

СЕКЦИЯ ГИДРАВЛИКА И ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО

ОЦЕНКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ УГЛИЧСКОГО ГИДРОУЗЛА

Щербина П. О.

студентка магистратуры 1 курса 18 группы ИГЭС НИУ МГСУ

Научный консультант: Козлов Д. В.

доктор технических наук, заведующий кафедрой ГиГС НИУ МГСУ

Аннотация. Техническое состояние сооружения рассматривается как совокупность свойств этого сооружения, характеризующая данные о его исправности и работоспособности. Показано, что оценка технического состояния гидротехнических сооружений производится на основе визуальных и инструментальных наблюдений. Инженер-гидротехник службы мониторинга и эксплуатации гидротехнических сооружений должен уметь по результатам наблюдений выполнять анализ и делать оценку состояния и уровня безопасности сооружений, а также формулировать рекомендации по устранению выявленных повреждений. Рассматриваются методы и способы оценки технического состояния и уровня безопасности гидротехнических сооружений на примере Угличского гидроузла, на котором ведутся наблюдения за осадками, горизонтальными смещениями бетонных сооружений, режимами уровней бьефов, фильтрационными режимами в основании и теле грунтовых, бетонных сооружений и береговых примыканиях, работой дренажных и противофильтрационных устройств, воздействиями на сооружения (размывами водобоя и рисбермы, дна и берегов), а также температурой воздуха и воды.

Ключевые слова: гидротехническое сооружение, техническое состояние, информационно-диагностическая система (ИДС), контрольно-измерительная аппаратура (КИА), уровни безопасности, критерии безопасности.

ВВЕДЕНИЕ

Эксплуатация гидротехнических сооружений всегда связана с множеством рисков. Для предупреждения и устранения причин, вызывающих аварии гидротехнических сооружений (ГТС), необходимо ведение непрерывного мониторинга, в том числе для предотвращения воздействия потенциально опасных факторов на ГТС в течение всего срока эксплуатации.

Мониторинг технического состояния гидротехнических сооружений – это система регулярных инструментальных и визуальных наблюдений за показателями работы и

технического состояния сооружений, за появлением и развитием опасных для сооружений техногенных и природных процессов и явлений, осуществляемых по определенной программе с целью объективной оценки эксплуатационной надежности и безопасности сооружений, своевременной разработки и проведения ремонтных работ [1].

Мониторинг гидротехнического включает в себя следующие этапы оценки технического состояния [2]:

- 1) детальное обследование гидротехнических сооружений, осуществление контрольных измерений основных параметров;
- 2) если по результатам обследования были выявлены повреждения, факторы, влияющие на безопасность сооружений, производят детальное описание данных явлений с занесением в специальные журналы и на карты-развертки (при этом учитываются только крупные повреждения; помимо описания и схем также прикладывают фотографии);
- 3) дается ориентировочная оценка технического состояния сооружений;
- 4) разрабатываются рекомендации, и определяется ориентировочная стоимость ремонтных работ.

Для рассмотрения порядка оценки технического состояния гидротехнических сооружений был взят в качестве примера Углицкий гидроузел.

Сооружения гидроузла перекрывают р. Волгу в 2974 км от ее устья. Общая длина напорных сооружений равна 1,91 км. Гидроузел Угличской ГЭС состоит из следующих основных сооружений, расположенных в одном створе: здание ГЭС; бетонная водосбросная плотина №1; земляная плотина №4; сопрягающая дамба №40; сооружение №49 – крепление правого берега р. Волги ниже здания ГЭС; судоходный шлюз.

Компоновка гидроузла представлена на рис. 1 [3]. Гидроузел относится к II классу – гидротехнические сооружения высокой опасности.

Цель работы - рассмотреть методы оценки технического состояния и уровня безопасности гидротехнических сооружений, а также выполнить качественную и количественную оценку современного технического состояния ГТС Углицкого гидроузла.

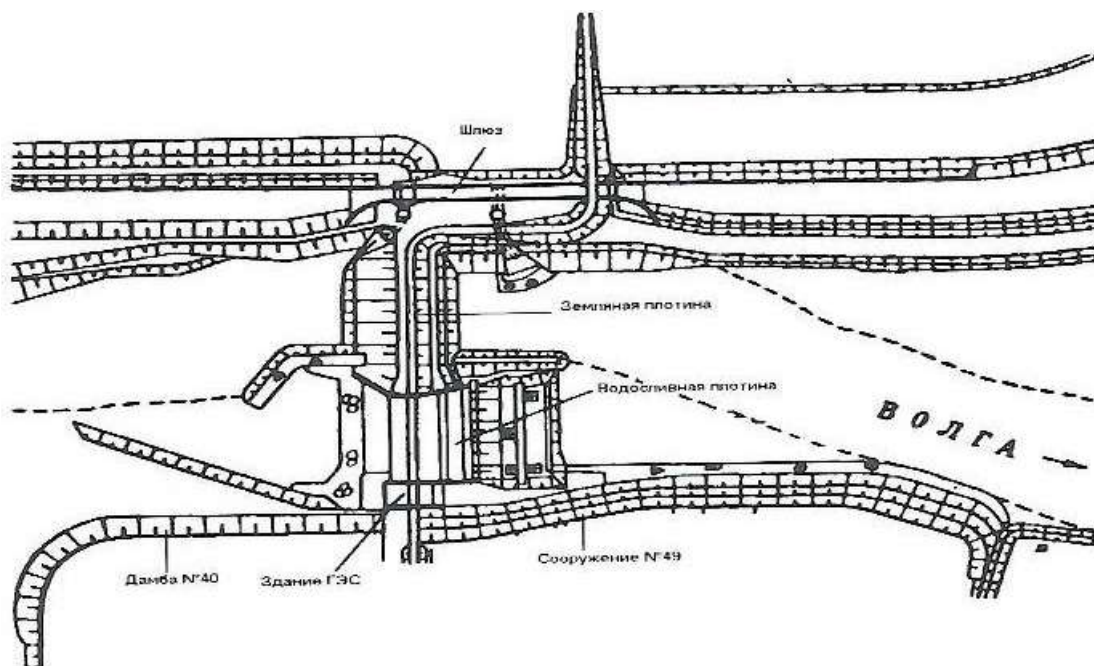


Рисунок 1. Схема Угличского гидроузла.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

В качестве исходной информации были использованы открытые данные о компоновке сооружений гидроузлов и режимах работы Волжско-Камского каскада ГЭС. Методологической основой исследований стали фундаментальные положения, термины и определения в гидротехнике и инженерной гидрологии, отраслевые инструкции [6] и стандарты организации (ПАО РусГидро) [1, 4], правила эксплуатации комплекса гидротехнических сооружений Угличской ГЭС на р. Волге [3], декларация безопасности гидротехнических сооружений [7] и др. В работе использованы общеизвестные методы научно-познавательной деятельности: эмпирические научные методы – пассивный эксперимент, использующий собранные и систематизированные данные о комплексе гидротехнических сооружений, а также сведения о мерах обеспечения промышленной безопасности на ГТС гидроузла; универсальные (общелогические) методы – анализ и синтез, индукция и дедукция, обобщение.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

Для систематического наблюдения на Угличской ГЭС установлена контрольно-измерительная аппаратура (КИА). КИА – стационарная измерительная аппаратура или устройства для контроля состояния ГТС [4]. На сооружениях гидроузла установлены следующие элементы КИА [5]:

- 1) марки – для определения осадок сооружений;

- 2) щелемеры – для определения продольных деформаций;
- 3) водомерные посты: рейки и автоматизированные рейки – для измерения уровня воды в бьефах;
- 4) пьезометры – для определения фильтрации в теле и основании сооружений.

Осадки ГТС Угличской ГЭС контролируются точной (II класс) нивелировкой высотных марок, установленных на этих сооружениях. Результаты нивелировок сооружений записываются в каталог высотных марок и наносятся на графики осадок сооружения. Осадки замеряются один раз в год [6].

Относительные перемещения блоков бетонных сооружений измеряются с помощью пространственных щелемеров, установленных на осадочных швах. Периодичность наблюдений - 1 раз в месяц [6].

Замеры уровней верхнего и нижнего бьефа проводятся ежедневно в 8.00 часов утра по речному посту. Также установлены автоматизированные рейки, данные с которых автоматически заносятся в информационно-диагностическую систему (ИДС) БИНГ-3 [6]. ИДС - система, предназначенная для диагностики состояние сооружений, включающая базу данных наблюдений, программу их обработки и диагностические критерии для оценки состояния сооружений [1].

Фильтрация воды через тело земляных сооружений, в основаниях ГЭС и бетонной плотины, а также в обход сооружений контролируется по положению уровней воды в пьезометрах. Периодичность замеров уровней воды в пьезометрах составляет 1 раз в месяц. Безнапорные пьезометры замеряются рулеткой с хлопушкой. Напорные пьезометры, расположенные в потерне верхнего бьефа здания ГЭС, оборудованы манометрами [6].

Визуальные наблюдения на гидротехнических сооружениях Угличской ГЭС включают:

- выявление и оценку не контролируемых выходов фильтрации через сооружения, основание, берега, сопряжения;
- регистрацию и оценку очагов фильтрационно-суффозионных выносов грунта из сооружения, основания, береговых и пойменных массивов примыкающих к сооружению;
- контроль работы и состояния дренажей, водоотводящих выпусков, канав и кюветов;
- контроль общих деформаций и фильтрации в зонах сопряжения грунтового сооружения с бетонными сооружениями и берегами;

- фиксирование мест заболачивания территории, примыкающей к подошве сооружения в нижнем бьефе;
- выявление и оценку местных деформаций откосов, гребня и берм плотин (дамб), а также береговых склонов в примыканиях;
- выявление, регистрацию и оценку развития всевозможных трещин на гребне, откосах и бермах;
- контроль состояния креплений верхового и низового откосов, крепления берегов (если таковые имеются);
- наблюдения за эрозией берегов водохранилища;
- за ледовым и температурным режимами и мутностью воды водоемов, образовавшихся в нижнем бьефе вследствие фильтрации;
- выявление признаков морозного выветривания материалов тела плотины (дамбы);
- наблюдения за размывами и подмывами сооружения и берегов со стоны нижнего бьефа;
- наблюдения за развитием древесно-кустарниковой растительности, травяного покрова и поведением землеройных животных на плотине (дамбе).
- контроль состояния креплений верхового и низового откосов, крепления берегов (если таковые имеются);
- наблюдения за эрозией берегов водохранилища;
- за ледовым и температурным режимами и мутностью воды водоемов, образовавшихся в нижнем бьефе вследствие фильтрации;
- выявление признаков морозного выветривания материалов тела плотины (дамбы);
- наблюдения за размывами и подмывами сооружения и берегов со стоны нижнего бьефа;
- наблюдения за развитием древесно-кустарниковой растительности, травяного покрова и поведением землеройных животных на плотине (дамбе).

Все измеренные показатели заносятся в соответствующие журналы и в компьютерную базу данных. С помощью компьютерной программы данные измерений представляются в виде графиков изменения во времени показателей состояния сооружений и действующих нагрузок [6].

Для оценки технического состояния установлены критерии безопасности. Критерии безопасности – это предельное значение количественных и качественных показателей

состояния сооружений, соответствующие допустимому уровню риска аварии сооружения, характеризующие состояния сооружений: исправное (работоспособное), неисправное (частично работоспособное) или предаварийное (неработоспособное) [1].

Критерии безопасности разрабатываются для двух уровней значений их диагностических показателей [1]:

- 1) К1 - первый (предупреждающий): характеризует переход сооружения от работоспособного состояния к частично работоспособному состоянию, при достижении которого устойчивость, механическая и фильтрационная прочность сооружений соответствуют условиям нормальной эксплуатации;
- 2) К2 - второй (предельный): характеризует переход сооружения от частично работоспособного в неработоспособное (предаварийное) состояние, при превышении которого эксплуатация гидротехнического сооружения в проектных режимах не допустима.

Оценка технического состояния и безопасности гидротехнических сооружений Угличской ГЭС проводится ежемесячно. Результаты направляются в аналитический центр. Исследования для данной работы проводились в течение января 2021 года.

Оценка технического состояния бетонных сооружений. Разрушение защитного слоя бетона в зоне переменного уровня с обнажением рабочей арматуры за январь 2021 года не наблюдалось. Раскрытие трещин не превышает допустимого значения 0,5 мм. Локальные разрушения бетона и обнажения арматуры в пазах и на пороге затвора, затрудняющие эксплуатацию затвора не наблюдалось. Деформации обшивки и других элементов конструкции затворов, нарушения уплотнений и опорно-ходовых частей, затрудняющие эксплуатацию затворов не выявлено. Образование мокрых пятен и места выхода фильтрации не обнаружено.

Количественные диагностические показатели не превышают своих критериальных значений «К1». Следовательно, техническое состояние водосливной плотины и здания ГЭС оценивается как работоспособное. Уровень безопасности – нормальный.

Оценка технического состояния земляных сооружений. Локальная просадка гребня плотины не отмечено. Продольных трещин с образованием тела обрушения не наблюдалось. Повреждение верхового откоса нет. Высачивания воды и намокание низового откоса с локальным оплыванием, и наличие наледей не наблюдалось. Заболачивание, образование лужи малой площади на территории, прилегающей к подошве откоса, не отмечено.

Количественные диагностические показатели не превышают своих критериальных значений «К1». Следовательно, техническое состояние земляной плотины, дамбы и сооружения №49 оценивается как работоспособное. Уровень безопасности – нормальный.

Техническое состояние Углицкого гидроузла принимается по наихудшему состоянию одного из сооружений, входящего в комплекс ГТС. Результаты представлены в таблице 1 [7].

Таблица 1. Техническое состояние и уровень безопасности ГТС Углицкого гидроузла

Показатели	Здание ГЭС	Бетонная водосливная плотина	Земляная плотина	Дамба	Сооружения №49	Гидроузел в целом
Техническое состояние	работоспособное	работоспособное	работоспособное	работоспособное	Работоспособное	работоспособное
Уровень безопасности по Декларации безопасности	нормальный	нормальный	нормальный	нормальный	Нормальный	нормальный

Состояние комплекса гидротехнических сооружений Углицкого гидроузла оценивается как работоспособное. Уровень безопасности - нормальный.

ВЫВОДЫ

Мониторинг за безопасностью гидротехнических сооружений осуществляется в объемах и в сроки, предусмотренные проектом гидроузла и местной инструкцией, а также согласно годовых графиков. Контроль за безопасностью гидротехнических сооружений осуществляется службой мониторинга оборудования и гидротехнических сооружений.

Указанные в статье методы позволяют достаточно просто без применения специальных расчетов качественно оценить техническое состояние и уровень безопасности гидротехнических сооружений.

На примере сооружений Угличского гидроузла видно, что такой методический подход является эффективным. Благодаря анализу сведений о повреждениях на ГЭС, можно достаточно точно определить состояние и уровень безопасности сооружений гидроузла, спрогнозировать возможные аварии и выдать рекомендации для их предотвращения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СТО РусГидро 70238424.27.140.035-2009 «Гидроэлектростанции. Мониторинг и оценка технического состояния гидротехнических сооружений в процессе эксплуатации. Нормы и требования»;
2. Каганов Г.М. К оценке состояния низконапорных гидротехнических сооружений при отсутствии проектной документации/ Каганов Г.М., Волков В. И.// Природообустройство. – 2008 - №3-с. 41-48;
3. Филиал ПАО «РусГидро» – «Каскад Верхневолжских ГЭС» Правила эксплуатации комплекса гидротехнических сооружений Угличской ГЭС. – Углич. 2020. - 104 с.;
4. СТО РусГидро 17330282.27.140.021-2008 «Контрольно-измерительные системы и аппаратура гидротехнических сооружений ГЭС. Организация эксплуатации и технического обслуживания. Нормы и требования»;
5. Правила технической эксплуатации электрических станций и сетей Российской Федерации: Приказ от 19 июня 2003 года № 229;
6. Филиал ПАО «РусГидро» – «Каскад Верхневолжских ГЭС» Инструкция по эксплуатации гидротехнических сооружений Угличской ГЭС. – Углич. 2019. – 32 с.;
7. Филиал ПАО «РусГидро» – «Каскад Верхневолжских ГЭС» Декларация безопасности гидротехнических сооружений Угличской ГЭС. – Углич. 2020. – 166 с.

СТАЛЬНОЙ И КОМПОЗИТНЫЙ ШПУНТ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ БЕРЕГОУКРЕПЛЕНИЯ В ПОРТУ ПОСЬЕТ

Полозов Д.А

студент 6 курса 16 группы ИГЭС МГСУ

Научные консультанты: Кантаржи И.Г.¹, Галимов И.М.²

¹доктор технических наук, профессор кафедры ГиГС НИУ МГСУ

²кандидат технических наук, доцент кафедры ГиГС НИУ МГСУ

Аннотация. Исследуются вертикальные берегоукрепительные сооружения причала в порту Посьет. Выбор типа шпунта определяется не только его прочностными характеристиками, но и грунтовыми условиями площадки строительства. Возможность применения композитного шпунта рассматривается вследствие его легкости, что позволяет применить менее тяжелую технику при возведении берегоукрепления, а также упрощает эксплуатацию сооружения, вследствие более высокой коррозионной стойкости композита в отличие от стали. Для проверки этой возможности проводится расчёт конструкции причального сооружения в программном комплексе МКЭ, и по результатам расчёта сопоставляются значения изгибающих моментов, перемещений и напряжений с предельно допустимыми. Целью исследования является проверка возможности применения композитного шпунта вместо стального при строительстве порта Посьет. Исходными данными для расчёта являются геологические изыскания в районе строительства, конструктивные решения причала, а также информация о материалах стального и композитного шпунтов.

Ключевые слова: композитный шпунт, больверк, расчётная схема, напряженно-деформированное состояние, горизонтальное перемещение.

ВВЕДЕНИЕ

Гидротехнические сооружения – высокоответственные сооружения, конструкции которых испытывают достаточно серьезные воздействия и, соответственно, от них требуется выдерживать существенные нагрузки. Одно из главных требований к строительным материалам этих сооружений высокая прочность. Композитный материал имеет ряд неоспоримых достоинств, главные из которых – лёгкость и при этом достаточно высокая прочность.

Строительство берегоукрепления – лишь одна из сфер применения шпунтовых стенок. Выбор её оптимальной конструкции с учётом грунтовых условий площадки строительства, эксплуатационных нагрузок, а также необходимости выбрать наиболее экономичный вариант с учётом разработки всё более облегченных и прочных конструкций является важнейшей задачей проектировщика, успешное выполнение которой позволит не только избежать дополнительных затрат во время строительства, но и упростить эксплуатацию сооружения, избежав, например, коррозии шпунтовых свай.

При проектировании берегоукрепления в порту Посьет была принята конструкция причала - «больверк» из металлического шпунта (рисунок 1) [2] с анкерровкой за анкерные плиты. Стальной шпунт лицевой и тыловой стенки и анкерных стенок – Л5-УМ. Отметка верха шпунта минус 0,20 м. Отметка низа - переменная и составляет от минус 9,50 до минус 10,80 м. Нагрузка на территорию причала изменяется от 18 кН/м² до 78 кН/м² [3].



Рисунок 1. Шпунт Л5-УМ

Необходимость проверки возможности применения композитного шпунта вместо стального при строительстве порта Посьет обусловлена такими преимуществами шпунта ШК-150, как высокая прочность и несущая способность; стойкость к коррозии и агрессивным средам; долговечность (не менее 50 лет); экологическая безопасность; эстетичный внешний вид [4].

Подверженность коррозии и большой вес для стальных шпунтов являются главными недостатками, которых лишены композитные сваи, изготавливаемые в форме тех же стальных шпунтов, с той разницей, что при их производстве используют современные материалы.

МЕТОДЫ И МАТЕРИАЛЫ

Расчёт напряженно-деформированного состояния (далее - НДС) конструкции проводится в программе Plaxis 2D.

Необходимо рассчитать НДС причального сооружения в процессе эксплуатации. Расчётная система представляет собой систему «шпунтовая стенка с анкерровкой – окружающий массив грунт».

В процессе эксплуатации на объект оказывает воздействие равномерно-распределенная нагрузка.

Расчёт конструкции в программе Plaxis проводился по модели Кулона-Мора, так как для грунтов основания известны только параметры: модуль деформации E , коэффициента Пуассона ν , сцепление грунта C и угла трения φ [5].

Расчётные характеристики стального Л5-УМ [2] и композитного шпунта ШК-150 [4] представлены в Таблице 1.

Условные обозначения представлены в Таблице 2.

Модуль упругости шпунта ШК-150 по результатам испытаний научно-исследовательской лаборатории «Гидротехнические сооружения» НОЦ «Гидротехника» НИУ МГСУ составил $E=32,8$ ГПа [6].

Таблица 1. Характеристики шпунтов Л5-УМ и ШК 150

	Характеристика шпунта	Л5-УМ	ШК 150
1	Модуль упругости, E (МПа)	$2,0 \cdot 10^5$	$3,28 \cdot 10^4$
2	Площадь поперечного сечения, A ($\text{см}^2/\text{м}$)	145	80,48
3	Момент инерции стенки, I ($\text{см}^4/\text{м}$)	76430	2806
4	Вес, w ($\text{кг}/\text{м}^2$)	113,9	17,32
5	Коэффициент Пуассона, ν	0,3	0,3
6	Нормальная жесткость, EA ($\text{кН}/\text{м}$)	$6,38\text{E}+06$	$2,6\text{E}+06$
7	Изгибная жесткость, EI ($\text{кНм}^2/\text{м}$)	$1,682\text{E}+05$	$8,92\text{E}+04$

Таблица 2. Условные обозначения

	Цвет	Наименование грунта
1		Насыпь из скального грунта
2		Песок средней крупности
3		Дресвяный грунт
4		Скала

Значения интерфейсов (контактных элементов) R_{int} :

- на контакте дресвяный грунт-металл = 0,5;
- на контакте песок-металл = 0,7.

Фазы возведения при работе в режиме Calculations:

1. Отсыпка скального грунта I очереди;
2. Устройство шпунтовой стенки;
3. Монтаж распределительного пояса;
4. Устройство анкерной шпунтовой стенки;

5. Монтаж анкерных тяг;
6. Обратная засыпка причала камнем с виброуплотнением;
7. Устройство монолитной железобетонной надстройки.

Таблица 3. Характеристики грунтов

	Наименование грунта	Объемный вес сухого грунта γ , т/м ³	Модуль деформации и E, МПа	Угол внутреннего трения ϕ , град.	Сцепление C, МПа	Коэффициент пористости e
1	Скальный грунт	1.1	-	45	-	-
2	Насыпной грунт	2.18	35.5	40	0.027	0.39
3	Песок средней крупности рыхлый, залесенный	1.86	12	25	0.2	0.849
4	Дресвяный грунт с суглинистым твердым заполнителем до 35-45%	2.18	35	31	0.24	0.461
5	Скальный грунт	2.2	-	22	0.32	-

Расчётная схема представлена на Рисунке 2.

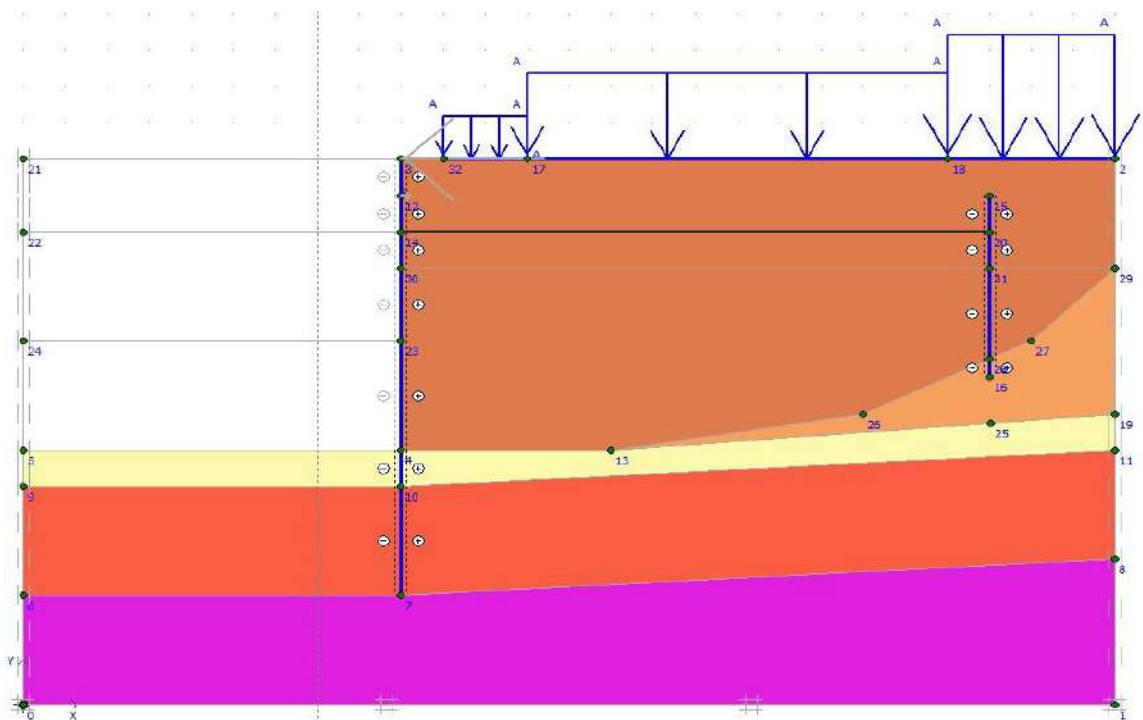


Рисунок 2. Расчётная схема подпорной стенки

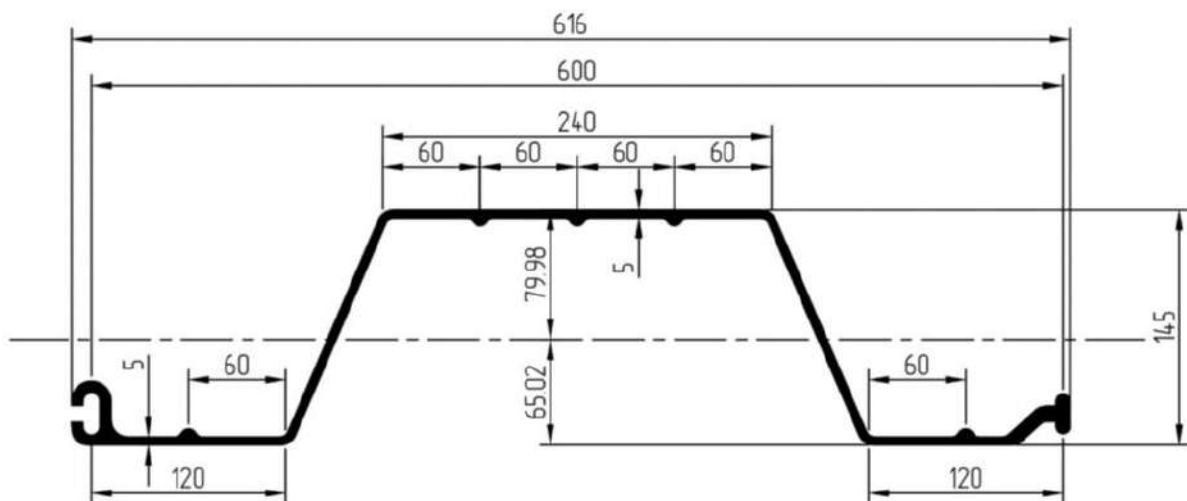


Рисунок 3. Шпунт ШК 150

РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЙ

В ходе расчётов, выполненных в программе Plaxis 2D, были получены результаты, представленные на рисунках 4-6, а сравнение результатов расчёта для шпунтов Л5-УМ и ШК- 150 представлено в таблице 3.

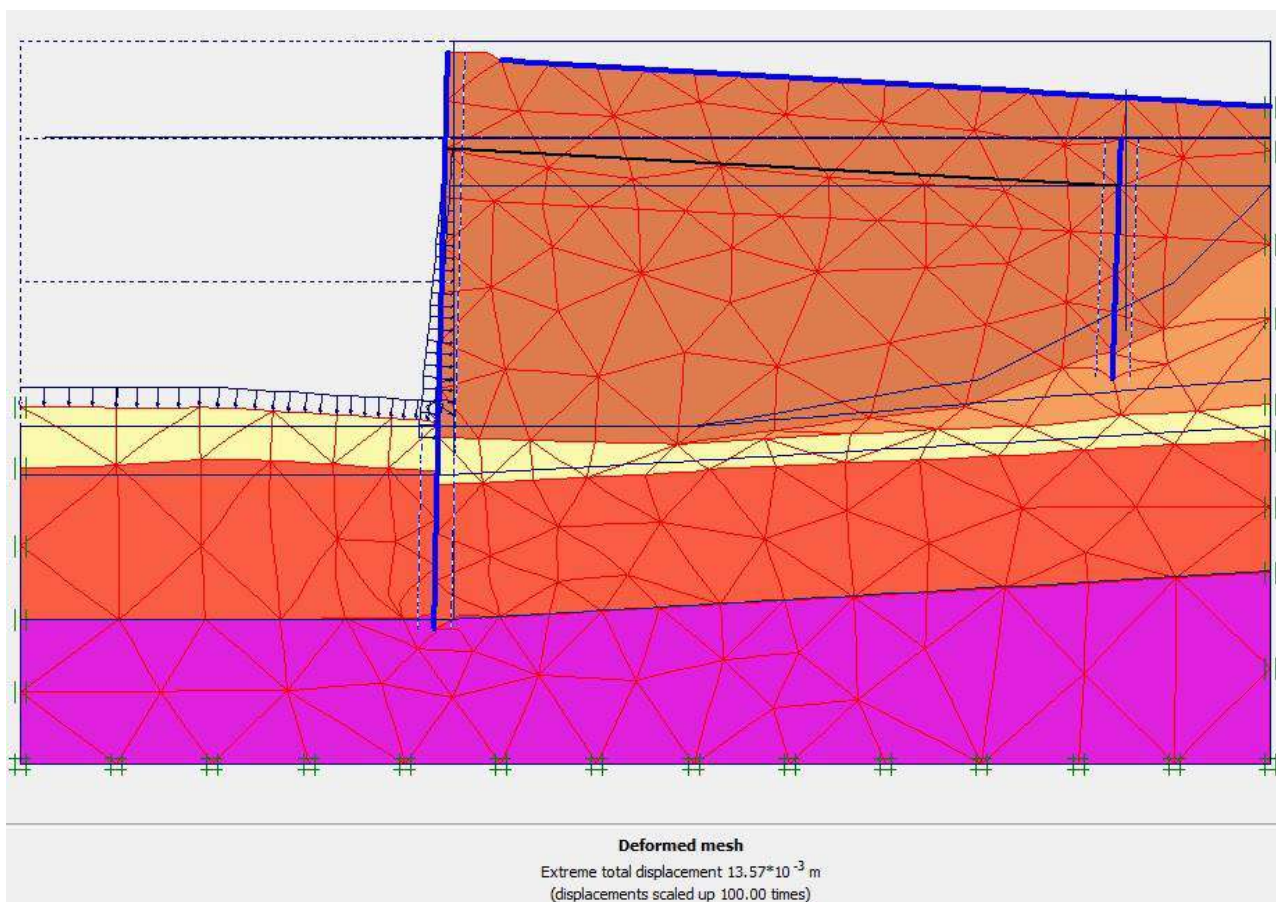


Рисунок 4. Вид сетки конечных элементов для композитного шпунта

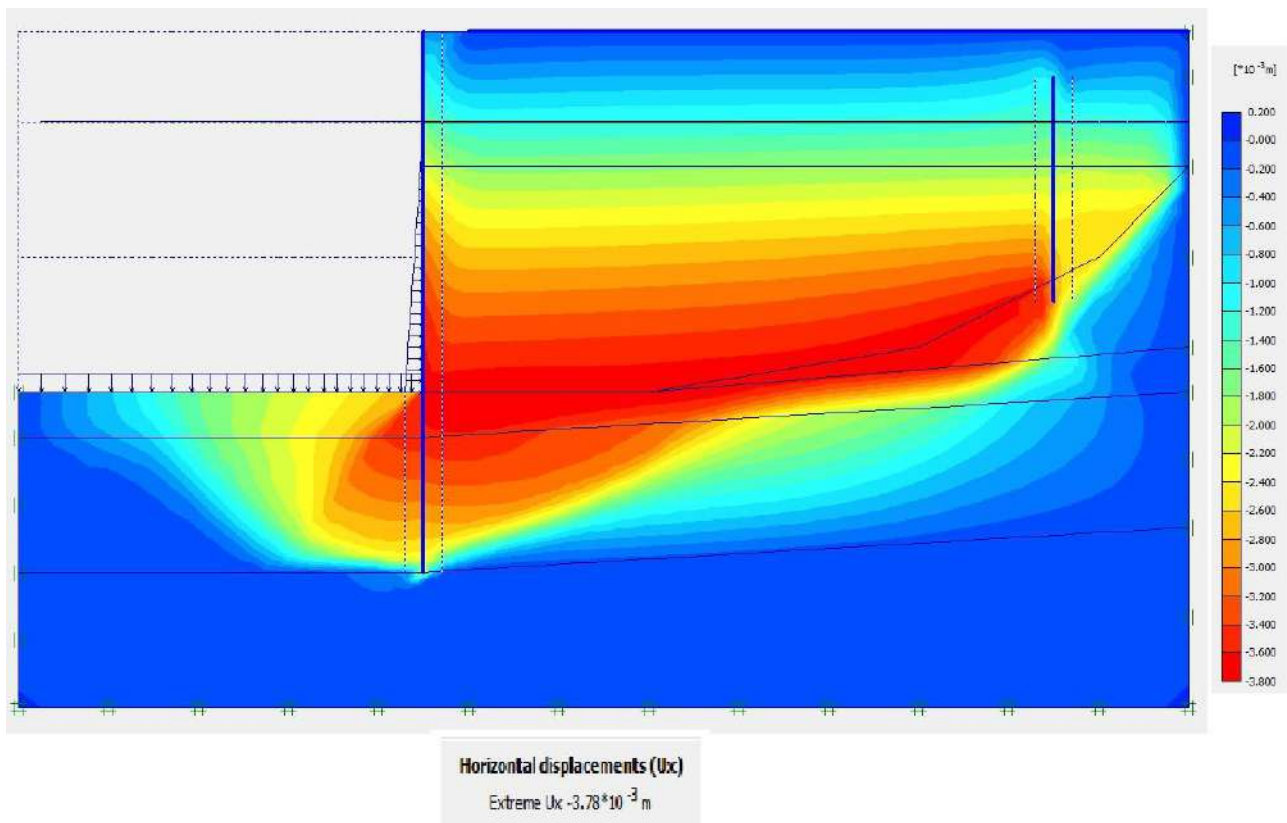


Рисунок 5. Горизонтальные перемещения для стального шпунта

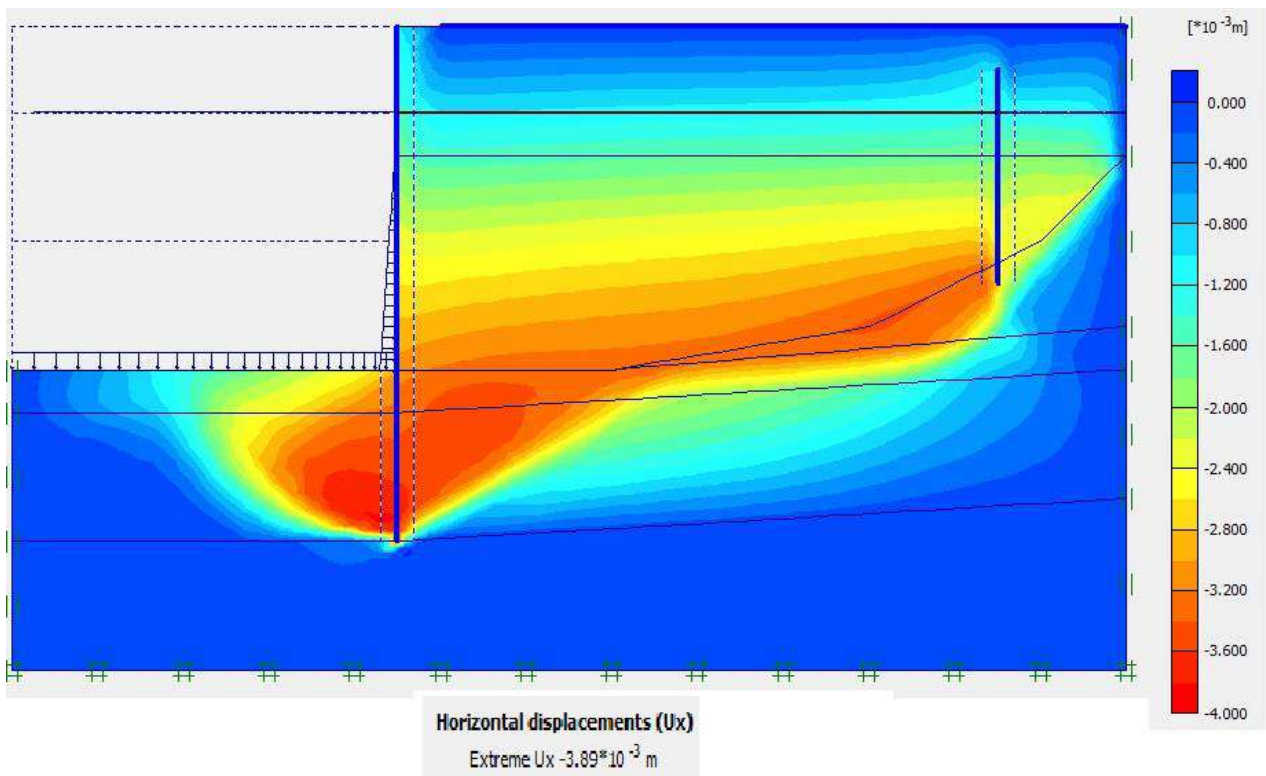


Рисунок 6. Горизонтальные перемещения для композитного шпунта

Допустимый относительный прогиб стенки для заанкеренной конструкции принимался согласно [7] $0,02 (H-h) = 0,02 \cdot (10 - 1,5) = 0,17$ м, где h – высота стенки от точки крепления анкера до верха оголовка.

Горизонтальные перемещения для стенки из шпунта ШК-150, $0,00366 \text{ м} < 0.17 \text{ м}$, следовательно, горизонтальные перемещения композитного шпунта не превышают допустимые.

Допустимый изгибающий момент на 1 п.м. стены из шпунта ШК-150 определялся, исходя из результатов выполненных испытаний, согласно [7], по формуле:


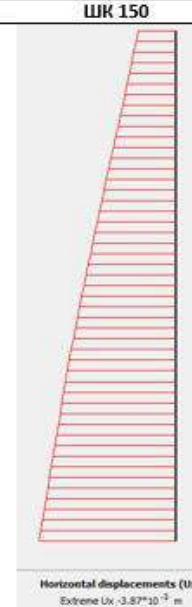


$$M_{\max}^{\text{ШК-150}} = W_{\text{ШК-150}} * R = 350 * 10^{-6} * 100 * 103 = 35,0 \text{ кНм/м}$$

где $W_{\text{ШК-150}}$ – момент сопротивления 1 п.м. стены из шпунта ШК-150 [4];

R – расчетная прочность шпунта с учетом коэффициента запаса 2,0.

Поперечные силы для ШК-150, $19,28 \text{ кНм/м} < 35.00 \text{ кНм/м}$, следовательно, возникающий изгибающий момент не превышает допустимого.

Таблица 4. Сравнение результатов расчёта для шпунта Ларсена и ШК 150

Параметр для сравнения	Шпунт Ларсена	ШК 150
Горизонтальные перемещения	 <p>Horizontal displacements (Ux) Extreme Ux: $3.66 \cdot 10^{-3} \text{ m}$</p>	 <p>Horizontal displacements (Ux) Extreme Ux: $3.87 \cdot 10^{-3} \text{ m}$</p>
Изгибающие моменты	<p>0,00366 м</p>  <p>Bending moments Extreme bending moment: 32.08 kNm/m</p>	<p>0,00387 м</p>  <p>Bending moments Extreme bending moment: 56.50 kNm/m</p>
	32,08 кН*м/м	56,50 кН*м/м

Проверка ШК-150 на действие сжимающих напряжений:

$$\sigma_{\text{сж}} = M_{\text{сж}} / W_{\text{ШК-150}} = 56,5 * 10^3 / (350 * 10^{-6}) = 161 \text{ МПа} < \sigma_{\text{сж доп}} = 270 \text{ МПа},$$

где $\sigma_{\text{сж доп}}$ – предел прочности на сжатие вдоль волокон [4].

Следовательно, сжимающие напряжения в композитной шпунтовой стенке не превосходят допустимые.

Проверка ШК-150 на действие растягивающих напряжений:

$$\sigma_{\text{раст}} = M_{\text{раст}} / W_{\text{ШК-150}} = 1,57 * 10^3 / (350 * 10^{-6}) = 4 \text{ МПа} < \sigma_{\text{раст доп}} = 540 \text{ МПа},$$

где $\sigma_{\text{раст доп}}$ – предел прочности на растяжение вдоль волокон [4].

Следовательно, растягивающие напряжения в композитной шпунтовой стенке не превосходят допустимые.

Проверка Л5-УМ на действие растягивающих напряжений:

$$\sigma_{\text{раст}} = M_{\text{раст}} / W_{\text{Л5-УМ}} = 4,37 * 10^3 / (355,5 * 10^{-6}) = 12,3 \text{ МПа} < \sigma_{\text{раст доп}} = 906 \text{ МПа},$$

где $\sigma_{\text{раст доп}}$ – предел прочности на растяжение вдоль волокон [2].

$W_{\text{Л5-УМ}}$ принято в соответствии с [2].

Следовательно, растягивающие напряжения в стальной шпунтовой стенке не превосходят допустимые.

ВЫВОДЫ

Сравнив полученные в результате расчёта в программе Plaxis 2D значений горизонтальных перемещений, изгибающих моментов, а также растягивающих и сжимающих напряжений с допустимыми значениями, можно сделать вывод о возможности применения композитного шпунта ШК 150 для вертикального берегоукрепительного сооружения в порту Посьет.

Следует привести рекомендации по технологии производства работ при погружении композитного шпунта ШК 150 или более усовершенствованной модели.

Так как при строительстве причала в порту Посьет потребуется длина сваи больше 6 м (а именно 10 м), то необходимо использовать дополнительную лидер сваю. Лидер – это стальной сердечник сваи, который представляет собой дополнительный стержень и который используется для дополнительной поддержки шпунта во время его установки [7].

Вероятно, более подходящим методом погружения данного типа шпунта будет вдавливание либо непосредственный монтаж свай в заранее подготовленную траншею (технология предполагает погружение шпунта при помощи ковша экскаватора).

Из-за повышенной гибкости шпунта, необходимо постоянно контролировать положение шпунтовой сваи, для точной установки положения при погружении необходимо использовать кондукторы.

Для повышения надежности и прочности замкового соединения можно выполнить его усиление прокладкой дополнительного армирующего элемента. В качестве этого элемента могут выступать дополнительные слои биаксиального стеклополотна, проложенные в местах замковых соединений, либо стальной армирующий элемент.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 287.1325800.2016 Сооружения морские причальные. Правила проектирования и строительства. – М., 2016. – 202 с.
2. Характеристики основных видов шпунта // Официальный сайт компании Ларсен Пайлинг. URL: <https://larssen-piling.ru/characteristiki-shpunta.html> (дата обращения: 3.02.2021)
3. СП 38.13330.2018 Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов). СНиП 2.06.04-82*. – М., 2018. – 106 с.
4. Композитные шпунты // Официальный сайт компании Главберрег, проектирование и строительство гидротехнических сооружений. URL: <https://glavberreg.ru/services/shpunt/composit.html> (дата обращения: 3.02.2021)
5. R.V.J. Brinkgreve, W. Broere. Plaxis V9. – 2008. Plaxis b.v. Printed in the Netherlands
6. Квитко А. В. Результаты испытаний композитных стеклопластиковых свай / А. В. Квитко // Вестник гражданских инженеров. – 2015. – № 6 (53). – С. 88-93.
7. Байковский Д.Ю. Оценка возможности использования ПВХ шпунта для берегоукрепительных сооружений / Д.Ю. Байковский, Н.А. Филатов // Актуальные проблемы современной когнитивной науки: сборник статей Международной научно-практической конференции. – Саратов: НИЦ АЭТЕРНА, 2018. – С.47-50.
8. РД 31.35.10-86 Правила технической эксплуатации портовых сооружений и акваторий. – М.: В/О «Мортехинформреклама», 1988. – 200 с.

ВОЗОБНОВЛЯЕМЫЕ МОРСКИЕ/ОКЕАНИЧЕСКИЕ ИСТОЧНИКИ ЭНЕРГИИ

Круковец А. Е.

студент 6 курса 16 группы ИГЭС МГСУ

Научный консультант: Кантаржи И.Г.

доктор технических наук, профессор кафедры ГиГС НИУ МГСУ

Аннотация. Глобальное изменение климата, истощение запасов ископаемого топлива при устойчивом росте спроса на энергию повысили интерес к созданию источников энергии, использующих дешевые возобновляемые ресурсы. Воздействие на окружающую среду при использовании энергии морских волн и приливов минимально по сравнению с использованием альтернативных ресурсов. Целью работы является рассмотрение возможности использования полностью возобновляемых морских / океанических источников энергии. В статье рассматривается перспективный проект *PELAMIS* - система, которая работает в море и генерирует энергию за счет движения волн. [1] Приливные течения имеют определенную периодичность и хорошо прогнозируемы. Проведен сравнительный анализ преобразователей энергии приливного потока *RTT 2000 Lunar Energy* и *MCT SeaGen-S* на основании исследования. [2]

Ключевые слова: возобновляемые источники энергии, энергия волн, энергия приливного потока, сравнение вариантов.

ВВЕДЕНИЕ

К возобновляемым морским / океаническим источникам энергии можно отнести энергию волн и приливов. Принципы извлечения энергии ветра и приливного потока одинаковы. Морская вода обладает более высокой плотностью по сравнению с воздухом, поэтому, мощность, генерируемая устройствами преобразования приливной энергии, намного больше, чем мощность, генерируемая преобразователем энергии ветра в аналогичных условиях.

Волны генерируются ветром над поверхностью моря. Энергия от ветра к волнам передается, пока волны распространяются медленнее, чем скорость ветра над волнами. Разница в давлении воздуха между наветренной и подветренной сторонами гребня волны и трение о поверхность воды ветром, создают напряжение сдвига, вызывая рост волн. [3]

Генерируемые ветром волны имеют высокую концентрацию энергии. Мощность волны пропорциональна квадрату амплитуды и периоду движения. Потоки энергии

длиннопериодных волн (7-10с), большой амплитуды (2м), превышают 40-50кВт на метр ширины набегающей волны.

Высота волны определяется скоростью и продолжительностью ветра, расстоянием, на котором ветер возбуждает волны, глубиной и рельефом морского дна (рельеф может их фокусировать или рассеивать). При волнении частица воды движется вверх/вниз и имеет эллиптическую траекторию движения, показанную на *рисунке 1*. Орбитальное движение частиц жидкости быстро уменьшается с увеличением глубины под поверхностью (*Рис. 1а*), эллиптическое движение частицы жидкости затухает с уменьшением глубины. (*Рис. 1в*).

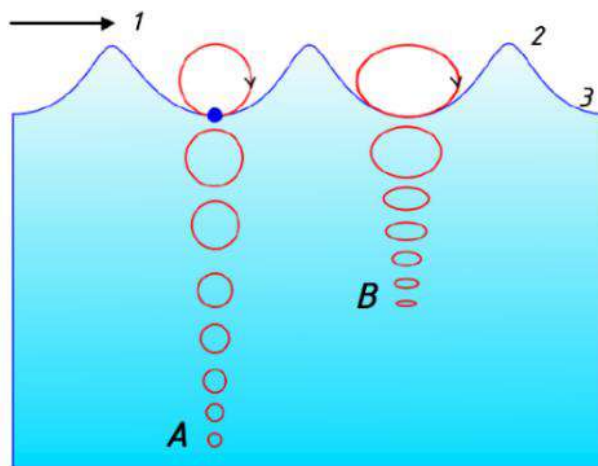


Рисунок 1. Движение частицы жидкости в океанской волне: а) на большой глубине; в) на мелководье; 1 - направление распространения; 2 - гребень волны; 3 - прогиб волны.

Большие волны более мощные. Мощность волн также определяется скоростью, длиной волны и плотностью воды. Колебательное движение выше на поверхности и экспоненциально уменьшается с глубиной. Однако для стоячих волн вблизи отражающего берега энергия волн также присутствует в виде колебаний давления на большой глубине, порождающих микросейсмические явления [3]. Эти колебания слишком малы, чтобы быть интересными с точки зрения мощности волн. Волны распространяются по поверхности океана, и их энергия транспортируется горизонтально с групповой скоростью. Волны "полностью развиты" при достижении скорости ветра, при которой не создаются более высокие волны.

Технология получения энергии из волн недостаточна развита, тем не менее различные типы электростанций, работающих на энергии волн, тестируются в различных местах. Первый коммерческий парк электростанций, работающих на энергии волн, открыт в 2008 в *Aguzadoura* на севере Португалии. Три электростанции *Pelamis* общей длиной производят 2,25 МВт. [5]

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

В статье анализируются результаты работы [2], целью которой было определение лучшего места для установки энергетической фермы приливного потока в районе *Ria de Vigo*. Оценивалась ожидаемая выходная мощность двух различных установок. [6] Рассмотрен проект Pelamis [1, 7] - система, которая работает в море и генерирует энергию за счет движения волн. Является источником бесконечной и полностью чистой энергии.

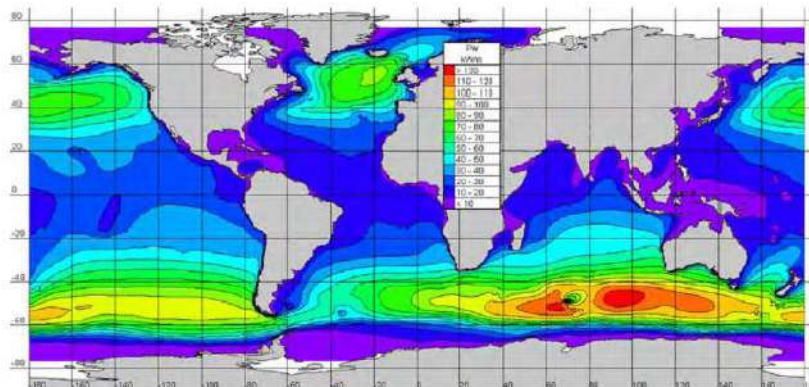


Рисунок 2. Глобальное распределение годового потока мощности волн от *Wave Watch III*

Рассматривая умеренные океанские волны на нескольких километрах от береговой линии, с высотой волн 3 м и периодом 8 секунд. Используя уравнение для мощности, получаем, что на метр гребня волны приходится 12 киловатт энергетического потенциала. Во время сильных штормов самые большие волны на берегу достигают высоты около 15 метров. Такие волны несут $\approx 112,5$ кВт мощности на каждом метре волнового фронта. Эффективное волновое силовое устройство захватывает как можно больше потока волновой энергии. В результате волны имеют меньшую высоту в области позади волнового силового устройства.

Значительная высота волн H_s определяется как средняя высота волн (от впадины до гребня) самой высокой трети волн. Параметр используется в качестве меры энергии волн.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Pelamis P₁ компании *Pelamis Wave Power (PWP)* - первый в мире преобразователь энергии движения волны, успешно генерирующий электроэнергию. Система состоит из гидроцилиндров, аккумуляторов давления, двигателей генераторов и резервуаров, собранных в плавучее устройство. Устройство колеблется вместе с движением волн перпендикулярно направлению их распространения в горизонтальной плоскости [1, 8]. Перемещающиеся цилиндры, расположенные между буйами, перекачивает масло в генератор, производящий гидравлическую энергию. Гидроцилиндры перекачивают жидкость, подводя к аккумулятору, который сглаживает движение волн. Жидкость выходит из аккумулятора переменного тока и

подводится к генератору, вырабатывающему мощность. Скорость поступления жидкости зависит от возможностей аккумулятора и морских условий, влияющих на количество производимой энергии. Система позволяет максимально использовать энергию малых волн и минимизировать отклик устройства в шторм.



Рисунок 3. Pelamis P. Португалия.

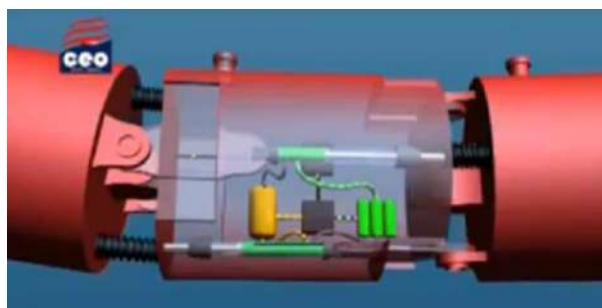


Рисунок 4. Цилиндры качают масло для двигателя.

Секции соединены кабелем, который передает выработанную энергию на поверхность, после чего она преобразуется в электричество для пользования. (На базе P_1 и нормальных морских условий ≈ 750 кВт). Длина первого прототипа P_1 120 метров, ширина 3,5 м, с 4 секциями труб (плавучие буи), и три преобразовательных модуля энергии. Разработкой проекта P_2 длиной 180м и шириной 4 м занималась *Scottish Power Renewables*.

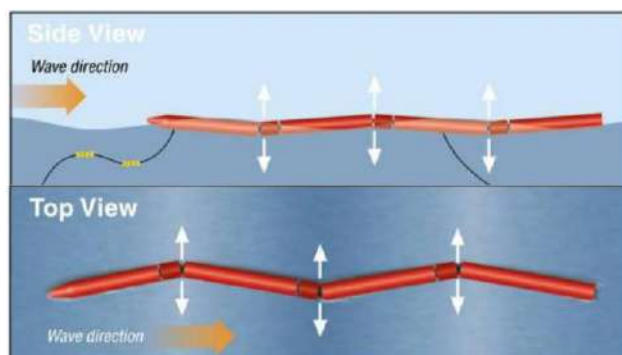


Рисунок 5. Технология Pelamis WEC - Шарнирно-сочлененный цилиндр качает головой при волнах. Длина 140 м, \varnothing 3,5 м. Номинальная мощность 750 кВт.

Эффективность значительно повышается, если сделать поперечные движения резонансными (путем подходящего выбора поперечной неподвижности в суставах) и связать их с вертикальными движениями. Концепция предназначена для экстремальных морских условий. Конечная ориентация устройства на волны, позволяет WEC преодолевать разбивающиеся волны безопасно благодаря небольшому диаметру 3,5м, который ограничивает выходную мощность в экстремальных условиях. Результаты испытаний *Pelamis* привели к разработке второго поколения устройств P_2 из пяти секций [10].

Pelamis осуществляла тестирование системы при различных погодных условиях, определяющих высоту волн. Для изучения эффективности испытания проводились в условиях стабильного моря, прилив не имел значительных колебаний. Испытания, проведенные с *Pelamis P₁*, показывают, что все четыре участка имеют различные колебания, первый участок действует как "волнорез", разбивая волну. Секции 2 и 3 колеблются сильнее, заставляя устройство вырабатывать больше энергии. А возможные приливы и отливы создают ненормальное колебание секций 2, 3 и 4, что понижает выход энергии [7, 11].

По концепции устройства классифицируют как точечные поглотители, терминаторы и аттенюаторы. Точечные поглотители малы относительно длин океанских волн и обычно осесимметричны. Главная ось терминаторов перпендикулярна направлению распространения волн; для аттенюаторов параллельна. Их размеры имеют порядок длин волн.

Классификация по двум принципам работы: волновые точечные поглотители и OWC. OWC используют волновое воздействие для расширения и сжатия воздуха над водяным столбом для вращения генератора воздушной турбины (Oceanlinx). Устройства колеблются от волнового воздействия относительно неподвижной части используя одну из систем генерации:

- (i) гидравлическая система для поворота двигателя-генератора;
- (ii) линейный генератор, который генерирует электричество путем перемещения магнитного элемента внутри катушки;
- (iii) или прямая речная механическая муфта. [12]

В исследовании [2] проведено сравнение выходной мощности, подаваемой фермой преобразователей приливной энергии на базе двух различных типов генераторов. Местом исследования выбран район Риа-де-Виго. Несмотря на то, что течение в основном приливно-отливное, [6] показало, что энергия приливного потока в устье слишком мала, чтобы быть извлеченной в реальных технологических условиях. Приливные течения редко достигают 1 м/с, что является минимальным порогом, [13] для возможного использования приливной

энергии. Энергия приливного потока для Риа-де-Виго была оценена в [6] по результатам 28-дневного численного моделирования с использованием 3D-гидродинамической модели, вынужденной на границах исключительно приливыми уровнями моря и течениями.

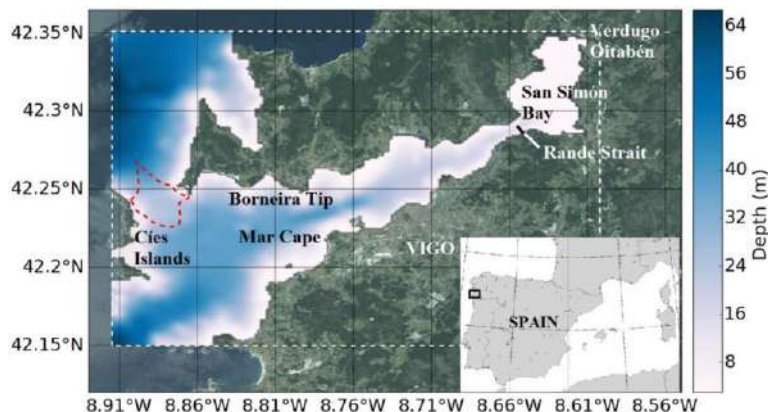


Рисунок 7. Карта и батиметрия исследуемого района. Белая пунктирная линия показывает вычислительную область, моделирования в работе [6]. Красная - область с наибольшим потенциалом извлечения приливной энергии.

Сравниваются два преобразователя энергии приливного потока: приливная турбина Rotech (*RTT2000*) и генератор *SeaGen-S*-морской. Устройства выбраны по оценке характеристик (глубины установки и номинальной скорости прилива) и наличия кривых мощности [14], а также их пригодности для данного исследуемого случая. *RTT200* представляет собой генератор горизонтальной оси с симметричным каналом Вентури (рис. 8а), поток движется к центральной турбине с широкого диапазона направлений. Генератор помещается на гравитационное основание (удерживается в нужном положении собственным весом). Диаметр воздуховода 25 м, лопасти длиной 7,8 м и центральная ступица длиной 3,9 м. При таких габаритах и наличии верхнего зазора 5 м минимальная глубина воды, позволяющая установить преобразователь 37 м. Используемая конфигурация обеспечивает мощность 2 МВт при номинальной скорости 3,1 м/с, со скоростью врезания 1 м/с [7].

На рисунке 8б, преобразователь *SeaGen-S* включает в себя сдвоенные роторы с горизонтальной осью, установленные на поперечной балке, поддерживаемой трубчатой стальной башней поверхностного прокола. Каждый ротор $\varnothing 20\text{м}$, обеспечивает общую площадь стреловидности 628 м^2 , и использует качку лопастей для производства паводков и отливов [24]. По данным разработчика [25], устройство пригодно для морских глубин до 38 м.

Таблица 1. Характеристики преобразователей (для площади, охватываемой 2 роторами.

	RTT2000	SeaGen-S
Diameter (m)	25	20
Total swept area (m ²)	490.9	628.0 ^a
Rated power (MW)	2	2
Rated speed (m/s)	3.1	2.5
Cut-in speed (m/s)	1.0	1.0
Minimum water depth(m)	37	31



Рисунок 8. Преобразователи энергии приливного потока: а) RTT2000 б) SeaGenS

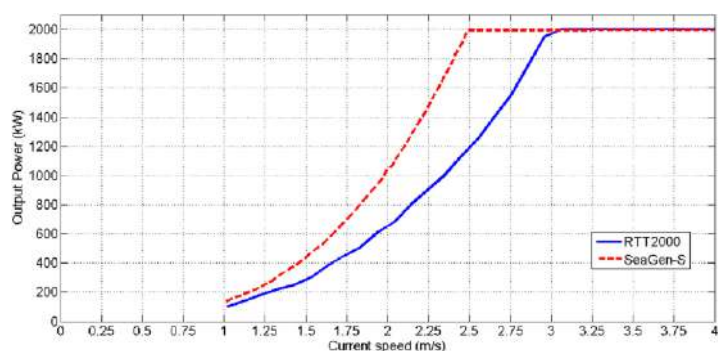


Рисунок 9. Кривая мощности для турбины RTT 2000 (синий; [7]) и SeaGen-S (красный; [9]). Представление об эффективности турбины в зависимости от скорости приливного течения.

При проектировании фермы по производству приливной энергии для максимального использования ресурса необходимо большое количество устанавливаемых турбин (многорядная решетка турбин), разделение турбин по потоку, и важна ориентация фермы перпендикулярную основному направлению потока для оптимизации улавливания энергии приливного потока. Расстояние между рядами принимается равным 10-кратному диаметру ротора турбины, межтурбинное боковое расстояние в 2,5 раза превышает диаметр [17].

С использованием пространственно-временного распределения приливных течений определено оптимальное место установки фермы преобразователей приливной энергии в этом районе. [2] Для сравнения рассмотрена связь между глубиной воды и размером (диаметром) преобразователей двух различных горизонтальных осевых турбин: *Lunar Energy*

RTT2000 и *SeaGen-S*. Кривая мощности турбин позволяет оценить и сравнить выходную ожидаемую мощность в регионе. Подходящими для установки приливной фермы являются некоторые области за счет энергетических и водных ограничений. Для устройства *SeaGen-S* область $\approx 0,7 \text{ км}^2$, для *RTT2000* $\approx 0,6 \text{ км}^2$ (требует более глубоких вод). Годовой энергетический потенциал в выбранном районе 181 МВтч/м^2 и 139 МВтч/м^2 , соответственно. Средняя почасовая мощность, возможная для извлечения для *SeaGenS* $22,51 \text{ МВт}$, а для *RTT2000* - $22,44 \text{ МВт}$.

Извлечение приливной энергии может привести к изменению приливного диапазона, характера дисперсии и переноса, качества воды [18], характера отложений и эрозии [19] или даже волнового энергетического режима, в зависимости от взаимодействия волны и течения [20]. В [21] обнаружили, что влияние приливной фермы на концентрацию взвешенных наносов может распространяться до 15 км вниз по течению. Возможны изменения в солености и распределении питательных веществ, изменения в бентических местообитаниях, токсичность, связанная с краской, антифаулянтами и смазочными материалами, вмешательство в перемещения животных ([22,23]), и долгосрочные изменения в биологической популяции [24].

Извлекаемая мощность зависит от устройств извлечения. Каждое устройство определенным образом реагирует на различные скорости потока; кривая мощности определяет выходную мощность в зависимости от скоростей приливного течения [25]. Плотность турбин фермы влияет на экономическую целесообразность установки, так как расстояние между преобразователями является ключевым элементом в определении общей производительности турбинной решетки. Узкое боковое расстояние может привести к отрицательному взаимодействию между преобразователями - снижению выходной мощности или увеличению сил тяги [26]. Большое расстояние приводит к неэффективному использованию пространства. Оптимальное боковое расстояние может даже ускорить поток между турбинами [27], Группировка турбин в массив становится балансом максимизации общей выходной мощности при минимизации затрат на естественный поток [28].

ВЫВОДЫ

Движение волн относится к возобновляемым ресурсам, не оказывающим воздействия на окружающую среду при их использовании. Генерация энергии естественного движения волн с помощью устройств преобразования волновой энергии. Система Пеламис в стадии разработки и не может генерировать достаточное количество энергии и являться экономически выгодной. Существует огромный потенциал использования энергии волн,

чтобы соотношение стоимость / выгода использования и производство увеличивались экспоненциально. Волновые энергетические устройства могут генерировать энергию до 90% времени, по сравнению с 20-30% для ветровых и солнечных энергетических устройств.

Другое исследование показывает, что с ресурсной точки зрения РИА де Устье Виго обладает достаточным потенциалом для установки преобразователей приливной энергии. Однако количество турбин, необходимых для обеспечения производительности, может сделать эксплуатацию предлагаемого района непрактичной с экономической точки зрения из-за больших капитальных затрат. Исследования в области совершенствования преобразовательных устройств, опыт и инновации должны позволить снизить экономические затраты на сбор приливной энергии в будущем. Мощность, обеспечиваемая приливно-отливной фермой, зависит не только от имеющегося энергетического ресурса, но и от технологических, экологических и экономических факторов. С финансовой точки зрения, для развития энергии приливного потока необходимы огромные инвестиции.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Ricardo and Aleksander Gobato, Desire Francine Gobato Fedrigo* «Study Pelamis system to capture energy of ocean wave»
2. *Marc Mestres, Maria Grino b, Joan Pau Sierra, Cesar Mosso* «Analysis of the optimal deployment location for tidal energy converters in the mesotidal Ria de Vigo (NW Spain)»
3. *O. M. Phillips*. The dynamics of the upper ocean. Cambridge University Press., 1977. 2nd ed.
4. European thematic network on wave energy, wave energy Utilization in Europe, current status and perspectives. European Thematic Network on Wave Energy, CRES 2002. Greece.
5. *Бокалдерс В., Мария Б.* Экологические аспекты строительных технологий. Проблемы и решения-Москва, Издательство АСВ, 2014. - 480с.
6. *Mestres M, Grino M, Sierra JP, Mosso C*. Assessment of tidal current energy resources in the mesotidal Ria de Vigo (NW Spain). Renew Energy (submitted) 2016.
7. *Qu Quanyon He Hongzhous, Li Juyue*. Numerical simulation of section systems in the pelamis wave energy converter. Hindawi Publishing Corp. Advances in Mechanical Engineering, p. 8, 2013.

8. *Chris Retzler Richard Yemm, David Pizer, Ross Henderson.* Pelamis: experience from concept to connection. The Royal Society. Mathematical, Physical & Engineering Sciences, p.17, 2011.
9. *Max Carcas.* The pelamis wave energy converter. Ocean Power Delivery Ltd.
10. *R. C. T. Rainey.* The pelamis wave energy converter: it may be jolly good in practice, but will it work in theory? WS Atkins Oil & Gas, Berkshire House, 171 High Holborn, London WC1V 7AA.
11. *LOU Ping QIN Guodong, WU Xianglian.* Development of oceans energy technologies: A case study of china. Hindawi Publishing Corporation. Advances in Mechanical Engineering, p. 6, 2013.
12. ADB Asian Development Bank. Wave Energy Conversion and Ocean Thermal Energy Conversion Potential in Developing Member Countries.
13. *Myers L Bahaj AS.* Simulated electrical power potential harnessed by marine current turbine arrays in the Alderney Race. *Renew Energy* 2005;30(11)
14. *Grino M.* Power generation from tidal currents. Application to Ria de Vigo. Minor Thesis. Technical University of Catalunya-BarcelonaTech; 2015. 81 pp.
15. *Bedard R, Previsic M, Siddiqui O, Hagerman G, Robinson M.* Tidal in stream energy conversion devices. 2005. p. 185. EPRI report TP-004 NA Final.
16. *MacEnri J, Reed M, Thiringer T.* Power quality performance of the tidal energy converter. In: *SeaGen. Proc. Int. Conf. On ocean*; 2011. p.8.
17. Marine Current Turbines. SeaGen-S system description. 2016.
18. Legrand C. Assessment of tidal energy resource, marine renewable energy guides. The European Marine Energy Centre Ltd.; 2009. p. 60.
19. Ahmadian R, Falconer R. Assessment of array shape of tidal stream turbines on hydro-environmental impacts and power output. *Renew Energy* 2012;
20. Ahmadian R, Falconer R, Bockelmann-Evans B. Far-field modelling of the hydro-environmental impact of tidal stream turbines. *Renew Energy* 2012;38(1)
21. Polagye B, Van Cleeve B, Copping A, Kirkendall K, editors. Environmental effects of tidal energy development. U.S. Dept. Commerce, NOAA Tech; 2011.
22. *Gill A.* Offshore renewable energy: ecological implications of generating electricity in the coastal zone. *J Appl Energy* 2005;42
23. Kadiri M, Ahmadian R, Bockelmann-Evans B, Rauen W, Falconer R. A review of potential water quality impacts of tidal renewable energy systems. *Renew Sustain Energy Rev* 2012;16(1)

24. DOE. Report to congress on the potential environmental effects of marine and hydrokinetic energy technologies: prepared in response to the energy independence act of 2007. In: Section 633 (B), wind & power program, energy efficiency & renewable energy. U.S. Dept. of Energy; 2009.
25. Hardistry J. The tidal stream power curve: a case study. Energy Power Eng 2012;
26. Li Y. On the definition of the power coefficient of tidal current turbines and efficiency of tidal current turbine farms. Renew Energy 2014;
27. Myers LE, Bahaj AS. An experimental investigation simulating flow effects in first generation marine current energy converter arrays. Renew Energy
28. Divett TA. Optimising design of large tidal energy arrays in channels: layout and turbine tuning for maximum power capture using large eddy simulations with adaptive mesh; 2014. 335 pp.

ИССЛЕДОВАНИЕ ВАРИАНТОВ КОНСТРУКЦИИ ПРИЧАЛА ПОРТА В МУРМАНСКОЙ ОБЛАСТИ

Сизяков И.Д.

студент 6 курса 16 группы ИГЭС МГСУ

Научные консультанты: Кантаржи И.Г.¹, Галимов И.М.²

¹доктор технических наук, профессор кафедры ГиГС НИУ МГСУ

²кандидат технических наук, доцент кафедры ГиГС НИУ МГСУ

Аннотация. При проектировании портового сооружения в Кольском заливе по перегрузке минеральных удобрений, было принято решение о строительстве пирса, состоящего из пяти палов размерами 25,0x15,0 м и одной рабочей площадки размером 135,0x25,0 м объединенных железобетонными тавровыми балками на свайном основании из вертикальных и наклонных стальных труб диаметром 1420 мм с толщиной стенки 12 мм заполненных песком, в нижней части свай устраивается бетонная пробка[1]. Во время исследования данной конструкции было решено выполнить сравнительную оценку конструкции пирса типа больверк из взаимно-заанкерowanego шпунта и конструкции из палов с рабочей площадкой на свайном основании. Конструкция пирса по типу больверк будет представлять из себя сплошной прямоугольный короб в плане, по периметру огороженная шпунтом, а внутри засыпана щебнем различной фракции, по ширине шпунт будет взаимно-заанкерен. Были использованы такие показатели как: расход материалов, устойчивость конструкции, объем работ.

Ключевые слова: Больверк, шпунт, МКЭ, активное давление грунта, пирс.

ВВЕДЕНИЕ

Выбор типа конструкции причального сооружения следует проводить с учетом естественных условий района строительства, технологических требований к причалам, размеров территории и акватории порта, возможных способов производства работ, геологических условий, требований по охране окружающей среды и др. Конструкцию причального сооружения следует выбирать исходя из технико-экономической целесообразности ее применения в конкретных условиях строительства на основе сопоставления вариантов [7]. При проектировании уникальных сооружений появляется проблема выбора конструкции, а следовательно, технологии возведения сооружения, из-за малого количества данных о сооружениях-аналогах. Эффективность сооружения зачастую

зависит от удачного выбора конструкции. В данной статье была произведена попытка сравнить два варианта конструкции причальных сооружений порта, чтобы в дальнейшем для проектирования порта с похожими геологическими и гидрологическими характеристиками было проще определиться с типом конструкции.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Для сравнения конструкций использовался программный конечно-элементный комплекс Plaxis2D, также использовалась рабочая документация по порту в районе Мурманска по перегрузке навалочных грузов. Из данной документации была взята информация о геологических, метеорологических, гидрологических условиях, а также выполненный в проекте вариант пирса из палов – таблицы 1-4.

Таблица 5. Среднемесячные и среднегодовые температуры воздуха, град

Пункт	Месяцы												Год
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	
Мурманск	-10,5	-10,8	-6,9	-1,6	3,4	9,3	12,6	11,3	6,6	0,7	-4,2	-7,8	0,2

Средняя продолжительность безморозного периода в воздухе 109 дней, наименьшая – 79 дней, наибольшая – 131 день.

Ветер в районе Мурманска носит муссонный характер. В холодный период года (IX-IV) преобладают ветры Ю и ЮЗ направлений, в теплый – (VI-VII) – ветры С и СВ румбов. В году наибольшую повторяемость имеют ветры южного направления 35,21%. Ветры восточного и западного направлений в изучаемом районе редки, повторяемость их соответственно 2,95 и 5,86%. Наиболее часто в течении года наблюдаются ветры со скоростью 4-8 м/с, повторяемость их составляет 49,20%. Повторяемость ветра со скоростью более 20 м/с – 0,09%. Наиболее часто ветры со скоростью более 20 м/с наблюдаются в зимний период года. Максимальная скорость ветра за период наблюдений составляет 40 м/с ЮЗ направления, максимальный порыв 42 м/с. По данным справочника по климату скорость ветра повторяемостью 1 раз в год равняется 26 м/с, 1 раз в 5 лет – 30 м/с, 1 раз в 20 лет – 36 м/с.

Таблица 6. Статистические характеристики уровня моря

Уровень (ежечасный), см	641	629	607	586	541	463	349	329	305	281	267
Обеспеченность, %	1	2	5	10	25	50	75	90	95	98	99

Колебания высот уровней водной поверхности в районе проектируемых сооружений обусловлены, главным образом, приливо-отливными явлениями. Сгонно-нагонные явления и

перепады атмосферного давления на ход уровней влияют незначительно. Приливы имеют правильный полусуточный характер. Полная и малая вода наступают дважды в течение лунных суток. В результате действия нагонного или стгонного ветра, а также перепадов атмосферного давления возможно изменение хода уровня на величину 100-120 см, однако вероятность совпадения во времени этих факторов – невелика, поэтому изменение хода уровня в результате воздействия метеорологических факторов обычно не превышает 60 см. Средняя величина прилива (разность между высотами полной и следующей за ней малой воды) в течении года меняется. Средняя величина квадратурного прилива 1,7 м, сизигийного – 3,1 м. Непрерывные наблюдения за колебаниями уровня моря в изучаемом районе начались в 1952 г. на водомерном посту “Судоверфь”, а с 18 мая 1959 г. на водомерном посту, который был расположен на 19 причале Мурманского Торгового порта. В Мурманском УГМС принята общегосударственная система высот 1977 г. от нуля Кронштадтского футштока – Балтийская система (БС). В таблицах 2.2, 2.3 значения высот уровней даны относительно единого нуля поста (ЕНП), высотная отметка ЕНП в Балтийской системе высот равняется минус 5,00 м.

Таблица 7. Статистические характеристики максимальных, годовых уровней

Уровень макс. годовой, см	743	742	727	722	709	687	683	666	661	657	656
Обеспеченность, %	1	2	5	10	25	50	75	90	95	98	99

На основании материалов инженерно-геологических изысканий, выполненных в районе проектируемых гидротехнических сооружений, определены следующие геологические условия. В инженерно-геологическом строении участка строительства принимают участие: морские грунты (илы суглинистые, суглинки пылеватые, пески пылеватые и крупные, супеси песчанистые пластичные, суглинки пылеватые), ледниковые грунты (пески пылеватые, щебенистые грунты), кристаллические метаморфизованные грунты (гранито-гнейсы прочные, трещиноватые). По совокупности факторов, определяющих категорию сложности инженерно-геологических условий, согласно [9], участок относится к II категории сложности. Нормативные и расчетные показатели физико-механических свойств грунтов приведены в таблице 4.

Таблица 8. Нормативные и расчетные показатели физико-механических свойств грунтов

Наименование грунта по ГОСТ 25100-2011	Геологический индекс	Номер ИГЭ	Плотность, кг/м ³ Плотность скелета плотности скел. плотности скел. Естественная влажность W	Число пластичности	Коэфф. пористости	Показатель текучести сыплого грунта, I _L	Коэффициент водонасыщения	Модуль деформации (расчетный) (МПа)	Нормативные		Расчетные				
									Угол внутреннего трения град.	Удельное сцепление (кПа)	$\alpha=0,85$		$\alpha=0,95$		
											Угол внутр. трения град.	Удельное сцепление (кПа)	Угол внутр. трения град.	Удельное сцепление (кПа)	
Илы суглинистые тексотропные текучие	mQ _{IV}	4а	1,78 1,76	0,443	0,11	1,21	1,94	1,00	3	12	8	10	6	8	5
Суглинки легкие пылеватые тексотропные текучие	mQ _{IV}	4б	1,93 1,91	0,312	0,09	0,85	1,11	1,00	5	13	15	11	12	9	10
Пески пылеватые средней плотности неоднородные водонасыщенные	mQ _{IV}	4в	1,98 1,96	-	-	0,71	-	1,00	13	33	3	30	2	27	1
Пески крупные средней плотности неоднородные водонасыщенные	mQ _{IV}	4г	2,04 2,02	-	-	0,62	-	1,00	28	40	1	36	-	33	-
Супеси пылеватые пластичные	mQ _{IV}	4д	2,08 2,06	0,212	0,06	0,58	0,66	1,00	11	23	18	21	16	19	14
Суглинки легкие пылеватые мягкопластичные	mQ _{IV}	4е	2,03 2,01	0,247	0,09	0,69	0,72	1,00	8	19	21	17	18	15	15
Пески пылеватые плотные неоднородные водонасыщенные	gQ _{III}	5а	2,08 2,06	-	-	0,56	-	1,00	24	37	6	34	4	31	3
Щебенистые грунты с песчаным заполнителем 35%, с валунами	gQ _{III}	5б	2,27 2,25	-	-	-	-	-	51	40	6	36	4	33	3
Гранитогнейсы мелко и среднезернистые слабывветрелые плотные прочные размягчаемые	Ak12	6	2,70 2,68	Предел прочности на одноосные сжатия в водонасыщенном состоянии R _{сж} – 109 МПа											

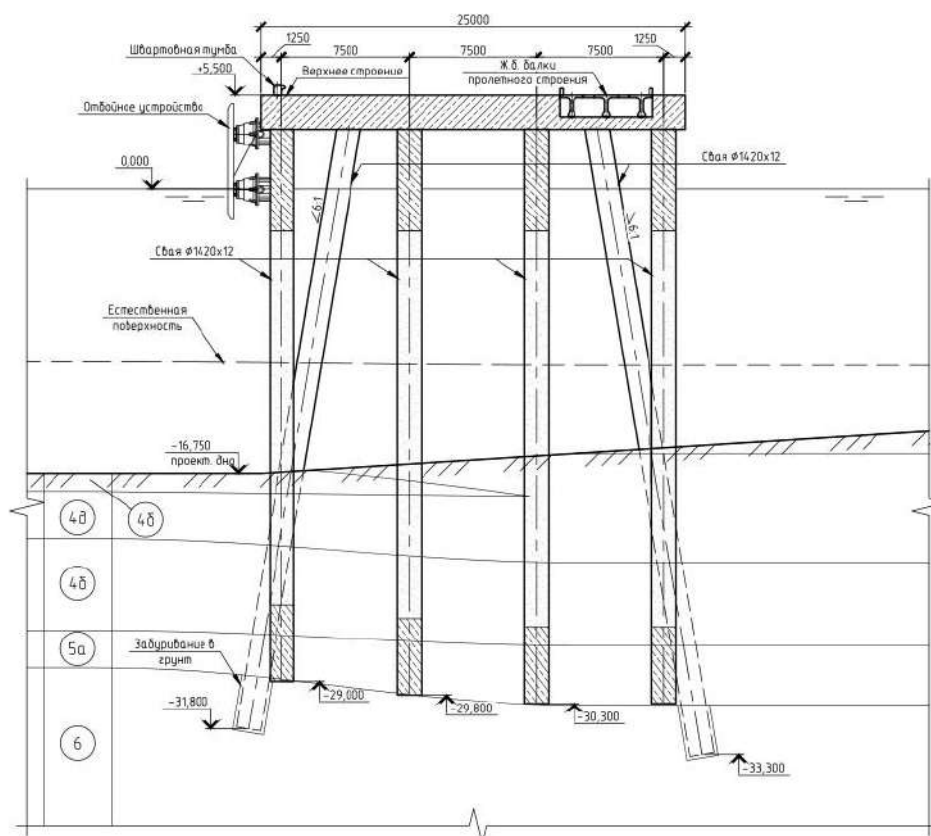


Рисунок 7. Поперечный разрез палы

В начале возведения забивается шпунт до проектной отметки $-29,0$ м от уровня воды в море по периметру пирса. После идет анкеровка шпунта, далее производится засыпка щебня в тело пирса, с вымещением воды. В завершении устройства верхней части пирса укладываются монолитные плиты с отбойным устройством. Расчетная схема изображенная на рисунке 4 показана на этапе эксплуатации, вертикальная нагрузка от навалочных грузов равна $8,9$ кН/пог.м и горизонтальная нагрузка от навала судна 12 т, а так же учитывается активное давление грунта, так как шпунтовая стенка предусматривает небольшие смещения относительно своей оси. Конструкция является уникальной так как недостаточно информации и рекомендаций по проектированию пирса типа больверк из взаимозаанкеренного шпунта в нормативной документации.

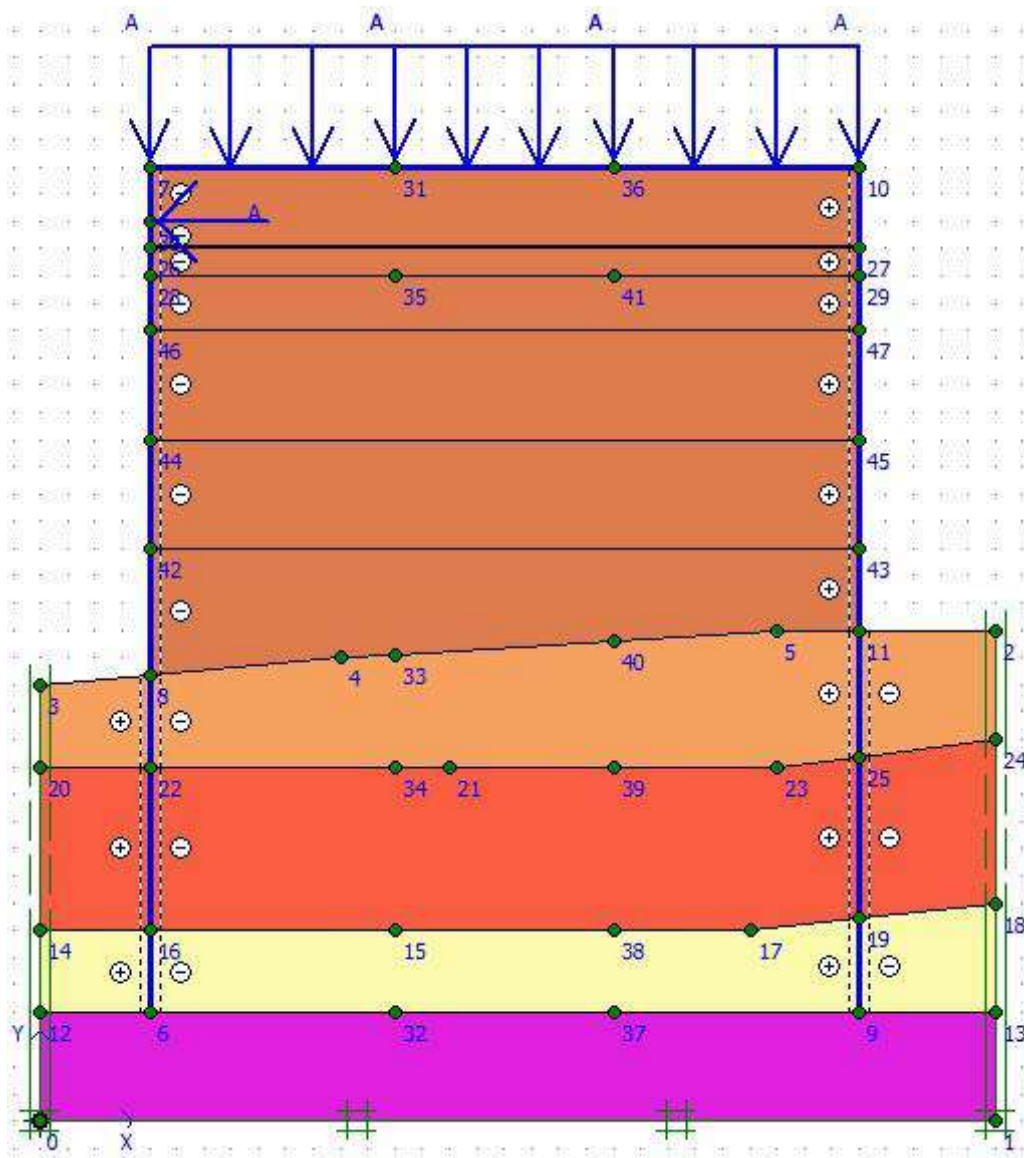


Рисунок 9. Расчетная схема

На рисунке 5 показано разбиение на конечные элементы массива грунта, сетка, специально учащенная вблизи шпунта, для более точного построения эпюр перемещения и изгибающего момента. Абсолютное максимальное смещение точки массива $U^{\max} = 34,65$ мм.

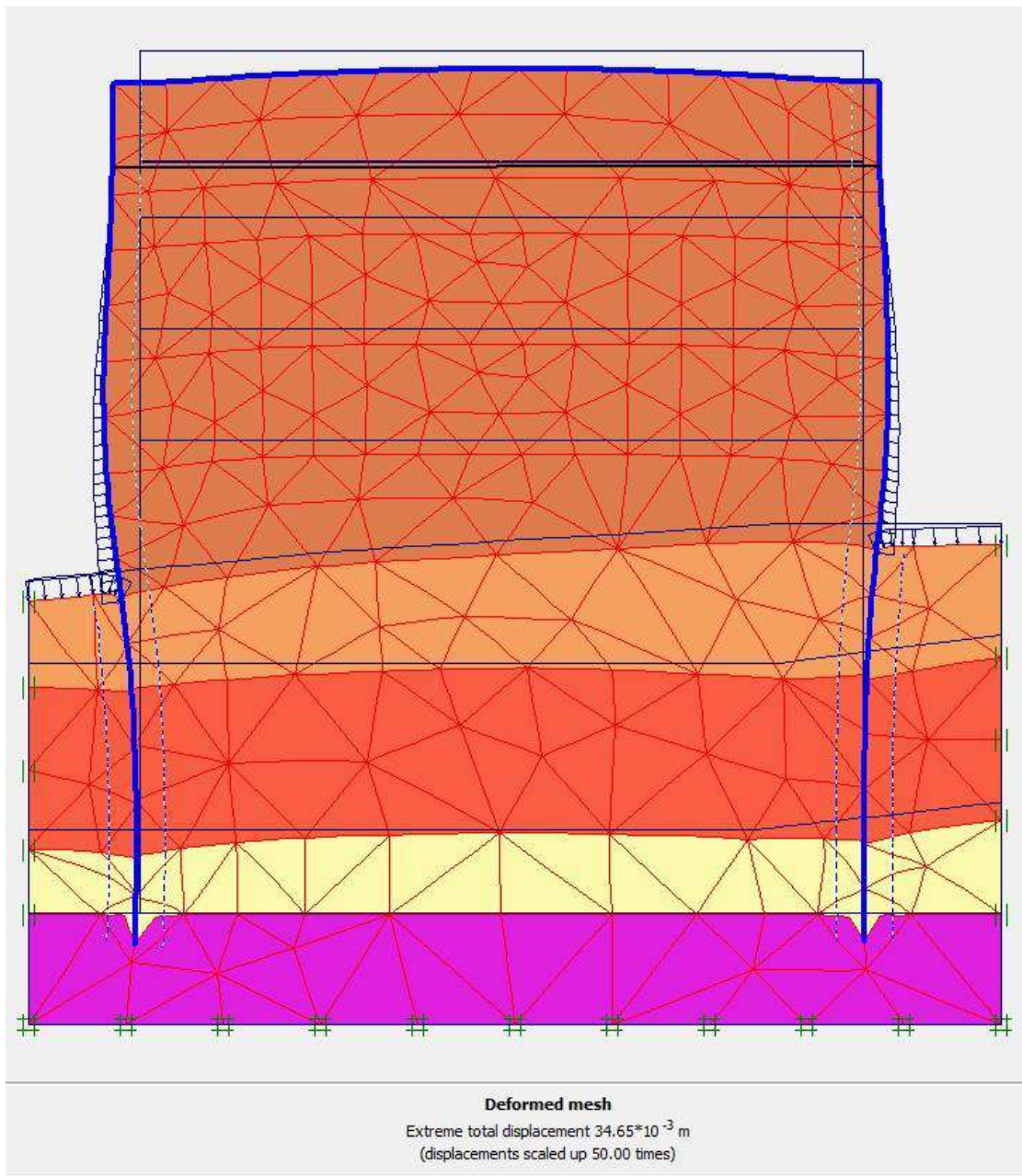


Рисунок 10. НДС конструкции и сетка разбиения на конечные элементы

На рисунке 6 изображены перемещения слоев грунта. Как видно по цветовой гамме максимальное разуплотнение грунта находится вблизи шпунтовых стенок.

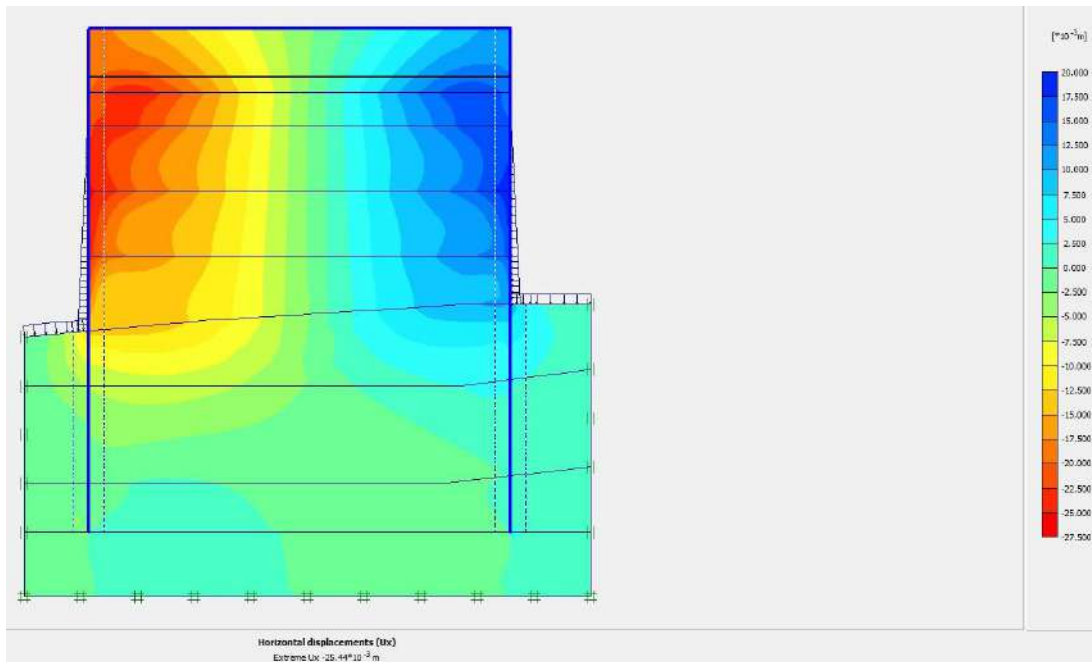


Рисунок 11. Горизонтальные перемещения $U_x^{\max} = 25,44$ мм

Под рассмотрение попала левая стенка шпунта так как обе стенки будут иметь одинаковые эпюры смещения и моментов. Максимальное смещение наблюдается ближе к середине шпунта, изгибающий момент имеет наибольшую величину в месте приложения нагрузки от навала судна. Произведя расчет, вывели эпюры смещения и изгибающего момента, проходящие вдоль оси шпунта левой стенки. Для определения размера и типа шпунта важен максимальный изгибающий момент. $M_{\max} = 137.48$ kN/m.

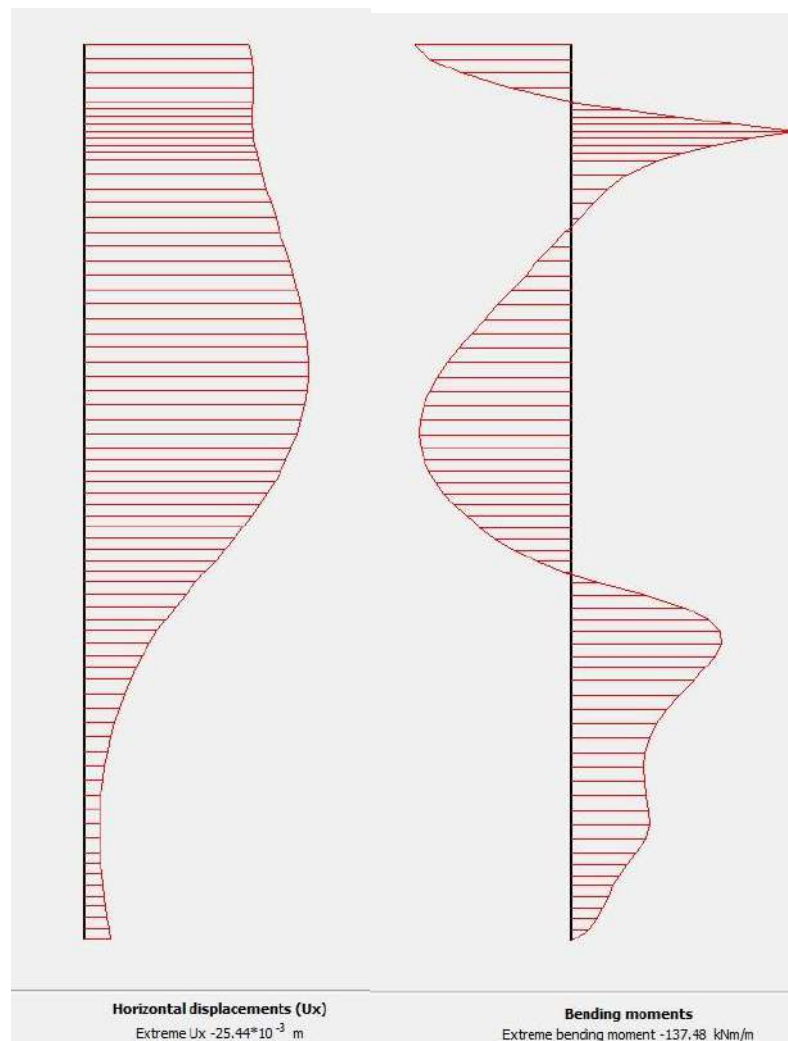


Рисунок 12. Эпюры смещения и изгибающего момента шпунта

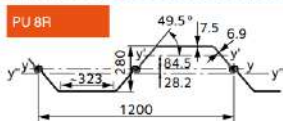
РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Для того, чтобы оценить эффективность конструкции, были подобраны материалы, требуемые для возведения сооружения. Определены размер шпунта по сортаменту в зависимости от расчетного момента и предела прочности стали, сталь принята прочностью $R_{ст} = 245$ МПа[2], по формуле $S_{ст} = M_{изг}/W$:

$$S_{ст} = R_{ст} = 245 \text{ МПа}; M_{изг} = 137,48 \text{ кН/м};$$

$$W := \frac{M}{S} = 561.143 \text{ cm}^3$$

Профиль (или сечение)	S = одиночная свая D = двойная свая T = тройная свая	Площадь сечения	Масса	Момент инерции	Упругий момент сопротивления	Радиус закругления	Площадь покрытия ¹⁾
		см ²	кг/м	см ⁴	см ³	см	м ² /м
PU-R-секции							
PU 8R	Для S	62,0	48,7	2070	200	5,78	0,76
	Для D	124,0	97,3	13000	930	10,24	1,51
	Для T	186,0	146,0	18030	1070	9,85	2,27
	Для метра стенки	103,3	81,1	10830	775	10,24	1,26



Из этой формулы получен момент сопротивления материала (W), после чего выбран подходящий профиль шпунта. Принят профиль корытного типа 8R [3] с

$$W = 775 \text{ см}^3;$$

Так как периметр пирса равен $(294 + 15) \times 2 \text{ м} = 618 \text{ м}$, масса металла $m = 618 \times 81.1 \text{ кг} = 50,5 \text{ т}$.

С помощью нормой продолжительности возведения зданий и сооружений [8] по формуле:

$$T_3 = T_{\text{мин}} \sqrt[3]{\frac{S_3}{S_{\text{мин}}}}$$

Выполняется перерасчет сроков возведения пирса. Если S_3 – строительный объем строящегося сооружения, $S_{\text{мин}}$ – строительный объем сооружения-аналога, T_3 – продолжительность возведения сооружения, $T_{\text{мин}}$ – время возведения сооружения-аналога.

Составлена сравнительная таблица двух вариантов конструкций пирса:

№	характеристика	Типы конструкций	
		Палы на сваях	Конструкция типа больверк
1	2	3	4
1	Время возведения	36 мес	42 мес
2	расход материалов итог:		
а	металл, т	5.0	50.5
б	Бетон, м3	12871.79	8820
в	щебень, м3	-	89300
г	песок, м3	12332.7	-

ВЫВОДЫ

Рассмотрев возможные варианты конструкций, пришли к выводу, что по указанным характеристикам проектное решение выбрано правильно, оно является более экономичным и

быстрым в возведении. В дальнейшем следует увеличивать количество параметров оценки конструкции, а также количество вариантов конструкций, в этом случае оценка будет более полной и достоверной. Также, следует определить необходимые параметры и их достаточное количество, чтобы показать качественное превосходство одной конструкции над другой. Еще важным аспектом в дальнейших исследованиях, будет увеличение видов конструкций, не имеющих нормативную базу для их проектирования, но имеющие преимущества в сравнении со стандартными конструкциями, в зависимости от климатических, геологических и тому подобных условий.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Методические указания к выполнению курсового проекта по дисциплинам «Порты и портовые сооружения», «Гидротехнические сооружения водного транспорта и морских промыслов» - НИУ МГСУ, 2014 – 48 с.
2. СП 38.13330.2018 Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов). СНиП 2.06.04-82*. – М., 2018.– 106 с.
3. ГОСТ 19281-2014 Прокат повышенной прочности. Общие технические условия (с Изменением N 1) - М., 2014. – 83 с.
4. Подбор шпунта корытного профиля // ArcelorMittal is the world's largest supplier of cost-effective tailor-made steel foundation solutions. URL: <https://sheetpiling.arcelormittal.com/products-services/production-range/u-type/> (дата обращения: 28.02.2021)
5. СП 101.13330.2012 Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения. – М., 2012. – 73 с.
6. R.B.J. Brinkgreve, W. Broere. Plaxis V9. – 2008. Plaxis b.v. Printed in the Netherlands
7. СП 287.1325800.2016 Сооружения морские причальные. Правила проектирования и строительства. – М., 2016. – 202 с.
8. СНиП 1.04.03-85* Нормы продолжительности строительства и задела в строительстве предприятий, зданий и сооружений. – М.,1986. – 553 с.
9. СП 47.13330.2016 Инженерные изыскания для строительства. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 11-02-96 – М, 2017. – 110 с.

МЕТОДИЧЕСКИЕ ВОПРОСЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ВОЛНОГАСЯЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ПОРТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ

Есанкулов И.А.

студент магистратуры 2 курса 14 группы ИГЭС МГСУ

Научный консультант: Колесников Ю.М.

кандидат технических наук, доцент кафедры ГиГС НИУ МГСУ

Аннотация. Портовые гидротехнические сооружения (оградительные, причальные) вертикального профиля испытывают большие нагрузки от воздействия волн. Эти нагрузки существенно снижаются при откосном профиле указанных сооружений, но при этом увеличиваются их объем и стоимость. В качестве оптимальных решений рядом авторов предлагается использовать пористые конструкции с вертикальными гранями (массивы-гиганты с перфорированной лицевой стенкой и камерой гашения, оболочки большого диаметра с щелевой перфорацией и камерой гашения и др.). Кроме того, положительным свойством этих конструкций является то обстоятельство, что они обеспечивают существенное снижение коэффициента отражения набегающих волн. Для оценки волногасящих свойств таких портовых сооружений проводятся лабораторные экспериментальные исследования на физических моделях. На основании анализа и обобщения результатов выполненных в этом направлении лабораторных исследований ниже приводятся материалы, посвященные методическим вопросам их организации и проведения.

Ключевые слова: волновой режим, портовые сооружения, вертикальная стенка с волногасящими свойствами, методика лабораторных исследований и результаты

ВВЕДЕНИЕ

Волновой режим в порту в значительной степени зависит от очертания акватории в плане и типа портовых гидротехнических сооружений. Когда оградительные сооружения не обеспечивают необходимую защиту от волнения, то проникающие на акваторию волны, многократно отражаясь сооружениями, приводят к увеличению нагрузок на них, а также к образованию «толчей», затрудняющей обработку судов у причалов и нормальную эксплуатацию порта. Для обеспечения благоприятного волнового режима в порту проводятся исследования по выбору оптимальных компоновочных решений, а также применяются конструкции оградительных и причальных сооружений, не создающих или уменьшающих отраженную волну. Следует отметить, что традиционные конструкции стенок вертикального

профиля имеют один существенный недостаток – они способствуют почти полному отражению волн.

СВЕДЕНИЯ ОБ ОБЪЕКТЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

За последние десятилетия в нашей стране и за рубежом было предложено достаточно большое количество конструкций причальных и оградительных сооружений вертикального и комбинированного типа, позволяющих получить высокую степень гашения набегающих волн. Конструкции причальных и оградительных сооружений, обладающих волногасящей способностью, могут быть разделены на две группы [1, 2]:

1. Первая группа, наиболее значительная, охватывает конструкции гравитационного типа, выполненные из массивов-гигантов с перфорированной лицевой стенкой и камерой гашения, ж/б фигурных блоков с камерой гашения и без них, а также конструкции из оболочек большого диаметра с щелевой перфорацией и камерой гашения и др. (рис. 1, 2);

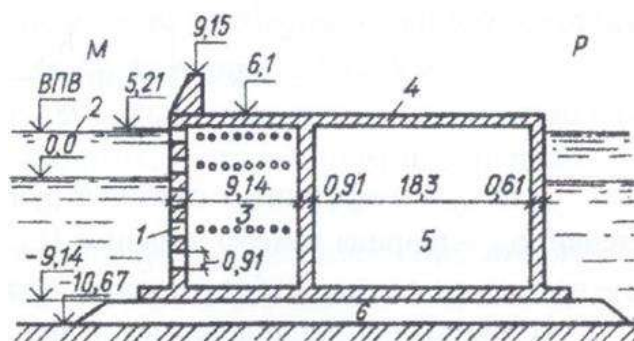


Рисунок 1. Массив-гигант с перфорированной лицевой поверхностью и камерой гашения

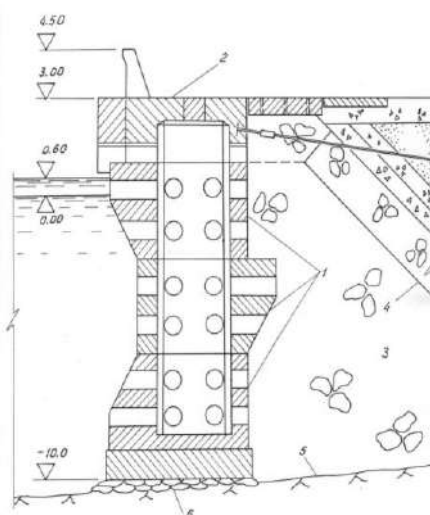


Рисунок 2. Стенка из пустотелых 100-тонных перфорированных массивов с камерой гашения

2. Во вторую группу входят сооружения эстакадного типа с подпричальным откосом на основании из ж/б или металлических свай и колонн-оболочек диаметром 1-2 м, а также с щелевой передней гранью и пористым заполнителем (рис. 3).

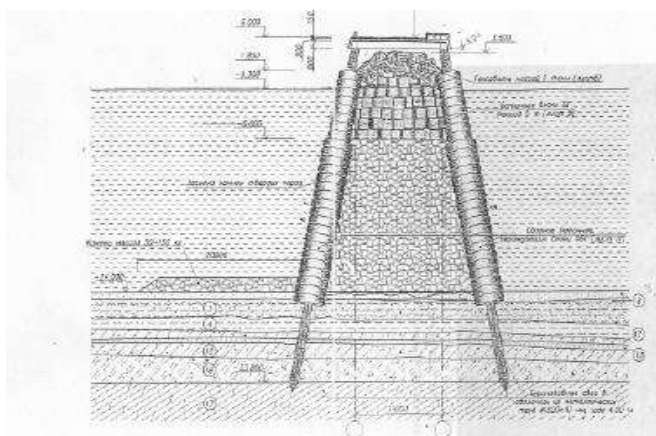


Рисунок 3. Мол эстакадного типа с щелевой передней гранью и заполнением из камня и бетонных блоков

МЕТОДИЧЕСКИЕ ВОПРОСЫ И РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Для оценки волнозащитных свойств морских портовых сооружений до сих пор отсутствует теоретическая методика расчета коэффициента отражения волн, поэтому проводятся лабораторные модельные исследования [3].

Задачами исследований являются:

- оценка волнозащитных свойств конструкции;
- определение нагрузок и воздействий на сооружение;
- определение несущей способности сооружения;
- выбор конструктивного решения исследуемой конструкции сооружения с

целью устранения перелива и ударного волнового воздействия в верхнюю плиту и др.

Проведение модельных испытаний в лабораторных условиях требует решения целого ряда следующих методических вопросов, к которым относятся:

- установление критериев механического подобия;
- выбор масштаба моделирования;
- разработка и изготовление физической модели;
- определение состава испытаний и техники измерений;
- пересчет модельных результатов на натуру с оценкой погрешности измерений

и учет возможного масштабного эффекта.

Обеспечение механического подобия при моделировании требует выполнения геометрического, кинематического и динамического подобия, что дает возможность производить пересчет полученных лабораторным путем данных на натуре. При моделировании воздействия волн на стационарные сооружения критерии механического подобия получают из уравнений движения тяжелой несжимаемой и вязкой жидкости [4,5]. Эти критерии известны как:

критерий Струхала $Sh = \frac{L}{Vt} = idem;$

критерий Фруда $Fr = \frac{V}{\sqrt{gL}} = idem;$

критерий Эйлера $Eu = \frac{P}{\rho V^2} = idem;$

критерий Рейнольдса $Re = \frac{VL}{\nu} = idem,$

где ν - скорость жидкости в сходственных (на модели и натуре) точках; L - линейный размер; t - время; g - ускорение силы тяжести; p - давление жидкости; ρ - плотность жидкости; ν - кинематический коэффициент вязкости.

Исследования в гидроволновом лотке проводятся в условиях, при которых $\rho = idem$, $\nu = idem$, т.е. при $\rho_m = \rho_n$ и $\nu_m = \nu_n$, где индексы «м» и «н» характеризуют соответственно модельный и натурный параметр. Различием пресной и морской воы можно пренебрегать. Очевидно также, что в лабораторных условиях $g = idem$.

Из сказанного следует несовместимость критериев подобия Фруда и Рейнольдса, приводящая к разным масштабам для производных величин.

Если $1:\alpha$ - масштаб моделирования, где α - масштабное число, то по критерию Фруда масштабным числом для скорости будет $a_v = \sqrt{\alpha}$, по критерию Рейнольдса – $\alpha_v = 1/\alpha$.

При модельных испытаниях следует предусматривать возможное влияние на процесс взаимодействия молекулярных сил сцепления в жидкости, создающих поверхностное натяжение [5]. При искривлении поверхности жидкости возникает дополнительное давление в направлении центра кривизны – на выпуклой части поверхности внутрь жидкости, на вогнутой – наружу. Это дополнительное давление определяется зависимостью

$$\Delta p_o = \sigma \frac{1}{R_1},$$

где σ – поверхностное натяжение, R – радиус кривизны поверхности воды.

Критерий подобия сил, обусловленных поверхностным натяжением, известный как критерий Вебера (We), может быть получен из критерия Эйлера

$$We = \frac{\Delta p_o L}{\rho v^2 L} = \frac{\sigma}{\rho v^2 L}.$$

Этот критерий также несовместим с критерием Фруда, т.к. дает $a_v = \sqrt{1/a}$.

При моделировании волновых движений жидкости определяющим считается критерий подобия Фруда. Критерием Рейнольдса, а, следовательно, силами вязкости по сравнению с силами тяжести и инерции, пренебрегают. Для того чтобы пренебречь силами поверхностного натяжения (критерием Вебера), необходимо, чтобы силы поверхностного натяжения были незначительными по сравнению с определяющими силами. Для этого масштаб моделирования должен приниматься таким, чтобы для модельных экспериментов (на пространственных моделях в бассейнах) высота волн была более 2,5 см, а длина – более 25 см [5]. Из практики моделирования известно, что при исследовании процессов разрушения, потери несущей способности и устойчивости масштаб модели следует назначать по возможности большим, в пределах 1:5 - 1:20, а механические свойства материалов, близкими к натурным. Волновые нагрузки при таком масштабе обусловлены, главным образом, силами тяжести и инерции и поэтому моделирование с достаточной достоверностью производится по закону гравитационного подобия (критерию Фруда) с соблюдением геометрического подобия [6]. В этом случае пересчет нагрузки от волн, измеренной в лаборатории P_m в натуру P_n осуществляется по формуле

$$P_n = P_m \cdot \alpha_l^3,$$

где α_l – масштабный коэффициент линейных размеров ($\alpha_l = l_n / l_m = 20$).

Для проведения экспериментов (они могут проводиться в лотках и бассейнах, т.е. на пространственных моделях) используются:

- 1) Гидроволновой лоток:



Рисунок 4. Внешний вид гидроволнового лотка

Лоток оборудован волнопродуктором с электроприводом и рабочим органом в виде балки-ныряла. Внешний вид лотка приведен на рисунке 4. При проведении испытаний моделей мола в гидроволновом лотке параметры исходной волны измеряются волномером, установленным на расстоянии трех длин волн от модели сооружения, одной длины волны перед моделью сооружения и за моделью сооружения. Фиксирующий проходящую волну волномер также располагается на расстоянии трех длин волн от модели сооружения.



Рисунок 5. Проведение испытаний моделей мола в гидроволновом лотке

Измерения производятся емкостными волномерами. Используется традиционная при подобных исследованиях методика измерений. Предварительно производится тарировка волномеров. Показания волномеров в опытах регистрируется с помощью осциллографа на осциллографической бумаге, а в дальнейшем производится обработка записей. Перелив волнового потока через верх модели сооружения и наличие удара в верхнюю плиту обычно фиксируется фотокамерой, как и размыв дна у сооружения (или оценивался визуально).

2) Бассейн с волнопродуктором типа качающегося щита с нижним шарниром, модели натурного объекта и электронно-измерительную аппаратуру, позволяющая регистрировать как параметры регулярного волнения, так и его давление на сооружение. Внешний вид приведен на рисунке 6.



Рисунок 6. Внешний вид бассейна с волнопродуктором типа качающегося щита

Принимая во внимание конструктивную сложность моделируемого сооружения [7], включая наличие перфораций, что может оказать влияние на точность измерения волнового давления посредством точечных датчиков индуктивного типа, установленных в трех сечениях по высоте, методикой исследований должна предусматриваться также оценка суммарной волновой нагрузки, например, с помощью специальной тензометрической консоли. Для регистрации уровней волновых колебаний используются три стандартных емкостных электроволнографа. Высота исходной волны измеряется посредством волнографа, установленного в постоянной точке на расстоянии от волнопродуктора порядка 5λ (λ – длина волны), необходимом по условиям формирования устойчивой волны заданных параметров. Для выявления высоты интерферированной волны перед моделью сооружения на расстоянии, примерно равном $0,5\lambda$, должен устанавливаться еще один волнограф.



Рисунок 7. Проведение испытаний в бассейне с волнопродуктором

Как правило, должны реализовываться серии экспериментов, которые в зависимости от конструктивных особенностей исследуемого сооружения включают [6]: 1) строительный случай (например, при отсутствии обратной засыпки; 2) строительный случай при наличии обратной засыпки; 3) эксплуатационный случай; 4) «критический» случай, задачей которого является оценка общей устойчивости системы «стенка – засыпка» или стенки без обратной засыпки при изменяющихся в сторону увеличения параметрах волнения.

По результатам обработки экспериментальных данных определяются коэффициенты, характеризующие снижение волновой нагрузки r , степень отражения волны $r_{отр}$ и изменение высоты ее гребня $r_{гр}$ по сравнению со сплошной стенкой. Коэффициенты $r_{отр}$ и $r_{гр}$ вычисляются по зависимостям:

$$r_{отр} = h_{в,отр} / h_{в}; r_{гр} = \eta_{гр,п} / \eta_{гр},$$

где $h_{в}$ – высота исходной волны;

$h_{в,отр}$ – высота отраженной волны;

$\eta_{гр}$ – возвышение гребня волны у сплошной стенки;

$\eta_{гр,п}$ – то же у перфорированной стенки.

Коэффициент гашения волн определяется по формуле

$$K_{Г} = h_{в} - h_{в,отр} / h_{в} = 1 - r_{отр} .$$

ВЫВОДЫ

На сегодняшний день отсутствуют теоретические предложения по расчету коэффициента отражения волн для морских портовых гидротехнических сооружений с перфорированными стенками, поэтому проводятся экспериментальные модельные исследования. Они являются единственным способом для оценки волногасящей способности таких сооружений. Анализ методических вопросов проведения лабораторных модельных исследований и их результатов, а также опыт эксплуатации построенных объектов, свидетельствуют о достоверности данных, полученных экспериментальным путем.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Левачев С.Н., Корчагин Е.А., Пиляев С.И., Кантаржи И.Г., Шурухин Л.А. Порты и портовые сооружения / Учебное издание. М.: АСВ, 2015
2. Морозов А.В., Фальк М. А. Особенности конструктивных решений причалов для акваторий с интенсивным волнением / Гидротехнические воднотранспортные и глубоководные сооружения. Сб. трудов № 192. М.: МИСИ им. В.В. Куйбышева, 1984, с. 5–21.
3. Колесников Ю.М. Исследование взаимодействия волн с вертикальной перфорированной стенкой. Гидротехническое строительство, № 11, 2019, с. 44–49.
4. СП 38.13330.2018 Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов).
5. Офицеров А. С. О методике моделирования волнового режима на огражденных акваториях. – Л.: Тр. Координационных совещаний по гидротехнике; Вып. 50. – Л.: ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1969.
6. Довгаленко А.Г. Теория и практика модельных исследований морских причальных сооружений. М.: Транспорт, 1977, 184 с.
7. Проницаемые волногасящие гидротехнические сооружения в жестком каркасе / Автореф. дисс. на соиск. уч. степ. канд. техн. наук, Сочи, 2006, 24 с.

О РЕЗУЛЬТАТАХ СОПОСТАВЛЕНИЯ ПРОЕКТОВ КАНАЛОВ «ЕВРАЗИЯ» И «ВОЛГО-ДОН 2» ПО ОСНОВНЫМ ТЕХНИЧЕСКИМ ПАРАМЕТРАМ

Агафонова Е. А., Александрова Д. Д.

студентки 4 курса 3 группы ИГЭС МГСУ

Научные консультанты: Галимов И.М.¹, Левачев С.Н.²

¹*кандидат технических наук, доцент кафедры ГиГС НИУ МГСУ*

²*кандидат технических наук, профессор кафедры ГиГС НИУ МГСУ*

Аннотация. В данной статье отражены результаты сопоставления одних из крупных инфраструктурных проектов водно-транспортного соединения между Каспийским морем и Азово-Черноморским бассейном – канала «Евразия» и канала «Волго-Дон 2» по следующим параметрам сравнения: высота водораздела, протяженность каналов, водообеспечение каналов, условия судоходства, интенсивность судового хода.

Ключевые слова: канал «Евразия», канал ВДСК-2, параметры сравнения, воднотранспортное соединение.

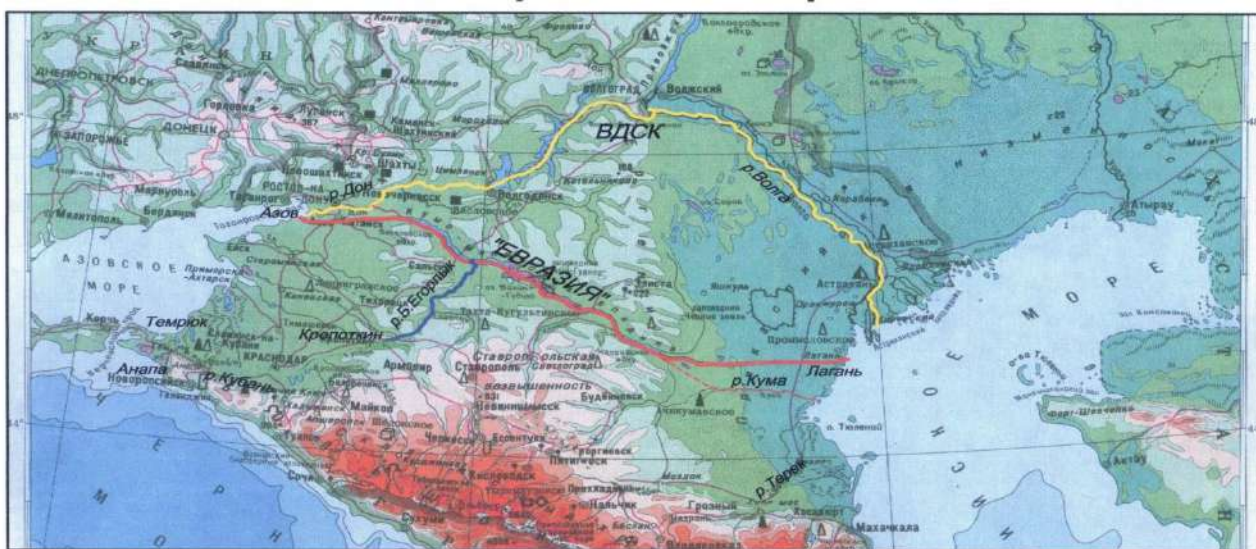
ВВЕДЕНИЕ

В последние годы активно обсуждается строительство новых судоходных путей между Каспийским морем и Азово-Черноморским бассейном [1-3]. Эта потребность обусловлена прогнозируемым ростом объема грузоперевозок с Каспия, при котором возникнут трудности у Волго-Донского канала, в результате чего будут наблюдаться простои транспортного флота в процессе шлюзования. Такое положение дел существенно снизит эффективность работы водного транспорта и будет препятствовать развитию экспортно-импортных перевозок.

На данный момент существует два варианта решения данного вопроса. Первый вариант – строительство нового судоходного канала «Евразия». Трасса канала частично пройдет по существующему Манычскому водному пути в пределах нижнего течения реки Маныч и Веселовского водохранилища, а затем – по малонаселенным степям до русла реки Кумы, и далее – в Кизлярский залив Каспийского моря (рис. 1). Второй вариант – строительство канала «Волго-Дон 2» (далее – ВДСК-2). В рамках предпроектных проработок инженерами-гидротехниками компании АО «Акватик» [4] предложен вариант трассы ВДСК-2, которая берет начало в Ерзовском заливе, проходит по ложу Волжского участка недостроенного в 1990-е гг. канала ВДСК-2, далее – через водоёмы в населённых пунктах

Кузьмичи, Грачи, Котлубань, затем – вдоль русел рек Таловая и Панышинка до населённого пункта Сакарка, далее – по водоёмам в населённых пунктах Панышино и Сады Придонья до Донского участка недостроенного канала ВДСК-2. Далее судовой ход проходит по руслу р. Дон.

Для улучшения судоходных условий на Верхнем Дону и обеспечения стабильного уровня в канале при сработке Цимлянского водохранилища предусмотрено устройство низконапорного гидроузла в 3-х км выше г. Калач-на-Дону с последующим выходом на трассу существующего ВДСК, проходящую по Цимлянскому водохранилищу, в районе н.п. Кумовка.



Условные обозначения:

- - вариант "Волго-Дон"
- - вариант "Евразия"

Рисунок 1.Трассы каналов Волго-Дон и «Евразия».

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЕЛОВАННЯ

Первым параметром сравнения является высота водораздела, от которой зависит напор на шлюзы, и, как следствие, его конструкция. На трассе канала «Евразия» в рамках предпроектных проработок предусматривается строительство шести судоходных шлюзов: три на западном склоне с напорами около 9 м, три – на восточном склоне с напорами примерно по 18 м. Размеры шлюзовых камер будут составлять 300 x 30 x 6,5 м (рис. 2).

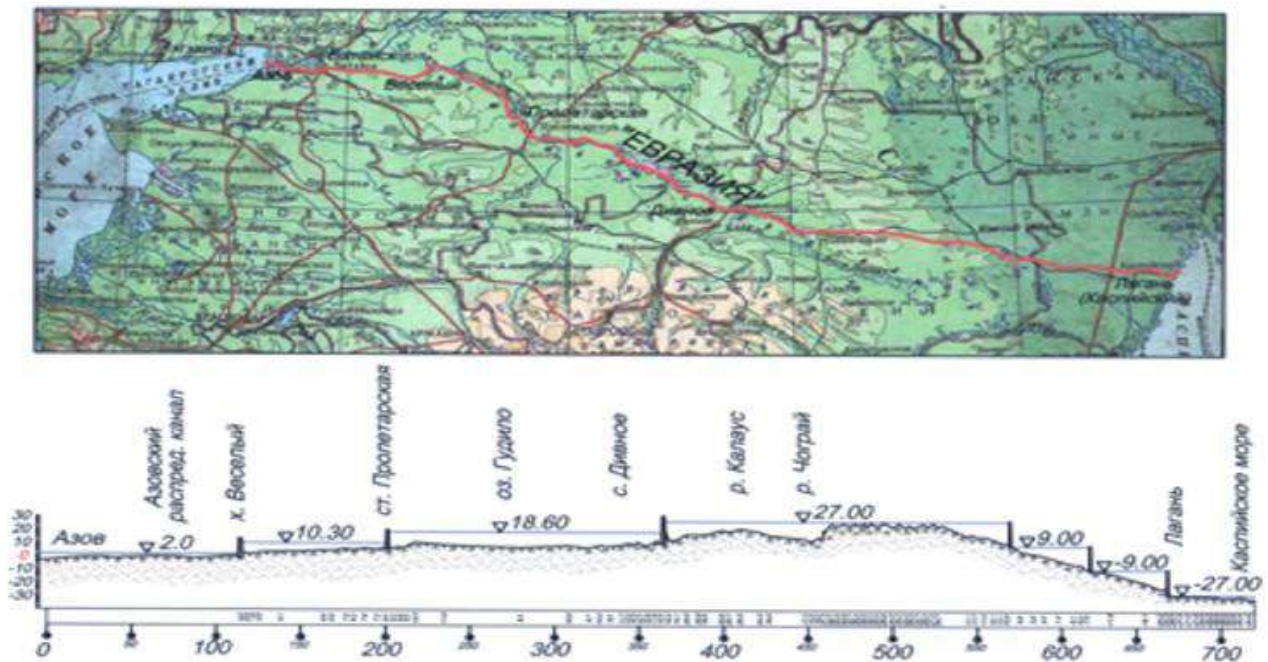


Рисунок 2. Предполагаемая трасса и продольный разрез канала «Евразия»

На трассе канала ВДСК-2 предусматриваются устройство одного средненапорного шлюза со стороны Ерзовского залива и устройство одного низконапорного гидроузла в 3-х км выше г. Калач-на-Дону. Размеры камер шлюзов составляют 305 х 20 х 22 и 305 х 20 х 5 соответственно.



Рисунок 3. Канал предполагаемая трасса канала “Волго-Дон 2”

Следующим параметром сравнения является протяженность судоходного водного пути (воднотранспортного соединения). У «Волго-Дон 2» она составляет 1300 км в целом

(142,93 км из них – ВДСК-2), а у «Евразии» – всего 700 км, что почти в 2 раза меньше. Это, безусловно, не может не отразиться на продолжительности, а впоследствии – и на стоимости грузоперевозок.

Что касается потребности в водных ресурсах, то можно отметить, что оба канала нуждаются в дополнительном питании. Водообеспечение канала «Евразия» может быть организовано забором воды из нижнего течения Волги, подачей ее по подводящему каналу с последующей перекачкой в Чограйское водохранилище. Такой вариант подачи воды поможет частично обеспечить население Калмыкии пресной водой.

В случае ВДСК-2, в целях исключения безвозмездных потерь из бассейна р. Дон, предполагается снабжать канал водой из Волгоградского водохранилища в объеме, необходимом для шлюзования на волжском склоне. Насосная станция расчётным напором 22 м и производительностью на первом этапе 33 куб. м/с спроектирована под 3 насосных агрегата. В соответствии с ВСН 3-70 в случае отключения электропитания от насосной станции обеспечение канала водой можно производить за счёт стока р. Дон с последующей компенсацией из р. Волги мощностью резервного насоса.

Общая сопоставительная оценка водообеспеченности сравниваемых вариантов воднотранспортных соединений (далее – ВТС) сводится к следующему: обе системы требуют машинной подачи воды для шлюзования, первоначального заполнения ложа канала и компенсации потерь на испарение и инфильтрацию. При этом объем воды, необходимой для обеспечения шлюзования, для канала «Евразия» более чем в два раза меньше, чем для канала ВДСК-2, обусловлено это тем, что трасса канала ВДСК-2 обеспечит, при необходимости, возможность его использования для переброски стока р. Волга в р. Дон объемом до 4.0 км³/год для улучшения водохозяйственной обстановки в регионе. [4] Это позволит изменить тенденцию последних лет к дефицитности Цимлянского водохранилища и приведет его водный режим к нормальному, а также значительно улучшит ситуацию с водно-солевым составом Азовского моря и ихтиологическую обстановку на Нижнем Дону.

Для ВТС «Евразия» предпочтительным вариантом является подача воды непосредственно в нижний бьеф гидроузла № 1 из устьевой части Волги по опресненной зоне Северного Каспия. В этом случае объем забираемой воды практически не ограничен и может осуществляться в течение всей навигации.

Четвертым параметром сравнения являются условия судоходства. На перспективный объем грузоперевозок, которые составляют для канала «Евразия» и канала ВДСК-2 65 млн т и 51,7 млн т соответственно, непосредственное влияние оказывает глубина судового хода – 6,5 м и 5 м соответственно.

На трассе канала ВДСК 2 существуют речные участки (низовье рек Волги и Дона), которые имеют узкие габариты и обладают извилистостью, что может вызвать трудности при двухстороннем движении судов. Такие проблемы не грозят каналу «Евразия», который и без того обеспечивает двухстороннее движение судов и проходит по практически прямолинейной трассе.

В результате сопоставления условий судоходства на трассах сравниваемых ВТС можно сделать вывод о том, что условия плавания по морским и каналным участкам, а также по водохранилищам примерно одинаковы для обоих вариантов ВТС. Наиболее сложные судоходные условия ожидают судоводителей на речных участках трассы ВДСК-2, что связано с узостью и извилистостью судового хода на большом количестве достаточно протяженных речных участков на Нижней Волге и Нижнем Дону. Следовательно, степень безопасности судоходства по ВТС ВДСК-2 будет ниже, чем по ВТС «Евразия»

ВЫВОДЫ

Вопрос о строительстве новой судоходной артерии между Каспийским морем и Азово-Черноморским бассейном для устранения ограничений роста объемов перевозок с Каспия требует более глубокой проработки.

Сравнение двух водно-транспортных соединений выполнялось только по техническим характеристикам, экологические последствия строительства требуют отдельного внимания и станут предметом дальнейших исследований, но уже с высокой степенью уверенности можно констатировать, что в случае реализации одного из грандиозных проектов возможно применение современных полимерных водонепроницаемых материалов (геомембран) для облицовки каналов и других конструктивных решений, которые исключат большие фильтрационные потери и снизят риск подтопления и заболачивания территорий, как это произошло после сооружения Краснодарского водохранилища.

Реализация проекта соединения Каспийского и Азовского морей по Кумо-Манычскому направлению (канал «Евразия») позволит:

- существенно сократить время доставки грузов, в том числе нефти, из Каспийского моря и из стран Средней Азии в Азовское и Черное моря;
- снизить стоимость перевозок между этими регионами по сравнению с перевозками по ВДСК-2 (за счет сокращения протяженности пути);
- повысить в стратегическом плане надежность и безопасность воднотранспортных связей бассейнов двух морей по параллельным направлениям;

- создать условия для социально-экономического и промышленного развития прилегающих к трассе канала районов Республики Калмыкия, Ставропольского края, Дагестана и Ростовской области.

Несомненно, требует более глубокого изучения вопрос о заинтересованности в создании канала «Евразия» тех стран, чьи грузы могут составить дополнительные грузопотоки с Каспия, а также вопрос об объеме возможных инвестиций с их стороны. При этом данные вопросы могут стать определяющими для принятия решения о целесообразности реализации нового воднотранспортного соединения.

В отношении ВДСК-2 можно определить следующие перспективы строительства:

- обеспечить пропуск по ВДСК дополнительного грузопотока, ожидаемого в связи с наметившимся в последние годы ростом промышленного производства в РФ и соответствующим увеличением перевозок промышленных и сельскохозяйственных грузов водным транспортом;

- укрепить политическое и экономическое влияние России на страны Юго-Восточного региона и Европейского сообщества;

- активизировать развитие отечественного судостроения по созданию специализированного флота для эффективной эксплуатации в условиях международных перевозок по внутренним и внешним водным путям;

- увеличить пропускную способность, а, следовательно, и экономическую эффективность эксплуатации международных транспортных коридоров «Север-Юг» и «Восток-Запад».

Оба канала имеют по сути свои отдельные задачи, свои различные районы тяготения грузов, поэтому они являются не конкурентами по отношению друг к другу, а совершенно самостоятельными предприятиями, способными при известных предпосылках существовать одновременно.

Сопоставление воднотранспортных соединений показывает, что для восприятия как базового, так и оптимистического грузопотоков со стороны Каспия в направлении Азово-Черноморского бассейнов сооружение ВТС «Евразия» предпочтительнее ВТС ВДСК-2.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Даревский В.Э. «Волго-Дон 2» или «Евразия» // Транспорт России. – № 7 (659). – 17 февраля 2011 г. URL: <https://agprt.ru/kanal-evraziya/150-volgo-don-2-ili-evraziya-transport-rossii-7-659.html>.

2. Мельник Г.В. Канал «Евразия» или «Волго-Дон 2» – сопоставление несопоставимого. Подмена понятий // Гидротехника. – 2012. – 3 (28). – С. 87-91. URL: <https://hydroteh.ru/magazine/archive/p3/>.
3. Мельник Г.В., Левачев С.Н. Канал «Евразия» и «Волго-Дон 2» – сопоставление несопоставимого. Экологические аспекты // Гидротехника. – 2011. – № 3 (24). – С. 72-91. URL: <https://hydroteh.ru/magazine/archive/p3/>
4. Подготовка научно-обоснованных предложений по строительству второй нитки Волго-Донского водного пути: Научно-исследовательская работа. Итоговый отчет // АО «АКВАТИК». – 2016. – С. 2-496.
5. Кодекс внутреннего водного транспорта Российской Федерации от 7 марта 2001 г. № 24-ФЗ, ред. от 8 июля 2020 г., с изм. и доп., вступ. в силу с 14 июня 2020 г. URL: http://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_30650/.
6. Об утверждении Правил пропуска судов через шлюзы внутренних водных путей: приказ Министерства транспорта Российской Федерации от 3 марта 2014 г. № 58, с изм. от 16 июня 2015 г. URL: <http://docs.cntd.ru/document/420209047>.
7. Об утверждении Правил плавания судов по внутренним водным путям: приказ Министерства транспорта Российской Федерации от 19 января 2018 г. № 19, с изм. от 11 февраля 2019 г.
8. Об утверждении Стратегии развития внутреннего водного транспорта Российской Федерации на период до 2030 года: Распоряжение Правительства Российской Федерации от 29 февраля 2016 г. № 327-р. URL: <http://docs.cntd.ru/document/420209047>.

УНИКАЛЬНЫЕ СВОЙСТВА ЛЬДА

Самусенко А.Л.

студент 1 курса 7 группы ИГЭС НИУ МГСУ

Научный консультант: Волгина Л.В.

кандидат технических наук, доцент кафедры ГиГС НИУ МГСУ

Аннотация. Лёд – одно из агрегатных состояний воды, а именно – твёрдое. Как и сама вода, лёд является необычным и завораживающим веществом, которое создала природа. Подобно мировому океану и космосу, лёд исследован не до конца, несмотря на всю, казалось бы, его распространённость и привычность для нас (площадь распространения – 10,9% суши). Мало кто обращает внимание, что лёд может буквально разорвать даже камень, нанести непоправимый ущерб крупному кораблю, но несмотря на это имеет свойство хрупкости и таяния за мгновения при воздействии тепла. Замерзание воды создаёт самые разные по форме и размерам объекты: снежинки, ледяные корки и, в конце концов, гигантские айсберги и ледники, которые имеют огромное влияние на климат всей Земли.

Ключевые слова: лёд, температура, шуга, плотность

ВВЕДЕНИЕ

Познания о свойствах и современные методы изучения движения и «поведения» льда помогают ученым составить картину движения и состояния ледовых масс в водных объектах. Чтобы контролировать влияние льда на климат нашей планеты, ученые используют методы эмпирического исследования. В частности, благодаря им была выявлена остро стоящая проблема глобального потепления.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Для льда, образованного в пресных водоёмах, характерно разделение его по самому водоёму, в котором он образовался, и по условиям. Подытоживая выше сказанное, лёд делится на речной и озёрный, а также на водный, снежный, шуговой и наледный.

Водный кристаллический лёд образован благодаря замерзанию воды без инородных примесей и скоплений других веществ, а также без ранее образовавшихся в замерзающей субстанции видов льда. Его структура состоит из прозрачных вертикальных кристаллов с разной толщиной. При этом, оси, проведённые в кристалле, будут перпендикулярные к поверхности замерзания. Про такую структуру принято говорить, как о «первичной». Из-за

влияния различных факторов (ледоходы, ветра и течения рек) верхние слои такого льда могут иметь неправильное мелкокристаллическое строение.

Снежный (он же снеговой) лёд образуется при обильном выпадении осадков твёрдого вещества воды – снегопаде, а также при наличии талого снега на льду, который является перенасыщенным водяными массами. Перенасыщение снега может происходить в паре случаев. Первый случай – привычный нам – таяние снега. Ну, и не такой заметный со стороны, второй случай: просачивание воды через трещины, образовавшиеся в ледяном покрове. Структура снежного льда является зернистой. Визуально такой лёд кажется непрозрачным из-за высокого содержания в нём воздушных пузырей.

Шуговой лёд появляется исключительно при замерзании воды [1,2], которая содержит шуговые образования. Он образуется или непосредственно на поверхности воды в период движения шуги, или же путем примерзания последней к нижней поверхности водного или снегового льда при наличии зазора. В таком виде льда содержится огромное количество пузырьков воздуха, а также мелких частиц грунтов, наносов. Из-за этого лёд кажется не таким прозрачным, как водный и имеет «неправильную» структуру.

Сама же шуга представляет собой скопления рыхлого льда. Именно из-за рыхлости эта субстанция обладает текучестью, подобно самой воде, но при возникновении заторов, конечно, свойство теряется.

Наледный лёд образуется в том случае, когда вода замораживается слоями [3]. При этом необходимо бесперебойное и постоянное поступление водных масс на поверхность намерзающего покрова. Из принципа образования такого льда очевидно, что структура слоистая, а сами слои могут достигать в толщину нескольких сантиметров. Такое промежуточное состояние (между снеговым и водным льдом) у льда может существовать только в суровых условиях: в местах с низкими температурами.

В зарубежных источниках нередко можно найти и увидеть такие термины [4], как «чёрный» и «белый» льды. Из названий становится ясен состав каждого из видов льда. В вышеназванный «чёрный» лёд, имеющий соответствующий названию тёмный цвет, содержатся примеси, называемые рассеивающими включениями. «Белый» же имеет благородный и чистый цвет, а образуется при смерзании шуги и снега с некоторым количеством смешений воздуха. Структура такого чистого образования является мелкокристаллической.

В естественных для образования льда условиях распространён, прежде всего, слоистый лёд смешанного строения. Нижние и средние слои формируются из водного и шугового льдов, а верхние обычно образуются благодаря снежному льду. Соотношение

водного и других видов льда меняется в ледяном покрове в зависимости от сочетания гидрометеорологических условий осенне-зимнего периода, термического режима водных масс и гидравлических свойств потока. Поэтому вторичные формы пресноводного льда могут быть водно-снеговыми, водно-шуговыми, снежно-шуговыми.

Известно более полутора десятков структурных модификаций льда. Каждая модификация относится к определенной сингонии – группе кристаллов, в которых элементарные ячейки обладают одной и той же симметрией и системой координат (оси XYZ). Всего же различают семь классификаций кристаллов.

Во многих школьных учебниках идёт описание этого свойства, но особого внимания и объяснения его значимости не даётся. Но специалисты понимают, что именно благодаря ему существует гидроэнергетическая промышленность. Большинство веществ при переходе из жидкого состояния в твёрдое увеличивают свою плотность, т.к. кристаллы веществ плотно группируются в решётки. Вода не входит в это большинство, плотность льда меньше, чем плотность воды, соответственно, вода занимает меньший объём в жидкой форме, а превращаясь в лёд, увеличивает занимаемый собою объём.

Но стоит отметить, что в диапазоне температуры от 0 до 4 градусов Цельсия вода продолжает увеличивать свою плотность, а уже после 4 градусов по Цельсию медленно снижает значение своей плотности.

Кристаллы льда имеют форму шестигранника, который состоит из таких треугольников. Этот самый первый кристаллик и есть будущая снежинка. Дальше он растёт за счёт присоединения новых молекул к кристаллику. Порядок присоединения новых молекул случайный, но в итоге они выстраиваются в шестигранники, такие же, как и первый кристаллик. Далее у снежинки начнут расти ответвления. Как именно они будут выглядеть, зависит от температуры, влажности, давления и других факторов. Кристаллики присоединяются друг к другу всегда гранью и никогда углом, поэтому луч снежинки всегда будет шестиугольным. От луча могут отходить ветки, но они всегда будут расти под углом 60° или 120°.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Влияние температуры

Прочность льда на сжатие и растяжение находится в обратной зависимости от температуры, как показано на рисунке 1.

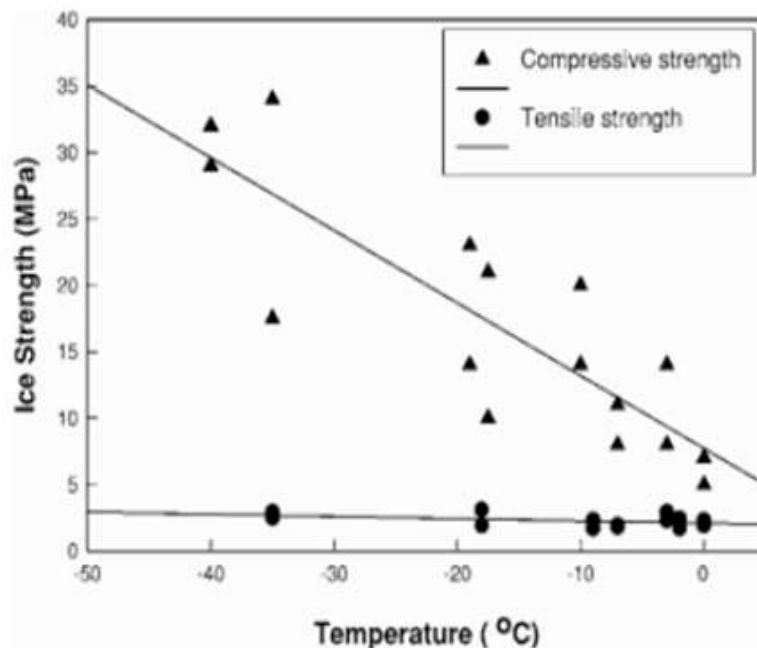


Рисунок 1. График зависимости прочности льда от температуры [1].

Влияние скорости нагружения

Рисунок 2 показывает влияние скорости нагружения на прочность льда на растяжение и сжатие.

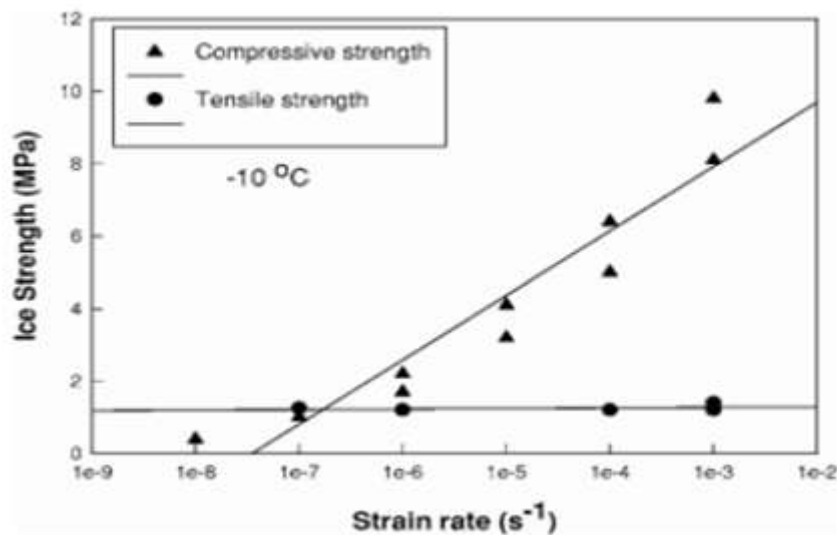


Рисунок 2. График зависимости прочности льда от скорости нагружения [1].

В то время как прочность на сжатие зависит от скорости деформации, прочность на разрыв не зависит от нее в том же диапазоне. Кривые растяжение-напряжение показывают пластичное поведение при низких и средних скоростях деформации, но хрупкое поведение при более высоких скоростях. Эффекты скорости деформации согласуются с

механизмами деформации скольжения и скольжении на границах зерен, которые действуют во время ползучего поведения льда.

Влияние структуры льда

Прочность на растяжение льда уменьшается с увеличением диаметра зерен льда, как показано на рисунке 3.

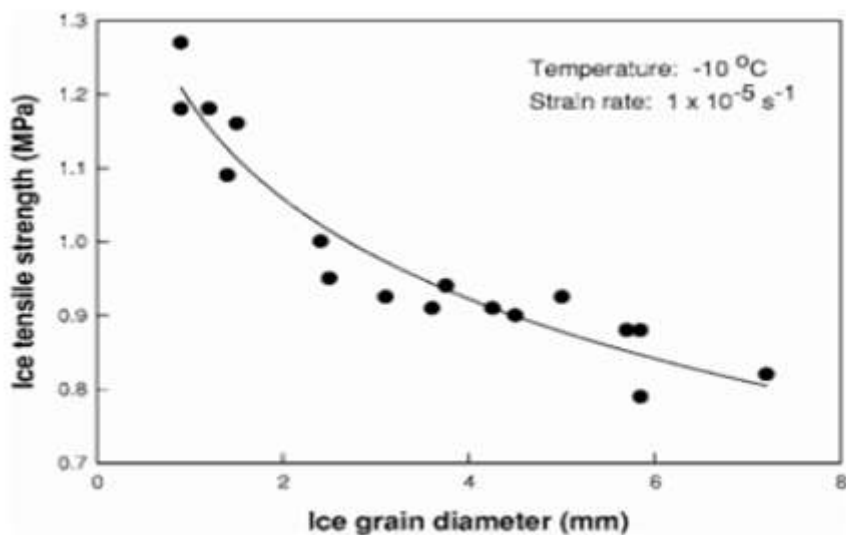


Рисунок 3. Прочность на растяжение льда

Интересно, что если над водой создать высокое давление и затем ее охладить до замерзания, то образующийся лед в условиях повышенного давления плавится не при 0°C , а при более высокой температуре. Так, лед, полученный при замерзании воды, который находится под давлением 20000 атм, в обычных условиях плавится только при 80°C .

Природный лёд обычно значительно чище, чем вода, так как при кристаллизации воды в первую очередь в решётку встают молекулы воды, а примеси вытесняются в жидкость [1]. Растущий кристалл льда всегда стремится создать идеальную кристаллическую решетку и вытесняет посторонние вещества. В планетарном масштабе именно замечательный феномен замерзания и таяния воды играет роль гигантского очистительного процесса - вода на Земле постоянно очищает сама себя.

В последние годы было открыто много неожиданного, о чем раньше и предполагать было нельзя. Например, лед оказался полупроводником. Установлено, что при замерзании воды на границе между льдом и водой возникает разность электрических потенциалов, достигающая десятков вольт.

Изучение пресноводного льда.

Современная методология изучения пресноводного льда позволяет получать новые научные и экологические данные о состоянии пресноводного льда в природных и природно-технических системах водных объектов России ,в том числе с учетом антропогенного воздействия на водные объекты и изменения климата.

Методы эмпирического исследования: наблюдение, эксперимент, сравнение, описания и измерение. В процессе наблюдения, как целенаправленного пассивного изучения предметов, получают знания не только о внешних сторонах объекта познания, но и о его существенных свойствах и отношениях. Наблюдения за ледовыми системами водных объектов могут быть организованы в процессе натуральных (полевых) исследований, в том числе стандартных и специализированных экспедиционных. В настоящее время в науках о природных системах широко применяются дистанционные исследования с использованием аэрофотосъемки, космосъемки и т.д.

Сравнение – познавательная операция, выявляющая сходство или различие объектов, т.е. устанавливающая их тождество или различия. В изучении ледовых систем водных объектов такая операция применяется при исследованиях годового термического цикла водоемов, а также при анализе форм льда и его состояний в водных объектах. Сравнение широко используют при изучении процессов формирования и развития пресноводного льда водоемов и водотоков, закономерностей формирования наводнений, обусловленных заторами льда и т.д.

Система изучения пресноводного льда, наблюдений за опасными ледовыми явлениями и процессами работает на сети постоянно действующих и временных постов. Для оценки опасности ледового режима и прогноза развития опасных ледовых явлений, преимущественно в период вскрытия водных объектов, используются данные рекогносцировочных обследований, авиаразведки и космической съемки.

Стандартные наблюдения за ледовым режимом рек на сети постоянно действующих постов включают: ежедневные визуальные наблюдения за ледовой обстановкой и состоянием ледяного покрова, а также измерение толщины льда, шуги и снега на льду.

Для наблюдения за ледовой обстановкой в последние годы широко используются радарные снимки. В условиях зимы с очень коротким световым днем и при продолжительных периодах непогоды радиолокационная съемка может быть единственной технологией для получения оперативной информации о состоянии земной поверхности. Она позволяет решить задачу построения карт подвижек и толщины льда.

Глобальное потепление. Таяние ледников.

Благодаря изучению льда и ледников во всемирном сообществе поднимается тема глобального потепления. По данным ГАСС, 31 августа. Климатологи выяснили, что из-за таяния ледников Гренландии и Антарктики уровень Мирового океана за последние 30 лет повысился почти на два сантиметра. Это говорит о том, что ситуация развивается по наихудшему прогнозу ООН.

Первыми и главными жертвами этого процесса станут, как уже показывает практика, заполярные регионы Земли и горные ледники. Температура на их территории уже сейчас стала на 4-9 °С выше, чем в прошлые столетия. Из-за этого их площадь может заметно сократиться, в результате чего большие территории Антарктики и Арктики освободятся ото льда.

Если лед в Арктике и Антарктике полностью исчезнет, то, как показывают расчеты ученых, уровень моря поднимется примерно на 60 метров. Из-за этого под водой окажется значительная часть прибрежных низменностей, где расположены многие крупнейшие города Земли. В XXI веке, по прогнозам экспертов ООН, уровень моря может увеличиться на 30-50 см, однако многие ученые предполагают, что этот показатель может быть на самом деле в 2–3 раза выше.

Учёные изучили миграции антарктических айсбергов за последние полтора миллиона лет и обнаружили, что именно их траектории могут определять, начнётся ли новое большое оледенение Земли.

В истории Земли не раз повторялись периоды долговременного похолодания климата, которые приводили к формированию новых ледяных покровов. Так, последняя ледниковая эпоха закончилась 12 тысяч лет назад, а сейчас Земля переживает межледниковый период.

До настоящего времени для учёных оставалось загадкой, как положение орбиты Земли относительно Солнца влияет на разогрев земной поверхности. Большая международная группа исследователей предложила иной механизм, который может влиять на климат.

Известно, что от ледяного щита Антарктиды откалываются айсберги, которые движутся на север в Атлантический океан. Они тают в его тёплых водах, приводя к его опреснению. В то же время воды Антарктики становятся более солёными (ведь айсберги уходят). Из-за этого процесса меняется циркуляция водных потоков в Мировом океане, что может ускорять поглощение океаном атмосферного CO₂. В итоге снижается парниковый эффект, который, напомним, приводит к разогреву атмосферы. И именно так выглядит... начало ледникового периода.

Из последних наиболее значимых новостей по данной теме. От шельфового ледника Брант в Антарктиде откололся гигантский айсберг, сообщает британская антарктическая служба. Уточняется, что его размер сопоставим с территорией, которую занимает Санкт-Петербург, — 1,27 тысячи квадратных километров.

Предпосылки к формированию этого айсберга-гиганта появились еще 10 лет назад. Тогда ученые, работавшие на британской исследовательской станции "Хейли", зафиксировали первые крупные трещины. В январе этого года одна из самых крупных расселин начала активно расти — ее протяженность увеличивалась на один километр в сутки. Вчера гигантский айсберг отделился от ледника и теперь дрейфует вдоль береговой линии. Наблюдение за айсбергом продолжится с помощью спутников Европейского космического агентства, НАСА и немецкого спутника TerraSAR-X.

ВЫВОДЫ

Лед обладает удивительными свойствами. С помощью работ в сфере изучения этого уникального вещества, ученые могут построить модель изменений состояния льда в водных объектах нашей планеты. Методы эмпирического изучения льда позволяют понять, как движутся те или иные ледяные массы. Благодаря этому было выявлено таяние ледников, что является одной из основных причин проблемы глобального потепления.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Козлов Д.В. Основы гидрофизики. Учебное пособие. -М.: МГУП. 2004.
2. Д. В. Козлов, Н. Л. Фролова, С. А. Агафонова, К. Л. Савельев. Современные методы эмпирического изучения пресноводного льда, его различных состояний в водных объектах суши. Природообустройство. №4. 2013. стр. 41-46.
3. Коновалов С.В. Обзор физико-механических свойств льда. Вестник науки и образования – 2020 – № 11(89).Часть 1. – С. 34-39.
4. Глобальное потепление. <https://www.bbc.com/russian/features-49800852>.

УНИКАЛЬНЫЕ СВОЙСТВА ВОДЫ

Флоренский В. М.

студент 1 курса 7 группа ИГЭС НИУ МГСУ

Научный консультант: Волгина Л.В.

кандидат технических наук, доцент кафедры ГиГС НИУ МГСУ

Аннотация. Интернет заполнен огромным количеством самой разной информации. Читатели и искатели чего-то интересного становятся всё более изощрёнными и находят самые невероятные факты на просторах сети. Но большинство даже не догадываются, что самое интересное и, возможно, не до конца изученное есть внутри нас, есть на нашей планете практически повсеместно. Это вода. С одной стороны простое и привычное для нас вещество может иметь свойства, про которые мы даже ни разу не слышали за свою жизнь, разве что из учебников химии и физики, но не вдавались в подробности в сути процессов. В ходе повествования будут описаны некоторые, возможно, известные свойства воды, но не многие знают, насколько сильно они влияют на жизнь живых организмов и в том числе людей.

Ключевые слова: вода, плотность, структура воды, агрегатные состояния.

ВВЕДЕНИЕ

Казалось бы, вода не может представлять особого интереса у исследователей и учёных, ведь с этим веществом мы тесно связаны и ежедневно сталкиваемся, употребляя необходимые нормы питьевой воды. Но в не столь далёком от наших дней XX веке учёные сделали удивительные открытия, выдвинули новые гипотезы, связанные с водой.

Мы привыкли говорить о воде, как о веществе, состоящей из двух атомов водорода и одного атома кислорода. Эту незамысловатую химическую формулу многие узнают и запоминают ещё в детстве. Но немногие знают, что лишь в 19 веке двум учёным: Александру Гумбольдту и Жозефу-Луи Гей-Люссаку удалось установить, что вода является соединением двух химических элементов. До этого момента химики считали воду простым химическим элементом. [1]

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Немногие замечают, что вода – это одно из немногих веществ, которое в повседневной жизни попадаете нам на глаза во всех возможных агрегатных состояниях:

жидком, твёрдом и газообразном. Привычно наблюдать заледенелые поверхности водоёмов зимой, но далеко не каждый знает о том, что является аномальным фактом и одним из уникальных свойств воды (Рис. 1).

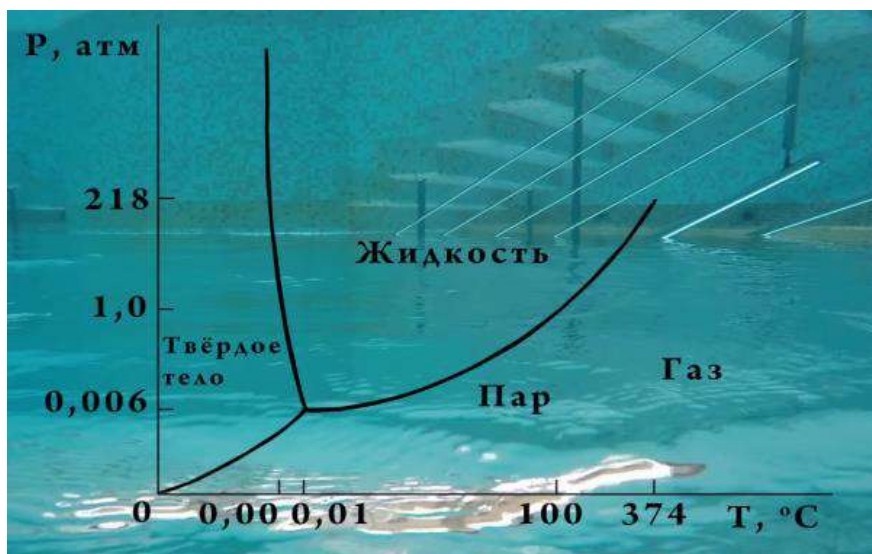


Рисунок 1. Агрегатные состояния воды в зависимости от давления и температуры.

Во многих школьных учебниках идёт описание этого свойства, но особого внимания и объяснения его значимости не даётся. Но специалисты понимают, что именно благодаря ему существует гидроэнергетическая промышленность. Большинство веществ при переходе из жидкого состояния в твёрдое увеличивают свою плотность, т.к. кристаллы веществ плотно группируются в решётки. Вода не входит в это большинство, плотность льда меньше, чем плотность воды, соответственно, вода занимает меньший объём в жидкой форме, а превращаясь в лёд, увеличивает занимаемый собою объём.

Но стоит отметить, что в диапазоне температуры от 0 до 4 градусов Цельсия вода продолжает увеличивать свою плотность, а уже после 4 градусов по Цельсию медленно снижает значение своей плотности.

Это уникальное свойство воды позволяет льду плавать на поверхности водоёма, образуя толстую корку, которая не тонет в своей жидкости. Сама же вода разных температур распределяется по возрастанию от 0 до 4 градусов от поверхности до дна водоёма. В противном случае, если бы лёд имел свойство тонуть в воде, он осаждался бы на дно водоёма и в связи с высокой теплоёмкостью воды мог бы долго не таять даже при «плюсовой» температуре снаружи (Рис. 2).

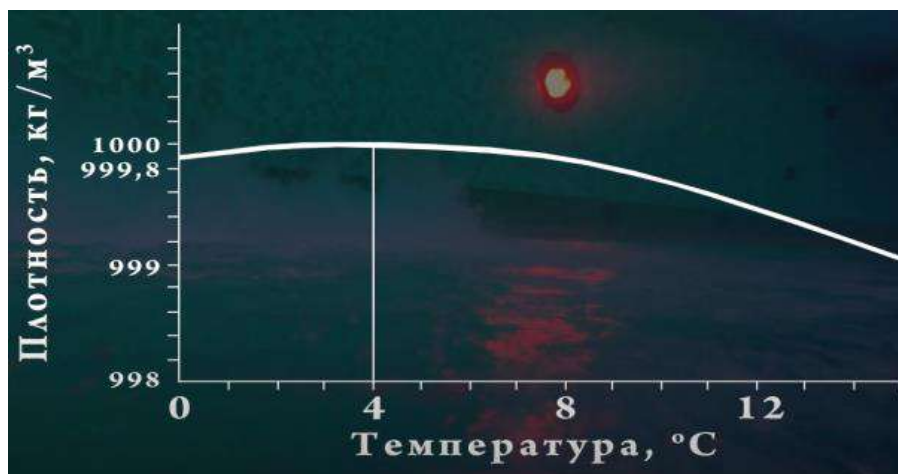


Рисунок 2. График зависимости плотности воды от её температуры.

Помимо изучения очевидных свойств воды, которые доступны для взора любого наблюдателя, в XX веке учёным удалось сделать ряд блистательных открытий, отличающихся способом их представления. Речь идёт о глубоком изучении структуры жидкой воды.

Опытные физики и химики при детальном описании структуры воды могут называть её пространственным (жидким) кристаллом. Это связано с тем, что молекулы H₂O связаны друг с другом водородными связями, образуя цепочки и структуры разной длины, а также разной формы (Рис. 3). [2]

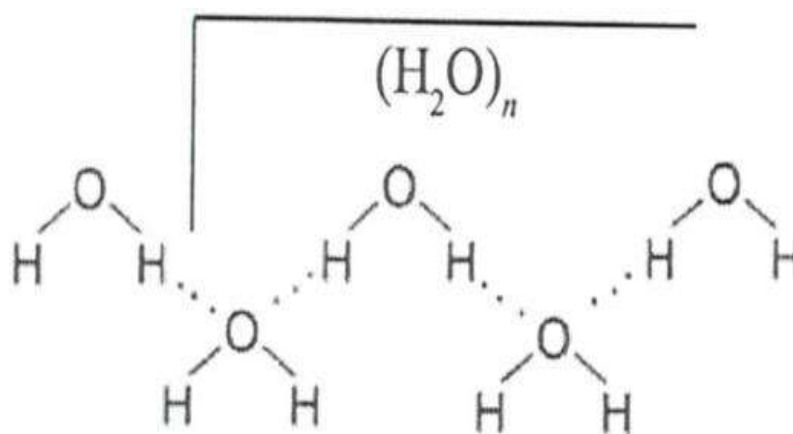


Рисунок 3. Связи между молекулами воды. Точечные линии – водородные связи, а сплошные – ковалентные.

Американский химик Ирвинг Ленгмюр говорил: «Океан – одна большая молекула». Сегодня достоверно установлено, что из каждых 10 молекул воды 8 по-прежнему окружены соседями. [1] Таким образом, вода, по мнению некоторых учёных, являлась полимером из

молекул самой себя. При этом полимер создавался благодаря водородным связям, а не ковалентным, как в классическом полимере.

Итак, было совершено открытие, суть которого заключалась в том, что молекулы воды объединяются в группы – кластеры. Советские учёные сделали предположение: кластеры являются некими сотами, в которых, подобно мёду в улье, хранится информация. Причём в зависимости от записываемой информации менялся способ отсоединения и присоединения молекул воды по отношению к своим соседям.

Для того, чтобы доказать, что информация, которую вода «запоминает», влияет на строение кристалла воды требовалось рассмотреть этот кристалл, зафиксировав его форму. Для этого требовалось заморозить, превращая капли воды в снежинки.

Снежинки, при детальном рассмотрении, всегда выглядят и являются объектами с характерной шестиугольной формой. Это связано с тем, что молекула воды, если провести линии между атомами воды, представляет собой треугольник. Объединяясь, несколько треугольников создают шестиугольные различные формы. [4]

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

После всевозможных воздействий на воду она помещалась в криокамеру, в которой происходило мгновенное замораживание небольшого количества подопытной воды. При помощи электронных микроскопов с гигантским увеличением делались снимки полученных кристалликов [5].

Японский исследователь в дальнейшем, проделав большое количество экспериментов, выпустил книгу, в которой были представлены фотографии «снежинок и подписи к ним, в которых указывалось, какое конкретно воздействие оказывалось на воду (Рис. 4).



Рисунок 4. Фотографии кристаллов замороженной воды с подписью о воздействии.

Масару Эмото был убеждён, что человек может исцеляться от любых болезней, очищать и уберегать планету от загрязнений и гибели, если будет позитивно мыслить и уменьшит проявление негативных эмоций [6].

Конечно, в эпоху громоздких компьютеров удивительное свойство воды казалось идеальной перспективой для развития электроники и устройств памяти. Была острая необходимость наладить производство носителей информации, которые не будут занимать много пространства в офисах и квартирах, а также будут интегрироваться в электронику, как одна из многих элементов.

ВЫВОДЫ

В 21 веке индустрия электронно-вычислительных машин резко устремилась вверх. Технологии быстрыми темпами совершенствовались. SSD и жёсткие диски, которые способны копить и содержать на себе терабайты самой различной информации, теперь помещаются в человеческой ладони.

Их производство, возможно, к счастью для всего живого на Земле, не предусматривает воплощение в реальность конструкций, которые записывали бы информацию на кристаллы необходимой для живых организмов воды.

Возможно, человечеству ещё предстоит в будущем реализовать концепции в технологиях, основанные на уникальных свойствах воды. Но она является и всегда являлась аномальным веществом с интереснейшими свойствами.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Статья [Электронный ресурс] URL: https://zctc.ru/sections/struktura_vodi (дата обращения: 20.02.2021)
2. Смирнов А. Н. Структура воды: новые экспериментальные данные. // Наука и технологии в промышленности, 2010, № 4, с. 41—45.
3. Статья <https://www.healthwaters.ru/blog/kristallicheskaya-reshetka-vody-i-ee-struktura/> (дата обращения 20.02.2021)
4. Статья https://fishki.net/3119555-chem-objasnjaetsja-forma-snezhinok.html?utm_source=aab&sign=87477374067715%2C434153262135485 (дата обращения 20.02.2021)
5. Масару Эмото: Великая тайна Вселенной: ВОДА // Издательство: Эксмо, 2014 г.
6. Масару Эмото: Энергия воды и жизни – хадо // Издательство: Попурри, 2009 г.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ БЫСТРОВЗВОДИМЫХ ДАМБОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Прудникова Д.А.¹, Галимов Д.М.²

¹ Студентка 6 курса 16 группы ИГЭС НИУ МГСУ

² Студент 3 курса 6 группы ИГЭС НИУ МГСУ

Научные консультанты: Левачев С.Н.¹, Галимов И.М.²

¹ кандидат технических наук, профессор кафедры ГиГС НИУ МГСУ

² кандидат технических наук, доцент кафедры ГиГС НИУ МГСУ

Аннотация. Объектом научного исследования является дамбовый полимер-контейнер (далее – ДПК), результаты исследования которого дают обоснования возможности его применения в реальных условиях для защиты территории гражданских и промышленных объектов от воздействия водной стихии.

Цели работы:

- исследование работоспособности конструкции из ДПК, заполненной грунтом, в условиях, имитирующих уровень поднятия паводковых вод.
- хронометраж, а также проверка технологичности монтажа и загрузки грунтом ДПК.

Методы исследования:

1. Проведение эксперимента (физическое моделирование) в лабораторных (стендовых) условиях, имитирующих реальное применение ДПК.
2. Анализ и обобщение результатов, полученных экспериментальным путем.

По результатам исследований определена работоспособность конструкции из ДПК, получены данные по технологичности загрузки и монтажа ДПК.

Ключевые слова. Дамбовый полимер-контейнер, быстровозводимые дамбы, паводок, гидростатическое давление, работоспособность, технологичность

ВВЕДЕНИЕ

В Российской Федерации практически ежегодно происходят десятки крупных наводнений. По данным Росводресурсов (Государственный доклад 2018 года) [1] общая площадь паводкоопасных территорий в России составляет порядка 400 тыс. км², наводнениям с катастрофическими последствиями подвержены 150 тыс. км² территорий, где

расположены более 300 городов, десятки тысяч населенных пунктов, большое количество хозяйственных объектов, более 7 млн. га сельхозугодий.

За последнее время появился ряд различных быстровозводимых конструкций (дамб), основным назначением которых является защита населенных пунктов и промышленных объектов от наводнений и паводков. [4-5]

– Существует классификация быстровозводимых дамб по материалу заполнителя [6-9]:

- водоналивные;
- грунтовые;
- воздушнонаполняемые;
- водо- и воздушнонаполняемые.

В качестве материала-заполнителя быстровозводимой дамбы, представленной на рисунке 3, могут выступать воздух, вода или совместное их совместное использование.



Рисунок 1. Водоналивная дамба.



Рисунок 2. Плотина из мешков с грунтом



Рисунок 3. Быстровозводимая воздушнонаполняемая плотина

Одной из современных и прогрессивных замен мешкам с песком является дамбовый полимер-контейнер – ДПК (рисунок 4), который имеет следующие преимущества:

- низкая трудоемкость возведения;
- быстрота монтажа/ демонтажа дамбоукрепления;
- за счет возможности скрепления частей ДПК, устройство дамбоукрепления имеет более высокие прочностные свойства и улучшенные свойства от фильтрации воды;
- дамбовые полимер-контейнеры являются многоразовыми (кол-во применений зависит от загрязнения грунтом лент-липучек);
- для заполнения ДПК могут применяться различные наполнители.

Дамбовый полимер-контейнер представляет из себя две емкости (1), соединенные с другими такими же емкостями с помощью стяжных ремней (3) и лент-липучек (2). Монтаж ДПК производится с помощью рамы, на которую устанавливаются ручки (4). Демонтаж емкостей выполняется с помощью ручек (4). При необходимости демонтажа осуществляется подъем за ручки, за счет чего ленты-липучки, расположенные на дне ДПК, раскрываются, и полимер-контейнеры легко освобождаются от грунта. Тем самым изделие может быть многократное использовано.

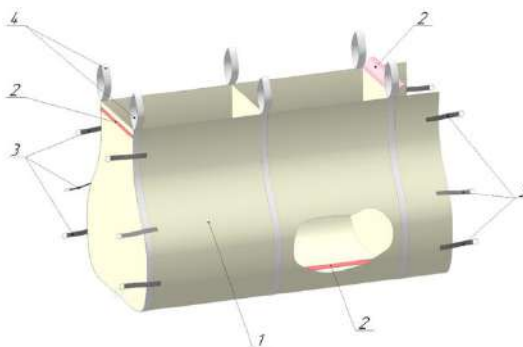


Рисунок 4. Общий вид ДПК. 1 – емкости, 2 – ленты-липучки, 3 – стяжные ремни, 4 – ручки

Продукция представлена в нескольких типоразмерах полимер-контейнера по высоте (1; 1,5; 2 м). Высота регламентируется условиями применения (уровнем подъема вод и т.д.) ДПК.

Загрузка ДПК может осуществляться, например, экскаватором-погрузчиком с двухчелюстным погрузочным ковшом, а также экскаватором с помощью обычного ковша.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Испытания проводились в научно-исследовательской лаборатории гидротехнических сооружений (НИЛ ГТС) НОЦ «Гидротехника» НИУ МГСУ. Для проведения испытаний был выбран большой грунтовый лоток, имеющий параметры: ширина 5 м, длина 8 м и глубина 3,2 м. По своим параметрам этот лоток оптимально подошел для проведения испытаний: позволил удобно разместить физическую (натурную) модель, а также измерительную аппаратуру.

Программой и методикой испытаний определены требования для проведения физического эксперимента, направленные на проверку работоспособности конструкции по схеме плоского сдвига (рисунок 5). Требовалось проверить устойчивость быстровозводимой дамбы из 3-х ДПК под воздействием гидростатической нагрузки в соответствии с нормами [2-3].

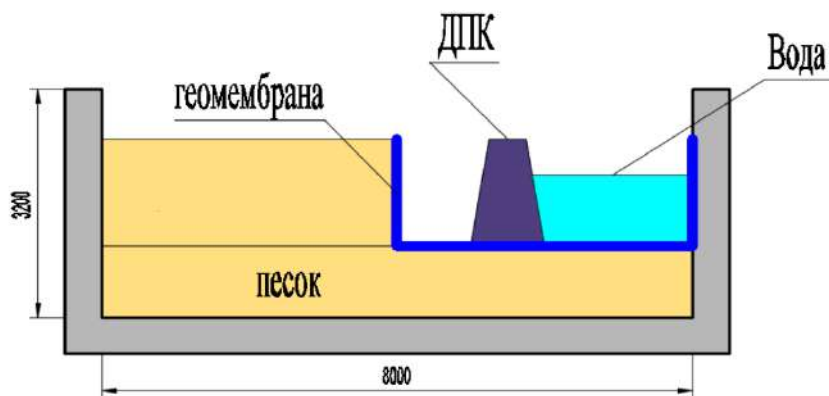


Рисунок 5. Схема расположения ДПК (в разрезе по грунтовому лотку)

На стадии подготовительных работ в грунтовом лотке на песчаном основании был выполнен монтаж водонепроницаемого контейнера из геомембраны со следующими размерами: ширина 4,8 м, длина 5 м и глубина 2,7 м. Дно контейнера для придания шероховатости и исключения скольжения было зачищено угловой шлифовальной машиной (УШМ) с обдирочным диском.

Монтаж быстровозводимой дамбы из 3-х ДПК производился с использованием сборно-разборных металлических кондукторов (рисунок 6). Загрузка ДПК осуществлялась

поочередно с помощью пневматического двухчелюстного грейфера, закрепленного на кран-балке. Грунт наполнения – песок мелкий с размерами частиц от 1,5 до 2,0 мм.



Рисунок 6. Металлические кондукторы (вид сверху)

Для проведения испытания дамбовых полимер-контейнеров в большом грунтовом лотке была смонтирована конструкция, состоящая из 3 шт. ДПК (рисунок 7), общая высота которой составила 1,15-1,25 м, длина – 4,6 м и ширина - 1,7 м. Для измерения горизонтальных перемещений использовались 2 прогибомера (рисунок 8), с помощью которых определялись показания в пределах центральной секции дамбовой конструкции. Прогибомеры закреплялись к двутавровой балке за пределами водонепроницаемого контейнера, причем один конец струны прогибомера фиксировался на гребне дамбовой конструкции с помощью погруженного в грунт тела ДПК металлического жесткого штыря, а другой с грузиком перекидывался через блок.



Рисунок 7. Конструкция дамбы, состоящая из 3-х ДПК



Рисунок 8. Прогибомеры часового типа ПМ

После монтажа конструкции из 3-х ДПК уровень воды со стороны напорной грани постепенно поднимался до 1 м в течение 29 часов при высоте самой конструкции 1,15-1,25 м. Со стороны безнапорной грани воду, просочившуюся через конструкцию, насосы

непрерывно откачивали в напорную часть, что способствовало поддержанию уровня воды на отметке 0,05 м.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Показания прогибомеров и уровня воды представлены в таблице 1.

Таблица 1. Показания прогибомеров

Уровень воды, дата, время	Показания прогибомеров, мм	
	Прогибомер № 1	Прогибомер № 2
0,5 м, 22.12.2020 13 ч. 45 мин.	0	0
0,8 м, 22.12.2020 15 ч. 45 мин.	3,1	4,3
0,8 м, 15.12.2020 16 ч. 15 мин.	8,1	9,3
0,8 м, 22.12.2020 17 ч. 00 мин.	9,1	10,3
0,8 м, 22.12.2020 20 ч. 30 мин.	10,4	11,3
0,8 м, 23.12.2020 11 ч. 50 мин.	10,9	12,1
1 м, 23.12.2020 12 ч. 40 мин	28,1	30,3
1 м, 23.12.2020 13 ч. 30 мин	29,1	31,3
1 м, 23.12.2020 18 ч. 45 мин	29,3	31,5

В результате испытаний дамбовая конструкция из 3-х ДПК выдержала гидростатическую нагрузку, соответствующую напору воды в 1 м, при этом максимальные перемещения конструкции по показаниям прогибомеров составили 29,3 и 31,5 мм соответственно.

При оценке монтажа ДПК следует отметить простоту конструкции монтажной рамы, состоящей из отдельных горизонтальных балок квадратного профиля и жестко связанных вертикальных стоек, регулируемых по высоте. Для монтажа рамы достаточно участие двух человек без специального или какого-либо другого оборудования. Процесс монтаж

кондуктора с ДПК занимает около 5-10 минут. Монтажные рамы необходимо устанавливать друг к другу, не допуская просветов, чтобы обеспечить плотное прилегание стенок ДПК и, тем самым, повысить устойчивость отдельных секций конструкции.

Демонтаж дамбовой конструкции осуществляется с помощью подъема ДПК за ручки различными видами погрузчиков и происходит очень быстро из-за наличия липучек на дне ДПК, которые сами раскрываются во время подъема ДПК.

ВЫВОДЫ

В результате выполнения научно-исследовательской работы были достигнуты поставленные цели, направленные на исследование работоспособности конструкции из ДПК, а также проверку технологичности загрузки и монтажа ДПК.

В ходе испытаний в лаборатории «Гидротехнические сооружения» в грунтовом секторе НОЦ «Гидротехника» (НИУ МГСУ) конструкция из 3-х ДПК выдержала в течение 29 часов гидростатическую нагрузку, имитирующую процесс затопления территории паводковой водой, что свидетельствует о целесообразности применения ДПК в случае возникновения экстренных и чрезвычайных ситуаций, связанных с угрозой затопления. С учетом стабилизации показаний прогибомеров можно констатировать возможность использования ДПК и для медленно прибывающей паводковой воды, вызывающей гидродинамические воздействия, но при этом нельзя допускать перелива воды через возводимую дамбовую конструкцию.

К ключевым особенностям монтажа конструкций из ДПК следует отнести высокую степень механизации и простоту процесса ее возведения, низкую трудоемкость и достаточно высокие темпы строительства.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Государственный доклад «О состоянии и использовании водных ресурсов Российской Федерации в 2018 году». – М.: НИА Природа. 2019, 290 с.
2. СП 58.13330.2012 «Гидротехнические сооружения. Основные положения»
3. СП 38.13330.2012 «Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения»
4. СП 104.13330.2016 Инженерная защита территории от затопления и подтопления.
5. Тхай Тхи Ким Тьи, Кашарин Д.В. Повышение устойчивости оснований мобильных дамб для инженерной защиты зданий от затопления // Magazine of Civil Engineering. – 2013. – №4.

6. The TEMPO-DAM ® is one of the fastest mobile dams in the world. [Электронный ресурс]/ Официальный сайт производителя TEMPO-DAM // URL: <https://tempo-dam.com/tempo-dam/> Дата обращения: 08.02.2021 г.
7. Beaver® – the protection System. Water-filled dams [Электронный ресурс]/ Официальный сайт производителя Beaver // URL: <https://www.beaver-ag.com/en/beaver-protection-systems> Дата обращения: 08.02.2021 г.
8. AQUADAM COFFERDAMS [Электронный ресурс] / Официальный сайт производителя INNOVEX // URL: <https://innovex.ca/en/products/water-management/aquadam-cofferdams/> Дата обращения: 08.02.2021 г.
9. Контейнеры быстровозводимой дамбы "Шанс" [Электронный ресурс] / Официальный сайт производителя ООО «НПК Пожхимзащита». // URL: <https://www.shans-phz.ru/sredstva-zaschity-pri-navodnenii/konteynery-bystrovozvodimoy-damby-shans-1-sekciya-5-kont-875/> Дата обращения: 08.02.2021 г.

ПРОБЛЕМЫ ИНЖЕНЕРНЫХ СИСТЕМ В ПОДЗЕМНЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЯХ

Баврин П. С.

студент магистратуры 1 курса 17 группы ИГЭС НИУ МГСУ

Научный консультант: Маркова И.М.

кандидат технических наук, доцент кафедры ГиГС НИУ МГСУ

ВВЕДЕНИЕ

В современном мире стремительно возрастают темпы освоения подземного пространства. Насчитывается более 30 значимых направлений его использования: хранение углеводородов, размещение коммуникаций, объектов промышленного и гражданского назначения, социальной сферы и др. [1-9]. К промышленным объектам энергетического назначения относятся гидротехнические подземные сооружения: напорные тоннели, камеры машинных залов ГЭС, подземные бассейны гидроаккумулирующих электростанций.

При выборе варианта компоновки гидроузла с размещением здания ГЭС в подземном пространстве должны обязательно учитываться следующие факторы:

- вероятность возникновения природных явлений в подземном пространстве под влиянием дополнительных нагрузок естественного и техногенного происхождения;
- возможность проявления в отдаленной перспективе негативных экологических последствий, вызванных интенсивным использованием подземного пространства;
- негативное воздействие на природные ресурсы при использовании подземного пространства [1 - 9].

Обзор существующих подземных ГЭС

В настоящее время в мире построено и вырабатывают электроэнергию более 350 подземных гидроэлектростанций, общей мощностью 40000 МВт

Рассмотрим некоторые из них:

Гидроэлектростанция Robert-Bourassa, находится в Канаде на реке La Grande, с установленной мощностью в 5616 МВт является самой крупной в мире подземной электростанцией. Она имеет 16 гидроагрегатов, каждый из которых имеет мощность 339 МВт при напоре 137 метров. Строительство началось в 1974 году, введена в эксплуатацию с 1979 по 1981 год.



Рисунок 1. Машинный зал гидроэлектростанции Robert-Bourassa (Канада)

Вторая по мощности в мире, подземная гидроэлектростанция Churchill Falls также находится в Канаде на реке Черчилль; установленная мощность - 5428 МВт (11 гидроагрегатов, работающих при напоре 305 метров).



Рисунок 2. Машинный зал гидроэлектростанции Churchill Falls в период строительства (Канада)

Машинный зал ГЭС размещён на глубине около 300 метров, в скальном массиве, под плато Лабрадор, и имеет размеры: высота – 50 метров, длина – 300 метров, ширина - до 25

метров. Строительство станции было начато в июле 1967 года, а в 1974 году, она была введена в эксплуатацию.

В Китае на реке Ялунцзян, построен крупнейший комплекс из двух подземных ГЭС Jinping-I и Jinping-II:



Рисунок 3. Схема расположения ГЭС Jinping-I и Jinping-II (КНР)

Машинный зал подземной ГЭС Jinping-I имеет размеры: 277 м в длину, 29 м в ширину и 69 м в высоту. Установленная мощность ГЭС 3600 МВт (шесть гидроагрегатов мощностью по 600 МВт, работающих при напоре в 240 м. Вода к ним подводится по шести тоннелям диаметрами 9,5 м, а отводится в реку по двум тоннелям размером 15x16,5 м. ти тоннелям диаметрами 9,5 м, а отводится в реку по двум тоннелям размером 15x16,5 м.

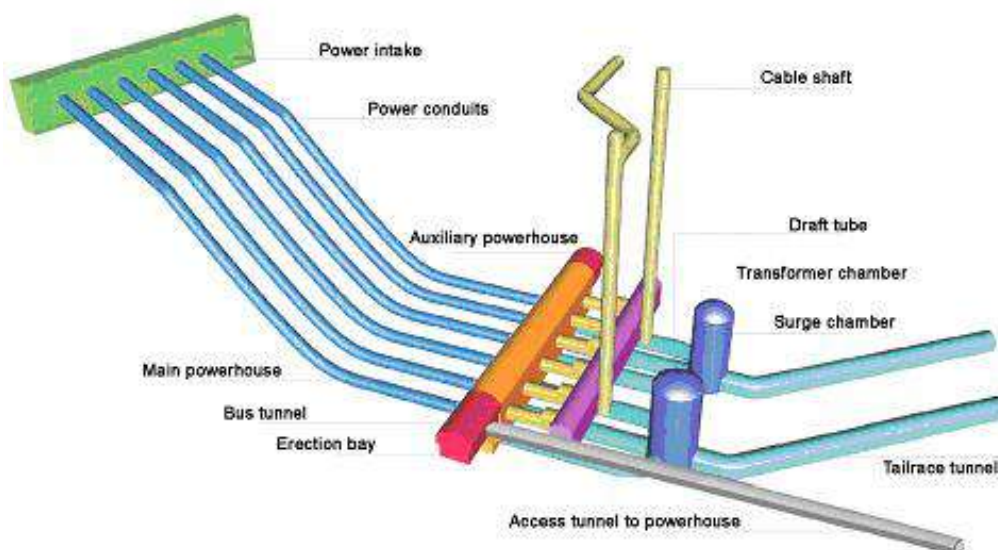


Рисунок 4. Подземная гидроэлектростанция Jinping-I (КНР)

Гидроэлектростанция Jinping-II [8], включает в себя следующие сооружения: четыре тоннеля длиной 16,67 км с расстоянием между ними 60 м, дренажного тоннеля, двух подъездных транспортных тоннелей и подземного здания ГЭС. Установленная мощность гидроэлектростанции 4800 МВт (8 гидроагрегатов по 600 МВт каждый), напор - 310 метров.

При строительстве туннелей были использованы различные технологии подземных работ, такие как буровзрывные или проведение горной выработки с использованием горнопроходческого комплекса.



Рисунок 5. Подземная гидроэлектростанция Jinping-II (КНР)



Рисунок 6. Горнопроходческий комплекс Robbins. Строительство ГЭС Jinping-II

Рогунская ГЭС, Таджикистан, река Вахш. Установленная мощность ГЭС - 3600 МВт (6 радиально-осевых турбин мощностью 600 МВт). В случае успешного завершения проекта

Рогунская ГЭС должна стать крупнейшей гидроэлектростанцией в Центральной Азии. В настоящее время мощность ГЭС составляет 240 МВт.

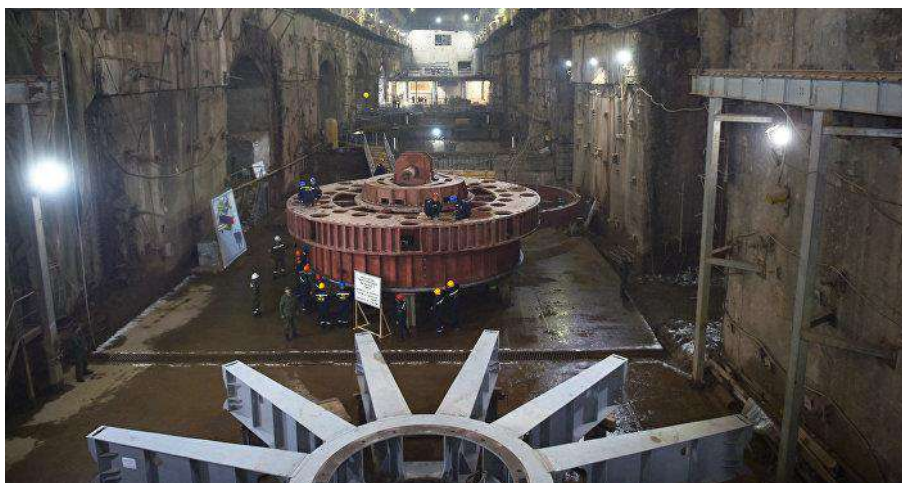


Рисунок 7. Машинный зал Рогунской ГЭС (Таджикистан)

ГЭС Манапури (Manapouri Power Station) расположена в Новой Зеландии. В качестве водохранилища используется озеро Манапури. Вода по водоводам подаётся в подземную ГЭС, расположенную на глубине 166 метров. На рисунке 8 приведена схема подачи воды из озера к гидроагрегатам.



Рисунок 8. Модель электростанции Манапури (Новая Зеландия) (■ - автомобильный тоннель ■ - деривационная система)

Длина машинного зала - 111 метров, ширина - 18 и высота - 34 м, где расположены 7 вертикальных гидроагрегатов мощностью 121,5 МВт каждый (общая мощность 850 МВт).



Рисунок 9. Машинный зал гидроэлектростанции Манапоури (Новая Зеландия)

Основные проблемы инженерных систем в подземных сооружениях

Основные технические проблемы подземного пространства, как правило, связывают с необходимостью создания и поддержания условий, обеспечивающих комфортную деятельность людей, бесперебойную работу технических систем и механизмов. К негативным природным факторам относят высокую естественную влажность, отсутствие дневного света, невозможность свободного доступа с поверхности земли, наличие горного давления и возможность сдвижения горных пород вследствие создания или использования подземных пустот. В отличие от инженерных систем в наземных сооружениях, в подземных объектах такие системы имеют более сложное устройство и функционируют в весьма неблагоприятных условиях, а от их правильной работы напрямую зависит возможность безаварийной эксплуатации сооружения [7].

1. Недопустимые условия микроклимата

Одна из главных отличительных черт подземных сооружений – повышенная влажность воздуха, которая образуется из-за увлажнения стен сооружения за счёт инфильтрации подземных вод. Повышенный уровень влажности оказывает негативное влияние на здоровье и комфорт людей, а также срок службы оборудования.

Также необходимо обеспечивать контроль температуры и скорости воздуха под землёй во избежание негативного влияния на работников, таких как: быстрая утомляемость, постоянное чувство жажды, головокружение, раздражительность и прочее.

2. Наличие токсичных и загрязняющих веществ

Атмосфера в подземных пространствах ограничена и замкнута и может стать опасной для человека если уровень предельно допустимой концентрации содержания загрязняющих веществ в воздухе своевременно не контролируются.

В воздухе подземных сооружений часто встречаются такие опасные для человека газы как Метан CH_4 Радон Rn , Углекислый газ CO_2 и другие. Поэтому очень важно контролировать состав воздуха с целью своевременного предотвращения негативных воздействий на здоровье персонала.

3. Опасность возникновения пожара в замкнутых пространствах

Пожар в подземных сооружениях значительно отличается от пожара в наземных зданиях и сооружениях из за особенностей объёмно-планировочных решений вторых. Горячий дым при некорректно спроектированной системе дымоудаления не будет оперативно отводиться в атмосферу, что приведёт к очень быстрому росту температуры в закрытых помещениях, а также риску отравления персонала продуктами горения.

Для минимизации ущерба и человеческих жертв при пожаре, в таких сооружениях необходимо предусматривать автоматическое включение системы автоматического пожаротушения (АПТ). Наличие системы АПТ позволяет обеспечить оперативный контроль сооружений, обнаружение, локализация и тушение очага возгорания на ранней стадии.

4. Организация систем жизнеобеспечения

Инженерные системы жизнеобеспечения в подземных сооружениях обеспечивают комфортные условия для деятельности человека и работы технических систем. Надежность инженерных систем в подземных сооружениях обеспечивается выполнением следующих функций [6]:

1. Оперативный мониторинг подсистем жизнеобеспечения сооружения;
2. Световая и звуковая сигнализации нарушений в работе подсистем жизнеобеспечения;
3. Контроль пожарной и охранной сигнализаций;
4. Диагностика работы оборудования подсистем жизнеобеспечения зданий;
5. Ведение протокола событий и формирование отчётов;
6. Дистанционное управление оборудованием жизнеобеспечения.

ВЫВОДЫ

Для обеспечения стабильной работы систем выработки электроэнергии и безопасности человека в подземных ГЭС, необходимо обеспечить бесперебойную работу

всех инженерных систем. Прежде всего, этого можно достичь при грамотном использовании систем диспетчеризации и автоматизации, что значительно упростит процесс управления системами жизнеобеспечения (использование единого информационного центра управления). Также это позволит поддерживать, в автоматическом режиме, оптимальные климатические условия внутри помещений сооружения в соответствии с их технологическим назначением. Повысит надёжность работы оборудования за счёт контроля его диагностических параметров и предотвратит возникновение внештатных ситуаций за счёт автоматического выявления, сигнализации, быстрой локализации, прекращения распространения и минимизации ущерба от аварий и чрезвычайных ситуаций.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 60.13330.2016 Отопление, вентиляция и кондиционирование воздуха. Актуализированная редакция СНиП 41-01-2003.
2. СП 58.13330.2012 Гидротехнические сооружения. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 33-01-2003.
3. СанПиН 2.2.4.548-96 Гигиенические требования к микроклимату производственных помещений.
4. Подземные гидротехнические сооружения. Куперман В.Л., Мостков В.М., Илюшин В.Ф., Гевирц Г.Я., Москва, Энергоатомиздат, 1996.
5. Гидротехнические сооружения: Учеб. для вузов: В 2 ч./ Под ред. Л. Н. Рассказов. – Москва, АСВ, 2011.
6. Ventilation in Underground Mines and Tunnels. Approved code of practice. New Zealand.
7. Ventilation and environmental control of underground spaces: a short review. Angui Li, Risto Kosonen, Arsen Melikov, Bin Yang, Thomas Olofsson, Bjørn Sørensen, Linhua Zhang, Ping Cui, and Ou Han, 2019.
8. Jinping ii mega hydropower project, China. Wu Shiyong, Xia-Ting Feng, L. Ribeiro Esousa, 2010.
9. Рудяк М.С., Умнов В.А. Основные положения экономической оценки ресурсов подземного пространства // Горная Промышленность. №3, 2002.

КОНСТРУКЦИИ ПЛОТИН С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ КАМНЕБЕТОНА

Козин А.А.

студент магистратуры 1 курса 17 группы ИГЭС НИУ МГСУ

Научный консультант: Бестужева А.С.

кандидат технических наук, доцент кафедры ИГЭС НИУ МГСУ

Аннотация. В статье рассматривалось использование камнебетона в подэкрановой зоне грунтовых плотин с железобетонным экраном. Проводилось сравнение плотин без использования камнебетона и с использованием камнебетона в подэкрановой зоне плотины на предмет улучшения напряженно-деформируемого состояния железобетонного экрана, снижения перемещений и поперечных усилий, возникающих в железобетонном экране.

Ключевые слова: камнебетон, подэкрановая зона.

ВВЕДЕНИЕ

Современное гидротехническое строительство основано на строительстве двух видов плотин – бетонных и грунтовых. Однако, в связи с поиском экономически более выгодных вариантов, предпочтение часто отводится грунтовым плотинам, так как строительство данных сооружений ведется с применением местных строительных материалов, заменяющих дорогостоящий бетон. Однако, часто на площадке строительства отсутствуют грунтовые материалы для противодиффузионного элемента, а возможно и укладка связных грунтов затруднена суровыми климатическими условиями. Тогда в качестве противодиффузионного элемента каменно-набросных плотин используют негрунтовые экраны, диафрагмы. В данной работе мы рассмотрим каменно-набросную плотину с противодиффузионным элементом в виде железобетонного экрана с жестким защемлением его в основании с подэкрановой зоной, выполненной из камнебетона.

Предлагаемый материал «камнебетон» для использования в подэкрановой зоне плотины в настоящее время не имеет опыта применения в мировом и отечественном строительстве. Камнебетон представляет собой каменную отсыпку, пролитую цементно-песчаным раствором с добавлением пластификатора. Идея применения «камнебетона» в грунтовой плотине была предложена профессором Рассказовым Л. И. на основе опыта строительства перемычек Куйбышевского гидроузла, когда отсыпaeмый материал для снижения его диффузионных свойств прямо на насыпи проливался цементным молоком. Расчеты по обоснованию применения «камнебетона» в подэкрановой зоне плотины с

железобетонным экраном были проведены в диссертационной работе Д. Гадея, в которой он провел эксперименты по определению свойств этого материала. Положительный эффект от создания подэкрановой зоны из камнебетона выражается в повышении надежности и ремонтпригодности плотины, улучшении напряженно-деформируемого состоянии железобетонного экрана и возможности размещения потерн в поэкрановой зоне плотины для проведения ремонтных работ без сработки водохранилища.

В данной работе мы проведем сравнение напряженно-деформируемого состояния плотины с использованием подэкрановой зоны из камнебетона и однородной плотины с железобетонным экраном без подэкрановой зоны. В работе также рассмотрены решения при учете упругого основания под грунтовой плотинкой и его влияние на напряженно-деформированное состояние всего сооружения.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Для проведения расчетов будем использовать программный комплекс Plaxis 2D. Plaxis 2D – это современный расчетный комплекс, который используется для расчета двухмерных задач методом конечных элементов. Данная программа используется для решения сложных геотехнических и фильтрационных задач. Программный комплекс Plaxis 2D имеет сертификат Госстандарта России, удостоверяющий соответствие выполняемых с его помощью геотехнических расчетов требованиям нормативных документов. Программа обеспечивает возможность моделирования всей истории нагружения массива под действием собственного веса и дальнейшее его изменение, обусловленное последовательными этапами возведения насыпи плотины с учетом инженерно-геологических и гидрогеологических условий участка строительства.

Физико-механические характеристики материала “камнебетон”, а также характеристики насыпи были использованы из диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук на тему “Использование камнебетона в конструкциях грунтовых плотин с железобетонным экраном”, защищенной Дмитрием Гадеем в НИУ МГСУ в 2020г.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Для проведения необходимых расчетов необходимо задаться расчетной схемой.

Сравним две конструкции:

- однородная каменно-набросная плотина с железобетонным экраном (рис. 1);

– каменно-набросная плотина с железобетонным экраном с поэкрановой зоной из камнебетона (рис. 2).

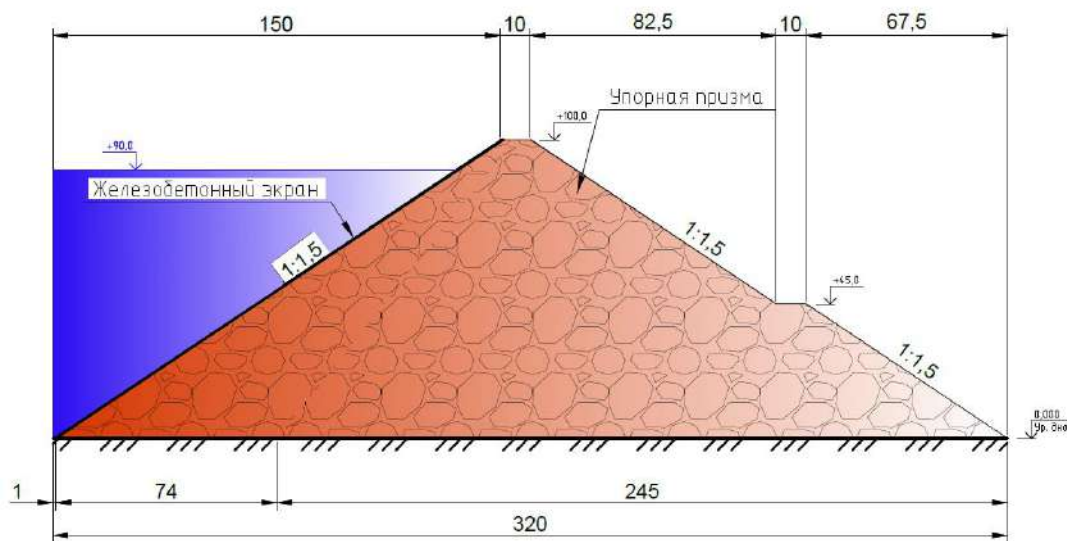


Рисунок 1. Однородная каменно-набросная плотина с железобетонным экраном

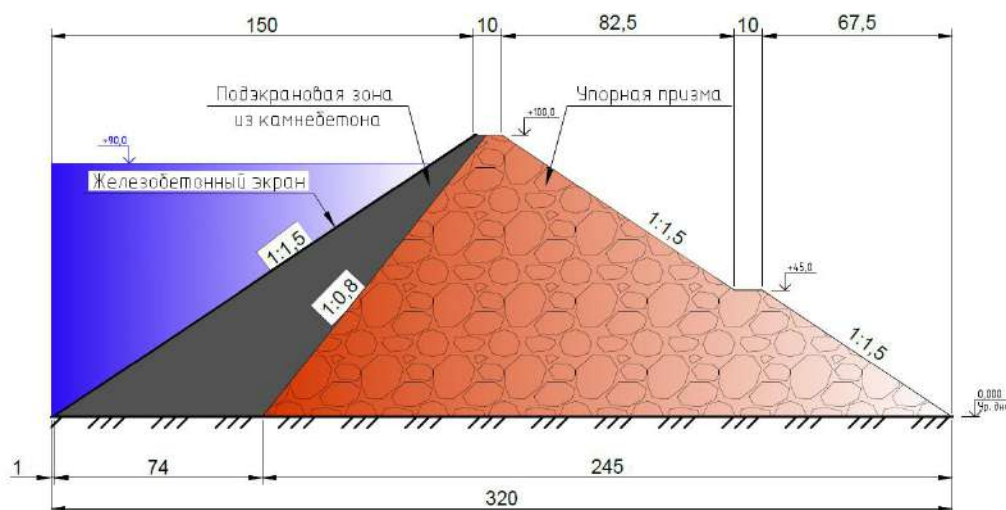


Рисунок 2. Каменно-набросная плотина с железобетонным экраном с подэкрановой зоной из камнебетона

В качестве исходного профиля возьмем подобранную конструкцию каменно-набросной плотины согласно работе Гадея Д. Конструкция имеет следующие размеры:

- Высота плотины составляет 100,0 м;
- ширина гребня плотины составляет 10,0 м;
- заложение верхового и низового откосов составляет 1:1,5;
- ширина подэкрановой зоны в основании плотины 74,0 м, ширина на гребне 4,0 м;
- железобетонный экран имеет жесткое сопряжение в основании, длина полосы-плиты 18,0 м, толщина экрана 0,5 м;

- Ширина бермы на низовом откосе составляет 10,0 м;
 - Толщина железобетонного экрана составляет 1,0 м по всей длине экрана.
- Данные конструкции будем задавать без привязки к определенной местности, т.е. без основания (с жестким защемлением всех узлов в основании плотины)

Проведем расчеты и сравним данные конструкции:

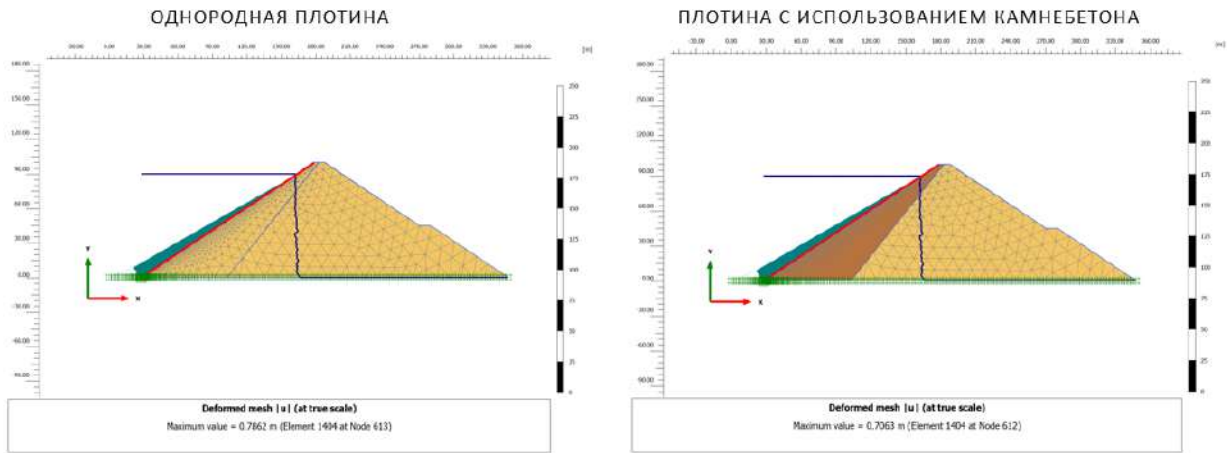


Рисунок 3. Расчетные схемы сравниваемых плотин

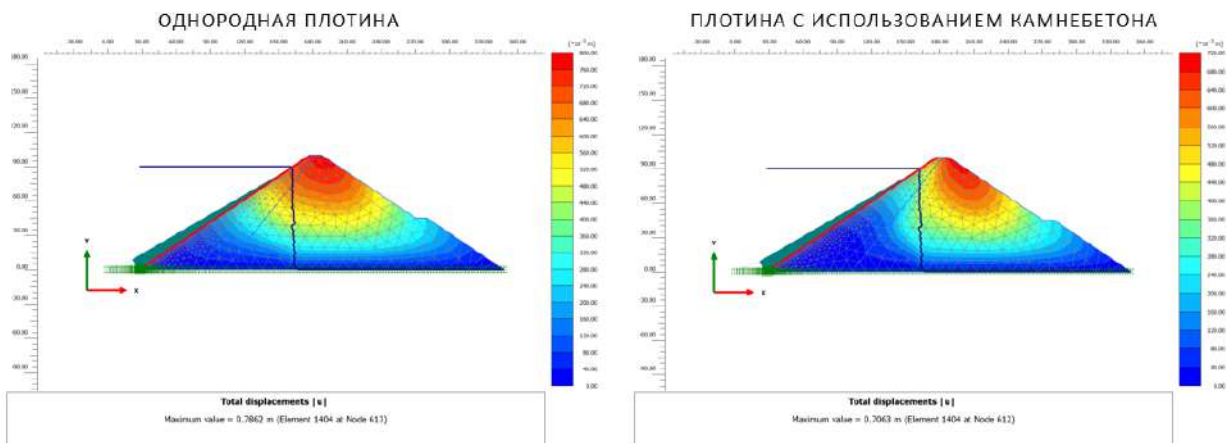


Рисунок 4. Общие перемещения в теле плотин

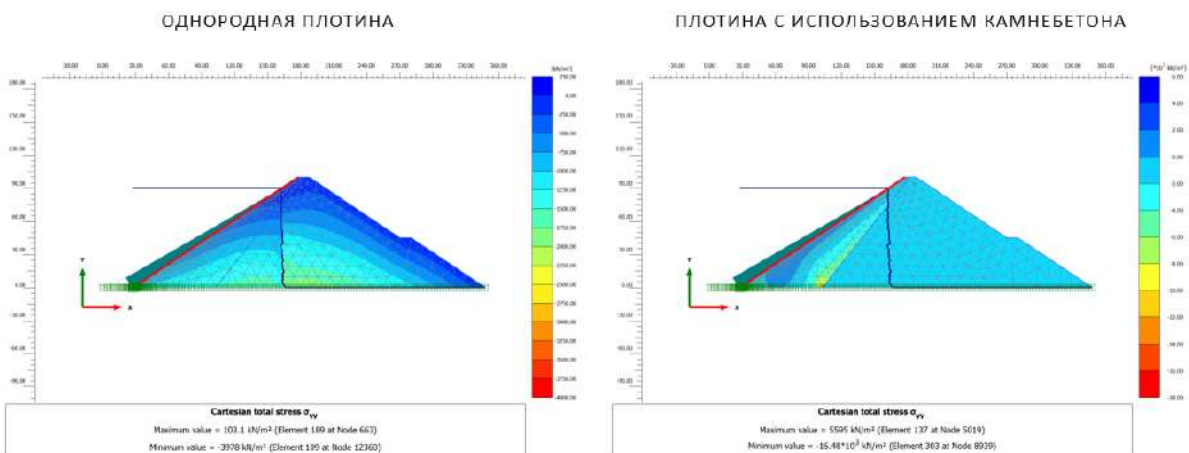


Рисунок 5. Нормальные напряжения в теле плотин

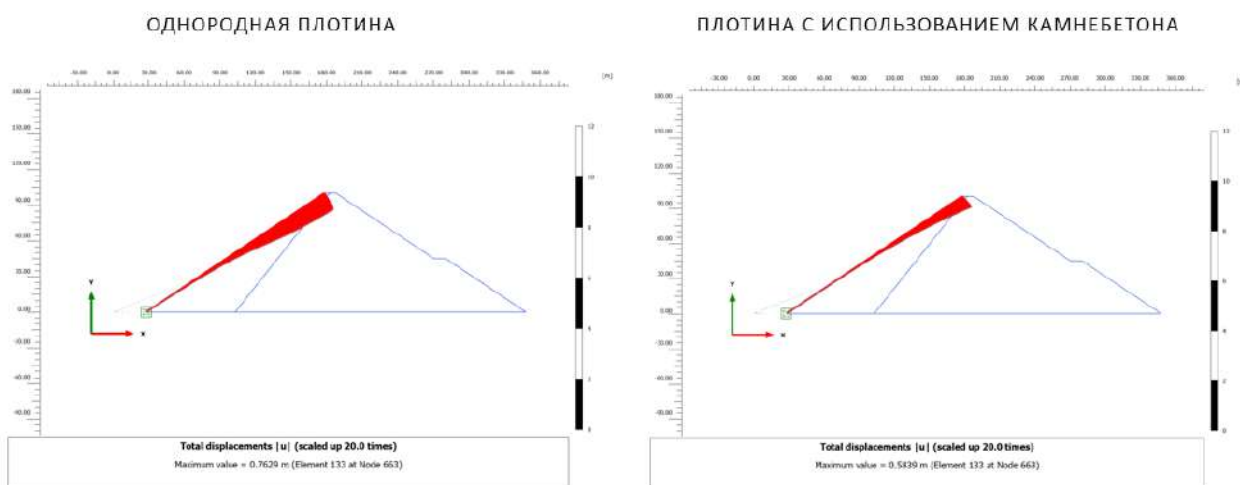


Рисунок 6. Общие перемещения железобетонного экрана

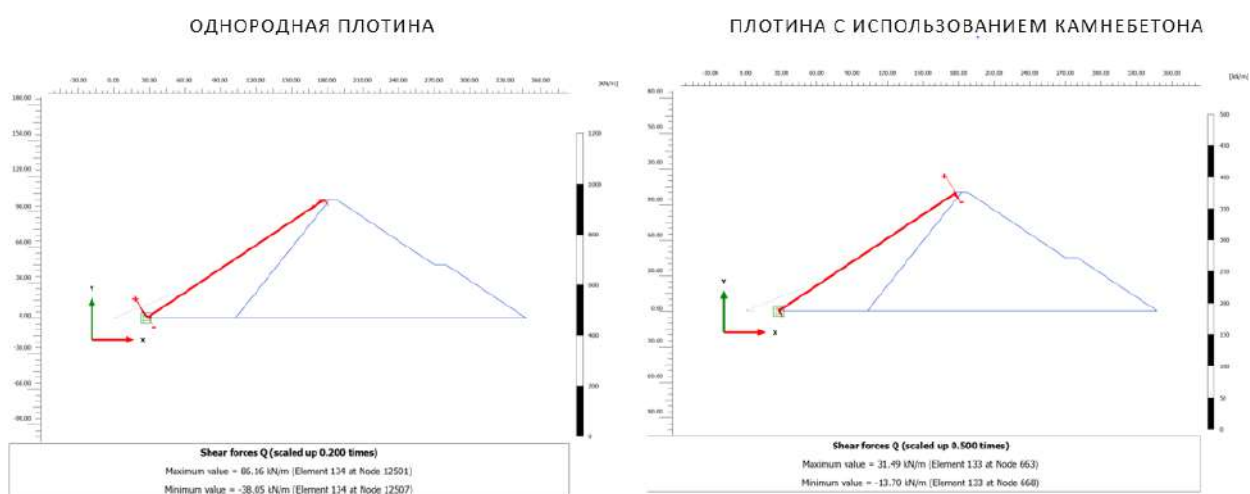


Рисунок 7. Общие перемещения железобетонного экрана

Сведем полученные результаты в таблице 1.

Таблица 1. Сравнение напряженно-деформируемого состояния плотины

	Однородная плотина	Плотина с использованием камнебетона
Общие перемещения в теле плотины $ u $, м	0,7063	0,7862
Нормальные напряжения в теле плотины σ_{xx} , КПа/	3978	5595
Общие перемещения железобетонного экрана $ u $, м	0,7629	0,5839
Поперечные силы в ж.б. экране, кН	86,16	31,49

Проанализировав таблицу можно сделать следующие выводы:

- Минимальные перемещения железобетонного экрана получены для расчетной схемы плотины с использованием камнебетона. Это можно объяснить тем, что “камнебетон”

как более прочный и менее деформативный материал включается в совместную работу с железобетонным экраном и общая жесткость противофильтрационного элемента повышается. Величины прогибов экрана от поперечных сил, связанных с гидростатическим давлением воды, снижается, а также снижается максимум осадок и перемещается в сторону низового откоса упорной призмы. Максимальное смещение в двух задачах различается на 18 см. Приведенные эпюры деформаций экрана по высоте отличаются также своей полнотой. Общая площадь эпюры прогибов экрана в первом и втором случае различается приблизительно в 1,5 раза, что говорит о перераспределении напряжений между экраном и камнебетоном, в котором концентрируются напряжения, но максимальные напряжения не превышают уровня предельных значений по его прочности за исключением зоны контакта камнебетона с основанием.

– На контакте подэкрановой зоны с закрепленным основанием по схеме жесткой заделки возникают контактные напряжения, превышающие предел прочности камнебетона, достигающие $\approx 5,6$ МПа. Также данная концентрация напряжений может возникать вследствие несовершенства расчетной схемы, а именно отсутствия упругого основания. В дальнейших расчетах мы продемонстрируем напряженно-деформируемое состояние расчетной схемы с учетом упругого основания.

– Минимальные поперечные силы в железобетонном экране получились у расчетной схемы плотины с использованием камнебетона. Это объясняется лучшим взаимодействием подэкрановой зоны с железобетонным экраном и повышением прочностных качеств противофильтрационного элемента вследствие совместной работы подэкрановой зоны из камнебетона и железобетонного экрана

Проведем сравнение напряженно-деформируемого состояния плотины с использованием камнебетона с основанием и без основания. Для этого зададимся характеристиками основания. Примем скальное основание со следующими характеристиками:

- Модуль деформации $E=10\ 000$ МПа;
- Удельный вес 27 кН

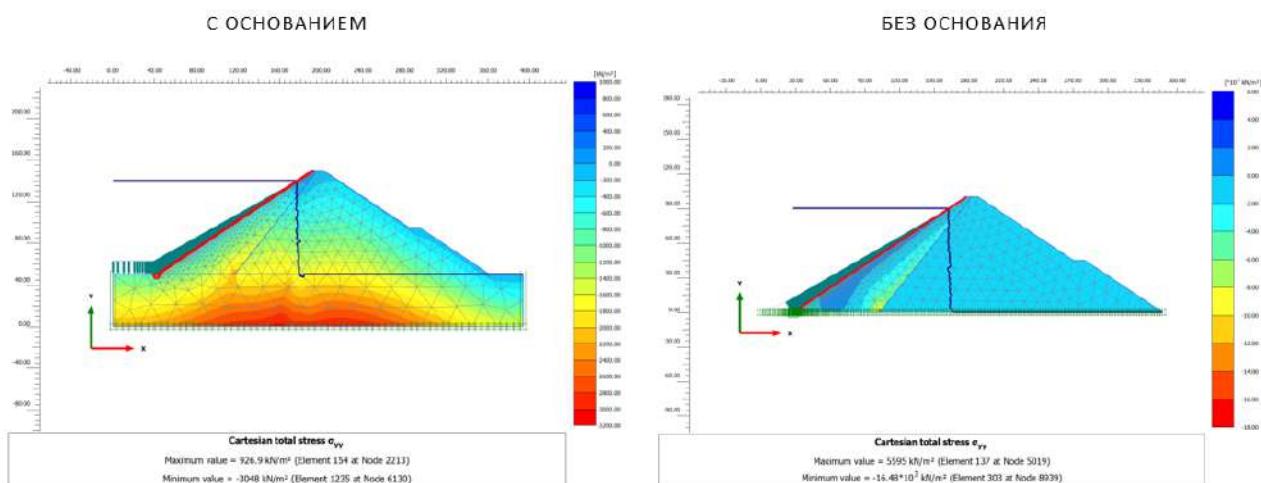


Рисунок 8. Нормальные напряжения в теле плотины

В результате расчетов можно заметить, что данная концентрация напряжений хоть и остается наиболее нагруженной “точкой” плотины, однако ее величина падает вследствие распределения напряжений по основанию плотины. В результате получаем, что максимальная величина напряжений в плотине составляет 2,0 МПа, что удовлетворяет условию прочности камнебетона.

ВЫВОДЫ

В результате проведенных расчетов можно отметить, что использование подэкрановой зоны благоприятно влияет на поведение железобетонного экрана и плотины в целом. Отмечается значительное понижение перемещений как железобетонного экрана, так и плотины. Напряженное состояние камнебетона в подэкрановой зоне плотины удовлетворительное и максимальные напряжения не превышают предельных значений по прочности на сжатие камнебетона. Учет влияния упругого основания на напряженное состояние плотины в зоне примыкания камнебетона к скале значительно и в дальнейших исследованиях расчетная схема плотины с камнебетоном должна включать и область скального основания.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Гадай Д. Использование камнебетона в конструкциях грунтовых плотин с железобетонным экраном. Диссертация на соискание ученой степени к.т.н. НИУ МГСУ. Москва 2019;
2. Гидротехнические сооружения: учеб. для вузов: В 46 1ч. Ч2/Л.Н.Рассказов, В.Г. Орехов, Ю.П. Правдивец и др. М.: Стройиздат, 1996.

3. Гольдин, А.Л. Проектирование грунтовых плотин / А.Л. Гольдин, Л.Н. Рассказов. – Издательство АСВ, 2001. – 384 с.
4. Глаговский, В.Б. Новые тенденции в строительстве грунтовых плотин / В.Б. Глаговский, В.Г. Радченко// Гидротехническое строительство. – 2013. – № 1. – С. 2-8
5. Справочник проектировщика. Гидротехнические сооружения. Под редакцией В.П. Недрига. М.: Стройиздат, 1993;
6. Айрапетян Р.А. Проектирование каменно-землянных и каменнонабросных плотин. Издательство «Энергия», 1975;
7. Бестужева, А.С. Камнебетон как материал для подэкрановой зоны плотины с железобетонным экраном / А.С. Бестужева // Научное обозрение. – 2015;
8. СП 38.13330.2020 Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения. Актуализированная версия СНиП 2.06.04-82*;
9. СП 23.13330.2011. Основания гидротехнических сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.02-85.

ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ КАМЕННОЙ ПЛОТИНЫ С ЭЛЕМЕНТАМИ ИЗ КАМНЕБЕТОНА

Рамазанов А. Г.

студент 4 курса 2 группы ИГЭС НИУ МГСУ

Научный консультант: Бестужева А. С.

кандидат технических наук, доцент кафедры ГиГС НИУ МГСУ

Аннотация. Проведено исследование напряженно-деформированного состояния каменно-набросной плотины с диафрагмой из глиноцементобетона в программном комплексе Plaxis при устройстве с низовой грани диафрагмы упрочненной зоны из камнебетона. Показано, что максимальные напряжения в диафрагме при устройстве упрочненной зоны снижаются, уменьшаются прогибы диафрагмы и изменяется характер деформирования диафрагмы, при этом напряженное состояние камнебетона удовлетворяет параметрам его прочности.

Максимальные осадки плотины при использовании модели Кулона-Мора и характеристиками материалов, принятыми по аналогии с плотиной Гоцатлинской ГЭС, для обоих вариантов плотин составляют около 1,0 м.

Ключевые слова: напряженно-деформированное состояние, камнебетон, глиноцементобетон, проектирование, противofильтрационный элемент.

ВВЕДЕНИЕ

Строительство каменно-набросных плотин в условиях отсутствия естественных грунтовых материалов для возведения противofильтрационного элемента (ПФЭ) обычно выполняется в виде плотин с железобетонным экраном либо плотин с диафрагмой.

В последние годы имеются многочисленные материалы по исследованию свойств глиноцементобетона (ГЦБ) из которого может быть возведен ПФЭ плотины в виде буросекущихся свай (БСС) [2,3].

Метод строительства диафрагмы из БСС экономичен и технологичен, так как позволяет возводить ПФЭ отдельно отсыпки плотины. Однако предельная высота возведения одного яруса диафрагмы из БСС ограничена 30-40 м из-за опасности отклонения оси сваи от намеченного положения, что создает фильтрационные ходы и неоднородности в теле диафрагмы.

Примером применения данной технологии для устройства ПФЭ из БСС в теле плотины и стены в грунте в основании является плотина Гоцатлинской ГЭС высотой 69 м.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

В рамках исследования физико-механических свойств ГЦБ были получены характеристики деформируемости, плотности и фильтрационной проницаемости этого материала.

Для защиты от развития трещин на напорной грани диафрагмы были проведены исследования по подбору песчаной зоны, кольматирующей возможные трещины в ГЦБ.

В представленной работе проводится исследование НДС плотины с диафрагмой из ГЦБ при устройстве с низовой грани диафрагмы упрочненной зоны из камнебетона. Такое решение направлено на снижение прогибов диафрагмы, уменьшение сжимающих напряжений за счет включения упрочненной зоны из камнебетона в совместную работу с диафрагмой на действие поперечных сил. Кроме того, наличие упрочненной зоны с низовой стороны диафрагмы позволяет вести ремонтные работы на разных ярусах диафрагмы из цементационных потерн, расположенных в камнебетоне. Для сравнения НДС плотины с элементами из камнебетона были также проведены расчеты плотины без упрочненных переходных зон.

Камнебетон – это материал, полученный путем проливки свободно-отсыпанного щебенистого (галечникового) грунта специально подобранным по вязкости цементно-песчаным раствором с добавкой пластификатора в виде мелкопомолотого известняка (минеральный порошок МП1).[1] Особенностью камнебетона как композитного материала является то, что при растрескивании структурная прочность материала не снижается ниже прочности щебенистого грунта в отсыпке.

В работе проводится исследование каменно-набросной плотины гидроузла Хабаз на реке Малка в Кабардино-Балкарии высотой 69,5 м. В качестве свойств материала упорных призм и ГЦБ были приняты характеристики материалов плотины Гоцатлинской ГЭС.

Таблица 1–Расчетные физико-механические характеристики грунтов основания и тела

Наименование	Плотность, т/м ³	Модуль деформации, МПа	Коэффициент Пуассона	плотины	
				Угол внутреннего трения, tgφ	Сцепление, МПа
Упорные призмы	2,17	65,0	0,27	0,75	0,02
Диафрагма	1,93	76,0	0,30	0,78	0,32
Стена в грунте	2,00	60,0	0,23	0,78	0,32

Экран из супеси	2,13	30,0	0,3	0,48	0,015
Скальное основание	2,59	3000	0,27	0,70	015
Аллювиальные	2,27	50,0	0,30	0,68	0,0
Песок мелкозернистый	1,9	35	0,33	0,57	–
Камнебетон	2,05	150	0,23	0,8	0,15

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Расчеты НДС плотины были проведены в ПК Plaxis с использованием модели грунта Кулон-Мора. Строительство плотины и наполнения водохранилища задавалось в несколько этапов (фаз), которые приведены на рис. 1.

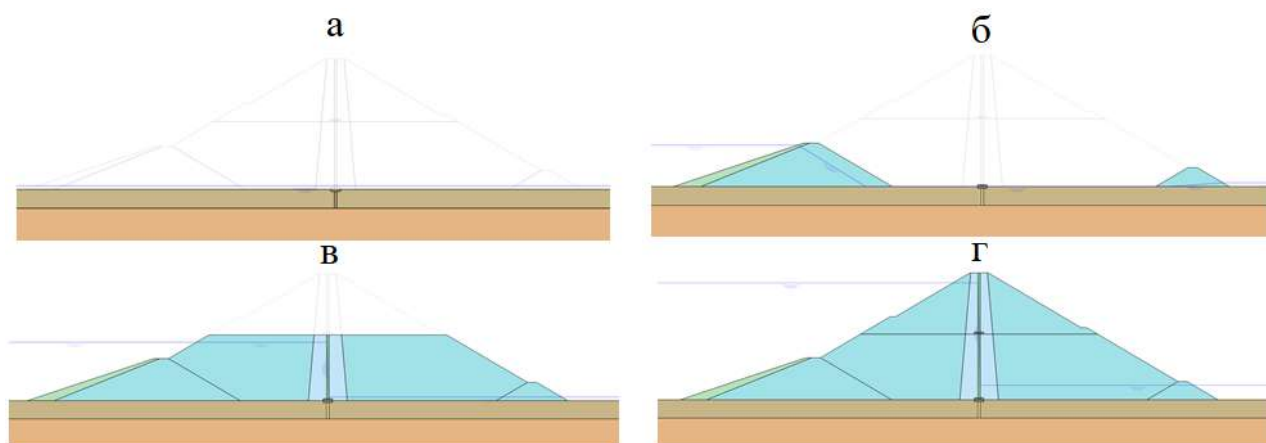


Рисунок 1. Этапы строительства плотины и наполнения водохранилища

Этапы строительства рис. 1.в и 1.б были разбиты на несколько фаз приложения нагрузки: сначала производится отсыпка грунта, затем устройство ПФЭ и последней фазой является приложение гидростатической нагрузки.

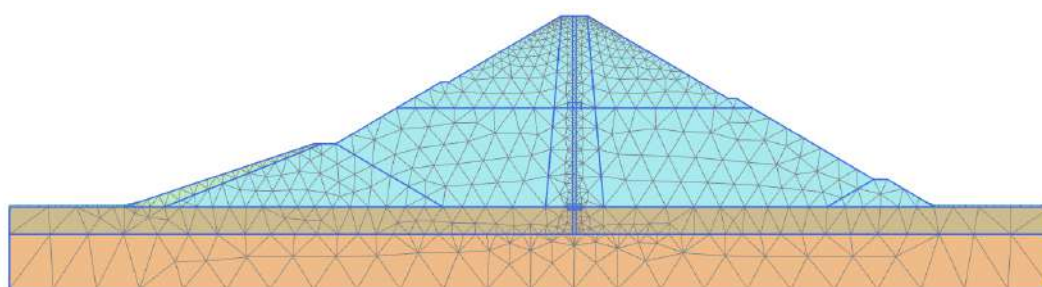


Рисунок 2. Сетка конечных элементов

Результаты расчетов показали, что максимальные вертикальные напряжения в основании, равные 2,2 МПа в плотине без камнебетона «а» и 2,03 МПа, с камнебетоном - «б», представленные на рис. 3, практически одинаковы.

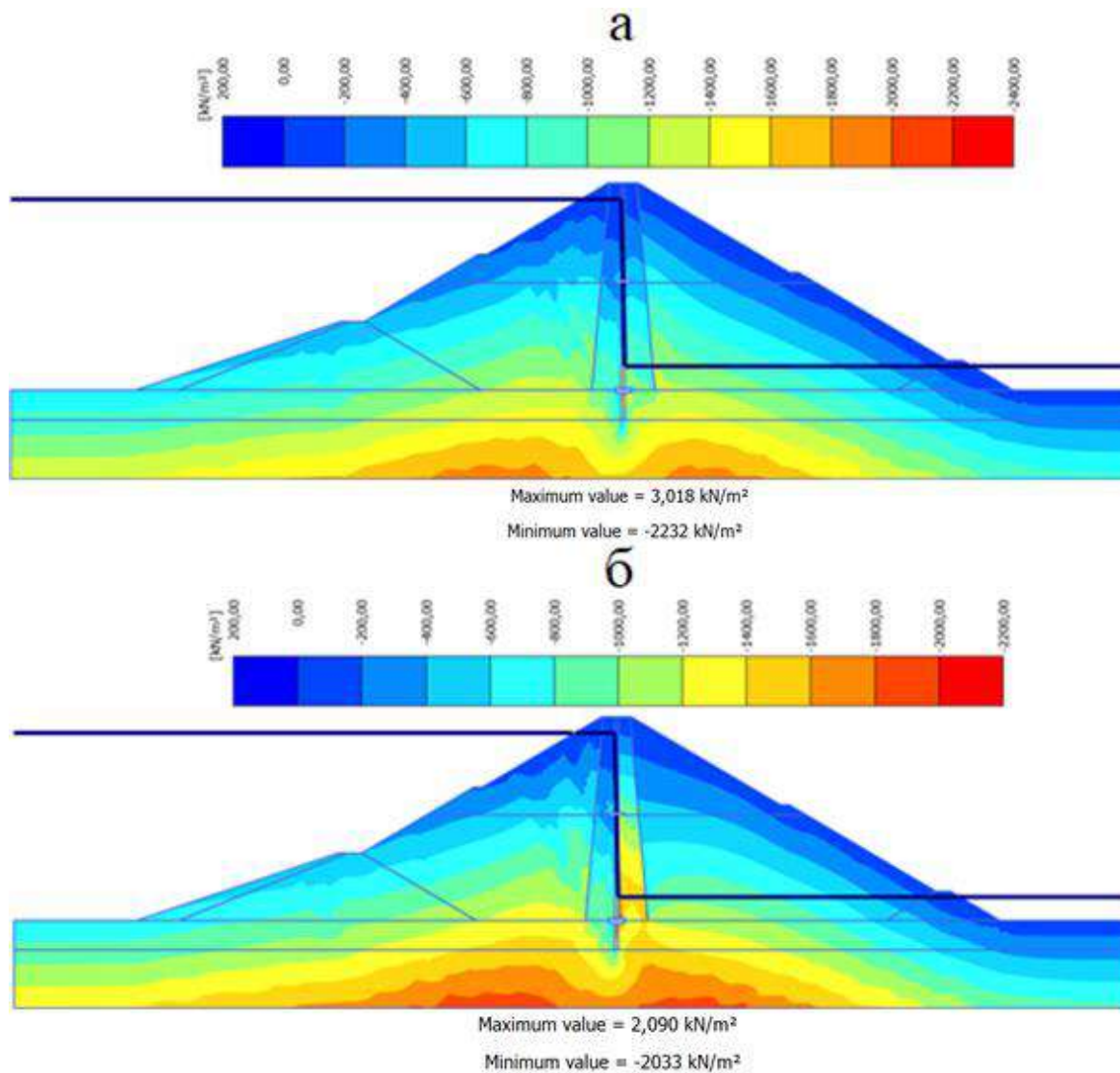


Рисунок 3. Распределение вертикальных напряжений

На рис. 4 показано распределение вертикальных напряжений в сечении диафрагмы на отметке 950 м и отметке 986 м. Результаты расчетов показывают, что в классической конструкции без камнебетона (рис.4 а, в) концентрация приходится на тело диафрагмы, где максимальные напряжения достигают 1,9 МПа, а при устройстве с нижней грани упрочненной зоны из камнебетона (рис.4 б, г) не превышают 1,4 МПа, что объясняется тем, что последнее включается в совместную работу с диафрагмой и концентрирует на себе напряжение, разгружая при этом диафрагму. В основании диафрагмы напряжения понижаются до 1,3 МПа и 1,2 МПа, при этом максимальные напряжения в камнебетоне повышаются до 1,9 МПа, что, тем не менее не превышает предела прочности материала, имеющего в соответствии с составом камнебетона расчетное сопротивление на сжатие $R_{сж}=2,5$ МПа [1].

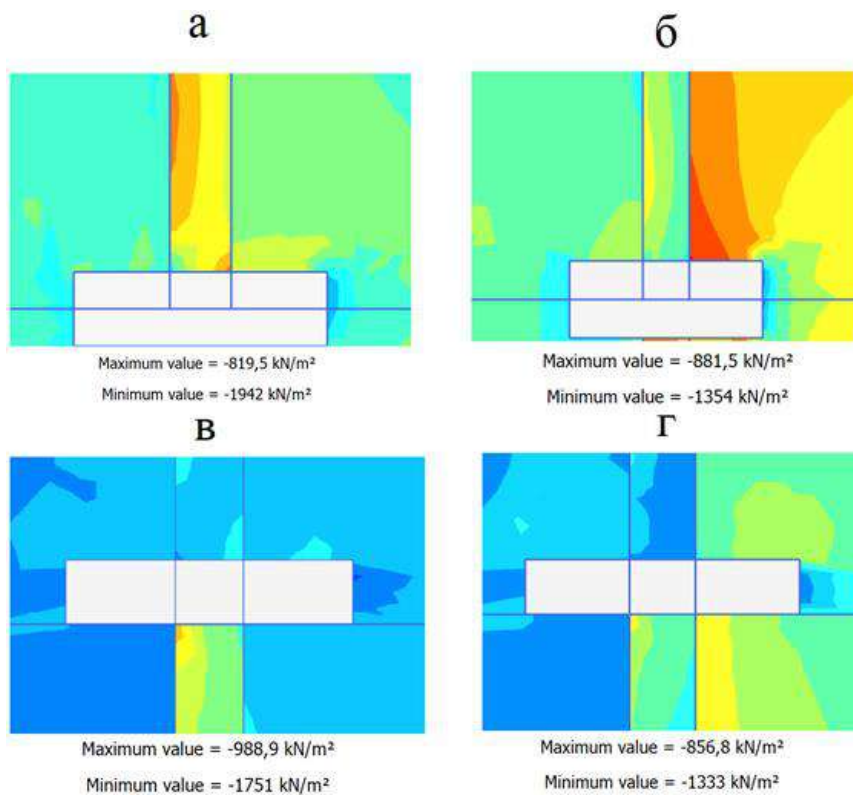


Рисунок 4. Распределение вертикальных напряжений в сечении диафрагмы

Характерной чертой изменения характера работы диафрагмы при устройстве зоны из камнебетона является изменение характера деформирования диафрагмы, что показано в сравнении вариантов на рис.5. При этом максимальное смещение гребня диафрагмы практически не изменяется и составляет около 1м, но общая площадь эпюры горизонтальных смещений по оси диафрагмы уменьшается почти в 2 раза!

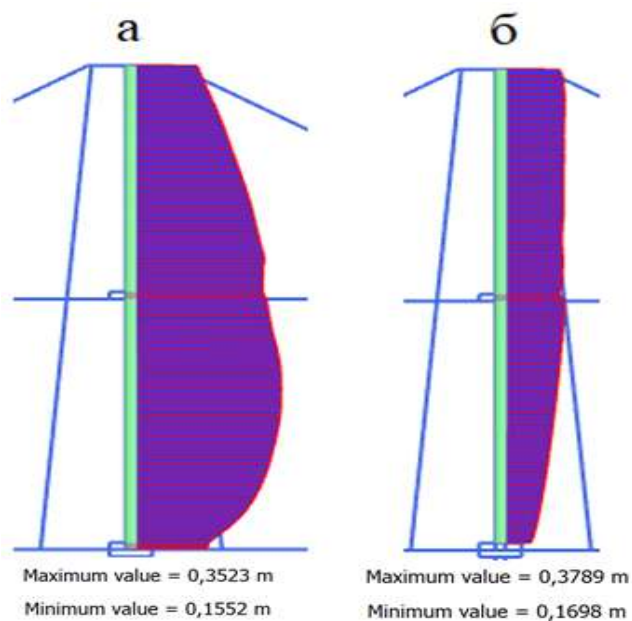


Рисунок 5. Характер распределения максимальных перемещений в диафрагме

ВЫВОДЫ

Устройство упрочненной зоны с низовой грани улучшает напряженно-деформированное состояние диафрагмы, понижая максимальные сжимающие напряжения и меняя характер прогибов диафрагмы.

Меняя параметры деформирования низовой зоны из камнебетона, ее геометрическое очертание, мы можем регулировать напряженно-деформированное состояние диафрагмы, что обеспечит надежность противофильтрационного элемента и безопасность всей плотины.

Совершенствование расчетной схемы работы диафрагмы из ГЦБ совместно с камнебетоном и грунтовой средой (учет возможности проскальзывания, упругого основания и пр.) повысит надежность прогнозирования НДС плотины.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Гадай Д. Использование камнебетона в конструкциях грунтовых плотин с железобетонным экраном: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.07/ Гадай Дмитрий – М., 2019.
2. Орищук Р. Н. Разработка и обоснование конструкции самозалечивающихся противофильтрационных диафрагм грунтовых плотин из буросекущихся глиноцементобетонных свай: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.07/ Орищук Роман Николаевич – СПб., 2018.
3. Радзинский А. В. Надежность грунтовых плотин с противофильтрационным элементом в виде «стены в грунте»: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.07/ Радзинский Александр Владимирович – М., 2014.
4. Бестужева, А.С. Камнебетон как материал для подэкрановой зоны плотины с железобетонным экраном / А.С. Бестужева // Научное обозрение. – 2015.
5. Бестужева, А.С. Камнебетон в строительстве плотин / А.С. Бестужева, Г.Н. Буканов // Гидротехническое строительство. – 2016.
6. Королёв, В.М. Новое в создании противофильтрационного элемента в теле грунтовой плотины / В.М. Королёв, О.Е. Смирной, Э.С. Аргал, А.В. Радзинский // Гидротехническое строительство. – 2013.
7. Ляпичев, Ю.П. Обеспечение надежности и экономичности современных каменнонасыпных плотин с железобетонными экранами / Ю.П. Ляпичев, И.Н. Иващенко // Гидротехническое строительство. – 1988.

САРДОБИНСКОЕ ВОДОХРАНИЛИЩЕ КАК ЭЛЕМЕНТ ВОДОХОЗЯЙСТВЕННОГО РЕГУЛИРОВАНИЯ В РЕСПУБЛИКЕ УЗБЕКИСТАН

Пулатов Суннат Мухиддин Угли

студент магистратуры 2 курса 14 группы ИГЭС НИУ МГСУ

Научный консультант: Бестужева А. С.

кандидат технических наук, доцент кафедры ГиГС НИУ МГСУ

Аннотация. Проведены расчеты фильтрации и устойчивости откосов грунтовой плотины из супесчано-суглинистого материала, расположенной на прослойке слабого по прочностным параметрам грунта. По полученным результатам сделан вывод о необходимости комбинированных решений по устройству дренажа совместно с упорной призмой в основании низового откоса плотины с целью повышения его устойчивости. Размеры упорной призмы подобраны, исходя из условия недопущения обрушения низового откоса по поверхности, проходящей по слабому основанию.

Ключевые слова: грунтовая плотина, однородная плотина, фильтрация через тело плотины, дренажная призма, крепление низового откоса, коэффициент устойчивости откосов.

ВВЕДЕНИЕ

Начало строительства водохранилища в Сырдарьинской области республики Узбекистан в 2009 году было призвано решить водохозяйственные проблемы, связанные с дефицитом воды, возникшим из-за изменения режима работы Токтогульской ГЭС. Увеличение попусков в зимний период из Токтогульского водохранилища, перешедшего на энергетический режим работы, ведет к потерям речного стока и снижению гарантированной водообеспеченности орошаемых земель Сырдарьинской и Джизакской областей в вегетационный период. Учитывая сложившуюся ситуацию, когда объемы водоподачи по реке Нарын в летние месяцы были существенно ограничены, министерством сельского и водного хозяйства республики Узбекистан, с целью создания условий для перерегулирования части зимних пропусков Токтогульского гидроузла и последующего их использования в вегетационный период для повышения водообеспеченности оросительных систем Сырдарьинской и Джизакской областей, предложил построить в Сырдарьинской области Сардобинское водохранилище на Центральной ветке южно-голодностепского канала (ЮГК). Таким образом было решено организовать наливное водохранилище объемом около

900 млн.м³ , которое предполагалось заполнять из р.Сырдарьи по Южному Голодноспепскому каналу с целью аккумуляции части его стока в межвегетационный период для последующего использования в период вегетации. Строительные работы были начаты в 2009, и завершены в 2017 году. В 2020 году в мае месяце на плотине в районе пикета ПК60 произошел прорыв напорного фронта на ширине более 100м, сопровождавшийся размывом плотины и частичным спуском водохранилища. В работе приводятся результаты расчетного обоснования конструкции плотины по ПК 60, с целью исследования устойчивости откосов.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Основанием плотины служит массив лессовидных суглинков и супесей, характеризующийся рыхлым сложением и низкими показателями несущих свойств. Уровень грунтовых вод вскрыт на глубине от 0.8 до 3 м в зависимости от отметок поверхности земли.

Имеющиеся данные по конструкции плотины в сечениях, прилегающих к аварийному участку отличаются между собой. На более высоких сечениях плотины заложение откосов имеет значение от 3 до 3.5, в то время, как на пониженных участках дамба имеет заложения около 2.5 для верхового откоса и около 2 для низового. Сопоставление профилей плотины вблизи аварийного участка приведены на рис.1. В качестве расчетного профиля для аварийного участка в работе принят наиболее обжатый профиль, отмеченный черной линией на рис.1. Проведены расчеты фильтрации в однородной плотине по схеме плотины на водонепроницаемом основании, как случая, для которого положение депрессионной кривой в плотине будет наивысшим.

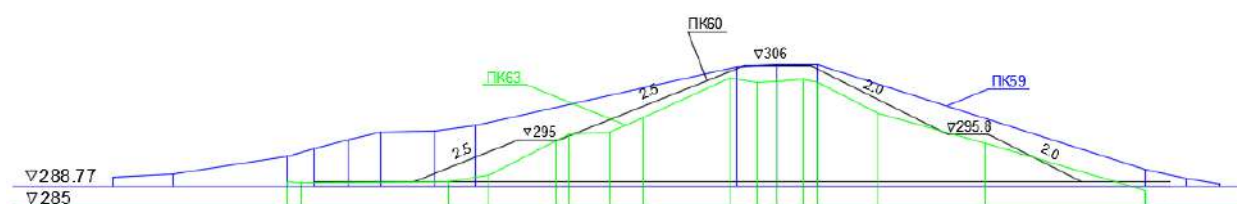


Рисунок 1. Профили в грунтовые плотины (синей линией – для нижерасположенного сечения, зеленой – для вышерасположенного сечения)

Фильтрационный расчет: Фильтрационный расчет плотины из однородного грунта на водонепроницаемом основании выполняем по расчетной схеме плотины на водоупоре трапецидального сечения при отсутствии воды в нижнем бьефе без бермы, при условии отсутствия воды в нижнем бьефе. Расчетная схема и формулы приведены в Справочнике проектировщика [1].

где q - удельный фильтрационный расход,

k_{ϕ} - коэффициент фильтрации грунта,

L_p - расчётная длина пути фильтрации,

H_1 - глубина воды в верхнем бьефе (со стороны верхового откоса),

H_2 - расчётная глубина воды со стороны низового откоса.

Профиль плотины: высота плотины 17.23 м, заложение верхового 2.5 и низового откосов 2, ширина гребня 10 м. Глубина воды в верхнем бьефе 14.23 м.

Тело плотины выполнено из суглинки с коэффициентом фильтрации $k_{\phi} = 0.7 \cdot 10^{-3}$ см/с.

Согласно геометрическим размерам плотины горизонтальное расстояние между урезами воды в верхнем и нижнем бьефах (без учета длины бермы) составляет $L = 50.71$ м.

Ширина эквивалентного прямоугольного участка, на который заменяется верховой клин равна

$$\Delta L_B = \lambda * H_1 = 0.417 * 14.23 = 5.93 \text{ м} \quad (1)$$

$$\lambda = \frac{m_B}{2 * m_B + 1} = \frac{2.5}{2 * 2.5 + 1} = 0.417 \quad (2)$$

Расчётная длина пути фильтрации в первом приближении, при котором высота высачивания h_b принимается равной нулю, составляет:

$$L_p = L + \Delta L_B - h_b * m_n = 50.71 + 5.93 = 57.64 \text{ м} \quad (3)$$

$h_b = H_2 = 0$ Определяем:

$$\frac{q}{k_{\phi}} = \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L_p} \quad (4)$$

При заложении низового откоса равном 2, получаем $f(m_n) = \frac{1}{2} + m_n = 0.5 + 2 = 2.5$

$$a = \frac{1}{2} f(m_n) * \frac{q}{k_{\phi}} - \frac{1}{2} \left[1 + \frac{m_n}{2[f(m_n)]^2} \right] * h_2 \quad (5)$$

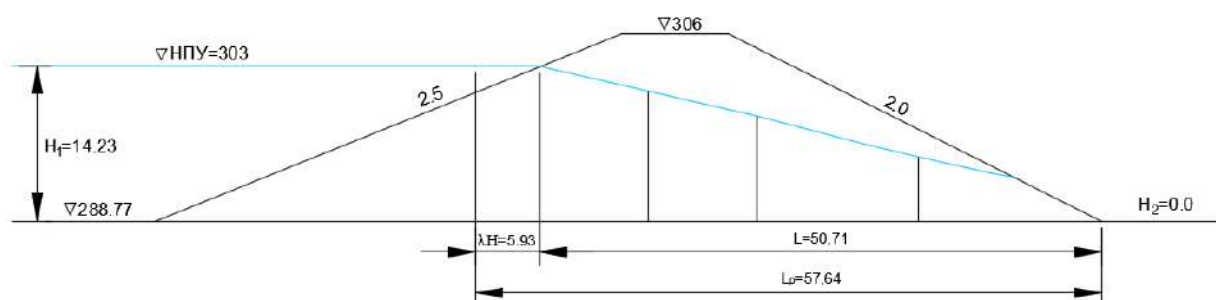


Рисунок 2. Расчётная схема грунтовой плотины без бермы.

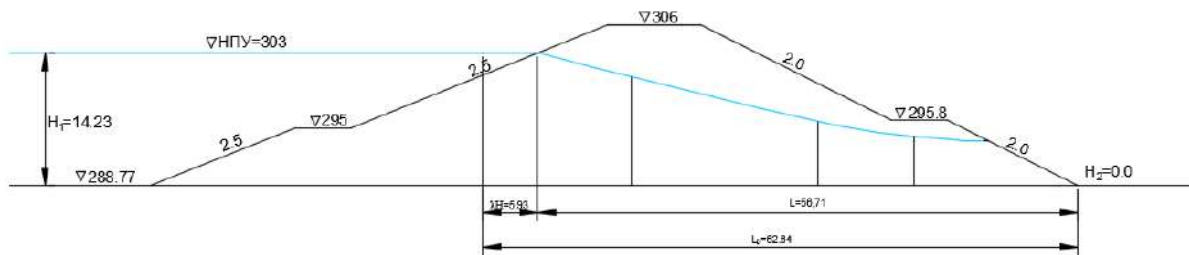


Рисунок 3. Расчётная схема грунтовой плотины

Высота высачивания на низовой откос определяется по формуле:

$$h_e = a + \sqrt{a^2 + \frac{m_n}{2 * f(m_n)} * h_2 * \frac{q}{k_\phi}} \quad (6)$$

Процесс расчета сводится к итерационному процессу по уточнению высоты высачивания. Последовательность расчета приведена в табличном виде (табл.1). Определение высоты высачивания с точностью до третьего знака после запятой дает величину в 5.356 м выше основания плотины в нижнем бьефе.

В процессе расчета получены значения удельного расхода фильтрации, который составил $2.146 \cdot k_\phi$, что при $k_\phi = 7 \cdot 10^{-4}$ см/с получаем удельный фильтрационный расход равным $q = 1.502 \cdot 10^{-5}$ м³/с (на пог.м).

Для сравнения сделан расчет по тем же формулам, но с учетом реального профиля дамбы, имеющей берму на низовом откосе. Результаты расчетов сведены в табл.2. Разница в высоте высачивания составляет 0.726 м, т.е. с учетом реального профиля плотины высота высачивания составил 4.63 м [2].

Таблица № 1. Расчет высоты высачивания депрессионной кривой на низовой откос плотины

h_B	0	4.372	5.15	5.319	5.356	5.36
$L_p = L + \Delta L_B - h_B * m_n$	57.64	49.145	47.58	47.25	47.17	
q/k_ϕ	1.749	2.06	2.127	2.142	2.146	
a	2.186	2.575	2.659	2.678	2.68	

Таблица № 2. Расчет высоты высачивания депрессионной кривой на низовой откос плотины.

h_B	0	3.96	4.52	4.62	4.63	4.63
$L_p = L + \Delta L_B - h_B * m_n$	62.64	55.96	54.83	54.65	54.62	
q/k_ϕ	1.584	1.8	1.846	1.85	1.85	
a	1.98	2.26	2.3	2.31	2.32	

Окончательно принимаем высоту высачивания $h_B = 4.63$ м [3].

Построение кривой депрессии ведём по формуле:

$$h_x = \sqrt{2 * \frac{q}{k_\phi} (L - x - m_2 h_B) + (h_2 + h_B)^2} \quad (7)$$

Для плотины без бермы значения x изменяются от 0 до $L_p = 47.17$ м (табл.3).

Таблица № 3. Расчёт кривой депрессии

x	0	10	20	30	40
h_x	14.15	12.54	10.7	8.46	5.36

Для плотины с бермой значения x изменяются от 0 до $L_p = 54.62$ м (табл.4).

Таблица № 4. Расчёт кривой депрессии

x	0	10	20	30	40	45	47
h_x	14.04	12.65	11.1	9.27	7.0	5.52	4.81

При $q/k_\phi = 1.85$ и коэффициенте фильтрации $k_\phi = 7 * 10^{-4}$ см/с получаем удельный фильтрационный расход равным $q = 1.295 * 10^{-5}$ м³/с (на пог.м)[4].

РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСОВ ПЛОТИНЫ в программе ОТКОС (каф.ГиГС)

Физико-механические характеристики грунта приняты по аналогии с грунтами, имеющимися в описании плотины (табл.5) [7].

Таблица № 5. Физико-механические характеристики грунта.

Наименование	Грунт плотины в зоне аэрации	Грунт плотины ниже депрессионной кривой	Основание		
			1 слой	2 слой	3 слой
Объемные веса (кН/м ³) ρ .	17.6	18.8	18	19	25
Удельное сцепление (кН/м ²) C	5.4	9.4	5-10	15-18	21
Углы внутреннего трения (φ).	20.10	22.10	17-19	21-22	26

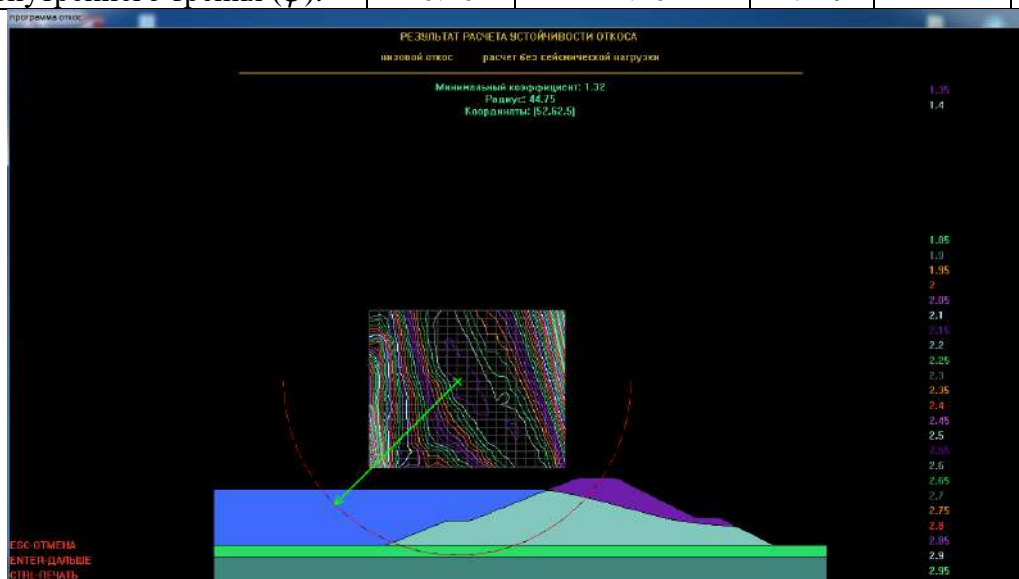


Рисунок 4. Устойчивость верхового откоса на основное сочетание нагрузок

Для оценки устойчивости верхового откоса в работе приведены результаты решения для двух вариантов положения кривой обрушения, имеющей наиминимальное значение коэффициента запаса устойчивости. Для кривой, приведенной на рис.4 минимальный коэффициент составляет 1.32, положение кривой обрушения захватывает лессовидный слой песчаной прослойки в основании плотины.

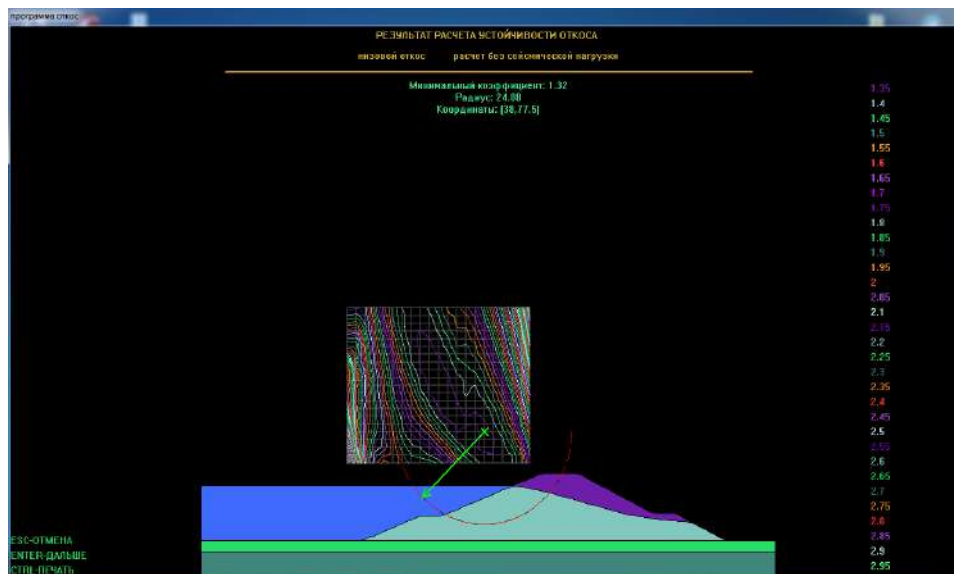


Рисунок 5. Устойчивость верхового откоса на основное сочетание нагрузок

На рис.5 показана кривая обрушения, имеющая тот же коэффициент запаса, равный 1.32, но кривая расположена в теле плотины и захватывает гребень плотины.

Устойчивость низового откоса на основное сочетание нагрузок при заложении низового откоса 1:2 и выклинивании депрессионной кривой на низовой откос на высоте около 5 м дает очень низкий коэффициент запаса. Минимальное значение коэффициента запаса для дуги обрушения, проходящей по лессовидной песчаной прослойке грунта в основании плотины составляет 0.76, что говорит о неустойчивом состоянии низового откоса (рис.6).

Опасное состояние низового откоса плотины требует разработки комплекса мер по повышению устойчивости откоса, в качестве которых предлагается устройство дренажного сооружения в основании низового откоса в виде трубчатого дренажа и устройство упорной призмы из камня в основании низового откоса.

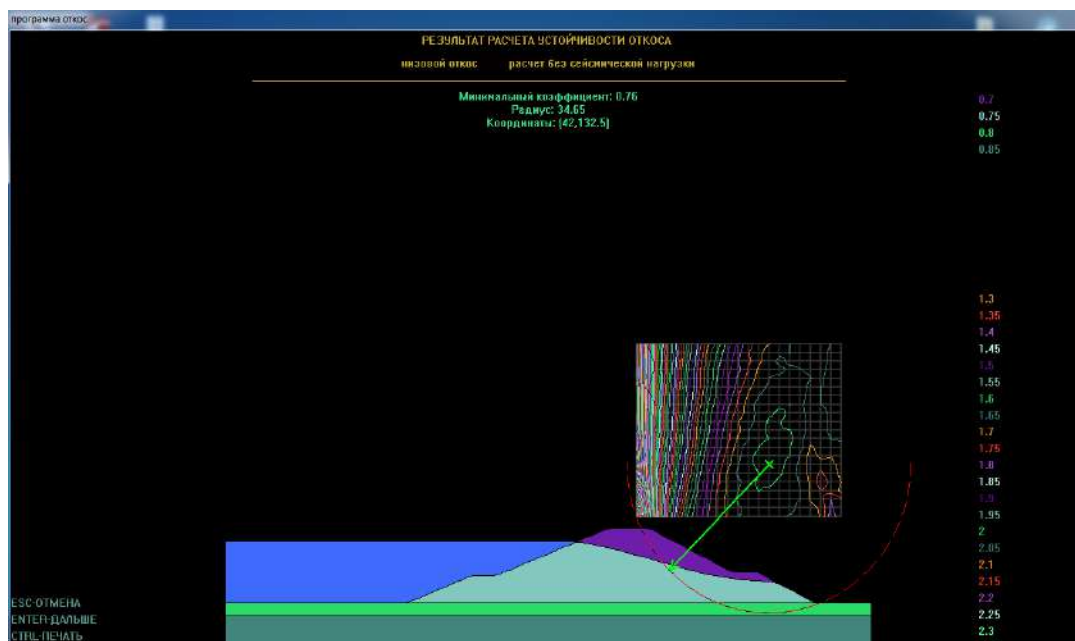


Рисунок 6. Устойчивость низового откоса плотины

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ ПО ПОВЫШЕНИЮ УСТОЙЧИВОСТИ НИЗОВОГО ОТКОСА

Для повышения устойчивости низового откоса плотины предлагаются следующие мероприятия. Необходимо обеспечить понижение депрессионной кривой за счет устройства дренажа под низовым откосом. В работе предлагается 2 варианта дренажной системы. В первом варианте рассматривается устройство дренажной трубы в основании низового откоса с обсыпкой ее слоями обратного фильтра и сохранением супесчаного тела плотины. Второй вариант рассматривает устройство дренажной призмы, которая играет роль не только дренажной системы, направленной на понижение депрессионной кривой, но и роль материала, имеющего более высокие прочностные характеристики по сравнению с телом плотины [5].

Конструкции предлагаемы вариантов реконструкции плотины приведены на рис.

А) с трубчатым дренажем

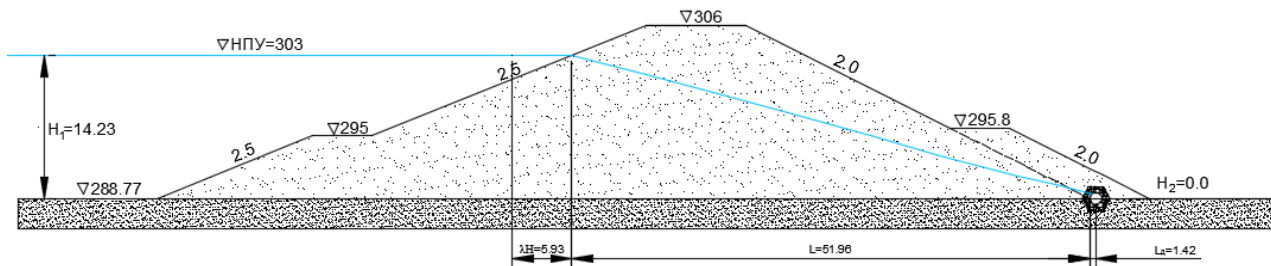


Рисунок 7. Вариант 1 реконструкции плотины с устройством дренажной трубу

С чертежа имеем горизонтальное расстояние между урезами воды в верхнем и нижнем бьефах $L = 51.96$ м.

Ширина эквивалентного прямоугольного участка, на который заменяется верховой клин равна [6].

$$\Delta L_B = \lambda * H_1 = 0.417 * 14.23 = 5.93 \text{ м} \quad (8)$$

$$\lambda = \frac{m_B}{2 * m_B + 1} = \frac{2.5}{2 * 2.5 + 1} = 0.417 \quad (9)$$

Расчётная длина пути фильтрации в первом приближении, составляет:

$$L_p = L + \Delta L_B = 51.96 + 5.93 = 57.89 \text{ м} \quad (10)$$

$H_2 = 0$. Определяем:

$$\frac{q}{k_\phi} = \frac{H_1^2}{2L_p} = 1.75 \quad \dots\dots\dots (11)$$

Построение кривой депрессии ведём по формуле:

$$h_x = \sqrt{2 * \frac{q}{k_\phi} (L - x + L_d)} \quad (12)$$

Где $L_d = 0.5q/k_1 = 0.5 * 1.75 = 0.875$ м.

Задаёмся значениями x от 0 до $L_p = 57.89$ м.

Таблица № 6. Расчёт кривой депрессии.

x	0	10	20	30	40	51.96
h_x	13.6	12.24	10.72	6.23	4.7	1.75

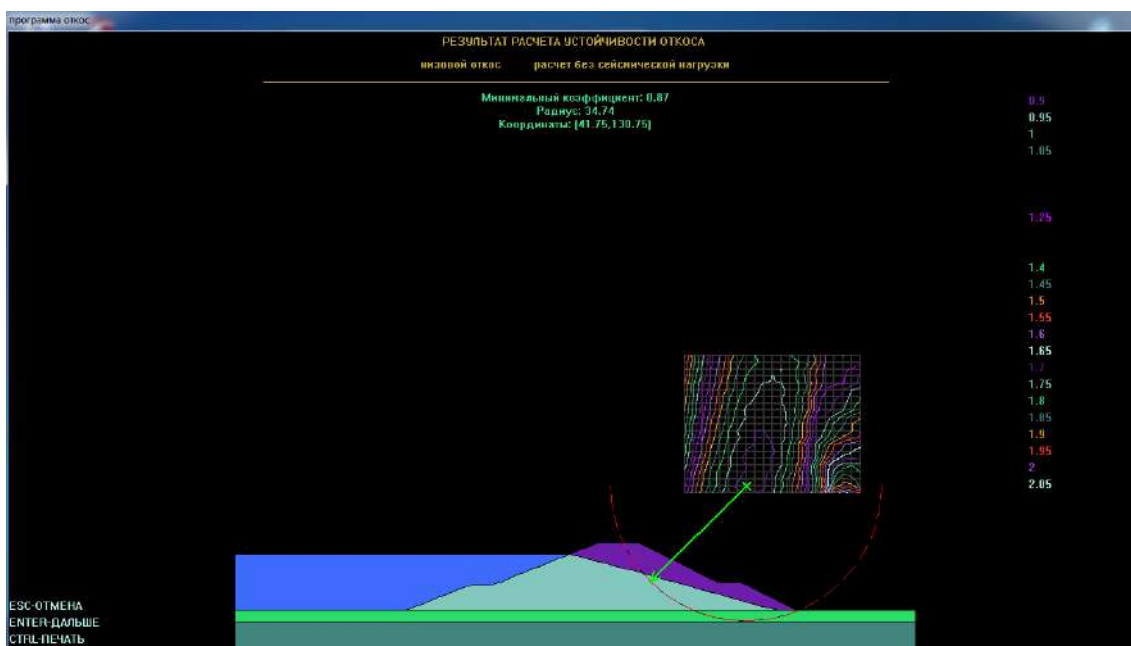


Рисунок 8. Устойчивость низового откоса плотины для 1 варианта.

Минимальное значение коэффициента запаса для дуги обрушения, проходящей по лессовидной песчаной прослойке грунта в основании плотины составляет 0.87, что говорит о неустойчивом состоянии низового откоса (рис.8).

В первом варианте нижний уклон не устойчивый. Необходимо увеличить прочность нижнего откоса плотины, на второй варианте - надо увеличить его размеры и уклон.

Б) с дренажным banquetом.

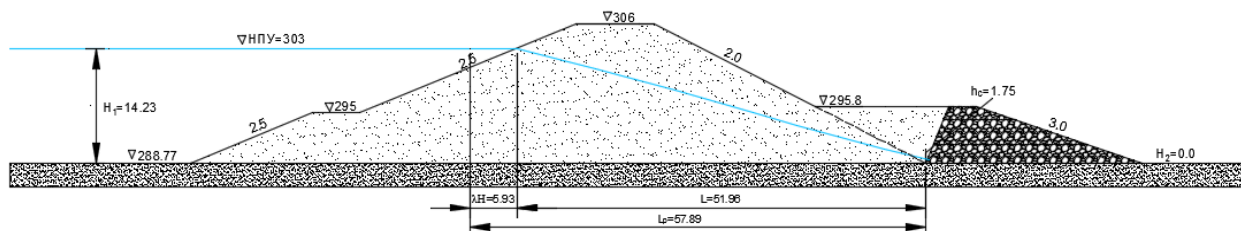


Рисунок 9. Вариант 2 реконструкции плотины с устройством дренажной приз.

С чертежа имеем горизонтальное расстояние между урезами воды в верхнем и нижнем бьефах $L = 51.96$ м.

Ширина эквивалентного прямоугольного участка, на который заменяется верховой клин равна [8].

$$\Delta L_B = \lambda * H_1 = 0.417 * 14.23 = 5.93 \text{ м} \quad (13)$$

$$\lambda = \frac{m_B}{2 * m_B + 1} = \frac{2.5}{2 * 2.5 + 1} = 0.417 \quad (14)$$

Расчётная длина пути фильтрации в первом приближении, составляет:

$$L_p = L + \Delta L_B = 51.96 + 5.93 = 57.89 \text{ м} \quad (15)$$

$H_2 = 0$ Определяем:

$$\frac{q}{k_\phi} = \frac{H_1^2}{2L_p} = 1.75 \quad (16)$$

Построение кривой депрессии ведём по формуле:

$$h_x = \sqrt{2 * \frac{q}{k_\phi} (L - x) + h_c^2} \quad (17)$$

Где ордината кривой депрессии h_c в сечении 1-1:

При $H_2 = 0$

$$h_c = f(m'_1) * q / k_T = 1 * 1.75 = 1.75 \text{ м} \quad (18)$$

$f(m'_1)$ принимают в зависимости от m'_1 (табл.7).

Таблица № 7

m'_1	0.0	0.5	1.0	2.0	>2.0
$f(m'_1)$	0.74	0.86	0.94	0.98	1.0

Задаёмся значениями x от 0 до $L_p = 57.89$ м.

Таблица № 8. Расчёт кривой депрессии.

x	0	10	20	30	40	51.96
h_x	13.6	12.24	10.72	6.23	4.7	1.75

Устойчивость низового откоса на основное сочетание нагрузок при заложении низового откоса 1:3 и выклинивании депрессионной кривой на низовой откос на высоте около 5 м дает нормативный коэффициент запаса.

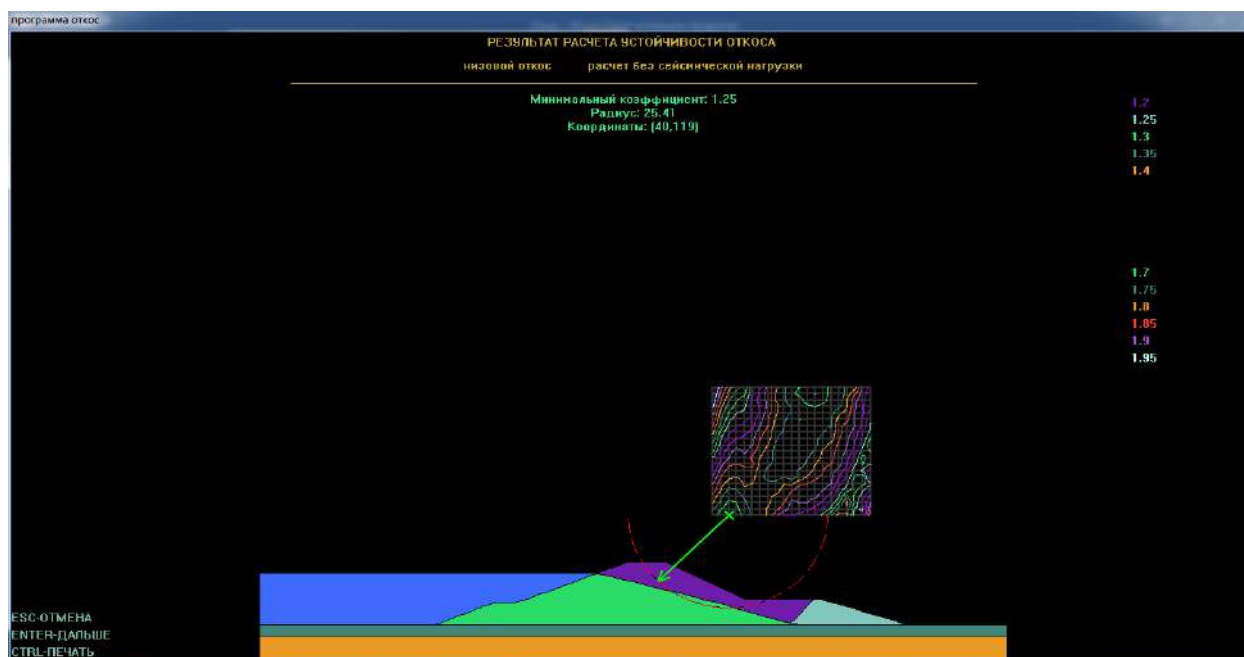


Рисунок 10. Устойчивость низового откоса плотины

На основании выбранного варианта №2, т.е. при устройстве трубчатого дренажа с дренажной призмой (комбинированный дренаж), соответственно увеличивается объем низовой призмы. При уклоне 1:3 обеспечивается прочность низового откоса. Минимальное значение коэффициента запаса в основании плотины составляет 1.25, что говорит о устойчивом состоянии низового откоса (рис.10). Дуга обрушения пересекает тело плотины и не достигает слабого основания. Если заложение низовой грани упорного банкета в основании низового откоса уменьшить, то устойчивость низового откоса не будет обеспечена. Определенный минимальный коэффициент составляет $1.25 \geq [1.25]$, соответствует нормативному коэффициенту для плотины первого класса капитальности.

ВЫВОДЫ

1. Исследования устойчивости плотины проведены при характеристиках материалов, соответствующих минимальным значениям по показателям прочности и плотности для подобных грунтов в аналогичных плотинах.

2. Исследования устойчивости плотины при основном сочетании нагрузок показали, что устойчивость верхового откоса плотины обеспечена с достаточным коэффициентом запаса и составляет 1,33.

3. Устойчивость устойчивости низового откоса при расчетном положении депрессионной кривой показали, что устойчивость низового откоса не обеспечена и составляет всего 0.87.

4. Для повышения устойчивости низового откоса предлагаются следующие решения: устройство трубчатого дренажа в основании низового откоса для понижения депрессионной кривой, устройство каменной призмы в основании низового откоса, которая будет выполнять роль не только упора для низового откоса, но и усилит действие трубчатого дренажа под низовым откосом. Выполненные мероприятия позволяют повысить коэффициент запаса устойчивости до нормативного значения 1,25.

5. Следует обратить внимание на то, что каменный упор в основании низового откоса повышает устойчивость всего откоса в целом и уменьшение его размеров грозит появлением поверхности обрушения с меньшими коэффициентами запаса, проходящими по слабому основанию.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Гидротехнические сооружения. Г.В. Железняков, Ю. А. Ибад-заде, П. Л. Иванов и др.; Стройиздат, 1983-543 с, ил-(Справочник проектировщика).
2. СП 58.13330.2012 Гидротехнические сооружения. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 33-01-2003
3. Гидротехнические сооружения: Учеб. для вузов: В 2 ч. Т1 / Под ред. Л.Н. Рассказова. – М.: АСВ, 2011. – 584 с.: ил.
4. Гидравлические расчёты водосбросных гидротехнических сооружений: Справочное пособие. – М.: Энергоатомиздат, 1988. – 624 с.: ил.
5. Справочник по гидравлическим расчётам / Под ред. П.Г.Киселёва. – М.: Энергия, 1974.
6. Штеренлихт Д.В. Гидравлика: Учебник для вузов. – М.: Энергоатомиздат, 1984. – 640 с., ил.
7. СП 23.13330.2012 Основания гидротехнических сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.02-85*
8. Гидротехнические сооружения: Учеб. для вузов: В 2 ч. Т2 / Под ред. Л.Н. Рассказова. – М.: АСВ, 2011. – 535 с.: ил.

ВОЗДУШНЫЙ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЙ СТЕНД ДЛЯ ГИДРАВЛИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ

Скляднев М. К.

студент магистратуры 2 курса 14 группы ИГЭС НИУ МГСУ

Научный консультант: Орехов Г. В.

доктор технических наук, профессор кафедры ГиГС НИУ МГСУ

Аннотация. Проектируя высоконапорные водосбросные сооружения большое внимание уделяется наличию избыточной энергии потока, которая поступает в нижний бьеф, что требует специальных мер для её гашения. В настоящее время, в практике гидротехнического строительства получили распространение сооружения, использующие закрученные потоки. Для исследования параметров циркуляционных течений проводится физическое моделирование на специальных экспериментальных стендах. Целью создания такой установки является изучение с помощью измерительных комплексов сложных течений. Данный вид течений формирует ряд эффектов, позволяющих радикально решать вопросы гашения энергии высокоскоростных потоков. В статье дано описание экспериментального стенда для модельных исследований циркуляционных течений. Приведены основные характеристики установки, принцип действия регистрирующей аппаратуры и ее основные характеристики. Установка создана в лаборатории аэродинамических и аэроакустических испытаний строительных конструкций (УНПЛ ААИСК).

Ключевые слова: закрученные потоки, экспериментальный стенд, модельные исследования.

ВВЕДЕНИЕ

Закрученные потоки из-за своих уникальных свойств нашли широкое применение в современной технике. Для создания вихревых устройств ученые различных стран проводили глубокие и обширные исследования. Весомый вклад в исследование закрученных потоков внесли гидротехники и гидроэнергетики. С их помощью были созданы устройства на основе подобных потоков, например, шахтные вихревые водосбросы.

Характеристики закрученных потоков в отсасывающих трубах гидротурбин начал исследовать профессор Ф.Ф. Губин в 1937 году, а изобретение профессора Г. И. Кривченко и С. Н. Остроумова позднее названное «вихревым затвором» дало толчок изучению закрученных потоков в высоконапорных водосбросах [1].

Сегодня, в связи с развитием науки, выдвигаются более жесткие требования к результатам проводимых исследований. Это вынуждает нас использовать методы, которые оказывают минимальное влияние на сложные гидродинамические процессы в потоке. На сегодняшний день к таким методам можно отнести бесконтактные методы измерения, например, метод PIV.

Создание больших и сложных гидротехнических объектов можно усовершенствовать, используя физическое и математическое моделирование. Это значительно уменьшает количество ресурсов для их создания [2, 3].

Большинство исследователей она сегодняшний день останавливаются на получении осредненных характеристик вихревых течений, что не позволяет получить полную информацию о структуре потока. Но сегодня становится ясно, что, не уделив достаточного внимания исследованию трехмерной структуры закрученного потока, будет сложно оценить оптимальность новых конструкторских решений [4].

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Для физического эксперимента по исследованию характеристик вихревого потока в спиральной камере гидротурбины и на подходе к ней в учебно-научно-производственной лаборатории аэродинамических и аэроакустических испытаний строительных конструкций (УНПЛ ААИСК) НИУ МГСУ был собран специальный стенд (Рисунок 1-2). Для его создания сконструировали и изготовили модель спиральной камеры в масштабе М 1:30 из оргстекла и фанеры (Рисунок 3-4). Для примера была взята спиральная камера Камбаратинской ГЭС-1. Форму поперечного сечения было решено принять восьмиугольной. Данная форма позволит получить более точные результаты измерения т.к. лазерный луч будет меньше рассеиваться при прохождении плоской оргстеклянной оболочки камеры, нежели, чем при прохождении изогнутой.

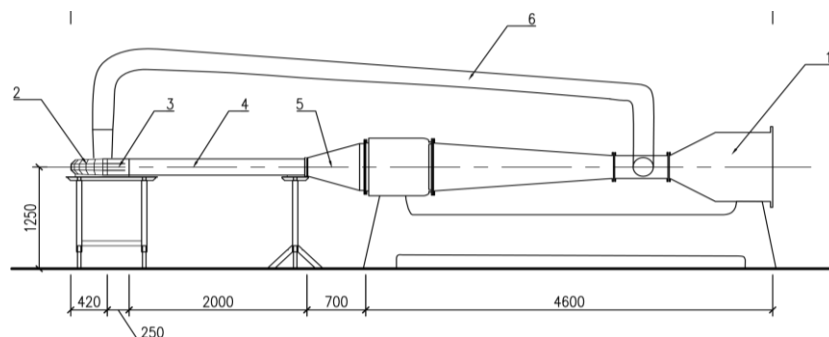


Рисунок 1. Вид экспериментального стенда сбоку. 1 – малая аэродинамическая труба; 2 – модель спиральной камеры; 3 – переходной участок; 4 – труба из оргстекла; 5 – переходной конус; 6 – гибкий воздуховод $\varnothing = 300$ мм.

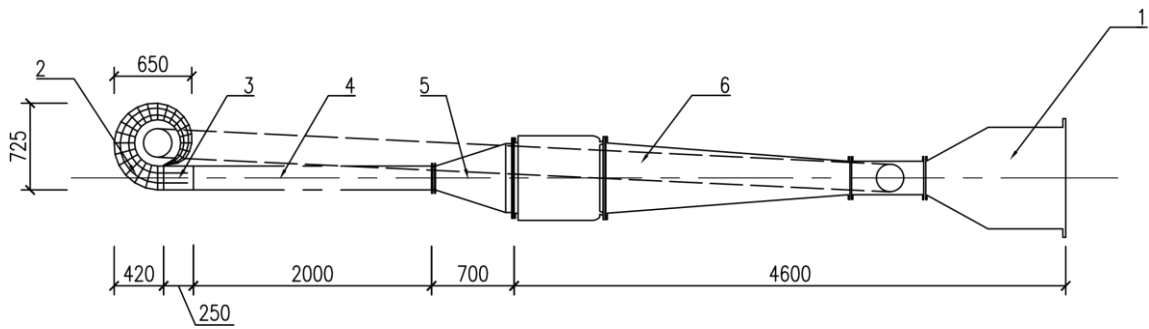


Рисунок 2. Экспериментальный стенд в плане. 1 – малая аэродинамическая труба; 2 – модель спиральной камеры; 3 – переходной участок; 4 – труба из оргстекла; 5 – переходной конус; 6 – гибкий воздуховод $\varnothing = 300\text{мм}$.



Рисунок 3. Модель спиральной камеры вид сверху.



Рисунок 4. Модель спиральной камеры вид сбоку.

С помощью аэродинамической трубы AEROLAB (Рисунок 5). Данное устройство позволяет создавать поток воздуха со скоростью в диапазоне от 0 до 60 м/с. Турбулентность в модельной зоне трубы не превышает 0,25%.



Рисунок 5. Аэродинамической трубой AEROLAB.

Измерения характеристик потока будут производиться с помощью метода трассерной визуализации (PIV). В качестве аппаратуры для съемки потока будут использоваться две

камеры Imager HS с разрешением 2016x2016 пикселей и частотой до 1,3 кГц. (Рисунок 6) и лазера NL 200-15 с частотой импульсов от 0 до 15 Гц, диаметром луча 6,5 мм и длительностью светового импульса от 6 до 9 нс. (Рисунок 7).



Рисунок 6. Камера Imager HS.



Рисунок 7. Высокочастотный лазер NL 200-15

Камеры и лазер будут перемещаться при помощи специальной механической системы (координатника) (Рисунок 8). Электрические приводы позволяют регулировать скорость перемещения от 0 до 18 см/мин при точности в 0,1 мм. Диапазон перемещений по оси X составляет 2400 мм, по оси Y – 1000 мм, по оси Z – 1000 мм.

Поток воздуха внутри спиральной камеры будет закручиваться с помощью модели локального лопаточного монозавихрителя осевого типа диаметром 200 мм (Рисунок 9).



Рисунок 8. Механическая система перемещения.



Рисунок 9. Локального лопаточного монозавихрителя осевого типа.

В качестве метода измерений нами был выбран метод Stereo PIV. С помощью него можно получить объемное изображение потока. Для этого используются две камеры, расположенные под углом к измеряемой области (Рисунок 10).

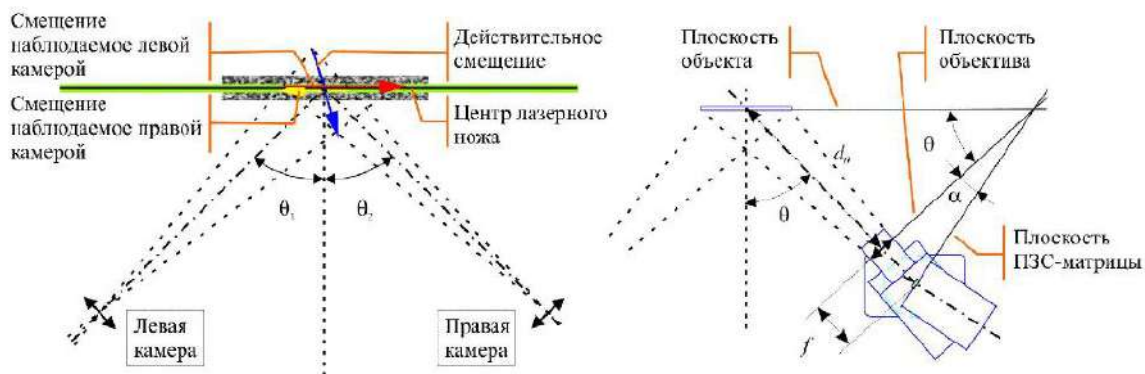


Рисунок 10. Схема метода измерения (слева), оптическая конфигурация в условиях Шаймпфлюга (справа)

Существуют две основные конфигурации расположения камер в метода Stereo PIV: трансляционная (Рисунок 11 (а)) и угловая (Рисунок 11 (б)).

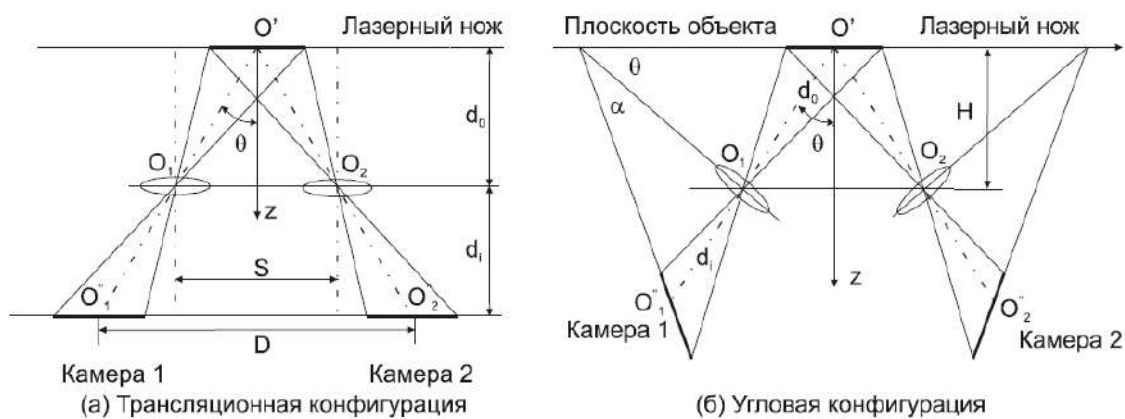


Рисунок 11. Конфигурации стереоскопических измерений

Калибровка камер осуществляется про помощи калибровочной пластинки. Она представляет собой прямоугольную сетку координат, в узлах которой расположены маркеры (Рисунок 12) [5-7].

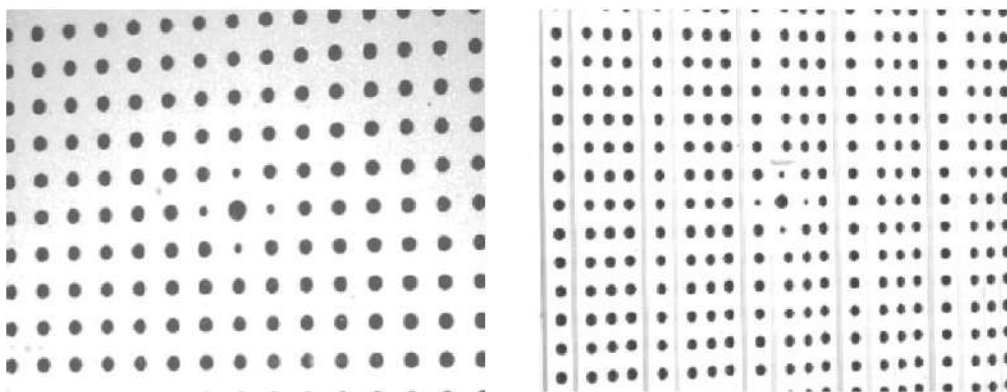


Рисунок 12. Пример изображения плоской калибровочной мишени (слева) и 3-х уровневой калибровочной мишени (справа)

ВЫВОДЫ

Экспериментальный стенд позволит более подробно изучить поведение потока в спиральной камере гидротурбины. На данной установке можно изучать не только вихревые потоки, но и классические течения меняя тип завихрителя его пространственное расположение или убирая его из стенда. Полученные на данном стенде новые сведения о закрученных потоках является еще одним шагом вперед в области исследования процессов в вихревых устройствах.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- Зуйков А.Л., Волианик В.В., 2001.* Аналитическое исследование структуры закрученного потока вязкой несжимаемой жидкости в цилиндрической трубе // Москва, 2001. – С. 65.
- Adrian R.J., 1990.* Particle Imaging Techniques for Experimental fluid Mechanics // Annual Review of Fluid Mechanics. 1991. – Vol. 23. – P. 261 - 304.
- Алексеев С.В., Окулов В.Л., 1996.* Закрученные потоки в технических приложениях (обзор) // Теплофизика и аэромеханика, 1996. – Том 3, № 2. – С. 101-132.
- Куйбин П.А., 2003.* Вихревая структура закрученных потоков, отрывных течений и следов // Новосибирск, 2003. – С. 165
- Ахметбеков Е.К., Бильский А.В., Ложкин Ю.А., Маркович Д.М., Токарев М.П., Тюрюшкин А.Н., 2006.* Система управления экспериментом и обработки данных, полученных методами цифровой трассерной визуализации (ActualFlow). Вычислительные методы и программирование, том 7, С. 79-85.
- Токарев М.П., Маркович Д.М., Бильский А.В., 2007.* Адаптивные алгоритмы обработки изображений частиц для расчета мгновенных полей скорости. Вычислительные технологии, том 12, №3, С. 109-131.
- Маркович Д.М., Токарев М.П., 2008.* Алгоритмы реконструкции трехкомпонентного поля скорости в методе Stereo PIV. Вычислительные методы и программирование, Т.9. С. 311-326.

ОБОСНОВАНИЕ ПАРАМЕТРОВ НАПОРНОЙ СИСТЕМЫ ГАЭС МАЙЯРИ

Топчий Т. С.

студентка 6 курса 16 группы ИГЭС НИУ МГСУ

Научный консультант: Муравьев О.А.

доктор технических наук, профессор кафедры ГиГС НИУ МГСУ

Аннотация. В статье дается характеристика проекта сооружения первой на Кубе гидроаккумулирующей станции (ГАЭС), выполнен критический анализ параметров и состава сооружений напорной системы. Обоснована возможность отказа от сооружения уравнительного резервуара на подводящем водоводе по условиям протекания переходных процессов сброса нагрузки и потери привода.

Ключевые слова: гидроаккумулирующая электростанция, напорная система, уравнительный резервуар, гидромеханические переходные процессы.

ВВЕДЕНИЕ

С начала 90-х годов прошлого века в электроэнергетика Кубы стала испытывать определенные проблемы. Оборудование тепловых электростанций, устаревшее физически и морально, часто выходило из строя, энергосистема стала неустойчивой, а подача электроэнергии для населения порой ограничивалась несколькими часами в день. После энергетического кризиса 2004 года правительство объявило о начале «Энергетической революции», ставшей отправной точкой нового развития энергетики страны.

Рост экономики стимулирует спрос на электроэнергию, который Куба может покрыть только собственной генерацией. По данным Ernst & Young, за тридцать лет с 2013 по 2043 год потребление в кубинской энергосистеме увеличится с 15 млрд кВтч в год до 34 млрд кВтч, то есть более, чем в два раза

В настоящее время, Куба вырабатывает значительную часть своей электроэнергии с использованием импортируемого топлива. График суточной нагрузки энергосистемы имеет высокую неравномерность. Средняя нагрузка составляет 2200 МВт. Отношение максимальной нагрузки к средней равно 1,5, отношение максимальной нагрузки к минимальной равно 2,5.

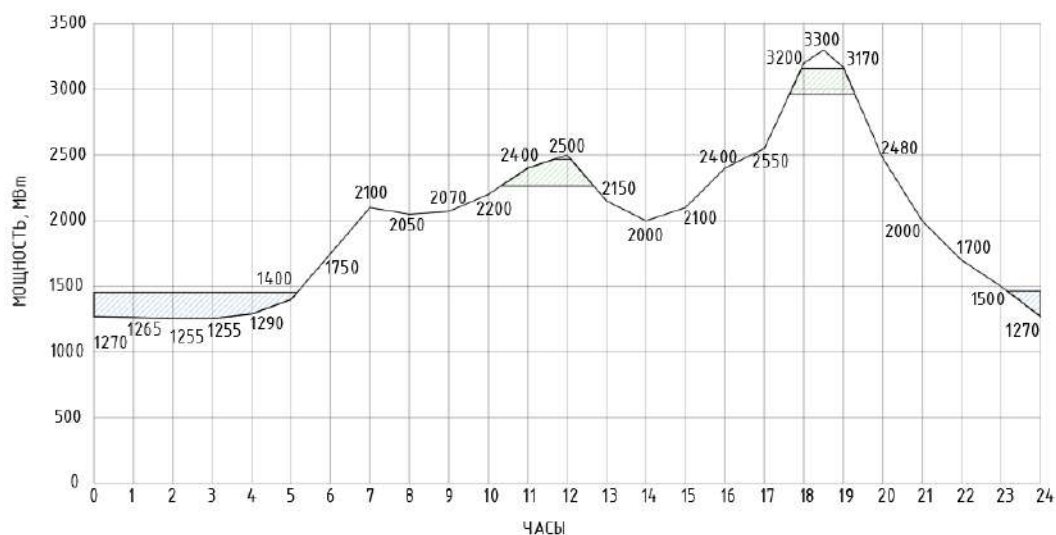


Рисунок 1. Суточный график нагрузки энергосистемы и области работы ГАЭС в турбинном и насосном режимах

Это связано с тем, что 56% энергии потребляется жилищным сектором. В часы максимального потребления приходится подключать энергоустановки, использующие дорогое дизельное топливо. В часы минимального потребления электроэнергии ТЭС вынуждены существенно снижать нагрузку и работать в неоптимальных режимах с повышенным расходом топлива.

Проектируемая ГАЭС оказывает существенное влияние на весь график энергосистемы. Ее эффект по выравниванию нагрузки составляет около 20% от средней мощности потребления.

Параметр	Ед. изм.	Величина
Установленная мощность	МВт	200
Тип гидромашины	-	Насос турбина Френсиса
Часы работы в сутки	ч	День- 4, ночь- 6
Расход	м ³ /с	День- 50.93, ночь- 33.95
Макс. напор брутто	м	409
Мин. напор брутто	м	394
Частота тока	Гц	60

Важным этапом проекта любой ГАЭС является выбор трассы напорных водоводов и состава сооружений, в частности, уравнильных резервуаров, обеспечивающих снижение гидравлического удара при переходных процессах [4,6]. Уравнильный резервуар размещают обычно как можно ближе к зданию станции. Однако в условиях ГАЭС Майяри это невозможно по условиям топографии рельефа (рис. 2). Эффективность предложенной конструкции уравнильного резервуара по уменьшению гидроудара будет невысокой:

- поскольку остается длинный 1,5 километровый участок до здания ГЭС на который уравнильный резервуар не оказывает прямого влияния;
- ввиду большой длины самого резервуара – около 300 м.

В рамках выполняемого исследования была поставлена задача обоснования возможности отказа от установки уравнильного резервуара. Такое решение позволит удешевить проект, получив экономию до 10% от стоимости напорного водовода, а задача состоит в том, чтобы показать насколько возрастут инерционные показатели напорной системы и связанные с ними значения максимального положительного и отрицательного гидроудара в водоводах.

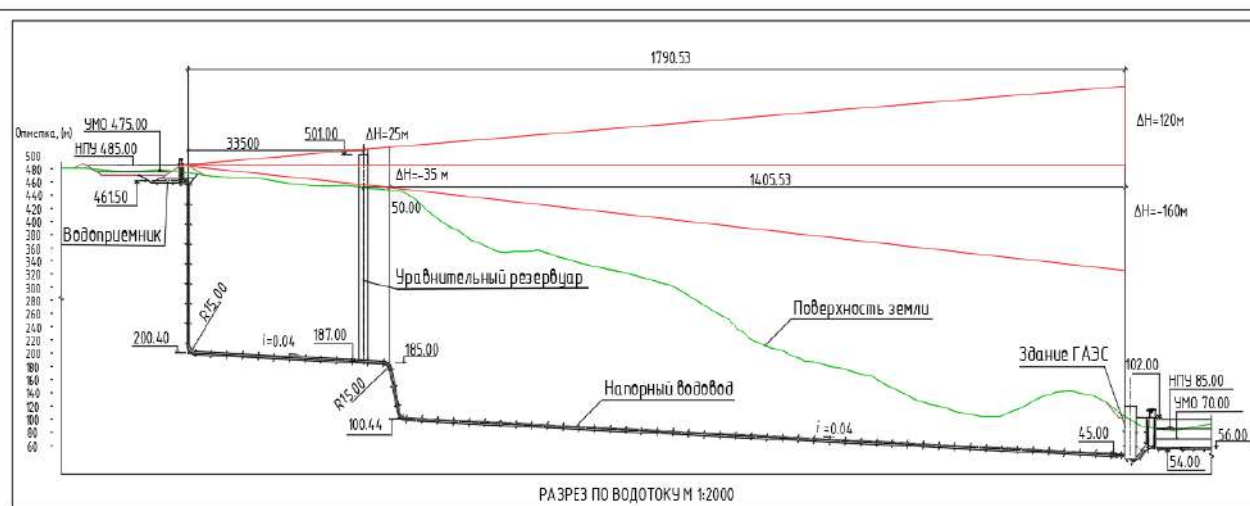


Рисунок 2. Напорная система ГАЭС Майяри

МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

В основе проведенного исследования лежит анализ изменения инерционных показателей напорного подводящего водовода, а именно его постоянной инерции, которая зависит от длины водовода L скорости течения V и напора H [1,2,4]

$$T_w = \frac{LV}{gH}$$

Среди переходных процессов ГАЭС выделяют два, вызывающие наибольший гидроудар [1,3,5]:

- сброс нагрузки - отключение от сети агрегата, работающего в турбинном режиме (дает максимальное повышение давления за счет положительного гидроудара);
- потеря привода - отключение от сети агрегата, работающего в насосном режиме (дает максимальное понижение давления за счет отрицательного гидроудара).

Типичные переходные процессы сброса нагрузки и потери привода агрегатов ГАЭС с высоконапорными насос-турбинами показаны на рис. 2 и 3. Изменение давления в водоводе обозначено переменными $P_{сп}$ и $H_{сп}$.

При потере привода происходит резкое понижение давления по всей трассе подводящего водовода, изменение которого носит характер затухающего колебательного процесса. При сбросе нагрузки происходит резкое повышение давления с последующими затухающими колебаниями.

Оценка гидроудара может быть выполнена с использованием обобщенных зависимостей [3,5], построенных по результатам большой серии расчетов переходных процессов, в которой инерционные характеристики напорной системы варьировались в широких пределах. Определяющими являются три параметра:

- постоянная инерции напорного водовода T_w ;
- постоянная инерции вращения агрегата T_a (принято среднее значение для гидроагрегатов ГАЭС $T_a=7$ с);
- время изменения расхода в турбинном режиме при сбросе нагрузки 15 с.

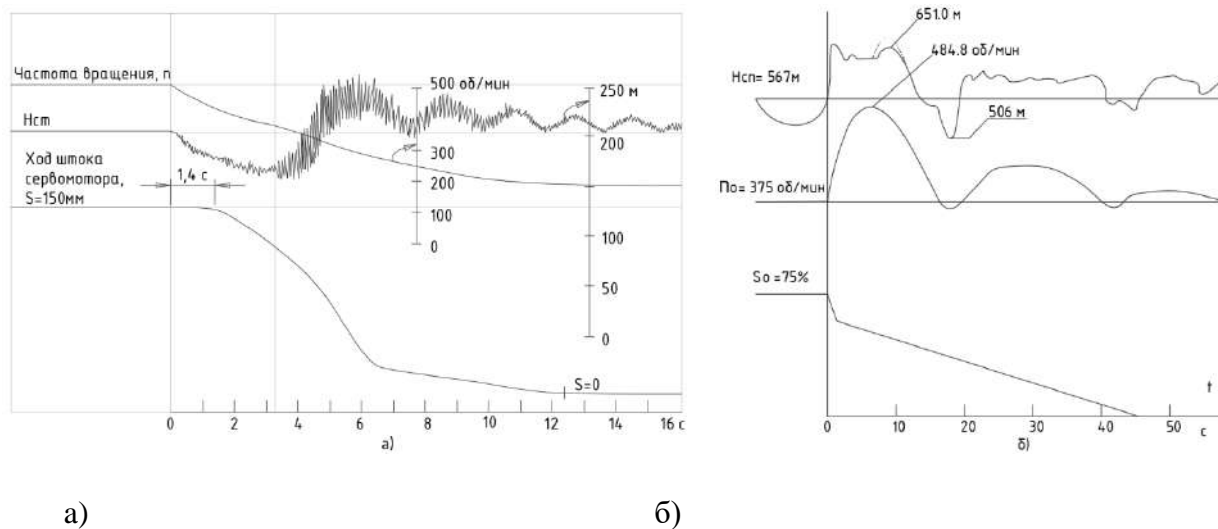


Рисунок 3. Пример переходных процессов агрегата ГАЭС; а - потеря привода, б – сброс нагрузки

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

В таблице 1 приведены значения параметров водовода, которые определяют его инерционность в схемах с уравнительным резервуаром и без него. Учтены условия работы ГАЭС в турбинном и насосном режимах.

Анализ данных таблицы 1 показывает:

- постоянная инерции напорного водовода для турбинного режима работы находится в диапазоне 1,7... 2,3 с, в насосном режиме – в диапазоне 1,1... 1,5 с;
- отказ от установки уравнительного резервуара увеличивает постоянную инерции водовода на 30%, что несущественно.

Таблица 1. Параметры водовода, определяющие его инерционность, в схемах с уравнительным резервуаром и без него

Параметры напорной системы	Вариант с уравнительным резервуаром	Вариант без уравнительного резервуара
Длина напорного водовода, определяющая его инерционность, м	1570	2170
Напор ГАЭС в насосном режиме, м	392	392
Максимальный расход в насосном режиме, м ³ /с	34	34
Максимальная скорость в насосном режиме, м/с	2.71	2.71
Напор ГАЭС в турбинном режиме, м	394	394
Максимальный расход в турбинном режиме, м ³ /с	51	51
Максимальная скорость в турбином режиме, м/с	4.06	4.06
Постоянная инерции водовода для насосного режима, с	1.1	1.5
Постоянная инерции водовода для турбинного режима, с	1.7	2.3

По действующим нормам проектирования технологических режимов ГЭС и ГАЭС [2, 3] установка уравнительного резервуара рассматривается при постоянной инерции напорного водовода более 6 секунд. В условиях ГАЭС Майяри фактические значения постоянной инерции в 2 ... 3 раза меньше указанного в нормах критериального значения.

Для подтверждения возможности отказа от сооружения уравнительного резервуара нами определены значения максимального положительного и отрицательного гидроудара по обобщенным номограммам [5]. Полученные данные приведены в таблице 2.

Таблица 2. Значения максимального положительного и отрицательного гидроудара для условий напорной системы ГАЭС Майяри без уравнительного резервуара

Переходный процесс	Максимальный положительный гидроудар в долях от напора	Максимальный отрицательный гидроудар в долях от напора
Сброс нагрузки	0,19	-
Потеря привода	0,3	0,4

На рис. 2 показаны эпюры максимального и минимального пьезометрического напора по трассе водовода

Анализ данных таблицы 2 и рис. 2 показывает, что для условий напорной системы и оборудования ГАЭС Майяри:

- максимальный положительный гидроудар не превышает 20% от напора ГАЭС;
- максимальный отрицательный гидроудар не превышает 40% от напора ГАЭС, при этом по трассе нет участков, на которых образуется вакуум;
- повышение давления находится в пределах значений, принятых в осуществленных проектах высоконапорных ГАЭС [3,5].

ВЫВОДЫ

1. Строительство ГАЭС Майяри позволит существенно уменьшить неравномерность графика нагрузки кубинской энергосистемы. Эффект выравнивания нагрузки составит около 20% от средней мощности потребления.
2. Анализ компоновки и параметров уравнительного резервуара ГАЭС Майяри показал невысокую его эффективность ввиду дальнего расположения от здания ГАЭС и большой его высоты.
3. Выполненная оценка инерционных показателей напорных водоводов и расчет гидроудара при переходных процессах показали возможность обеспечения допустимых значений гидроудара при переходных процессах сброса нагрузки и потери привода при отказе от сооружения уравнительного резервуара.
4. Переходные процессы ГАЭС являются определяющими при выборе трассы и состава сооружений напорных систем ГАЭС.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Гидроэлектрические станции /Под ред. В.Я. Карелина, Г.И.Кривченко. - М.: Энергия, 1987. - 464 с.
2. Нормы проектирования режимов регулирования гидроэлектростанций. М.: Энергия, 1974.
3. Гидромеханические переходные процессы в гидроэнергетических установках. /

Под ред. Г.И.Кривченко. М.: Энергия, 1975. - 368 с.

4. Берлин В.В., Муравьев О.А. Переходные процессы на ГЭС с уравнительными резервуарами. М.: Энергоатомиздат, 1991. - 150 с.

5. Аршеневский Н.Н. Обратимые гидромашины гидроаккумулирующих электростанций. - М.: Энергия, 1977. - 240 с.

6. Муравьев О.А. Уравнительные резервуары. - М.: МИСИ-МГСУ, 2018. - 72 с.

ЭКОЛОГИЧЕСКИЙ АСПЕКТ ТУШЕНИЯ ПОЖАРА ХИМИЧЕСКИМИ ВЕЩЕСТВАМИ И ИХ ВОЗДЕЙСТВИЕ НА ОКРУЖАЮЩУЮ СРЕДУ

Ларикова А.А.

студентка 2 курсы 37 группы ИСА НИУ МГСУ

Научный консультант: Джумагулова Н. Т.

кандидат технических наук, доцент кафедры ГиГС НИУ МГСУ

Аннотация. Проблема пожаротушения была и остается актуальной. Ежегодно пожары сопровождаются материальными потерями и значительным количеством жертв. Помимо токсичных и вредных продуктов горения, загрязнение окружающей среды может быть вызвано также средствами пожаротушения, используемыми при тушении пожаров. Вся деятельность человека является антропогенным типом загрязнения окружающей среды.

В данной работе, мы выясним какие вещества используются чаще при тушении пожаров, какими негативными факторами они могут влиять на окружающую среду, а также как оптимизировать методы пожаротушения. Оптимизация методов тушения происходит в зависимости от горючего вещества, подбираются специальные средства тушения (порошок, пена и др.), а также от индивидуальных особенностей пожара.

Ключевые слова: экология, пожар, вред, тушение, резервуар.

ВВЕДЕНИЕ

Каждое промышленное предприятие должно быть оснащено определенным числом тех или иных видов пожарной техники в соответствии с общесоюзными и ведомственными нормами. В данной работе представлен расчет сил и средств для тушения пожаров воздушно-механической пеной на площади, а также произведена оценка ущерба атмосферного воздуха при горении резервуара с нефтью. Проблемой исследования является вред химических веществ, нанесенный окружающей среде во время тушения пожара резервуара с нефтью. Нужно минимизировать влияние негативных факторов на природу.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

В данной работе рассматривается крупнейший пожар в нефтяной отрасли России, произошедший 22 августа 2009 года. Горело 3 резервуара, еще 3 были повреждены. Исследование проводится методом изучения и обобщения.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Рассмотрим тушение пожара с помощью пены.

Пена бывает двух видов: химическая и воздушно-механическая. Химическая пена образуется при взаимодействии щелочных и кислых растворов в присутствии пенообразователей. Воздушно-механическая пена представляет собой смесь воздуха (90%), воды (9,7%) и пенообразователя (0,3%). [3] Распространяясь по поверхности горячей жидкости, он блокирует фокусировку и ограничивает доступ атмосферного кислорода. Пену также можно использовать для тушения твердых горючих материалов. При разрушении пена в большинстве случаев попадает в почву и водоемы. В состав пены входят ПАВ. Бывают случаи, когда использование пен для тушения пожаров вызвало локальные экологические катастрофы. [1]. Воздействие поверхностно-активных веществ на воду заключается в следующем: вода имеет вязущий вкус, снижает прозрачность, увеличивает пенообразование, снижает концентрацию кислорода и тормозит рост микроорганизмов. Кроме того, ПАВ оказывают токсическое действие на водные и наземные экосистемы. С другой стороны, пенное тушение снижает загрязнение воздуха токсичными и вредными продуктами горения. Рассмотрим тушение пожара воздушно-механической пеной средней или низкой кратности (отношение объема пены к объему раствора пенообразователя, содержащегося в пене) резервуара с нефтью. Расчет сил и средств для тушения пожаров воздушно-механической пеной на площади. [2] При пожарах в резервуарных парках за расчетный параметр принимают площадь зеркала жидкости резервуара. На первом этапе тушения производят охлаждение горящих и соседних резервуаров. Крупнейший пожар в нефтяной отрасли России произошел 22 августа 2009 года. Горела группа резервуаров РВС-20000 на территории линейно-производственной диспетчерской станции (ЛПДС) “Конда” в Тюменской области России. Резервуары были оснащены следующими установками: автоматическая установка тушения пеной сверху с использованием генераторов пены ГПС-2000; стационарная (неавтоматическая) установка подслоного тушения; стационарная установка водяного охлаждения; дыхательные клапаны с огнепреградителями; газоуравнительная обвязка с огнепреградителями; молниезащита.

Пожарный ствол — устройство для формирования струи воды или пены и направления в зону горения.

1) Требуемое количество стволов на охлаждение горящего резервуара:

$$N_{ств}^{32} = \frac{Q_{мп}^{32}}{q_{ств}} = n \cdot \pi \cdot D_{зop} \cdot I_{мп}^{32} / q_{ств} = 1 \cdot 3,14 \cdot 45,6 \cdot 1,2 / 18,8 = 9,14 \approx 10 \text{ стволов}$$

$I_{mp}^{32} = 1,2$ л/с·м – требуемая интенсивность для охлаждения горящего резервуара при пожаре в обваловании; n – количество горящих или соседних резервуаров соответственно, $D_{гор}$, $D_{сос}$ – диаметр горящего или соседнего резервуара соответственно (м), $q_{ств}$ – производительность одного пожарного ствола (л/с), Q_{mp}^{32}, Q_{mp}^{3c} – требуемый расход воды на охлаждение (л/с).

2) Требуемое количество стволов на охлаждение соседнего не горящего резервуара:

$$N_{ств}^{32} = \frac{Q_{mp}^{32}}{q_{ств}} = 1 \cdot 0,5 \cdot 3,14 \cdot 45,6 \cdot 0,3 / 18,8 = 1,612 \approx 2 \text{ ствола}$$

$I_{mp}^{32} = 0,3$ л/с·м – требуемая интенсивность для охлаждения соседнего не горящего резервуара;

3) Требуемое количество ГПС $N_{зnc}$ на тушение горящего резервуара:

$$N_{зnc} = S_n \cdot I_{mp}^{p-op} / q_{зnc}^{p-op} = 1632 \cdot 0,08 / 16 = 8,16 \approx 9 \text{ штук}$$

S_n – площадь пожара соответствует площади зеркала РВС № 7 и составила 1632 м^2

S_n – площадь пожара (м^2), I_{mp}^{p-op} – требуемая интенсивность подачи раствора пенообразователя на тушение (л/с· м^2). При $t_{всн} \leq 28 \text{ }^\circ\text{C}$; $I_{mp}^{p-op} = 0,08$ л/с· м^2 , при $t_{всн} > 28 \text{ }^\circ\text{C}$ $I_{mp}^{p-op} = 0,05$ л/с· м^2

4) Требуемое количество пенообразователя W_{no} на тушение резервуара:

$$W_{no} = N_{зnc} \cdot 60 \cdot q_{зnc}^{no} \cdot T_p \cdot K_3 = 9 \cdot 16 \cdot 60 \cdot 15 \cdot 3 = 388800 \text{ л}$$

5) Требуемое количество воды W_6^m на тушение резервуара:

$$W_6^3 = N_{зnc} \cdot q_{зnc}^{no} \cdot 60 \cdot T_p \cdot K_3 = 9 \cdot 18,8 \cdot 60 \cdot 15 \cdot 3 = 456840 \text{ л}$$

$T_p = 15$ минут – расчетное время тушения при подаче ВМП сверху, $K_3 = 3$ – коэффициент запаса (на три пенные атаки), $q_{зnc}^{no}$ – производительность ГПС по пенообразователю (л/с).

6) Требуемое количество воды W_6^m на тушение резервуара:

$$W_6^3 = N_{ств}^3 \cdot q_{ств} \cdot 3600 \cdot T_p = 12 \cdot 18,8 \cdot 6 \cdot 3600 = 4872960 \text{ л}$$

$N_{ств}^3$ – общее количество стволов на охлаждение резервуаров, $q_{ств}$ – производительность одного пожарного ствола (л/с), $T_p = 6$ часов – расчетное время

охлаждения наземных резервуаров от передвижной пожарной техники (СНИП 2.11.03-93) [5].

7) Общее требуемое количество воды на охлаждение и тушение резервуаров:

$$W_e^{общ} = W_e^m + W_e^3 = 456840 + 4872960 = 5329800 \text{ л [6]}$$

Оценка величины ущерба, $Y_{ПРД}$, руб от загрязнения атмосферы проводится на основе региональных показателей удельного ущерба по формуле

$$Y_{ПРД} = Y_{вдР} (M_1 - M_2) K_э K_{и.п.}$$

где $Y_{вдР}$ - показатель удельного ущерба (цены загрязнения) атмосферы, наносимого единицей (условная тонна) приведенной массы загрязняющих веществ на конец расчетного периода для вредного объекта в рассматриваемом регионе, руб/усл.тонну, для Западно-Сибирского региона 46,6 руб/усл.тонну;

M_1, M_2 - приведенная масса сбора загрязняющих веществ в атмосферу рассматриваемого региона, соответственно, на начало и конец расчетного периода, усл.тонн;

$K_э$ - коэффициент экологической ситуации и экологической значимости состояния атмосферы, 1,4;

$K_{и.п.}$ - коэффициент индексации платы, 1,62;

Приведенная масса выброса загрязняющих веществ в атмосферу рассматриваемого региона, M , усл.тонн, определяется по формуле

$$M = \sum_{i=1}^N m_i K_{zi}$$

где m_i - масса фактического сброса i -го загрязняющего вещества или группы веществ с одинаковым коэффициентом относительной эколого-экономической опасности в атмосфере рассматриваемого региона;

K_{zi} - коэффициент относительной эколого-экономической опасности для i -го загрязняющего вещества или группы веществ - индекс загрязняющего вещества или группы загрязняющих веществ;- количество учитываемых групп загрязняющих веществ. [4]

Данные высчитаны при горении одного резервуара, в данном пожаре сгорело 3 резервуара (≈ 194 млн руб.) и 3 повреждены. В общем на восстановление ЛПДС потребовалось порядка 1,5 млрд. рублей (данные берутся из статьи [7]).

Таблица 1. Определение величины экологического ущерба от выбросов загрязняющих веществ в атмосферный воздух

№ п/п	Наименование ЗВ	Коэффициент относительной эколого-экономической опасности	Величина предотвращённого ущерба, руб
1	Сажа	2,7	2179,09
2	NO ₂	16,5	29536,003
3	SO ₂	20,0	216503,51
Итого:			64578112,29

ВЫВОДЫ

Из данной работы можно сделать вывод, что при тушении пожара резервуара с нефтью лучше всего использовать воздушно-механическую пену. Возможные мероприятия по снижению ущерба: улучшенная молниезащита, предусмотренная нормами; использование ГПСС-2000. Возможное применение вместо них камер низкократной пены, способных выдержать взрыв внутри резервуара, могло бы обеспечить тушение пожара в автоматическом режиме; избежание ошибок в конструкции РВС-20000; отсутствие ослабленных швов между стенкой и крышей резервуара.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Экологическая безопасность : учеб. пособие : в 3 ч. Ч. 3. Экологическая безопасность природно-техногенной среды : социальноэкономические и правовые вопросы. – М. : Академия ГПС МЧС России, 2018. – 199 с.
2. Воевода С.С. Комплексное тушение пожаров резервуарных парков пеной низкой, средней и высокой кратности. 2005. С. 21-23
3. Реферат «Способы и средства тушения пожаров». 2013
4. Временная методика определения предотвращенного экологического ущерба. 1999
5. Строительные нормы и правила СНиП 2.11.03-93 "Склады нефти и нефтепродуктов. Противопожарные нормы" (утв. постановлением Госстроя РФ от 26 апреля 1993 г. N 18-10)
6. Методика проведения пожарно-тактических расчетов. <https://fireman.club/statyi-polzovateley/metodika-provedeniya-pozharno-takticheskix-raschetov/>
7. Статья «Описание пожара произошедшего 22 августа 2009 года в резервуарном парке линейной производственно – диспетчерской станции “Конда” филиала “Урайское УМН” ОАО “Сибнефтепровод”»

СРАВНЕНИЕ ГРАВИТАЦИОННЫХ ПЛОТИН ИЗ УКАТАННОГО И ТОЩЕГО БЕТОНА ГИДРОУЗЛА «БОЛЬШОЙ ЛОХРАН»

Сюхина А. И.

Студент магистратуры 2 курса 14 группы ИГЭС НИУ МГСУ

Научный консультант: Толстикова В. В.

кандидат технических наук, доцент кафедры ГиГС НИУ МГСУ

Аннотация. В статье приводится сравнение гравитационных плотин из укатанного и тощего бетона гидроузла «Большой Лохран». Предполагаемое место строительства – р. Малка, Кабардино-Балкарская Республика. В работе отмечены различия между материалами тела плотин, прописаны основные преимущества и недостатки укатанного бетона. Проведены сравнительный анализ напряженно-деформированных состояний, а также стоимостная оценка рассматриваемых плотин. Расчеты на основное и особое сочетание нагрузок проводились в программном комплексе «CRACK», реализованном на методе конечных элементов. На основе сопоставления вариантов был сделан выбор в пользу плотины, основной объем тела которой будет занимать тощий бетон.

Ключевые слова: гравитационная плотина, укатанный бетон, «CRACK», НДС, оценка стоимости

ВВЕДЕНИЕ

В настоящее время наблюдается тенденция использования в строительстве (не только бетонных плотин) укатанного бетона (жесткой смеси), поскольку такой материал обладает рядом преимуществ. Такие плотины возводят в различных климатических условиях и с высокой интенсивностью. Например, плотина Бени Харун (Алжир, 2000 г.), высотой 95 метров и объемом бетона 1,9 млн. м³, была построена за 16 месяцев при температуре до +43° С. Плотина Аппер Стиллуотер (США, 1987 г.), высотой 91 метр и объемом бетона 1,2 млн. м³ строилась при температуре зимой до -10° С. Помимо перечисленных достоинств, плотины из укатанного бетона обладают следующими преимуществами:

- 1) высокая надежность и безопасность,
- 2) высокая первоначальная прочность,
- 3) пониженное содержание вяжущих, что ведет к пониженной экзотермии, сопровождающей твердение бетонных смесей,
- 4) из п.3 – большие блоки бетонирования,

- 5) возможность использования в качестве заполнителей местных материалов,
- 6) из пп. 3 и 5 – пониженная себестоимость сооружений,
- 7) низкие трудозатраты из-за механизации технологических операций,
- 8) сокращение сроков строительства в 1,5-2 раза [1],
- 9) снижение общей стоимости гидроузла.

К недостаткам строительства плотин из жестких смесей можно отнести:

- 1) дополнительные затраты на уплотнение,
- 2) повышенная неоднородность укладываемого материала,
- 3) из п. 2 – повышенная фильтрация через тело сооружения,
- 4) высокие сдвиговые характеристики в горизонтальных швах.

В зависимости от содержания вяжущих (цемент + пуццолан) в составе, разделяют четыре типа укатанных бетонов:

- 1) тощий – 65-99 кг/м³,
- 2) пластичный – 100-149 кг/м³,
- 3) высокопластичный – 150-270 кг/м³,
- 4) японский тип – 120-130 кг/м³.

Целью работы является сравнение НДС и стоимости секций профилей плотин, возведенных с использованием тощего и пластичного укатанных бетонов.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Исходные данные для проектирования плотин приведены в табличном виде (см. Таблицы 1, 2 и 3).

Таблица 1. Отметки уровней воды в проектируемом водохранилище

Отметки, м				
ФПУ	НПУ	УСВ	УНБ _{мин}	УНБ _{макс}
1262,0	1260,0	1204,0	1123,0	1128,0

Расчетная сейсмичность района строительства – 9 баллов.

Полученные, на основе решения задачи оптимизации, профили рассматриваемых плотин приведены на рис. 1. Трапецеидальный профиль – плотина, основной объем тела которой составляет тощий бетон (1), профиль с вертикальной напорной гранью – плотина из пластичного укатанного бетона (1).

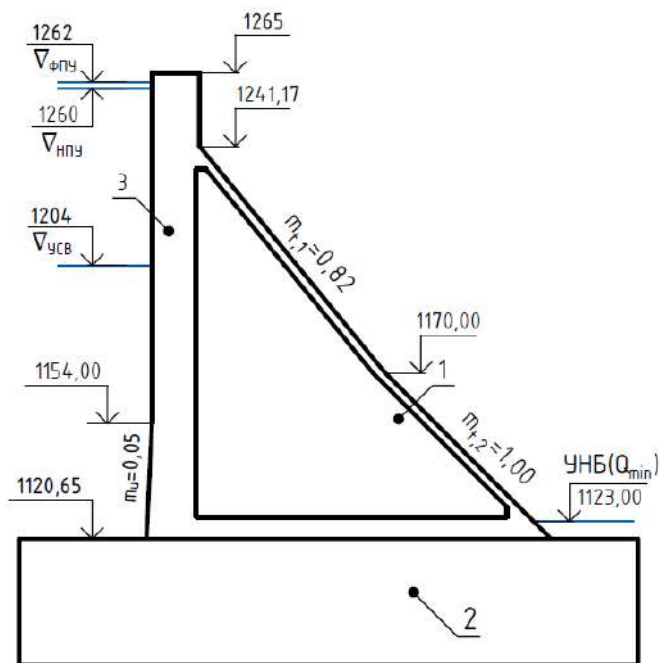
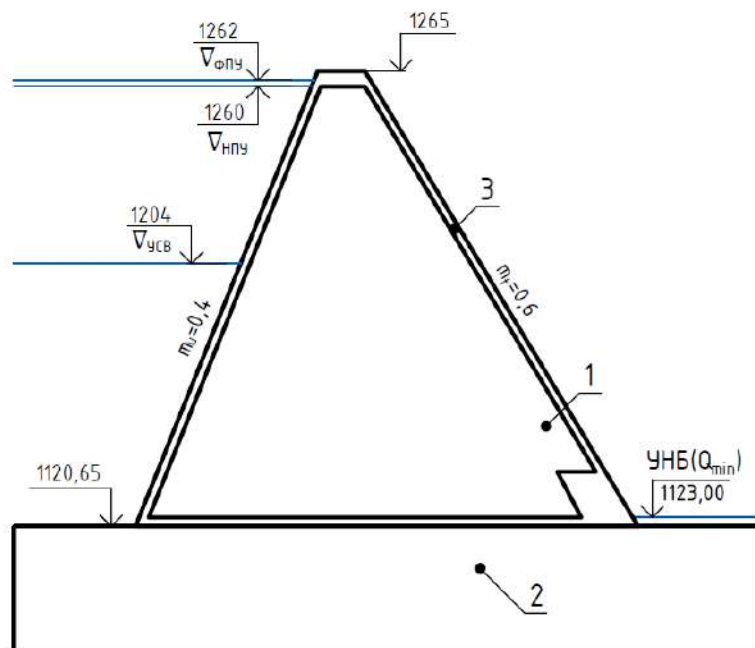


Рисунок 1. Профили гравитационных бетонных плотин гидроузла «Большой Лохран»

1 – укатанный бетон, 2 – основание (серпентиниты), 3 – вибрированный бетон

Таблица 2. Свойства материалов

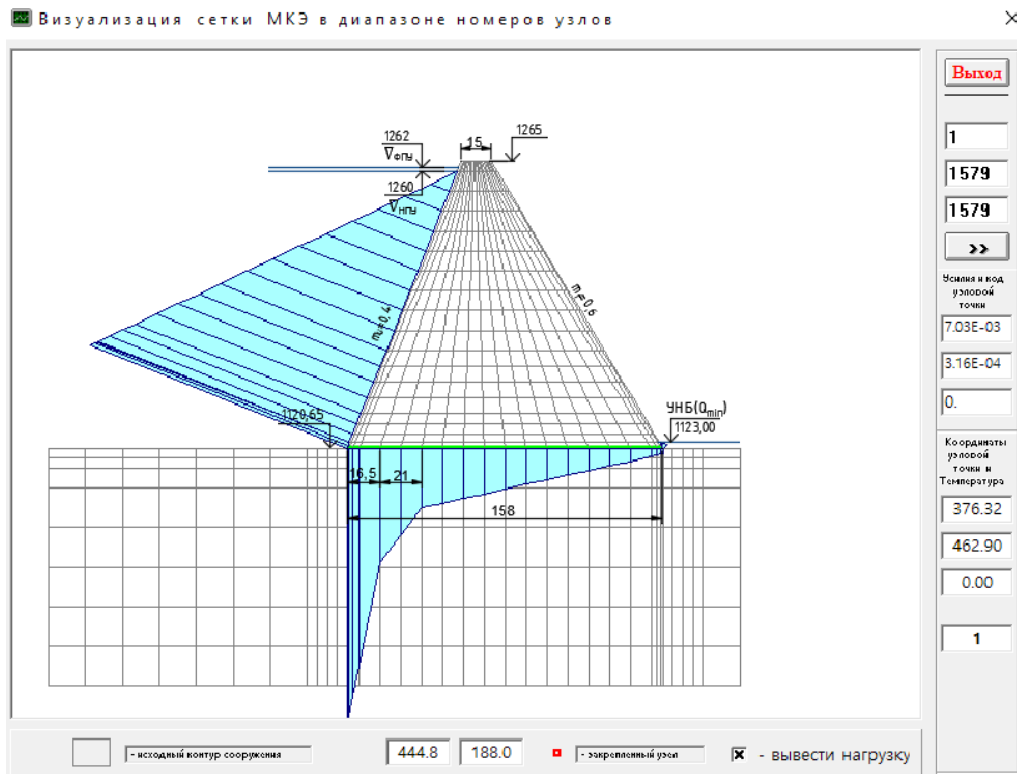
Величина	Укатанный бетон 1	Основание 2	Вибрированный бетон 3
Объемный вес, кН/м ³	23	-	24
Модуль деформации E, МПа	10 000	12 000	25 000
Прочность на сжатие R _c , МПа	5.00	7.50	11.50
Прочность на растяжение R _p , МПа	0.25	0.40	0.90
Коэффициент Пуассона ν	0.22	0.26	0.18

Таблица 3. Свойства моделируемого контактного сечения

Величина	Значение
Сцепление C , МПа	0.20
Угол трения по контакту φ , град.	38.66
Прочность на растяжение R_p , МПа	0.45
Нормальная жесткость контакта k_n , МПа/м	25000
Касательная жесткость контакта k_s , МПа/м	12000

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Для расчета и оценки напряженно-деформированного состояния (НДС) плитин использовался программный комплекс «CRACK». Параметры разбивки сетки (количество элементов 1480, количество узлов 1579). Фрагменты сеток МКЭ приведены на рис. 2.



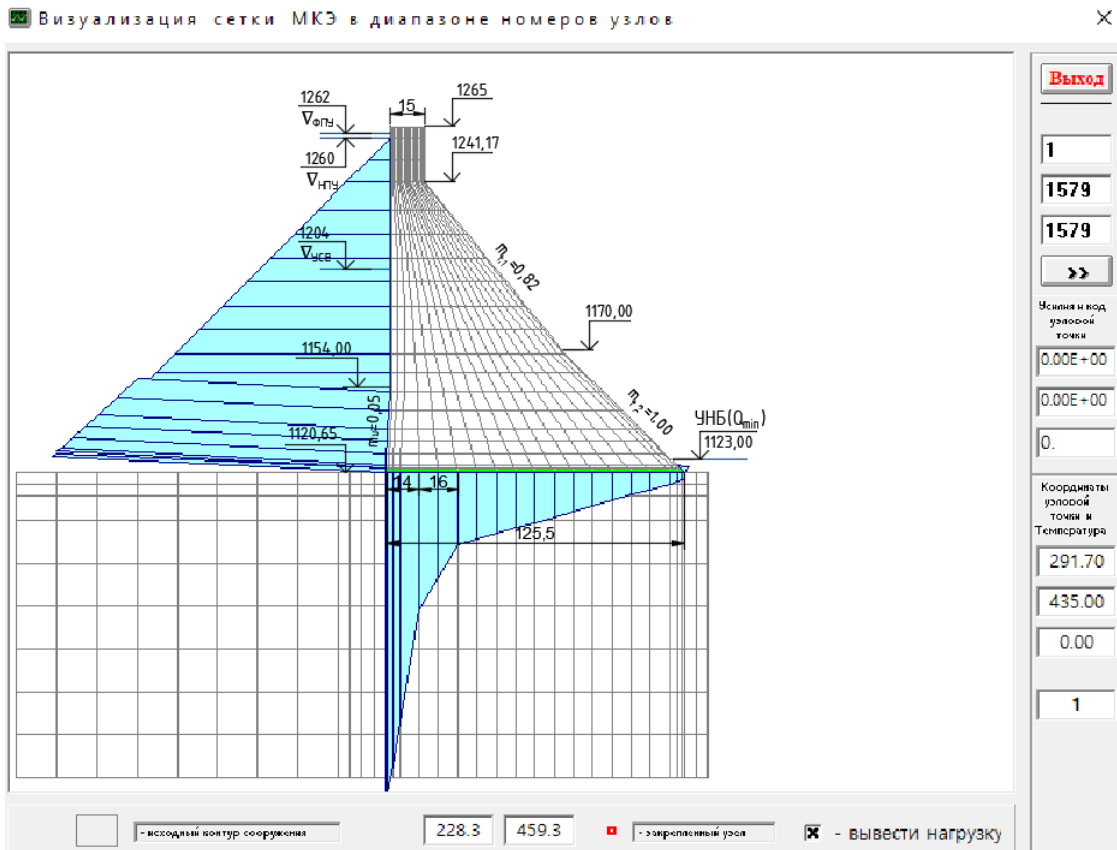
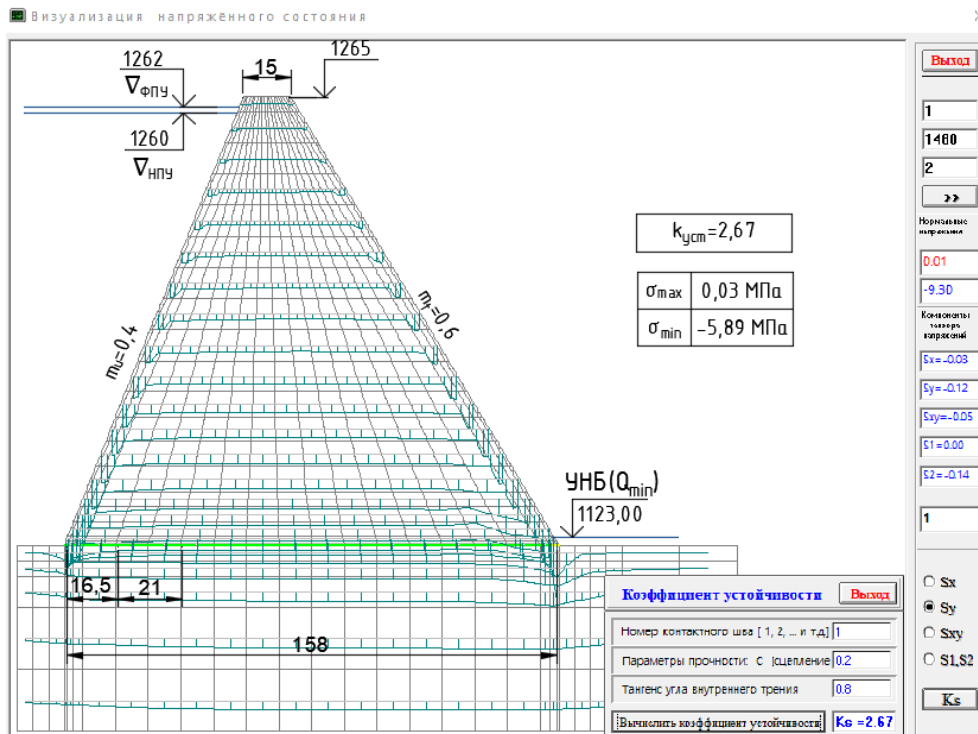


Рисунок 2. Расчетные схемы к расчету НДС

Результаты расчета НДС представлены на рис. 3 и 4.



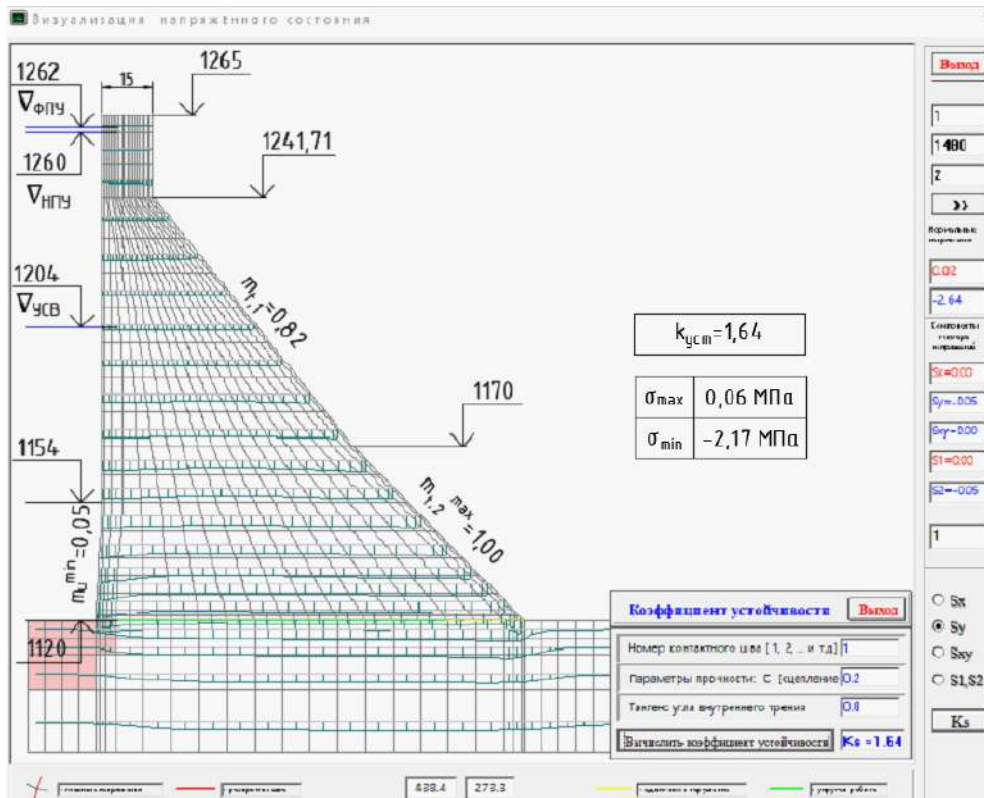
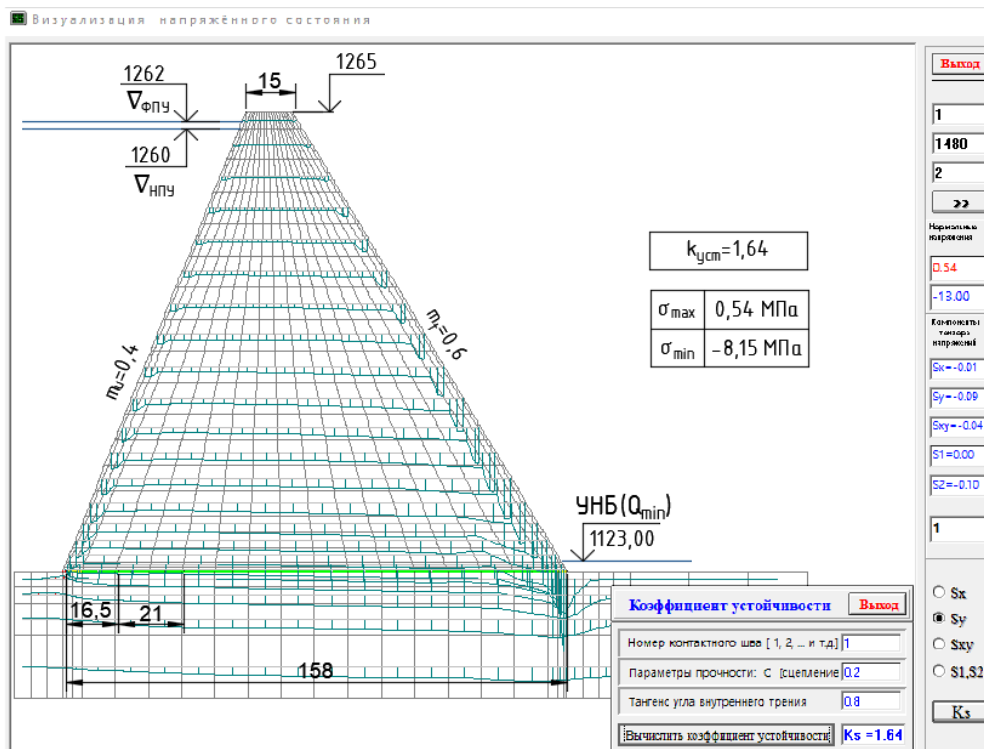


Рисунок 2. Расчет на основное сочетание (неполный состав нагрузок)



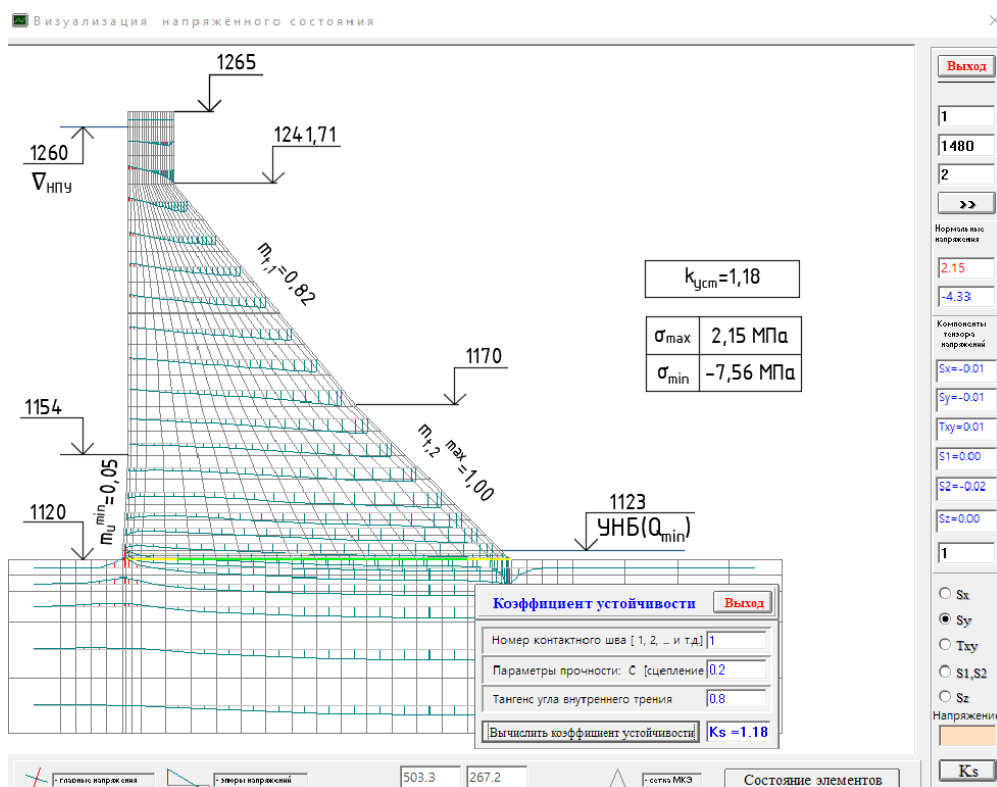


Рисунок 3. Расчет на особое сочетание нагрузок

Сведем полученные данные в таблицу (см. Таблицу 4). Нормативные значения коэффициента устойчивости и абсолютного значения максимального сжимающего напряжения найдены из соответствующей нормативной литературы¹.

Таблица 4. Сравнение полученных результатов расчета НДС гравитационных плотин

Основное сочетание нагрузок			
	Ks	σ_y^{\max} , МПа	σ_y^{\min} , МПа
Тощий бетон	2.67	0.03	-5.89
Пластичный бетон	1.64	0.06	-2.17
Нормативное зн-ие	1.316		-8.84
Особое сочетание нагрузок			
Тощий бетон	1.64	0.54	-8.15
Пластичный бетон	1.18	2.15	-7.56
Нормативное зн-ие	1.118		-10.28

Примерная оценка стоимости сооружений приведена в табличной форме (см. Таблицу 5). Стоимость 1 м³ материала выбиралась из рекомендаций [2], [3].

¹ СП 40.13330.2012 Плотины бетонные и железобетонные. Актуализированная редакция СНиП 2.06.06-85 (с Изменениями N 1, 2) – С. 41-73

Таблица 5. Оценка стоимости секции плотины

	Плотина из CSG	Плотина из RCC	\$ м ³ материала	
			Иран, 2009	Ляпичев, 1995
Тощий бетон (CSG), V в м ³	11168	0	\$ 20	\$ 21
Укатанный бетон (RCC) пласт., V, м ³	0	5476	\$ 31	\$ 35
Вибрированный бетон	1407	3051	\$ 60	
Общая стоимость секции	\$ 307 780	\$ 351 173		

ВЫВОДЫ

Результаты исследования показали, что:

1) для плотины трапецеидального профиля высотой 140 м характер распределения напряжений в теле плотины и в основании более благоприятный;

2) коэффициенты устойчивости на основное и особое сочетание нагрузок в плотине из тощего бетона трапецеидального профиля выше, чем в плотине из пластичного укатанного бетона треугольного профиля;

3) Стоимость плотины из тощего бетона меньше, чем плотины из пластичного укатанного бетона.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Судаков В. Б. Строительство плотин из укатанного бетона. Перспективы и задачи // ОАО "ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева", Санкт-Петербург, 2011. 42 С.
2. Price List of Dam, МАНАВ GHODS Consulting Engineering, Iran, 2008.
3. Ляпичев Ю.П. Проектирование и строительство современных высоких плотин, Издательство Российского университета дружбы народов, Москва, 2004
4. Londe. P. and Lino. M. The faced symmetrical hardfill dam: a new concept for RCC Water Power and Dam Construction, London, February 1992
5. Василевский В.В., Оскоркова Т.Е., Сильницкий В.И. Укладка особо жестких бетонных смесей в плотину Бурейской ГЭС // Гидротехническое строительство, 2004, №4

6. Ивашенцов Д.А., Судаков В.Б. Василевский А.Г., Шангин В.С., Юлькевич Б.Н., Караваяев А.В., Лапин Г.Г. Принципы конструирования современных бетонных плотин // Гидротехническое строительство, 2004, №2
7. Судаков В.Б., Марчук А.Н. Перспективные конструктивно-технологические решения для сейсмостойких гравитационных плотин. Известия ВНИИГ, т.238, 2000.

РЕШЕНИЯ ЗАДАЧИ ФИЛЬТРАЦИИ ДЛЯ ОДНОРОДНОЙ ДАМБЫ НА ВОДОПРОНИЦАЕМОМ ОСНОВАНИИ С ОТНОШЕНИЕМ КОЭФФИЦИЕНТА ФИЛЬТРАЦИИ ДАМБЫ И ОСНОВАНИЯ МЕНЬШЕ 10.

Салмина В. А.

студентка магистратуры 1 курса 17 группы ИГЭС НИУ МГСУ

Научный консультант: Бестужева А.С.

кандидат технических наук, доцент кафедры ГиГС НИУ МГСУ

Аннотация. В статье приведено решение фильтрационной задачи для насыпной плотины из суглинка на водопроницаемом основании. Приведены сопоставления по высоте выклинивания депрессионной кривой на низовой откос плотины для однородной плотины на водонепроницаемом основании и для плотины на водопроницаемом основании, полученном по методу Н.Н. Павловского. Также рассмотрено решение фильтрационной задачи для оценки величины фильтрационного расхода в плотине на водопроницаемом основании как суммы расходов в однородной плотине на водоупоре и расхода в мнимой «трубе» основания. Проведено сопоставление полученных решений.

Ключевые слова: решение фильтрационной задачи, плотина на водопроницаемом основании, фильтрационный расход.

ВВЕДЕНИЕ

После введения земляной плотины в эксплуатацию наблюдение за фильтрационным режимом основывается на данных режимной пьезометрической сети. Данная сеть представляет собой погружные пьезометры, которые устанавливаются вдоль контролируемых пикетов плотины.

Для контроля фильтрационного состояния плотины, безопасной эксплуатации гидротехнического сооружения, необходимо провести численные расчеты и сопоставить их с натурными наблюдениями.

При решении фильтрационных задач основными критериями являются:

- величина фильтрационных расходов;
- определение положения депрессионной кривой в теле плотины;
- градиенты фильтрационного потока.

В статье рассматривается фильтрационный режим плотины по первым двум критериям.

Для проведения данных расчетов было выбрано сечение плотины на водопроницаемом основании. Тело плотины сформировано грунтами из полезных выемок под ложе наливного водохранилища и представлено смесью супесчаных грунтов, суглинков, лессовидных песков. В основании плотины находится прослойка песчаного грунта лессовидного глубиной около 3-3.5 м. Ниже песчаной прослойки залегает суглинок лессовидный, коэффициент фильтрации которого на порядок ниже, чем коэффициент фильтрации тела плотины, верхняя граница которого в расчетной схеме принята за водоупор.

Целью статьи является сопоставление расчетов, полученных по программному комплексу с численными расчетами. Программный комплекс был составлен аспирантом кафедры гидравлики и гидротехнического строительства Чубатовым И.В, и представляет собой расчет установившейся фильтрации в неоднородной области на основе МКЭ (метода конечных элементов).

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Численные исследование фильтрационного режима плотины проведены на основании данных о коэффициентах фильтрации тела плотины и основания. Данные приведены в таблице 1.

Таблица 1. Фильтрационные свойства грунтов плотины.

№	Грунт	Кф, м/сут
1	Супесчано-суглинистый грунт тела плотины	0,033
2	1-основания, песок	0,32
3	2-основания, суглинок	0,16

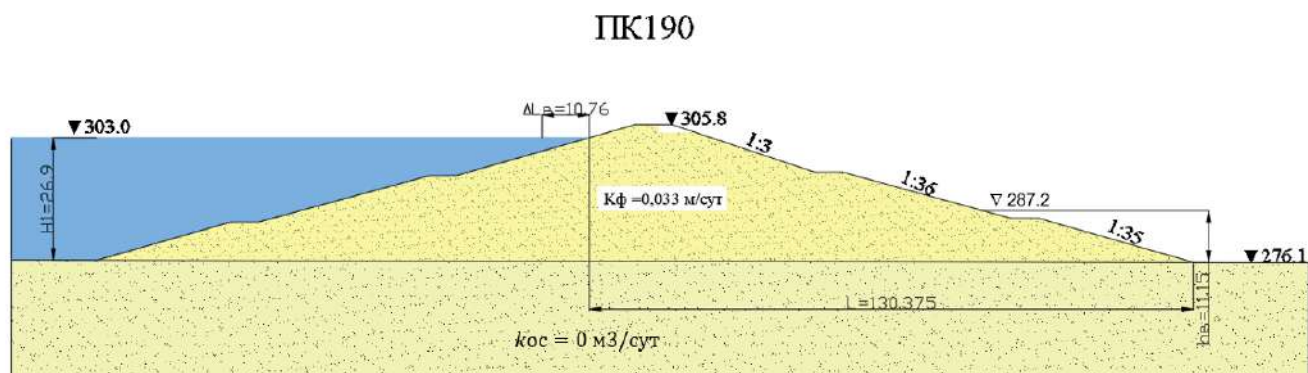
Фильтрационные свойства прослойки, залегающей в основании плотины значительно выше, чем коэффициент фильтрации (кф) в теле плотине. По этой причине расчет фильтрации усложняется: нельзя пренебрегать и объединять данные грунты.

Для того, чтобы провести расчёты фильтрации представим расчётную схему в двух вариантах:

- дамба, находящаяся на водонепроницаемом основании.
- дамба, находящаяся на водопроницаемом основании.

Решение задачи на водонепроницаемом основании.

Решение задачи фильтрации на водонепроницаемом основании сводится к тому, что прослойка супеси не учитывается в расчетах. В представленном сечении плотина является однородной дамбой, где вода в нижнем бьефе отсутствует, поэтому, для решения задачи по Справочнику Проектировщика [2] выбираем расчётную схему №3 с наклонным дренажем (рисунок 1).



Имея соотношение q/kt , найдем удельный расход в теле плотины:

$$\frac{q}{kt} = \frac{H_1^2}{Lp + \sqrt{Lp^2 - m_2^2 \cdot H_1^2}}, \quad (1)$$

где:

q - величина удельного фильтрационного расхода; kt - коэффициент фильтрации грунта в теле плотины; H_1 - глубина верхнего бьефа; m_2 – усредненный коэффициент низового откоса плотины; Lp – расчетная длина депрессионной кривой.

$$Lp = L + \Delta L_B, \quad (2)$$

где:

Lp – горизонтальное расстояние между урезами воды верхнего и нижнего бьефов;

$$\Delta L_B = 0.4 H_1 \quad (3)$$

$$\Delta L_B = 0.4 \cdot 26.9 = 10,76 \text{ м}$$

$$Lp = 130.375 + 10,76 = 141.135 \text{ м}$$

$$\frac{q}{kt} = \frac{26.9^2}{141.135 + \sqrt{141.135^2 - 3.8 \cdot 26.9^2}} = 3.0346$$

Тогда удельный фильтрационный расход равен:

$$q = 3.0346 \cdot kt = 3.0346 \cdot 0.033 = 0.1001 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Для того, чтобы построить депрессионную кривую необходимо найти высоту высачивания на откос с $m_2 \geq 1$:

$$h_B = (0.5 + m_2) \cdot q/kt \quad (4)$$

$$h_B = (0.5 + 3.8) \cdot 3.0346 = 11.115 \text{ м}$$

Координаты кривой депрессии:

$$h_x = \sqrt{2 \cdot \frac{q}{k\phi} \cdot (L - x - m_2 \cdot h_B) + h_B^2}, \quad (5)$$

Значения сводятся в таблицу №2.

Таблица №2

x	h _x	x	h _x
10	24.43	50	18.81
20	23.15	60	17.12
30	21.8	70	15.25
40	20.36	80	13.11

По данным координатам строим депрессионную кривую, которая представлена на рисунке 2.

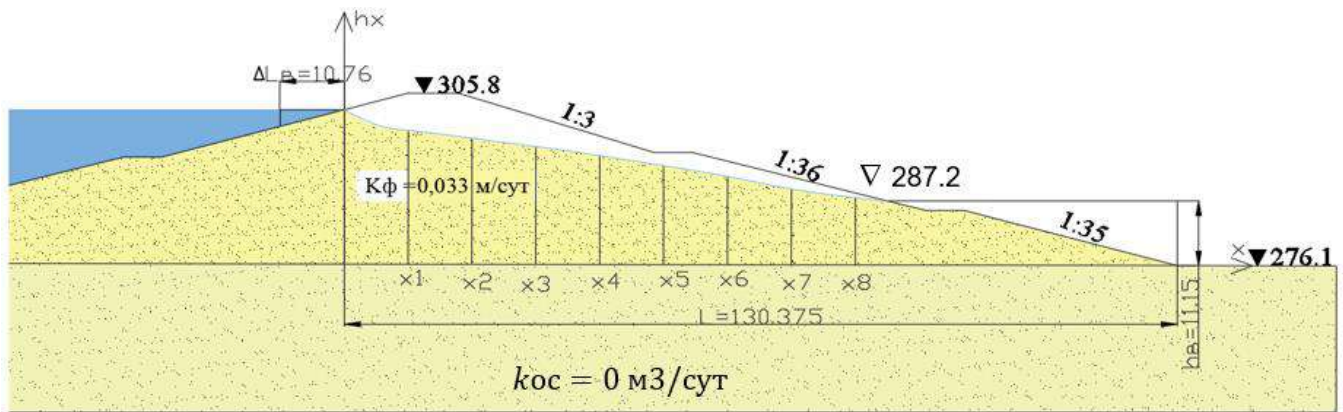


Рисунок 2. Построение депрессионной кривой на водонепроницаемом основании.

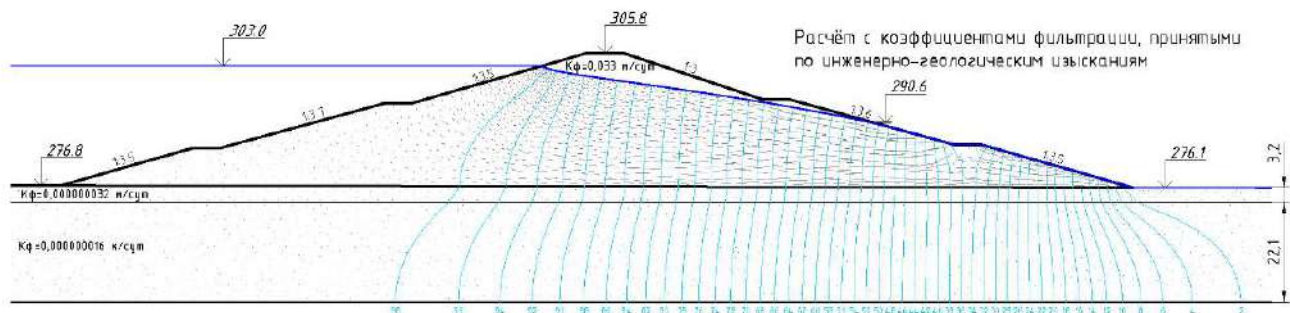


Рисунок 3. Построение депрессионной кривой методом МКЭ.

Отметка высачивания депрессионной кривой:

$$\nabla_B = \nabla_{\text{дно}} + h_B, \quad (6)$$

$$\nabla_B = 276.1 + 11.11 = 287.2 \text{ м.}$$

Для оценки фильтрационной прогниваемости грунта в основании плотины заменим последнюю на схему «фиктивной трубы» и оценим суммарный коэффициент потерь напора

по ее длине по методу коэффициентов сопротивления. Согласно методу, предполагается, что подземный контур гидротехнического сооружения имеет местные потери напора, на каждом из которых падение напора пропорционально $q/k\phi$ с коэффициентом пропорциональности, зависящим от характера местного сопротивления. Тогда суммарный фильтрационный расход вдоль фиктивной трубы можно представить в виде:

$$q = \frac{H_1}{\sum \zeta} k_{ос}, \quad (7)$$

где:

$k_{ос}$ - коэффициент фильтрации в основании плотины; $\sum \zeta$ - суммарные коэффициенты сопротивления:

$$\sum \zeta = \zeta_{вх} + \zeta_{вых} + \zeta_l, \quad (8)$$

где:

$\zeta_{вх}$, $\zeta_{вых}$ - коэффициент сопротивления входного и выходного элемента контура соответственно, 0.44; ζ_l - коэффициент сопротивления по длине.

$$\zeta_l = \frac{L-0.5(s_1+s_2)}{T}, \quad (9)$$

где:

s_1, s_2 - длина заглубления шпунта; L - фильтрационный путь под подошвой плотины; T - расстояние от подошвы плотины до водоупора.

Исходя из того, что под подошвой плотины нет шпунта, то формула 9 имеет вид:

$$\zeta_l = \frac{L}{T}, \quad (10)$$

$$\zeta_l = 236.7/3.2=73.97$$

$$\zeta_l=0.44+0.44+73.97=74.85$$

тогда удельный расход будет равен:

$$q=26.9/74.85 \cdot 0.32=0.115 \text{ м}^3/\text{сут}$$

Общий фильтрационный расход находим как сумму удельного расхода на водонепроницаемом основании и по методу коэффициентов сопротивления:

$$q_{общ} = q_1 + q_2 = 0.1 + 0.115 = 0.215 \text{ м}^3/\text{сут}$$

Решение задачи на водопроницаемом основании.

При решении задачи фильтрации на водопроницаемом основании необходимо выбрать наиболее подходящую схему для расчета. Из условия того, что коэффициент фильтрации тела плотины меньше коэффициента фильтрации основания, то принимаем расчетную схему №13 по справочнику проектировщика.

Для того, чтобы найти удельную величину и высоту высачивания плотины применяем метод подбора уравнений (11) и (12), который представлен в таблице №3.

$$q_1 = (k_T \cdot \frac{(H_1^2) - (H_2 + h_B)^2}{2 \cdot (L_p - m_2 \cdot h_B)} + k_{oc} \cdot T \cdot \frac{H_1 - (H_2 + h_B)}{(L_p - (0.5 + m_2)) \cdot h_B}, \quad (11)$$

$$q_2 = k_T \cdot \frac{h_B}{0.5 + m_2} \cdot (1 + \frac{H_2}{\alpha_m \cdot H_2 + h_B} + k_{oc} \cdot T \cdot \frac{h_B}{(0.5 + m_2) \cdot h_B + m_2 \cdot H_2 + 0.4 \cdot T}), \quad (12)$$

где:

k_T - коэффициент фильтрации тела плотины, 0.033 м³/сут;

k_{oc} - коэффициент фильтрации основания плотины, 0.32 м³/сут;

h_B - высота высачивания депрессионной кривой;

H_1 – глубина верхнего бьефа, 26.9 м;

H_2 - глубина нижнего бьефа, 0;

L_p – расчетная длина депрессионной кривой;

m_2 – усредненный коэффициент низового откоса плотины, 3.8;

T - расстояние от подошвы плотины до водоупора, 3.2м.

Расчетная длина депрессионной кривой:

$$L_p = L + \Delta L_B, \quad (13)$$

$$\Delta L_B = (\sigma \cdot \alpha_3 + \alpha_2 \cdot \alpha_1) / (\sigma + \alpha_1), \quad (14)$$

$$\alpha_1 = \frac{m_1 \cdot H_1}{T} + \frac{1.32}{m_1} - 1, \quad (15)$$

$$\alpha_2 = \frac{m_1 \cdot H_1}{(2 \cdot m_1 + 1)}, \quad (16)$$

$$\alpha_3 = m_1 \cdot H_1 + 0.4 \cdot T, \quad (17)$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{k_{oc}}{k_T}} = 3.114, \quad (18)$$

$$\Delta L_B = 20.168 \text{ м}$$

$$L_p = 130.375 + 20.168 = 150.543 \text{ м} \nabla$$

Принимаем величину высачивания в диапазоне от одного до двух метров:

Таблица №3

$h_B, \text{ м}$	$q_1, \text{ м}^3/\text{сут}$	$q_2, \text{ м}^3/\text{сут}$
1	0.262	0.191
1.2	0.231	0.2
1.42	0.207	0.207
1.6	0.193	0.213

1.8	0.18	0.218
2	0.17	0.222

Исходя из подбора удельного расхода, значения совпадают при $h_b=1.42$ м.

Принимаем $q=0.207$ м³/сут, $h_b=1.42$ м.

Отметка высачивания депрессионной кривой:

$$\nabla_B = \nabla_{\text{дно}} + h_b,$$

$$\nabla_B = 276.1 + 1.42 = 277.52 \text{ м.}$$

Координаты кривой депрессии представлены в табл.4:

$$h_x = \sqrt{2 \cdot \frac{q}{k_T} \cdot (L - m_2 \cdot h_b - x) + \left(\frac{k_{oc}}{k_T} \cdot T + H_2 + h_b \right)^2} - \frac{k_{oc}}{k_T} \cdot T, \quad (19)$$

Таблица №4. Координаты депрессионной кривой

x	h _x	x	h _x
10	18.97	70	10.74
20	17.69	80	9.2
30	16.38	90	7.6
40	15.04	100	5.94
50	13.65	110	4.2
60	12.22	120	2.37

По данным координатам строим депрессионную кривую, которая представлена на рисунке 4.

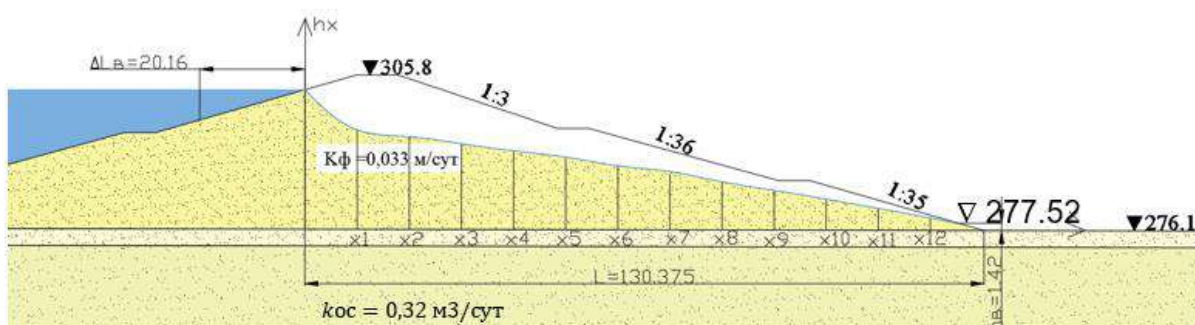


Рисунок 4. Построение депрессионной кривой на водопроницаемом основании.

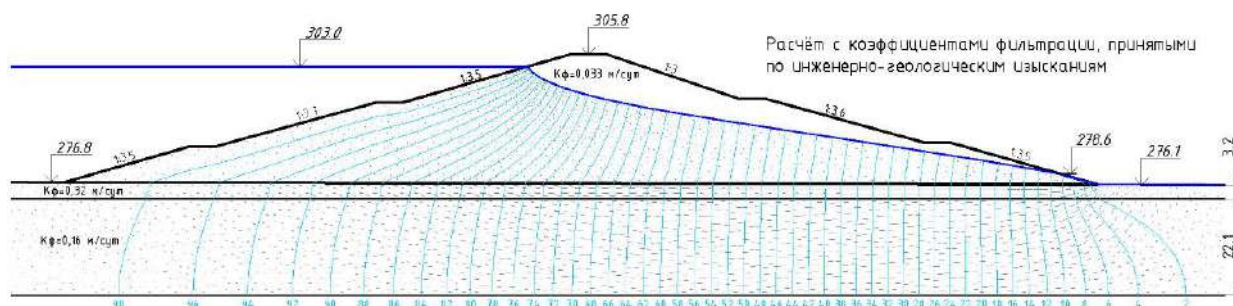


Рисунок 5. Построение депрессионной кривой методом МКЭ.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Полученные значения, заносим в таблицу №5.

Таблица № 5

Обозначение	Натурные испытания	Значение МКЭ	Значение численное
Водонепроницаемое основание			
$\nabla_{в}$, м	-	290.6	287.2
q , м ³ /сут	-	-	(0,1) 0.215
Водопроницаемое основание			
$\nabla_{в}$, м	278.4	278.6	277.52
q , м ³ /сут	0.55	0.6-0.7	0.207

Анализируя результаты исследований, можно сделать вывод, что разница удельного фильтрационного расхода численных методов составляет 3.7%, в отличии от натуральных испытаний: 64.2%.

Отличие отметки высоты высачивания для расчета на водонепроницаемом основании численного метода со значениями МКЭ составляет 1.2%, а для водопроницаемого- 0.38%.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Сопоставляя численные расчетные случаи, можно сделать вывод, что при учете песчаной прослойки в основании плотины существенно меняется фильтрационный режим плотины: идет увеличение фильтрационного расхода, практически в два раза; изменение депрессионной кривой и высоты высачивания депрессионной кривой.

В тоже время, сравнивая значения, полученные различными методами, в определенной расчетной схеме, можно сделать вывод, что полученные результаты отличаются не более 5%. Это говорит о том, что методики расчетов подобраны максимально приближено к натурным испытаниям, и позволяет видеть реальную фильтрационную картину.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Под общей редакцией д-ра тех. наук, проф. В.П. Недриги «Справочник проектировщика. Гидротехнические сооружения», Изд. Стройиздат, Москва, 1983 г. С. 12-128.

2. СП 58.13330.2019 Гидротехнические сооружения. Основные положения СНиП 33-01-2003.
3. СП 39.13330.2012 Плотины из грунтовых материалов. Актуализированная редакция СНиП 2.06.05-84* (с Изменениями N 1, 2, 3)
4. Гидротехнические сооружения: Учеб. для вузов: В 2 ч./ Под ред. Л. Н. Рассказов. – Москва, АСВ, 2011.
5. Н.П. Розанов Гидротехнические сооружения. Агропромиздат. Москва. 1986

ВЛИЯНИЕ ЖЕСТКОСТИ СКАЛЬНОГО ОСНОВАНИЯ НА ПАРАМЕТРЫ ОПТИМАЛЬНОГО ПРОФИЛЯ ВЫСОКОЙ ГРАВИТАЦИОННОЙ ПЛОТИНЫ

Нагорнова Ж.И.

студентка 4 курса 13 группы ИГЭС НИУ МГСУ

Научный консультант: Толстикова В.В.

кандидат технических наук, доцент кафедры ГиГС НИУ МГСУ

Аннотация. Предметом исследования послужили высокие гравитационные плотины на скальном основании, так как за их проектированием стоит довольно много интересных как технических, так и экономических задач. Как известно, решающим фактором принятия окончательного варианта проекта является его стоимость. Что касается высоких плотин, их экономичность определяет объем бетона тела плотины. Предпочтения к створу, для возведения сооружения, отдаются с наиболее подходящими для строительства и работы конструкции основаниями, свойства которых варьируются в широких пределах. Целью исследования являлось нахождение профилей с минимально возможным объемом с учетом разных характеристик грунта основания, удовлетворяющий всем условиям прочности и устойчивости в соответствии с СП 40.13330.2012. Расчёты несущей способности плотины Се Конг-4, изменяя различные факторы (заложения верховой и низовой граней) выполнялось методом конечных элементов (МКЭ) на основные статические нагрузки с учетом возможного раскрытия контактного шва и разуплотнения основания. Минимальные по объёму профили подбирались на основе теории оптимизации.

Ключевые слова: объем бетона плотины, оптимизация, заложение откосов, матрица планирования, жесткость основания.

ВВЕДЕНИЕ

По данным международного комитета по большим плотинам – гравитационные плотины самые надежные водоподпорные сооружения. Они получили широкое распространение благодаря простоте конструкции и современным технологиям возведения: малоцементные жесткие укатанные бетонные смеси. Высота некоторых таких сооружений на данный момент значительно превысила 200 метров.

Развитие численных методов анализа МКЭ позволяет учесть в расчетах напряженно-деформированного состояния (НДС) бетонных плотин и трещиноватых скальных массивов влияние отдельных крупных трещин, прогнозировать раскрытие и сдвиговые нарушения в

контакте, изменение фильтрационных свойств массивов в зависимости от изменения их напряженного состояния.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Основной задачей исследования являлась оценка влияния жесткости основания на объём профилей плотины при их подборе на основе теории оптимизации. Минимизируется объём профиля плотины представленный как и функции критериев прочности и устойчивости (функции ограничений) в виде функциональной зависимости. Минимизация объёма профиля плотины выполнялась в программе MathCad.

Для решения задачи необходимо задать несколько независимых факторов, которые определяют профиль плотины. В нашем случае рассматривались три фактора: заложение верхового откоса m_1 , низового откоса выше m_2 и ниже точки перегиба m_3 . Данным факторам необходимо придать минимальное и максимальное значение, от -1 до +1, соответственно. Этим значениям, в свою очередь, назначены диапазоны заложений необходимых откосов: m_1 [0;0,4]; m_2 [0,6;0,75]; m_3 [0,95;1,1].

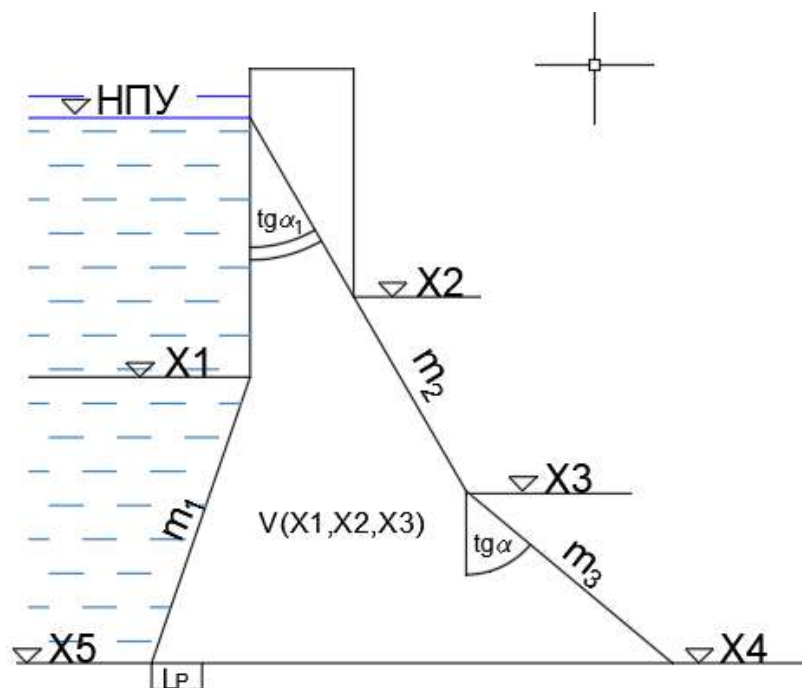


Рисунок 13. Схема профиля плотины с определяющими точками и заложениями откосов.

Далее необходимо связать целевую функцию и еще несколько определяющих нормальную эксплуатацию откликов с независимыми факторами. Функции отклика: коэффициент устойчивости; напряжения в контактном шве плотины с основанием; глубина зоны растяжения под напорной гранью. Целевая функция объём бетона профиля плотины.

Составляется матрица планирования (таблица 1) из данных вариаций факторов и соответствующие им функции для решения задачи. Каждая строка матрицы — это вариант профиля плотины для которого формируется сетка МКЭ и выполняется расчёт. Расчет производится методом конечных элементов с помощью программного комплекса «Crack». Для определения всех независимых коэффициентов в матрице планирования необходимо чтобы уравнений было $N = 2^n$, где n – число варьируемых факторов. В итоге получается 8 вариантов профиля, на основании расчётов которых определяются математические зависимости в виде полиномов (2) для целевой функции и функций ограничений, Одно решение (9 вариант в центре плана) – для проверки адекватности функций отклика внутри факторного пространства.

Полином – наиболее удобный вид функции откликов внутри факторного пространства. Коэффициенты полинома b_i определяются по формуле:

$$b_i = \sum_{j=1}^i y_i \cdot x_{ij} / N \quad (1)$$

где

N – число строк матрицы;

$i = 0, 1, 2 \dots n$ – индекс коэффициента b и ему соответствующий индекс столбца x_i ;

j – номер элемента в столбце;

y_i – отклик i -ой функции.

$$y_i = b_0 + b_1x_1 + b_2x_2 + b_3x_3 + b_{12}x_1x_2 + b_{13}x_1x_3 + b_{23}x_2x_3 + b_{123}x_1x_2x_3 \quad (2)$$

По результатам расчетов определяются коэффициенты уравнений регрессии. Далее решалась задача условной оптимизации при выполнении принятых ограничений коэффициента устойчивости ($k_s > 1,32$), напряжений в контакте или глубины зоны растяжения.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Для нахождения первого оптимального профиля, рассмотрим свойства жесткого основания с модулем деформации основания $E = 20000$ МПа. Для второго варианта профиля – $E = 5000$ МПа. Задаемся условиями нормальной эксплуатации: коэффициент устойчивости $k_s \geq 1,32$; $l_p \leq 0$.

В данном расчете условие прочности формулируется в виде отсутствия зоны растяжения l_p под напорной гранью плотины.

Таблица 1. Матрица планирования для жесткого основания с учетом раскрытия

№	x1	x2	x3	X0	X1	X2	X3	X1X2	X1X3	X2X3	X1X2X3	V _{пл}	σ _{у0}	L _{раст}	k _с
1	0	0.6	0.9	1	-1	-1	1	1	-1	-1	1	8760	1.96	10.5	1.38
2	0	0.8	0.8	1	-1	1	-1	-1	1	-1	1	10594	0.87	4	1.62
3	0.4	0.6	0.8	1	1	-1	-1	-1	-1	1	1	9151	1.38	8.5	1.61
4	0.4	0.8	0.9	1	1	1	1	1	1	1	1	11503	0.66	3.5	1.95
5	0	0.6	0.8	1	-1	-1	-1	1	1	1	-1	8501	2.24	11.7	1.36
6	0	0.8	0.9	1	-1	1	1	-1	-1	1	-1	10853	0.69	3.2	1.65
7	0.4	0.6	0.9	1	1	-1	1	-1	1	-1	-1	9410	1.25	7.6	1.64
8	0.4	0.8	0.8	1	1	1	-1	1	-1	-1	-1	11244	0.76	4	1.91
9	0.2	0.7	0.85	1	0	0	0	0	0	0	0	10001	1.17	6.4	1.63

В результате перемножения получим следующие функции:

Целевая функция:

$$F_1(x_1, x_2, x_3) := f(x_1, x_2, x_3) \cdot B_1 \rightarrow 325 \cdot x_1 + 1046.5 \cdot x_2 + 129.5 \cdot x_3 + 10002$$

Функции откликов:

$$F_2(x_1, x_2, x_3) := f(x_1, x_2, x_3) \cdot B_2 \rightarrow -0.21375 \cdot x_1 - 0.48125 \cdot x_2 - 0.08625 \cdot x_3 + \\ + 0.17875 \cdot x_1 \cdot x_2 + 0.02875 \cdot x_1 \cdot x_3 + 0.01625 \cdot x_2 \cdot x_3 - 0.00875 \cdot x_1 \cdot x_2 \cdot x_3 + 1.22625$$

$$F_3(x_1, x_2, x_3) := f(x_1, x_2, x_3) \cdot B_3 \rightarrow -0.725 \cdot x_1 - 2.95 \cdot x_2 - 0.425 \cdot x_3 + 0.8 \cdot x_1 \cdot x_2 + \\ + 0.075 \cdot x_1 \cdot x_3 + 0.1 \cdot x_2 \cdot x_3 + 2.22 \cdot 10^{-16} \cdot x_1 \cdot x_2 \cdot x_3 + 6.625$$

$$F_4(x_1, x_2, x_3) := f(x_1, x_2, x_3) \cdot B_4 \rightarrow 0.1375 \cdot x_1 + 0.1425 \cdot x_2 + 0.015 \cdot x_3 + \\ + 0.01 \cdot x_1 \cdot x_2 + 0.0025 \cdot x_1 \cdot x_3 + 0.0025 \cdot x_2 \cdot x_3 + 5.5511 \cdot 10^{-17} \cdot x_1 \cdot x_2 \cdot x_3 + 1.64$$

В СП 40.13330.2012 косвенно учитывается возможность раскрытия швов со стороны верховой грани плотины (в том числе контактного шва с основанием), а условие прочности формулируется в виде ограничения предельных глубин зоны растяжения l_p у верховой грани плотины, которые для основного сочетания нагрузок и при отсутствии гидроизоляции напорной грани для контактного шва принимаются:

$$l_p \leq 0.33 \cdot l_{ц.з.} \quad (3)$$

где $l_{ц.з.}$ – расстояние от верховой грани до оси цементационной завесы, м;

Таблица 2. Матрица планирования для жесткого основания, не учитывающее раскрытие в контактом шве

№	x1	x2	x3	X0	X1	X2	X3	X1X2	X1X3	X2X3	X1X2X3	V _{пл}	σ _{у0}	L _{раст}	k _с
1	0	0.8	1.1	1	-1	-1	1	1	-1	-1	1	11371	0.4	2	1.73

2	0	0.95	0.95	1	-1	1	-1	-1	1	-1	1	12555	-0.09	-1.2	1.9
3	0.4	0.8	0.95	1	1	-1	-1	-1	-1	1	1	11632	0.62	3.4	1.96
4	0.4	0.95	1.1	1	1	1	1	1	1	1	1	13594	0.17	1.3	2.26
5	0	0.8	0.95	1	-1	-1	-1	1	1	1	-1	10982	0.6	3	1.67
6	0	0.95	1.1	1	-1	1	1	-1	-1	1	-1	12944	-0.25	-2.3	1.96
7	0.4	0.8	1.1	1	1	-1	1	-1	1	-1	-1	12021	0.5	2.9	2.02
8	0.4	0.95	0.95	1	1	1	-1	1	-1	-1	-1	13205	0.27	1.7	2.2
9	0.2	0.88	1.03	1	0	0	0	0	0	0	0	12288	0.29	1.4	1.96

Целевая функция:

$$F_1(x_1, x_2, x_3) := f(x_1, x_2, x_3) \cdot B_1 \rightarrow 325 \cdot x_1 + 786.5 \cdot x_2 + 194.5 \cdot x_3 + 12288$$

Функции откликов:

$$F_2(x_1, x_2, x_3) := f(x_1, x_2, x_3) \cdot B_2 \rightarrow 0.1125 \cdot x_1 - 0.2525 \cdot x_2 - 0.0725 \cdot x_3 + \\ + 0.0825 \cdot x_1 \cdot x_2 + 0.0175 \cdot x_1 \cdot x_3 + 0.0075 \cdot x_2 \cdot x_3 - 0.0025 \cdot x_1 \cdot x_2 \cdot x_3 + 0.2775$$

$$F_3(x_1, x_2, x_3) := f(x_1, x_2, x_3) \cdot B_3 \rightarrow 0.975 \cdot x_1 - 1.475 \cdot x_2 - 0.375 \cdot x_3 + 0.65 \cdot x_1 \cdot x_2 + \\ + 0.15 \cdot x_1 \cdot x_3 - 2.7756 \cdot 10^{-17} \cdot x_2 \cdot x_3 + 0.025 \cdot x_1 \cdot x_2 \cdot x_3 + 1.35$$

$$F_4(x_1, x_2, x_3) := f(x_1, x_2, x_3) \cdot B_4 \rightarrow 0.1475 \cdot x_1 + 0.1175 \cdot x_2 + 0.03 \cdot x_3 + 0.0025 \cdot x_1 \cdot x_2 - \\ - 5.5511 \cdot 10^{-17} \cdot x_1 \cdot x_3 + 5.5511 \cdot 10^{-17} \cdot x_2 \cdot x_3 - 5.5511 \cdot 10^{-17} \cdot x_1 \cdot x_2 \cdot x_3 + 1.9625$$

Таблица 3. Матрица планирования для мягкого основания, с учетом раскрытия в контактном

шве

№	x1	x2	x3	X0	X1	X2	X3	X1X2	X1X3	X2X3	X1X2X3	V _{пл}	σ _{у0}	L _{раст}	k _s
1	0	0.6	0.85	1	-1	-1	1	1	-1	-1	1	8630	0.71	4.2	1.33
2	0	0.75	0.75	1	-1	1	-1	-1	1	-1	1	9940	-0.08	-0.6	1.51
3	0.4	0.6	0.75	1	1	-1	-1	-1	-1	1	1	9021	0.51	2.6	1.58
4	0.4	0.75	0.85	1	1	1	1	1	1	1	1	10850	-0.34	-4.1	1.84
5	0	0.6	0.75	1	-1	-1	-1	1	1	1	-1	8371	1.07	7.7	1.3
6	0	0.75	0.85	1	-1	1	1	-1	-1	1	-1	10200	-0.37	-3	1.55
7	0.4	0.6	0.85	1	1	-1	1	-1	1	-1	-1	9280	0.28	1.7	1.61
8	0.4	0.75	0.75	1	1	1	-1	1	-1	-1	-1	10590	-0.19	-1.6	1.8
9	0.2	0.68	0.8	1	0	0	0	0	0	0	0	9610	0.19	0.9	1.56

Целевая функция:

$$F_1(x_1, x_2, x_3) := f(x_1, x_2, x_3) \cdot B_1 \rightarrow 325 \cdot x_1 + 784.75 \cdot x_2 + 129.75 \cdot x_3 + 0.25 \cdot x_2 \cdot x_3 + \\ + 9610.25$$

Функции откликов:

$$F_2(x_1, x_2, x_3) := f(x_1, x_2, x_3) \cdot B_2 \rightarrow -0.1375 \cdot x_1 - 0.4475 \cdot x_2 - 0.125 \cdot x_3 +$$

$$+ 0.1175 \cdot x_1 \cdot x_2 + 0.03 \cdot x_1 \cdot x_3 + 0.015 \cdot x_2 \cdot x_3 + 0.005 \cdot x_1 \cdot x_2 \cdot x_3 + 0.19875$$

$$F_3(x_1, x_2, x_3) := f(x_1, x_2, x_3) \cdot B_3 \rightarrow -1.2125 \cdot x_1 - 3.1875 \cdot x_2 - 1.1625 \cdot x_3 +$$

$$+ 0.6875 \cdot x_1 \cdot x_2 + 0.3125 \cdot x_1 \cdot x_3 - 0.0625 \cdot x_2 \cdot x_3 - 0.3375 \cdot x_1 \cdot x_2 \cdot x_3 + 0.8625$$

$$F_4(x_1, x_2, x_3) := f(x_1, x_2, x_3) \cdot B_4 \rightarrow 0.1425 \cdot x_1 + 0.11 \cdot x_2 + 0.0175 \cdot x_3 +$$

$$+ 0.0025 \cdot x_1 \cdot x_2 + 0.0025 \cdot x_1 \cdot x_3 + 0.0025 \cdot x_2 \cdot x_3 + 1.565$$

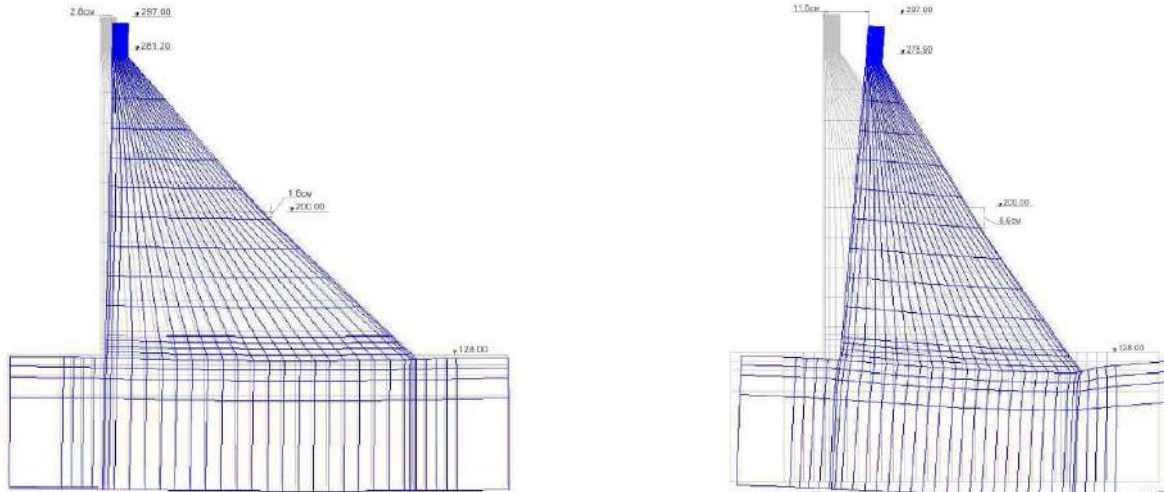


Рисунок 2. Сравнение перемещений на жестком (слева) и на мягком (справа) основаниях.

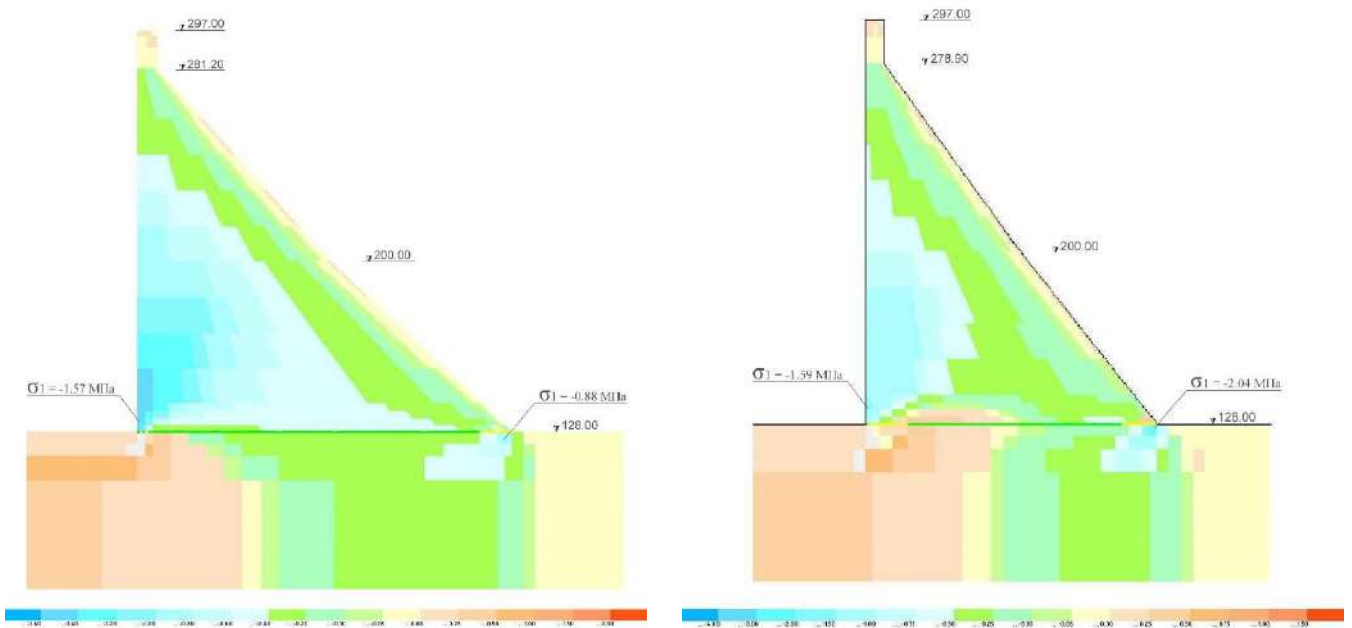


Рисунок 3. Сравнение главных напряжений σ_1 на жестком (слева) и на мягком (справа) основаниях.

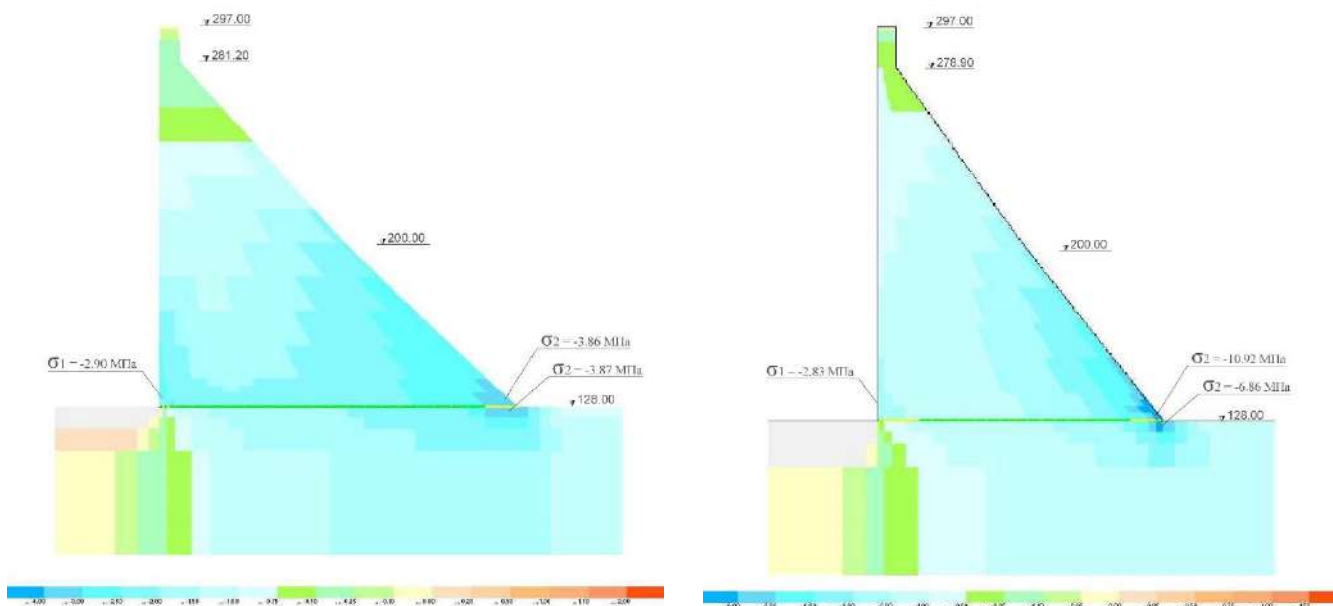


Рисунок 4. Сравнение главных напряжений σ_2 на жестком (слева) и на мягком (справа) основаниях.

Из схем деформированного состояния можно заметить, что деформации на податливом основании больше, чем на жестком примерно в 4 раза.

Растягивающие напряжения под напорной гранью плотины на жестком основании превышают напряжения на податливом основании более чем в 2 раза, что приводит к значительным раскрытиям контактного шва и обширным зонам разуплотнения скального массива. Для устранения растяжения требуется увеличения габаритов профиля. На податливых основаниях под напорной гранью и в контакте состояние более благоприятное, что позволяет при тех же прочностных критериях получить более обжатый профиль. Следует при этом отметить увеличение уровня сжатия в низовом клине плотины в $1,5 \div 2$ раза, по сравнению с вариантом на жестком основании.

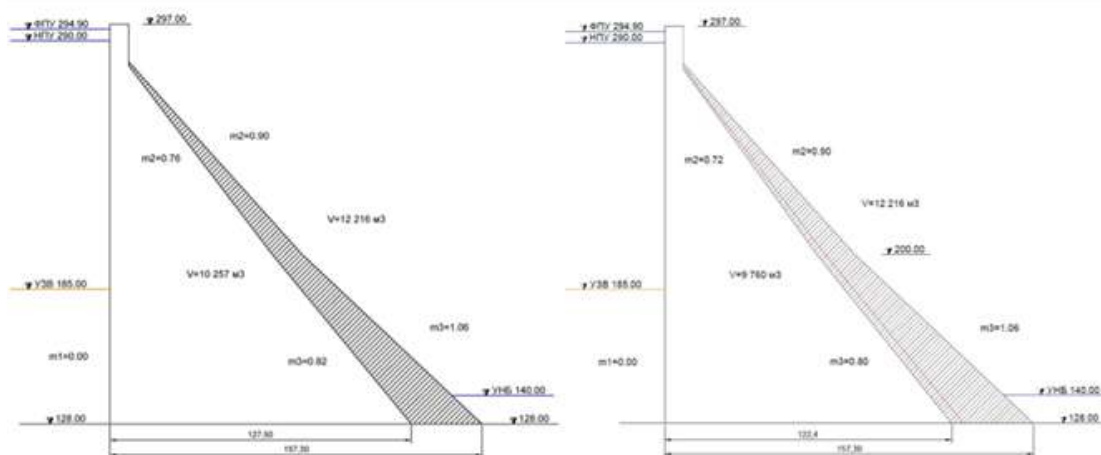


Рисунок 5. Сравнение полученных оптимальных профилей слева – жесткое, справа – податливом основании

На жестком основании максимальный профиль при отсутствие растяжения в контактном сечении имеет объём ($V_{пл} = 12\,216\text{ м}^3$), а при допущении раскрытия 0,33 расстояния до инъекционной завесы в соответствии с действующими нормами ($V_{пл} = 10\,257\text{ м}^3$). У профиля на мягком основании, при допущении раскрытия, оптимальный профиль имеет объем ($V_{пл} = 9\,786\text{ м}^3$).

В результате расчетов оптимизации, коэффициенты устойчивости плотины на сдвиг выше нормативных во всех вариантах расчетов. Это значит, что оптимальные профили плотины были получены по условиям прочности в контактном сечении.

ВЫВОДЫ

Применение методики научного планирования, совместно с решением задач напряженного состояния МКЭ, позволяет получить функциональные зависимости объёма плотины и критериев прочности от рассматриваемых факторов. Решая задачу условной оптимизации, получаем минимальный объем плотины при выполнении критериев прочности и устойчивости, рассмотрев минимальное количество вариантов профиля плотины.

Деформативные свойства скального основания оказывают существенное влияние на НДС в приконтактной области плотины и основания. При жестких основаниях со стороны напорной грани действуют большие растягивающие напряжения, приводящие к значительным раскрытиям контакта. На податливом основании ситуация под напорной гранью более благоприятная, но появляется концентрация сжимающих напряжений на низовой грани плотины.

Как итог, объём оптимального профиля плотин одинаковой высоты, проектируемых на основаниях с различной жесткостью, может изменяться почти на 15÷20 %.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Адлер Ю.П., Маркова Е.В., Грановский Ю.В. Планирование эксперимента при поиске оптимальных условий. М., Наука, 1976.
2. Зерцалов М.Г., Толстикова В.В. Учёт упругопластической работы бетонных плотин и скальных оснований в расчетах с использованием МКЭ // Гидротехническое строительство, 1988, N 8, с.33-36.
3. Рассказов Л.Н., Орехов В.Г., Анискин Н.А. и др. Гидротехнические сооружения, Том I. Под ред. Рассказова Л.Н. М., АСВ, 2011, 581 с.
4. Рассказов Л.Н., Орехов В.Г., Анискин Н.А. и др. Гидротехнические сооружения, Том II. Под ред. Рассказова Л.Н. М., АСВ, 2011, 535 с.

5. Толстиков В.В. Изменение фильтрационного противодействия на подошву бетонной гравитационной плотины при раскрытии контактного шва и разуплотнении скального основания // Гидротехническое строительство – 2019, № 1.
6. Толстиков В.В., Нгуен Дык Нгиа. Численное исследование возможных схем разрушения системы «Бетонная гравитационная плотина - скальное основание // Вестник МГСУ. 2011, №5.
7. Толстиков В.В., Нгуен Дык Нгиа. Численное моделирование разрушения системы бетонная гравитационная плотина – блочное скальное основание // Гидротехническое строительство, 2011, № 10.
8. Толстиков В.В. Моделирование работы швов и трещин в расчетах напряженно-деформированного состояния бетонных плотин // Вестник МГСУ, №2, 2006.

СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ РАСЧЁТНЫХ МЕТОДОВ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НДС БЕТОННОЙ ГРАВИТАЦИОННОЙ ПЛОТИНЫ

Чащина Е.Е.

студентка 4 курса 1 группы ИГЭС НИУ МГСУ

Научные консультанты: Толстикова В. В.¹, Кудрявцев Г.М.²

¹ *кандидат технических наук, доцент кафедры ГиГС НИУ МГСУ*

² *старший преподаватель кафедры ГиГС НИУ МГСУ*

Аннотация. Предметом исследования является бетонная гравитационная плотина, расчет которой ведется с учетом нагрузки от собственного веса материалов, от гидростатического давления на напорную грань, а также на фильтрационное противодействие на бетонную плотину.

Цель: исследовать напряженно-деформированное состояние (НДС) бетонной гравитационной плотины, проанализировать результаты значений НДС при использовании различных расчётных методов: элементарного метода, метода теории упругости, метода конечных элементов, выполненного с использованием программы Crack, ANSYS Mechanical 17.0 APDL и PLAXIS 2D.

По результатам сравнительного анализа можно сделать вывод, что чтобы получить достоверные результаты при расчете основания необходимо пользоваться методом конечных элементов. Наиболее близкие к реальному объекту результаты рассчитывает программный комплекс Crack. При этом в самой плотине без учета влияния основания расчеты элементарным методом, методом теории упругости и методом конечных элементов дают схожие результаты.

Ключевые слова: бетонная гравитационная плотина, напряженно-деформированное состояние, метод конечных элементов, Crack, ANSYS Mechanical 17.0 APDL, PLAXIS 2D.

ВВЕДЕНИЕ

В гидротехнике до появления электронно-вычислительных машин (ЭВМ) основными методами определения напряженно-деформированного состояния (НДС) являлись аналитические методы решения различных задач теории упругости и строительной механики. И изначально внедрения ЭВМ предназначалось для реализации решений, полученных аналитическими методами, как отмечается в [1].

В связи с развитием и повышением универсальности ЭВМ, начиная с последней четверти XX века, большинство вычислений стали производиться в цифровом формате. Таким образом: «внедрение в мировую практику проектирования ГТС промышленных конечно-элементных комплексов, позволяющих решать задачи механики твёрдых деформируемых тел в трёхмерной стационарной и нестационарной постановках, позволили разработать расчётные модели бетонных и железобетонных конструкций, наиболее полно отражающих работу сооружения» [1].

На сегодняшний день самым актуальным способом численного моделирования плотин является метод конечных элементов (МКЭ). «МКЭ является вариационно-сеточным методом, заключающимся в удовлетворении интегральному тождеству для обобщённого решения задачи на множестве кусочно-полиномиальных или более общего типа распространений сеточных функций <...> на отдельной ячейке сетки распространение строится независимо от соседних. Требуемая гладкость распространения на области, образованной объединением ячеек сетки, обеспечивается только за счёт наличия у смежных ячеек общих узлов и одинаковости задаваемых в общих для соседних ячеек узлах компонент сеточных функций. Это позволяет считать, что на ячейках сетки определены не зависящие друг от друга объекты, именуемые конечными элементами или просто элементами» [2].

В условиях массовости инженерных расчетов, применяются уже готовые программные комплексы [3]. В данной статье будут применены следующие из них: Crack, ANSYS Mechanical 17.0 APDL и PLAXIS 2D. Особенность программных расчетов заключается в том, что численная модель в них рассматривается, как идеальный объект. Поэтому основной задачей инженера становится максимальное приближение математической модели к реальным показателям работы сооружения и воздействующих на него нагрузок.

Рассмотрев математическую модель на конкретном примере бетонной плотины [4] можно выделить несколько характерных показателей [5, 6], от которых зависит степень расхождения с реальным объектом:

- точность моделирования геометрии сооружения и основания;
- точность характеристики материалов, слагающих основание и плотину;
- точность нагрузок и воздействий на систему «бетон-скала».

Настоящая работа посвящена сравнительному анализу заранее выполненных расчетов НДС бетонной гравитационной плотины элементарным методом и методом теории упругости с современным способом анализа, а именно МКЭ с использованием программных комплексов Crack, ANSYS Mechanical 17.0 APDL и PLAXIS 2D.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

В данной статье сравниваются результаты расчета НДС методом конечных элементов выполненных в программных комплексах Crack, ANSYS Mechanical 17.0 APDL и PLAXIS 2D, а так же сравнение их с результатами ранее выполненных расчетов элементарным методом (ЭМ) и методом теории упругости (ТУ).

В качестве модели рассматривается классический профиль бетонной гравитационной плотины на скальном основании высотой 185 м, шириной гребня 15 м, уклоном низовой грани 1:0,75 и мощностью основания 370 м (рис. 1). В соответствии с известными рекомендациями [1], в модели рассматривается одна секция плотины, представленная как сплошное целое, без учета галереи, потерны, отверстия водоводов и т.п. Модуль деформации и коэффициент Пуассона для бетона и скальной породы основания приняты постоянными (табл.1).

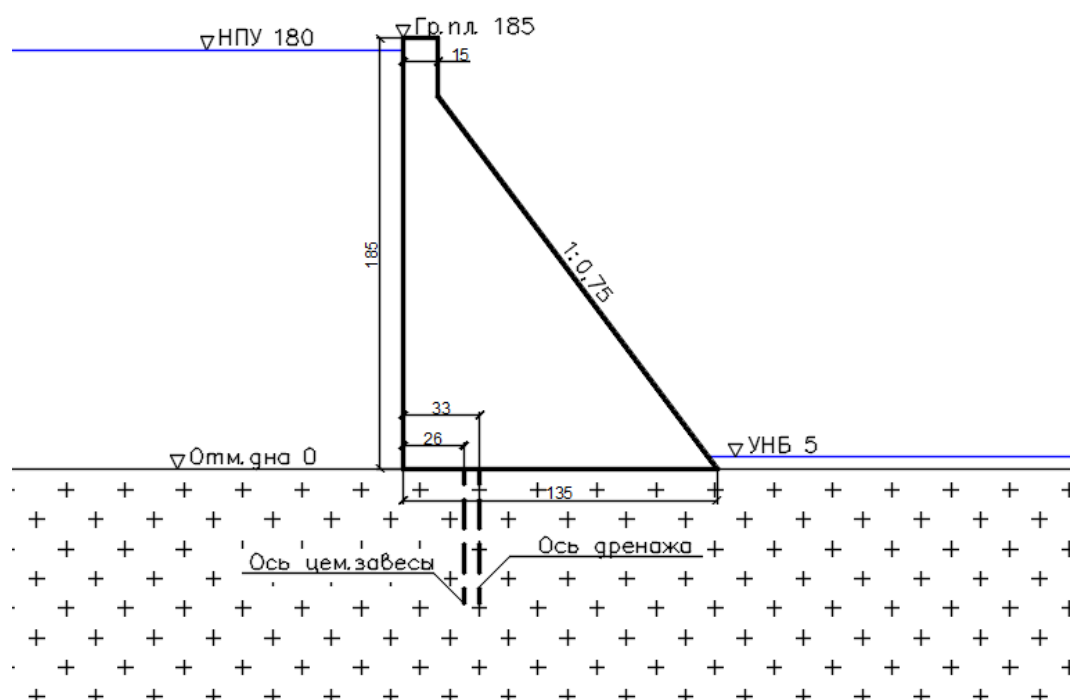


Рисунок 1. Схема рассмотренной конструкции бетонной гравитационной плотины на скальном основании.

Таблица 1. Физико-механические характеристики конечно-элементной модели

Наименование материала	Модуль деформации, Е, МПа	Коэффициент Пуассона, ν
Скальная порода	20 000	0,21
Бетон плотины	30 000	0,18

Расчёты производились с помощью вычислительных программ, учитывая последовательность возведения и нагружения сооружения. Последовательность была разделена на две фазы, в первой моделировалось НДС скального основания до возведения плотины, во второй создавалась плотина воспринимающая напор при наполнении водохранилища до НПУ 180м.

Исследования проводились при учёте противодействия только по контакту «бетон-скала» на основное сочетание нагрузок. А именно на нагрузки от собственного веса материалов, от гидростатического давления на напорную грань, на фильтрационное противодействие на бетонную плотину [7]. Задача решалась в упругой постановке.

Результаты расчета представлены на рис. 2-7 и в табл. 2.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Для исследования выбрана характерная секция бетонной гравитационной плотины. Рассмотрим расчет выполненный МКЭ в Crack, ANSYS Mechanical 17.0 APDL и PLAXIS 2D. Расчёт вёлся на нагрузки от собственного веса материалов, от гидростатического давления на напорную грань, а также на фильтрационное противодействие на бетонную плотину. На рис.2 можно увидеть визуализацию деформации модели в Crack.

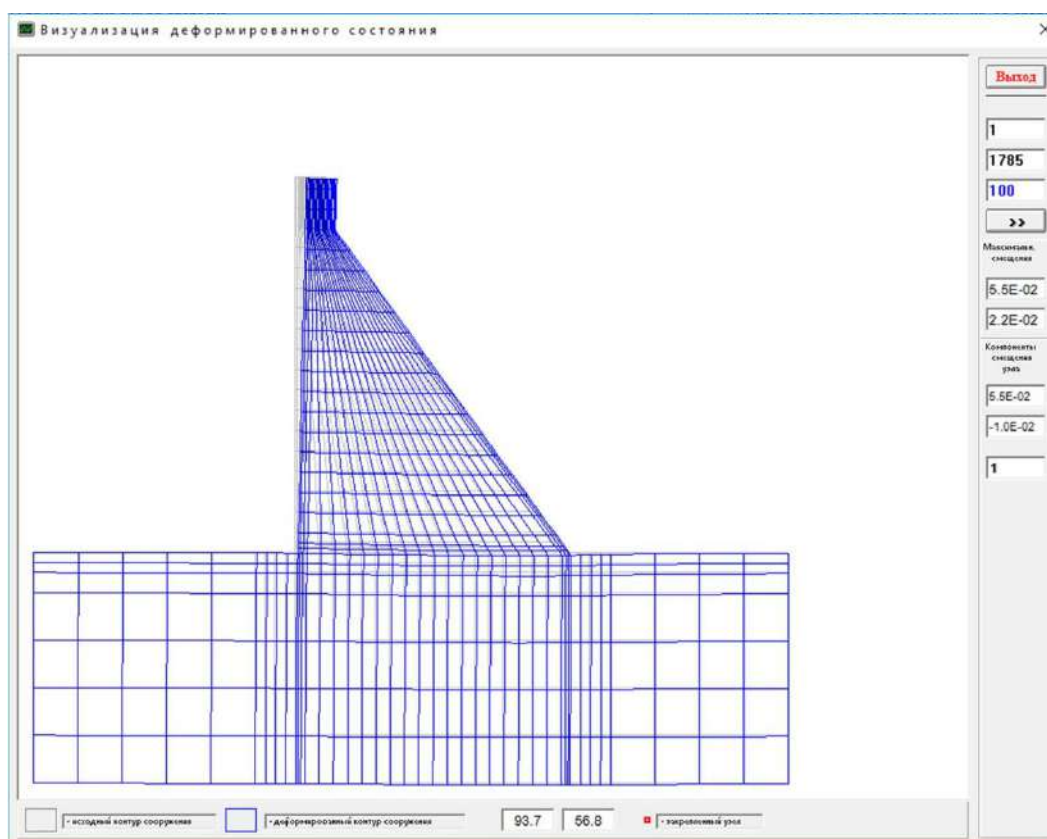


Рисунок 2. Визуализация деформированного состояния модели секции бетонной плотины совместно с основанием в Crack

Главные напряжения:

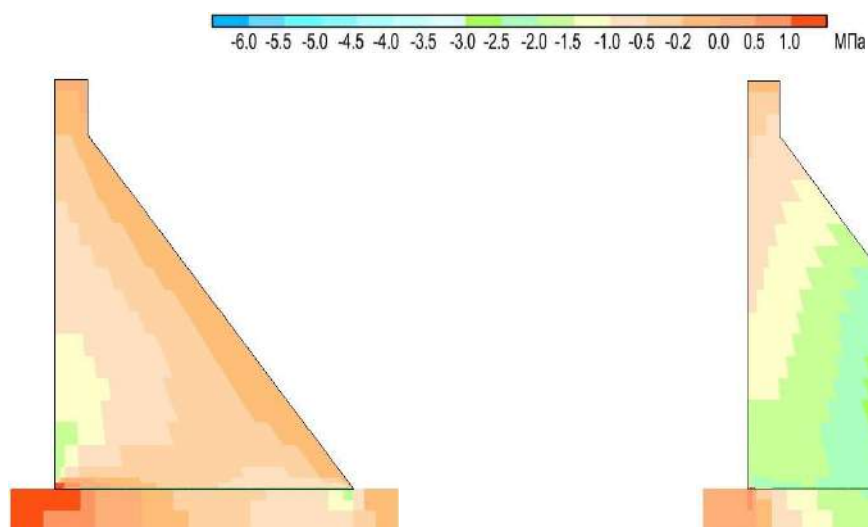


Рисунок 3.1. Напряжения S1

Рисунок 3.2. Напряжения S3

Рассчитаем численную модель сооружения в программе ANSYS Mechanical 17.0 APDL (Рис.4). В качестве конечного элемента используется элемент PLANE183. Это 2-D элемент имеет 8 или 6 узлов, 2 степени свободы. Сетка полностью идентична сетке из предыдущей задачи.

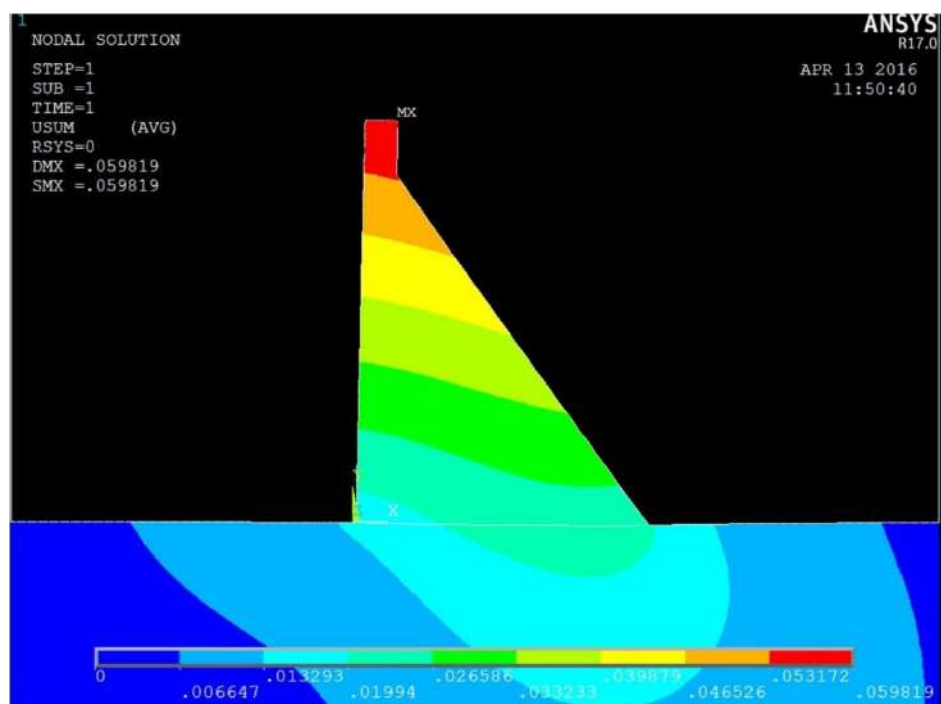


Рисунок 4. Визуализация векторной суммы перемещений деформированного состояния модели секции бетонной плотины совместно с основанием в ANSYS

Главные напряжения:

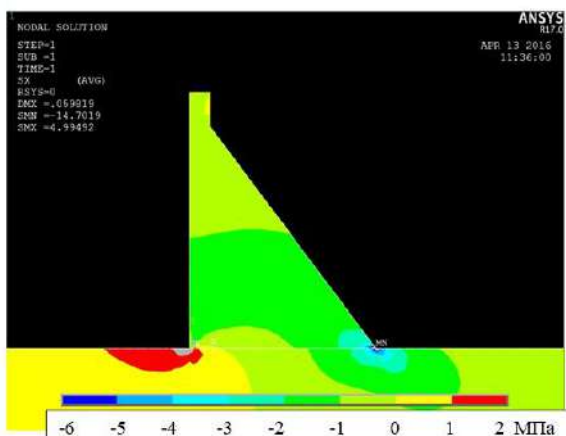


Рисунок 5.1.. Напряжения S1

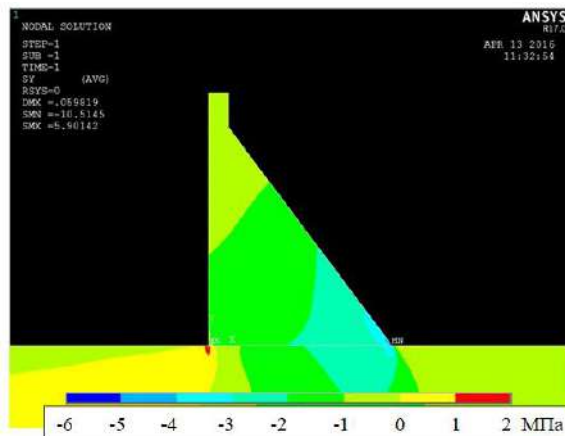


Рисунок 5.1. Напряжения S3

Рассмотрим те же показатели в программном комплексе PLAXIS 2D.

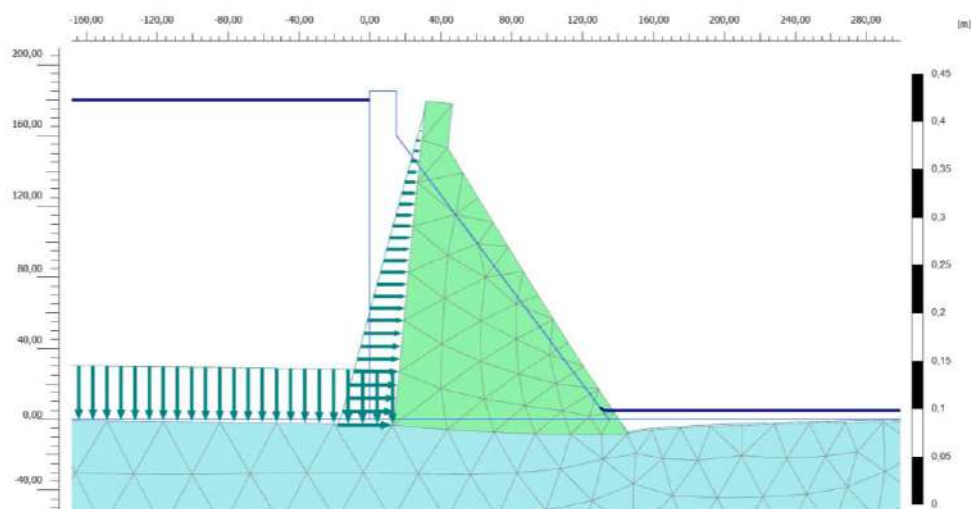


Рисунок 6. Визуализация деформированного состояния модели секции бетонной плотины совместно с основанием в PLAXIS 2D

Главные напряжения:

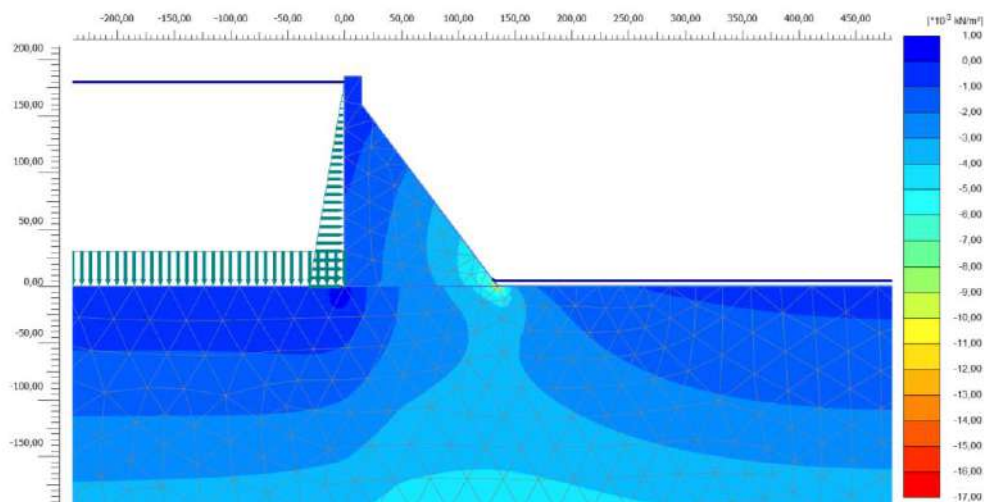


Рисунок 7.1. Напряжения S1

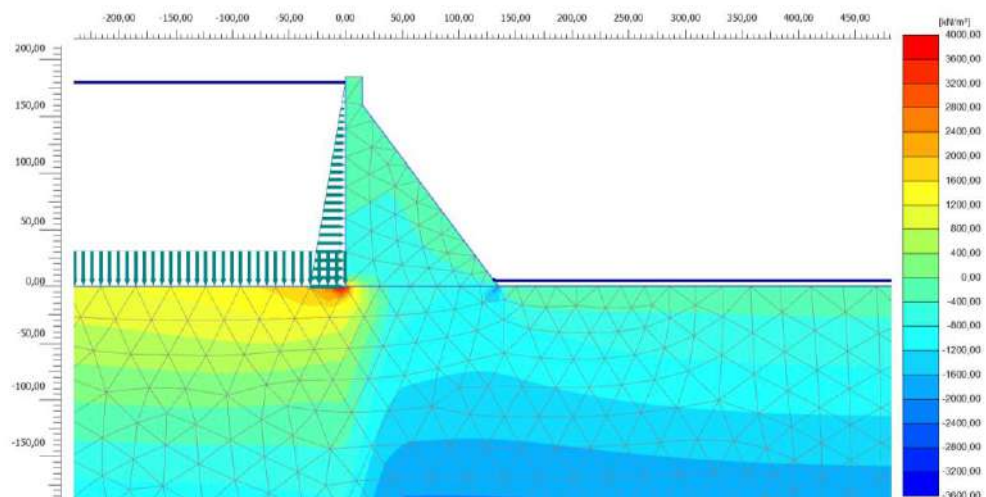


Рисунок 7.2. Напряжения S3

Результаты расчетов МКЭ и заранее рассчитанные значения элементарным методом (ЭМ) и методом теории упругости (ТУ) приведены ниже в таблице 2.

Таблица 2. Значения результатов расчетов МКЭ, ЭМ, ТУ

	Напряжения	ЭМ	ТУ	Crack	Ansys	PLAXIS
Верховая грань	Sy	-0.84	-0.81	-0.89	-0.46	-0.88
	Sx	-0.95	-0.95	-0.95	-0.97	-0.96
	Sxy	0	0	0	0	0
	S1	-0.84	-0.61	-0.89	-	-0.80
	S3	-0.95	-0.95	-0.95	-	-0.95
Низовая грань	Sy	-1.60	-1.70	-1.69	-1.77	-1.66
	Sx	-0.9	-0.95	-0.96	-0.99	-0.96
	Sxy	1.20	1.28	1.27	1.33	1.25
	S1	0	0	0	-	0.01
	S3	-2.49	-2.66	-2.65	-	-2.60

Из табл.2 видно, что напряжения S3 верховой грани во всех методах расчета показывают одинаковые значения. Наибольшее расхождение результатов имеет место при определении напряжения Sy верховой грани, когда отклонение результатов расчетов в программном комплексе Crack и Ansys достигают 93%. При этом наименее достоверными являются результаты моделирования в Ansys. Расчеты оставшихся напряжений имеют во всех программных средствах отклонения от релевантных значений в пределах 2-10%.

ВЫВОДЫ

Приведены результаты расчетов гравитационной плотины элементарным методом, методом теории упругости и методом конечных элементов. В приближении отсутствия влияния основания, в сечении на высоте $h=85$ м результаты расчетов напряжений верховой и низовой грани в плотине дают схожие результаты, отклонение которых не превышает 10%.

Показано, что при расчете основания для получения достоверных результатов необходимо пользоваться методом конечных элементов. Наиболее близкие к реальному объекту показатели были рассчитаны программным комплексом Crack.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Храпков А. А., Цейтлин Б. В., Скворцова А. Е. Математическое моделирование напряжённо-деформированного состояния бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений // Гидротехническое строительство, 2011, № 9, стр.60-67.
2. Корнеев В. Г. Схемы метода конечных элементов высоких порядков точности, Л., 1977.
3. Розин Л. А., Константинов И. А., Терпугов В. Н. Реализация метода конечных элементов в динамических задачах теории упругости с заданными скачками искомых функций // Метод конечных элементов и расчет сооружений. Сборник научных трудов "Труды ЛПИ", 1985, № 405, стр. 25-31.
4. Рассказов Л. Н., Орехов В. Г., Анискин Н. А., Малаханов В. В., Бестужева А. С., Саинов М. П., Солдатов П. В., Толстиков В. В. Гидротехнические сооружения. Часть 1., М., Издательство Ассоциации строительных вузов, 2008.
5. Гришин М. М., Розанов Н. П., Белый Л. Д. и др. Бетонные плотины (на скальных основаниях), М., Стройиздат, 1975.
6. СНиП 2.06.06-85 (с Изменениями N 1, 2) Плотины бетонные и железобетонные, 03.06.2020.
7. Воротило М.Ю., Чащина Е.Е. Взаимодействие природного и технического в гидростроительстве. Братская ГЭС: опыт и уроки // В сборнике: Дни студенческой науки. Сборник докладов научно-технической конференции по итогам научно-исследовательских работ студентов института фундаментального образования НИУ МГСУ за 2018-2019 гг.. 2019. С. 367-369.

ПОТЕРИ ВОДЫ ИЗ КАНАЛОВ И СПОСОБЫ ИХ УМЕНЬШЕНИЯ

Сабаев Д.М.¹, Семенько Д.Ю.²

¹студент магистратуры 1 курса 17 группы ИГЭС НИУ МГСУ

²студент 2 курса 4 группы ИГЭС НИУ МГСУ

Научный консультант: Ходзинская А.Г.

кандидат технических наук, доцент кафедры ГиГС НИУ МГСУ

Аннотация. Потери воды на фильтрацию из оросительных каналов, имеющих противофильтрационную защиту, зависят от вида этой защиты (чаще всего это бетонопленочные монолитные или сборные одежды или экраны из полимерной пленки с защитным слоем грунта) и не должны превышать нормативных значений. Кроме потерь воды на фильтрацию из каналов образуются потери воды на испарение, которые при высокой температуре воздуха и низкой влажности довольно значительны. В работе они рассчитаны по картам среднегодовых значений испарения с поверхности водоема площадью 20 м² для месяца с самыми высокими среднемесячными температурами – июля. Получившиеся значения потерь на испарение имеют значения, сопоставимые с потерями воды на фильтрацию. Предложены методы уменьшения потерь на испарение. Кроме того, предлагается учитывать этот вид потерь при реконструкции оросительных систем.

Ключевые слова: потери воды, фильтрация, допускаемые значения, испарение с водной поверхности, химические методы.

ВВЕДЕНИЕ

Во многих районах Земли с аридным климатом проблемы с недостатком пресной воды вследствие его потепления становятся все более острыми, а стоимость воды увеличивается, поэтому уменьшение потерь воды из оросительных каналов является актуальным.

В России получение урожая различных культур без орошения часто практически невозможно, так как только около 35 % посевных площадей находится в благоприятных для земледелия климатических условиях и обеспечены осадками [1]. В засушливые годы, которые в южных регионах наблюдаются в среднем через год, происходит снижение урожайности всех сельскохозяйственных растений и, в первую очередь, зерновых на 45-57 %.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Причины возникновения потерь воды из каналов - это фильтрация через дно и откосы, а также ее испарение с их свободной поверхности. Кроме этого возможны утечки воды, возникающие при эксплуатации

Причины возникновения потерь воды из каналов - это фильтрация через дно и откосы, а также ее испарение с их свободной поверхности. Кроме этого возможны утечки воды, возникающие при эксплуатации.

Потери на фильтрацию могут быть весьма значительными и, при отсутствии мероприятий по ее уменьшению, составляют около 50% от забираемой воды. На фильтрацию воды из каналов научились воздействовать, улучшая конструкции защитных покрытий. На рис. 1 показан процесс укладки полиэтиленовой пленки для защиты от фильтрации.

Потери на испарение воды считают чаще всего незначительным и неуправляемым фактором и внимания им не уделяют. Потери на испарение измеряют слоем воды, испаряющейся со всей площади зеркала воды в канале. Считается, что в зависимости от климатических условий они составляют в среднем от 300 до 800 мм в год.



Рисунок 1. Укладка пленки для защиты от фильтрации.

Способы уменьшения фильтрационных потерь в настоящее время хорошо изучены и широко применяются, но даже для каналов, имеющих противофильтрационную защиту, они часто весьма значительны. Значения допускаемых значений потерь воды для имеющих

противофильтрационную защиту каналов, приведенных в нормативных документах, например, в [2], и указаны в таблице 1.

Таблица 1. Значения допустимой величины фильтрации для облицованных каналов

Тип одежды	Фильтрация л/сут · м ²
Бетонопленочные монолитные	3-6
Бетонопленочные сборные	7-10
Экраны из полимерной пленки	10-15

Со времени выхода [2] способы создания противофильтрационной защиты были усовершенствованы, и нормативы можно считать устаревшими.

В таблице 2 приведены натурные данные о значениях потерь на испарение для облицованных каналов России, Украины и Узбекистана, приведенные в [3,4,5].

Для расчета испарения воды с поверхности каналов при недостаточности или почти полном отсутствии метеорологических данных были использованы «Указания» [6]. Расчет проводился по карте среднего многолетнего испарения с водной поверхности испарительного бассейна площадью 20 м². Испарение вычислялось по формуле :

$$E = E_{20} k_n k_{защ} \beta ,$$

где E_{20} - среднемноголетнее испарение с водной поверхности бассейна площадью 20м² испарение, определенное по карте, мм k_n – поправочный коэффициент на глубину водоема, $k_{защ}$ – поправочный коэффициент на защищенность водоема, β – поправочный коэффициент на площадь водоема.

Поправочный коэффициент на глубину водоема для глубины до 5 м равен 1,0 для зоны полупустынь и пустынь, для зоны степей он равен 0,96. Поправочный коэффициент на защищенность водоема ввиду отсутствия данных принят равным 1,0, а поправочный коэффициент на площадь водоема для зоны степей, полупустынь и пустынь согласно [6] тоже равен 1,0.

Испарение считалось для самого теплого месяца - июля. Внутригодовое распределение испарения было принято согласно районированию СССР на зоны внутри годового хода испарения.

В таблице 2 представлены обобщенные натурные данные фильтрационных потерь и рассчитанные как указано выше значения испарения на действующих оросительных каналах в различных регионах России, Украины и Узбекистана.

Из таблицы 2 видно, что даже при наличии защитных противофильтрационных мероприятий потери на фильтрацию часто превышают нормативные значения, приведенные в [2].

Таблица 2. Значения потерь на фильтрацию и испарение для облицованных каналов России, Украины и Узбекистана

Канал, месторасположение (испарение по карте в см)	Тип облицовки	Фильтрационные потери, л/сут· м ²	Потери на испарение в июле л/сут· м ²
Магистральный канал Большой Волгоградской ОС (МК БВОС) 120	Бетоноплочная сборно-монолитная Монолитный бетон	54-140 46	8,0
Каршинский магистральный канал (головная часть) (Узбекистан, 150)	Бетоноплочная сборно-монолитная Монолитная	84,7-127,8 29,6-161,9	8,0
Канал ЛКХ-1 Прохладненской ОС (Кабардино-Балкария, 90)	Бетоноплочная монолитная	5,8-6,6	6,0
Канал ЮР-18-1 в Голодной степи (Узбекистан 160)	Бетоноплочная сборно-монолитная	2,95-4,46	Около 8,2
Большой Ставропольский канал (БСК Шочередь,100)	Бетоноплочная сборно-монолитная	11,3-45,3	6,2
Канал 1-Х-1 Кисловской ОС (КОС) Волгоградской обл.130	Бетоноплочная	16-20	8,7
Каналы 2Х-2, 3Х-11,4Х-1, 2Х-8, 1Х-6 (КОС)	Бетонная монолитная	25-84	8,7
Распределительный канал Багаевско-Садковской ОС Бг-Р-7 Ростовской обл. ,90	Бетоноплочная сборная	2,75-39,83	6,0
Куйбышевский обводнительно-оросительный канал , (КООК) (90)	Грунтоплочная	4,06	6,0
Магистральный канал Заволжской ОС Волгоградской обл.(120)	Железобетоно-плочная сборномонолитная	32-100	8,0
Главный Каховский МК, (юг Украины,90)	Грунтоплочный экран	24	6,0
Р-1, Р-1-1, Р-5-1, Р-5-2, Р-8 Каховской ОС	Сборный железобетон на пленке 0,2 мм в два слоя	41	6,0
Р-5, Р-9 Каховской ОС	Монолитный бетон, уложенный «Рахко»	9,25	6,0
2-МК, 2-1К Серогозской ОС,(юг Украины,90)	Бетоноплочная сборномонолитная	26,3	6,0
Северо-Крымский (головной участок,90)	Монолитный железобетон толщиной 12-15 см	20,00	До 6,2
Кулундинский МК (И очередь) Алтайский край (90)	Грунтоплочная	9,3	6,0
Сакский канал, распределит. СКК, Приазовский МК (100)	Монолитный ж/б на пленке 0,2 мм	13,0	6,7

В [3] указано, что самыми эффективными мероприятиями по уменьшению фильтрации из магистральных оросительных каналов являются бетонопленочные облицовки и грунтопленочные экраны.

Анализ, данных, приведенных в таблице 2 показывает, что для бетонопленочных облицовок для ряда каналов (ЛКХ-1, ЮР-18-1, КООК, частично БСК-III) потери не превышают допустимые значения, рекомендуемые в [2]. Для других каналов, например, МК БВОС, Бг-Р-7 и др., они оказались выше допустимых значений, но это объясняется низким качеством их строительства и плохими условиями эксплуатации. Однако по сравнению с необлицованными каналами потери на фильтрацию в них снизились в среднем до 25 раз, а в отдельных случаях до 40 раз (канал ЮР-18-1). Эффект применения бетонных облицовок при отсутствии пленочных экранов был довольно низким (каналы 2Х-2, 3Х-11 и др.).

В отличие от фильтрации из каналов испарение с их поверхности фактически не изучалось, хотя как видно из таблице 2 потери на испарение в течение наиболее напряженного для орошения и теплого месяца июля вполне сравнимы с потерями на фильтрацию из каналов, имеющих противофильтрационную защиту.

Для защиты поверхности каналов от испарения можно использовать те же методы, которые давно известны и применяются для уменьшения испарения с больших водоемов [7], а именно - защитные насаждения по берегам.

В целях ослабления испарения ветрозащитные насаждения следует делать из высоких деревьев или полос, состоящих из кустарников и деревьев. Ширина береговых насаждений, которую рекомендуют для малых прудов, составляет не менее 20 м. Для каналов ширина насаждений, естественно, зависит от их ширины. Насаждения лучше делать плотной конструкции. Роль препятствий в виде деревьев снижается при увеличении площади водоема (канала) и длины разгона ветра. Оценка влияния площади водоемов на испарение, показывает, что защитные полосы сильнее влияют на испарение при площади водоемов до 0,5- 1 км² и длине разгона ветра до 1 км.

Ниже приводятся современные физические и химические методы уменьшения испарения с водных поверхностей [7], которые можно применять для водоемов при отсутствии судоходства.

Для каналов можно использовать не все методы, используемые для водоемов. В частности, нельзя использовать методы, в которых используются такие плавающие элементы как круглые диски из полипропилена (диаметром 1,15 м.); шестиугольные покрытия (в плане размер 0,19 м) (рис.2); бывшие в употреблении крышки



Рисунок 2. Шестиугольные плавающие покрытия

автомобильных колес, имеющие вставки из полистирола; полые пластиковые шарики (диаметр 10 см); плавающие полиэтиленовые крышки, из многослойной полиэтиленовой мембраны (толщина 540 микрон) или плавающие острова из солнечных панелей (платформ), которые используют для выработки дешевой электрической энергии. Также весьма сомнительна возможность применения конструкций на поплавках, которые представляет собой прямоугольные модульные плавучие крышки, изготовленные из полипропиленового листа толщиной 0,5-0,75 мм. Площадь покрытия разными устройствами может достигать 90-95% поверхности воды и уменьшать испарение на 85-90%. Все такого вида покрытия относительно дешевы имеют потенциальный срок службы 8-10 лет, устойчивы к ультрафиолетовому излучению и просты в монтаже.

Хотя эти методы нашли в настоящее время широкое применение для уменьшения испарения с поверхностей водоемов, для каналов эти способы не пригодны, так как уменьшают их пропускную способность, вызывая необходимость увеличения поперечных сечений. Для каналов можно рекомендовать лишь те конструкции, которые фактически находятся над водой, не стесняя живого сечения.

Конструкции над водой, были использованы в Индии (штат Гуджарат) при строительстве оросительного канала Нардманда. Над каналом были установлены солнечные панели, которые не касаются воды (рис. 3). Эта система имела первоначальную длину около 1 км и вырабатывала 1 мегаватт электроэнергии. В настоящее время она развивается.



Рисунок 3. Солнечные панели на оросительном канале Найдманда в штате Гуджарат.

Затенение воды позволило уменьшить испарение на $9\,000\text{ м}^3$ в год, кроме того уменьшается рост водорослей, которые могут засорять и блокировать насосы, что увеличивает затраты на техническое обслуживание. Эта система генерирует экологически чистую энергию, а также сохраняет воду и экономит земельные площади.

Для уменьшения испарения с каналов можно рекомендовать также методы, в которых применяются химические вещества.

Известно, что мономолекулярные плёнки некоторых поверхностно-активных веществ могут замедлять испарение воды. Это, по-видимому, одна из важных технологий сокращения испарительных потерь воды из открытых резервуаров.

В России уже с середины XX века предлагались способы, предусматривающие искусственное покрытие водной поверхности объекта пленкой из жидкого вещества с низкими показателями теплоемкости, теплопроводности и высокими показателями поверхностного натяжения, с удельным весом, меньшим, чем удельный вес воды. В частности, предлагалось использовать маслянистую вязкую жидкость биологического или минерального происхождения (растительные масла или углеводородное сырье для необитаемых водоемов). Жидкость, вытекая из специальных сосудов, размещенных в нескольких точках по периметру водоема, распределяется по поверхности водоема, в количестве, достаточном для покрытия всей площади водоема пленкой минимальной толщины.

Свойства жидкости должны обеспечивать длительное присутствие пленки на поверхности водоема при минимальном дополнительном расходе ее на восстановление (поддержание), которое периодически необходимо производить, в том числе с

профилактическими целями, например, в дни, предшествующие изменению метеорологических условий (увеличение ветра).

В водотоках (канал, река) в целях экономии наливных средств покрытие начинают с верховья (начала), при этом используют течение, а на озерах и водоемах покрытие начинают с подветренных точек берега. Авторы предложения считают, что способ в равной степени применим к каналам, рекам, озерам, прудам, водохранилищам.

В Австралии в лабораторных условиях были проведены исследования по определению оптимальных веществ, которые можно использовать для уменьшения испарения воды. Среди тестируемых поверхностно-активных веществ были биоразлагаемые жирные спирты с низким уровнем токсичности, которые показали наибольшую устойчивость к разрушению в воде при нагревании (гексадеканол и октадеканол). Первый полевой эксперимент был проведен в начале 50-х годов. Было получено снижение испарения на 30%, что вызвало интерес исследователей и правительств некоторых стран.

В настоящее время широко используются вещества, полученные на основе биоразлагаемых жирных спиртов с низким уровнем токсичности, которые показали наибольшую устойчивость к разрушению в воде при нагревании. Это Акватин (Aquatain) - жидкость на основе силикона, содержащая кремний, которая быстро распространяется, образуя очень тонкий изолирующий прозрачный слой (толщиной не более 2 нанометров) - барьер между водой и воздухом. Исследования показали, что слой исчезает только через день или два. Акватин уменьшает испарение воды более чем на 50%. Исследования показали, что качество воды не меняется вследствие присутствия этой жидкости, она не влияет на химический состав воды и может использоваться в плавательных бассейнах. Water Saver, (Ватер Савер) - это белый порошок без запаха, который распространяется по поверхности воды. Это вещество, называемое гексадеканолом смешивают с известью, чтобы помочь ему распространиться по поверхности. Гексадеканол безвреден и быстро разрушается. Применять Ватер Савер надо каждые три или четыре дня. Утверждается, что испарение уменьшается на 35- 50%. Ватер Савер может использоваться в резервуарах для питьевой воды и в оросительных каналах, но при его применении требуются некоторые процедуры безопасности: нужно носить пылезащитную маску, защитные очки, перчатки и мыть руки сразу после применения этого порошка.

Из этих двух химических веществ Акватин, как правило, лучше чем Ватер Савер, благодаря большей толщине покрытия. Новое, более совершенное, появившееся в 2016 году вещество, называется Water Guard. При применении химических веществ можно использовать автоматические разбрасыватели, позволяющие контролировать количество

химических добавок и интервалы времени, необходимые для их повторного применения, то есть обеспечивают максимально эффективную работу.

Недостатки химических веществ заключаются в том, что они не так эффективны для уменьшения испарения, как другие методы воды (между 20 -40%), результат зависит от ветра и температуры и их необходимо повторно применять через с некоторой периодичностью.

ВЫВОДЫ

1). Потери на испарение сопоставимы с потерями на фильтрацию при наличии противofильтрационной защиты и даже превышают их.

2). При разработке проектов реконструкции оросительных сетей следует учитывать возможность уменьшение потерь на испарение

3). Потери на испарение можно уменьшить с помощью указанных выше способов. Затеняющие устройства позволяют экономить большой процент воды (между 70 и 100%), требуют большие капитальные затраты, но техническое обслуживание недорогое.

4) Химические методы уменьшения испарения экономят меньший процент воды (между 20 -40%), не требуют больших капитальных затрат, но затраты на техническое обслуживание значительны.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Щедрин В.Н., Колганов А.В., Васильев С.М., Чураев А.А. Оросительные системы России: от поколения к поколению. В двух частях Часть 1 Новочеркасск 2013, 283 с.
2. Руководство по проектированию магистральных и межхозяйственных каналов оросительных систем ВТР-П-7-75., М., Союзводпроект, 1975.
3. Косиченко, Ю. М., Баев, О. А. Противofильтрационные покрытия из геосинтетических материалов., Новочеркасск: РосНИИПМ,2014, 239с.
4. Баев О.А., Складенко Е.О. Методы оценки эффективности и водопроницаемости противofильтрационных покрытий. Экология и водное хозяйство, №3(06), 2020 С 98-109.
5. Угроватова Е.Г. Экспериментально-расчетное обоснование гидравлических и фильтрационных сопротивлений крупных магистральных каналов. Дис. на соискание уч. ст. канд. техн. наук Новочеркасск – 2017, Донской аграрный университет, 163 с .
6. Указания по расчету испарения с поверхности водоемов., Л., Гидрометеиздат, 1969, 82 с.

7.Youssef Y.W., Khodzinskaya A. G. A Review of Evaporation Reduction Methods from Water Surface . Web of XXII International Scientific Conference «Construction the Formation of Living (FORM-2019) DOI. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/20199705044> PDT (729,4KB).

МАЯТНИКОВЫЕ ПЛАТФОРМЫ НА МОРСКИХ НЕФТЕГАЗОПРОМЫСЛАХ

Яруллин И.А.

студент магистратуры 1 курса 15 группы ИГЭС НИУ МГСУ

Научный консультант: Пиляев С.И.

кандидат технических наук, доцент кафедры ГиГС НИУ МГСУ

Аннотация. В настоящее время во всем мире ведется интенсивная разведка и добыча нефти и газа на морских месторождениях, при этом характерным является быстрый рост глубин моря, на которых производят эти работы. В Северном море уже эксплуатируются стационарные буровые платформы на глубинах 120-160 м, на Тихоокеанском побережье США – на глубине 260 м (платформа Hondo) В мексиканском заливе у побережья США – на глубине 300 м (платформа Cognac).

Разработку и эксплуатацию морских месторождений до сих пор осуществляют в основном с помощью стационарных эксплуатационных платформ, подводная часть которых выполнена в виде металлических (свайных) или железобетонных (гравитационных) конструкций, предназначенных для поддержания надводных платформ с технологическим оборудованием и помещениями для размещения эксплуатационного персонала. Так как подобные сооружения должны удовлетворять жестким требованиям безопасности в течении всего периода эксплуатации (25-30 лет) с учетом суровых штормовых воздействий от ветра, волн и течений, то стоимость таких стационарных платформ чрезвычайно велика и возрастает в соответствии с увеличением глубины, составляя до 50-60% полной стоимости обустройства месторождений. Строительство подобных платформ требует значительного времени и замедляет срок ввода разведанных месторождений, расположенных на значительных глубинах и удаленных от берега (1000км и более), при отсутствии на побережье нефтеперерабатывающего завода из-за необходимости транспортировать добытые нефтепродукты по морским трубопроводам. При этом выгоднее использовать танкерный флот для прямой отправки нефти от месторождений потребителю. Погрузка нефти в танкеры в открытом море требует строительства специальных загрузочных и швартовных устройств. Использование для этой цели традиционных конструкций типа стационарных платформ из-за их дороговизны является явно нецелесообразным, а загрузочные плавучие буи не обеспечивают достаточную безопасность трубопроводных линий, идущих от дна к поверхности моря, и требований к охране окружающей среды.

Все вышеизложенное привело к разработке и внедрению в практику нового, альтернативного свайным и гравитационным сооружением, типа морских платформ – маятниковых (шарнирных) платформ (МП).

Ключевые слова: морские месторождения, маятниковая платформа, стационарная платформа, ветровой режим, волновой режим.

ВВЕДЕНИЕ

Использование МП для бурения скважин является предметом интенсивных исследований и проектных проработок поскольку до сих пор надежно не решены важнейшие проблемы обеспечения прочности бурильных и обсадных труб в зоне устья скважины при циклическом знакопеременным изгибе, вызванном колебаниями МП при действии ветра и течений. Задача существенного снижения этих колебаний привела к разработке и исследованию новых типов МП- мачтовых с оттяжками [1, 2, 3,4].

Значительно более широкие возможности открываются в настоящее время перед МП при выполнении других видов работ которые включают следующие операции: управление устьевым оборудованием; техническое обслуживание скважин; спуско-подъемные операции; контроль скважин; ремонт скважин (при устройстве и обслуживании скважин); сепарация попутного газа из сырой нефти; подача дегазированной сырой нефти либо к морскому трубопроводу, либо к резервуару хранилищу, либо непосредственно на танкер; отвод газа либо к факелу для сжигания, либо к морскому трубопроводу, либо к установке циклической закачки в пласт (при добычи и отгрузки нефти); циклическая закачка газа в скважины; нагнетания морской воды в скважины (при поддержания внутрипластового давления).

Основные элементы МП и их значение

Рассмотрим назначение основных элементов МП и общие особенности их конструкции (Рис.1).

Основание (1) закрепляется на морском дне за счет собственной массы (гравитационное) или с помощью свай (свайное) и является неподвижным якорем, к которому крепится карданный шарнир МП [5,6,7]. Представляет собой металлическую конструкцию кессонного типа, заполненную бетонным балластом и имеющую квадратную или круглую форму. Для надежного контакта с грунтами дна в нижней плоскости основания и по его контуру устраиваются металлические рёбра, врезающиеся в донный грунт и препятствующие сдвигу основания и его подмыву. Поплавки (2) основания сообщают ему положительную плавучесть, что позволяет достаточно просто транспортировать и устанавливать основание в открытом море или отдельно с опорой МП. Поплавки основания

затапливаются при установке основания на дно, после чего играют роль дополнительного балласта. При продувке поплавков основание может быть снято с места установки. Масса гравитационного основания с учётом взвешивания должна обеспечивать его устойчивость на дне под действием сил, приложенных к карданному шарниру от опоры МП при действии ветра, течения и волн.

На основание крепятся упоры, на которые опирается карданный шарнир. Карданный шарнир (7) является основным элементом МП, обеспечивающим две степени свободы движения и возможность колебания МП под действием ветра, волн и течений в любом направлении при угле отклонения 25-30. При этом ось опоры МП, занимая в пространстве любое положение, всегда проходит через неподвижную точку - центр кардана "О" (Рис. 2).

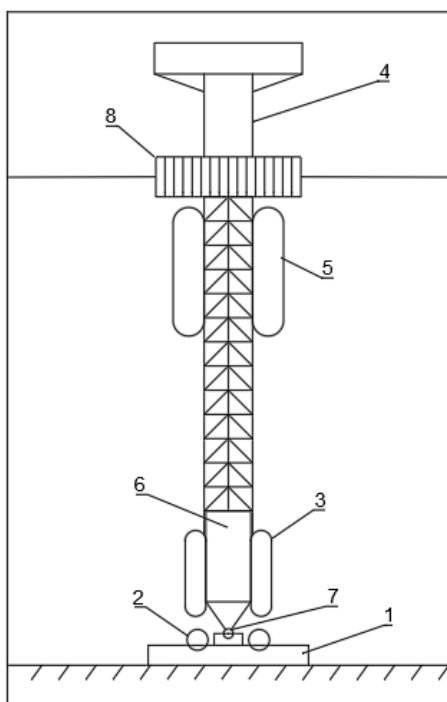


Рисунок 1. Основные элементы МП: 1-основание; 2 – поплавок основания; 3 – вспомогательные поплавок опоры; 4 – надводная платформа; 5 – главный поплавок; 6 – балласт опоры; 7 – карданный шарнир; 8 – кранцы.

В карданном шарнире вращение осуществляется вокруг двух взаимно перпендикулярных осей, одна из которых связана с основанием, а другая - с опорой МП. Конструкция карданного шарнира состоит из крестовины кардана, 4-х подшипников, по два на каждую из осей крестовины, соединительной плиты с гидравлическими замками, приводимыми в действие с поверхности и обеспечивающими разъёмную связь карданного шарнира (и тем самым всей опоры МП) с основанием.

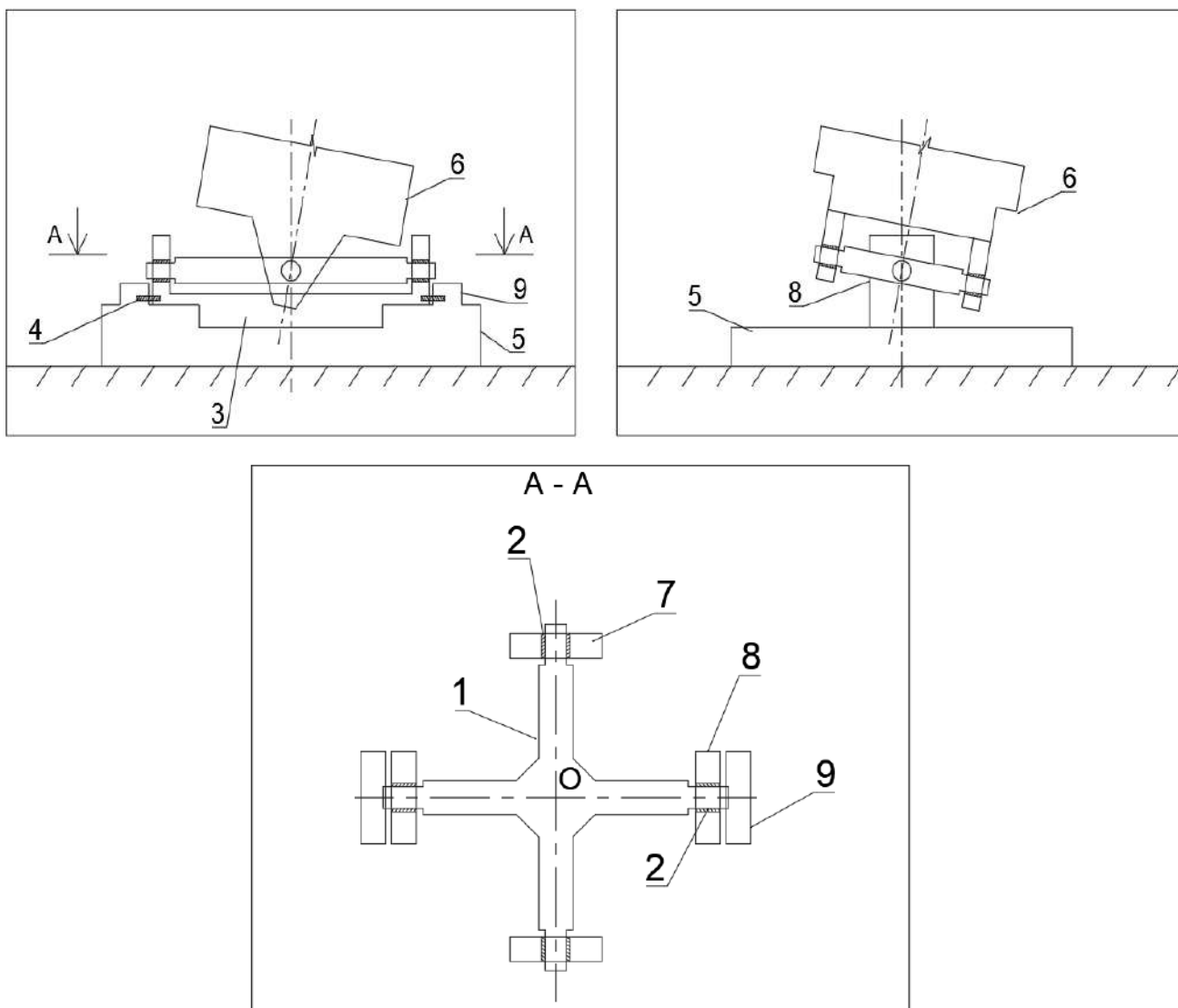


Рисунок 2. Схема карданного шарнира: 1 – крестовина кардана; 2 – подшипники; 3 – соединительная плита; 4 – гидравлический замок; 5 – основание; 6 – опора; 7 – стойка подшипника опоры; 8 – стойка подшипника соединительной плиты; 9 – упор основания; О – центр кардана

Одна пара подшипников неподвижно закрепляется на соединительной плите, связанной с основанием, другая - на опоре МП.

Основной несущей частью МП, опирающейся на шарнир и поддерживающий надводную платформу, является опора МП. По всей высоте опоры проходят трубопроводы и кабельные линии систем телеуправления и измерения. Конструктивно опора выполняется в либо в виде сплошной металлической или железобетонной цилиндрической оболочки, либо в виде трубчатой сквозной конструкции, либо в виде смешанной формы – нижняя часть до главного поплавка сквозная, верхняя – цилиндрическая оболочка. Наличие верхней цилиндрической части опоры при сквозной нижней имеет ряд преимуществ: динамическое

уравновешивание вертикальных нагрузок при волнении, упрощение конструкции, дополнительная возможность регулировки плавучести, возможность размещения помещений для различного оборудования, обеспечение доступа к главному поплавку. При сквозной конструкции опоры существенно уменьшаются волновые нагрузки.

Основное свойство МП – устойчивость вертикального положения обеспечивается за счет главного поплавка, который устанавливают на такой высоте чтобы он не обнажался при любых колебаниях уровня моря и при прохождении самых высоких волн и в то же время располагался как можно ближе к среднему уровню моря. При воздействии на платформу внешних горизонтальных нагрузок от ветра волн и течений и отклонении опоры от вертикали действующая на главный поплавок вертикально вверх сила плавучести вызывает восстанавливающий момент тем больший чем отклонение платформы. Подбирая необходимый объем главного поплавка, можно обеспечить малые углы отклонений МП при самых суровых внешних воздействиях.

Вспомогательные поплавки устанавливают в нижней части опоры. Они служат для компенсации массы балласта при транспортировке опоры на плавучесть. Кроме того, их используют для точной балластировки опоры МП при переводе ее в вертикальное положение и установки на основание. Использование вспомогательных поплавков опоры МП, так же как поплавков основания, позволяет производить операции по буксировке и установке МП просто, надежно, быстро и независимо, причем все операции сводятся к необходимой балластировке поплавков. Именно в этом заключается одно из главных преимуществ МП.

Надводная платформа выступает над водой на высоту, достаточную для предохранения оборудования и персонала от воздействия гребней самых высоких волн. В зависимости от эксплуатационных функций МП на надводной платформе устанавливается различное технологическое оборудование, размещаются помещения для персонала и площадка для вертолетов. Оборудование и помещения надводной платформы компонуют и изготавливают в виде отдельных готовых модулей – блоков для ускорения монтажа надводной платформы.

Для обеспечения прочности и долговечности МП на стадии проектирования должен быть выполнен целый комплекс мероприятий: выбор типа и компоновка конструкций МП, инженерные изыскания; определение этапов строительства, расчет прочности и устойчивости МП как на различных этапах строительства, так и в период эксплуатации.

Выбор типа и компоновка конструкции МП определяется принятой схемой разработки и эксплуатации месторождения и функциональной ролью в этой схеме, выборы типа эксплуатационного оборудования (его массой, габаритами); условиями установки МП на

месторождения (глубина, гидрометеорологические условия); выбранными методами строительства и транспортировки, зависящими как от местонахождения строительной площадки так и от ее оснащённости строительным оборудованием. Вышеуказанные данные позволяют наметить общий вид МП, ее основные элементы и размеры;

При инженерных изысканиях определяют: геологическую характеристику морского дна, ветровой режим, режим приливо-отливных колебаний, режим волн и течений, а также режим температур воздуха и воды. Особое внимание уделяется получению статистических характеристик волн (высот, периодов, длин) за многолетний период с целью нахождения параметров наибольших расчетных волн, характеризующих большие нагрузки на МП, определяются спектральные характеристики волнения для расчета прочности и надежности МП с учетом случайного характера штормового волнения [8,9].

Основными этапами строительства МП являются изготовление элементов и конструкций, спуск на воду, транспортирование к месту установки, установка на месторождении. На всех этапах строительства производится расчет прочности конструкций МП и ее отдельных элементов;

Весьма важны расчеты прочности трубчатых систем опор МП при спуске на воду, транспортировании на плаву (в горизонтальном или вертикальном положении) и установке МП на дно. Эти расчеты основываются на законах механики корабля и выполняются специальными программами;

Расчеты МП в эксплуатационном состоянии имеют своей целью обеспечение работоспособности, прочности и устойчивости платформы за весь период эксплуатации (25-30 лет) под воздействием эксплуатационных нагрузок;

При проектировании МП должны быть выполнены следующие основные расчеты:

- максимального угла отклонения платформы при ее колебаниях;
- максимальных ускорений на уровне надводной платформы и на различных уровнях, где размещаются технологическое оборудование;
- напряжений в элементах опоры МП;
- вертикальных и горизонтальных усилий, действующих на шарнирный узел и опорную плиту (основание МП).

Первые два пункта расчета необходимо для проверки выполнения технологических и эксплуатационных требований, предъявляемых к оборудованию МП и условия жизнеобеспечения персонала в период эксплуатации, вторые два – для обеспечения прочности и общей устойчивости конструкций МП. Расчеты МП на воздействие внешних нагрузок от ветра, волн и течений существенно сложнее аналогичных расчетов стационарных

металлических платформ. Последние являются достаточно жесткими сооружениями (период собственных колебаний от 1 до 2,5с при глубине 100-180м) и поэтому нагрузка от ветра, течений и волн с периодом 15-18с рассматривается как квазистатическая. Динамический расчет стационарных сооружений является обычно поверочным.

Для маятниковых платформ в качестве статических нагрузок могут рассматриваться только нагрузки от ветра и течения. Колебаясь под действием волн, МП, имеющие период свободных колебаний 30-100с перемещаются с амплитудой, соизмеряемой с амплитудой волн. Поэтому все вышеперечисленные расчеты МП на воздействие волн связаны с решением достаточно сложной динамической задачи опоры МП в жидкости под действием, с одной стороны, внешних нагрузок от волн, а с другой стороны, восстанавливающей силы плавучести опоры и главного поплавка, пропорциональной отклонению опоры. При этом должны быть учтены инерционные силы, возникающие при колебаниях конструкции, и взаимодействие конструкции с волновым потоком и течением. Последнее требует вычисления относительных скоростей и ускорений, т. е. разности скоростей и ускорений потока и колеблющейся конструкции.

В общем случае при детерминистическом подходе математическое описание процесса колебаний МП при действии расчетных регулярных волн приводит к достаточно сложным нелинейным дифференциальным уравнениям динамики, решение которых требует применения методов численного пошагового интегрирования с использованием программных комплексов.

В результате таких расчетов определяют собственный период колебаний МП, углы отклонения опоры МП, ускорения на разных уровнях, распределение нагрузок и моментов по длине опоры МП от шарнира до надводной платформы, горизонтальные и вертикальные нагрузки на шарнир, передающиеся основанию МП.

Сопоставление результатов расчетов с данными экспериментальных исследований на модели МП «Эльфокеан» показали удовлетворительное совпадение, при этом угол отклонения, а также скорости и ускорения МП при колебаниях оказались пропорциональными высоте волны [8].

Натурные измерения, проводившиеся на платформе «Эльфокеан» так же, полностью подтвердили результаты расчетов, при этом период свободных колебаний МП составил 58с. Измеренный угол отклонения не превышал 3° при высоте волн до 10м при максимальном расчётом угле отклонения 7° для расчетных волн высотой 20м и периодом 16с [8].

Расчеты, учитывающие совместное действие волн и течения, показывают, что платформа совершает сложное колебательное движение в пространстве в зависимости от

угла между направлением действия волн и течения. В частности, для цилиндрической платформы диаметром 4,5м на глубине воды 135м при волнах с высотой 30м и периодом 17с и течении 0,8м/с, совпадающем по направлению с волнами, угол отклонения оказался равным 12°. Период собственных колебаний МП равен 35с.

Задача существенно усложняется при выполнении расчетов, учитывающих случайный характер ветра, течения и морского волнения. Такие расчеты имеют своей целью определение режимных статистических характеристик динамических реакций МП и позволяют оценить надежность сооружения за весь период эксплуатации. В частности, такой анализ был выполнен для проектируемой железобетонной МП фирмы «Дори». Период собственных колебаний МП оказался равен 60с, а угол отклонения при совместном действии ветра, волн и течения не превышает 5° с вероятностью превышения в режимном плане (за период 25-30 лет) 1×10^{-7} .

Анализ результатов расчетов и исследований МП под действием волн и течений позволяет установить основные особенности работы этих конструкций [1,8].

Вследствие большой податливости качающейся опоры МП, следующей за движением волны, волновые нагрузки на элементы опоры МП существенно меньше, чем на элементы жестких стационарных сооружений тех же поперечных размеров.

Эпюра существенно отличается от эпюры моментов, действующих на опоры стационарного сооружения, при том величина моментов на опору МП во много раз меньше при одинаковой глубине и параметров волн (Рис.3). Это объясняется тем, что сечение элементов опоры МП намного меньше сечений элементов стационарной платформы, а так же, тем что в целом расчетной схемой стационарного сооружения является вертикальная консольная балка, защемленная на уровне дна, а расчетной схемой МП - неразрезная балка с консолью на опорах (шарнир на дне и точка приложения выталкивающей силы в области главного поплавка).

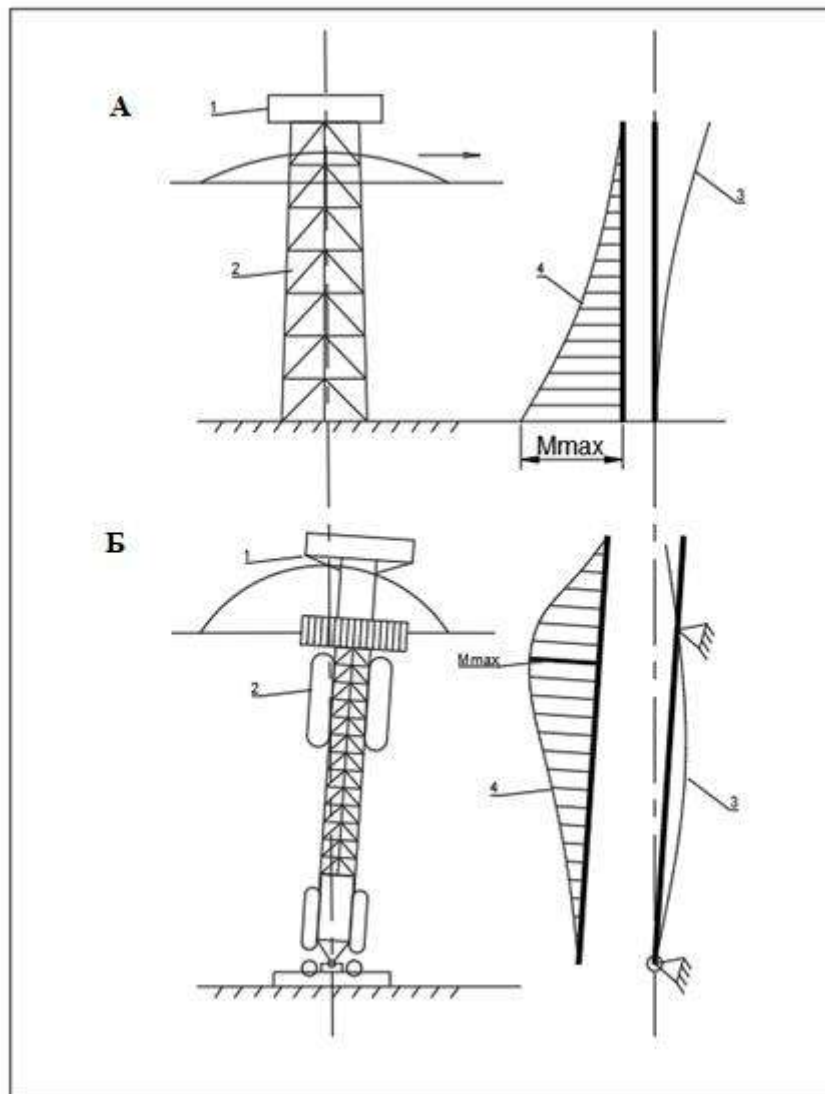


Рисунок 3. Сравнение расчетных схем стационарной и маятниковой платформ:

а - стационарная; б – маятниковая; 1 – ветровая нагрузка; 2 – нагрузка от волн и течений; 3 – упругая линия прогиба от оси конструкции; 4 – эпюра изгибающих моментов

Вследствие вышеизложенного масса металлоконструкций опоры МП в 5-10 раз меньше опор стационарных платформ при одинаковой глубине и гидрометеорологических условиях, что обеспечивает высокую экономическую эффективность.

ВЫВОДЫ

В настоящее время актуальна разработка, усовершенствование и применение уникальных сооружений платформ маятниковых типов, пригодные для освоения глубоководных (до 600м) месторождений при относительной простоте изготовления и высокой экономичности.

Основными достоинствами МП являются:

Существенное уменьшение волновых нагрузок на опору МП в связи с синхронностью колебаний опоры и волны, что, в свою очередь, значительно уменьшает расход материалов и стоимость конструкции по сравнению с опорами свайных и гравитационных платформ;

Обеспечения постоянной и надёжной связи между дном и поверхностью моря, что гарантирует удобную эксплуатацию всех технологических линий и устройств;

Возможность установки МП в море без применения крупных и дорогостоящих морских крановых судов обеспечивают малые сроки ввода месторождения в эксплуатацию (менее 2-х лет);

Возможность быстрого снятия МП с одного места установки и перевода на новое место эксплуатации.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Лефлер У.Л., Стерлинг Г.Н., Паттарззи Р.А. Глубоководная разведка и добыча нефти — Изд «Олимп-Бизнес», 2019
2. Арктика – приложение к № 10/107, 28, Газпром нефть, 2013
3. Архитектурная эволюция установок добычи нефти — АМИТ 1(46) 2019
4. Exxon's deepwater guyed tower - Ocean engineering, february 15, 1976
5. Касаткин Р.Г. Перспективы развития шельфовых месторождений нефти и газа в мире - Российский внешнеэкономический вестник. – 2008. – № 1
6. Алиев В.К., Надежность оборудования в морской нефтедобыче — ЛитРес 2017
7. Серебряков О.И., Журавлев А.Г., Эксплуатация морских месторождений нефти и газа — Изд «Лань», 2018
8. Laffont. Perspective techniques pour la production du petrole par tres grande profondeur d'eau. - Rev. Assoc. franc. Techn. Petrole, 1997, № 204
9. Villain R. Plateforme oscillante experimetalle ELF-Ocean - Bull. A.I.S.M., 1990, №44
10. Мовсумзаде Э.М. Морская нефть. Развитие технических средств и технологий – СПб.: Изд «Недра», 2005

ОСОБЕННОСТИ УДАРНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ

Толмачева Е. К.

Студентка 2 курса 61 группы ИСА НИУ МГСУ

Научный консультант: Комаров А. А.

доктор технических наук, профессор кафедры ГиГС НИУ МГСУ

Аннотация. Данная статья является познавательной для студентов младших курсов, цель которой состоит в углублении знаний о процессах, сопровождающихся ударными воздействиями. С ударными воздействиями люди сталкиваются ежедневно, их мы можем наблюдать как на земле, так и за ее пределами, например, столкновение галактик. Часто удар носит разрушительный характер, что может привести к печальным последствиям, особенно если это касается человеческой жизни. Поэтому строитель всегда должен учитывать возможную угрозу для людей и природы при проектировании сооружения.

Основным отличием удара от других взаимодействий между телами является появление упругой волны в телах. Однако данный процесс настолько быстротечен, что визуально его невозможно рассмотреть. В данной работе на примере простых ситуаций с использованием расчетных методов и опытов наглядно показаны процессы, происходящие в телах во время удара.

ВВЕДЕНИЕ

В данной работе рассмотрены две ситуации. В первой ситуации удар происходит между двумя твердыми телами, во второй- между твердым телом и жидкостью. Процесс распространения упругой волны одинаков как в твердом теле, так и в жидкости. Однако в жидкости можем наблюдать ряд особенностей, которые свойственны только ей.

Изначально рассмотрим ситуацию: стальной шар, имея некоторую начальную скорость V , ударяется о бетонную стену.

При ударе возникшая сила реакции опоры со стороны стены воздействует на шар, тем самым меняя направление его движения на противоположное. Большой интерес вызывает то, что при ударе не все тело сразу подвергается ударным воздействиям, которые и придают телу ускорение, а постепенно, то есть, в первую очередь упругим деформациям подвергается та область шара, которая напрямую контактирует со стеной. Удар сжимает слой, прилегающий к стене, и сообщает ему ускорение. Возникшие силы упругости воздействуют на следующий слой, приводя уже его в движение. Таким образом скорость и деформация

будут передаваться от слоя к слою, что будет являться результатом возникновения упругой волны в теле.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Так как мы не можем визуально наблюдать движение упругой волны в теле в силу его кратковременного проявления, расчетным путем в программе MATLAB мы составили графики, которые показывают процесс изменения давления в разных точках тел после удара в разный момент времени. Обратим внимание, что разница во времени составляет всего одну десятую доли секунды.

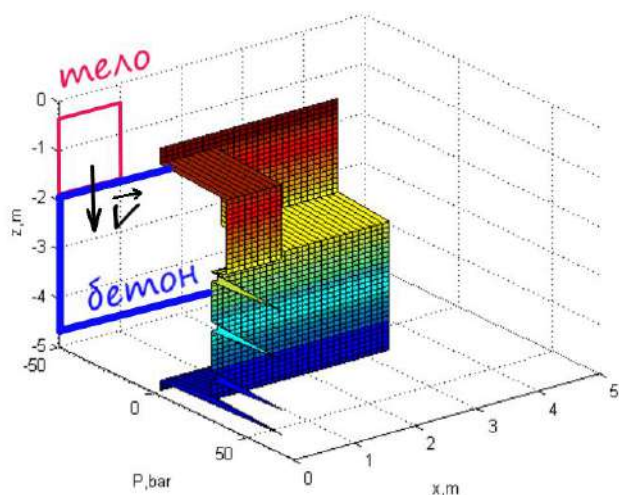
Изначально дана расчетная схема, из которой можем судить о расположении тел во время удара, и изменении давления внутри них. Также отдельно даны размеры тел по оси z и скорость тела во время столкновения с бетоном. Пространство вокруг тел является воздухом.

Дано:

Размеры тела: $L=16$ ячеек= $1,6$ м

Скорость тела: $V=1$ м/с

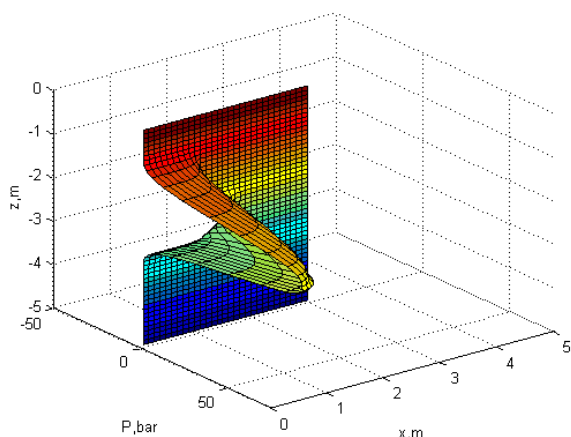
Размер бетона: $L=26$ ячеек= $2,6$ м



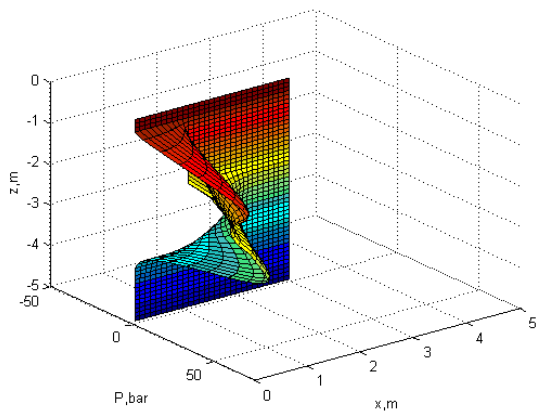
Также для наглядного представления особенностей удара между телом и жидкостью был выполнен опыт, во время которого была проведена скоростная киносъемка процесса падения тяжелого тела в воду.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

При запуске программы можем наблюдать такую картину:

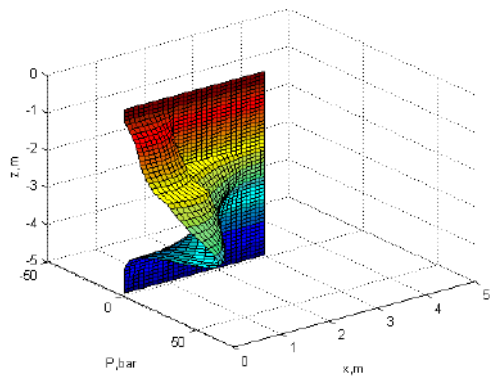


Видим, что в момент удара тел ($T=0.1$ мс) в точках их соприкосновения возникает одинаковое давление, а сами точки в свою очередь имеют одинаковые скорости.

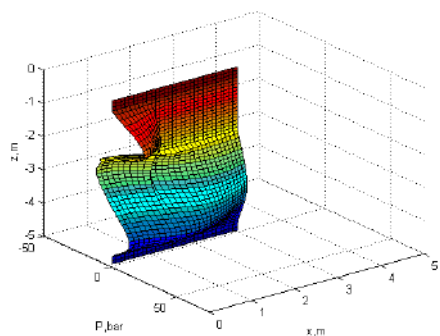


Постепенно в виде волны давление распространяется по телам, и чем меньше размеры тела, тем быстрее волна сжатия достигает его конца, отражается от границы двух сред, и идет в обратном направлении в виде волны разряжения.

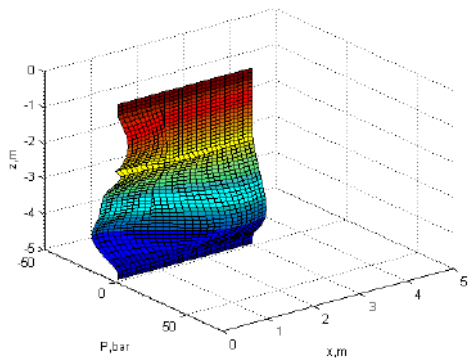
$T=0.2$ мс



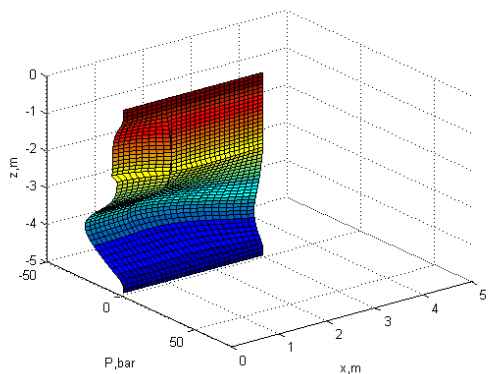
$T=0.3$ мс



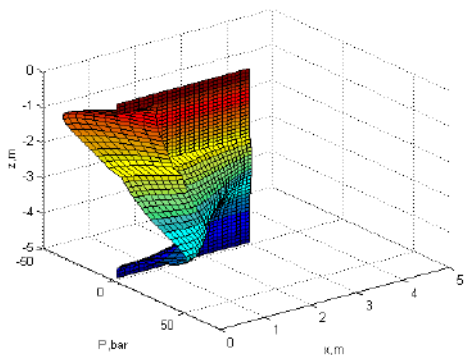
$T=0.4$ мс



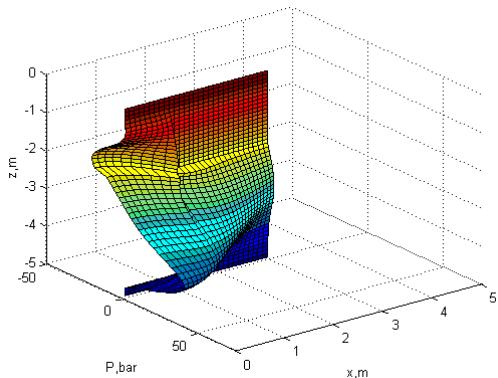
$T=0.5$ мс



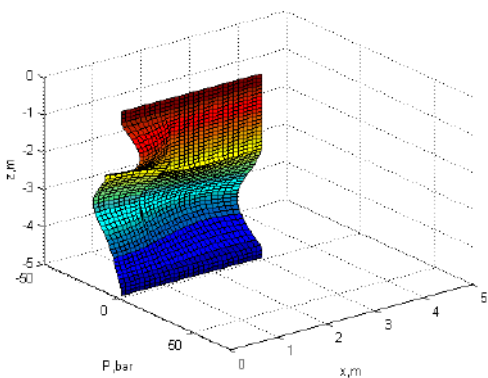
$T=0.6$ мс



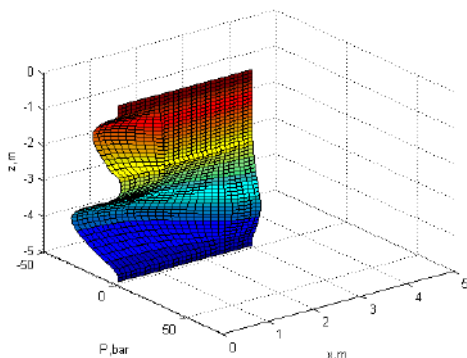
$T=0.7$ мс



$T=0.8$ мс



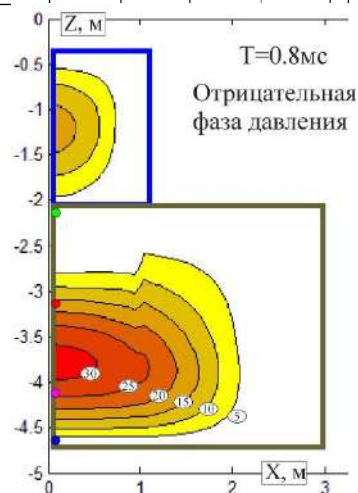
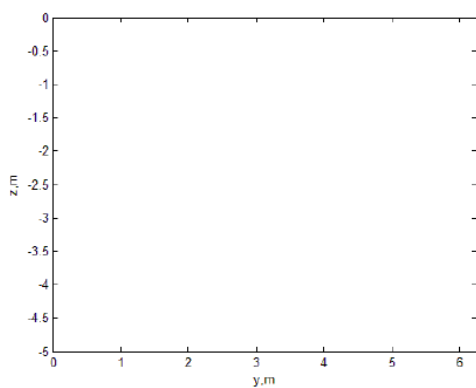
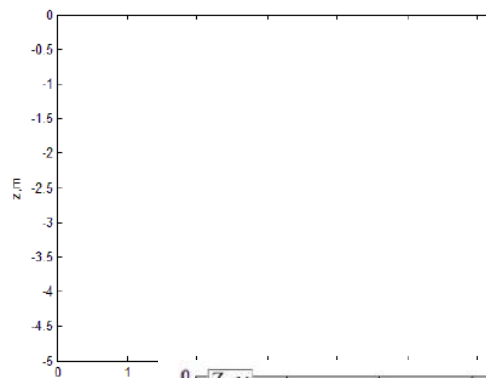
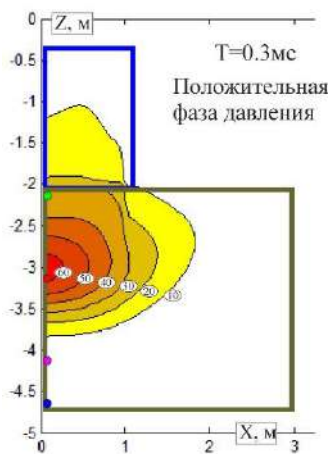
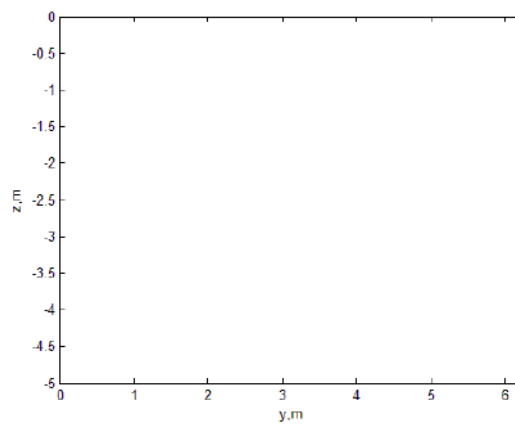
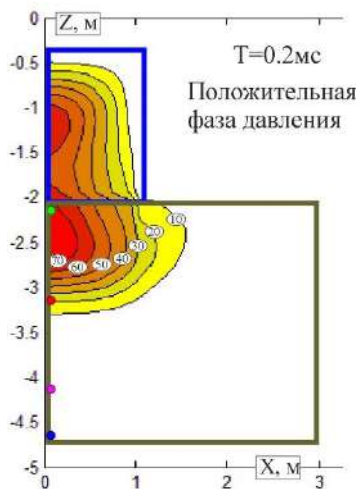
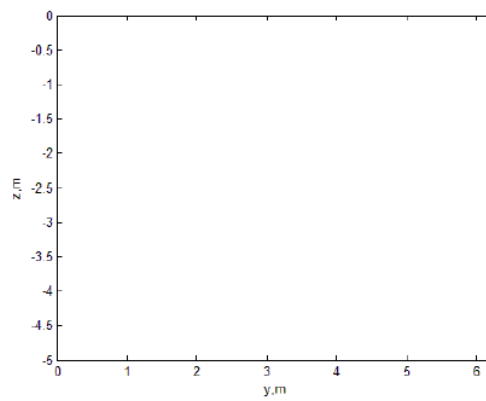
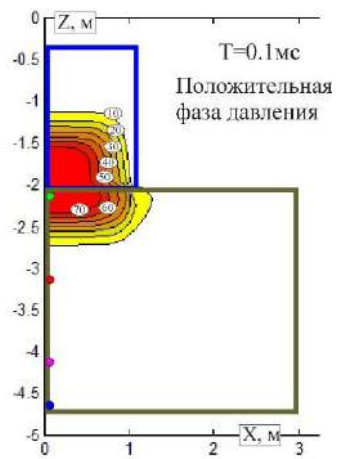
$T=0.9$ мс

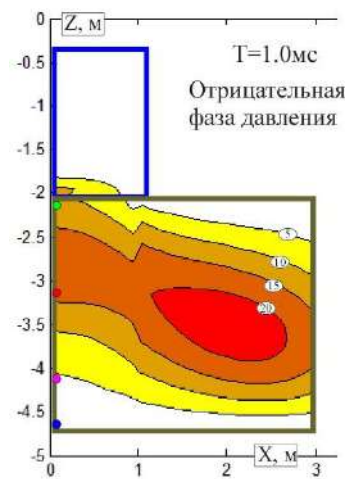
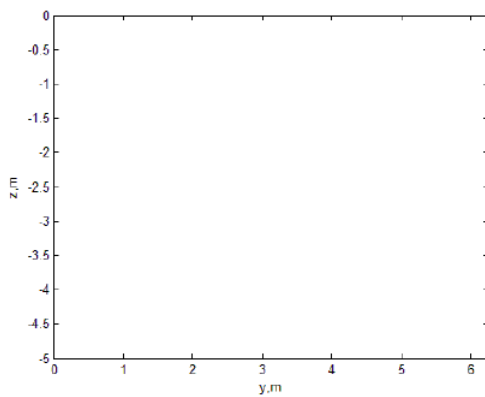
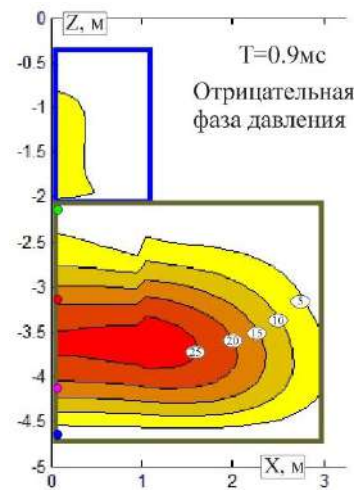
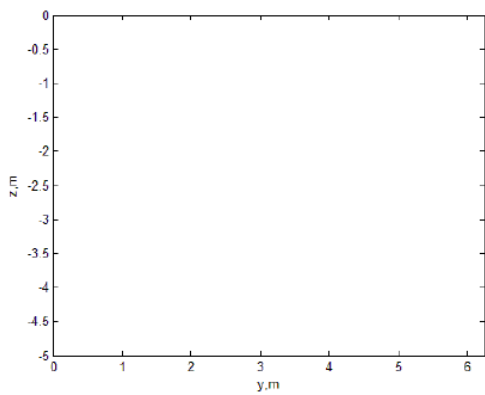


$T=1.0$ мс

Для большей наглядности в те же промежутки времени были составлены изолинии равного давления. На графиках видны изолинии с уровнями 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70бар для положительного давления. И с уровнями 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35 40бар для отрицательного давления.

Заметим, что пустые поля указывают на отсутствие положительных или отрицательных давлений в данный момент времени.

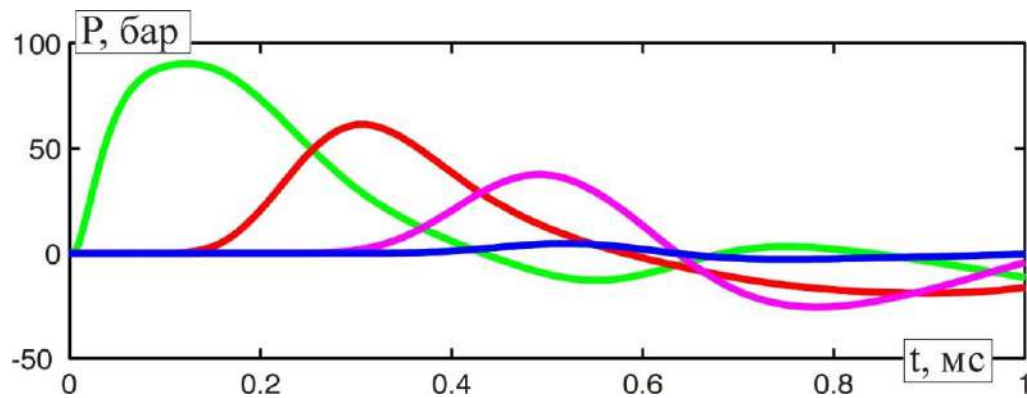




Были выбраны точки в толще стены и измерены параметры среды в них с изменением времени, о которых можно судить на графиках изменения давления и скорости частиц в точках.

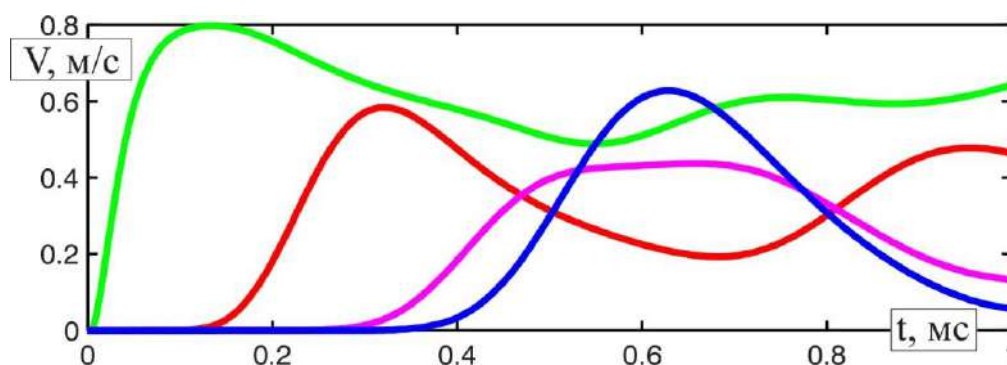
ДАВЛЕНИЕ

$P, \text{ бар}$



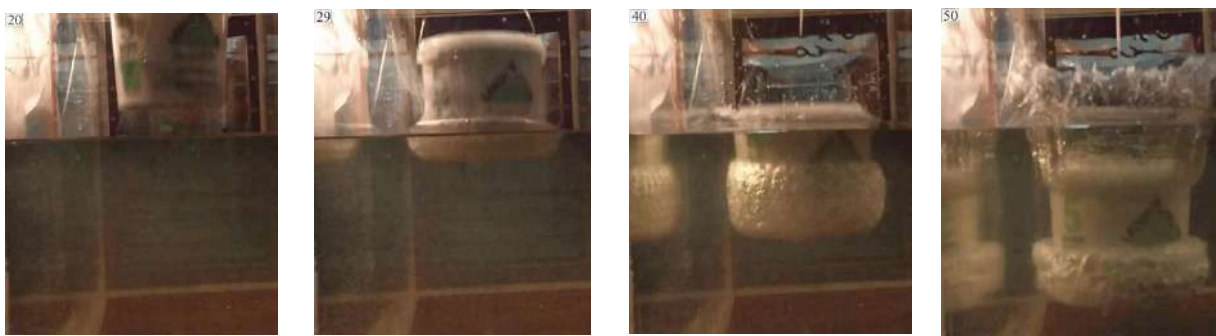
СКОРОСТЬ

V, м/с



Теперь рассмотрим ситуацию, где удар происходит между твердым телом и жидкостью.

Для наглядности был выполнен опыт, во время которого была проведена скоростная киносъемка процесса падения твердого тела в воду. В статье представлены некоторые из снимков.



T=20 мс

T=29 мс

T=40 мс

T=50 мс

Из сказанного ранее уже знаем, что удар сопровождается появлением упругой волны в теле и жидкости.

Особенностью же данного процесса является появление большого количества пузырьков на поверхности тела. Такое явление происходит вследствие закипания жидкости. Как мы знаем, с понижением давления, понижается температура кипения, при достижении которой жидкость начинает закипать. В нашем случае волна сжатия отражается от стенок сосуда и возвращается в виде волны разряжения, которая в свою очередь приводит к снижению давления. Физический процесс, обуславливающийся кипением жидкости в связи с падением давления называется кавитацией.

ВЫВОДЫ

В данной работе были представлены простые ситуации, которые не несут никакой опасности для окружающих. Однако рассмотренные на данных ситуациях процессы при

большей силе взаимодействия тел могут приводить к разрушающим последствиям. Например, из опыта военных известно, что в некоторых случаях при ударе тела, обладающего очень высокой скоростью, о бетонную стену, с обратной стороны стены могут отлетать фрагменты бетона. Это явление является прямым следствием появления упругой волны в стене. При увеличении скорости происходит увеличение давления в среде. Тогда если это давление будет превышать давление внутреннего растяжения, часть бетона на противоположной стороне стены вылетит. Как известно, бетон плохо работает на растяжение, поэтому происходит такой эффект.

Кавитация в свою очередь часто является причиной поломки гидравлического оборудования. Схлопывающиеся пузырьки воздуха подвергают стенки непрерывным гидравлическим ударам, что приводит к разрушению стенок детали.

Строитель – ответственная профессия, которая в первую очередь требует обеспечения безопасности людей и окружающей среды. Никогда не известно, что может произойти в будущем и к каким последствиям привести. Падение самолета на атомную электростанцию, заложенная бомба на стоянке рядом со стадионом, взрыв автоклава и т.д. Строитель должен всегда понимать какими процессами сопровождаются данные ситуации и в зависимости от возможной угрозы, проектировать здания и сооружения таким образом, чтобы снизить вероятность их печального исхода в будущем.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Исакович М.А. Общая акустика. — М: Наука, 1973
2. Годунов С.К. и др. Численное решение многомерных задач газовой динамики. — М: Наука, 1976. – 400с.
3. Сивухин Д.В. Механика. — М: Наука, 1979. — 520 с.
4. Кавитация / Р. Кнэпп, Дж. Дейли, Ф. Хэммит; пер. с английского Э.А. Ашратова [и др.]; под ред. В.И. Полежаева. — М: Мир, 1974. – 687с.
5. Зиновьев В. А. Краткий технический справочник. Том 1. — М.: Государственное издательство технико-теоретической литературы, 1949. — С. 290
6. Бутиков Е.И., Кондратьев А.С. Физика. Книга 1. Механика. — М.: Наука, 1994. — 367 с.
7. Л. Ландау, Е. Лифшиц. Механика сплошных сред. Гидродинамика и теория упругости. — М., Л.: Государственное издательство технико-теоретической литературы, 1944. — 623 с.

ПЕРСПЕКТИВНЫЙ ВАРИАНТ ОБЕСПЕЧЕНИЯ ПОЛУОСТРОВА КРЫМ ПРЕСНОЙ ВОДОЙ

Волошин М. Д.

студент 4 курса 2 группы ИГЭС НИУ МГСУ

Научный консультант: Козлов Д. В.

доктор технических наук, заведующий кафедрой ГиГС НИУ МГСУ

Аннотация. Существовавшая всегда на полуострове проблема дефицита пресной воды, после присоединения Крыма к России резко обострилась. В апреле 2014 года Украиной был полностью перекрыт Северо-Крымский канал, и с 2014 года количество орошаемых сельскохозяйственных земель на полуострове сократилось более чем в десять раз. Выполнен сравнительный анализ существующих программ обеспечения Крыма водой. Предлагается новое перспективное решение проблемы нехватки водных ресурсов. Оно заключается в переброске воды при помощи трубопровода с южного побережья Кавказа в водную систему Крыма. Особое внимание уделяется тому, что вследствие существенного перепада высот между водозабором на Кавказе и приемным водохранилищем в Крыму возможна передача воды самотечным способом, без использования насосных станций. Проведенные расчеты показывают, что предлагаемый вариант решения проблемы позволяет полностью удовлетворить потребности полуострова в пресной воде.

Ключевые слова: водоснабжение Крыма; полуостров Крым; водообеспечение; дефицит водных ресурсов.

ВВЕДЕНИЕ

Дефицит пресной воды существовал на Крымском полуострове во все времена. Крым находится на юге умеренного пояса Евразии, это стык юга умеренного пояса с субтропическим средиземноморского типа климатом. Поэтому здесь в теплый период года (апрель-октябрь) сухо и жарко, а в холодный период года выпадает основная масса осадков [1].

В советские годы Северо-Крымский канал (СКК) поставлял более 2,2 км³ воды, что составляло 85% всей потребляемой полуостровом воды. Вода тратилась в основном на нужды сельского хозяйства, для питьевых нужд во многом использовались подземные воды. Конечно, эти данные уже устарели. По сравнению с советским периодом, уже в украинский период количество подаваемой воды к 2014 году уменьшилось в 2 раза, а количество орошаемых земель сократилось с более чем 400 тыс. га, до 150 тыс. га. При этом в советские

годы использовалось далеко не 100% пригодных для сельскохозяйственной обработки земель. Но тем не менее в 2013 году из СКК было забрано 1346 млн м³ воды [3].

После закрытия СКК в 2014 году, предпринимаются попытки восполнения недостающей воды, а именно: используются запасы воды в существующих водохранилищах, строятся новые водохранилища (Бельбекский водозабор), бурятся новые скважины для подъема подземных вод. Подземные воды стали использовать для орошения. На сегодняшний момент СКК частично заполнен водой – это вода из новых скважин, кроме того, производится реконструкция распределительной сети с использованием труб. Воду со скважин, которую сейчас пускают в СКК будут пускать по трубам.

Все эти мероприятия конечно важны и необходимы, но все их можно охарактеризовать как более оптимальное использование источников местной крымской воды, а этих источников недостаточно. Вследствие нехватки воды с 2014 года площадь орошаемых земель сократилась в 10 раз. Так использование артезианской воды на сельскохозяйственные нужды может привести к тому, что её не будет хватать на питьевые нужды. Этот процесс уже наблюдался в советские годы. После окончания Великой Отечественной войны Крым стали превращать во всесоюзную здравницу и ускоренными темпами развивать земледелие. Это вызвало нехватку воды, ликвидировать которую решили за счет интенсивного использования подземных вод. Выкачивание артезианских запасов происходило быстрее, чем их воспроизводство, и сопровождалось заполнением освободившихся пазух соленой водой. Чтобы остановить негативный процесс, который стал приобретать угрожающий характер, начали закачивать в подземные водоносные горизонты воду из Северо-Крымского канала, а затем скважины законсервировали [2].

Подпитка артезианской воды происходила не только за счет осадков, но и за счет воды, идущей на орошение сельхозугодий, просачивалась сквозь землю и тем самым была источником артезианских вод. На сегодняшний момент – с 2014 года объем такого орошения практически сведен к нулю, а новые методы предполагают оптимальные методы орошения, то есть вся идущая на орошение вода будет потребляться растениями и не будет поступать в артезианские бассейны. И поэтому пополнение артезианских вод идет только за счет осадков. Именно поэтому использование артезианской воды для орошения вызывает опасения. В подтверждение этих опасений выступает сам факт обсуждения варианта водоснабжения Крыма через опреснение воды, ведь опреснение обычно используется для нужд населения, а не для орошения ввиду его дороговизны. То есть сам факт обсуждения вариантов опреснения означает, что подразумевается большая вероятность нехватки воды для населения в будущем.

Способы решения проблемы нехватки воды. Существует ограниченное число вариантов решения этой проблемы. Все они сводятся к следующим способам:

1. Экономное и рациональное использование имеющихся водных ресурсов. Реконструкция существующей инфраструктуры, направленная на снижение потерь воды при её хранении и транспортировке. Обновление облицовочного покрытия СКК, замена старых, изношенных водопроводных труб на новые и реконструкция водохранилищ. На сегодняшний момент существующая система хранения и распределения воды в Крыму теряет до половины всей собранной воды. Даже высказываются предложения о частичном использовании сточных вод на нужды орошения. В целом, можно сказать, что этот способ не решает проблему, а только снижает её остроту, так как суммарный объем собираемой в Крыму воды не достаточен для гарантированного обеспечения всех потребителей.

2. Опреснение морской воды. Вполне понятны плюсы и минусы данного решения. Если к первым относится то, что это быстрое решение, то к минусам относится большая стоимость эксплуатации опреснительных установок и систем. Это решение потребует большого количества энергии, либо в виде электроэнергии, либо в виде топлива, и будет дорого обходиться для населения. Этот вариант потребует больших эксплуатационных затрат и в конечном итоге является наиболее дорогим. Можно сказать, что это будет «золотая» вода.

3. Доставка воды на полуостров извне или переброска стока. Поэтому возникли идеи переброски воды на «остров» Крым с материка.

Вариант Кубанской переброски. Плюсы – относительно короткая и прямая трасса, благодаря малой глубине Азовского моря нет технических сложностей в прокладке водовода. Позволяет перебрасывать существенные объемы воды. Но вариант имеет существенные минусы, связанные, во-первых, с тем, что вода Краснодарского края ему же самому в первую очередь и нужна. Последние несколько лет там, так же, как и в Крыму, происходит засуха, в результате которой водохранилища опустели. Краснодарский край является крупным производителем сельскохозяйственной продукции, и там регулярно наблюдается недостаток воды, тем самым Крым является конкурентом для водопотребителей Краснодарского края. Также практически нет пустующей территории, а устройство каптажа, водохранилища, из которого забиралась бы вода, водовода, приводит к необходимости выкупа частных земель (отчуждения используемых сельскохозяйственных земель). При этом, территория Краснодарского края освоена гораздо более «плотно» по сравнению с Крымом. И наконец, существенный минус заключается в опасности увеличения солености Азовского моря, так как водозабор с Дона и Кубани очень существенен, он, по

сути, итак уже максимально возможный. Уменьшение притока воды из Дона и Кубани в Азовское море чревато серьезным повышением солености и потерей рыбного разнообразия.

Таким образом, кубанская переброска приводит к всестороннему ухудшению ситуации на Кубани. А проблема водоснабжения Крыма решается за счет других, более экономически развитых регионов, что само по себе отрицательно в геополитическом смысле.

Южная переброска воды в Крым. Предлагаемый вариант во многом похож на Кубанскую переброску, с той лишь разницей, что в этом проекте не наблюдаются минусы Кубанской переброски. Он состоит в том, чтобы забирать воду с черноморского побережья Кавказа, из реки Мзымта. Плюсы – колоссальный объем воды (осадки со стороны Сочи существенно больше, чем со стороны Кубани). Вода в бассейне Мзымты для сельскохозяйственных нужд практически не используется в отличие от вод Кубани. Под эту воду на Кавказе нет потребителей, она просто сбрасывается в море, поэтому её переброска в Крым не нанесет ущерба экономике и обеспеченности водой региона. У Черного моря нет тех проблем с экологией, которые есть у Азовского, поэтому забор части стока никак на нем не скажется. Плюс в данном случае этот сток будет замещен той водой Днепра, которая не идет теперь по СКК. Ну и наконец, Мзымта – горная река, и предлагаемый вариант подразумевает устройство водозаборного водохранилища на отметке около 350 м над уровнем моря, что позволит перебрасывать воду самотёчно, без использования насосных станций.

Русла горных рек, как правило, «пустые» в хозяйственном отношении, то есть никак не используются. Поэтому возникает вариант прокладки водовода по руслу реки. Плюс к этому, вдоль реки на всём протяжении существует дорога, что облегчает организацию строительства. Минусом является дороговизна, связанная, в первую очередь, с выполнением строительных работ в горных условиях и прокладкой водоводов по дну моря. Но так как после «Северного Потока – 2», более не планируется создавать ничего столь же масштабного, инфраструктура строительства газотрубопроводов будет простаивать, а это оборудование, люди, заводы и т. д. Предлагаемый проект позволит загрузить эти мощности работой на несколько лет.

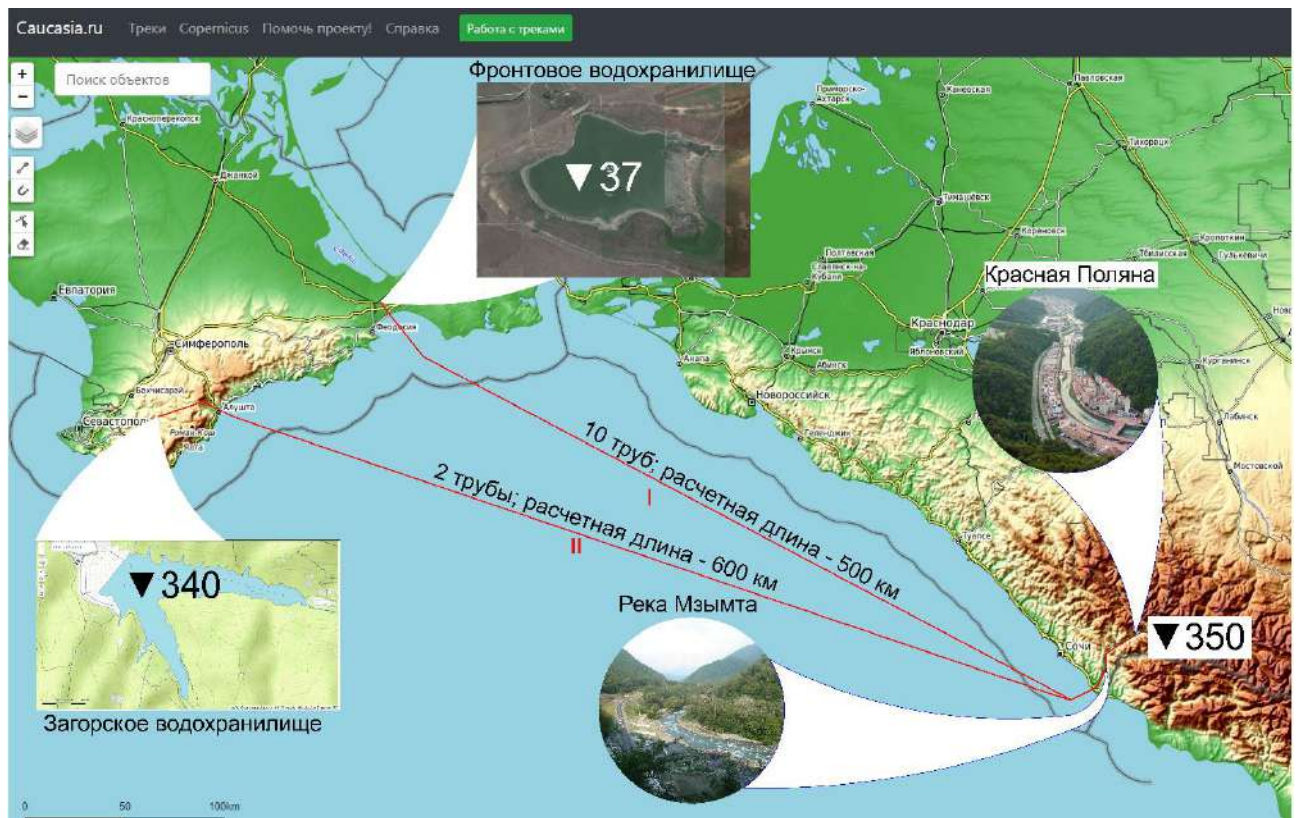


Рисунок 1. Предполагаемый план Южной переброски

Водозаборное водохранилище предполагается расположить рядом с Краснополянской ГЭС. Проект предусматривает прокладку 10 стальных электросварных труб большого диаметра. Такой выбор основан на том, что технология прокладки трубопроводов по дну моря из таких труб отлажена и полностью локализована в России. От водозабора трубы тянутся в траншее по руслу реки до побережья (рис. 2). Далее маршрут проходит по дну Черного моря, и выходит на побережье Крыма у поселка Приморский, и идет до Фронтного водохранилища.

В качестве приемного водохранилища, в целях экономии, разумно взять одно из существующих водоемов, например, Фронтное. Оно является одним из накопительных водохранилищ, связанных с СКК, и из него можно поставлять воду непосредственно в СКК. Оно расположено на отметке 37 метров над уровнем моря, что создает перепад высот с водозаборным водохранилищем около 300 метров.

метров над уровнем моря. Расчётная длина трубопровода – 600 километров. Количество труб – 2 штуки. Загорское водохранилище используется для городского водоснабжения. Так что это специальный вариант переброски, ориентируемый на нужды населения.

Таблица 1

Результаты расчета трубопроводов

расчетный внутренний диаметр трубы 1153 мм				
Критически необходимое количество воды в Крыму (маловодный год)		470	млн м3/год	
Забрано из СКК в 1995		1817	млн м3/год	
Самотечный способ переброски				
Нитки водопровода	Количество труб	м ³ /с	млн м ³ /сут	млн м3/год
I (Фронтное вдхр. НУМ=37м)	10	11,48	0,991872	362,03328
Объем переброски с использованием насосных станций (доп. напор 200 м)				
Нитки водопровода	Количество труб	м ³ /с	млн м ³ /сут	млн м3/год
I (Фронтное вдхр. НУМ=37м)	10	14,95	1,29168	471,4632
II (Загорское вдхр. НУМ=340м)	2	1,67	0,144288	52,66512

расчетный внутренний диаметр трубы 1388 мм				
Критически необходимое количество воды в Крыму (маловодный год)		470	млн м3/год	
Забрано из СКК в 1995		1817	млн м3/год	
Самотечный способ переброски				
Нитки водопровода	Количество труб	м ³ /с	млн м ³ /сут	млн м3/год
I (Фронтное вдхр. НУМ=37м)	10	18,85	1,62864	594,4536
Объем переброски с использованием насосных станций (доп. напор 200 м)				
Нитки водопровода	Количество труб	м ³ /с	млн м ³ /сут	млн м3/год
I (Фронтное вдхр. НУМ=37м)	10	24,55	2,12112	774,2088
II (Загорское вдхр. НУМ=340м)	2	2,75	0,2376	86,724

Концепция проекта предусматривает возможность сооружения дополнительных веток трубопроводов – как со стороны источников воды, то есть использование других полноводных кавказских рек: Псоу, Сочи, или другие - мелкие, но близкие реки; так и со стороны приема воды в Крыму, то есть строить трубопровод в другие точки Крыма. Можно рассматривать их как дополнительные очереди проекта, и вводить в строй в случае необходимости. Но разумно начинать с того варианта, который сразу перекрывает необходимый объем требуемой воды. Именно таким является переброска воды из бассейна реки Мзымты.

Оценочная стоимость проекта составляет около 600 млрд. руб. Расчет проводился для 10 труб диаметром 1 метр, по аналогии с существующими трубопроводами. В зависимости от компоновки системы (маршрута, диаметра труб и т.п.) окупаемость проекта составляет 15 – 20 лет, если получать то же количество воды при помощи опреснения.

Заключение. Технических сложностей при реализации предлагаемого проектного решения не наблюдается. Проект переброски не простой, но не сложнее чем проект «Северный поток – 2». Варианты удешевления Южной переброски возможны, но даже предварительная цифра – 600 млрд. руб.– вполне приемлема и сравнима со сметной стоимостью строительства Крымского моста. Срок окупаемости объекта сравним с «Северным потоком – 2». Использование простаивающих мощностей заводов по изготовлению труб больших диаметров и трубоукладчиков дает большой народнохозяйственный эффект. Также реализация проекта переброски имеет большое геополитическое значение для черноморского региона.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Батанина Е. В. Дефицит пресной воды на полуострове Крым: Проблемы и способы решения. // Эпоха науки – 2016. № 6. С. 181-184.
2. Василенко В. А. Крым: водный кризис и экологические проблемы. // ЭКО – 2016. № 9(507). С. 60-78.
3. СКИОВО бассейнов рек Республики Крым. Книга 1 «Общая характеристика речных бассейнов, расположенных на территории Республики Крым», 2017.
4. ГОСТ 34563-2019. Магистральный трубопроводный транспорт нефти и нефтепродуктов. Правила технологического проектирования.
5. ГОСТ 10704-91. Трубы стальные электросварные прямошовные. Сортамент.
6. Краснополянская ГЭС. // Филиал АО "СО ЕЭС" ОДУ Юга: сайт. [электронный ресурс]. – URL: <http://www.yug.so-ups.ru/Page.aspx?IdP=69>.
7. Река Мзымта. // Все реки: сайт. [электронный ресурс]. – URL: <https://vsereki.ru/atlanticheskij-okean/bassejn-chyornogo-morya/mzymta>.

РАСЧЕТ НЕРАВНОМЕРНОГО ДВИЖЕНИЯ ВОДЫ В КАНАЛЕ. ПОСТРОЕНИЕ КРИВОЙ СВОБОДНОЙ ПОВЕРХНОСТИ В КАНАЛЕ

Ващенко И. М.

студент 4 курса 1 группы ИГЭС НИУ МГСУ

Научный консультант: Остякова А. В.

кандидат технических наук, доцент кафедры ГиГС НИУ МГСУ

Аннотация. На основе дифференциального уравнения для установившегося неравномерного движения жидкости приводится расчет плавно изменяющегося неравномерного движения в открытом канале после схода водного потока с водослива, канал прямоугольного сечения с положительным продольным уклоном. С использованием графика изменения удельной энергии сечения определены критическая глубина. Разными способами рассчитана нормальная глубина: по способу расходной характеристики, способу гидравлического показателя русла и графическими способами. Определены графическим и аналитическим способами сопряженные глубины. По способу Б.А. Бахметьева построена кривая свободной поверхности для примера схода водного потока с водослива и сопряжения его с нижним бьефом, начальной глубиной такой кривой является сжатая глубина за водосливом, а конечной глубиной – раздельная глубина. Проанализировано условие образования и состояние гидравлического прыжка, который оказался в отогнанном состоянии.

Ключевые слова: неравномерное движение, гидравлический расчет, сопряжение бьефов за водосливом, кривая свободной поверхности, гидравлический показатель русла, критическая глубина.

ВВЕДЕНИЕ

Неравномерное движение в прямоугольном канале с положительным продольным уклоном наблюдается вследствие изменения площади поперечного сечения канала вблизи места, где это изменение происходит (рис. 1). Как правило, неравномерное движение воды возникает при нарушении равномерного движения воды вследствие каких-либо причин, изменяющих его характеристики. Характерным примером неравномерного движения является втекание реки в водохранилище, водопад, истечение из-под щита. Неравномерное движение наблюдается и при сопряжении бьефов за водосливом. При этом возможно сопряжение с образованием кривой подбора либо кривой спада. По мере движения водного

потока вдоль русла вблизи резкого изменения (водопад) или при постепенном изменении площади поперечного (живого) сечения должны меняться скорости, если объем подаваемой воды постоянный; меняются также силы сопротивления движению, возникающие из-за трения водного потока о дно и стенки данного прямоугольного канала, а, следовательно, и гидравлические сопротивления. Трение о воздух не учитывается.

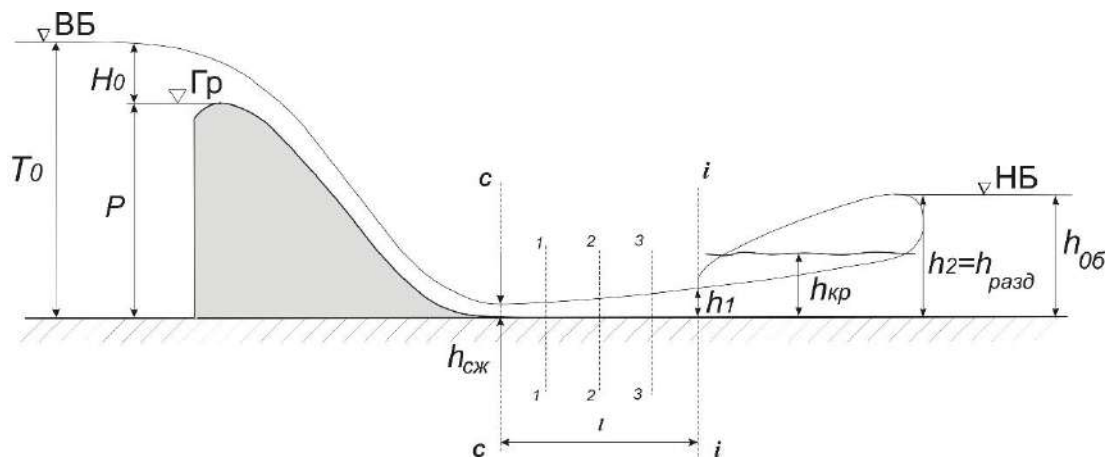


Рисунок 1. Вид расчетной модели

При сходе с водослива сразу за ним глубина мала вследствие инерционности водного потока, она является сжатой глубиной, а скорость – максимальна. При этом расход остается таким же, как и при истечении через водослив. Параметры сопряжения за водосливом – скорости, глубины, - влияют на длину кривой свободной поверхности. Чем больше длина этой кривой, тем больше должна быть длина крепления канала за водосливом, тем дороже его строительство и эксплуатация. Возможно сопряжение глубин и на сравнительно небольшом по длине участке, как правило, с образованием гидравлического прыжка, где гасится энергия потока. При этом глубина и энергия потока изменяются на сравнительно коротком участке. Чтобы уменьшить длину крепления дна и стенок канала, за водосливом устраивают водобойные сооружения. Точность и способ расчета длины кривой свободной поверхности в конечном счете влияет на экономические параметры проектируемого гидроузла.

Целью данной работы является расчет параметров неравномерного движения в канале прямоугольного сечения и построение кривой свободной поверхности для случая неравномерного, плавно изменяющегося движения водного потока в канале с положительным уклоном с образованием гидравлического прыжка.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Для установившегося неравномерного движения жидкости в длинном канале основное дифференциальное уравнение имеет вид:

$$I = \frac{d}{ds} \left(\frac{\alpha V^2}{2g} \right) + \frac{V^2}{C^2 R} \quad (1),$$

где I – пьезометрический уклон, при неравномерном движении в случае прямоугольного сечения канала не равен уклону дна; V – средняя скорость потока воды; S – ось дна канала; h – глубина; C – коэффициент Шези; R – гидравлический радиус; α – коэффициент Кориолиса.

Основное уравнение неравномерного движения в призматическом канале (1) может быть записано для призматического канала, имеющего положительный уклон $i > 0$ в форме:

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i - \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R}}{\frac{\alpha Q^2}{g \omega^3 B}} = \frac{i - \frac{Q^2}{K^2}}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g \omega^3 B}} \quad (2),$$

где i – уклон дна канала; $Q = \omega C \sqrt{Ri}$ – формула Шези для расхода воды в канале, м³/с; $\omega = hb$ – площадь живого сечения, м²; $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$ – коэффициент Шези (формула Маннинга); $R = \omega / \chi$ – гидравлический радиус, м; $\chi = b + 2h$ – смоченный периметр, м; $K = \omega C \sqrt{R}$ – расходная характеристика, м³/с.

Все кривые свободной поверхности при условии $\frac{dh}{ds} > 0$, т.е. когда глубина потока возрастает вдоль по течению, являются кривыми подпора, а когда $\frac{dh}{ds} < 0$, глубины уменьшаются по длине потока, и кривые свободной поверхности воды называются кривыми спада. В данной работе рассматривается кривая подпора при сопряжении потока за водосливом. Для того, чтобы рассчитать кривую свободной поверхности при неравномерном движении, необходимо рассчитать критическую глубину h_k , нормальную глубину h_0 , сопряженные глубины, сжатую глубину h_c . Ниже приводится последовательность расчета этих гидравлических параметров.

1. Построение графика изменения удельной энергии сечения $\mathcal{E} = f(h)$. Определение критической глубины

При преобразовании и интегрировании уравнения (2) используется вспомогательное понятие удельной энергии сечения, то есть энергии, отнесенной к единице веса жидкости. При этом предполагается, что плоскость отсчета проведена через самую нижнюю точку дна канала на рассматриваемом участке.

$$\mathcal{E} = z + \frac{p}{\rho g} + \frac{\alpha V^2}{2g} = h + \frac{\alpha Q^2}{2g \omega^2} \quad (3)$$

Рассматриваем движение воды как непрерывной сплошной среды, поэтому функция удельной энергии сечения также непрерывна, стремится к бесконечности ∞ при увеличении и уменьшении глубины h , следовательно, имеет экстремум – минимум. Минимуму энергии

соответствует критическая глубина h_k . Для канала прямоугольного сечения критическая глубина может быть рассчитана по формуле:

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} \quad (4),$$

где q – удельный расход воды (на единицу ширины $b=1$ м), м²/с.

2. Определение нормальной глубины h_0

При заданном постоянном расходе воды в канале и плавно изменяющемся движении воды в нем глубина постепенно возрастает, если имеет место кривая подпора, например, при втекании реки в водохранилище, при сопряжении за водосливом. Нормальная глубина – это такая глубина, которая при заданном расходе установилась бы в канале, если бы в нем движение воды было бы равномерное. Критическая и нормальная глубины – некоторые воображаемые глубины, облегчающие интегрирование дифференциального уравнения неравномерного движения. Тем не менее, эти величины широко применяются в гидравлических расчетах. В данной работе нормальная глубина определяется несколькими способами.

2.1 По способу последовательных приближений

При заданном расходе Q нормальная глубина h_0 определяется способом последовательных приближений. Вычисления ведем в табличном виде.

2.2 По способу гидравлического показателя русла (способу Б.А. Бахметева)

При интегрировании уравнения (2) ввиду сложности определения для некоторых случаев величин ω , C и R вместо формулы Шези, где устанавливается связь расходной характеристики K и глубины, Б.А. Бахметев предложил использовать степенную зависимость, вычисляя расходную характеристику K_0 по заданному расходу $K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}}$:

$$\left(\frac{K_1}{K_2}\right)^2 = \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^x \quad (5),$$

где $x = \frac{2 \ln \frac{K_1}{K_2}}{\ln \frac{h_1}{h_2}}$ - гидравлический показатель русла.

Задавая разные глубины, можно при известной величине K_0 вычислить величину h_0 .

2.3 Графо-аналитические способы

- Строится график $K=f(h)$: последовательно вычисляя величины расходных характеристик K_1, K_2, K_3, \dots , по заданному ряду значений h_1, h_2, h_3, \dots . По этому построенному графику определяется для вычисленного значения K_0 величина нормальной глубины h_0 .

- Способ В.Д. Журина.

Запишем формулу для расходной характеристики в виде:

$$K = \frac{\omega C \sqrt{Ri}}{\sqrt{i}} = \omega \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} = \frac{1}{n} K_{ш} \quad (6),$$

где $K_{ш} = K \cdot n$ – расходная характеристика единичной шероховатости ($n=1$).

- Способ П.Г. Киселева.

Нормальная глубина определяется по графикам [1] для модельного канала шириной $b=1$ м. Расходная характеристика канала $K=1732,05$ м³/с, расходная характеристика для модельного канала при $n=1$, $b=1$ м равна $K_{\text{мод}} = \frac{Kn}{b^{2,7}} = \frac{Qn}{b^{2,7}\sqrt{i}}$.

3. Определение сопряженных глубин гидравлического прыжка.

Расчеты сопряжения бьефов за водосливом направлены на выяснения возможностей образования гидравлического прыжка в нижнем бьефе, определение дальности его отгона и принятие мер для затопления прыжка непосредственно за водосливом, а, следовательно, на сокращение длины крепления канала. Для определения условия образования гидравлического прыжка за водосливом следует сравнить глубины в сжатом сечении h_c и в нижнем бьефе h_0 (бытовая глубина). Если одинаковы, то сопряжение происходит без образования гидравлического прыжка. Образование гидравлического прыжка возможно только при переходе из бурного состояния ($h < h_k$) в спокойное ($h > h_k$), то есть при условии $h_c < h_k < h_0$.

3.1 Определение сжатой глубины за водосливом h_c .

Сжатую глубину определяем методом последовательных приближений, имеем ввиду, что коэффициент скорости равен $\varphi = 0,95$.

$$h_c = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g(T-h_c)}} \quad (7)$$

3.2 Определение сопряженных глубин.

По построенному графику прыжковой функции определяются сопряженные глубины, одна из которых равна сжатой глубине за водосливом, $h_1=h_c$.

$$h_2 = \frac{h_c}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_k}{h_c} \right)^3} - 1 \right] \quad (8)$$

3.3 Построение графика прыжковой функции $\Pi(h)$.

График прыжковой функции $\Pi(h)$ нужен для определения сопряженных глубин, в данном случае первая сопряженная глубина $h_1 = h_{сж}$, а вторая сопряженная глубина h_2 равна раздельной глубине, то есть глубине после гидравлического прыжка. Сопряженные глубины определяем графическим способом и аналитическим. Одному и тому же значению прыжковой функции соответствуют два значения глубин, являющихся сопряженными:

$$\Pi_k = \frac{Q^2}{g\omega_1} + \omega_1 y_1 = \frac{Q^2}{g\omega_2} + \omega_2 y_2 = const \quad (9)$$

Одной из сопряженных глубин при сходе потока воды с водослива является сжатая глубина, второй – раздельная глубина. Зная h_c , по графику можно определить раздельную.

4. Построение кривой свободной поверхности по методу Бахметева.

Строим кривую свободной поверхности по методу Бахметева для случая отгона гидравлического прыжка, который у нас наблюдается, что выявлено из сравнения глубин: $h_c < h_k < h_0$. В результате этого расчета определяется вариант проектирования сопряжения потока с целью уменьшения длины крепления канала за водосливом.

Кривая свободной поверхности строится по нескольким точкам в соответствии с уравнением неравномерного плавно изменяющегося движения в призматическом русле с положительным продольным уклоном.

$$\frac{il}{h_0} = \eta_2 - \eta_1 - (1 - j_{cp})[\varphi_2(\eta) - \varphi_1(\eta)] \quad (10),$$

где i – уклон дна; l – длина заданного участка канала; h_0 – глубина равномерного движения воды в канале при заданном расходе Q ; η_1 и η_2 – относительные глубин; $\eta_1 = \frac{h_1}{h_0}$ и $\eta_2 = \frac{h_2}{h_0}$.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

В данном докладе рассчитывается неравномерное движение воды в прямоугольном канале со следующими параметрами: расход $Q = 30 \text{ м}^3/\text{с}$, ширина прямоугольного канала $b = 12 \text{ м}$, уклон дна $i = 0,0003$, шероховатость дна и стенок $n = 0,013$.

1. Построение графика изменения удельной энергии сечения $\mathcal{E} = f(h)$. Определение критической глубины

График строится в соответствии с формулой (3) (рис. 2), по этому графику определена критическая глубина, равная 0,88 м.

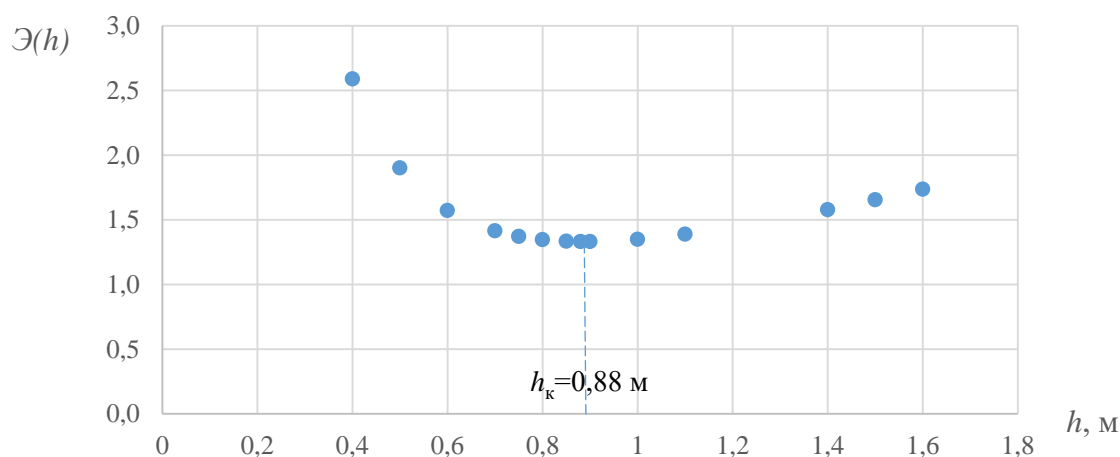


Рисунок 2. График изменения удельной энергии сечения. Определение h_k .

Критическая глубина по формуле (4) равна $h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = 0,88 \text{ м}$. Критический уклон

равен $i_k = \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 \sqrt{R}} = 0,0017$, уклон дна канала $i < i_k$.

2. Определение нормальной глубины h_0

2.1 Определение нормальной глубины h_0 по способу последовательных приближений

Таблица 1. Расчет нормальной глубины по способу последовательных приближений.

$h, \text{ м}$	$\omega, \text{ м}^2$	$\chi, \text{ м}$	$R, \text{ м}$	C	$K, \text{ м}^3/\text{с}$	$Q, \text{ м}^3/\text{с}$
1	12	14	0,86	75,9	843,7	14,6
2	24	16	1,5	82,3	2419,1	41,9
1,5	18	15	1,2	79,3	1563,6	27,1
1,7	20,4	15,4	1,325	80,617	1893,1	32,8
1,6	19,2	15,2	1,263	79,98	1725,8	29,9
1,61	19,32	15,22	1,269	80,04	1742,04	30,17

Принимаем нормальную глубину, равную $h_0=1,605 \text{ м}$.

2.2 По способу гидравлического показателя русла (способу Б.А. Бахметева)

Расходная характеристика для заданного расхода равна:

$$K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{30}{\sqrt{0,0003}} = 1732,05 \text{ м}^3/\text{с}.$$

По назначенным глубинам вычислим соответствующие величины расходных характеристик (таблица 2).

Таблица 2

$$K_0 = 1732,05 \text{ м}^3/\text{с} \quad K_1 = 843,69 \text{ м}^3/\text{с} \quad K_2 = 2419,14 \text{ м}^3/\text{с}$$

$$h_0 = 1,605 \text{ м} \quad h_1 = 1 \text{ м} \quad h_2 = 2 \text{ м}$$

$$\left(\frac{K_1}{K_2}\right)^2 = \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^x, \quad \left(\frac{843,69}{2419,14}\right)^2 = \left(\frac{1}{2}\right)^x, \text{ отсюда показатель } x = 3,039.$$

$$\left(\frac{K_0}{K_2}\right)^2 = \left(\frac{h_0}{h_2}\right)^x, \quad \left(\frac{1732,05}{2419,14}\right)^2 = \left(\frac{h_0}{2}\right)^{3,039}, \text{ отсюда } h_0=1,605 \text{ м}.$$

2.3 Графо-аналитические способы

- Задаем последовательно глубины, вычисляем расходные характеристики, соответствующие этим глубинам (см. таблицу 1), и строим график (рис. 3). Расходной характеристике K_0 для заданного расхода соответствует нормальная глубина h_0 .

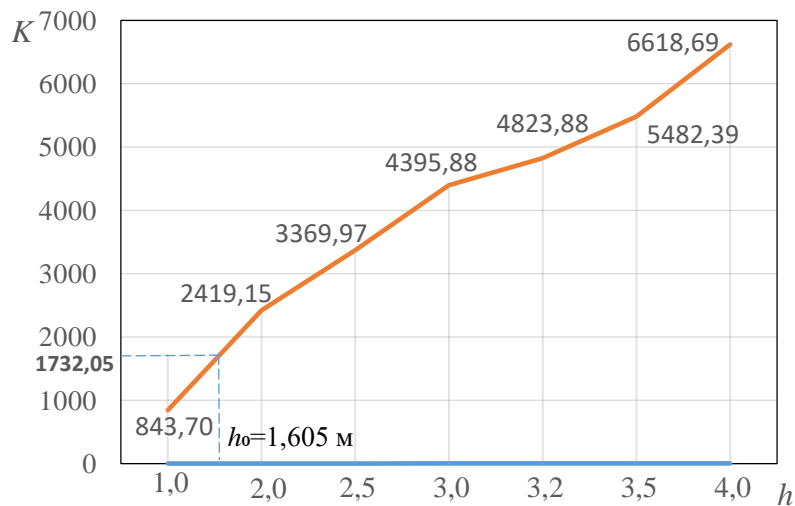


Рисунок 3. Расчет функции расходной характеристики $K(h)$.

Принимаем по графику $h_0=1,6$ м.

- Способ В.Д. Журина.

$$K_{\text{ш}} = \frac{Qn}{\sqrt{i}} = \frac{30 \cdot 0,013}{\sqrt{0,0003}} = 22,5$$

По графику [1] для $K_{\text{ш}} = 22,5$; $h=1$ для $\beta=30$; тогда $b=1 \cdot 30=30$ м – не подходит;

$h=2$ для $\beta=4,8$; $b=2 \cdot 4,8=9,6$ м – не подходит;

$h=1,5$ для $\beta=8$; тогда $b=1,5 \cdot 8=12$ м.

Принимаем $h=1,5$ м.

- Способ П.Г. Киселева.

Расходная характеристика канала $K=1732,05$ м³/с, расходная характеристика для модельного канала при $n=1$, $b=1$ равна:

$$K_{\text{мод}} = \frac{Kn}{b^{2,7}} = \frac{Qn}{b^{2,7}\sqrt{i}} = \frac{30 \cdot 0,013}{12^{2,7}\sqrt{0,0003}} = 0,0275.$$

По графику $h_{\text{мод}}=0,14$ м, $h_0=h_{\text{мод}} b=0,14 \cdot 12=1,68$ м.

В результате всех расчетов принимаем нормальную глубину $h_0=1,605$ м.

3. Определение сопряженных глубин гидравлического прыжка.

3.1 Определение сжатой глубины за водосливом h_c .

По формуле (12) методом последовательных приближений рассчитываем h_c :

1 приближение - принимаем сначала $h_c = 0$ м, $h'_c = 0,187$ м;

2 приближение: $h'_c = 0,187$ м; $h''_c = 0,189$ м;

3 приближение: $h''_c = 0,189$ м; $h'''_c = 0,18966$ м. Принимаем $h_c = 0,189$ м.

3.2 Определение сопряженных глубин.

Одна из сопряженных глубин – сжатая глубина $h_c = 0,189$ м, вторую вычисляем по формуле (7), глубина h_2 является отдельной глубиной:

$$h_2 = \frac{h_c}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_k}{h_c} \right)^3} - 1 \right] = 3,195 \text{ м.}$$

3.3 Построение графика прыжковой функции $\Pi(h)$.

Условие $h_c < h_k < h_0$ соблюдается, гидравлический прыжок в данном случае образуется. По формуле (9) строим график прыжковой функции (рис. 4).

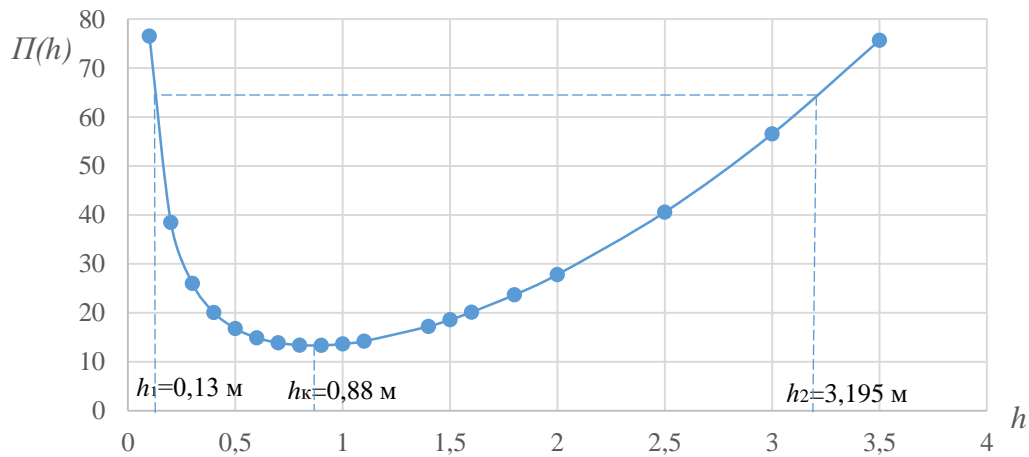


Рисунок 4. График прыжковой функции $\Pi(h)$. Определение сопряженных глубин.

Так как $h_2 > h_0$, следовательно, гидравлический прыжок находится в отогнанном состоянии.

4. Построение кривой свободной поверхности по методу Бахметева.

Используя уравнение неравномерного движения (10), строим кривую свободной поверхности (таблица 3, рис. 5).

Таблица 3. Расчет длины кривой свободной поверхности.

$h, \text{ м}$	$l, \text{ м}$	$h, \text{ м}$	$l, \text{ м}$	$h, \text{ м}$	$l, \text{ м}$
0,189	0	1	64,2	2,5	6965,7
0,5	21,4	1,5	267,5	3,2	9763,7

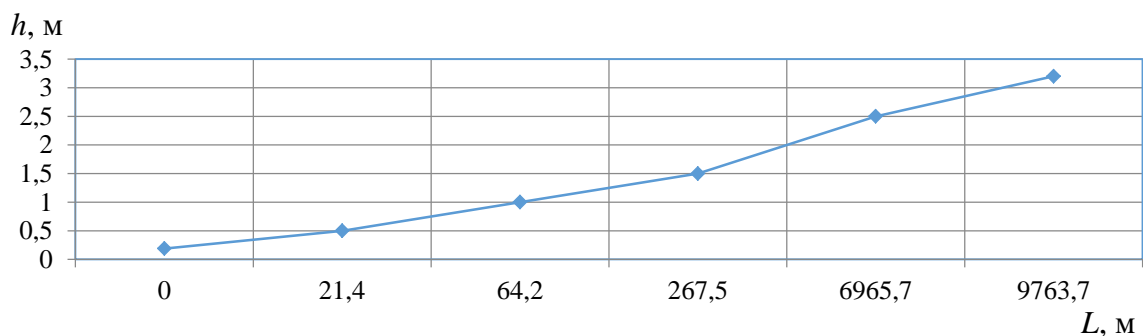


Рисунок 5. Схема кривой свободной поверхности при неравномерном движении в канале.

ВЫВОДЫ

Рассчитаны гидравлические параметры неравномерного движения воды в канале прямоугольного сечения, имеющего место при сходе водного потока с водослива, а именно критическая, нормальная, сжатая и сопряженные глубины. Расчеты проведены разными способами, сравнение по которым полученных величин удовлетворительно. По способу Б.А. Бахметева для рассматриваемого случая рассчитана и построена линия свободной поверхности при сопряжении водного потока за водосливом. Результаты расчетов могут быть использованы при проектировании аналогичного по параметрам гидросооружения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Справочник по гидравлическим расчетам. Под ред. П.Г. Киселева. М.: Энергия, 1975.
2. Чугаев Р.Р. Гидравлика: Учебник. М.-Л.: Госэнергоиздат, 1963. – 528 с.: ил.
3. Киселев П.Г. Гидравлика: Основы механики жидкости. Учеб. пособие для вузов. – М.: Энергия, 1980. – 360 с.: ил.
4. Штеренлихт Д.В. Гидравлика: Учебник для вузов. 3-е изд., перераб. и доп. – М.: КолосС, 2004. – 656 с.: ил.
5. Гидравлические справочные данные по расчету водосливов и каналов. Методические указания к выполнению курсовых и расчетно-графических работ для студентов. М.: МГСУ, 2007. – 48 с.

СЕКЦИЯ МЕХАНИКА ГРУНТОВ И ГЕОТЕХНИКА

ОПЫТ РАСЧЕТА ОСНОВАНИЯ ФУНДАМЕНТА ИЗ СВАЙ С РАЗЛИЧНЫМИ ПАРАМЕТРАМИ ДЛЯ МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ С УЧЕТОМ ОСОБЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ.

Афанасьев Н. А., Кургузова Е. В.

студенты 4 курса 11 группы ИГЭС НИУ МГСУ

Научный консультант: Сидоров В. В.

кандидат технических наук, доцент кафедры МГиГ НИУ МГСУ

Аннотация. В данной статье производится определение и сравнение полученных значений усилий, возникающих в свайном фундаменте с локальными ростверками, комбинированном свайно-плитном фундаменте (КСПФ) и армированном основании. Армирование основания сваями смоделировано путем отделения фундаментной плиты от свай песчаной распределительной подушкой. Значения усилий были получены по результатам расчёта системы «сооружение - грунтовый массив» в программном комплексе Plaxis 3D. В качестве рассматриваемой модели сооружения принято 16-ти этажное здание, габаритные размеры и конструктивная схема которого приняты в соответствии с СП 14.13330.2018 Строительство в сейсмических районах. В качестве рассматриваемой модели грунта используется реализованная в Plaxis 3D модель Мора Кулона. Произведена оценка полученных результатов и сделан вывод о возможности применения каждого вида основания в районах с высокой сейсмичностью.

Ключевые слова: МКЭ; Plaxis 3D; сейсмичность; свайный фундамент; КСПФ; армированное основание.

ВВЕДЕНИЕ

Землетрясение возглавляет список самых опасных и разрушительных явлений природы. В разных точках мира ежедневно происходит более десятка землетрясений. Природой возникновения землетрясений является внезапно освобожденная огромная энергия в гипоцентре, расположенном в десятках и сотнях километров от поверхности земли. От гипоцентра во всех направлениях распространяются упругие колебания, представленные сейсмическими волнами: продольными, вызывающими сжатие и растяжение горных пород, поперечными, вызывающими деформации сдвига, а также поверхностными (волнами Рэлея). Среди этих трёх видов волн волны Рэлея распространяют наибольшие по амплитуде колебания и,

как следствие, оказывают наибольшее воздействие на систему «сооружение - грунтовый массив».

Сейсмические воздействия, а именно распространяемые ими колебания, приводят к изменению свойств грунтов: увеличению сжимаемости в несвязных грунтах, уменьшению предельного сопротивления сдвигу, а также, в ряде случаев, исчерпыванию несущей способности водонасыщенных песчаных грунтов за счёт разжижения. Все эти изменения механических свойств грунтов, как и специфический характер работы системы «сооружение - грунтовый массив» в условиях высокой сейсмичности определяют особенности выбора конструктивной схемы, объёмно-планировочных решений и проектирования фундаментов.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

В России согласно картам общего сейсмического районирования, 40% территорий являются сейсмически опасными¹. Основным нормативным документом, регулирующим строительство в районах с повышенной сейсмической активностью является СП 14.13330.2018 «Строительство в сейсмических районах», согласно которому сейсмические воздействия необходимо учитывать при проектировании зданий и сооружений в районах с высокой сейсмичностью, что соответствует 7, 8 и 9 баллам по шкале MSK - 64.

Проблемы, возникающие при строительстве в данных районах, рассматривали многие отечественные и зарубежные ученые: Д.Д. Баркан [1], И.Л. Корчинский², С.Л. Крамер [2]. Развитием динамических и вероятностных методов расчета занимались такие учёные как В. В. Болотин [3, 4], Дж. П. Вольф [5] и Лукьянов А.И. Проблемами моделирования фундамента и проблему системы «сооружение – грунтовый массив» при сейсмическом нагружении изучали И.Т. Мирсаяпов [6], О.В Мкртычев [7], А.Г. Тяпин³.

Однако, вопрос применимости разных видов фундамента в районах с высокой сейсмичностью и вопрос прогнозирования поведения основания и фундамента с помощью математического моделирования всё еще остаётся слабо изучен и требует дальнейшего развития. Поэтому в данной статье представлены результаты расчета поведения системы «сооружение - грунтовый массив» в трех различных вариантах конструирования фундаментов до и после приложения на них сейсмических воздействий.

В данной работе применялись следующие методы:

¹ СП 14.13330.2018 «Строительство в сейсмических районах».

² Сейсмостойкое строительство зданий.

³ Расчет сооружений на сейсмические воздействия с учетом взаимодействия с грунтовым основанием.

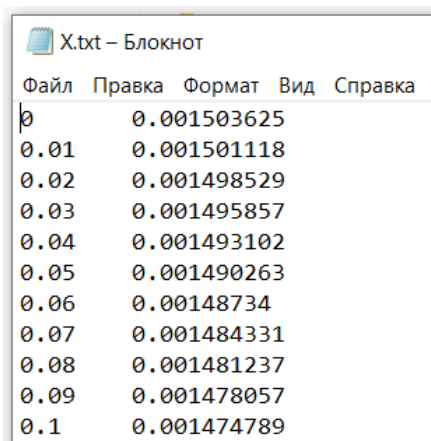
– Математическое моделирование. Для корректной оценки возможности применения различных видов фундаментов проведено математическое моделирование совместной работы системы «сооружение – грунтовый массив» при задании сейсмического воздействия. Данный расчет проведен в рамках расчетного комплекса PLAXIS 3D, основанного на методе конечных элементов, который позволяет корректно оценить влияние сейсмического воздействия на сооружение и смоделировать напряженно-деформированного состояния грунтового массива до землетрясения и после.

– Сравнение. Проведено сравнение полученных данных в виде усилий и перемещений, возникающих в свайном фундаменте с локальными ростверками, комбинированном свайно-плитном фундаменте (КСПФ) и армированном основании; характера работы различных типов фундамента во время восприятия сейсмического воздействия и по его завершению.

– Анализ. Все полученные результаты математического моделирования подвергались подробному анализу, на основании которого делались выводы о работе рассматриваемых конструкций при сейсмическом воздействии, а именно при землетрясении. На основе проведенного анализа представлены рекомендации для выбора наиболее рационального типа конструкции фундамента.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Поскольку сейсмическое воздействие является ярко выраженным нестационарным случайным процессом, то его моделирование возможно только с применением теории надежности и теории случайных процессов. Одним из возможных подходов, позволяющих решить эту проблему, является использование акселерограммы, содержащей записи ускорений различной интенсивности, спектрального состава и продолжительности. Фрагмент акселерограммы, которая был использована в данной статье, представлен на рис. 1.



The image shows a screenshot of a text editor window titled "X.txt - Блокнот". The window contains a table with two columns: time intervals and acceleration values. The data is as follows:

Time Interval	Acceleration Value
0	0.001503625
0.01	0.001501118
0.02	0.001498529
0.03	0.001495857
0.04	0.001493102
0.05	0.001490263
0.06	0.00148734
0.07	0.001484331
0.08	0.001481237
0.09	0.001478057
0.1	0.001474789

Рисунок 1. Фрагмент акселерограммы по оси x

Важной задачей при проверочном расчёте и проектировании является обеспечение сейсмостойкости сооружения – способности конструкции не разрушаться, не терять устойчивость формы и не опрокидываться при действии на конструкцию не только обычных нагрузок, но и сейсмических сил, возникающих при землетрясении.

В данных условиях фундаменты сооружений играют двоякую роль. С одной стороны, через основание идёт передача колебаний грунта на сооружение, а возникающие при этом силы инерции создают сейсмическую нагрузку. С другой стороны, фундаменты обеспечивают общую устойчивость и прочность системы «сооружение — грунтовый массив»⁴.

При проектировании к фундаментам в сейсмических районах предъявляются нижеизложенные требования⁵:

1. Глубину заложения фундаментов сооружений в пределах отдельных отсеков рекомендуется задавать одинаковой. Для предотвращения изменения частоты колебаний рекомендуется увеличивать глубину заложения, например, устраивать подземные этажи. Особенно такой вариант актуален для высотных сооружений.

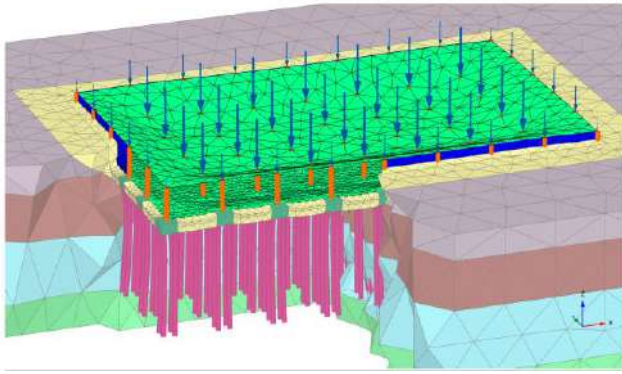
2. Как было сказано выше вдали от эпицентра преобладающими и наиболее опасными являются горизонтальные колебания, поэтому рекомендуется сваи сопрягать с ростверком жестко. Также рекомендуется опирать концы свай на более плотные грунты. Предсказать влияние землетрясений на работу сооружения и его фундамента сложно, поэтому для увеличения запаса жесткости и прочности в расчете несущей способности сваи учитывают понижающие коэффициенты работы сваи по боковой поверхности и под ее острием.

Таким образом, в данной статье выделено три вида фундамента, подходящих для проектирования в районах с повышенной сейсмичностью: свайный фундамент с локальными ростверками, комбинированный свайно-плитный фундамент (КСПФ) и армированное вертикальными элементами грунтовое основание (далее просто армированное основание).

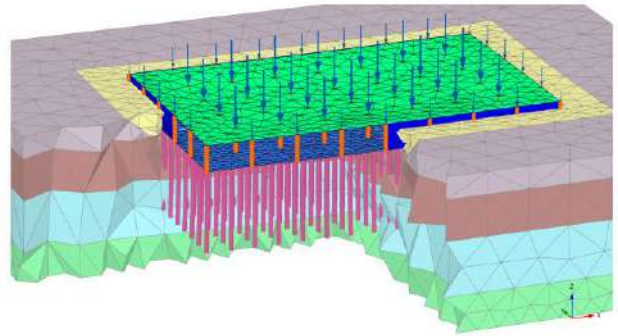
Расчётные схема данных оснований представлены на рис. 2 а, б, в.

⁴ Механика грунтов, основания и фундаменты;

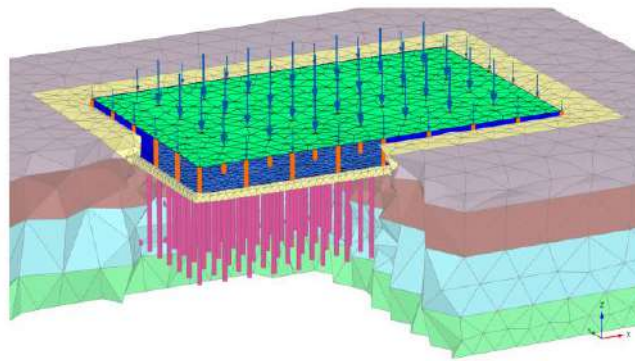
⁵ СП 24.13330.2016 «Свайные фундаменты».



а)



б)



в)

Рисунок 2. Расчётные схемы: а) - свайный фундамент с локальными ростверками; б) - комбинированный свайно-плитный фундамент (КСПФ); в) армированное вертикальными элементами грунтовое основание (далее просто армированное основание).

МАТЕМАТИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ

В качестве рассматриваемой модели грунта используется реализованная в Plaxis 3D модель Мора Кулона. Механические характеристики грунта, принятые в расчёте, представлены в таблице 1.

Таблица 1. Характеристики грунта

№ ИГЭ	Плотность грунта, г/см ³	Влажность грунта природная, %	Показатель текучести, д.е.	Коэффициент пористости, д.е.	Угол внутреннего трения, °	Удельное сцепление, кПа	Модуль деформации, МПа	Коэффициент поперечной деформации
-------	-------------------------------------	-------------------------------	----------------------------	------------------------------	----------------------------	-------------------------	------------------------	-----------------------------------

	ρ			W	IL	e	φ			с			E	ν
	Нор м.	0,8 5	0,9 5				Нор м.	0,8 5	0,9 5	Нор м.	0,8 5	0,9 5		
ИГЭ-1	R ₀ = 80 кПа согласно табл. В.9, прил. В, СП 22.13330.2011													
ИГЭ-10	2,21	2,20	2,20	14	0,14	0,41	26	26	25	59	54	50	25	0,33
ИГЭ-15	1,84	1,80	1,77	16	-	0,70	30	30	29	5	5	5	25	0,30
ИГЭ-20	2,17	2,17	2,17	16	0,05	0,45	20	20	19	62	61	61	29	0,34
ИГЭ-30	2,09	2,05	2,01	21	-	0,55	33	32	32	6	5	5	27	0,31

Принятая в расчёте инженерно-геологическая скважина представлена на рис. 3.

Абсолютная отметка устья, м: 156,70

Абсолютные координаты: X=7905,29

Y=15970,64

Глубина выработки 41,00 м

Дата бурения: 17.05.2018 г.

Геологич. индекс	Абс. отм. подошвы слоя, м	Глубина подошвы м	Мощн. слоя, м	№ ИГЭ	Описание грунтов	Грунтовые воды	
						появл.	устан.
tQIV	153,70	3,00	3,00	1	Насыпной грунт tQIV		
gQIIms	151,90	4,80	1,80	10	Суглинок красно-коричневый, легкий, полутвердый, с вкл. до 15% дресвы, щебня, gQIIms		
gQIIms	150,00	6,70	1,90	10	Суглинок светло-коричневый, легкий, полутвердый, с прослоями водонасыщенного песка, с вкл. до 15% дресвы, щебня, обводн. по просл. песка, gQIIms	1 в.г. 4,80	2,30 154,40
gQIIms	148,20	8,50	1,80	10	Суглинок светло-коричневый, легкий, полутвердый, с вкл. до 15% дресвы, щебня, gQIIms		
gQIdn	140,90	15,80	7,30	20	Суглинок темно-серый, тяжелый, полутвердый, прослоями твердый, с вкл. до 15% дресвы, щебня, gQIdn		
fQIo-d	136,00	20,70	4,90	30	Песок пылеватый зеленовато-серый, плотный, водонасыщенный, с прослоями супеси пластичной, fQIo-d	2 в.г. 15,80	8,50 148,20

Рисунок 3. Инженерно-геологическая скважина

Расчеты выполнены по I группе предельных состояний с обеспеченностью 0,95 (с соответствующими значениями параметров грунта, согласно таблице 1) согласно п. 5.161. Характеристики интерфейсных элементов приняты в соответствии с таблицей 9.16.

В качестве рассматриваемой модели сооружения принято 16-ти этажное здание, габаритные размеры и конструктивная схема которого соответствуют СП 14.13330.2018 Строительство в сейсмических районах. Габаритные размеры здания в осях – 48,0x30,0 м.

Значение полезной нагрузки, приложенной к центру колонны, равно 4860кН, данное значение было уменьшено в два раза для крайних колонн и в четыре раза для угловых колонн.

Толщина плиты перекрытия во всех случаях принята равной 0,2 м; толщина плиты пола подвала для расчётной схемы свайного фундамента с локальными ростверками - 0,2 м; толщина фундаментной плиты для КСПФ и армированного основания – 1м.

Сваи приняты забивные, длиной 10м, способ погружение свай – вдавливание. Сваи квадратного сечения, ширина – 0,4м. Несущая способность свай по расчёту составила 1463кН (несущая способность свайного куста – 5850кН).

В схеме типа «локальный ростверк» (размеры ростверка 1,8x1,8x1,2м) четыре сваи собраны в свайный куст, центры ростверков совпадают с осями колонн. В двух других схемах общее количество свай осталось неизменным, но они распределены по площади равномерно (т.е. общее число свай в каждой расчётной схеме составляет 216 шт).

Армирование основания сваями смоделировано путем отделения фундаментной плиты от свай песчаной распределительной подушкой толщиной 1,5м.

ВЫВОДЫ

Необходимые характеристики для сравнения трех типов фундаментов собраны в таблице 2:

Таблица 2 – Характеристики усилий и перемещений фундаментов

Свайный фундамент			КСПФ		Армированное основание	
	Без сейсмики	С сейсмической	Без сейсмики	С сейсмической	Без сейсмики	С сейсмической
Перемещения, мм						
U _x , мм	4	9...18	3	2...22	5	6...23
U _y , мм	4	14...17	4	14...17	5	13...17

⁶ СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений».

U_z , мм	До 34	До 46	До 37	До 52	До 31	До 41
P_{Uz} , мм	5...15		6...21		5...15	
Усилия						
N_{max} , кН	-1248	-1016	-1408	-1508	-866	-553
M_{max} , кНм	31	120	100	331	38	63
ΔM_{max} , кНм	89		231		25	
Q_{max} , кН	51	168	105	376	114	158
ΔQ_{max} , кН	117		271		44	

Во всех трех типах фундаментов горизонтальные перемещения до и после сейсмического воздействия примерно равны (4...5 мм «до сеймики» и до 18...23 мм «после сеймики»).

Осадки свай в фундаменте с локальными ростверками меньше, чем свай в фундаменте в виде сплошной фундаментной плиты с равномерно распределенными сваями по площади, так как сваи в свайном кусте работают совместно, что снижает осадку (34 мм и 37 мм соответственно). В армированном основании также осадки свай меньше (31мм), чем в других случаях, так как часть нагрузки от здания воспринимается песчаным слоем.

Характер распределения осадок остается неизменным после приложения сейсмических воздействий, т. е. меньшая осадка «армированного основания» - 41 мм, большая – у «сплошной фундаментной плиты» - 52 мм, промежуточную позицию занимает фундамент с локальным ростверком, значение осадки которого составляет до 46мм.

Наименьшее влияние сейсмического воздействия в виде горизонтальных сил (изгибающего момента и поперечных сил для свай) наблюдается в фундаменте типа «армированное основание» (прирост максимальной поперечной силы составил 44 кН, максимального изгибающего момента – 25 кН, параметры усилий увеличились в 1,5 раза). При этом в сваях фундамента в виде сплошной плиты усилия M и Q увеличились в 3-3,5 раза; в сваях фундамента типа свайного куста – в 3-4 раза.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Баркан, Д.Д. Современное состояние теории сейсмостойкости и сейсмостойкие конструкции: (По материалам IV Международной конференции по сейсмостойкому строительству) / Д.Д. Баркан и др.; под общей редакцией С.В. Полякова. – М.: Стройиздат, 1973. – 280 с.
2. Kramer, S.L. Geotechnical earthquake engineering / S.L. Kramer. – NJ: Prentice-Hall, 1996. – 653 p.
3. Болотин, В. В. К расчету строительных конструкций на сейсмические воздействия / В. В. Болотин // Строительная механика и расчет сооружений. – 1980. – № 1. – С. 9-14.
4. Болотин, В.В. Статистическая теория сейсмостойкости сооружений / В.В. Болотин // Изв. АН СССР, ОТН, Механика и машиностроение. – 1959. – № 4. – С. 123-129.
5. Wolf, J.P. Dynamic Soil–Structure Interaction / J.P. Wolf. – Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall, 1985. – 481 p 320 с.
6. Мирсаяпов, И.Т. Проектирование свайно-плитного фундамента высотного здания с учетом влияния ветровых воздействий на сейсмостойкость грунтового основания / И.Т. Мирсаяпов, И.В. Королева // Жилищное строительство. – 2015. – №5. – с. 88-91.
7. Мкртычев, О.В. Моделирование взаимодействия сооружения с основанием при расчете на землетрясение / О.В. Мкртычев, Г.А. Джинчвелашвили, М.С. Бусалова // Вестник МГСУ. – 2013. – №12 – С. 34-40.
8. Лукьянов А.И. Выбор оптимального метода и ПК для расчета комбинированного свайно-плитного фундамента / Международный студенческий строительный форум 2018 (к 165-летию со дня рождения В.Г. Шухова) // Белгород: Изд-во БГТУ им. В.Г. Шухова, 2018. С.118- 123.

ВЛИЯНИЕ СОСЕДНИХ СЕКЦИЙ ЗДАНИЯ НА ФОРМИРОВАНИЕ ТЕМПЕРАТУРНОГО РЕЖИМА МНОГОЛЕТНЕМЕРЗЛЫХ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПО I ПРИНЦИПУ

Корчагина М.Ю.

Студентка 4 курса 5 группы ИГЭС

Научный консультант: Рабинович М.В.

кандидат технических наук, доцент кафедры МГиГ НИУ МГСУ

Взаимное влияние между отдельными сооружениями или частями (секциями) здания, возводимыми в черте застройки, может иметь негативные последствия, если оно не будет принято во внимание при проектировании. Особенно опасным является повышение температуры многолетнемерзлых грунтов (ММГ) в основании сооружения, возводимых с использованием грунтов оснований по I принципу, поскольку оно связано с уменьшением несущей способности ММГ.

В связи с вышеуказанным, а также с особенностью архитектурных решений (рис. 1), было необходимо произвести расчёт температурного воздействия секций здания по трем расчетным схемам: а) «Ш»-образное расположение секций; б) «П»-образное расположение секций; в) «Т»-образное расположение секций.

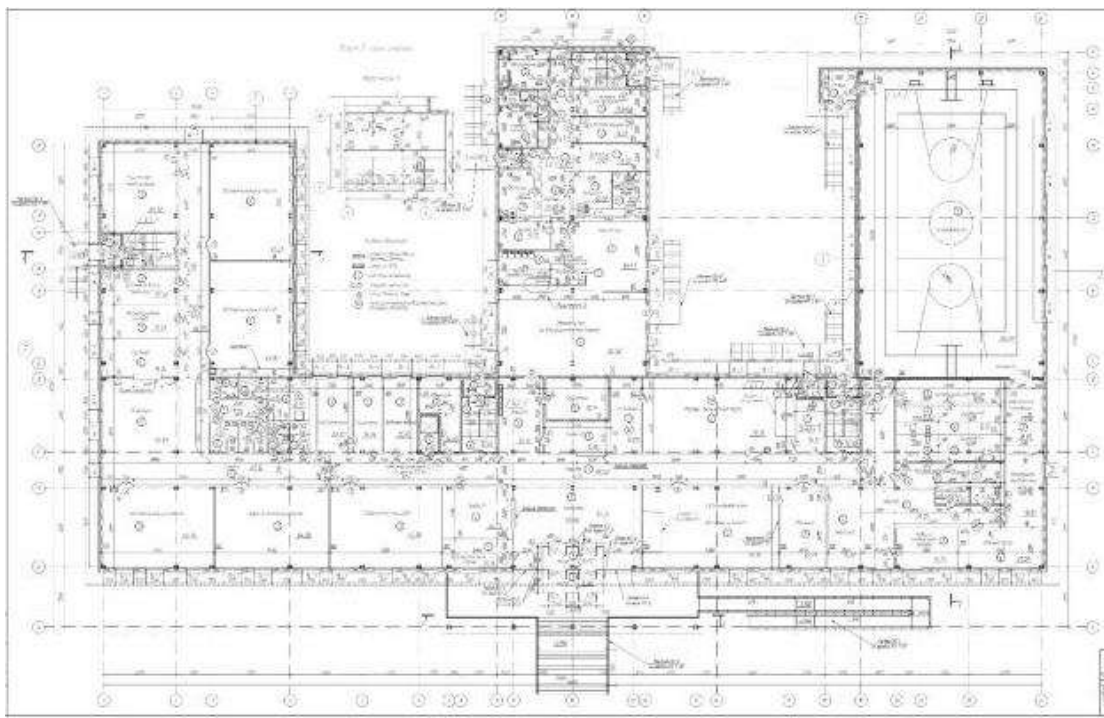


Рисунок 1. Архитектурные решения. План 1 этажа

Программа, в которой были произведены все расчеты - Frost 3D - позволяет получать научно-обоснованные прогнозы тепловых режимов многолетнемерзлых грунтов в условиях теплового влияния трубопроводов, добывающих скважин, гидротехнических и других сооружений с учетом термостабилизации грунта.

Расчет состоит из трех последовательных этапов, а именно:

Создание модели для расчета в естественных условиях;

Калибровка среднезимней плотности снега;

Приложение воздействий от секций здания тремя способами с целью выбора оптимального расстояния между секциями.

Целью калибровки выбранных свободных параметров при расчёте в естественных условиях является подбор таких значений, которые приведут к выравниванию температуры на глубине нулевых теплооборотов h_0 до значения, близкого к наблюдаемой температуре, полученной из изысканий для устойчивости температур на будущие 50 лет. Свободным параметром в нашем расчете является среднезимняя плотность снега и/или его теплопроводность.

После первых двух этапов получаем график распределения температур, где наглядно показано выполнение условия сохранения энергетического баланса (рис. 2).

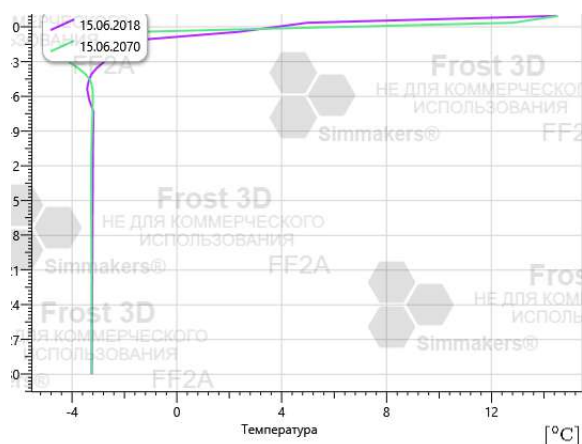


Рисунок 2. График распределения температур на 2018 и 2070 г.г. без учета внешних воздействий

Перед третьим этапом следовал расчет коэффициента вентилируемости, т.к. при проектировании по I принципу устраивается вентилируемое подполье для сохранения и поддержания отрицательных температур под зданием. Уже на этом промежуточном этапе складывался вывод, оттаивание основания происходить не будет и коэффициента вентилируемости достаточно для эксплуатации здания независимо от взаимного расположения секций.

На последнем этапе на созданную модель прикладывается температурное воздействие от здания и вырисовывается график распределения температур на июнь 2070 г. (рис. 3, 4, 5).

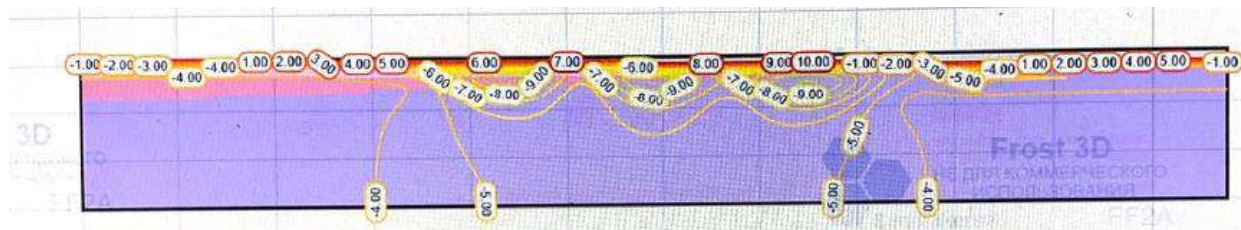


Рисунок 3. График распределения температур при «Ш»-образном расположении секций здания на 2070 г.

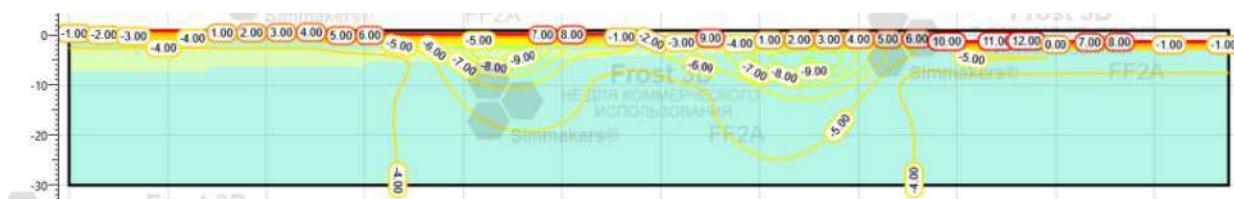


Рисунок 4. График распределения температур при «П»-образном расположении секций здания на 2070 г.

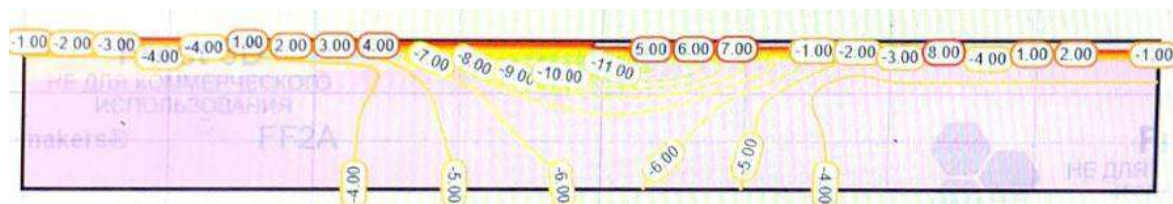


Рисунок 5. График распределения температур при «Г»-образном расположении секций здания на 2070 г.

Результаты: графики распределения температур показали, что ни под одним из вариантов через 50 лет даже в самый жаркий месяц грунт основания оттаивать не будет, а значит уменьшение несущей способности не ожидается. Эксплуатация здания разрешена независимо от его формы. Анализ результатов показал, что потенциально более опасным является «Ш»-образное расположение секций здания при уменьшении расстояния между секциями.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 25.13330.2012 Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах. Актуализированная редакция СНиП 2.02.04-88 (с Изменением №1). Москва: Минрегионразвития, 2013. 140 с.
2. Справочник по строительству на вечномерзлых грунтах. Под ред. Велли Ю.Я., Докучаева В.И., Федорова Н.Л. Л.: Стройиздат, Ленинградское отделение, 1977, 552 с.

3. Хрусталеv Л.Н., Емельянова Л.В. Прогноз теплового и механического взаимодействия инженерных сооружений с многолетнемерзлыми грунтами в примерах и задачах. Учебное пособие.
4. Руководство по созданию и калибровке модели в естественных условиях на Frost 3D.
5. СП 131.13330.2012. Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23–01–99*. М: Минрегион России, 2012. 109 с.
6. Порхаев Г. В. Тепловое взаимодействие зданий и сооружений с вечномерзлыми грунтами. М: Изд-во «Наука», 1970. 208 с.

ОСОБЕННОСТИ ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО МОНИТОРИНГА МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ С РАЗВИТОЙ ПОДЗЕМНОЙ ЧАСТЬЮ

Столярова М.С.

студентка 4 курса 4 группы ИГЭС НИУ МГСУ

Научный консультант: Соболев Е.С.

кандидат технических наук, доцент кафедры МГиГ НИУ МГСУ

Аннотация. В настоящей статье изложены результаты работ по научному сопровождению проекта, а также геотехнического мониторинга на момент строительства многоэтажного жилого комплекса «Богородский» с четырьмя башнями по 35 этажей и развитой подземной частью в два этажа в сложных инженерно-геологических условиях. В настоящем исследовании принята методика решения обратной задачи расчёта осадок плитных фундаментов – определение модуля деформации грунтов по данным наблюдений за осадками сооружения при геотехническом мониторинге. После окончания строительства комплекса и частичной стабилизации вертикальных перемещений геодезических марок, установленных на несущих конструкциях подземной части, поставлена задача провести пересчет модулей деформации грунтов основания, которые изначально были приняты в расчетах. Вместе с пересчетом выполнен сравнительный анализ модулей деформации, принятых на стадии проектирования основания и фактических, полученных на основе данных геотехнического мониторинга. Для решения поставленной задачи использовался метод конечных элементов, реализуемый в геотехническом программном комплексе PLAXIS.

Ключевые слова: геотехнический мониторинг, плитные фундаменты, осадка, модуль деформации.

ВВЕДЕНИЕ

Научно-техническое сопровождение строительства и геотехнический мониторинг в обязательном порядке должны быть предусмотрены⁷ при проектировании и строительстве высотных зданий и комплексов повышенной ответственности в сложных инженерно-геологических условиях [3].

Научное сопровождение проекта заключалось в количественной оценке напряженно-деформированного состояния системы «неоднородное основание – подземная часть комплекса и окружающие застройки» (далее «система») с учетом поэтапности строительства ну-

⁷ СП 267.1325800.2016 «Здания и комплексы высотные. Правила проектирования». М.: Стандартинформ, 2017

левого цикла, и неравномерного распределения нагрузки на плитные фундаменты под высотные здания и под стилобатную часть комплекса.

Научное сопровождение включало также работы по анализу результатов геодезических наблюдений за марками, установленные на плитных фундаментах комплекса и на конструкциях окружающей застройки и составление промежуточных заключений о НДС «системы» ежеквартально.

Кроме того, программой научного сопровождения предусматривались расчеты НДС «системы» от воздействия транспорта, сил сейсмики интенсивностью 6 баллов, а также влияния опасных геологических процессов. В рассматриваемом случае влияние суффозии мелкозернистых песков из напорного водного горизонта через перекрывающий слой слабопроницаемого суглинка.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Инженерно-геологические и гидрогеологические условия площадки строительства

На основе результатов выполненных инженерных изысканий [13] площадка размещения жилого комплекса относится к 3 геотехнической категории. Сложность геотехнической категории обусловлена наличием и широким распространением на площадке слабых глинистых грунтов мощностью до 4 м ниже дна котлована. Указанные глинистые грунты являются водупором для нижележащего напорного водоносного горизонта, который вмещают мелкие и пылеватые пески. В процессе экскавации грунта из котлована применялось глубинное водопонижение иглофильтрами. Уровень грунтовых вод снижался до абсолютной отметки 130,00 м. Однако этого оказалось недостаточно из-за большой площади котлована. Грунты были переувлажнены, и работа тяжелой техники в котловане была невозможна. При укладке и уплотнении песчано-гравелистого слоя толщиной 50-60 см и бетонной подготовки под плитный фундамент было осуществлено временное локальное водопонижение иглофильтрами в пределах каждого блока. Это позволило использовать тяжелую технику в котловане и ускорить подготовительную работу на дне котлована и работу нулевого цикла в целом.

Конструктивные решения

Жилой комплекс состоит из четырех секций, объединенных общим стилобатом с подземной автомобильной парковкой. Конструктивная схема рассматриваемого жилого комплекса представляет собой монолитный железобетонный каркас из пилонов и несущих стен, разделенных жесткими дисками межэтажных перекрытий. Лестнично-лифтовый узел представляет собой ядро жесткости в каждой из секций жилого комплекса.

Ограждение котлована представлено металлическими трубами с деревянной забиркой между ними. Заглубление труб ниже дна котлована выполнено до абсолютной отметки 126,00 м в пески средние и пылеватые, средней плотности и плотные. Конструкция ограждения котлована на период устройства подземной части предусматривает двухъярусную систему металлических подкосов и распорок.

Фундамент жилого комплекса устроен в виде монолитной железобетонной плиты площадью более 20 тыс. м², разделенной деформационными швами. Абсолютная отметка подошвы фундамента составляет 132,00 м. Толщина фундаментной плиты под высотными частями комплекса составляет 2,0 м, под стилобатной частью – 0,6 м. Рабочим слоем являются моренные суглинки (ИГЭ-7). На некоторых участках под подошвой фундамента мелкие пески, средней плотности.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Вычисление расчетной осадки

Перед решением обратной задачи по пересчету значений модулей деформации грунтов основания следует вычислить расчетные значения вертикальных перемещений в основании рассматриваемого жилого комплекса. Для определения вертикальных перемещений используется методом послойного суммирования.

Расчет осадки проведен для корпуса №8 (входит в блок «В»), для которого по данным инструментального геодезического мониторинга фиксируется стабилизация осадок на основе анализа зависимостей «время мониторинга – вертикальные перемещения».

В соответствии с методом расчета осадок послойным суммированием, в каждом грунтовом слое суммарная осадка складывается из осадок входящих в него элементарных слоев.

$$S_i = \frac{\beta}{E} \left[\sum \frac{\sigma_{zp,i} + \sigma_{zp,i+1}}{2} \times h_i \right] \quad (1)$$

где $\beta = 0,80$ - безразмерный коэффициент; E - модуль деформации.

Суммарная осадка, рассчитанная по методу послойного элементарного суммирования, составляет:

$$\sum S^p = 8,54 + 25,94 + 115,26 + 21,74 + 16,93 = 188,41 \text{ мм.} \quad (2)$$

Полученное значение осадки методом послойного суммирования (рис. 1) согласуется со значением, вычисленным методом конечных элементов в программном комплексе PLAXIS (170 мм). Оба полученных значения существенно меньше предельно допустимой величины средней осадки в соответствии с приложением Г СП 22.13330.2016 (225 мм).

Расчет осадки методом
последнего суммирования.

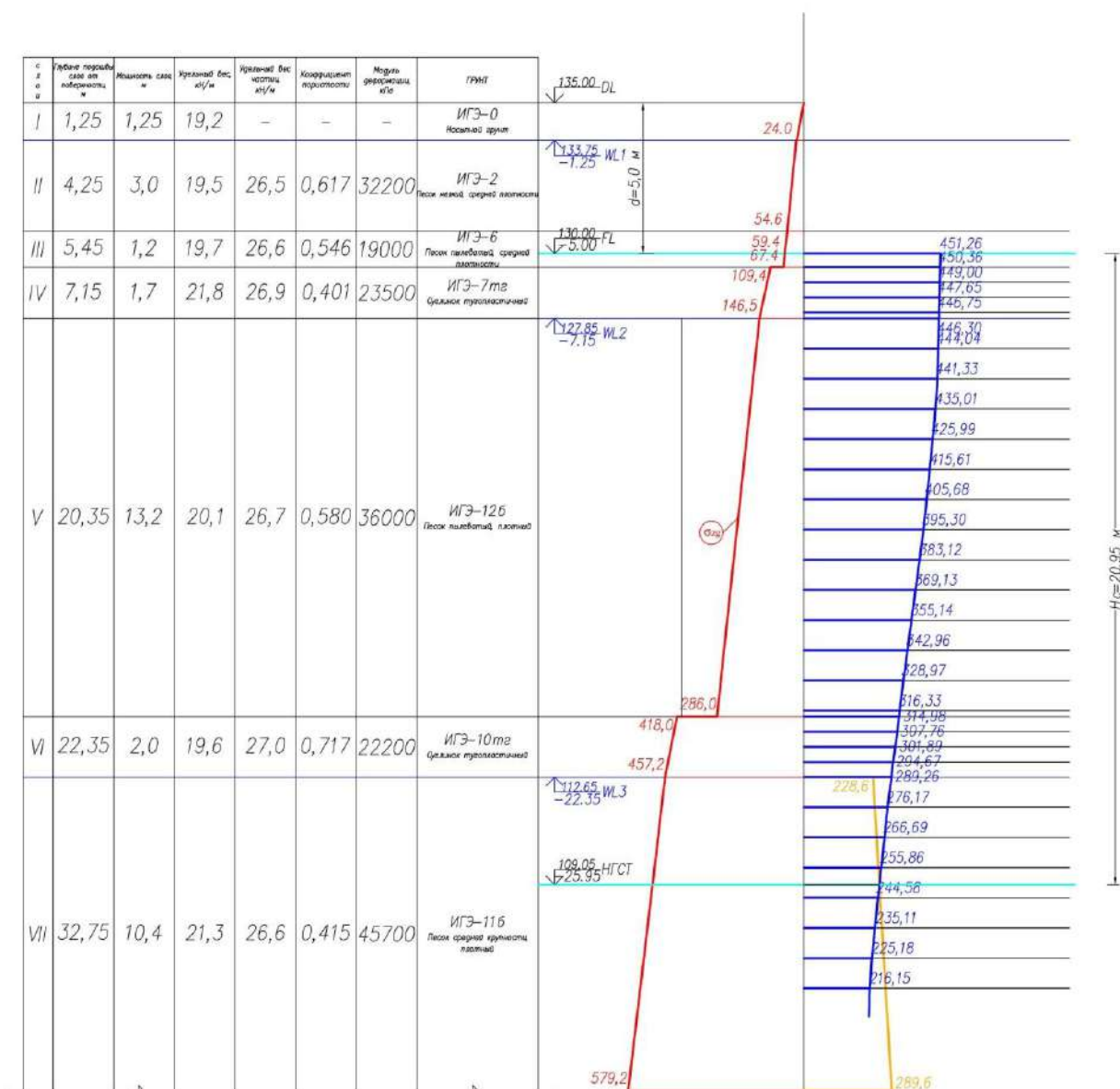


Рисунок 1. Расчетная схема к расчету осадки методом последнего элементарного суммирования

Далее выполнен анализ вычисленных значений осадки и выполнена оценка вклада каждого грунтового слоя в суммарную расчетную осадку, что приведено на рис. 2.

С учетом послойного распределения осадок, выполнен переход к данным инструментальных геодезических наблюдений в рамках геотехнического мониторинга – наблюдениям за фактической осадкой жилого комплекса.

Распределение вертикальных перемещений (осадки)

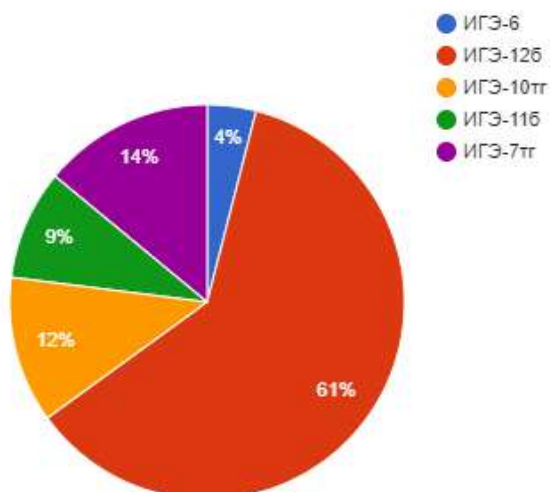


Рисунок 2. Диаграмма распределения осадок грунтов основания высотного корпуса 8 (блок «В»)

Количественная оценка НДС «системы» МКЭ

Количественная оценка НДС «системы» осуществляется методом конечных элементов (МКЭ), реализуется с помощью программного комплекса PLAXIS 3D Foundation с учетом поэтапности строительства нулевого цикла, в том числе, строительного водопонижения, устройство ограждающих конструкций котлована, устройство и нагружение фундаментов, а также с учетом упругопластических свойств грунтов основания.

На рисунке 3 представлена геотехническая расчетная схема рассматриваемого жилого комплекса, включая здания и сооружения окружающей застройки, а на рисунке 4 представлены изолинии вертикальных перемещений после окончания строительства (прогноз) и фактические данные наблюдений.

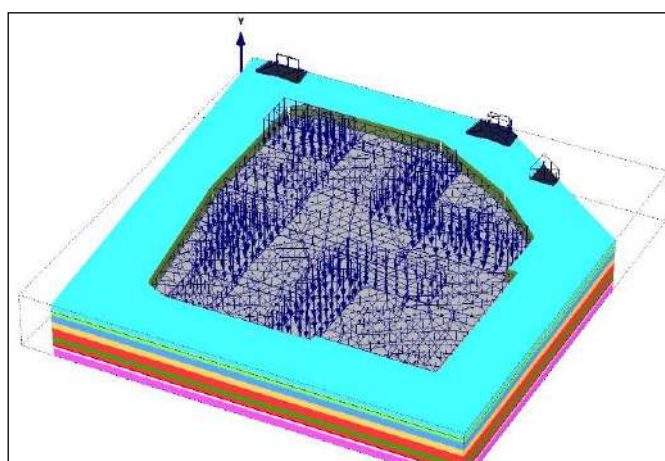


Рисунок 3. Модель с сеткой конечных элементов в программном комплексе PLAXIS для определения напряженно-деформированного состояния массива вмещающего подземную часть комплекса и окружающей застройки

Характер распределения осадки неравномерный, плиты под высотными частями имеют большие значения осадок, чем плиты под стилобатом (рис. 4).

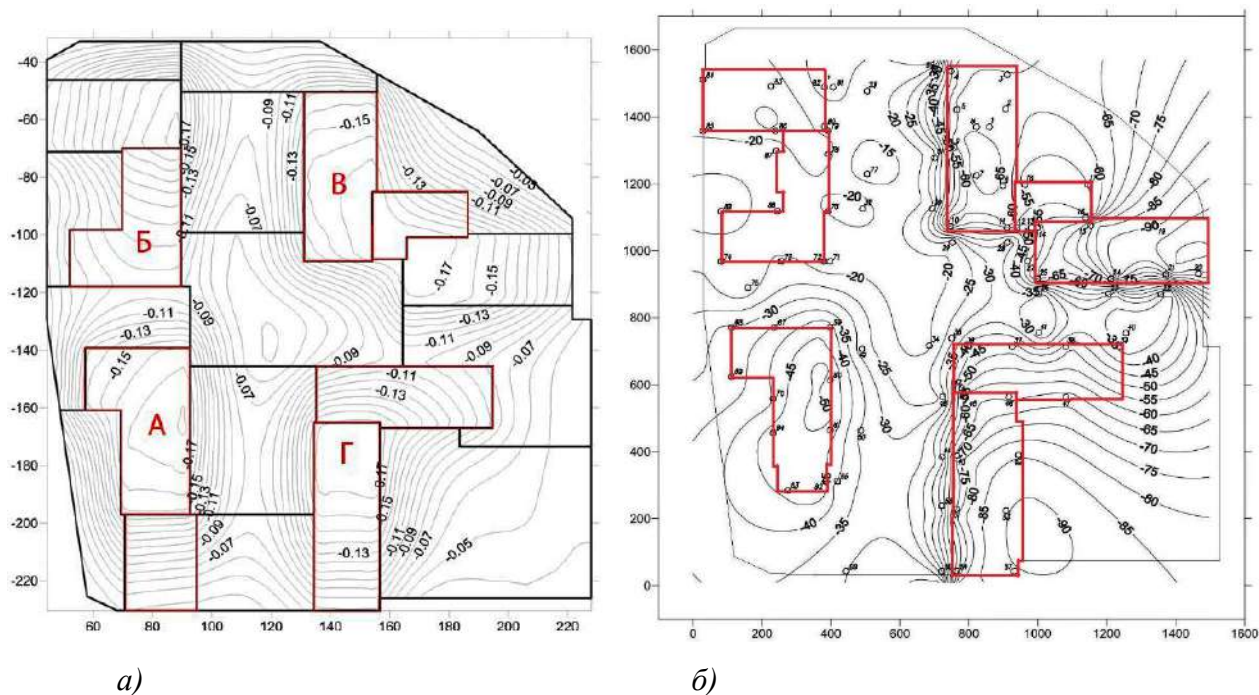


Рисунок 4. Изолинии вертикальных перемещений плитных фундаментов после окончания строительства (в метрах), построенные по результатам математического моделирования (а) и по результатам геотехнического мониторинга (в миллиметрах) (б)

На рисунке 5 представлены изолинии вертикальных перемещений массива при устройстве строительного водопонижения, в том числе, под фундаментами наиболее близлежащего к бровке котлована здания.

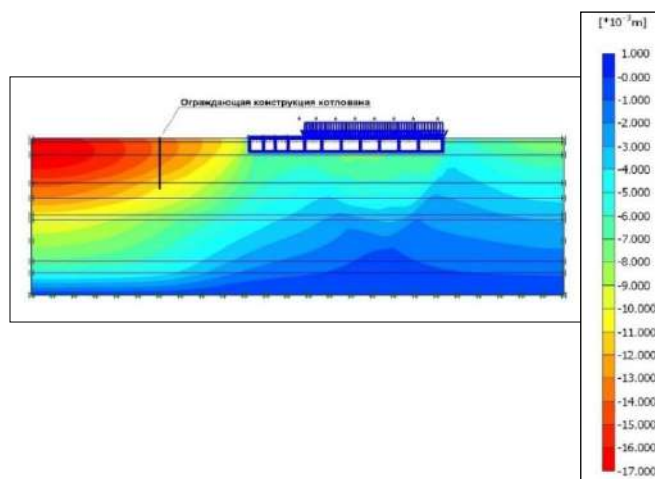


Рисунок 5. Изополя вертикальных перемещений окружающего массива грунта в пределах котлована и ближайшего здания от бровки котлована вследствие водопонижения

На рисунке 6 представлены результаты расчета НДС «системы» под воздействием вибрационной нагрузки от транспорта. Устройство защитного экрана из металлических труб

вдоль котлована снижает влияние на НДС массива. Анализ НДС «системы» показал, что ускорения в напорном водоносном слое из мелкозернистых песков не могут вызвать разжижения.

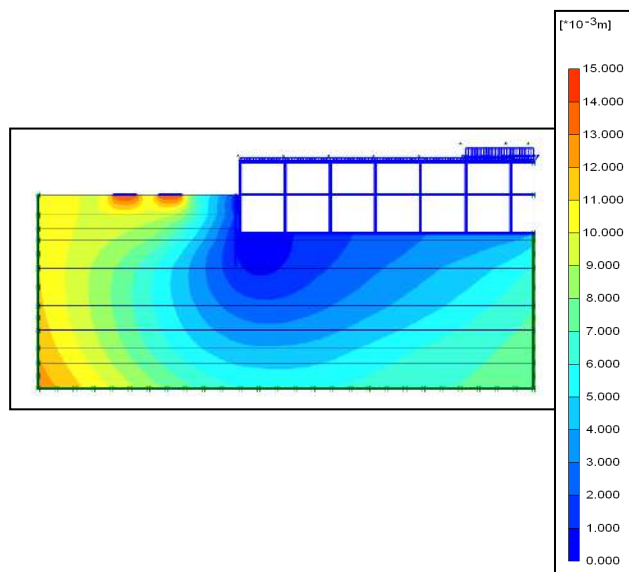


Рисунок 6. Изополюса общих перемещений вследствие вибрационного воздействия от транспорта

Геодезический мониторинг

Инструментальные геодезические наблюдения предусматривали проведение мониторинга осадок конструкций строящегося жилого комплекса.

Мониторинг осадок, точность и цикличность геодезических измерений осуществлялись в соответствии с действующими нормативными документами на данный вид работ. Наблюдения выполнялись по циклам с периодичностью два раза в месяц в процессе производства строительно-монтажных работ [6].

При проведении геодезического мониторинга непосредственно для определения вертикальных перемещений строящегося на тот момент комплекса на объекте применялись следующие виды геодезических знаков:

- опорные марки (реперы) – расположены за границами зоны влияния строящегося жилого комплекса и используются в качестве локальной основы, относительно которой выполняются измерения перемещений прочих деформационных знаков;
- деформационные марки (наблюдаемые точки), вертикальные перемещение которых определяется в каждом цикле измерений - для полного описания процесса деформаций с учетом конструкции здания, деформационные марки были закреплены на основных конструкциях комплекса;

• вспомогательные знаки необходимы для построения оптимальной схемы инженерно-геодезических измерений - они используются в связи с невозможностью расположить опорные знаки вблизи наблюдаемых объектов, т.е. они являются связующими [6].

По результатам за весь период наблюдений за осадками строящегося комплекса и окружающей застройки, находящейся в зоне влияния строительства комплекса были построены графики зависимости осадок марок, установленных на конструкциях комплекса, от количества циклов и от времени. Графическая обработка результатов наблюдений за осадками представлена на рисунках 8 и 9

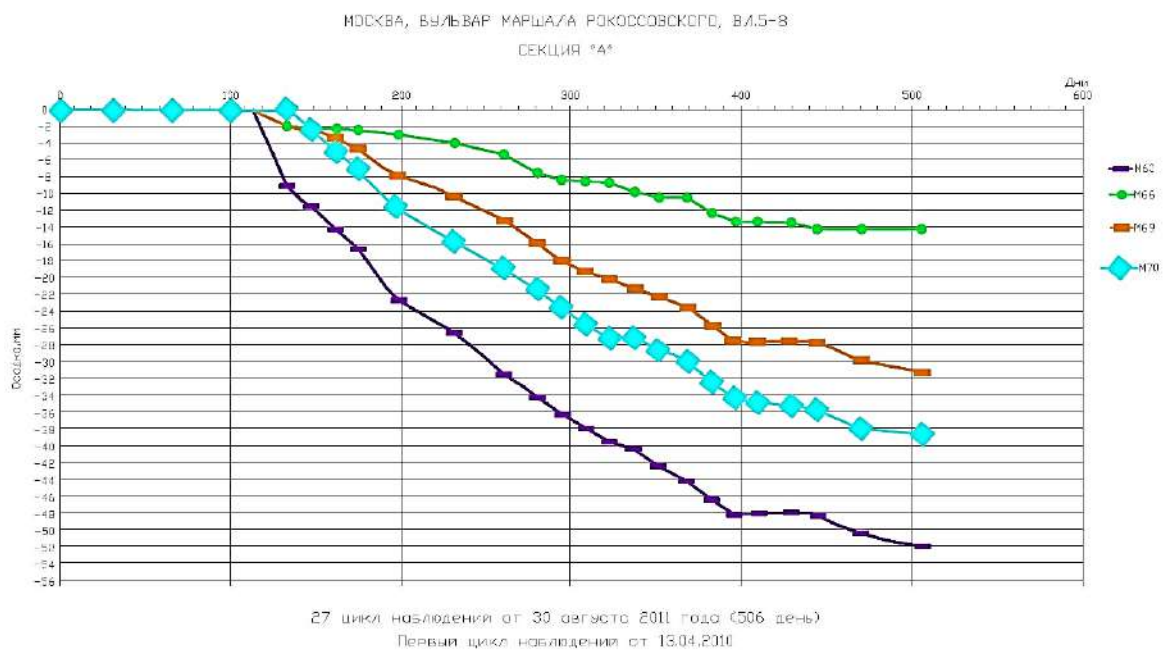


Рисунок 7. Графики зависимостей осадок (мм) марок, установленные на конструкциях секции «А» в зависимости от времени (сутки)



Рисунок 8. Графики зависимостей осадок (мм) марок, установленные на конструкциях секции «В» в зависимости от времени (сутки)

ВЫВОДЫ

На основании результатов наблюдений можно сделать следующие выводы:

1. Средняя осадка всех четырех секций не превышает 85 мм, что значительно меньше 225 мм – допустимой [7] и 170 мм – прогнозируемой математическим моделированием [5].
2. Максимальный крен фундаментов 0,0016, что находится в пределах допустимых значений, т.е. меньше 0,003, согласно [7].

Результаты наблюдений за осадками окружающей застройки за весь период наблюдений показали незначительные перемещения и к настоящему времени практически стабилизировались. Учитывая, что для зданий II-ой категории предельная дополнительная осадка составляет 30 мм (согласно [2]), а максимально прогнозируемая осадка по результатам компьютерного моделирования – 8 мм [5], можно сделать выводы, о стабильном положении наблюдаемых зданий, не требующих усиления их конструкций.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Зенкевич О.К.* Метод конечных элементов. М.: Мир, 1975. 541стр.
2. *МГСН 2.07-01.* Основания, фундаменты и подземные сооружения. М., 2003г.
3. *Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З.* Механика грунтов в высотном строительстве с развитой подземной частью: Учебное пособие. – М.: Издательство АСВ, 2020. – 946 с.

4. *МДС 20-1-2007*. Проектирование и устройство оснований, фундаментов и подземных частей многофункциональных высотных частей многофункциональных высотных зданий и зданий – комплексов. М., 2007.
5. *Научно-технический отчет* на тему «Научное сопровождение проекта и строительства многоэтажного жилого комплекса по адресу: г. Москва, ВАО, Бульвар Маршала Рокоссовского, вл. 5-8», МГСУ, 2011.
6. *Научно-технический отчет* об инструментальных геодезических наблюдениях за осадками строящегося жилого комплекса, расположенного по адресу: г. Москва, бульвар Маршала Рокоссовского, вл. 5-8. Циклы 1 – 27, ОАО «НИЦ «Строительство» НИИОСП им. Н.М. Герсеванова, М., 2011.
7. *Рекомендации* по проектированию и устройству оснований и фундаментов при возведении зданий вблизи существующих в условиях плотной застройки в г.Москве. М.: Москомархитектура, 1999.
8. *СП 22.13330.2011*. Основания зданий и сооружений. М.: Минрегион России, 2011.
9. *СП 50-101-2004*. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. М., 2005.
10. *СП 11-105-97*. Инженерно-геологические изыскания для строительства. М., 1997.
11. *Технический отчет* о дополнительных инженерно-геологических изысканиях под строительство жилого комплекса. Том 1, 2, ООО НПФ «СИБС», М., 2009.
12. *PLAXIS 3D Foundation v.1* / Eds R.B.J. Brinkgreve, W. Broere Abingdon: Balkema, 2004

ПРИМЕНЕНИЕ ТЕХНОЛОГИИ ПО УВЕЛИЧЕНИЮ УСТОЙЧИВОСТИ НАГРУЖЕННОГО СКЛОНА, РАСПОЛОЖЕННОЙ НА НЕМ КОНДЕНСАЦИОННОЙ ЭЛЕКТРОСТАНЦИИ, В САХАЛИНСКОЙ ОБЛАСТИ

Вовкогон Д. И.

студент магистратуры 2 курса 19 группы ИГЭС НИУ МГСУ

Научные консультанты: Сидоров В. В.

кандидат технических наук, доцент кафедры МГиГ НИУ МГСУ

Аннотация. В данной статье рассмотрена проблема устойчивости нагруженного склона при действии нагрузок от расположенного на нем объекта энергетики и при действии сейсмического воздействия. Рассмотрены основные причины развития оползневых процессов и мероприятия по противодействию их образования. Приведена краткая характеристика площадки под строительство и самого главного корпуса конденсационной электростанции. Проведено моделирование и расчет в программном комплексе «Plaxis 2D» с целью определения коэффициентов устойчивости склона при различных сочетаниях нагрузок как до нагружения, так и после. Для увеличения устойчивости склона и достижения его коэффициента устойчивости до нормируемого значения была применена технология устройства буринъекционных анкеров с опорной плитой. По результатам расчетов, с применением технологии и при сейсмическом воздействии и воздействии от работы технологического оборудования и нагрузок от объекта получено удовлетворяющее условие значение коэффициента устойчивости склона, превышающее нормируемое значение.

Ключевые слова: устойчивость склонов, оползень, грунтовый анкер, электростанция

ВВЕДЕНИЕ

С каждым днем проблема устойчивости откосов и склонов и их укрепления становится все более актуальной. Связано это с увеличивающимся дефицитом свободных строительных площадок с ровной поверхностью в пределах городов, а также с невозможностью выбора наиболее благоприятных участков под строительство сложных объектов из-за экономической нецелесообразности.

Развитие Дальнего Востока требует развитие энергетики в регионе. Строительство объектов энергетики с их топливным хозяйством требует огромных площадей под застройку. Равнинная местность, потребители электроэнергии в виде: промышленных производств, транспортной инфраструктуры и населенных пунктов, а также источники основного и ре-

зервного топлива для электростанций зачастую расположены на большом удалении друг от друга. В дополнение к вышеперечисленному, рассмотренная в данной статье строительная площадка, расположена на о. Сахалин, который находится в сейсмически опасном поясе Земли. В связи с этим, рассмотрение ситуации, в которой конденсационная электростанция расположена на опасном склоне, в сочетании с сейсмическим воздействием, является наиболее актуальной.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

В настоящей работе проведен литературный обзор проблемы устойчивости откосов и склонов с целью выявления основных причин возникновения оползневых процессов. В ходе исследования рассмотрены основные методы увеличения устойчивости откосов и склонов. Моделирование поведения грунтового массива с расположенным на нем объектом электростанции при действии различного рода нагрузок и воздействий, а также оценка устойчивости склона как до применения мероприятий по предотвращению образования призмы обрушения, так и после внедрения мероприятий, осуществлена конечно-элементном программном комплексе «Plaxis 2D». Использование МКЭ обладает существенным преимуществом по сравнению с другими методами, так как дает возможность рассматривать массив горных пород как неоднородную и нелинейную среду. Информация, собранная в ходе работы, структурирована, основные тезисы представлены в данной статье.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

В условии, когда массив теряет устойчивость и переходит в состояние движения, начинается оползневой процесс. Оползневые подвижки грунта на склонах и откосах развиваются в результате увеличения активных сдвигающих сил и уменьшения сил сопротивления. Это происходит из-за воздействия на грунтовое основание возводимых на нем сооружений, при увеличении покровной толщи грунта, возрастании крутизны откоса и т.п [3].

Развитие оползневых процессов зависит от множества факторов: рельефа и крутизны склона, физико-механических свойств грунтов и их изменения в массиве, способности грунтов к процессам набухания-усадки, параметров возводимых на склоне сооружений.

Обстоятельства, которые могут привести к образованию оползневого процесса являются: обильные осадки, сейсмическое воздействие, в виде землетрясения, дополнительное нагружение склона в процессе производства земляных работ.

В соответствии с СП 116.13330.2012 нормированное значение коэффициента устойчивости, который оценивает степень устойчивости склона, определяется по формуле (1.1) [1]:

$$[k_{st}] = \gamma_n \psi / \gamma_d, \quad (1.1)$$

где γ_n – коэффициент надежности по ответственности сооружения: для объекта, рассматриваемого в данной работе (главный корпус КЭС 120 МВт), принято значение $\gamma_n = 1,1$; γ_d – коэффициент условий работы, учитывающий характер воздействий, возможность изменения свойств материалов со временем; принято значение $\gamma_d = 0,8$; ψ – коэффициент сочетания нагрузок, принимающий значение $\psi = 1$.

Соответственно, значение нормируемого коэффициента устойчивости составляет:

$$[k_{st}] = (1,1 * 1) / 0,8 = 1,38.$$

Для достижения необходимого запаса устойчивости должно выполняться условие (1.2):

$$k_{st} \geq [k_{st}], \quad (1.2)$$

где k_{st} – расчетное значение коэффициента устойчивости, полученное в ходе расчета на различных этапах.

Для предотвращения возникновения новых оползневых процессов в грунтовом массиве проводят мероприятия по увеличению устойчивости склонов (откосов). Работы по укреплению склонов и откосов являются весьма распространенными в мире, поэтому существует огромное количество различного рода мероприятий. Одни могут быть связаны как с земляными работами, такие как террасирование и выполаживание, а другие, наоборот, с укреплением склонов за счет армирования грунта корневой системой растений (деревья, кустарники, многолетние травы и т.п.), называемое агролесомелиоративными мероприятиями [2]. Также для повышения устойчивости склонов проводят работы по регулированию стока как поверхностных, так и подземных вод, для чего предусматривается организация вертикальной планировки с устройством водосбросных и водоотводных сооружений, в случае поверхностных вод, и осушение массива или перехват вод, с применением различных типов дренажей или водопонижительных скважин и колодцев, для подземных вод.

Еще одним видом мероприятий, связанным с увеличением устойчивости откосов и склонов, является применение противооползневых сооружений. В зависимости от назначения противооползневые сооружения подразделяются на удерживающие и защитные [4]. Они могут перекрывать как весь оползневой массив, так и являться локальным удерживающим сооружением.

Противооползневое сооружение может состоять из следующих элементов и их сочетания: подпорная стена, сваи и микросваи основания, ростверк, анкеры различной конструкции и т.д.

В настоящем исследовании рассматривался участок под строительство, расположенный на юге Сахалинской области. В геоморфологическом отношении участок приурочен к разноуровневым морским террасам с наличием склона крутизной 37°. Абсолютные отметки в пределах участка размещения проектируемого объекта колеблются от 2,45 м до 38,6 м.

В пределах исследуемого участка выделен 1 слой и 6 инженерно-геологических элементов. Грунтовый массив территории под застройку представлен в виде глинистых грунтов, характеризующихся суглинками тяжелыми, щебенистыми и дресвяными тяжелыми, а также дресвяными грунтом с суглинистым заполнителем 38,5%. Коренные породы представлены в виде алевролита малопрочного и алевролита средней прочности. Данные физико-механических свойств грунтов представлены в таблице 1.

Таблица 1. Характеристики физико-механических свойств грунтов

Хар-ка	Обозн.	Ед. изм.	Слой -1 (почва суглинистая)	ИГЭ-1 (суглинок твердый)	ИГЭ-2 (суглинок щебенистый полутвердый)	ИГЭ-3 (дресвяный грунт)	ИГЭ-4 (суглинок дресвяный полутвердый)	ИГЭ-5 (суглинок пылеватый полутвердый)	ИГЭ-6 (алевролит малопрочный)	ИГЭ-7 (алевролит средней прочности)
Уд.вес грунта	γ_{unsat}	$\frac{кН}{м^3}$	16,0	18,5	18,4	19,1	19,0	18,3	21,7	23,5
Уд.вес насыщ. грунт	γ_{sat}	$\frac{кН}{м^3}$	16,0	18,7	19,2	19,3	19,5	19,1	21,7	23,5

та										
Мо- дуль де- фор- ма- ции	E'	$\kappa H / M^2$	5000	10400	17600	24600	31100	10000	100000	105000
Ко- эфф. Пуа ссо- на	ν	-	0,4	0,35	0,35	0,27	0,27	0,35	0,25	0,25
Сце- пле- ние	c	$\kappa H / M^2$	5	20	27	12	27	32	200	205
Уго л внут р. тре- ния	ϕ	$^{\circ}$	5	23	39	40	39	24	25	26

В рамках данной статьи рассматривалась конденсационная электростанция. Конденсационная электростанция – это тепловая электростанция, производящая преимущественно электрическую энергию [5]. Электрическая мощность электростанции составляет 120 МВт. Основным объектом генерирующего центра является главный корпус, в котором происходит основной технологический процесс выработки электроэнергии.

Главный корпус состоит из пяти отделений: котельного, бункерного, деаэрационного, машинного и электротехнического. В машинном отделении установлены две турбины К-60-12,8, мощностью по 60 МВт, два генератора ТФ-63-2УЗ, а также два конденсатора. В котельном отделении располагаются два котла Е-230-13,8-560, паропроизводительностью 230 т/ч каждый. В деаэрационном отделении находятся деаэраторы, молотковые мельницы и прочее вспомогательное оборудование. В бункерном расположены конвейеры и бункеры измельченного угля. Электротехническое отделение служит для размещения в нем комплект-

ных распределительных устройств, блочного и центрального щита управления, необходимых для контроля работы всей станции.

Каркас корпуса выполнен из металлических конструкций, сопряженных между собой посредством болтовых и сварных соединений. В поперечном направлении каркас представляет собой пятипролетную раму. Основой жесткой конструкции является деаэрационная этажерка. В продольном направлении колонны каждого ряда расположены с шагом 10 м и объединены балками-распорками, вертикальными и горизонтальными связями. Величина пролета каждого из отделений составляет: для котельного и машинного – 36 м, а для деаэрационного, бункерного и электротехнического – 12 м. Несущие конструкции главного корпуса выполнены из сварных двутавров. Колонны каждого из отделений жестко заземлены в столбчатый фундамент. Технологическое оборудование расположено на плитном фундаменте. Толщина плитного фундамента под котлы и молотковые мельницы составляет 1500 мм. Турбоагрегат расположен на плитном фундаменте толщиной 2400 мм. Класс бетона, принятый в ходе проведения моделирования, В30, а марка стали С345.

Моделирование и расчет устойчивости грунтового массива с расположенным на нем объектом было произведено в программном комплексе «Plaxis 2D» по методу конечно-элементного расчета. В рамках расчета была принята модель Мора-Кулона. Были заданы основные виды нагружений от главного корпуса и нагрузки от действия технологического оборудования такого, как: котельная установка, молотковая мельница, турбина и генератор. Сейсмическое воздействие было задано при помощи акселерограммы. Сформированы и заданы основные стадии строительства: начальная стадия, устройство стены в грунте и противооползневого сооружения, откопка котлована, устройство фундамента, монтаж конструкций главного корпуса электростанции, установка технологического оборудования, нагрузка от технологического оборудования, сейсмическое воздействие.

В рамках статьи было произведено два варианта расчетов. Определение коэффициента устойчивости в ПК «Plaxis 2D» реализуется в ходе расчета в режиме «Safety». Первый вариант представляет из себя расчет модели с приложением всех имеющихся нагрузок и воздействий без применения технологии устройства грунтовых анкеров и определения коэффициентов устойчивости на нескольких стадиях. На начальной стадии, когда грунтовой массив находится в природном НДС (рис. 1), значение $k_{st} = 1,401$.

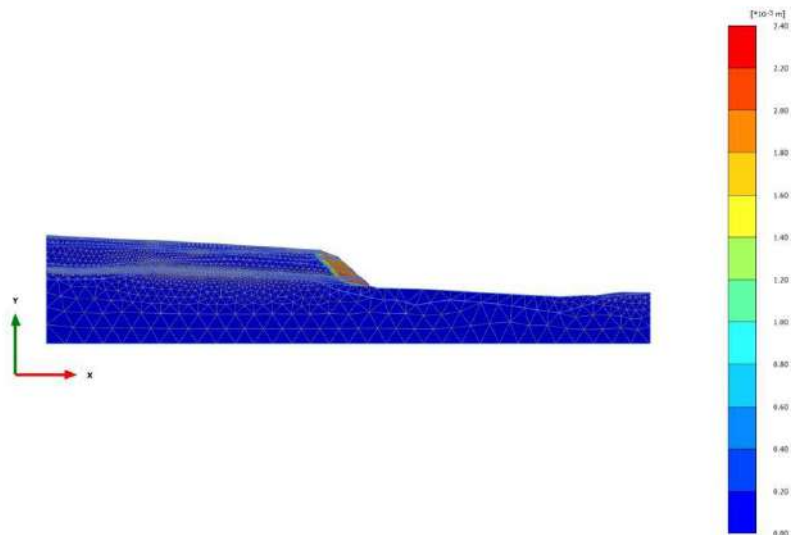


Рисунок 1. Грунтовый массив в природном состоянии

Как видно на представленной иллюстрации выше, уже в природном состоянии массива видна потенциальная поверхность скольжения и призма обрушения.

По завершении всех этапов производства работ и после ввода главного корпуса КЭС в эксплуатацию также был определен коэффициент устойчивости, который составил $k_{st}=1,183$ (рис. 2)

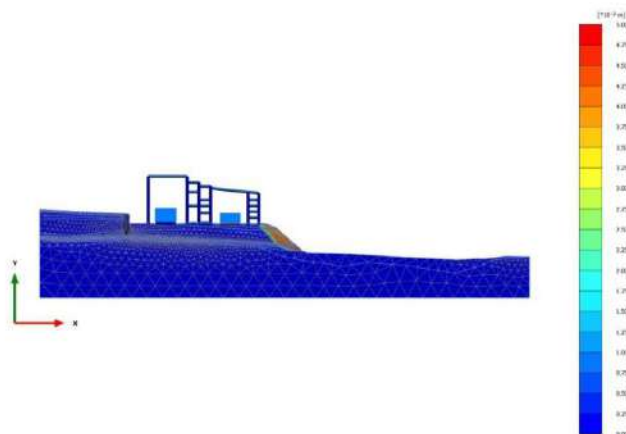


Рисунок 2. Состояние склона в условиях эксплуатации главного корпуса электростанции

После приложения сейсмического воздействия значение коэффициента устойчивости составляет $k_{st}=0,975$ (рис. 3.), которое означает, что потенциально возможно начало оползневое смещение, которое приведет к разрушению объекта энергетики, расположенному выше. В связи с этим необходимо применение мероприятий по увеличению устойчивости склона и предотвращению образования потенциальной поверхности скольжения.

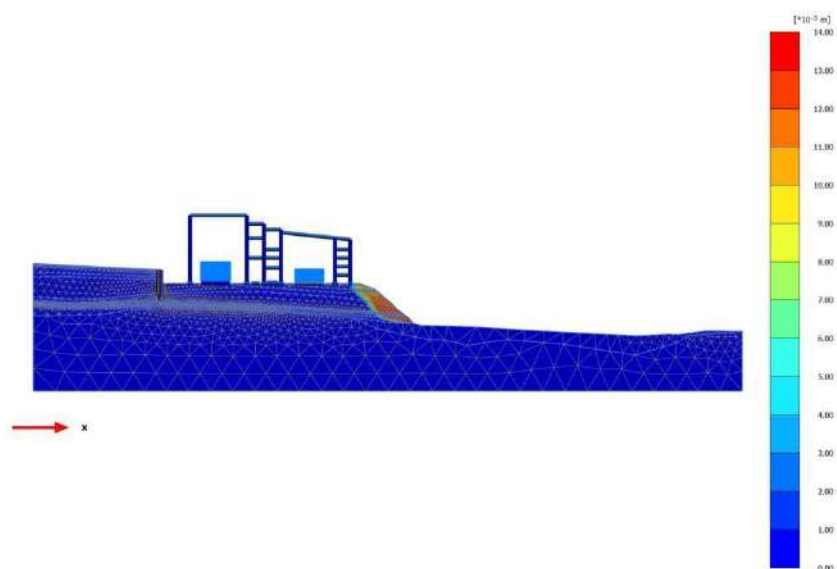


Рисунок 3. Состояние склона после воздействия землетрясения

В качестве мероприятия по предотвращению оползневого процесса и увеличению устойчивости склона применена технология по устройству буроинъекционных анкеров системы Titan с опорной плитой. От традиционных анкеров данный тип отличается тем, что вся его длина является телом или корнем. В технологическом отношении особенностью такого анкера является то, что анкерная тяга является одновременно и буровой, и инъекционной штангой [7]. Работа конструкции заключается в восприятии оползневого давления железобетонной плитой с последующей передачей нагрузки на грунтовый анкер, тем самым обеспечивая общую устойчивость системы в целом [6]. Диаметр буроинъекционного анкера был принят 300 мм. Длина заделки анкера до коренной породы, представленной в виде алевролита средней прочности (ИГЭ-8) составила 15 м.

После моделирования защитного сооружения был произведен второй вариант расчета, в котором также были воспроизведены все этапы строительства объекта с вводом его в эксплуатацию и применено воздействие землетрясения. В результате был получен $k_{st} = 2,1$ (рис. 4), превышающий нормируемое значение. Условие (1.2) выполняется: $k_{st} = 2,1 \geq [k_{st}] = 1,38$.

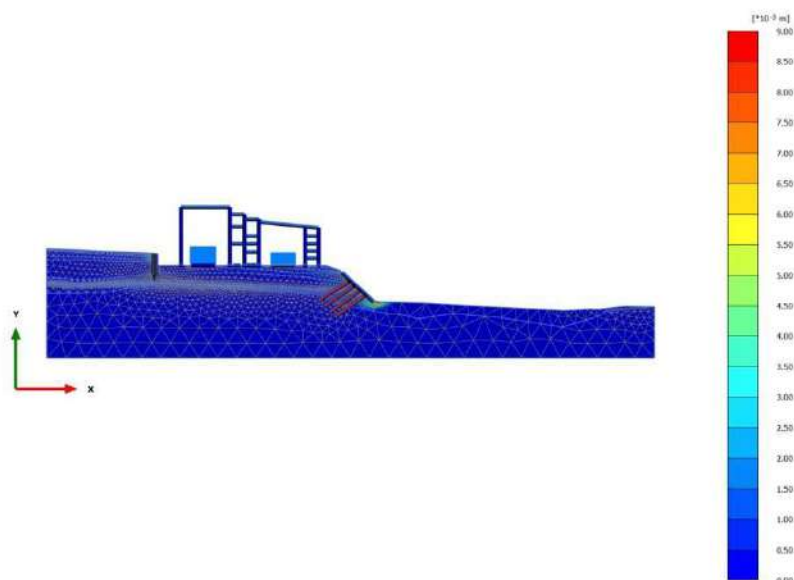


Рисунок 4. Состояние склона после применения мероприятий по увеличению устойчивости

ВЫВОДЫ

В результате проведенных расчетов можно сделать вывод о том, что применение технологии устройства грунтовых анкеров с опорной плитой для увеличения устойчивости склона при различного рода воздействиях, позволяет не только достичь нормируемого значения коэффициента устойчивости, но превысить его значение на 50%. Данный результат демонстрирует потенциальную возможность размещения стратегически важного для Сахалинского региона объекта даже в столь сложных природных условиях.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 116.13330.2012 Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 22-02-2003;
2. СП 436.1325800.2018 Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от оползней и обвалов. Правила проектирования;
3. Безуглова Е.В. Оползневая опасность и риск смещений грунтов на склонах. - Краснодар, 2005. – 209 с.;
4. Мангушев, Р.А. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения - Москва: Издательство АСВ, 2016. - 1040 с.;
5. Пергаменщик Б.К. Строительство тепловых электростанций. Том 1. Проектные решения тепловых электростанций. - Москва: Издательство АСВ, 2010.;

6. Маняхин И.В. Устойчивость анкерного закрепления естественных склонов и откосов инженерных сооружений при увлажнении грунтов. - Санкт-Петербург, 2018;
7. СТО-ГК «Трансстрой»-023-2007 Применение грунтовых анкеров и свай с тягой из трубчатых винтовых штанг «Титан»: Стандартизация в группе компаний «Трансстрой»: дата введения 2007-05-3. – Изд. официальное. – Москва : ООО «Центр Трансстройиздат», 2007. – 38 с.

СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ ДИНАМИЧЕСКОЙ УСТОЙЧИВОСТИ МНОГО-ЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ ПРИ РАЗЛИЧНЫХ ВАРИАНТАХ УСТРОЙСТВА ОСНОВАНИЯ.

Березин Е.К. , Кечина Т.В.

студенты магистратуры 2 курса 19 группы ИГЭС НИУ МГСУ

Научный консультант: Соболев Е.С.

кандидат технических наук, доцент кафедры МГиГ НИУ МГСУ

Аннотация. В статье приведены результаты численных исследований свайного фундамента и плитного с укрепленным основанием методом глубинного грунтосмешения (DSM) при воздействии сейсмических нагрузок с применением ПК «ЛИРА-САПР», реализующим метод конечных элементов. Представлены параметры компьютерной модели, позволяющие получить результаты расчета. Проведен сравнительный анализ результатов расчета. В ходе проведенного исследования выявлено, что применение плитного фундамента с укрепленным основанием методом глубинного грунтосмешения (DSM) эффективнее свайного при сейсмических нагрузках.

Ключевые слова: свайный фундамент, метод грунтосмешения, Deep Soil Mixing (DSM), сейсмические нагрузки, коэффициент постели, компьютерная модель.

ВВЕДЕНИЕ

В связи с увеличением освоения новых территорий, возникают проблемы сейсмостойкого строительства, одна из которых направлена на получение эффективной конструкции фундаментов и оснований для сопротивления расчетным сейсмическим нагрузкам. В связи с этим данное исследование посвящено сравнительному анализу динамической устойчивости при свайном фундаменте и при плитном с укрепленным основанием методом глубинного грунтосмешения (DSM).

Для проектирования сейсмостойкого здания важно оценить нагрузки, которые переносятся на фундамент во время землетрясения. Эти нагрузки зависят от сейсмических нагрузок, действующих на пролетное строение во время землетрясения [1].

Сейсмические нагрузки – это горизонтальные силы, вызванные воздействием землетрясения. Из-за сейсмических нагрузок возникают комплексные движения и деформации в зданиях и сооружениях. При воздействии горизонтальных сил появляются деформации: изгиб, сдвиги на разных уровнях сооружения, опрокидывание, наклон, кручение, колебания [2].

Как известно из СП 14.13330.2018 8, крутильная форма колебаний увеличивает сейсмическую нагрузку на здание. Сейсмические нагрузки вызывают различные повреждения в несущих конструкциях.

Свайные фундаменты обычно применяются для различных типов многоэтажных и промышленных сооружений, мостов и морских сооружений. Их сейсмическая конструкция очень важна для обеспечения эффективного функционирования различных сооружений даже в условиях тяжелых сейсмических нагрузок. [3 - 4]

Технология глубинного грунтосмещения или Deep Soil Mixing (DSM) является одной из разновидностей буросмесительных методов и широко применяется во всем мире. [5]

Сущность метода глубинного грунтосмещения состоит в измельчении грунта без извлечения его на поверхность в процессе погружения бурового инструмента и смешивании специальным наконечником, состоящим из поперечных лопастей и специального режущего инструмента, грунта с раствором вяжущего, нагнетаемого под давлением через буровую штангу при ее погружении и извлечении. В результате образуется грунтоцементный элемент повышенной прочности, как правило, цилиндрической формы диаметром преимущественно от 0,4 до 2,5 м и длиной до 30 м, а при наличии специального оборудования можно осуществлять перемешивание на глубину до 70 м от рабочей платформы. [6 - 7]

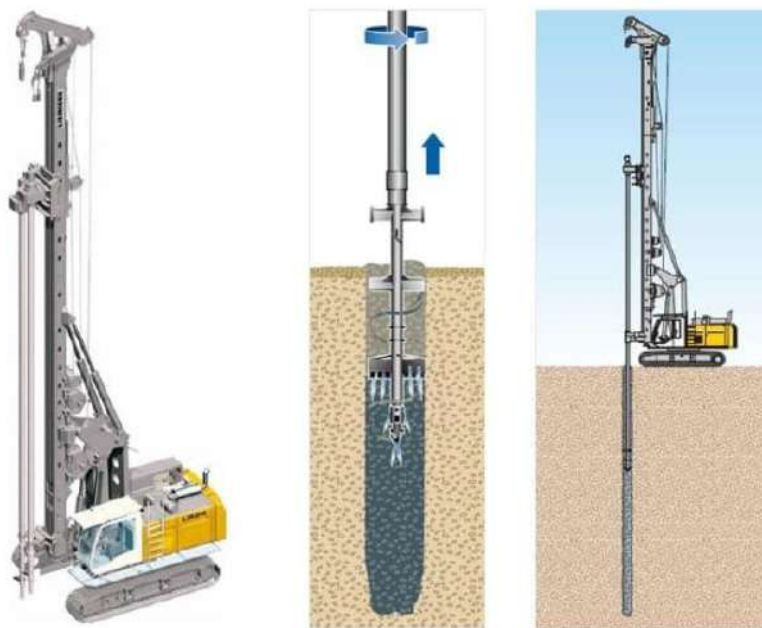


Рисунок 1. Технологическая схема производства работ по технологии грунтосмещения

⁸ СП 14.13330.2018 «Строительство в сейсмических районах»

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Для решения данной проблемы был использован программный комплекс ПК «ЛИРА-САПР». Было смоделировано 9-ти этажное здание с каркасной конструктивной системой размерами в плане 24x24 м, сеткой колонн 6 м и высотой этажа 3 м при сейсмичности в 8 баллов. Также были смоделированы для сравнения эффективности два вида фундаментов: свайный с забивными сваями круглого сечения диаметром 0,3 м, длиной 10 м и шагом свай 2 м (рис.2, а) и плитный с укрепленным основанием методом глубинного грунтосмещения (DSM) (рис.2, б).

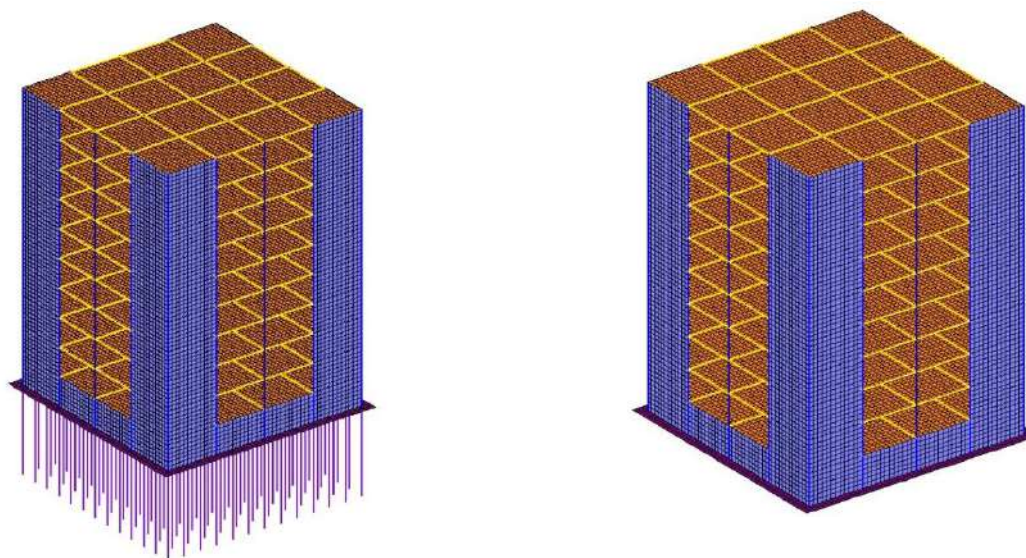


Рисунок 2. Расчетная схема здания

а – свайный фундамент

б – плитный с укрепленным основанием методом глубинного грунтосмещения (DSM)

Для создания грунтового массива на основе инженерно-геологических условий (табл.

1) была использована система «ЛИРА-ГРУНТ».

Таблица 1

№ ИГЭ	Усл. обозн.	Наименование грунта	Цвет	Модуль деформации, т/м ²	Кэф-фициент Пуассона	Удельный вес грунта, т/м ³	Кэффициент пере-хода ко 2 модулю де-формации	Природ-ная влаж-ность, доли	Показа-тель теку-чести IL	Вода Лёсс	Кэффи-циент порис-тости e	Удельное сцепление Rc, т/м ²	Угол внутрен-него трения Fi, °	Предельное напряжение растяжения Rs, т/м ²	Кэфф пропо-нальн-ти и код г
1		Насыпной		1000	0.3	1.6	5	0.05			0.7	0.5	16	0.1	950
2		Сугл тек		900	0.35	1.7	5	0.25	1 W		1	1	14	0.02	400
3		Глина тугопласт		1249	0.42	1.72	5	0.26	0.45		1	2.2	11	0.16	1440
4		Песок ср плот		1620	0.3	2.15	5	0.17	W		0.5	0.5	32	0.4	1800
5		Сугл тверд		1372	0.35	2.17	5	0.02	0		0.42	2.2	18	1	2400

Мощность слоев представлена в таблице 2.

Таблица 2

Номер ИГЭ	Мощность слоя, м
1	1
2	3,5
3	2
4	3,5
5	7

ПК «ЛИРА-САПР» позволяет моделировать сваи двумя способами:

единственный одноузловой КЭ57;

цепочки вертикальных стержневых элементов с одноузловыми конечными элементами типа 57.

Так как при моделировании способом 1 не представляется возможным учесть жесткое крепление сваи к плите фундамента и взаимное влияние свай, для данной задачи был применен способ 2.

Сваи моделировались с помощью цепочки вертикальных стержневых элементов, которые соединены одноузловыми конечными элементами КЭ57. Стержневые элементы нужны для вычисления жесткости сваи, а КЭ57 — жесткости грунтового основания. КЭ57 представляет собой одноузловой конечный элемент с набором из 6 жесткостных характеристик или «пружин», которые вычисляются согласно расположению конечного элемента в модели грунта (рис.3.).

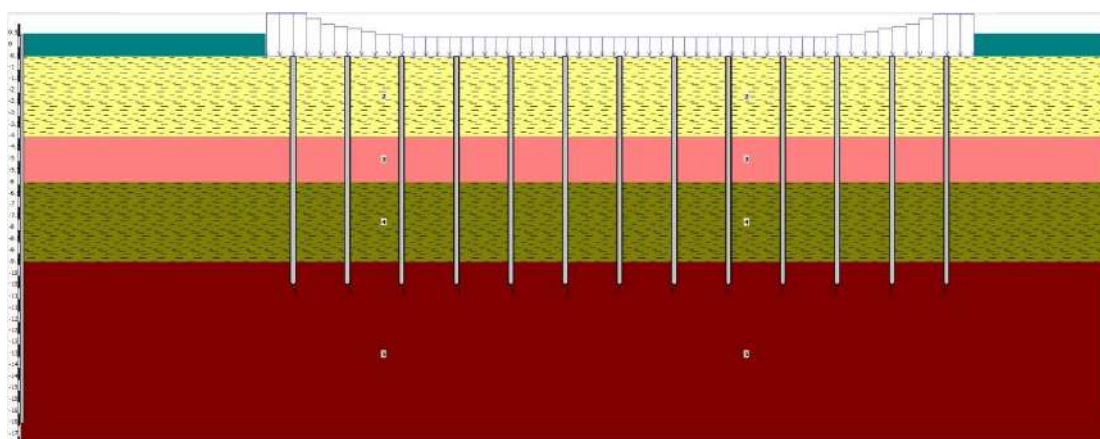


Рисунок 3. Расчетная модель свайного фундамента в «ПК ЛИРА-САПР»

Плитный фундамент моделировался с помощью пластинчатых конечных элементов, а укрепленное основание было учтено заданием приведенного модуля упругости усиленных грунтов.

Несущая способность свай вычисляется в соответствии с СП 24.13330.2011 9. Глубина сжимаемой толщи H_c принимается в соответствии с СП 22.13330.2011 10 .

В ПК «ЛИРА-САПР» реализовано 3 метода вычисления коэффициента постели C_1 : по усредненным значениям модуля деформации E и коэффициента Пуассона ν ; по формуле Винклера;

также используются усредненные значения E и ν , но с поправочным коэффициентом u для учета нарастания модуля деформации грунта по глубине.

Сейсмическая нагрузка задавалась в двух направлениях (вдоль глобальных осей X и Y расчетной модели). Коэффициенты для расчета назначались в соответствии с табл. 5.3-5.5 СП 14.13330.2018 11. Согласно п. 5.19 СП 14.13330.2018 12 расчетной сейсмичности 8 баллов соответствует ускорение грунта A равное 2 м/с^2 .

При расчете здания на динамическое сейсмическое воздействие с помощью команды Учет статических загрузений сформирована матрица масс. Коэффициент сочетания нагрузок для сбора масс принимался по табл. 5.2. СП 14.13330.2018 13.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

В ходе численного исследования расчетной схемы здания на 2-х типах фундамента были получены следующие результаты максимального горизонтального смещения конструкций здания при сейсмическом воздействии:

- свайный фундамент – 29,6 мм (рис.4).
- плитный фундамент с укрепленным основанием методом глубинного грунтосмешения (DSM) – 24,3 мм (рис.5).

⁹ СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты»

¹⁰ СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений»

¹¹ СП 14.13330.2018 «Строительство в сейсмических районах»

¹² СП 14.13330.2018 «Строительство в сейсмических районах»

¹³ СП 14.13330.2018 «Строительство в сейсмических районах»

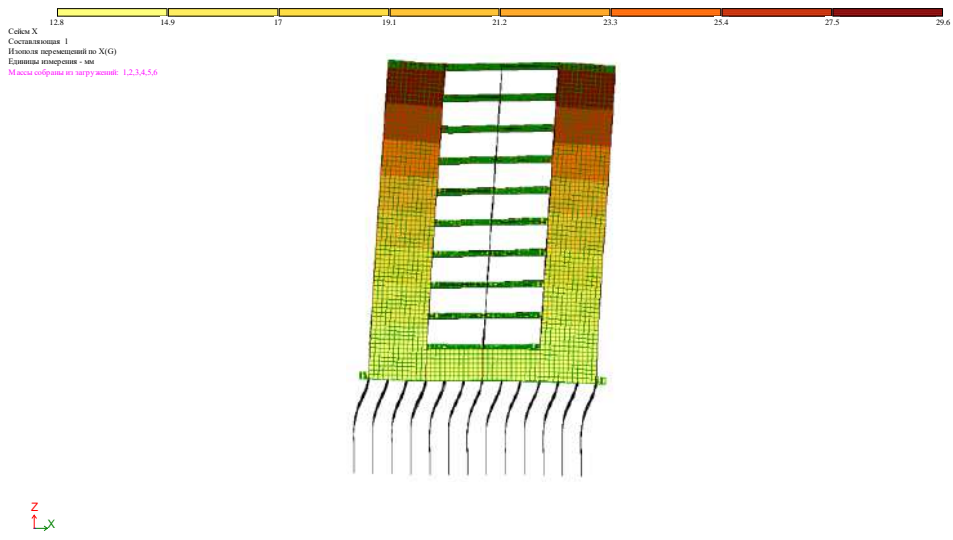


Рисунок 4. Изополя перемещений по X(G)

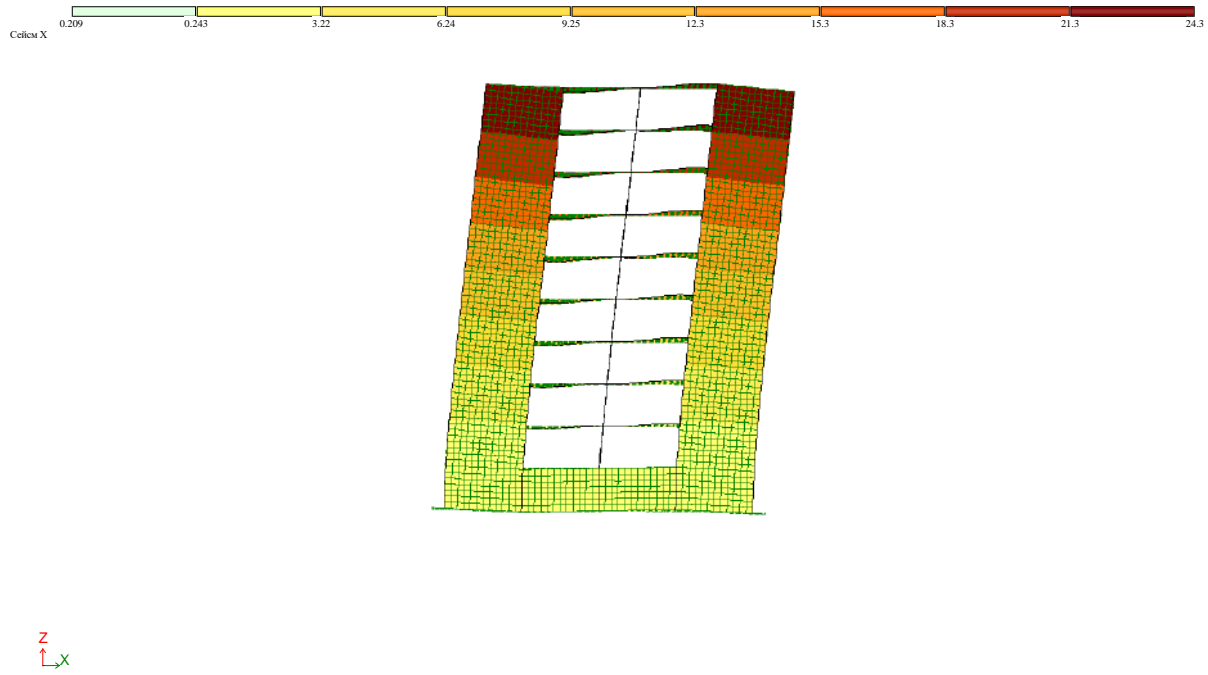


Рисунок 5. Изополя перемещений по X(G)

Сравнив 2 варианта, установлено, что при сейсмичности в 8 баллов для одного и того же здания, свайный фундамент уступает плитному с укрепленным основанием методом глубинного грунтосмещения (DSM). Данная технология имеет еще одно преимущество относительно свайного основания – использование меньшего объема цемента.

ВЫВОДЫ

В конечном итоге можно установить, что сравнительный анализ результатов расчета для 9-ти этажного здания с каркасной конструктивной системой размерами в плане 24х24 м, сеткой колонн 6 м и высотой этажа 3 м при сейсмичности в 8 баллов показывает, что при динамическом воздействии от землетрясения эффективнее использовать плитный фундамент с укрепленным основанием методом глубинного грунтосмешения (DSM), чем свайный фундамент.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. A. Murali Krishna, A. Phani Teja, S. Bhattacharya, and Barnali Ghosh, Seismic design of pile foundation for different ground conditions, 15 WCEE, 2012
2. Чылбак А.А. Воздействие сейсмических сил на здания и сооружения.// Вестник ТГУ, 2016, №3. – С.100-104.
3. Нуриева Д.М. Численные исследования работы свай и свайных фундаментов в условиях нагрузок типа сейсмических // Известия КГАСУ, 2014, №4 (30). – С.214-221.
4. Ильичев В.А., Монголов Ю.В., Шаевич В.М. Свайные фундаменты в сейсмических районах. - М.: Стройиздат, 1983. - 144 с.
5. Bell A., Kirsch K. Ground improvement. – 3rd ed. – CRC Press, 2012.
6. Ф.Ф. Зехниев, Д.А. Внуков, А.И. Корпач. Преобразование грунтовых оснований с применением технологии глубинного перемешивания грунта // Вестник ПНИПУ, 2017, №4. – С.116-124.
7. Укрепление слабых грунтовых оснований способом глубинного перемешивания грунта по технологии DSM (Deep Soil Mixing): стандарт организации. – М., 2015.

К ВОПРОСУ О РАСЧЕТЕ ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ, УСТРАИВАЕМЫХ В ГЛУБОКИХ КОТЛОВАНАХ

Левицкая А. К., Кузнецова В.С.

студенты 4 курса 61 группы ИСА НИУ МГСУ

Научный консультант: Юдина И.М.

кандидат технических наук, доцент кафедры МГиГ НИУ МГСУ

Аннотация: Статья посвящена изучению влияния характера затухания эпюр дополнительных напряжений на количественное значение стабилизированной осадки фундаментов. Приводятся результаты аналитических расчетов плитных фундаментов, имеющих разные геометрические параметры в плане и по глубине заложения. Выполнен анализ влияния изменения коэффициента затухания α и разгрузочного коэффициента α_p на значение стабилизированной осадки фундаментов.

Ключевые слова: эпюра дополнительных напряжений, коэффициент затухания напряжений, геометрические параметры котлована.

ВВЕДЕНИЕ

Существующие нормативные документы [1,2] предлагают выполнять расчет стабилизированных осадок фундаментов с помощью аналитических методов, которые широко используются в практике инженерного проектирования: метод Егорова (метод линейно-деформируемого слоя конечной толщины) и метод послойного суммирования. Эти методы расчета осадок основаны на линейной зависимости деформаций от напряжений. Существуют ограничения в применении метода Егорова: так, глубина котлованов не должна превышать 5 м. В методе послойного суммирования таких ограничений нет, но использование данного метода требует детальной проработки существующих допущений и особенностей построения вспомогательных эпюр напряжений для расчета осадок.

Основная часть

Полная осадка фундаментных плит в котлованах глубиной $D > 5$ м, определяется как сумма двух составляющих:

$$s = s_1 + s_2,$$

где s_1 - осадка от давления, равного собственному весу грунта в уровне дна котлована;

s_2 - осадка, определяемая в диапазоне напряжений сверх природных.

В целом, осадка зависит от площади эпюры дополнительных (уплотняющих) напряжений и от деформационных характеристик грунтов, входящих в активную зону сжатия и определяемых в действующем диапазоне напряжений.

Эпюра напряжений от полного давления, действующего по подошве фундаментной плиты строится по методике [1] с применением коэффициента затухания α (в зависимости от геометрических параметров фундамента). Построение эпюры дополнительных напряжений от собственного веса грунта может быть выполнено по двум принципиально различным нормативным методикам.

В [1] предлагается определять напряжения от полной нагрузки и от собственного веса грунта в уровне дна котлована по одному коэффициенту затухания α (табл. 5.8). В этом случае эпюра дополнительных напряжений от собственного веса грунта будет параллельна эпюре от полного давления.

Методика, предложенная в пособии к нормам [2], заключается в том, что вместо нагрузочного коэффициента α при построении эпюры уплотняющих напряжений от собственного веса грунта применяется коэффициент разгрузки α_r , учитывающий геометрические параметры котлована. Природа коэффициента разгрузки α_r отлична от нагрузочного коэффициента α , а характеры изменения кривых затухания напряжений по глубине основания – существенно отличаются. Поэтому для подтверждения использования в расчетах единого коэффициента затухания для напряжений от нагрузки и напряжений разгрузки необходимо провести критический анализ полученных данных многочисленных аналитических расчетов.

Основной целью выполненных расчетов было определение применимости коэффициента затухания α для построения эпюры напряжений разуплотнения. Расчеты выполнялись для различных параметров котлованов глубиной более 5 м. В процессе расчетов анализировалось влияние коэффициентов затухания α и α_r на количественное значение площадей эпюр уплотняющих напряжений и, как следствие, на расчетное значение стабилизированных осадок.

В качестве основного параметра сравнения выбран коэффициент Δ , который представляет процентную разницу между площадями эпюр уплотняющих напряжений, построенных с учетом разных коэффициентов затухания α и α_r .

В работе рассмотрены котлованы глубиной 6 м и 10 м с разным соотношением длины к ширине: $L/B=1$ (квадратный котлован), $L/B=3$ (прямоугольный котлован), $L/B=12$ (протяженный котлован).

Построение эпюр напряжений для расчета осадок фундаментной плиты представлено на рис.1. Геометрические параметры котлована следующие: $D=6\text{м}$, отношение сторон котлована по дну $\eta_p=L/B=13\text{м}/13\text{м}=1$ (квадратный фундамент), при отношениях ширины к глубине котлована $\psi_p=B/D=13\text{м}/6\text{м}=2,2$.

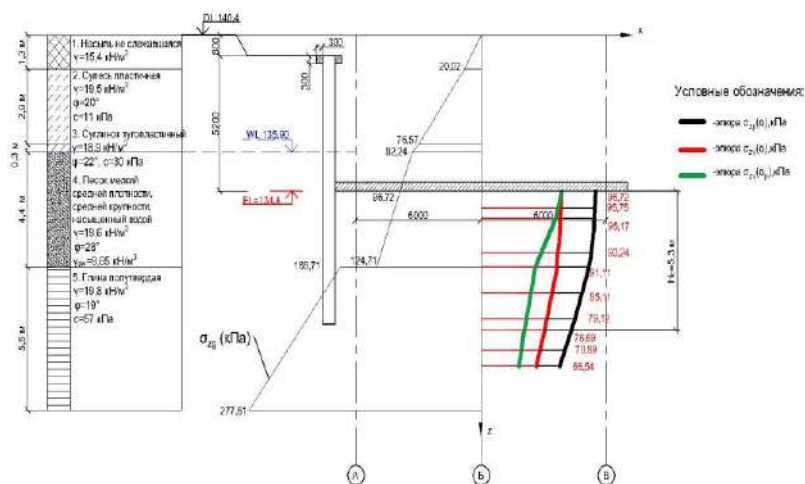


Рисунок 1. Расчетная схема для построения эпюр дополнительных напряжений с коэффициентами затухания α и α_p .

Затухание коэффициента α_p от собственного веса грунта происходит значительно интенсивней изменения коэффициента α по методике СП 22.13330.2016.

Площадь эпюры уплотняющих напряжений в пределах активной зоны сжатия в соответствии с коэффициентом α_p :

$$\sum \sigma_{z\gamma}(\alpha_p) = \frac{96,72+89,66}{2} \cdot 0,65 + \frac{89,66+85,31}{2} \cdot 0,4 + \frac{85,31+71,28}{2} \cdot 1,3 + \frac{71,28+65,29}{2} \cdot 0,55 + \frac{65,29+59,48}{2} \cdot 1 + \frac{59,48+54,16}{2} \cdot 1 + \frac{54,16+52,04}{2} \cdot 0,4 = 375,35 \text{ (кПа)}$$

Для коэффициента α имеем:

$$\sum \sigma_{z\gamma}(\alpha) = \frac{96,72+95,75}{2} \cdot 0,65 + \frac{95,75+95,17}{2} \cdot 0,4 + \frac{95,17+93,24}{2} \cdot 1,3 + \frac{93,24+91,11}{2} \cdot 0,55 + \frac{91,11+85,11}{2} \cdot 1 + \frac{85,11+79,12}{2} \cdot 1 + \frac{79,12+76,69}{2} \cdot 0,4 = 475,29 \text{ (кПа)}$$

Определим Δ - процентную разность полученных площадей:

$$\Delta = \frac{\sum \sigma_{z\gamma}(\alpha) - \sum \sigma_{z\gamma}(\alpha_p)}{\sum \sigma_{z\gamma}(\alpha_p)} \cdot 100\% = \frac{99,94}{375,35} \cdot 100\% = 26,63\%$$

Следующие расчеты выполнены для прямоугольных и протяженных котлованов (отношение сторон котлована по дну $\eta_p = \frac{L}{B} = \frac{156}{13} = 12$), при отношении ширины к глубине котлована $\psi_p = \frac{B}{D} = \frac{13}{6} = 2,2$.

В результате имеем:

$$\Delta = \frac{\sum \sigma_{zy}(\alpha) - \sum \sigma_{zy}(\alpha_p)}{\sum \sigma_{zy}(\alpha_p)} \cdot 100\% = \frac{0,5}{552,3} \cdot 100\% = 0,09\%$$

Вторая серия задач выполнена для плитных фундаментов, устраиваемых в котлованах глубиной 10 м и с различным соотношением сторон в плане.

Полученные данные расчета представлены в таблице 1.

Таблица 1

Расчетный коэффициент Δ с учетом различных геометрических параметров котлованов.

	L/B=1	L/B=3	L/B=12
D=6 м	$\Delta=26,63\%$	$\Delta=17,44\%$	$\Delta=0,09\%$
D=10 м	$\Delta=23,25\%$	$\Delta=21,74\%$	$\Delta=0,59\%$

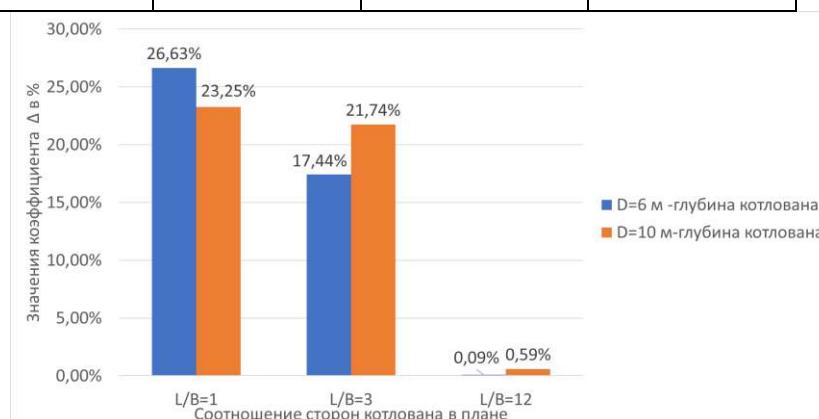


Рисунок 2. Процентная разница между площадями эпюр уплотняющих напряжений

ВЫВОДЫ

В результате анализа полученных результатов расчета были сделаны следующие выводы:

Для протяженных котлованов, отношение длины к ширине которых больше 10 (плоская деформация), коэффициент Δ близок к 0%. Таким образом, влияние геометрии котлована на вид эпюры уплотняющих напряжений незначительно и в этом случае можно применять коэффициент затухания по методике СП [1].

Для случая квадратного и прямоугольного в плане котлована (когда отношение длины к ширине меньше 10) необходимо учитывать геометрические параметры котлована, поскольку, как показано на диаграмме рис.3, разница между площадями эпюр уплотняющих напряжений существенна и составляет порядка 26,63% для квадратного котлована.

С увеличением отношения длины к ширине котлована, разница уменьшается. Для прямоугольных котлованов разница в среднем составляет 17%.

С увеличением глубины заложения фундаментной плиты до 10 м значения коэффициентов Δ близки к значениям, полученным для тех же геометрических параметров котлованов в плане.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 22.13330-2016 «Основания зданий и сооружений»;
2. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83).

ОСОБЕННОСТИ НАКЛОННОГО РЕЛЬЕФА ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ НА МНОГО- ЛЕТНЕМЁРЗЛЫХ ГРУНТАХ

Погорелов К.И.

студент 4 курса 5 группы ИГЭС НИУ МГСУ

Научный консультант: Рабинович М.В.

кандидат технических наук, доцент кафедры МГиГ НИУ МГСУ

Аннотация. Территория распространения вечной мерзлоты занимает огромные площади всего земного шара, не исключением является и Российская Федерация, а именно Республика Саха (Якутия). Якутия самый большой по площади регион нашей страны, регион с высоким уровнем природно-ресурсного экономического потенциала. Именно поэтому я рассматривал вопрос особенностей наклонного рельефа при строительстве на многолетнемерзлых грунтах, так как большую часть Якутии занимают горы и плоскогорья. Цели данного исследования: анализ изменения температурного поля при возведении зданий и сооружений на площадках с наклонным рельефом местности на территориях распространения многолетнемерзлых грунтов. Представленные результаты получены численными расчетами с использованием программного комплекса Frost 3D Universal.

Ключевые слова: Многолетнемерзлые грунты, наклонный рельеф, проветриваемое подполье, вечная мерзлота, тепловое влияние.

При строительстве зданий и сооружений на многолетнемерзлых грунтах необходимо учитывать распределение температур вследствие теплового влияния отдельных зданий. Объектом исследования выбрано строящееся здание планетария с размерами в плане 50х44 м. Район строительства: 47 квартал г. Якутска, республика Саха (Якутия). Строительство ведется по I принципу ММГ, то есть основания используются в мерзлом состоянии, сохраняемом в процессе строительства и в течение всего периода эксплуатации сооружения[2]. Для поддержания температурного режима ММГ в проекте используется проветриваемое подполье, традиционно применяемое для сохранения мерзлотного состояния грунтов в основаниях зданий и сооружений. Тепловое влияние выбранного здания на температурный режим грунтов основания моделируется в программе Frost 3D Universal. Эта программа позволяет получить научно-обоснованные прогнозы тепловых режимов многолетнемерзлых грунтов в условиях теплового влияния трубопроводов, добывающих скважин, гидротехнических и других сооружений с учетом термостабилизации грунта.

Расчеты выполнены с использованием исходных данных проекта: технического отчета по результатам комплексных инженерно-геологических изысканий, архитектурных форм здания и климатических параметров региона застройки приведенных в [4].

На основании данных ИГИ задаем расчетные параметры основания сооружения рис 1.

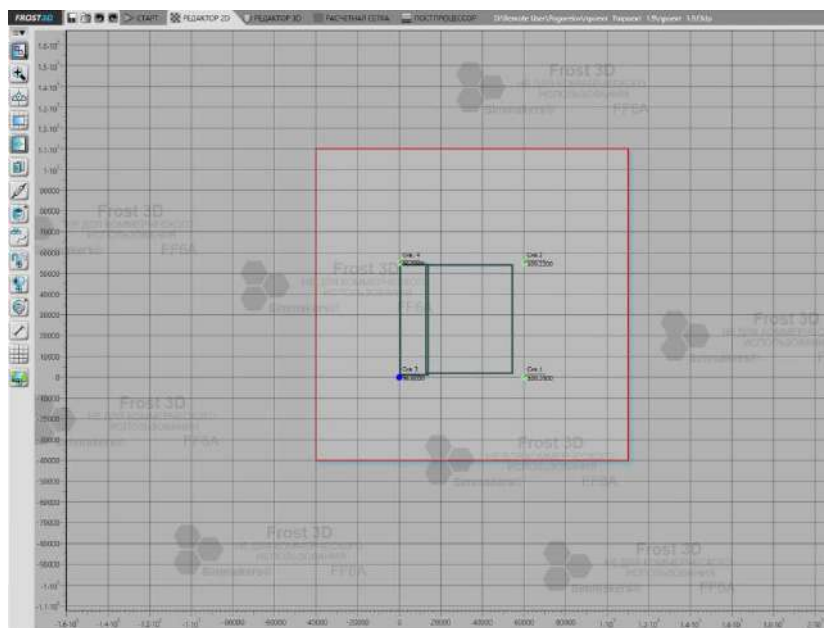


Рисунок 1. 2D модель участка строительства

Вводя все данные, создаем 3D модель участка строительства. Для оценки теплового влияния сначала проанализируем изменение температур грунта без учета влияния строящегося здания за 50 лет, а затем смоделируем здание и оценим тепловое воздействие на основание.

Изменение температурного режима происходит в течение 14 лет, далее температурный режим грунтов стабилизируется. Формируется талая зона (надмерзлотный талик), рис. 2.



Рисунок 2. Распределение температур и надмерзлотный талик (розовый цвет) по результатам численного расчета

При расчете теплового влияния от строительства здания нам необходимо задать материал здания и его граничные условия, а также рассчитать температуру вентилируемого подполья, рис 3.

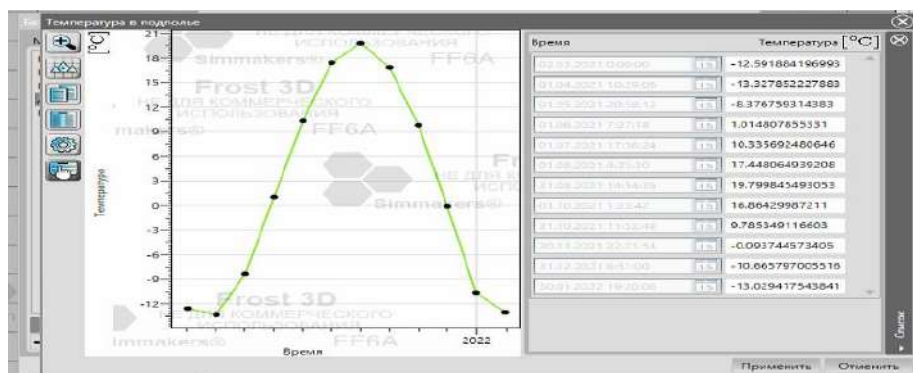


Рисунок 3. Температура вентилируемого подполья

Добавляем наше здание и рассчитываем температурное влияние от здания за 50 лет.

Для наглядности представим полученные данные на рис. 4.

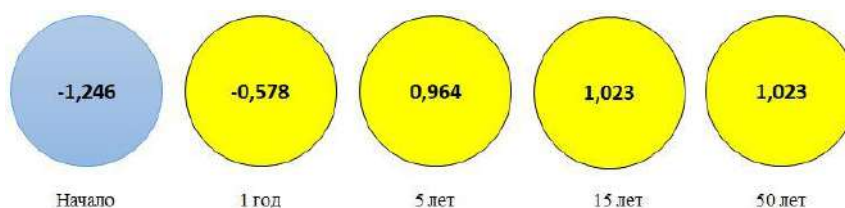


Рисунок 4. Анализ распределения температур за 50 лет

Проведя такие же исследования, при изменении наклона земной поверхности от 3 до 10 градусов мы получаем абсолютно идентичную картину, из чего следует, что величина наклонного рельефа не влияет на тепловое поле грунтов.

При строительстве планетария грунты начинают оттаивать, это обусловлено большими габаритами здания в плане, что усложняет естественное вентилирование.

Проведенные исследования показали, что при изменении величины угла наклона поверхности земли температурное воздействие на грунты не изменяется и чаша протаивания изменяется также, как и наклонный рельеф местности.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений;
2. СП 25.13330.2012 Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах;
3. Справочник по строительству на вечномерзлых грунтах. Под ред. Ю. Я. Велли, В. И. Докучаева и др. 1977, 552 с.;
4. СП 131.13330.2018 Строительная климатология;
5. Прогноз теплового и механического воздействия инженерных сооружений с многолетнемерзлыми грунтами в примерах и задачах. Учебное пособие. Л. Н. Хрусталев, Л. В. Емельянова, 162 с.;

ВЫБОР ОПТИМАЛЬНОГО ТИПА СВАИ ПРИ УСИЛЕНИИ СТОЛБЧАТОГО ФУНДАМЕНТА

Потехина Н.С.

студентка 4 курса 5 группы ИГЭС НИУ МГСУ

Научный консультант: Лобачева Н.Г.

кандидат технических наук, доцент кафедры МГиГ НИУ МГСУ

Аннотация

Предмет исследования: Усиление существующего столбчатого фундамента в сложных инженерно-геологических условиях и в случае увеличения нагрузок на основание.

Цель: Произвести сравнительный анализ выбора типа свай при усилении существующего столбчатого фундамента.

Материалы и методы: Расчетный, описательный, изучение и обобщение литературных источников.

Результаты исследования: Работа была выполнена в два этапа, в первом рассматривалось усиление столбчатого фундамента в сложных инженерно-геологических условиях, во втором - увеличение существующих нагрузок, в следствие которого выявилось превышение допустимых деформаций.

Выводы исследования: На первом этапе, рассматривая существующий столбчатый фундамент находящийся на грунтах II-го типа по просадочности, из двух вариантов обеспечения нормального эксплуатационного состояния здания, вариант замены существующих фундаментов на свайные кусты из буронабивных свай является более рациональным выбором, с технологической точки зрения.

Во втором этапе, при выборе оптимального типа свай при усилении существующего столбчатого фундамента, при увеличении нагрузок на основание, согласно расчетам, оптимальным вариантом является использование забивных свай погружаемых задавливанием.

Ключевые слова: столбчатый фундамент, свая, усиление существующего фундамента, свайный фундамент, просадка.

ВВЕДЕНИЕ

Идеальными для зданий являются основания скальные и сложенные крупнообломочными горными породами, но таких оснований мало. Большинство грунтовых оснований элювиального, пролювиального и делювиального происхождения под нагрузкой от массы

сооружения сжимаются, деформируя здания и вызывая совместную работу основания и сооружения.

Вопрос о необходимости усиления фундамента, возникает в том случае, если существующий фундамент не выдерживает превышения уже действующих на него нагрузок, которые были учтены ранее. Из-за чего может возникать как разрушение самого фундамента, так и появление недопустимых деформаций в основании.

Условия при которых может возникнуть необходимость усиления:

- Нарушение целостности конструкции фундамента, при его нахождении в агрессивных средах;
- Изменения инженерно-геологических условий приводящих к увеличению деформативности и ухудшению условий устойчивости оснований в результате ухудшения свойств грунтов;
- Возникающее увеличение нагрузки при реконструкции, капитальном ремонте и надстройке зданий;
- Развитие недопустимых деформаций, как следствие допущения ошибок при расчетах фундамента.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Выбор конкретного метода усиления фундамента зависит от его типа, его физического состояния, степени износа, величины действующих нагрузок и особенностей инженерно-геологического строения.

Усиление фундаментов железобетонными обоями.

Участки фундамента отрывают и очищают, производится уплотнение грунта, посредством домкратов. Далее устанавливается арматурный каркас и производится подача бетонной смеси.

Усиление увеличением площади опирания.

Железобетонными отливками наращивается дополнительная толщина основания.

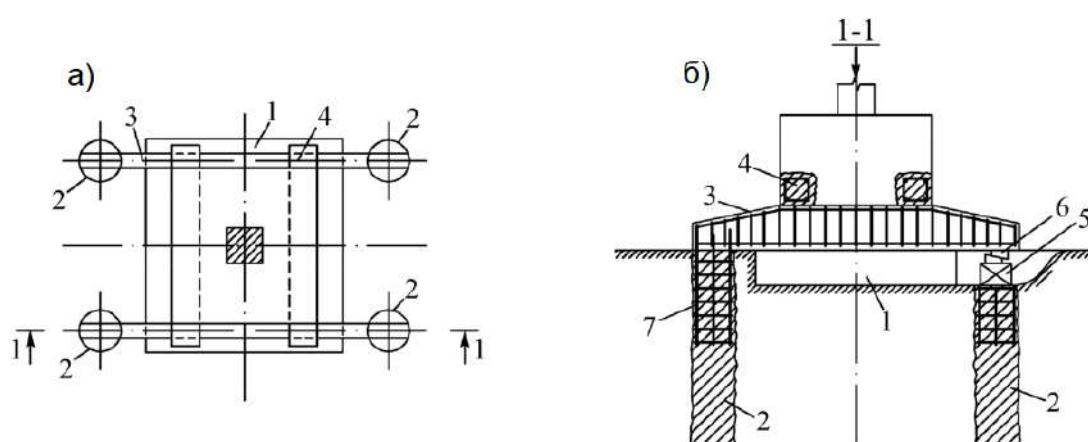
Усиление грунтов основания

В некоторых случаях осадку фундамента может спровоцировать сам грунт, его недостаточные несущие характеристики. Существует несколько путей усиления, один из основных – нагнетание под давлением в грунт специальных растворов, изменяющих его структуру. Такими растворами могут выступать цементная суспензия, битум, силикаты. Для укрепления глинистой почвы используют термоусиление-обжиг грунта. Электронагре-

ватель двигаясь по скважине со дна вверх, оказывает термическое воздействие на все слои грунта.

Усиление фундамента сваями

К данному методу прибегают при значительных увеличениях нагрузок на фундамент, которые передаются на сваи. Так же необходимостью к применению данного метода могут служить грунтовые условия, заключающиеся в залегании у поверхности слабых, высокодеформирующихся слоев грунта. В таком случае нагрузки через сваи передаются на ниже залегающие слои, имеющие более высокие прочностные характеристики. При производстве работ используют либо буронабивные сваи (Рисунок 1), либо железобетонные или стальные, задавливаемые в грунт.



а – без немедленного включения свай в работу; *б* – с немедленным включением свай в работу; 1 – усиливаемый фундамент; 2 – буронабивные сваи; 3 – железобетонный ригель (монолитный или сборный); 4 – монолитные железобетонные балки-упоры; 5 – опорный столбик; 6 – клинья; 7 – арматурные каркасы свай

Рисунок 1. Усиление ж.б. столбчатого фундамента под отдельную колонну буронабивными сваями.

В данной работе был рассмотрены методы усиления существующего столбчатого фундамента сваями.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

1 Этап. Усиление столбчатых фундаментов находящихся в сложных инженерно-геологических условиях.

Инженерно-геологические условия площадки строительства:

ИГЭ – 1 – почвенно-растительный слой, залегает повсеместно, мощность слоя 0,8...0,9 м;

ИГЭ – 2 – суглинок желто-бурый, твердой консистенции, *II* типа по просадочности. При замачивании суглинок перейдет в мягко и текучепластичное состояние, мощность слоя 4,2...4,7 м;

ИГЭ – 3 – суглинок темно-бурый, твердой консистенции *II* типа по просадочности, распространен повсеместно, мощность слоя 3,2...3,9 м;

ИГЭ – 4 – суглинок буровато-желтый, твердой консистенции, не просадочный, распространен повсеместно, мощность слоя 3,2...3,3 м;

ИГЭ – 5 – суглинок краснобурый твердой консистенции, не просадочный, распространен повсеместно, мощность слоя 3,2...3,3 м.

В соответствии с действующими нормативными документами обеспечение нормального эксплуатационного состояния здания, опирающегося на грунты являющиеся просадочными (*II*-го типа по просадочности), возможно при следующих вариантах устройства фундамента:

I вариант: Замена существующего фундамента на кусты из буронабивных свай, которые будут опираться на непросадочные грунты-суглинки, прорезая всю толщу грунтов являющихся просадочными. Существующий фундамент при этом конструктивно объединяется с ростверком фундамента из буронабивных свай. Так как в грунтовой толще присутствуют просадочные грунты *II* типа, то необходимо учитывать силы негативного трения по боковой поверхности свай.

II вариант: Просадочная толща грунтов закрепляется посредством силикатизации или смолизации. Таким образом, фундамент будет опираться на получившиеся из закрепленного грунта столбы, а они в свою очередь будут передавать нагрузки от сооружения и от незакрепленной части грунтового массива на грунты, которые не являются просадочными.

Оба варианта будут иметь одни и те же конструктивные решения. Анализируя представленные варианты и их технико-экономические показатели, вариант замены фундамента мелкого заложения кустами буронабивных свай, является технологически более простым и более рациональным при усилении фундамента, находящегося на просадочных грунтах.

2 Этап. Выбор оптимального типа свай при усилении столбчатого фундамента.

Исходными данными для проведения сравнительного анализа является существующий столбчатый фундамент. Величина нагрузок на основание до увеличения нагрузок – 500 кН, после увеличения – 800 кН.

Заданные типы свай для усиления:

1. Забивные (с поперечным сечением 0,3*0,3 м, длиной 6 м, 7 м и 8 м).
2. Буронабивные (диаметром 0,3 м, длиной 6 м, 7 м и 8 м).

Инженерно-геологические условия площадки строительства:

- ИГЭ-I. Насыпь не слежавшаяся. ($R_0=50$ кПа)
- ИГЭ-II. Суглинок мягкопластичный. ($R_0=193$ кПа)
- ИГЭ-III. Суглинок текучий. ($R_0=50$ кПа)
- ИГЭ-VI. Суглинок полутвердый. ($R_0=210$ кПа)
- ИГЭ-V. Песок крупный. ($R_0=400$ кПа)

Расчеты показали, что при увеличении нагрузок на основание, давление под подошвой фундамента будет составлять $p_0 = 128$ кПа, а суммарная осадка будет равна 17,8 см. Полученная осадка, согласно СП 22.13330.2016¹ (10 см), больше предельно допустимой. Предусматриваем усиление фундамента сваями.

1 Вариант. Забивные сваи.

Сваи последовательно погружаемые в грунт, без его выемки, путем задавливания. Данный способ погружения сваи в грунт позволяет исключить динамические воздействия и опасные вибрации. Применять данный вид свай целесообразно в насыпных, слабых и водонасыщенных грунтах, а так же в связных грунтах с высоким показателем текучести. К недостаткам данной технологии следует отнести длительность и высокую трудоемкость процесса, высокий уровень производительности требуемых средств механизации.

Для проведения расчетов принимаем сваи поперечного сечения 0,3х0,3м, длиной 6 м, 7 м и 8 м. В результате получено, что проверку выполнения условия по I группе предельных состояний проходят только забивные сваи длиной 8 метров, в количестве 2 штуки на одну колонну. Полученная осадка меньше предельной: $S=1,63 \text{ см} \leq 10 \text{ см}$. (В соответствии с Приложением Г СП 22.13330.2016¹).

2 вариант. Бутонабивные сваи.

Производят бурение скважин, монтируют внутрь обсадную трубу-оболочку. Выполняется армирование, заливается бетон. Вокруг существующего фундамента устанавливают железобетонную обойму, с которой связывают арматурные выпуски буронабивных свай. Преимуществами данного метода является применение технологий, которые не вызывают сильных деформаций в грунте.

Для проведения расчетов принимаем сваи с диаметром поперечного сечения 0,3м, длиной 6 м, 7 м и 8 м. В результате получено, что проверку выполнения условия по I группе предельных состояний проходят только буронабивные сваи длиной 8 метров, в количестве 6 штук на одну колонну. Полученная осадка меньше предельной: $S=2,1 \text{ см} \leq 10 \text{ см}$. (В соответствии с Приложением Г СП 22.13330.2016¹).

ВЫВОДЫ

1. В случае с принятыми исходными данными (1 Этап), при усилении существующего столбчатого фундамента рационально использование буронабивных свай.

2. В случае с принятыми исходными данными (2 Этап), при усилении существующего столбчатого фундамента рационально использование забивных свай погружаемых задавливанием.

3. Выбор оптимального типа свай при усилении столбчатого фундамента зависит от множества факторов, например, грунтовых условий, условий нагружения и т.п. Поэтому выбор типа свай необходимо выполнять отдельно под каждый расчетный случай.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Гольдштейн, М. Н. Об определении просадочных свойств лессовых грунтов. / М. Н. Гольдштейн, Н. М. Макаренко // Основания, фундаменты и механика грунтов. №6, 1970. – с. 10-13;
2. Гильман, Я. Д. Основания и фундаменты на лессовых просадочных грунтах. Ростов на Дону: СевкавНИПИагропром, 1991;
3. Григорян, А. А. О количественной оценке просадочности грунтов // "Основания, фундаменты и механика грунтов", № 2, 2001;
4. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения / Под общей ред. В.А. Ильичева и Р.А. Мангушева. – М.: Издательство АСВ, 2014. – 728 с.;
5. Швец В.Б., Феклин В.И., Гинзбург Л.К. Усиление и реконструкция фундаментов. 1985.
6. А. С. Трегуб, С. Н. Клепиков. К.: Будивельник. Расчет зданий и сооружений на просадочных грунтах. / 1987. - 200 с.
7. Гарагаш Б.А. Надежность пространственных регулируемых систем «основание-сооружение» при неравномерных деформациях основания. В 2-х томах. Том I. – Москва: Издательство АСВ, 2012.-416 с.
8. Гарагаш Б.А. Надежность пространственных регулируемых систем «основание-сооружение» при неравномерных деформациях основания. В 2-х томах. Том II. – Москва: Издательство АСВ, 2012.-472 с.

ТЕРМОСТАБИЛИЗАЦИЯ ВЕЧНОМЁРЗЛЫХ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ ПЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА

Киселева И.А.

студентка 4 курса 5 группы ИГЭС НИУ МГСУ

Научный консультант: Алексеев А.Г.

кандидат технических наук, доцент кафедры МГиГ НИУ МГСУ

Вечная мерзлота – огромное пространство, скованное многие века холодом. Более 65% территории нашей страны находится в этой зоне. В этих сложных условиях приходится добывать нефть и газ, развивать инфраструктуру, возводить новые города и сёла, прокладывать трубопроводы.

В результате длительного освоения зоны вечной мерзлоты определились два основных принципа строительства: с сохранением природного мёрзлого состояния грунтов (принцип I) или с предварительным их оттаиванием (принцип II).

Одним из самых распространённых инженерных решений при строительстве по I принципу является устройство свайного фундамента и проветриваемого подполья (рисунок 1).

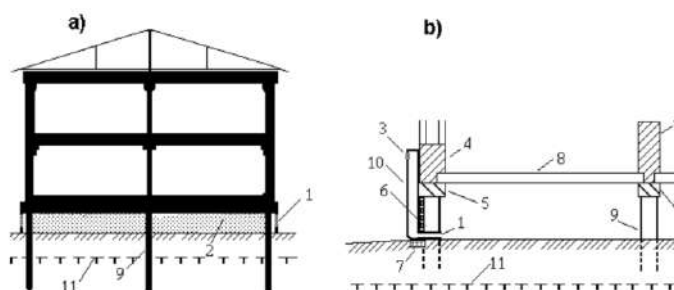


Рисунок 1. Схемы здания с вентилируемым подпольем (а) и (б) – фрагменты подполья, 1 – вентиляционные отверстия; 2 – вентилируемое подполье; 3 – решётка; 4 – стена здания; 5 – рандбалка; 6 – ограждение цоколя; 7 – вспомогательная (цокольная) балка; 8 – перекрытие над подпольем; 9 – свая; 10 – приставной вентиляционный короб; 11 – верхняя граница многолетнемёрзлого грунта [1]

Данное решение имеет ряд недостатков:

Высокая стоимость фундаментов (устройство буронабивных свай достаточно больших диаметров и длин в мерзлый грунт)

Отсутствие методик расчёта температурного режима грунтов основания для зданий большой ширины

Можно сделать вывод, что классические решения экономически невыгодны.

Исходя из этого, встаёт вопрос о необходимости разработки новых технических решений, исключающих или уменьшающих недостатки вентилируемого подполья. Можно выделить несколько основных целей:

- создание промороженной грунтовой плиты достаточно больших размеров, толщины и прочности;
- уменьшение трудоёмкости и повышение экономичности работ по сооружению фундаментов.

Для сохранения грунта в мёрзлом состоянии разработаны системы термостабилизации (сохранения грунта в мёрзлом состоянии). Данные системы представляют собой трубчатую бескомпрессорную холодильную машину, использующую естественные конвекционные свойства хладагента при наличии градиента температур между слоем мёрзлого грунта и наружным воздухом. Хладагент при низких температурах воздуха конденсируется в ребристом радиаторе-конденсаторе, расположенном в верхней части термостабилизационной системы, затем естественным путём стекает в нижнюю, испарительную часть системы, где отбирает теплоту грунта, охлаждая его ниже температуры замерзания, и одновременно испаряясь, попадает в верхнюю часть системы. Иногда для расширения сезонной эксплуатации термостабилизационных систем их снабжают термоэлектрическим модулем, что заметно повышает стоимость. [2]

Поставленные цели достигаются совместным использованием термостабилизаторов и плитного фундамента (рисунок 2).



Рисунок 2. Пример применения горизонтальной термостабилизации

Из-за различных физико-механических характеристик грунта возможно различные вариации применения термостабилизационных установок и плитного фундамента:

- плитный фундамент и горизонтальная система;
- плитный фундамент и вертикальная система (ВЕТ);
- плитный фундамент и комбинация из горизонтальной и вертикальной систем

Данные комбинации существенно понижает стоимость фундаментов и понижает трудозатраты на их возведение.

Эффективность применения термостабилизирующих установок можно пронаблюдать на примере, из которого видно, как применение термостабилизаторов влияет на распределение температур в толще грунта (рисунки 3,4). Расчёт выполнен в программе 3D Frost.

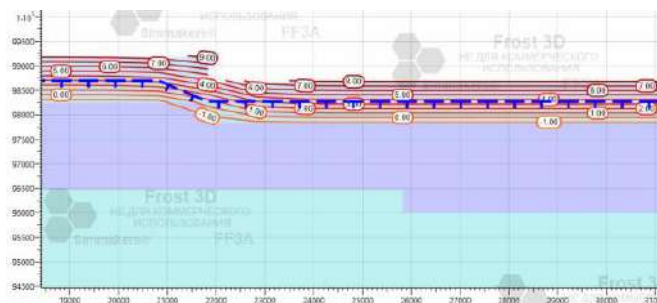


Рисунок 3. Распределение температур в грунте вечномёрзлого основания (температура в июле)

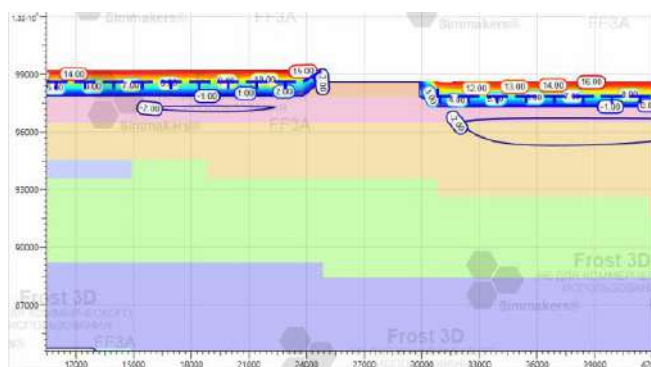


Рисунок 4. Распределение температур в грунте вечномёрзлого основания плитного фундамента с применением горизонтальной термостабилизации (температура в июле)

Исходя из вышеизложенного, можно сделать вывод о том, что применение комбинации плитного фундамента и термостабилизационных систем имеет ряд преимуществ перед устройством проветриваемого подполья:

- снижение стоимости фундамента
- снижение общей стоимости проекта за счёт увеличения несущей способности грунта
- снижение трудозатрат
- снижение сроков строительства
- возможность проектирования сложных конфигураций зданий.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Еришов Э.Д. Методы геокриологических исследований – М.: Изд-во МГУ. 2004-512с.
2. Галкин М.Л., Рукавишников А.М., Генель Л.С. Термостабилизация вечномёрзлых грунтов // Инновационные методы и устройства

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДЕФОРМАЦИОННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ОТТАИВАЮЩИХ ГРУНТОВ В ОДОМЕТРЕ

Алексеева А.А.

студентка 4 курса 5 группы ИГЭС НИУ МГСУ

Научный консультант: Рабинович М.В.

кандидат технических наук, доцент кафедры МГиГ НИУ МГСУ

Строительство на многолетних мерзлых грунтах ведётся по двум принципам: сохранение многолетних мерзлых грунтов и их оттаивание. В случае, если многолетние мерзлые грунты используются в мерзлом состоянии, в течении всего срока эксплуатации, очень важно сохранение их температурного режима и не допущение оттаивания не при каких обстоятельствах. К сожалению, данное условие сохранения, не допущения оттаивания, в случае техногенных аварий, в случае внепланового изменения температурного режима, основание сооружения разрушается.

Прогноз вертикальной деформации многолетнемерзлых грунтов при оттаивании обычно состоит из решения двух классов задач [1] – прогнозом распределения температуры грунтового массива и непосредственно расчета осадки оттаивания. Исследования деформационных характеристик оттаивающего грунта, необходимых для расчета осадки, является достаточно сложным. Проблема заключается в многокомпонентности мерзлого грунта, условиях оттаивания, зависимости результата от физических свойств мерзлых грунтов и их соотношений [2]. На величину деформационных характеристик в значительной степени оказывают влияние прежде всего криогенное строение, влажность и льдистость.

Испытание мерзлого грунта методом компрессионного сжатия проводились в соответствии с требованиями ГОСТ 12248-2010 «Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформативности» []. Где я лично принимала участие на всех этапах. Характеристики деформативности определялись по результатам испытаний образцов грунта в компрессионных проборах (одометрах) (**Рис. 1**), исключающих возможность бокового расширения образца при его нагружении вертикальной нагрузкой в оттаивающем состоянии [].

Целью исследования является оценка деформационных свойств оттаивающего глинистого грунта и выявление закономерности зависимости сжимаемости при оттаивании от физических характеристик грунта. Были взяты образцы мерзлого суглинка типичного для арк-

тической зоны европейской части территории РФ ненарушенного сложения с природной влажностью и льдистостью с показателем заполнения пор льдом и незамершей водой близким или равным 100%.



Рисунок 1. Компрессионный многокамерный прибор для испытания мерзлых грунтов при оттаивании в лабораторных условиях. Прибор размещен в специальной камере в условиях контролируемой температуры в спектре от положительных до отрицательных температур.

Глубина отбора проб составила для разных образцов примерно 5, 10, 15 и 20 метров. В результате испытания проводились в диапазоне от 0,5 до 3,0 кг/см², с шагом в 0,5 кг/см². Выдержка первой ступни нагружения грунта в мерзлом состоянии до стабилизации вертикальной деформации составила от 1 до 3 суток, после чего допускалось оттаивание образцов мерзлого грунта естественным образом и дальнейшее нагружений по ступенчато. На каждой ступени испытание длилось до стабилизации. В целом испытание образцов проходило от 5 до 10 суток, в отдельных случаях до 14 суток.

По результатам проведенной серии испытаний были определены значения коэффициент оттаивания A_{th} и коэффициент сжимаемости при оттаивании m . Усредненные результаты испытаний соответствуют образцам отобраным соответственно с глубины 5, 10, 15 и 20 м.

Задачей данных исследований, как уже отмечалось выше, было изучение свойств мерзлых суглинков типичных для арктических регионов европейского севера России. Очевидно, что осадка оттаивания в значительной степени, иногда до 70%, зависит от льдистости. В данном случае, при поверхностных грунтах льдистость в два раза превышает аналогичный показатель в толщах грунта от 15 м до 20 м.

ВЫВОДЫ

При сопоставлении результатов испытания образцов с уменьшающейся пористостью и соответственно влажностью четко прослеживается зависимость величины коэффициента оттаивания. Проведенные испытания в лабораторных условиях полностью подтвердили эту зависимость, в то время как полевые испытания других исследователей показывают значительный разброс.

Анализ полученных результатов выявил зависимость показателей деформируемости оттаивающих мерзлых грунтов от глубины отбора проб и отдельных показателей физического состояния грунтов. Критериями оценки деформативности при оттаивании мерзлых грунтов могут служить такие характеристики физического состояния исходных грунтов как природная влажность, льдистость, пористость (коэффициент пористости).

Использование показателей физического состояния многолетнемерзлых грунтов для оценки их просадочности на стадии предварительных расчетов и выбора принципа использования многолетнемерзлых грунтов в качестве оснований технически оправдано и очевидного экономически целесообразно.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- 1 СП 25.13330 – 2012 Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах.
- 2 Справочник по строительству на вечномерзлых грунтах. Под ред. Велли Ю.Я. и др. Л., Стройиздат, 1977, 552с.
- 3 Клинова Г.И., Аксенов В.И., Джахангирова Н.И. Определение деформационных свойств мерзлых грунтов при оттаивании. Журнал ОФМГ, 2010, №3, с.21-25
- 4 ГОСТ 12248-2010 «Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформативности».
- 5 Ривкин Ф.М., Власова Ю.В., Пармузин И.С. Закономерности изменения геокриологических условий в результате осадки мерзлых пород при оттаивании. Журнал Криосфера Земли, 2017, №6

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ ЩИТОВОЙ ПРОХОДКИ ТОННЕЛЯ МЕТРОПОЛИТЕНА НА РАБОТУ ОДИНОЧНОЙ СВАИ ВЫПОЛНЕННОЕ В РАМКАХ ИССЛЕДОВАНИЯ ВЛИЯНИЯ ЩИТОВОЙ ПРОХОДКИ НА СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

Дубин В.А.

студент 6 курса 14 группы ИГЭС НИУ МГСУ

Научный консультант: Знаменская Е. А.

преподаватель кафедры МГиГ НИУ МГСУ

Аннотация. При строительстве метрополитена часто приходится прокладывать линии метро в районах с плотной городской застройкой. Влияние щитовой проходки на здания и сооружения окружающей застройки в таком случае – неизбежно. Поэтому в данной статье мы рассматриваем влияние проходки тоннеля метрополитена для условий города Москвы, где линии метро обычно прокладываются на глубине 15-30 м.

В статье рассматривается влияние движения щита при строительстве тоннеля метрополитена на работу сваи прилегающей застройки. Исследуется влияние проходки тоннеля на работу фундаментов глубокого заложения. Учитывая сложность исследуемой проблемы, в проведённых исследованиях изучалось поведение одиночной сваи.

Для исследования данной задачи принимались исходные данные осреднённые для условий города Москвы. Мы исследовали поведение сваи в пределах призмы обрушения. Кроме того, важно учитывать влияние от проходки тоннеля не только в поперечном направлении, но и влияние от движения щита по трассе тоннеля. Поэтому, чтобы учесть влияние от удаления щита от фундаментов задача выполнялась в трёхмерной постановке методом конечных элементов в программно-вычислительном комплексе ZSoil v20.

Ключевые слова: щитовая проходка, тоннели метро, мульда оседания, призма обрушения, свайные фундаменты, одиночная свая, отрицательное трение.

ВВЕДЕНИЕ

Вследствие щитовой проходки тоннеля метро на земной поверхности грунта образуется мульда оседания, а прилегающий грунт движется в сторону тоннеля, что и оказывает наибольшее влияние на работу исследуемых свай.

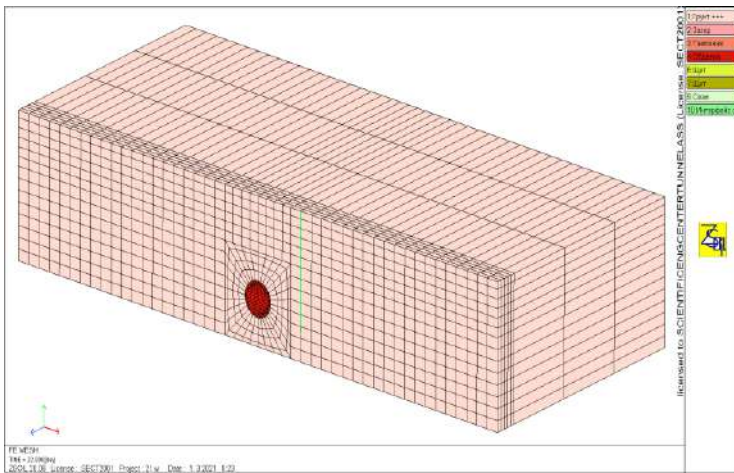


Рисунок 1. Фрагмент расчетной схемы

Рассматривалась работа сваи, находящейся на расстоянии 1 м и 7.5 м от боковой грани обделки тоннеля. Расстояние до дальней сваи принималось на основании зарубежных исследований, показавших, что влияние щитовой проходки проявляется на расстоянии равном половине глубины за-

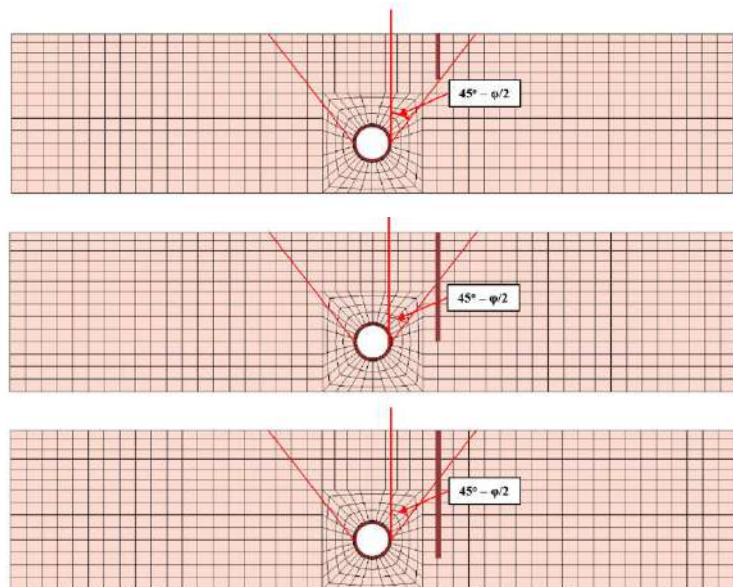


Рисунок 2. Расположение свай в первой серии опытов

ложения тоннеля.

Как показали исследования, в данном случае наибольшее влияние на сваи оказывает не муфта оседания как при расчете фундаментов мелкого заложения, а процесс формирования призмы обрушения. Поэтому проводится две серии опытов. В первой серии опытов исследовалось 3 задачи работы дальней сваи (рис. 2): В I-ой задаче свая полностью находилась в области возможной границы призмы обрушения, её длина составила 7.5 м;

- Во II-ой задаче конец сваи пересекал возможную границу призмы обрушения и находился ниже её на 10 м; при этом он доходил до горизонтальной оси тоннеля, длина сваи составила 18 м;
- В III-ей задаче конец сваи доходил до уровня лотка тоннеля и заглублялся ниже возможной границы призмы обрушения на 13 м, длина сваи составила 21 м.

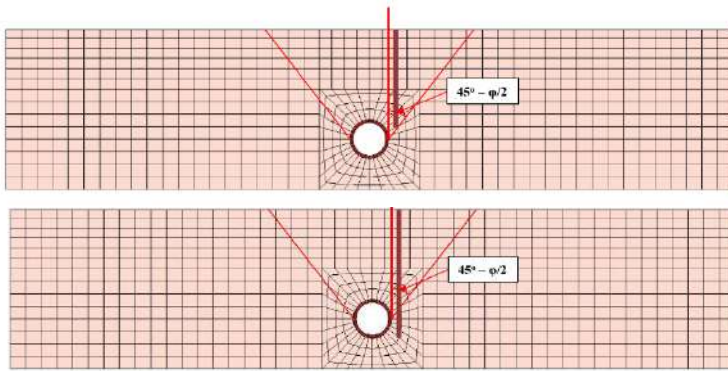


Рисунок 3. Расположение свай во второй серии опытов

Во второй серии опытов для сравнения исследовалось поведение свай, отстающей от боковой грани тоннеля на 1 м (рис.3). В данной серии опытов исследовалось две задачи:

- В I-ой задаче свая длиной равной 16 м целиком находится в области возможной границы призмы обрушения, её конец находится на минимальном расстоянии от границы призмы обрушения;

- Во II-ой – конец свай доходит до уровня лотка тоннеля и заглубляется на 4 м ниже возможной границы призмы обрушения, длина свай составила 21 м.

Во всех случаях рассматривалась работа свай диаметром 0.5 м.

Результаты исследования

Результаты исследования показали, что поведение свай зависит как от расстояния до тоннеля, так и от длины свай, работающей в пределах возможной границы призмы обрушения.

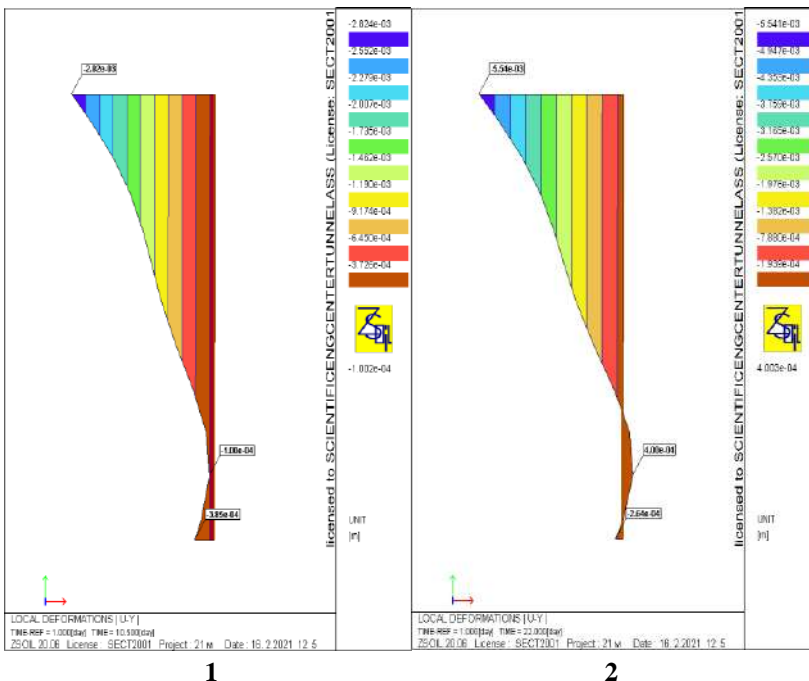


Рисунок 4. Эпюры горизонтальных перемещений в сваях. 1 - в момент проходки щита напротив свай; 2 - в момент удаления щита от свай

Мы убедились, в наличии влияния от проходки тоннеля не только в поперечном направлении, но и от движения щита по трассе тоннеля. По мере удаления щита от свайного фундамента возрастают значения перемещений и изгибающих моментов в сваях. Это объясняется тем, что когда щит сходит со смонтированного кольца обдел-

ки тоннеля, в результате меньшей жесткости бетона, по сравнению с жесткостью стального

корпуса щита, а также гибкости швов между элементами сборного кольца обделки, осадки резко увеличиваются.

На рис. 4 представлены эпюры, демонстрирующие рост горизонтальных перемещений в свае, по мере удаления щита от сваи на расстояние равное $3-5 \text{ } \varnothing_{\text{тоннеля}}$. Аналогичные результаты были получены и для вертикальных перемещений, и для изгибающих моментов в свае. Все значения по мере удаления щита от сваи увеличились более чем в 2 раза.

На рис. 5 представлена схема векторов перемещений грунтового массива. Из схемы видно, что в пределах призмы обрушения перемещения резко возрастают и грунт перемещается в сторону тоннельной выработки. Исходя из этого можно предположить какое именно

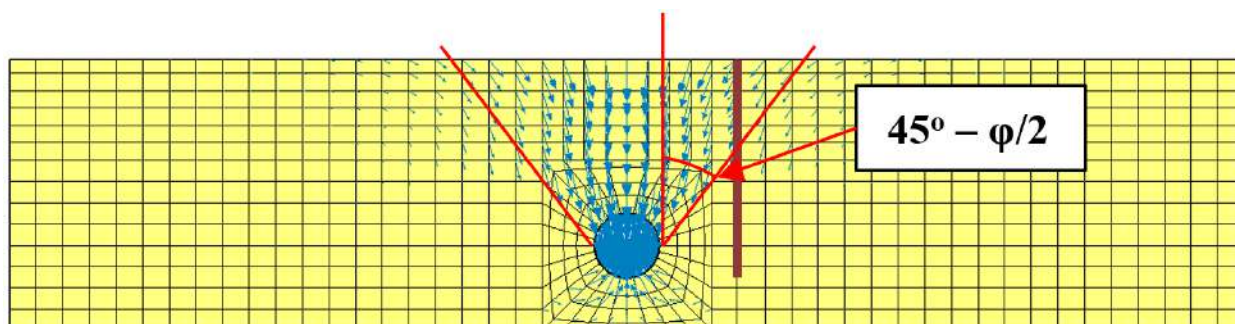


Рисунок 5. Схема векторов перемещений грунтового массива

влияние будет оказано на ту или иную сваю, полностью находящуюся в пределах возможной границы призмы обрушения, либо выходящей за ее пределы.

На рисунках 6, 7 и 8 представлены эпюры горизонтальных перемещений для свай различной длины, отстающих от боковой грани тоннеля на 7.5 м. Как мы можем видеть, горизонтальные перемещения головы сваи во всех случаях одинаковы и равны 5.5 мм. Разница видна только на концах свай, которые выходят за возможную границу призмы обрушения, и чем дальше за границу выходит свая, тем больше это влияние. Важно учитывать длину свай,

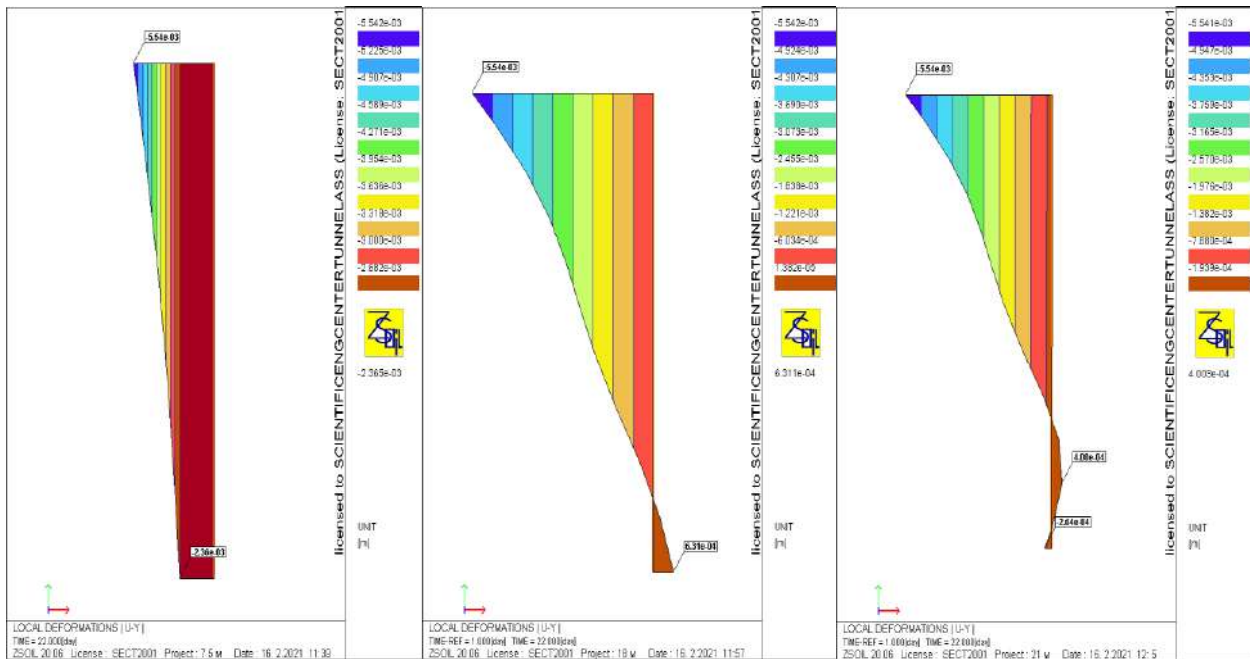


Рисунок 6. Горизонтальные перемещения для сваи длиной 7.5 м

Рисунок 7. Горизонтальные перемещения для сваи длиной 18 м

Рисунок 8. Горизонтальные перемещения для сваи длиной 21 м

поскольку из результатов исследования видно, что для дальней сваи горизонтальные перемещения выше границы призмы обрушения превышают перемещения ниже этой границы более чем в 20 раз, а это приводит к росту изгибающих моментов, которых в свае изначально не было.

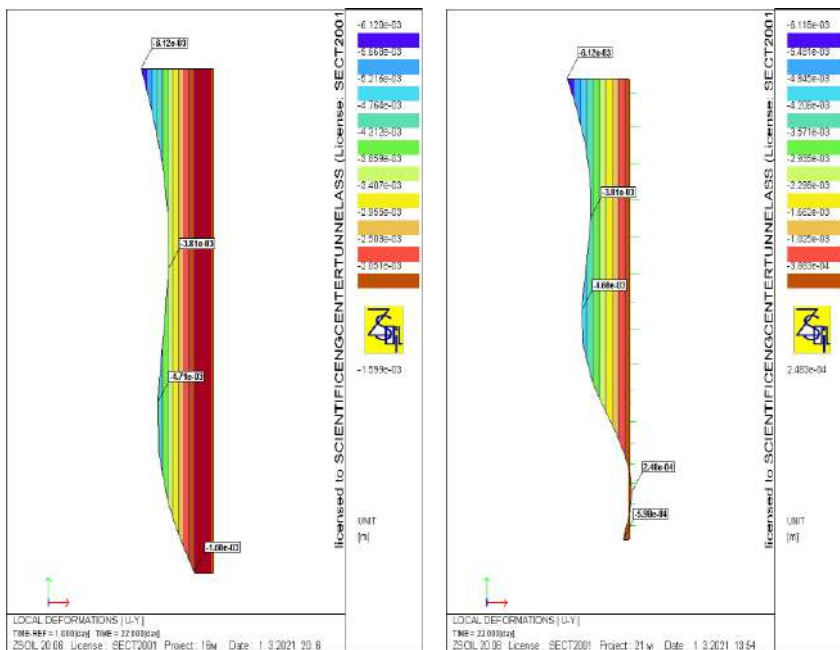


Рисунок 10. Горизонтальные перемещения для ближней сваи длиной 21 м кроме конца 21 метровой сваи, который оказывается защемлен ниже границы призмы обрушения.

Далее на рис. 9, 10 представлены аналогичные результаты для сваи, находящейся на расстоянии 1 м от боковой грани тоннеля. В данном случае, так как большая часть сваи находится в пределах возможной границы призмы обрушения, то большая ее часть перемещается на расстояние от 2-х до 6-и мм, кроме конца 21 метровой сваи, который оказывается защем-

Кроме того, результаты исследования показали, что свая, полностью находившаяся в пределах возможной границы призмы обрушения, показала наибольшее значение вертикальной осадки головы сваи (до 8.6 мм). В то время как голова сваи, которая выходит за границы призмы обрушения на 10 м, переместилась на 4.6 мм, а голова сваи, которая выходила на 13 м за границу, переместилась на 3.2 мм.

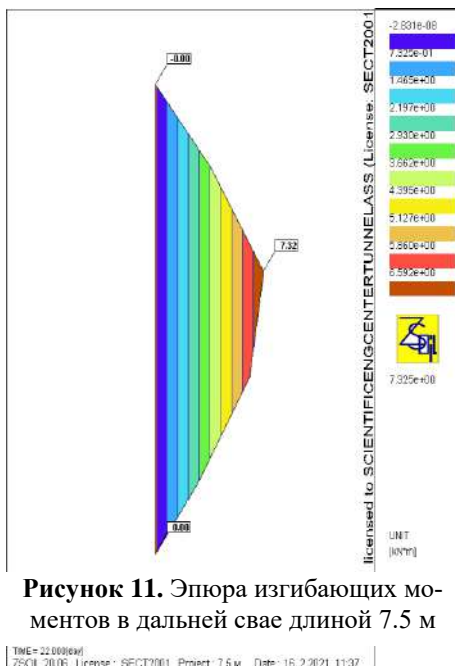


Рисунок 11. Эпюра изгибающих моментов в дальней свае длиной 7.5 м

Такие различия объясняются тем, что на участке сваи, находящемся в пределах призмы обрушения возникает «отрицательное трение» - явление, при котором грунт интенсивно перемещается вниз относительно ствола сваи и как бы тянет сваю за собой.

Перемещения в области возможной призмы обрушения в ещё большей степени проявились в результатах расчетов для ближней сваи. Так, вертикальные перемещения для сваи, полностью находящейся в пределах призмы обрушения составили 37 мм, а сваи, выходящей за пределы призмы обрушения на 4 м, составили менее 1 мм.

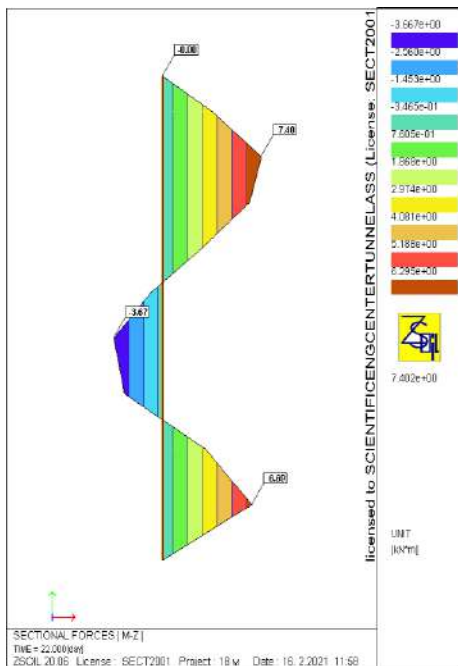


Рисунок 12. Эпюра изгибающих моментов в дальней свае длиной 18 м

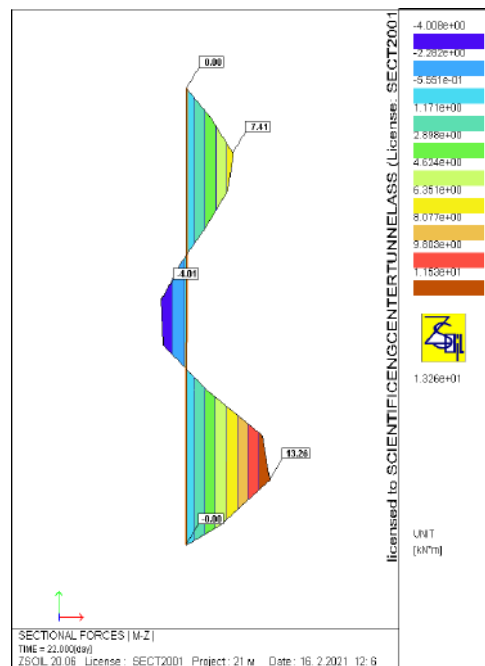


Рисунок 13. Эпюра изгибающих моментов в дальней свае длиной 21 м

На рис. 11, 12, 13 представлены эпюры изгибающих моментов в сваях. Насколько видно, из-за эффекта защемления той части сваи, которая выходит за пределы возможной границы призмы обрушения, происходят перегибы сваи и появляются дополнительные моменты, которые увеличиваются по мере увеличения длины свай. Аналогичные результаты получены и при расчете ближней сваи.

В дополнение к проведенным исследованиям нами было рассмотрено влияние прохода тоннеля на поведение сваи при наличии ростверка с приложенной к нему нагрузкой от вышестоящего сооружения. Результаты исследования показали, что на перемещения сваи и на возникающие в ней внутренние усилия наличие ростверка при работе одиночной сваи влияния не оказывает. Такие результаты, представленные на рис. 14, 15, объясняются тем, что влияние от проходки тоннеля проявляется в форме кривой мульды оседания и перемещением грунта в зоне призмы разрушения, которая и в том, и в другом случае одинаковая. В последующих исследованиях нужно исследовать поведение группы свай, объединенных в работу ростверком, имеющем большую площадь.

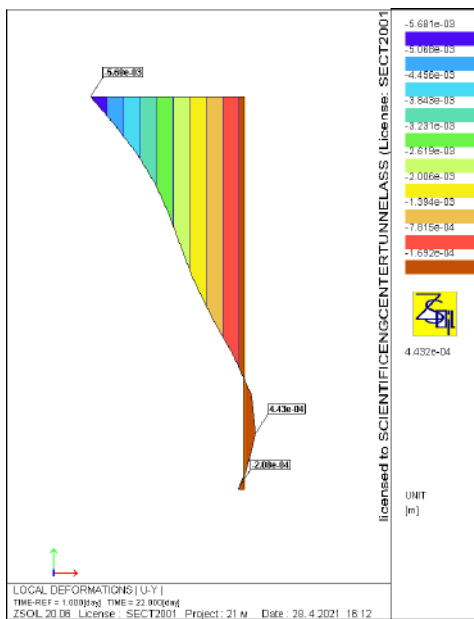


Рисунок 14. Горизонтальные перемещения для сваи с ростверком длиной 21 м

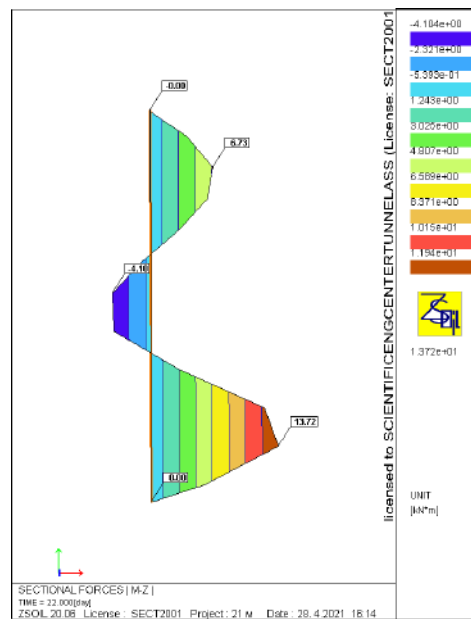


Рисунок 15. Эпюры изгибающих моментов в дальней свае с ростверком длиной 21 м

ВЫВОДЫ

Анализ выполненного исследования позволяет сделать следующие выводы:

1. Значения перемещений и внутренних усилий в свае увеличиваются по мере удаления щита от сваи и стабилизируются на расстоянии равном 3-5 D тоннеля.
2. На величину горизонтальных перемещений и изгибающих моментов в свае влияет смещение точек грунтового массива в сторону тоннеля.
3. На осадки свай значительное влияние оказывает отрицательное трение, поэтому так важно учитывать длину участка сваи, находящегося в пределах возможной границы призмы обрушения.
4. Еще одним важным фактором, оказывающим влияние на перемещения и внутренние усилия в свае, является ее расстояние от боковой грани обделки тоннеля.
5. В исследованиях показано существенное влияние проходки щита на поведение одиночной сваи. Однако, свая всегда взаимодействует с ростверком, что еще более усложняет её работу, а это уже является предметом дальнейших исследований.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85 (с Опечаткой, с Изменениями N 1, 2, 3): принят - Минрегион России / М.: Минрегион России, 2011.

2. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. – М.: Минстрой России, 2016.
3. СП 120.13330.2012 Метрополитены. Актуализированная редакция СНиП 32-02-2003 (с Изменениями N 1-4) – М.: Минстрой России, 2016.
4. СП 122.13330- -2012. Тоннели железнодорожные и автодорожные. (с Изменением N 1) Актуализированная редакция СНиП 32-04-97 - М.: Минрегион России, 2012.
5. М. Г. Зерцалов, В. Е. Меркин, Е. Н. Петрова. Подземные сооружения транспортно-го назначения. Инфра-Инженерия, 2020.
6. СМП «Руководство по строительству подземных сооружений транспортного назначения в условиях карстово-суффозионной и оползневой опасности в городе Москве». Стройкомплекс города Москвы, М. 2021.
7. *А.Г. Протосеня, Н.А. Беляков, До Нгок Тхай.* Разработка метода пригрузки забоя и осадок земной поверхности при строительстве тоннелей механизированными проходческими комплексами. Санкт-Петербург, 2015.
8. *И.А. Гуськов, Е.А. Пестрякова, С.С. Харитонов, Е.Ю. Титов.* Методы оценки осадок при проходке тоннелей с использованием тоннелепроходческих механизированных комплексов. Транспортные сооружения, №3, 2019.
9. *Л.А. Строкова.* Моделирование оседания поверхности при проходке туннеля щитовым способом. Известия Томского политехнического университета, 2008.
10. *vNagen Loganathan.* An innovative method for assessing tunnelling-induced risks to adjacent structures. Parsons Brinckerhoff Inc., 2011.