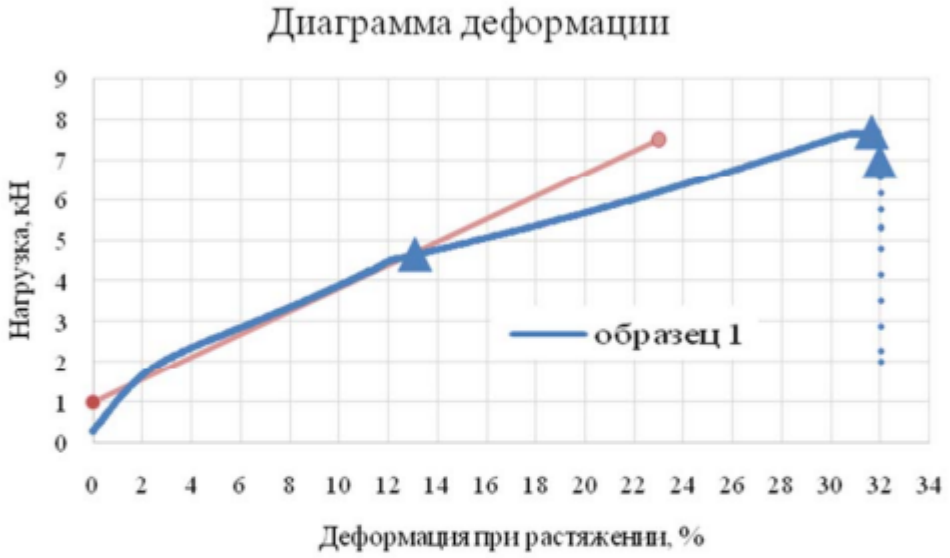
	Метка образца	Толщина (мм)	Ширина (мм)	Модуль упругости (GPa)	Максимум Нагрузка (kN)	Прочность (кН/м)	Предел прочности (MPa)
1	3 PVC-1	4,00	50,00	0,14	7,79	155,85	38,96
2	3 PVC-2	4,00	51,00	0,14	8,12	159,28	39,82
Среднее		-	-	0,14	7,96	157,56	39,39
Стандартное отклонение		-	-	0,00	0,23	2,43	0,61



Результаты испытаний относятся только к образцам, прошедшим испытания
Полная или частичная перепечатка запрещена.

Протокол испытаний №1.3 от 04.08.17 г.
(испытание на растяжение / продолжение)

	Метка образца	Толщина (мм)	Ширина (мм)	Модуль упругости (GPa)	Максимум Нагрузка (kN)	Прочность (кН/м)	Предел прочности (MPa)	Коэффициент Пуассона (Хордовый модуль)
1	3 PVC-3	4,00	50,40	0,14	7,70	152,72	38,18	0,09
Среднее		-	-	0,14	7,70	152,72	38,18	0,09
Стандартное отклонение		-	-	-----	-----	-----	-----	-----



Измерения проводил инженер 1 к. Комиссаров А.А. _____

Результаты испытаний относятся только к образцам, прошедшим испытания
Полная или частичная перепечатка запрещена.

Межкафедральная
испытательная
лаборатория
«НАНОМАТЕРИАЛЫ»

Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования
"Национальный исследовательский технологический университет «МИСиС»"
119049, Москва, В-49, Ленинский пр, 4
Тел: 955-00-33 Факс: 236-21-05

Протокол испытаний №1.6 от 04.08.17 г.
(испытание на растяжение)

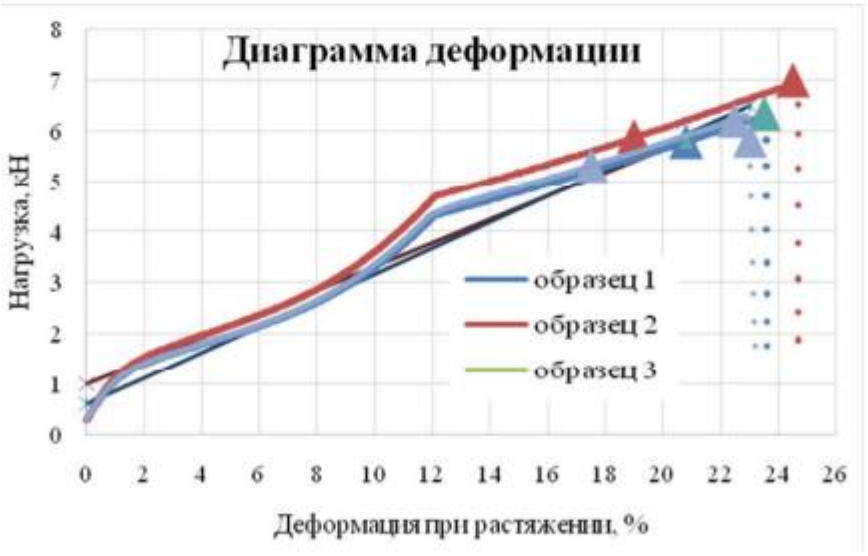
Информация о заказчике:

1. **Фактический адрес:** г. Новочеркасск, Ростовской области, ул. Троицкая д. 17, лит. А, кв. 1.
2. **ФИО заказчика:** Кашарин Денис Владимирович.
3. **Телефон/факс/электронная почта: 8-928-603-69-67/ dendvk1@mail.ru.**

Данные, предоставленные заказчиком:
Материал: SWR 1.
Дополнительные сведения: 3 образца. Отбор проб выполнялся заказчиком.
Идентификация образцов: Метка образца 1 – SWR 1-1; Метка образца 2 – SWR 1-2; Метка образца 3 – SWR 1-3.
Перечень контролируемых параметров: временное сопротивление разрушению, относительное удлинение и относительное сужение.
Нормативные документы: ГОСТ 28009-88.
Оборудование: универсальная разрывная машина INSTRON 150LX.
Свидетельство о поверке: № НТ 162880/С, ООО «Новатест», действительно до 16 октября 2017 года.

Результаты испытаний:

№	Метка образца	Толщина (мм)	Ширина (мм)	Модуль упругости (GPa)	Максимум Нагрузка (kN)	Прочность (кН/м)	Предел прочности (MPa)
1	SWR 1-1	6,20	18,50	0,21	6,29	339,96	54,83
2	SWR 1-2	6,20	21,30	0,20	6,94	325,91	52,57
3	SWR 1-3	6,20	19,20	0,20	6,35	330,54	53,25
Среднее		-	-	0,20	6,53	332,14	53,55
Стандартное отклонение		-	-	0,01	0,46	9,94	1,60



Измерения проводил инженер 1 к. Комиссаров А.А. _____

Результаты испытаний относятся только к образцам, прошедшим испытания
Полная или частичная перепечатка запрещена.

Межкафедральная
испытательная
лаборатория
«НАНОМАТЕРИАЛЫ»

Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования
"Национальный исследовательский технологический университет «МИСиС»"
119049, Москва, В-49, Ленинский пр, 4
Тел: 955-00-33 Факс: 236-21-05

Протокол испытаний №1.7 от 04.08.17 г.
(испытание на растяжение)

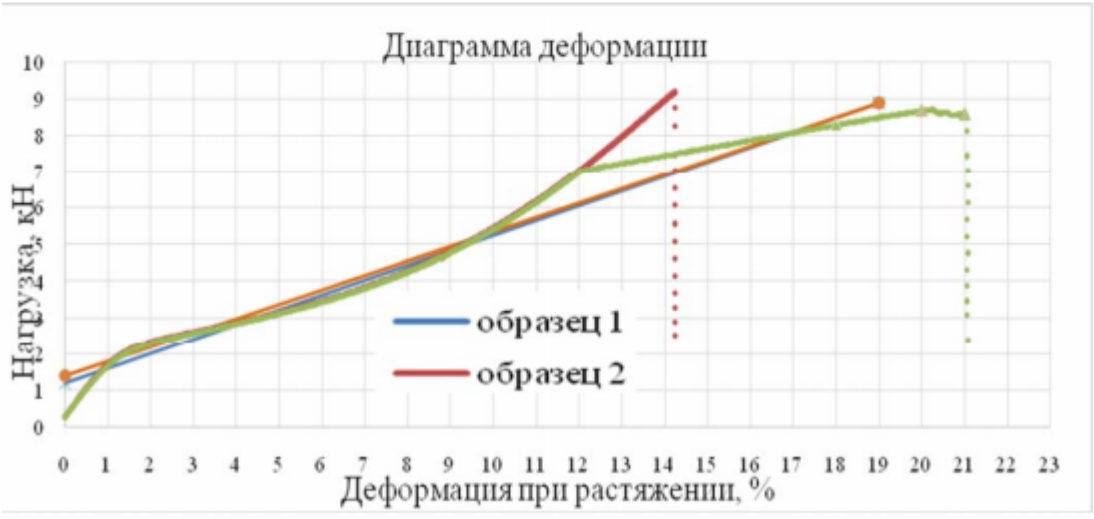
Информация о заказчике:

1. **Фактический адрес:** г. Новочеркасск, Ростовской области, ул. Троицкая д. 17, лит. А, кв. 1.
2. **ФИО заказчика:** Кашарин Денис Владимирович.
3. **Телефон/факс/электронная почта: 8-928-603-69-67/ dendvk1@mail.ru.**
4. **Данные, предоставленные заказчиком:**
   Материал: SWR 2.

Дополнительные сведения: 3 образца. Отбор проб выполнялся заказчиком.
Идентификация образцов: Метка образца 1 – SWR 2-1; Метка образца 2 – SWR 2-2; Метка образца 3 – SWR 2-3.
Перечень контролируемых параметров: временное сопротивление разрушению, относительное удлинение и относительное сужение.
Нормативные документы: ГОСТ 28009-88.
Оборудование: универсальная разрывная машина INSTRON 150LX.
Свидетельство о поверке: № НТ 162880/С, ООО «Новатест», действительно до 16 октября 2017 года.

Результаты испытаний:

	Метка образца	Толщина (мм)	Ширина (мм)	Модуль упругости (GPa)	Максимум Нагрузка (kN)	Прочность (кН/м)	Предел прочности (МРа)
1	SWR 2-1	7,60	19,80	0,26	9,18	463,81	61,03
2	SWR 2-2	7,70	19,80	0,26	8,71	440,10	57,16
Среднее		-	-	0,26	8,95	451,95	59,09
Стандартное отклонение		-	-	0,00	0,33	16,77	2,74



Результаты испытаний относятся только к образцам, прошедшим испытания
Полная или частичная перепечатка запрещена.

Протокол испытаний №1.7 от 04.08.17 г.
(испытание на растяжение / продолжение)

	Метка образца	Толщина (мм)	Ширина (мм)	Модуль упругости (GPa)	Максимум Нагрузка (kgf)	Прочность (кН/м)	Предел прочности (MPa)
1	SWR 2-3	7,70	19,80	-----	837,25	482,98	54,92



Измерения проводил инженер 1 к. Комиссаров А.А. _____

Межкафедральная
испытательная
лаборатория
«НАНОМАТЕРИАЛЫ»

Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования
"Национальный исследовательский технологический университет «МИСиС»"
119049, Москва, В-49, Ленинский пр, 4
Тел: 955-00-33 Факс: 236-21-05

Протокол испытаний №1.2 от 04.08.17 г. (испытание на растяжение)

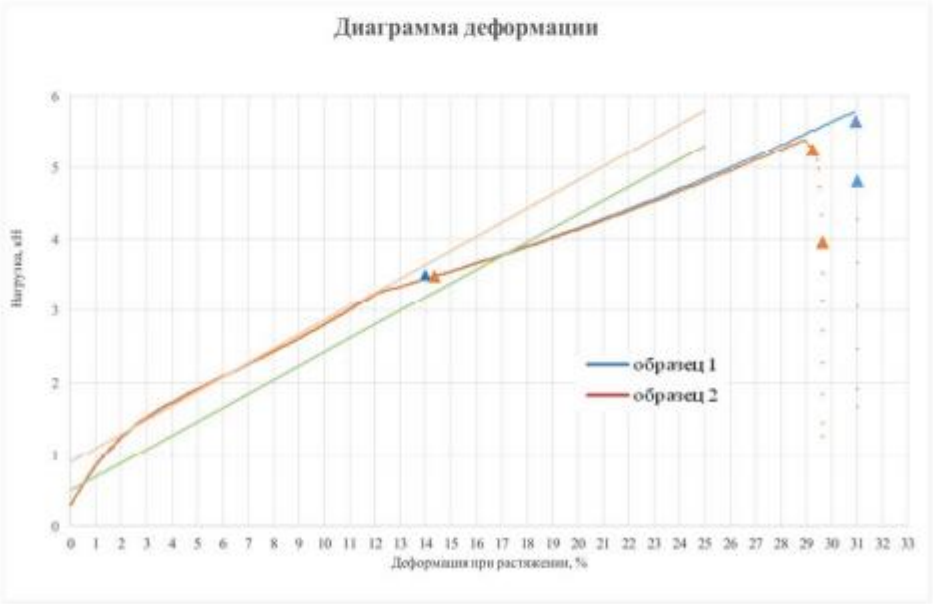
Информация о заказчике:

1. **Фактический адрес:** г. Новочеркасск, Ростовской области, ул. Троицкая д. 17, лит. А, кв. 1.
2. **ФИО заказчика:** Кашарин Денис Владимирович.
3. **Телефон/факс/электронная почта: 8-928-603-69-67/ dendvk1@mail.ru.**

Данные, предоставленные заказчиком:
Материал: 2-ply PVC (reveron).
Дополнительные сведения: 3 образца. Отбор проб выполнялся заказчиком.
Идентификация образцов: Метка образца 1 – 2 PVC-1; Метка образца 2 – 2 PVC-2; Метка образца 3 – 2 PVC-3.
Перечень контролируемых параметров: временное сопротивление разрушению, относительное удлинение и относительное сужение.
Нормативные документы: ГОСТ 32656-2014 (ISO 527-4:1997, ISO 527-5:2009).
Оборудование: универсальная разрывная машина INSTRON 150LX.
Свидетельство о поверке: № НТ 162880/С, ООО «Новатест», действительно до 16 октября 2017 года.

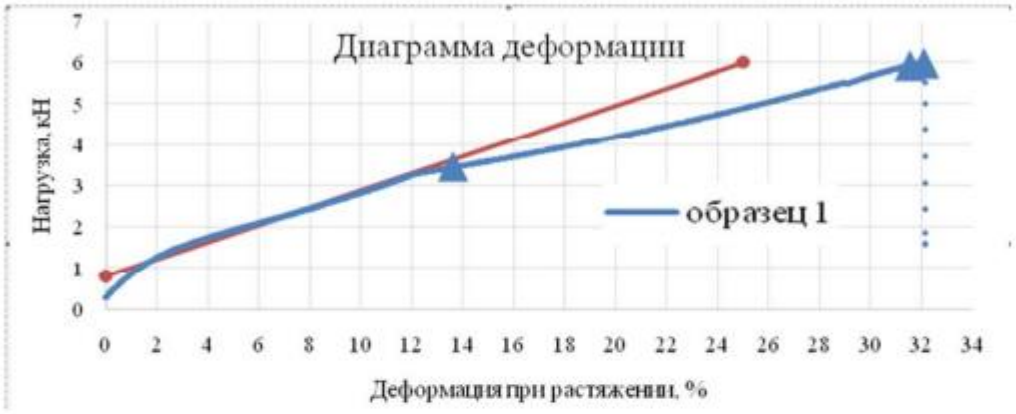
Результаты испытаний:

	Метка образца	Толщина (мм)	Ширина (мм)	Модуль упругости (GPa)	Максимум Нагрузка (kN)	Прочность (кН/м)	Предел прочности (MPa)
1	2 PVC-1	1,85	51,70	0,20	5,78	111,82	60,44
2	2 PVC-2	1,80	50,70	0,21	5,39	106,31	59,06
Среднее		-	-	0,21	5,59	109,06	59,75
Стандартное отклонение		-	-	0,01	0,28	3,90	0,98



Протокол испытаний №1.2 от 04.08.17 г.
(испытание на растяжение / продолжение)

	Метка образца	Толщина (мм)	Ширина (мм)	Модуль упругости (GPa)	Максимум Нагрузка (kN)	Прочность кН/м	Предел прочности (МРа)	Коэффициент Пуассона (Хордовый модуль)
1	2 PVC-3	1,80	50,60	0,21	5,99	118,42	65,79	0,16
Среднее		-	-	0,21	5,99	118,42	65,79	0,16
Стандартное отклонение		-	-	-----	-----	-----	-----	-----



Измерения проводил инженер 1 к. Комиссаров А.А. _____

Результаты испытаний относятся только к образцам, прошедшим испытания
Полная или частичная перепечатка запрещена.

Межкафедральная
испытательная
лаборатория
«НАНОМАТЕРИАЛЫ»

Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования
"Национальный исследовательский технологический университет «МИСиС»"
119049, Москва, В-49, Ленинский пр, 4
Тел: 955-00-33 Факс: 236-21-05

Протокол испытаний №1.1 от 04.08.17 г.
(испытание на растяжение)

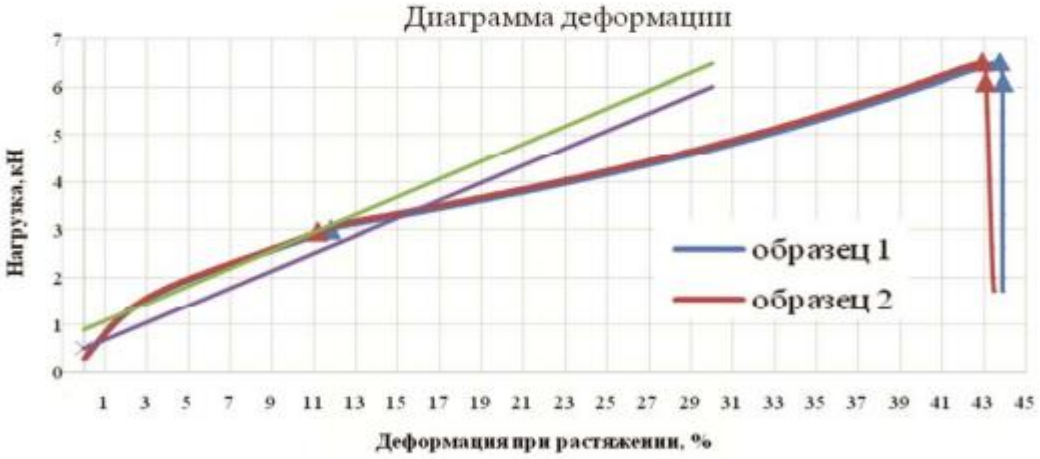
Информация о заказчике:

1. **Фактический адрес:** г. Новочеркасск, Ростовской области, ул. Троицкая д. 17, лит. А, кв. 1.
2. **ФИО заказчика:** Кашарин Денис Владимирович.
3. **Телефон/факс/электронная почта: 8-928-603-69-67/ dendvk1@mail.ru.**

Данные, предоставленные заказчиком:
Материал: 2- ply Polyurethane (reveron).
Дополнительные сведения: 3 образца. Отбор проб выполнялся заказчиком.
Идентификация образцов: Метка 1 образца – 2 Poly-1; Метка образца 2 – 2 Poly-2; Метка образца 3 – 2 Poly-3.
Перечень контролируемых параметров: временное сопротивление разрушению, относительное удлинение и относительное сужение.
Нормативные документы: ГОСТ 32656-2014 (ISO 527-4:1997, ISO 527-5:2009).
Оборудование: универсальная разрывная машина INSTRON 150LX.
Свидетельство о поверке: № НТ 162880/С, ООО «Новатест», действительно до 16 октября 2017 года.

Результаты испытаний:

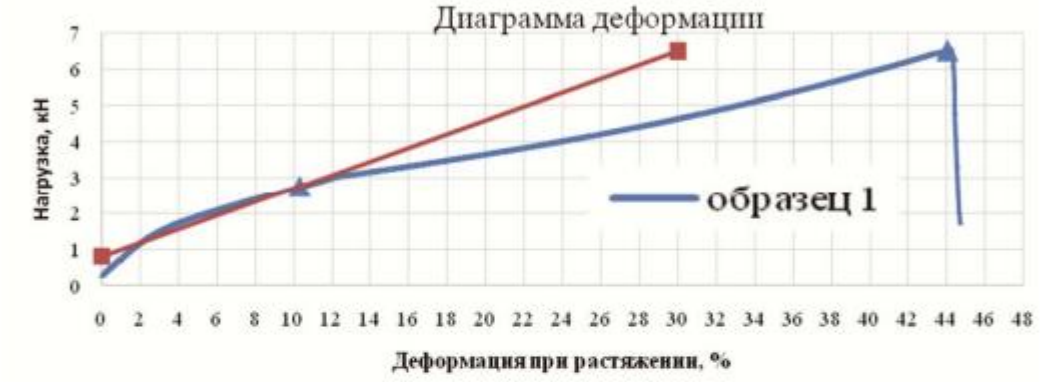
№	Метка образца	Толщина (мм)	Ширина (мм)	Модуль упругости (GPa)	Максимум Нагрузка (kN)	Прочность (кН/м)	Предел прочности (MPa)
1	2 Poly-1	1,40	51,50	0,26	6,54	126,91	90,65
2	2 Poly-2	1,40	50,80	0,26	6,55	129,00	92,15
Среднее		-	-	0,26	6,54	127,96	91,40
Стандартное отклонение		-	-	0,00	0,01	1,48	1,06



Результаты испытаний относятся только к образцам, прошедшим испытания
Полная или частичная перепечатка запрещена.

Протокол испытаний №1.1 от 04.08.17 г.
(испытание на растяжение / продолжение)

	Метка образца	Толщина (мм)	Ширина (мм)	Модуль упругости (GPa)	Максимум Нагрузка (kN)	Прочность (кН/м)	Предел прочности (MPa)	Коэффициент Пуассона (Хордовый модуль)
1	2 Poly-3	1,40	51,00	0,26	6,93	135,92	97,09	0,02
Среднее		-	-	0,26	6,93	135,92	97,09	0,02
Стандартное отклонение		-	-	-----	-----	-----	-----	-----



Измерения проводил инженер 1 к. Комиссаров А.А. _____

Приложение Б. Акты внедрения

МИНОБРНАУКИ РОССИИ
федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
НОВОСИБИРСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ
УНИВЕРСИТЕТ (СИБСТРИН)

ОКПО 02068976 ОГРН 1025401905484
ИНН/КПП 5405115866/540501001
Ленинградская ул., д.113, Новосибирск 630008
Тел. (383) 266-41-25, факс (383) 266-40-83
E-mail: rector@sibstrin.ru

22.06.2017 № 453-2

На № _____ от _____

Ректору ЮРГПУ (НПИ) им. М.И. Платова
профессору В.Г. Передерий

О внедрении научных разработок Д.В. Кашарина
по устройству грунтоармированных конструкций
из гибких лент и способу создания грунтоармированных
подпорных сооружений, являющихся результатами
его докторской диссертации

Акт о внедрении

Настоящим Актом подтверждается, что научные разработки Кашарина Дениса Владимировича по созданию грунтоармированных конструкций из гибких лент (патент РФ 2181407) и способу создания грунтоармированных подпорных сооружений (патент РФ 2352713), являющиеся результатами его диссертации на соискание ученой степени доктора технических наук, были успешно применены при устройстве грунтовых откосов котлована жилого комплекса, состоящего из 6-секционного жилого дома переменной этажности (от 7 до 16 этажей), спортивного корпуса и подземной 2-ярусной стоянки, по ул. Ядринцевская – Мичурина в Центральном районе г. Новосибирска и усилении грунтового массива склона долины ручья Сухой лог при строительстве комплекса 3-х многоэтажных (26 этажей) жилых домов с помещениями общественного назначения и 3-уровневой автостоянкой в квартале ул. Д.Ковальчук – Овражная – Больничная в Заельцовском районе г. Новосибирска. Работы выполнялись в соответствии с рекомендациями и документацией, разработанной Управлением НИЭПВ НГАСУ (Сибстрин).

Реализованные технические решения по устройству и усилению грунтовых массивов способами, разработанными Д.В. Кашариным, были приняты в производство на основании технико-экономического сравнения нескольких возможных вариантов устройства оснований и фундаментов строящихся зданий. Их применение помимо достижения необходимого технического результата, позволило ощутимо (до 1.5 – 3.8 раз) снизить энерго- и трудозатраты, и получить существенный экономический эффект.

Проректор по науке и перспективному развитию, доцент Д.А. Обозный

Директор Управления научных исследований, экспертизы, планирования и внедрения профессор Л.В. Нуждин

ОБЩЕСТВО С ОГРАНИЧЕННОЙ ОТВЕТСТВЕННОСТЬЮ
«НАУЧНО-ПРОЕКТНОЕ ЭКСПЕРТНО-КОНСУЛЬТАЦИОННОЕ ПРЕДПРИЯТИЕ «ОиФ»

ИНН 5403357122, КПП 540301001, ОГРН 1145476034220, 630046, РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ, Г. НОВОСИБИРСК, УЛ. ТЕЛЕВИЗИОННАЯ, Д. 15, O.I.T@yandex.ru
Р/С 40702810229100028641 В ОАО АКБ «АВАНГАРД» Г. МОСКВА, БИК 044525201, К/С 30101810100000000201, ОКПО 33432660, ОКАТО 50401374000

22.05.2017	исх. № 170522	
Страниц: 2		
О внедрении диссертационных исследований Д.В. Кашарина		

Акт о внедрении

Настоящим Актом подтверждается, что результаты диссертационной работы Кашарина Дениса Владимировича «Комплекс сооружений инженерной защиты из композитных материалов для малых водотоков», представленной на соискание ученой степени доктора технических наук, были применены при разработке проектной документации на устройство комплексов защитных и регулирующих гидротехнических сооружений в Заринском, Ельцовском и Кытмановском районах Алтайского края.

При проектировании гидротехнических защитных сооружений на малых реках были использованы консультации Д.В. Кашарина и разработанная с его участием справочно-нормативная документация:

- Альбом технических решений облегченных гидротехнических сооружений. Кашарина Т.П., Кашарин Д.В., Чеботарев М.А. – Ростов н/Д: Южводпроект, 2002. – 57с.
- Мероприятия и технические решения по защите агропромышленного комплекса от подтоплений и эрозионно-оползневых процессов. ЮжНИИГиМ, НГМА. Кашарина Т.П., Кашарин Д.В. и др. Новочеркасск: НГМА, 2001. – 57с.
- Рекомендации по оценке эксплуатационной надежности и безопасного состояния отдельно расположенных и мелиоративных гидротехнических сооружений: утв. НТС ФГУ «Управление «Ростовмелиоводхоз» 04.09.2002. Кашарина Т.П., Кашарин Д.В. и др., Новочеркасск: НГМА. – Ростов н/Д., 2003. – 69с.
- Проект рекомендаций по созданию временных защитных сооружений при чрезвычайных ситуациях. Кашарина Т.П., Кашарин Д.В. и др. ГУ природных ресурсов и охраны окружающей среды МПР РФ по Ростовской области, Южводопроект, НГМА. – Новочеркасск, 2003. – 30с.
- Руководство по проектированию, строительству и эксплуатации мобильных сооружений комплексного назначения (МПСКН). – Ростов н/Д: Южводпроект, 2008. – 48с.

Выбор и обоснование принятых к разработке сооружений инженерной защиты для малых водотоков производились на основании технико-экономического сравнения нескольких вариантов устройства гидротехнических сооружений. Выполненный анализ показал, что внедрение научных разработок Д.В. Кашарина позволяет снизить энерго- и трудозатраты на предотвращение и ликвидацию негативных воздействий на территориях водосбора малых рек. Разработанная проектная документация принята к реализации в 2017-2018 гг. Ожидаемый экономический эффект от внедрения результатов диссертационных исследований Д.В. Кашарина составляет не менее 10 (десяти) млн. рублей.

Директор по проектно-экспертным работам ООО «НПЭКП «ОиФ»
начальник НИВЦ «Геотехника» Новосибирского государственного
архитектурно-строительного университета (Сибстрин),
член РОМГТиФ, ISSMGE, IGS, UzGS, KGS, советник РАЕ

М.Л. Нуждин

Общество с ограниченной ответственностью
«Новосибирский инженерный центр»
(ООО «НИЦа»)

Юридический адрес: 630048, г. Новосибирск, ул. Телевизионная,15
Почтовый адрес: 630048, г. Новосибирск, а/я № 21
ИНН 540 630 22 73, КПП 540 301 001, ОКПО 75854636, ОГРН 1055406007997

тел/факс (383) 347-96-10
e-mail: info@nica-nsk.ru
www.nica-nsk.ru

№ 01-97 от «22» 06 2017 г.

на № _____ от «____» _____ 20___ г.

О внедрении научной разработки
Кашарина Дениса Владимировича

Акт о внедрении

Настоящим Актом подтверждается, что результаты диссертационной работы Кашарина Дениса Владимировича «Комплекс сооружений инженерной защиты из композитных материалов для малых водотоков», представленной на соискание ученой степени доктора технических наук, были применены при разработке и устройстве облегченных гидротехнических защитных сооружений в Маслянинском и Тогучинском районах Новосибирской области. В частности работы выполнялись с использованием следующей документации:

- Альбом технических решений облегченных гидротехнических сооружений / Кашарина Т.П.; Кашарин Д.В., Чеботарев М.А.; Южводпроект. – Ростов н/Д: 2002. – 57 с.;

- Руководство по проектированию, строительству и эксплуатации мобильных сооружений комплексного назначения (МПСКН). – Ростов н/Д.: Южводпроект, 2008. – 48 с.;

- Проект рекомендаций по созданию временных защитных сооружений при чрезвычайных ситуациях / Кашарина Т.П.; Кашарин Д.В., и др.; ГУ природных ресурсов и охраны окружающей среды МПР России по Ростовской области, ФГУ "Южводопроект". Новочерк. гос. мелиор. акад. – Новочеркасск: 2003. – 18 с.

В ходе проектирования сооружений инженерной защиты для малых водотоков производилась сравнительная оценка целесообразности и эффективности применения различных возможных вариантов устройства гидротехнических сооружений. Внедрение научных разработок Кашарина Д.В. позволило существенно уменьшить и практически ликвидировать негативные воздействия на территориях водосбора малых рек. По сравнению с традиционными сооружениями инженерной защиты внедрение предложенных Кашариным Д.В. решений обеспечило сокращение затрат ориентировочно не менее 12 млн. рублей в ценах 2012-15 годов.

Общество с ограниченной ответственностью "Новосибирский инженерный центр" ОГРН 1055406007997 РОССИЯ г.Новосибирск

Директор С.Н. Лавров

ГеоПроект
высокие технологии в основании сооружений

ООО «ГеоПроект»
350089, г.Краснодар, ул. им. Генерала И.Л. Шифрина 5, к.224
Тел:+7 (861) 99-22-640;
+7 (918) 497-00-32
Факс: 8 (861) 99-22-640
E-MAIL:master@geoproekt.net

«УТВЕРЖДАЮ»
Директор ООО «ГеоПроект»
Ещенко О.Ю.

КРАСНОДАРСКИЙ КРАЙ г. КРАСНОДАР ОБЩЕСТВО С ОГРАНИЧЕННОЙ ОТВЕТСТВЕННОСТЬЮ "ГеоПроект" ИНН 2310080560 РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ

№01-17/Дис «23» июня 2017г

СПРАВКА О ВНЕДРЕНИИ

Дана Кашарину Денису Владимировичу в том, что предложенные им нормативные документы в рамках диссертации «Комлекс сооружений инженерной защиты из композитных материалов для малых водотоков» на соискание учёной степени доктора технических наук:

- Мелиоративные системы и сооружения. Обоснования эксплуатационной надежности облегченных гидротехнических сооружений (пособия к СНиП 3.07.03-85) / ИНЦ «Союзводпроект»; ЮжНИИГиМ; под общ. Ред. А.В. Колганова, Т.П. Кашариной, Д.В. Кашарина. – М., 2001. – 40 с.;
- Мероприятия и технические решения по защите агропромышленного комплекса от подтоплений и эрозионно-оползневых процессов: утв. НТС Департамета «Ростовводэксплуатация» 18.08.2000 г. / Кашарина Т.П.; Кашарин Д.В., Чуденко В.А., Новикова И.А., Ермоленко Т.В., Литвинова Н.В., Колганов А.В., Волошков В.М., Чеботарев М.А., Пазына В.И., Павалихин И.М., Бойко А.Ф., Кондратенко В.И.; Новочеркасск: НГМА, 2001. – 57 с.;
- Проект рекомендаций по созданию временных защитных сооружений при чрезвычайных ситуациях / Кашарина Т.П.; Кашарие Д.В., и др.; Главное управление природных ресурсов и охраны окружающей среды МПР России по Ростовской области, ФГУ «Южводопроект». Новочерк. гос. мелиор. акад.- Новочеркасск: 2003. - 18 с.;
- Технологическая карта по устройству грунтоармированных конструкций защитных ГТС / Кашарина Т.П.; Кашарин Д.В.; ФГУ «Южводпроект». – Ростов н/д: Южводопроект, 2005. – 30с.; (с учетом патентов № 2181407 « Способ создания грунтоармированных конструкций из гибких лент устройство для его осуществления» и патент №2352713 « Способ создания грунтоармированного подпорного сооружения и устройство для его осуществления»;

- Рекомендации по применению грунтонаполняемых и грунтоармированных элементов при использовании вторичных материальных ресурсов. Ростов-н/Д.: Южводпроект, 2009. – 31 с.;

Применение патентов РФ № 2245969 «Подпорное сооружение» и №2285081 «Защитная дамба и способ её возведения позволяет обезопасить территории от затопления, а также локализовать распространение нефтепродуктов за счёт применения мобильного сооружения уже для локализации и ликвидации нефтяных загрязнений в малых водотоках (патент на полезную модель РФ № 85916)

Данные документы приняты в проектный кабинет ООО «*ГеоПроект*».

Использование результатов позволяет: повысить качество проектирования и сократить затраты на возведение сооружений инженерной защиты из композитных материалов; предотвратить ущербы от наводнений, эрозионно-оползневых процессов и снизить негативно нефтепродуктов воздействие на окружающую среду в условиях малых водотоков.

Разработанные схемы будут внедрятся технологическим отделом в проектной документации для заказчиков объектов.

Главный инженер

ООО «*ГеоПроект*» М.В. Чумак

Гео Проект

ООО «ГеоПроект»
350089, г.Краснодар, ул. им.Генерала И.Л.Шифрина 5, к.224
тел.: (861) 99-22-640, e-mail: master@geoproekt.net
www.geoproekt.net

№ 01-17/Дис
от «23» июня 2017г.

СПРАВКА О ВНЕДРЕНИИ

Дана Кашарину Денису Владимировичу в том, что научно-техническим советом ООО «*ГеоПроект*» рассмотрены предложенные им нормативные документы в рамках диссертации «Комплекс сооружений инженерной защиты из композитных материалов для малых водотоков» на соискание учёной степени доктора технических наук:

- Мелиоративные системы и сооружения. Обоснования эксплуатационной надежности облегченных гидротехнических сооружений (пособия к СНиП 3.07.03-85) / ИНЦ «Союзводпроект»; ЮжНИИГиМ; под общ. Ред. А.В. Колганова, Т.П. Кашариной, Д.В. Кашарина. – М., 2001. – 40 с.;
- Мероприятия и технические решения по защите агропромышленного комплекса от подтоплений и эрозионно-оползневых процессов: утв. НТС Департамета «Ростовводэксплуатация» 18.08.2000 г. / Кашарина Т.П.; Кашарин Д.В., Чуденко В.А., Новикова И.А., Ермоленко Т.В., Литвинова Н.В., Колганов А.В., Волошков В.М., Чеботарев М.А., Пазына В.И., Павалихин И.М., Бойко А.Ф., Кондратенко В.И.; Новочеркасск: НГМА, 2001. – 57 с.;
- Проект рекомендаций по созданию временных защитных сооружений при чрезвычайных ситуациях / Кашарина Т.П.; Кашарие Д.В., и др.; Главное управление природных ресурсов и охраны окружающей среды МПР России по Ростовской области, ФГУ «Южводопроект». Новочерк. гос. мелиор. акад.- Новочеркасск: 2003. - 18 с.;
- Технологическая карта по устройству грунтоармированных конструкций защитных ГТС / Кашарина Т.П.; Кашарин Д.В.; ФГУ «Южводпроект». – Ростов н/д: Южводопроект, 2005. – 30с.; (с учетом патентов № 2181407 « Способ создания грунтоармированных конструкций из гибких лент устройство для его осуществления» и патент №2352713 « Способ создания грунтоармированного подпорного сооружения и устройство для его осуществления»;
- Рекомендации по применению грунтонаполняемых и грунтоармированных элементов при использовании вторичных материальных ресурсов. Ростов-н/Д.: Южводпроект, 2009. – 31 с.;

Применение патентов РФ № 2245969 «Подпорное сооружение» и №2285081 «Защитная дамба и способ её возведения позволяет обезопасить территории от затопления, а также локализовать распространение нефтепродуктов за счёт применения мобильного сооружения уже для локализации и ликвидации нефтяных загрязнений в малых водотоках (патент на полезную модель РФ № 85916).

Данные документы приняты в проектный кабинет ООО «*ГеоПроект*».

Использование результатов позволяет: повысить качество проектирования и сократить затраты на возведение сооружений инженерной защиты из композитных материалов; предотвратить ущербы от наводнений, эрозионно-оползневых процессов и снизить негативно нефтепродуктов воздействие на окружающую среду в условиях малых водотоков.

Разработанные схемы будут внедрятся технологическим отделом в проектной документации для заказчиков объектов.

Директор
ООО «*ГеоПроект*»
к.т.н., доцент, Заслуженный строитель Кубани — Ещенко О.Ю.



Исп. Чумак М.В.
(918) 410-63-83
chumak_mv@geoproekt.net

Открытое акционерное общество
по комплексному
проектированию
предприятий цветной
металлургии

КАВКАЗЦВЕТМЕТПРОЕКТ
362040, г.Владикавказ, пр.Мира, 1
Факс (867-2) 53-48-52
Тел. (867-2) 53-48-24
E-mail: KCMP@osetia.ru

УТВЕРЖДАЮ
Генеральный директор
ОАО «Кавказцветметпроект»
Дзгоев А. Б.
« 21 » октября 2016г

СПРАВКА О ВНЕДРЕНИИ

Дана Кашарину Денису Владимировичу в том, что предложенные им нормативные документы в рамках диссертации «Комплекс сооружений инженерной защиты из композитных материалов для малых водотоков» на соискание учёной степени доктора технических наук:

- Альбом типовых решений подпорно-аэрационных регулирующих сооружений (ПАРС) для малых водотоков / Кашарин Д.В.; Кашарина Т.П.; ЦБНТИ. - М.: 1999. - 40 с.;
- Научно обоснованные рекомендации по применению подпорно-аэрационных регулирующих сооружений /Кашарин Д.В.;Кашарина Т.П.; ЮжНИИГиМ. - Новочеркасск: 1999. - 26 с.;
- Руководство по контролю за проектированием и эксплуатацией облегченных плотин с водовыпускными окнами для малых и средних рек / Кашарин Д.В.; Кашарина Т.П., Колганов А.В., Волошков В.М.; Новочерк. гос. мелиор. акад. - Новочеркасск: 1999. – 16 с.;
- Руководство по контролю за воздействием мелиоративных систем исооружений на окружающий ландшафт, мероприятия по их устранению/ Кашарин Д.В.; Кашарина Т.П., Колганов А.В.,ВолошковВ.М.и др.; Новочерк. гос. мелиор. акад. - Новочеркасск: НГМА, 2000. - 50 с.;
- Мелиоративные системы и сооружения. Обоснования эксплуатационной надежности облегченных гидротехнических сооружений (пособия к СНиП

3.07.03-85) / ИНПЦ «Союзводпроект»; ЮжНИИГиМ; Под общ. ред. А.В. Колганова, Т.П. Кашариной, Д.В. Кашарина. - М., 2001. - 40 с.;

• Мероприятия и технические решения по защите агропромышленногокомплекса от подтоплений и эрозионно-оползневых процессов: утв. НТС Департамента "Ростовводэксплуатация" 18.08.2000 г. / Кашарина Т.П.; Кашарин Д.В., Чуденко В.А., Новикова И.А.,Ермоленко Т.В., Литвинова Н.В., Колганов А.В., Волошков В.М., Чеботарев М.А., Пазына В.И., Павалихин И.М., Бойко А.Ф.,Кондратенко В.И.; Новочеркасск: НГМА, 2001. - 57 с.;

• Альбом технических решений облегченных гидротехнических сооружений / Кашарина Т.П.; Кашарин Д.В., Чеботарев М.А.; Южводпроект. - Ростов н/Д: 2002. - 57 с.;

• Проект рекомендаций по созданию временных защитных сооружений при чрезвычайных ситуациях / Кашарина Т.П.; Кашарин Д.В., и др.; Главное управление природных ресурсов и охраны окружающей среды МПР России по Ростовской области, ФГУ "Южводопроект". Новочерк. гос. мелиор. акад. - Новочеркасск: 2003. - 18 с.;

• Рекомендации по оценке эксплуатационной надежности и безопасногосостояния отдельно расположенных и мелиоративных гидротехнических сооружений: утв. НТС ФГУ "Управления"Ростовмелиоводхоз" от 04.09.2002 /Кашарина Т.П.; Кашарин Д.В., Богуславская Т.А., Волошков В.М., Попов В.М., Чеботарев М.А., Повалихин И.М., Жищенко Л.А.; Новочерк. гос. мелиор. акад.. - Ростов н/Д: 2003. - 69 с.;

• Технологическая карта по устройству подпорно-аэрационного регулирующего сооружения / Кашарина Т.П.; Кашарин Д.В.; ФГУ «Южводпроект». - Ростов н/Д: Южводопроект, 2005. - 40 с.;

• Технологическая карта по устройству грунтоармированных конструкций защитных ГТС / Кашарина Т.П.; Кашарин Д.В.; ФГУ «Южводпроект». - Ростов н/Д: Южводопроект, 2005. - 30 с.;

• Руководство по проектированию строительству и эксплуатации мобильных сооружений комплексного назначения (МПСКН). Ростов- /Д.:Южводпроект. 2008.- 48 с.;

• Рекомендации по применению грунтонаполняемых и грунтоармированных элементов при использовании вторичных материальных ресурсов. Ростов-н/Д.: Южводпроект, 2009.- 31 с.

Данные документы приняты в проектный кабинет института ОАО «Кавказцветметпроект».

Использование результатов позволяет: повысить качество проектирования и сократить затраты на возведение сооружений инженерной защиты из композитных материалов; предотвратить ущербы от наводнений, эрозионно-оползневых процессов и снизить негативное воздействие на окружающую среду в условиях малых водотоков.

Разработанные схемы будут внедряться технологическим отделом в проектной документации для заказчиков объектов.

Главный инженер

ОАО «Кавказцветметпроект»  **Саликов Н.И.**

Утверждаю
Директор ФГУ "Управление
"РОСТОВМЕЛИОВОДХОЗ"
_____ В.М. Волошков
"14" _____ 2009 г.

ТЕХНИЧЕСКОЕ ЗАДАНИЕ

по мобильному подпорно-регулирующему гидроэнергетическому сооружению (МПРГС)

Директор филиала ФГУ
"Управление"
РОСТОВМЕЛИОВОДХОЗ
" "ЮЖВОДПРОЕКТ"
к.т.н., проф.
_____ М. А. Чеботарев
"__" _____200_г.

Утверждаю
Директор ФГУ "Управление
"РОСТОВМЕЛИОВОДХОЗ"
В.М. Волошков
"___" _____200__г.

ПРОТОКОЛ

"14" мая 2009 г. № _____

приемочных испытаний Мобильного подпорно-регулирующего гидроэнергетического сооружения (МПРГС)

В соответствии с выполнением тематического плана Федеральной целевой программе (ФЦП) «Сохранение и восстановление плодородия почв, земель сельскохозяйственного назначения и агроландшафтов, как национального достояния России на 2006-2010 годы» по теме 03.01.01.02 «Разработать новые мобильные мелиоративные системы и сооружения, обеспечивающие сохранение и восстановления экологии средообразующего агроландшафта» ФГОУ ВПО НГМА осуществлена установка опытного МПРГС в 2009 году на Ольгинском полигоне Ростовской области.

Для проведения ведомственных приемочных испытаний создана комиссия в составе:

председателя Назаренко В.А. – зам. начальника ФГУ "Управление" РОСТОВМЕЛИОВОДХОЗ" и членов комиссии:

1. Попов В.М. – главный гидротехник ФГУ "Управление" РОСТОВМЕЛИОВОДХОЗ".

2. Чеботарев М. А. – Директор филиала ФГУ "Управление" РОСТОВМЕЛИОВОДХОЗ " "ЮЖВОДПРОЕКТ" к.т.н., проф.

3. Кашарин Д.В. – научный руководитель, канд. тех. наук., проф.

Комиссия установила следующее:

1. Конструкция и технологическая схема устройства МПРГС соответствует представленным техническим параметрам и назначению.

2. ФГОУ ВПО НГМА обеспечить обработку материалов и оформлению результатов испытаний.

3. Председателю комиссии Назаренко В.А. представить на утверждение в ФГУ "Управление" РОСТОВМЕЛИОВОДХОЗ" акт и протокол ведомственных приемочных испытаний в месячный срок после их завершения.

5. Контроль за исполнением приказа возложить на Назаренко В.А.

Зам. начальника
ФГУ "Управление" РОСТОВМЕЛИОВОДХОЗ
"канд.тех.наук. В. А. Назаренко

Главный гидротехник
ФГУ "Управление" РОСТОВМЕЛИОВОДХОЗ " В. М. Попов

Директор филиала ФГУ "Управление"
РОСТОВМЕЛИОВОДХОЗ " "ЮЖВОДПРОЕКТ"
к.т.н., проф. М. А. Чеботарев

Директор Аксайского филиала ФГУ "Управление"
РОСТОВМЕЛИОВОДХОЗ " Ф.Ф. Котов

Научный руководитель темы,
к.т.н., проф. Д. В. Кашарин

Российская Федерация
МИНСЕЛЬХОЗ РОССИИ
"ЮЖВОДПРОЕКТ"
Филиал федерального государственного учреждения «Управление мелиорации земель и сельскохозяйственного водоснабжения по Ростовской области»

344038 г. Ростове-на-Дону. пр Михаила Нагибина, 14а
Телефон (863) 243-04-86. Факс: 243-00-55
344038 г. Ростов-на-Дону,
"Южводпроект" филиал ФГУ "Управление "Ростовмелиоводхоз"
e-mail: uvodproekt@mail.ru

Банковские реквизиты ИНН 6164203071 КПП 616102001
УФК по Ростовской области (5821. "Южводпроект" филиал ФГУ "Управление "Ростовмелиоводхоз" л/ сч 06082136320)
Расч. Сч. №40503810900001000261 ГРКЦ ГУ Банка России по Ростовской области г. Ростов-на-Дону
БИК 04615001 К/Сч отсутствует

УТВЕРЖДАЮ:
Директор ЮСНЦ
"Южводпроект" филиала
ФГУ Управление
"Ростовмелиоводхоз",
Нагорнов Е.А.

2.03.2016г

АКТ

о внедрении результатов
докторской диссертационной работы
Кашарина Дениса Владимировича

Комиссия в составе:

Председатель

Зам. директора, ГИП Коробейников К.В.

Члены комиссии:

Начальник технического отдела, ГИП Никулин Ю.А.

ГИП Гуров В.П.

составили настоящий акт о том, что результаты диссертационной работы «Комплекс сооружений инженерной защиты из композитных материалов для малых водотоков» представленной на соискание ученой степени доктора технических наук, использованы в проектной деятельности Филиала ФГБУ «Управление Ростовмелиоводхоз» «Южводпроект». ВрезультатыНИР разработанны технические решения, защищенные16 патентами и свидетельством о государственной регистрации программы.

1. Практическая значимость работы

1.1 Разработанаследующая научно-техническая документация:

- Альбом типовых решений подпорно-аэрационных регулирующих сооружений (ПАРС) для малых водотоков / Кашарин Д.В.; Кашарина Т.П.; ЦБНТИ. - М.: 1999. - 40 с.;
- Научно обоснованные рекомендации по применению подпорно-аэрационных регулирующих сооружений /Кашарин Д.В.; Кашарина Т.П.; ЮжНИИГиМ. - Новочеркасск: 1999. - 26 с.;
- Руководство по контролю за проектированием и эксплуатацией облегченных плотин с водовыпускными окнами для малых и средних рек / Кашарин Д.В.; Кашарина Т.П., Колганов А.В., Волошков В.М.; Новочерк. гос. мелиор. акад. - Новочеркасск: 1999. - 16 с.;
- Руководство по контролю за воздействием мелиоративных систем и сооружений на окружающий ландшафт, мероприятия по их устранению/ Кашарин Д.В.; Кашарина Т.П., Колганов А.В., Волошков В.М.и др.; Новочерк. гос. мелиор. акад. - Новочеркасск: НГМА, 2000. - 50 с.;
- Мелиоративные системы и сооружения. Обоснования эксплуатационной надежности облегченных гидротехнических сооружений (пособия к СНиП 3.07.03-85) / ИНПЦ «Союзводпроект»; ЮжНИИГиМ; Под общ. ред. А.В. Колганова, Т.П. Кашариной, Д.В. Кашарина. – М., 2001. – 40 с.;
- Мероприятия и технические решения по защите агропромышленного комплекса от подтоплений и эрозионно-оползневых процессов: утв. НТС Департамента "Ростовводэксплуатация" 18.08.2000 г. / Кашарина Т.П.; Кашарин Д.В., Чуденко В.А., Новикова И.А., Ермоленко Т.В., Литвинова Н.В., Колганов А.В., Волошков В.М.,

Чеботарев М.А., Пазына В.И., Павалихин И.М., Бойко А.Ф., Кондратенко В.И.; Новочеркасск: НГМА, 2001. - 57 с.;

- Альбом технических решений облегченных гидротехнических сооружений / Кашарина Т.П.; Кашарин Д.В., Чеботарев М.А.; Южводпроект. - Ростов н/Д: 2002. - 57 с.;
- Проект рекомендаций по созданию временных защитных сооружений при чрезвычайных ситуациях / Кашарина Т.П.; Кашарин Д.В., и др.; Главное управление природных ресурсов и охраны окружающей среды МПР России по Ростовской области, ФГУ "Южводопроект". Новочерк. гос. мелиор. акад. - Новочеркасск: 2003. - 18 с.;
- Рекомендации по оценке эксплуатационной надежности и безопасного состояния отдельно расположенных и мелиоративных гидротехнических сооружений: утв. НТС ФГУ "Управления "Ростовмелиоводхоз" от 04.09.2002 /Кашарина Т.П.; Кашарин Д.В., Богуславская Т.А., Волошков В.М., Попов В.М., Чеботарев М.А., Повалихин И.М., Жищенко Л.А.; Новочерк. гос. мелиор. акад.. - Ростов н/Д: 2003. - 69 с.;
- Технологическая карта по устройству подпорно-аэрационного регулирующего сооружения / Кашарина Т.П.; Кашарин Д.В.; ФГУ «Южводпроект». - Ростов н/Д: Южводопроект, 2005. - 40 с.;
- Технологическая карта по устройству грунтоармированных конструкций защитных ГТС / Кашарина Т.П.; Кашарин Д.В.; ФГУ «Южводпроект». - Ростов н/Д: Южводопроект, 2005. - 30 с.;
- Руководство по проектированию строительству и эксплуатации мобильных сооружений комплексного назначения (МПСКН).Ростов-/Д.:Южводпроект, 2008.- 48 с.;
- Рекомендации по применению грунтонаполняемых и грунтоармированных элементов при использовании вторичных материальных ресурсов. Ростов-н/Д.:Южводпроект, 2009.- 31 с.

1.2 Произведено внедрение и ведомственные испытанияв Ростовской области следующих сооружений:

- мембранно-вантовые конструкции (пат.РФ 2245960) на р. Тузлов и Несветай в 1994 г.;
- подпорно-аэрационные регулирующие сооружения (пат. РФ 2141552) на р. Мокрая Чубурка в двух створах (1994 г.) и на канале

БГ-СМ- 5 (1997 г.);

- мобильного сооружения комплексного назначения (пат.РФ 2327836) на Ольгинском полигоне Аксайского района Ростовской области(2008 г.).

1.3 По результатам ведомственных испытаний выявлено соответствие натурных данных с результатами экспериментальных исследований. При сопоставлении данных исследований погрешности были в пределах допустимых.

1.4 Годовой экономический эффект от внедрения данных сооружений сосставил13млн. руб.

2. Планируемое использование

2.1 *Результаты НИР использованы:*в ЮСНЦ "Южводпроект".

2.2 *Вид и форма использования:*применение в проектной практике припроектировании конкурирующих вариантов при возведении микроГЭС.

2.3 *Целевая направленность исследований*: разработка сооружений инженерной защиты из композитных материаловдля малых водотоков.

2.4 *Форма планируемого внедрения:*использование результатов НИР припроектировании сооружений инженерной защиты.

2.5 *Вид и объем внедрения:*составление конкурирующих вариантов проектов для строительства водохозяйственного строительства.

3. Ожидаемая эффективность

3.1 *База для сравнения:*Существующие конструкции сооружений инженерной защиты.

3.2 *Организационно - технические преимущества разрабатываемого варианта:*Создание мобильных биопозитивных конструкций инженерной защиты из композитных материалов.

*2.3 Ожидаемые социально-экономические результаты:*уменьшение и

ликвидация негативных воздействий на территории водосбора малых рек.

2.4 Ожидаемый годовой эффект от внедрения: 1,5 млрд. руб от внедрения разработанных конструкций и мероприятий в Ростовской области.

Использование результатов позволяет: повысить качество проектирования и сократить затраты на возведение сооружений инженерной защиты из композитных материалов; предотвратить ущербы от наводнений, распространения загрязняющих веществ и снизить негативное воздействие на окружающую среду в условиях малых водотоков.

Председатель

Зам. директора, ГИП — Коробейников К.В.

Члены комиссии:

Начальник технического отдела,

ГИП — Никулин Ю.А.

ГИП — Гуров В.П.

МИНИСТЕРСТВО
СЕЛЬСКОГО ХОЗЯЙСТВА
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
(Минсельхоз России)

ДЕПАРТАМЕНТ МЕЛИОРАЦИИ
(Депмелиорация)

Федеральное государственное бюджетное учреждение
«Управление мелиорации земель и сельскохозяйственного водоснабжения по Ростовской области»
(ФГБУ «Управление «Ростовмелиоводхоз»)

344082, г. Ростов-на-Дону, ул. Станиславского, 8-а
тел. 262-59-61, тел. факс 262-50-09
E-mail: vodhoz_1@rambler.ru
http://www.meliovodhoz.ru/61/

«7» 09 2014 г. № 15

УТВЕРЖДАЮ:
Директор ФГБУ Управление "Ростовмелиоводхоз",
Берлизов Д.А.

АКТ
о внедрении результатов
докторской диссертационной работы
Кашарина Дениса Владимировича

Комиссия в составе:

Председатель

Зам. директора, Назаренко В.А.

Члены комиссии:

Попов В.М., главный гидротехник ФГБУ Управления «Ростовмелиоводхоз»;

Котов Ф.Ф., директор Аксайского филиала;

Козяков В.И., директор Азовского филиала ФГБУ Управления «Ростовмелиоводхоз».

составили настоящий акт о том, что результаты диссертационной работы «Комплекс сооружений инженерной защиты из композитных материалов для малых водотоков» представленной на соискание ученой степени доктора технических наук, использованы в проектной и строительной деятельности ФГБУ «Управление Ростовмелиоводхоз».

1. Практическая значимость работы

1.1 Внедрены в проектную практику следующие нормативные документы:

- Альбом типовых решений подпорно-аэрационных регулирующих сооружений (ПАРС) для малых водотоков / Кашарин Д.В.; Кашарина Т.П.; ЦБНТИ. - М.: 1999. - 40 с.;
- Научно обоснованные рекомендации по применению подпорно-аэрационных регулирующих сооружений /Кашарин Д.В.; Кашарина Т.П.; ЮжНИИГиМ. - Новочеркасск: 1999. - 26 с.;
- Руководство по контролю за проектированием и эксплуатацией облегченных плотин с водовыпускными окнами для малых и средних рек / Кашарин Д.В.; Кашарина Т.П., Колганов А.В., Волошков В.М.; Новочерк. гос. мелиор. акад. - Новочеркасск: 1999. - 16 с.;
- Руководство по контролю за воздействием мелиоративных систем и сооружений на окружающий ландшафт, мероприятия по их устранению/ Кашарин Д.В.; Кашарина Т.П., Колганов А.В., Волошков В.М.и др.; Новочерк. гос. мелиор. акад. - Новочеркасск: НГМА, 2000. - 50 с.;
- Мелиоративные системы и сооружения. Обоснования эксплуатационной надежности облегченных гидротехнических сооружений (пособия к СНиП 3.07.03-85) / ИНПЦ «Союзводпроект»; ЮжНИИГиМ; Под общ. ред. А.В. Колганова, Т.П. Кашариной, Д.В. Кашарина. – М., 2001. – 40 с.;
- Мероприятия и технические решения по защите агропромышленного комплекса от подтоплений и эрозионно-оползневых процессов: утв. НТС Департамента "Ростовводэксплуатация" 18.08.2000 г. / Кашарина Т.П.; Кашарин Д.В., Чуденко В.А., Новикова И.А., Ермоленко Т.В., Литвинова Н.В., Колганов А.В., Волошков В.М., Чеботарев М.А., Пазына В.И., Павалихин И.М., Бойко А.Ф., Кондратенко В.И.; Новочеркасск: НГМА, 2001. - 57 с.;

- Альбом технических решений облегченных гидротехнических сооружений / Кашарина Т.П.; Кашарин Д.В., Чеботарев М.А.; Южводпроект. - Ростов н/Д: 2002. - 57 с.;
- Проект рекомендаций по созданию временных защитных сооружений при чрезвычайных ситуациях / Кашарина Т.П.; Кашарин Д.В., и др.; Главное управление природных ресурсов и охраны окружающей среды МПР России по Ростовской области, ФГУ "Южводопроект". Новочерк. гос. мелиор. акад. - Новочеркасск: 2003. - 18 с.;
- Рекомендации по оценке эксплуатационной надежности и безопасного состояния отдельно расположенных и мелиоративных гидротехнических сооружений: утв. НТС ФГУ "Управления "Ростовмелиоводхоз" от 04.09.2002 /Кашарина Т.П.; Кашарин Д.В., Богуславская Т.А., Волошков В.М., Попов В.М., Чеботарев М.А., Повалихин И.М., Жищенко Л.А.; Новочерк. гос. мелиор. акад.. - Ростов н/Д: 2003. - 69 с.;
- Технологическая карта по устройству подпорно-аэрационного регулирующего сооружения / Кашарина Т.П.; Кашарин Д.В.; ФГУ «Южводпроект». - Ростов н/Д: Южводопроект, 2005. - 40 с.;
- Технологическая карта по устройству грунтоармированных конструкций защитных ГТС / Кашарина Т.П.; Кашарин Д.В.; ФГУ «Южводпроект». - Ростов н/Д: Южводопроект, 2005. - 30 с.;
- Руководство по проектированию строительству и эксплуатации мобильных сооружений комплексного назначения (МПСКН). Ростов-/Д.:Южводпроект, 2008.- 48 с.;
- Рекомендации по применению грунтонаполняемых и грунтоармированных элементов при использовании вторичных материальных ресурсов. Ростов-н/Д.: Южводпроект, 2009.- 31 с.

1.2 Произведено внедрение и ведомственные испытания в Ростовской области следующих сооружений:

- мембранно-вантовые конструкции (пат. РФ 2245960) на р. Грушевка, р. Тузлов и Несветай в 1994 г.;
- подпорно-аэрационные регулирующие сооружения (пат. РФ

2141552) на р. Мокрая Чубурка в двух створах (1994 г.) и на канале БГ-СМ- 5 (1997 г.);

- мобильного сооружения комплексного назначения (пат. РФ 2327836) на Ольгинском полигоне Аксайского района Ростовской области (2008 г.).

1.3 По результатам ведомственных испытаний выявлено соответствие натурных данных с результатами экспериментальных исследований. При сопоставлении данных исследований погрешности были в пределах допустимых.

1.4 Годовой экономический эффект от внедрения данных сооружений составил 13 млн. руб. в ценах 2013 г.

2. Планируемое использование

2.1 *Результаты НИР использованы:* в деятельности ФГБУ «Ростовмелиоводхоз».

2.2 *Вид и форма использования:* применение в проектной практике при проектировании конкурирующих вариантов при возведении сооружений инженерной защиты из композитных материалов.

2.3 *Целевая направленность исследований*: разработка сооружений инженерной защиты из композитных материалов для малых водотоков.

2.4 *Форма планируемого внедрения:* использование результатов НИР при проектировании сооружений инженерной защиты.

2.5 *Вид и объем внедрения:* составление конкурирующих вариантов проектов для строительства водохозяйственного строительства.

3. Ожидаемая эффективность

3.1 *База для сравнения:* Существующие конструкции сооружений инженерной защиты.

3.2 *Организационно - технические преимущества разрабатываемого варианта:* Создание мобильных биопозитивных конструкций инженерной защиты из композитных материалов.

2.3 Ожидаемые социально-экономические результаты: уменьшение и

ликвидация негативных воздействий на территории водосбора малых рек.

2.4 Ожидаемый годовой эффект от внедрения: 500 млн. руб от внедрения разработанных конструкций и мероприятий в Ростовской области, втом числе ущербов от затопления 200 млн. руб. по объектам Ростовской области.

Использование результатов позволяет: повысить качество проектирования и сократить затраты на возведение сооружений инженерной защиты из композитных материалов; предотвратить ущербы от наводнений, распространения загрязняющих веществ и снизить негативное воздействие на окружающую среду в условиях малых водотоков.

Председатель

Зам. директора,ФГБУ

«Управление»Ростовмелиоводхоз» В.А. Назаренко

Члены комиссии:

главный гидротехник ФГБУ Управления

«Ростовмелиоводхоз» В.М. Попов

директор Аксайского филиала

ФГБУ Управления «Ростовмелиоводхоз» Ф.Ф. Котов

директор Азовского филиала

ФГБУ Управления «Ростовмелиоводхоз» Козяков В.И.

РОССИЯ
ОБЩЕСТВО С ОГРАНИЧЕННОЙ ОТВЕТСВЕННОСТЬЮ
"РАССВЕТ"

347570, Ростовская обл., с. Песчанокопское
ул. Энгельса 222 а
Тел./Факс: (863-73) 9-11-71; Приемная : 9-14-76,
olimp-rassvet@mail.ru - адрес электронной почты

Ростовское отделение № 5221 ПАО «Сбербанк России» г. Ростов-на-Дону
Расчет 40702810652090018502, кор-счет 30101810600000000602 ,
ОГРН 1176196049050, ИНН 6127018634, КПП 612701001, БИК 046015602,
ОКПО 19866831, ОКОПФ 12300, код хозяйства 5825, код 518206
ст. Песчанокопская Северо-Кавказской ж/д. ЕЛС - 1005736284, ТГНЛ- 6831

Исх. № 133
от 22.04.2019

Акт внедрения

Настоящим актом внедрения подтверждается результат диссертационной работы Кашарина Дениса Владимировича «Обоснование конструкций инженерной защиты из композитных материалов для условий малых водотоков», представленной на соискание ученой степени доктора технических наук. Предложенные противопаводковые мероприятия на гидрографической сети бассейна реки Рассыпная Ростовской области за счет устройства сезонно - действующих систем водонаполняемых защитных дамб, выполненных в соответствии с патентом РФ на изобретение №2285081.

В результате внедрения за несколько лет эксплуатации размер предотвращенного ущерба составил порядка 350000 рублей за счет защиты от затопления 7 га земли сельскохозяйственного назначения, что в сравнении с традиционными дамбами обвалования позволяет сократить затраты на их возведение и эксплуатацию на 120000 рублей в период 2016-2018 г г.

Директор ООО «Рассвет» Татаркин В.И.

Акт внедрения

Настоящим актом подтверждается, что результаты диссертационной работы Кашарина Дениса Владимировича «Обоснование конструкций инженерной защиты из композитных материалов для условий малых водотоков», представленной на соискание ученой степени доктора технических наук были применены для противопаводковых мероприятий на балке Сухая (бассейн р. Егорлык) за счет устройства сезонно - действующих систем водонаполненных защитных дамб (патент РФ на изобретение №2285081) и водоподпорного сооружения (патент РФ на изобретение №2245960).

В результате внедрения за несколько лет эксплуатации размер предотвращенного ущерба составил порядка 20000 рублей за счет защиты от затопления 4 га земель сельскохозяйственного назначения. В сравнении с традиционными дамбами обвалования и грунтовой плотиной сокращение затрат составило не менее 60000 рублей в период 2016-2018 г.г.

Индивидуальный предприниматель Апыхтин Ю.Н.

Российская Федерация

ИНДИВИДУАЛЬНЫЙ ПРЕДПРИНИМАТЕЛЬ
Глава КФХ ДАНИЛОВ В.И.

347568 Ростовская область Песчанокопский район
с. Летник ул. Мичурина, 133 тел./факс (86373) 9-41-77
р/с 40802810652090080249 Юго-Западный Банк
«Сбербанк России» ОАО г. Ростов-на-Дону
БИК 046015602 к/сч 30101810600000000602
ИНН 612701831546
ОГРНИП 312618635000014 ОКАТО 60244844001

Акт внедрения.

Настоящим актом подтверждается, что результаты диссертационной работы Кашарина Дениса Владимировича «Обоснование конструкций инженерной защиты из композитных материалов для условий малых водотоков», представленной на соискание ученой степени доктора технических наук были применены для противооползневых мероприятий на балке Сухой Лог бассейна реки Большой Егорлык за счет устройства грунтоармированных сооружений, выполненных в соответствии с патентами РФ на изобретение №2181407 и №2352713. Грунтоармированное сооружение предотвращает разрушение водосбросного канала грунтовой плотины, находящейся на балке Сухой Лог и предотвратить нарушение работы насосной станции, находящейся на р.Большой Егорлык непосредственно в устьевой части балки Сухой Лог.

В результате размер предотвращенного ущерба составил порядка 200 000,00 рублей. В сравнении с традиционными сборными железобетонными конструкциями эффект составит не менее 80 000,00 рублей в период 2016-2018г.г.

ИП Глава КФХ Данилов В.И.