

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего
образования

«Петербургский государственный университет путей сообщения
Императора Александра I»

На правах рукописи

Травин Сергей Михайлович

**Сейсмостойкость эксплуатируемых строительных конструкций
отдельно стоящих хранилищ отработавшего ядерного топлива**

Специальность: 05.23.01 Строительные конструкции, здания и сооружения

Диссертация на соискание учёной степени

кандидата технических наук

Научный руководитель:
Доктор технических наук,
профессор Белаш Т.А.

Санкт-Петербург - 2021

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение.....	5
Глава 1. Состояние исследуемого вопроса.....	14
1.1. Общие положения.....	14
1.2. Конструктивные решения сооружений для хранения отработавшего ядерного топлива.....	18
1.2.1. Приреакторные бассейны выдержки.....	18
1.2.2. Отдельно стоящие хранилища отработавшего ядерного топлива...	22
1.3. Факторы, влияющие на интенсивность колебаний строительных конструкций «мокрых» хранилищ ОЯТ при сейсмическом воздействии	32
1.3.1. Методы учета грунтового основания при расчете на землетрясение.....	35
1.4. Повреждения строительных конструкций и их влияние на сейсмостойкость применительно к «мокрым» хранилищам отработавшего ядерного топлива.....	39
1.5. Анализ и оценка риска аварий.....	44
1.6 Современные требования к обеспечению прочности строительных конструкций хранилищ отработанного ядерного топлива.....	49
1.7. Выводы по главе 1.....	50
Глава 2. Исследование колебаний строительных конструкций эксплуатируемых хранилищ отработавшего ядерного топлива в зависимости от различных факторов.....	52
2.1. Предварительные замечания.....	52
2.2. Выявление наиболее уязвимых конструкций «мокрых» отдельно стоящих ХОЯТ при землетрясении методом построения «дерева отказов».....	52
2.3. Анализ частот и форм собственных колебаний строительных конструкций эксплуатируемых хранилищ отработавшего ядерного топлива.....	58
2.4. Разработка методики исследования.....	64

2.5. Влияние жесткости грунтового основания на интенсивность колебаний хранилища ОЯТ ВВЭР-1000.....	72
2.6. Влияние массы и смещения центра масс ХОЯТ ВВЭР-1000 на интенсивность колебаний его строительных конструкций.....	77
2.7. Изучение влияния спектрального состава исходного сейсмического воздействия на интенсивность колебаний строительных конструкций ХОЯТ ВВЭР-1000.....	82
2.8. Выводы по главе 2.....	85
Глава 3. Сейсмостойкость эксплуатируемых отдельно стоящих хранилищ отработавшего топлива с учетом фактического состояния строительных конструкций.....	87
3.1. Предварительные замечания.....	87
3.2. Порядок проведения исследования.....	88
3.3. Определение зон образования трещин.....	89
3.4. Анализ НДС и оценка прочности каркасной части «мокрого» ХОЯТ реакторов ВВЭР-1000 при статических нагрузках.....	93
3.5. Влияние повреждений на напряженное состояние монолитных железобетонных конструкций «мокрого» хранилища отработавшего ядерного топлива.....	98
3.6. Оценка сейсмостойкости «мокрого» ХОЯТ реакторов ВВЭР-1000 с учетом фактического состояния строительных конструкций при землетрясении интенсивностью 8 баллов по шкале MSK-64.....	99
3.6.1. Анализ частот и форм собственных колебаний основной системы	100
3.6.2. Анализ ПСО и перемещений при землетрясении интенсивностью 8 баллов по шкале MSK-64.....	102
3.6.3. Расчет подкосов усиления на землетрясение интенсивностью 8 баллов по шкале MSK-64.....	109
3.6.4. Аналитическая оценка устойчивости каркасной части сооружения к землетрясению интенсивностью 8 баллов по шкале MSK-64.....	112
3.7. Альтернативные варианты усиления железобетонных монолитных конструкций «мокрого» ХОЯТ реакторов ВВЭР-1000.....	115

3.7.1. Анализ определяющих частот и форм колебаний моделей, учитывающих усиление.....	116
3.7.2. Анализ поэтажных спектров ответа и взаимных перемещений строительных конструкций.....	117
3.7.3. Устройство для ограничения горизонтальных перемещений не раскрепленной из плоскости стены «мокрого» ХОЯТ реакторов ВВЭР-1000.....	120
3.8. Выводы по главе 3.....	122
Глава 4. Обеспечение прочности хранилищ отработавшего ядерного топлива при сейсмическом воздействии.....	125
4.1. Выбор конструктивного исполнения покрытия и наружных стен хранилища отработавшего ядерного топлива при сейсмическом воздействии.....	125
4.1.1. Анализ предварительных результатов исследования.....	128
4.1.2. Выбор рациональной конструкции большепролетной плиты покрытия при реконструкции «мокрых» ХОЯТ.....	133
4.2. Сейсмостойкость ХОЯТ с учетом усиления грунтов основания.....	138
4.3. Выводы по главе 4.....	139
Заключение. Основные результаты работы.....	141
Список работ, опубликованных автором по теме диссертации.....	143
Библиографический список.....	145

Введение

В настоящее время развитые индустриальные государства широко используют промышленную атомную энергетику. На нашей планете эксплуатируется более четырехсот энергетических реакторов, а более пятидесяти находится в процессе возведения. В ближайшие годы запланировано строительство более ста реакторов, а сооружение более трехсот реакторов предусматривается в долгосрочной перспективе [90]. Все это придает особую важность и актуальность вопросам, связанным с проектированием, строительством и эксплуатацией не только атомных электростанций (далее АЭС), но и других объектов ядерного топливного цикла (далее ЯТЦ), относящихся к добыче урановой руды, производству ядерного топлива (далее ЯТ), хранению отработавшего ядерного топлива (далее ОЯТ), радиоактивных отходов (далее РАО) и т.д. Такого рода объекты являются особо опасными и технически сложными [52], [50]. Основной целью обеспечения их безопасности является защита работников (персонала), населения и окружающей среды от радиационного воздействия [37].

В число объектов ядерного топливного цикла, представляющих высокую потенциальную опасность, входят централизованные и промежуточные хранилища отработавшего ядерного топлива (далее ХОЯТ). Аварии на них могут привести к попаданию большого количества радиоактивных веществ в окружающую среду [53], [78], [67]. Более того, централизованные и промежуточные хранилища рассчитаны на наибольший объем отработавшего топлива, а значит и аварии на них могут иметь наиболее масштабные последствия. В настоящее время в России функционирует несколько таких хранилищ [21]. Большинство эксплуатируемых в настоящее время сооружений были построены до вступления в силу современных требований по обеспечению

безопасности, которые являются более строгими, чем действовавшие на момент их проектирования и строительства.

В соответствие с современными нормами проектирования [62], разработанными с учетом требований международного агентства по атомной энергии (далее МАГАТЭ), строительные конструкции ядерно и радиационно опасных объектов должны быть устойчивы к экстремальным внешним воздействиям природного и техногенного происхождения, в том числе к падению самолета, воздействию воздушной ударной волны (далее ВУВ) и землетрясению. При этом риск возникновения упомянутых выше техногенных воздействий можно свести к минимуму с помощью запрета полетов вблизи площадки размещения ХОЯТ, отнесением на безопасное расстояние взрывоопасных объектов и т.п., в то время как сейсмическое воздействие носит непредсказуемый, случайный характер.

Ситуация может стать еще более непредсказуемой, если строительные конструкции на момент прохождения землетрясения будут иметь повреждения, что вполне вероятно, учитывая особенности эксплуатации (высокая интенсивность сложных технологических процессов, агрессивная среда, суровые климатические условия и т.п.) и солидный возраст сооружений. Кроме того, нельзя исключить, что повреждения могут появляться на стадии возведения и монтажа. В связи с изложенным выше, рассматриваемые в диссертации вопросы, являются актуальными и имеют большое прикладное значение.

Актуальность темы исследования.

В настоящее время существует проблема продления ресурса действующих отдельно стоящих хранилищ ХОЯТ, в процессе решения которой очень часто возникает задача обоснования их безопасности при более интенсивных землетрясениях, чем принимались при проектировании.

В связи с этим возникает необходимость, во-первых - оценить запас сейсмостойкости, заложенный в конструкции на этапе проектирования. Во-вторых - обеспечить прочность строительных конструкций при более сильных землетрясениях (в том числе с учетом их фактического состояния). В-третьих –

предложить варианты конструктивных решений для реконструкции ХОЯТ, обеспечивающие выполнение современных норм в части учета сейсмических воздействий.

Работа посвящена решению обозначенных проблем, что и определяет ее актуальность.

Степень разработанности темы исследования. Проблемы безопасности радиационно-опасных объектов, в частности вопросы обеспечения прочности их строительных конструкций и работоспособности технологического оборудования при землетрясениях и других экстремальных внешних воздействиях, рассмотрены в работах ряда авторов: С. Б. Архипов, В.С. Беляев, А.Н. Бирбраер, С. Е. Бугаенко, С.Л. Буторин, А.С. Дмитриев, И.В. Калиберда, М.В. Караковский, А. П. Кириллов, А.В. Петренко, А.И. Попов, А.Ю. Роледер, А. Е. Саргсян, Б.В. Цейтлин, Г. С. Шульман, С. Г. Шульман, J. Bauer, K. Drittlер, P. Gruner, J. D. Riera, F. Scharpf, G. J. Schuëller, R. Schwarz, H. Shibata, J. D. Stevenson, P. Varpassuo, N. F. Zorn и др.

При этом авторы часто освещают общие вопросы безопасности атомных электростанций (АЭС), а рассматривая тему устойчивости строительных конструкций землетрясениям и другим экстремальным внешним воздействиям, основное внимание уделяют вновь проектируемым зданиям и сооружениям, главным образом зданиям и сооружениям ядерного острова, в частности реакторному блоку.

Ряд авторов, работы которых связаны с тематикой хранения ОЯТ, рассматривают безопасность хранилищ в основном с технологической точки зрения, не касаясь вопросов несущей способности строительных конструкций при сейсмическом воздействии. К этим авторам относятся: И.А. Андрюшин, А.Н. Балицкая, В.И. Калинин, В.Г. Крицкий, Т.Ф. Макаrchук, М.В. Радченко, Н.В. Размашкин, А.Л. Серова, В.Т. Сорокин, Н.С. Тихонов, А.И. Токаренко, Ю.А. Юдин и другие.

Таким образом, до сих пор в научных изданиях теме устойчивости эксплуатируемых отдельно стоящих ХОЯТ к землетрясениям не было уделено достаточно внимания.

Целью исследования является оценка сейсмостойкости эксплуатируемых, отдельно стоящих хранилищ отработавшего топлива, учитывая их конструктивные и эксплуатационные особенности с разработкой практических рекомендаций по продлению безопасного функционирования этих объектов.

В задачи исследования входило:

1. Выполнить анализ работ в области сейсмостойкости строительных конструкций объектов использования атомной энергии, как в России, так и за рубежом, включая оценку конструктивных решений сооружений для хранения отработавшего ядерного топлива. На основе анализа выбрать тип хранилищ, представляющий наибольшую потенциальную опасность для людей и окружающей среды в случае сейсмического воздействия.

2. Разработать научно обоснованную методологию системного и многофакторного обоснования сейсмостойкости длительно эксплуатируемых «мокрых» ХОЯТ с учетом наиболее вероятного сценария отказа строительных конструкций при сейсмических воздействиях.

3. С учетом разработанной методологии провести расчетно-теоретический анализ безопасности функционирования эксплуатируемых строительных конструкций отдельно стоящих «мокрых» хранилищ отработавшего ядерного топлива при сейсмических воздействиях.

4. Рассмотреть варианты сейсмоусиления поврежденных строительных конструкций эксплуатируемых хранилищ отработавшего ядерного топлива и выполнить расчетные оценки предлагаемых решений.

5. Предложить конструктивные мероприятия, позволяющие повысить сейсмостойкость эксплуатируемых хранилищ отработавшего ядерного топлива наиболее опасного типа.

Научная новизна исследования заключается в достижении следующих конкретных результатов:

1. Разработана научная методология системного и многофакторного обоснования сейсмостойкости длительно эксплуатируемых «мокрых» отдельно стоящих ХОЯТ, основанная на построении наиболее вероятного сценария отказа строительных конструкций при сейсмических воздействиях;
2. Дана расчетно-теоретическая оценка безопасности функционирования эксплуатируемых «мокрых» отдельно стоящих ХОЯТ при сейсмических воздействиях различного вида;
3. Установлены особенности влияния свойств грунтового основания, частотного состава сейсмического воздействия, расположения и количества находящегося на хранении отработавшего топлива, а также конструктивных решений эксплуатируемых строительных конструкций «мокрых» хранилищ на их сейсмостойкость;
4. Показана необходимость учета возможных повреждений различного рода в строительных конструкциях эксплуатируемых «мокрых» хранилищ для объективной оценки их напряженно-деформированного состояния;
5. Предложены и исследованы различные технические решения по повышению сейсмостойкости строительных конструкций эксплуатируемых «мокрых» хранилищ ОЯТ, обеспечивающие их прочность и устойчивость во время сейсмических воздействий;
6. Предложено конструктивное решение стен и покрытий большого пролета для «мокрых» хранилищ отработавшего ядерного топлива, повышающее сейсмостойкость сооружений данного типа;
7. Изучено влияние укрепления грунтов основания на сейсмостойкость строительных конструкций «мокрых» ХОЯТ.

Теоретическая значимость заключается в объективной оценке состояния эксплуатируемых строительных конструкций «мокрых» хранилищ отработавшего ядерного топлива во время землетрясений с учетом наиболее вероятного сценария отказа строительных конструкций на основе

математического моделирования процессов, происходящих внутри и снаружи рассматриваемого объекта.

Практическая значимость диссертационного исследования заключается в том, что полученные результаты позволяют обоснованно предусматривать комплекс мероприятий по повышению сейсмостойкости эксплуатируемых «мокрых» отдельно стоящих хранилищ отработавшего ядерного топлива и продлить срок их эксплуатации, а также указывают на слабые места в строительных конструкциях, что позволяет эксплуатирующим организациям осуществлять более качественный мониторинг за состоянием сооружений.

Методология и методы исследования. Решение поставленных задач достигалось путем численного моделирования с использованием метода конечных элементов с последующим анализом колебаний и напряженно-деформированного состояния строительных конструкций выбранного типа ХОЯТ на основе детальных пространственных моделей при сейсмических воздействиях.

Область исследования соответствует паспорту научной специальности ВАК: 05.23.01 - Строительные конструкции, здания и сооружения, направление соответствует п. 2 паспорта специальности: «Обоснование, разработка и оптимизация объемно-планировочных и конструктивных решений зданий и сооружений с учетом протекающих в них процессов, природно-климатических условий, экономической и конструкционной безопасности на основе математического моделирования с использованием автоматизированных средств исследований и проектирования».

Достоверность и обоснованность результатов исследований обеспечивается использованием нормативных данных, применением обоснованных методов и методик, разработанных отечественными и зарубежными учеными, занимающимися вопросами обеспечения безопасности объектов использования атомной энергии и сейсмостойкости зданий и сооружений, сопоставлением результатов с данными, полученными другими

авторами, а также применением надежных и апробированных вычислительных программ, и методов моделирования.

Положения, выносимые на защиту

1. Методология системного и многофакторного обоснования сейсмостойкости длительно эксплуатируемых конструкций «мокрых» отдельно стоящих ХОЯТ, с учетом наиболее вероятного сценария отказа строительных конструкций при сейсмических воздействиях.
2. Результаты расчетно-теоретического анализа сейсмостойкости, выполненного на основании предложенной методологии.
3. Обоснование необходимости учета трещин и повреждений в эксплуатируемых конструкциях «мокрых» отдельно стоящих ХОЯТ при оценке их сейсмостойкости.
4. Рекомендации по выбору технических решений, направленных на повышение сейсмостойкости эксплуатируемых строительных конструкций «мокрых» хранилищ отработавшего ядерного топлива.

Апробация результатов

Результаты исследований докладывались на конференциях

- Международной научно-практической конференции «инженерные системы - 2010», Москва, Российский университет дружбы народов, 6-9 апреля 2010 г.;
- Всеукраинской научно-технической конференции «Научно-технические проблемы современного железобетона». г. Ровно, 28 мая по 31 мая 2013г.;
- XIX научно-методической конференции «Дефекты зданий и сооружений. Усиление строительных конструкций». Санкт-Петербург, ВИТУ, 19 марта 2015 г.;
- Научно-методической конференции, посвященной 150-летию кафедры «Здания», ФГБОУ ВПО ПГУПС, Санкт-Петербург, 25-26 мая 2015 г.;

- XI Российской национальной конференции по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию (с международным участием). Сочи, 24–28 августа 2015 г.;
- Научно - практической конференции по сейсмостойкому строительству (с международным участием) памяти В.И. Смирнова. Москва, НИИЖБ им. А.А. Гвоздева, 1-2 декабря 2016 г.;
- Научно-методической конференции, посвященной 155-летию кафедры «Здания», ФГБОУ ВПО ПГУПС, Санкт-Петербург, 17 апреля 2019 г.;
- Научном семинаре, посвященном 110-летию со дня рождения профессора О.А. Савинова, 3-6 февраля 2020 года, г. Санкт-Петербург.
- Международной научно – технической конференции "Строительство, архитектура и техносферная безопасность" ISSATS 2020, 6-12 сентября 2020 года, г. Сочи.

Реализация результатов работы. Результаты диссертационного исследования используются в учебном процессе ФГБОУ ВПО ПГУПС при подготовке специалистов и магистров по направлению «Строительство». Кроме того, прилагается справка о внедрении (№ 200-СПБФ-230-7 от 24.09.2019) результата настоящих диссертационных исследований в АО «ФЦНИВТ «СНПО «Элерон» - «ВНИПИЭТ».

Публикации: Материалы диссертации опубликованы в 14 печатных работах, в том числе 7 по списку ВАК и 1 Scopus.

Структура и объем диссертационной работы

Диссертация включает в себя введение, четыре главы, основные результаты и выводы, список литературы из 91 источника. Объем диссертационного исследования составляет 153 страницы машинописного текста, в данный объем входят 127 страницы основного текста, содержащих 98 рисунков и 25 таблиц.

В первой главе на основании литературных источников, так или иначе затрагивающих изучаемую проблему, изложено состояние изучаемого вопроса, выполнен обзор конструктивных решений ХОЯТ, выявлен тип хранилищ,

являющийся наиболее уязвимым к землетрясению. Рассмотрены факторы, влияющие на интенсивность колебаний строительных конструкций при землетрясении, оценено влияние повреждений на сейсмостойкость строительных конструкций, сделан обзор существующих подходов и требований к обеспечению прочности строительных конструкций ХОЯТ.

Во второй главе разработана научно обоснованная методология системного и многофакторного обоснования сейсмостойкости длительно эксплуатируемых «мокрых» ХОЯТ. Выполнен анализ основного набора возможных рисков, связанных с землетрясением на площадке размещения «мокрого» ХОЯТ, построено «дерево отказов». Выявлено, что при рассматриваемой конструктивной схеме, основными факторами, влияющими на сейсмостойкость строительных конструкций, являются: грунтовые условия, наличие ОЯТ и его распределение в хранилище, частотный состав сейсмического воздействия, объемно - планировочное и конструктивное решение нижней части сооружения, а также возможное наличие в ней повреждений.

В третьей главе особое внимание уделено важности учета повреждений в строительных конструкциях, что является одним из составляющих многофакторного анализа сейсмостойкости. Разработано устройство для повышения сейсмостойкости сооружения.

В четвертой главе рассмотрены варианты повышения сейсмостойкости «мокрых» отдельно стоящих ХОЯТ, а именно подобрано рациональное конструктивное исполнение монолитных железобетонных конструкций, заменяющих каркасную часть сооружения, выполнена оценка особенностей поведения строительных конструкций в случае усиления грунтов основания.

В заключении приведены общие выводы по результатам диссертационной работы.

Глава 1. Состояние исследуемого вопроса

1.1. Общие положения

Ученые спрогнозировали, что мировые запасы органических видов топлива могут иссякнуть уже в ближайшее столетие. При этом ядерная энергия может обеспечить цивилизацию энергоресурсами на долгое время вперед.

«Комплекс процессов, связанных с получением ядерной энергии составляет ядерный топливный цикл» [46]. Его предприятия включают большое количество разнообразных промышленных зданий и сооружений различного типа и назначения. Ниже, на рисунке 1.1 приведена принципиальная схема ядерного топливного цикла.

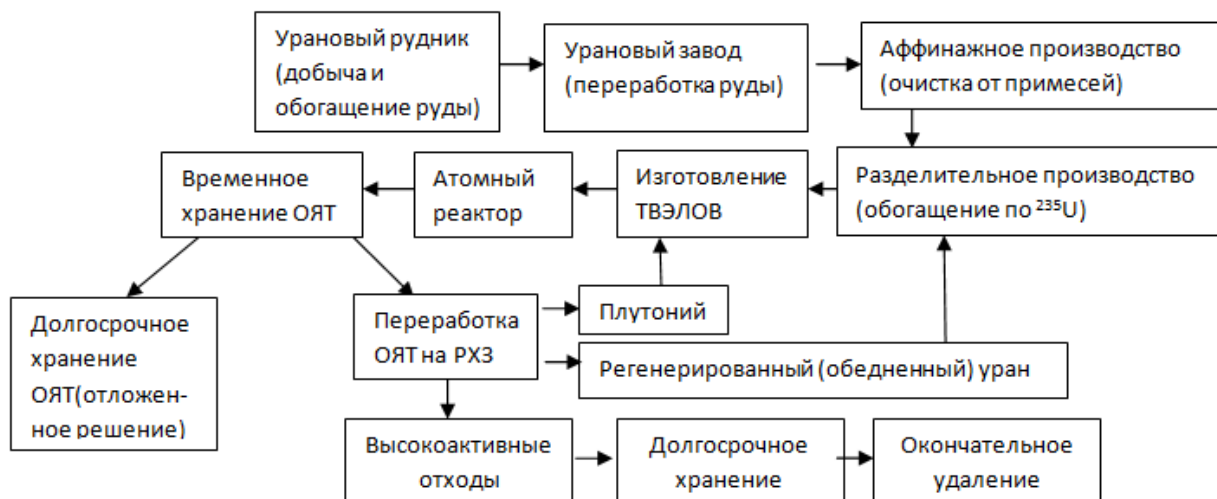


Рисунок 1.1 – Принципиальная схема ядерного топливного цикла

Начальную стадию ядерного топливного цикла (далее ЯТЦ) образуют горнодобывающие производства на урановых рудниках. Добытую руду, отправляют на заводы, где осуществляется ее гидрометаллургическая переработка, необходимая для отделения минералов от пустой породы и получения химических концентратов урана. Для окончательного удаления ненужных примесей, полученные концентраты отправляют на предприятия аффинажного производства.

Следующей стадией изготовления ядерного топлива является обогащение урана, которое осуществляется на предприятиях разделительного производства. Завершающий этап производства – изготовление тепловыделяющих элементов (далее ТВЭЛ) и их сборок (далее ТВС). Для этого обогащенному урану (являющемуся исходным сырьем) в виде металлов, оксидов, карбидов и т.п. придают требуемую форму, затем помещают в специальную металлическую трубку, в совокупности с исходным сырьем образующую ТВЭЛ. Тепловыделяющие элементы объединяют в сборки, которые пригодны для использования в реакторе.

В реакторе происходит «выгорание» ядер урана с накоплением продуктов деления. Когда выгорание достигает некоторого критического значения и ТВС перестает выделять нужное количество тепла, ее выгружают из реактора и помещают на временное хранение в бассейн выдержки (далее БВ) заменяя свежей. С этого момента начинается завершающая стадия топливного цикла.

После хранения в БВ, отработавшие ТВС могут быть отправлены на длительное хранение или переработку [2]. Политика, при которой производится регенерация и повторное использование отработавшего ядерного топлива, называется замкнутым ЯТЦ - подход, при котором его переработка не предусмотрена или не реализована открытым ЯТЦ. В России ЯТЦ замкнут для реакторов ВВЭР-440 и БН-600, в то время как основной объем ОЯТ приходится на реакторы РБМК-1000 и ВВЭР-1000, для которых топливный цикл на данный момент является открытым. Поэтому, пока не будут созданы технологии и промышленные мощности по переработке и регенерации ОЯТ названных выше реакторов, предполагается его длительное хранение.

Отработавшее ядерное топливо является одной из наиболее опасных угроз, существующих на Земле [78]. Его высокая радиоактивность при отсутствии защитных барьеров способна в течение нескольких минут убить человека, находящегося в непосредственной близости, а при попадании в окружающую среду долгое время оказывать разрушительное действие на здоровье людей и других живых существ вызывая тяжелые заболевания.

Таким образом, главным требованием к хранению отработавшего ядерного топлива является защита персонала, населения и окружающей среды от ионизирующего излучения и предотвращение попадания радиоактивных веществ в окружающую среду [37], [21], [45].

Одним из приоритетных направлений государственной политики является усиление опасных промышленных объектов от угроз техногенного и природного характера [36]. Хранилища отработавшего ядерного топлива относятся к объектам использования ядерной энергии [51], которые в соответствии с Градостроительным кодексом Российской Федерации [50] имеют статус особо опасных и технически сложных объектов и отнесены к повышенному уровню ответственности [52].

Безопасность хранилища ОЯТ считается обеспеченной, если радиационное воздействие в условиях нормальной эксплуатации и при проектных авариях не приводит к превышению допустимых доз облучения, установленных нормами [35], [38] и ограничено при запроектных авариях [37], что достигается в том числе за счет безотказной работы строительных конструкций при экстремальных внешних воздействиях природного и техногенного происхождения, требования по соблюдению которых разработаны с учетом рекомендаций МАГАТЭ и изложены в нормативном документе [62].

В соответствии с [62], для каждого вновь проектируемого объекта использования атомной энергией, потенциальная опасность которого при аварии на нем может привести к техногенной катастрофе глобального или регионального масштабов, необходимо обеспечивать: сейсмостойкость при ускорениях на отметке свободной поверхности грунта не менее $0,1g$, устойчивость к нагрузкам воздушной ударной волны с давлением во фронте не менее 10 кПа, стойкость к ударным нагрузкам от падения летательных аппаратов равной ударной нагрузке, не менее возникающей при падении легкого самолета (5 т) и т.п.

При этом отказ от мероприятий по исключению повреждений при упомянутых техногенных воздействиях можно обосновать с помощью

вероятностного анализа, запрета полетов вблизи площадки размещения ХОЯТ, отнесением на безопасное расстояние взрывоопасных объектов и т.п. В то же время землетрясение носит непредсказуемый, случайный характер, его невозможно ни предсказать, ни предотвратить.

Таким образом, для хранилищ отработавшего ядерного топлива особое значение имеет влияние сейсмических воздействий, которые могут привести к серьезным последствиям.

Согласно отраслевому документу [34], обеспечение сейсмостойкости объектов атомной энергетики достигается, в том числе, за счет компоновочных и конструктивных решений, таких как:

- придания зданиям и сооружениям простой симметричной формы в плане с расположением центра жесткости здания (сооружения) вблизи его центра масс;
- разделения антисейсмическими швами протяженных зданий и сооружений, а также частей зданий с перепадами высот более 5 метров;
- выполнения зданий и сооружений в пределах антисейсмического шва непрерывными по высоте и в плане.

На практике многие существующие и функционирующие хранилища отработавшего ядерного топлива были спроектированы и построены до появления документов [62], [34] и изначально не соответствовали современным требованиям по устойчивости к сейсмическим воздействиям.

Из вышеизложенного следует, что в системе ядерного топливного цикла одним из наиболее уязвимых мест с точки зрения эксплуатации оказываются сооружения для хранения отработавшего ядерного топлива. В нормативных документах не полностью отражены вопросы эксплуатации хранилищ ОЯТ в случае появления сейсмической активности. Поэтому именно этим объектам уделено основное внимание при выполнении исследований.

1.2. Конструктивные решения сооружений для хранения отработавшего ядерного топлива

Хранение отработавшего ядерного топлива производится в приреакторных бассейнах выдержки, отдельно стоящих промежуточных хранилищах, расположенных на территории АЭС и при радиохимических заводах, а также в контейнерных хранилищах [47].

1.2.1. Приреакторные бассейны выдержки

Первым хранилищем, в которое попадает отработавшее топливо после извлечения из любого типа реактора, является бассейн выдержки, представляющий собой заполненную водой железобетонную емкость, облицованную с внутренней стороны нержавеющей сталью [47], которая чаще всего размещается в непосредственной близости от реактора. Таким образом, сейсмостойкость бассейнов выдержки достигается за счет зданий реактора в целом, ниже рассмотрены существующие варианты их исполнения.

В современном представлении здание реактора – как правило жесткое, массивное сооружение, выполненное из монолитного железобетона. При этом концептуально можно выделить здания реактора с защитной оболочкой (контайнментом) и без нее. Защитная оболочка является последним физическим барьером на пути распространения радиоактивных материалов и ионизирующих излучений в окружающую среду при тяжелых авариях [75]. Варианты исполнения контайнмента были рассмотрены К.А. Рапиной в статье [49]:

- одинарный, выполненный из предварительно напряженного железобетона, толщиной до 2 метров, облицованный изнутри нержавеющей сталью;
- двойной, с внутренней оболочкой, выполненной аналогично одинарному контайнменту, при этом внешняя оболочка выполняется без предварительного напряжения и имеет толщину 0,5 - 0,8 м;

– двойной, с внешней железобетонной оболочкой толщиной 1,8-2,0 м и внутренней стальной оболочкой толщиной 30-40 мм.

Защитные оболочки рассчитываются на все виды экстремальных внешних воздействий и внутреннее давление в случае аварии реактора.

На рисунке 1.2 приведен поперечный разрез российских энергоблоков ВВЭР-1000 и ВВЭР-1200, оснащенных одинарным и двойным контайнментом соответственно.

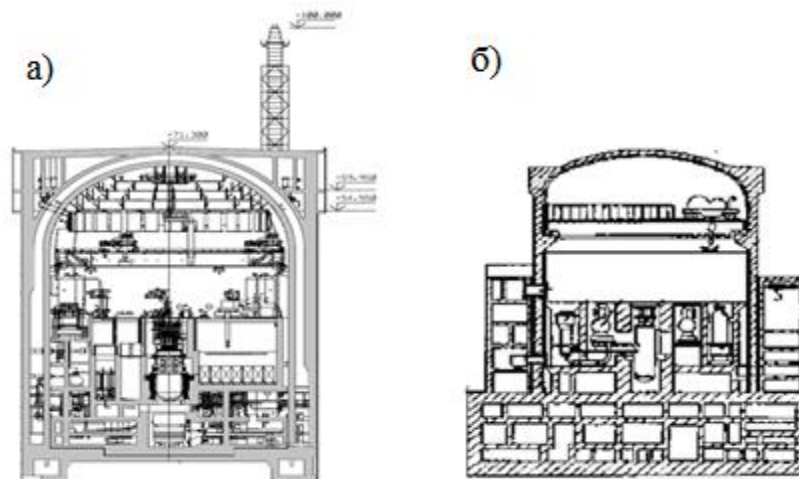


Рисунок 1.2 – Поперечные разрезы зданий реактора:

а – ВВЭР-1200; б – ВВЭР-1000

Примером эксплуатируемых в настоящее время энергоблоков без защитной оболочки являются отечественные ВВЭР-440 и РБМК-1000, которые представляют собой массивные прямоугольные в плане сооружения, сложного, комбинированного исполнения с несущим остовом в виде системы монолитных и сборных железобетонных колонн, стен, перекрытий, а также сборного покрытия по стальным фермам (рис. 1.3).

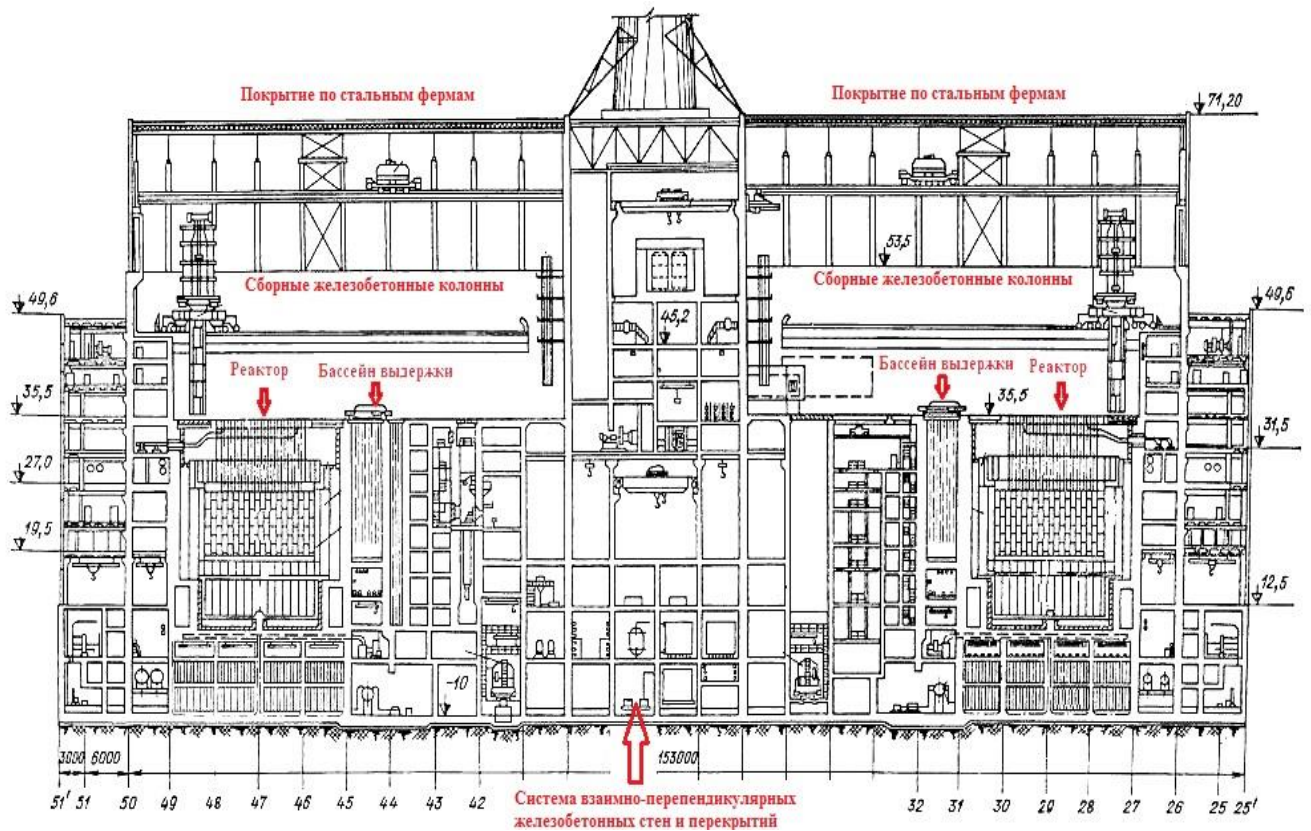


Рисунок 1.3 –Продольный разрез здания реактора РБМК-1000

Очевидно, что подобное конструктивное исполнение не способно защитить реактор от падающего самолета или обрушения строительных конструкций, вызванного воздушной ударной волной, а сейсмостойкость подобного здания, учитывая жесткость современных норм, требует тщательного обоснования.

К конструктивным особенностям подобных сооружений можно отнести наличие относительно гибкой (по сравнению с остальной частью сооружения) каркасной верхней части (рис. 1.4).

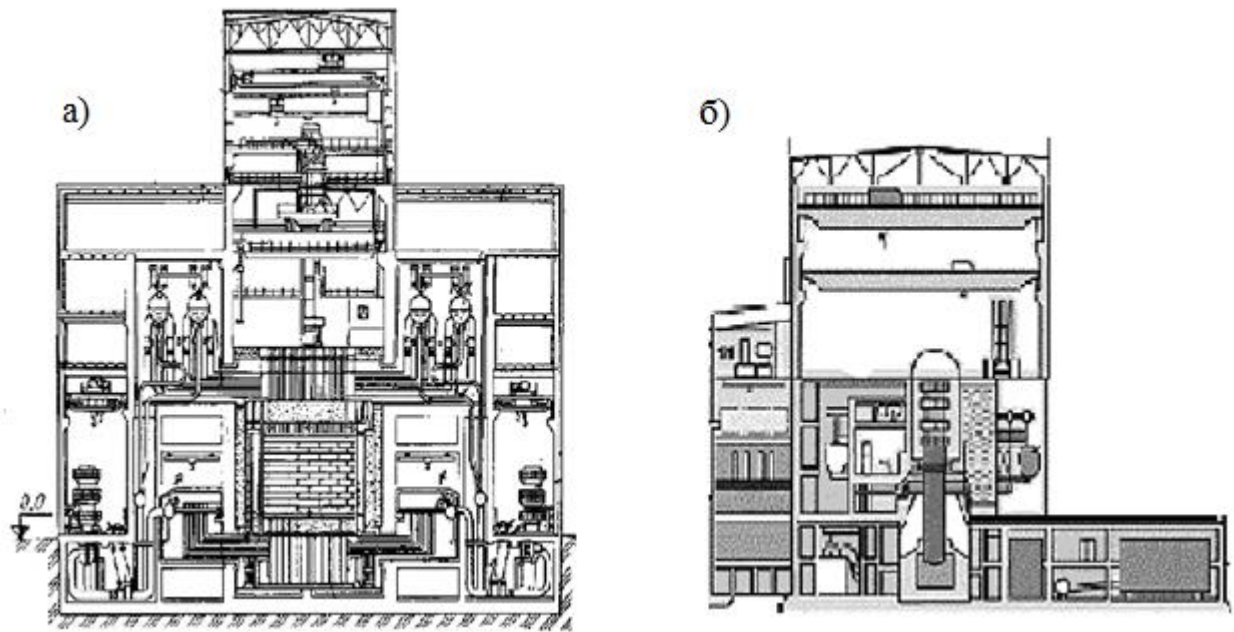


Рисунок 1.4 – Поперечные разрезы зданий реакторов:

а – РБМК-1000; б – ВВЭР-440

После чернобыльской трагедии, которая произошла на энергоблоке РБМК-1000, все современные реакторы проектируются с защитной оболочкой, как правило двойной. Подобные меры предосторожности помогут избежать серьезных, подобных чернобыльским последствий.

Таким образом, среди зданий реакторов, наиболее уязвимыми и опасными являются те, для которых не предусмотрена защитная оболочка. Что касается отработавшего ядерного топлива, то опасность, связанная с его хранением в здании реактора не столь велика, по сравнению с опасностью, связанной с самим реактором [72], а объем ОЯТ несопоставимо мал, по сравнению с отдельно стоящими хранилищами [21].

1.2.2. Отдельно стоящие хранилища отработавшего ядерного топлива

После выдержки в течение первых трех-пяти лет [47] в приреакторном бассейне, отработавшее ядерное топливо перевозят в отдельно стоящие хранилища, представляющие собой независимые специализированные сооружения, по своей вместительности существенно превышающие бассейны выдержки.

Конструктивное исполнение отдельно стоящих хранилищ отработавшего ядерного топлива связано с различными факторами, в том числе размещением (на территории АЭС или вне ее), назначением (промежуточное или долгосрочное хранение), годом постройки (отличие нормативной базы) и т.п. При этом одним из ключевых моментов является технология хранения, которая подразделяется на «сухую» и «мокрую».

«Сухая» технология хранения получила бурное развитие в течение последнего десятилетия XX века [2], то есть строительные конструкции сооружений для данной технологии хранения являются относительно современными, спроектированными с учетом требований МАГАТЭ (разработанных после чернобыльской трагедии), при этом в силу малого возраста их износ и деградация не должны быть существенны. Среди «сухих» хранилищ выделяют контейнерные, камерные, и комбинированные [21].

Характерный контейнер для хранения ОЯТ представляет собой герметичный металлический цилиндр, усиленный дополнительной сталью, бетоном или другим материалом, обеспечивающим защиту от ионизирующего излучения. Контейнеры, предусматривают все необходимые функции защиты, они проектируются с учетом возможности возникновения торнадо, пожаров, землетрясений и других экстремальных внешних воздействий.

Контейнерные хранилища могут быть размещены на открытых площадках, или в зданиях, служащих для защиты от негативного воздействия окружающей среды. (рис. 1.5).



Рисунок 1.5 – Контейнерное хранилище на открытой площадке [74] и в здании [21]

Конструктивное исполнение таких зданий не играет роли, по сути, это обыкновенные промышленные здания, к которым не предъявляются требования по устойчивости к внешним воздействиям природного и техногенного происхождения. Они проектируются по общестроительным нормам и могут представлять собой, например, стальной каркас в виде поперечных рам (состоящих из ригелей и колонн), установленных с регулярным шагом на столбчатые фундаменты или монолитную плиту. Ограждающие конструкции таких зданий может быть выполнено из сэндвич - панелей, покрытие – в виде монолитной железобетонной плиты по профилированному настилу, опирающемуся на прогоны.

Камерные хранилища чаще всего – это массивные железобетонные сооружения, наружные конструкции которых служат для защиты от воздействия радиации [72]. В качестве примера, ниже рассмотрено конструктивное исполнение российского хранилища.

Хранилище состоит из нескольких блоков, разделенных между собой антисейсмическими швами. Отработавшее ядерное топливо размещается в прямоугольных в плане отсеках размером $\approx 48 \times 30$ м, высотой ≈ 30 м (поперечный разрез и общий вид отсека хранения приведен на рис. 1.6). Фундамент сооружения представляет собой сложную конструкцию, состоящую из монолитной железобетонной плиты толщиной ≈ 3 м, устроенной на свайном основании и уплотненной песчаной подушки, по верх которой сооружена вторая

монолитная железобетонная плита. Такая конструкция служит для повышения сейсмостойкости свайного фундамента, в частности за счет снятия горизонтальных сейсмических нагрузок с оголовков свай. Данный метод описан в работах А.М. Уздина и В.А. Ильичева в [60], [19].

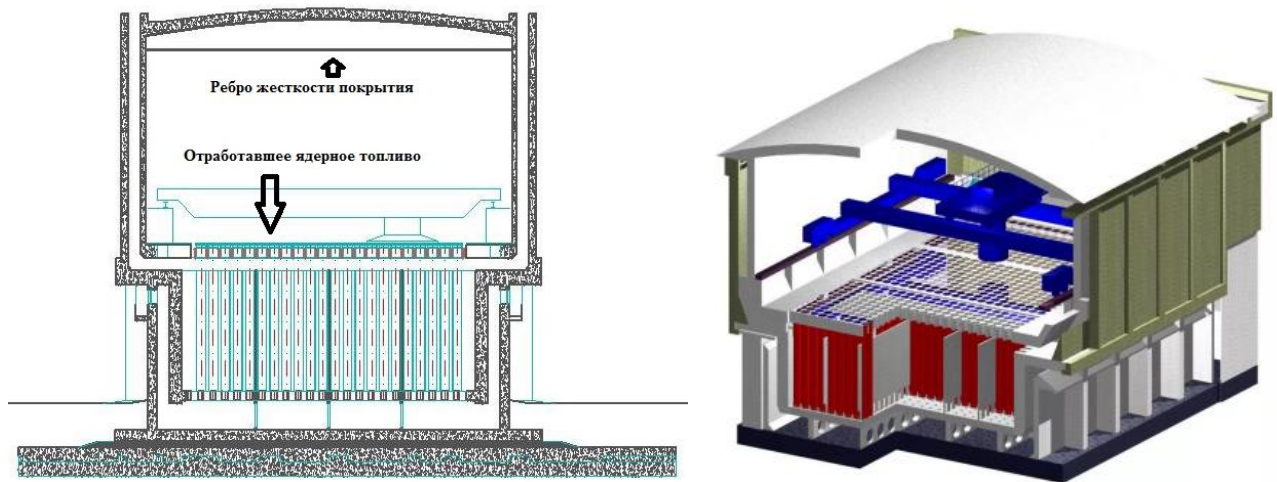


Рисунок 1.6 – Пример конструктивного решения хранилища

Отсек хранения ОЯТ представляет собой камеру, образованную жестко сопряженными между собой продольными и поперечными стенами. Камера с боковых сторон и снизу опоясана системой каналов для воздушного охлаждения. Толщина внутренних стен камеры ≈ 1 м, наружных, в то же время являющиеся внешними стенами вентиляционного канала также составляет ≈ 1 м. Зал над камерой предназначен для выполнения транспортных операций. Толщина стен зала равна $\approx 0,5$ м. Покрытие сводчатой формы также запроектировано толщиной $\approx 0,5$ м. В состав покрытия входят поперечные ребра жесткости.

При конструировании использована арматура А500 без предварительного напряжения и бетон класса В25. Особенностью здания является его высокая жесткость в продольном и поперечном направлениях в зоне хранения ОЯТ и относительно низкая жесткость конструкций расположенного выше зала в поперечном направлении.

Другой пример камерного хранилища – монолитные железобетонные модули «Macstor» на АЭС Gentilly в Канаде (рис. 1.7).

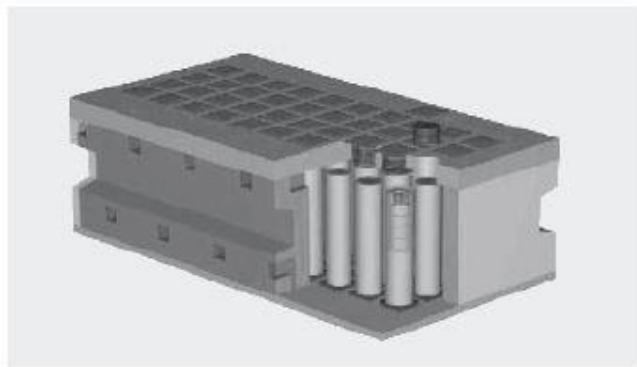


Рисунок 1.7 – Модуль «Macstor» на АЭС Gentilly, Канада [74]

Очевидное конструктивное преимущество подобного хранилища над рассмотренным выше – это отсутствие зала над зоной хранения, строительные конструкции которого имеют относительно низкую жесткость в поперечном направлении, что может вызвать определенные сложности при обеспечении устойчивости к экстремальным внешним воздействиям.

Другая разновидность «сухих» хранилищ – это комбинированные, в частности системы «Silo», представляющие собой гибрид между камерными и контейнерными. Принцип такого хранилища основан на помещении контейнеров с ОЯТ в специальные монолитные железобетонные ячейки (камеры), которые предусматривают все необходимые функции безопасности [2].

«Сухое» хранение ОЯТ считается более надежным и безопасным по сравнению с хранением в заполненных водой бассейнах [68]. К основным преимуществам «сухой» технологии относится меньшая вероятность загрязнения окружающей среды, которое может произойти только при механическом разрушении конструкций хранилища, незначительное количество вторичных отходов, а также более низкие капитальные и эксплуатационные затраты [21].

При проектировании первых АЭС предполагалось, что отработавшее ядерное топливо в скором времени после выгрузки из реактора будет подвергаться переработке. Размер приреакторных бассейнов выдержки назначался исходя из этого предположения [72]. Однако реальность оказалась

такова, что по настоящее время отсутствуют технологии переработки ОЯТ многих типов реакторов. Таким образом, возникла необходимость длительного хранения ОЯТ, а размеров приреакторных хранилищ оказалось недостаточно. Для этих целей стали создавать отдельные, независимые от реактора хранилища повышенного объема, с применением уже опробованной на бассейнах выдержки «мокрой» технологии.

Характерное отдельно стоящее «мокрое» хранилище отработавшего ядерного топлива представляет собой массивную железобетонную емкость, разбитую на отсеки системой продольных и поперечных перегородок. На ранних стадиях существовали открытые бассейны, но по мере накопления опыта эксплуатации и из-за необходимости контроля чистоты воды бассейны стали закрывать [2].

Функционирующие в настоящее время российские хранилища проектировались десятки лет назад, когда отсутствовали современные требования по учету экстремальных внешних воздействий. По этой причине бассейны с ОЯТ закрывались, как правило, относительно легким и гибким каркасом, состоящим из жестко заделанных в стены резервуара железобетонных колонн и шарнирно примыкающих к ним ферм покрытия. Этот каркас, как и в приведенном на рисунке 1.6 «сухом» камерном хранилище, образует зал для осуществления транспортных операций.

По состоянию на 1997 год в мире функционировало 28 «мокрых» ХОЯТ, 6 из которых в России [2] (новых «мокрых» хранилищ с того времени в нашей стране построено не было). Отечественные хранилища функционируют и по настоящий день. Это выполненные по типовому проекту три промежуточных хранилища ОЯТ РБМК-1000, введенное в эксплуатацию в 1969 году хранилище ОЯТ реакторов ВВЭР-440; БН-600, АМБ, промежуточное хранилище ОЯТ ВВЭР-1000 и введенное в эксплуатацию в 1985 г централизованное хранилище ОЯТ ВВЭР-1000 [21].

Конструктивное исполнение всех перечисленных выше хранилищ является схожим. Ниже, на рисунке 1.8 показано общий вид [21] и разрезы ХОЯТ РБМК-1000.

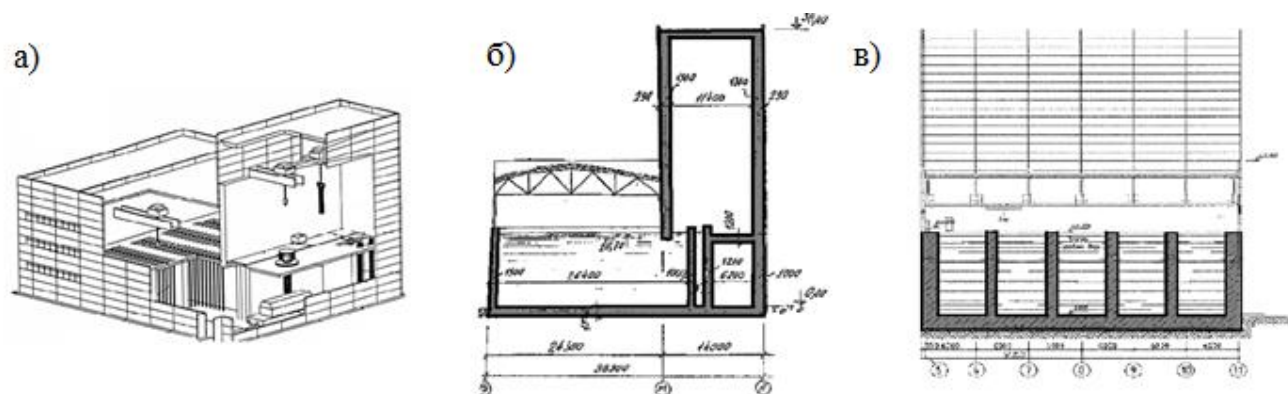


Рисунок 1.8 – ХОЯТ РБМК-1000

а – общий вид; б – промежуточный поперечный разрез; в – промежуточный продольный разрез

Хранилища ОЯТ РБМК-1000 представляют собой комбинированные сооружения размером в плане $\approx 40 \times 40$ м (отделение хранения), выполненные с использованием монолитного железобетона (бассейны выдержки), сборных железобетонных элементов (колонны, плиты) и стальных конструкций (фермы и другие элементы покрытия).

Фундаментом сооружений служит монолитная железобетонная плита толщиной $\approx 1,5$ м, выполненная на естественном основании. Толщина наружных стен и внутренних перегородок колеблется в пределах 1-1,5 м. При проектировании использован гидротехнический бетон В25 и арматура класса А-400. Стены и днище бассейнов облицованы нержавеющей сталью. Покрытие помещений бассейнов выдержки запроектировано из сборных железобетонных плит, опирающихся на типовые стальные фермы пролетом 24 м.

Особенностью хранилищ ОЯТ РБМК-1000 является опирание ферм покрытия. Одним концом они опираются на монолитную стену отсека перегрузки, который возвышается над бассейнами, а другим – на сборные железобетонные колонны, заделанные с шагом 6 м на наружную стену бассейна.

Хранилище ОЯТ реакторов ВВЭР-440; БН-600, АМБ и промежуточное хранилище ОЯТ ВВЭР-1000 имеют идентичное конструктивное исполнение (рис. 1.9).

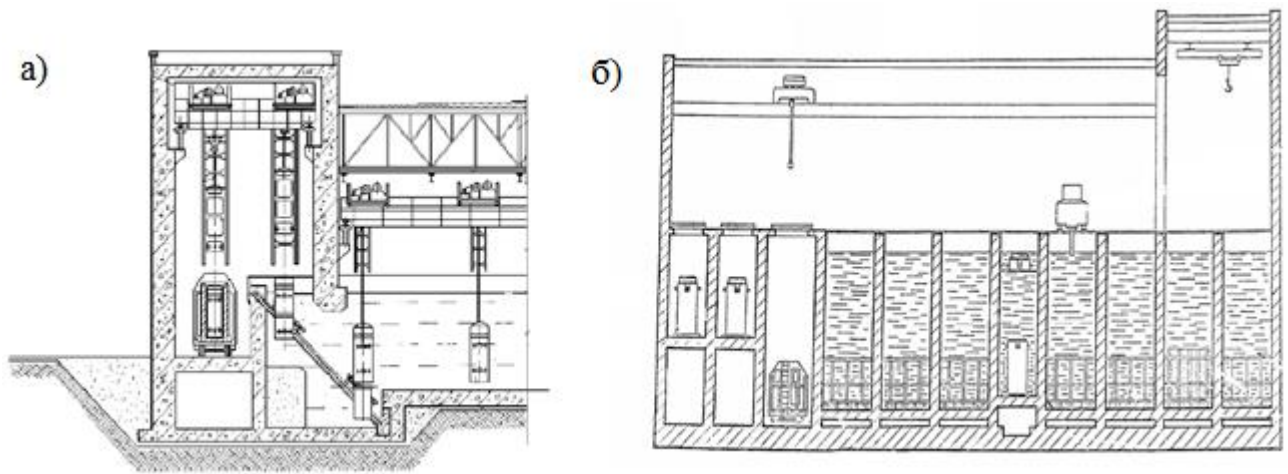


Рисунок 1.9 – Конструктивное исполнение ХОЯТ [21]

а – фрагмент разреза хранилища ОЯТ реакторов ВВЭР-440; БН-600, АМБ; б – разрез промежуточного хранилища ОЯТ ВВЭР-1000

Централизованное хранилище ОЯТ ВВЭР-1000 представляет собой протяженное в плане сооружение общими размерами $\approx 192.0 \times 30.0$ м, высотой 16,2 м, разделенное по длине деформационными швами на блоки протяженностью 48 м (рис. 1.10, 1.11).

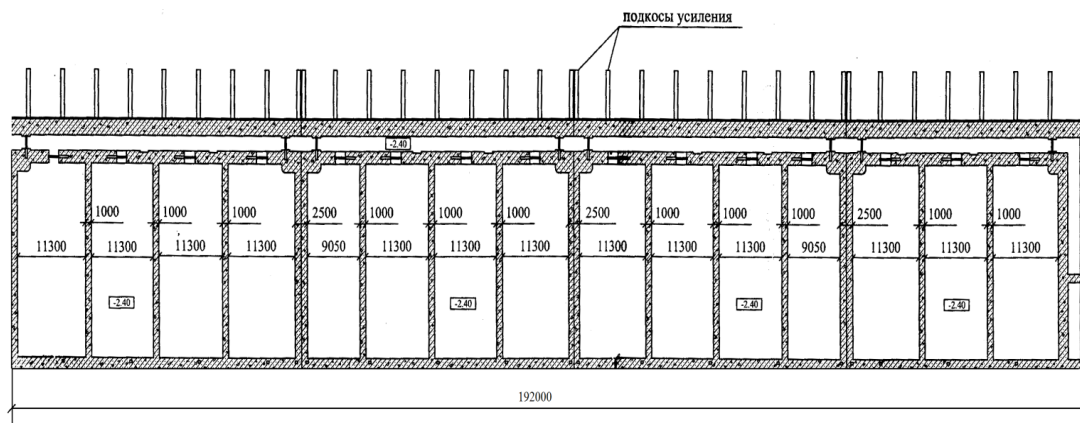


Рисунок 1.10 – План отделения хранения

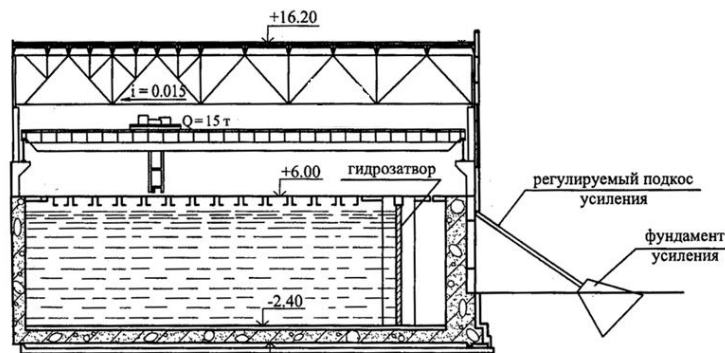


Рисунок 1.11 – Поперечный разрез отделения хранения

Как типичное отдельно стоящее «мокрое» хранилище, сооружение состоит из массивной нижней части (непосредственно бассейны хранения) и опирающегося на нее относительно гибкого верха.

Бассейны хранения выполнены из монолитного железобетона и разделены на отсеки и транспортный коридор, наружная стена которого не раскреплена поперечными стенами.

Толщины элементов строительных конструкций бассейнов хранения:

- днище и поперечные стены – 1000 мм;
- наружная стена транспортного коридора – 1500 мм;
- внутренняя стена транспортного коридора – 2000 мм;
- наружная стена отсеков хранения – 1100 мм.

Ограждающие конструкции – керамзитобетонные панели толщиной 400 мм, покрытие – сборные ребристые железобетонные плиты пролетом 12 м и 6 м, кровля плоская рулонная.

Выше бассейнов хранения сооружение однопролетное, каркасное. Основными несущими конструкциями являются рамы, состоящие из железобетонных колонн сечением 400х400 мм, высотой 6 м, на которые шарнирно опираются стальные фермы покрытия с параллельными поясами и треугольной системой решетки со шпренгелями. Элементы фермы выполнены из уголков. Использовалась сталь С255.

Колонны заделаны с одной стороны в наружную стену транспортного коридора, с другой – в наружную стену отсеков хранения, в месте примыкания

поперечных стен. Для изготовления колонн была использована горячекатаная арматура периодического профиля (А400) и тяжелый бетон В25. В поперечном сечении каждой колонны установлено 10 арматурных стержней диаметром 28 мм (рис.1.12).

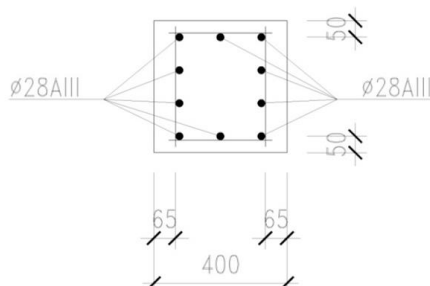


Рисунок 1.12 –Рабочая арматура в сечении колонны

В результате неравномерной осадки основания во время эксплуатации в рассмотренном сооружении произошли деформации наружной стены сооружения (не развязанной из плоскости). Для предотвращения дальнейшего развития этих деформаций, были выполнены мероприятия по ее усилению. С шагом 6 м установлены подкосы из двутавра 30К, опирающиеся на отдельные монолитные фундаменты на естественном основании.

Кроме того, проводились работы по повышению сейсмостойкости хранилища: двумя швеллерами № 40 усилены колонны каркасной части (усиление служит для восприятия только горизонтальных сейсмических воздействий в плоскости рам и не воспринимает вертикальные нагрузки).

Анализ строительных конструкций, формирующих сооружения для хранения отработавшего ядерного топлива, свидетельствует о большом их разнообразии.

Среди существующих решений наибольшую опасность представляют «мокрые» хранилища отработавшего ядерного топлива, являющиеся массивными железобетонными емкостями, огражденные от окружающей среды относительно легким каркасом. В этой связи безаварийное функционирование этих объектов имеет особое значение, как для безопасности населения, так и для окружающей среды. При этом одним из осложняющих факторов может явиться

возможность возникновения сейсмических воздействий различной интенсивности и частотного состава. Поэтому важным моментом для эксплуатации этих объектов является учет различных факторов, влияющих на интенсивность их колебаний во время землетрясений.

1.3. Факторы, влияющие на интенсивность колебаний строительных конструкций «мокрых» хранилищ ОЯТ при сейсмическом воздействии

На интенсивность колебаний строительных конструкций при сейсмическом воздействии влияет совокупность факторов, среди которых находится жесткость грунтового основания, масса сооружения и частотный состав исходного сейсмического воздействия. Кроме того, сейсмические нормы практически всех стран мира требуют, чтобы здания имели симметричный план с возможно более регулярным распределением жесткостей и масс [4]. То есть распределение жесткостей и масс также можно отнести к влияющим факторам.

Общеизвестно, что жесткость грунтового основания оказывает существенное влияние на колебания массивных сооружений и почти не влияет на колебания легких, например, каркасных зданий. Степень этого влияния зависит от соотношения жесткостей основания и сооружения [6].

Основные тоны колебаний жестких и массивных сооружений это чаще всего колебания на грунте, как малодеформируемых тел. В работе [41] А.В. Петренко установил, что грунтовые условия существенно изменяют основные частоты, а, следовательно, и сейсмический отклик реакторного отделения АЭС, как раз являющегося малодеформируемым массивным сооружением. Преобразование сейсмического отклика в данном случае приводит к изменению нагрузок на основание и трансформации поэтажных акселерограмм (ПА) и поэтажных спектров ответа (ПСО), которые характеризуют нагрузку на оборудование, расположенное внутри здания. При этом сейсмический отклик в меньшей степени влияет на несущую способность строительных конструкций.

Как было сказано выше, «мокрые» отдельно стоящие хранилища отработавшего ядерного топлива имеют комбинированное конструктивное исполнение. Внизу это массивные железобетонные емкости, а сверху – относительно легкий каркас, на который колебания передаются с нижней части хранилища. Таким образом, каркас выступает в роли подсистемы, на которую

сейсмическое воздействие передается «отфильтрованным» массивной частью сооружения, основными тонами которой вероятнее всего будут являются колебания на грунте. В этом случае жесткость грунтового основания должна оказывать существенное влияние на интенсивность колебаний и, следовательно, несущую способность строительных конструкций каркасной части сооружения при землетрясении.

Другим важнейшим фактором, влияющим на колебания сооружения при землетрясении, является его масса. Исследования Агхаеи Асл Моххамада [27] показали, что для сооружений, расположенных на сжимаемом грунтовом основании, увеличение их массы приводит к понижению основной собственной частоты колебаний системы «сооружение – сжимаемое основание». Это означает, что с изменением массы меняется и интенсивность колебаний строительных конструкций, а, следовательно, и усилия в них. Так как масса находящегося на хранении ОЯТ является очень существенной и может достигать до 30% от общей массы сооружения, то полностью заполненное и пустое хранилище должно иметь разный сейсмический отклик. Кроме того, существует тенденция к переходу на уплотненное хранение ОЯТ [21], что также приводит изменению массы хранилищ. Кроме того, во время эксплуатации хранилища может возникнуть ситуация, при которой будет заполнена лишь его часть, что вызовет неравномерное распределение масс и, соответственно, отклонение от рекомендаций сейсмических норм.

Еще одним моментом, оказывающим существенное влияние на колебание зданий и сооружений при землетрясении, является частотный состав исходного сейсмического воздействия. Факторы, влияющие на спектральный состав и величину колебаний на кровле фундамента, были изучены А.В. Кендзера и Ю.В. Семеновым и приведены в работе [23].

Чем больше очаговая зона землетрясения, тем более низкочастотные колебания грунта она генерирует [16]. Также частота колебаний грунтов связана с продолжительностью процессов в очаге землетрясения, которая тем больше, чем больше активизированный объем, а, следовательно, и масса геологической

среды. Еще установлено, что период колебаний грунтов пропорционален магнитуде землетрясения, являющейся показателем, пропорциональным энергии, выделенной в сейсмические волны. Чем сильнее землетрясение, тем большими периодами и более широким частотным диапазоном характеризуется спектр сейсмических воздействий. Отмеченные факторы формируют спектральный состав колебаний на кровле фундамента под зданиями и сооружениями [23].

Таким образом, вопрос изучения перечисленных выше факторов, влияющих на интенсивность сейсмических колебаний строительных конструкций отдельно стоящих ХОЯТ, в силу высокой ответственности этих сооружений является в высшей степени важным и актуальным. При расчете на сейсмическое воздействие одним из самых ответственных моментов является учет грунтового основания. Ниже рассмотрены основные подходы по учету взаимодействия сооружения с грунтовым основанием, применяемым на практике.

1.3.1. Методы учета грунтового основания при расчете на землетрясение

В практических расчетах грунт обычно рассматривают как линейную вязко - упругую среду [6], [24], хотя в реальности это нелинейные среды, для которых соотношение между напряжениями и деформациями зависит от пути нагружения [87].

Существуют различные подходы к учету взаимодействия сооружения с грунтовым основанием, подробно описанные В.А. Ильичевым [18], [20] А.Г. Тяпиным [59], А.Н. Бирбраером [6], А.М. Уздиным, С.В. Елизаровым, Т.А. Белаш [60], [61], J.P.Wolf [87], [89] [88], и другими авторами. Все эти подходы можно условно разделить на два направления.

Первое из направлений является упрощенным и чаще применяется на практике. Оно заключается в использовании эквивалентных динамических характеристик основания – совокупности пружин и демпферов, присоединяемых к фундаментной плите сооружения (см.рис.1).

Второе направление называют прямым. При таком подходе колебания основания и сооружения рассматривают совместно, формируя расчетную модель, в которую входит непосредственно сооружение и некоторая область основания. Данный метод является более сложным и требует больших ресурсов вычислительной техники. При этом, из-за вынужденных упрощений и допущений, а также значительного разброса и неопределенности исходных данных, результаты, полученные даже таким сложным методом, можно рассматривать лишь как некоторую более или менее приближенную к реальности оценку. Например, одним из допущений является горизонтальное расположение слоев грунта, что, как правило, не соответствует действительности. Ниже, на рисунке 1.13, приведен пример характерного геологического разреза, наглядно демонстрирующий, что это допущение является грубым.

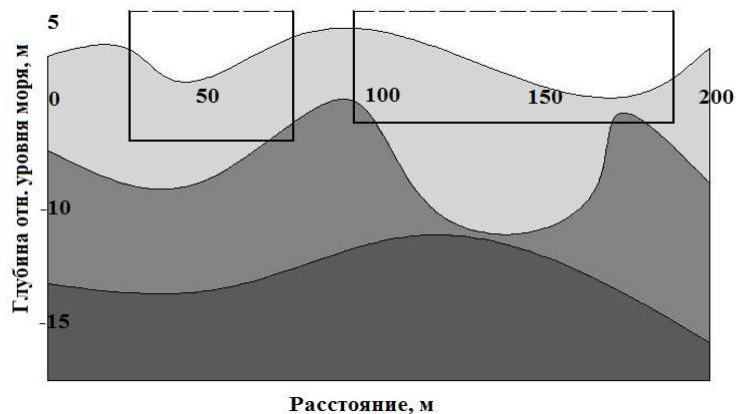


Рисунок 1.13 –Характерный инженерно-геологический разрез

Таким образом, как упрощенный, так и прямой методы учета грунтового основания являются весьма приблизительными. В мировой практике проектирования допускается применение обоих методов несмотря на то, что они могут давать отличающиеся результаты.

Для массовых промышленных расчетов удобнее использовать метод эквивалентных динамических характеристик. Для их вычисления необходимо иметь исходные данные в виде расчетных динамических характеристик грунта.

Расчетными динамическими характеристиками основания являются плотность ρ , кг/м³; динамический модуль деформации E , Па; модуль сдвига G , Па, коэффициент Пуассона μ . Эти характеристики могут быть определены путем лабораторных и полевых испытаний грунтов. Их часто вычисляют через скорости распространения продольных и поперечных волн V_p и V_s . Модуль деформации и коэффициент Пуассона определяют по приведенным ниже формулам:

$$E = \rho V_s^2 \frac{3\delta^2 - 4}{\delta^2 - 1} \quad (1.1), \quad \mu = \frac{\delta^2 - 2}{2(\delta^2 - 1)} \quad (1.2), \quad \delta = \frac{V_p}{V_s} \quad (1.3)$$

Модули деформации и сдвига и коэффициент Пуассона связаны соотношением

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad (1.4)$$

Определив G и μ , становится возможным вычисление квазистатических мгновенных интегральных жесткостей основания. В отечественной практике при

проектировании АЭС обычно используют формулы МР1.5.2.05.999.0025-2011 [32] (см. табл. 1.1).

Таблица 1.1. Квазистатические и мгновенные интегральные жесткости основания для сооружений с прямоугольным в плане фундаментом [32].

Вид движения	Квазистатическая жесткость	Мгновенная жесткость
Горизонтальное поступательное по оси x	$k_x = \frac{31,1(1-\mu)G\sqrt{L_x L_y}}{\sqrt{\pi}(7-8\mu)}$	$c_x = \frac{18,24(1-\mu)GA}{\pi(7-8\mu)} \sqrt{\frac{\rho}{G}}$
Горизонтальное поступательное по оси y	$k_y = \frac{31,1(1-\mu)G\sqrt{L_x L_y}}{\sqrt{\pi}(7-8\mu)}$	$c_y = \frac{18,24(1-\mu)GA}{\pi(7-8\mu)} \sqrt{\frac{\rho}{G}}$
Вертикальное поступательное по оси Z	$k_z = \frac{4G\sqrt{L_x L_y}}{\sqrt{\pi}(1-\mu)}$	$c_z = \frac{3,4GA}{\pi(1-\mu)} \sqrt{\frac{\rho}{G}}$
Вращательное относительно горизонтальной оси x	$k_{\varphi x} = \frac{8,52G}{\sqrt{\pi}(1-\mu)} \left[2 - \left(\frac{L_y}{L_x} \right)^2 \right] \cdot \frac{J_{Ax}}{\sqrt{A}}$	$c_{\varphi x} = \frac{2,1GJ_{Ax}}{\pi(1-\mu)} \left[1 + 0,362 \left(\frac{L_y}{L_x} \right)^2 \right] \sqrt{\frac{\rho}{G}}$
Вращательное относительно горизонтальной оси y	$k_{\varphi y} = \frac{8,52G}{\sqrt{\pi}(1-\mu)} \cdot \frac{J_{Ay}}{\sqrt{A}}$	$c_{\varphi y} = \frac{2,86GJ_{Ay}}{\pi(1-\mu)} \sqrt{\frac{\rho}{G}}$
Вращательное относительно вертикальной оси z	$k_{\varphi z} = \frac{5,2G}{\sqrt{\pi}(1-\mu)} \cdot \frac{J_{Az}}{\sqrt{A}}$	$c_{\varphi z} = \frac{1,54GJ_{Az}}{\pi(1-\mu)} \sqrt{\frac{\rho}{G}}$

В зарубежной практике используют стандарт ASCE [80], содержащий похожие формулы (см. табл.1.2).

Таблица 1.2. Квазистатические и мгновенные интегральные жесткости основания для сооружений с прямоугольным в плане фундаментом [80].

Вид движения	Квазистатическая жесткость	Мгновенная жесткость
Горизонтальное поступательное по оси x	$K_x = 2(1 + \nu)G_x\beta_x^2\sqrt{(B * L)}$	$C_x = 0.576K_xR\sqrt{\rho/G_x}$
Горизонтальное поступательное по оси y	$K_y = 2(1 + \nu)G_y\beta_y^2\sqrt{(B * L)}$	$C_y = 0.576K_yR\sqrt{\rho/G_y}$
Вертикальное поступательное по оси z	$K_z = \frac{G_z}{1 - \nu}\beta_z\sqrt{BL}$	$C_z = 0.85K_zR\sqrt{\rho/G_z}$
Вращательное относительно горизонтальной оси x	$K_{xx} = \frac{G_{xx}\beta_{xx}B^2L}{1 - \nu}$	
Вращательное относительно горизонтальной оси y	$K_{yy} = \frac{G_{yy}\beta_{yy}L^2B}{1 - \nu}$	
Вращательное относительно вертикальной оси z	$K_{zz} = \frac{(16 * G_{zz} * R^3)}{3}$	

$\beta_x, \beta_y, \beta_z$ – это коэффициенты, зависящие от соотношения размеров подошвы фундамента (В и L).

Отечественным общестроительным нормативным документом, в котором прописана методика вычисления динамической жесткости основания является СП 26.13330.2012 «Фундаменты машин с динамическими нагрузками» [63]. Документ подразумевает вычисление коэффициентов упругого равномерного сжатия C_z , упругого равномерного сдвига C_x ; C_y и других параметров. Формула для вычисления коэффициента C_z представлена ниже. Значения C_x и C_y составляют 0,7 от C_z .

$$C_z = b_0 E \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right) \quad (1.5)$$

Здесь:

b_0 - коэффициент, м^{-1} , принимаемый равным для песчаных грунтов 1, для супесей и суглинков 1,2, для глин и крупнообломочных грунтов 1,5;
 E - модуль деформации грунта под подошвой фундамента, кПа; в случае неоднородного основания значение E определяется как среднее в пределах сжимаемой толщи;

$$A_{10} = 10 \text{ м}^2;$$

A - площадь подошвы фундамента, м^2 .

Для фундаментов с площадью подошвы A , превышающей 200 м^2 , значение коэффициента C_z принимается как для фундаментов с площадью подошвы $A = 200 \text{ м}^2$. Коэффициенты жесткости основания принимаются по формуле:

$$K_{x,y,z} = C_{x,y,z} A \quad (1.6)$$

Методика [63] больше подходит для вычисления жесткости основания небольших фундаментов под оборудование, поэтому в диссертационной работе при определении жесткости грунтового основания использовались формулы [32].

1.4. Повреждения строительных конструкций и их влияние на сейсмостойкость применительно к «мокрым» хранилищам отработавшего ядерного топлива

Со временем в любых строительных конструкциях накапливаются повреждения и чем дольше сооружение находится в эксплуатации, тем больше повреждений может в нем накопиться.

Помимо деградации строительных конструкций со временем, существуют и другие причины повреждений, среди которых можно выделить:

- ошибки при проектировании;
- ошибки при производстве строительно-монтажных работ;
- нарушение правил эксплуатации;
- некачественное изготовление элементов строительных конструкций.

Одним из наиболее опасных мест образования повреждений является фундамент, при этом его визуальный осмотр затруднен из-за наличия грунта обратной засыпки. В случае с «мокрыми» хранилищами ОЯТ диагностике также препятствует наличие облицовки и высокий уровень радиации.

Наиболее характерными повреждениями железобетонных фундаментов являются [43]:

- недопустимые значения деформаций и смещений в плане и по высоте (наклоны, выгибы, перекосы, кручение, осадки и т.п.);
- трещины, сколы, изломы и вывалы;
- оголение арматуры, коррозионные явления в теле фундаментов; повреждение вертикальной и горизонтальной гидроизоляции.

Похожие повреждения характерны и для прямоугольных железобетонных емкостей (рис. 1.14), которыми по своей сути являются отдельно стоящие «мокрые» хранилища отработавшего ядерного топлива. Среди них трещины от неравномерной деформации основания, отслоение защитного слоя и коррозия арматуры, трещины от усадки бетона [13].

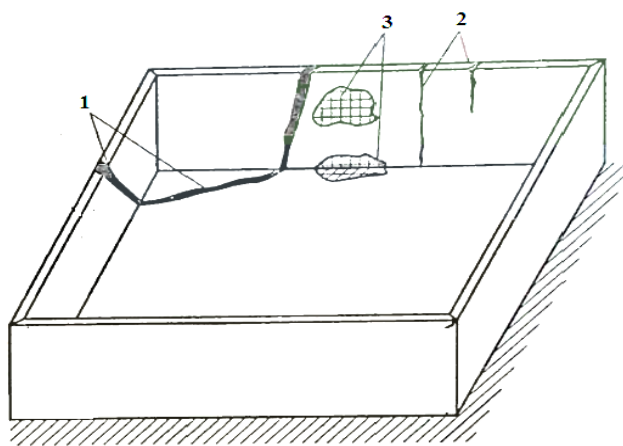


Рисунок 1.14– Характерные повреждения прямоугольных резервуаров:

- 1 – трещины от неравномерной осадки основания; 2 – трещины от усадки бетона; 3 – отслоение защитного слоя и коррозия арматуры

В результате указанных повреждений происходит потеря герметичности резервуаров, следствием чего становятся аварийные ситуации. В случае с

«мокрыми» хранилищами отработавшего ядерного топлива, они в основном связаны с утечками радиоактивной воды.

В США только в период с 1981 по 1996 годы официально зарегистрировано 56 аварий, связанных потерями воды из «мокрых» ХОЯТ [68]. Одна из самых скандальных и обсуждаемых в американском обществе аварий произошла в 2005 году на приреакторном ХОЯТ второго энергоблока АЭС IndianPoint, расположенной недалеко от Нью-Йорка. Радиоактивная вода попала в подземные воды и далее в реку Гудзон [69]. Причиной течи стали трещины в железобетонной стене отсека хранения. «Не смотря на все попытки ремонта, вода вероятно до сих пор присутствует между нержавеющей стальной облицовкой и железобетонными стенами, таким образом, вероятность появления новых протечек не может быть полностью исключена» [86].

В феврале 1982 г. были зафиксированы утечки из отдельно стоящего «мокрого» ХОЯТ атомных подводных лодок военно-морского флота СССР, которые достигли 30 тонн в сутки, что в конечном итоге привело к очень серьезным последствиям [53]. Причиной начавшихся утечек также стали трещины в железобетонных конструкциях бассейнов выдержки и повреждения металлической облицовки. Конструктивно сооружение схоже с хранилищами ОЯТ энергетических реакторов (рис. 1.15).

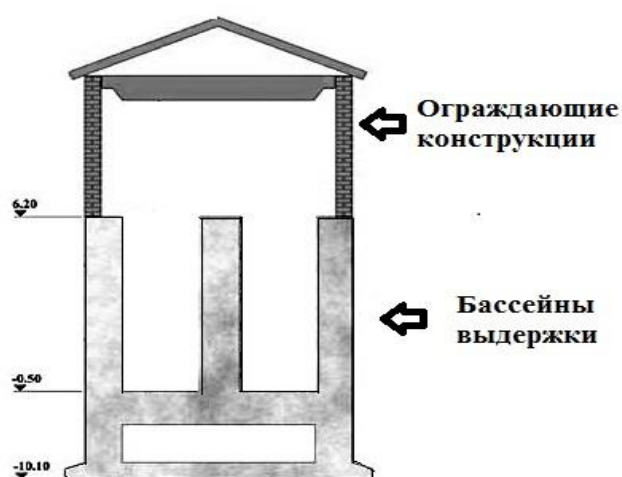


Рисунок 1.15 – Поперечный разрез аварийного хранилища ОЯТ атомных подводных лодок

Известны также факты утечек радиоактивной воды и из отдельно стоящего «мокрого» ХОЯТ РБМК-1000 Ленинградской АЭС, которые были «частично ликвидированы при участии специалистов из Финляндии» [25].

В 2011 году национальной лабораторией OakRidge (США) было проведено исследование, результаты которого доказали, что с возрастом разрушение и деградация конструкционных материалов «мокрых» хранилищ отработавшего ядерного топлива происходят все более быстрыми темпами [67]. Несмотря на это, сроки эксплуатации «мокрых» ХОЯТ продлевают [39].

Наличие повреждений в строительных конструкциях эксплуатируемых «мокрых» хранилищ может негативно сказаться на их работе во время сейсмического воздействия и в результате облученное ядерное топливо энергетического реактора останется без защитного слоя воды. В своей работе [82] A.S. Benjamin, D.J. McCloskey, D.A. Powers, и S.A. Dupree рассмотрели возможность такой аварии. Авторы отметили, что наиболее тяжелые последствия будут наблюдаться при расплавлении топлива, сопровождающимся выбросом большого количества радиации в окружающую среду.

Изучение последствий сильных землетрясений, в частности Спитакского [65], [40], [26], [1], [31] показали, что разрушения в основном были вызваны именно наличием повреждений в строительных конструкциях и низким качеством материалов и работ, а также перепадами жесткости строений.

При обследовании конструкций, разрушенных Спитакским землетрясением было установлено, что [1]:

- бетон в конструкциях плит перекрытий, колонн, ригелей, поясов и перемычек имел неоднородную структуру;
- в большинстве конструкций не была соблюдена толщина требуемого минимального защитного слоя арматуры;
- сцепление арматуры с бетоном было нарушено;
- сварные швы не были очищены и бетонированы;
- в различных конструкциях на рабочей арматуре имелся налет ржавчины, снижающий несущую способность;

- в ряде конструкций производственных зданий с агрессивной эксплуатационной средой имело место расслоение защитного слоя бетона, при этом местами он не обладал прочностью и представлял собой рыхлую массу;

- во многих железобетонных конструкциях покрытий зданий из-за повреждений кровельного настила имело место интенсивное коррозионное поражение как бетона, так и арматуры, на отдельных участках уменьшение сечения рабочей арматуры доходило до 30%;

- имело место снижение прочности бетона поврежденных конструкций по сравнению с неповрежденными.

Исходя из изложенного, сейсмостойкость эксплуатируемых «мокрых» хранилищ отработавшего ядерного топлива с учетом возможного наличия повреждений, является крайне важной проблемой, требующей должного внимания и исследования.

В предыдущих параграфах были описаны конструктивные особенности эксплуатируемых хранилищ отработавшего ядерного топлива. При этом следует отметить, что эти хранилища могут оказаться близки к исчерпанию своего эксплуатационного ресурса. В этой связи, особое внимание уделяется двум аспектам: это научно обоснованный выбор наиболее уязвимых элементов строительных конструкций отдельно стоящих «мокрых» ХОЯТ при сейсмических воздействиях, а также обоснование их несущей способности, в том числе в случае выполнения работ по реконструкции с целью повышения сейсмостойкости рассматриваемых сооружений. Ниже рассмотрены некоторые подходы и требования в решении поставленных задач.

1.5. Анализ и оценка риска аварий

Оценка риска аварий сооружений является частью системного подхода по предупреждению и уменьшению опасности аварий. С помощью подобной оценки можно определить вероятность аварии какого конструктивного элемента здания или сооружения является наиболее высокой.

Существующая в России нормативная база ориентирована на проведение детерминистических расчетов, не позволяющих сделать количественные оценки риска.

Единая количественная оценка риска аварий сооружения может быть получена на основе синтеза методов теории надежности сложных систем и теории надежности конструкций, оснований [3], [8], [11], [12], [55], [57]. На данный момент подробно изучены сложные системы, имеющие сетевую структуру [12], [48]. Значительно сложнее построить модель надежности сложного инженерного сооружения, включающего грунтовое основание, фундамент, строительные конструкции, оборудование, то есть системы, которая изначально не имеет сетевой структуры.

При сейсмических воздействиях риск аварий сооружений значительно возрастает. К сожалению, ограниченный набор воздействий заданной интенсивности и большая периодичность крупных землетрясений не дают полной картины вероятности их возникновения во многих сейсмоактивных районах России.

Анализ риска включает несколько этапов [14], [29], [30]:

- 1) идентификация опасностей;
- 2) анализ возможных сценариев отказа;
- 3) вероятностный анализ отказов;
- 4) анализ последствий.

На этапе идентификации опасностей, выявляются все возможные нежелательные явления, способные привести к аварии анализируемого

сооружения. По результатам идентификации опасностей разрабатывается перечень возможных сценариев аварий сооружения.

Вероятностный анализ отказов позволяет дать не только качественную, но и количественную оценку возможных сценариев аварий. Для этого используют различные подходы [14], [29], [30], [9], [64], например:

- статистический, заключающийся в максимально полном использовании статистики аварий, а также данных о надежности объектов-аналогов;
- расчетно-теоретический метод, на основе рандомизации имеющихся детерминистических моделей расчетов;
- графоаналитический, заключающийся в использовании логических схем типа «дерево отказов» или «дерево событий»;
- экспертный, заключающийся в оценке риска путем учета мнений специалистов в данной области.

Степень детализации анализа риска может отличаться для разных подходов. Данные подходы могут комбинироваться. Для уникальных сооружений ввиду явного недостатка статистических данных об отказах возникает ряд трудностей при количественной оценке риска. Для таких объектов наиболее целесообразен расчетно-теоретический метод или может быть реализована оценка риска конкретного сооружения методом построения «дерева отказов» (или «дерева событий»).

Построение «дерева отказов» подразумевает дедуктивный метод определения факторов, которые способны привести к нежелательному событию, так называемому головному событию, отказу системы. «Дерево отказов» («Fault Tree Analysis») - логическая схема, в которой демонстрируется взаимодействие элементов системы, отказ которых в сочетании или по отдельности может способствовать появлению отказа системы в целом [14], [29], [30], [9], [64], [10].

Построение «дерева отказов» начинается с головного события. Возможные события и процессы, способные привести к головному событию, образуют следующий за ним первый уровень «дерева отказов». На втором уровне

определяются события и явления, способные вызвать отказы первого уровня «дерева отказов», на третьем уровне - второго уровня и т. д. Пошаговое движение по всем ветвям «дерева» приводит, таким образом, к отказам отдельных элементов системы (с точки зрения надежности), так называемым базовым отказам [64], [10]. События и процессы каждого уровня связываются со следующим уровнем «дерева отказов» логическими операторами типа «И», «ИЛИ» и т. д.

Логическому оператору «И» в дереве отказов соответствует последовательное соединение элементов по критерию отказа, что проиллюстрировано на рис.1.16. При последовательном соединении элементов по критерию отказа, должны иметь место все звенья цепи, то есть все базовые отказы.

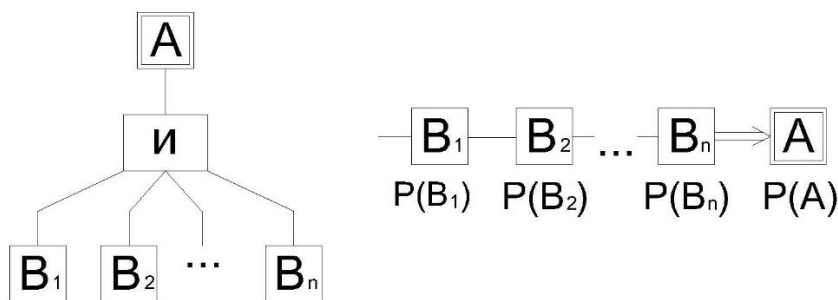


Рисунок 1.16 – Последовательное соединение элементов системы по критерию отказа и соответствующее «дерево отказов». Событие A – головное событие, заключающееся в отказе системы; события B_i – базовые отказы элементов.

В практических инженерных расчетах применяют так называемый метод обобщенной корреляции. Вероятность события A можно выразить:

$$P(A) = \rho P_{min} + (1 - \rho) \prod_{i=1}^n P(B_i) \quad , \quad (1.7)$$

Здесь $P(A)$ – вероятность головного события (отказа системы), ρ – обобщенный коэффициент корреляции, $P_{min} = \min\{P(B_i)\}_{i=1..n}$, $P(B_i)$ – вероятность события B_i - отказа i -го элемента.

Для системы независимых элементов обобщенный коэффициент корреляции $\rho=0$, следовательно, вероятность головного события, то есть вероятность отказа системы минимальна:

$$P(A)_{\min} = \prod_{i=1}^n P(B_i), \quad (1.8)$$

Вероятность отказа такой системы меньше вероятности отказа каждого ее элемента.

При функциональной зависимости элементов (когда существует тесная корреляционная связь) – $\rho \approx 1$. Вероятность отказа такой системы максимальна. Если имеет место базовый отказ элемента, у которого вероятность реализации события B_i наименьшая, вероятность реализации других базовых отказов, при функциональной зависимости, близка к единице. Поэтому выражение для отказа такой системы можно записать в виде

$$P(A)_{\max} = \min\{P(B_i)\}_{i=1..n}, \quad (1.9)$$

Логическому оператору «ИЛИ» в дереве отказов соответствует параллельное соединение элементов по критерию отказа, что проиллюстрировано на рисунке 1.17.

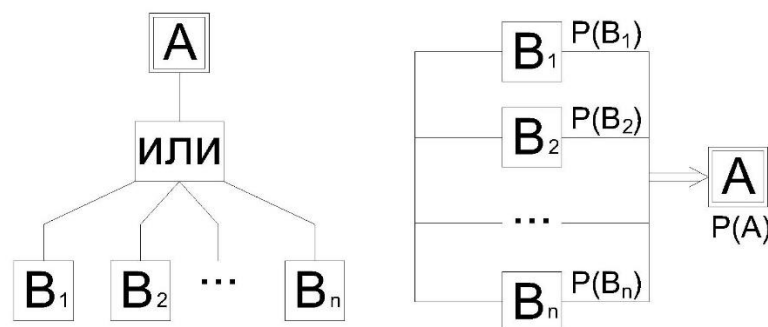


Рисунок 1.17 - Параллельное соединение элементов системы по критерию отказа и соответствующее «дерево отказов». Событие A – головное событие, заключающееся в отказе системы; события B_i – базовые отказы элементов.

К параллельному соединению элементов по критерию отказов, в частности, относятся статически определимым конструкции, которые при отказе

любого элемента превращаются в подвижную систему. То есть, если имело место любое из событий B_i , то произойдет головное событие A (отказ системы).

Используя метод обобщенной корреляции, для определения вероятности головного события A можно записать

$$P(A) = \rho P_{\max} + (1 - \rho) \left[1 - \prod_{i=1}^n (1 - P(B_i)) \right], \quad (1.10)$$

где $P_{\max} = \max\{P(B_i)\}_{i=1..n}$.

Из (1.10) видно, что максимальное значение вероятностного показателя $P(A)$ будет при стохастически независимых ее элементах, т.е. при обобщенном коэффициенте корреляции $\rho=0$. Тогда

$$P(A) = 1 - \prod_{i=1}^n (1 - P(B_i)) = 1 - \prod_{i=1}^n V(B_i), \quad (1.11)$$

$$V(A) = 1 - P(A) = \prod_{i=1}^n V(B_i), \quad (1.12)$$

где $V(B_i)$ – вероятность не наступления события B_i . Вероятность отказа такой системы независимых элементов (вероятность события A), оказывается выше вероятности отказа любого отдельного элемента (вероятности события B_i).

В другом предельном случае, когда $\rho \approx 1$, вероятность головного события $P(A)$ будет минимальной. Для реализации головного события A достаточным является реализация хотя бы одного отказа элемента. Вероятность отказа системы $P(A)$, определяется наибольшей вероятного базового отказа, что равнозначно

$$P(A) = \max\{P(B_i)\}_{i=1..n}, \quad (1.13)$$

$$V(A) = 1 - P(A) = \min\{V(B_i)\}_{i=1..n}, \quad (1.14)$$

Таким образом, используя приведенные выше методы, становится возможным определить вероятность отказа какого конструктивного элемента сооружения является наиболее высокой в момент прохождения землетрясения и усилить данный элемент.

1.6. Современные требования к обеспечению прочности строительных конструкций хранилищ отработанного ядерного топлива

При усилении строительных конструкций объектов использования атомной энергии используют современную нормативную базу. Отдельно стоящие «мокрые» ХОЯТ являются особо опасными и технически сложными объектами, потенциальная опасность которых в случае аварии может привести к серьезным последствиям.

В соответствии с документом [62], для каждого вновь проектируемого (а также реконструируемого) объекта атомной энергетики, потенциальная опасность которого при аварии на нем может привести к техногенной катастрофе глобального или регионального масштабов, необходимо обеспечивать:

- сейсмостойкость при ускорениях на отметке свободной поверхности грунта не менее $0,1 g$ (от величины ускорения свободного падения);
- устойчивость к нагрузкам воздушной ударной волны с давлением во фронте не менее 10 кПа , время фазы сжатия до 1 с ;
- стойкость защитных конструкций локализирующих систем к локальным ударным нагрузкам от падения летательных аппаратов и других летящих предметов, равным в зоне контакта ударной нагрузке, не менее возникающей при падении легкого самолета (5 т).

В этой связи, особое значение приобретают вопросы обеспечения прочности наружных ограждающих конструкций хранилищ отработанного ядерного топлива и других ОИАЭ при перечисленных выше воздействиях. Учитывая, что верхняя часть эксплуатируемых «мокрых» ХОЯТ представляет собой гибкий каркас, изначально не рассчитанный на данные виды воздействий, следует рассмотреть возможность его замены на новые строительные конструкции, способные выдерживать данные экстремальные нагрузки.

1.7. Выводы по главе 1

На основании выполненного анализа установлено, что:

1. Одними из наиболее опасных объектов ядерного топливного цикла являются отдельно стоящие хранилища отработавшего ядерного топлива энергетических реакторов. При этом отдельно стоящие сооружения, в которых реализована «мокрая» технология хранения были введены в эксплуатацию до вступления в силу современных требований в части учета сейсмических и других экстремальных воздействий, поэтому они представляют наибольшую потенциальную опасность.
2. Отдельно стоящие «мокрые» хранилища отработавшего ядерного топлива, эксплуатируемые в РФ, имеют общие конструктивные решения, все они представляют собой массивные железобетонные емкости, на которые опирается относительно легкий каркас, состоящий из железобетонных колонн и стальных ферм покрытия.
3. При землетрясении одними из важнейших факторов, влияющими на колебания строительных конструкций, а, следовательно, и на возникающие в них усилия, являются жесткость грунтового основания, масса сооружения, частотный состав исходного сейсмического воздействия и распределение жесткостей и масс.
4. Во время эксплуатации «мокрых» хранилищ отработавшего ядерного топлива возникают аварийные ситуации в виде утечек радиоактивной воды в окружающую среду, что свидетельствует о наличии в строительных конструкциях повреждений, которые могут оказать негативное влияние на сейсмостойкость данных объектов.
5. Выявление наиболее уязвимых элементов строительных конструкций «мокрых» отдельно стоящих ХОЯТ при землетрясении возможно выполнить путем анализа и оценки риска аварии методом построения «дерева отказов», полученную информацию возможно применить при усилении сооружений.

6. В случае усиления строительных конструкций «мокрого» ХОЯТ, современные нормы требуют обеспечить их прочность при землетрясении и других экстремальных внешних воздействиях. Учитывая большие пролеты верхней части ХОЯТ, необходимо предложить рациональное решение, при котором сооружение будет устойчиво к требуемым видам воздействий.

Целью настоящего исследования является оценка сейсмостойкости эксплуатируемых, отдельно стоящих хранилищ отработавшего топлива, учитывая их конструктивные и эксплуатационные особенности с разработкой практических рекомендаций по продлению безопасного функционирования этих объектов. Для достижения цели необходимо было решить ряд задач:

1. Выполнить анализ работ в области сейсмостойкости строительных конструкций объектов использования атомной энергии, как в России, так и за рубежом, включая оценку конструктивных решений сооружений для хранения отработавшего ядерного топлива. На основе анализа выбрать тип хранилищ, представляющий наибольшую потенциальную опасность для людей и окружающей среды в случае сейсмического воздействия.
2. Разработать научно обоснованную методологию системного и многофакторного обоснования сейсмостойкости длительно эксплуатируемых «мокрых» ХОЯТ с учетом наиболее вероятного сценария отказа строительных конструкций при сейсмических воздействиях.
3. С учетом разработанной методологии провести расчетно-теоретический анализ безопасности функционирования эксплуатируемых строительных конструкций отдельно стоящих «мокрых» хранилищ отработавшего ядерного топлива при сейсмических воздействиях.
4. Рассмотреть варианты сейсмоусиления поврежденных строительных конструкций эксплуатируемых хранилищ отработавшего ядерного топлива и выполнить расчетные оценки предлагаемых решений.
5. Предложить конструктивные мероприятия, позволяющее повысить сейсмостойкость эксплуатируемых хранилищ отработавшего ядерного топлива наиболее опасного типа.

Глава 2. Исследование колебаний строительных конструкций эксплуатируемых хранилищ отработавшего ядерного топлива в зависимости от различных факторов

2.1. Предварительные замечания

Как было сказано в предыдущей главе, хранилища отработавшего ядерного топлива являются опасными объектами, аварии на которых могут привести к очень серьезным последствиям.

В настоящей главе на первом этапе производилось выявление наиболее уязвимых конструкций «мокрых» отдельно стоящих ХОЯТ при землетрясении методом построения «дерева отказов». Затем был выполнен анализ частот и форм собственных колебаний различных сооружений для хранения отработавшего ядерного топлива. На основе выполненного анализа из рассмотренных сооружений было выбрано наиболее уязвимое к сейсмическому воздействию. Затем было проанализировано влияние различных факторов, таких как динамическая жесткость грунтового основания, масса сооружения, частотный состав исходного сейсмического воздействия и нерегулярное распределение масс на интенсивность колебаний его строительных конструкций.

2.2. Выявление наиболее уязвимых конструкций «мокрых» отдельно стоящих ХОЯТ при землетрясении методом построения «дерева отказов»

Ниже выполнен анализ и оценка риска аварии «мокрого» отдельно стоящего ХОЯТ именно при сейсмическом воздействии. За отказ сооружения была принята запроектная авария. В документе НП-064-01 «Правила безопасности при хранении и транспортировании ядерного топлива на объектах использования атомной энергии» [44] приведен примерный перечень таких аварий:

- возникновение самоподдерживающейся цепной реакции (СЦР) для систем

хранения и обращения с ядерным топливом;

- полное обезвоживание хранилища отработавшего ядерного топлива;
- падение технологического оборудования и строительных конструкций на перекрытие отсеков хранения или хранимое ядерное топливо;
- затопление хранилищ водой.

Разрушение и повреждение строительных конструкций в результате сейсмического воздействия может привести к обезвоживанию ХОЯТ (к аварии глобального или регионального масштаба), а также к падению технологического оборудования и строительных конструкций на перекрытие отсеков хранения. Затопление и возникновение СЦР не имеют непосредственной связи с выходом из строя строительных конструкций, поэтому рассматриваться не будут.

Таким образом, за головное событие (событие А) была принята запроектная авария, имеющая связь с разрушением или повреждением строительных конструкций при сейсмическом воздействии. На рисунке 2.1 представлено разработанное «дерево отказов» «мокрого» отдельно стоящего ХОЯТ при сейсмическом воздействии.

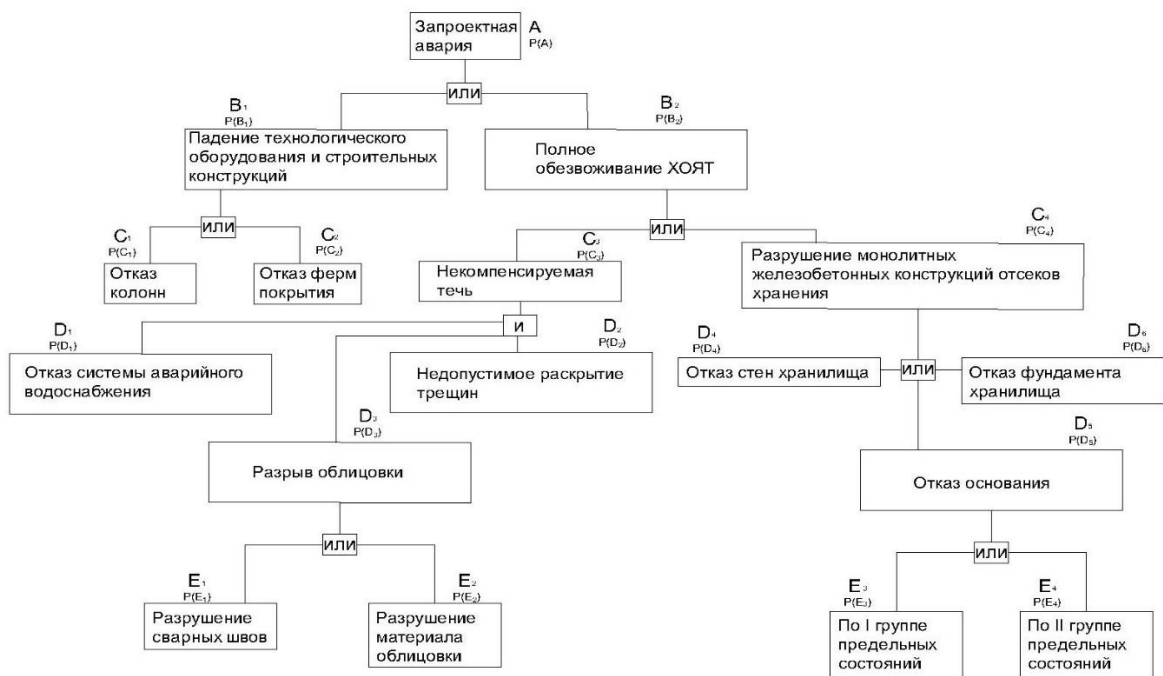


Рисунок 2.1 – Дерево отказов «мокрого» отдельно стоящего ХОЯТ при сейсмическом воздействии

Дерево отказов на верхнем уровне включает в себя логический оператор «ИЛИ» (см. рис.2.2).

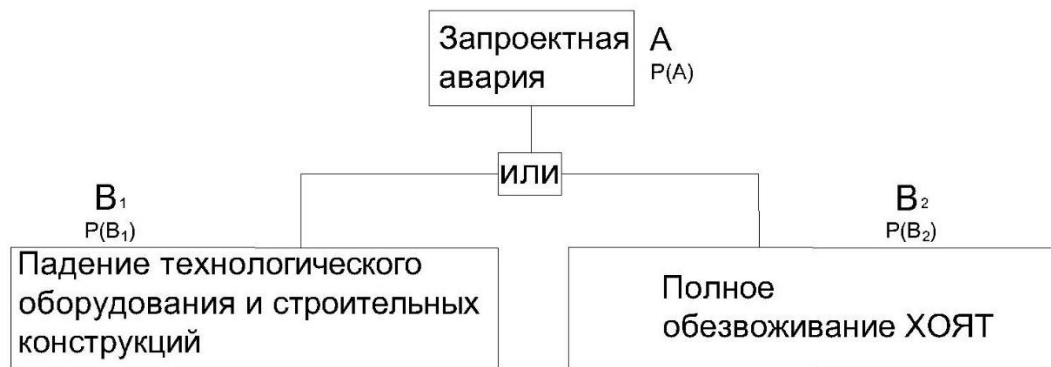


Рисунок 2.2 - Фрагмент дерева отказов A; B₁; B₂

События B₁ и B₂ в обычных условиях эксплуатации могут рассматриваться как независимые или слабо зависимые. Тогда вероятность запроектной аварии будет находиться в диапазоне, определяемом формулой:

$$\max\{P(B_1, B_2)\} \leq P(A) \leq 1 - \prod_{i=1}^2 (1 - P(B_i)). \quad (2.1)$$

В случае общего сейсмического воздействия, которое будет определяющим фактором в обоих сценариях отказа, очевидна стохастическая связь событий B₁ и B₂. При этом обобщенный коэффициент корреляции будет близок к единице. Таким образом, при сейсмическом воздействии события B₁ и B₂ являются функционально зависимы, и согласно формуле (1.13) вероятность головного события – запроектной аварии P(A), будет определяться наибольшей вероятностью отказа P(B₁) или P(B₂):

$$P(A) = \max\{P(B_1); P(B_2)\}. \quad (2.2)$$

На следующем уровне «дерева отказов» рассматриваются причины, приводящие к событиям B₁ и B₂. Так отказ B₁, падение технологического оборудования и строительных конструкций, может произойти или по причине отказа вертикальных несущих конструкций – колонн (событие C₁), или по причине разрушения несущих конструкций покрытия – ферм (событие C₂). В «дереве отказов» на этом уровне также используется логический оператор «ИЛИ», так как любой из отказов C₁ и C₂ приведет к реализации события B₁.

Аналогичным образом рассматривались сценарии, приводящие к полному обезвоживанию «мокрого» ХОЯТ (событие B_2). Одним из таких сценариев является некомпенсируемая течь (событие C_3). Другим сценарием, приводящим к полному обезвоживанию хранилища, является разрушение или сильное повреждение монолитных железобетонных конструкций отсеков хранения, когда аварийные системы не смогут компенсировать образовавшуюся течь (событие C_4). Такой сценарий может реализоваться при отказе грунтового основания, стен или фундаментной плиты.

Вероятность наступления отказов подсистем (отдельных «ветвей дерева») при использовании логического оператора «ИЛИ» в рассматриваемом «дереве отказов» определяется с учетом тесной корреляционной зависимости по сейсмическому воздействию, аналогично верхнему уровню «дерева отказов».

В «дереве отказов» также используется логический оператор «И». Так одним из возможных сценариев полного обезвоживания ХОЯТ является некомпенсируемая течь (событие C_3), которая возникает при одновременном наступлении отказов D_1 , D_2 , D_3 : разрыв облицовки, недопустимое раскрытие трещин в железобетонных конструкциях резервуара, а также отказ системы аварийного водоснабжения (см. рис. 2.3).

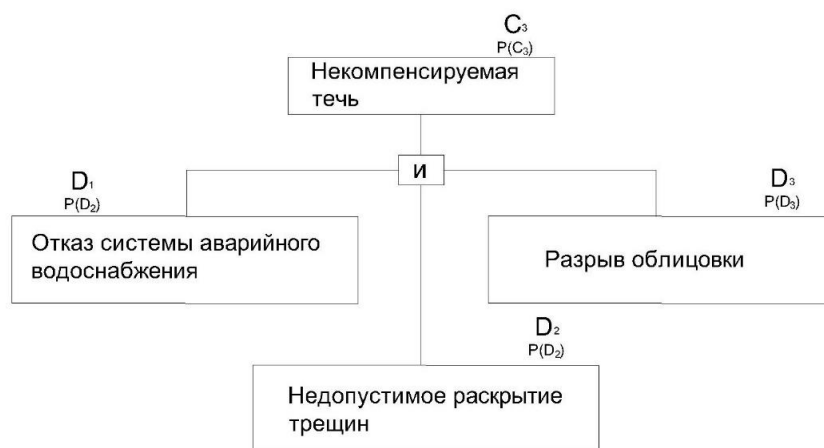


Рисунок 2.3 – Фрагмент дерева отказов C_3 ; D_1 ; D_2 ; D_3 .

В общем случае численное значение вероятности события C_3 будет находиться в диапазоне, определяемом формулой (2.3):

$$P(D_1) \cdot P(D_2) \cdot P(D_3) \leq P(C_3) \leq \min \{P(D_1), P(D_2), P(D_3)\}. \quad (2.3)$$

При этом необходимо учесть, что разрыв облицовки произойдет в результате повреждения железобетонных конструкций резервуара при образовании и раскрытии в них недопустимо больших трещин. В то же время, наличие трещин в монолитных конструкциях с недопустимой шириной раскрытия, еще не означает разрыва облицовки с вероятностью равной единице. То есть корреляционная связь есть, но коэффициент обобщенной корреляции $\rho < 1$. Кроме того, работоспособность системы аварийного водоснабжения (отказ D_1) в большинстве случаев не зависит от наличия трещин и целостности облицовки. Таким образом, учесть корреляционную зависимость отказов D_1 , D_2 и D_3 весьма проблематично. В этом случае вероятность образования некомпенсируемой течи (события C_3) можно определить, рассматривая верхнюю границу возможного диапазона вероятности $P(C_3)$. Такой подход, позволит рассмотреть наиболее опасный вариант. Таким образом можно записать:

$$P(C_3) = \min \{P(D_1), P(D_2), P(D_3)\}. \quad (2.4)$$

Приведенные рассуждения позволяют не только проанализировать качественно причины, приводящие к запроектной аварии, но и количественно решить «дерево отказов» с учетом корреляции между отказами элементов системы.

Численное значение вероятности запроектной аварии «мокрого» отдельно стоящего ХОЯТ вычислялось при максимальном расчетном землетрясении (МРЗ), повторяемость которого согласно документу «Нормы проектирования сейсмостойких атомных станций» [34] составляет 1 раз в 10000 лет (10^{-4} 1/год).

Значения ожидаемых среднегодовых частот реализации событий – базовых элементов «дерева отказов» при МРЗ определялись следующим образом:

$E_1, E_2, E_3, E_4, D_1, D_2, D_4, D_6, C_1, C_2$ – на основе экспертных оценок:

- E_1 - разрушение сварных швов облицовки, $P(E_1) = 2 \cdot 10^{-5}$ 1/год,
- E_2 - разрушение материала облицовки, $P(E_2) = 10^{-5}$ 1/год,
- E_3 - отказ грунтового основания по I группе предельных состояний, $P(E_3) = 10^{-7}$ 1/год,

- E_4 - отказ грунтового основания по II группе предельных состояний $P(E_4) = 10^{-6}$ 1/год,
- D_1 - отказ системы аварийного водоснабжения, $P(D_1) = 10^{-6}$ 1/год,
- D_2 - недопустимое раскрытие трещин, $P(D_2) = 2 \cdot 10^{-5}$ 1/год,
- D_4 - отказ стен хранилища, $P(D_4) = 10^{-6}$ 1/год,
- D_6 - отказ фундамента хранилища, $P(D_6) = 10^{-6}$ 1/год,
- C_1 - отказ колонн, $P(C_1) = 10^{-5}$ 1/год,
- C_2 - отказ ферм покрытия, $P(C_2) = 10^{-5}$ 1/год.

Численные значения вероятности отказов событий более высокого уровня определялись по формуле (1.13), за исключением $P(C_3)$:

- вероятность разрыва облицовки – $P(D_3) = \max\{P(E_1); P(E_2)\} = P(E_1) = 2 \cdot 10^{-5}$ 1/год;
- вероятность отказа основания – $P(D_5) = \max\{P(E_3); P(E_4)\} = P(E_4) = 10^{-6}$ 1/год;
- вероятность некомпенсируемой течи – по формуле (18):

$$P(C_3) = \min \{P(D_1), P(D_2), P(D_3)\} = P(D_1) = 10^{-6}$$
 1/год;
- вероятность разрушения монолитных железобетонных конструкций отсеков хранения – $P(C_4) = \max\{P(D_4); P(D_5); P(D_6)\} = 10^{-6}$ 1/год;
- вероятность падения технологического оборудования и строительных конструкций – $P(B_1) = \max\{P(C_1); P(C_2)\} = 10^{-5}$ 1/год;
- вероятность полного обезвоживания ХОЯТ – $P(B_2) = \max\{P(C_3); P(C_4)\} = 10^{-6}$ 1/год.
- Вероятность запроектной аварии – по формуле (2.2) – $P(A) = \max\{P(B_1); P(B_2)\} = 10^{-5}$ 1/год.

Таким образом, вероятность запроектной аварии «мокрого» отдельно стоящего ХОЯТ при сейсмическом воздействии $P(A) = 10^{-5}$, 1/год определяется главным образом вероятностью падения технологического оборудования и строительных конструкций на перекрытие отсеков хранения или хранимое ядерное топливо.

2.3. Анализ частот и форм собственных колебаний строительных конструкций эксплуатируемых хранилищ отработавшего ядерного топлива

Для выполнения анализа частот и форм собственных колебаний строительных конструкций эксплуатируемых хранилищ отработавшего ядерного топлива на первом этапе были рассмотрены: сухое камерное хранилище ОЯТ реакторов ВВЭР-1000, типовое «мокрое» хранилище ОЯТ реакторов РБМК-1000 и централизованное «мокрое» ОЯТ реакторов ВВЭР-1000. Описание строительных конструкций перечисленных хранилищ приведено в главе 1. Рассматривалось проектное состояние сооружений.

Для обозначенных сооружений с помощью проектно-вычислительного комплекса SCAD Office [22] были разработаны детальные математические модели. Основными типами конечных элементов при моделировании были «оболочка» и «пространственный стержень». Грунтовое основание задавалось с помощью системы интегральных жесткостей (пружин), присоединяемых к узлам конечных элементов, моделирующих фундамент сооружений. Свайное поле камерного хранилища было смоделировано стержнями эквивалентной жесткости. При вычислении частот и форм собственных колебаний применялся метод Ланцоша [76], [71], [77].

Ниже, на рисунках 2.4; 2.5 показан общий вид разработанных расчетных моделей.

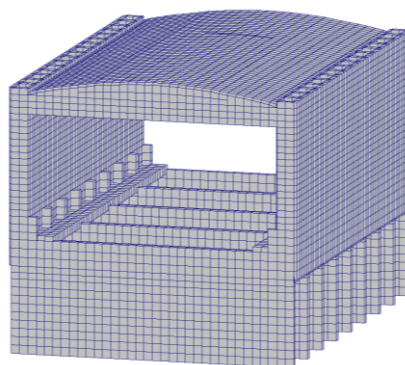


Рисунок 2.4 – Общий вид расчетной модели сухого камерного хранилища ВВЭР-1000

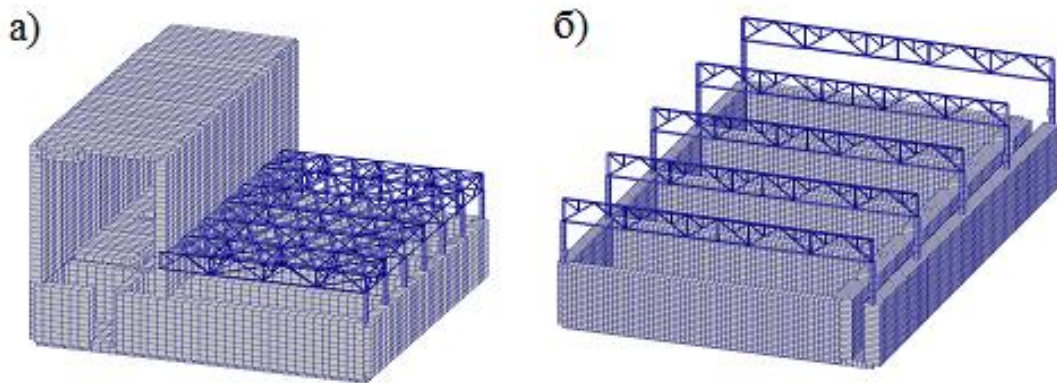


Рисунок 2.5 – Общий вид расчетных моделей:

а – промежуточное «мокрое» хранилище РБМК-1000; б – централизованное «мокрое» хранилище ВВЭР-1000

На рисунках 2.6; 2.7 приведены определяющие формы и частоты собственных колебаний строительных конструкций «сухого» камерного хранилища.

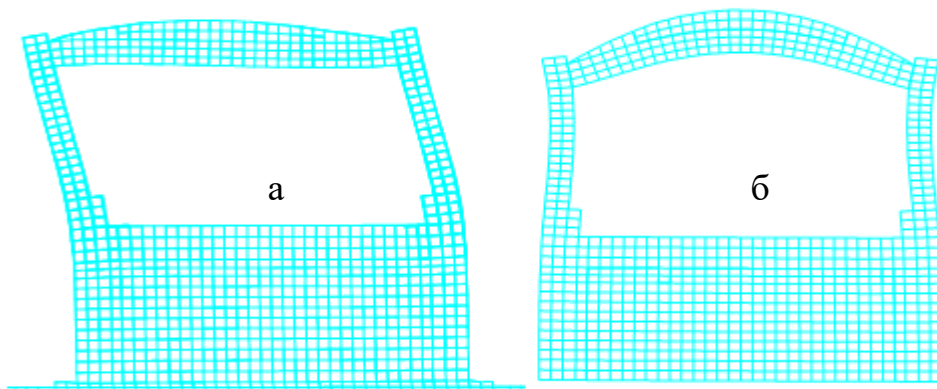


Рисунок 2.6 – Определяющие формы собственных колебаний строительных конструкций сухого камерного хранилища

а - в поперечном направлении (2,54 Гц); б - в вертикальном направлении (7,31 Гц)

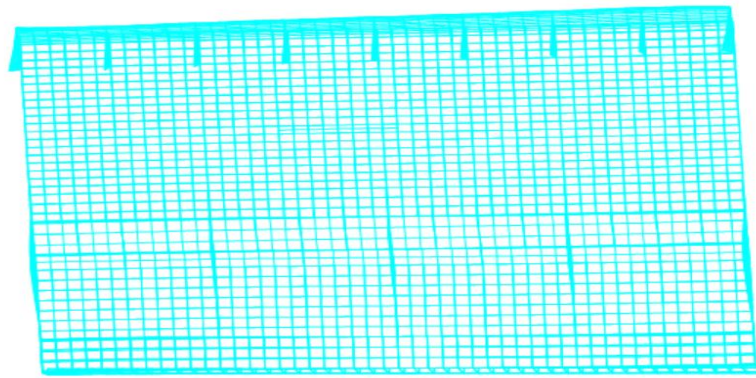


Рисунок 2.7 – Определяющая форма собственных колебаний строительных конструкций сухого камерного хранилища, в продольном направлении 4.56 Гц

Анализ результатов вычисления собственных частот и форм колебаний сооружения показал, что в поперечном и вертикальном направлениях происходят упругие колебания строительных конструкций верхней части здания.

При этом частота этих колебаний составляет соответственно 2,54 и 7,31 Гц (рис. 2.6), что свидетельствует об их относительно высокой жесткости. В продольном направлении хранилище совершает колебания на грунте как практически недеформируемое тело (рис. 2.7).

Усилия, возникающие в строительных конструкций рассмотренного сооружения при экстремальных динамических воздействиях (воздушная ударная волна оказывающая давление 27 кПа на фронтальную преграду, падение самолета массой до 5 тонн, землетрясение интенсивностью 7 баллов по шкале MSK-64) изучались в работе [42].

Далее рассматривалось типовое «мокрое» хранилище, отработавшего ядерного топлива реакторов РБМК-1000. На рисунке 2.8 приведены определяющие собственные формы и частоты колебаний его строительных конструкций в поперечном и вертикальном направлении. Колебания в продольном направлении не рассматриваются, так как каркас раскреплен стеновыми ограждающими конструкциями, жестким диском покрытия и связями.

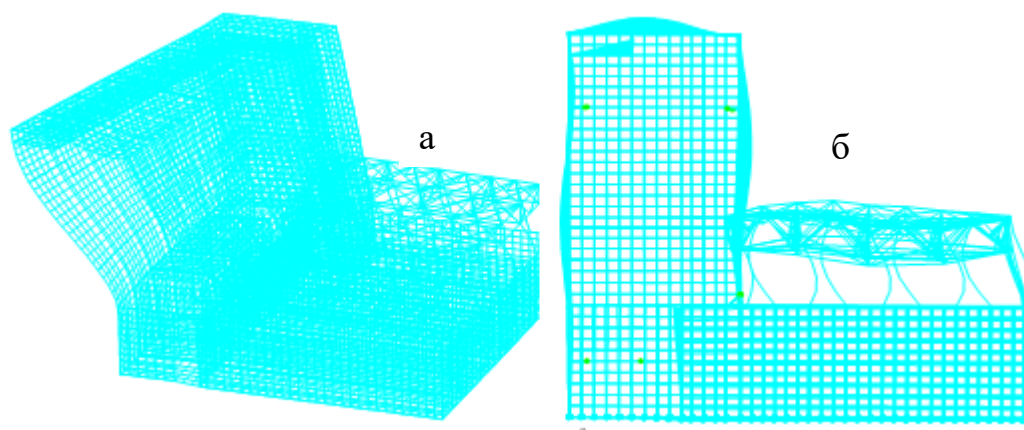


Рисунок 2.8 – Определяющая форма собственных колебаний строительных конструкций типового «мокрого» хранилища ОЯТ реакторов РБМК-1000
а - в поперечном направлении (0,98 Гц); б - в вертикальном направлении (6,9 Гц)

Результаты расчета показали, что форма колебаний, вносящая наибольший вклад в напряженно-деформированное состояние (НДС) строительных конструкций рассмотренного сооружения – это совместное упругое раскачивание более высокой монолитной железобетонной части сооружения и каркаса. При этом частота собственных колебаний по этой форме составляет всего 0,98 Гц, что свидетельствует о незначительной жесткости сооружения в поперечном направлении и, возможно, существенных численных значениях перемещений строительных конструкций при динамических воздействиях, в частности землетрясениях. К данной ситуации привел существенный перепад по высоте, жесткости и массе сооружения, что идет в разрез с требованиями сейсмических норм [34], [58].

В отличие от сооружения, рассмотренного на предыдущем этапе, каркасная часть централизованного «мокрого» хранилища ОЯТ реакторов ВВЭР-1000 в поперечном направлении не имеет конструктивной связи с монолитной железобетонной частью. Так как масса каркаса и частоты его собственных колебаний заведомо ниже соответствующих параметров монолитной нижней части, то при выполнении расчетов удобнее их рассматривать по отдельности.

Таким образом, при выполнении расчетов монолитная часть рассматривалась как основная система, в которой каркас учитывался в виде инерционных масс, а каркасная часть как подсистема. Подобный подход хорошо известен и широко используется в проектной практике [80], [84], [81], [83]. Ниже, на рисунках 2.9, 2.10 приведены их определяющие частоты и формы колебаний.

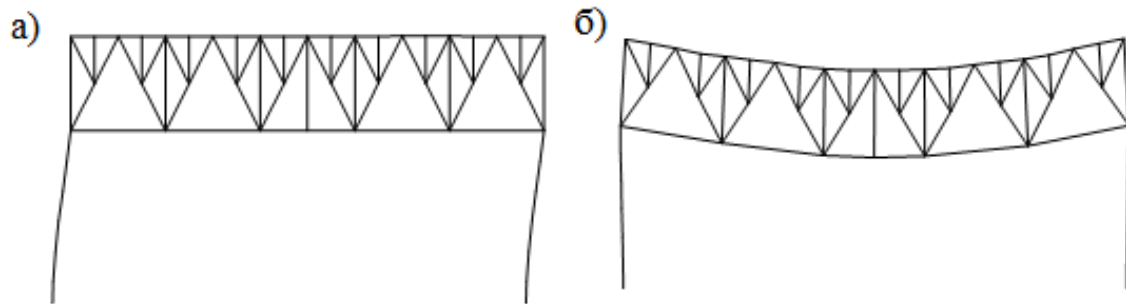


Рисунок 2.9 – Определяющая форма собственных колебаний каркасной части централизованного «мокрого» хранилища ОЯТ реакторов ВВЭР-1000

а – в поперечном направлении с частотами 0,57 (без усиления) и 0,71 Гц (с учетом усиления колонн каркаса стальными элементами, приведенными в главе 1); б – в вертикальном направлении с частотой 2,5 Гц

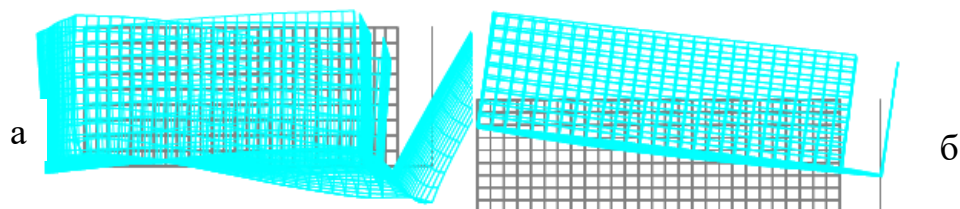


Рисунок 2.10 – Определяющая форма собственных колебаний монолитной части централизованного «мокрого» хранилища ОЯТ реакторов ВВЭР-1000

а - в поперечном направлении (3,5 Гц); б - в вертикальном направлении (4,55 Гц)

Каркасная часть сооружения в рассмотренных направлениях совершает упругие колебания, причем в поперечном направлении как с учетом, так и без учета усиления колонн, колебания происходят с очень низкой частотой (0,57 и 0,71 Гц), что означает, что каркас сооружения в этом направлении является очень

гибким, в то время как в вертикальном направлении частота собственных колебаний составила 2,5 Гц.

Определяющим тоном монолитной железобетонной части сооружения в вертикальном направлении является раскачивание на грунте как жесткого, малодеформируемого тела. При этом в поперечном направлении формой собственных колебаний, вносящей наибольший вклад по модальным массам, является смешанная форма в виде колебаний на грунте в сочетании с упругими деформациями, при которых происходит отклонение наружной стены сооружения, не раскрепленной поперечными стенами. Так как на эту стену опирается каркас, то в результате отклонения обозначенной стены в нем неминуемо возникнут дополнительные усилия.

Анализ колебаний строительных конструкций рассмотренных хранилищ позволил сделать вывод, что наиболее неудачным с точки зрения сейсмостойкого исполнения является централизованное «мокрое» хранилища ОЯТ реакторов ВВЭР-1000. К этому привело наличие наружной стены (на которую опираются колонны каркаса), не раскрепленной другими (поперечными) стенами, а также высокая гибкость каркаса в поперечном направлении. Исходя из сказанного выше, в приведенных ниже исследованиях рассматривалось именно централизованное «мокрое» хранилища ОЯТ реакторов ВВЭР-1000.

2.4. Разработка методики исследования

При выполнении всех расчетов, выполненных в данной главе, основная система (нижняя часть хранилища, в котором находится ОЯТ) моделировалась при помощи многоцелевого конечно-элементного комплекса ABAQUS CAE [66]. Использовались конечные элементы типа «оболочка». Принята декартова система координат, при этом ось X направлена вдоль здания, ось Z – поперек, а ось Y – по высоте (рис. 2.11). Каркас в основной системе был задан с помощью инерционных масс в узлах, соответствующих местам крепления колонн.

Для исключения влияния упругих деформаций, при выполнении расчетов строительным конструкциям основной системы был искусственно назначен повышенный модуль Юнга. Другими словами, рассматривались колебания жесткого тела на грунте.

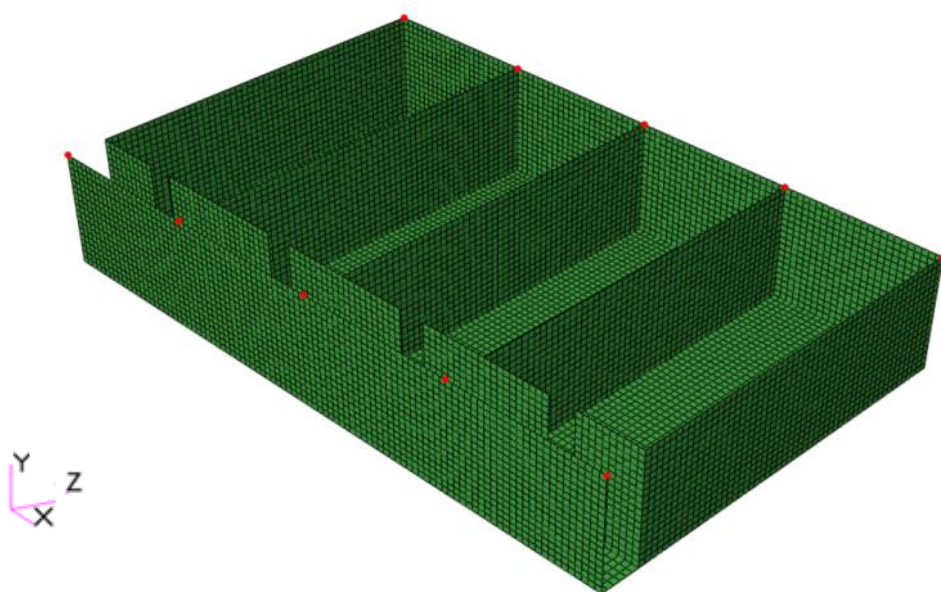


Рисунок 2.11 – Модель основной системы с указанием мест приложения инерционных масс красными точками

Грунтовое основание моделировалось на основе модели с малым числом степеней свободы [6], [80], [33], состоящей из пружин и демпферов и присоединяемых к узлам фундаментной плиты расчетной схемы (рис. 2.12).

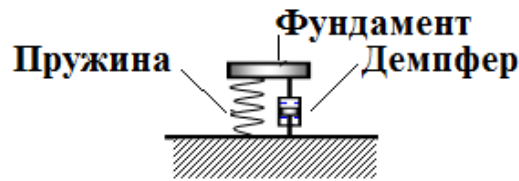


Рисунок 2.12 – Модель грунтового основания на основе пружин и демпферов

Заглубление сооружения в расчетах не учитывалось, так как его отношение, к эквивалентному радиусу фундаментной плиты не превосходит 0,3 [6], [80].

Учитывались следующие нагрузки:

- нагрузка от собственного веса строительных конструкций;
- эксплуатационная нагрузка (от ОЯТ и воды);
- нагрузка от мостового крана;
- снеговая нагрузка.

Находящееся на хранении отработавшее ядерное топливо было задано в расчетной схеме с помощью распределенной массы в уровне фундаментной плиты.

Гидродинамический эффект от воды, являющейся теплоносителем, учитывался по методике, приведенной в [34], [80]. Согласно этой методике, жидкость, содержащаяся в сооружении, учитывалась как система, состоящая из двух масс: кинематической m_1 и инерционной m_2 , механически связанных с конструкцией хранилища (рис. 2.13).

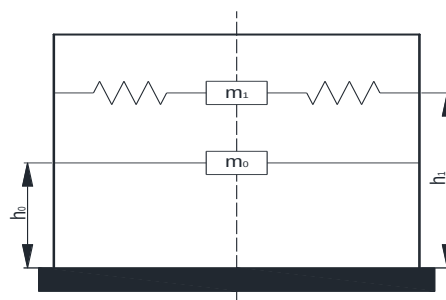


Рисунок 2.13 – Расчетная схема резервуара с жидкостью [34]

Расчеты выполнялись динамическим методом (модальной суперпозиции) с заданием демпфирования по формам колебаний.

В строительных конструкциях объектов использования атомной энергии не допускается возникновение существенных нелинейных деформаций [61], поэтому динамический расчет даже на действие сильных землетрясений производится в линейной постановке. При этом уравнение колебаний в матричной форме записывается в виде:

$$M\ddot{Y} + R\dot{Y} + BY = -M\ddot{Y}_0, \quad (2.5)$$

где M – диагональная матрица инерции; B – матрица демпфирования; R – матрица жесткости; Y_0 – вектор кинематического возмущения.

Согласно [33] метод модальной суперпозиции подразумевает, что вектор перемещений всей системы $\{u(t)\}$ равен сумме перемещений по собственным формам $\{u_i(t)\}$ (см. формулы 2.6-2.8).

$$\{u(t)\} = \sum_{i=1}^s \{u_i(t)\}, \quad (2.6)$$

где s – это число учитываемых собственных форм.

Перемещение по i -ой собственной форме $\{u_i(t)\}$ равно:

$$\{u_i(t)\} = \{\phi_i\} f_i(t), \quad (2.7)$$

где $\{\phi_i\}$ – это вектор i -ой собственной формы;

$f_i(t)$ – решение дифференциального уравнения.

$$\ddot{f}_i + 2\lambda_i \omega_i \dot{f}_i + \omega_i^2 f_i = -\Gamma_i \ddot{u}_g(t), \quad (2.8)$$

где ω_i – i -ая круговая частота;

λ_i – демпфирование по i -ой собственной форме;

Γ_i – коэффициент участия i -ой собственной формы, вычисляется по формуле (2.9),

$$\Gamma_i = \frac{\{\phi_i\}^T [M] \{J\}}{\{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\}}. \quad (2.9)$$

Известно, что величина потерь энергии за счет отражения сейсмических волн от фундаментной плиты бывает очень значительна. Однако, принимая во внимание, что неоднородность, трещиноватость и т.п. основания могут препятствовать распространению отраженных волн [6], для форм, при которых происходит раскачивание сооружения на грунте как жесткого тела (данные

формы вносят основной вклад по модальным массам), демпфирование было ограничено 10-ю % критического.

Сейсмическое воздействие задавалось в виде трехкомпонентных акселерограмм. Использовалась как синтезированная запись, соответствующая спектру ответа, приведенному в [34] (рис. 2.14-2.16), так и записи реальных землетрясений (высокочастотного и низкочастотного) из базы сильных землетрясений Европы [70].

Горизонтальные компоненты всех воздействий масштабировались к максимальному ускорению 2 м/с^2 , вертикальные к $1,33 \text{ м/с}^2$, то есть моделировались сильные землетрясения интенсивностью 8 баллов по шкале MSK-64. Шаг оцифровки всех записей – $0,01 \text{ с}$, длительность – $19,6 \text{ с}$; $8,3 \text{ с}$; 25 с низкочастотной, высокочастотной и синтезированной соответственно.

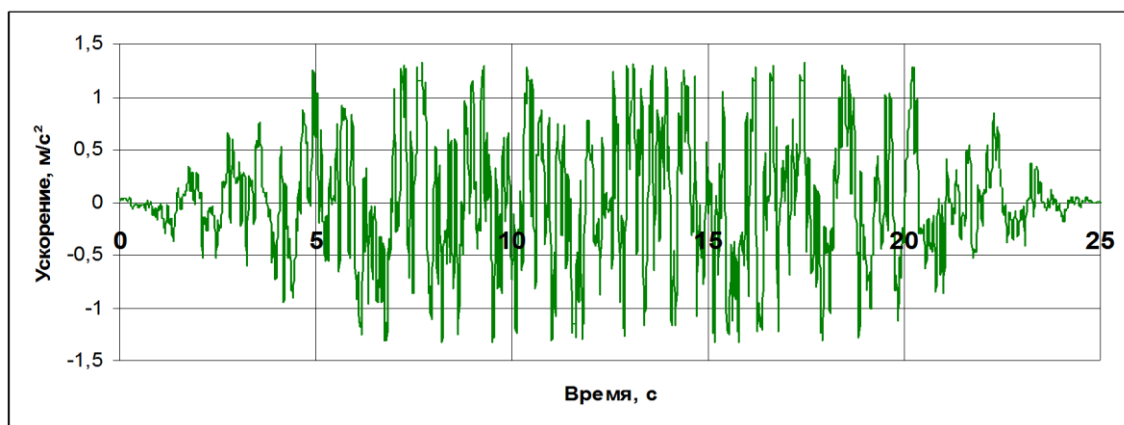


Рисунок 2.14 – Вертикальная компонента (Y) синтезированной акселерограммы

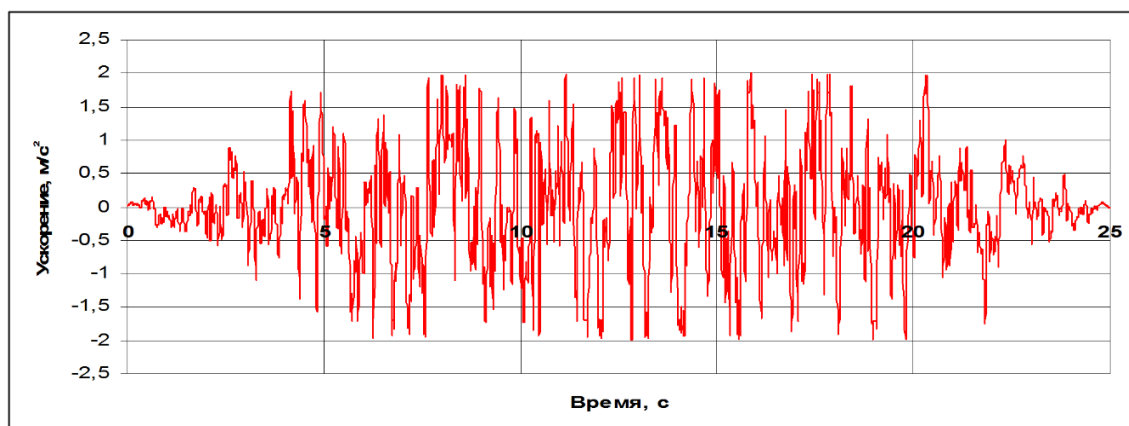


Рисунок 2.15 – Горизонтальная компонента (Z) синтезированной акселерограммы

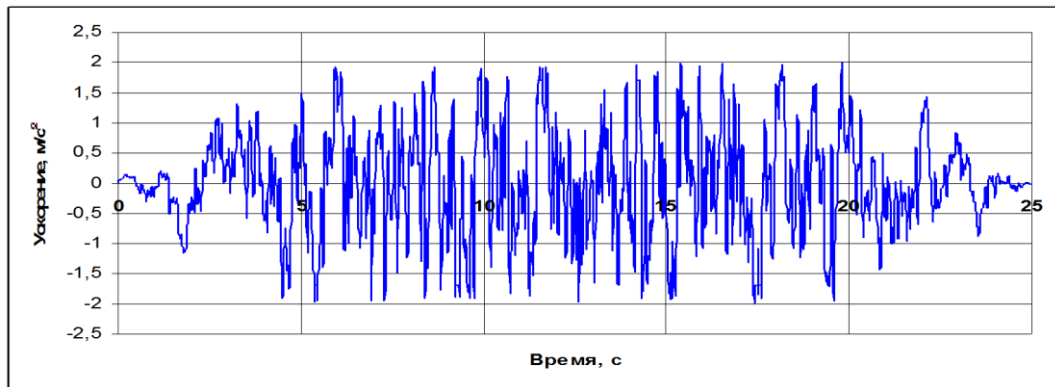


Рисунок 2.16 – Горизонтальная компонента (X) синтезированной акселерограммы

Спектры ответа, соответствующие описанным выше воздействиям приведены на ниже, на рисунках 2.17 - 2.19.

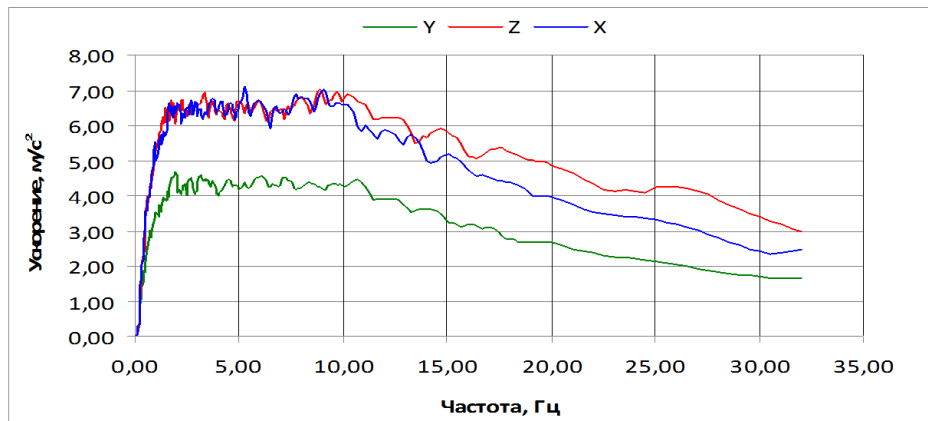


Рисунок 2.17 – Спектры ответа, соответствующие компонентам синтезированного воздействия (демпфирование 5%)

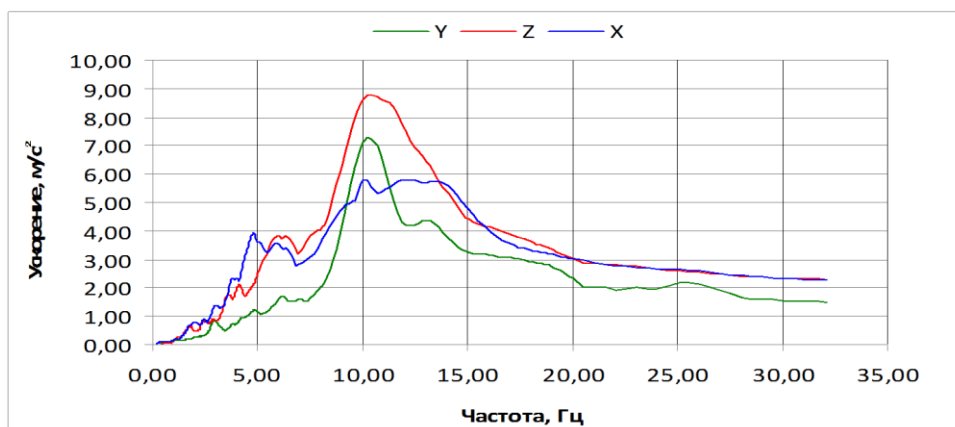


Рисунок 2.18 – Исходные спектры ответа, соответствующие компонентам высокочастотного воздействия (демпфирование 5%)

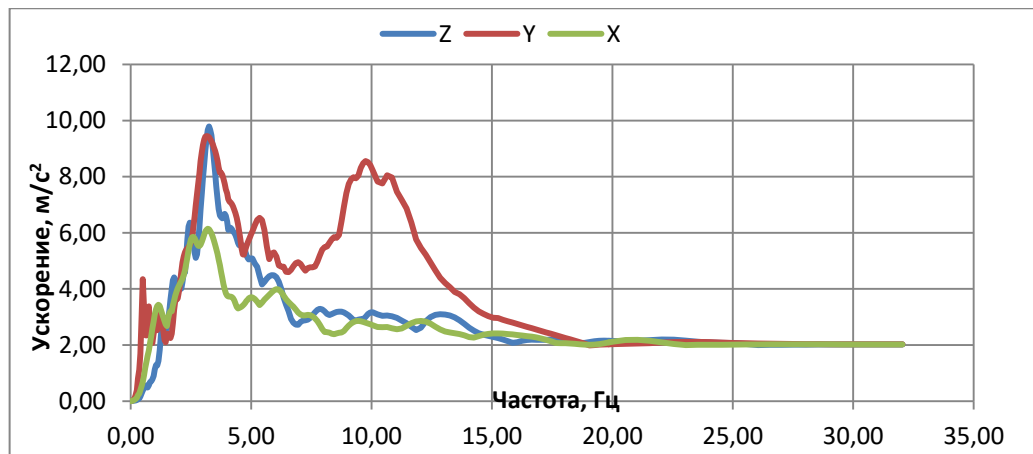


Рисунок 2.19 – Исходные спектры ответа, соответствующие компонентам низкочастотного воздействия (демпфирование 5%)

Исследовалась интенсивность колебаний строительных конструкциях централизованного «мокрого» хранилища ОЯТ реакторов ВВЭР-1000. При этом варьировались различные факторы, такие как жесткость грунтового основания, масса сооружения, распределение масс и частотный состав исходного сейсмического воздействия.

Наиболее уязвимым элементом сооружения является его гибкий каркас, поэтому исследовалась интенсивность колебаний именно этой части сооружения.

На первом этапе исследовалось влияние жесткости грунтового основания на ответные ускорения каркасной части сооружения. Было принято, что хранилище максимально загружено отработавшим ядерным топливом.

Рассматривались пять типов грунтов основания: от слабого (грунт 1) с модулем сдвига $6.5 \cdot 10^7 \text{ Н/м}^2$ ($E \approx 500 \text{ т/м}^2$), что может соответствовать, например, влажным пластичным глинистым грунтам [28], до несжимаемого скального. Характеристики рассмотренных типов основания приведены ниже в табл. 2.1.

Таблица 2.1 – Характеристики грунтового основания

Тип грунта	Приблизительное значение модуля деформации, E (МПа)	Модуль сдвига, G (Н/м ²)	Плотность, ρ (т/м ³)	Коэффициент Пуассона, μ
Грунт 1	5	6.5×10^7	2	0.4
Грунт 2	16	2.16×10^8	2	0.4
Грунт 3	53	7.2×10^8	2	0.4
Грунт 4	177	2.4×10^9	2	0.4
Скала	-	∞	-	0.4

Наиболее близким к реальным грунтовым условиям рассматриваемого объекта является «грунт 1». Заметим, что для получения запаса прочности, при сейсмических расчетах ПСО обычно определяют не только для фактической жесткости грунта основания, но также и для вдвое более жесткого и вдвое более мягкого грунта. Далее по полученным спектрам строят огибающую, и уже по ней производят расчет [6], [80], [84]. Таким образом, «грунт 1» в любом случае попадает в диапазон значений, соответствующих реальному основанию сооружения.

На втором этапе варьировалась загруженность сооружения отработавшим ядерным топливом. Были рассмотрены варианты полной загрузки хранилища, загруженности на три четверти, на половину, на одну четвертую, а также вариант полного отсутствия топлива. При этом считалось, что топливо распределено равномерно. В качестве грунта основания был принят «грунт 1» (табл. 2.1).

На третьем этапе оценивался сейсмический отклик каркаса при нерегулярном распределении отработавшего ядерного топлива в хранилище. Моделировались ситуации, при которых одинаковое количество топлива, а именно $\frac{1}{4}$ от общей вместительности, по-разному размещалось в сооружении. Рассматривалось смещение топлива относительно продольной (X) и поперечной (Z) оси симметрии (имеются в виду оси, разбивающие сооружения на равные части в плане, изображенные на рисунке 2.20).

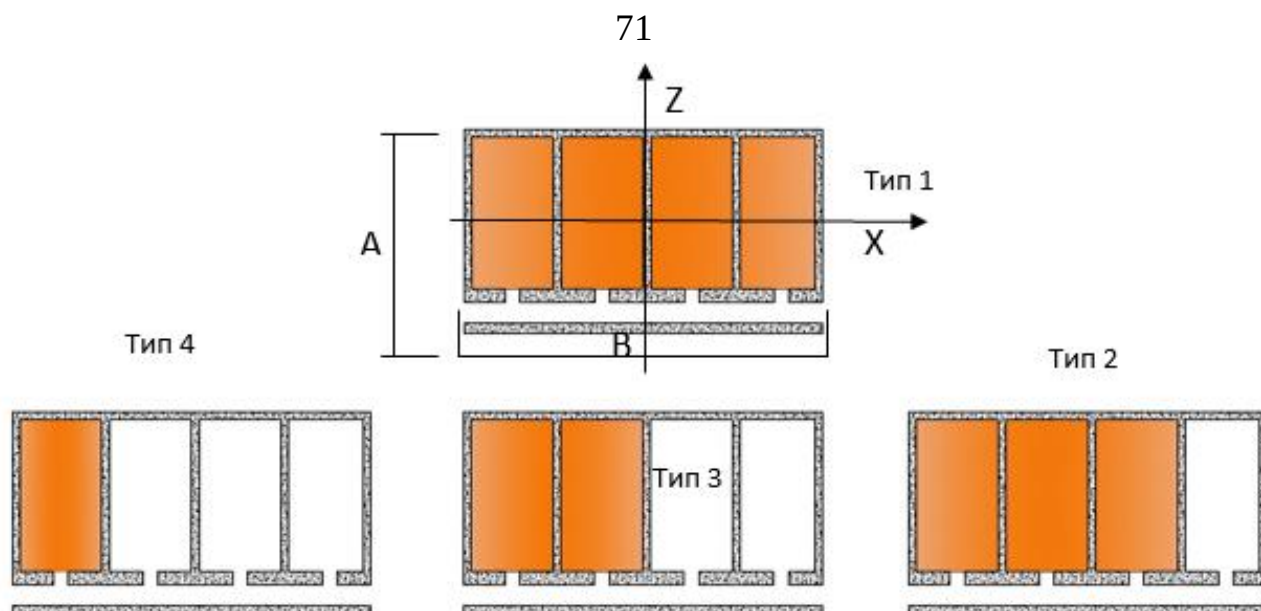


Рисунок 2.20 – Рассмотренные варианты распределения ОЯТ в хранилище

Ниже, в таблице 2.2 приведены численные значения смещений центра масс (м) относительно осей симметрии хранилища при разном типе загрузки, а также отношение этих значений к длине стороны сооружения, вдоль которой центр масс смещен. При типах загрузки 2,3,4, смещение центра масс по сравнению с типом 1 происходило относительно оси Z (вдоль стены B)

Таблица 2.2 – Значения смещений центра масс сооружения

Тип загрузки	Смещение центра масс от соответствующей оси симметрии (м)	Отношение смещений центра масс к длине стороны сооружения (%)
1	0 (от оси Z); 1,31 (от оси X)	0 (вдоль стороны B); 4,4(вдоль стороны A)
2	1,13 (от оси Z)	2,35 (вдоль стороны B)
3	3,13 (от оси Z)	6,52 (вдоль стороны B)
4	4,41(от оси Z)	9,2 (вдоль стороны B)

На четвертом этапе изучалось влияние спектрального состава исходного воздействия на интенсивность колебаний строительных конструкций хранилища ОЯТ реакторов ВВЭР-1000 при землетрясении. При этом рассматривалось 2 типа грунта: слабый «грунт 1» и жесткий «грунт 3» (характеристики приведены в таблице 2.1).

2.5. Влияние жесткости грунтового основания на интенсивность колебаний хранилища ОЯТ ВВЭР-1000

Анализ результатов вычисления собственных частот и форм колебаний при рассмотрении основной системы сооружения как жесткого тела показал, что наибольший вклад по модальным массам при ее колебаниях на грунте в поперечном направлении вносила первая форма (рис.2.21 а), в вертикальном направлении – шестая форма собственных колебаний (рис.2.21 б).

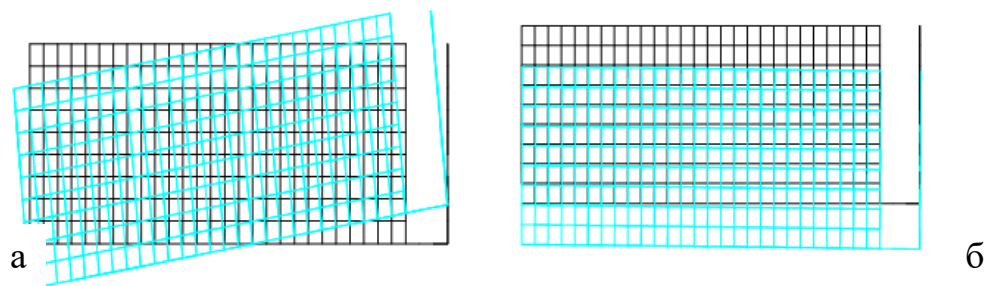


Рисунок 2.21 – Первая и шестая форма собственных колебаний основной системы на грунте

Ниже, в таблице 2.3 приведена зависимость частот первой и шестой форм колебаний от жесткости грунтового основания.

Таблица 2.3 – Зависимость частот определяющих форм собственных колебаний бассейна на грунте от жесткости основания

Грунт №	Модуль сдвига, Н/м ²	Частота, вносящая наибольший вклад по модальным массам в поперечном направлении	Частота, вносящая наибольший вклад по модальным массам в вертикальном направлении
1	$6.5 \cdot 10^7$	1 форма (2.46 Гц);	6 форма (3.03 Гц)
2	$2.16 \cdot 10^8$	1 форма (4.48 Гц)	6 форма (5.52 Гц)
3	$7.2 \cdot 10^8$	1 форма (8.17 Гц)	6 форма (10.07 Гц)
4	$2.4 \cdot 10^9$	1 форма (15.02)	6 форма (18,39 Гц)
5	∞	-	-

Далее в точках крепления колонн каркасной части сооружения были построены ПСО в поперечном и вертикальном направлении (рис. 2.22, 2.23).

Изучение полученных результатов показало, что ПСО, а соответственно и интенсивность колебаний строительных конструкций в обоих направлениях сильно зависят от жесткости грунтового основания. Ниже, на рисунках 2.22; 2.23

в качестве примера приведено семейство спектров в горизонтальном и вертикальном направлениях соответственно, которые наглядно демонстрируют это.

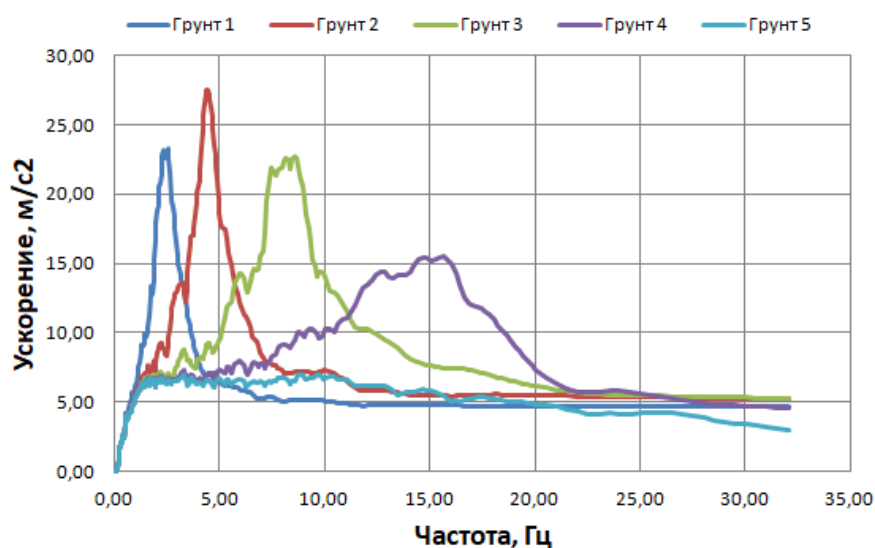


Рисунок 2.22 – ПСО в поперечном направлении (демпфирование 5%)

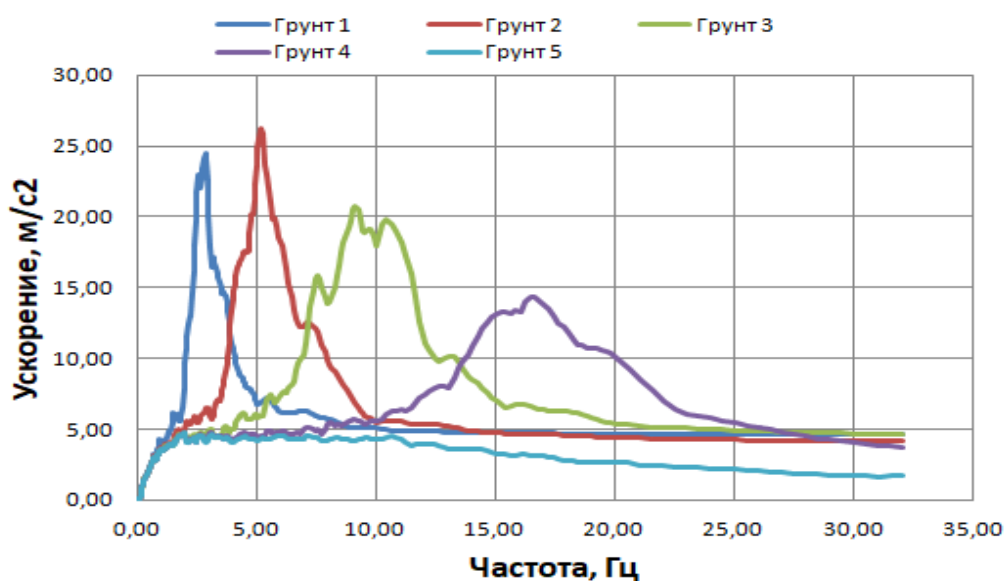


Рисунок 2.23 – ПСО в вертикальном направлении (демпфирование 5%)

Похожие результаты получил А.В. Петренко, изучавший интенсивность вынужденных колебаний конструкций реакторного отделения АЭС [41].

Таким образом, сейсмическая реакция подсистемы, а, следовательно, и ее несущая способность должна сильно зависеть от жесткости грунтового основания

На рисунке 2.24 в виде графика приведены значения ответных ускорений рам каркаса исследуемого здания в вертикальном и поперечном направлении. По значениям данных ускорений можно судить об интенсивности сейсмической нагрузки на подсистему.

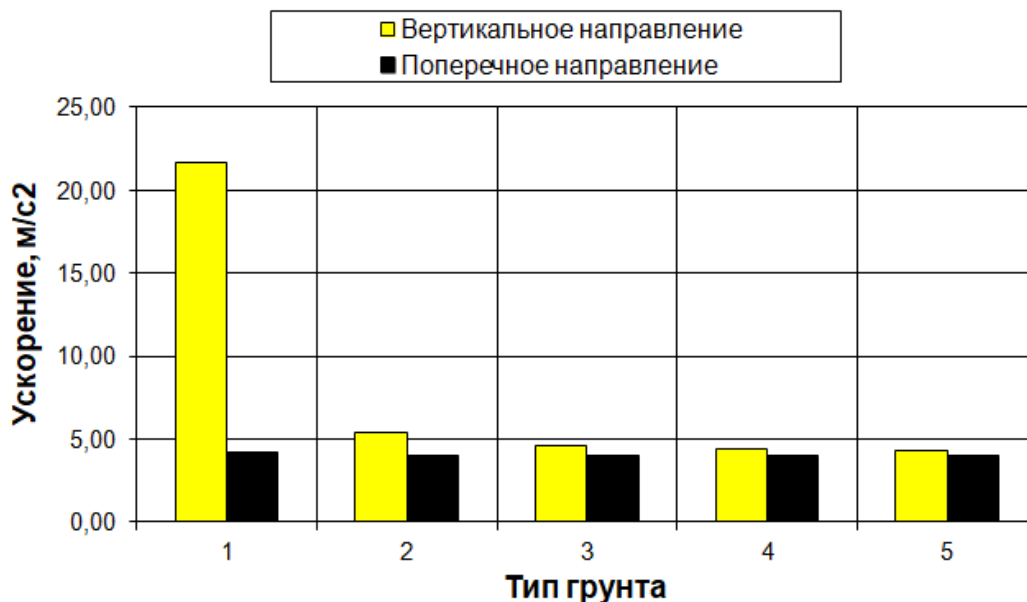


Рисунок 2.24 – Ответные ускорения гибкой части сооружения в зависимости от типа грунта

Полученные результаты свидетельствуют о том, что жесткость грунтового основания до определенного момента оказывает существенное влияние на НДС гибкой части сооружения, вызванного вертикальной компонентой землетрясения, в то время как в горизонтальном направлении влияния практически нет. Это объясняется очень низкой определяющей частотой собственных колебаний рам в поперечном направлении.

Ниже, на рисунке 2.25 приведены продольные силы в элементах несущей рамы, вызванные вертикальной компонентой землетрясения при наиболее мягком (грунт 1) и втором по жесткости (грунт 2) грунте.

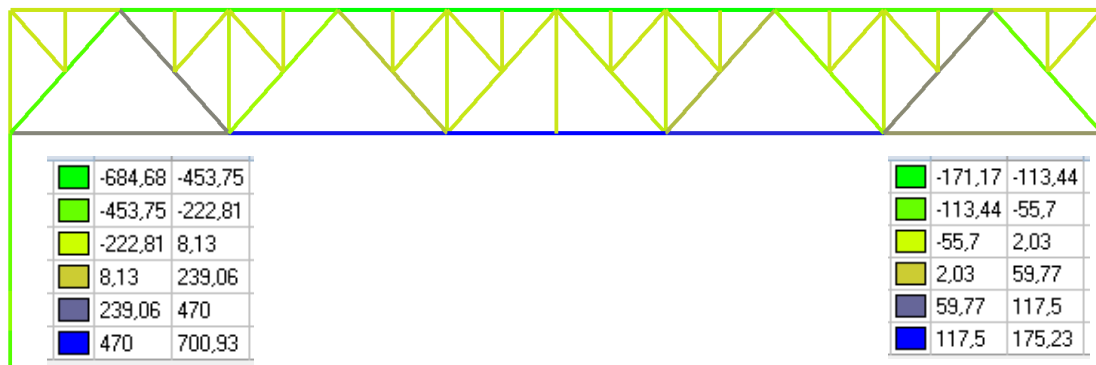


Рисунок 2.25. Продольные сейсмические силы в элементах рамы при наиболее мягком (слева) и втором (справа) по жесткости грунте, т.

Полученные результаты свидетельствуют о том, что в данном случае существенно снизить сейсмические усилия в элементах хранилища тем самым повысив его сейсмостойкость может укрепление грунта.

Далее было проанализировано влияние жесткости грунтового основания на «абстрактные» подсистемы с различными определяющими частотами собственных колебаний. В качестве примера были рассмотрены колебания в горизонтальном направлении. В таблице 2.4 выборочно приведены полученные результаты.

Таблица 2.4 – Ответные ускорения подсистемы в зависимости от ее определяющей частоты при различной жесткости грунта

Тип грунта	Определяющая частота в поперечном направлении, Гц				
	1,0	1,2	1,5	1,7	1,9
	Ответные ускорения в поперечном направлении, м/с ²				
1	6,15	7,9	9,66	12,74	15,33
2	5,61	6,13	7,04	7,16	7,6
3	5,37	5,97	6,49	6,69	6,72
4	5,32	5,88	6,36	6,53	6,45
5	5,29	5,86	6,32	6,47	6,38

На рисунке 2.26 отображено, на сколько процентов изменилось ответное ускорение на втором по жесткости грунте («грунт2»), по сравнению с наиболее мягким грунтом («грунт1») при разной определяющей частоте подсистем.

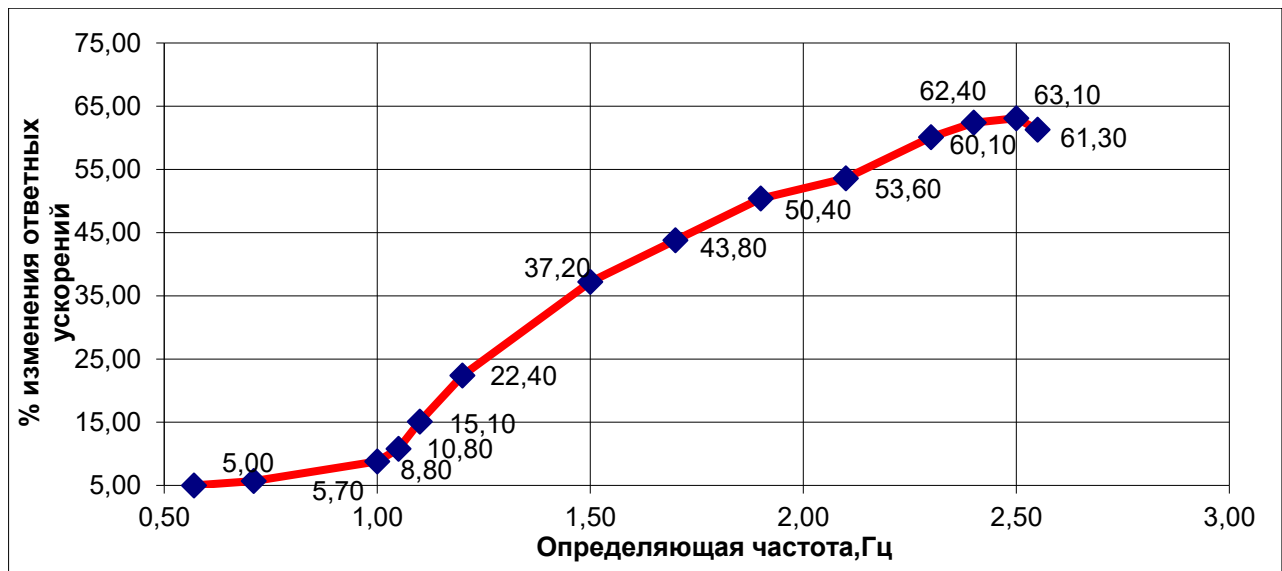


Рисунок 2.26 – Процент изменения ответных ускорений подсистемы при их различной определяющей частоте

Из приведенного выше графика видно, что грунтовые условия начинали оказывать значимое влияние при определяющей частоте подсистемы выше 1 Гц. При этом вплоть до 2,5 Гц это влияние усиливалось. Так при определяющей частоте подсистемы в 1,1 Гц ответные ускорения на более жестком грунте понизились бы на 8,8%, а при частоте 2,4 Гц уже на 62,4%.

Варьирование определяющей частоты основной системы посредством изменения жесткости основания оказывает существенное влияние на ответные ускорения, а соответственно несущую способность строительных конструкций подсистем при землетрясении. Следует отметить, что, если подсистема является гибкой, а численные значения частот ее определяющих тонов составляет менее 1 Гц, влияние грунтовых условий становится малозначительным.

Изменением массы сооружения можно добиться похожего результата, поэтому интересной и важной задачей является изучение влияния загруженности хранилищ ОЯТ на сейсмостойкость их строительных конструкций.

2.6. Влияние массы и смещения центра масс ХОЯТ ВВЭР-1000 на интенсивность колебаний его строительных конструкций

За время эксплуатации хранилищ отработавшего ядерного топлива может существенно изменяться количество находящегося на хранении отработавшего ядерного топлива, что в свою очередь приведет к заметному изменению массы сооружения. Более того, практически все страны увеличивают вместимость хранилищ отработавшего топлива атомных станций за счет перехода на уплотненное хранение [47]. Таким образом, приведенный выше фактор может оказать существенное влияние на колебания строительных конструкций хранилища отработавшего ядерного топлива при сейсмическом воздействии и, следовательно, на его сейсмостойкость.

Ниже, в таблице 2.5 приведены частоты определяющих форм колебаний массивной части хранилища (основ при различном количестве находящегося в ней ОЯТ).

Таблица 2.5 – Зависимость частот определяющих форм собственных колебаний основной системы на грунте в зависимости от загрузки топливом

Степень загрузки, %	Определяющая частота в вертикальном направлении, Гц	Определяющая частота в поперечном направлении, Гц
100	3,03	2,46
50	3,6	2,7
25	4,1	2,9
0	4,8	3,1

Данные, приведенные в таблице, показывают, что количество находящегося на хранении топлива оказывает достаточно существенное влияние на частоты определяющих форм колебаний основной системы, однако это влияние не является столь значимым, как при вариации грунтового основания. Обращая внимание на частоты колебаний в поперечном направлении (табл. 2.3), напомним, что гораздо больший разброс значений не повлиял на ответные ускорения рам каркаса (однако не стоит забывать, что при более высокой определяющей частоте подсистемы, изменение частот колебаний основной

системы может сыграть свою роль). Далее рассмотрены ответные ускорения подсистемы объекта в вертикальном направлении.

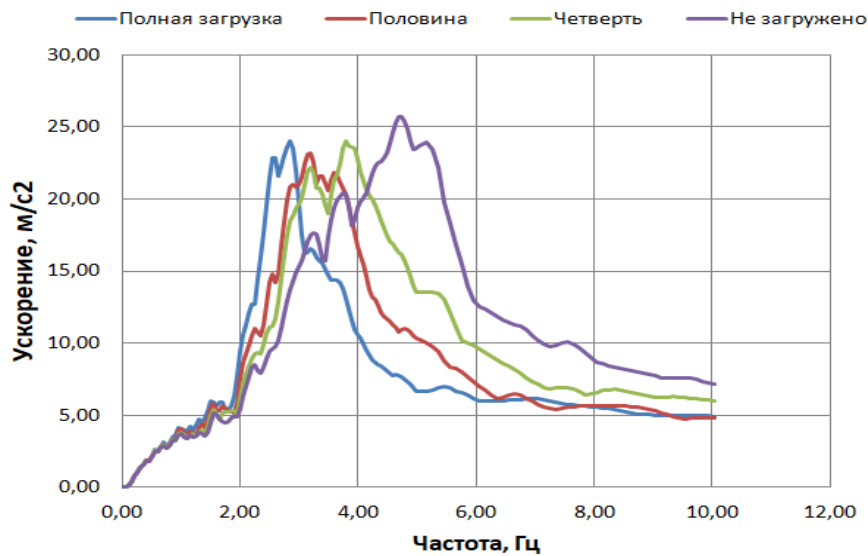


Рисунок 2.27 – ПСО в вертикальном направлении при различной загрузженности хранилища (демпфирование 5%)

Из рисунка 2.27 видно, что с уменьшением количества топлива пик спектра смещается в сторону большей частоты, то есть ответные ускорения каркаса снижаются (рис.2.28).

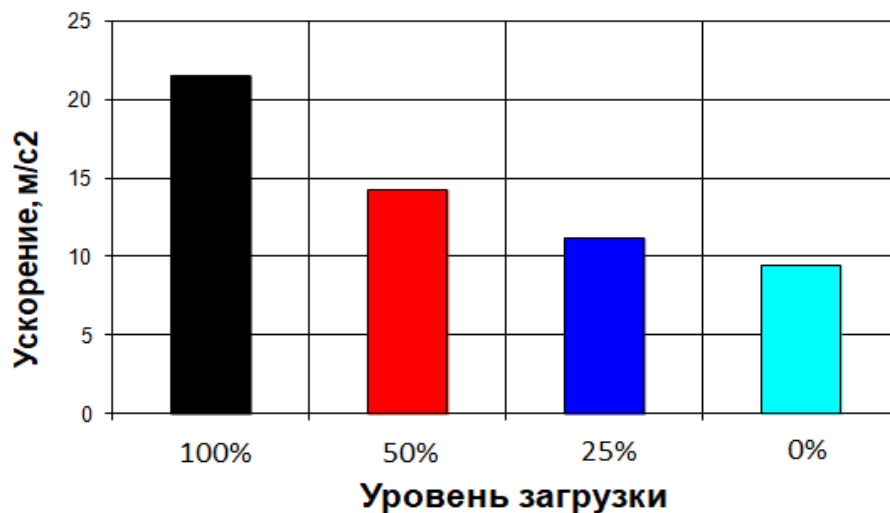


Рисунок 2.28 – Ответные ускорения каркаса в зависимости от загрузженности хранилища

В результате с уменьшением загрузженности бассейнов хранения в 2 раза, произошло снижение ответных вертикальных ускорений на 33,7%, затем на 47,8% и 56,1% по сравнению с полной загрузкой, при использовании $\frac{1}{4}$ ресурса

и при пустом хранилище соответственно, что соответствующим образом сказывается на усилиях, возникающих в конструкции (см. рис. 2.29).

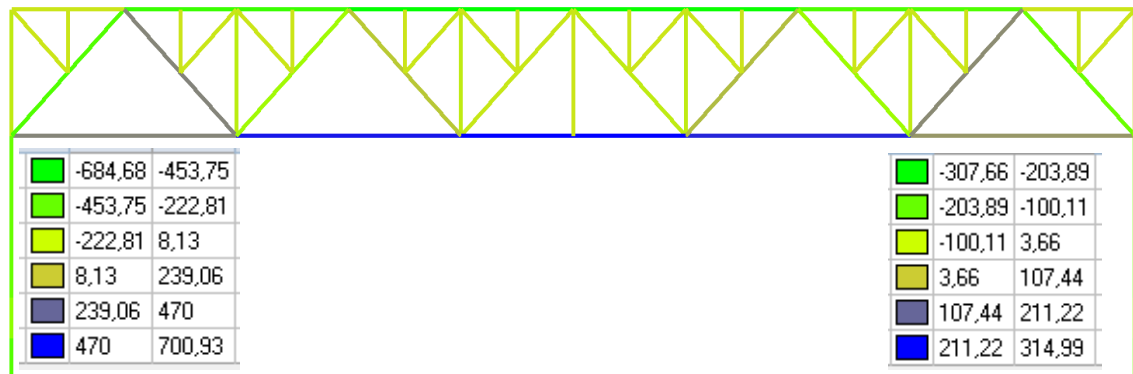


Рисунок 2.29. Продольные сейсмические силы в элементах рамы при полностью загруженном (слева) и при пустом (справа) хранилище, т.

Далее было рассмотрено влияние смещения центра масс путем неравномерного распределения топлива в хранилище на ответные ускорения строительных конструкций его каркасной части при землетрясении.

С точки зрения норм сейсмостойкого строительства [58], при проектировании зданий и сооружений необходимо, как правило, принимать симметричные конструктивные и объемно-планировочные решения с равномерным распределением масс. Рассматриваемое хранилище не в полной мере соответствует этим требованиям, в частности имеет несимметричную в плане компоновку, в результате чего центр масс сооружения оказался смещен в сторону транспортного коридора на 2,08 м (рис 2.30, а). Так как ОЯТ составляет значительную часть общей массы сооружения, то его неравномерное распределение может привести к еще более существенному смещению. Отметим, что в случае полного равномерного заполнения хранилища это смещение становится несущественным и составляет всего 0,52 м (Рис. 2.30, б).

Варианты заполнения хранилища отработавшим ядерным топливом приведены в разделе 2.4 (рис. 2.20)

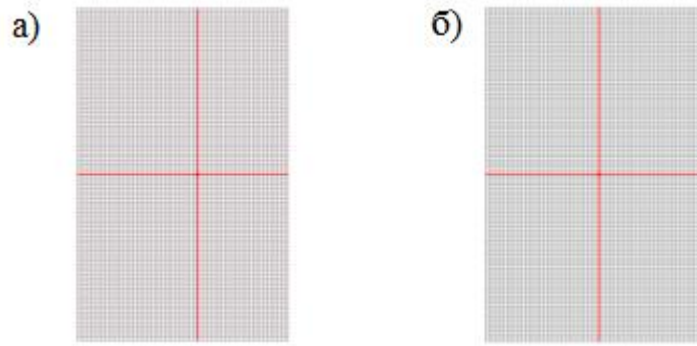


Рисунок 2.30 – Расположение центра масс сооружения в плане:

а – при незаполненном хранилище; б – при полностью заполненном хранилище

При анализе результатов расчетов была выявлена интересная особенность. Чем более неравномерно загружалось хранилище (относительно как поперечной (Z), так и продольной (X) оси симметрии), тем выше оказывалась определяющая частота колебаний основной системы на грунте в вертикальном направлении (табл. 2.6), что отразилось и на поэтажных спектрах ответа (рис. 2.31).

Таблица 2.6 – Зависимость частот определяющих форм собственных колебаний бассейна на грунте в вертикальном направлении от типа загрузки.

Тип загрузки	Определяющая частота, Гц
1	4,1
2	4,22
3	4,4
4	4,53

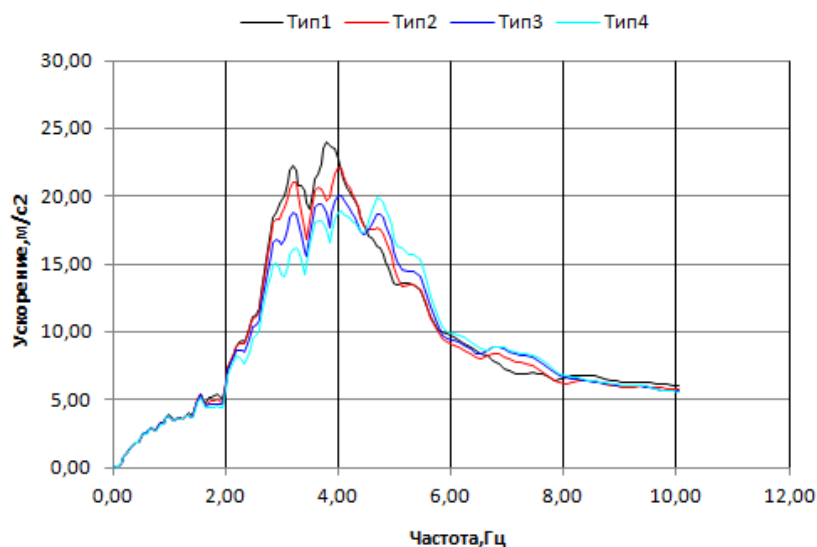


Рисунок 2.31 – Вертикальные ПСО при различном типе загрузки хранилища (демпфирование 5 %)

Смещение центра масс также повлияло и на ответные ускорения рам каркаса. Интересным является характер изменения этих ускорений (рис. 2.32).

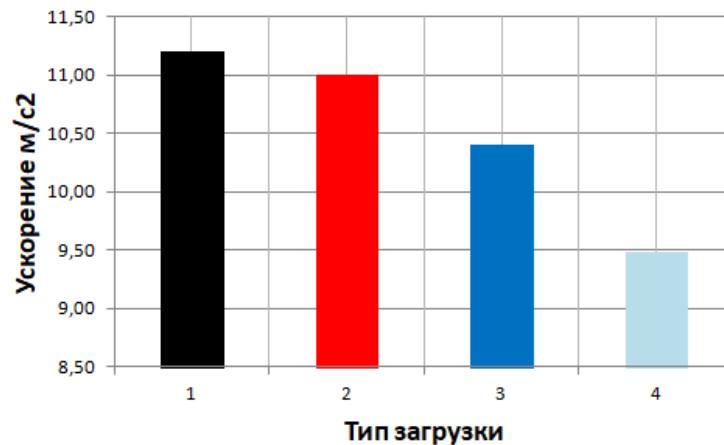


Рисунок 2.32 – Ответные ускорения рам каркаса при различном типе загрузки

С увеличением смещения центра масс ответные вертикальные ускорения каркаса снижались (по сравнению с типом 1, который подразумевает равномерную загрузку), а именно на 1%; 6,7%; 14,8%.

Таким образом, смещение центра масс сооружения (включая смещение из-за несимметричности объемно-планировочного решения) может не привести к снижению его сейсмостойкости, а наоборот вызывать ее незначительное повышение.

2.7. Изучение влияния спектрального состава исходного сейсмического воздействия на интенсивность колебаний строительных конструкций

ХОЯТ ВВЭР-1000

Как было сказано выше (глава 1), при сейсмическом воздействии состав колебаний на кровле фундамента под зданиями и сооружениями зависит от множества факторов, в числе которых очаговая зона землетрясения, продолжительность процессов в очаге землетрясения, магнитуда и т.п.

Были рассмотрены колебания строительных конструкций на мягком («грунт1») и жестком («грунт3») основании. При этом к фундаментной плите сооружения, размещенном на каждом из рассмотренных типов грунтового основания, прикладывались низкочастотное, а затем высокочастотное воздействие, спектры ускорений которых приведены на рисунках 2.18; 2.19.

На рисунках 2.33; 2.34 представлены вычисленные ПСО в точках крепления колонн каркаса к монолитной железобетонной части сооружения. На обозначенных рисунках приведен также исходный спектр ответа, совпадающий со спектром на недеформируемом скальном грунте (в этом случае отсутствует влияние сооружения на колебательный процесс).

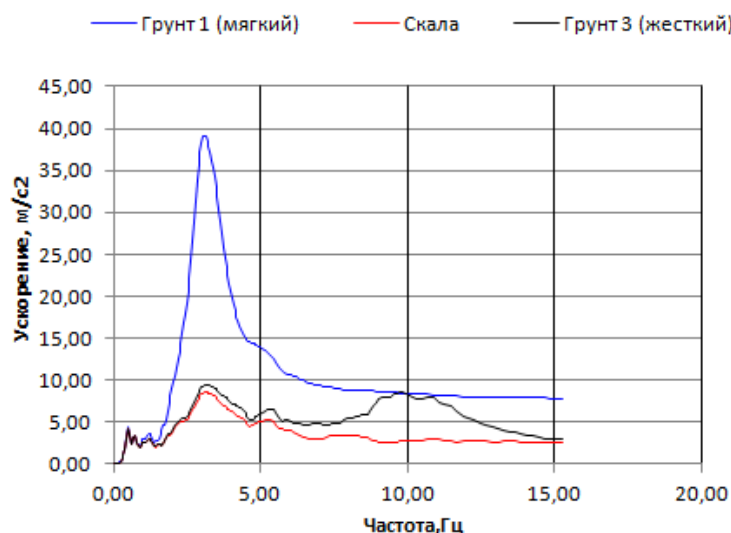


Рисунок 2.33 – ПСО в вертикальном направлении при низкочастотном исходном воздействии (демпфирование 5 %)

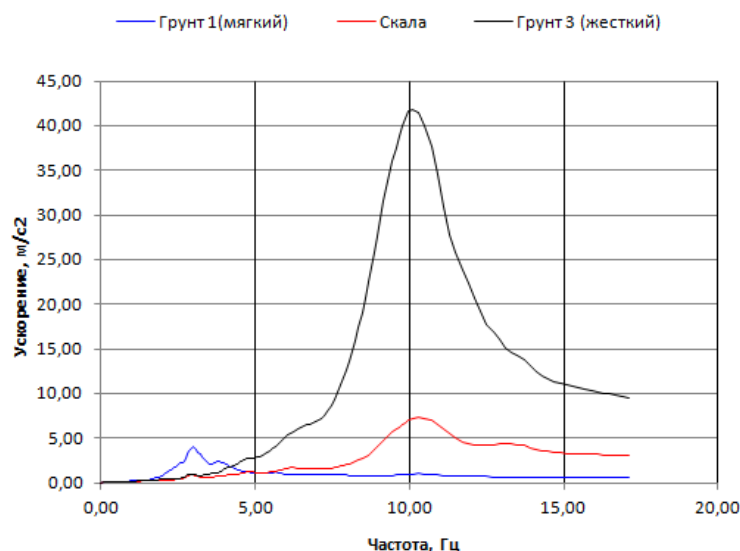


Рисунок 2.34 – ПСО в вертикальном направлении при высокочастотном исходном воздействии (демпфирование 5 %)

Полученные графики демонстрируют, что низкочастотное воздействие, при посадке сооружения на жесткий опорный слой грунта, относительно несущественно изменяло свой спектральный состав и интенсивность. Заметное отличие наблюдалось лишь на высоких частотах, в то время как на низких график был практически идентичен исходному. При слабом грунте воздействие существенно преобразовывалось и усиливалось, наблюдался резонанс. По сравнению с исходным графиком, максимальные ускорения поэтажной акселерограммы и осциллятора (соответствующего пику спектра) увеличивались в 5,88 и 4,6 раза соответственно.

Спектры высокочастотного воздействия видоизменялись как при мягком, так и при жестком грунте. В первом случае изменялся как частотный состав воздействия, так и его интенсивность. Пик спектра смещался, максимальные ускорения как акселерограммы, так и осциллятора (соответствующего пику спектра) снизились в 2,1 и в 1,81 раза соответственно. Во втором случае частотный состав воздействия не претерпевал столь существенных изменений, однако резко возрастала интенсивность колебаний, пиковые ускорения акселерограммы и осциллятора (соответствующего пику спектра) увеличивались соответственно в 7,1 и 5,74 раза.

Таким образом, наглядно проиллюстрирована эффективность антисейсмических мероприятий, связанных с изменением динамической жесткости основания. То есть укрепление слабых грунтов позволяет существенно снизить сейсмические нагрузки на строительные конструкции и оборудование сооружений, имеющих низкую определяющую частоту. В то же время устройство на жестких грунтах демпфирующих слоев мягкого грунта позволяет уменьшить ответные ускорения строительных конструкций и оборудования с высокой частотой определяющих форм собственных колебаний.

Ниже, на рисунке 2.35 приведены ответные вертикальные ускорения рам каркаса рассмотренного хранилища ОЯТ ВВЭР-1000 при различной жесткости грунтового основания и частоте исходного сейсмического воздействия.

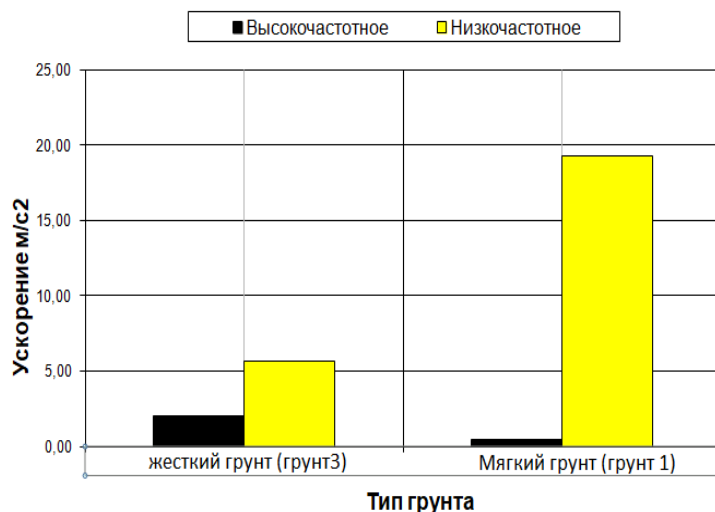


Рисунок 2.35 – Ответные вертикальные ускорения рам каркаса при различной жесткости грунта основания и частоте исходного воздействия

Так как рамы имеют низкую определяющую частоту, то для сооружения наиболее неблагоприятной ситуацией является сочетание низкочастотного воздействия и мягкого грунта. В этом случае ответные ускорения оказались в 3,4 раза интенсивнее, чем при таком же воздействии на жестком грунте и в 42,8 раза интенсивнее, чем в случае сочетания мягкого грунта и высокочастотного воздействия. В целом значения ответных ускорений при высокочастотном воздействии оказались существенно ниже, что и было проиллюстрировано.

2.8. Выводы по главе 2

Проведен анализ и оценка риска аварии «мокрого» отдельно стоящего ХОЯТ при сейсмическом воздействии, а также качественный анализ влияния различных факторов на интенсивность колебаний строительных конструкций эксплуатируемого «мокрого» хранилища отработавшего ядерного топлива ВВЭР-1000 при сейсмическом воздействии, а именно: динамической жесткости грунтового основания, массы сооружения, смещения центра масс, а также частотного состава исходного воздействия. В результате можно сделать следующие выводы:

1. Анализ и оценка риска аварии «мокрого» отдельно стоящего ХОЯТ при сейсмическом воздействии показали, что наиболее вероятным сценарием запроектной аварии на таких сооружениях является обрушение гибкой каркасной части, что приводит к падению технологического оборудования и строительных конструкций на перекрытие отсеков хранения или хранимое ядерное топливо.

2. Жесткость грунтового основания оказывает существенное влияние на интенсивность колебаний и сейсмостойкость строительных конструкций ХОЯТ лишь в вертикальном направлении. В горизонтальном направлении влияние оказалось несущественным. Повышение модуля сдвига грунта в 3 раза привело к резкому снижению ответных вертикальных ускорений каркасной части ХОЯТ с $21,7 \text{ м/с}^2$ до $5,5 \text{ м/с}^2$ и, соответственно, снижению вертикальных сейсмических нагрузок на строительные конструкции примерно в 4 раза.

3. Степень загруженности ХОЯТ отработавшим топливом, а также размещение топлива в сооружении может оказывать заметное влияние на характер сейсмических колебаний строительных конструкций. При полной загрузке вертикальная сейсмическая нагрузка на каркас рассмотренного ХОЯТ составила более $2g$, в то время как при пустом хранилище оказалась равной g . Сейсмические усилия в строительных конструкциях отличаются соответствующим образом.

4. Для «мокрого» ХОЯТ наиболее неблагоприятной ситуацией оказалось сочетание низкочастотного воздействия и мягкого грунта. В этом случае ответные ускорения оказались в 3,4 раза интенсивнее, чем при таком же воздействии на жестком грунте и в 42,8 раза интенсивнее, чем в случае сочетания мягкого грунта и высокочастотного воздействия.

5. Эффективной мерой снижения инерционной сейсмической нагрузки на гибкий каркас сооружения может стать укрепление грунта основания цементацией или другим методом.

6. Так как эксплуатируемые «мокрые» ХОЯТ были построены много десятилетий назад, в их строительных конструкциях могли накопиться повреждения. Для более детальной оценки сейсмостойкости следует спрогнозировать их появление и учесть в дальнейших исследованиях.

Глава 3. Сейсмостойкость эксплуатируемых отдельно стоящих хранилищ отработавшего топлива с учетом фактического состояния строительных конструкций

3.1. Предварительные замечания

В данной главе исследовано влияние возможного наличия повреждений на устойчивость строительных конструкций хранилища отработавшего ядерного топлива к землетрясению. Предложены варианты сейсмоусиления сооружения. Использовались записи землетрясения интенсивностью 8 баллов по шкале MSK-64, соответствующие спектру ответа на грунте по НП-031-01 [34].

В процессе эксплуатации исследуемого хранилища произошли неравномерные осадки основания, которые привели к отклонению наружной стены хранилища от вертикального положения. Данное обстоятельство свидетельствует о наличии скрытых повреждений, визуальное обнаружение которых затруднено высоким уровнем радиации, а также наличием облицовки из нержавеющей стали.

Первые признаки отклонения проблемной стены от вертикального положения были зафиксированы через несколько лет после ввода хранилища в эксплуатацию. В целях предотвращения дальнейшего развития деформаций были выполнены стальные подкосы усиления, описание которых приведено в главе 1. В течение последующих лет наблюдалась стабилизация деформаций, однако позднее неравномерность осадки и отклонение наружной стены от вертикального положения возобновились.

В результате наблюдений были зафиксированы следующие величины:

- максимальная суммарная осадка здания составила ≈ 250 мм;
- максимальное увеличение расстояние между стенами транспортного коридора по сравнению с проектным положением ≈ 40 мм;
- максимальное значение разности осадок наружной и внутренней продольных стен ≈ 27 мм;

– максимальная осадка фундаментов подкосов усиления ≈ 65 мм.

Кроме того, был зафиксирован крен здания в сторону наружной стены транспортного коридора. Помимо общего крена блоков хранилища, был зафиксирован крен колонн внутрь сооружения, максимальное значение которого на 18,3% превысило допустимое.

3.2. Порядок проведения исследования

Исследование было выполнено в несколько этапов. На первом подбирались жесткость грунтового основания, таким образом, чтобы суммарная осадка сооружения соответствовала данным натурных наблюдений. Зона трещинообразования моделировалась как линейно-упругая среда со свойствами железобетона пониженной жесткости. Для этого программно, с помощью проектно-вычислительного комплекса SCAD Office [22] определялись зоны наибольшего образования и раскрытия трещин. Затем жесткость элементов расчетной модели попавших в эту зону понижалась до тех пор, пока отклонение наружной стены транспортного коридора от вертикального положения стало соответствовать значениям, зафиксированным в результате натурных наблюдений.

Так как одна из колонн рам верхней (каркасной) части хранилища опирается на отклонившуюся от вертикали стену, это вызывает эксцентриситет и дополнительные усилия в элементах каркаса. Значения данных усилий были вычислены, затем программно была выполнена проверка несущей способности каркаса при статических нагрузках, при этом использовались отечественные нормативные документы [5], [56].

Далее выполнялись сейсмические расчеты. Как и в предыдущей главе, расчетная схема здания разделялась на основную систему и подсистему, применялся динамический метод (модальной суперпозиции), грунтовое основание задавалось на базе динамической модели с малым числом степеней свободы, учитывались грунтовые условия, наиболее приближенные к реальным

(грунт 1; глава 2). При задании сейсмического воздействия, использовалась трехкомпонентная синтезированная запись, соответствующая графику, приведенному в [34] и масштабированная к 8-ми баллам по шкале MSK-64.

В отличие от главы 2, где для получения «чистых» результатов жесткость основной системы была искусственно повышена, модуль упругости железобетона назначался в соответствии с нормативными документами [5], [15]. При этом путем снижения модуля упругости соответствующих конечных элементов учитывались зоны повышенного трещинообразования.

Оценка суммарной сейсмической нагрузки на каркасную часть сооружения выполнялась при помощи построения ПСО в точках крепления колонн к наружной стене транспортного коридора, а также за счет определения добавочных относительных перемещений проблемной стены, происходящих во время землетрясения. Эксплуатационные и климатические нагрузки учитывались по аналогии с предыдущей главой, при этом принято, что сооружение максимально загружено отработавшим ядерным топливом.

3.3. Определение зон образования трещин

Для определения зон образования трещин использовалась пространственная математическая модель, разработанная с помощью ПК SCAD Office. Данная модель включает как нижнюю монолитную часть, в которой хранится топливо, так и рамы верхней, каркасной части, которая защищает сооружение от неблагоприятных факторов окружающей среды (рис. 3.1).

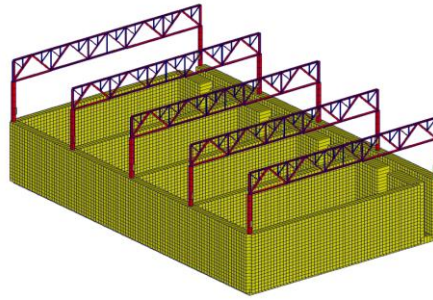


Рисунок 3.1 – Общий вид расчетной модели, использованной для определения зон образования трещин

Путем варьирования значений коэффициентов постели была подобрана жесткость основания, при которой осадка и крен сооружения оказались близки к натурным (рис. 3.2).

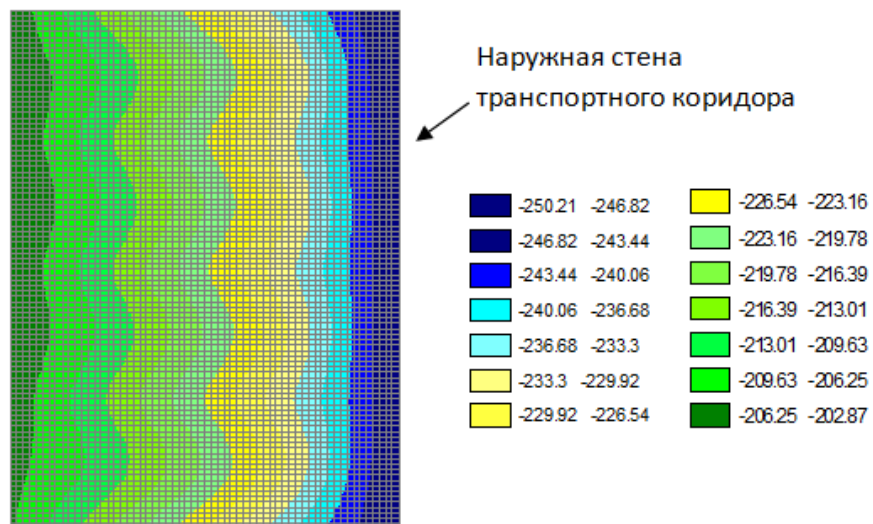


Рисунок 3.2 – Осадки фундаментной плиты, полученные в результате подбора жесткости основания (мм)

Из приведенного выше рисунка видно, что полученные в результате расчета суммарные осадки сооружения близки к зафиксированным в результате натурных наблюдений, а также присутствует крен сооружения в сторону наружной, не раскрепленной из плоскости стены транспортного коридора.

Далее программно, по методике [5] были определены зоны образования и раскрытия трещин в монолитной части сооружения. Расчет показал, что трещины образовались в фундаментной плите, причем наиболее существенное

трещинообразование происходило в зоне транспортного коридора, около его внутренней стены, что наглядно подтверждается при анализе деформированной формы рассматриваемого участка (рис. 3.3).

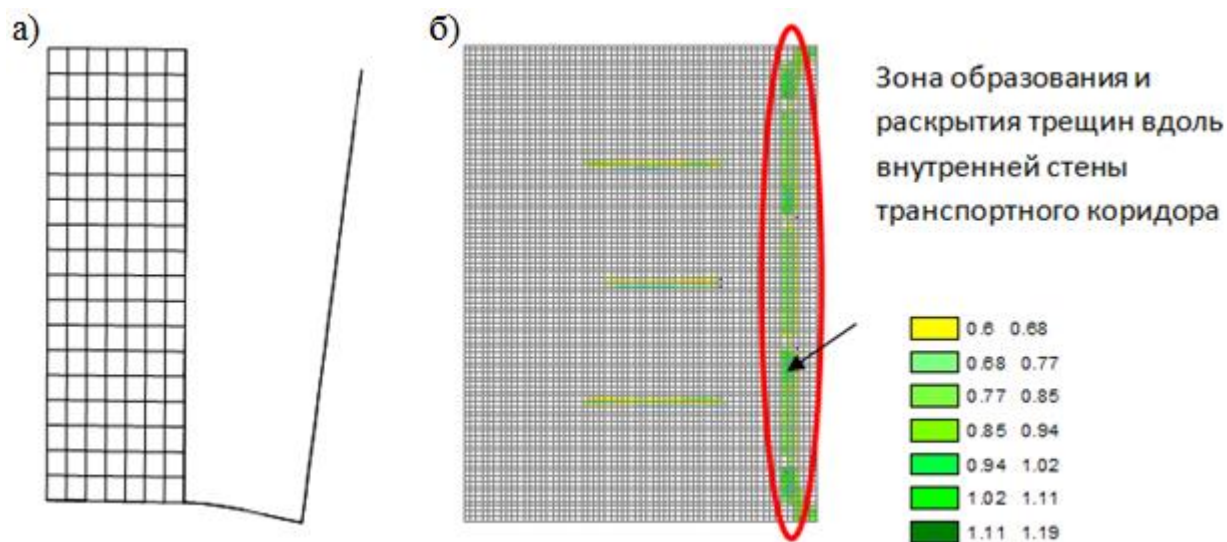


Рисунок 3.3 – Деформированная форма и зоны трещинообразования

а – деформированная форма участка монолитной части сооружения около консольной стены;

б – зоны максимального образования и раскрытия трещин в фундаментной плите

Ширина полученной в результате расчета зоны трещинообразования составила около 1,5 м, максимальное раскрытие трещин – 1,19 мм, что превышает установленные нормативным документом [5] требования (0,3мм – продолжительное и 0,4 мм – непродолжительное раскрытие трещин).

Следующим шагом производился подбор модуля упругости элементов, в которых образовались трещины. Задача состояла в том, чтобы отклонение наружной (не развязанной из плоскости) стены транспортного коридора от горизонтального положения совпадало с полученным в результате обследования сооружения. С помощью пошагово-итерационной процедуры необходимое совпадение было получено, для чего потребовалось примерно в 4 раза снизить модуль упругости элементов, в которых по расчету было зафиксировано существенное трещинообразование.

Ниже, в таблице 3.1 приведены полученные по расчету численные значения расширения транспортного коридора (вызванного отклонением не раскрепленной стены) при учете повышенного трещинообразования, а также без его учета. Кроме того, был оценен вклад каркасной части в общую жесткость сооружения для чего поперечные рамы были удалены из расчетной модели.

Таблица 3.1 – Полученные по расчету значения расширений транспортного коридора

Расчетная модель	Расширение транспортного коридора, мм
Без учета повышенного трещинообразования	15,1
С учетом повышенного трещинообразования	40,3
С учетом повышенного трещинообразования, без учета каркасного верха	42,7

Анализ полученных результатов позволяет сделать вывод, что расширение транспортного коридора, хотя и не столь существенное (15,1 мм), произошло бы, даже если предположить, что в фундаментной плите отсутствует зона повышенного трещинообразования, а бетон работает в упругой стадии. Данный факт подчеркивает не вполне удачное конструктивное исполнение сооружения.

Другим важным наблюдением является несущественная зависимость полученных деформаций от учета каркасной части сооружения в расчетной модели. При исключении поперечных рам из модели дополнительное отклонение наружной стены транспортного коридора составило всего 2,3 мм (6%), что подтверждает допустимость моделирования сооружения в виде основной системы и подсистемы при сейсмических расчетах.

Далее был выполнен анализ НДС и произведена оценка прочности строительных конструкций каркасной части сооружения при статических нагрузках с учетом зон образования трещин в железобетонных конструкциях отсека хранения ОЯТ.

3.4. Анализ НДС и оценка прочности каркасной части «мокрого» ХОЯТ реакторов ВВЭР-1000 при статических нагрузках

В данном подразделе представлены результаты анализа НДС и расчета прочности строительных конструкций каркасной части рассматриваемого хранилища с учетом дополнительной нагрузки, вызванной отклонением наружной стены транспортного коридора. Ниже, на рисунках 3.4, 3.5 приведены значения продольных сил в поперечной раме и коэффициенты использования фермы (сечения элементов фермы, представленные в главе 1) с учетом нагрузок режима нормальной эксплуатации (без учета деформации не раскрепленной стены). Проверка прочности стальных конструкций выполнена программно, в соответствии с отечественными нормами [56].

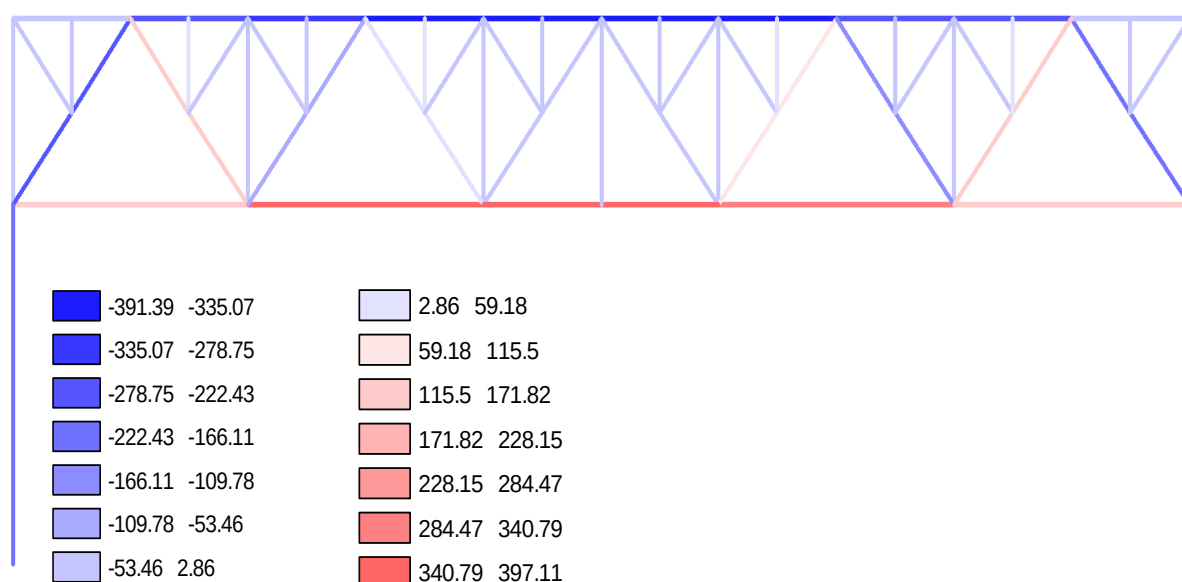


Рисунок 3.4— Продольные усилия в элементах рамы без учета перемещения опоры(т)

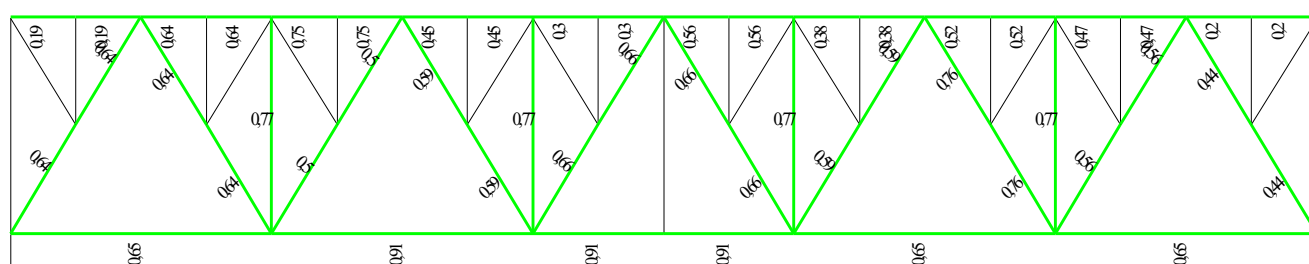


Рисунок 3.5 – Коэффициенты использования элементов стропильной фермы

При анализе рисунков 3.4; 3.5 можно заметить, что наиболее нагруженным элементом рамы является нижний пояс стропильной фермы, его несущая способность исчерпана на 91%.

На рисунке 3.6 показаны дополнительные продольные усилия в раме, возникающие при отклонении стены.

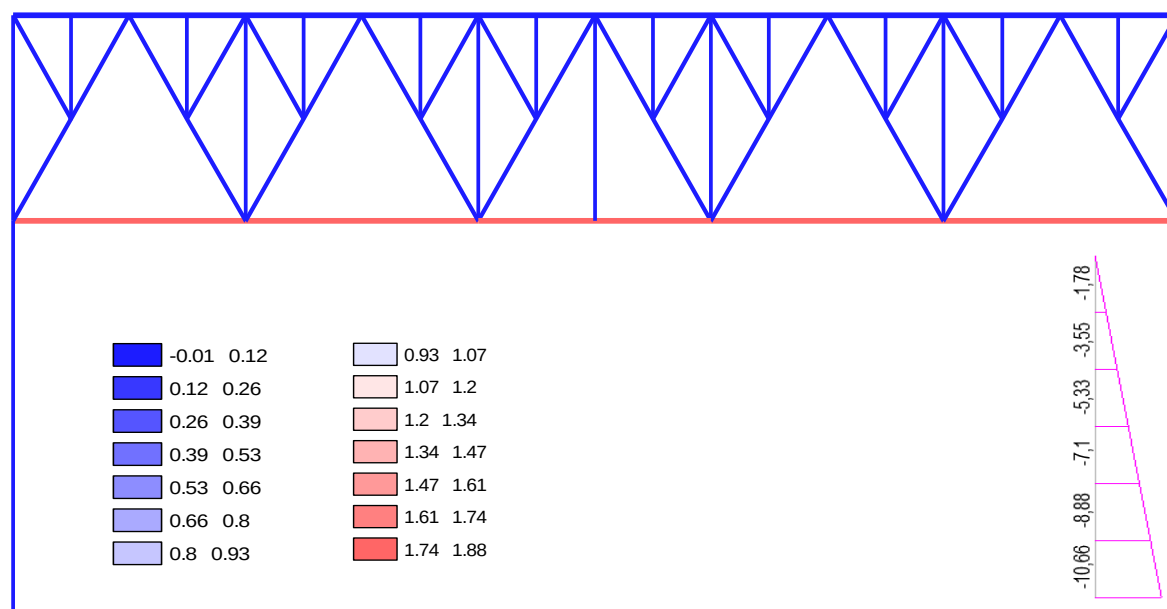


Рисунок 3.6 –Продольные усилия в элементах рамы (т) и изгибающие моменты в колонне (т х м) от перемещения опоры при статических нагрузках

Перемещение одной из опор не вызывало существенных дополнительных продольных усилий в раме. Данное обстоятельство можно объяснить шарнирным сопряжением ферм покрытия и колонн. Дополнительные продольные силы возникли в нижнем поясе фермы, по расчету их значение составило 1,88 т, что в свою очередь около 0,47% от соответствующего усилия при проектном состоянии сооружения. Если учесть, что дополнительных изгибающих моментов в элементах фермы не возникает, то можно сделать вывод, что смещение опоры практически не влияет на несущую способность ферм покрытия. Таким образом, особое внимание следует уделить оценке несущей способности железобетонных колонн.

На рисунке 3.7 приведена деформированная форма поперечной рамы при перемещении опоры (наружной стены транспортного коридора). Из рисунка

видно, что отклонение проблемной стены приводит к разнонаправленному крену колонн (в направлении внутрь хранилища), что соотносится с результатами обследования сооружения и подтверждает корректность разработанных моделей.

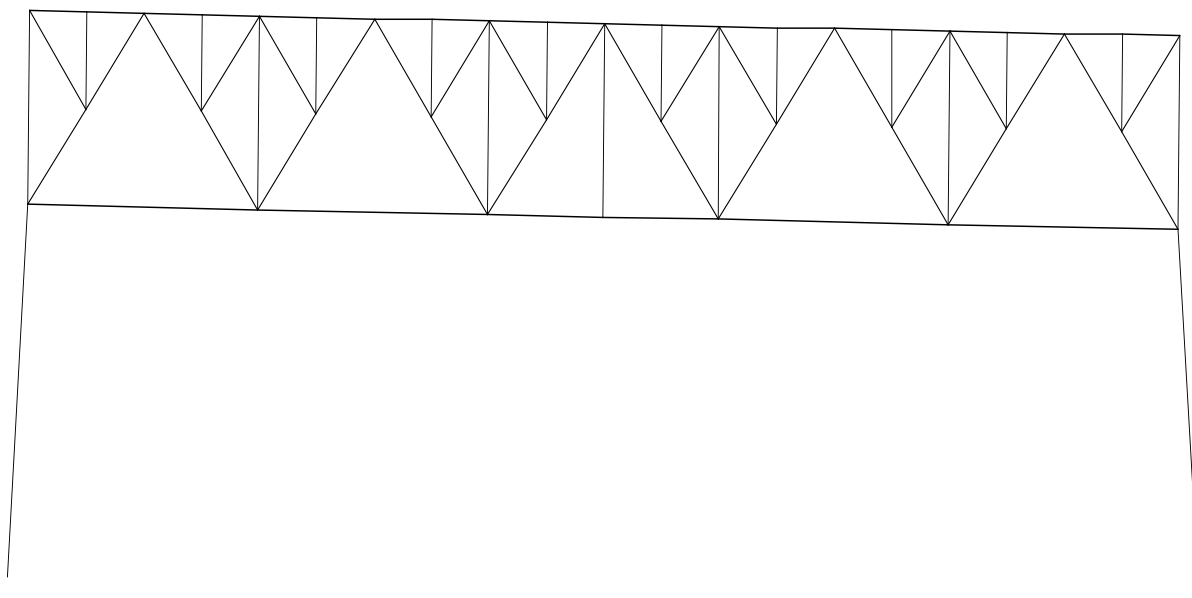


Рисунок 3.7 – Деформированная форма поперечной рамы при перемещении опоры

Для обеспечения несущей способности колонн, как известно, важнейшую роль играет их способность воспринимать изгибающий момент, который в рассматриваемом случае складывается из нескольких составляющих: во-первых – это различные комбинации нагрузок нормальных условий эксплуатации (включающих ветер, крановую нагрузку, собственный вес и т.п.), во-вторых – изгибающий момент, вызванный непосредственно смещением опоры, в третьих изгибающий момент вызванный эксцентриситетом колонн при смещении опоры. Наибольших значений изгибающие моменты в рассматриваемом случае должны достигать на заделке.

Ниже, на рисунке 3.8, представлены фрагменты эпюр изгибающих моментов в колоннах, находящихся в зоне снегового мешка, то есть тех колонн, сочетание продольной силы и изгибающих моментов в которых, будет являться наиболее неблагоприятным.

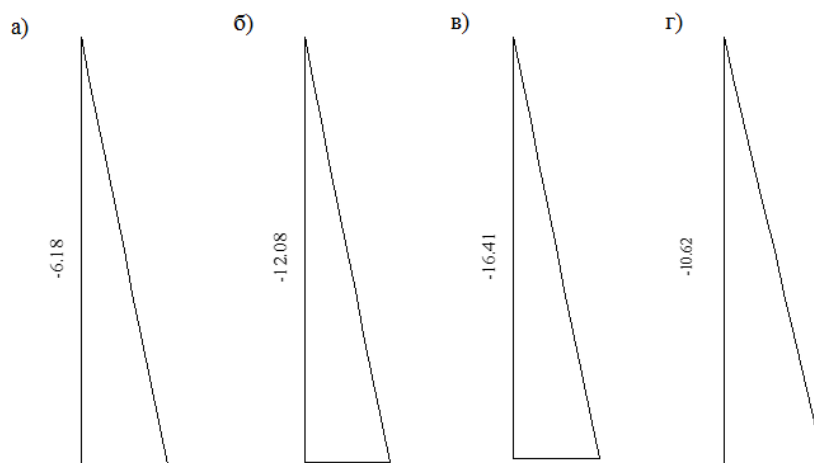


Рисунок 3.8 – Фрагменты эпюр изгибающих моментов наиболее нагруженных колонн (тхм):

а – без учета перемещения опоры, ветровой и крановой нагрузок; б – без учета перемещения опоры и крановой нагрузки; в – без учета перемещения опоры; г – одно из сочетаний с учетом перемещения опоры

Анализируя рисунок 3.8, можно заметить, что при учете смещения опоры, значение изгибающего момента уменьшается. Данное обстоятельство объясняется противоположным направлением действия момента, вызванного смещением опоры. Также отметим, что на приведенных выше эпюрах показаны приближенные значения изгибающих моментов. В дальнейшем, при выполнении проверки несущей способности колонн использованы результаты вычисления расчетных сочетаний усилий (PCY), заключающиеся в программном выборе наибольших значений напряжений от действующих нагрузок.

Напряженно-деформированное состояние и PCY вычислялись для упругой стадии работы строительных конструкций методом конечных элементов с применением программного комплекса ПК SCAD, согласно требованиям и методикам действующих отраслевых и общестроительных норм и правил.

По формулам [56] была проверена несущая способность наиболее нагруженных колонн (расположенных в районе снегового мешка). Коэффициенты расчетных длин принимались с учетом пространственной работы каркаса здания при жестком покрытии, а именно 1,5 в плоскости рам и

1,25 в нормальной плоскости, по примеру типовых серий, например, [54]. Программно полученные РСУ (в заделке колонн) приведены ниже, в таблице 3.2.

Таблица 3.2 – РСУ в заделке наиболее нагруженных колонн

Значения			Формула	Расшифровка нагрузок
N	My	Qz		
-194.588	-5.421	0.896	$L1+L2+0.9 \cdot L3+L5+0.9 \cdot L7$	1. L1 – Собственный вес
-194.488	3.882	-0.642	$L1+L2+0.9 \cdot L3+L5+0.9 \cdot L6$	2. L2 – Вес плит покрытия и кровли
-121.902	5.985	-0.989	$L1+L2+L5+L6$	L3 – Снеговая нагрузка
-202.595	-0.282	0.047	$L1+L2+L3+L5$	3. L4 – Кран 1
-148.907	11.107	-0.274	$L1+L2+L5+0.9 \cdot L6+0.9 \cdot L8$	4. L5 – Нагрузка от смещения опоры
-194.588	-9.403	1.554	$L1+L2+0.9 \cdot L3+0.9 \cdot L4+L5+0.9 \cdot L7$	5. L6 – Ветер 1
-221.488	9.446	0.001	$L1+L2+0.9 \cdot L3+L5+0.9 \cdot L6+0.9 \cdot L8$	L7 – Ветер 2
-221.588	-3.839	2.196	$L1+L2+0.9 \cdot L3+0.9 \cdot L4+L5+0.9 \cdot L7+0.9 \cdot L8$	L8 – Кран 2
-221.588	0.143	1.538	$L1+L2+0.9 \cdot L3+L5+0.9 \cdot L7+0.9 \cdot L8$	
-221.531	5.467	0.658	$L1+L2+0.9 \cdot L3+L5+0.9 \cdot L8$	

Расчет был проведен по предельным состояниям I и II групп. Критерием стойкости являлось непревышение полученных по расчету значений над значениями, допускаемыми нормативными документами. Отношение значения критерия, полученного по расчету, к максимально допустимому в соответствии с нормативным документом обозначено как «коэффициент использования».

В таблице 3.3 приведены результаты проверки несущей способности колонн на основе наиболее неблагоприятного расчетного сочетания. Проверка проводилась на основе СП 63.13330-2012 [5].

Таблица 3.3 – Результаты расчета

Проверка	Коэффициент использования
Прочность по предельной продольной силе сечения	0.508
Прочность по предельному моменту сечения	0.924
Деформации в сжатом бетоне	0.763
Деформации в растянутой арматуре	0.019
Продольная сила при учете прогиба при гибкости $L0/i > 14$	0.641
Предельная гибкость в плоскости Xoy	0.65
Предельная гибкость в плоскости Xoz	0.541

Так как значение коэффициента использования ни по одному из критериев не превышает единицы, то можно сделать вывод, что в результате смещения опоры каркаса, его несущая способность при статических нагрузках остается

обеспеченной по всем критериям, при этом запас прочности минимален и близок к исчерпанию.

3.5. Влияние повреждений на напряженное состояние монолитных железобетонных конструкций «мокрого» хранилища отработавшего ядерного топлива

Далее была выполнена оценка влияния остаточных трещин и повреждений на напряженное состояние элементов отсеков хранения (фундаментной плиты, продольных и поперечных стен) при сейсмическом воздействии и статических нагрузках. Приведены максимальные значения изгибающих моментов, так как они вносят наибольший вклад в напряженное состояние.

На рисунке 3.9 представлены результаты сопоставления максимальных изгибающих моментов в наружной консольной стене при различных значениях модуля упругости элементов, с помощью которых осуществлялось моделирование трещины.

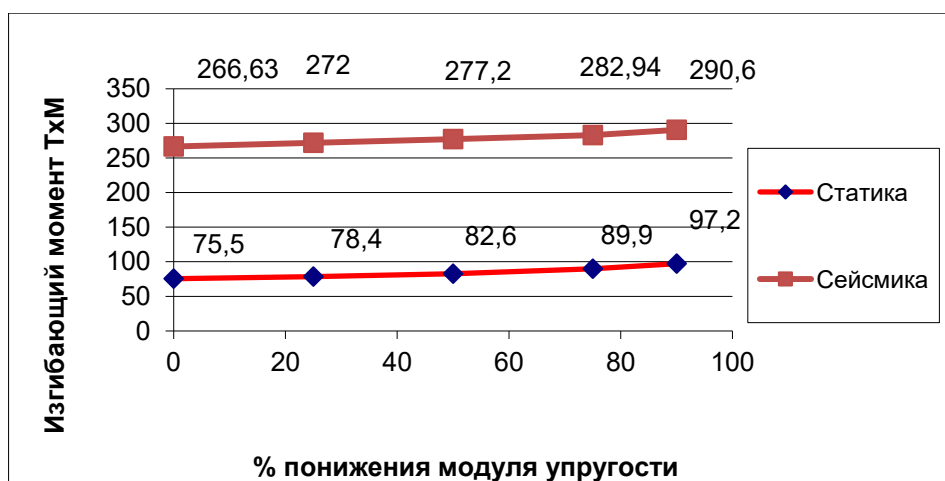


Рисунок 3.9 – Значения максимальных изгибающих моментов в наружной консольной стене

В рассмотренной стене происходило увеличение максимального изгибающего момента с развитием остаточных трещин в фундаментной плите, как при статическом, так и при сейсмическом воздействии. Подобная картина наблюдалась в фундаментной плите, и поперечных стенах.

Во внутренних продольных стенах произошло снижение максимального изгибающего момента как при статической нагрузке, так и при сейсмической, причем при сейсмике снижение оказалось более весомым (см. рис. 3.9).

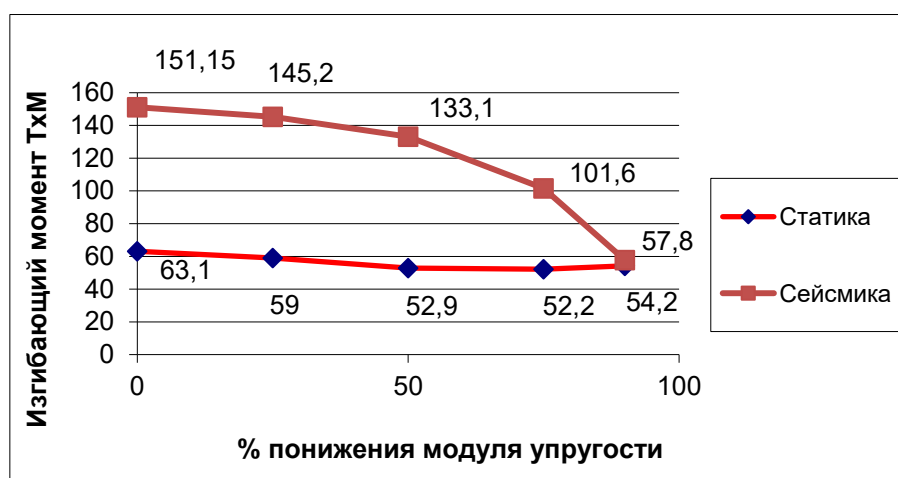


Рисунок 3.10 – Значения максимальных изгибающих моментов во внутренней продольной стене

В целом, появление остаточной трещины привело к изменению напряженного состояния всех элементов рассматриваемой конструкции, как при статической, так и при сейсмической нагрузке.

3.6. Оценка сейсмостойкости «мокрого» ХОЯТ реакторов ВВЭР-1000 с учетом фактического состояния строительных конструкций при землетрясении интенсивностью 8 баллов по шкале MSK-64

На данном этапе выполнялись сейсмические расчеты, была оценена сейсмостойкость сооружения, а также эффективность существующего усиления в случае землетрясения.

Как и в предыдущей главе определялись ПСО в точках крепления колонн каркаса к монолитным железобетонным резервуарам (к основной системе). Кроме того, были вычислены дополнительные (относительные) вертикальные и горизонтальные перемещения не раскрепленной стены от сейсмического воздействия. По величине данных перемещений можно судить о дополнительной нагрузке на каркас сооружения.

Были рассмотрены следующие расчетные случаи:

- основная система без учета подкосов усиления и зоны повышенного образования трещин (**расчетный случай 1**);
- основная система без учета подкосов усиления, с учетом зоны повышенного образования трещин (**расчетный случай 2**);
- основная система с учетом подкосов усиления и зоны повышенного образования трещин (**расчетный случай 3**).

Ниже, на рисунке 3.11 показан общий вид разработанных моделей.

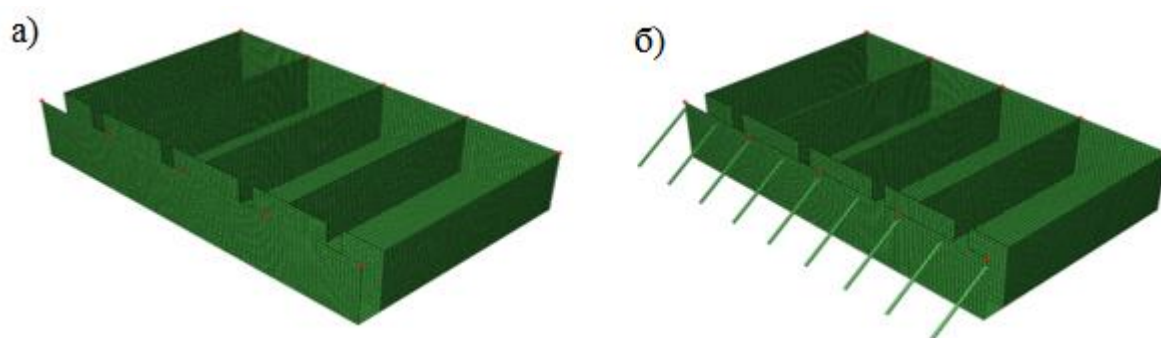


Рисунок 3.11 – Модели основной системы:

а – случаи 1,2; б – случай 3;

(места приложения инерционных масс отмечены красными точками)

Определяющие частоты подсистемы были вычислены в предыдущей главе, в вертикальном направлении они составили 2,5 Гц, в горизонтальном – 0,71 Гц.

В продольном направлении колебания каркаса не рассматривались, так как он закреплен стеновыми ограждающими конструкциями.

3.6.1. Анализ частот и форм собственных колебаний основной системы

Анализ результатов расчета позволил сделать вывод, что во всех случаях определяющими формами колебаний основной системы оказались колебания на грунте, которые происходили с деформацией наружной стены транспортного коридора, служащей одной из опор каркасной части сооружения (рис. 3.12).

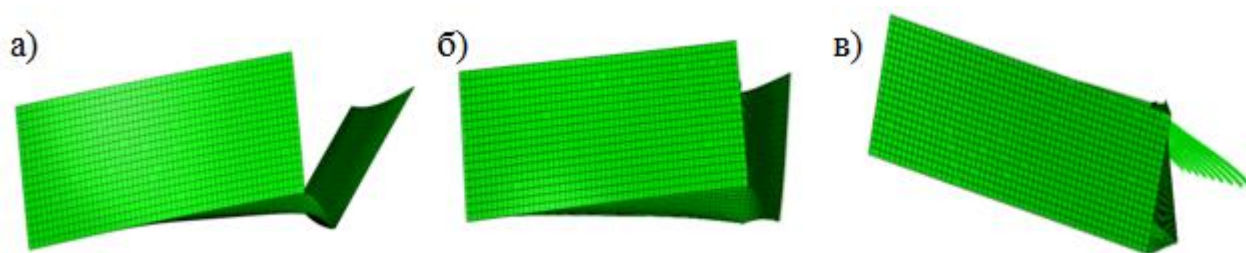


Рисунок 3.12 – Определяющие формы колебания основной системы в поперечном направлении:

а – случай 1; б – случай 2; в – случай 3

Ниже, в таблице 3.4 приведены полученные по расчету частоты определяющих форм колебаний железобетонных отсеков хранения (основной системы). Для сравнения, здесь и далее будут приводиться результаты, представленные в главе 2, полученные при рассмотрении основной системы как жесткого тела, то есть при искусственном исключении деформаций наружной стены транспортного коридора.

Таблица 3.4 – Определяющие частоты колебания основной системы в различных расчетных случаях

Расчетный случай	В вертикальном направлении, Гц	В поперечном направлении, Гц
1	4,55	3,5
2	4,52	3,33
3	2,96	2,49
Жесткое тело	3,03	2,46

При анализе полученных результатов видно, что частоты собственных колебаний основной системы при ее рассмотрении как жесткого тела существенно ниже, чем при учете реальных свойств железобетона, а также зоны образования трещин. Объясняется это тем, что при искусственном ожесточении, сооружение раскачивается на грунте как недеформированное тело, в то время как в реальности начинают проявляться упругие колебания, обладающие более высокой частотой.

Учет зоны трещинообразования (расчетный случай 2 по сравнению со случаем 1) привел к тому, что определяющие частоты колебаний незначительно

снизились (на 5% и 1% соответственно в поперечном и продольном направлении). В то же время учет конструкций усиления привел к гораздо более существенному снижению частот собственных колебаний в каждом из направлений.

Сравнение с определяющими частотами подсистемы (0,71 Гц в поперечном направлении и 2,5 Гц в вертикальном) показало, что в поперечном направлении не будет наблюдаться резонанса ни в одном из рассмотренных расчетных случаев. В вертикальном направлении частоты основной системы и подсистемы оказываются близкими в расчетном случае 3, то есть в расчетной модели, учитывающей реальное состояние строительных конструкций и их усиление.

Далее будут определены ПСО в точках крепления колонн, а также относительные перемещения отклонившейся от вертикального положения консольной стены, являющейся одной из опор для колонн поперечных рам.

3.6.2. Анализ ПСО и перемещений при землетрясении интенсивностью 8 баллов по шкале MSK-64

Выполненный анализ форм собственных колебаний основной системы показал, что они будут происходить с дополнительными отклонениями проблемной стены. По этой причине сейсмическая нагрузка на подсистему будет состоять из инерционной (создаваемой ускоренным движением опор) и «статической» [6], [79], [85], [73], [91] (вызываемой перемещениями не раскрепленной стены относительно остальной части конструкции) компоненты. Кроме того, ПСО на противоположных опорах по той же причине должны быть неодинаковыми (расчетная схема с указанием точек крепления колонн приведена на рис. 3.13).

Ниже, на рисунках 3.14; 3.15 приведены пиковые фрагменты ПСО в точках крепления колонн каркаса для «расчетного случая 1» (изначально планируемое, проектное состояние сооружения) в сравнении с ПСО, представленных в главе 2

(при рассмотрении основной системы как абсолютно жесткого тела, то есть при синхронном движении опор). «Подвижной опорой» является консольная стена, «неподвижной» – место стыка двух взаимно перпендикулярных стен, на которое опирается вторая колонна.

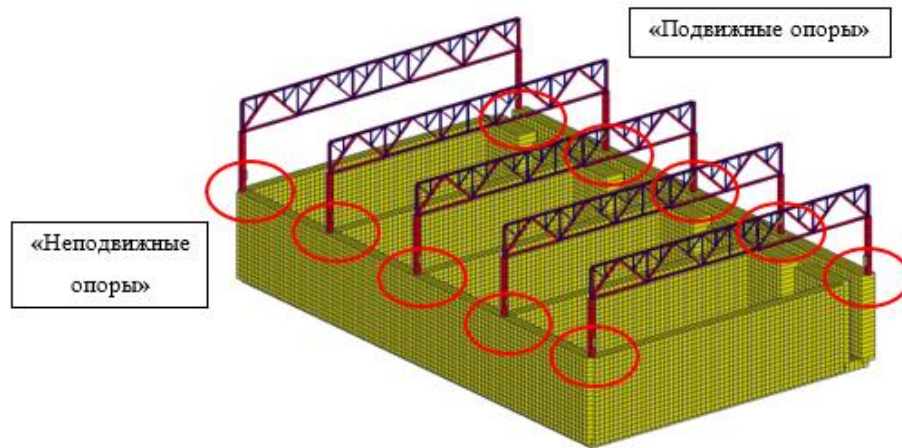


Рисунок 3.13 – Расчетная схема хранилища с указанием «подвижных» и «неподвижных» опор

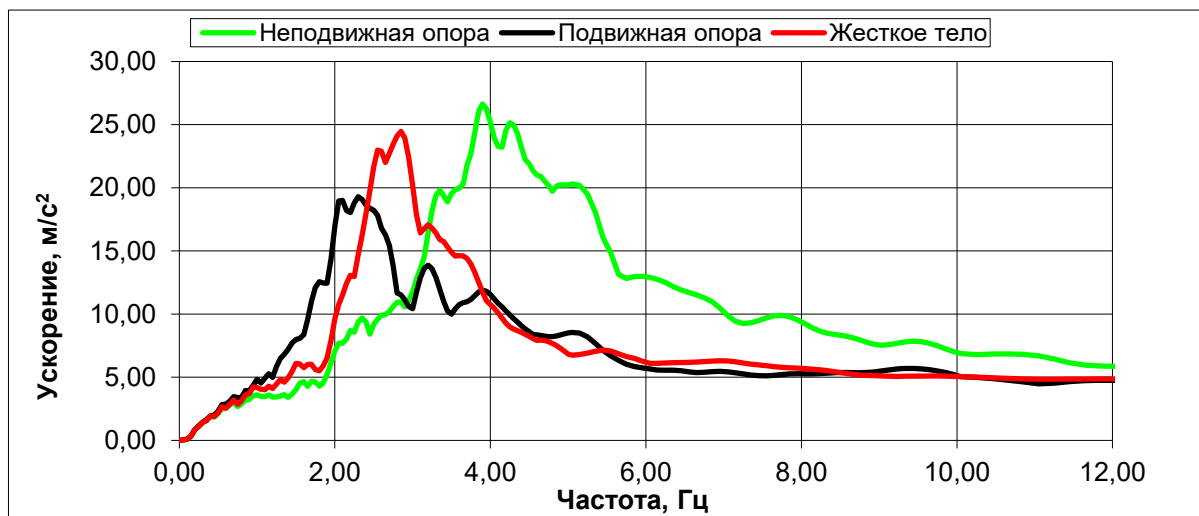


Рисунок 3.14 – ПСО в вертикальном направлении (расчетный случай 1)

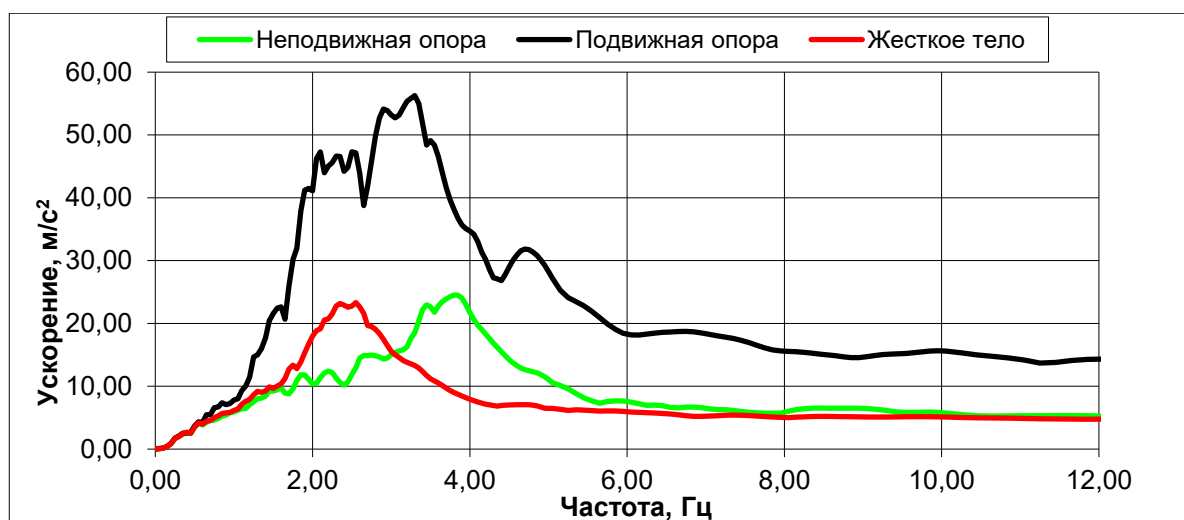


Рисунок 3.15 – ПСО в горизонтальном направлении (расчетный случай 1)

Из представленных выше рисунков видно, что предположение о неодинаковом законе колебаний противоположных опор каркасной части сооружения оказалось верным.

Полученные ПСО имеют интересную особенность: в вертикальном направлении разница пиковых ускорений спектров разных опор оказалась не очень существенной, однако графики слабо коррелированы, в то время как в горизонтальном направлении наблюдается противоположная картина (табл. 3.5). Таблица 3.5 – Разница пиковых ускорений и коэффициенты корреляции ПСО на подвижной и неподвижной опоре

Направление	Разница пиковых ускорений, %	Коэффициент корреляции
Вертикальное	27,5	0,47
Горизонтальное	56,4	0,84

Следующим шагом были вычислены дополнительные (к имеющимся статическим) взаимные перемещения опор каркасной части сооружения при землетрясении для «случая 1» (рис. 3.16; 3.17).

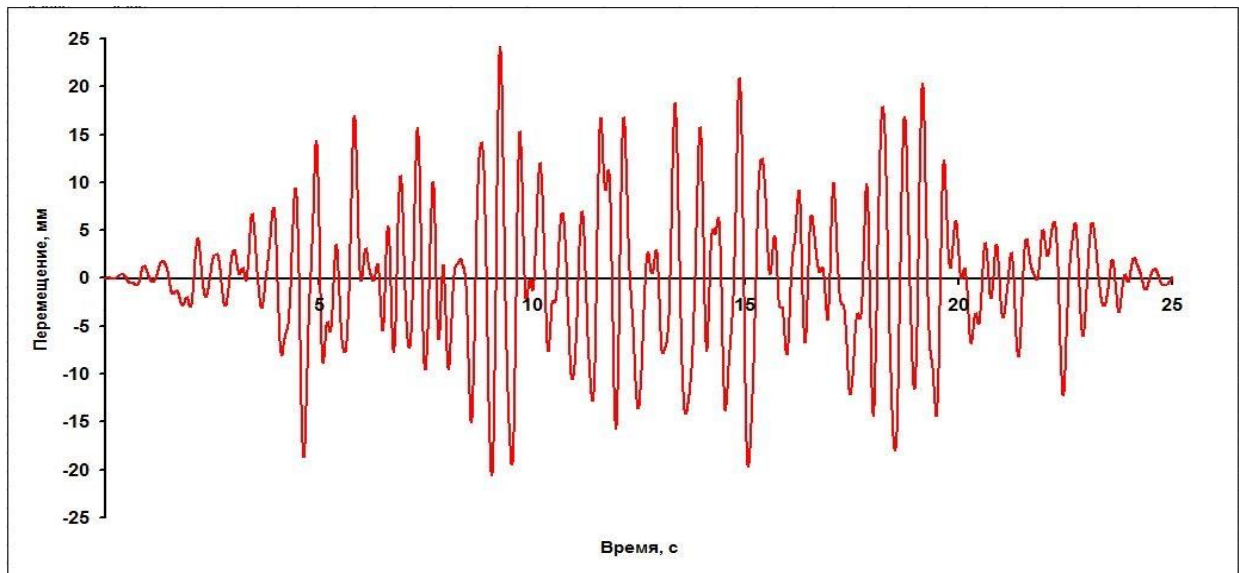


Рисунок 3.16 – Относительные вертикальные перемещения опор

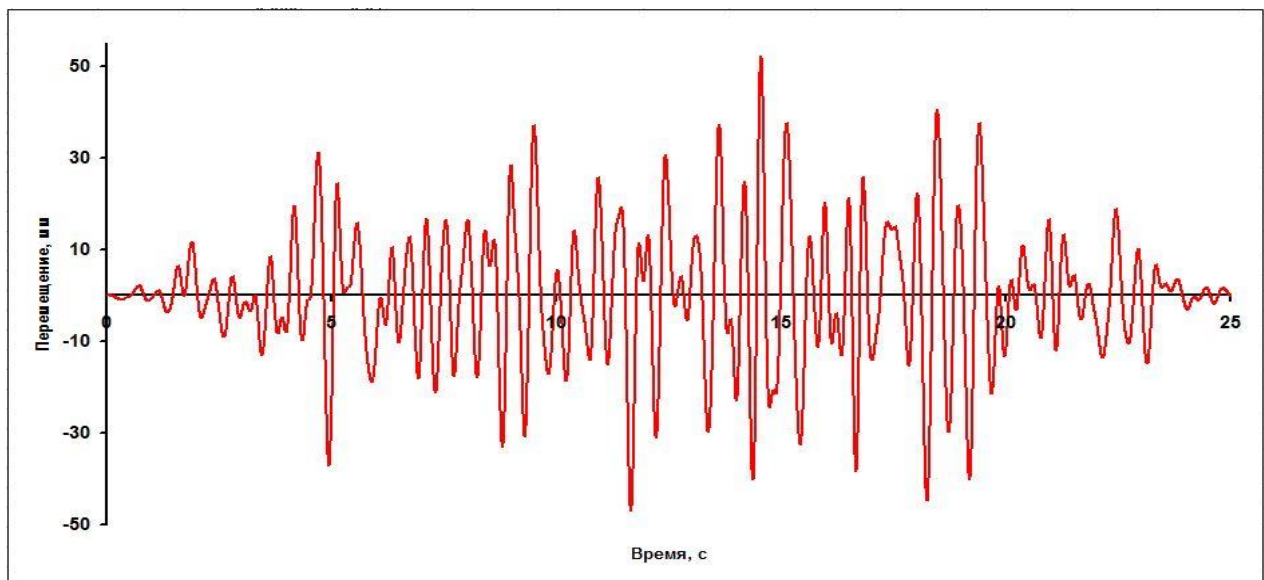


Рисунок 3.17 – Относительные горизонтальные перемещения опор

Максимальное дополнительное взаимное перемещение опор в вертикальном направлении составило 24,3 мм, и 52,2 мм в горизонтальном направлении.

На рисунках 3.18 - 3.21 приведены сводные ПСО в вертикальном и горизонтальном направлении для всех рассматриваемых расчетных случаев. Максимальные значения относительных взаимных перемещений опор для «случаев 2 и 3» приведены в таблице 3.7.

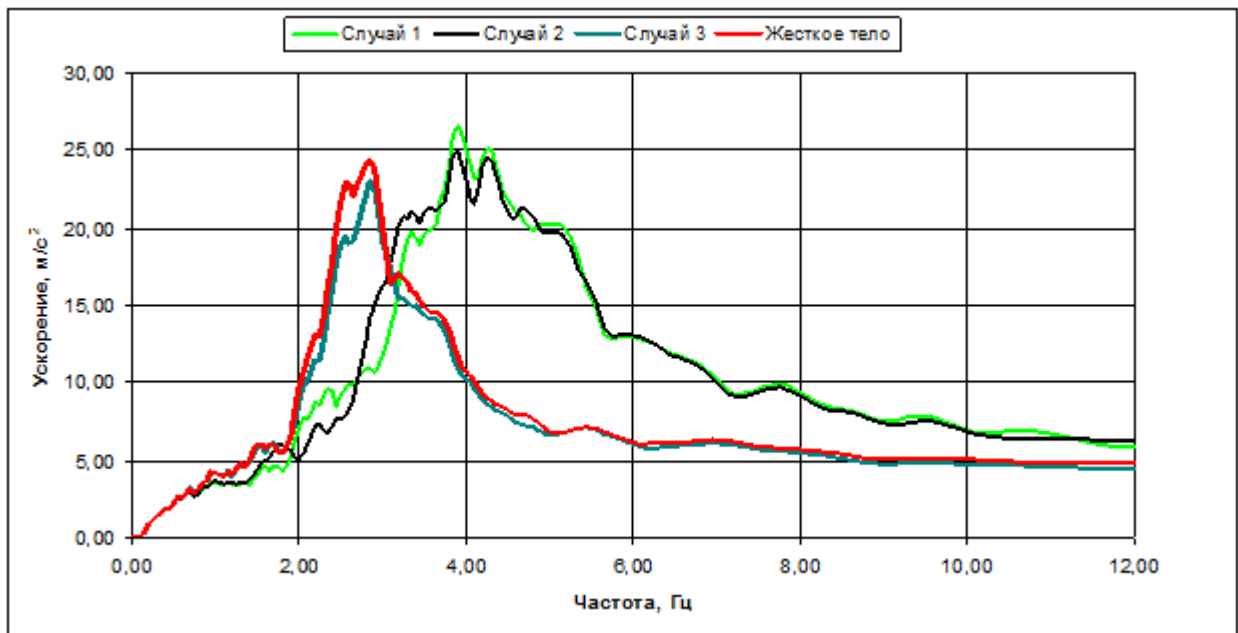


Рисунок 3.18 – ПСО в вертикальном направлении на «неподвижной опоре»

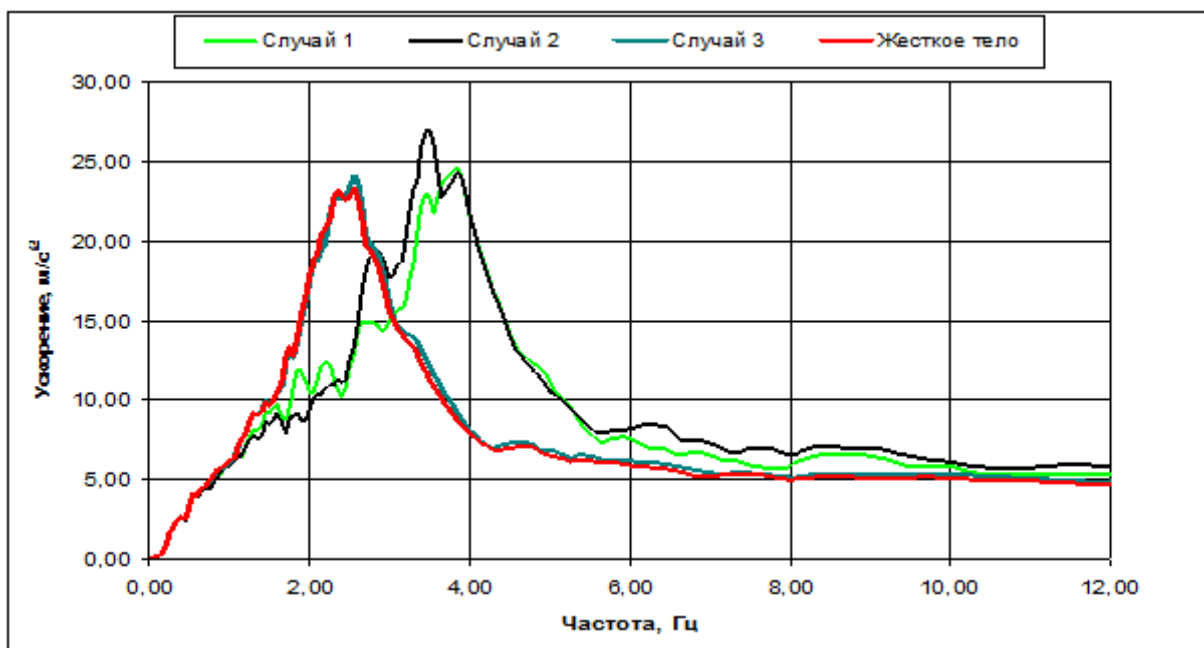


Рисунок 3.19 – ПСО в горизонтальном направлении на «неподвижной опоре»

Таким образом, учет зоны образования трещин не привел к сильному видоизменению ПСО на «неподвижной опоре» (по сравнению со «случаем 1») ни в одном из направлений. В то же время учет усиления консольной стены стальными подкосами привел к тому, что в поперечном и вертикальном направлении спектры практически стали повторять ПСО, полученные в главе 2, где колебания проблемной стены были искусственно исключены.

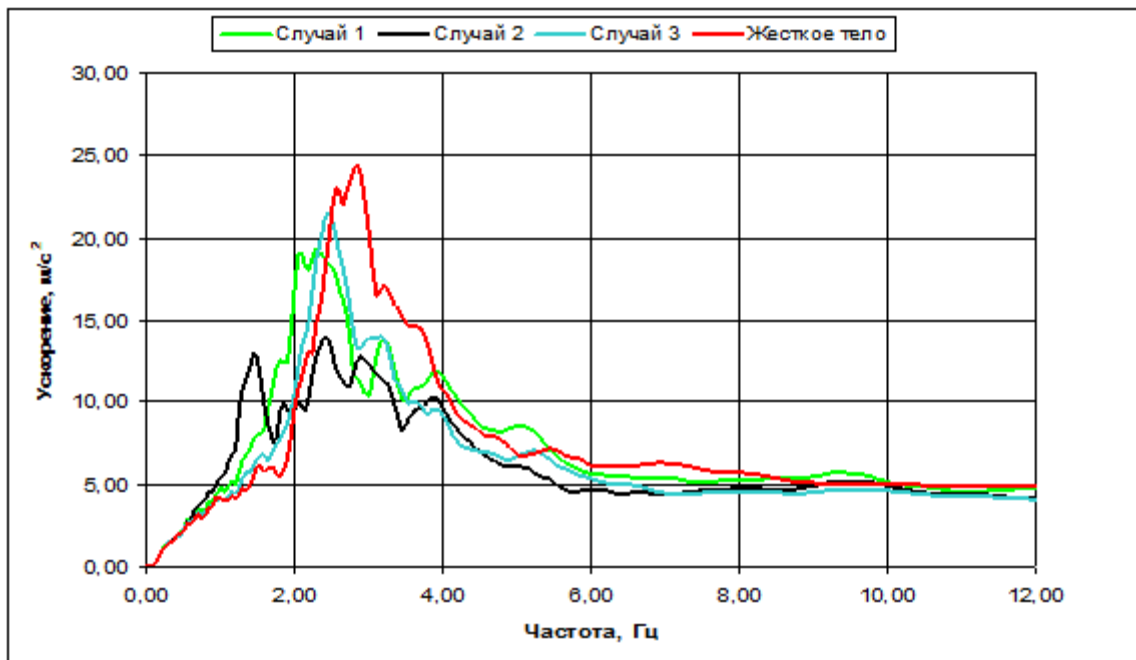


Рисунок 3.20 – ПСО в вертикальном направлении на «подвижной» опоре

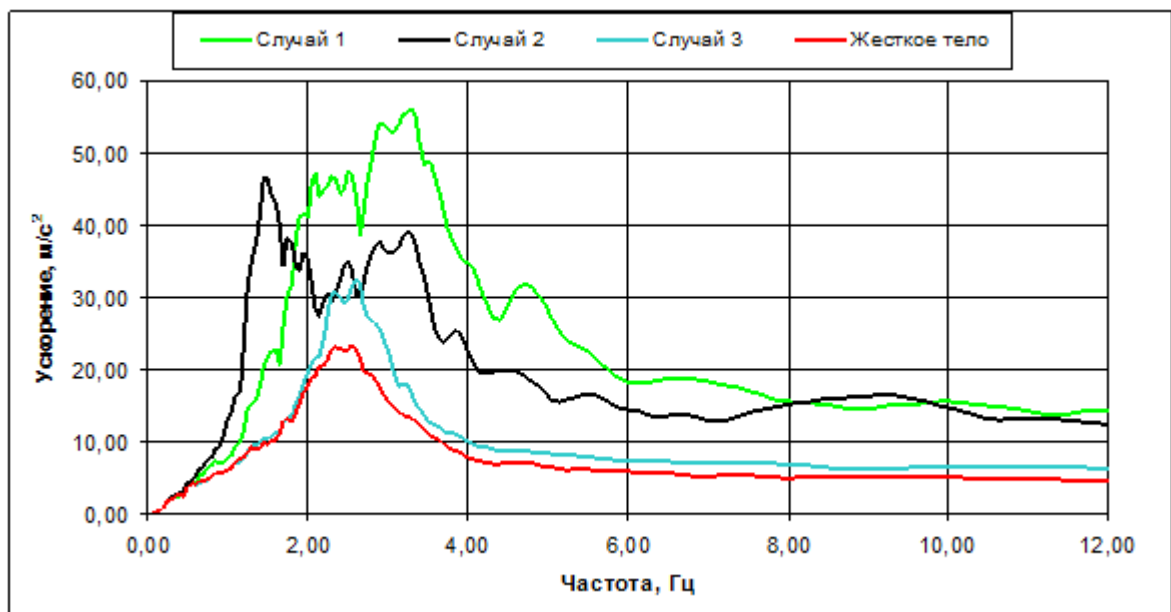


Рисунок 3.21 – ПСО в горизонтальном направлении на «подвижной» опоре

Рассмотрев спектры на «подвижной» опоре, можно заметить, что добавление в модель зоны образования трещин («случай 2») привело к численному уменьшению пиков спектров обоих направлений и их смещению в сторону более низкой частоты. Учет в модели стальных подкосов усиления («случай 3») привел к тому, что ПСО стали более близки к наблюдаемым при

синхронном движении опор («жесткое тело»), однако не в такой степени как на «неподвижной» опоре.

Ответные ускорения каркасной части сооружения на «подвижной» и «неподвижной» опоре показаны ниже, в таблице 3.6.

Таблица 3.6 – Ответные ускорения каркасной части сооружения

Расчетный случай	«Неподвижная опора»		«Подвижная опора»	
	В вертикальном направлении, м/с^2	В поперечном направлении, м/с^2	В вертикальном направлении, м/с^2	В поперечном направлении, м/с^2
1	9,2	4,58	18,22	5,48
2	7,69	4,54	13,06	6,62
3	18,91	4,54	21,15	4,52
Жесткое тело	21,68	4,53	21,68	4,53

Таким образом, несмотря на существенное различие ПСО, учет в расчетной модели повреждений, а также конструкции усиления оказал несущественное влияние на ответные ускорения каркаса в поперечном направлении. В то же время в вертикальном направлении — это влияние оказалось более существенным. Учет зоны трещинообразования в целом привел к снижению ответных ускорений каркаса (за исключением поперечного направления, где в качестве опоры выступает проблемная стена).

Следующим шагом были вычислены дополнительные (к уже имеющимся статическим) перемещения не раскрепленной наружной стены хранилища при землетрясении интенсивностью 8 баллов по шкале MSK-64. Результаты расчета приведены в таблице 3.7.

Таблица 3.7 – Максимальные изменения расстояний между опорами подсистемы при землетрясении

Расчетный случай	В вертикальном направлении, мм	В поперечном направлении, мм
1	24,3	52,2
2	28	92,4
3	15,3	9,3

Зона образования трещин привела к значительным добавочным перемещениям проблемной стены в поперечном направлении (расстояние увеличилось на 77% по сравнению со «случаем 1»). В вертикальном направлении этот показатель составил 15,2%.

Учет конструкции усиления привел к существенному уменьшению добавочных перемещений в обоих направлениях (по сравнению со «случаем 2»), а именно на 89,9% в поперечном и 45,4% в вертикальном.

Таким образом, анализ ПСО в целом показал снижение инерционной составляющей сейсмической нагрузки при учете в расчетной модели повреждений. При этом происходило численное увеличение деформаций, которые представляют наибольшую угрозу несущей способности для уязвимой, каркасной части сооружения. Расчет также показал, что существующая конструкция усиления значительно снижает дополнительные взаимные перемещения опор, хотя инерционная сейсмическая нагрузка при этом выше. Для подтверждения эффективности данной конструкции необходимо оценить ее прочность.

3.6.3. Расчет подкосов усиления на землетрясение интенсивностью 8 баллов по шкале MSK-64

Ниже приведены результаты оценки прочности и устойчивости подкосов усиления при землетрясении интенсивностью 8 баллов по шкале MSK 64. Расчеты были выполнены по линейно-спектральной теории сейсмостойкости с использованием программного комплекса SCAD Office.

Подкосы усиления изготовлены из двутавров 30K1, с одной стороны шарнирно примыкающих к стене хранилища, а с другой – жестко заделанных в фундаменты. Коэффициент расчетной длины и предельная гибкость элементов принималась в соответствии с [56]. Жесткость грунтового основания под фундаментом усиления вычислялась по формулам [63].

Ниже, на рисунке 3.22 приведены вызванные землетрясением расчетные сжимающие продольные усилия в стальных подкосах.

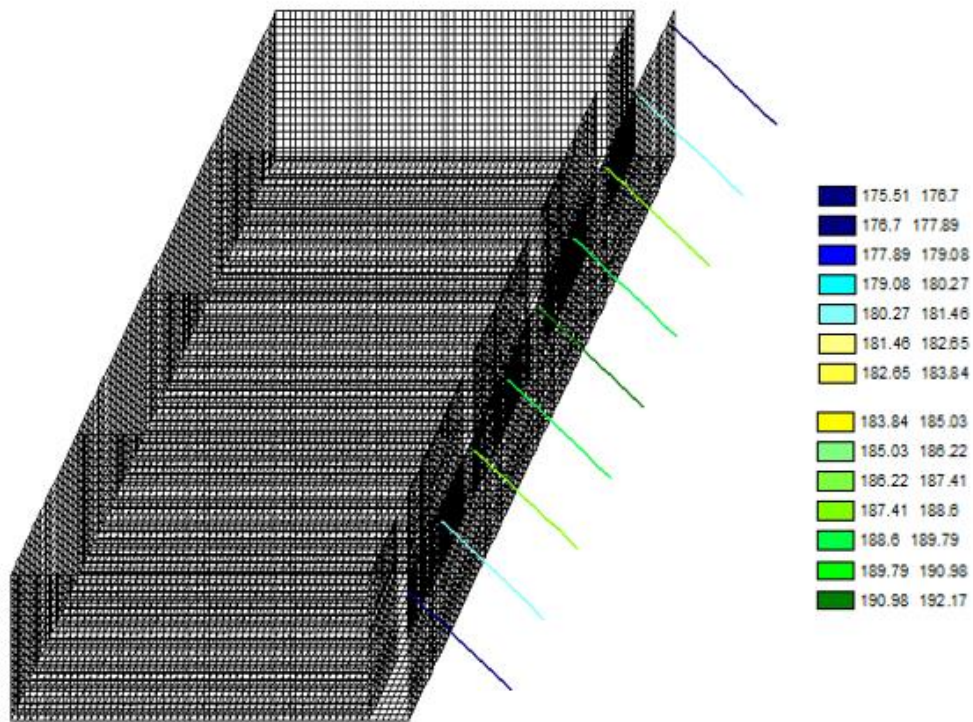


Рисунок 3.22 – Продольные усилия в подкосах усиления при сейсмическом воздействии

Наиболее нагруженным оказался центральный подкос, в котором было зафиксировано усилие 192 т. В крайних подкосах усилие составило 177 т.

В таблицах 3.8 и 3.9 представлены результаты оценки прочности и устойчивости наиболее и наименее нагруженного подкоса с учетом усилий, возникающих при землетрясении. Расчет выполнен в соответствии с [56].

Таблица 3.8 – Результат проверки прочности подкоса с наибольшим полученным по расчету продольным усилием

Проверка	Коэффициент использования
Прочность при действии изгибающего момента M_z	0.137
Прочность при действии поперечной силы V_y	0.002
Прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	0.996
Устойчивость при сжатии в плоскости XoY (XoU)	1.42
Устойчивость при сжатии в плоскости XoZ (XoV)	1.021
Устойчивость в плоскости действия момента M_z при внецентренном сжатии	1.37
Предельная гибкость в плоскости XoY	0.759
Предельная гибкость в плоскости XoZ	0.437

Таблица 3.9 – Результат проверки прочности подкоса с наименьшим полученным по расчету продольным усилием

Проверка	Коэффициент использования
Прочность при действии изгибающего момента M_z	0.126
Прочность при действии поперечной силы V_y	0.002
Прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	0.909
Устойчивость при сжатии в плоскости XoY (XoU)	1.297
Устойчивость при сжатии в плоскости XoZ (XoV)	0.932
Устойчивость в плоскости действия момента M_z при внецентренном сжатии	1.252
Предельная гибкость в плоскости XoY	0.734
Предельная гибкость в плоскости XoZ	0.437

Расчет показал, что устойчивость как наиболее, так и наименее нагруженного подкоса при землетрясении не обеспечена. Производить расчет стены на продавливание нет необходимости.

Таким образом, существующая конструкция усиления не способна выдержать землетрясение интенсивностью 8 баллов по шкале MSK-64.

3.6.4. Аналитическая оценка устойчивости каркасной части сооружения к землетрясению интенсивностью 8 баллов по шкале MSK-64

При выполнении расчетов учитывались статические и дополнительные сейсмические перемещения наружной стены транспортного коридора в направлении, соответствующем статическим деформациям. Вклад инерционной составляющей сейсмической нагрузки в НДС каркаса оценивался отдельно.

Нагрузки нормальной эксплуатации учитывались с коэффициентами, принятыми согласно [58]: 0,5 для снеговой, 0,8 для длительных и 0,9 для постоянных. Вертикальная нагрузка от мостового крана задавалась как постоянная с пониженным нормативным значением. Учет ветровой нагрузки в особом сочетании не производился. При вычислении нагрузок на каркас задавались суммарные (статические и полученные по расчету сейсмические) вертикальные и горизонтальные перемещения не раскрепленной из плоскости наружной стены (табл. 3.10).

Таблица 3.10 – Максимальные суммарные расстояния между опорами подсистемы в различных расчетных случаях

Расчетный случай	В вертикальном направлении, мм	В поперечном направлении, мм
1	40,2	94,9
2	43,9	135,1
3	31,2	52

Ниже, на рисунке 3.23 приведены значения усилий, возникающие в поперечной раме при смещении опоры на 135,1 мм.

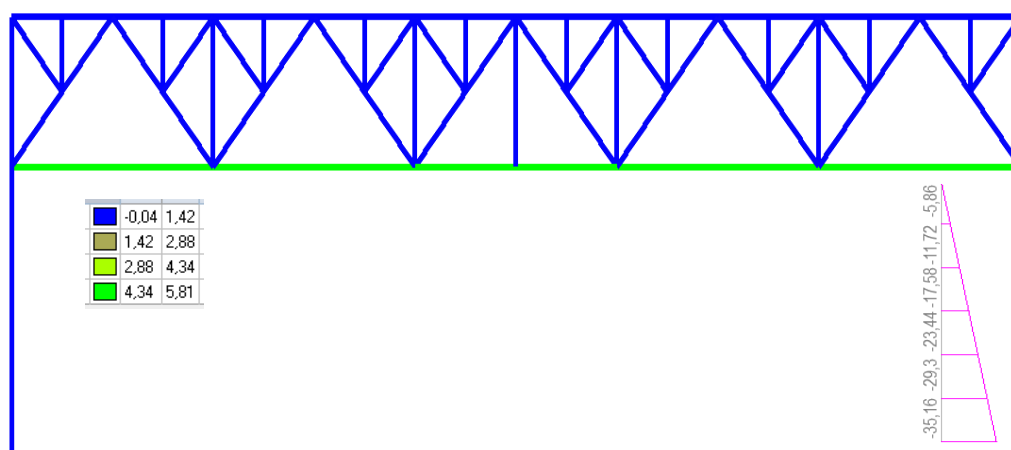


Рисунок 3.23 – Продольные усилия в элементах рамы (т) и изгибающие моменты в колонне (тхм) от суммарного (статического и сейсмического) смещения консольной стены

Ниже для каждого расчетного случая представлены программно вычисленные РСУ (табл. 3.11) в колонне, наиболее исчерпавшей свою несущую способность.

Таблица 3.11 – РСУ в колонне, наиболее исчерпавшей несущую способность

№ Случая	Значение			Формула	Расшифровка нагрузок
	N	M_y	Q_z		
1	- 124.171	-18.347	2.23	$0.9 \cdot L_1 + 0.9 \cdot L_2 + 0.9 \cdot L_4 + L_5$	L_1 – собственный вес
	- 109.169	-15.104	2.49	$0.9 \cdot L_1 + 0.9 \cdot L_2 + L_5$	L_2 – Вес плит покрытия и кровли.
	- 128.012	-14.982	2.47	$0.9 \cdot L_1 + 0.9 \cdot L_2 + 0.5 \cdot L_3 + L_5$	L_3 – Снеговая нагрузка
2	- 124.164	-24.775	3.289	$0.9 \cdot L_1 + 0.9 \cdot L_2 + 0.5 \cdot L_4 + L_5$	L_4 – Кран
	- 109.162	-21.531	3.55	$0.9 \cdot L_1 + 0.9 \cdot L_2 + L_5$	L_5 – Нагрузка от смещения опоры
	- 128.005	-21.41	3.53	$0.9 \cdot L_1 + 0.9 \cdot L_2 + 0.5 \cdot L_3 + L_5$	L_6 – Кран 2
3	- 109.179	-11.487	1.099	$0.9 \cdot L_1 + 0.9 \cdot L_2 + 0.5 \cdot L_4 + L_5$	
	- 109.177	-6.08	1.002	$0.9 \cdot L_1 + 0.9 \cdot L_2 + L_5 + 0.5 \cdot L_6$	
	- 109.177	-8.244	1.359	$0.9 \cdot L_1 + 0.9 \cdot L_2 + L_5$	

Расчет несущей способности колонн производился программно, по методике, изложенной в [5]. Ниже, в таблице. 3.12 для каждого расчетного случая указаны 2 критерия, по которым колонна исчерпала свою несущую способность в наибольшей степени.

Таблица 3.12 – Результат проверки прочности колонны

Расчетный случай	Проверка	Коэффициент использования
1	Прочность по предельному моменту сечения	0.938
	Деформации в сжатом бетоне	0.808
2	Прочность по предельному моменту сечения	1.257
	Деформации в сжатом бетоне	2.129
3	Прочность по предельному моменту сечения	0.651
	Деформации в сжатом бетоне	0.458

Так как выполненные ранее расчеты показали, что конструкция усиления не выдерживает землетрясения интенсивностью 8 баллов по шкале MSK-64, то фактическому состоянию сооружения будет соответствовать «расчетный случай 2» (учет зоны трещинообразования без учета усиления). Сейсмические перемещения не раскрепленной стены в этом случае приведут к обрушению каркаса сооружения.

«Расчетные случаи 1 и 3» таким образом, являются гипотетическими. Если не учесть зону повышенного трещинообразования («расчетный случай 1»), то дополнительные сейсмические перемещения стены не приведут к обрушению каркаса, однако прочность колонны окажется близка к исчерпанию. При учете инерционной составляющей сейсмической нагрузки прочность строительных конструкций не будет обеспечена. Если предположить, что подкосы усиления не выйдут из строя, то армирования колонн окажется достаточно для восприятия действующих нагрузок.

Таким образом, сейсмостойкость «мокрого» ХОЯТ реакторов ВВЭР-1000 с учетом фактического состояния его строительных конструкций при землетрясении интенсивностью 8 баллов по шкале MSK-64 не обеспечена. Необходимо рассмотреть альтернативные варианты усиления строительных конструкций, направленные на ограничение дополнительных перемещений не раскрепленной стены при землетрясении.

3.7. Альтернативные варианты усиления железобетонных монолитных конструкций «мокрого» ХОЯТ реакторов ВВЭР-1000

Ниже будут предложены и проанализированы различные варианты усиления монолитных железобетонных конструкций (основной системы) рассматриваемого сооружения. Предложенные решения направлены на минимизацию дополнительных сейсмических перемещений стены, являющейся опорой для колонн каркаса сооружения.

Было рассмотрено 4 альтернативных варианта усиления, а именно:

Вариант 1 – установка поперечных железобетонных ребер жесткости на фундаментную плиту в зоне транспортного коридора; шаг ребер – 4 м; толщина и высота – 1 м; ширина соответствует ширине транспортного коридора.

Вариант 2 – установка железобетонных контрфорсов на естественном основании; шаг контрфорсов – 6 м; толщина – 2 м; ширина – 3 м; высота соответствует высоте консольной стены.

Вариант 3 – установка железобетонных контрфорсов на свайном основании; шаг контрфорсов – 6 м; толщина – 2 м; ширина – 3 м; высота соответствует высоте консольной стены.

Вариант 4 – раскрепление консольной стены железобетонными перемычками сверху; шаг перемычек – 12 м; толщина и ширина 1 м; длина соответствует ширине транспортного коридора.

Ниже, на рисунке 3.24 показаны разработанные расчетные модели:

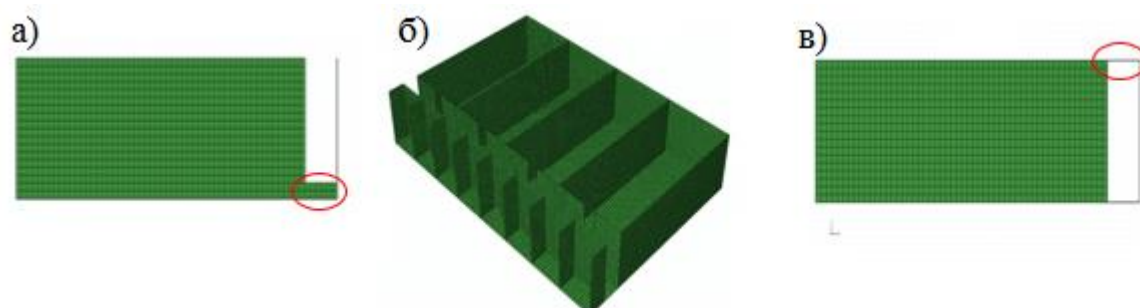


Рисунок 3.24 – Модели усиленной основной системы:

а – вариант 1; б – варианты 2 и 3; в – вариант 4

3.7.1. Анализ определяющих частот и форм колебаний моделей, учитывающих усиление

Анализ собственных частот и форм колебаний моделей, учитывающих усиление, показал, что, как и ранее, определяющими тонами являются колебания здания на грунте. При этом во всех случаях, кроме варианта раскрепления стены перемычками (вариант 4) происходят деформации строительных конструкций в зоне транспортного коридора (рис. 3.25).

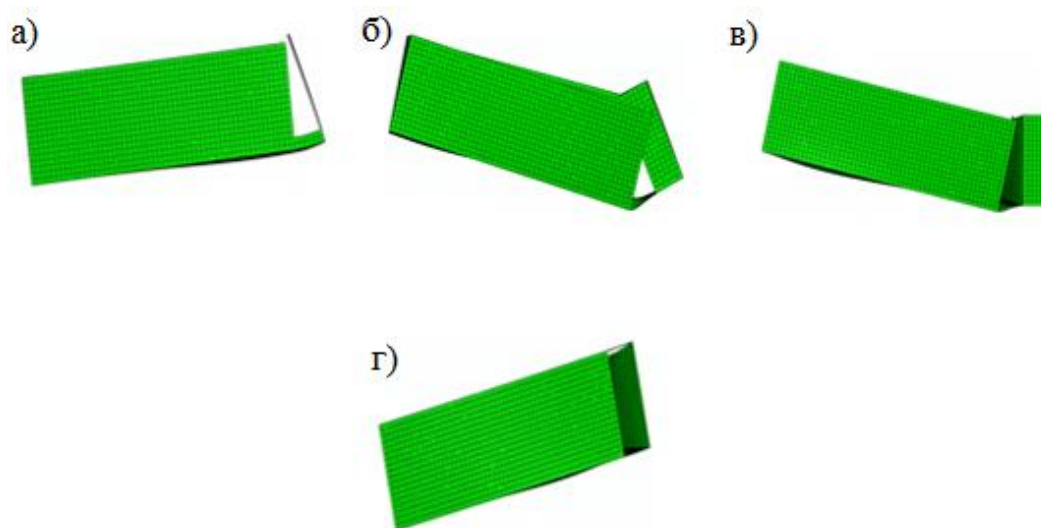


Рисунок 3.25 – Определяющие формы колебаний усиленных моделей в поперечном направлении:

а – вариант 1; б – вариант 2; в – вариант 3; г – вариант 4

В таблице 3.13 приведены полученные по расчету определяющие частоты колебаний основной системы. По аналогии с предыдущим разделом, для сравнения, будут приведены результаты, полученные в главе 2 при рассмотрении железобетонного резервуара, как недеформируемого тела.

Таблица 3.13 – Определяющие частоты колебания основной системы при различных вариантах усиления

Вариант усиления	В вертикальном направлении, Гц	В поперечном направлении, Гц
1	2,97	2,3
2	3,03	2,62
3	3,1	2,9
4	2,97	2,3
Жесткое тело	3,03	2,46

Определяющие частоты колебаний при всех рассмотренных вариантах усиления оказались близки к полученным при искусственном «ожесточении» основной системы. Далее анализировались ПСО в точках крепления колонн каркасной части сооружения, а также дополнительные перемещения консольной стены при сейсмическом воздействии.

3.7.2. Анализ поэтажных спектров ответа и взаимных перемещений строительных конструкций

При анализе ПСО, а также ответных реакций каркасной части сооружения на «неподвижной» опоре, было установлено, что в вертикальном и горизонтальном направлении при всех рассмотренных вариантах усиления они оказались очень близки к полученным при рассмотрении сооружения как недеформируемого тела. Исходя из вышесказанного, приводятся только пиковые фрагменты ПСО, полученные на консольной стене транспортного коридора, являющейся «подвижной опорой» (рис. 3.26, 3.27).

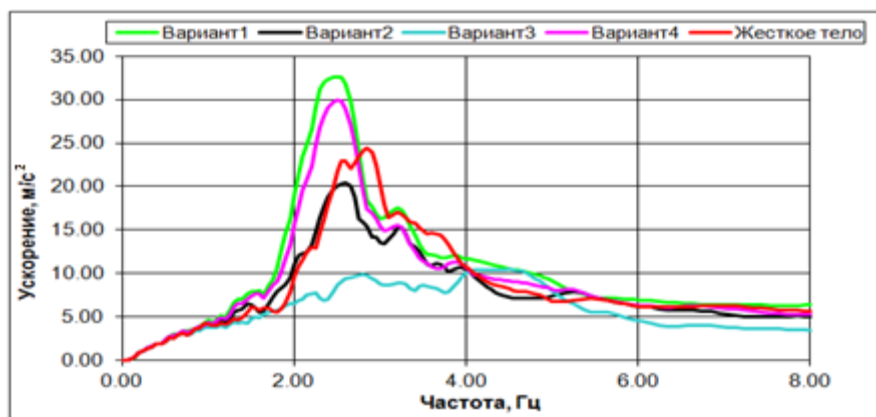


Рисунок 3.26 – Вертикальные ПСО на консольной стене при различных вариантах усиления

Из рисунка 3.26 видно, что частотный состав и пиковые значения ПСО при усилении строительных конструкций ребрами жесткости (вариант 1) и перемычками (вариант 4) являются наиболее неблагоприятными для сооружения. В то же время при усилении контрфорсом на свайном основании

спектр не имеет явных пиков, ответные ускорения подсистемы будут значительно меньше.

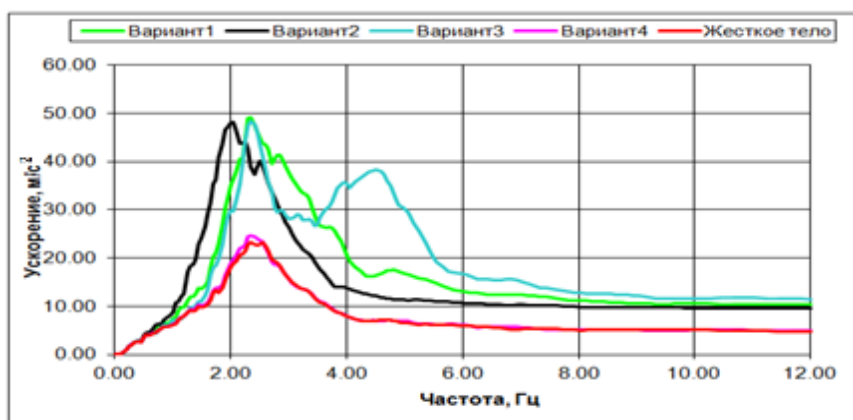


Рисунок 3.27 – Горизонтальные ПСО на консольной стене при различных вариантах усиления

Анализируя горизонтальные ПСО, можно заметить, что при усилении консольной стены перемычкой (вариант 4) характер колебаний по частотному составу и интенсивности практически полностью совпадает с полученными для «жесткого тела». Кроме того, данный спектр совпадает с ПСО на противоположной опоре, что свидетельствует об отсутствии, или крайней незначительности взаимных перемещений опор.

Ответные ускорения каркасной части сооружения и максимальные взаимные перемещения строительных конструкций при землетрясении приведены в таблицах 3.14 и 3.15 соответственно.

Таблица 3.14 – Ответные ускорения каркасной части сооружения

Вариант усиления	Неподвижная опора		Подвижная опора	
	В вертикальном направлении (м/с ²)	В поперечном направлении (м/с ²)	В вертикальном направлении (м/с ²)	В поперечном направлении (м/с ²)
1	21,85	4,51	32,61	4,88
2	17,22	4,52	20,03	6,07
3	17,39	4,46	8,61	4,41
4	22,32	4,52	29,96	4,54
Жестк.тело	21,68	4,53	21,68	4,53

Таблица 3.15 – Максимальные увеличения расстояния между опорами подсистемы при землетрясении интенсивностью 8 баллов по шкале MSK-64

Вариант усиления	В вертикальном направлении, мм	В поперечном направлении, мм
1	27,3	25,0
2	15,3	62,9
3	13,8	38,2
4	24,1	1,03

Из рассмотренных вариантов усиления, минимальные ответные ускорения каркаса наблюдались в модели, учитывающей усиление контрфорсами на свайном основании (вариант 3). На усиленной стене ускорения составили $8,61 \text{ м/с}^2$. Однако на противоположной (неподвижной) опоре ускорения оказались более существенными, а именно $17,39 \text{ м/с}^2$. При расчете по ЛСТ в подобных ситуациях за расчетный спектр принимают огибающую спектров на всех опорах. Кроме того, расчет показал существенные добавочные взаимные горизонтальные перемещения строительных конструкций (38,2 мм).

Кроме рассмотренных выше вариантов, оценивался также вариант усиления основания. При этом, как и в главе 2 рассматривалось 5 типов жесткости грунта. Данный способ позволяет существенно снизить инерционную нагрузку на каркас, однако оказывается не слишком эффективен в качестве меры по уменьшению дополнительных горизонтальных перемещений консольной стены.

Полученные по расчету значения дополнительных перемещений не раскрепленной из плоскости стены при различной жесткости основания приведены ниже, в таблице 3.16.

Таблица 3.16 – Максимальные увеличения расстояния между опорами подсистемы во время землетрясения при различной жесткости основания

Тип грунта	В вертикальном направлении (мм)	В поперечном направлении (мм)
1	28,0	92,4
2	14,0	48,0
3	4,5	30,8
4	2,3	21,4
Скала	0	2,8

Анализ данных, приведенных в таблице 3.16 показал, что увеличение жесткости основания помогает существенно уменьшить вертикальные взаимные перемещения строительных конструкций, в то же время даже на жестком грунте (грунт 4) сохраняются значительные горизонтальные перемещения. На скальном грунте, к которому невозможно привести слабый грунт под существующим сооружением, дополнительные горизонтальные перемещения проблемной стены превышают полученные при использовании перемычек (вариант 4).

Вариант усиления перемычками, (вариант 4) является наиболее рациональным с точки зрения минимизации взаимных горизонтальных перемещений строительных конструкций. С другой стороны, значения ответных ускорений каркаса сооружения при этом варианте являются значительными. Таким образом, вариантом, в наибольшей степени повышающим сейсмостойкость хранилища, является устройство перемычек совместно с усилением основания. Однако устройство стационарных железобетонных перемычек в верхней части транспортного коридора приведет к затруднению эксплуатации хранилища, перемещение чехлов с отработавшим ядерным топливом по транспортному коридору будет невозможно.

3.7.3. Устройство для ограничения горизонтальных перемещений не раскрепленной из плоскости стены «мокрого» ХОЯТ реакторов ВВЭР-1000

Одним из возможных вариантов решения проблемы ограничения горизонтальных перемещений не раскрепленной из плоскости стены является разработка устройств, раскрепляющих обозначенную стену изнутри транспортного коридора, по такому же принципу, как и железобетонные перемычки (вариант усиления 4), однако подобное устройство должно иметь возможность временно размыкаться, чтобы не создавалось помех для перемещения отработавшего ядерного топлива.

Было предложено устройство «замок для строительных конструкций» (подана заявка на полезную модель). Устройство содержит крюк, стержень,

установленный в проушину с возможностью свободного вращения, на другом конце стержня навинчен элемент зацепления, посредством которого стержень приводят в зацепление с крюком. (рис. 3.28; 3.29).

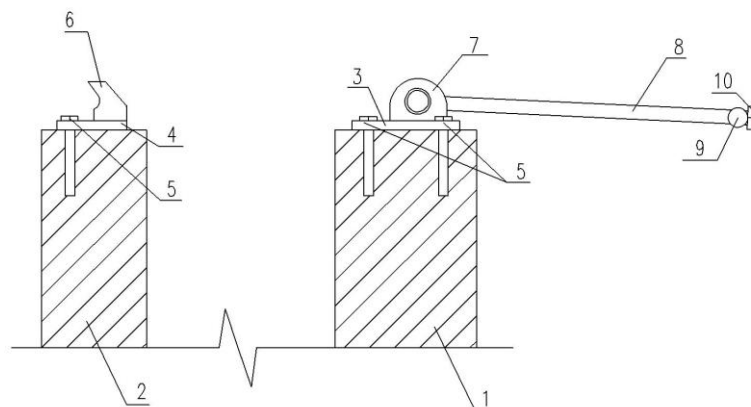


Рисунок 3.28 – Конструктивное исполнение замка для строительных конструкций в нерабочем состоянии (вид сбоку) 1- стена, раскрепленная поперечными стенами; 2 – раскрепляемая стена; 3; 4 – стальные пластины; 5 – осевые отверстия для крепления; 6 – крюк; 7 – проушина; 8 – стержень; 9 – элемент зацепления; 10 – гайка

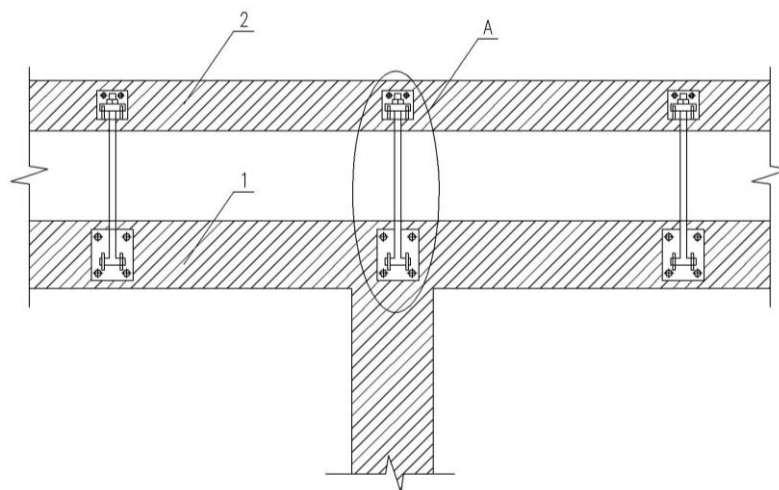


Рисунок 3.29 – Расположение замков для строительных конструкций на стенах транспортного коридора хранилища отработавшего ядерного топлива (план) 1 – стена, раскрепленная поперечными стенами; 2 – раскрепляемая стена; А – замок для строительных конструкций, установленный с регулярным шагом вдоль раскрепляемой стены

Замок для строительных конструкций работает следующим образом. Стержень 8, находящийся в нерабочем начальном состоянии свободно поворачивают в проушине 7 и с помощью элемента зацепления 9 приводят в сцепление с крюком 6. Фиксация элемента зацепления 9 и регулировка усилия в замке осуществляется с помощью гайки 10.

Техническим результатом полезной модели является практически полное исключение взаимных горизонтальных перемещений стен при землетрясении и других динамических воздействиях или неравномерной осадке основания строительных конструкций.

Таким образом, одной из мер по достижению сейсмостойкости строительных конструкций «мокрого» хранилища отработавшего ядерного топлива реакторов ВВЭР-1000 может стать использование нестандартного технического решения в виде устройства замкового типа.

3.8. Выводы по главе 3

В данной главе было изучено влияние повреждений на устойчивость строительных конструкций «мокрых» хранилищ отработавшего ядерного топлива к землетрясению интенсивностью 8 баллов по шкале MSK-64, рассмотрены различные варианты усиления. В результате выполненных исследований можно сделать следующие выводы:

1. Одним из слабых мест эксплуатируемых «мокрых» хранилищ отработавшего ядерного топлива могут являться строительные конструкции, расположенные в районе транспортного коридора, который закладывался в объемно-планировочные решения исходя из особенностей эксплуатации. Наличие транспортного коридора может привести к появлению существенного перепада жесткости, и со временем вызывает раскрытие трещин сверх допустимых значений, что снижает долговечность сооружения. В рассмотренном случае расчетная ширина продолжительного раскрытия трещин составила 1,2 мм, что превышает допустимое значение в 4 раза.

2. Повреждения могут оказывать существенное влияние на колебания строительных конструкций «мокрых» хранилищ отработавшего ядерного топлива при землетрясении, видоизменять ПСО и, следовательно, инерционную сейсмическую нагрузку на подсистемы (в частности, на каркасную часть «мокрых» хранилищ отработавшего ядерного топлива). В рассмотренном сооружении наблюдалась тенденция к снижению инерционной составляющей сейсмической нагрузки на каркас с одновременным увеличением взаимных перемещений элементов строительных конструкций.

3. Взаимные перемещения поврежденных строительных конструкций могут стать критическим фактором, вызывающим нагрузку, приводящую к обрушению строительных конструкций «мокрых» хранилищ отработавшего ядерного топлива при землетрясении.

4. Одной из важнейших задач обеспечения сейсмостойкости существующих «мокрых» хранилищ отработавшего ядерного топлива (помимо снижения инерционной составляющей сейсмической нагрузки на их каркасную часть) является усиление с целью ограничения взаимных перемещений поврежденных строительных конструкций. Одним из рассмотренных предлагаемых вариантов, например, в виде устройства замкового типа, позволил уменьшить взаимное горизонтальное перемещение конструкций до 1 мм.

В связи с особенностями эксплуатации таких сооружений, реализация подобного усиления может потребовать нестандартных технических решений в виде разработки специальных устройств.

5. Результаты исследования показали, что одной из причин повреждений строительных конструкций «мокрых» хранилищ отработавшего ядерного топлива является слабое грунтовое основание при отсутствии компенсирующих мероприятий, что может существенно повлиять на безопасное функционирование этих объектов. Выполненные исследования показали, что во время эксплуатации некоторых «мокрых» хранилищ сейсмостойкость конструктивных элементов этих сооружений не всегда соответствует необходимым требованиям, а в отдельных случаях, например, при наличии

сложных грунтовых условий, может привести к полной потере их работоспособности и возникновению серьезных последствий при землетрясении. В этой связи, наиболее целесообразным решением может оказаться усиление грунтового основания и полная замена строительных конструкций верхней части строения. Это обстоятельство приводит к необходимости проведения дополнительных исследований, учитывающих особенности рассматриваемых сооружений, представленные в следующей главе.

Глава 4. Обеспечение прочности хранилищ отработавшего ядерного топлива при сейсмическом воздействии

Результаты исследований предыдущих глав показали, что главные проблемы, с которыми можно столкнуться при обеспечении сейсмостойкости эксплуатируемых «мокрых» ХОЯТ, является возможное наличие слабых грунтов основания, а также гибкой каркасной верхней части, которая первой выходит из строя в случае сильного землетрясения.

Для повышения сейсмостойкости сооружений на слабых грунтах, целесообразно рассмотреть усиление грунтового основания, а гибкий каркас эксплуатируемых сооружений заменить на новые конструкции, способные выдержать землетрясение.

4.1. Выбор конструктивного исполнения покрытия и наружных стен хранилища отработавшего ядерного топлива при сейсмическом воздействии

На первом этапе исследования были выполнены вариантные расчеты прочности строительных конструкций плиты покрытия и наружных стен хранилища отработавшего ядерного топлива при землетрясении и других экстремальных внешних воздействиях:

- землетрясении интенсивностью 7 баллов по шкале MSK-64;
- ВУВ с давлением во фронте не менее 10 кПа, время фазы сжатия до 1 с;
- ударе самолета массой не менее 5 т.

В первой итерации с помощью ПК SCAD Office была создана прямоугольная в плане модель, изображающая конструкции над центральным залом ХОЯТ. Размеры в плане назначены 40 x 20 м, высота 15 м. (рис. 4.1). В уровне нижних узлов расчетной схемы принята жесткая заделка. Толщина стен и покрытия 500 мм.

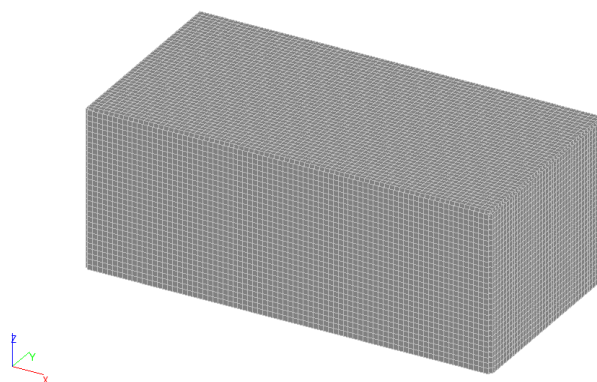


Рисунок 4.1 – Общий вид расчетной схемы

С помощью метода конечных элементов (ПК SCAD), по методике [67] производился подбор армирования при перечисленных выше воздействиях, производилось сравнение результатов. Учитывался бетон класса В25, арматура класса А400.

Расчет на сейсмическую нагрузку выполнен по линейно-спектральной теории сейсмостойкости с разложением по формам собственных колебаний конструкции. В качестве исходного воздействия был принят стандартный спектр отклика из документа [34] для затухания 4 % от критического (рис. 4.2).

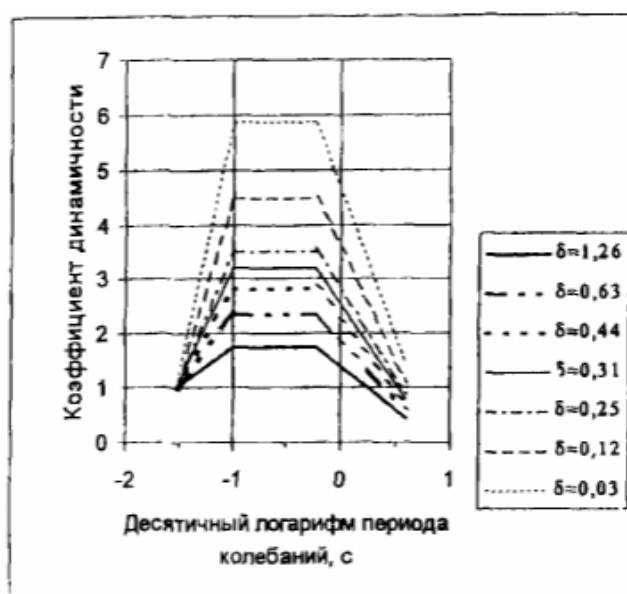


Рисунок 4.2 – Стандартные спектры отклика для различных десятичных логарифмов [34]

Расчет на воздействие ВУВ проведен на эквивалентные статические нагрузки согласно методике, изложенной в [17].

Максимальное давление отражения, действующее в начальный момент времени на фронтальную плоскую преграду, нормально расположенную к направлению распространения волны, составляет:

$$P_{\text{макс}} = \Delta P_{\text{отр}} = 2 \cdot \Delta P_{\phi} + \frac{6 \cdot \Delta P_{\phi}^2}{\Delta P_{\phi} + 720} = 20,8 \text{ кПа} = 2,08 \text{ тс/м}^2 \quad (4.1)$$

где $\Delta P_{\phi} = 10 \text{ кПа}$.

Эквивалентные статические нагрузки, действующие на поверхность фронтальной преграды (плоские монолитные конструкции), составляют:

- горизонтальная на стены выше поверхности земли:

$$q_{\text{отр}}^{\text{экв}} = \Delta P_{\text{отр}} \cdot K_d \cdot K_o = 2,704 \text{ тс/м}^2, \quad (4.2)$$

где $K_d = 1,3$ – коэффициент динамичности для железобетонных элементов;

$K_o = 1,0$ – коэффициент, учитывающий увеличение давления на стены.

- вертикальная на плоское покрытие:

$$q_{\text{верт}}^{\text{экв}} = \Delta P_{\phi} \cdot K_d = 1,2 \text{ тс/м}^2, \quad (4.3)$$

где $K_d = 1,2$ – коэффициент динамичности для железобетонных элементов.

Максимальное давление на боковые и тыльную стены принято равным:

$$\Delta P_T = \Delta P_{\phi} = 10 \text{ кПа}$$

Эквивалентные статические нагрузки на боковые и тыльную стены составляют:

$$q_T^{\text{экв}} = \Delta P_{\phi} \cdot K_d \cdot K_o = 1,3 \text{ тс/м}^2, \quad (4.4)$$

где $K_d = 1,3$ – коэффициент динамичности для железобетонных элементов;

$K_o = 1,0$ – коэффициент, учитывающий увеличение давления на стены.

Рассматривалось падение самолета весом 5,67 тс со скоростью 360 км/ч.

Для моделирования нагрузки при падении самолета в соответствии с данными [7] приняты следующие исходные параметры:

- нагрузочная кривая, представленная на рисунке 4.3;
- пятно удара 10 x 1,2 м.

Следует отметить, что к покрытию нагрузка прикладывается с коэффициентом 0,707 (угол падения самолета принят равным 45° ; $\cos 45^\circ = 0,707$).

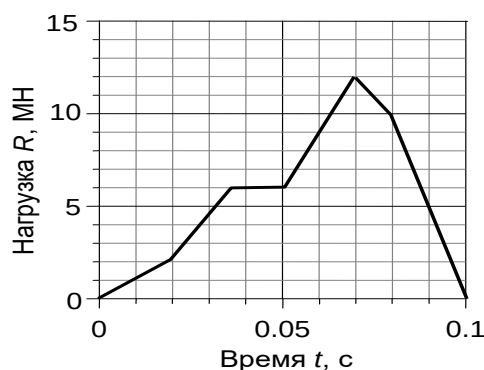


Рисунок 4.3 – Динамическое воздействие при падении легкого самолета с массой 5,67 т и скоростью 360 км/ч по нормали к поверхности сооружения

Таким образом, при проведении расчета интенсивность нагрузки при падении самолета принята равной 12 МН с учетом коэффициента динамичности (k_d), равным 1,3.

Расчет на нагрузку при падении самолета выполнен квазистатическим методом. В расчетной модели указанная нагрузка прикладывалась как равномерно распределенная по площади пятна удара.

4.1.1. Анализ предварительных результатов исследования

С учетом рассмотренных воздействий был выполнен подбор армирования описанной выше конструкции. Для сравнения также приведены результаты расчета армирования сооружения при нагрузке от собственного веса.

При расчете на нагрузку от собственного веса из условия сохранности арматуры ограничивалась ширина раскрытия трещин: 0,3 мм – при продолжительном раскрытии и 0,4 мм при непродолжительном.

При расчете на экстремальные воздействия ширина раскрытия трещин не ограничивалась.

Расчет на собственный вес показал, что наиболее требуемые по расчету площади рабочей арматуры необходимы на покрытии сооружения в поперечном

направлении. Как в опорной, так и в пролетной зоне плиты требуется установить арматурные стержни диаметром 32 мм с шагом 200 мм (рис.4.4).

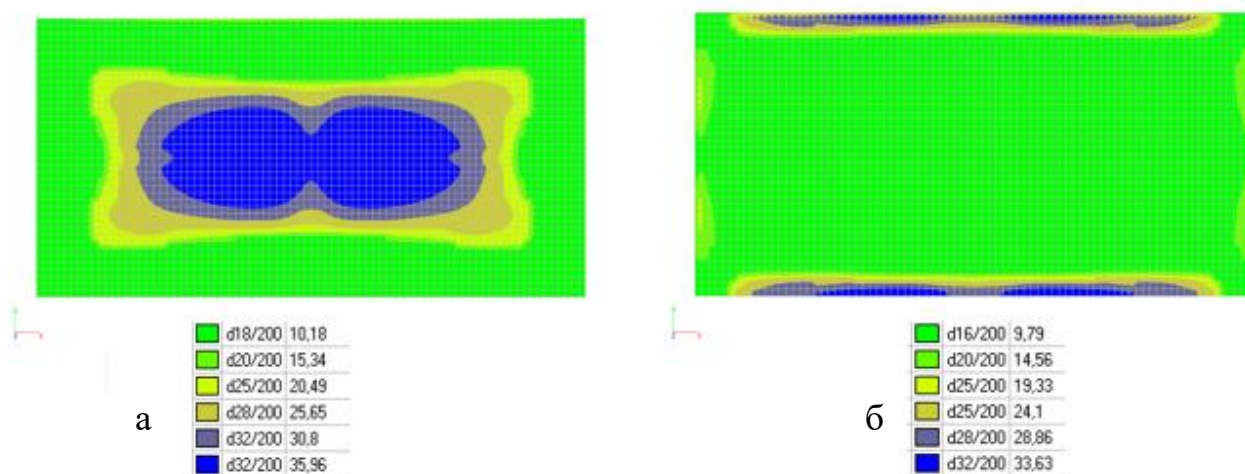


Рисунок 4.4 – Армирование плиты покрытия в поперечном направлении при нагрузке от собственного веса ($\text{см}^2/\text{м}$)

а - нижнее армирование; б - верхнее армирование

Можно сделать предварительный вывод, что даже без учета каких-либо дополнительных воздействий, рассмотренная конструкция требует существенного армирования.

Вследствие отсутствия ограничения по раскрытию трещин, армирование, полученное при сейсмическом воздействии практически идентично указанному на рисунке 4.4, поэтому не приводится.

Ниже, на рисунке 4.5 приведено армирование, полученное в результате расчета на воздействие ВУВ.

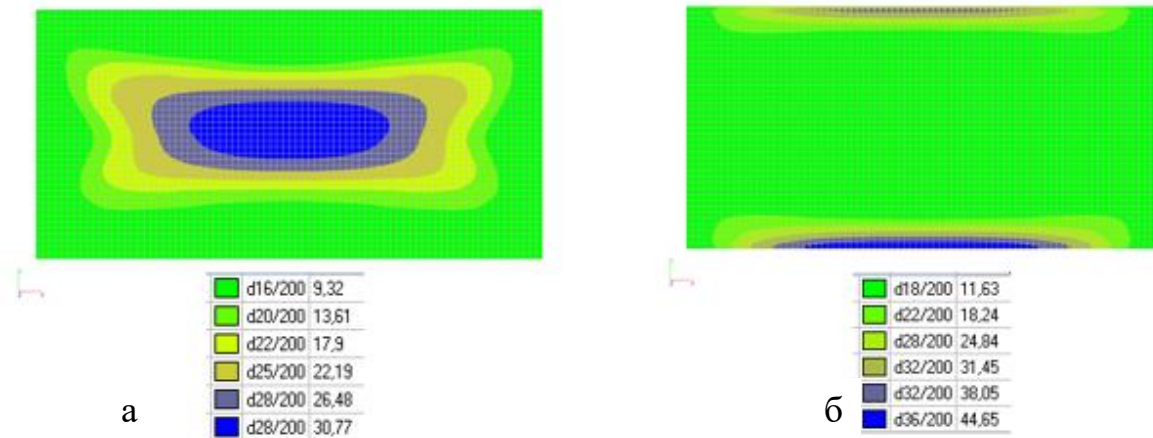


Рисунок 4.5– Армирование плиты покрытия в поперечном направлении при нагрузке от ВУВ ($\text{см}^2/\text{м}$)

а - нижнее армирование; б - верхнее армирование

При воздействии ВУВ максимальная площадь нижней арматуры получена на 14,4 % меньше, чем при расчете на нагрузку от собственного веса. Как и при расчете на сейсмическое воздействие это вызвано отсутствием ограничения по раскрытию трещин. В то же время максимальные площади верхней арматуры в местах примыкания к стенам увеличились существенно, на 32,8 %. Это вызвано увеличившимся изгибающим моментом в месте сопряжения покрытия и стен, нагрузка от ВУВ приложена в том числе и на стены. При этом изгибающий момент больше в месте сопряжения со стеной, являющейся фронтальной преградой. Это проиллюстрировано на общем виде расчетной модели, а также на ее деформированной схеме (рис. 4.6).

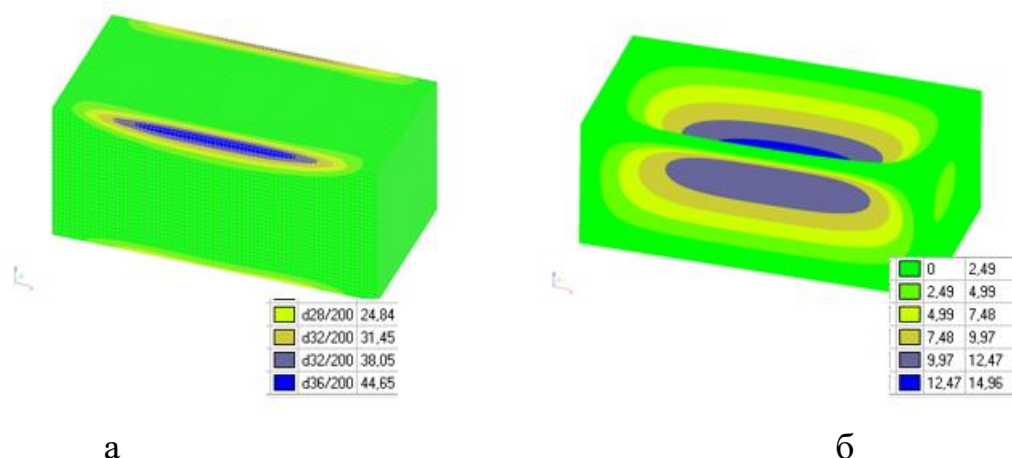


Рисунок 4.6 – Армирование и перемещения при воздействии ВУВ

а - верхнее армирование покрытия в поперечном направлении и вертикальное армирование с наружной стороны стен (см²/м); б – перемещения (мм)

Далее был произведен расчет на нагрузку от падения самолета. Рассмотрен удар под углом 45 градусов в середину пролета покрытия сооружения, а также фронтальный удар в середину пролета продольной стены. Нагрузки заданы как взаимоисключающие.

Результаты рабочего армирования при воздействии нагрузки, вызванной падением самолета приведены ниже, на рисунке 4.7

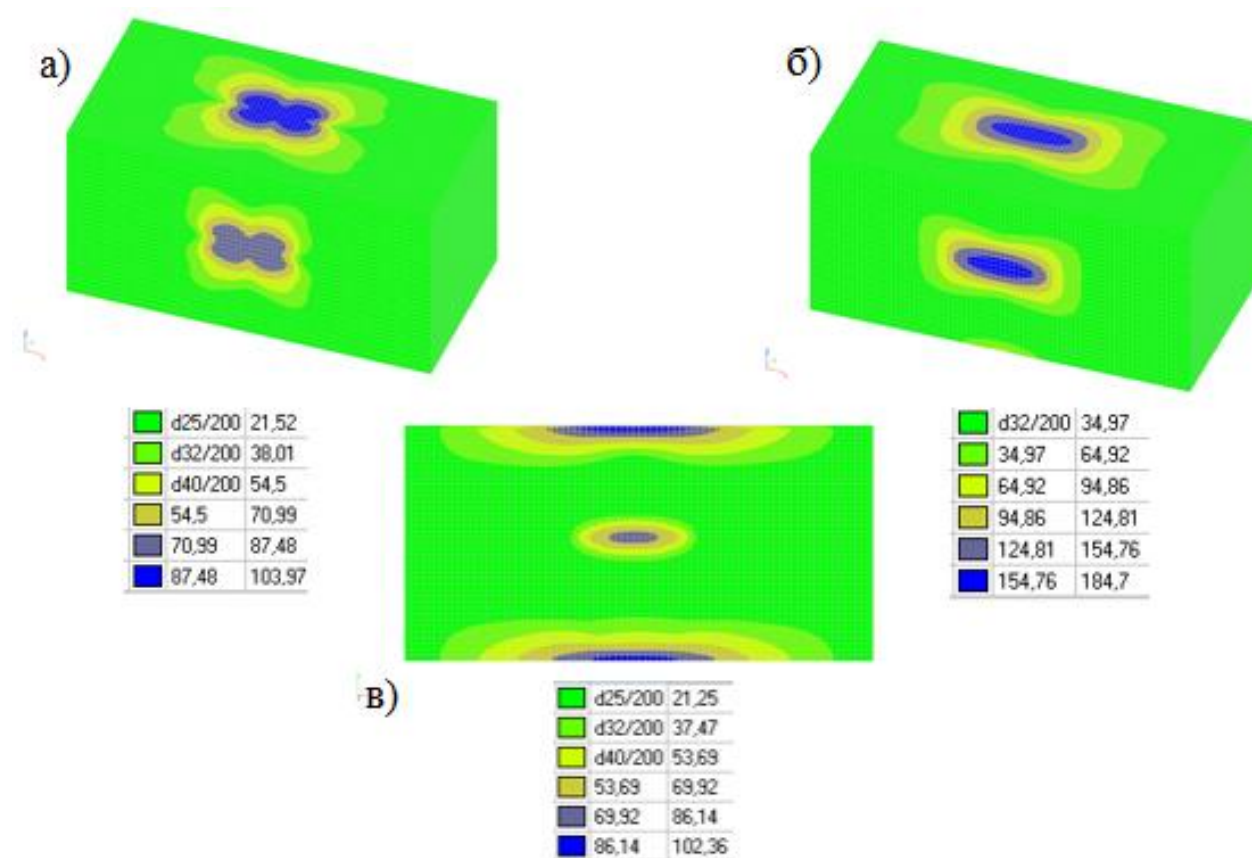


Рисунок 4.7 – Результаты рабочего армирования строительных конструкций:

а – нижнее армирование покрытия и армирование с внутренней стороны стены по направлению вдоль здания; б – нижнее армирование покрытия и армирование с внутренней стороны стены по направлению поперек здания; в – верхнее армирование по направлению покрытия поперек здания

Значения требуемых по расчету площадей рабочей арматуры, вычисленных в результате воздействия от удара самолета, существенно превосходят полученные при других экстремальных внешних воздействиях.

Данный факт говорит о том, что удар самолета является наиболее опасным экстремальным внешним воздействием с точки зрения обеспечения прочности наружных строительных конструкций. Стоит отметить, что самолет может попасть в любую часть здания, поэтому армировать каждый элемент конструкции необходимо по максимальным полученным значениям.

Таким образом, конструкция, способная выдержать нагрузку от падения самолета будет являться заведомо сейсмостойкой и сможет повысить безопасность эксплуатируемых «мокрых» ХОЯТ в случае их реконструкции.

Наибольшие значения площадей требуемой по расчету арматуры получены на покрытии, в поперечном направлении. Рассмотрим более детально данный элемент строительных конструкций.

Ниже, в таблице 4.1 приведено сравнение полученных по расчету площадей рабочего армирования в поперечном направлении при различных нагрузках.

Таблица 4.1 – Максимальная площадь рабочей арматуры покрытия в поперечном направлении при различных нагрузках и воздействиях

Нагрузка или воздействие	Верхняя арматура, см ² /м	Нижняя арматура, см ² /м
Собственный вес	33,63	35,96
ВУВ	44,65	30,77
Удар самолета	102,36	184,7

Армирование при сейсмическом воздействии практически совпадает с армированием от собственного веса, поэтому не приводится.

Таким образом, при падении самолета в верхней зоне плиты (опорное армирование) покрытия требуется $\approx$ в 3 раза больше арматуры, чем при сейсмическом воздействии и расчете на нагрузку от собственного веса и в 2,3 раза больше, чем при воздействии ВУВ. В то же время в нижней зоне (пролетное армирование) плиты арматуры требуется в 5,1 и в 6 раз больше.

Чтобы обеспечить прочность подобного большепролетного перекрытия даже при действии нагрузки только от собственного веса необходимо выполнить

армирование сеткой с ячейкой 200х200 мм стержнями арматуры А400 диаметром 32 мм, что уже является существенным показателем. В то же время, обеспечить надлежащее армирование при ударе самолета становится проблематично. Например, только в нижней зоне плиты при шаге 200 мм требуется разместить 3 ряда арматуры А400 диаметром 40 мм. Очевидно, что армировать конструкцию подобным образом становится весьма проблематично и нерационально, а при еще больших пролетах вообще невозможно, поэтому необходимо использовать более рациональные конструктивные решения.

4.1.2. Выбор рациональной конструкции большепролетной плиты покрытия при реконструкции «мокрых» ХОЯТ

Наиболее очевидным вариантом придания дополнительной жесткости покрытию является установка дополнительных ребер жесткости. Рассмотрим варианты установки ребер толщиной 0,5м, высотой 1,5м, с шагом 5 и 2,5 м (рис. 4.8).

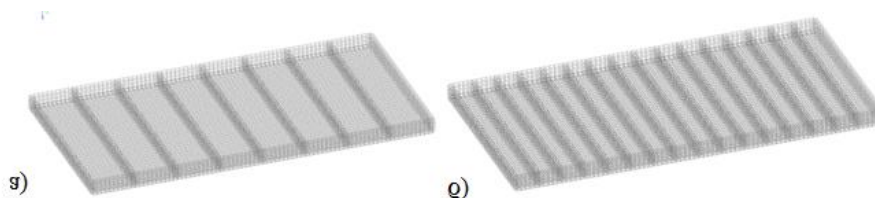


Рисунок 4.8– Плиты покрытия:

а – с ребрами шагом 5 м; б – с ребрами шагом 2,5 м

Результаты подбора арматуры представлены ниже, на рисунках 4.9 и 4.10.

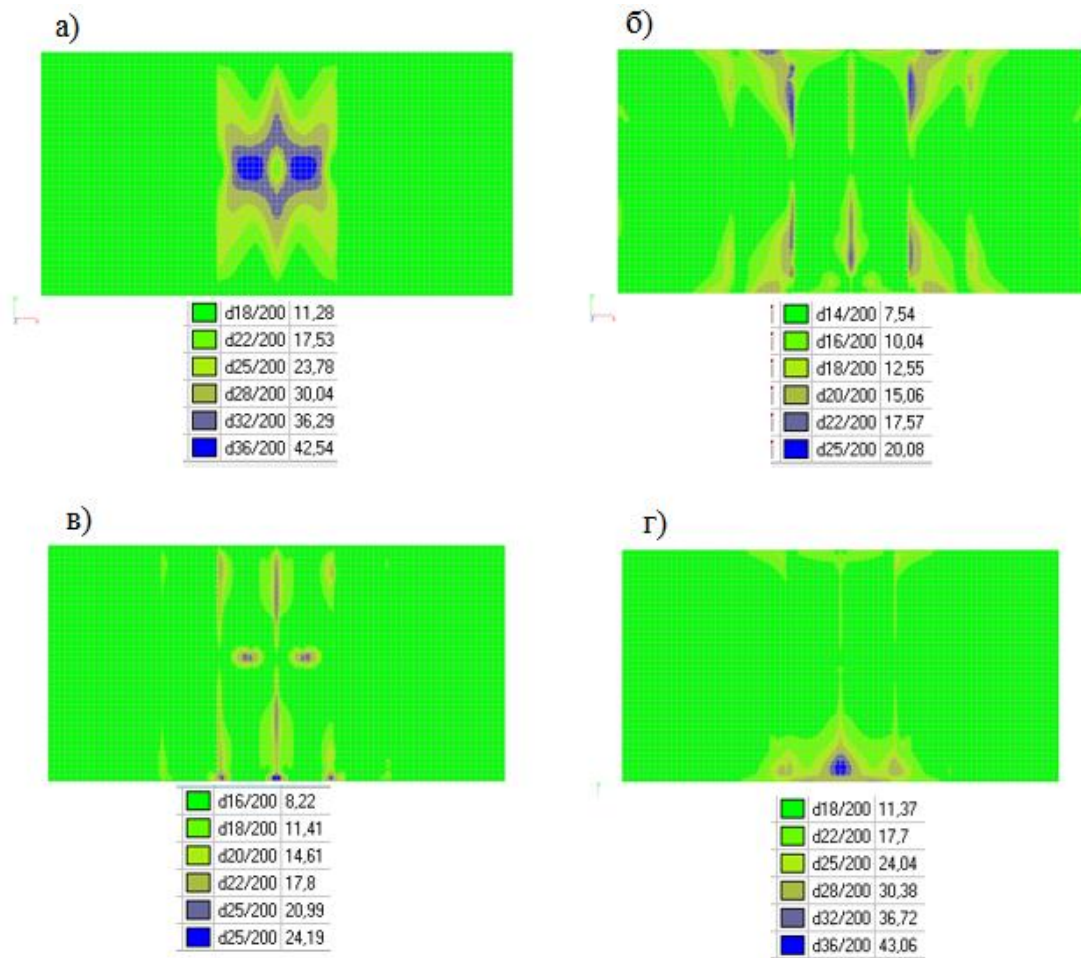


Рисунок 4.9 – Результаты расчета плиты покрытия с ребрами шагом 5 м:
а – нижняя арматура в продольном направлении; б – верхняя арматура в продольном направлении; в – нижняя арматура в поперечном направлении; г – верхняя арматура в поперечном направлении

В результате расчета плиты покрытия были получены приемлемые численные значения площадей рабочей арматуры, которые вполне возможно реализовать. Максимальный диаметр стержня составил 36 мм при шаге 200 мм.

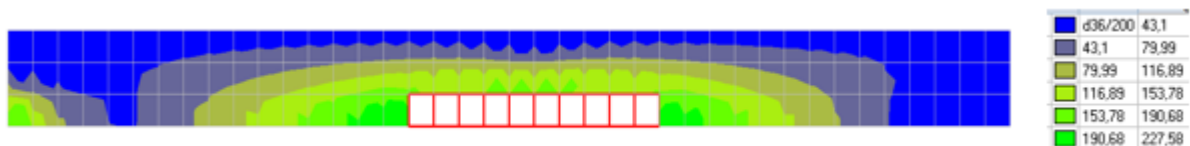


Рисунок 4.10 –Требуемое по расчету продольное армирование с одной из сторон ребра (со второй стороны армирование симметрично)

Несмотря на приемлемые результаты расчетного армирования в плите покрытия, в ребрах жесткости получены значительные площади рабочей

арматуры, при этом на участке ребра не хватает площади поперечного сечения для того, чтобы разложить в нем арматуру. Подобные результаты объясняются тем, что ребра обладают гораздо большей изгибной жесткостью, чем плита поэтому, напряжения перераспределяются и концентрируются в них.

При шаге ребер 2,5 метра армирование плиты покрытия стало еще более благоприятным (что является логичным), численные значения требуемых по расчету площадей арматуры уменьшилось. При этом площади поперечного сечения ребер оказалось достаточно, однако требуемое по расчету армирование осталось очень существенными, размещение подобного количества арматуры в сечении ребра крайне проблематично и нецелесообразно. (рис. 4.11).

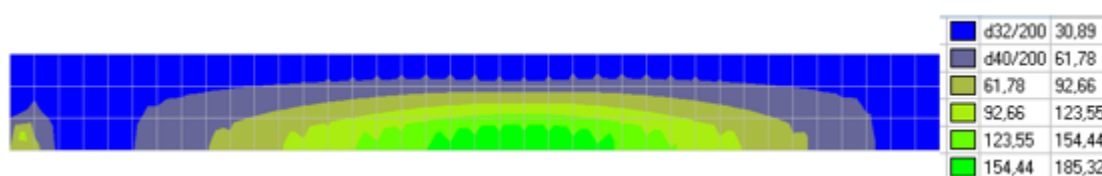


Рисунок 4.11 – Требуемое по расчету продольное армирование с одной из сторон ребра (со второй стороны армирование симметрично)

Ниже приведены результаты расчета покрытия, состоящего из двух плит, между которыми с шагом 5 м установлены ребра жесткости. Толщина плит и ребер принята 400 мм, высота ребер, как и в предыдущем случае, составила 1,5 м (рис. 4.12-4.15).



Рисунок 4.12 – Продольный разрез по плите покрытия

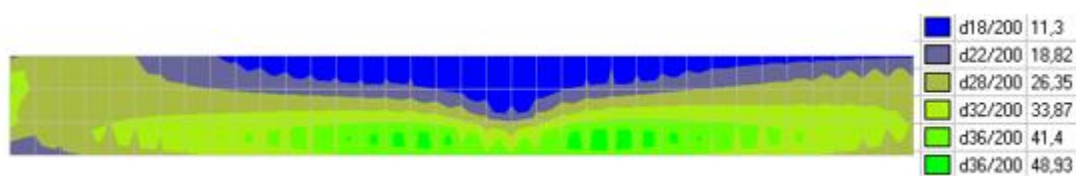


Рисунок 4.13 – Требуемое по расчету продольное армирование с одной из сторон ребра (со второй стороны армирование симметрично)

При использовании двойного перекрытия, даже учитывая уменьшение толщин конструктивных элементов, по расчету получаются приемлемые

площади рабочего армирования ребер жесткости (почти в 4 раза меньше, чем при использовании одинарного покрытия с ребрами шагом 2,5 м).

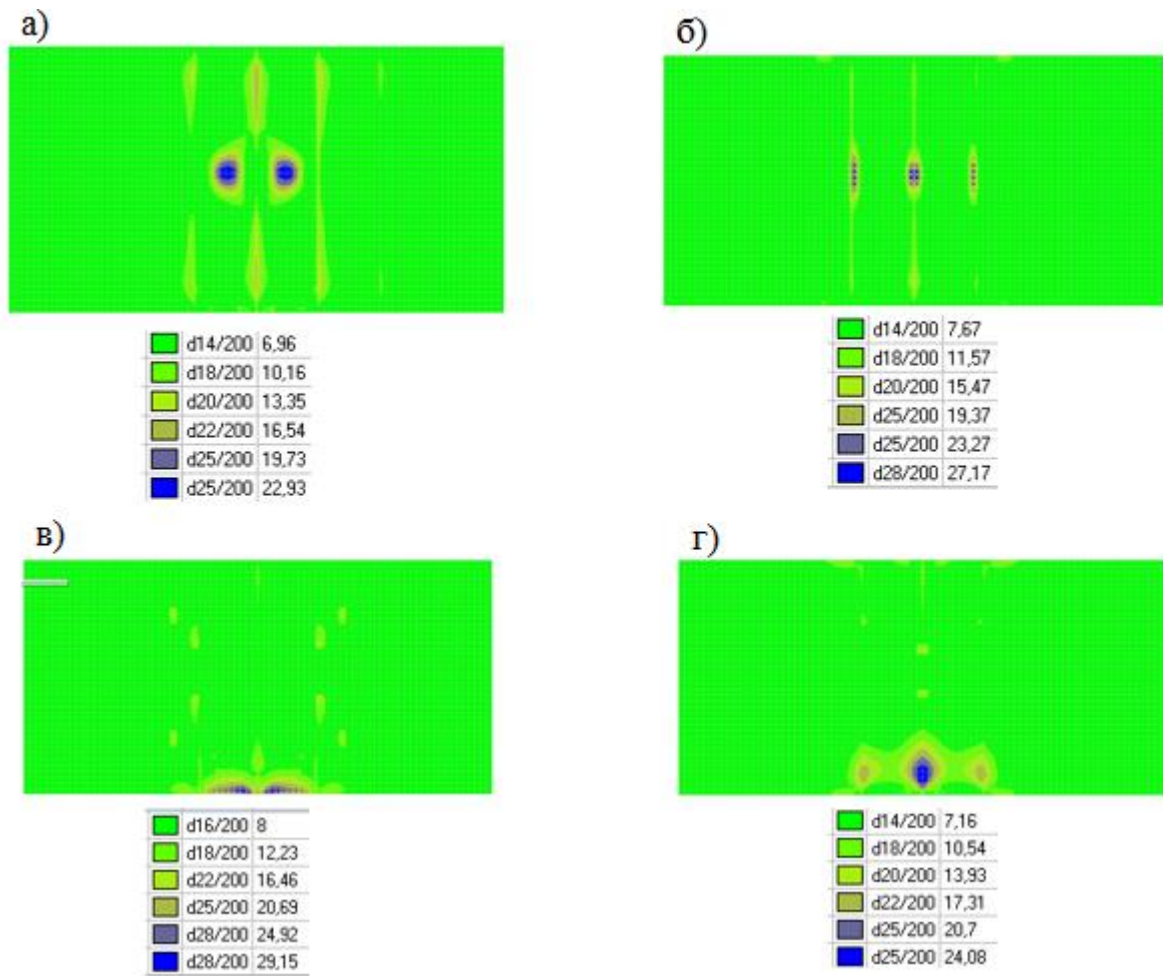


Рисунок 4.14 – Результаты расчета верхней плиты двойного покрытия с ребрами жесткости шагом 5 м:

а – нижняя арматура в продольном направлении; б – верхняя арматура в продольном направлении; в – нижняя арматура в поперечном направлении; г – верхняя арматура в поперечном направлении

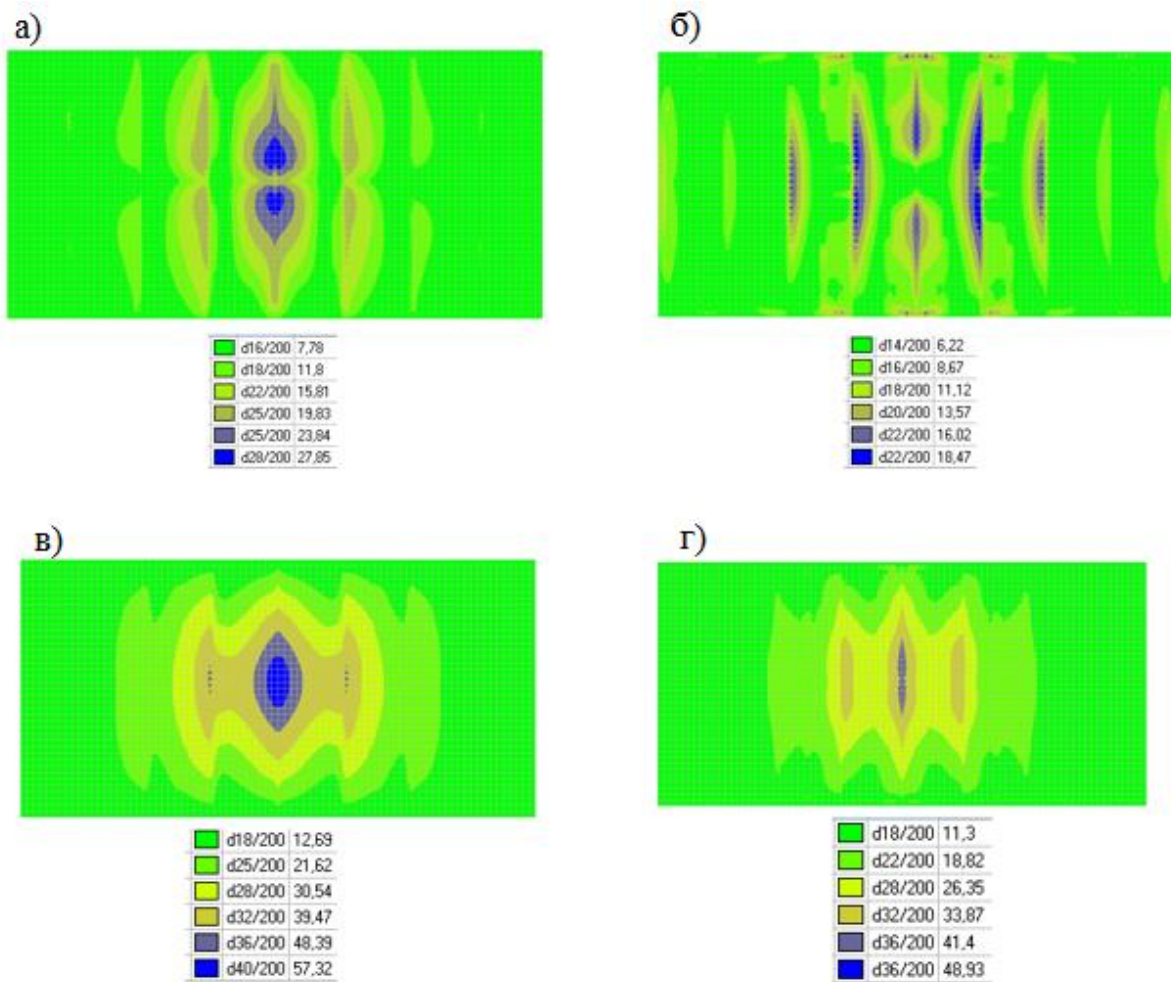


Рисунок 4.15 – Результаты расчета нижней плиты двойного покрытия с ребрами жесткости шагом 5 м:

а – нижняя арматура в продольном направлении; б – верхняя арматура в продольном направлении; в – нижняя арматура в поперечном направлении; г – верхняя арматура в поперечном направлении

Результаты подбора арматуры, приведенные на рисунках 4.13 - 4.15, свидетельствует о том, что рассмотренное конструктивное решение является эффективным для восприятия сейсмического воздействия. Требуемую по расчету арматуру возможно разместить в элементах строительных конструкций без каких-либо проблем.

Таким образом, одним из эффективных вариантов обеспечения прочности большепролетных покрытий и стен ХОЯТ при сейсмическом воздействии и других экстремальных внешних воздействиях, является конструктивное

решение, при котором выполняется сдвоенная конструкция с ребрами жесткости.

4.2. Сейсмостойкость ХОЯТ с учетом усиления грунтов основания

Очевидно, что сейсмостойкость любого здания или сооружения не может быть обеспечена, если во время прохождения землетрясения несущую способность потеряют грунты основания.

Усиление грунта различными способами (цементация, силикатизация, устройство наклонных свай, либо изначальное применение свайных фундаментов) приводит к повышению модуля сдвига основания. Влияние жесткости грунтового основания на инерционные нагрузки, действующие на каркасную часть «мокрых» ХОЯТ, было оценено в главе 2, поэтому рассматриваться в данном случае не будет.

Ниже приведено требуемое по расчету армирование нижней, железобетонной части «мокрого» ХОЯТ (конструктивное исполнение и расчетная модель сооружения была описана в главе 2) при посадке сооружения на естественное основание с модулем деформации 5МПа и сейсмическом воздействии интенсивностью 8 баллов по шкале MSK-64.

В случае отсутствия мероприятий по усилению грунта либо свай, наибольшая требуемая по расчету площадь арматуры была получена в верхней зоне фундаментной плиты, в поперечном направлении (рис. 4.16).

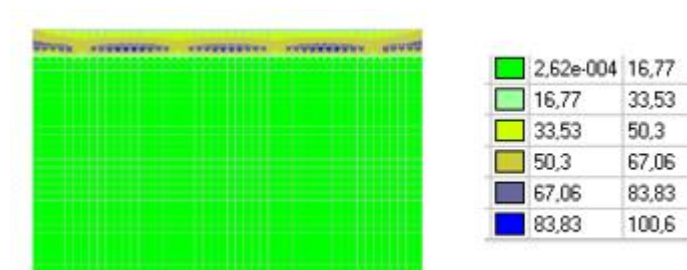


Рисунок 4.16 – Арматура верхней зоны фундаментной плиты при естественном основании ($\text{см}^2/\text{м}$)

Далее было рассмотрено это же сооружение, в основании которого залегают грунты, усиленные цементацией (рис.4.17).

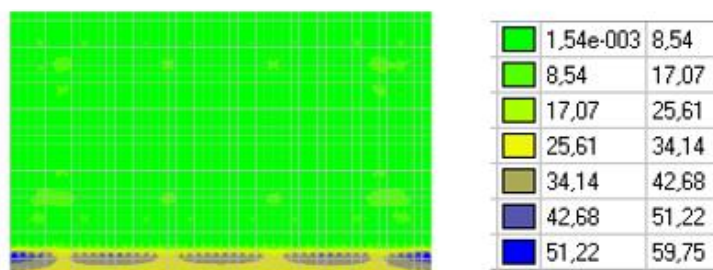


Рисунок 4.17 – Арматура верхней зоны фундаментной плиты при цементации грунтового основания ($\text{см}^2/\text{м}$)

Таким образом, при усилении грунтового основания, либо изначальном использовании свайного основания, снижаются инерционные сейсмические нагрузки на каркас «мокрых» ХОЯТ, а также уменьшается требуемая по расчету площадь армирования монолитной железобетонной части сооружения. В данном случае максимальная площадь арматуры уменьшилась в 1,7 раз, произошло уменьшение зоны образования и раскрытия трещин, процент армирования конструкции в поперечном направлении уменьшился в 1,5 раз, в продольном направлении - в 1,6 раз.

Сценарий разрушения сооружения остался прежним, каркас сооружения при сейсмическом воздействии разрушается в первую очередь несмотря на то, что его сейсмостойкость повышается по сравнению с размещением сооружения на естественном основании.

4.3. Выводы по главе 4

В результате выполненного исследования можно сделать следующие выводы:

6. При расчете «мокрых» отдельно стоящих ХОЯТ на экстремальные внешние воздействия, в том числе землетрясения, в одинарных строительных

конструкциях наружных стен и покрытия или конструкциях с ребрами жесткости, по расчету получаются значительные площади требуемого армирования, которые проблематично или невозможно воплотить в жизнь при разработке рабочих чертежей.

7. Предложенным конструктивным решением, при котором эффективно обеспечивается прочность большепролетных стен и покрытия «мокрых» отдельно стоящих ХОЯТ при землетрясении и других экстремальных внешних воздействиях, является сдвоенная плита с установкой ребер жесткости в промежутке между плитами.

8. При усилении грунтового основания, либо изначальном использовании свайного основания, снижаются инерционные сейсмические нагрузки на каркас «мокрых» отдельно стоящих ХОЯТ, а также уменьшается требуемая по расчету площадь армирования монолитной железобетонной части рассматриваемых сооружений.

Заключение. Основные результаты работы

Анализируя результаты проведенных исследований, можно сделать следующие выводы:

1. Изучены существующие типы хранилищ отработавшего ядерного топлива, проанализированы их достоинства, недостатки и особенности конструктивных решений, установлено, что наиболее уязвимым к землетрясению типом хранилищ являются построенные много лет назад «мокрые» ХОЯТ с гибкой каркасной верхней частью, являющейся слабым звеном таких сооружений.

2. Разработана методология системного многофакторного обоснования сейсмостойкости «мокрых» отдельно стоящих ХОЯТ, основанная на наиболее вероятном сценарии отказа строительных конструкций.

3. Установлено, что для рассматриваемого типа ХОЯТ наиболее неблагоприятной ситуацией является сочетание низкочастотных сейсмических воздействий и мягких грунтов. В этом случае ответные ускорения оказались в 3 раза интенсивнее, чем при таком же воздействии на жестком грунте и в несколько десятков раз интенсивнее, чем в случае сочетания мягкого грунта и высокочастотного воздействия.

4. Установлено, что наиболее вероятным сценарием отказа строительных конструкций «мокрых» отдельно стоящих ХОЯТ при сейсмических воздействиях является обрушение гибкой каркасной верхней части сооружения.

5. Установлено, что свойства грунтового основания оказывают существенное влияние только на вертикальные сейсмические ускорения каркаса эксплуатируемых «мокрых» ХОЯТ. Влияние на горизонтальные ответные ускорения оказалось несущественным. При этом трехкратное повышение жесткости грунта привело к снижению сейсмических нагрузок, вызванных вертикальной компонентой землетрясения в 4 раза, что говорит об эффективности укрепления основания, как меры повышения сейсмостойкости «мокрых» ХОЯТ под подошвой фундаментов которых залегают слабые грунты.

Для укрепления основания рекомендуется применять цементацию, так как данный способ обладает рядом преимуществ (быстрота, возможность работы в ограниченном пространстве, отсутствие влияния на фундамент здания в отличие от забивки или бурения свай).

6. Для повышения сейсмостойкости «мокрых» отдельно стоящих ХОЯТ при их эксплуатации рекомендуется отказаться от уплотненного хранения отработавшего топлива, по возможности держать отсеки хранения как можно менее загруженными, при этом топливо необходимо распределять равномерно, избегая эксцентриситетов.

7. Выполнен комплекс исследований по оценке влияния повреждений на сейсмостойкость «мокрых» хранилищ отработавшего ядерного топлива. Установлено, что повреждения могут привести к чрезмерным взаимным перемещениям элементов конструкций при землетрясении, что вызывает их обрушение. Предложена концепция устройства, ограничивающего взаимные перемещения строительных конструкций «мокрых» ХОЯТ при землетрясении и тем самым повышающего их сейсмостойкость. Эксплуатирующим организациям рекомендовано особое внимание уделять отклонению колонн и наружных стен от вертикального положения.

8. Предложено конструктивное решение в виде сдвоенных плит с промежуточными ребрами, обеспечивающее прочность большепролетных стен и перекрытий ХОЯТ при землетрясении.

9. Установлено, что при усилении основания «мокрых» отдельно стоящих ХОЯТ или их проектировании на свайном фундаменте, снижаются инерционные сейсмические нагрузки на каркас этих сооружений, а также повышается сейсмостойкость строительных конструкций в целом.

Список работ, опубликованных автором по теме диссертации

Статьи, опубликованные в рекомендованных ВАК изданиях:

1. Зенченкова Д.В., Травин С.М. Анализ и оценка риска аварий сооружения как системы методом построения «дерева отказов» на примере объекта атомной энергетики при сейсмическом воздействии // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2021. № 1. С.64-79. DOI 10.37153/2618-9283-2021-1-64-79
2. Белаш, Т.А., Травин, С.М. О возможности использования существующих методов учета грунтового основания при динамических расчетах строительных конструкций // Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений. 2020. №1
3. Травин С.М. Учет динамических свойств грунта при расчете свайных фундаментов объектов использования атомной энергии при сейсмических воздействиях // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2019. №4
4. Травин С.М. Применение демпфирующих устройств для повышения сейсмостойкости существующего «мокрого» хранилища отработавшего ядерного топлива // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2016. №5
5. Травин С.М. Изучение влияния жесткости грунтового основания на интенсивность колебаний строительных конструкций хранилища отработавшего ядерного топлива при сейсмическом воздействии // Известия Петербургского университета путей сообщения, выпуск 1 (42), 2015.
6. Белаш Т.А., Травин, С.М. К вопросу влияния повреждений строительных конструкций существующего «мокрого» хранилища отработавшего ядерного топлива на его сейсмостойкость // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2016. №6
7. Белаш Т.А., Травин, С.М. Об интенсивности колебаний строительных конструкций «мокрого» хранилища отработавшего ядерного топлива при землетрясении // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2015. №2.

Публикации в изданиях, входящих в международные базы цитирования Scopus и Web of Science:

1. T. Belash, S.Travin. The use of long-span coating plates in case of reconstruction of “wet” spent nuclear fuel storage facilities. // "IOP Conference Series: Materials Science and Engineering 962 (2020) 022064 DOI 10.1088/1757-899X/962/2/022064 (Scopus)

Другие публикации по теме диссертации:

1. Травин С.М. Устойчивость хранилищ отработавшего ядерного топлива к экстремальным воздействиям природного и техногенного происхождения. // Научно – практическая конференция по сейсмостойкому строительству (с международным участием) памяти В.И. Смирнова. Тезисы докладов. Москва, НИИЖБ им. А.А. Гвоздева, 1-2 декабря 2016 г. С. 147-148.
2. Травин С.М. Сейсмостойкость "мокрого" хранилища отработавшего ядерного топлива при его неравномерной загруженности // Сборник научных статей XIX научно-методической конференции ВИТУ. - СПб., 2015 - С.237-242

3. Травин С.М. О влиянии смещения центра масс на колебания строительных конструкций «мокрого» хранилища отработавшего ядерного топлива при землетрясении // Сборник материалов научно-методической конференции, посвященной 150-летию кафедры «Здания» - СПб., 2015 - С. 25-30.
4. Травин С.М. К вопросу влияния фактического состояния строительных конструкций «мокрого» хранилища отработавшего ядерного топлива на его сейсмостойкость. // XI Российская национальная конференция по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию (с международным участием). Тезисы докладов. Сочи, 24-28 августа 2015 г. С. 161-162.
5. Белаш Т.А., Травин С.М. О влиянии возможных повреждений на напряженное состояние строительных конструкций существующего объекта использования атомной энергии. // Будівельні конструкції. Випуск 78, книга 2, Київ, 2013 - С. 212-218.
6. Попов, А.И., Травин С.М., Тропкин С.Н. Исследование динамического поведения хранилища отработавшего ядерного топлива при особых внешних воздействиях // Труды международной научно-практической конференции «инженерные системы - 2010» - Москва, РУДН, 2010 - С. 104-109.

Библиографический список

1. Анализ поведения энергетических объектов при Спитакском землетрясении / С. Г. Шагинян, Ф. О. Аракелян, В. Л. Мнацаканян [и др.]. – Текст: непосредственный // Строительство и архитектура: Серия «Сейсмостойкое строительство» – Москва: ВНИИТПИ, 1992. – Вып. 7/8. – С. 14–19.
2. Андрюшин, И. А. Обзор проблем обращения с радиоактивными отходами и отработавшим ядерным топливом / И. А. Андрюшин, Ю. А. Юдин. Текст: электронный. – Саров: ФГУП "РФЯЦ-ВНИИЭФ", 2010. – 119 с. – URL: https://atompool.ru/images/data/gallery/1_7365_spentfuel.pdf. – (дата обращения: 20.06.2017).
3. Аугусти, Г. Вероятностные методы в строительном проектировании / Г. Аугусти, А. Баратта, Ф. Кашиати. – Москва: Стройиздат, 1988. – 584 с.
4. Ашкинадзе К. Г. Последствия землетрясения 14 марта 1992 г. в г. Эрзеджан (Турция) / К. Г. Ашкинадзе. – Текст: непосредственный // Строительство и архитектура: Серия «Сейсмостойкое строительство». – Москва: ВНИИТПИ, 1992. – Вып. 7/8. – С. 36–39.
5. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003: (СП 63.13330.2012): официальное издание: утверждены приказом Министерства регионального развития Российской Федерации (Минрегион России) от 29 декабря 2011 г. № 635/8: введены в действие 01.01.13. – Москва: Минстрой России, 2015. – 168 с. – Текст: непосредственный.
6. Бирбраер, А. Н. Расчет конструкций на сейсмостойкость [Текст] / А. Н. Бирбраер – Санкт–Петербург: Наука – 255 с. – Текст: непосредственный.
7. Бирбраер, А. Н. Экстремальные воздействия на сооружения / А. Н. Бирбраер, А. Ю. Роледер. – Санкт–Петербург: Изд-во Политехнического университета – 2009. – 594 с. – Текст: непосредственный.
8. Болотин, В.В. Прогнозирование ресурса машин и конструкций / В.В. Боолотин. – Москва: Машиностроение, 1984. – 312 с.
9. Владимиров, В.А. Управление риском: Риск. Устойчивое развитие. Синергетика / В.А. Владимиров, [и др.] ; под ред. И.М. Макарова. – М. : Наука, 2000. – 432 с.
10. ГОСТ 27.310-95. Надежность в технике (ССНТ). Анализ видов, последствий и критичности отказов. Основные положения ; введ. с 01.01.1997. – М. : ИПК Издательство стандартов, 1996. – 20 с.
11. Джефферс, Дж. Введение в системный анализ: применение в экологии / Дж. Джефферс; Пер. с англ. Д. О. Лагофета. – М. : Мир, 1981. – 252 с.
12. Диллон, Б. Инженерные методы обеспечения надежности систем / Б. Диллон, Ч. Сингх; Пер. с англ. Е. Г. Коваленко. – М. : Мир, 1984. – 318 с..
13. Добромыслов, А. Н. Диагностика повреждений зданий и инженерных сооружений / А. Н. Добромыслов. – Москва: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2006. – 256 с. – Текст: непосредственный.

14. Елохин, А.Н. Анализ и управление риском: теория и практика / А.Н. Елохин. – М. : ПолиМЕдиа, 2002. – 192 с.
15. Железобетонные монолитные конструкции зданий. Свод правил: (СП 52-103-2007): официальное издание: утвержден и приказом и.о. генерального директора ФГУП «НИЦ «Строительство» от 12 июля 2007 г. № 123: введен в действие 15.07.07. – Москва: ФГУП НИЦ «Строительство», 2007. – 22 с. – Текст: непосредственный.
16. Заалишвили, В.Б. Сейсмическое микрорайонирование территорий городов, населенных пунктов и больших строительных площадок: учеб. пособие / В.Б. Заалишвили. – Москва: Наука, 2009. – 350 с. – Текст: непосредственный.
17. Защитные сооружения гражданской обороны. Актуализированная редакция СНиП II-11-77*: (СП 88.13330.2014): официальное издание: утвержден приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 18 февраля 2014 г. № 59/пр: введен в действие 01.06.14. – Москва: Минстрой России, 2014. – 123 с. – Текст: непосредственный.
18. Ильичев, В. А. Динамическое взаимодействие сооружений с основанием и передача колебаний через грунт / В. А. Ильичев. – Текст: непосредственный // Динамический расчет сооружений на специальные воздействия. – М.: Стройиздат, 1981. – С. 114–128.
19. Ильичев, В. А. Свайные фундаменты в сейсмических районах / В. А. Ильичев, Ю. В. Монголов, В. М. Шаевич. – Москва: Стройиздат, 1983. – 144 с. – Текст: непосредственный.
20. Ильичев, В. А. Система с полутора степенями свободы как динамическая модель неоднородного основания / В. А. Ильичев, А. В. Аникьев. – Текст: непосредственный // Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений: Тезисы VI Всесоюзной конференции. – Ленинград: ВНИИГ, 1985. – С. 30–32.
21. Калинин, В. И. Хранение отработавшего ядерного топлива энергетических реакторов / В. И. Калинин, В. Г. Крицкий, А. И. Токаренко [и др.]. – Санкт-Петербург, 2009. – 108 с. – Текст: непосредственный.
22. Карпиловский, В. С. Вычислительный комплекс SCAD / В. С. Карпиловский, Э. З. Криксунов, М. А. Перельмутер [и др.]. – Москва: Издательство «СКАД СОФТ», 2009. – 656 с. – Текст: непосредственный.
23. Кендзера, А. В. Влияние резонансных и нелинейных свойств грунтов на сейсмическую опасность строительных площадок / А. В. Кендзера, Ю. В. Семенова. – Текст: непосредственный // Геофизический журнал № 2. – Киев: Институт геофизики имени С. И. Субботина НАН Украины, 2016. – Т. 38. – №3. – С. 3–18.
24. Клаф, Р. Динамика сооружений / Клаф Р., Дж. Пензиен; [перевод с английского Л. Ш. Климник, А. В. Швецова]. – Москва: Стройиздат, 1979. – 320 с. – Текст: непосредственный.

25. Кузнецов, В. М. Основные проблемы и современное состояние безопасности предприятий ядерного топливного цикла Российской Федерации / В. М. Кузнецов. – Москва, 2002. – 259 с. – Текст: непосредственный.
26. Маркарян, Т. Г. Характер и основные причины повреждения каменных зданий в г. Ленинакан при Спитакском землетрясении / Т. Г. Маркарян, В. В. Чугурян, Л. А. Давидян. – Текст: непосредственный // Строительство и архитектура: Серия «Сейсмостойкое строительство». – Москва: ВНИИТПИ, 1992. – Вып. 7/8. – С. 9–14.
27. Махаммад, А. А. Взаимодействие массивных сооружений со сжимаемым основанием при сейсмическом воздействии: специальность 05.23.02 «Основания и фундамент, подземные сооружения»: автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук / Агхаеи Асл Мохаммад. – Москва, 2009. – 26 с. – Текст: непосредственный.
28. Методические рекомендации по определению динамических свойств грунтов, скальных пород и местных строительных материалов: (П 01-72): введены в действие 12.06.72. – Текст: электронный. – ВНИИГ имени Б. Е. Веденеева, 1972. – 37 с. – URL: <https://meganorm.ru/Data2/1/4293769/4293769180.pdf> (дата обращения 27.02.2019).
29. Методические указания по проведению анализа риска аварий гидротехнических сооружений. 2-е издание. – СПб. : ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, 2005. – 100 с.
30. Методические указания по проведению анализа риска опасных производственных объектов: РД 03-418-01. Серия 03. Выпуск 10 ; введены в действие 01.09.2001. – Москва: ЗАО «Научно-технический центр исследований проблем безопасности», 2010. – 40 с.
31. Нерсисян, Н. Г. Результаты обследования состояния бетона и арматуры в конструкциях зданий, разрушенных при Спитакском землетрясении / Н. Г. Нерсисян, В. Ф. Степанова. – Текст: непосредственный // Строительство и архитектура: Серия «Сейсмостойкое строительство». – Москва: ВНИИТПИ, 1992. – Вып. 7/8. – С. 33-36.
32. Нормы проектирования атомных станций на сейсмостойкость: Методические рекомендации: (МР 1.5.2.05.999.0025-2011): введены в действие 17.10.11. – Текст: электронный. – Санкт-Петербург: ОАО «Концерн Росэнергоатом», 2011. – 67 с. – URL: <https://www.normativ.su/catalog/54647.php> (дата обращения: 15.06.2018).
33. Нормы проектирования атомных станций на сейсмостойкость: Методические рекомендации: (МР 1.5.2.05.999.0027-2011): введены в действие 17.10.11. – Текст: электронный. – Санкт-Петербург: ОАО «Концерн Росэнергоатом», 2011. – 67 с. – URL: <https://normativ.su/catalog/kgs/77/54649.php> (дата обращения: 22.07.2018).
34. Нормы проектирования сейсмостойких атомных станций: (НП-031-01): официальное издание: утверждены постановлением Госатомнадзора России от 19 октября 2001 г. № 9: введены в действие 01.01.01. – Москва: ФБУ НТЦ ЯРБ, 2001. – 50 с. – Текст: непосредственный.

35. Нормы радиационной безопасности: (СанПиН 2.6.1.2523-09: НРБ–99/2009): официальное издание: утвержденные главным государственным санитарным врачом Российской Федерации от 7 июля 2009 года № 47: введены в действие 01.09.09. – Москва: Федеральный центр гигиены и эпидемиологии Роспотребнадзора, 2009. – 101 с. – Текст: непосредственный.
36. Об Основах государственной политики Российской Федерации в области промышленной безопасности на период до 2025 года и дальнейшую перспективу. – Текст: электронный // Президент России: [сайт]. – 2020. – URL: <http://www.kremlin.ru/acts/bank/43022> (дата 01.07.2018).
37. Общие положения обеспечения безопасности объектов ядерного топливного цикла: (НП-016-05): утверждены постановлением федеральной службы по экологическому, технологическому и атомному надзору 02.12.05 № 11: введены в действие 01.05.06. – Москва: ФБУ НТЦ ЯРБ, 2002. – 11 с. – Текст: непосредственный.
38. Основные санитарные правила обеспечения радиационной безопасности: (СП 2.6.1.2612-10: ОСПОРБ-99/2010): официальное издание: утверждены постановлением главного государственного санитарного врача Российской Федерации от 26 апреля 2010 года № 40: введены в действие 17.09.10. – Москва: Федеральный центр гигиены и эпидемиологии Роспотребнадзора, 2010 – 83 с. – Текст: непосредственный.
39. Отчет по экологической безопасности за 2011 год. – Текст: электронный // Ленинградская атомная станция. – 2011. – Санкт-Петербург: Росэнергоатом, 2011. – URL: http://rosenergoatom.ru/upload/iblock/797/797325c9_23af9484c7de6fc25645b3e1.pdf. – (дата обращения: 01.07.2017).
40. Пепанян, А. А. Анализ поведения некоторых типов зданий со сборным железобетонным каркасом во время Спитакского землетрясения / А. А. Пепанян // Строительство и архитектура: Серия «Сейсмостойкое строительство». – Москва: ВНИИНТПИ, 1992. – Вып. 7/8. – С. 7–9.
41. Петренко, А. В. Динамика сооружений и оборудования АЭС при экстремальных внешних воздействиях: специальность 05.23.17 «Строительная механика»: автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук / Андрей Валерьевич Петренко; Санкт-Петербург, 2005. – 24 с. – Текст: непосредственный.
42. Попов, А. И. Исследование динамического поведения хранилища отработавшего ядерного топлива при особых внешних воздействиях / А. И. Попов, С. М. Травин, С. Н. Тропкин. – Текст: непосредственный // Международная научно-практическая конференция «Инженерные системы-2010»: труды: Международная научно-практическая конференция «Инженерные системы-2010», 6–9 апр. 2010 г – Москва, 2010.
43. Пособие по организации и проведению обследования технического состояния строительных конструкций зданий и сооружений министерства обороны Российской Федерации / Г. П. Тонких, А. С. Морозов, О. Г. Кумпьяк [и др.]. – Москва: 26 ЦНТИ МО РФ, 1999. – 228 с. – Текст: непосредственный.
44. Правила безопасности при хранении и транспортировании ядерного топлива на объектах использования атомной энергии: (НП-061-05):

утверждены постановлением Федеральной службы по экологическому, технологическому и атомному надзору от 30 декабря 2005 г. N 23: введены в действие 01.05.2006. – Москва: ФБУ НТЦ ЯРБ, 2005. – 24 с. – Текст: непосредственный

45. Пункты сухого хранения отработавшего ядерного топлива. Требования безопасности: (НП-035-02): официальное издание: утверждены постановлением Госатомнадзора России от 28 июня 2002 г. № 7: введены в действие 01.01.03. – Москва: ФБУ НТЦ ЯРБ, 2002. – 11 с. – Текст: непосредственный.

46. Радиохимическая переработка ядерного топлива АЭС / В. И. Землянухин, Е. И. Ильенко, А. Н. Кондратьев [и др.]. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Энергоатомиздат, 1989. – 280 с. – Текст: непосредственный.

47. Радченко, М. В. Современные тенденции обращения с облученным ядерным топливом / М. В. Радченко, Т. Ф. Макачук. – Москва: Новый кодекс, 2005. – 212 с. – Текст: непосредственный.

48. Райншке, К. Оценка надежности систем с использованием графов / К. Райншке, И. А. Ушаков; Под ред. И. А. Ушакова. – М. : Радио и связь, 1988. – 208 с.

49. Рапина, К. А. Конструкции защитных железобетонных оболочек ядерных установок / К. А. Рапина. – Текст: электронный. – Харьков. – URL: <https://studylib.ru/doc/2298605/konstrukcii-zashhitnyh-zhelezobetonnyh-obolochek-yadernyh> (дата обращения: 30.09.2017).

50. Российская Федерация. Законы. Градостроительный кодекс Российской Федерации: ГК: текст с изменениями на 24 апреля 2020 года: [принят Государственной Думой 22 декабря 2004 года: одобрен Советом Федерации 24 декабря 2004 года]. – Приложение к "Российской газете", № 4, 2005. – Текст: непосредственный.

51. Российская Федерация. Законы. Об использовании атомной энергии: Федеральный закон № 170-ФЗ: [принят Государственной думой 15 июня 2011 года: одобрен Советом Федерации 22 июня 2011 года]. – 21 с. – Текст: непосредственный.

52. Российская Федерация. Законы. Технический регламент о безопасности зданий и сооружений: Федеральный закон № 384-ФЗ: [принят Государственной думой 23 декабря 2009 года: одобрен Советом Федерации 25 декабря 2009 года]. – Российская газета, № 255, 2009. – 20 с. – Текст: непосредственный.

53. Сафонов, А. Ядерная Губа Андреева / А. Сафонов; А. К. Никитин. – Санкт-Петербург: ЭПЦ «Белона», 2009. – 84 с. – Текст: непосредственный.

54. Сборные железобетонные колонны прямоугольного сечения для одноэтажных производственных зданий: Серия КЭ-01-49: [альбом чертежей]. – Текст: электронный. – Введ. 25.08.62. – Москва: Государственный комитет Совета Министров СССР по делам строительства, 1962. – URL: https://standartgost.ru/g/pkey-14293802086/Серия_КЭ-01-49 (дата обращения 01.05.2019).

55. Синицин, А.П. Расчет конструкций на основе теории риска / А.П. Синицин. – М. : Стройиздат, 1985. – 304 с.
56. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81* : (СП 16.13330.2017): официальное издание: утвержден приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 27 февраля 2017 г. № 126/пр: введен в действие 28.08.17. – Москва: Стандартинформ, 2017 – V, 140 с. – Текст: непосредственный.
57. Стефанишин, Д.В. Проблемы надежности гидротехнических сооружений / Д.В. Стефанишин, С.Г. Шульман. – СПб. : ВНИИГ, 1991. – 50 с.
58. Строительство в сейсмических районах: Актуализированная редакция СНиП II-7-81*: (СП 14.13330.2018): официальное издание: утвержден приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 24 мая 2018 г. № 309/ пр: введен в действие 25.11.18. – Москва: Стандартинформ, 2018. – V; [1], 115, [1] с. – Текст: непосредственный.
59. Тяпин, А. Г. Особенности расчета динамического взаимодействия сооружения с основанием при сейсмических воздействиях как самостоятельной области теории сейсмостойкости / А. Г. Тяпин. – Текст: непосредственный // Избранные статьи профессора О. А. Савинова и ключевые доклады, представленные на четвертые Савиновские чтения. – Санкт–Петербург: Ленинградский Промстройпроект, 2004. – С. 22-41.
60. Уздин, А. М. Основы теории сейсмостойкости и сейсмостойкого строительства зданий и сооружений / А. М. Уздин, Т. А. Сандович, Аль-Насер-Мохомад Самих Амин. – Санкт–Петербург: ВНИИГ имени Б. Е. Веденеева, 1993. – 176 с. – Текст: непосредственный.
61. Уздин, А. М. Сейсмостойкие конструкции транспортных зданий и сооружений / А. М. Уздин, С. В. Елизаров, Т. А. Белаш. – Москва: ФГБОУ «Учебно-методический центр по образованию на железнодорожном транспорте», 2012. – 501 с. – Текст: непосредственный.
62. Федеральные нормы и правила в области использования атомной энергии: Учет внешних воздействий природного и техногенного происхождения на объекты использования атомной энергии: (НП-064-17): официальное издание: утверждены приказом Федеральной службы по экологическому, технологическому и атомному надзору от 30 ноября 2017 года № 514: введены в действие 07.01.18. – Москва, 2018. – 65 с. – Текст: непосредственный.
63. Фундаменты машин с динамическими нагрузками. Актуализированная редакция СНиП 2.02.05-87: (СП 26.13330.2012): официальное издание: утвержден приказом Министерства регионального развития Российской Федерации (Минрегион России) от 27 декабря 2011 г. № 609: введен в действие с 1 января 2013 г. – Москва: Минстрой России, 2012. – 70 с. – Текст: непосредственный.
64. Хенли, Дж. Надежность технических систем и оценка риска / Дж.Э. Хенли, Х. Кумамото ; пер. с англ. В.С. Сыромятникова, Г.С. Деминой ; под ред. В.С. Сыромятникова. – М. : Машиностроение, 1984. – 528 с.

65. Шагинян С. Г. Инженерный анализ последствий Спитакского землетрясения: Вопросы восстановления и усиления поврежденных зданий / С. Г. Шагинян, В. Г. Корнилов. – Текст: непосредственный // Строительство и архитектура: Серия «Сейсмостойкое строительство». – Москва: ВНИИТПИ, 1992. – Вып. 7/8. – С. 3–6.
66. Abaqus Analysis User's Manual: Introduction, Spatial Modeling, Execution & Output. – Text: electronic. – Providence, RI, USA: Dassault Systemes Corp., 2008. – I vol. – (Version 6.8). – URL: <https://manualzz.com/doc/6605267/abaqus-analysis-user-s-manual--vol1> (дата обращения: 05.03.2019).
67. Alvarez, R. Reducing the hazards of High-level radioactive waste in Southern California: Storage of Spent power reactor fuel at San Onofre Nuclear Station / R. Alvarez, S. Scholar. – Text: electronic. – 2013. – 32 p. – URL: <http://large.stanford.edu/courses/2018/ph241/ketterer1/docs/foe-26jun13.pdf>. – (дата обращения: 19.05.2017).
68. Alvarez, R. Spent Nuclear Fuel Pools in the U.S.: Reducing the Deadly Risks of Storage / R. Alvarez. – Washington: Institute for Policy Studies, 2011. – 36 p. – Text: direct.
69. Epidemic of Radioactivity Leaks from U.S. Nuclear Plants Includes Irradiated Fuel Pools. – Text: electronic. // Beyond Nuclear: working for a world free from nuclear power and nuclear weapons: [website]. – 2009. – URL: <http://www.beyondnuclear.org/home/2010/8/3/epidemic-of-radioactivity-leaks-from-us-nuclear-plants-inclu.html> (дата обращения: 20.06.2017).
70. European Strong-Motion Database. – Text: electronic // Environment and Climate Research Programme. – 2000. – URL: <https://www.irsn.fr/EN/Research/Scientific-tools/Databases/Pages/European-Strong-Motion-Database-876.aspx> (дата обращения: 04.04.2019).
71. Hughes, Th. J. R. The Finite Element Method. Linear Static and Dynamic. FEM Analysis / Th. J. R. Hughes. – Dover Publications, 2000. – 704 p. – Text: direct.
72. Interim Storage of Spent Nuclear Fuel: A Safe, Flexible, and Cost-Effective Approach to Spent Fuel Management / M. Bunn, J. P. Holdren, A. Macfarlane [et al.]. – Cambridge: Managing the Atom Project, 2001. – 146 p. – URL: https://dash.harvard.edu/bitstream/handle/1/29914175/Bunn_Interim-Storage-of-Spent-Nuclear-Fuel.pdf?sequence=1&isAllowed=y (дата обращения: 10.10.2017).
73. Lin, C. W. New Approach to Compute System Response With Multiple Support Response Spectra Input / C. W. Lin, F. Loseff – Text: direct // Nuclear Engineering and Design. – Pittsburgh, PA, USA: Westinghouse Electric Corp., 1980. – vol.60. – P. 347-352.
74. Managing Spent Fuel from Nuclear Power Reactors: Experience and Lessons from Around the World / H. Feiveson, Z. Mian, M. V. Ramana. – Princeton, USA, 2011. – 185 p. – Text: direct.
75. Nuclear containments / J. Picaut. – Stuttgart: Federation International edubeton, 2001. – 117 p. – Text: direct.
76. Papadrakakis, M. Solving Large-scale Problems in Mechanics: The Development and Application of Computational Solution Methods: The Development and Application of Computational Solution Methods / M.

- Papadrakakis. – Chichester, United Kingdom: John Wiley & Sons Ltd., 1993. – 488 p. – Text: direct.
77. Parlett, B. N. The Symmetric Eigenvalue Problem / B. N. Parlett. – Englewood Cliffs: Prentice-Hall Inc., 1980. – 348 p. – Text: direct.
78. Rusco, F. Commercial Spent Nuclear Fuel: Observations and Key Attributes and Challenges of Storage and Disposal Options / Frank Rusco. – Text: electronic. – GAO, 2013. – 17 p. – URL: <https://www.gao.gov/assets/660/653731.pdf>. – (дата обращения: 19.05.2017).
79. Seismic Analysis of Safety Related Nuclear Structures and Commentary: ASCE 4-98 STANDARD. – Text: electronic. – Reston: American Society of Civil Engineers, 1998. – 132 p. – URL: https://global.ihs.com/doc_detail.cfm?document_name=ASCE%204-98&item_s_key=00155393 (дата обращения: 05.03.2019).
80. Seismic analysis of safety-related nuclear structures: ASCE 4-16. – Text: electronic. – Reston: American Society of Civil Engineers, 2017. – 204 p. – URL: https://global.ihs.com/doc_detail.cfm?document_name=ASCE%20416&item_s_key=00705116&csf=TIA (дата обращения: 04.04.2019).
81. Seismic design and qualification for nuclear power plants: safety guide. – Text: electronic. – Vienna: International Atomic Energy Agency, 2003. – 67 p.; 24 cm. – (Safety standards series, ISSN 1020-525X; no. NS-G-1.6). – URL: https://www-pub.iaea.org/MTCD/Publications/PDF/Pub1158_web.pdf (дата обращения: 31.01.2019).
82. Spent fuel heat up following loss of water during storage / A. S. Benjamin, D. J. McCloskey, D. A. Powers [et al.]. – Text: electronic. – Albuquerque, New Mexico, 1979. – 173 p. – URL: https://digital.library.unt.edu/ark:/67531/metadc1107789/m2/1/high_res_d/6272964.pdf. – (дата обращения: 22.07.2017).
83. Standard Review Plan for the Review of Safety Analysis Reports for Nuclear Power Plants: NUREG-0800. – Text: electronic. – Springfield, Virginia: Office of Nuclear Reactor Regulation, 1987. – 33 p. – URL: <https://www.nrc.gov/docs/ML0523/ML052340534.pdf> (дата обращения: 31.01.2019).
84. Structural Analysis and Design of Nuclear Plant: Manual. – Text: electronic. – New York: American Society of Civil Engineers, 1980. – 553 p. – URL: <https://www.amazon.com/Structural-Analysis-Facilities-ENGINEERING-PRACTICE/dp/087262238X> (дата обращения: 31.01.2019).
85. Thailer, H.J. Spectral Analysis of Complex Systems Supported at Several Elevations / H. J. Thailer – Text: direct // Journal of Pressure Vessel Technology – ASME, 1976. – vol.98. – P. 162-165.
86. Winslow, D. M. Hydrogeologic Site Investigation Report, Indian Point Energy Center, Buchanan, New York / D. M. Winslow, M. J. Barvenik, M. Powers. – Text: electronic. – New York, USA: GZA Geo Environmental Inc., 2008. – 200 p. – URL: <https://www.nrc.gov/docs/ML0803/ML080320540.pdf>. – (дата обращения: 21.06.2017).

87. Wolf, J. P. Dynamic Soil – Structure Interaction / J. P. Wolf – New Jersey: Prentice-Hall Inc., 1985. – 466 p. – Text: direct.
88. Wolf, J. P. Finite-element modelling of unbounded media / J. P. Wolf, C. Song – Chinchester, England: John Wiley & Sons, 1996. – 350 p. – Text: direct.
89. Wolf, J. P. Foundation vibration analysis using simple physical models / J. P. Wolf – Prentice-Hall, Englewood cliffs, 1994. – 423p. – Text: direct.
90. World Nuclear Power Reactors & Uranium Requirements. – Text: electronic // World nuclear association: [website]. – 2020. – URL: <http://www.world-nuclear.org/info/Facts-and-Figures/World-Nuclear-Power-Reactors-and-Uranium-Requirements/> (дата обращения: 19.09.2018).
91. Wu, R.W. Seismic Response Analysis of Structural System Subjected to Multiple Support Excitation / R. W. Wu, F. A. Hassian, L. K. Lui. – Text: direct