**Министерство строительства
и жилищно-коммунального хозяйства
Российской Федерации**

**Федеральное автономное учреждение
«Федеральный центр нормирования, стандартизации
и оценки соответствия в строительстве»**

Методическое пособие

РУКОВОДСТВО ПО УЧЕТУ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Москва 2016

gost.e-ecolog.ru

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ 4

1 ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ 10

1.1 Цель и область применения 10
1.2 Нормативные ссылки 10
1.3 Термины, определения и сокращения 11
1.4 Комментарии к разделу 8 СП 14.13330.2014 «СНиП II-7-81* Строительство в сейсмических районах» 17
1.5 Вопросы учета влияния основания при расчете сооружений на сейсмические воздействия 27
1.5.1 Расчетные сейсмические воздействия и предъявляемые к ним требования 27
1.5.2 Альтернативные модели взаимодействия сооружений с основанием 31
1.5.3 О расчете напряженно-деформированного состояния плотин при неоднородных сейсмических воздействиях 33
1.5.4 Форма области основания и краевые условия 37
1.6 Учет влияния водной среды и поглощения энергии дном водохранилища 39
1.6.1 Учет влияния водной среды в расчетах сейсмостойкости гидросооружений 39
1.6.2 Учет поглощения энергии дном водохранилища и наносами 49

2 Сейсмическое микрорайонирование участка строительства ГТС для уточнения характеристик сейсмического воздействия 51

2.1 Общие требования к проведению исследований по сейсмическому микрорайонированию 52
2.1.1 Основные задачи сейсмического микрорайонирования и единство подходов к их решению 52
2.1.2 Методы сейсмического микрорайонирования 56
2.1.3 Инженерно геологические исследования 57
2.2 Инструментальные методы исследований 63
2.2.1 Сейсморазведочные исследования 64
2.2.2 Скважинные сейсмоакустические исследования 65
2.2.3 Требования к регистрирующей аппаратуре для сейсморазведочных работ 66
2.2.4 Сейсмологические исследования 68
2.2.5 Электроразведочные исследования 74
2.3 Средства реализации расчетных методов. Определение параметров сейсмических воздействий от тектонических источников 76
2.4 Краткий обзор применимости методов сейсмического микрорайонирования 79
2.4.1 Метод инженерно-геологических аналогий 79
2.4.2 Расчетно-эмпирические и расчетно-теоретические методы СМР 81
2.4.3 Инструментальные методы 85
2.5 Карта сейсмического микрорайонирования. Состав и содержание отчетных материалов 91

3 Исследования и расчеты сейсмостойкости ГТС из грунтовых материалов 96

3.1 Основные положения 96
3.2 Экспериментальные исследования грунтов для расчетов сейсмостойкости грунтовых сооружений 96
3.2.1 Динамические характеристики прочности и деформируемости 97
3.2.2 Пример определения динамических параметров грунта 99
3.2.3 Динамические параметры затухания упругих колебаний 103
3.3 Расчеты сейсмостойкости грунтовых плотин с применением линейно-спектральной теории 104
3.3.1 Определение НДС сооружения из грунтовых материалов при действии сейсмических нагрузок 104
3.3.2 Расчеты устойчивости откосов гидросооружений из грунтовых материалов при сейсмических воздействиях, заданных по ЛСТ 107

3.3.3 Расчеты необратимых деформаций откосов сооружений из грунтовых материалов при сейсмических воздействиях, заданных по ЛСТ ... 118
3.3.4 Оценка возможности разжижения несвязных или нарушения прочности в связных грунтах ... 121
3.3.5 Пример оценки сейсмостойкости сооружения по ЛСТ ... 123
3.4 Расчеты сейсмостойкости грунтовых плотин с применением динамической теории ... 135
3.4.1 Методика решения задачи по оценке динамического НДС ... 136
3.4.2 Пример расчета сейсмостойкости грунтовой плотины с асфальтобетонной диафрагмой при воздействии, заданном акселерограммой ... 138
3.4.3 Пример расчета сейсмостойкости грунтовой плотины с бетонным экраном при воздействии, заданном акселерограммой ... 152
4 Рекомендации по определению напряженно-деформированного состояния и оценке сейсмостойкости бетонных плотин ... 162
4.1 Расчет напряженно-деформированного состояния бетонной плотины Бурейской ГЭС по динамической теории сейсмостойкости ... 162
4.2 Методика вероятностной оценки сейсмостойкости бетонной плотины и системы плотина-основание в рамках динамической теории сейсмостойкости ... 180
4.2.1 Вводные замечания ... 180
4.2.2 Исходные данные для решения задачи ... 182
4.2.3 Анализ напряженно-деформированного состояния плотины и основания с учетом неопределенного характера исходных данных ... 188
4.2.4 Вероятностная оценка надежности плотины и основания ... 194
4.2.5 Оценка надежности системы «сооружение – основание» ... 200
4.3 Пример расчета бетонной гравитационной плотины на особые сочетания нагрузок и воздействий, включающих сейсмические, методом ЛСТ ... 201
4.3.2 Анализ прочности плотины ... 206
5 Особенности расчета морских гидротехнических сооружений на примере платформ гравитационного типа ... 211
5.1 Пример расчета несущей способности грунтового основания платформы на шельфе ... 211
5.2 Расчетные исследования прочности опорного основания платформы гравитационного типа при сейсмическом воздействии ... 226
6 Пример расчета устойчивости скального массива, образующего береговой склон ... 239
7 Организация и проведение инструментальных наблюдений за поведением гидротехнических сооружений, их оснований и береговых склонов при сейсмических воздействиях ... 248
7.1 Общие положения ... 248
7.2 Состав и задачи инженерно-сейсмометрических наблюдений за гидротехническими сооружениями ... 249
7.3 Требования к организации и техническим средствам АССК ... 251
7.4 Пример организации и проведения инженерно-сейсмометрических наблюдений на Миатлинской ГЭС ... 255
7.4.1 Описание процесса деятельности ... 255
7.4.2 Структура системы ... 256
7.4.3 Комплекс технических средств ... 258
7.4.4 Регистрация сейсмического события ... 260
7.4.5 Контроль собственных частот сооружения ... 263
Список литературы ... 265

ВВЕДЕНИЕ

Методические материалы предназначены для специалистов и руководителей проектно-изыскательских и строительных организаций, учреждений и служб заказчика (инвестора) и других заинтересованных организаций, с целью обеспечения их организационно-методическими материалами, которые позволяют разрабатывать и применять высокоэффективные технологические процессы проектирования предприятий, зданий и сооружений, обеспечивающие качество и конкурентоспособность этих объектов.

Методические материалы разрабатываются в развитие положений СП 58.13330.2012 СНиП 33-01-2003 «Гидротехнические сооружения. Основные положения».

Применение настоящего Методического пособия даст проектировщику механизм реализации требований, заложенных в строительных нормах и правилах для более грамотного и рационального проектирования в соответствии с положениями, заложенными в нормах.

Методическое пособие позволит повысить качество выполняемых проектных работ, сократить сроки и снизить стоимость проектирования за счет использования типовых единых практических подходов к выполнению работ на основе унифицированных методик и технологий, а также станет основой для проведения независимых экспертных оценок выполненных работ, что к приведет к снижению рисков возникновения аварийных ситуаций и повышению безопасной эксплуатации строительных объектов.

Методические материалы по учету сейсмических воздействий при проектировании гидротехнических сооружений разработаны в развитие раздела 8 «Гидротехнические сооружения», входящего в состав действующего СП 14.13330.2014 «Строительство в сейсмических районах» Актуализированная редакция СНиП II–7-81*.

Предыдущее пособие к СНиП II-7-81 «Учет сейсмических воздействий при проектировании гидротехнических сооружений» было выпущено в 1986 году. С тех пор произошла революция в компьютерном обеспечении, появились мощные программные комплексы, далеко продвинулись научные разработки, касающиеся расчетного обеспечения сейсмостойкости строительных конструкций и, в частности, гидротехнических сооружений. В нормативных документах для ответственных сооружений I и II классов осуществлен переход к динамической теории сейсмостойкости. Эти обстоятельства предопределили необходимость издания нового пособия по расчету гидротехнических сооружений на сейсмические воздействия.

Методическое пособие содержит разъяснения и примеры расчетов сейсмостойкости конструкций гидротехнических сооружений различного назначения с использованием динамической и линейно-спектральной теорий сейсмостойкости и рекомендации, необходимые для грамотного проектирования в соответствии с требованиями СП 14.13330.2014 «Строительство в сейсмических районах» Актуализированная редакция СНиП II –7-81* и СП 58.13330.2012 Актуализированная редакция СНиП 33-01-2003 «Гидротехнические сооружения. Основные положения».

В приведенных примерах расчетов были использованы следующие программные комплексы (ПК):

- ANSYS 14.5 – универсальная программная система конечно-элементного (МКЭ) анализа, существующая и развивающаяся на протяжении последних 30 лет;
- Abaqus 6.12 - программный конечно-элементный комплекс общего назначения, предназначенный как для проведения многоцелевого инженерного многодисциплинарного анализа, так и для научно-исследовательских и учебных целей в самых разных сферах деятельности;
- LS-DYNA - технология ANSYS LS-DYNA является результатом совместных усилий ANSYS Inc. и Livermore Software Technology Corp. (LSTC);

- COSMOS/M - программный конечно-элементный комплекс. В этом ПК предметами исследования могут выступать тепловое и напряженно-деформированное состояние элементов конструкции, устойчивость и частотные характеристики объектов, динамический отклик, усталость, электромагнетизм, высокочастотный анализ, динамика жидких сред. Большая часть задач решается и в нелинейной постановке.
- «Устойчивость» - ПК, предназначенный для оценки степени устойчивости грунтовых массивов. Разработан в АО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева». Предназначен для определения коэффициента запаса устойчивости путем поиска наиболее опасной формы и положения поверхности сдвига, как по НДС, так и различными инженерными методами, в частности Терцаги, Крея, Можевитинова, Моргенштерна – Прайса и др. Регистрационный номер ПК «Устойчивость» № 2005610348 от 08.02.2005.
- «Диск – Геомеханика» - ПК, предназначенный для решения МКЭ ряда двумерных задач, связанных с анализом напряженно-деформированного состояния грунтовых массивов (оснований и сооружений), с учетом различного рода нагрузок и воздействий (включая сейсмические, задаваемые как по ЛСТ, так и по ДТ), с учетом нелинейного поведения геоматериалов, последовательности возведения и приложения нагрузок, а также изменения свойств грунтов в процессе консолидации. ПК разработан в АО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева». Аттестован научно-техническим центром по ядерной и радиационной безопасности Госатомнадзора России. Регистрационный номер паспорта аттестации № 91 от 14.05.98.

При разработке «Методических материалов» ставились следующие задачи:

- разъяснение методологических основ проектирования гидротехнических сооружений различного назначения, позволяющих реализовывать требования СП 58.13330.2012 «Гидротехнические сооружения. Основные положения» и СП 14.13330.2014 «Строительство в сейсмических районах»;
- детализация указаний СП, а также требований к методикам по уточнению

исходной сейсмичности и проведению сейсмического микрорайонирования гидротехнических сооружений;

- изложение возможных подходов к заданию расчетных сейсмических воздействий;
- детализация существующих подходов к определению запаса несущей способности техно-природных систем «плотина – водохранилище – основание» применительно к бетонным и грунтовым плотинам.

«Методические материалы» состоят из семи разделов.

В первом разделе содержатся общие положения и разъяснения ряда пунктов СП 14.13330.2014., а также два параграфа, касающиеся общих для всех гидротехнических сооружений проблем учета влияния основания и влияния водной среды при расчетах по динамической теории сейсмостойкости.

Во втором разделе, выполненном специалистами ЦСГНЭО, представлены современные подходы к проблеме сейсмического микрорайонирования участка строительства ГТС для уточнения характеристик сейсмических воздействий.

Третий раздел посвящен исследованиям и расчетам сейсмостойкости ГТС из грунтовых материалов. Приведены результаты исследований характеристик прочности и деформируемости грунтов а также параметров затухания; рассмотрены подробные примеры расчета сейсмостойкости плотин из местных материалов различной конструкции (с асфальтобетонной диафрагмой и с бетонным экраном), включая оценку напряженно-деформированного состояния (НДС), полученную с использованием линейно-спектральной и динамической теорий; представлены расчеты устойчивости откосов гидросооружений; оценки необратимых деформаций откосов сооружений из грунтовых материалов, возможности разжижения несвязных или нарушения прочности в связных грунтах.

В четвертом разделе приведены рекомендации по определению НДС и оценке сейсмостойкости бетонных плотин. На примере расчета бетонной плотины Бурейской ГЭС показаны последние достижения в области динамических расчетов сложных систем «сооружение – основание – водная среда» в пространственной и плоской постановках, с учетом взаимодействия с основанием и водной средой,

нелинейной работы материала при интенсивных динамических воздействиях и т.д. Отдельный параграф посвящен вероятностной оценке сейсмостойкости плотины и системы «плотина – основание». Дан также подробный пример оценки сейсмостойкости бетонной плотины III класса по линейно-спектральной теории.

В пятом разделе рассмотрены вопросы расчета морских гидротехнических сооружений. Приведен пример расчета на сейсмические воздействия платформы гравитационного типа. Подробно изложен пример расчета несущей способности грунтового основания платформы, расположенной на шельфе.

Шестой раздел посвящен проблеме устойчивости скального массива, образующего береговой склон. Рассмотрен пример массива, расположенного на правом берегу р. Аварское Койсу в 0,4 км выше по течению створа плотины Ирганайской ГЭС, в отношении верхней части которого существует опасение о его потенциальной неустойчивости. При оползании крупной части массива существует потенциальная опасность перелива воды через гребень плотины (с последующим прорывом напорного фронта).

В седьмом разделе изложены вопросы организации и проведения инструментальных наблюдений за поведением гидротехнических сооружений при землетрясениях. За последние десятилетия в области сейсмометрических наблюдений изменилось все: методы организации, аппаратура регистрации, передачи и хранения информации, методика ее обработки и т.д. В данной главе собран обширный материал, характеризующий современное состояние этой проблемы.

Применение настоящего Методического пособия дает проектировщику механизм реализации положений и требований, заложенных в нормативных документах; позволит повысить качество и сократить сроки выполняемых проектных работ; станет основой для проведения независимых экспертных оценок выполненных работ. В итоге будут снижены риски возникновения аварийных ситуаций и повысится безопасность объектов, включающих в свой состав гидротехнические сооружения.

В подготовке настоящего Пособия принимали участие:

от АО «ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева»:

Белкова И.Н. (р.3, 5.1), д. г.-м. н. Воронков О.К. (3.2), д.т.н. Глаговский В.Б. (р. 1, 3, 5), Курнева Е.В. (3.4.3), к.т.н. Мишин Д.В. (3.4.1, 3.4.2, 5.1), к.т.н. Прокопович В.С. (3.3.2, 6), Синицына Т.О. (3.3.2, 3.3.3), к.т.н. Соснина С.А. (р.3, 5.2), Турчина О.А. (4.3, 5.2), Егоров А.Ю. (7), д.т.н. Кауфман Б.Д. (4.2), Скворцова А.Е. (4.2), к.т.н. Цейтлин Б. В. (1.2, 1.3, 4.1);

от ЦСГНЭО, филиала АО «Институт Гидропроект»:

к.т.н. Бугаевский А.Г. (р. 2), Кухмазов С.У. (р.2).

Научное руководство проектом и общее редактирование осуществляли д.т.н. В.Б. Глаговский и д.т.н., проф. А.А. Храпков.

1 ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1 Цель и область применения

Настоящее методическое пособие разработано с целью разъяснения методологических основ проектирования гидротехнических сооружений различного назначения, позволяющих реализовывать требования СП 58.13330.2012 «СНиП 33-01-2003 «Гидротехнические сооружения. Основные положения» и СП 14.13330.2014 «СНиП II – 7 -81* «Строительство в сейсмических районах», детализации указаний СП, а также требований к методикам по уточнению исходной сейсмичности и геодинамическому мониторингу гидротехнических сооружений.

В пособии приводятся примеры расчетов сейсмостойкости конструкций гидротехнических сооружений различного назначения с использованием динамической теории сейсмостойкости и рекомендации, необходимые для грамотного проектирования в соответствии с требованиями СП, а также при строительстве, вводе в эксплуатацию, эксплуатации, обследовании реального состояния, реконструкции и декларировании безопасности напорных и безнапорных гидротехнических сооружений в сейсмических районах.

1.2 Нормативные ссылки

В настоящем своде правил использованы ссылки на следующие нормативные документы:

СП 14.13330.2014 «СНиП II-7-81* Строительство в сейсмических районах»

СП 23.13330.2011 «СНиП 2.02.02-85 Основания гидротехнических сооружений»

СП 39.13330.2012 «СНиП 2.06.05-84 Плотины из грунтовых материалов»

СП 40.13330.2012 «СНиП 2.06.06-85 Плотины бетонные и железобетонные»

СП 41.13330.2012 «СНиП 06.08-87 Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений»

СП 58.13330.2012 «СНиП 33-01-2003 Гидротехнические сооружения»

ГОСТ 12248 -2010. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости.

ГОСТ 5180 -84. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик.

ГОСТ 20276 -2012. Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости.

ГОСТ 25100 -2013. Грунты. Классификация.

ГОСТ 30416 -96. Грунты. Лабораторные испытания. Общие положения.

ГОСТ 30672 -99. Грунты. Полевые испытания. Общие положения.

ГОСТ 19912 -2001. Грунты. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием.

ГОСТ 20522 -96. Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний.

ГОСТ 21719 -80. Грунты. Метод полевых испытаний на срез в скважинах и в массиве.

МР 1.5.05.999.0026-2011. Нормы проектирования оснований атомных электростанций. М. 2011.

1.3 Термины, определения и сокращения

В настоящем методическом пособии использовались следующие термины с соответствующими определениями.

1.3.1 **Абсолютное движение:** Движение точек сооружения, определяемое как сумма переносного и относительного движения во время землетрясения.

1.3.2 **Акселерограмма (велосиграмма, сейсмограмма):** Зависимость ускорения (скорости, смещения) точки основания или сооружения от времени в процессе землетрясения, имеющая одну, две или три компоненты.

1.3.3 **Акселерограмма синтезированная:** Акселерограмма, полученная аналитическим путем на основе статистической обработки и анализа ряда акселерограмм и (или) спектров реальных землетрясений с учетом местных сейсмических условий.

1.3.4 **Активный разлом:** Тектоническое нарушение с признаками постоянных или периодических перемещений бортов разлома в позднем плейстоцене – голоцене (за последние 100000 лет). При этом величина (скорость) перемещений бортов такова, что она представляет опасность для сооружения и требует специальных конструктивных и/или компоновочных мероприятий для обеспечения его безопасности.

1.3.5 **вВременной анализ:** Метод расчета, в котором для каждой из точек наблюдения искомые параметры (смещения, деформации, напряжения и т.д.) определяются на всем временном интервале, отвечающем процессу прохождения сейсмической волны.

1.3.6 **Временной анализ линейный:** Временной анализ, при котором материалы сооружения и грунты основания принимаются линейно-упругими, а геометрическая и конструктивная нелинейности в поведении системы «сооружение – основание» отсутствуют.

1.3.7 **Временной анализ нелинейный:** Временной анализ, при котором учитывается зависимость механических характеристик материалов сооружения и грунтов основания от уровня напряжений и характера динамического воздействий, а также возможны геометрическая и конструктивная нелинейности в поведении системы «сооружение-основание».

1.3.8 **Детальное сейсмическое районирование (ДСР):** Комплекс сейсмологических и сейсмотектонических исследований по оценке сейсмической

опасности методами, позволяющими на рассматриваемой территории обеспечить выделение зон возникновения очагов землетрясений (зон ВОЗ), более низких рангов по сравнению с зонами, выделяемыми при общем сейсмическом районировании. Масштаб карт ДСР – 1: 500000 и крупнее.

1.3.9 **Инструментальный метод сейсмического микрорайонирования (СМР):** Метод учета влияния локальных особенностей строения и свойств верхней части грунтовой толщи основания на интенсивность сотрясения и кинематические параметры землетрясения на районируемой площадке с помощью прямых сейсмометрических наблюдений.

1.3.10 **Интенсивность землетрясения:** Оценка воздействия землетрясения в баллах действующей макросейсмической шкалы, определяемая по макросейсмическим описаниям разрушений и повреждений природных объектов, грунта, зданий и сооружений, движений тел, а также по наблюдениям и ощущениям людей.

1.3.11 **Исходная сейсмичность**: Сейсмичность площадки гидротехнического сооружения, определяемая для нормативных периодов повторяемости и средних грунтовых условий с помощью ДСР или УИС (или принятая равной нормативной сейсмичности).

1.3.12 **Категория грунта по сейсмическим свойствам (I, II или III):** Характеристика, выражающая способность грунта в примыкающей к сооружению части основания ослаблять (или усиливать) интенсивность сейсмических воздействий, передающихся от грунтового основания на сооружение.

1.3.13 **Конструктивная нелинейность:** Изменение расчетной схемы сооружения в процессе его нагружения, связанное с взаимными смещениями (например, раскрытием швов и трещин, проскальзыванием) отдельных частей сооружения и основания.

1.3.14 **Магнитуда**: Энергетическая оценка землетрясения, относящаяся к его очагу и не зависящая от пункта наблюдения; вычисляется по показаниям

сейсмографов и выражается безразмерной величиной в целых и десятичных числах в логарифмической шкале.

1.3.15 **Максимальное расчетное землетрясение (МРЗ):** Землетрясение (сейсмическое воздействие) максимальной интенсивности на площадке строительства со средней повторяемостью один раз в 5000 лет для водоподпорных сооружений классов I, II и III и морских нефтегазопромысловых сооружений и повторяемостью один раз в 1000 лет – для всех остальных гидротехнических сооружений.

1.3.16 **Метод расчета по динамической теории (ДТ):** Метод расчета на воздействие, заданное в форме акселерограмм колебаний грунта в основании сооружения, путем численного интегрирования уравнений движения.

1.3.17 **Метод расчета по линейно-спектральной теории (ЛСТ):** Метод расчета на сейсмостойкость, в котором значения сейсмических нагрузок определяются по коэффициентам динамичности (или по спектрам отклика) в зависимости от частот и форм собственных колебаний конструкции.

1.3.18 **Метод расчета по статической теории (СТ):** Метод расчета на сейсмостойкость, в котором значения сейсмических нагрузок определяются произведением массы конструкции (или рассматриваемого объема грунта) на абсолютное ускорение этой конструкции (или указанного объема грунта).

1.3.19 **Нормативная сейсмичность:** Сейсмичность района нахождения гидротехнического сооружения, определяемая для нормативных периодов повторяемости расчетного землетрясения по картам ОСР СП 14.13330.

1.3.20 **Общее сейсмическое районирование (ОСР):** Оценка сейсмической опасности на территории всей страны, принимаемая в качестве нормативной сейсмичности районов. Масштаб карт ОСР – 1:2500000 – 1:8000000.

1.3.21 **Относительное движение:** Движение точек сооружения относительно основания во время землетрясения.

1.3.22 **Переносное движение:** Совместное движение сооружения и основания во время землетрясения как единого недеформируемого целого с ускорениями (скоростями или смещениями) основания.

1.3.23 **Проектное землетрясение (ПЗ):** Землетрясение (сейсмическое воздействие) максимальной интенсивности на площадке строительства с повторяемостью один раз в 500 лет для всех гидротехнических сооружений.

1.3.24 **Расчетная сейсмичность:** Величина расчетного сейсмического воздействия, выраженная в баллах макросейсмической шкалы или в кинематических параметрах движения грунта (ускорения, скорости, смещения).

1.3.25 **Расчетные сейсмические воздействия:** Сейсмические воздействия, используемые в расчетах сейсмостойкости сооружений (акселерограммы, велосиграммы, сейсмограммы и их основные параметры – амплитуды, длительность, спектральный состав).

1.3.26 **Расчетный метод сейсмического микрорайонирования:** Метод учета влияния локальных особенностей строения и свойств верхней части грунтовой толщи основания на интенсивность сотрясений и кинематические параметры землетрясения на районируемой площадке, основанный на полуэмпирических соотношениях и/или теоретических расчетах прохождения сейсмических волн через модель слоистой среды, построенную по данным инженерно-геологических и инструментальных геофизических исследований.

1.3.27 **Сейсмические (инерционные) силы, сейсмические нагрузки:** Силы (нагрузки), возникающие в системе «сооружение-основание» при колебаниях основания сооружения во время землетрясения.

1.3.28 **Сейсмический район:** Район с установленными и возможными очагами землетрясений, вызывающими на площадке сооружения сейсмические воздействия интенсивностью 6 и более баллов.

1.3.29 **Сейсмическое микрорайонирование (СМР):** Комплекс инженерно-геологических и сейсмометрических работ по прогнозированию

влияния особенностей строения приповерхностной части разреза (строение и свойства, состояние пород, характер их обводненности, рельеф и т.п.) на сейсмический эффект и параметры колебаний грунта на площадке. Под приповерхностной частью разреза понимается верхняя толща пород, существенно влияющая на интенсивность землетрясения. Как правило, масштаб карт СМР – 1:10000-2000. Масштаб СМР устанавливается техническим заданием.

1.3.30 **Сейсмическое районирование:** Картирование сейсмической опасности (определение сейсмичности рассматриваемых территорий) с помощью комплекса сейсмологических, геологических и геофизических методов и основанное на выявлении зон возникновения очагов землетрясений (зон ВОЗ) и определении сейсмического эффекта, создаваемого ими на земной поверхности.

1.3.31 **Сейсмичность площадки сооружения (строительства):** Интенсивность расчетных сейсмических воздействий на площадке строительства с соответствующими категориями повторяемости за нормативный срок. Сейсмичность устанавливается в соответствии с картами сейсмического районирования и сейсмического микрорайонирования площадки строительства и измеряется в баллах по действующей макросейсмической шкале.

1.3.32 **Сейсмичность территории (в том числе площадки гидротехнического сооружения):** Максимальная интенсивность сейсмических воздействий в баллах на рассматриваемой территории для принятого периода повторяемости землетрясения.

1.3.33 **Сейсмостойкость**: Способность зданий и сооружений противостоять землетрясению.

1.3.34 **Спектр отклика однокомпонентной акселерограммы:** Функция, связывающая между собой максимальное по модулю ускорение одномассового линейного осциллятора и соответствующий этому ускорению период (либо частоту) собственных колебаний того же осциллятора, основание которого движется по закону, определенному данной акселерограммой.

1.3.35 **Средние грунтовые условия:** Грунты II категории по сейсмическим свойствам.

1.3.36 **Уточнение (определение) исходной сейсмичности (УИС):** Комплекс сейсмологических и сейсмотектонических исследований, выполняемых в составе инженерных изысканий для определения возможных сейсмических воздействий, в том числе в инженерных терминах, на конкретные существующие и проектируемые сооружения повышенного уровня ответственности.

1.4 Комментарии к разделу 8 СП 14.13330.2014 «СНиП II-7-81* Строительство в сейсмических районах»

Ниже даются комментарии к пунктам раздела 8 «Гидротехнические сооружения» СП 14.13330.2014 «СНиП II-7-81* Строительство в сейсмических районах». При этом номера формул и таблиц и ссылки на приложения в комментариях соответствуют тексту указанного СП.

П. 8.1 СП. Указания настоящего пункта СНиП распространяются на следующие гидротехнические сооружения: плотины, дамбы, водоприемные, водопроводящие и водосбросные сооружения (водоприемники, поверхностные и донные водосбросы, каналы, гидротехнические тоннели, напорные трубопроводы), сооружения на деривационных трактах (отстойники, акведуки, напорные бассейны и др.), судопропускные сооружения (шлюзы, судоподъемники, направляющие и причальные сооружения), рыбопропускные устройства, берегоукрепительные сооружения (причальные пирсы и стенки, волноломы, доки и наливные камеры), подземные сооружения гидроэлектрических станций, гидротехнические сооружения тепловых и атомных станций, а также на сооружения, возводимые на шельфе.

Указания данного раздела не распространяются на взаимодействующие с водной средой сооружения или части сооружений железнодорожного и автодорожного транспорта (например, опоры мостов).

П. 8.2.1 СП. В пункте фактически рассматривается вопрос о необходимости (или отсутствия необходимости) учета сейсмических воздействий при проектировании гидротехнического сооружения.

Традиционно принимается, что нормально построенные здания (сооружения) переносят землетрясения интенсивностью, не превышающей 6 баллов (по сейсмической шкале MSK-64), без серьезных последствий. По этой причине учет сейсмической опасности при проектировании зданий и сооружений производится при расчетной интенсивности землетрясения 7 баллов и выше. Но известно также, что расчетная сейсмичность площадки сооружения может быть определена равной 7 баллам при нормативной сейсмичности района нахождения площадки в 6 баллов. Например, если основание сооружения на этой площадке представлено грунтами III категории по сейсмическим свойствам. Поэтому нормы требуют, чтобы все площадки будущих гидротехнических сооружений, расположенные в сейсмических районах с нормативной сейсмичностью 6 баллов и выше, проходили соответствующие сейсмологические исследования по определению расчетной сейсмичности площадки. И если эта сейсмичность оказывается равной 7 баллам, то на проектируемый объект распространяются все требования данных норм.

Использование карты ОСР-С для решения вопроса о необходимости учета сейсмических воздействий при проектировании сооружения на данной площадке служит гарантией того, что при решении этого вопроса рассмотрен самый серьезный случай сейсмической опасности.

П. 8.2.2 СП. В пункте приводится основной перечень работ, подлежащих выполнению при проектировании гидротехнических сооружений, возводимых в сейсмических районах.

П. 8.2.3 СП. Положения, содержащиеся в этом пункте, соответствуют современной практике проектирования практически всех инженерных сооружений и зданий. На первом месте, во избежание угрозы жизни и здоровью людей и причинения вреда всей природе, находится обеспечение общей прочности

сооружения, предотвращение его разрушения. При этом рассматривается воздействие на сооружение наиболее мощного для сейсмического района расчетного землетрясения с редкой повторяемостью (по принятой в данной работе терминологии – максимальное расчетное землетрясение - МРЗ). На втором плане по значению находится расчет сооружения на землетрясения существенно более частые, но соответственно и более слабые, чем МРЗ. Эти землетрясения сооружение должно переносить без потери своих эксплуатационных свойств или хотя бы без потери ремонтопригодности (по принятой в данной работе терминологии проектное землетрясение – ПЗ). Как правило, в международной практике для землетрясений уровней МРЗ и ПЗ устанавливаются свои допустимые уровни вероятностей превышения (или наоборот – непревышения) интенсивностей этих землетрясений за проектный срок службы сооружения.

В настоящем нормативном документе указанные выше требования применительно к гидротехническим сооружениям вообще и особенно к водоподпорным сооружениям заключаются в способности этих сооружений воспринимать сейсмическое воздействие уровня МРЗ без угрозы прорыва напорного фронта, а уровня ПЗ – без угрозы для жизни и здоровья людей и с сохранением ремонтопригодности.

П. 8.2.4 СП. Можно считать, что этот пункт является непосредственным продолжением п. 8.2.3, ибо в нем, в зависимости от вида и класса сооружения, указываются значения средних периодов повторяемости расчетных землетрясений уровней МРЗ и ПЗ.

П. 8.2.5 СП. Нормы проектирования гидротехнических сооружений в сейсмических районах исходят из условия повышенной ответственности всех гидротехнических сооружений по сравнению с большинством остальных инженерных сооружений. По этой причине нормы проектирования требуют для гидротехнических сооружений более полных представлений о сейсмической обстановке в районе их нахождения.

Особенно это важно для водоподпорных сооружений I и II классов и морских нефтегазопромысловых сооружений (которые в нынешнем случае все отнесены к сооружениям I класса), обладающих повышенной ответственностью среди всех гидротехнических сооружений. В связи с этим нормы предусматривают для этих сооружений, в дополнение к исследованиям, проведенным в рамках общего сейсмического районирования, выполнение детального сейсмического районирования (ДСР) района будущего сооружения. Полученные результаты таких исследований являются исходной сейсмичностью площадки проектируемого сооружения.

Материалы указанных исследований должны содержать:

- характеристику структурно-тектонической обстановки и режима сейсмического района с установленными и возможными очагами землетрясений, вызывающими на площадке сооружения сейсмические воздействия интенсивностью 6 и более баллов;

- границы основных сейсмогенных зон и описание их сейсмологических характеристик (максимальные магнитуды, глубины очагов и эпицентральные расстояния, повторяемость землетрясений);

- параметры расчетных сейсмических воздействий из всех выделенных зон на площадке сооружения с учетом структурно-тектонических особенностей района;

- наборы расчетных записей (в первую очередь акселерограмм, а иногда – велосиграмм и сейсмограмм), моделирующих основные типы сейсмических воздействий на площадке сооружения;

- наличие (или отсутствие) активных разломов и оценка возможности обрушения больших масс горных пород на сооружение и в водохранилище пол влиянием сейсмических воздействий.

Для остальных гидротехнических сооружений нормы допускают в качестве исходной сейсмичности площадки сооружения принимать значения нормативной сейсмичности по указанным в нормах для этих сооружений картам ОСР.

П. 8.2.6 СП. Следующим шагом в подготовке данных для расчета сооружения на сейсмические воздействия после определения исходной сейсмичности площадки является установление значения расчетной сейсмичности площадки сооружения (при этом принимается, что расчетная сейсмичность сооружения равна расчетной сейсмичности площадки).

В общем случае расчетная сейсмичность площадки определяется уточнением исходной сейсмичности площадки методами сейсмического микрорайонирования. Эти требования полностью относятся ко всем водоподпорным и морским нефтегазопромысловым сооружениям. Для безнапорных сооружений (и при соответствующем обосновании – подпорных сооружений IV класса) допускается расчетную сейсмичность площадки определять не методами сейсмического микрорайонирования, а с использованием таблицы 11.

Здесь нужно также обратить внимание на следующие обстоятельства.

В таблице 11 все грунты оснований разделены по их сейсмическим свойствам на 3 категории. Но при проектировании гидротехнических сооружений признано целесообразным (см. приложение 1 к пункту) для случаев, когда площадки сооружения сложены грунтами, по своему составу занимающими промежуточное положение между грунтами категорий I и II или II и III, ввести категории I-II и II-III соответственно. Эти промежуточные категории, вместе с основными, используются в таблице 12 для назначения величин параметра A при определении значения расчетных ускорений основания в долях ускорения свободного падения тел g (п.8.4.5).

П. 8.3.1 СП. Данный пункт может напомнить, что при нормативной сейсмичности 6 баллов пункт 8.2.1 требует проверки, будет ли расчетная сейсмичность площадки сооружения равна 7 баллам и более, и если это так, то необходимо учитывать сейсмические воздействия.

П. 8.3.2СП. Из содержания пункта, в совокупности с содержанием пунктов 8.2.5 и 8.4.5, следует, что при решении основных вопросов, связанных с расчетами

гидротехнических сооружений на сейсмические воздействия, принимаются значения средних периодов повторения землетрясений:

- при расчете на МРЗ водоподпорных сооружений I, II и III классов и морских нефтегазопромысловых сооружений – 5000 лет;

- при расчете водоподпорных сооружений IV класса и безнапорных сооружений – 1000 лет;

- при расчете на ПЗ гидротехнических сооружений всех видов и классов – 500 лет.

П. 8.3.3 СП. Пункт фактически раскрывает содержание исследований методами детального сейсмического районирования, выполняемых для установления исходной сейсмичности площадки при проектировании водоподпорных сооружений I и II классов и морских нефтегазопромысловых сооружений (комментарии к п. 8.2.5). Дополнительно указывается, что на основе выполненных исследований должны быть определены значения максимальных пиковых ускорений основания при МРЗ и ПЗ. При этом отмечается, что принятые значения максимальных пиковых ускорений должны быть не менее приведенных в п.8.4.5.

П. 8.3.4 СП. При анализе положений данного пункта следует иметь в виду указания п.8.4.1 о том, что основными методами расчета водоподпорных и морских нефтегазопромысловых сооружений на сейсмические воздействия являются методы динамической теории, а основным способом задания сейсмических воздействий являются акселерограммы.

В п.8.3.4 приведены основные требования, которым должны удовлетворять расчетные акселерограммы, и способы формирования этих акселерограмм.

П. 8.3.6 СП. В пункте даются общие сведения о сейсмических нагрузках, учитываемых в расчетах сейсмостойкости гидротехнических сооружений.

П. 8.4.1 СП. Этот пункт является одним из важнейших в нормах проектирования гидротехнических сооружений, расположенных в сейсмических районах. Его содержание в первую очередь отражает повышенную ответственность

водоподпорных сооружений (а также морских нефтегазопромысловых сооружений), необходимость обеспечения безопасности этих сооружений для жизни и здоровья людей и сведения к минимуму причинения вреда природе.

В настоящее время расчеты сооружений на сейсмические воздействия методами динамической теории практически доступны проектным организациям, поскольку широко распространенные универсальные программные комплексы для расчетов сооружений на ЭВМ содержат и методы расчетов сооружений на сейсмостойкость.

П. 8.4.3 СП. В пункте отмечается, что в общем случае задаваемая расчетная акселерограмма представляет собой однокомпонентную, двухкомпонентную или трехкомпонентную функцию времени.

При этом надо иметь в виду, что число компонент акселерограммы должно соответствовать числу компонент вектора смещений в принятой расчетной схеме сооружения (п. 8.4.17). В свою очередь, каждая из компонент расчетной акселерограммы представляет собой акселерограмму движения основания в направлении соответствующей компоненты вектора смещения (для принятой расчетной схемы).

П. 8.4.5 СП. Указывается, что расчеты сооружений по ДТ должны выполняться на расчетные акселерограммы с максимальными пиковыми ускорениями основания, и приводятся, в зависимости от вида и класса сооружения, нижние пределы значений соответствующих ускорений.

Введение в расчетный аппарат нижних пределов пиковых ускорений является элементом гарантий того, что в расчетах сейсмостойкости сооружений не будут использованы акселерограммы, подобранные по заниженным значениям пиковых ускорений основания.

Известно, что в практике расчетов сейсмостойкости сооружений расчетные ускорения основания задаются с использованием параметра A, представляющего собой долю ускорения свободного падения тел g. При этом параметр A и нормативная (или исходная) сейсмичность I связаны зависимостью

$$A = 0{,}1 \times 2^{(I-7)}.$$

Эта зависимость использована как базовая при назначении нижних пределов максимальных пиковых ускорений для подбора расчетных акселерограмм. При этом значение параметра A корректируется в зависимости от грунтовых условий на площадке сооружения (таблица 12). Особенностью данной таблицы является не только включение в нее промежуточных категорий грунтов I-II и II-III по их сейсмическим свойствам (комментарии к п. 8.2.6), но и определенное смягчение изменений значения параметра A при переходе от грунтов II категории к грунтам других категорий.

Следует отметить также, что значения параметра A привязаны к землетрясениям с расчетными периодами повторяемости, равными 500, 1000 и 5000 лет.

П. 8.4.8 СП. Нормы допускают выполнение расчетов сейсмостойкости методами линейно-спектральной теории при проектировании водоподпорных сооружений III и IV классов и безнапорных сооружений. При этом расчетное сейсмическое ускорение основания задается постоянной во времени векторной величиной, конкретное значение которой определяется в соответствии с указаниями п. 8.4.5.

П. 8.4.9 СП. В пункте приводятся расчетные формулы (21 и 22) для определения узловых инерционных сил в том случае, когда при расчете сейсмостойкости сооружения по линейно-спектральной теории расчетная область системы «сооружение – основание» разбита на конечные элементы.

Общая структура указанных формул совпадает со структурой аналогичных формул (1), (2) и (5) в общей части СП (пп. 5.5 и 5.7), но имеются и различия, вызванные в первую очередь спецификой гидротехнических сооружений. Так, в формуле (21) отсутствует коэффициент K_0 из формулы (1), учитывающий назначение и ответственность сооружения. При расчете гидротехнического сооружения эти факторы учитываются использованием карт с разными периодами повторяемости землетрясений. В свою очередь, в формуле (21) есть коэффициент κ_2,

учитывающий влияние высоты сооружения на значение узловых инерционных сил. В формулах (1) или (2) нет такого коэффициента или его аналога. Кроме того, в формуле (5) для коэффициента формы собственных колебаний сооружения по *i*-й форме колебаний в знаменателе учитываются моменты инерции масс, чего в аналогичной формуле (22) для гидротехнических сооружений нет. Характер конструкций гидротехнических сооружений таков, что при расчете их на сейсмические воздействия не возникает необходимости в учете моментной сейсмической нагрузки.

П. 8.4.11 СП. Значения коэффициента динамичности $\beta(T_i)$, используемые в разделе «Гидротехнические сооружения», полностью соответствуют значениям этого коэффициента в п. 5.6.

В примечании 2 к этому пункту отмечено, что расчеты сейсмостойкости сооружений методами ЛСТ допускается выполнять также с использованием спектров отклика ускорений (или просто спектров отклика). Приходится признать, что редакция этого примечания неудачна, ибо расчеты по спектрам отклика производятся не в дополнение к расчетам с применением коэффициентов динамичности $\beta(T_i)$, а являются самостоятельными и достаточными. В связи с этим примечание 2 было бы уместнее записать, например, так:

«Примечание 2. Расчеты сейсмостойкости сооружений методами ЛСТ допускается также выполнять с использованием спектров отклика однокомпонентных расчетных акселерограмм, вычисленных при регламентируемых в п. 8.4.5 значениях параметров затухания колебаний.»

П. 8.4.16 СП. Указание пункта о расчете сейсмостойкости сооружения на повторные сейсмические воздействия по вторичным схемам равносильно требованию выполнению расчетов методами нелинейного временного динамического анализа.

П. 8.4.19 СП. Указания пункта, относящиеся к расчетам по ДТ, исходят из условия, что в общем случае пространственная ориентация компонент вектора смещения в принятой расчетной схеме может не совпадать с направлениями

компонент расчетной акселерограммы. Тогда приходится для каждой из компонент вектора смещений расчетной схемы строить свои акселерограммы по компонентам расчетной акселерограммы (с учетом их пространственной ориентации).

П. 8.4.20 СП. Приведенные в пункте условия определения числа форм собственных колебаний, учитываемых в прочностных расчетах с применением разложения решения по указанным формам, относятся к расчетам, выполняемым методами ЛСТ и ДТ.

П. 8.4.26 СП. В этом пункте допущена существенная ошибка. Во втором абзаце пункта должно быть указано, что расчет подземных сооружений классов III и IV допускается выполнять по статической теории сейсмостойкости.

По этой же причине в последнем абзаце пункта вместо «ЛСТ» следует записать «по СТ».

Подраздел 8.5 СП. Мероприятия по повышению сейсмостойкости гидротехнических сооружений.

В этом подразделе, в первую очередь, указывается на те опасности для сооружений, которые могут возникнуть (или проявиться) при землетрясениях и которые следует предупреждать применением соответствующих конструктивных решений. Это относится, например, к таким опасностям, как взаимные подвижки частей сооружения при размещении его в зонах тектонических разломов в основании или при размещении сооружения на оползнеопасных участках в створе сооружения и катастрофических обрушений бортов водохранилища и т. д.

Как правило, в таких случаях в нормах указываются основные методы борьбы с такими опасностями или средства предупреждения их последствий. Конкретный выбор мероприятий выполняется проектной организацией с учетом особенностей конструкции сооружения и природных условий возведения сооружения. Некоторым исключением из такого подхода является п. 8.5.7, в котором применительно к плотинам и другим водоподпорным сооружениям указываются рекомендуемые конструктивные мероприятия, способствующие повышению сейсмостойкости этих сооружений.

Также более подробные указания о конструктивных решениях относятся к проектированию портовых сооружений (п. 8.5.9 – 8.5.14).

Подраздел 8.6 СП. Геодинамический мониторинг гидротехнических сооружений в процессе эксплуатации.

Геодинамический мониторинг, основное содержание которого состоит в слежении за сейсмологической обстановкой в районе сооружения и анализе реакции сооружения на сейсмические воздействия, организуется на гидротехнических сооружениях в связи с их повышенной ответственностью. Учитывая, что эти мероприятия довольно сложные и дорогие, нормы предписывают проведение такого мониторинга на наиболее ответственных сооружениях, а именно на водоподпорных сооружениях I и II классов, а также на МНГС.

Положения подраздела 8.6, изложенные в п. 8.6.1 и 8.6.2, в определенной степени развиваются в приложении В, и потому материалы подраздела и приложения рекомендуется рассматривать совместно.

1.5 Вопросы учета влияния основания при расчете сооружений на сейсмические воздействия

1.5.1 Расчетные сейсмические воздействия и предъявляемые к ним требования

При выполнении расчетов с использованием линейно-спектральной теории сейсмостойкости расчетное сейсмическое воздействие характеризуется приведенной в [1] зависимостью динамического коэффициента от частоты собственных колебаний и определяемой согласно п. 8.2 [1] расчетной сейсмичностью площадки сооружения. При использовании динамической теории в качестве вызывающих колебания воздействий рассматриваются кинематические воздействия. Последние могут быть заданы зависимостями от времени компонент векторов ускорений $w^0_{g,f}(t) = (\ddot{X}_0, \ddot{Y}_0, \ddot{Z}_0)$ (акселерограммы), скоростей $v^0_{g,f}(t)$ (велосиграммы), или

перемещений $u^0_{g,f}(t)$ (сейсмограммы) поверхности свободного основания. Указанные значения имели бы место без учета взаимодействия основания с сооружением и выемки грунта [2]. При этом $w^0_{g,f}(t) = \dot{v}^0_{g,f}(t) = \ddot{u}^0_{g,f}(t)$. В качестве компонент расчетных акселерограмм используются либо функции, построенные на основе инструментальных записей сейсмособытий, либо построенные аналитически функции, соответствующие обоснованному для данной площадки спектру ответа. Условия, которым должны удовлетворять зависимости $\ddot{X}_0(t)$, $\ddot{Y}_0(t)$ и $\ddot{Z}_0(t)$ сформулированы в [2]:

1 Использующиеся зависимости от времени должны приемлемо представлять продолжительность сильных землетрясений, ожидаемых в районе площадки. При выполнении расчетов могут использоваться и более короткие зависимости, если построенные на основе всего набора расчетных зависимостей значения осредненного спектра ускорений не нарушают следующих общих требований:

1.1 Величина ускорения осредненного спектра, отвечающая равному нулю периоду колебаний, должна быть не ниже соответствующего значения обоснованного для данной площадки проектного спектра ответа.

1.2 В диапазоне частот от 0,5 Гц до 33 Гц средняя величина отношений значений осредненного спектра ускорений и проектного спектра должна быть не ниже 1.

1.3 Ни одно значение осредненного спектра ускорений не должно быть ниже уменьшенного на 10% соответствующего значения проектного спектра.

2 При расчете конструкций на трехкомпонентное сейсмическое воздействие, зависимости от времени, определяющие движение по трем ортогональным направлениям, должны быть различны и статистически независимы. Использование сдвига момента начала движения для формирования новых зависимостей от времени не допускается. При этом две зависимости считаются статистически независимыми, если абсолютная величина коэффициента корреляции не превышает 0,3.

3 Шаг оцифровки акселерограммы Δt_a должен быть выбран таким образом, чтобы сохранить наибольшую частоту гармонической составляющей воздействия $f_{\max}$, которую следует принимать во внимание. При этом $\Delta t_a \le 1/(2f_{\max})$.

Если учитывается, что сооружение заглублено, то должен быть известен закон движения свободного основания (т. е. без учета выемки грунта и взаимодействия с сооружением) по всей будущей границе сооружения и основания. Ряд моделей динамического взаимодействия сооружения и основания в качестве расчетного воздействия использует законы движения на нижней границе расчетной модели основания: $w^L_{g,f}(t)$, $v^L_{g,f}(t), u^L_{g,f}(t)$. Размеры расчетной области основания выбираются таким образом, чтобы динамическое взаимодействие основания и сооружения не оказывало влияния на НДС в окрестности его границы. Компоненты векторов $w^L_{g,f}(t)$, $v^L_{g,f}(t), u^L_{g,f}(t)$ определяют с использованием данных о движении на поверхности свободного основания $w^0_{g,f}(t)$, $v^0_{g,f}(t)$ или $u^0_{g,f}(t)$.

Задача построения акселерограммы на заданной глубине $z = L$ рассматривается в области частот. Используется модель вертикально распространяющихся плоских волн в горизонтально-слоистом вязко-упругом полупространстве. Сейсмическое воздействие задано акселерограммой $w^0_{g,f}(t)$ поверхности свободного основания $(z = 0)$. Использование метода прогонки в сочетании с методом динамических жесткостей позволяет построить передаточную функцию $H^*(\omega) = w^{L*}_{g,f}(\omega) / w^{0*}_{g,f}(\omega)$, где $w^{0*}_{g,f}(\omega)$ и $w^{L*}_{g,f}(\omega)$ - отвечающие частоте ω комплексные амплитуды спектральных составляющих ускорения на свободной поверхности и на глубине L соответственно. Это позволяет использовать для определения акселерограммы на глубине L аппарат преобразования Фурье: $w^L_{g,f} = \frac{1}{2\pi}\int_{-\infty}^{\infty} H^*(\omega)\, w^{0*}_{g,f}(\omega) e^{i\omega t} d\omega$. Следует отметить, что спектральные составляющие ускорения $w^*(\omega)$, скорости $v^*(\omega)$ и перемещения $u^*(\omega)$ связаны соотношениями

$$w^*(\omega) = iv^*(\omega) = -\omega^2 u^*(\omega).$$

После определения $w_{g,f}^{L}(t)$ должен быть выполнен проверочный расчет ускорений на свободной поверхности $w_{g,f}^{0}(t)$. Указанный расчет должен выполняться тем же методом и с использованием той же модели основания, которая используется при расчете системы сооружение-основание. Достаточно хорошее совпадение полученного результата с $w_{g,f}^{0}(t)$ является необходимым условием возможности использования $w_{g,f}^{L}(t)$ в качестве переносного ускорения при расчете системы сооружение-основание. Следует отметить, что если определение $w_{g,f}^{L}(t)$ производится в результате решения одномерной задачи в области частот, то "восстановление" $w_{g,f}^{0}(t)$ производится в результате решения пространственной задачи в области времени. Учет рассеяния энергии в грунте может привести к преобладанию высокочастотных составляющих сигнала $w_{g,f}^{L}(t)$. Это преобладание обусловлено большими по абсолютной величине значениями передаточной функции $H^{*}(\omega)$ для высокочастотных гармонических составляющих и является следствием затухания высокочастотного сигнала. Если построенная подобным образом акселерограмма $w_{g,f}^{L}(t)$ используется в качестве входного сейсмического воздействия для расчета колебаний массива грунта $0 \le z \le L$, то влияние погрешностей округления может привести к существенному отличию ускорения на свободной поверхности от $w_{g,f}^{0}(t)$. Подобных трудностей можно избежать, если при построении акселерограммы $w_{g,f}^{L}(t)$ использовать только низкочастотные спектральные составляющие, а высокочастотные составляющие моделировать распределенной нагрузкой, приложенной в относительно тонком слое под фундаментом сооружения: $z_1 \le z \le z_2$. При этом размеры слоя определяются спектральным составом сейсмического воздействия, механическими характеристиками грунта и глубиной заложения фундамента.

1.5.2 Альтернативные модели взаимодействия сооружений с основанием

При выполнении расчетов с использованием линейно-спектральной теории сейсмостойкости конечно-элементная расчетная модель системы сооружение-основание должна обеспечить возможность достоверного определения частот и форм собственных колебаний сооружения. При этом учитывается только жесткость основания, и не учитываются его инерционные характеристики. Для учета жесткости основания может быть использовано несколько способов. Первый заключается в независимом определении компонент матрицы жесткости основания и последующим "размазыванием" указанных жесткостей по узлам сооружения, расположенным на границе с областью основания. Указанная процедура изложена в [2]. Другой способ предусматривает выполнение ряда статических расчетов системы сооружение-основание. Каждый из указанных расчетов заключается определении напряженно-деформированного состояния при действии приложенных к узлам сооружения массовых нагрузок по направлению одной из осей координат. Жесткости, присоединенные к расположенным на границе с областью основания узлам сооружения, определяются как величины, противоположные отношениям реакций основания в граничных узлах к перемещениям указанных узлов.

При использовании динамической теории сейсмостойкости распространены два альтернативных подхода [5, 6,12]. Использование первого из них (далее по тексту – метод 1) заключается в выполнении расчета рассматриваемой системы на действие инерционных нагрузок, отвечающих сейсмическим ускорениям непригруженного основания на глубине нижней границы расчетной модели. Использование метода конечных элементов в перемещениях позволяет построить уравнения движения «твердотельной» части системы в форме движения в неинерциальной системе координат:

$$M\ddot{u} + B\dot{u} + Ku = -MW_0 + R_w, \tag{1.5.1}$$

где

$$W_0 = w^L_{g,f}(t) = I_x\ddot{X}_0 + I_y\ddot{Y}_0 + I_z\ddot{Z}_0. \tag{1.5.2}$$

В (1.5.1) и (1.5.2) M, B и K – матрицы масс, демпфирования и жесткости системы сооружение-основание; u – вектор узловых перемещений; $\ddot{X}_0$, $\ddot{Y}_0$, $\ddot{Z}_0$ компоненты вектора переносного ускорения w_0 в направлениях глобальных осей координат; I_x, I_y и I_z – векторы направляющих косинусов; W_0 – вектор узловых ускорений, соответствующий вектору ускорений w_0; R_w – вектор гидродинамических сил, действующих в расположенных на границе с областью жидкости узлах.

Второй подход (далее – метод 2) основан на использовании метода суперпозиции [5, 6, 12]. В этом случае вектор узловых перемещений системы разыскиваются в виде суммы двух слагаемых

$$u = u_1 + u_2 . \tag{1.5.3}$$

Первое слагаемое $u_1 = \left[u_{1s}^{iT}, u_1^{bT}, u_{1g}^{iT}\right]^T$ формируется следующим образом: перемещения внутренних u_{1g}^i и граничных u_1^b узлов основания – свободные сейсмические перемещения непригруженного основания; перемещения внутренних узлов сооружения u_{1s}^i квазистатически связаны с перемещениями граничных узлов непригруженного основания u_1^b. Если изменение сейсмических воздействий в пределах контакта сооружения и основания не учитывается, то первое слагаемое характеризует смещение сооружения как твердого тела. Напряжений в сооружении при этом не возникает. Для определения второго слагаемого u_2 используются уравнения движения системы сооружение-основание, не учитывающие воздействие инерционных сейсмических нагрузок на основание [5, 6, 12]

$$M\ddot{u}_2 + B\dot{u}_2 + Ku_2 = -M^s W_0 + R_w . \tag{1.5.4}$$

где M, B и K – матрицы масс, демпфирования и жесткости системы сооружение-основание, M^s – матрица, сформированная из блоков матрицы масс сооружения, но без учета матриц масс элементов основания:

$$M^s = \begin{bmatrix} M_s^{ii} & M_s^{ib} & 0 \\ M_s^{bi} & M_s^{bb} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} . \tag{1.5.5}$$

Разбиение на блоки матрицы масс сооружения M_s в (1.5.5) соответствует разбиению на блоки вектора u. Таким образом, при определении u_2 в качестве переносного ускорения $\overline{w}_0 = \left[\ddot{X}_0, \ddot{Y}_0, \ddot{Z}_0\right]^T$ рассматривается ускорение поверхности непригруженного основания, но инерционная нагрузка к узлам основания не прикладывается. Сопоставление результатов расчета, полученных с использованием указанных методов, приведено в п. 4.1.

1.5.3 О расчете напряженно-деформированного состояния плотин при неоднородных сейсмических воздействиях

Результаты исследования колебаний поверхности скального основания ГЭС указывают на существенную неоднородность сейсмического воздействия. Основные причины указанной неоднородности – топографическое усиление и задержка воздействия [13 – 17]. При исследовании колебаний бетонных плотин, вызванных неоднородными сейсмическими воздействиями, обычно используется метод суперпозиции, но его использование имеет ряд особенностей по сравнению со случаем однородного воздействия. Аналогично (1.5.3) вектор узловых перемещений системы разыскиваются в виде суммы двух слагаемых

$$u = u_1 + u_2 \ . \tag{1.5.6}$$

Первое слагаемое формируется аналогично (1.5.3)

$$u_1 = \left[u_{1s}^{iT}, u_1^{bT}, u_{1g}^{iT}\right]^T \tag{1.5.7}$$

Перемещения внутренних узлов сооружения u_{1s}^i квазистатически связаны с перемещениями граничных узлов u_1^b, которые предполагаются равными свободным сейсмическим перемещениям указанных узлов непригруженного основания u_{ff}^b (free field)

$$u_{1s}^i = -(K_s^{ii})^{-1} K_s^{ib} u_{ff}^b . \tag{1.5.8}$$

Для определения второго слагаемого u_2 используются аналогичные (4) соотношения [5, 6, 12]

$$M\ddot{u}_2 + B\dot{u}_2 + Ku_2 = -M^s W_1 + R_w , \tag{1.5.9}$$

где M, B и K – матрицы масс, демпфирования и жесткости системы сооружение-основание, M^s – матрица, сформированная из блоков матрицы масс сооружения, но без учета матриц масс элементов основания (см. (3.1.16)),

$$W_1^T = [\ddot{u}_{1s}^{i\,T}, \ddot{u}_{ff}^{b\,T}, \mathrm{O}^T] \,. \tag{1.5.10}$$

Разбиение на блоки матрицы масс сооружения соответствует разбиению на блоки вектора u, O^T – нулевой вектор-строка, длина которой соответствует длине вектора перемещений граничных узлов u_{1g}^{iT}.

Следует отметить, что при построении u_{1s}^i используется вектор перемещений граничных узлов u_{ff}^b, а при формировании правых частей системы уравнений (1.5.9) для определения u_2 – вектор ускорений граничных узлов $\ddot{u}_{ff}^b$. Это предъявляет жесткие требования к процедурам построения u_{ff}^b и $\ddot{u}_{ff}^b$. Если для определения u_{ff}^b и $\ddot{u}_{ff}^b$ используется расчетный метод в области времени, должна быть использована форма процедуры пошагового интегрирования, позволяющая на каждом шаге вычислительного процесса определять согласованные (т. е. совместно удовлетворяющие уравнениям движения) значения перемещений, скоростей и ускорений. Для определения компонент вектора W_1 следует использовать соотношение:

$$\ddot{u}_{1s}^i = -(K_s^{ii})^{-1} K_s^{ib} \ddot{u}_{ff}^b \,, \tag{1.5.11}$$

где $\ddot{u}_{ff}^b$ – указанное согласованное ускорение. Использование численного дифференцирования компонент вектора u_{ff}^b приводит к вычислительным погрешностям.

Если исследование колебаний системы плотина – основание выполняется в области частот, расчетная схема системы сооружение – основание, как и выше, расчленяется на две подструктуры: 1) сооружение; 2) основание. Решение задачи динамического расчета строится в два этапа. На первом для каждой подструктуры определяются зависимости, связывающие перемещения граничных узлов и силы взаимодействия подструктур. Для основания указанные соотношения должны учитывать характеристики входного сейсмического воздействия. На втором этапе

используются условия совместности перемещений. Это позволяет полностью решить задачу расчета сейсмических колебаний системы сооружение – фундамент – грунтовое основание. Как и ранее, индексы "*s*" и "*g*" указывает на принадлежность векторов и матриц к расчетной схеме конструкции или области основания. Кроме того, индексы "*g,f*" указывают на область основания без выемки грунта при возведении котлована, индексы "*g,e*" – на область основания с учетом выемки при возведении котлована, а индекс "*e*" – на извлекаемую при возведении котлована область основания. Через $u_s(t)$, $v_s(t)$ и $w_s(t)$ обозначаются векторы перемещений, скоростей и ускорений конструкции, а через $u_g(t)$, $v_g(t)$ и $w_g(t)$ – векторы перемещений, скоростей и ускорений области основания. Индексы "*i*" и "*b*" используются для обозначения блоков, относящихся к внутренним и граничным степеням свободы. Решение выполняется в частотной области [9] с использованием методов, основанных на быстром преобразовании Фурье. Векторы перемещений $u(t)$ и сил $F(t)$ разыскиваются в форме

$$u(t)=\frac{1}{2\pi}\int_{-\infty}^{\infty}u^*(\omega)e^{i\omega t}d\omega\,,\qquad F(t)=\frac{1}{2\pi}\int_{-\infty}^{\infty}F^*(\omega)e^{i\omega t}d\omega\,, \tag{1.5.12}$$

где $u^*(\omega)$ и $F^*(\omega)$ – соответствующие частоте ω векторы комплексных амплитуд спектральных составляющих. При этом

$$u^*(\omega)=\int_0^{\infty}u(t)e^{-i\omega t}dt\,,\qquad F^*(\omega)=\int_0^{\infty}F(t)e^{-i\omega t}dt\,. \tag{1.5.13}$$

Использование конечно-элементной дискретизации расчетной схемы сооружения позволяет сформировать уравнения гармонических вынужденных колебаний в форме

$$K_s^{ii*}u_s^{i*}+K_s^{ib*}u_s^{b*}=F_s^{i*}=Q_s^{i*}\,, \tag{1.5.14}$$

$$K_s^{bi*}u_s^{i*}+K_s^{bb*}u_s^{b*}=F_s^{b*}=Q_s^{b*}+R_s^{b*}\,. \tag{1.5.15}$$

Здесь K_s^{ii*}, K_s^{ib*}, K_s^{bi*}, K_s^{bb*} – блоки комплексной матрицы динамических жесткостей конструкции $K_s^*=K_s-\omega^2M_s+i\omega B_s$, отвечающие разбиению вектора комплексных амплитуд узловых перемещений конструкции u_s^* на блоки амплитуд

перемещений внутренних u_s^{i*} и граничных u_s^{b*} узлов; M_s, B_s, и K_s – матрицы масс, демпфирования и жесткости конструкции; F_s^* – вектор комплексных амплитуд сил; Q_s^* – вектор комплексных амплитуд приложенных к сооружению заданных внешних сил; R_s^{b*} – вектор комплексных амплитуд приложенных к граничным узлам сил, обусловленных взаимодействием с основанием.

Динамические характеристики основания моделируются соотношениями динамических жесткостей, связывающими векторы комплексных амплитуд перемещений граничных узлов u_g^{b*} и комплексных амплитуд приложенных к этим узлам сил R_g^{b*}, обусловленных взаимодействием с сооружением

$$K_{g,e}^{b*}(\omega)[u_g^{b*} - u_{g,e}^{b*}(\omega)] = R_g^{b*}, \tag{1.5.16}$$

где $K_{g,e}^{b*}(\omega)$ – матрица динамических жесткостей основания в граничных узлах, $u_{g,e}^{b*}(\omega)$ – кинематическое воздействия на частоте ω. Значения $K_{g,e}^{b*}(\omega)$ и $u_{g,e}^{b*}(\omega)$ учитывают выемку грунта основания.

Сформулированные в терминах комплексных амплитуд условия на границе подструктур

$$u_s^{b*} = u_g^{b*} = u^{b*}, \qquad R_g^{b*} = -R_s^{b*}, \tag{1.5.17}$$

где u^{b*} – вектор комплексных амплитуд перемещений граничных узлов.

Использование (1.5.14)-(1.5.17) позволяет построить систему уравнений движения относительно комплексных амплитуд перемещений u_s^{i*} и u^{b*}

$$K_s^{ii*}u_s^{i*} + K_s^{ib*}u_s^{b*} = Q_s^{i*}, \tag{1.5.18}$$

$$K_s^{bi*}u_s^{i*} + [K_s^{bb*} + K_{g,e}^{b*}(\omega)]u^{b*} = Q_s^{b*} + K_{g,e}^{b*}(\omega)u_{g,e}^{b*}(\omega). \tag{1.5.19}$$

Согласно (1.5.18)

$$u_s^{i*} = -(K_s^{ii*})^{-1}K_s^{ib*}u_s^{b*} + (K_s^{ii*})^{-1}Q_s^{i*}. \tag{1.5.20}$$

Подстановка (1.5.20) в (1.5.19) позволяет сформировать уравнения для определения комплексных амплитуд перемещений граничных узлов:

$$[\widehat{K}_s^{b*}(\omega) + K_{g,e}^{b*}(\omega)]u^{b*} = \widehat{Q}_s^{b*}(\omega) + K_{g,e}^{b*}(\omega)u_{g,e}^{b*}(\omega). \tag{1.5.21}$$

В (1.5.21) $\widehat{K}_s^{b*}$ и $\widehat{Q}_s^{b*}$ - соответствующие граничным узлам суперэлементные матрица динамических жесткостей и вектор нагрузок соответственно

$$\widehat{K}_s^{b*} = K_s^{bb*} - K_s^{bi*}(K_s^{ii*})^{-1}K_s^{ib*}, \qquad \widehat{Q}_s^{b*} = Q_s^{b*} - K_s^{bi*}(K_s^{ii*})^{-1}Q_s^{i*}. \qquad (1.5.22)$$

После определения спектральных составляющих комплексных амплитуд перемещений граничных узлов $u^{b*}(\omega)$ в результате решения (1.5.21) спектральные составляющие комплексных амплитуд перемещений внутренних узлов $u_s^{i*}(\omega)$ определяются согласно (1.5.20). Построенные соотношения частотно зависимы. Громоздкие вычисления, связанные с формированием (1.5.20), (1.5.21) должны быть выполнены повторно для каждой из расчетных частот.

1.5.4 Форма области основания и краевые условия

Форму расчетной области основания и краевые условия на ее границе желательно выбирать таким образом, чтобы минимизировать энергию отраженных волн. Для известных в настоящее время видов вязких, поглощающих, пропускающих и т.п. краевых условий отношение энергии отраженной и падающей волн тем ниже, чем ближе угол падения волны на ограничивающую область основания поверхность к прямому [7–10]. В рассматриваемой задаче основным источником упругих волн, падающих на ограничивающую расчетную область основания поверхность, является зона контакта плотины с основанием. Если в качестве области основания принять половину сферы с центром в средней части основания плотины и радиусом, значительно превышающим ее размеры, то углы падения упругих волн, вызванных указанной причиной, на ограничивающую область основания поверхность будут близки к прямым. В силу указанных причин при использовании метода суперпозиции в качестве области основания рекомендуется принять половину сферы, удовлетворяющей указанным выше условиям. Следует отметить, что при решении задач сейсмостойкости с использованием первого из сформулированных выше подходов, в качестве области основания целесообразно использовать прямоугольные призмы. При постановке краевых условий применительно к приведенным примерам на границах расчетной

области основания использовалась вязко-упругая граница [11, 12]. Для рассматриваемого варианта граничных условий интенсивность силы реакции t отброшенной области основания равна сумме вязкой t_v и упругой t_u составляющих

$$t = t_v + t_u . \tag{1.5.27}$$

Вязкая составляющая интенсивности реакции t_v представляет собой ее асимптотическое высокочастотное приближение. Компоненты реакции в нормальном t_v^n и касательных $t_v^{\tau_1}$, $t_v^{\tau_2}$ к границе расчетной области основания направлениях связаны с соответствующими компонентами v_n, v_{τ_1}, v_{τ_2} вектора скорости v соотношениями [7]

$$t_v^n = -b_n v_n , \qquad t_v^{\tau_1} = -b_\tau v_{\tau_1} , \qquad t_v^{\tau_2} = -b_\tau v_{\tau_2} . \tag{1.5.28}$$

В (1.5.28) $b_n = \rho V_p$, $b_\tau = \rho V_s$, ρ – плотность, V_p и V_s – скорости волн сжатия и сдвига для рассматриваемой точки границы соответственно.

Упругая составляющая интенсивности реакции t_u в данном случае определяется для случая, когда внешние нагрузки $f(r,t)$ изменяются во времени пропорционально некоторой функции координат $f_0(r)$

$$f(r,t) = f_0(r)\,\varphi(t) , \tag{1.5.29}$$

где $\varphi(t)$ – скалярная функция времени t.

В соответствии с [11], для определения упругой составляющей реакции на фиктивной границе выполняется расчет НДС системы сооружение-основание при действии статических нагрузок $f_0(r)$. Указанное НДС должно быть построено для некоторой достаточно большой “расширенной” области, вмещающей расчетную [11, 12]. Так, в [11] используются аналитические решения для неограниченных областей. Однако подобный подход невозможен при использовании полученного в результате результаты инженерно-геологических изысканий неоднородного распределения характеристик материала основания. Поэтому в дальнейшем будут использованы результаты численного расчета «расширенной» области. Ее размеры выбираются таким образом, чтобы обеспечить надежное определение НДС в зоне расположения границы расчетной области [12]. Как правило, размеры указанной «расширенной»

области основания в несколько раз превышают размеры области, используемой при выполнении динамического расчета [12]. После определения НДС в зоне расположения фиктивной границы определяются три функции $k_n(r)$, $\kappa_{\tau_1}(r)$ и $\kappa_{\tau_2}(r)$

$$k_n(r) = -\sigma_n / u_n, \qquad \kappa_{\tau_1}(r) = -\sigma_{n\tau_1} / u_{\tau_1}, \qquad \kappa_{\tau_2}(r) = -\sigma_{n\tau_2} / u_{\tau_2}. \tag{1.5.30}$$

Таким образом, компоненты распределенной жесткости на границе в точке, отвечающей вектору координат r, определяются как величины, противоположные отношениям компонент вектора напряжений на площадке, отвечающей нормали n к поверхности в указанной точке к соответствующим компонентам вектора перемещений.

При использовании конечно-элементных моделей вязко-упругая граница представляет собой набор сосредоточенных демпферов и пружин, присоединенных к расположенным на границе области основания узлам. Так, для некоторого узла i компоненты реакции отброшенной области основания в нормальном T_i^n и касательных $T_i^{\tau_1}$, $T_i^{\tau_2}$ направлениях определяются соотношениями [12]

$$T_i^n = -B_i^n v_i^n - K_i^n u_i^n, \quad T_i^{\tau_1} = -B_i^{\tau} v_i^{\tau_1} - K_i^{\tau_1} u_i^{\tau_1}, \quad T_i^{\tau_2} = -B_i^{\tau} v_i^{\tau_2} - K_i^{\tau_2} u_i^{\tau_2}. \tag{1.5.31}$$

В (1.5.31) жесткости наборов пружин определяются как величины, противоположные отношениям реакций в узлах границы основной модели и дополнительной области к перемещениям указанных узлов, а характеристики демпферов, используемых для аппроксимации высокочастотной составляющей, определяются в соответствии с [7].

1.6 Учет влияния водной среды и поглощения энергии дном водохранилища

1.6.1 Учет влияния водной среды в расчетах сейсмостойкости гидросооружений

Как было указано в п. 1.5, при выполнении расчетов на сейсмические воздействия используется метод конечных элементов в сочетании с двумя

альтернативными подходами [4 – 6]. Использование первого из них заключается в выполнении расчета рассматриваемой системы на действие инерционных нагрузок, отвечающих сейсмическим ускорениям непригруженного основания на глубине нижней границы расчетной модели. Второй подход (далее – метод 2) основан на использовании метода суперпозиции. Уравнения движения в указанных случаях имеют форму (1.5.1 – 1.5.5).

Наиболее легко реализуемый метод учета динамического взаимодействия с водной средой основан на использовании предположения о несжимаемости жидкости. В этом случае для определения гидродинамического давления на сооружение используются присоединенные массы воды, в общем случае зависящие от формы колебаний сооружения [1, 2, 18 – 21]. В этом случае вектор гидродинамических сил R_w может быть записан с использованием матрицы присоединенных масс воды M_w:

$$R_w = -M_w(\ddot{u} + W_0). \qquad (1.6.1)$$

После подстановки (1.3.1) в (1.2.1) уравнения движения принимают форму

$$(M + M_w)\ddot{u} + B\dot{u} + Ku = -(M + M_w)W_0. \qquad (1.6.2)$$

Ненулевые компоненты матрицы M_w соответствуют компонентам перемещений расположенных на границе с областью жидкости узлов твердого тела в направлении нормали к поверхности раздела. В общем случае матрица M_w содержит недиагональные элементы [21]. Упрощенная (без учета недиагональных элементов матрицы M_w) версия указанной методики рекомендована нормами сейсмического расчета [1].

Во ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева были разработаны методы и программы, позволяющие сформировать матрицу присоединенных масс жидкости, а затем использовать указанную матрицу для расчета колебаний конструкции. Используется аналогия между решением задачи об определении стационарного поля температуры и решением задачи об определении амплитуд гидродинамического давления на стенки объема несжимаемой жидкости. Подобными переменными являются скорость и поток тепла, а также гидродинамическое давление и температура

соответственно. Построение присоединенной матрицы масс выполняется следующим образом. Разрабатывается расчетная схема для решения задачи об определении установившегося распределения температуры. Разбиваемая на конечные элементы область соответствует заполненному жидкостью объему. В качестве коэффициента теплопроводности выбирается значение, равное плотности жидкости. На свободной поверхности задается нулевое значение температуры, а на границах области жидкости с конструкцией – нулевой поток тепла. Определяется набор решений задач теплопроводности. Обращение к используемому при этом конечно-элементному комплексу инициируется командным файлом. Количество решаемых задач соответствует количеству узлов области жидкости, расположенных на границе с конструкцией. Для каждой из задач краевые условия подвергаются модификации. В рассматриваемом узле задается единичный поток тепла, перпендикулярный границе области. Поток тепла на примыкающих элементах определяется конечноэлементным восполнением. Для каждой из рассматриваемых задач теплопроводности определяется распределение температуры на границе с конструкцией. Использование аналогии между гидродинамическим давлением и температурой позволяет построить строку глобальной матрицы масс жидкости, отвечающую перпендикулярному границе области перемещению рассматриваемого узла. Элементы матрицы масс, отвечающие перемещению рассматриваемого узла в направлениях, перпендикулярных указанному, равны нулю. Затем выполняется замена переменных, использующая зависимости перемещений между граничными узлами жидкости и конструкции. В результате формируется матрица масс воды M_W, приведенная к граничным узлам конструкции.

Используются уравнения колебаний конструкции в жидкости в форме [2]

$$(M+M_W)\ddot{u}+B\dot{u}+Ku=-(M+M_W)(I_x\ddot{X}_0+I_y\ddot{Y}_0+I_z\ddot{Z}_0). \qquad (1.6.3)$$

Здесь M, B, и K – матрицы масс, демпфирования и жесткости конструкции, u – вектор узловых перемещений, X_0, Y_0 и Z_0 – ускорения основания в направлениях глобальных осей координат, I_x, I_y и I_z – векторы направляющих косинусов.

Расчет НДС сооружения при действии сейсмических нагрузок может быть выполнен как с использованием пошагового интегрирования (1.6.3), так и с использованием разложения решения по формам собственных колебаний. Пусть в результате решения частичной проблемы собственных значений определяется набор Φ из требуемого количества низкочастотных форм собственных колебаний конструкции без учета взаимодействия с жидкостью. Решение (1.6.3) разыскивается в форме

$$u = \Phi p\,. \tag{1.6.4}$$

Подстановка (1.6.4) в (1.6.3) приводит к системе уравнений

$$(E+\mu)\ddot{p} + b\dot{p} + \Lambda p = -\Phi^T (M + M_W)(I_x \ddot{X}_0 + I_y \ddot{Y}_0 + I_z \ddot{Z}_0)\,, \tag{1.6.5}$$

где E – единичная матрица, Λ – диагональная матрица квадратов частот собственных колебаний,

$$\mu = \Phi^T M_W \Phi\,, \qquad b = \Phi^T B\, \Phi\,. \tag{1.6.6}$$

Количество задач теплопроводности, которое следует решить чтобы сформировать матрицу присоединенных масс воды M_w соответствует количеству узлов области жидкости, расположенных на границе с конструкцией. Следует отметить, что при построении решения с использованием разложения решения по формам собственных колебаний нет необходимости в построении матрицы присоединенных масс воды M_w. Так, для определения $M_W I_x$, $M_W I_y$ и $M_W I_z$ требуется решить три задачи теплопроводности, задавая в граничных узлах области жидкости потоки тепла, пропорциональные косинусам углов между нормалями к поверхности области и направлениями соответствующих осей координат. Для определения $M_W \Phi$ требуется решить количество задач теплопроводности, соответствующее количеству учитываемых форм собственных колебаний, задавая в граничных узлах области жидкости потоки тепла, пропорциональные проекциям соответствующих форм собственных колебаний на направления нормалей к области жидкости в соответствующих узлах.

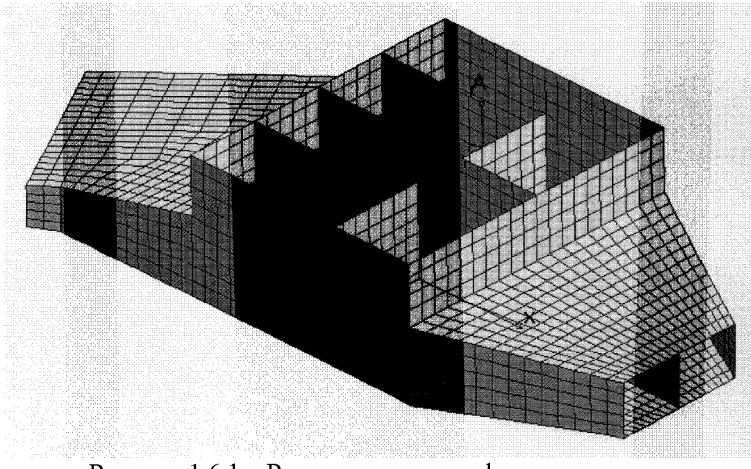


Рисунок 1.6.1 – Расчетная схема сифонного колодца

Разработанные методы и программы использовались для расчета подземных сооружений системы технического водоснабжения АЭС Бушер при сейсмических воздействиях, в частности, сифонного колодца, представляющего собой железобетонную коробчатую конструкцию, опирающуюся на фундаментную плиту толщиной 1,5м. Конечноэлементная расчетная схема конструкции приведена на рис. 1.6.1. Нижняя плита, стены и перекрытия схематизированы с использованием 2895 четырехузловых конечных элементов сдвиговой пластины-оболочки.

Инерционные характеристики ремонтных затворов моделируются 42 сосредоточенными массами. Жесткости грунта моделируются системой одноузловых пружин.

Расчетная схема включает 2910 узлов (17460 степеней свободы). Инерционные характеристики воды учитываются в рамках изложенной выше методики. Конечно-элементная расчетная схема задачи теплопроводности, использованная для построения присоединенной матрицы масс воды, приведена на рис. 1.6.2.

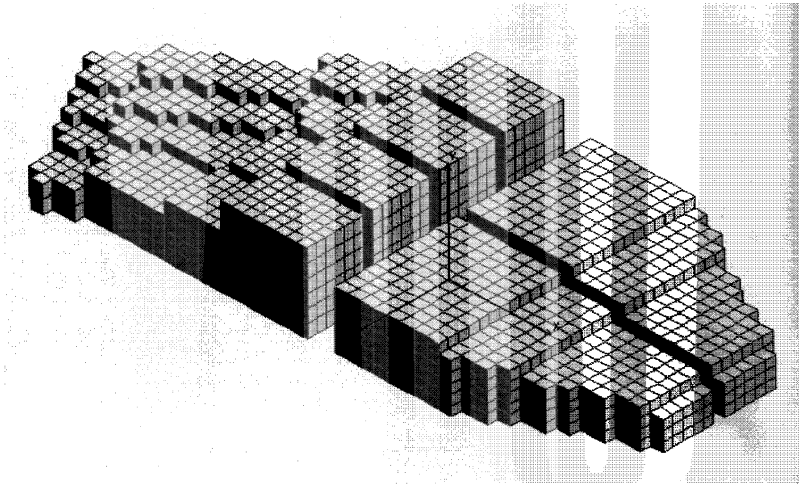


Рисунок 1.6.2 – Расчетная схема задачи теплопроводности

С использованием разработанной методики были выполнены расчеты форм и частот собственных колебаний конструкции, зависимостей от времени абсолютных ускорений и относительных перемещений ее узлов, а также внутренних динамических усилий в ее элементах. В таблице приведены частоты собственных колебаний сифонного колодца, полученные с учетом и без учета взаимодействия с водной средой.

Таблица 1.6.1. Частоты собственных колебаний сифонного колодца

Номер частоты	Значение частоты, Гц		Номер частоты	Значение частоты, Гц	
	С водой	Без воды		С водой	Без воды
1	7,57432	9,16192	13	21,2365	23,8151
2	8,71887	10,4385	14	21,7446	25,0492
3	9,84701	11,8154	15	22,7784	25,7857
4	10,1206	12,5393	16	23,2804	26,2141
5	11,3269	14,7942	17	23,3637	26,7741
6	12,7500	14,9265	18	25,0188	28,3005
7	13,5050	15,3805	19	25,2156	28,4584
8	15,5782	18,1559	20	26,1822	29,6263
9	16,4709	20,5730	21	26,5691	29,8589
10	19,2094	21,6929	22	26,9649	31,2338
11	19,8736	22,9554	23	27,09880	31,3359
12	20,9740	23,4012	24	27,4988	32,3715

На рис. 1.6.3 приведены зависимости от времени относительных перемещений в точке **А** (на рис. 1.6.1 – верхняя угловая точка).

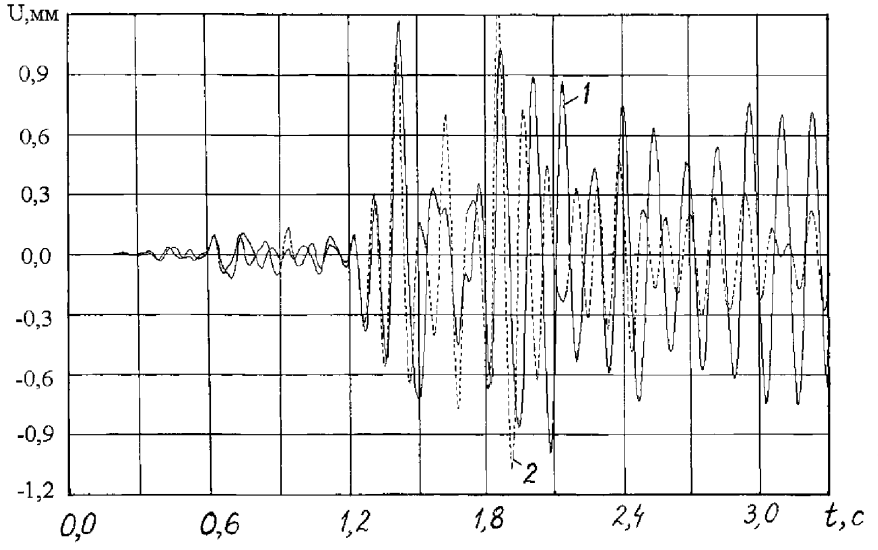


Рисунок 1.6.3 – Зависимости от времени относительных перемещений в точке А:
1 – с учетом взаимодействия с водной средой;

2 – без учета взаимодействия с водной средой.

Часто предполагается, что учет присоединенных масс обеспечивает консервативность результатов расчета напряженно-деформированного состояния плотины. В то же время результаты работ [20, 22 – 32] показывают, что при глубинах водохранилища более 100 м на гидродинамическое давление жидкости и, следовательно, на напряженно-деформированное состояние плотины оказывают существенное влияние такие факторы, как сжимаемость воды, отток энергии в основание и поглощение энергии слоями наносов на дне водохранилища. Влиянием указанных факторов и обусловлена необходимость проведения сопоставительных расчетов.

Второй подход к решению задач гидроупругого взаимодействия гидротехнических сооружений с водной средой основан на использовании уравнения акустических колебаний, относительно гидродинамического давление p [20, 22 - 32]

$$c^2 \Delta p - \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} = 0 . \qquad (1.6.7)$$

Краевые условия на напорной грани плотины Γ_1, на дне водохранилища Γ_2 и на свободной поверхности Γ_3 имеют форму

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho_w \, \bar{n} \cdot (w + w_0) \qquad \text{на} \quad \Gamma_1 ; \qquad (1.63.8)$$

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho_w \, \bar{n} \cdot (w + w_0) - q \frac{\partial p}{\partial t} \qquad \text{на} \quad \Gamma_2 ; \qquad (1.6.9)$$

$$p = 0 \qquad \text{на} \quad \Gamma_3 . \qquad (1.6.10)$$

На удаленной фиктивной границе области жидкости Γ_4 обычно ставятся условия, препятствующие отражению упругих волн. Так, в программе ANSYS реализовано условие Зоммерфельда (1.6.11), соответствующее вязкой границе, а в программе Abaqus – условие Шэрана (1.6.12), соответствующее двойной асимптотической границе [41, 42]

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\frac{1}{V_w} \frac{\partial p}{\partial t} \qquad \text{на} \quad \Gamma_4 , \qquad (1.6.11)$$

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\frac{\pi}{2h} p - \frac{1}{V_w} \frac{\partial p}{\partial t} \qquad \text{на} \quad \Gamma_4 . \tag{1.6.12}$$

В (1.6.11) – (1.6.12) V_w – скорость распространения волн сжатия в жидкости, ρ_w – плотность жидкости, h – глубина, p – гидродинамическое давление, $\bar{n}$ – единичный вектор, направленный по внешней нормали к области жидкости, w – вектор ускорения (в системе координат, в которой построены уравнения движения) границы между твердым телом и жидкостью, t – время. Коэффициент q характеризует поглощение энергии дном водоема и обычно определяется при обработке результатов гидроакустических испытаний.

Использование метода конечных элементов позволяет построить систему уравнений относительно вектора давлений P в узлах конечно-элементной сетки [32 – 34]

$$G\ddot{P} + D\dot{P} + HP = -\rho_w L^T (\ddot{u} + W_0) \tag{1.6.12}$$

и соотношения, связывающие вектор гидродинамических сил R_w с вектором давлений P

$$R_w = LP . \tag{1.6.13}$$

Структура матриц G, D, H и L, а также правила формирования их элементов приведены в [32 – 37]. После подстановки (1.6.13) в (1.5.1) уравнения движения «твердотельной» части системы в неинерциальной системе координат принимают форму

$$M\ddot{u} + B\dot{u} + Ku = -M W_0 + LP . \tag{1.6.14}$$

Уравнения движения (1.6.12), (1.6.14) при этом формируются относительно векторов давлений в узлах конечно-элементной сетки области жидкости P и перемещений узлов конечно-элементной сетки «твердотельной» части системы u. Численная реализация решения системы уравнений (1.6.12), (1.6.14) наталкивается на трудности, связанные с громоздкостью реализации безусловно-устойчивого алгоритма [34 – 39].

Третий подход к решению задач расчета колебаний гидротехнических сооружений с учетом гидроупругого взаимодействия с водной средой основан на

использовании уравнений МКЭ в перемещениях как для «твердотельной» части системы, так и для области жидкости [6, 23, 36 – 41]. Поскольку матрицы масс и жесткостей элементов области жидкости имеют ту же структуру, что и соответствующие матрицы «твердотельной» части системы, учет взаимодействия с жидкостью может относительно легко быть включен в общие программы расчета конструкций. При этом уравнения движения системы плотина – скальное основание – водохранилище имеют форму, аналогичную уравнениям движения упругой системы

$$M\ddot{u} + B\dot{u} + Ku = -M W_0 . \qquad (1.6.15)$$

В (1.6.15) M, B и K – матрицы масс, демпфирования и жесткости системы сооружение – основание – водохранилище в целом.

Для дискретизации области жидкости могут использоваться как разработанные для решения задач теории упругости элементы, так и специальные элементы для области жидкости. В первом случае при построении матриц жесткости, отвечающих области жидкости элементов, используются механические характеристики материалов с малыми значениями модуля сдвига (близкими к 0,5 значениями коэффициента Пуассона) и требуемым значением сжимаемости. При использовании указанного подхода возникает необходимость подавления связанных со сдвиговыми деформациями паразитных форм колебаний с малой энергией деформации. Это достигается такими приемами, как редуцированное интегрирования при построении матриц жесткости элементов, использование несовместных форм перемещений и исключение вращений объема жидкости, например, с использованием метода штрафа [6, 23, 35 – 37]. Опыт расчетных исследований указывает на возможность использования различных типов разработанных для решения задач теории упругости элементов для дискретизации области жидкости. Так, в [6, 37] использованы 8-узловые трехмерные элементы с редуцированным интегрированием и использованием несовместных форм перемещений. Для получения достаточно точных результатов решения задачи гидроупругого взаимодействия рекомендуется использовать значения коэффициента

Пуассона не меньшие 0,4995. При этом модуль сдвига не превосходит 0,1% от величины объемного модуля сжатия. В [33] для моделирования области жидкости использованы 20 – узловые трехмерные элементы.

Если взаимодействие с жидкостью рассматривается в рамках модели несжимаемой жидкости, то система уравнений метода суперпозиции для определения u_2 принимает форму

$$(M+M_w)\ddot{u}_2+B\dot{u}_2+Ku_2=-(M^s+M_w)W_0. \qquad (1.6.16)$$

Если для описания движения области жидкости использовались уравнения (1.6.12) относительно вектора давлений в узлах конечно-элементной сетки P, то система уравнений метода суперпозиции для определения u_2, P_2 принимает форму

$$M\ddot{u}_2+B\dot{u}_2+Ku_2=-M^s W_0+LP_2, \qquad (1.6.17)$$

$$G\ddot{P}_2+D\dot{P}_2+HP_2=-\rho_w L^T(\ddot{u}_2+W_0). \qquad (1.6.18)$$

Если для описания движения области жидкости использовались уравнения МКЭ в перемещениях, взаимодействие с жидкостью рассматривается в рамках подхода Лагранжа, то система уравнений метода суперпозиции для определения u_2, принимает форму

$$M\ddot{u}+B\dot{u}+Ku=-M^s W_0. \qquad (1.6.19)$$

В (1.6.19) M, B и K – матрицы масс, демпфирования и жесткости системы сооружение – основание – водохранилище в целом, M^s – матрица масс, сформированная из блоков матрицы масс сооружения и области жидкости, но без учета матриц масс элементов основания.

1.6.2 Учет поглощения энергии дном водохранилища и наносами

Указанные вопросы рассмотрены в [6, 20, 27 - 31]. Наличие наносов может быть учтено либо несколькими (не менее 3) слоями конечных элементов с соответствующими значениями плотности ρ и отвечающих сейсмическому диапазону частот упругих модулей: модуля объемного сжатия λ, продольного модуля E, модуля сдвига G и коэффициента Пуассона ν. Часто наличие слоев

наносов не учитывается при формировании конечно-элементной расчетной схемы. Но их способность демпфировать колебания воды в водохранилище учитывается членом $-q\frac{\partial p}{\partial t}$ в краевом условии (1.6.9) на границе воды и грунта основания. Способность наносов демпфировать колебания определяется также параметрами α или R. Указанные параметры определяются с использованием динамических характеристик основания (или слоя осадков, при их наличии)

$$\alpha = \frac{R-1}{R+1}, \qquad R = \frac{1+\alpha}{1-\alpha} = \frac{\rho_s V}{\rho_w V_w}, \tag{1.6.20}$$

$$V = \sqrt{\frac{\lambda_s + 2G_s}{\rho_s}} = \sqrt{\frac{E}{\rho}\frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}} = \sqrt{\frac{2G(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)}}, \quad V_w = \sqrt{\frac{\lambda_w}{\rho_w}}. \tag{1.6.21}$$

В (1.6.20), (1.6.21) α - коэффициент отражения, равный отношению амплитуд отраженной и падающей волн (при распространении волн перпендикулярно поверхности раздела между средами); ρ_w и V_w - значения плотности и скорости распространения волн сжатия в воде; ρ_s и V - значения плотности и скорости распространения волн сжатия в материале основания (или слое наносов, при их наличии). В дальнейшем будут использоваться значения $\rho_w = 10^3$ кг/м^3, $V_w = 1438$ м/с, $\lambda_w = 2068$ МПа. Значение коэффициентов q, α и R связаны приближенными соотношениями (здесь не учитывается ни толщина слоя наносов, ни частота воздействия)

$$q = \frac{1}{V_w R} = \frac{1-\alpha}{V_w(1+\alpha)}. \tag{1.6.22}$$

Если $\alpha = -1$, то $R = 0$; граница – свободная поверхность, и имеет место полное внутреннее отражение. Если $\alpha = 0$, то $R = 1$; волна полностью поглощается осадками. Если $\alpha = 1$, то $R \to +\infty$; граница – жесткая; имеет место полное внутреннее отражение.

2 Сейсмическое микрорайонирование участка строительства ГТС для уточнения характеристик сейсмического воздействия

В соответствии с указаниями СП 14.13330.2014 [1] в составе сейсмологических исследований для гидроэнергетических объектов предусматривается поэтапная оценка сейсмической опасности.

На предварительных этапах оценки по материалам общего сейсмического районирования (ОСР) определяется нормативная сейсмичность участка строительства ГТС, затем выполняется уточнение исходной сейсмичности (УИС) с учетом региональных и местных сейсмотектонических особенностей района расположения ГТС.

Согласно [1], исходная сейсмичность для ГЭС определяется в ходе УИС для двух уровней сейсмических воздействий: 1) с повторяемостью 1 раз в 500 лет (ПЗ) и 2) с повторяемостью 1 раз в 1000 или 5000 лет (МРЗ) при отнесении исходной сейсмичности к средним грунтам с последующим ее уточнением в ходе сейсмического микрорайонирования (СМР). При этом приращения параметров сейсмических воздействий, установленные по результатам СМР, складываются со значениями исходной сейсмичности, полученной в результате УИС, или принимаемой равной нормативной сейсмичности в соответствие с п. 8.2.5 [1].

На следующих этапах оценки сейсмической опасности выполняется ***сейсмическое микрорайонирование (СМР)*** участка строительства ГТС и определяются расчетные сейсмические воздействия (РСВ) для расчетов сейсмостойкости при обосновании проекта ГТС.

В настоящем разделе использованы источники литературы [45 – 146].

2.1 Общие требования к проведению исследований по сейсмическому микрорайонированию

В соответствии с положениями СП 14.1330.2014 и других федеральных и отраслевых нормативных документов, метод СМР является самостоятельным видом работ, выполняемым в составе инженерно-геологических изысканий на участках размещения гидроэнергетических объектов. Одновременно СМР является частью комплекса работ в составе сейсмологических исследований с целью уточнения оценок сейсмических воздействий.

Общей задачей сейсмического микрорайонирования является определение влияния местных и локальных геологических и грунтовых условий на ожидаемый сейсмический эффект, величину его усиления или ослабления на участке строительства ГЭС с учетом геоморфологических, гидрогеологических факторов и влияния рельефа местности и уточнение на этой основе параметров расчетных сейсмических воздействий.

2.1.1 Основные задачи сейсмического микрорайонирования и единство подходов к их решению

Общие положения

Модель сейсмогрунтовых условий (грунтовой толщи) характеризует особенности проявления сейсмического эффекта (сотрясаемости) на исследуемой площадке в зависимости от местных и локальных геологических и грунтовых условий. При разработке модели изучаются неоднородности литологического состава, условия залегания пород и водно-физические свойства грунтов несущего основания, включая оценку потенциала их разжижения и положения УГВ. Предметами картирования могут являться также глубина залегания и рельеф поверхности коренных пород и зоны разуплотнения (ослабленные, трещиноватые) и разрывных смещений.

Базовыми классификационными параметрами сейсмогрунтовых условий участка строительства ГТС являются:

- скоростная характеристика разреза до глубины 30 м и более по данным наземных и скважинных геофизических и (или) сейсмологических исследований;
- относительная величина амплитудно-частотного отклика (частотно-зависимой передаточной функции) по данным регистрации землетрясений, микросейсм, взрывов, а также сигналов, возбуждаемых специальными вибрационными или импульсными источниками;
- относительная величина сейсмической жесткости грунтов основания сооружений;
- оценка потенциала виброразжижения грунта при сильных землетрясениях;
- величина приращения (убывания) балльности ($\pm\Delta J$) относительно исходной сейсмичности района, как интегральная характеристика грунтов основания по комплексу методов, величина усиления грунтов площадки относительно эталонного грунта;
- локализованные (с учетом сейсмогрунтовых условий) расчетные спектры реакции, аналоговые и/или синтезированные расчетные акселерограммы сейсмических колебаний грунтов основания.

Комплексный анализ данных и параметризация модели сейсмогрунтовых условий выполняются в составе работ по сейсмическому микрорайонированию участков размещения гидроэнергетических объектов и являются главной задачей этого вида работ.

Результативным материалом исследований по методу сейсмического микрорайонированию является карта-схема приращения (убывания) балльности в масштабе 1:10 000, 1:5 000 или 1:2 000 (в зависимости от конкретных условий, этапа работ и решаемых задач), сопровождаемая сводной таблицей значений ΔJ по

отдельным методам и усредненной величиной ΔJ для каждого участка, выделенного на карте-схеме СМР.

Перед исполнителями каждый раз должна ставиться задача об оценке устойчивости параметров сейсмических воздействий: «Как изменяются локальные воздействия с изменением сейсмотектонических или сейсмогрунтовых условий на величину расчетной погрешности какого-либо из параметров». В данном пособии рассматривается влияние сейсмогрунтовых условий.

При составлении программы работ следует дать обоснование применения методов таких оценок. Как известно, есть только три независимых параметра, характеризующих сейсмические колебания грунта, каждый из которых можно масштабировать, не изменяя значений других параметров:

- уровень воздействия в виде пикового ускорения грунта (PGA);
- преобладающая частота (F_{max}) или период (T_{max});
- длительность колебаний (τ, обычно $\tau_{0.5}$).

Все остальные характеристики коррелируются с основными параметрами.

Общие задачи СМР:

- оценка влияния локальных геологических и грунтовых условий на характеристики сейсмических колебаний и ожидаемый сейсмический эффект. Эти условия определяются строением, составом и свойствами грунтов, рельефом, и некоторыми другими факторами;
- определение величины усиления или ослабления сейсмических колебаний на исследуемых площадках и уточнение на этой основе параметров расчетных сейсмических воздействий.

Частными задачами являются:

- локальное районирование площадок по сейсмогрунтовым условиям на основе данных о распределении инженерно-геологических элементов;
- определение глубины залегания и рельефа кровли коренных пород при нормативной глубине исследования не менее 30 м;

- послойное изучение грунтов основания и подстилающих пород по скоростным и плотностным характеристикам;
- изучение геоэлектрического разреза грунтовой толщи;
- определение уровня грунтовых вод и положения водоупоров;
- выявление ослабленных, трещиноватых, водонасыщеных зон, локальных неоднородностей литологического состава и участков распространения специфических грунтов;
- составление цифровой модели рельефа с оценкой контрастности (расчлененности) его поверхности;
- оценка потенциала разжижения грунтов основания при сейсмическом воздействии;
- оценка возможного усиления сейсмического эффекта в случае водонасыщеных, вечномерзлых и специфических грунтов (элювиальных, просадочных и других);
- получение данных о частотном составе колебаний грунта при сейсмическом воздействии, оценка резонансных свойств грунтовой толщи, расчет спектральных характеристик грунтов и синтетических акселерограмм (или подбор и корректировка аналоговых акселерограмм);
- комплексный анализ данных, составление карты приращения (убывания) сейсмической интенсивности – карты сейсмического микрорайонирования.

Исследования по сейсмическому микрорайонированию должны использовать, наряду с сейсмологическими данными, всю имеющуюся информацию по инженерно-геологическим условиям, гидрогеологическим, геоморфологическим факторам и опережающим инженерно-геофизическим исследованиям, проводимым в составе инженерно-геологических изысканий.

2.1.2 Методы сейсмического микрорайонирования

Условия единого системного подхода при решении задач СМР накладывают определенные требования к выбору или разработке методико-технологических приемов и способов при проведении работ по сейсмическому микрорайонированию.

Комплекс исследований при проведении СМР в современном его варианте включает следующие основные и дополняющие методы:

инженерно-геологический метод (метод аналогий), целью которого является составление инженерно-геологической подосновы для карт (схем) СМР с использованием формализованной классификации сейсмогрунтовых условий согласно [1] (раздел 8) и составление вариантов сейсмогрунтовых моделей для квазиоднородных участков, выделенных по комплексу инженерно-геологических признаков;

инженерно-геофизический комплекс методов, с целью получения сейсмических, плотностных и геоэлектрических характеристик грунтовой толщи, составления геосейсмических, геоэлектрических и обобщенных геолого-геофизических моделей геологического разреза для характерных участков исследуемой территории;

инженерно-сейсмологические методы (методы регистрации колебаний от землетрясений, взрывов, искусственных источников и микросейсм) с целью установления характера колебаний грунтов, их частотной избирательности, длительности сотрясения и резонансных свойств в зависимости от ряда факторов (литологического состава, структуры и свойств грунтов, мощности слоев, обводненности, рельефа поверхности и др.);

скважинные (межскважинные, наземно-скважинные) сейсмические исследования с целью уточнения и детализации скоростных, акустических, плотностных, геоэлектрических и других характеристик разреза во внутренних точках среды;

моделирование процесса распространения и воздействия сейсмических колебаний от землетрясения из опасных зон ВОЗ (местных, близких, удаленных) с

учетом местных геологических и грунтовых условий и получение количественных характеристик сейсмических воздействий (акселерограмм, спектров реакции и других).

Дополняющие методы (в сложных геологических и грунтовых условиях, обосновываются программой работ):

- высокоточная гравиметрия (в условиях распространения карста);
- высокоточная магнитометрия (в условиях обнаженных или неглубоко залегающих кристаллических пород фундамента);
- естественного импульсного электромагнитного поля Земли – ЕИЭМПЗ (выявление и детализация локальных зон трещиноватости и обводненности);
- естественного стационарного электрического поля – ЕП (выявление участков повышенной фильтрации и зон разгрузки подземных вод);
- георадарного сканирования (детальное картирование неоднородностей верхней части разреза).

Применение дополняющих (вспомогательных) методов обосновывается программой работ.

2.1.3 Инженерно-геологические исследования

Материалы опережающих инженерно-геологических исследований используются в качестве основы для обоснования объемов и состава работ по сейсмическому микрорайонированию площадок и для обеспечения данными об инженерно-геологических условиях площадки, включая предварительную оценку сейсмогрунтовых условий. Должны быть изучены геологическое строение, литологический состав, состояние, физико-механические свойства грунтов, гидрогеологические условия, рельеф, опасные физико-геологические процессы и явления, возможные изменения свойств и условий техногенной природы и др.

Материалы инженерно-геологических исследований включают данные бурения скважин, полевых способов испытания грунтов (опытные штампы,

прессиометрия, статическое и динамическое зондирование и др.), данные лабораторных испытаний (в том числе динамической неустойчивости грунтов), и другие. Используется информация об изменчивости свойств грунтов природного и техногенного генезиса по соответствующим критериям (в случае обводнения, осушения, оттаивания многолетнемерзлых пород, возможности разжижения, течения, осадки, просадки и др.). Учитываются данные о выделении участков, неблагоприятных в сейсмическом отношении (крутые склоны, оползни, обвалы, карстовые провалы и др.).

Глубинность изучения геологического разреза должна быть не менее 30 м, а в местах расположения ответственных сооружений (плотин высотой более 100 м, зданий крупных ГЭС и др.) – до 100–120 м.

При изучении инженерно-геологических условий следует использовать данные геофизических методов: электроразведки в различных модификациях, сейсморазведки на преломленных и отраженных продольных и поперечных волнах, данные каротажа и других скважинных методов геофизики, а также газово-эманационной съемки и других дополняющих методов.

В результате проведения комплексных инженерно-геологических, геоморфологических, гидрогеологических и геофизических исследований выделяются квазиоднородные участки с различными условиями, предварительно оценивается категория грунтов по сейсмическим свойствам в соответствии с признаками, принятыми при районировании для целей СМР, а также выбираются наиболее характерные по инженерно-геологическим условиям участки (профили, пункты) для проведения инструментальных наблюдений (инженерно-геофизических и инженерно-сейсмологических).

Для оценок сейсмических свойств грунтов и уточнения сейсмического эффекта по методу инженерно-геологических аналогий применяется классификация грунтов по [1], раздел 8, представленная в таблице 2.1.

Материалы комплексной инженерно-геологической съемки должны соответствовать масштабу 1 : 5000

Результатом работ является схема сейсмического микрорайонирования по методу инженерно-геологических аналогий, служащая подосновой для проектирования состава и объемов прямых инструментальных исследований сейсмогрунтовых условий.

Таблица 2.1 – Характеристика категорий грунта (по СП 14.13330.2014, раздел 8)

Категория групп по сейсмическим свойствам	Грунты	Сейсмичность участка строительства при сейсмичности района, баллы		
		7	8	9
I	Скальные грунты всех видов (в том числе вечномерзлые и вечномерзлые оттаявшие) невыветрелые и слабовыветрелые: крупнообломочные грунты плотные маловлажные из магматических пород, содержащие до 30% песчано-глинистого заполнителя: выветрелые и сильновыветрелые скальные и нескальные твердомерзлые (вечномерзлые) грунты при температуре минус 2°С и ниже при строительстве и эксплуатации по принципу I (сохранение грунтов основания в мерзлом состоянии)	6	7	8
II	Скальные грунты выветрелые и сильновыветрелые, в том числе вечномерзлые, кроме отнесенных к I категории; крупнообломочные грунты, за исключением отнесенных к I категории; пески гравелистые, крупные и средней крупности плотные и средней плотности маловлажные и влажные; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности маловлажные; глинистые грунты с показателем консистенции $I_L \leq 0,5$ при коэффициенте пористости $e < 0,9$ для глин и суглинков и $e < 0,7$ для супесей; вечномерзлые нескальные грунты пластичномерзлые или сыпучемерзлые, а также твердо-мерзлые при температуре выше минус 2°С при строительстве и эксплуатации по принципу I	7	8	9
III	Пески рыхлые независимо от влажности и крупности: пески гравелистые, крупные и средней крупности плотные и средней плотности водонасыщенные; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности влажные и водонасыщенные; глинистые грунты с показателем консистенции $I_L > 0,5$; глинистые грунты с показателем консистенции $I_L < 0,5$ при коэффициенте пористости $e > 0,9$ для глин и суглинков и $e > 0,7$ для супесей; вечномерзлые нескальные грунты при строительстве и эксплуатации по принципу II (допускается оттаивание грунтов основания)	8	9	>9

В сложных грунтово-геологических условиях с большим разнообразием литолого-фациального состава геологического разреза, а также при выполнении работ по контрактным обязательствам с зарубежными странами целесообразно использовать и международные классификации грунтов с более дробным разделением грунтов по сейсмическим свойствам. Существует несколько таких классификаторов.

Самые известные из них основаны на обширных данных инструментальных и макросейсмических наблюдений. В качестве примера можно привести Еврокод 8, или принятую в Греции классификацию ЕАК-2000. При всех частных различиях эти

классификации представляют по существу модификации Рекомендаций NEHRP-1997, принятых в США. Согласно Рекомендациям, разработанным Комиссией по сейсмической безопасности Национального института строительных наук, все грунты подразделяются по сейсмическим свойствам на 6 классов, обозначенных индексами от A до F. С учетом дополнительных промежуточных классов в международной практике широко применяются более дробные, разделенные на 8 и более классов классификации грунтов. Один из вариантов представлен в Таблице 2.2.

Таблица 2.2 – Категории грунта по классификации международного строительного кода (IBC)

Класс грунта	Описание грунта	Скорость поперечных волн $\overline{Vs}$ в верхних 30 м грунта, м/с	Сопротивление стандартному пенетрометру N, ударов/фут	Сдвиговая прочность недренированного грунта, кПа
A	Прочный скальный грунт	>1500 I к	—	—
B	Скальный грунт	760-1500 I к	—	—
C	Очень плотный дисперсный или трещиноватый скальный грунт	360 – 760 II к	>50	> 100
D	Плотный дисперсный грунт	180-360 II к	15-50	50-100
E	Рыхлый дисперсный грунт	<180 III к	<15	<50
F	Особый грунт, требующий специального изучения	—	—	—

Основным параметром, определяющим класс грунта в отношении сейсмических воздействий, здесь является средняя скорость распространения упругих S-волн в верхней 30-метровой толще осадков. В тех случаях, когда данные о скоростях распространения S-волн отсутствуют, используются данные инженерных испытаний свойств грунтов (пенетрационные SPT испытания и определения прочности на сдвиг). Примечательно, что в таблице полностью (если не

считать класса F с особыми свойствами) игнорируются влажностные характеристики грунтов. Наиболее распространенные классы грунтов (C, D и E) характеризуются вполне определенными показателями – скоростями поперечных волн, параметрами стандартных (SPT) испытаний и/или сдвиговой прочностью недренированного грунта. В целом можно отметить, что грунты класса C, D по классификации IBC примерно соответствуют грунтам II категории, а грунты класса E – грунтам III категории по таблице 2.1 [1], таблица 11).

Для класса грунтов F, наименее устойчивых при сейсмических воздействиях, какие-либо количественные показатели в Таблице 2.2 отсутствуют. Для определения реакции этих грунтов на сейсмические воздействия рекомендуется проведение специальных исследований. К классу F относятся грунтовые разрезы с особыми свойствами:

- грунты, подверженные внезапному разрушению при сейсмических нагрузках, такие как разжижаемые грунты, высокочувствительные, быстро реагирующие на нагрузки глины и слабо цементированные осадки;
- слои торфа и/или глин с высоким содержанием органического материала общей мощностью более 3 м; слои глин с индексом пластичности большим 75 общей мощностью более 8 м;
- слои мягких или средней жесткости глин общей мощностью более 36 м.

По приведенной выше таблице 2.1

Таблица 2.при известной из карт ОСР-2015 или карт ДСР исходной сейсмичности района можно, зная свойства грунта, оценить (в рамках метода инженерно-геологических аналогий) сейсмическую интенсивность площадки. Приращение интенсивности для грунтов каждого соседнего класса отличается на 1 балл, и это соотношение не зависит от исходной сейсмичности, т.е. грунтовые различия одинаково влияют на суммарный сейсмический эффект, независимо от исходного сейсмического балла.

Требование к инженеру-геологу при выполнении сейсмического микрорайонирования заключается в выполнении анализа и обобщения совокупности данных и в отнесении грунтов участка к той или иной категории по сейсмическим свойствам с учетом категорийности грунтов как по инженерно-геологическим, так и по геофизическим показателям, и составлении на этой основе предварительной расчетной модели грунтовой толщи (карт и разрезов) для дальнейшего ее уточнения сейсмологическими методами.

Специфическими моментами при разработке модели являются определение наличия (или отсутствия) в разрезе жестких границ раздела, с которыми могут быть связаны резонансные явления в грунтах и наличие грунтов с тиксотропными свойствами, способных к разжижению при сейсмическом воздействии.

2.2 Инструментальные методы исследований

При выполнении СМР в составе инструментальных методов могут быть предусмотрены следующие основные методы:

- сейсморазведочные профильные многоканальные наземные исследования на преломленных (рефрагированных) волнах (МПВ, сейсмическая томография), отраженный волнах (МОВ ОГТ); многоканальный анализ поверхностных волн с активным источником колебаний (MASW) и на микросейсмах (ReMi), двухканальный метод поверхностных волн с активным источником колебаний (SASW);

- сейсмологические 2-D методы такие, как основанные на исследовании зависимости «частота - волновое число» (FK) и основанные на исследовании пространственной автокорреляции или пространственно-осредненной когерентности (SPAC) в его различных модификациях;
- сейсмологический метод спектрального отношения амплитуд горизонтальной компоненты регистрации к вертикальной компоненте (метод HVSR, H/V или Накамуры);
- скважинные методы: вертикальное сейсмическое профилирование (ВСП и обращенное ВСП); акустический каротаж, межскважинное сейсмическое и сейсмоакустическое просвечивание.

Используются также данные геофизических методов, применяемых в составе инженерно-геологических изысканий:

- электроразведочные наземные исследования (ВЭЗ, ЭП, ЕП, ЗСБ) и электрокаротаж скважин (КС, ПС), гамма-гамма каротаж;
- дополнительные методы: высокоточные гравиметрические и магнитометрические методы, газово-эманационные методы, термометрия, георадарное сканирование и естественное импульсное электромагнитное поле Земли (ЕИЭМПЗ).

В зависимости от конкретных геологических условий и решаемых задач оптимальный комплекс инструментальных методов СМР обосновывается программой работ и согласовывается с Заказчиком.

2.2.1 Сейсморазведочные исследования

Выполняются с задачей определения скоростей распространения в грунтовом массиве и подстилающих коренных породах продольных и поперечных волн, характеристик их затухания и поглощения средой. Особое внимание должно уделяться качественной регистрации поперечных волн. По данным сейсморазведки определяются также глубины залегания и рельеф коренных пород (жесткого цоколя) и опорных горизонтов в осадочной толще, глубину залегания уровня грунтовых вод.

Скорости сейсмических волн в грунтах и породах и характеристики их затухания и поглощения должны использоваться в двух направлениях:

- для составления моделей сейсмического разреза с указанием в каждом выделенном слое скоростей поперечных волн (часто и продольных, которые служат входными параметрами в некоторых компьютерных программах), их плотности, мощности, показателей затухания, при этом следует стремиться к составлению наиболее полного глубинного разреза до кровли кристаллических пород (сведения о глубинных пластах в большинстве случаев можно позаимствовать из фондовых и опубликованных источников), но в любом случае до той глубины, где скорость поперечных волн в породе составляет 700 м/с и более;

- для расчета приращений сейсмической интенсивности по методу сравнения сейсмических жесткостей (МСЖ). Следует, однако, отметить, что этот метод не учитывает многих факторов, влияющих на характер колебаний грунтов от землетрясений (частотный состав колебаний от различных зон ВОЗ, влияние рельефа, особенности спектральных характеристик, связанные с параметрами конкретной грунтовой толщи и т. д.).

Используемые методико-технические положения должны удовлетворять Инструкции по сейсморазведке (Мингео СССР. М.: 1986).

2.2.2 Скважинные сейсмоакустические исследования

Скважинные исследования выполняются методами вертикального сейсмического профилирования (ВСП – прямое и обращенное), сейсмокаротажа (СК), межскважинного просвечивания.

Задачей скважинных методов является получение данных о скоростях распространения упругих волн во внутренних точках среды, изучение скоростного разреза толщи грунтового массива, вскрытого бурением, обеспечение более точной стратиграфической привязки данных наземной сейсморазведки с корректировкой скоростных параметров. Глубина исследований составляет не менее 30 м, а в ряде случаев и ниже – до 100–120 м,

Кроме изучения скоростного вертикального разреза, скважинный комплекс обеспечивает изучение изменчивости скоростей упругих волн (продольных и поперечных) в околоскважинном пространстве под основными сооружениями гидроузла, то есть в плане.

При проведении ВСП обязательным условием является расположение пунктов возбуждения колебаний вдоль лучей, проходящих через устья исследуемых скважин. Пункты возбуждения удаляются от устьев на 10-40 м, а при необходимости получения информации о строении разреза ниже забоя глубоких скважин – на большие расстояния.

По данным обработки сейсмических записей ВСП рассчитываются и строятся графики изменения пластовых скоростей с глубиной и проводится оценка характеристик поглощения P- и S-волн. Считается удовлетворительным, если погрешность определения характеристик поглощения не превышает 10–30%.

Результаты ВСП в опорных скважинах являются базовой информацией при составлении геосейсмических моделей (карт и разрезов) в контурах размещения сооружений напорного фронта и здания ГЭС.

2.2.3 Требования к регистрирующей аппаратуре для сейсморазведочных работ

Регистрирующая аппаратура для сейсморазведочных работ должна удовлетворять следующим основным требованиям:

№№ п/п	Параметр	Значение
1	Вид записи	Цифровая
2	Формат записи данных	SEGY, SEG2
3	Динамический диапазон, не менее (Дб)	110
4	Частотный диапазон, не хуже (Гц)	2 – 2 000
5	Количество разрядов АЦП, не менее	18
6	Длина записи (с)	2,0
7	Возможность накопления сигналов	Да
8	Количество каналов, не менее: - для наземной сейсморазведки (МПВ, МОВ) и скважинной сейсморазведки (СК, ВСП*, СП*) - для наземной сейсморазведки МОВ-ОГТ	 12 24
9	Наличие корреляционного преобразования	Желательно

* в случае использования многокомпонентных многоточечных (многоприборных) скважинных сейсмических зондов минимальное количество каналов регистрирующей аппаратуры N (с учетом установки на поверхности контрольной группы) должно определяться исходя из формулы:

$$N = (n + 1)k,$$

где n – количество точек (приборов) в зонде; k – число компонент в приборе.

Применяемые скважинные сейсмические зонды должны отвечать следующим требованиям:

№№ п/п	Параметр	Значение
1	Количество приборов (точек), не менее	3
2	Число компонент, не менее	2
3	Динамический диапазон, не хуже (Дб)	110
4	Частотный диапазон, не хуже (Гц)	10 – 500
5	Наличие прижимного устройства	Да
6	Наружный диаметр, мм	36 - 48
7	Диаметр исследуемых скважин, мм	46 - 150
8	Предельная глубина исследуемых скважин, м	150

Основными требованиями, предъявляемыми к скважинным источникам сигналов, являются:

- работоспособность источника во всем диапазоне глубин исследуемых скважин;
- частотный диапазон излучаемых сигналов, обеспечивающий необходимую разрешающую способность исследований;
- достаточная производительность;
- наружный диаметр, обеспечивающий работу в скважинах диаметром не более 127 мм.

К конструкции скважин для проведения скважинных сейсмических исследований предъявляются следующие требования:

- скважины, в которых предполагается выполнять скважинные сейсмические исследования (СК, ВСП, СП) в целом должны обеспечивать беспрепятственное прохождение в них (спуск и подъем) скважинных сейсмических зондов и источников в течение времени, необходимого для проведения всего комплекса исследований;

- диаметр скважины (как необсаженной так и обсаженной) должен быть больше диаметра планируемых к использованию скважинных зондов и/или источников;
- в случае бурения скважины (по геотехнологиеским условиям) с применением различных размеров породоразрушающего инструмента (изменение диаметра), скважина должна быть обсажена от забоя до устья;
- в случае крепления скважины обсадными трубами обсадная колонна должна быть одинарной от забоя до устья и не должна иметь переходов по диаметру для предотвращения «посадки» зондов и источников. Обсадная колонна может быть стальной или полимерной и должна быть закреплена путем заполнения затрубного пространства тампонажным (глинистым, цементно-глинистым) раствором для обеспечения ее надежного контакта со стенками скважины;
- при проведении исследований скважина должна быть заполнена водой или буровым раствором на всем интервале исследований.

2.2.4 Сейсмологические исследования

Инструментальные сейсмологические наблюдения при СМР участков являются наиболее важным (прямым) источником информации о сейсмических (динамических) свойствах грунтов и включают методы изучения интенсивности, частотных и временных характеристик колебаний, возбуждаемых землетрясениями, взрывами, искусственными невзрывными и микросейсмическими источниками.

Сейсмологические методы должны обеспечивать: количественную оценку изменения величины сейсмической интенсивности по отношению к эталонному грунту на участках с различными инженерно-геологическими, геоморфологическими и гидрогеологическими условиями, а также оценку сейсмичности территории размещения площадки и ее окрестностей.

Влияние указанных факторов может быть обусловлено: особенностями механизма в очаге, свойствами транзитной среды от очага до пункта регистрации, составом, состоянием, свойствами грунтов и подстилающих пород, распределением их мощностей, рельефом, уровнем грунтовых вод, наличием тектонических нарушений вблизи площадки.

Сейсмологические методы могут также обеспечить изучение скоростного разреза грунтовой толщи (скорости поперечных S-волн) с использованием таких методов, как SPAC и др.

Регистрация колебаний от землетрясений

В районах с низким геодинамическим фоном осуществляется, в основном, регистрация землетрясений малых энергий, когда зависимость между динамическим напряжением в сейсмической волне и деформацией принимается линейной. Для установления количественных соотношений между параметрами сейсмических воздействий параллельно рекомендуется производить регистрацию сильных землетрясений.

При использовании землетрясений малых энергий условно принимается допущение о независимости отношений амплитуд колебаний грунтов в сравниваемых пунктах от уровня воздействия. Для районов с сейсмичностью до 6 баллов различие между характером колебаний при землетрясениях малых энергий и более сильных считается несущественным, а в районах с сейсмичностью 6–7 и более баллов следует учитывать условность упомянутого допущения.

В связи с этим рекомендуется организация работ с применением большого количества одновременно работающих регистраторов (единая синхронно записывающая расстановка из 15–20 сейсмостанций). Это позволит повысить качество оценок сейсмических воздействий и снизить затраты времени и средств.

Для регистрации землетрясений должны применяться высокочувствительные цифровые трехкомпонентные сейсмостанции, обеспечивающие запись в частотном диапазоне не уже f = 0,2–30 Гц в непрерывном, ждущем (в расчете на регистрацию сильных движений) режимах и в режиме «по календарю» (в расчете на регистрацию

взрывов и других фиксированных источников). В качестве датчиков должны быть использованы сейсмоприемники для приема скорости или ускорений колебаний грунта. Число зарегистрированных записей должно соответствовать требованиям статистической устойчивости контролируемых параметров.

Для участков размещения сооружений гидроузлов с заглубленными фундаментами целесообразно проводить регистрацию землетрясений с помощью вертикальных групп сейсмометров, расположенных на разных уровневых отметках системы «грунт – сооружение».

В каждом пункте регистрации землетрясений должен быть детально изучен геолого-литологический разрез, свойства грунтов и пород в слоях разреза, в том числе сейсмические (скорости волн и другие).

Обработка цифровых записей землетрясений проводится по компьютерным программам с получением амплитуд колебаний (максимальные, минимальные, а также средние в заданных частотных интервалах спектров Фурье).

В результате обработки записей землетрясений в пункте регистрации относительно записей на эталонном участке проводится расчет приращений сейсмической интенсивности на каждой частоте по отношениям спектральных плотностей и строится осредненная зависимость приращения от частоты с оценкой величины отклонений от средней.

Амплитудно-частотная характеристика толщи грунтов и пород на изучаемом участке рассчитывается путем деления полученного здесь спектра колебаний от конкретного землетрясения на спектр того же землетрясения, зарегистрированного в эталонном грунте. Осредненная частотная характеристика толщи грунтов и пород на конкретном участке рассчитывается как средняя всех полученных спектральных отношений со статистической оценкой отклонений.

В случае наличия нескольких опасных для площадки зон тектонических источников упомянутые расчеты проводятся раздельно для каждой из зон, и в результате такого анализа делаются выводы о необходимости учета их особенностей или возможности их обобщения и группирования с построением огибающей, что

потребуется при последующем расчете акселерограмм и других количественных характеристик сейсмических воздействий.

Расчет приращения балльности по записям колебаний в линейно-упругом диапазоне (колебаний от слабых землетрясений) при допущении увеличения сейсмической интенсивности на 1 балл соответствующего удвоения амплитуды сейсмических колебаний производится по формуле:

$$\Delta I_i(f_\Delta) = 3.3 \lg \frac{A_i(f_\Delta)}{A_0(f_\Delta)},$$

где f_Δ – полоса частот колебаний, в которой производятся расчеты; $A_i(f_\Delta)$, $A_o(f_\Delta)$ – среднеквадратичные спектральные амплитуды колебаний исследуемых и эталонных грунтов; $\Delta I_i(f_\Delta)$ – приращение балльности (интенсивности) в *i*-й точке исследуемых грунтов. Данная функция является частотно-зависимой, что связано с частотно-избирательными (в том числе, резонансными) свойствами грунтов.

Заметим, что коэффициент «3.3» в вышеприведенной формуле может быть изменен в случае введения в действие обновленного ГОСТа шкалы сейсмической интенсивности и установления новых соотношений средних величин пиковых амплитуд колебаний и оценок интенсивности.

Характеристика эталонного грунта

В качестве эталонного грунта рекомендуется принимать средние грунты, то есть грунты второй категории по сейсмическим свойствам, к которым условно относится величина исходного балла, назначаемая по нормативным картам общего сейсмического районирования ОСР-2015.

Участки распространения средних грунтов и их параметры определяются на основе данных инженерно-геологических изысканий, скоростных характеристик упругих волн, сейсмологических наблюдений, а также макросейсмического обследования последствий сильных землетрясений.

К средним грунтам по сейсмическим свойствам относят наиболее типичные для верхней части разреза (до 30 м) необводненные супесчано-суглинистые грунты с включением дресвяно-щебнистого (коры выветривания) или гравийно-

галечникового материала, либо крупно- и среднезернистые песчаные грунты средней плотности, либо близкие по составу грунты (таблица 2.1).

В соответствии с РСН 60-86, для средних грунтов определены следующие скоростные и плотностные параметры: v_p=500-700 м/с; v_s=250-350 м/с; ρ=1.7-1.8 г/см^3.

В ранее приведенной таблице 2.2 (по IBC) классов грунтов для класса D – «плотный дисперсный грунт» приводятся близкие к указанным характеристики для скоростей поперечных волн в верхних 30 метрах грунта: v_s = 180–360 м/с. Там же приводится грунт класса C с v_s = 360–760 м/с.

По данным классификаторов типа грунта Еврокод 8 «Проектирование сейсмостойких сооружений» (таблица 2.3), тип C также соответствует средним сейсмогрунтовым условиям по РСН 60-86 (v_s = 180–360 м/с), а тип B соответствует классу C американских норм (Таблица 2.2) с параметрами v_s = 360–760 м/с.

Учитывая разнообразие грунтовых обстановок на территории России, рекомендуется при выборе эталонного (среднего) грунта руководствоваться как российскими, так и международными классификаторами сейсмических свойств грунтов.

При выборе исследуемых площадок в районах распространения скальных, полускальных или вечномерзлых скальных грунтов, относимых к первой категории (классу, типу) по сейсмическим свойствам и имеющих параметр v_s > 700м/с, в качестве эталонного следует принимать эти грунты, уменьшая на один балл величину исходной сейсмичности согласно таблице 2.1.

В некоторых случаях, при распространении на исследуемом участке, в основном, однотипных грунтов и выявлении при этом значимых вариаций сейсмического эффекта по данным сейсмологических наблюдений, в качестве характеристики условного среднего (эталонного) грунта для инструментального СМР может быть принят средний (эталонный) спектр сейсмических колебаний, усредненный по всем пунктам синхронных наблюдений на участке.

Регистрация взрывов

Регистрация взрывов в случае необходимости проводится в районах с низкой сейсмической активностью и дает информацию о реакции толщи грунтов и пород на высокочастотные колебания. Аппаратурная база при регистрации колебаний от взрывов практически не отличается от используемой для регистрации землетрясений, как и система обработки записей.

Условием размещения пунктов взрыва от площадки исследований является приблизительная равноудаленность мест регистрации от взрывного источника, когда разницей в эпицентральных расстояниях можно пренебречь.

Регистрация колебаний от мощных импульсных и вибрационных источников

В последние годы, хотя и не очень широко, для целей СМР используются искусственные импульсные и вибрационные источники, позволяющие получить дополнительную информацию о реакции грунтов и пород на колебания от них. В качестве источников применяются мощные импульсные (типа СИ-32, ГСК-6) или вибрационные (типа СВ-10/100, СВ-5/150) источники сейсмических колебаний, используемые при сейсморазведочных работах на нефть и газ, когда требуется большая глубинность исследований и, следовательно, большая энергия возбуждаемых колебаний. С помощью таких источников можно оценить влияние нелинейных процессов на амплитудно-частотный уровень динамических воздействий.

Регистрация микросейсм

Регистрация микросейсм техногенного и природного происхождения является полезным дополнительным способом определения доминантных (резонансных) периодов и коэффициентов увеличения амплитуд колебаний за счет влияния местных инженерно-геологических, геоморфологических и других условий. Регистрация микросейсм особенно актуальна в районах с низкой современной сейсмической активностью, отличается оперативностью и экономичностью.

В последние годы широкое распространение получили методы регистрации и обработки записей микросейсм, предложенные японским сейсмологом Накамурой

(Nakamura, 1989): метод HVSR (H/V). При этом регистрируются три составляющие колебаний. С помощью обработки записей микросейсм рассчитываются спектральные амплитуды двух горизонтальных компонент (N-S и E-W) и вертикальной компоненты. Результаты представляются в виде отношения горизонтальной компоненты (H) к вертикальной (V) в зависимости от частоты (f):

$$[H/V](f) = \left[\frac{S^2_{NS}(f) + S^2_{EW}(f)}{2S^2_V(f)} \right]^{\frac{1}{2}}.$$

Далее по кривой $H/V(f)$ определяются доминантные частоты (или периоды) и относительные амплитудные уровни колебаний. Эти экспериментальные данные по микросейсмам сравниваются с теоретическими расчетами АЧХ толщи грунтов и пород по компьютерным программам. Иногда в результате сравнения и анализа в расчетные модели толщи грунтов и пород вводятся коррективы.

2.2.5 Электроразведочные исследования

Электроразведочные методы входят в состав инженерно-геофизических работ при выполнении инженерно-геологической съемки в масштабах 1:10000 и 1:5000, то есть в масштабах СМР.

Материалы электроразведочных исследований должны учитываться при сейсмическом микрорайонировании, ввиду их высокой информативности, особенно в сложной инженерно-геологической обстановке, когда требуется комплексная оценка сейсмогрунтовых условий.

Практика проведения электроразведки при сейсмическом микрорайонировании показала, что данные этого метода могут существенно дополнить данные о сейсмических свойствах грунтов, получаемых методами амплитудно-частотных передаточных функций и сейсмических жесткостей, особенно в условиях распространения водонасыщенных, вечномерзлотных и специфических грунтов.

Установлены корреляционные связи между скоростью распространения сейсмических волн (особенно поперечной), электрическим сопротивлением и

отношением максимальных амплитуд, полученных при записях колебаний грунтов при землетрясениях и взрывах. В частности, установлено, что по электрическому сопротивлению четко дифференцируются скальные и вечномерзлые грунты, практически не различаемые по скоростным характеристикам, но уверенно различаемые по максимальным амплитудам (A_i / $A_Э$) сейсмических колебаний. Для вечномерзлых грунтов удельное электрическое сопротивление является надежным параметром, позволяющим характеризовать их сейсмические свойства.

На основании сопоставления и анализа карт равных сопротивлений и карт СМР для разных районов установлено также, что наиболее сейсмоопасные участки грунтов уверенно выделяются по аномально низким значениям сопротивлений. Как известно, электропроводность является наиболее флюидочувствительным параметром и может быть индикатором водонасыщенных грунтовых толщ.

Задачи, решаемые электроразведкой в составе инженерно-геологических изысканий (СП-11-105-97, часть VI), в целом согласуются с задачами сейсмического микрорайонирования, что обуславливает необходимость специального анализа и использования материалов электроразведки в составе работ по СМР. В частности, важной для СМР является карта глубин и рельефа поверхности коренных пород, которая, как правило, составляется для всей территории участка в масштабе 1:10000 или 1:5000. Данная карта составляется, в основном, по данным методов электроразведки, как более мобильных и малозатратных методов (ВЭЗ, ЭП, ЗСБ, АМТЗ).

Состав и применение методов электроразведки, методико-технологические приемы производства работ регламентируются следующими документами:

- «Инструкция по электроразведке», Мингео СССР, М., 1986г;
- СП 11-105-97, часть VI, «Правила производства геофизических исследований».

2.3 Средства реализации расчетных методов. Определение параметров сейсмических воздействий от тектонических источников

При сейсмическом микрорайонировании участков строительства ГТС могут использоваться расчетные методы, основанные на моделировании процесса распространения сейсмических волн через толщу грунтов и пород по существующим компьютерным программам. Следует использовать программы, в которых моделируется процесс распространения сейсмических волн через многослойную среду с горизонтальными плоскопараллельными границами, задаваемую в виде набора слоев с соответствующими характеристиками (послойно скорости сейсмических волн, в большинстве программ поперечных, мощность, плотность, параметры демпфирования (затухания) или зависимости модуля сдвига и коэффициентов демпфирования (затухания) от величины относительной деформации).

В качестве входного сигнала на границе упругого полупространства должна задаваться какая-либо функция, описывающая гармонические колебания с определенной амплитудой, или акселерограмма (велосиграмма, сейсмограмма), полученная с помощью специальных расчетов для скального основания в результате исследований по УИС, или подобранная из банка данных для аналогичных условий (по магнитуде, гипоцентральному расстоянию и по другим признакам).

В случае сложно построенной среды с наличием наклонных границ и сложным подземным и поверхностным рельефом расчеты должны проводиться по соответствующим программам, разработанным на основе метода конечных элементов.

Амплитудно-частотные характеристики (АЧХ) горизонтально-слоистой толщи грунтов и пород с помощью расчетных методов могут быть получены путем задания модели строения грунтовой толщи и физических свойств грунтов (пород) и, в качестве входного сигнала, нестационарной функции с единичной амплитудой, например, по программе, разработанной в ИФЗ РАН (программа COEF-10 расчета тонкослоистых сред при вертикальном или наклонном падении волн типа P или SV).

Акселерограммы (и АЧХ грунтовой толщи) могут быть рассчитаны при известной модели горизонтально-слоистой толщи грунтов и пород и заданному входному сигналу при вертикальном падении волны типа SH на уровне упругого полупространства по ряду известных компьютерных программ.

Наиболее распространенными являются: программы эквивалентного анализа (SHAKE и ее модификации: SHAKE (Schnabel, P. B., Lysmer J.; Seed H. B., SHAKE: a computer program for earthquake response analysis on horizontally layered sites. Report no. EERC 72-12. Berkeley. Earthquake Engineering Research Center, University of California, 1972), EERA (Bardet, J. P., Ichii, K., and Lin, C. H., 2000, EERA: A Computer program for Equivalent-linear Earthquake site Response Analysis of Layered soil deposits, Department of Civil Engineering, University of Southern California; gost.e-ecolog.ru), SHAKE-91 (gost.e-ecolog.ru), ShakEdit (Gustavo A. Ordonez), SHAKE2000 (gost.e-ecolog.ru), ShakeBoreholes (gost.e-ecolog.ru), ProShake (gost.e-ecolog.ru), NERA (Bardet J. P., Tobita T., 2001, NERA: A computer program for nonlinear earthquake site response analyses of layered soil deposits. Technical Report. University of Southern California)) и программа нелинейного анализа Джойнера и Чена, а также другие программы (программы Бура SMSIM, EXSIM, SITEAMP (gost.e-ecolog.ru), Ванга QSEIS2D (gost.e-ecolog.ru gost.e-ecolog.ru) и др.).

При воздействиях малой и средней интенсивности (в терминах балльности до 6–7 баллов) эквивалентный линейный анализ и нелинейный анализ приводят к близким результатам. При сильных воздействиях (8 и более баллов) резко проявляются нелинейные свойства песчано-глинистых грунтов и пород, которые приводят к изменению амплитуд воздействий как на свободной поверхности, так и во внутренних точках среды и могут существенно отличаться от полученных при эквивалентном анализе.

Могут быть использованы компьютерные программы расчета синтезированных акселерограмм по заданному спектру реакции (например, программа «AGA»), а так же программы отечественные (например, программа «accel» ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко) и зарубежные (например, программа PSEQGEN, Tomas F. Blake), позволяющие синтезировать акселерограммы по заданным основным характеристикам: максимальной амплитуде, преобладающему периоду, продолжительности колебаний и функции нарастания и спадания амплитудного уровня (то есть, по форме огибающей хронограммы колебаний). Эти характеристики могут быть получены по известным в литературе зависимостям от магнитуды землетрясения, гипоцентрального расстояния, типа подвижки в очаге и некоторым другим параметрам.

Исходная информация и ее содержание, используемые для получения АЧХ, акселерограмм, спектров реакции и других количественных характеристик сейсмических воздействий как в части составления модели толщи грунтов и подстилающих пород с необходимыми характеристиками слоев в разрезе, так и в части задания формы колебаний на границе упругого полупространства, должны соответствовать установлениям нормативно-методических документов.

Как и инструментальные методы СМР, расчетный метод, основанный на анализе передаточных функций грунтов основания и реализуемый на основе исходных инженерно-геологических, сейсморазведочных, сейсмологических и других данных о строении и физико-механических характеристиках грунтовой толщи участка и расчетной акселерограмме, определенной в результате исследований по ДСР-УИС, направлен на решение основных задач СМР – рассчитать передаточные функции слоистой грунтовой толщи, определять локальные спектры реакции грунтового основания и функции усиления колебаний для моделей строения и свойств грунтовой толщи, характеризующих различные зоны участка, и районировать по этим данным исследуемый участок размещения гидроэнергетического объекта.

Полученные данные о локальных расчетных максимальных ускорениях колебаний грунта и спектрах реакции, а также рассчитанных на их основе относительных приращениях сейсмической интенсивности, используются для построения карты СМР в изолиниях приращения балльности или других величин, характеризующих сейсмическую интенсивность, амплитуду и частотный состав колебаний.

2.4 Краткий обзор применимости методов сейсмического микрорайонирования

Для сейсмического микрорайонирования (СМР) участков гидротехнических объектов используются как расчетные (расчетно-эмпирические и расчетно-теоретические), так и экспериментальные (инструментальные) методы инженерно-сейсмологических и геофизических (сейсморазведочных) исследований. Наиболее распространенными в России методами являются в настоящее время такие расчетные методы, как метод сейсмических жесткостей и метод спектральных характеристик среды, и инструментальные методы, такие как классический метод одноименных межстанционных амплитудных и спектральных отношений и относительно новый метод межкомпонентных спектральных отношений (метод спектральных H/V-отношений или метод HVSR, или метод Накамуры).

2.4.1 Метод инженерно-геологических аналогий

Первым методом сейсмического микрорайонирования был, очевидно, метод инженерно-геологических аналогий, основанный на соотнесении инженерно-геологических, гидрогеологических и мерзлотных характеристик грунтов с наблюдавшимися макросейсмическими эффектами сильных или ощутимых землетрясений и обобщении этих отношений. Конечным результатом этих обобщений, учитывающих в последней версии и геофизические данные, стали таблица 1 «Расчетная сейсмичность площадки строительства» СП 14.13330.2014 и

для гидротехнических сооружений – таблица 11 «Расчетная сейсмичность площадки сооружения».

Применение метода инженерно-геологических аналогий для предварительного районирования грунтов площадки дает, с одной стороны, добротную основу для планирования и оптимизации систем всех видов инструментальных наблюдений для целей СМР, а с другой стороны – позволяет независимым образом контролировать физическую обусловленность, адекватность результатов инструментальных наблюдений.

Достоинства:

- не требует применения специальных (инструментальных и расчетных) методов исследований, использует только результаты рядовых инженерно-геологических изысканий, в основном, данные бурения исследовательских скважин (полагаем, что глубина исследовательских скважин всегда не меньше 10 метров);
- могут быть использованы данные разных лет, архивные материалы изысканий прошлых лет;
- позволяет достаточно быстро получить рекогносцировочную схему сейсмического микрорайонирования любой по размеру территории, охваченной инженерно-геологическими изысканиями;
- полученная схема СМР позволяет планировать оптимальные системы геофизических и сейсмологических наблюдений для целей СМР.

Недостатки:

- обработку инженерно-геологических материалов практически невозможно автоматизировать;
- детальность и масштаб схемы СМР полностью зависят от плотности инженерно-геологических данных;
- построенная схема СМР не несет никаких количественных характеристик возможных колебаний при землетрясениях, границы зон с разной балльностью ненадежны, в большинстве случаев носят исключительно ориентировочный

характер. Прежде всего, это относится к границам между грунтами II и III категорий по сейсмическим свойствам и границам с грунтами промежуточных категорий (I-II, II-III).

2.4.2 Расчетно-эмпирические и расчетно-теоретические методы СМР

Метод сейсмических жесткостей

Традиционный в российской инженерно-сейсмологической практике метод сейсмических жесткостей был основным методом сейсмического микрорайонирования (СМР) территорий гражданского и промышленного строительства в течение нескольких десятков лет. Его применение предписано российскими строительными нормами РСН 60-86 и РСН 65-87, необходимость обновления которых давно очевидна. Этот метод был условно адекватен эпохе малоэтажного и компактного строительства. Его очевидными недостатками являются малая глубинность учета строения и свойств грунтовой толщи (10 м), крайне слабая и неудовлетворительная зависимость результатов от частотных характеристик сейсмических колебаний и базирование на упрощенной модели горизонтально-однородной слоистой среды с резкими границами слоев и кусочно-постоянным скоростным глубинным разрезом.

Достоинства:

- удовлетворяет требованиям госэкспертизы, так как его применение предписано российскими строительными нормами;
- простая обработка данных, поддающаяся автоматизации;
- относительно малые трудозатраты и стоимость применения метода;
- большой исторический опыт применения метода для площадок гражданского и малоэтажного строительства.

Недостатки и сложности:

- применение предписано устаревшими российскими строительными нормами;

- малая нормативная глубинность учета строения и свойств грунтовой толщи (10 м), что ограничивает сферу применения получаемых схем СМР только областью высокочастотных сейсмических колебаний, что неприемлемо для проектирования многоэтажных и протяженных сооружений;
- крайне слабая и неудовлетворительная зависимость результатов от частотных характеристик сейсмических колебаний;
- базирование на упрощенной модели слоистой среды с резкими границами горизонтальных слоев и кусочно-постоянным скоростным глубинным разрезом;
- в расчетной схеме каждый расчетный пикет рассматривается независимо от соседних участков грунтовой толщи, как одномерная модель горизонтально-однородной слоистой среды со слоями безграничной протяженности;
- некорректность применения метода на площадках с неоднородным пространственным скоростным и плотностным строением грунтовой толщи, то есть в случаях сложного локального геологического и тектонического строения;
- непригодность метода для СМР площадок со сложным, высокоградиентным рельефом местности.

Таким образом, метод сейсмических жесткостей был условно адекватен эпохе малоэтажного и компактного строительства. Его применимость ограничена площадками со спокойным рельефом местности, сложенными, в основном, субгоризонтально залегающими слоями осадочных пород.

Этот метод может быть отчасти усовершенствован путем построения и учета моделей грунтовой толщи до бóльших глубин, например, до 30 м. В таком случае его применение в современном гражданском и промышленном строительстве малоэтажных и малоответственных объектов можно считать допустимым.

Метод передаточных функций (характеристик) среды

Расчетно-теоретический метод спектральных или амплитудно-частотных передаточных характеристик среды основан на хорошо апробированных математических алгоритмах расчета распространения плоских волн в слоистой среде и позволяет математически корректно рассчитывать фильтрующие амплитудно-частотные характеристики слоистой грунтовой толщи и, соответственно, измененные слоистой средой характеристики колебаний на свободной поверхности или во внутренних точках заданной модели среды. Несмотря на то, что этот метод существенно превосходит метод сейсмических жесткостей (СЖ) по точности и обоснованности получаемых результатов, он имеет во многом подобные расчетно-эмпирическому методу СЖ недостатки и ограничения. Прежде всего, это использование идеализированной математической модели горизонтально-однородной слоистой среды. Несмотря на существенное развитие метода передаточных характеристик и введение в него учета неупругих и нелинейных деформационных процессов при распространении сильных волновых движений, в реальной рядовой практике исследований многие его преимущества реализовать невозможно из-за недостаточной изученности физико-механических свойств конкретных грунтов.

Достоинства:

- основан на хорошо апробированных математических алгоритмах расчета распространения плоских волн в слоистой среде;
- позволяет учитывать неупругие и нелинейные деформационные процессы при воздействии на грунты сильных волновых движений;
- позволяет математически корректно рассчитывать фильтрующие амплитудно-частотные характеристики слоистой грунтовой толщи и, соответственно, измененные слоистой средой характеристики колебаний на свободной поверхности или во внутренних точках заданной модели среды;
- на основе рассчитанных спектральных характеристик грунтов дает возможность построения схем СМР для разных частотных диапазонов;

- позволяет получать оценку характеристик расчетных сейсмических воздействий (акселерограмм и спектров ответа) при заданной исходной акселерограмме для средних (эталонных) грунтовых условий с учетом локальных параметров грунтовой толщи исследуемой площадки.

Недостатки и сложности:

- во многом аналогичны недостаткам метода сейсмических жесткостей, в частности, использование идеализированной математической модели горизонтально-однородной слоистой среды, неадекватность метода для площадок со значительной горизонтальной неоднородностью свойств грунтов и сложным рельефом местности;
- как правило, моделируется только вертикальное падение поперечных SH-волн снизу на слоистую толщу;
- часто реализуемая разноглубинность изучения грунтовой толщи площадки инженерно-геологическими и геофизическими методами затрудняет построение единой эталонной модели и вынуждает ограничиваться построением расчетной модели с минимальными исследованными на площадке глубинами;
- зачастую, основные преимущества метода реализовать невозможно из-за недостаточной изученности строения, физико-механических и деформационных свойств конкретных грунтов.

Тем не менее, метод передаточных характеристик может иметь достаточно широкую сферу применения, так как формально не имеет ограничения по глубинности исследования реакции грунтовой толщи на приходящие сейсмические колебания. Это, в отличие от метода СЖ, позволяет рассчитывать влияние грунтовой толщи на низкочастотные колебания, что принципиально важно для высоких и/или протяженных крупных сооружений

2.4.3 Инструментальные методы

Расчетно-эмпирические и расчетно-теоретические методы СМР базируются на результатах инженерно-геологических и геофизических исследований грунтовой толщи площадки, в то время как экспериментальные методы основаны на данных прямых инструментальных измерений сейсмических колебаний грунтов изучаемой площадки.

2.4.3.1 Методы межстанционных амплитудных и спектральных отношений

Метод регистрации сейсмических событий

Инструментальный метод межстанционных амплитудных и спектральных отношений, в его корректном исполнении, предполагает проведение натурных инженерно-сейсмологических наблюдений на районируемой территории и измерение параметров сейсмических колебаний при сильных сейсмических событиях (при сильных или ощутимых землетрясениях или при мощных взрывах).

Сопоставление результатов прямых измерений характеристик сейсмических колебаний, зарегистрированных в различных исследуемых пунктах, позволяет построить на изучаемой площадке ожидаемое распределение сейсмической интенсивности и других параметров колебаний при землетрясении.

Метод межстанционных амплитудных отношений (отношений пиковых амплитуд) был бы, вероятно, самым лучшим методом инструментального СМР, если бы не одно препятствие – он корректен лишь при сильных сейсмических движениях. На записях слабых сейсмических событий пиковые амплитуды колебаний от собственно природных событий подвержены многочисленным искажениям, связанным с фоновыми микросейсмами, техногенными помехами и аппаратурными шумами. Поскольку устранить эти искажения практически невозможно, то и построить по отношениям пиковых амплитуд слабых сейсмических событий карту СМР, достоверно отражающую ожидаемое распределение сейсмических воздействий, довольно проблематично. Нельзя даже убедительно оценить уровень

ошибок такой карты, поскольку ошибки формируются независимо и носят случайный характер.

Достоинства метода регистрации сейсмических событий очевидны – это измерение сейсмических колебаний в исследуемых пунктах реальной трехмерно-неоднородной среды с реальным не плоским рельефом дневной поверхности, естественный учет влияния на распространение сейсмических волн тектонических нарушений и особенностей геологического строения, отсутствие каких-либо ограничений (кроме аппаратурных) по частотному составу изучаемых колебаний и глубинности исследования грунтовой толщи.

Недостаток, по существу, один – крайне малая вероятность регистрации сильных сейсмических движений грунтов площадки в течение периода инструментальных инженерно-сейсмологических наблюдений. Поэтому источником информации о параметрах сейсмических колебаний являются, в абсолютном большинстве случаев, записи слабых землетрясений или взрывов, а также записи фоновых микроколебаний, микросейсм. Однако вопрос об обоснованности экстраполяции результатов СМР по данным о слабых землетрясениях в область сильных движений до настоящего времени изучен недостаточно хорошо.

Достоинства:

- измерение сейсмических колебаний в исследуемых пунктах реальной трехмерно-неоднородной среды с реальным не плоским рельефом дневной поверхности;
- естественный учет влияния на распространение сейсмических волн тектонических нарушений и особенностей геологического строения;
- отсутствие каких-либо ограничений (кроме аппаратурных) по частотному составу изучаемых колебаний и глубинности исследования грунтовой толщи;
- возможность изучить реальные особенности колебаний грунтов площадки от реальных землетрясений в зонах возможных очагов землетрясений (зонах

ВОЗ), из которых моделируются и закладываются в проекты сооружений расчетные сейсмические воздействия;

- обработка данных наблюдений легко поддается автоматизации, что уменьшает трудозатраты и вероятность ошибок расчетов.

Недостатки и сложности:

- крайне малая вероятность регистрации сильных сейсмических движений грунтов площадки в течение периода инструментальных инженерно-сейсмологических наблюдений для целей СМР;
- довольно жесткие требования к точности синхронизации внутренних часов сейсмостанций с единым мировым временем.

Метод регистрации микросейсм

Метод регистрации микросейсм технологически очень близок к методу регистрации сейсмических событий. Так же рассчитываются приращения сейсмической интенсивности по межстанционным отношениям максимальных амплитуд или по спектральным амплитудным отношениям.

Однако время выполнения наблюдений микросейсм для целей СМР, естественно, существенно меньше, чем в методе регистрации сейсмических событий. И все же, поскольку имеется разумное требование изучения межстанционных отношений уровней природных микросейсм в разное время суток, продолжительность таких непрерывных наблюдений должна составлять не менее 20 часов.

В то же время, мы все реже имеем дело с неосвоенными площадками, удаленными от мощных источников техногенных сейсмических шумов. В этих случаях практически очевидной становится рекомендация проведения наблюдений микросейсм в ночное время суток, как необходимого и достаточного временного интервала и продолжительности наблюдений.

Несмотря на попытки избежать вклада техногенных источников шумов в регистрируемые микросейсмы, техногенная составляющая в оценке приращений

интенсивности методом межстанционных отношений часто неприемлемо велика, как и искажения частотных характеристик грунтов, определяемых по записям микросейсм.

Влияние сосредоточенных (точечных) мощных техногенных источников на поле природных микросейсм иногда удается частично подавить, изучив затухание амплитуд техногенных шумов с удалением от источника шума, если техногенный шум носит квазистационарный характер. Тогда из наблюденного поля микросейсм можно попытаться вычесть вклад такого источника. Тем не менее, практика показывает, что в реальных условиях достаточно полного удаления из зарегистрированного поля микросейсм вклада промышленных техногенных источников достичь невозможно.

Достоинства:

- не требует продолжительной регистрации сейсмических сигналов, как в методе регистрации сейсмических событий;
- позволяет выполнять инструментальное СМР площадок строительства в слабосейсмичных районах;
- отсутствует требование точной синхронизации внутренних часов сейсмостанций с единым мировым временем, достаточно синхронизации времени регистраторов между собой в пределах бытовой точности;
- обработка данных наблюдений легко поддается автоматизации, что уменьшает вероятность ошибок расчетов.

Недостатки и сложности:

- высокая уязвимость результатов применения метода от искажающего влияния техногенных сейсмических шумов и помех;
- сильная зависимость результатов применения метода от качества, технического состояния и степени идентичности характеристик каналов регистрирующей аппаратуры;
- невысокая корреляция площадных распределений приращений сейсмической интенсивности, построенных по методу регистрации сейсмических событий и

по методу регистрации микросейсм, что не позволяет относиться к схемам СМР, построенным по методу регистрации микросейсм, как к достаточно надежной информации.

2.4.3.2 Метод межкомпонентных спектральных отношений

Во многих районах, характеризующихся низкой сейсмической активностью, на исследуемых для СМР площадках проблематично зарегистрировать даже слабые сейсмические события за относительно короткое время проведения инженерно-сейсмологических наблюдений. Поэтому в таких случаях все чаще используется метод интерпретации инструментальных записей фоновых микросейсм – метод межкомпонентных спектральных H/V-отношений горизонтальной и вертикальной составляющих колебаний (метод HVSR или метод Накамуры). В слоистой грунтовой толще горизонтально поляризованные колебания в фоновых микросейсмах (а также в отголосках поверхностных волн в коде записи сейсмического события) могут образовывать стоячие волны с частотами резонансных колебаний, определяемыми строением и свойствами слоев. На графиках отношений H/V спектров горизонтальной и вертикальной составляющей колебаний это свойство слоистой среды проявляется в появлении пиков на частотах резонансных колебаний. Амплитуда и ширина резонансных пиков связаны с интенсивностью проявлений резонансных эффектов. Использование спектральных H/V-отношений позволяет выполнять СМР слоистой грунтовой толщи по частотным свойствам и интенсивности резонансных проявлений. В каком-то смысле метод межкомпонентных H/V-отношений подобен по применимости расчетному методу передаточных характеристик, однако имеет неоспоримые преимущества использования прямых измерений на реальных грунтах перед расчетами по идеализированной модели грунтовой толщи.

Достоинства:

- не требует продолжительной регистрации сейсмических сигналов, как в методе регистрации сейсмических событий и даже как в традиционном методе регистрации микросейсм;
- позволяет выполнять инструментальное СМР площадок строительства в слабосейсмичных районах;
- радикальное сокращение трудозатрат и времени на выполнение наблюдений, в каждом исследуемом пункте, как правило, достаточно выполнить регистрацию в течение примерно 40 минут или более, в зависимости от наличия и уровня местных техногенных и антропогенных помех;
- существенно меньшая уязвимость результатов применения метода от искажающего влияния техногенных сейсмических шумов и помех, чем в традиционном методе регистрации микросейсм;
- отсутствие необходимости выполнения синхронных наблюдений в разных пунктах исследуемой площадки;
- возможность выполнения наблюдений для целей сейсмического микрорайонирования с помощью даже одной автономной сейсмостанцией;
- отсутствие требования обязательной синхронизации внутренних часов регистратора с опорным временем;
- отсутствие каких-либо ограничений (кроме аппаратурных) по частотному составу изучаемых колебаний и глубинности исследования грунтовой толщи;
- инструментальная оценка реальных резонансных характеристик грунтовой толщи во всем инженерном диапазоне частот.

Недостатки:

- учитываются только локальные резонансные свойства грунтовой толщи и ее коэффициент усиления горизонтальных колебаний;

- отсутствует учет возможного влияния локальных тектонических нарушений на распределение интенсивности колебаний при землетрясении;
- метод может приводить к неправильным результатам на площадках со сложным, горным рельефом местности;
- определение приращения балльности непосредственно по величине H/V-отношения, как по коэффициенту усиления колебаний, приводит к систематическому занижению оценок приращений (возможно, к нижней границе оценок приращений балльности).

Пока нет возможности количественно оценить и компенсировать занижение балльности в методе HVSR, расчет приращений и микрорайонирование можно выполнять, приняв за эталон спектр H/V-отношения в некотором пункте наблюдений и определяя приращения, как в методе межстанционных спектральных отношений.

Таким образом, инструментальный метод межкомпонентных спектральных отношений может послужить хорошей заменой расчетно-эмпирическому методу сейсмических жесткостей в части получения объективных схем сейсмического микрорайонирования на площадках, сложенных осадочными грунтами (или скальными с зоной разгрузки и выветривания, играющего роль слоя рыхлого грунта) со спокойным рельефом местности и геологическим строением, не осложненным разрывной тектоникой.

2.5 Карта сейсмического микрорайонирования. Состав и содержание отчетных материалов

2.5.1 Результатом анализа и обработки всего комплекса данных является комплект карт (карт-схем) сейсмического микрорайонирования. На этапе выбора участка итоговая карта-схема СМР составляется в масштабе 1 : 10000, при

исследовании приоритетного участка строительства – в масштабе 1 : 5000 с детализацией (масштаб 1 : 2000) в зонах размещения основных сооружений.

2.5.2 Сейсмичность участка и параметры ПЗ и МРЗ для отдельных сооружений должны определяться по картам СМР с учетом совместного анализа результатов работ по ДСР-УИС района и СМР участка с учетом уточненных данных об исходных сейсмических воздействиях.

2.5.3 В комплект карт-схем СМР могут входить:

- карта-схема фактического материала;
- сводная карта-схема деления территории участка по инженерно-геологическим, гидрогеологическим и геоморфологическим условиям (или карта обобщенных инженерно-геологических элементов) с оценкой категорий грунтов по сейсмическим свойствам для глубин не менее 30 м, и с инженерно-геологическими разрезами к ней;
- карта-схема результатов изучения сейсмических характеристик грунтов (скоростных и других) с оценкой категорий (классов, типов) грунтов по сейсмическим свойствам для глубин не менее 30 м (для плотин высотой 100 м и более рекомендуется до 100–120 м) с определением мощности выделенных слоев и геосейсмическими и томографическими разрезами к ней;
- карта-схема приращения сейсмической интенсивности по отношениям амплитуд смещений (скоростей, ускорений), упругих колебаний грунта и по спектрам реакции с отображением приращений в различных частотных интервалах по трем комплектам сейсмической записи и сводная карта приращения балльности;
- карта-схема сравнительного анализа (или сопоставительная схема, таблица) инженерно-геологических, сейсмических, и сейсмологических определений категорий грунтов по сейсмическим свойствам и приращений балльности с корректировкой и увязкой результатов определений;

– сводная итоговая карта сейсмического микрорайонирования в заданном масштабе (1:10000, 1:5000) с разделением территории площадки на участки с различными характеристиками сейсмических воздействий для естественных и техногенно измененных условий. Карта сопровождается оценками неопределенности (достоверности) по каждому из выделенных участков и указанием участков и указаниями участков с неблагоприятными сейсмогрунтовыми условиями для размещения основных объектов.

2.5.4 Параллельно с анализом данных приращений интенсивности в баллах необходимо производить анализ данных спектральной обработки записей землетрясений для выявления резонансных частот грунтов и отображения их на участках карт СМР с одинаковой балльностью.

2.5.5 В легенде карты сейсмического микрорайонирования отображаются сейсмические параметры грунтов, относящиеся к моменту проведения работ, прогнозируемые для территорий активного развития естественных или техногенных процессов, а так же вероятностные количественные характеристики колебаний грунтов с указанием глубины, к которой они относятся (дневная поверхность, планировочная или иная расчетная отметка).

2.5.6 Вся необходимая информация предоставляется на карте в виде цифровых индексов, цветовой окраски, штриховки и внемасштабных условных знаков. Сейсмическую интенсивность в баллах рекомендуется указывать в виде дроби:

– в числителе арабскими цифрами слева – интенсивность, относящуюся к моменту проведения работ; справа, в скобках – прогнозируемую;
– в знаменателе римскими цифрами – расчетную сейсмическую интенсивность.

2.5.7 Количественные характеристики колебаний грунтов рекомендуется указывать арабскими цифрами вверху справа от основного индекса. Каждая цифра соответствует определенному типу количественных характеристик. Типы характеристик в таком случае приводятся в таблице-врезке на карте сейсмического

микрорайонирования или в виде отдельных приложений к карте (спектральные характеристики, графики коэффициентов динамичности и тому подобное).

2.5.8 Повторяемость сотрясений указанной интенсивности рекомендуется обозначать арабскими цифрами внизу справа от основного индекса. Цифры должны соответствовать периодам повторения, установленным для карты общего сейсмического районирования ОСР-2015, либо иным (уточненным) значениям, которые оговариваются в примечаниях к легенде.

2.5.9 Карта СМР сопровождается пояснительной запиской, которая является официальным неотъемлемым от карты документом, содержащим обоснования сделанных выводов от сейсмической опасности отдельных зон.

2.5.10 В составе отчетных материалов по сейсмическому микрорайонированию представляются:

- карта сейсмического микрорайонирования в соответствии с масштабом, указанном в техническом задании (может входить в состав технического отчета);
- пояснительная записка к карте с обоснованием выделенных зон балльности (может входить в состав технического отчета);
- технический отчет, содержащий описание методов исследования, методико-технических приемов полевых и камеральных работ и итоговые оценки МРЗ и ПЗ для участков карты СМР;
- текстовые и графические приложения (первичные материалы на электронном носителе, графики, полный комплект карт и разрезы, используемые для составления карты СМР).

Структура, содержание и оформление отчета должны быть выполнены в соответствии с нормативными документами, действующими в гидроэнергетической отрасли (в ПАО «РусГидро»).

Требования к картам-схемам СМР и отчетным материалам уточняются техническим заданием и программой работ в зависимости от уровня сейсмической

опасности, этапа работ, конкретных инженерно-геологических условий и решаемых задач.

3 Исследования и расчеты сейсмостойкости ГТС из грунтовых материалов

3.1 Основные положения

В соответствии с указаниями СП 14.13330.2014 (п.8.2.3) [1] все гидротехнические сооружения должны рассчитываться на два уровня сейсмических воздействий: максимальное расчетное землетрясение (МРЗ) и проектное землетрясение (ПЗ).

Согласно п. 8.4.4 [1] гидротехнические сооружения следует рассчитывать на сейсмические воздействия уровня МРЗ по динамической теории с применением нелинейного или линейного временного динамического анализа, а на воздействия уровня ПЗ, как правило, – линейного временного динамического анализа.

Временной динамический анализ (линейный и нелинейный) производят с применением пошагового интегрирования дифференциальных уравнений; линейный динамический анализ допускается выполнять также методом разложения в ряд по формам собственных колебаний.

3.2 Экспериментальные исследования грунтов для расчетов сейсмостойкости грунтовых сооружений

При расчетах грунтовых гидротехнических сооружений в сейсмоопасных районах должны проводиться экспериментальные исследования прочностных и деформационных свойств грунтов всех элементов плотины и основания, а также устойчивости структуры и уплотняемости водонасыщенных несвязных и малосвязных грунтов при статических и динамических (сейсмических) нагрузках, отвечающих их возможным значениям в разных элементах сооружения и основания при землетрясениях расчетной интенсивности. Прочностные и деформационные (статические и динамические) свойства скальных и полускальных оснований

должны определяться только полевыми методами, поскольку эти свойства зависят от зонально-блочной структуры массива, трещиноватости, вида заполнителя трещин, морфологии строения стенок трещин и т.д., что невозможно воспроизвести в лабораторных условиях.

Современные методы определения *статических* характеристик прочностных и деформационных свойств грунтов в полевых и лабораторных условиях описаны в нормативно-методических документах [1, 147 – 184] и литературных источниках [158, 160, 163, 164].

Современные методы изучения *динамических* свойств грунтов также предполагают выполнение полевых и лабораторных исследований, наиболее подробно рассмотренных в монографии К. Ишихары [162].

3.2.1 Динамические характеристики прочности и деформируемости

В нескальных грунтах динамические характеристики прочности определяются лабораторными методами, описанными К. Ишихарой [162] и в СП 23.13330.2011 «Основания гидротехнических сооружений». Актуализированная редакция СНиП 2.02.02-85* – Приложение Б [156]. В практике расчетов сейсмостойкости сооружений при интенсивностях воздействий, характеризующихся максимальным (пиковым) значением ускорения основания не превышающим величины $a_p = 0{,}15 \cdot g$, динамические характеристики прочности грунтов ($tg\varphi_д$, $c_д$), допускается принимать равными статическим значениям ($tg\varphi_{ст}$, $c_{ст}$) [161].

Если же интенсивность расчетных воздействий характеризуется пиковыми ускорениями выше, чем $a_p = 0{,}15 \cdot g$, и при этом на начальном этапе работ недостаточно данных лабораторных испытаний, то для первичной оценки характеристик прочности для глин допускается использовать их статические значения, для глинистых грунтов пластичной и текучей консистенции следует учитывать снижение прочности на 20%.

Для выполнения расчетов необходимо знать динамические модули сдвига $G_д$, модуль упругости $E_д$, коэффициент Пуассона $\nu_д$, отвечающие условиям сильных землетрясений (частоты f=0,5-10 Гц, амплитуда деформаций $\varepsilon=10^{-4} – 10^{-2}$).

Значения $G_д$, $E_д$, $\nu_д$ вычисляются по формулам теории упругости (3.2.1) – (3.2.3) на основе определенных сейсморазведкой значений скорости продольных V_p и поперечных V_s волн и значению плотности ρ, определенному в лаборатории или в поле:

$$G_д = \rho V_s^2 \qquad (3.2.1)$$

$$E_д = 2\rho V_s^2 (1 + \nu_д) \qquad (3.2.2)$$

$$\nu_д = (V_p^2 – 2V_s^2) / 2(V_p^2 – V_s^2) \qquad (3.2.3)$$

При подстановке в формулы (3.2.1) и (3.2.2) величины ρ в кг/м^3, а V_p и V_s в м/с значения $G_д$ и $E_д$ получаются в Па.

Согласно К. Ишихаре [162] лабораторные методы дают надежные результаты лишь при изучении слабых грунтов ($G_д$< 30–50 МПа), а при $G_д$ > 30–50 МПа следует использовать только полевые методы сейсморазведки либо вибрационные испытания “in situ”.

Метод сейсморазведки в настоящее время является наиболее надежным методом оценки динамических характеристик деформируемости скальных и дисперсных грунтов в естественном залегании. Однако определяемые при этом величины характеризуют иные (чем при землетрясениях) условия деформирования (f = 20–100 Гц, $\varepsilon = 10^{-6} – 10^{-5}$). Поэтому «сейсморазведочные» характеристики деформируемости нуждаются в корректировке для перехода к «сейсмологическим» значениям [157].

Экспериментально установлено: чем ниже абсолютное значение $E_{д(с/р)}$ грунтов, определенное сейсморазведкой, тем в большее число раз оно отличается от значений $E_{д(сейсмол)}$ по данным динамических исследований в условиях больших амплитуд деформаций. В неуплотненных и слабоуплотненных грунтах (например,

песках) отношение рассматриваемых модулей упругости может быть более 5, а в слаботрещиноватых скальных массивах ($E_{д\,(с/р)} \geq 50\,000$ МПа) оно приближается к 1.

В прилагаемой ниже таблице 3.1 [159] для основных видов горных пород асейсмических районов в естественном залегании (аэрированных, водонасыщенных, мерзлых) рекомендуются средние значения и среднеквадратические отклонения ряда динамических характеристик, а также приводятся значения поправочных коэффициентов $K_{v7} - K_{v10}$, на которые следует умножать величины $\overline{V_p}$ и $\overline{V_s}$ для получения расчетных значений скорости волн при интенсивности землетрясений 7-10 баллов.

3.2.2 Пример определения динамических параметров грунта

В основании плотины залегают крупнообломочные гравийно-галечниковые водонасыщенные грунты. Расчетная сейсмичность участка равна 8 баллов. Определяем расчетные значения V_p и V_s (в м/с):

$$V_p = 2150 \times 0{,}75 = 1612{,}5 \text{ м/с};\ V_s = 500 \times 0{,}75 = 375 \text{ м/с}.$$

По формулам (3.2.2) и (3.2.3) определяем $E_д$ и $\nu_д$:

$$\nu_д = (1612{,}5^2 - 2\times 375^2) / 2(1612{,}5^2 - 375^2) \approx 0{,}47;$$

$$E_д = 2 \times 2150 \times 375^2\,(1 + 0{,}47) = 888890625 \text{ Па} \approx 889 \text{ МПа}.$$

Таблица 3.1 – Обобщенные сведения о динамических характеристиках грунтов верхней части разреза (ВЧР) в натурных условиях, необходимые для расчетов сейсмостойкости системы «сооружение – основание»

Грунты	Состояние	$\overline{\rho_г}$, г/см³	$\delta_{\rho г}$, г/см³	$\overline{V_p}$, км/с	δ_{Vp}, км/с	$\overline{V_s}$, км/с	δ_{Vs}, км/с	$\overline{\nu_д}$	$\overline{E_д}$, МПа	$\overline{\Delta_{p,s}}$	K_{v7}	K_{v8}	K_{v9}	K_{v10}
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Насыпные грунты (пески, гравий, галька и др.)	аэрированное	1,40	0,05	0,25	0,07	0,15	0,03	0,22	80	1,5	0,49	0,42	0,36	0,32
	водонасыщенное	1,65	0,06	1,5	0,1	0,15	0,03	0,49	110	0,8	0,64	0,57	0,52	0,47
	мерзлое	1,63	0,06	2,8		1,2		0,39	6520	0,6	0,70	0,64	0,59	0,54
Глинистые грунты														
супеси	аэрированное	1,65	0,09	0,40	0,08	0,215	0,05	0,29	200	0,5	0,78	0,78	0,78	0,78
	водонасыщенное	1,90	0,04	1,75	0,04	0,215	0,05	0,49	260	0,35	0,78	0,78	0,78	0,78
	мерзлое	1,88	0,04	3,15	0,15	1,7	0,08	0,29	6560	0,25	0,85	0,81	0,77	0,74
суглинки	аэрированное	1,75	0,08	0,55	0,06	0,21	0,07	0,41	220	0,50	0,78	0,78	0,78	0,78
	водонасыщенное	1,85	0,08	1,60	0,1	0,25	0,07	0,48	340	0,30	0,78	0,78	0,78	0,78
	мерзлое	1,83	0,08	2,55	0,12	1,35	0,06	0,31	8740	0,25	0,85	0,81	0,77	0,74
глины (четвертичного возраста)	аэрированное	1,65	0,15	1,15	0,15	0,35	0,1	0,44	580	0,45	0,78	0,78	0,78	0,78
	водонасыщенное	1,92	0,1	1,85	0,15	0,35	0,1	0,48	700	0,25	0,78	0,78	0,78	0,78
	мерзлое	1,90	0,09	2,50	0,1	1,05	0,1	0,39	5820	0,25	0,85	0,81	0,77	0,74
глины коренные (третичного возраста и старше)	аэрированное	1,80	0,06	1,7	0,1	0,55	0,07	0,44	1570	0,1	0,78	0,78	0,78	0,78
	водонасыщенное	2,10	0,05	2,2	0,1	0,70	0,06	0,44	2960	0,06	0,78	0,78	0,78	0,78
	мерзлое	2,08	0,05	2,8	0,1	1,6	0,12	0,27	13520	0,06	0,96	0,95	094	0,92
лессы и лессовидные суглинки	аэрированное	1,50		0,8	0,1	0,25	0,05	0,44	270	0,5	0,78	0,78	0,78	0,78
	водонасыщенное	2,00		1,65	0,07	0,30	0,02	0,48	530	0,3	0,78	0,78	0,78	0,78
	мерзлое	1,95		2,6	0,07	1,3		0,33	8770	0,25	0,85	0,81	0,77	0,74
Пески чистые	аэрированное	1,40	0,08	0,55	0,17	0,35	0,13	0,16	400	0,7	0,67	0,60	0,55	0,50
	водонасыщенное	2,00	0,06	1,70	0,06	0,30	0,10	0,48	530	0,5	0,74	0,68	0,63	0,59
	мерзлое	1,98	0,06	3,7	0,12	2,0	0,08	0,29	20430	0,25	0,85	0,81	0,77	0,74
Пески с примесью глины	аэрированное	1,50	0,04	0,55	0,1	0,35	0,1	0,16	430	0,6	0,70	0,64	0,59	0,54
	водонасыщенное	1,95	0,06	1,65	0,06	0,35	0,1	0,47	700	0,35	0,80	0,75	0,71	0,67
	мерзлое	1,93	0,06	3,5		1,8		0,33	16630	0,25	0,85	0,81	0,77	0,74
Крупнообломочные гравийно-галечниковые	аэрированное	2,0	0,08	0,9	0,12	0,50	0,1	0,28	1280	0,6	0,70	0,64	0,59	0,54
	водонасыщенное	2,15	0,08	2,15	0,25	0,50	0,12	0,47	1580	0,35	0,80	0,75	0,71	0,67

грунты с песчаным заполнителем	мерзлое	2,13	0,08	4,2	0,2	2,35	0,1	0,28	30110	0,20	0,88	0,84	0,81	0,78
то же с супесчаным заполнителем	аэрированное	1,90	0,08	0,90	0,12	0,5	0,1	0,28	1220	0,5	0,74	0,68	0,63	0,59
	водонасыщенное	2,10	0,07	1,7	0,2	0,5		0,45	1520	0,3	0,83	0,78	0,74	0,70
	мерзлое	2,08	0,07	4,0		2,0		0,33	22130	0,2	0,88	0,84	0,81	0,78
то же с суглинистым заполнителем	аэрированное	1,95	0,08	0,95	0,12	0,45	0,1	0,36	1070	0,45	0,76	0,70	0,66	0,61
	водонасыщенное	2,15	0,07	1,6	0,2	0,45		0,45	1260	0,3	0,83	0,78	0,74	0,70
	мерзлое	2,13	0,07	3,6		1,8		0,33	18360	0,2	0,88	0,84	0,81	0,78
то же с глинистым заполнителем	аэрированное	2,0	0,08	1,0	0,1	0,4	0,1	0,4	900	0,45	0,76	0,70	0,66	0,61
	водонасыщенное	2,18	0,07	1,35	0,2	0,4		0,45	1010	0,3	0,83	0,78	0,74	0,70
	мерзлое	2,16	0,07	2,9		1,6		0,28	14160	0,2	0,88	0,84	0,81	0,78
Полускальные грунты: мергели, аргиллиты и др.	аэрированное	2,30	0,2	2,5	0,2	1,20	0,2	0,35	8940	0,4	0,78	0,73	0,68	0,64
	водонасыщенное	2,34	0,2	3,0	0,2	1,20	0,2	0,40	9440	0,3	0,83	0,78	0,74	0,70
	мерзлое	2,32	0,2	3,5	0,2	1,65	0,2	0,36	17180	0,3	0,83	0,78	0,74	0,70
Скальные слаботрещиноватые грунты:														
песчаники	аэрированное	2,35	0,2	2,65	0,4	1,5	0,3	0,27	13430	0,3	0,83	0,78	0,74	0,70
	водонасыщенное	2,42	0,15	3,15	0,5	1,5	0,3	0,35	14700	0,2	0,88	0,84	0,81	0,78
	мерзлое	2,42	0,15	4,4	0,3	2,45	0,2	0,28	37190	0,2	0,88	0,84	0,81	0,78
известняки	аэрированное	2,65	0,15	3,15	0,5	1,75	0,4	0,28	20780	0,3	0,83	0,78	0,74	0,70
	водонасыщенное	2,68	0,10	3,5	0,6	1,65	0,5	0,36	19850	0,2	0,88	0,84	0,81	0,78
	мерзлое	2,68	0,10	5,0	0,4	2,5	0,2	0,33	44560	0,2	0,88	0,84	0,81	0,78
гранитоиды	аэрированное	2,60	0,10	3,95	0,5	2,30	0,45	0,25	34380	0,20	0,88	0,84	0,81	0,78
	водонасыщенное	2,70	0,08	4,65	0,5	2,35	0,4	0,33	39660	0,10	0,94	0,92	0,90	0,88
	мерзлое	2,70	0,08	5,35	0,4	3,0	0,2	0,32	64150	0,05	0,97	0,96	0,95	0,94
Долериты, диабазы	аэрированное	2,75	0,1	5,5		2,8		0,32	56920	0,15	0,91	0,88	0,85	0,83
	водонасыщенное	2,75	0,1	5,7		2 , 9		0,33	61520	0,1	0,94	0,92	0,90	0,88
	мерзлое	2,75	0,1	6,3		3,25		0,32	76680	0,05	0,97	0,96	0,95	0,94

Примечания.

1 Мерзлое состояние грунтов отвечает температуре ниже -2°С при степени льдонасыщения $S_{rl} > 50\%$;

2 Для всех грунтов при интенсивности землетрясения ниже 7 баллов $K_i = 1$;

3 В талых скальных породах зоны поверхностного выветривания и разгрузки (ЗПВР) скорости волн приблизительно в 2 раза ниже, а в мерзлых в 1,5 раза ниже, чем в породах глубже ЗПВР;

4 Засоленность грунтов не влияет на характеристики талых (немерзлых) грунтов, но обусловливает снижение значений V_p, V_s, $E_д$ в мерзлом состоянии.

5 Под аэрированным состоянием понимается состояние пород выше уровня грунтовых вод (УГВ).

6 K_v – коэффициент пересчета скорости волн при интенсивности землетрясений 7 баллов (K_{v7}), 8 баллов (K_{v8}) и т. д.

3.2.3 Динамические параметры затухания упругих колебаний

В расчетах наиболее часто используется коэффициент демпфирования D, иногда именуемый как «коэффициент затухания по отношению к критическому», безразмерный:

$$D = \frac{\Delta s}{\sqrt{(2\pi)^2 + \Delta_s^2}} \qquad (3.2.4)$$

где Δ_s – логарифмический декремент поглощения (например, для поперечных волн S), безразмерный:

$$\Delta_s = \alpha_s \cdot \lambda_s , \qquad (3.2.5)$$

где α_s – коэффициент поглощения (затухания), иногда именуемый «амплитудным коэффициентом поглощения» или «коэффициентом ослабления», 1/м;

$$\alpha_s = [\ ln(A_o / A_x)\ ] / (x - x_o), \qquad (3.2.6)$$

где A_o, A_x – амплитуды волн в точках x и x_o;

λ_s – длина волны, м;

$$\lambda_s = V_s \cdot T_s , \qquad (3.2.7)$$

где V_s – скорость поперечной волны м/с; T_s – ее период, с.

В массивах горных пород основной диапазон $\Delta_s = 0{,}001 - 0{,}6$.

Поскольку в подавляющем большинстве случаев $\Delta_s << \pi$, то обычно записывают:

$$D \approx \Delta_s / 2\pi$$

Основной диапазон $D = 0{,}00015 - 0{,}3$.

Значение D можно определить по данным сейсморазведки (для любых грунтов – скальных и дисперсных) [159], либо в лаборатории (для дисперсных грунтов) [162].

3.3 Расчеты сейсмостойкости грунтовых плотин с применением линейно-спектральной теории

3.3.1 Определение НДС сооружения из грунтовых материалов при действии сейсмических нагрузок

Линейно-спектральная теория (ЛСТ) широко применяется при расчете сейсмостойкости сооружений и оснований. Эта теория использует исходное сейсмическое воздействие в виде спектра ускорений.

Сейсмическое ускорение задается на нижней границе системы «сооружение – основание» постоянной во времени векторной величиной $\ddot{\vec{U}}_0$, модуль которой принимается равным значению пикового ускорения основания a_p.

Величина пикового ускорения a_p определяется интенсивностью расчетного землетрясения, которое характеризуется амплитудным значением ускорения основания A.

Метод расчета основан на разложении решения системы дифференциальных уравнений движения по собственным формам колебаний. При этом анализ НДС сооружения из грунтовых материалов при действии сейсмических нагрузок включает следующие этапы:

- решение частной спектральной проблемы с определением заданного числа собственных частот и форм колебаний системы «сооружение – основание»;
- в соответствии с разделом 1 настоящего Пособия определение коэффициентов формы и коэффициентов динамичности, соответствующих периоду собственных колебаний сооружения по каждому тону (форме) колебаний, возникающих в системе как отклик на сейсмическое воздействие;
- определение сейсмических инерционных нагрузок. При расчете сейсмостойкости сооружения по ЛСТ с использованием метода конечных элементов в качестве сейсмических нагрузок используют узловые

инерционные силы $\vec{P}_{ik}$, действующие на элемент сооружения, отнесенный к узлу k при i-ой форме собственных колебаний согласно п.8.4.9 [1]. Аналогичным образом с использованием тех же самых коэффициентов определяются смещения, деформации или напряжения для каждой формы колебаний;

- суммирование по формам значений смещений, ускорений, деформаций и напряжений. При оценке сейсмостойкости систем по ЛСТ расчетные значения компонент величин смещений ускорений, деформаций и напряжений для совокупности всех учитываемых форм собственных колебаний определяются по квадратному корню из суммы квадратов (метод квадратного корня из суммы квадратов).

$$W_j = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} W_{ij}^2}, \qquad (3.3.1)$$

где W_j – обобщенное значение компонент НДС, возникших под влиянием сейсмических воздействий; W_{ij} – то же для i -го тона колебаний.

Полученные компоненты напряжений в дальнейшем используются совместно с соответствующими статическими напряжениями для анализа состояния сооружения.

Собственные колебания системы «сооружение – основание» описываются матричным уравнением

$$\left(K - \Omega^2 M\right) V = 0, \qquad (3.3.2)$$

где K – матрица жесткости системы; M – матрица масс системы; Ω^2 – диагональная матрица квадратов собственных частот; V – матрица собственных векторов.

Уравнение (3.3.2) решается методом итерации подпространства, в результате чего определяются n первых частот и форм колебаний.

Определение периодов (частот) и коэффициентов форм собственных колебаний (ФСК) сооружений из грунтовых материалов следует производить путем

расчета с помощью современных программ (МКЭ и др.) по обоснованным двухмерным (при длине сооружения по гребню $L_{гр}$ в 4 раза и более превышающей его высоту $H_{пл}$) и по трехмерным расчетным схемам.

Принятая для расчетов схематизация плотин и их оснований должна учитывать реальную геометрию объектов, наличие в составе оснований разнородных грунтов, различных конструктивных элементов (ядра, упорных призм – верховой, обводненной, и низовой, необводненной, каменного крепления откосов и др.), а также зависимость динамических характеристик грунтов от статических напряжений и амплитуд динамических деформаций, податливость основания, взаимодействие с жидкостью, заполняющей водохранилище, и другие факторы.

3.3.2 Расчеты устойчивости откосов гидросооружений из грунтовых материалов при сейсмических воздействиях, заданных по ЛСТ

Критерии устойчивости откоса

Для гидротехнических сооружений, в частности, плотин из грунтовых материалов критерием устойчивости откоса на сдвиг, в соответствии с требованиями норм, является условие [165]:

$$\gamma_{lc} F < \frac{\gamma_c}{\gamma_n} R, \qquad (3.3.7)$$

где F, R – расчетные значения соответственно обобщенных сдвигающих сил и сил предельного сопротивления (определяемых с учетом коэффициента безопасности по грунту γ_g) или моментов сил;

γ_{lc} – коэффициент сочетаний нагрузок, определяемый согласно СП 58.13330.2012 [166]:

γ_{lc}= 1,0 – для основного сочетания и воздействий в период нормальной эксплуатации,

γ_{lc}= 0,95 – при особой нагрузке, в том числе сейсмической на уровне ПЗ годовой вероятностью 0,01 и менее;

γ_{lc}= 0,85 – при сейсмической нагрузке уровня МРЗ;

γ_c – коэффициент условий работы, для методик расчета, использующих напряженно-деформированное состояние сооружения, γ_c = 1.0;

γ_n – коэффициент надежности по степени ответственности сооружений, принимаемый согласно [166].

При поиске наиболее опасной поверхности сдвига для определения коэффициента устойчивости k_s используется зависимость

$$k_s = \frac{R}{F} \geq k_{s,n} = \frac{\gamma_n \gamma_{lc}}{\gamma_c}.$$

Методика проверки устойчивости откосов на сдвиг

Для проверки устойчивости откосов грунтовых плотин [167, 168] могут использоваться алгоритмы и компьютерные программы поиска наиболее опасных

поверхностей сдвига по методам, основанные на расчленении призмы обрушения на вертикальные отсеки, с учетом работы сооружений в условиях плоской и пространственной задач при сейсмических воздействиях.

При расчетах сейсмической устойчивости откосов плотин в случае плоской (по деформациям) задачи рассматривается система трех дифференциальных уравнений равновесия элемента призмы обрушения (рис. 3.1): двух уравнений для составляющих сил в направлении реакции грунта p по поверхности сдвига, а также по нормали к p, и третьего – уравнения моментов сил, действующих на рассматриваемый элемент относительно поверхности сдвига.

$$dE \cdot cos(\alpha - \beta - \varphi) = [q \cdot sin(\alpha + \delta - \varphi) - c \cdot cos\varphi / cos\alpha] \cdot dx, \tag{3.3.8}$$

$$p \cdot cos(\alpha - \beta - \varphi) = [q \cdot cos(\beta + \delta) \cdot cos\alpha - c \cdot sin(\alpha - \beta)] \cdot cos\varphi, \tag{3.3.9}$$

$$dM - E \cdot dx \cdot sin(\alpha - \beta) / cos\alpha + m \cdot dx = 0, \tag{3.3.10}$$

$$E(x) = 0 \text{ при } x = 0 \text{ и } x = l, \tag{3.3.11}$$

$$M(x) = 0 \text{ при } x = 0 \text{ и } x = l, \tag{3.3.12}$$

где $E(x)$ – сила взаимодействия между вертикальными отсеками; $\beta(x)$ – угол наклона силы $E(x)$ к горизонтали; $p(x)$ – равнодействующая реактивного нормального напряжения и силы трения без сцепления на подошве отсека; $M(x)$ – момент силы $E(x)$ относительно подошвы отсека; $0 < x < l$ – горизонтальные координаты призмы обрушения; dx – ширина отсека призмы обрушения; $q \cdot dx$ – равнодействующая активных сил, действующих на отсек призмы обрушения; δ – угол отклонения q от вертикали; α – угол наклона подошвы отсеков к горизонту; φ – угол отклонения от нормали к подошве отсека силы $p(x)$, мобилизованный угол внутреннего трения; c – мобилизованная распределенная сила сцепления; $m \cdot dx$ – момент равнодействующей активных сил относительно середины подошвы отсека.

Коэффициент устойчивости вводится определением Феллениуса:

$$K = \frac{tg\varphi_1}{tg\varphi} = \frac{c_1}{c}. \tag{3.3.13}$$

В соответствии с методом наклонных сил, чтобы сделать задачу статически определимой, предполагается, что $\beta(x) = const$ (Можевитинов – Спенсер).

В этом случае задача определения K сводятся к решению системы двух обыкновенных дифференциальных уравнений первого порядка (3.3.8) и (3.3.10) с четырьмя граничными условиями (3.3.11) и (3.3.12). С учетом (3.3.13) система рассматривается относительно двух неизвестных функций $E(x)$ и $M(x)$ и двух неизвестных параметров K и β. Функции $E(x)$ и $M(x)$ при фиксированных K и β определяются последовательным интегрированием уравнений (3.3.8) и (3.3.10), а параметры K и β находятся методом итераций.

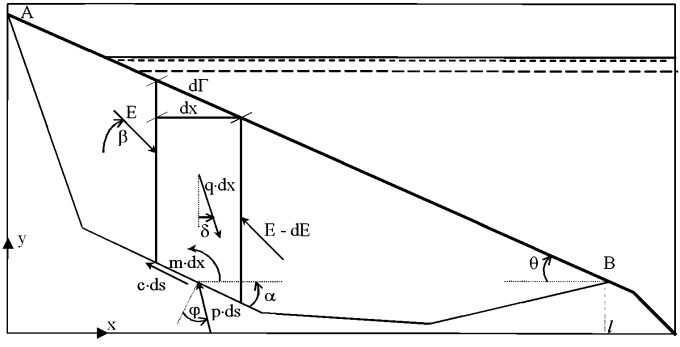


Рисунок 3.1. Схема расчета устойчивости откосов плотины

Согласно п. 8.4.22 СП [1] при расчете устойчивости откосов сооружений из грунтовых материалов и склонов с применением ЛСТ допускается сейсмические силы, действующие на сдвигаемую часть откосов и склонов, определять инженерными методами.

Расчеты достаточно протяженных сооружений (при $L_{гр}/H_{пл} > 4$) из однородных грунтов со значениями V_s, принимаемыми постоянными в рассматриваемом сечении плотины, расположенной на жестком основании (с модулем сдвига грунтов основания G_0, в 10 и более раз превышающим модуль сдвига G материала сооружения), во многих случаях производятся по методу сдвигового клина (МСК) как консольного стержня треугольного или

трапецеидального сечения, защемленного в жесткое основание и испытывающего при его колебаниях только деформации сдвига. При этом периоды T_i, с, собственных колебаний указанных сооружений определяются по формуле

$$T_i = \frac{2\pi}{k_i V_s} H, \tag{3.3.3}$$

где k_i – коэффициенты для i-х тонов собственных колебаний плотины; V_s – скорости распространения поперечных волн в материале сооружения.

Значения k_i – коэффициентов первых четырех тонов собственных колебаний грунтовых плотин при их расчете с помощью МСК принимаются по таблице 3.2.

Таблица 3.2. Коэффициенты первых четырех тонов собственных колебаний по МСК

i-е тоны	1	2	3	4
Коэффициенты k_i	2,40	5,52	8,65	11,79

Из (3.3.3) видно, что значения периодов T_i собственных колебаний грунтовых плотин при их расчете по одномерной схеме МСК зависят только от H/V_s. Для первых четырех тонов значения T_i могут определяться по графикам (рис. 3.2), построенным с помощью формулы (3.3.3).

Коэффициенты η_{ik} форм собственных колебаний грунтовых плотин при их расчете по одномерной схеме МСК могут быть вычислены по формуле

$$\eta_{ik}(x) = \frac{2I_0\left(k_i, \frac{x}{H}\right)}{k_i I_1(k_i)} \tag{3.3.4}$$

где I_0 и I_1 – функции Бесселя первого рода нулевого и первого порядка.

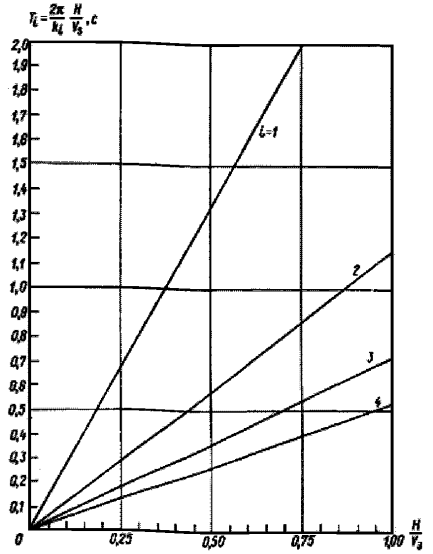


Рисунок 3.2 – Графики зависимости периодов T_i, с, собственных колебаний грунтовых плотин от H/V_s при их расчете по МСК

Значения коэффициентов $\eta_{ik}(x)$ для первых четырех тонов собственных колебаний грунтовой плотины на жестком основании при ее расчете по МСК, вычисленные с помощью формулы (3.3.4), приведены в таблице 3.3.

Таблица 3.3 – Значения коэффициентов $\eta_{ik}(x)$ для первых четырех тонов собственных колебаний

x/H*	$i=1$	$i=2$	$i=3$	$i=4$
0,0	1,605	-1,069	0,855	-0,728
0,1	1,578	-0,988	0,699	-0,496
0,2	1,510	-0,766	0,324	-0,017
0,3	1,400	-0,452	-0,081	0,251
0,4	1,252	-0,118	-0,319	0,193
0,5	1,074	0,179	-0,304	-0,088
0,6	0,872	0,371	-0,1005	-0,218
0,7	0,654	0,428	0,142	-0,079
0,8	0,430	0,362	0,255	0,100
0,9	0,208	0,201	0,186	0,124
1,0	0,0	0,0	0,0	0,0

*x/H — относительная координата сечений плотины, отсчитываемая от гребня.

В расчетах по одномерной схеме МСК грунтовых плотин на нескальном основании рекомендуется учитывать податливость основания при определении частот и форм собственных колебаний. При этом в формуле (3.3.3) значения коэффициентов k_i первых трех тонов собственных колебаний могут приниматься по таблице 3.4 в зависимости от значения коэффициента k_0, зависящего от соотношения модулей упругости грунтов тела плотины и основания, а также от коэффициентов Пуассона μ_0 и Фогта K, учитывающих размеры площадки контакта плотины с основанием.

Таблица 3.4 – Значения коэффициентов k_i первых трех тонов собственных колебаний

Коэффициент k_0, определяемый по формуле (3.3.5)	Коэффициенты k_i, входящие в форму (3.3.3)		
	$i = 1$	$i = 2$	$i = 3$
0,0	2,40	5,52	8,65
0,5	1,90	5,05	8,20
1,0	1,45	4,70	7,85
2,0	1,15	4,45	7,65
2,5	0,90	4,35	7,50

Значения коэффициента k_0 определяются по формуле

$$k_0 = \frac{k_П E_Д}{2(1+\nu_{ДО})E_{ДО}}, \qquad (3.3.5)$$

где $E_Д$, $E_{Д0}$, $\nu_{Д0}$ – динамические модули упругости плотины и основания и коэффициент Пуассона основания, определяемые экспериментально; $k_П$ – коэффициент податливости основания при равномерно распределенных сдвигающих нагрузках, приложенных по контактной поверхности плотины (по Фогту), определяемый в зависимости от коэффициента Пуассона $\nu_{Д0}$ основания, а также от соотношения сторон прямоугольной площади с размерами A – вдоль и B – поперек плотины, равной площади поверхности контакта плотины с основанием.

Значения коэффициента k_0 для коэффициентов Пуассона $\nu_{Д0}$ от 0,2 до 0,3

приведены в таблице 3.5.

Таблица 3.5 – Значения коэффициента k_0 для коэффициентов Пуассона $\nu_{д0}$ от 0,2 до 0,3

A/B	2,0	4,0	8,0	12,0	20,0
k_0	1,4	1,8	2,2	2,4	2,7

В расчетах грунтовых плотин на нескальных основаниях по МСК допускается учитывать три тона их собственных колебаний, причем коэффициенты η_{ik} формы для этих трех тонов, определяемые с учетом податливости основания при разных k_0, могут приниматься по таблице 3.6.

Таблица 3.6 – Коэффициенты η_{ik} формы, определяемые с учетом податливости основания

x/H	k_0= 0,5			k_0= 1,0			k_0= 2,0		
	i=1	*i*=2	*i*=3	*i*=1	*i*=2	*i*=3	*i*=1	*i*=2	*i*=3
0,0	1,53	-0,81	0,91	1,30	-0,85	0,80	1,14	-0,63	0,69
0,1	1,515	-0,76	0,73	1,27	-0,80	0,68	1,10	-0,60	0,60
0,2	1,47	-0,61	0,38	1,26	-0,66	0,38	1,10	-0,51	0,36
0,3	1,40	-0,39	-0,04	1,24	-0,48	0,04	1,09	-0,39	0,06
0,4	1,30	-0,15	-0,31	1,20	-0,24	-0,24	1,08	-0,23	-0,18
0,5	1,17	0,07	-0,34	1,12	-0,02	-0,32	1,06	-0,08	-0,27
0,6	1,03	0,24	-0,16	1,08	0,02	-0,21	1,03	0,06	-0,21
0,7	0,87	0,32	0,08	0,99	0,29	-0,01	1,00	0,17	-0,05
0,8	0,70	0,32	0,25	0,90	0,34	0,18	0,97	0,24	0,10
0,9	0,52	0,24	0,24	0,81	0,31	0,24	0,94	0,25	0,20
1,0	0,34	0,09	0,09	0,69	0,23	0,16	0,90	0,22	0,18

Практически в состав всех грунтовых плотин входят материалы, различающиеся по динамическим свойствам. Например, многие плотины состоят из упорных призм – верховой, обводненной, и низовой, необводненной, а также из водоупорного ядра или экрана. В теле сооружений, возводимых из одного и того же грунта (например, намытых песчаных плотин) имеются водонасыщенная (ниже кривой депрессии) и неводонасыщенная (выше этой кривой) зоны, грунты которых различаются по динамическим свойствам. Кроме того, динамические характеристики V_s или $G_Д$ одного и того же грунта изменяются по сечению сооружения в зависимости от статического напряженного состояния и ряда других

факторов.

Вместе с тем расчеты сейсмостойкости грунтовых гидросооружений (определение частот и форм их собственных колебаний, инерционных нагрузок и др.) по упрощенной одномерной схеме МСК производятся в предположении, что плотность ρ (или удельный вес γ и динамические характеристики V_s (или $G_Д$) грунта являются постоянными по всему расчетному сечению плотины. Поэтому при расчетах грунтовых плотин по одномерной схеме МСК возникает необходимость осреднения указанных выше характеристик по рассматриваемым сечениям проектируемых сооружений.

При наличии экспериментальных данных о фактическом распределении динамических характеристик V_s (или $G_Д$) в расчетном сечении плотины приближенное определение осредненной скорости распространения поперечных волн V_s в этом сечении может производиться по формуле

$$V_{S\,ср} = \frac{\sum_{i=1}^{n} V_{Si} F_i}{\sum_{i=1}^{n} F_i}, \qquad (3.3.6)$$

где F_i – площади i-х участков расчетного сечения плотины со скоростью распространения поперечных волн V_{Si}.

На предварительных стадиях проектирования при отсутствии экспериментальных данных о значениях скоростей распространения поперечных волн V_s в грунтах проектируемого сооружения допускается выбор средней скорости $V_{s,cp}$ в расчетном сечении производить в зависимости от высоты H сооружения и вида грунта, используемого для его возведения, по графикам (рис. 3.2), полученным путем обобщения отечественных и зарубежных данных о скоростях распространения поперечных волн V_s в различных грунтах и их зависимости от статических сжимающих напряжений или соответственно от высоты H плотины.

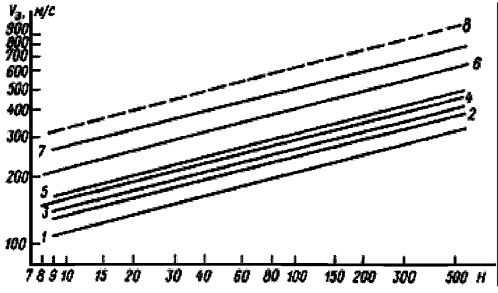


Рисунок 3.3 – Графики зависимости средней скорости распространения поперечных волн V_s в грунтовых плотинах от их высоты H, м: 1 – глина; 2 – мелкозернистый песок; 3 – среднезернистый песок; 4 – крупнозернистый песок; 5 – песчано-гравийная смесь; 6 – гравий; 7, 8 – каменная наброска

Пример расчета устойчивости откосов

Расчет устойчивости откосов Нурекской плотины выполнен по методу наклонных сил взаимодействия Можевитинова в предположении круглоцилиндрических поверхностей скольжения при значениях сейсмических инерционных нагрузок или ускорений, определявшихся по МСК с учетом 4 ФСК, а по МКЭ с учетом 20 и 40 ФСК.

По данным экспериментальных исследований получены следующие характеристики прочности (сопротивления сдвигу) гравийно-галечниковых грунтов упорных призм плотины:

$\mathrm{tg}\varphi^{н} = 0{,}825$; $\mathrm{tg}\varphi^{р} = 0{,}805$; $\varphi^{н} = 39°30'$; $\varphi^{р} = 39°$;

$c^{н} = 0{,}140$ МПа; $c^{р} = 0{,}120$ МПа.

Для суглинистого ядра получены $\varphi^{р} = 28°$, $c^{р} = 40$ КПа.

Для каменного крепления откосов в запас устойчивости характеристики сопротивления сдвигу принимались такие же, как для гравийно-галечниковых грунтов упорных призм. Расчеты устойчивости откосов плотины производились с учетом ее работы при сейсмических воздействиях в условиях плоского (по деформациям) и пространственного напряженно-деформированного состояния.

При расчетах устойчивости откосов в качестве основного был принят вариант характеристик сопротивления гравийно-галечниковых грунтов сдвигу, задававшихся параметрами φ и c в двухчленной формуле Кулона (таблица 3.7).

Таблица 3.7 – Характеристики гравийно-галечниковых грунтов плотины Нурекской ГЭС

Материалы плотины	Удельный вес грунта γ, кН/м^3			Характеристики сопротивления сдвигу	
	$\gamma_{сух}$	$\gamma_{нас}$	$\gamma_{взв}$	φ	c, КПа
Каменное крепление откосов	1,85	2,18	1,18	39°	60
Гравийно-галечниковые упорные призмы	2,20	2,40	1,40	39°	60
Суглинистое ядро	1,96	2,33	1,33	28°	40

В расчетах пространственной устойчивости откосов сейсмические нагрузки (ускорения) на соответствующей глубине ниже отметки гребня принимались по длине (вдоль оси) плотины: 1) постоянными и равными их значениям в центральном сечении сооружения с максимальной высотой, найденным из расчета по МСК и МКЭ; 2) убывающими от центрального сечения к опорному контуру плотины по линейному закону до нормативных значений $1{,}2 \cdot A \cdot k_f$, чем приближенно учитывался пространственный характер распределения инерционных нагрузок (ускорений) в сооружении. Устойчивость откосов проверялась при НПУ в верхнем бьефе и уровне воды в нижнем бьефе $0{,}2 \cdot H$ (где H – напор на плотину). Расчеты производились при направлении сейсмических ускорений вниз и внутрь откоса, которое для крутых откосов ($m \approx 2{,}0$) является более неблагоприятным.

Расчеты показали (рис. 3.4), что коэффициенты запаса устойчивости при всех других одинаковых условиях существенно зависят от метода расчета (МСК и МКЭ) инерционных нагрузок и расчетной схемы.

Минимальные значения коэффициентов запаса устойчивости откосов отвечали случаю определения сейсмических инерционных нагрузок на плотину по одномерной схеме МСК с учетом 4 ФСК, которая (как указывалось выше) приводит к получению их завышенных значений по сравнению с определяемыми по двухмерной схеме МКЭ. В этом случае коэффициенты запаса устойчивости откосов

были равны: верхового откоса $k_s^в$ = 1,07 и низового $k_s^н$ = 1,11, т.е. приближались к нормативным или были равны им. При определении инерционных нагрузок на плотину по двухмерной схеме МКЭ с учетом 20 и 40 ФСК коэффициенты запаса устойчивости откосов были равны для верхового откоса $k_s^в$= 1,30 и 1,31, а для низового $k_s^н$=1,40 и 1,41, т.е. превышали нормативные.

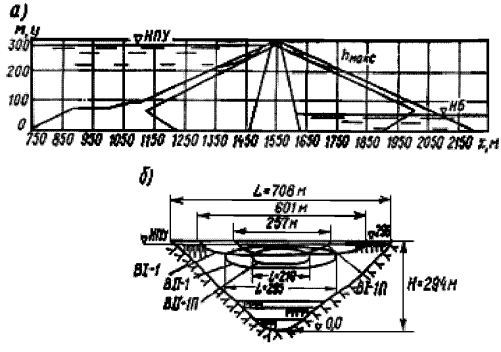


Рисунок 3.4 – Наиболее опасные поверхности обрушения верхового и низового откосов
Нурекской плотины: а – расчетное сечение с H=$H_{макс}$; б – вид со стороны ВБ

При расчетах пространственной устойчивости откосов коэффициенты запаса были больше их значений, получаемых при расчетах по схеме плоской задачи, в среднем на 15% при постоянных ускорениях по ширине каньона и на 25% при учете уменьшения ускорений по направлению от центрального сечения сооружения с максимальной высотой к опорному контуру до их нормативных значений. При учете пространственной работы плотины коэффициенты запаса устойчивости откосов были во всех случаях равны нормативным или превышали их.

Из приведенных результатов следует, что по сейсмической устойчивости откосов плотина удовлетворяет требованиям норм проектирования [166].

3.3.3 Расчеты необратимых деформаций откосов сооружений из грунтовых материалов при сейсмических воздействиях, заданных по ЛСТ

Нормативными документами для грунтовых сооружений допускаются остаточные деформации и повреждения (осадки, смещения, трещины и др.), при условии, что они не представляют опасности для прочности и устойчивости этих сооружений, не нарушают их основной функции – способности удерживать напорный фронт, могут быть учтены расчетом и ликвидированы ремонтом после землетрясения. Согласно п. 8.4.16 [1] предельные необратимые деформации назначают на основе специального обоснования с учетом природных условий площадки строительства, особенностей конструкций и условий эксплуатации сооружения.

Для определения необратимых деформаций откосов плотин из необводненных грунтов при землетрясениях могут использоваться методика и компьютерные программы, основанные на вычислении остаточных перемещений монолитного отсека обрушения единичных размеров в направлении продольной оси сооружения (плоская задача) по наиболее опасной круглоцилиндрической поверхности сдвига с минимальным коэффициентом запаса устойчивости ($k_s < 1$) при совместном воздействии на отсек статических и сейсмических нагрузок. При этом сейсмические воздействия могут задаваться акселерограммами землетрясений $a(t)$ или несколькими (10 – 15) циклами гармонических колебаний с периодами, равными периоду основного тона собственных колебаний сооружения, и амплитудами ускорений, равными их максимальному расчетному значению на уровне центра тяжести рассматриваемого отсека обрушения.

При горизонтально направленных ускорениях a основания уравнение движения сейсмически неустойчивой призмы обрушения по наиболее опасной (с $k_{s,мин}$) поверхности сдвига (рис. 3.5), найденной из предыдущих статических расчетов, имеет вид

$$J_0\ddot{\psi} = M_a - M_п + M_c + M_в \qquad (3.3.14)$$

где J_0 – момент инерции отсека обрушения относительно оси, проходящей через центр O дуги скольжения; M_a, $M_п$ – сумма моментов статических активных и пассивных сил; M_c, $M_в$ – сумма моментов сейсмических сил от инерционных нагрузок и присоединенной массы воды, которые могут быть представлены в виде

$$M_c + M_в = (\mu_c + \mu_в)a, \tag{3.3.15}$$

где μ_c и $\mu_в$ – коэффициенты, имеющие размерность момента и определяемые по существующим формулам [169, 170] в зависимости от действующих на призму обрушения сейсмических инерционных сил и гидродинамического давления. С учетом (3.3.15) формула (3.3.14) может быть записана в виде

$$\ddot{\psi} = b(a - n), \tag{3.3.16}$$

где $b = \frac{1}{J_0}(\mu_c + \mu_в)$; $n = \frac{M_п - M_a}{(\mu_c + \mu_в)}$. Обычно $M_п > M_a$ и $n > 0$. Движение отсека обрушения происходит при положительной правой части (3.3.16), т.е. при $n < a$.

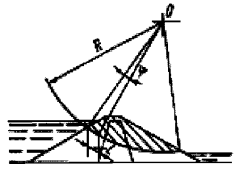


Рисунок 3.5 – Схема к расчету остаточных деформаций откосов грунтовых плотин

Для удобства расчета вначале производят обработку акселерограмм, проведя линию $a = n$ (рис. 3.6) и выделяя пики ускорений I, II, III и другие, превышающие n. Если аппроксимировать часть j-го пика, возвышающуюся над линией n равнобедренным треугольником с высотой a_j и основанием τ_j, то решение уравнения (3.3.16) при нулевых начальных условиях $\psi(0) = \dot{\psi}(0) = 0$ для угла ψ_j поворота призмы обрушения при действии одного пика ускорения можно представить в виде

$$\psi_j = \frac{3 + 2\sqrt{2}}{12} b a_j \tau_j \tag{3.3.17}$$

и при действии m пиков ускорений, превышающих величину $a=n$ за время землетрясения:

$$\psi = \frac{3+2\sqrt{2}}{12} b \sum_{j=1}^{m} a_j \tau_j \qquad (3.3.18)$$

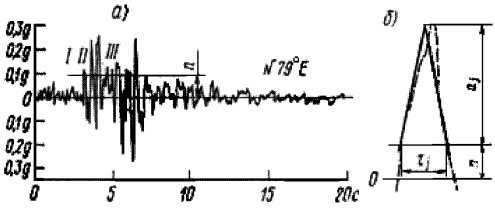


Рисунок 3.6 – Расчетная акселерограмма (а) землетрясения Юрика (Калифорния 21.12.54) с пиком ускорения в виде треугольника (б)

При этом длина, на которую переместится отсек обрушения, будет равна $L=\psi \cdot R$.

По разработанным методике и программе производился расчет перемещений отсека обрушения радиусом R = 790 м, с расстоянием до центра тяжести r_0 = 770 м и длиной вдоль низового откоса Нурекской плотины L = 200 м. В этих расчетах были приняты более низкие характеристики сопротивления сдвигу гравийно-галечникового грунта (φ = 35°) упорных призм и суглинистого грунта (φ = 24°) ядра плотины.

Сейсмическое воздействие на отсек обрушения задавалось акселерограммами четырех землетрясений (таблица 3.8).

Таблица 3.8 – Результаты расчетов

Квазистатические расчеты		Динамические расчеты			
Ускорения основания a	Коэффициенты запаса	Расчетная акселерограмма	Ускорения $a_{макс}$, доли g	Периоды $T_{макс}$, с	Перемещения L, м
0	1,57	Эль-Центро	0,33	0,70	0,053
0,10	1,56	Хиганда	0,25	0,70	0,091
0,16	1,00	Паркфилд	0,30	0,86	0,134
0,25	0,83	Юрика	0,27	0,58	0,063

Критическое ускорение, при котором отсек обрушения становится сейсмически неустойчивым и начинаются его остаточные перемещения, составляет

$a > 0{,}158 \cdot g$.

По данным динамического расчета, за время действия землетрясений с расчетными акселерограммами, приведенными в таблице 3.8, максимальное перемещение рассматриваемого отсека равно 0,134 м.

Остаточные перемещения призмы обрушения верхового откоса плотины по наиболее опасной поверхности сдвига с координатами x = 1160 м, y = 833 м и радиусом R = 658 м (начало координат совпадает с подошвой верхового откоса) при воздействии, заданном 10 циклами ускорений с амплитудами $0{,}45g$ и длительностью 0,65 с, равной полупериоду основного тона собственных колебаний плотины, составили 0,179 м.

Из сопоставления результатов видно, что этот тип воздействия, которое может трактоваться как вынужденные колебания сооружения по основному тону с ускорениями, полученными из расчета плотины по ЛСТ, приводит к несколько большим остаточным перемещениям потенциально неустойчивого отсека обрушения. Однако в обоих случаях эти перемещения не представляют опасности для прочности и устойчивости сооружения.

3.3.4 Оценка возможности разжижения несвязных или нарушения прочности в связных грунтах

Оценка возможностей разжижения для несвязных и нарушения недренированной прочности для глинистых грунтов при сейсмических воздействиях производится посредством сравнения действующих сдвиговых напряжений, получаемых при расчете, с их критическими значениями.

Локальный коэффициент безопасности по разжижению и локальный коэффициент прочности k_{sf} определяются по соотношению

$$k_{sf} = k_{cr} / k_{cs} \qquad (3.3.19)$$

где k_{cr} – коэффициент сопротивления к разжижению в насыщенных несвязных и малосвязных грунтах или коэффициент динамической прочности в глинистых

грунтах; k_{cs} – коэффициент, определяемый действующими динамическими сдвиговыми напряжениями.

В соответствии с общими рекомендациями российских нормативных документов значение коэффициента безопасности k_{sf} не должно быть меньше произведения коэффициентов по нагрузке γ_{lc} и по надежности по ответственности сооружения γ_n. Таким образом, для обеспечения нормативного запаса для сооружений первого класса необходимо, чтобы было выполнено условие:

$k_{sf}^{ПЗ} \geq \gamma_{lc} \times \gamma_n = 1{,}25 \times 0{,}95 = 1{,}188$ при проектном землетрясении и

$k_{sf}^{МРЗ} \geq \gamma_{lc} * \gamma_n = 1{,}25 \times 0{,}85 = 1{,}0625$ при максимальном расчетном землетрясении.

Соответственно, для сооружений второго класса:

$k_{sf}^{ПЗ} \geq 1{,}20 \times 0{,}95 = 1{,}14$ и $k_{sf}^{МРЗ} \geq 1{,}20 \times 0{,}85 = 1{,}02$.

Для сооружений третьего класса:

$k_{sf}^{ПЗ} \geq 1{,}15 \times 0{,}95 = 1{,}0925$ и $k_{sf}^{МРЗ} \geq 1{,}15 \times 0{,}85 = 0{,}98$.

Для сооружений четвертого класса:

$k_{sf}^{ПЗ} \geq 1{,}10 \times 0{,}95 = 1{,}045$ и $k_{sf}^{МРЗ} \geq 1{,}10 \times 0{,}85 = 0{,}935$.

При оценке прочности связных, глинистых грунтов коэффициент динамической прочности определяется как $k_{cr} = s_u$, $k_{cs} = \tau$, где τ – интенсивность касательных напряжений.

При оценке возможности разжижения $k_{cr} = CRR$, $k_{cs} = \sigma / \tau^d$, где CRR (cyclic resistance ratio) – критическое значение отношения циклических напряжений сдвига, приводящих к разжижению, к эффективному вертикальному напряжению, σ – эффективное вертикальное напряжение, τ^d – интенсивность динамических напряжений сдвига.

В качестве расчетных напряжений τ^d и τ выбираются максимальные по времени значения, при этом динамические составляющие допускается учитывать с коэффициентом 0.65 [171].

3.3.5 Пример оценки сейсмостойкости сооружения по ЛСТ

В качестве примера представлены расчетные исследования, выполненные для гравийно-галечниковой плотины с асфальто-бетонной диафрагмой. По проекту вертикально размещенная в центральном сечении асфальто-бетонная диафрагма в верхней своей трети имеет наклон под углом $\alpha = 26^o$ в сторону низового откоса. В тело основной плотины включена плотина первой очереди с экраном из щебенисто-дресвяных и супесчаных грунтов, действовавшая до окончания строительства на пониженных напорах. В основании русловой части сооружения залегают аллювиальные отложения, мощность которых достигает h = 60 м. В качестве противофильтрационного устройства в аллювиальных грунтах основания выполнена цементационная завеса.

По данным карт сейсмической опасности на территории Российской Федерации – ОСР – 97* карты (для периодов повторяемости 500 и 1000 лет), и по результатам детального сейсмомикрорайонирования, интенсивность расчетного сейсмического воздействия на площадке для воздействия уровня ПЗ составляет $J = 9$ баллов. Таким образом, расчетное ускорение характеризуется амплитудой A = 0,48 в долях g, что составляет 4,8 м/сек^2.

В состав исследований вошли:

- анализ исходных данных и схематизация расчетной области;
- расчет статического НДС системы «плотина – основание» в рамках решения упругопластической задачи, с учетом последовательности возведения плотины и очередности заполнения водохранилища;
- определение зон предельного состояния по прочности грунтов тела плотины и ее аллювиального основания;

- расчет НДС системы «плотина – основание» при нагрузках от сейсмического воздействия, определенных по линейно-спектральной теории (ЛСТ);
- оценка устойчивости откосов тела плотины для особого сочетания нагрузок по потенциально возможным круглоцилиндрическим и комбинированным ломаным поверхностям сдвига с учетом статического и динамического НДС;
- анализ полученных результатов и разработка рекомендаций по зонированию укладки грунтовых материалов тела плотины.

Методика расчетной оценки основана на 2D анализе напряженно-деформированного состояния плотины [172 – 177].

При решении задачи по оценке изменений статического напряженно-деформированного состояния (НДС) в системе механическое поведение грунта описывалось упруго-пластической моделью Николаевского с критерием текучести Кулона–Мора.

Для определения НДС системы «сооружение – основание» методом конечных элементов (МКЭ) была разработана расчетная схема. При ее составлении учитывалось следующее:

- разбивка расчетной области должна позволить моделирование постадийности возведения сооружения,
- рекомендуемое зонирование при укладке материалов в тело плотины,
- необходимость удовлетворения требованиям, предъявляемым к параметрам модели и размерам элементов сетки при решении динамической задачи.

Для определения по ЛСТ компонент динамических напряжений в расчетной области применялась та же сетка МКЭ, что и для решения статической задачи, разработанная с учетом требования к соотношению максимально допустимого размера элементов сетки МКЭ L_{el} и длины поперечной сейсмической волны L_s:

$$L_{el} \le (1/6 \div 1/8)\, L_s.$$

Динамические параметры гравийно-галечниковых грунтов назначались с учетом их зонирования в теле сооружения. Для этого использовались расчетные значения динамических деформационных характеристик грунтов тела плотины, полученные по данным экспериментальных исследований, проведенных во ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева в 1990-1991 гг. По результатам испытаний были построены графики зависимости динамического модуля упругости от статического НДС. Одна из таких зависимостей для гравийно-галечникового грунта зоны 2 в воздушно-сухом состоянии показана на рис. 3.7.

Расчеты устойчивости откосов плотины проводились для поперечного сечения сооружения максимальной высоты H ≈ 101 м. На рис. 3.8 приведена схематизация расчетной области с указанием зонирования грунтовых элементов различных по своим статическим физико-механическим параметрам. На рис. 3.9 приведена схематизация для решения задачи по ЛСТ с указанием зонирования по динамическим деформационным характеристикам.

Сетка МКЭ включила 12592 узла и 22423 элемента, которые подразделялись на 77 типов по своим качественным характеристикам. Фрагмент разбивки расчетной области грунтовой плотины сеткой МКЭ представлен на рис. 3.10.

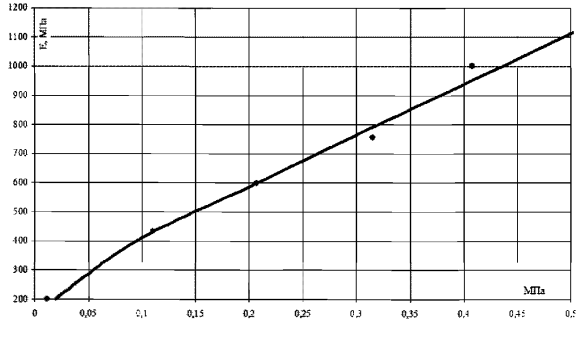


Рисунок 3.7 – График зависимости модуля Юнга от статических нормальных напряжений. Грансостав зоны 2

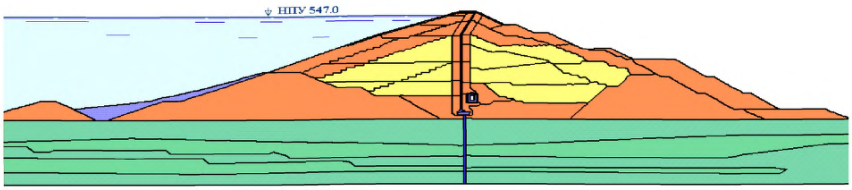


Рисунок 3.8 – Схема разбивки расчетной области грунтовой плотины РГЭ. Зонирование при укладке: центральное ядро упорных призм – грансостав зоны 1, периферия и переходные зоны по диафрагме – грунт зоны 2

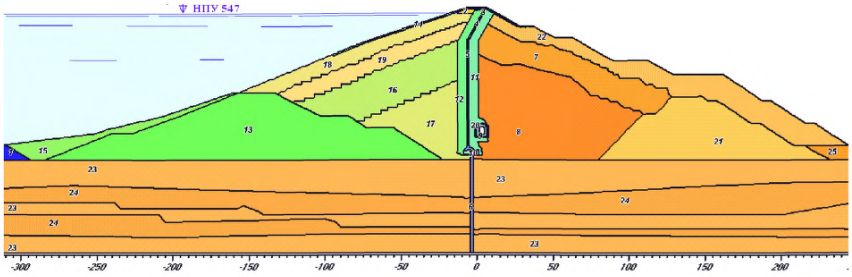


Рисунок 3.9 – Схематизация расчетной области с указанием типов РГЭ для определения динамического НДС по ЛСТ

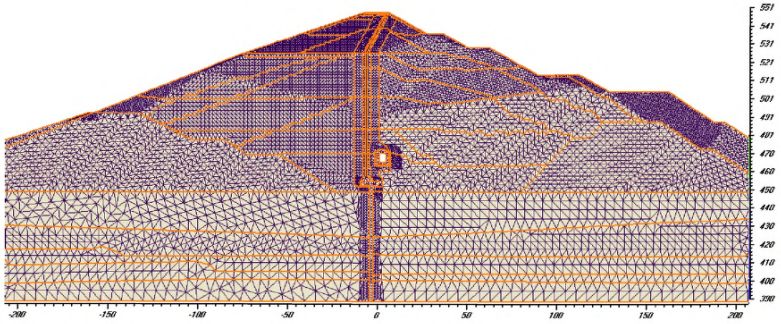


Рисунок 3.10 – Фрагмент разбивки расчетной области грунтовой плотины сеткой МКЭ

Расчеты реакции системы на сейсмическое воздействие интенсивностью 9 баллов выполнены с учетом тридцати форм собственных колебаний. Результаты представлены на рисунках 3.11 – 3.15.

На рисунках 3.11 – 3.13 даны поля распределения компонент динамических напряжений $\tilde{\sigma}_x$, $\tilde{\sigma}_y$ и $\tilde{\tau}_{xy}$, полученные в нелинейной постановке для расчетного сейсмического воздействия. Характер распределения напряжений обусловлен неоднородностью деформационных параметров по различным РГЭ.

При решении задачи по оценке интенсивности динамических нормальных и касательных компонент напряжений в грунтах сооружения получены следующие результаты:

- максимальные нормальные динамические напряжения $\tilde{\sigma}_x$ составляют 0.30 МПа и локализуются на поверхности низового откоса в средней его части;
- максимальные напряжения $\tilde{\sigma}_y$ достигают в аллювиальном основании величины 0.19 МПа, вблизи потерны локально увеличиваются до 0.30 Мпа;
- касательная компонента $\tilde{\tau}_{xy}$ достигает максимальных значений 0.25 МПа в водонасыщенной верховой упорной призме.

На рисунках 3.14 – 3.15 представлены поля распределения двух компонент сейсмических ускорений в расчетной области.

- Горизонтальная составляющая ускорений $\ddot{U}_x$ достигает своего максимального значения 3.1 м/сек^2 на гребне сооружения.
- Вертикальная компонента ускорений $\ddot{U}_y$ составляет:
  - в средней части обводненного откоса максимальный уровень $\ddot{U}_y$ – 1,75 м/сек^2;
  - на гребне плотины достигаются значения 1,4 м/сек^2;
  - на поверхности низового сухого откоса величина вертикальной компоненты ускорений достигает значения 1,3 м/сек^2.

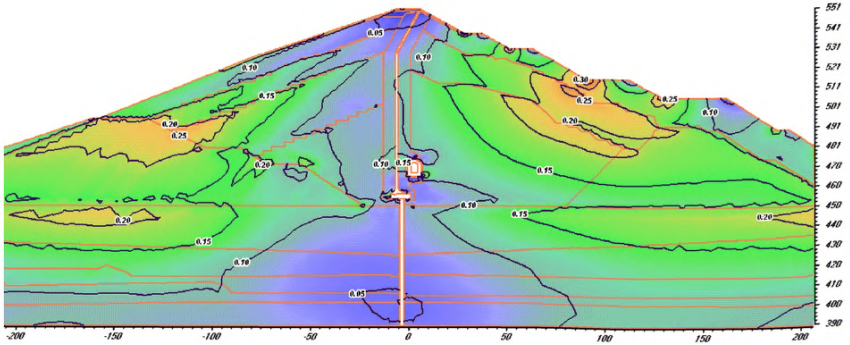


Рисунок 3.11 – Изолинии горизонтальной компоненты динамических нормальных напряжений $\tilde{\sigma}_x$ (МПа)

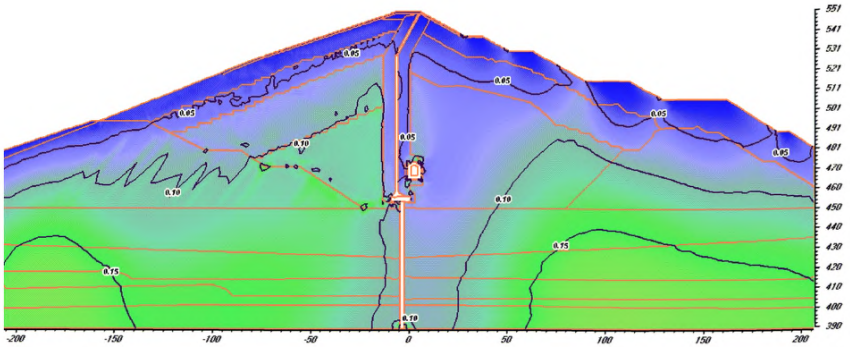


Рисунок 3.12 – Изолинии вертикальной компоненты динамических нормальных напряжений $\tilde{\sigma}_y$ (МПа)

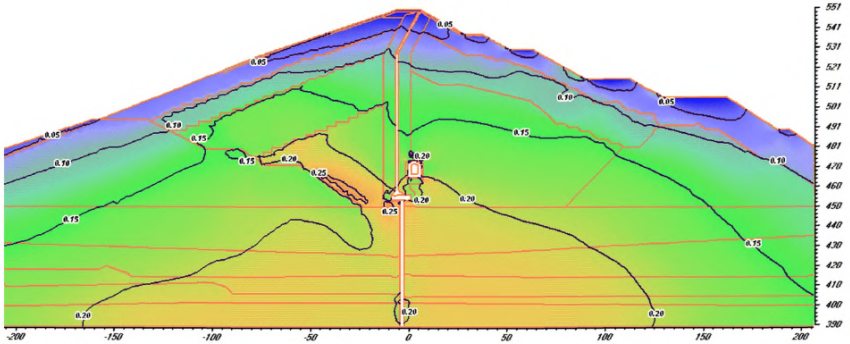


Рисунок 3.13 – Изолинии касательной компоненты динамических напряжений $\tilde{\tau}_{xy}$ (МПа)

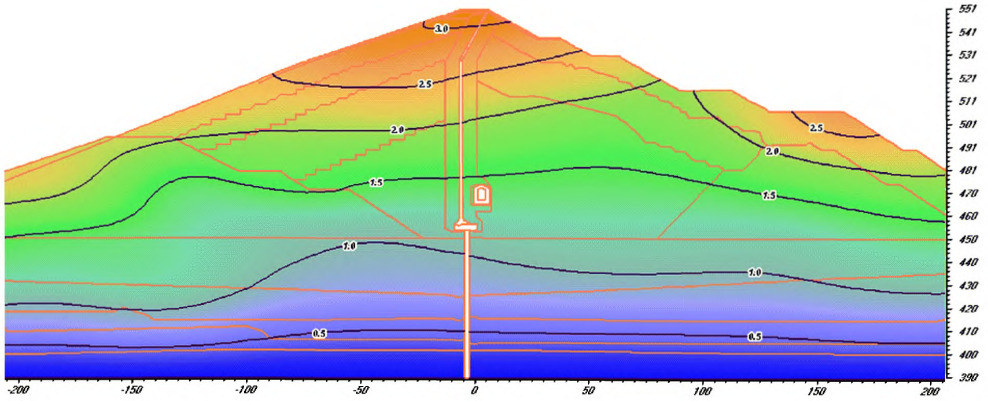


Рисунок 3.14 – Поле распределения и изолинии горизонтальной составляющей ускорений $\ddot{U}_x$ (м/сек^2)

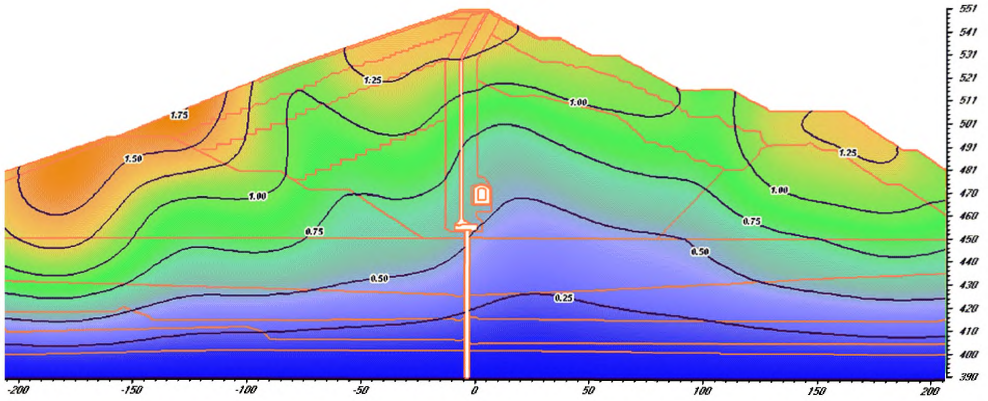


Рисунок 3.15 – Поле распределения и изолинии вертикальной составляющей ускорений $\ddot{U}_y$ (м/сек^2)

По результатам расчетов выполнен анализ сейсмостойкости плотины по результирующим полям НДС, анализ состояния системы включал две основных позиции:

1 определение конфигурации области возможного нарушения динамической устойчивости водонасыщенных гравийно-галечниковых грунтов (ГГГ) для оценки условий работы противофильтрационного контура плотины;

2 оценка устойчивости откосов плотины и сооружения в целом в соответствии нормативными требованиями с использованием НДС системы «плотина – аллювиальное основание».

Для оценки возможности разжижения грунтов используются характеристики динамической устойчивости структуры по критериям возникновения необратимых объемных деформаций. Такими характеристиками являются критические значения амплитуд деформаций и (или) напряжений [178 – 180].

Оценка возможности разжижения и определение конфигурации зон гравийно-галечниковых грунтов верховой упорной призмы плотины при сейсмическом воздействии интенсивностью J = 9 баллов производилась с использованием результатов виброкомпрессионных исследований динамических деформационных свойств материалов плотины, проведенных во ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева в 1988–1991 гг.

Оценка локальной возможности разжижения в каждой точке водонасыщенного грунтового массива осуществлялась путем сравнения в этой точке действующих и критических значений амплитуд напряжений или деформаций при динамических воздействиях, после решения соответствующих статической и динамической задач.

Динамическая устойчивость структуры и отсутствие явлений разжижения считались обеспеченными, если во всех точках действующие амплитуды воздействия меньше их критических значений.

В качестве одного из критериев для оценки возможности разуплотнения несвязных обводненных грунтов использовался параметр A_0, который был определен экспериментальным путем:

$$A_0 = \frac{\tilde{\tau}_{кр}}{\sigma_{ст}},$$

где $\tilde{\tau}_{кр}$ – критическое динамическое сдвиговое напряжение; $\sigma_{ст}$ – среднестатическое напряжение,

$$\sigma_{cm} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}.$$

Величина критического динамического напряжения сдвига $\widetilde{\tau}_{кр}$, а следовательно, и параметра A_0 для несвязных грунтов зависит от относительной плотности материала, его разнозернистости и характера динамического воздействия.

В настоящем исследовании возможность разжижения грунта определялась в элементах расчетной области, в зависимости от статического обжатия, соотношением параметра A_0 и величины напряжения сдвига, действующего в данном элементе при расчетном воздействии.

Критерием стабильности структуры грунта и отсутствия необратимых объемных деформаций в грунте являлось выполнение условия:

$$A = \frac{\widetilde{\tau}}{\sigma_{cmam}} \le A_0,$$

где $\widetilde{\tau}$ – действующее в элементе сдвиговое напряжение от сейсмической нагрузки.

Расчеты проводились с использованием полей напряжений, полученных путем суперпозиции расчетных статических и динамических компонент напряжений, полученных при решении задач статики и по линейно-спектральной теории.

В результате проведенных расчетов для верхового откоса плотины получена конфигурация зон, в которых при воздействии сейсмической нагрузки интенсивностью 9 баллов при заданных расчетных параметрах возможны утрата устойчивости структуры грунтов и формирование локальных зон разжижения. Области возможного разжижения грунтов представлены на рис. 3.16.

Из приведенных результатов видно, что зоны нарушения динамической устойчивости структуры имеют распространение по всей длине наружного откоса верховой обводненной призмы плотины, заглубленные зоны локальны по распространению и не нарушают противофильрационный контур.

Протяженность и конфигурация потенциально возможных зон разжижения водонасыщенного гравийно-галечникового материала может быть сокращена за счет увеличения плотности сложения J_D

Для минимизации области динамического нарушения устойчивости структуры грунта, вероятной при воздействии сейсмической нагрузки высокой интенсивности, на верховой грани сооружения ниже уровня сработки верхнего бьефа рекомендуется предусмотреть мероприятия, содействующие быстрому оттоку воды.

Далее, для оценки сейсмостойкости сооружения проведены расчеты устойчивости плотины по полученному расчетами совокупному полю напряжений.

Для каждой потенциальной круговой поверхности сдвига L коэффициент устойчивости вычислялся как отношение удерживающих и двигающих сил $k_s = R/F$, где

$$R = \int_L (c_I + \sigma_n tg\varphi_I) dL$$

$$F = \int_L \tau_n dL$$

Здесь σ_n и τ_n – нормальные и касательные напряжения на участке поверхности сдвига dL.

Результаты расчетов плотины на воздействие интенсивностью J = 9 баллов показали:

Для низового откоса:

– минимальным коэффициентом устойчивости $k_{\min}$ = 1,07, рис. 3.17, характеризуется поверхность потенциального сдвига, проходящая через гребень плотины и пересекающая противофильтрационное устройство на отметке НПУ 547 м с выходом на низовом откосе на отметке 517,0 м, что ниже нормативного значения для воздействия уровня ПЗ $k_{\min}$ = 1,19;

– выявлена область, устойчивость которой нельзя считать обеспеченной при сейсмическом воздействии интенсивностью 9 баллов. Контур области пересекает асфальтобетонную диафрагму на 1.1 м ниже отметки НПУ и охватывает верхнюю часть низового откоса до отметок 517,0 – 519,0 м;

– определен объем пригрузки низовой упорной призмы, обеспечивающий необходимый запас по устойчивости откоса, рис. 3.18.

Для верхового откоса:

– требования норм в целом удовлетворяются с существенным превышением нормативного значения коэффициента запаса, за исключением весьма малого и поверхностного участка, который не влияет на общую устойчивость откоса и доступен для укрепления при необходимости.

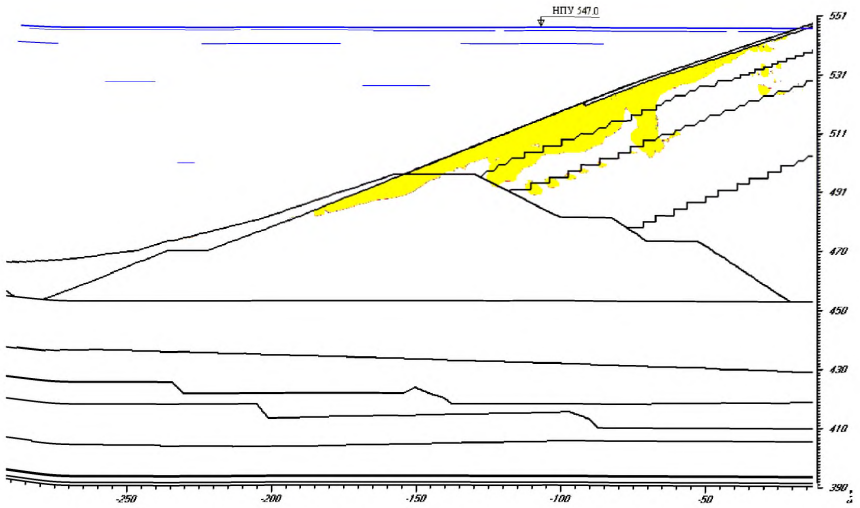


Рисунок 3.16 – Зоны потенциально возможного разжижения в галечниках при сейсмическом воздействии интенсивностью $J = 9$ баллов

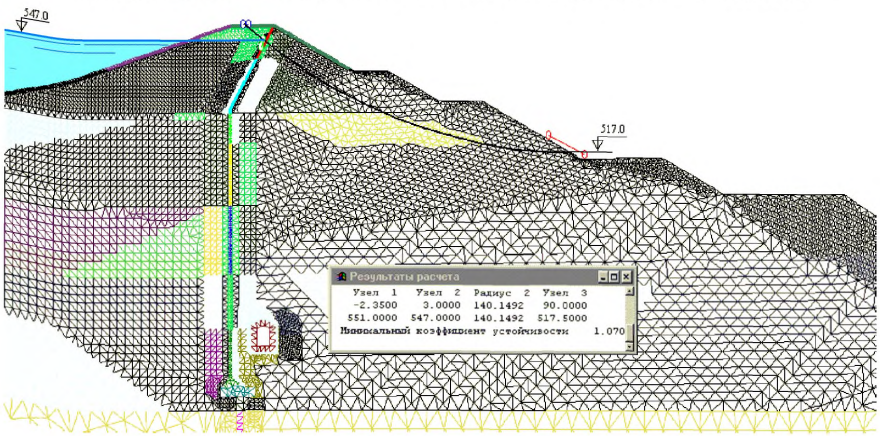


Рисунок 3.17 – Расчет сейсмостойкости низового откоса плотины по суммарному НДС. Положение поверхности сдвига, характеризующейся минимальным коэффициентом устойчивости k_{min} = 1,07

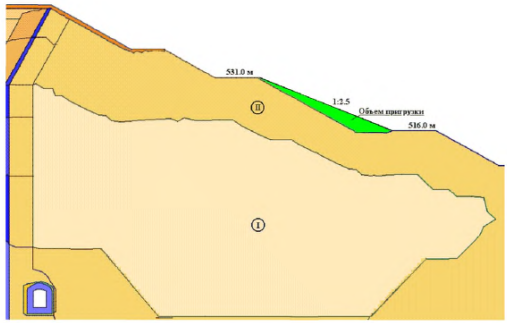


Рисунок 3.18 – Расчет сейсмостойкости низового откоса плотины. Рекомендованный профиль

Рекомендации по результатам расчетов с использованием ЛСТ

Для обеспечения несущей способности системы, прочности и устойчивости конструкции в соответствии с установленными требованиями необходимо выполнить ряд мероприятий.

– Обеспечить дополнительную пригрузку дневной поверхности верхового откоса крупнообломочным скальным грунтом, содержащим минимальный объем мелких фракций, который позволит ускорить снижение избыточного порового давления и увеличить статическое обжатие грунтов, подверженных разжижению.

– Обеспечить контроль качества работ при укладке и уплотнении поверхностных областей откоса обводненной упорной призмы с целью увеличения характеристики J_D – относительной плотности гравийно-галечникового грунта.

– Выполнить пригрузку и уположение верхней части низового откоса (ниже отметки 531,0 м в пределах ширины бровки автодороги на отметках 516,0 – 519,0 м, см. рис. 3.18), что обеспечивает сейсмостойкость низовой упорной призмы.

3.4 Расчеты сейсмостойкости грунтовых плотин с применением динамической теории

Для оценки прочности и устойчивости при особых сочетаниях нагрузок, включающих нагрузку от сейсмического воздействия, в [1] (п. 8.4.2) предлагается использовать критерии – либо специально разработанные проектными организациями (МРЗ), либо принятые в нормативных документах на проектирование гидротехнических сооружений отдельных видов (ПЗ).

При расчетах грунтовых плотин в рамках ДТ с учетом упруго-пластических деформаций оценка их сейсмостойкости производится исходя из следующих условий:

1) обрушению откосов этих сооружений соответствует приращение (дополнительное к статическим) горизонтальных динамических деформаций удлинения по рассматриваемому горизонтальному сечению порядка 5%;

2) признаком возможности обрушения при расчете является также появление в грунтовом сооружении зон, в которых происходит незатухающее развитие сдвиговых пластических деформаций.

Можно ввести понятие предельной нагрузки как такого ее верхнего значения, при котором еще существует стабилизирующееся решение системы уравнений, характеризующих колебания и напряженно-деформированное состояние грунтового сооружения с учетом упруго-пластической стадии работы его грунта при сейсмических воздействиях. В каждом конкретном случае такую нагрузку можно получить путем решения серии задач при различных значениях величины нагрузки одного и того же характера из общего ансамбля возможных воздействий. При решении задач сейсмостойкости с использованием акселерограмм расчеты могут проводиться при фиксированных эксплуатационных нагрузках и росте, например, амплитуды сейсмического воздействия. В этом случае коэффициент устойчивости может быть получен как отношение амплитуды предельной нагрузки к заданной. Если для коэффициента устойчивости принять определение Феллениуса (3.3.12), то

он может быть получен аналогичным образом из серии задач при различных уровнях снижения прочности грунта.

3.4.1 Методика решения задачи по оценке динамического НДС

Сейсмические воздействия большой интенсивности могут привести к нелинейному деформированию грунтов гидротехнических сооружений и оснований, причем эта нелинейность включает как нелинейную функциональную зависимость напряжений от деформаций, так и изменение характеристик грунта под действием сейсмической нагрузки. Недоучет этих явлений при проектировании может иметь своим следствием серьезные дополнительные деформации и повреждения сооружений при землетрясении. Поэтому для оценки безопасности грунтовых гидротехнических сооружений при сейсмическом воздействии необходимо учитывать изменение состояния грунтов, вызванное сейсмической нагрузкой.

Оценка безопасности гидротехнических сооружений с учетом изменения состояния грунтов под действием сейсмической нагрузки является комплексной задачей, которая должна включать следующие этапы:

- статический расчет системы «сооружение – основание» с учетом нелинейных свойств грунтов;
- выявление зон возможного частичного или полного разжижения водонасыщенных несвязных грунтов;
- динамический расчет сооружения с учетом нелинейных свойств грунтов и (или) квазистатический расчет с учетом изменения характеристик грунтов и нагрузок после сейсмического воздействия.

В настоящем подразделе пособия в качестве примера приведено описание методики оценки динамического НДС, реализованных в программном комплексе «Диск-Геомеханика», разработанном в АО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева» [175, 176].

Сейсмическое движение системы «сооружение – основание» описывается уравнением

$$S^T\bar{\sigma}-\rho\left(\ddot{\bar{u}}+\ddot{\bar{u}}_0\right)=0,$$
$$S^T=\begin{bmatrix}\partial/\partial x & 0 & \partial/\partial y\\ 0 & \partial/\partial y & \partial/\partial x\end{bmatrix} \qquad (3.4.1)$$

где $\bar{\sigma}$ – тотальные динамические напряжения, $\bar{u}$ – динамические смещения относительно нижней границы расчетной области, $\bar{u}_0$ – динамическое смещение нижней границы расчетной области, ρ – плотность. Уравнения выполняются в некоторой расчетной области Ω.

Связь между деформациями и смещениями определяется соотношением

$$\bar{\varepsilon}=S\bar{u}. \qquad (3.4.2)$$

Напряжения и деформации связаны соотношением, соответствующим модели вязкости Фойгта,

$$\bar{\sigma}=D\left(\bar{\varepsilon}+\eta\dot{\bar{\varepsilon}}\right), \qquad (3.4.3)$$

где D – матрица динамических параметров упругости, $\bar{\varepsilon}$ – динамические деформации, η – параметр вязкости.

Компоненты матрицы D и параметр вязкости η в общем случае являются функциями статического и динамического НДС:

$$\bar{\sigma}=D\left(\bar{\varepsilon}+\eta\dot{\bar{\varepsilon}}\right),$$
$$D=\frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)}\begin{bmatrix}1-\nu & \nu & 0\\ \nu & 1-\nu & 0\\ 0 & 0 & 1/2-\nu\end{bmatrix}. \qquad (3.4.4)$$

Здесь E – модуль деформации, ν – коэффициент Пуассона.

Параметр вязкости η может быть определен через относительное затухание ξ или через логарифмический декремент затухания Δ.

$$\eta=\frac{2\xi}{\omega}=\frac{\Delta}{\omega\pi} \qquad (3.4.5)$$

На границе $\Gamma=\Gamma_1\cup\Gamma_2\cup\Gamma_3$ расчетной области Ω действуют граничные условия

$$\begin{aligned} &\bar{u} = 0 && \text{на } \Gamma_1, \\ &\sigma_n = \rho c_p \dot{u}_p,\ \tau_n = \rho c_s \dot{u}_s && \text{на } \Gamma_2, \\ &\bar{\sigma} = 0 && \text{на } \Gamma_3, \end{aligned} \qquad (3.4.6)$$

где $c_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$, $c_p = c_s\sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}}$ – скорости распространения поперечных и продольных волн, соответственно, $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ – модуль сдвига, σ_n, τ_n, u_p, u_s – нормальные и касательные к границе напряжения и смещения. [7].

Условие Γ_1 соответствует нижней границе, Γ_2 – боковым, Γ_3 – на свободной поверхности.

В начальный момент времени смещения во всей области равны нулю.

Предполагается, что направление распространения первичной сейсмической волны можно считать вертикальным, а распределение кинематических параметров вдоль нижней границы – равномерным. Таким образом, движение нижней границы полностью определяется записью ускорения, скорости или смещения в какой-либо ее точке.

Далее для моделирования сейсмического воздействия используется запись ускорения (акселерограмма) нижней границы, которая получается в результате пересчета акселерограммы с дневной поверхности на глубину с учетом схематизации грунтового основания в выделенной расчетной области.

3.4.2 Пример расчета сейсмостойкости грунтовой плотины с асфальтобетонной диафрагмой при воздействии, заданном акселерограммой

В качестве примера, как и в предыдущем разделе, рассмотрена гравийно-галечниковая плотина с асфальтобетонной диафрагмой, высотой $H_{макс}$ = 101 м, возведенная на аллювиальных отложениях мощностью около 60 м. Продолжением противофильтрационного контура в аллювиальных грунтах основания является цементационная завеса.

Расчеты выполнены для системы «плотина – основание», базирующейся на недеформируемой скале. Размеры расчетной области составили 161 м по высоте и 1000 м вдоль русла.

Анализ сейсмостойкости плотины на действие сейсмических нагрузок, заданных расчетными акселерограммами с учетом данных сейсмического микрорайонирования площадки строительства, включает:

- оценку интенсивности ускорений, развивающихся в теле плотины в период сейсмического воздействия;
- определение конфигурации области возможного нарушения динамической устойчивости водонасыщенных гравийно-галечниковых грунтов (ГГГ);
- оценку величин областей, характеризующихся минимальным запасом сейсмической устойчивости по результатам расчета НДС системы «плотина – аллювиальное основание».

Расчет динамической реакции выполнялся в предположении о плоскодеформированном состоянии системы «сооружение – основание». Система «сооружение – основание» схематизирована в рамках единой расчетной модели для решения статической и динамической задач.

Была разработана расчетная схема, в состав которой вошли 29507 трехузловых элементов, все они были разделены по своим физико-механическим характеристикам на 9 типов, общее число узлов составило 15198.

На нижней границе расчетной области относительные смещения равны нулю, на боковых границах приняты условия Лисмера, остальная часть границы свободна от напряжений. Для интегрирования уравнений движения по времени используется схема Ньюмарка. По пространственным координатам уравнения решаются МКЭ с использованием треугольных элементов с линейной интерполяцией перемещений. Для решения нелинейных задач применяется метод переменных жесткостей.

На рис. 3.19 показан фрагмент расчетной схемы с разбиением на расчетные геологические и конструктивные элементы. В схематизированной области были выделены три контрольных узла для выдачи информации.

Узел А расположен на гребне сооружения, Б – на поверхности сухого низового откоса у подошвы призмы потенциального сдвига, обладающей по результатам ранее проведенных исследований минимальным запасом устойчивости, и узел В – на поверхности водонасыщенного верхового откоса, подверженного возможности разжижения ГГГ.

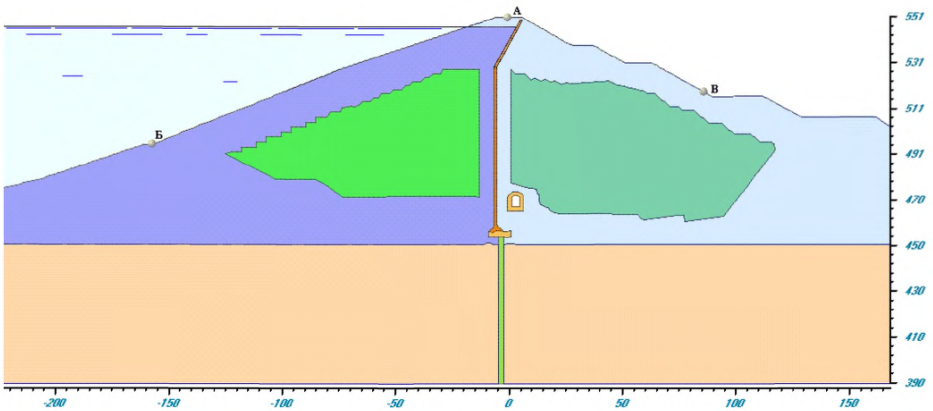


Рисунок 3.19 – Фрагмент расчетной схемы с разбиением на расчетные геологические и конструктивные элементы

При оценке статического НДС системы в процессе достройки и эксплуатации применялась методика решения упруго-пластической задачи с изменяющимися характеристиками.

В исследованиях по динамической теории использовались расчетные значения динамических деформационных характеристик грунтов тела плотины, полученные по данным экспериментальных исследований.

Учитывался нелинейный характер деформирования грунтов тела плотины. В процессе расчетов на всем временном интервале действия сейсмической нагрузки на систему деформационные параметры грунтовых элементов модели подвергались корректированию в зависимости от величин текущих деформаций материала.

График нелинейной зависимости относительного динамического модуля сдвига G/G_{max} от относительных сдвиговых деформаций γ_{xy}, полученный экспериментальным путем, приведен на Рисунок 3.20.

Деформационные свойства аллювиального основания в расчетах изменялись по линейному закону, в зависимости от величины среднего статического обжатия расчетных элементов.

Оценка затухания колебаний системы проводилась с использованием эмпирических зависимостей коэффициентов демпфирования от величины сдвиговой деформации γ_{xy}. На Рисунок 3.21 представлены зависимости демпфирования и относительного динамического модуля сдвига G/G_{max} от величины сдвиговых деформаций [182]. Две ветви каждого графика соответствуют зависимостям для двух различных типов грунтов: мелкозернистого и крупнообломочного. В настоящем исследовании использовались средние значения параметров.

Для определения величины затухания были проведены три серии вычислений, на каждой стадии последовательных приближений затухание корректировалось в соответствии с расчетным полем сдвиговых деформаций. Полученная на третьем шаге итераций величина затухания 9% была принята за расчетный коэффициент демпфирования для первой собственной частоты системы.

Следует отметить, что в соответствии с рекомендациями СП 14.13330.2014 при отсутствии специальной информации о реальных параметрах затухания в расчетах сейсмостойкости грунтовых плотин допускается принимать величину затухания до 15%.

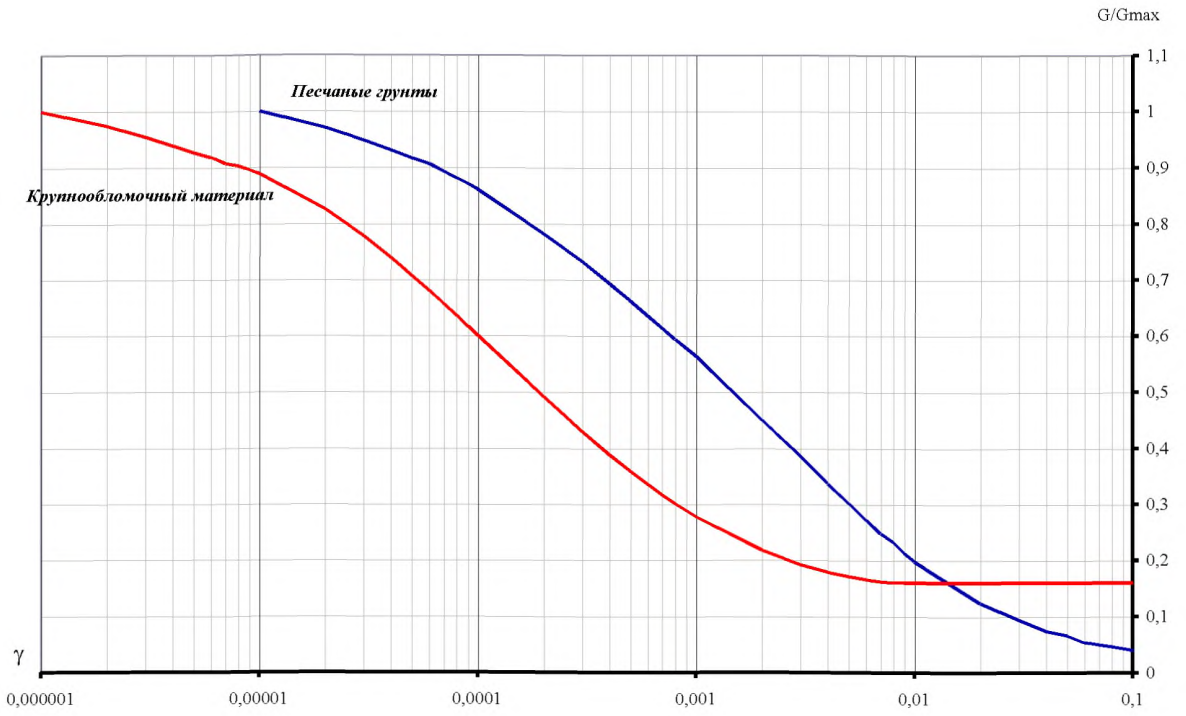


Рисунок 3.20 – График зависимости относительного динамического модуля сдвига G/G_{max} от величины сдвиговой деформации γ_{xy}

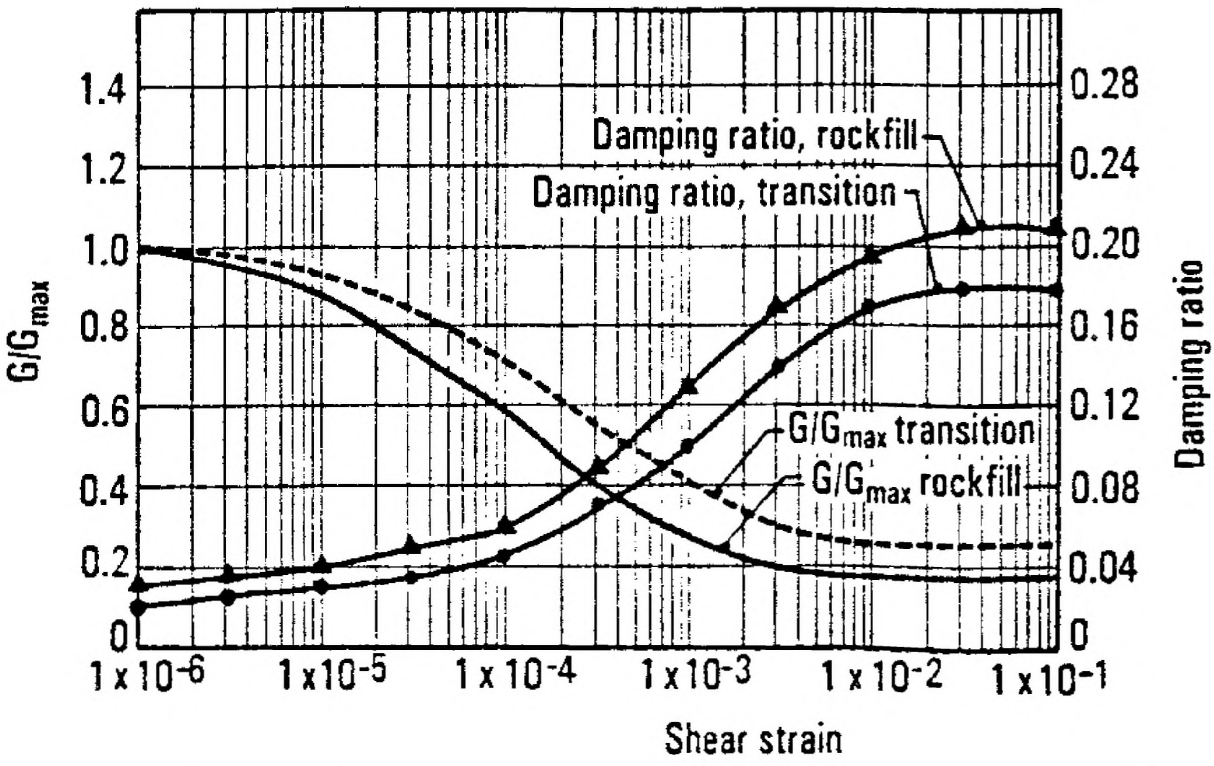


Рисунок 3.21 – Графики зависимости коэффициентов затухания и относительного динамического модуля сдвига G/G_{max} от величины сдвиговой деформации γ_{xy}

По данным сейсмического микрорайонирования промплощадок и основных сооружений период максимальных колебаний по ускорениям колеблется от 0.1 секунды для местного землетрясения до 0.4 секунды для удаленного.

Амплитуда максимума спектра реакции меняется от 530 см/с^2 до 630 см/с^2, резонансные периоды находятся в диапазоне 0,2 – 0,4 секунды, максимальные амплитуды ускорения от 130 см/с^2 до 217 см/с^2. Учитывая периоды собственных колебаний сооружений, наиболее опасными следует считать колебания с периодом 0.2 с.

Для расчета сейсмостойкости плотины по динамической теории были выбраны два воздействия, соответствующие реальным землетрясениям и представленные записями ускорений свободной поверхности:

- Imperial Valley, El. Centro, 5/19/40 (воздействие I),
- Northridge Eq., Baldwin Park, 1/17/94 (воздействие II).

Исходные записи были откалиброваны, проведено их масштабирование в соответствии с данными детального сейсмического районирования территории.

В динамических расчетах с использованием, так называемой, платформенной модели, сейсмическое воздействие должно быть представлено записями ускорений нижней границы расчетной области, которые в действительности соответствуют ускорениям в толще грунта на некоторой глубине.

Акселерограммы, принятые для дневной поверхности, предварительно были обработаны по методике [181] с целью исключить общее смещение системы как твердого тела по окончании сейсмического воздействия, возможность которого связана погрешностями, допускаемыми при записи акселерограмм. Искажения, обусловленные неопределенностью начальных условий, при интегрировании проявляются в виде линейного тренда сейсмограммы и могут являться следствием фрагментарности записи или переходных процессов при включении измерительной аппаратуры.

После проведения корректировки производился пересчет акселерограмм на нижнюю границу расчетной области, которая была принята на глубине 60 м от дневной поверхности на уровне, соответствующем в модели отметкам контакта кровли скального основания и подошвы аллювиальных отложений.

Процедура пересчета основана на модели слоистой вязкоупругой среды. На свободной поверхности принимаются условия отсутствия напряжений и смещения, соответствующие заданной акселерограмме. На границах слоев – условия непрерывности смещений и напряжений.

Используемая процедура позволяет учесть неоднородность грунтовой толщи путем разбиения ее на отдельные однородные слои. Диссипативные свойства грунтов учитываются введением вязкости.

При пересчете аллювиальное основание было разбито на семь слоев для учета зависимости коэффициента сдвига от глубины. Характеристики расчетных слоев приведены в таблице 3.9.

В целях оценки корректности результатов пересчета были выполнены контрольные расчеты ускорений свободной поверхности при полученных воздействиях с использованием МКЭ. Результаты расчетов представлены на рис. 3.22 для воздействия I и на рис 3.23 – для воздействия II.

Таблица 3.9 – Динамические характеристики слоев аллювиального основания

№ слоя	Глубина кровли (м)	Модуль сдвига (МПа)	Коэффициент Пуассона	Плотность (кт/м^3)	Относительное затухание
1	0	100	0,48	0,0023	0,09
2	-1	141	0,48	0,0023	0,09
3	-5	228	0,48	0,0023	0,09
4	-10	320	0,48	0,0023	0,09
5	-15	412	0,48	0,0023	0,09
6	-20	450	0,48	0,0023	0,09
7	-60	450	0,48	0,0023	0,09

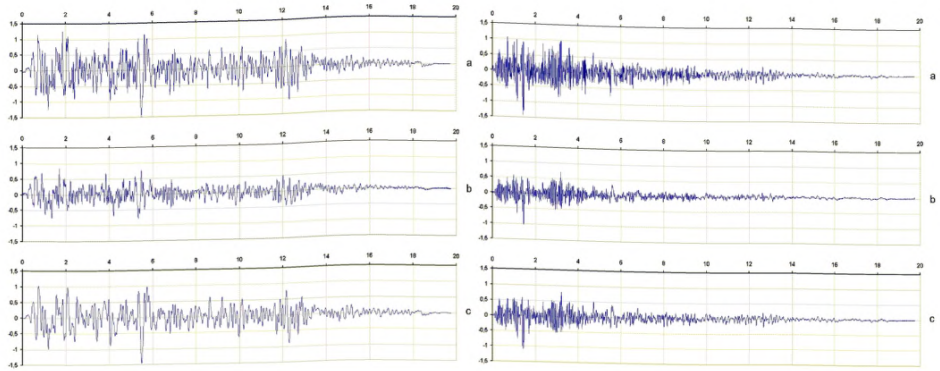


Рисунок 3.22 – Акселерограмма I. Горизонтальная и вертикальная компоненты (время–сек, ускорение–м/сек^2): a – исходная запись на поверхности; b – пересчитанная на глубину 60м; c) результат контрольного пересчета на поверхность по МКЭ.

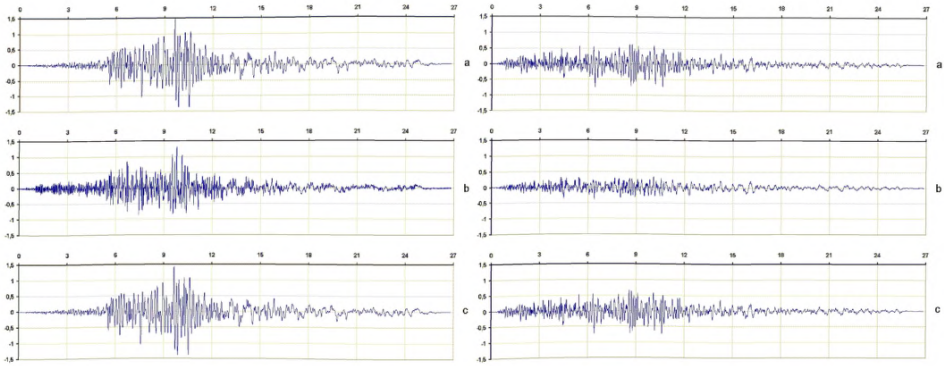


Рисунок 3.23 – Акселерограмма II. Горизонтальная и вертикальная компоненты (время – с, ускорение – м/с^2): a – исходная запись на поверхности; b – пересчитанная на глубину 60 м; c) результат контрольного пересчета на поверхность по МКЭ

Результаты динамических расчетов системы

При динамических исследованиях для каждого из двух расчетных воздействий I и II в контрольных узлах сооружения получены графики изменения интенсивности горизонтальной $\ddot{U}_x$ и вертикальной составляющих сейсмических ускорений $\ddot{U}_y$ за полный период времени действия землетрясения.

Графики максимальных компонент ускорений, полученные для узла А при воздействиях I и II, приведены на рис. 3.24 и 3.25.

Поля распределений и изолинии горизонтальной $\ddot{U}_x$ и вертикальной $\ddot{U}_y$ расчетных составляющих ускорений на момент достижения ими максимальных значений амплитуд (м/сек^2) в расчетный период времени для воздействия I показаны на рис. 3.26.

Наибольшие величины горизонтальной составляющей сейсмических ускорений достигаются на гребне сооружения (узел А) получены в моменты времени $t_1 = 2{,}62$ сек и $t_2 = 6{,}35$ сек, и составляют 1,25 и 1,4 соответственно.

Для воздействия II – максимальная амплитуда ускорений существенно ниже и достигает половины наибольшей величины, полученной в расчетах по первой акселерограмме.

Изолинии и поле распределения максимальных значений модулей нормальных компонент $\tilde{\sigma}_x$ $\tilde{\sigma}_y$ и сдвиговых динамических напряжений $\tilde{\tau}_{xy}^{max}$ (МПа), развивающихся в грунтах сооружения за период действия сейсма, заданного акселерограммой I представлены на рис. 3.27 – 3.29.

Оценка возможности разжижения водонасыщенных гравийно-галечниковых грунтов по напряжениям проводилась так же как описано в предыдущем разделе, в примере с использованием ЛСТ.

По величине соотношения среднестатических напряжений и интенсивности сдвиговых напряжений в верховой призме плотины $\sigma_{stat}/\tilde{\tau}_{xy}^{max}$ определялась конфигурация области, характеризующейся минимальным запасом устойчивости структуры водонасыщенных грунтов при сейсмическом воздействии.

Представление о диапазоне вариации расчетных коэффициентов запаса дает характер их распределения в поперечном сечении плотины, рис. 3.30 и 3.31, соответственно для каждого из расчетных воздействий.

Полученные результаты показывают, что в грунтах верхней трети низовой упорной призмы вблизи дневной поверхности существует область, подверженная динамическому нагружению в большей степени, чем в остальных частях сухого откоса, что подтверждает результаты предшествующих исследований по линейно-спектральной теории.

Для верхового откоса плотины получена конфигурация зон, в которых при воздействии сейсмической нагрузки, заданной расчетными акселерограммами, возможны нарушения устойчивости структуры грунтов и возникновение эффекта разжижения. На рис. 3.32 представлена область возможного разжижения грунтов для воздействия I, для воздействия II – на рис. 3.33.

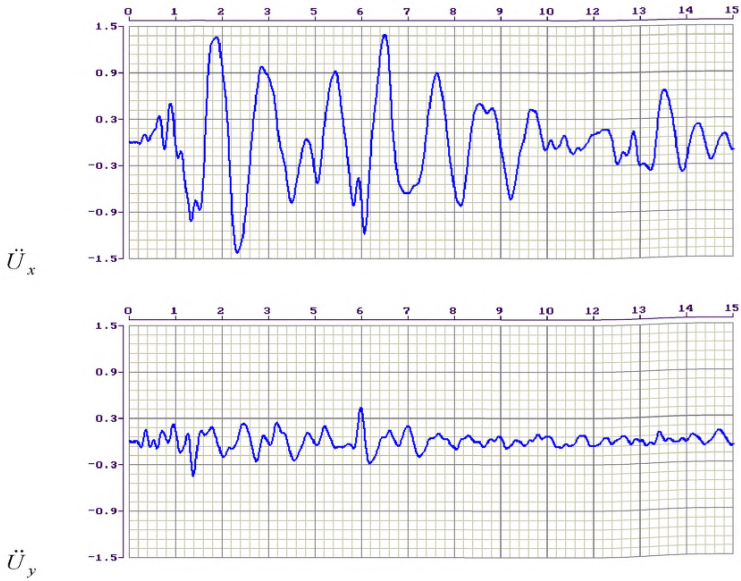


Рисунок 3.24 – Воздействие I. Коэффициент затухания 9%. Изменение интенсивности сейсмического ускорения. Узел А

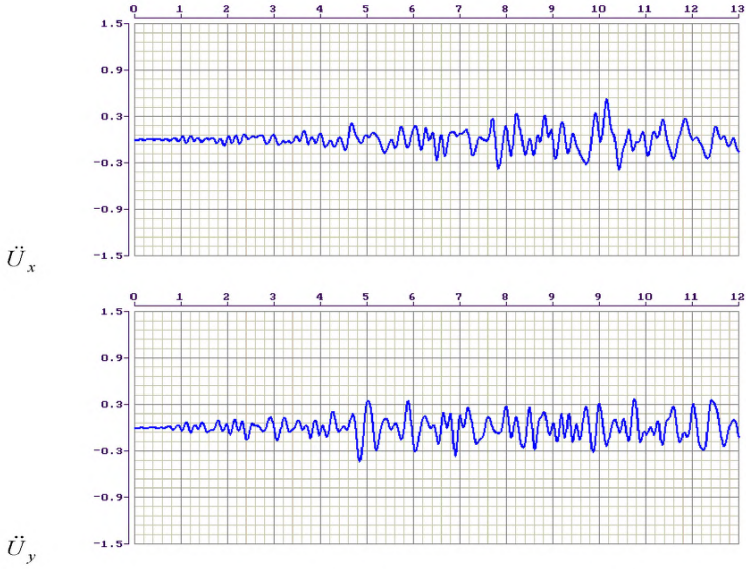


Рисунок 3.25 – Воздействие II. Коэффициент затухания 9%. Изменение интенсивности сейсмического ускорения. Узел А

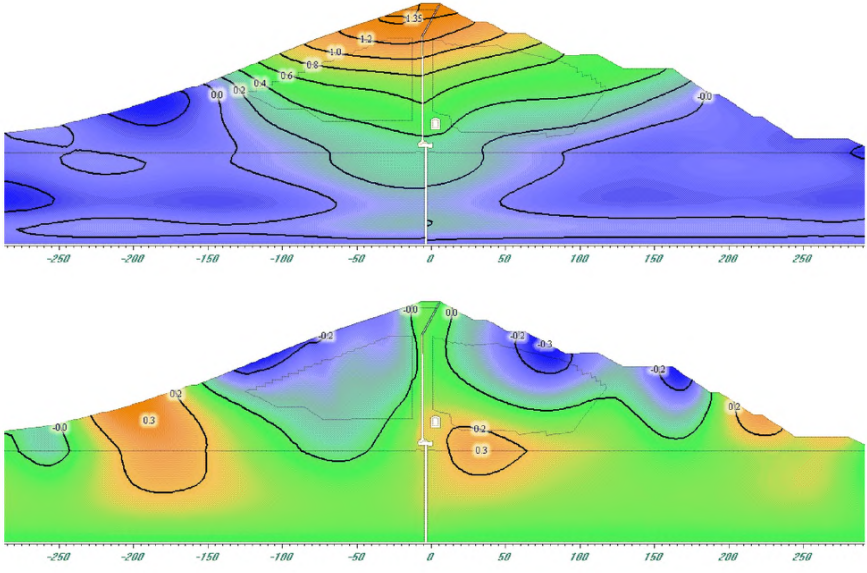


Рисунок 3.26 – Воздействие I. Момент времени t = 6.35 сек. Поле распределения и изолинии горизонтальной $\ddot{U}_x$ и вертикальной составляющих ускорений $\ddot{U}_y$ (м/сек^2)

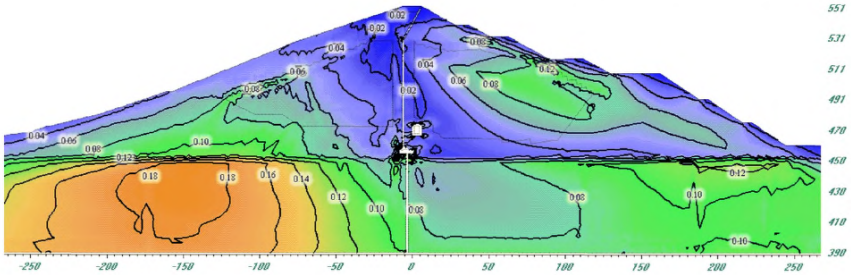


Рисунок 3.27 – Воздействие I. К оценке динамического НДС. Изолинии максимальных значений модуля горизонтальной компоненты динамических напряжений $\tilde{\sigma}_x$ (МПа)

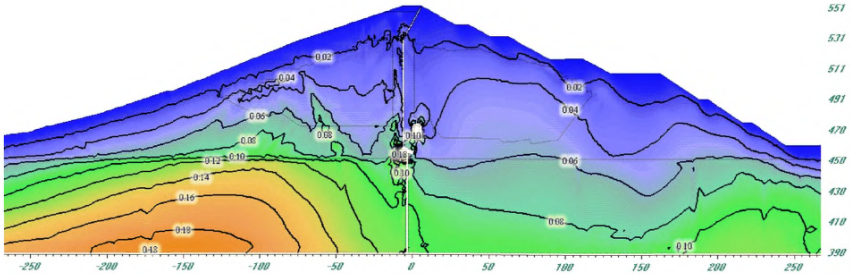


Рисунок 3.28 – Воздействие I. К оценке динамического НДС. Изолинии максимальных значений модуля вертикальной компоненты динамических напряжений $\tilde{\sigma}_y$ (МПа)

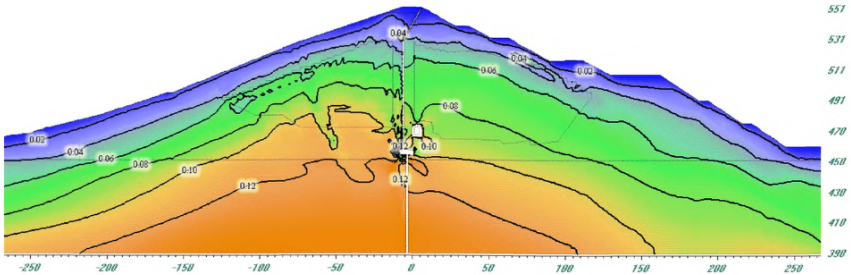


Рисунок 3.29 – Воздействие I. К оценке динамического НДС. Изолинии максимальных значений модуля касательной компоненты динамических напряжений $\tilde{\tau}_{xy}$ (МПа)

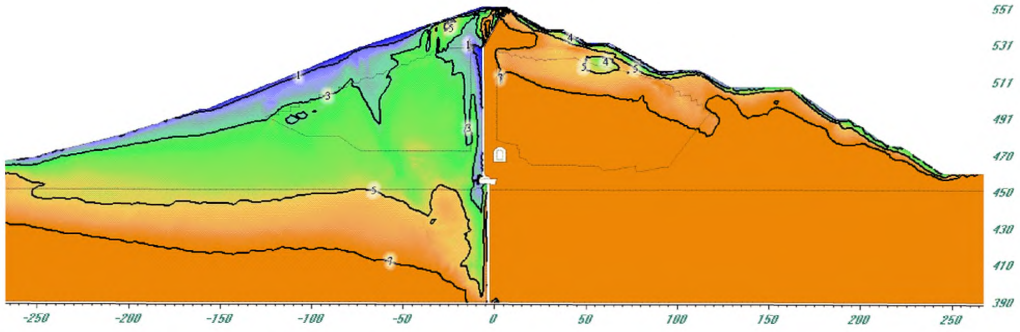


Рисунок 3.30 – Воздействие I. К оценке сейсмической устойчивости. Изолинии коэффициентов, соответствующих величине отношения $\sigma_{stat} / \tilde{\tau}_{xy}^{max}$

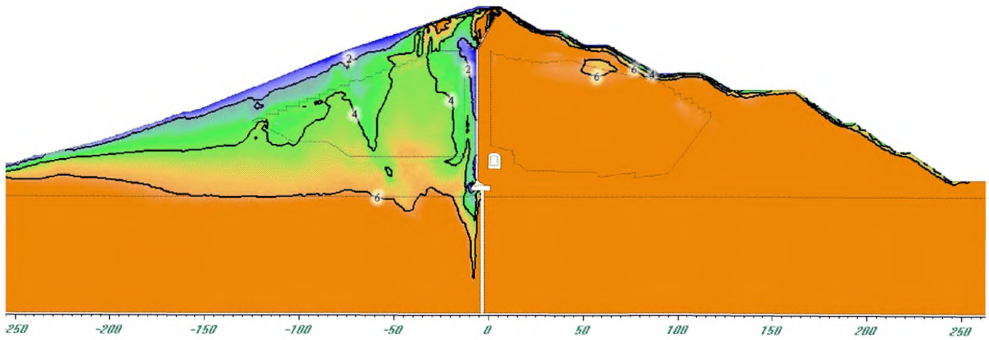


Рисунок 3.31 – Воздействие II. К оценке сейсмической устойчивости. Изолинии коэффициентов, соответствующих величине отношения $\sigma_{stat} / \tilde{\tau}_{xy}^{max}$

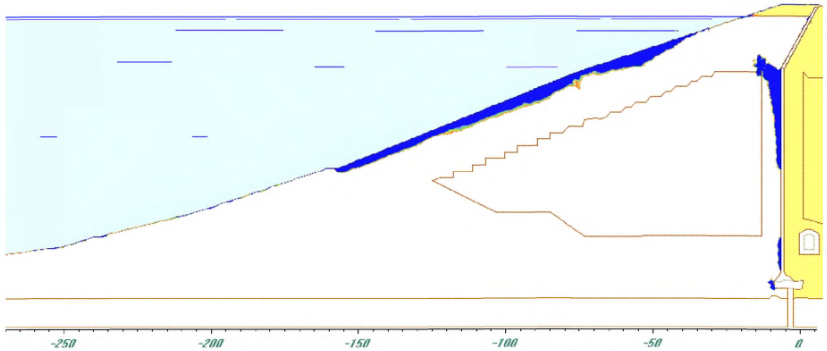


Рисунок 3.32 – Воздействие I. Распространение зоны возможного разжижения ГГГ

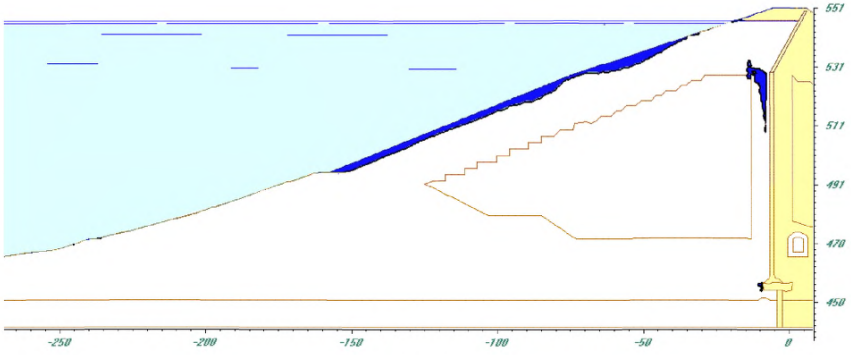


Рисунок 3.33 – Воздействие II. Распространение зоны возможного разжижения ГГГ

Результаты оценки устойчивости откосов плотины с учетом напряженно-деформированного состояния по ДТ

По результатам расчетов сейсмостойкости плотины на воздействия заданные расчетными акселерограммами I и II можно отметить следующее.

Для плотины в целом

Результаты расчетов сооружения на динамические воздействия, заданные акселерограммами, показывают, что протяженность и глубина областей грунтов,

находящихся в предельном состоянии по несущей способности, несколько меньше, чем при расчетах по методу ЛСТ.

Для верхового откоса

Конфигурация зоны возможного разжижения верховой упорной призмы аналогична области, полученной в результате расчетов по линейно-спектральной теории, но локализована в поверхностной части откоса без существенного заглубления в него. Повреждения верхового откоса незначительны и не наносят существенного ущерба сооружению, откос доступен для укрепления и ремонта.

Для низового откоса

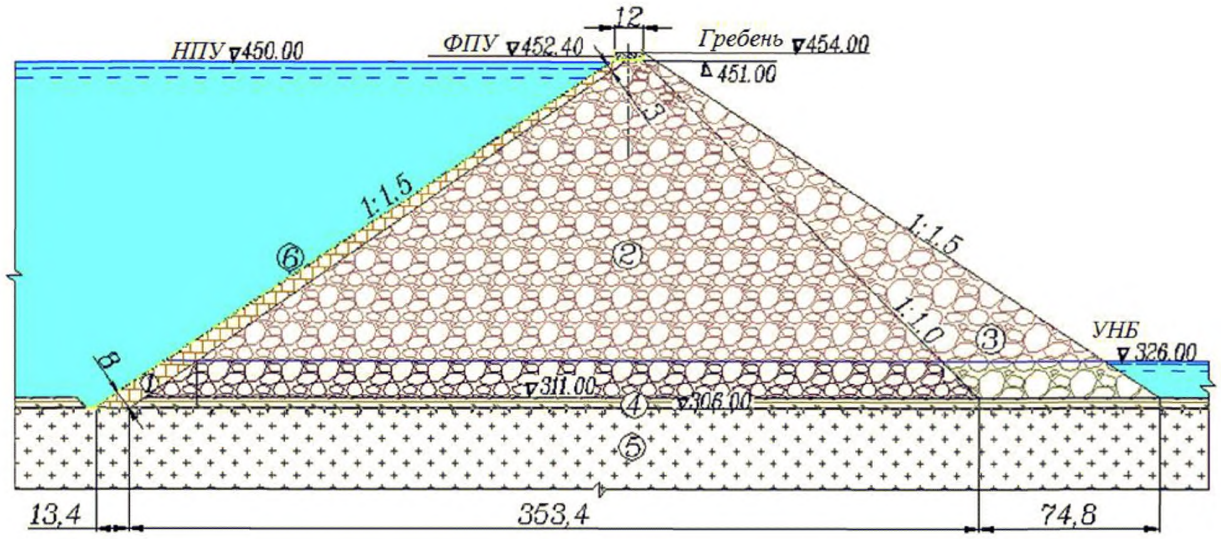
Как показали ранее проведенные расчетные исследования сейсмостойкости, требуется пригрузка и уположение низового сухого откоса от отметки 516.0 до 531.0 м. Оценивая объем дополнительной насыпи, можно заключить, что в этой части откоса требуется его уположение до величины 1:2.5, примерно на ширину бровки автодороги.

По результатам исследований, проведенных с использованием динамической теории, можно сделать вывод о том, что воздействие, характеризуемое акселерограммой I, является более опасным для плотины, чем землетрясение, описываемое акселерограммой II. Однако в сравнении с оценкой, полученной по линейно-спектральной теории, расчетная сейсмостойкость сооружения, при воздействиях, заданных акселерограммами, несколько выше.

3.4.3 Пример расчета сейсмостойкости грунтовой плотины с бетонным экраном при воздействии, заданном акселерограммой

Каменнонабросные плотины с железобетонным экраном получили широкое распространение в мировой практике строительства высоких плотин их грунтовых материалов. В качестве примера исследования каменнонабросной плотины с

железобетонным экраном по динамической теории сейсмостойкости была рассмотрена плотина высотой 148 метров, с уклонами откосов со стороны верхнего и нижнего бьефов 1:1,5 (рис. 3.34). Железобетонный экран имел переменную по высоте толщину от 0,30 м (в верхней части) до 0,80 м (внизу). Экран разрезан на плиты вертикальными деформационными швами через каждые 16 м. Основание плотины и береговые склоны были сложены выветрелой и сохранной скалой (алевролит).



Обозначения: 1 - переходный слой; 2 - центральная упорная призма из каменной наброски; 3 - низовая призма из каменной наброски; 4 - выветрелая скала; 5 - скальное основание; 6 - ж/б экран

Рисунок 3.34 – Каменнонабросная плотина с железобетонным экраном

На рис. 3.35 показана разработанная пространственная модель системы «плотина – основание» и ее разбивка на конечные элементы. Всего конечных элементов порядка 150 тысяч, в основном восьмиузловые пространственные элементы и, частично, четырех – шестиузловые пространственные элементы в зонах стыковки плотины с берегами. Экран смоделирован трехмерными оболочечными элементами. На контактах экрана с плотиной, в деформационных швах железобетонного экрана, на контактах плотины с берегами организованы односторонние связи (работа только на сжатие) с учетом трения по контактным поверхностям.

Границы расчетной области основания плотины назначались из условия достаточной удаленности, так что бы их влияние на работу плотины было несущественным. В динамической задаче на границах были поставлены условия, исключающие возможность отражения сейсмических волн от границ расчетного массива (условия «неотражающей границы») [7, 183]. Современные программные комплексы позволяют ставить на границах выделенной расчетной области условия «пропуска» или «поглощения» сейсмических волн.

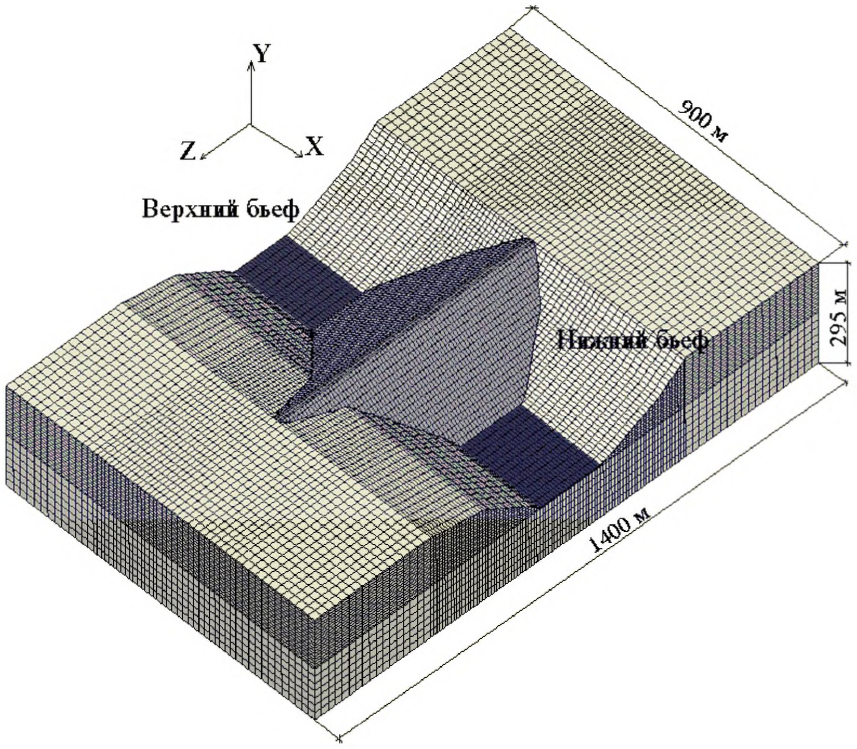


Рисунок 3.35 – Пространственная модель системы «плотина – основание»

Каменная наброска рассматривалась как нелинейная среда.

Сейсмическое воздействие задавалось трехкомпонентной акселерограммой уровня МРЗ (интенсивность 7 балов по шкале MSK-64), приложенной к основанию расчетной области (на глубине 150 м ниже подошвы плотины). В качестве исходных

данных использовались акселерограммы Whittier Narrows; CA; 1987, они были приведены в соответствие с грунтовыми условиями площадки, масштабированы до интенсивности 7 баллов по шкале MSK-64 (что для рассматриваемой площадки соответствует землетрясению уровня МРЗ) и пересчитаны на глубину, соответствующую нижней границе расчетной области (рис. 3.36).

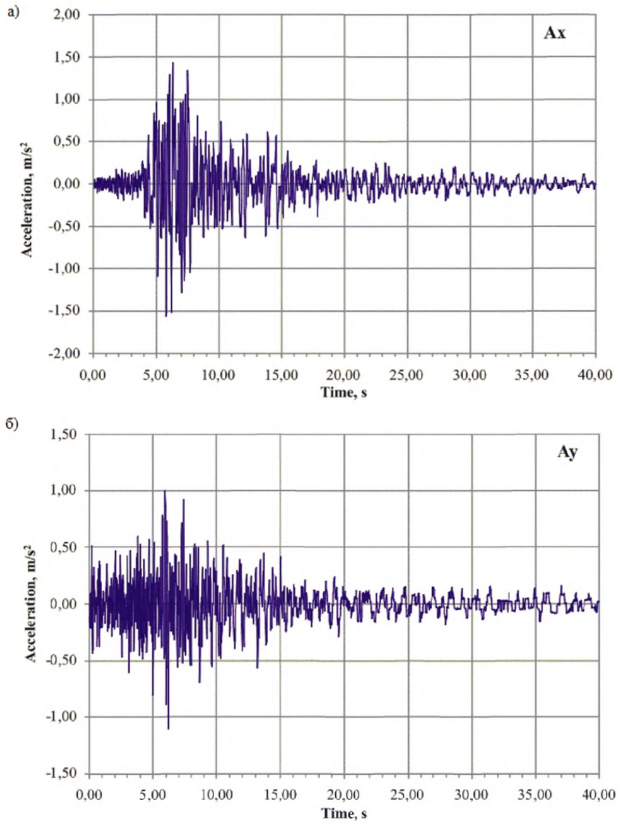


Рисунок 3.36 – Расчетная акселерограмма: а – горизонтальная составляющая; б – вертикальная составляющая

Влияние отдельных параметров предварительно исследовалось на плоских моделях. Расчет сооружения в плоской постановке выполнялся лишь на первой стадии исследования объекта, поскольку обосновать конструкцию всего сооружения и его отдельных элементов можно только путем комплексного исследования всей системы на основное и особое сочетание нагрузок. Пространственный характер работы системы сказывался на величинах раскрытия швов экрана, на состоянии

врезок тела плотины в берега, на поведении смотровых галерей, на общей картине полей смещений и напряжений. При необходимости, выполнялась детализация конструкции путем выделения интересующих элементов сооружения с учетом граничных условий фрагментов.

При расчете на сейсмическое воздействие напряженно-деформированное состояние системы от статических воздействий (гидростатического давления верхнего бьефа и собственного веса плотины и экрана) рассматривалось как начальное поле напряжений (смещения нулевые). Инерционное влияние воды в водохранилище на плотину учитывалось путем добавления массы колеблющейся воды согласно п. 8.4.27 СП 14.1330 [1].

Расчет на сейсмическое воздействие выполнялся решением системы дифференциальных уравнений движения методом прямого пошагового интегрирования.

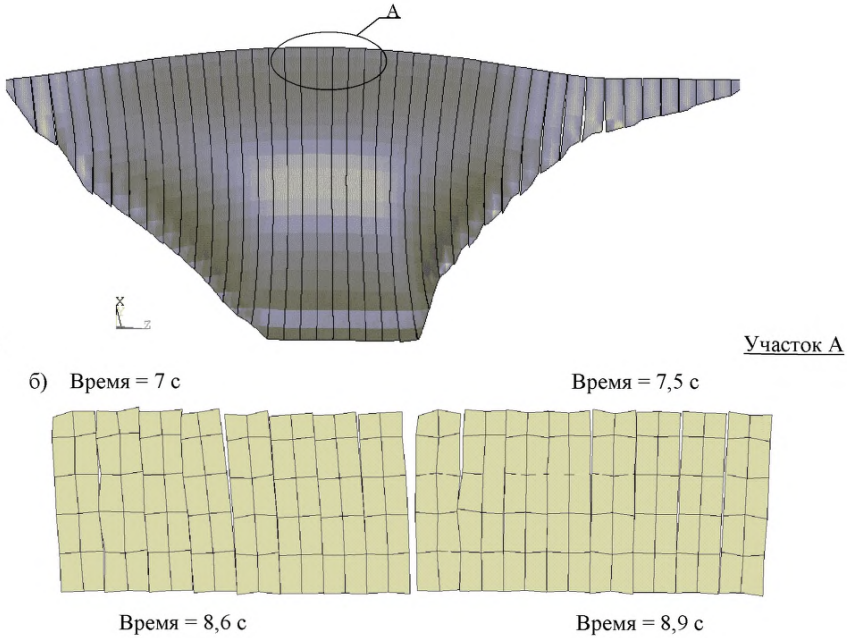
Расчетные деформационные и прочностные характеристики материалов тела плотины варьировались в достаточно широком диапазоне. Так, статический модуль деформации переходного слоя принимался в расчетах от 80 до 200 МПа. Динамический модуль деформации и параметры диссипации также изменялись в широком диапазоне. Подобный подход обусловлен сложностью достоверного определения механических и физических характеристик для такого материала как каменная наброска.

В результате проведенных исследований, варьируя конструктивными параметрами и характеристиками материалов системы, была получена вся необходимая информация для обоснования конструкции тела плотины и ее железобетонного экрана. Основное внимание в этом примере уделено оценке работы противофильтрационного элемента – ж/б экрана и береговых примыканий плотины при сейсмическом воздействии.

На рис. 3.37, а приведены деформации железобетонного экрана при статическом нагружении после заполнения водохранилища. Как видно из рис. 3.37а,

под действием гидростатического давления воды водохранилища центральная часть экрана находится в сжатом состоянии, а в боковых примыканиях к бортам каньона происходит раскрытие деформационных швов. Максимальное раскрытие швов составляет 10 мм.

На рис. 3.37, б продемонстрированы деформации ж/б экрана в различные моменты времени при прохождении сейсмической волны. Для выделенной верхней центральной части экрана (участок А) можно увидеть процесс «раскрытия – закрытия» деформационных швов в процессе землетрясения. Максимальное раскрытие шва наблюдалось на 9 секунде землетрясения в средней части гребня и составило 165 мм. Прогноз величины раскрытия швов необходим для проектирования (подбора) ширины и конструкции шпонок.



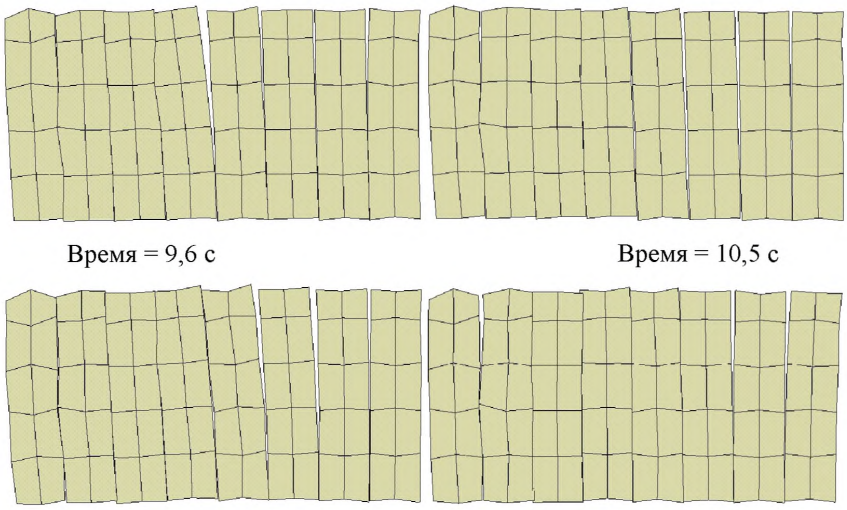


Рисунок 3.37 – Раскрытие деформационных швов в ж/б экране на участке А:
а – при статических нагрузках; б – при землетрясении.

При сейсмическом воздействии постоянный контакт экрана с его основанием (каменной наброской тела плотины), главным образом, обеспечивается благодаря прижимающему действию гидростатического давления водохранилища. Нарушение контакта «экран – тело плотины» возможно в самой верхней части плотины, где могут потребоваться дополнительные конструктивные мероприятия для обеспечения прочности этого узла.

Для обоснования конструкции берегового примыкания плотины к скальному массиву необходимо оценить возможные сдвиги по контакту. На рис. 3.38 иллюстрируется развитие «отлипания» плотины с экраном от береговых склонов. На верхнем рисунке показано «отлипание» тела плотины и железобетонного экрана от левого берега на восьмой секунде землетрясения. Как видно из нижнего рисунка, на двенадцатой секунде землетрясения «отлипание» наблюдается только на правобережном склоне в центральном сечении тела плотины (приблизительно под ее гребнем).

При расчете плотин на сейсмическое воздействие в некоторых случаях моделируется только плотина с приложением возмущения по подошве сооружения. Такой подход приемлем, если задаваемое воздействие было получено путем решения вспомогательной задачи с учетом наличия сооружения.

На рис. 3.39 для сравнения показаны сейсмограммы на поверхности основания без плотины и в случае землетрясения после завершения строительства. Как видно из рисунка, при наличии сооружения перемещения приблизительно в два раза меньше, чем они были до строительства, при этом возмущение по подошве не является равномерным. Естественно, наибольшая разница в перемещениях наблюдается в средней части поперечного сечения плотины (под гребнем).

При таком подходе горный массив с силами инерции отрезается, и деформации свободной поверхности за пределами подошвы не учитываются. Для решения проблемы сопряжения плотины с основанием, а также сопряжения железобетонного экрана с основанием более предпочтительным является моделирование совместной работы системы «сооружение – основание».

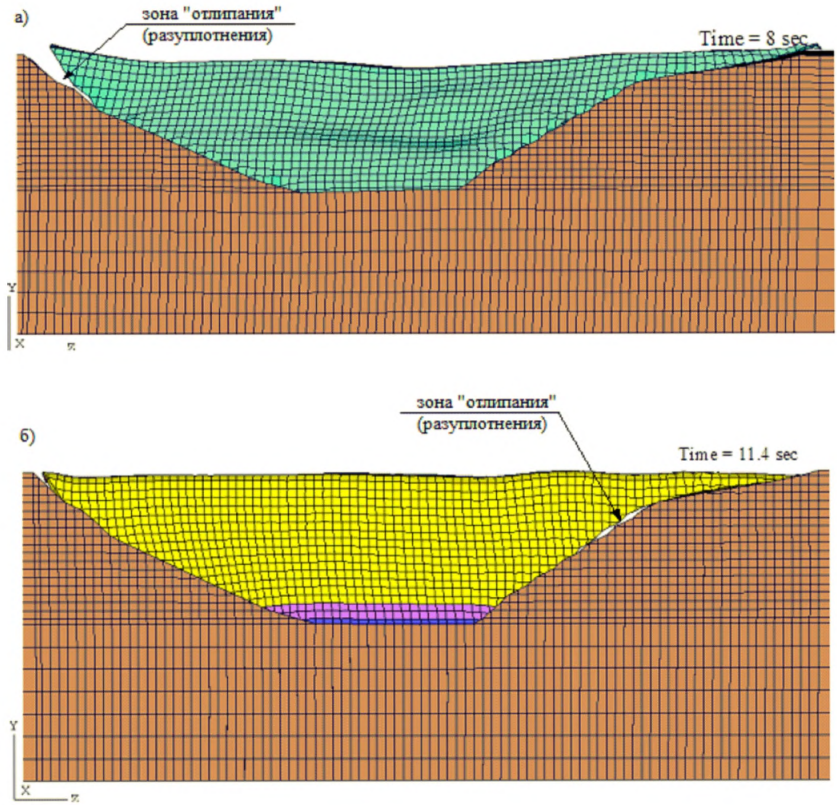
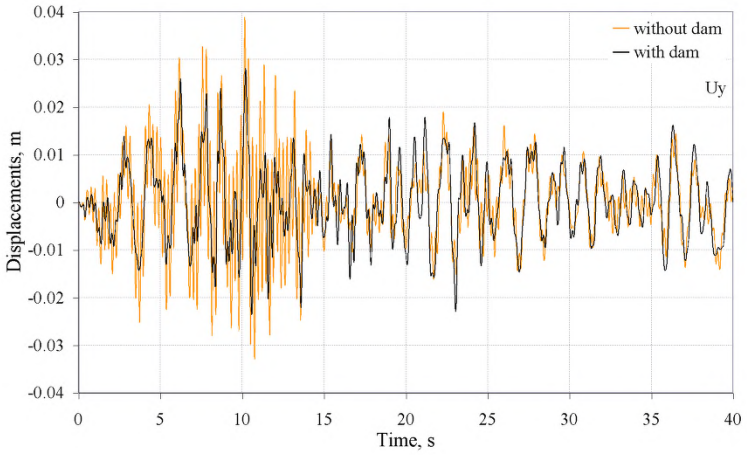
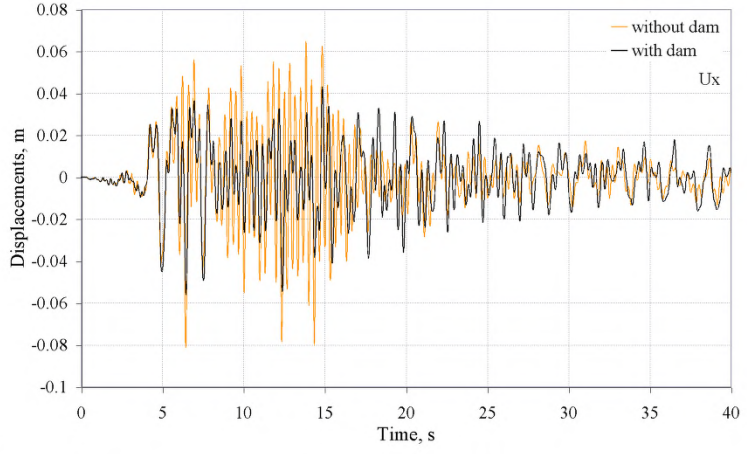


Рисунок 3.38 – Деформации сооружения при сейсмических нагрузках:
а – вид с верхнего бьефа, $t = 8$ *с*; б – деформации в центральном продольном сечении сооружения, $t = 11{,}4$ с



а)



б)

Рисунок 3.39 – Сейсмограммы на поверхности без сооружения и при его наличии: а – горизонтальная составляющая; б – вертикальная составляющая

4 Рекомендации по определению напряженно-деформированного состояния и оценке сейсмостойкости бетонных плотин

4.1 Расчет напряженно-деформированного состояния бетонной плотины Бурейской ГЭС по динамической теории сейсмостойкости

Бетонная плотина Бурейской ГЭС является массивной гравитационной плотиной. Плотина перекрывает долину реки Бурея шириной на нижних отметках 320 м (из них 220 м - непосредственно русло реки). Высота плотины – 140 м, протяженность по гребню – 744 м, в том числе правобережная глухая часть – 225 м, станционная часть – 144 м, водосбросная часть – 180 м, левобережная глухая часть – 195 м. Отметка гребня плотины – 265,0 м. Уровень верхнего бьефа при НПУ – 256,0 м, при ФПУ – 263,4 м, УМО – 236,0 м. Поперечные профили глухих и водосбросной частей плотины запроектированы, исходя из основного треугольного профиля с вершиной на отметке 263,4 м (т.е. на отметке ФПУ), вертикальной напорной гранью и уклоном низовой грани – 0,7. Плотина разрезана поперечными швами на секции. Ширина секций (в направлении продольной оси плотины) в глухих и водосбросных частях плотины – 15 м, в станционной части – 24 м.

Здание Бурейской ГЭС примыкает к станционной части плотины со стороны нижнего бьефа и состоит из шести агрегатных блоков шириной 24м (агрегаты с 1-го по 5-й) и 30,87м (6-й агрегат). Длина блоков вдоль потока – 30,6 м, а с учетом вылета контрфорсов затворных устройств со стороны нижнего бьефа – 36,7 м. К зданию ГЭС со стороны правого берега примыкает монтажная площадка. Общая длина здания ГЭС с монтажной площадкой по оси агрегатов составляет 199,68 м.

4.1.1 Расчет системы основные бетонные сооружения Бурейской ГЭС – скальное основание – водная среда с использованием пространственной математической модели

Фрагмент скального основания, включенный в расчетную модель, имеет максимальный линейный размер вдоль потока –1621 м, поперек потока – 1713 м, в вертикальном направлении – 340 м. Подошва основания расположена на отметке – 10,0 м. Слой скального основания под подошвой плотины – не менее 135 м. Конфигурация свободной поверхности расчетной области сформирована в соответствии с топографическими картами площадки строительства ГЭС. Координаты контактной поверхности подошвы секций плотины приняты в соответствии с исполнительной документацией по котловану. При разработке математической модели основания использовано фактическое распределение физико-механических характеристик скальных пород как в зоне сохранных пород, так и в зоне разгрузки. Учтено наличие тектонических нарушений, имеющих мощность зоны влияния от 2м и выше. Общее число учитываемых разломов – 13. Объединенная расчетная модель включает воду водохранилища и воду, заполняющая напорный трубопровод, спиральную камеру и отсасывающую трубу. При этом расстояние от середины гребня плотины до фиктивной границы области жидкости–929 м, что более чем в 6 раз превышает высоту плотины.

Математическая модель системы «основные бетонные сооружения ГЭС – скальное основание – водная среда» (рис. 4.1, 4.2) разработана применительно к комплексу конечно-элементных программ Abaqus 6.12. Данные о типах и количестве элементов, использованных при построении различных областей модели, о количестве узлов и степеней свободы приведены в таблице 4.1. На границе расчетной области основания заданы двойные асимптотические граничные условия, позволяющие моделировать отток энергии сейсмических колебаний на бесконечность (неотражение волн).

Используемая для построения краевых условий на «фиктивной», «неотражающей» границе области основания «расширенная твердотельная модель» системы «сооружение – основание – водохранилище» приведена на рис. 4.3.

Области основания и строительных конструкций с различными характеристиками материалов показаны разными цветами. Показана только твердотельная модель, так как размеры конечных элементов неразличимы в масштабе «расширенной модели». Ее размеры: вдоль оси OX (вдоль потока) – 8553 м; вдоль оси OZ (поперек потока) – 8183 м; вдоль оси OY (в вертикальном направлении) – 1600 м.

Исследование влияния расположенных на дне водохранилища наносов выполнялось с использованием плоских расчетных моделей, разработанных для отдельных секций плотины (см. рис. 4.4). Подобные модели были разработаны для секций 16, 19, 29.

Расчеты выполнялись с использованием комплексов конечно-элементных программ ANSYS 14.5 и Abaqus 6.12.

При выполнении расчета на сейсмические воздействия использованы 2 метода. Метод 1 – традиционный метод динамической теории сейсмостойкости, использующий в качестве воздействия акселерограмму на нижней границе расчетной области; при этом условия неотражения волн ставятся только на боковой границе. Метод 2 основан на использовании метода суперпозиции в формулировке, допускающей постановку условий неотражения волн как на боковой, так и на нижней границах области. В первом случае дополнительно к указанным в таблице 1 используется 4326 конечных элементов «пружина-демпфер», во втором случае – 10965 элементов.

На первом этапе выполнен расчет частот и форм собственных колебаний плотины на невесомом упругом основании с учетом присоединенных масс жидкости, отвечающих НПУ 256 м (см. табл. 4.2). Полученные в результате сейсмометрических наблюдений оценки трех первых частот собственных колебаний: 2,1-2,3 Гц, 2,5-2,7 Гц и 2,9-3,2 Гц удовлетворительно соответствуют расчетным значениям 2,21, 2,81 и 3,37 Гц.

Формы собственных колебаний представлены на рис. 4.5 – 4.8.

Таблица 4.1 – Данные о конечно-элементной сетке по областям модели

Область модели	Количество элементов	Количество узлов	Количество степеней свободы	Тип элементов
Основание	341601	68492	205476	Тетраэдры
Плотина	1040954	223546	670638	Тетраэдры гексаэдры
Здание ГЭС и раздельный устой	32013	18618	111708	Балка Тимошенко
	10753	9193	55158	Плиты 3х и 4х узловые
	400269	130943	392829	Тетраэдры гексаэдры
Водная среда	754075	154848	154848	Тетраэдры
Модель в целом	2579665	550411	1651233	-



Рисунок 4.1 – Трехмерная конечно-элементная модель системы «основные бетонные сооружения ГЭС – скальное основание – водная среда»

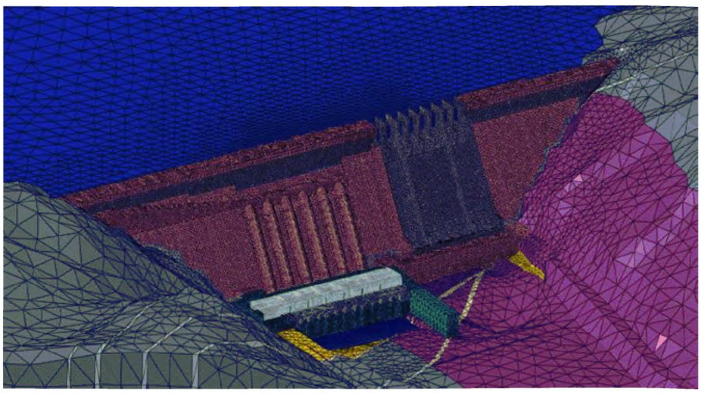


Рисунок 4.2 – Фрагмент трехмерной конечно-элементной модели системы в зоне плотины и здания ГЭС

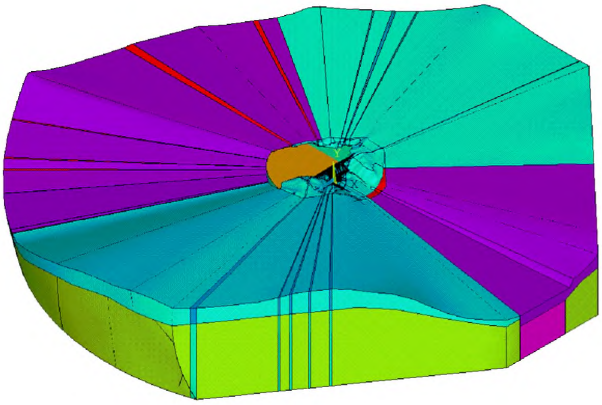


Рисунок 4.3 – Расширенная трехмерная твердотельная модель системы «сооружение – основание – водохранилище»

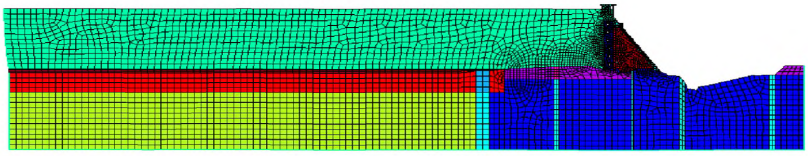


Рисунок 4.4 – Двумерная математическая модель секции 16, использованная для учета влияния наносов при расчете на сейсмические воздействия

Таблица 4.2 –Частоты собственных колебаний плотины

Номер частоты собственных колебаний	Значение частоты, Гц
1	2,21
2	2,81
3	3,37
4	4,08
5	4,45
6	4,72
7	4,86
8	4,92
9	5,20
10	5,67
11	5,90

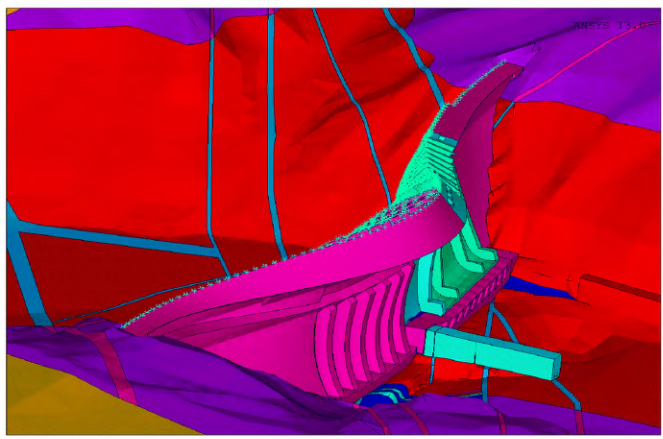


Рисунок 4.5 – Форма собственных колебаний № 1. Частота 2,21 Гц

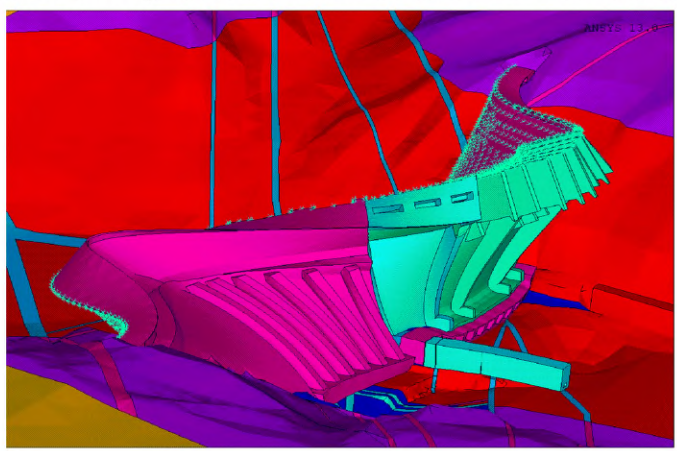


Рисунок 4.6 – Форма собственных колебаний № 2. Частота 2,81 Гц

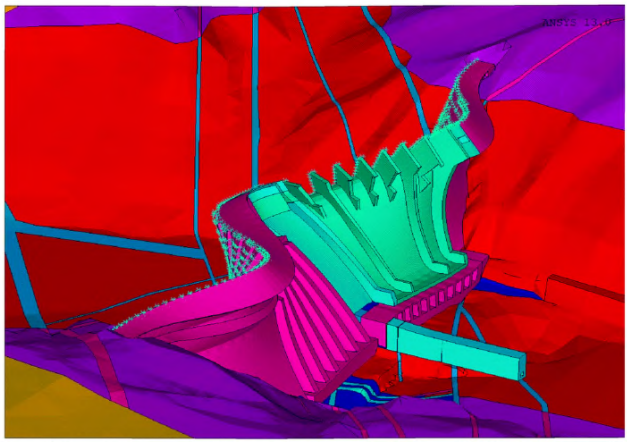


Рисунок 4.7 – Форма собственных колебаний № 3. Частота 3,37 Гц

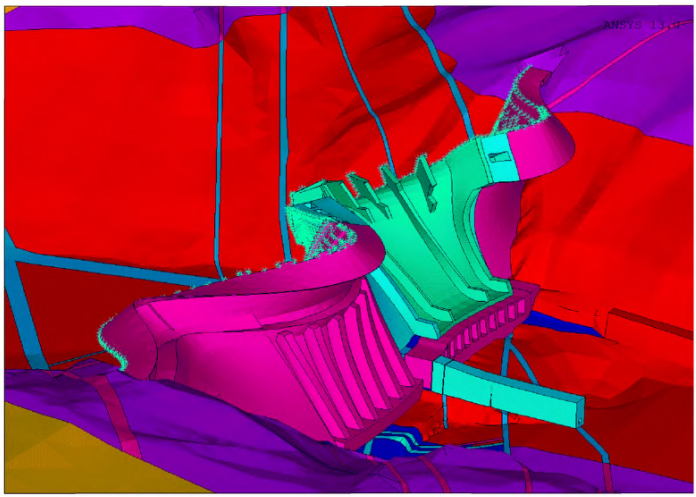


Рисунок 4.8 – Форма собственных колебаний № 4. Частота 4,08 Гц

Исходная сейсмологическая информация

При выполнении расчетов на сейсмические воздействия использовались рекомендованные ЦСГНЭО наборы акселерограмм для Среднебуреинской, Амгуньской и местной зон ВОЗ. Для Бурейского гидроузла (как сооружения I класса) определены параметры воздействий уровня МРЗ (отвечает периоду

повторяемости 10000 лет) и уровня ПЗ (отвечает периоду повторяемости 100 лет), на основе которых производятся расчеты сейсмостойкости. Параметры очагов землетрясений и интенсивности воздействий уровня ПЗ и МРЗ на скальных грунтах для указанных зон ВОЗ приведены в таблице 3.

При расчете по Методу 1 воздействия пересчитывались на глубину нижней границы расчетной модели (отметка –10 м). Полученные с использованием различных расчетных предпосылок результаты расчета напряженно-деформированного состояния приведены на рис. 4.9–4.11 и в таблицах 4.4–4.6.

Таблица 4.3 – Характеристики основных сейсмогенерирующих структур и макросейсмический эффект на участке основных сооружений Бурейской ГЭС

Сейсмогенерирующие структуры				Расчетный макросейсмический эффект					
Название	Тип подвижки	Максимальная магнитуда известных землетрясений		Возможная Магнитуда		Глубина гипоцентра	Эпицентральное расстояние	Интенсивность сотрясений на грунтах I категории (баллы шкалы MSK-64)	
		$M_{набл}$	$M_{палео}$	M^{100}	M_{max}^{10000}	h	□	$I_{□}^{100}$	$I_{□}^{10000}$
Местные землетрясения									
Местные	взброс			4.0	4.0	10	0	4.5	4.5
Близкие землетрясения									
Синельский	взброс	2.9	6.0	4.5	6.0	10–15	10	4.7	6.6
Средне-буреинский	взброс	5.0	6.5	5.5	6.5	15	20	5.4	6.9
Намуэрхэ	взброс	5.7		6.0	6.5	15	30	5.7	6.4
Удаленные землетрясения									
Хинганский	взбросо-сдвиг	6.0		6.0	6.5	15	110	3.8	4.6
Амгуньский	взбросо-сдвиг		6.5	6.0	7.0	15–20	240	2.7	4.2
Ынский	взброс	5.6	7.0	6.0	7.0	15–20	260	2.5	4.0
Ишу-Харпийский	взбросо-сдвиг	5.5		6.0	7.5	15–20	270	2.5	4.7
Южно-Тукурингрский	сдвиго-взброс	5.6		6.0	7.0	15–20	320	2.2	3.7

В таблице 4 и на рис. 6 приведены полученные с использованием пространственной расчетной схемы результаты расчета перемещений узла, расположенного в середине гребня секции 16. Расчет был выполнен по методу 1 (с использованием сейсмического воздействия, пересчитанного на нижнюю границу

расчетной области). Полученные результаты указывают, что в рассмотренном случае учет сжимаемости воды верхнего бьефа может привести к существенному возрастанию динамических напряжений и перемещений. Причина заключается в том, что первая частота собственных колебаний слоя воды верхнего бьефа находится в диапазоне частот сейсмического воздействия и близка к собственным частотам плотины [189].

Таблица 4.4 – Результаты сопоставительных расчетов максимальных перемещений узла, расположенного в середине гребня секции 16 с учетом и без учета сжимаемости воды.

Зона ВОЗ, отвечающая сейсмическому воздействию	u_x^{max}, мм	
	С учетом сжимаемости жидкости	Учет только присоединенных масс
Среднебуреинская	27	10
Амгуньская	69	57
Местная	24	18

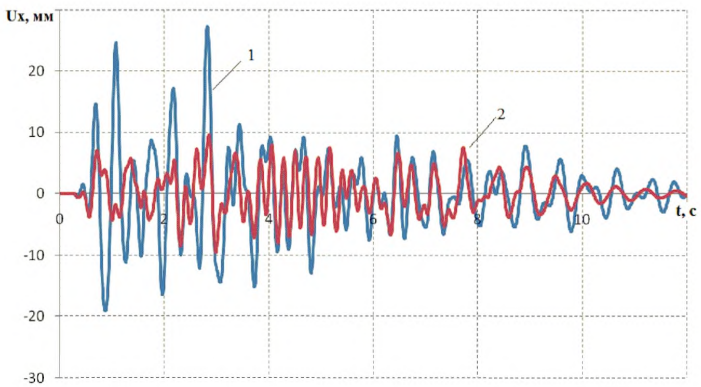


Рисунок 4.9 – Перемещение середины гребня секции 16 плотины вдоль потока, определенное с учетом и без учета сжимаемости воды. Сейсмическое воздействие соответствует Среднебуреинской зоне ВОЗ. 1 – с учетом сжимаемости жидкости, 2 – с использованием присоединенных масс

В таблице 4.5 и на рис. 4.9 приведены полученные с использованием пространственной расчетной схемы и различных способов задания сейсмического воздействия результаты расчета вертикальных напряжений на различных отметках напорной грани секции 16. Приведенные результаты показывают, что использование

метода суперпозиции приводит заметно более низким значениям напряжений, чем традиционный метод, основанный на использовании сейсмического воздействия, пересчитанного на нижнюю границу расчетной области. Причина заключается в том, что определение сейсмического воздействия, пересчитанного на нижнюю границу расчетной области, выполняется с использованием одномерной расчетной модели. При сложном рельефе поверхности полученное воздействие может вызывать ускорения на свободной поверхности, которые существенно большие исходных воздействий.

Таблица 4.5 – Вертикальные напряжения σ_y, МПа в узле, расположенном на отметке 218,5 м в средней части напорной грани секции 16.

Отметка, м	Вертикальные напряжения, МПа			
	Метод 1	Метод 2 (метод суперпозиции, на нижней границе – демпферы)		Метод 2 (метод суперпозиции, на нижней границе – заделка)
	5%	2.50%	5%	2.50%
167	2.45	1.08	0.96	0.85
188	3.52	1.33	1.23649	0.929308
203.5	3.96926	1.49712	1.3881	1.01951
218	4.02208	1.51063	1.37863	1.04635
233	3.42587	1.38371	1.22511	0.833853

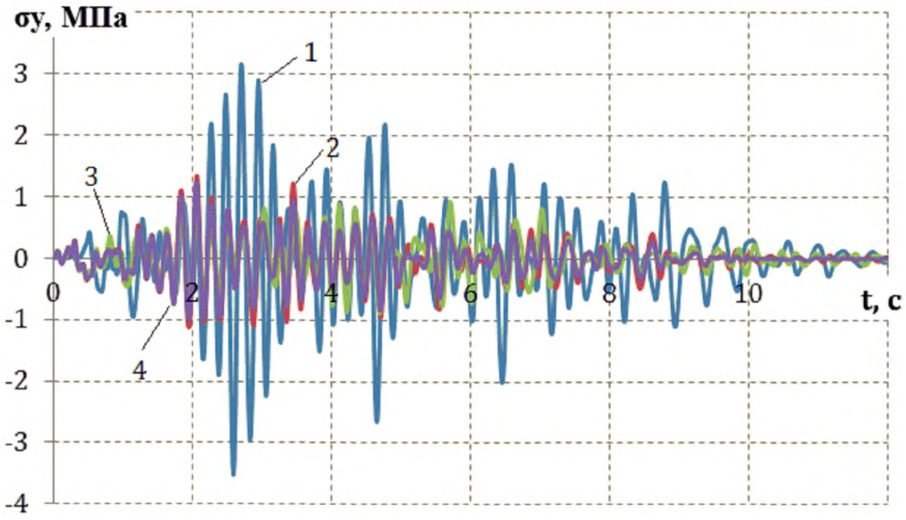


Рисунок 4.10 – Вертикальные напряжения σ_y на на отметке 203,5 м в средней части напорной грани секции 16: 1 – метод 1 (с использованием сейсмического воздействия, пересчитанного на нижнюю границу расчетной области), демпфирование 5%; 2 – метод суперпозиции, демпфирование 2,5%; 3 – метод суперпозиции, демпфирование 2,5% с заделкой на нижней границе модели; 4 – метод суперпозиции, демпфирование 5%

В таблице 6 и на рис. 8 приведены полученные с использованием плоской расчетной схемы и различных значений толщины слоя осадков результаты расчета вертикальных напряжений на различных отметках напорной грани секции 16. Приведенные результаты показывают, что толщина слоя осадков оказывает существенное влияние на напряженно-деформированное состояние плотины при сейсмических воздействиях.

Таблица 4.6 – Результаты решения тестовых задач при различных толщинах слоя осадков

Толщина слоя осадков	Максимальные значения горизонтальных перемещений узла на гребне плотины		Максимальные значения вертикальных перемещений узла на гребне плотины		Максимальные абсолютные значения напряжений в узле у основания плотины	
м	U_x ,м	Время, с	U_y,м	Время, с	σ_y, Па	Время, с
0	0.0180	2.83	0.007698	2.86	2401000	2.9
7	0.0170	2.83	0.006876	2.86	2031000	3.02
13	0.0142	2.79	0.00443	1.07	1472000	3

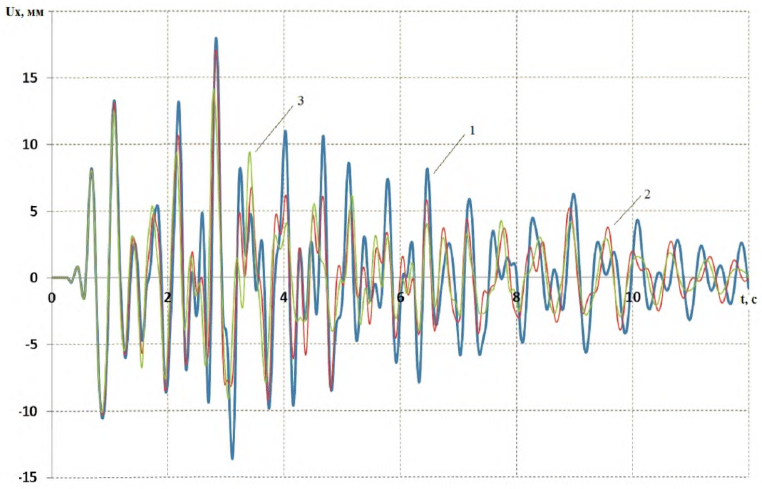


Рисунок 4.11 – Зависимость от времени горизонтальных перемещений U_x на гребне секции 16 при различных значениях толщины слоя наносов. Использовалась плоская расчетная схема. 1 – 0 м, 2 – 7 м, 3 – 13 м

4.1.2 Расчет напряженно-деформированного состояния бетонной плотины Бурейской ГЭС по динамической теории сейсмостойкости с использованием пластической модели поврежденности бетона

В работе рассмотрена возможность применения пластической модели поврежденности бетона [184, 185] при сейсмическом расчете системе плотина – основание. Законы разрушения бетона и скальных пород существенно отличаются от законов разрушения металлов. При разрушении бетона и скальных пород сопровождающееся упрочнением пластическое течение практически отсутствует, и почти вся зона нелинейных деформаций является зоной предразрушения. Подобный тип разрушения называется квазихрупким. Прогнозирование напряженно-деформированного состояния, исследование прочности и устойчивости и анализ развития трещин в системе плотина – основание требуют использования математических моделей, которые адекватно рассматриваемым задачам описывают процессы деформирования, разрушения и роста трещин.

Модели пластического деформирования используют как выражения и для поверхности текучести, так и различные формы закона пластического течения. Корректные выражения для поверхности текучести должны удовлетворять условиям единственности решения краевой задачи, необратимости пластической деформации и положительности работы пластической деформации при циклическом деформировании. Это приводит к таким требованиям к поверхности текучести, как гладкость, выпуклость и отличие формы девиаторного сечения поверхности текучести от круга.

Использованная в работе модель пластической поврежденности бетона [184, 185] реализована в программном комплексе ABAQUS [186]. Она широко применяется при расчете гидротехнических сооружений на действие как статических, так и динамических нагрузок [187 – 189]. Рассматриваемая модель учитывает два основных механизма разрушения: растрескивание при растяжении (cracking) и дробление при сжатии (crushing) бетона. Эволюция поверхности

разрушения контролируется двумя переменными $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ и $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ связанными с механизмами разрушения при растяжении и сжатии соответственно и являющимися эквивалентами пластических деформаций. Кривые растяжения и сжатия, характеризующие поведение материала при одноосном растяжении и сжатии показаны на рис. 4.12.

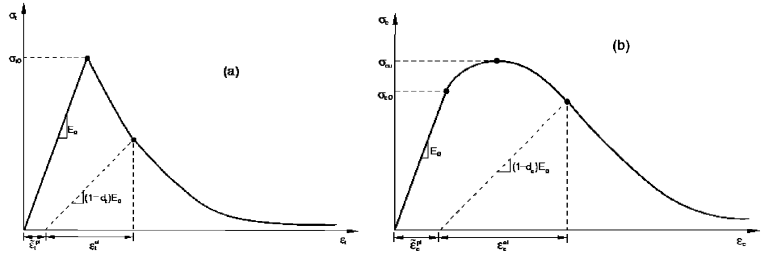


Рисунок 4.12 – Зависимость напряжения и от деформации при одноосном растяжении (а) и сжатии (б) пластически-повреждаемого материала бетона

При одноосном растяжении зависимость деформации от напряжения линейна, до достижения критического значения напряжения σ_{t0}. Спад напряжений соответствует образованию микротрещин в бетоне. При сжатии напряжения также пропорциональны деформациям до достижения σ_{c0}. Далее, в пластическом режиме, происходит размягчение (ослабление) материла до предельного напряжения σ_{cu}. Ослабление упругого модуля жесткости при растрескивании характеризуется двумя параметрами поврежденности d_t и d_c, которые являются функциями соответствующих пластических деформаций. Эти параметры могут принимать значения от 0 (не поврежденный материал) до 1 (полное разрушение). Если обозначить E_0 – начальный упругий модуль жесткости материала (не поврежденного), то можно записать следующие соотношения:

$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}),$$
$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}).$$

Модель пластической поврежденности так же может быть использована в сочетании с демпфирующим материалом. Если жесткость пропорциональна

демпфированию, затухание рассчитывается на основе неповрежденной упругой жесткости.

При расчете в программном комплексе ABAQUS в свойствах материала задаются зависимости растягивающих напряжений от параметра поврежденности и раскрытия трещин. Кусочно-линейные аппроксимации диаграммы разрушения бетона при растяжении, использованные в расчетах, приняты в соответствии с [187] и представлены на рис. 4.13.

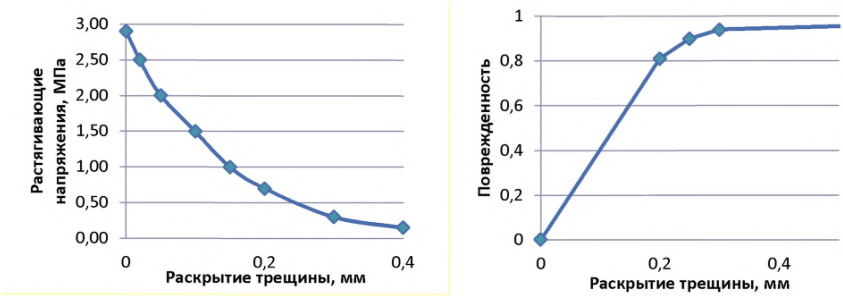


Рисунок 4.13 – Диаграммы нелинейных свойств бетона при растяжении

В ходе работы была проведена серия динамических расчетов 16 секции плотины Бурейской ГЭС как в двумерной так и в трехмерной постановке. Плоская КЭ модель (рис. 4.14) представляет собой сплошную секцию плотины и скальное основание под ней. В плотине было учтено зонирование по маркам бетона. Ширина модели – 588 м, толщина слоя основания под плотиной – 150 м. Всего в модели задействовано 29357 узлов и 28820 двумерных 4-узловых элементов типа CPS4.

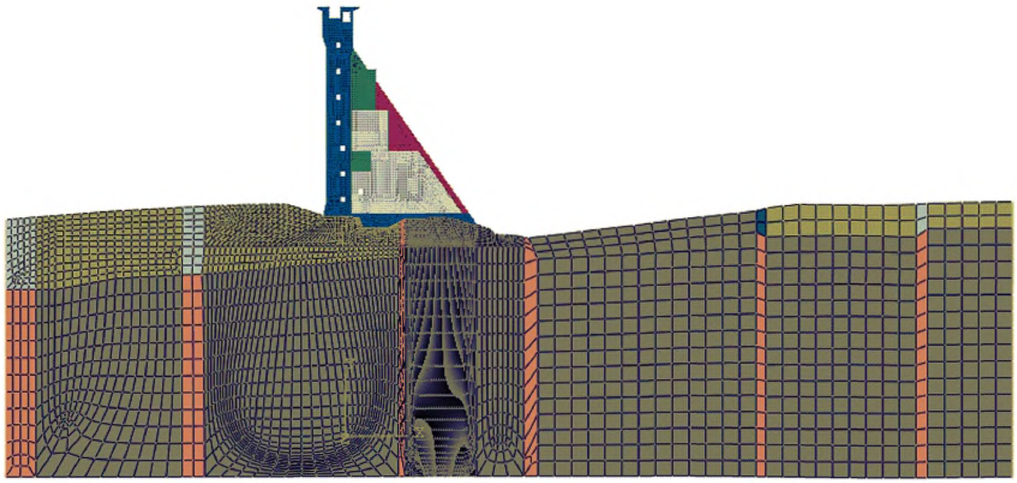


Рисунок 4.14 – Двумерная конечно-элементная модель 16 секции плотины Бурейской ГЭС и скального основания

Также были рассмотрены две трехмерные схемы. Первая из них (далее модель 1) учитывает скальное основание и лишь одну 16 секцию плотины (рис. 4.15). Вторая (далее модель 2) включает в себя всю плотину, но нелинейность бетона учитывается только в 15, 16 и 17 секциях, остальная область моделируется линейно-упруго (рис 4.15). Параметры конечно-элементных моделей приведены в таблице 4.7.

Таблица 4.7 – Параметры трехмерных конечно-элементных моделей

		Элементы	Узлы
Модель 1	основание	388076	77452
	16 секция	425133	96985
Модель 2	основание	388076	77452
	плотина	1040954	223546
	16 секция	23197	5179

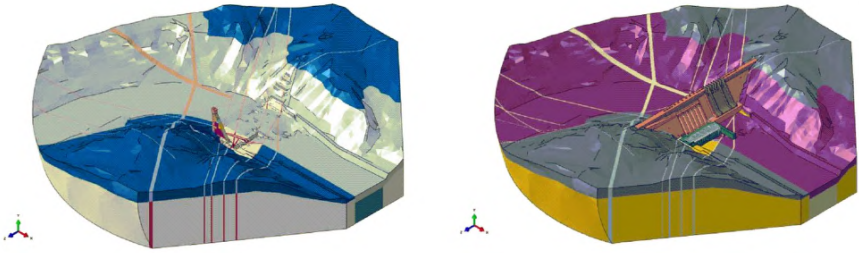


Рисунок 4.15 – Трехмерная конечно-элементная модель 16 секции (а) и всей плотины (б) Бурейской ГЭС с учетом скального основания

Во всех рассмотренных моделях в качестве воздействия использовалась Среднебуреинская акселлерограмма, пересчитанная на низ моделируемой области (отметка –10 м). На боковой границе основания заданы наборы демпферов и пружин, позволяющих учесть уход энергии на бесконечность. Параметры жесткостей пружин при этом были определены в ходе дополнительного статического расчета [190]. Влияние водохранилища на динамическое поведение плотины учитывалось использованием присоединенных масс, задаваемых в узлах напорной грани плотины. Заданием дополнительного статического шага нагружения учитывалось начальное напряженное состояние, вызванное собственным весом плотины и гидростатическими нагрузками от водохранилища.

Для двумерной постановки путем масштабирования зависимостей представленных на рис. 4.13 по величине напряжений были рассмотрены случаи, соответствующие меньшим пределам прочности на растяжение (в два и четыре раза). Результаты расчетов могут быть представлены в виде хронограмм перемещений (рис. 4.16) узлов и картин распределения напряжений и параметра поврежденности (рис. 4.17).

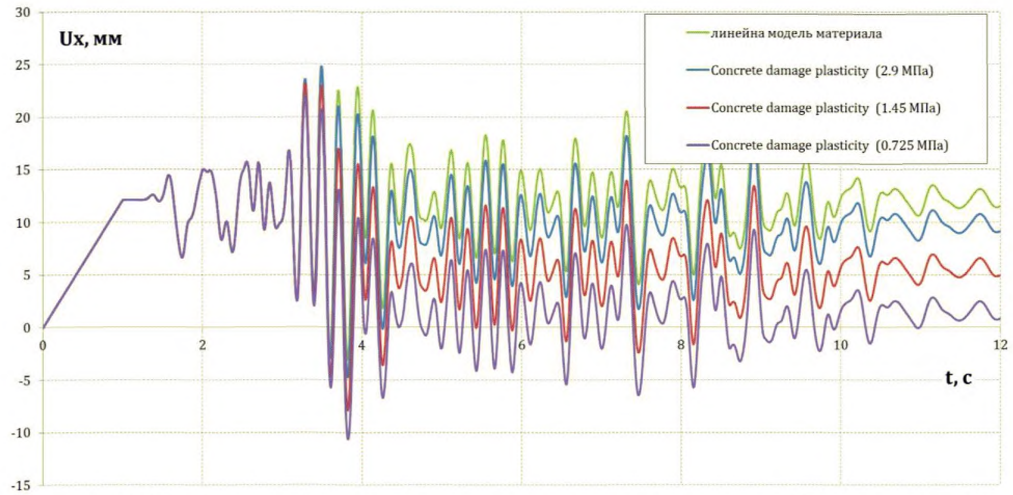
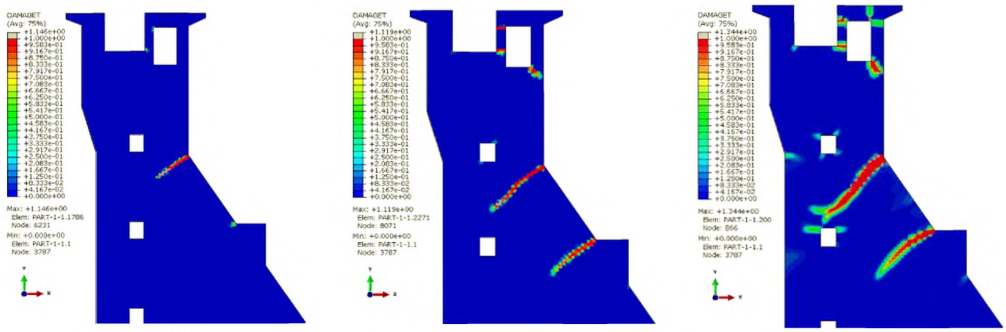


Рисунок 4.16 – Хронограмма горизонтальных перемещений Ux, мм на гребне плотины. Динамический расчет с учетом статических нагрузок в двумерной постановке



(а) (б) (в)

Рисунок 4.17 – Поврежденность бетона по окончании действия акселлерограммы. Расчет в двумерной постановке. Динамическое воздействие с учетом статических нагрузок: а – исходное значение предела прочности, б – прочность уменьшена в два раза, в – прочность уменьшена в четыре раза

Результаты решения задачи в трехмерной постановке были получены с использованием двух моделей, первая из которых учитывает одну 16 секцию плотины, вторая – всю плотину, но с более грубой конечно-элементной сеткой и пластическим материалом бетона в 15, 16 и 17 секциях. Так же приведено сравнение с расчетом линейно упругой модели плотины.

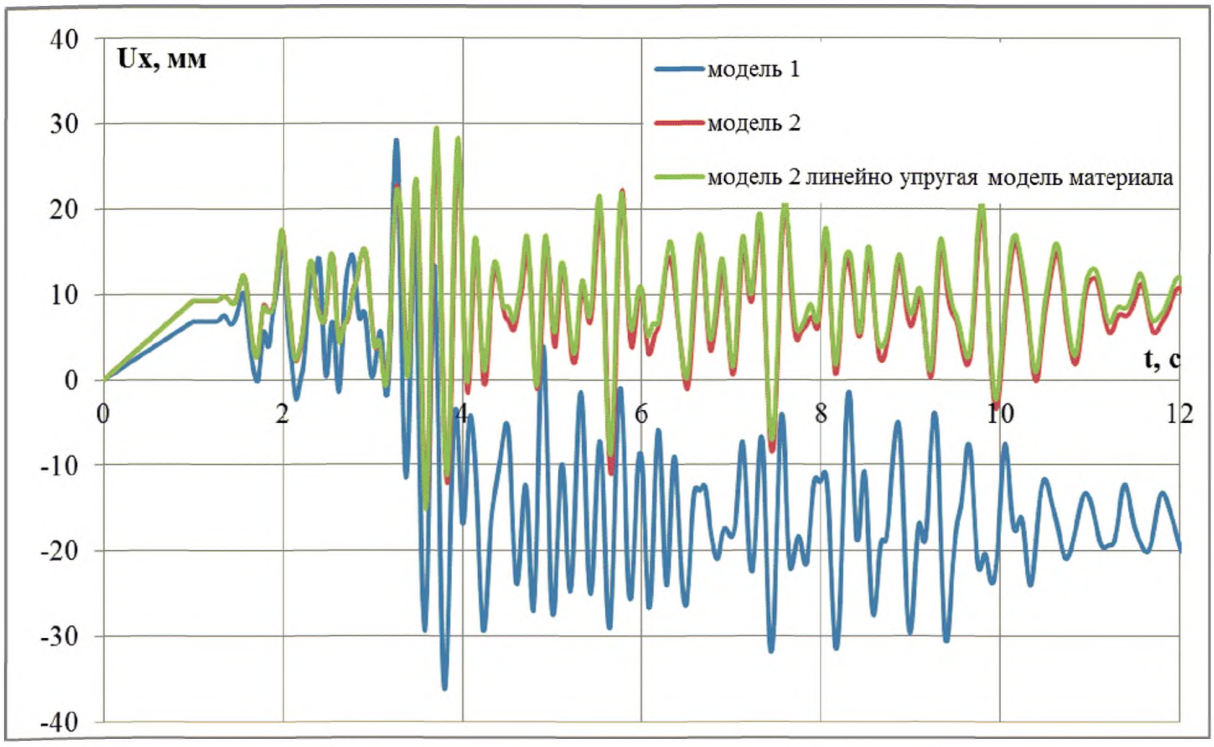
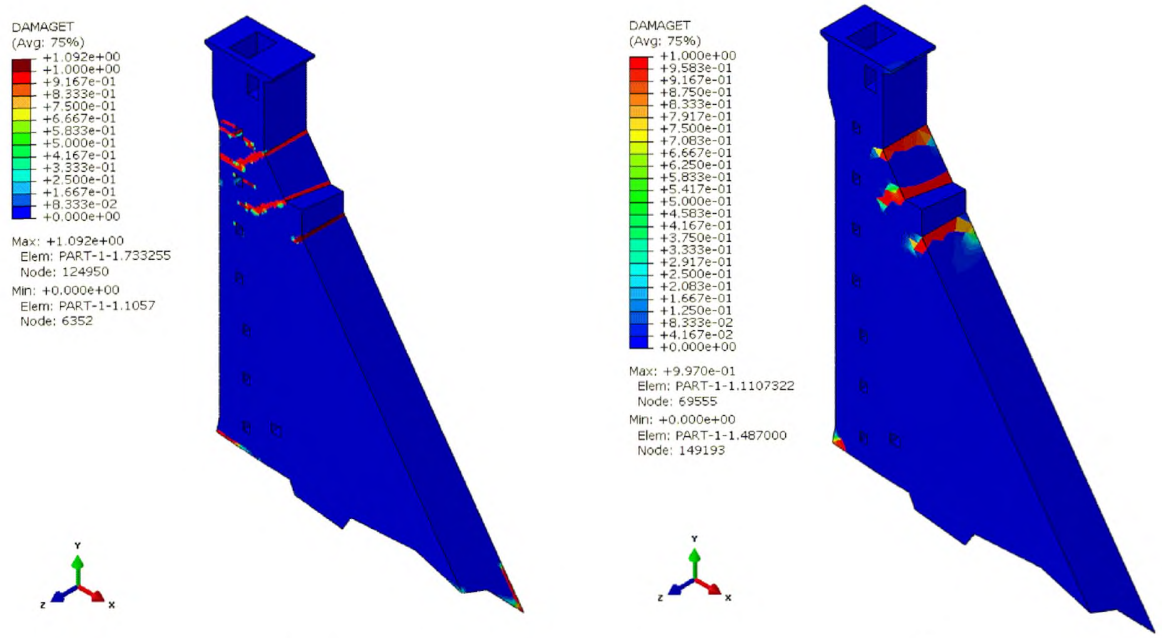


Рисунок 4.18 – Хронограмма горизонтальных перемещений Ux, мм на гребне плотины. Динамический расчет с учетом статических нагрузок в трехмерной постановке



(а) (б)

Рисунок 4.19 – Поврежденность бетона в 16 секции по окончании действия акселлерограммы. Расчет в трехмерной постановке. Динамическое воздействие с учетом статических нагрузок: а – модель 1 (только 16 секция), б – модель 2 (вся плотина)

Использованные подходы позволяют в достаточной мере корректно моделировать образование и распространение трещин, вызванных растягивающими напряжениями. Учет нелинейных свойств и разрушения бетона приводит к существенному изменению поведения конструкции, по сравнению с линейно упругой моделью. Из полей поврежденности наглядно видны области возможного образования трещин в бетоне. Стоит отметить, что при использовании модели 1 была получена сквозная трещина, что является неприемлемым для реальной конструкции плотины. Данный вопрос требует дополнительного исследования и уточнения прочностных характеристик бетона

4.2 Методика вероятностной оценки сейсмостойкости бетонной плотины и системы плотина-основание в рамках динамической теории сейсмостойкости

4.2.1 Вводные замечания

Одной из основных проблем, которую необходимо решить для внедрения в практику проектирования гидротехнических сооружений динамической теории сейсмостойкости, является назначение обоснованных критериев, позволяющих по анализу результатов расчета делать вывод о сейсмостойкости объекта.

Нормы предусматривают проверку сейсмостойкости сооружения на два уровня воздействия – проектное землетрясение (ПЗ) и максимальное расчетное землетрясение (МРЗ), однако требования, содержащиеся в нормативных документах, в настоящее время не связываются с условиями непревышения каких-либо прочностных или деформационных показателей. Не регламентируются также требования к используемым расчетным схемам и методам расчета. Между тем известно, что использование в качестве сейсмической нагрузки записей реальных сейсмических воздействий требует максимального приближения расчетной схемы к реальным условиям работы сооружения. В первую очередь это касается нелинейного характера поведения материалов при динамических воздействиях.

Современные программные комплексы позволяют проводить динамический временной анализ (линейный и нелинейный) сооружений, взаимодействующих с основанием и водной средой на воздействие, заданное акселерограммой землетрясения, при достаточно подробной схематизации. При этом, как уже указывалось выше, более подробная схематизация требует соответственно большего количества исходных данных, что увеличивает степень неопределенности задачи в целом. Несовершенство расчетных моделей, неполнота информации об их параметрах и характеристиках воздействия, недостаточная изученность работы материалов (бетона, скалы, грунтов) при интенсивных сейсмических воздействиях – далеко не полный перечень характерных черт рассматриваемой проблемы, который существенно возрастает для уникальных гидротехнических сооружений, пополняясь разнообразными проблемами влияния водной среды, фильтрации и т.д. Таким образом, задача характеризуется существенной неполнотой исходной информации и неопределенностью критериев оценки. В этих условиях выбор расчетных схем и моделей неопределенностей в значительной мере определяется объемом и характером исходной информации.

Имеющиеся в настоящее время работы по вероятностным расчетам сейсмостойкости сооружений [например, 191, 193, 202] в основном выполнены в рамках линейно–спектральной теории сейсмостойкости. При таком подходе, как известно, сейсмические инерционные нагрузки рассматриваются как статические, считаются случайными величинами из-за разброса сейсмического ускорения в пределах расчетного балла, деформационных характеристик материалов и т.п. Далее с учетом соответствующих коэффициентов они входят в состав особых сочетаний нагрузок и воздействий и не возникает проблем ни с критериями, ни с оценкой сейсмостойкости (надежности) сооружения.

Ниже изложена методика оценки сейсмостойкости сооружения, а также системы «сооружение–основание» в рамках динамической теории сейсмостойкости, базирующаяся на вероятностном подходе к оценке их надежности [195, 196]. В качестве критерия сейсмостойкости предлагается использовать нормативные значения годовой вероятности отказа, основанные на статистическом анализе

аварийных ситуаций, имеющихся в мировой практике. Для гидротехнических сооружений 1 класса она равна $5 \cdot 10^{-5}$ 1/год [166]. Такие небольшие значения вероятности отказа обеспечиваются путем сбалансированного выбора уровня расчетных нагрузок и воздействий, коэффициентов запаса по материалам, характеристикам основания и т. д. при удовлетворительной экономической эффективности проектных решений. Однако в целом вопросы нормирования показателей надежности гидротехнических сооружений (особенно при экстремальных воздействиях) нуждаются в дальнейшем изучении и проработке [194].

С математической точки зрения поставленная задача состоит в анализе функций, зависящих от нескольких параметров. Например, могут рассматриваться зависимости напряжений (деформаций, перемещений) от характеристик материалов основания и сооружения, параметров воздействия и т.п. Вероятностный анализ таких функций возможен только в случае, если все зависимости от каждого параметра линейны. При нелинейной зависимости функции хотя бы от одного параметра приходится либо применять метод линеаризации, либо переходить к интервальным оценкам [194].

4.2.2 Исходные данные для решения задачи

Предлагаемая методика оценки надежности апробируется применительно к условиям работы глухой секции бетонной плотины Бурейской ГЭС. Секция имеет треугольный профиль с вертикальной напорной гранью. Уклон низовой грани составляет 1:0,7. Отметка гребня плотины – 265,0 м, отметка нормального подпорного уровня (НПУ) – 256,0 м, отметка подошвы секции – 141,0 м. Ширина плотины по подошве – 87,6 м.

Проведем анализ исходных данных, состоящих из физико-механических характеристик материалов сооружения и основания и сейсмических воздействий, рекомендованных сейсмологами для района расположения гидроузла.

4.2.2.1 Физико-механические характеристики и диаграмма деформирования бетона

Физико-механические характеристики материалов плотины приведены в таблице 4.8, зоны расположения показаны на рисунке 4.20. Наиболее важным для анализа напряженно-деформированного состояния является то, что в тело плотины уложен укатанный бетон класса В9, а верховой столб секции шириной 14,0 м, и зона у низовой грани возведены из вибрированного бетона класса В15.

При интенсивных динамических нагрузках, к которым относятся и сейсмические, в бетоне при достижении в процессе одноосного растяжения величинами деформаций ε и напряжений σ определенных пороговых значений $\varepsilon_Б$, $\sigma_Б$ начинается микротрещинообразование (по крайней мере, локальное). Сопротивление материала деформированию в этих зонах снижается, происходит перераспределение напряжений, напряженно – деформированное состояние сооружения существенно меняется по сравнению с линейно – упругой моделью. Для динамических расчетов бетонных сооружений наибольшее распространение получила билинейная диаграмма деформирования бетона, описываемая следующими соотношениями

$$\begin{gathered}\sigma = E\varepsilon \quad \text{при } \varepsilon \le \varepsilon_Б,\ \sigma \ge \sigma_Б \\ \sigma - \sigma_Б = kE(\varepsilon - \varepsilon_Б) \text{ при } \varepsilon > \varepsilon_Б,\ \sigma > \sigma_Б \\ \sigma_Б = E\varepsilon_Б,\end{gathered} \qquad (4.2.1)$$

где $k\ (k<1)$ – безразмерный коэффициент, характеризующий снижение модуля упругости, связанное с началом микротрещинообразования в материале. В расчетной практике принято принимать $k = 0{,}1$.

В соответствии с рекомендациями норм [200], величина $\sigma_Б$ порогового значения для растягивающего напряжения назначается как увеличенная на 10% (при восприятии кратковременных динамических нагрузок) величина расчетного сопротивления в одноосном растяжении для бетона R_{bt}. Для бетона класса В15 $R_{bt} = 0{,}75$ МПа. Тогда $\sigma_Б = 0{,}825$ МПа.

Для определения предела прочности на осевое растяжение $[\sigma_Б]$ воспользуемся результатами экспериментальных исследований, приведенными в критериях безопасности плотины Бурейской ГЭС (прочность бетона на осевое растяжение

$R_p = 1{,}37$ МПа). Используя систему расчлененных коэффициентов при значениях $\gamma_{cd} =$ 1,1, $\gamma_{lc} = 0{,}95$, $\gamma_n = 1{,}25$, получим

$$\sigma_Б = \frac{R_p \gamma_{cd}}{\gamma_n \gamma_{lc}} = 1{,}27 \text{ МПа} \qquad (4.2.2)$$

Таблица 4.8

Конструктивный элемент сооружения	Класс бетона	Способ укладки	Плотн. ρ кг·м$^{-3}$	Статич. модуль упругости $E_{стат}$ МПа	Динамич. модуль упругости $E_{дин}$ МПа	Коэфф. Пуассона ν
Прискальный слой во всех секциях; Верховой столб (до отм. 235,0)	B15, W8	Вибр.	2400	34500	44850	0,15
Низовой клин секций в пределах укладки укатанного бетона	B10	Укатка	2350	30500	39650	0,15
Вертикальный слой бетона (2 м) между верховым столбом и низовым клином из укатанного бетона	B10	Вибр.	2400	30000	39000	0,15
Низовая грань (слой 5,0 м) секций (включая и межсекционные швы); Оголовок верхового столба выше отм. 256,0	B15, F200	Вибр.	2450	34500	44850	0,15
Оголовок верхового столба между отм. 235,0 – 256,0	B15, F400	Вибр.	2500	34500	44850	0,15

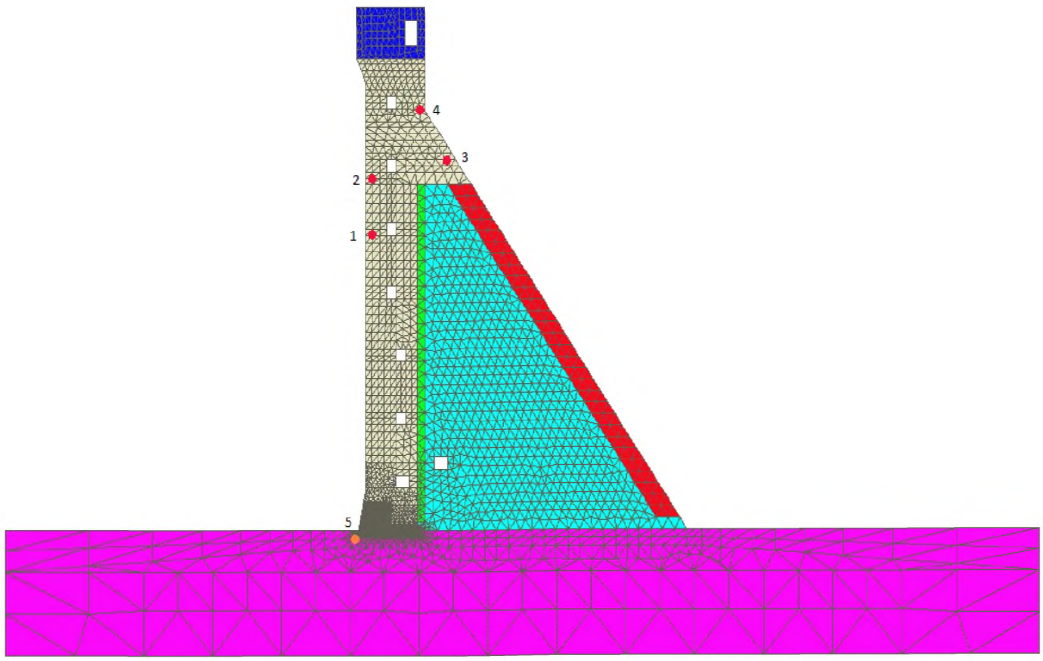


Рисунок 4.20 – Расчетная модель секции плотины; различными цветами показаны разные типы материалов, цифрами – точки наблюдения

Нормативный коэффициент вариации этой величины составляет 13,5%. Таким образом, для дальнейшего анализа будем считать $[\sigma_Б]$ случайной величиной, распределенной по нормальному закону с математическим ожиданием $m_{[\sigma]} = 1{,}27$ МПа, и среднеквадратическим отклонением $\delta_{[\sigma]} = 0{,}171$ МПа.

Значения статического модуля первого столба и низовой грани по результатам испытаний за период 2001–2010 гг. составляют от $29{,}58 \cdot 10^3$ МПа до $38{,}51 \cdot 10^3$ МПа. В соответствии с рекомендациями [192], динамический модуль $E = 1{,}3E_{СТАТ}$, то есть изменяется в пределах $(38{,}45 \div 50{,}0) \cdot 10^3$ МПа. Среднее значение составляет $44{,}0 \cdot 10^3$ МПа. Коэффициент Пуассона принимался равным 0,15 во всем интервале изменения величин σ, ε.

Предельное значение относительной деформации, при котором начинается микротрещинообразование в бетоне при средней величине модуля составляет $\varepsilon_Б = 0{,}187 \cdot 10^{-4}$. В литературе, посвященной проблемам поведения бетона при статических и динамических нагрузках, имеется ряд предложений по аппроксимации диаграммы деформирования. Одной из наиболее распространенных является билинейная диаграмма, определяемая соотношениями (4.2.1). При среднем значении динамического модуля упругости она имеет вид, изображенный на рисунке 4.21.

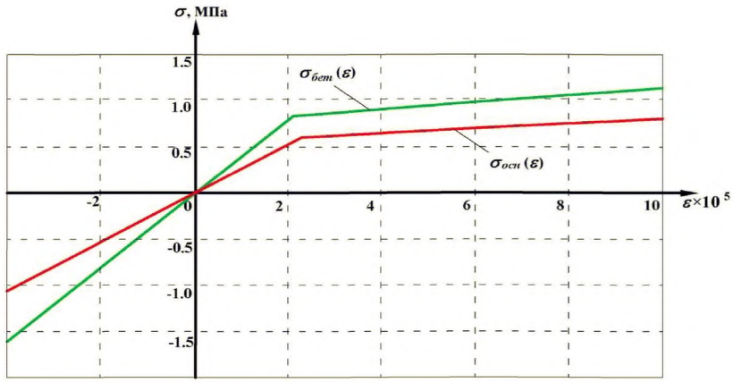


Рисунок 4.21 – Диаграммы деформирования материалов плотины и основания

4.2.2.2 Физико-механические характеристики основания

В основании плотины в зоне секции №16 залегают граниты с линзами аплитов и пегматитов. До глубины 30м основание имеет слоистую структуру, ниже залегают коренные породы, образованные прочными гранитами. Исследования показали, что прочностные характеристики основания отличаются существенным разбросом. Динамический модуль E_O лежит в пределах $(20{,}9 \div 31{,}3) \cdot 10^3$ МПа, плотность $2{,}62 \div 2{,}69$ т/м^3, коэффициент Пуассона $0{,}27 \div 0{,}3$.

Приведенные в декларации безопасности Бурейской ГЭС показатели прочности основания представлены коэффициентом трения $tg\varphi$ и сцеплением c, которые также отличаются большими разбросами. Для целей настоящего исследования примем рекомендованные в декларации значения, полученные по результатам сдвиговых штампо–опытов при доверительной вероятности 0,99: $tg\varphi = 0{,}78$; $c = 1{,}19$ МПа. Для перехода от $tg\varphi$ и c к пределу прочности на растяжение R_0 воспользуемся формулой, приведенной в [198]

$$R_O = 2c \cdot tg\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \qquad (4.2.3)$$

Получим $R_O = 1{,}14$ МПа и будем считать, что коэффициент вариации этой величины составляет 20%. Тогда $\sigma_{R_0} = 0{,}228$ Мпа.

Принятая для материала основания билинейная диаграмма деформирования, отвечающая средним значениям динамического модуля $E_O = 26{,}1 \cdot 10^3$ МПа и $\sigma_O = 0{,}6$ МПа, приведена также на рисунке 4.2. По аналогии с бетоном, безразмерный коэффициент k_O, характеризующий снижение модуля E_O, связанное с началом трещинообразования в материале, принят равным $k_O = 0{,}1$.

4.2.2.3 Расчетные сейсмические воздействия

В общем случае под расчетным сейсмическим воздействием понимаются параметры сейсмических движений грунта, возможных на непригруженном основании объекта с заданной вероятностью их непревышения, и набор (ансамбль) сейсмических записей – акселерограмм, соответствующих этим параметрам.

Действующая в настоящее время в России система Общего сейсмического районирования (ОСР-97, карта С) для района расположения ГЭС дает нормативную сейсмичность 8 баллов по 12- балльной шкале MSK-64, характеризуемую параметром $A_Г$ с величиной $0{,}20g$.

По результатам сейсмического микрорайонирования, проведенного ЦСГНЭО, были определены основные зоны возможных очагов землетрясений (ВОЗ). Рассматривались следующие источники сейсмических воздействий, различной удаленности от объекта: Среднебуреинская плита, Амгуньская плита, местные землетрясения. Для моделирования землетрясений из указанных источников использовался ансамбль подходящих по частотному составу синтезированных в ЦСГНЭО акселерограмм, названия и характеристики которых приведены в таблице 4.9 (T – продолжительность сейсмического воздействия).

Таблица 4.9

ВОЗ		Расстояние	Глубина	МРЗ	Аналоги	шаг цифровки Δt	T
		км	км	A_{max}/g		с	с
1) Среднебуреинская	Гориз.	20	20	0,140	KT-LIN15	0,02	8,5
	Вертик.			0,54 $A_Г$	Син-В	0,01	9,0
2) Амгуньская	Гориз.	100	10	0,012	Kocaeli9908_GBZ270	0,005	28,0
	Вертик.			0,54 $A_Г$	Kocaeli9908_GBZ-UP	0,005	28,0
3) Местные	Гориз.	0	10	0.035-0.14	G 01320	0,005	28,825
	Вертик.			0,54 $A_Г$	G 01 UP	0,005	28,825

Расчетные сейсмические воздействия уровня МРЗ рекомендованы как при землетрясениях в ближних зонах (высокий уровень спектров действия, малая длительность колебаний T, малая повторяемость $\tau = 10000$ лет), так и для расположенных на значительном удалении ВОЗ (низкий уровень спектров действия, большая длительность колебаний T, высокая повторяемость $\tau = 100$ лет).

При анализе сейсмостойкости плотины рекомендованные ЦСГНЭО интенсивности воздействия использовались в качестве средних значений с неизменным соотношением $A_B / A_\Gamma = 0{,}54$.

Спектры действия горизонтальных компонент используемых воздействий, построенные при затухании 5%, приведены на рисунке 4.22.

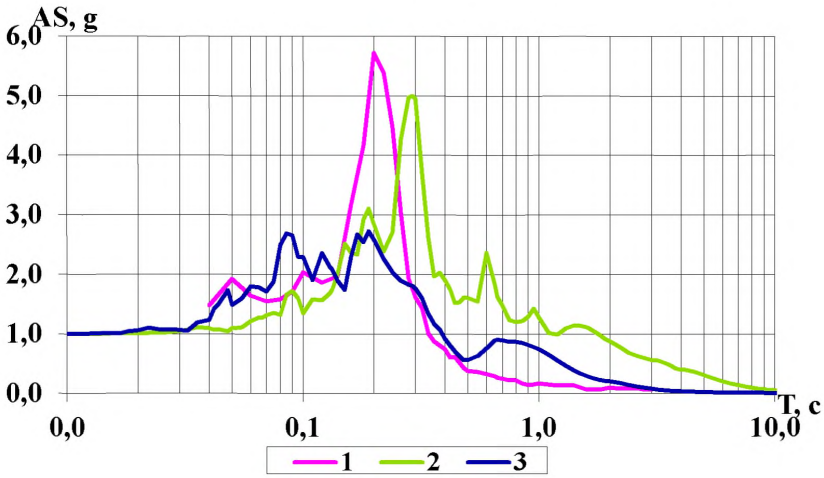


Рисунок 4.22 – Спектры действия горизонтальных компонент воздействий № 1,2,3

4.2.3 Анализ напряженно-деформированного состояния плотины и основания с учетом неопределенного характера исходных данных

Для анализа выбраны 4 варьируемых параметра системы «сооружение – основание», которые считаются независимыми (некоррелированными). Их средние значения и пределы изменения составляют:

- динамический модуль бетона $E = 44{,}0 \cdot 10^3$ МПа $\pm 20\%$;

- расчетное сопротивление растяжению бетона $\sigma_Б = 0{,}825$ МПа $\pm 10\%$;

- динамический модуль основания $E_О = 26{,}1 \cdot 10^3$ МПа $\pm 20\%$;

- расчетное сопротивление растяжению материала основания $\sigma_О = 0{,}6$ МПа $\pm 10\%$.

Пятым варьируемым параметром при расчете на каждую из акселерограмм является уровень сейсмического воздействия. Средние значения интенсивностей $A_Г$, $A_В$ и пределы их варьирования представлены в таблице 4.10.

Таблица 4.10

	Воздействие №1		Воздействие № 2		Воздействие № 3	
	$A_Г$	$A_В$	$A_Г$	$A_В$	$A_Г$	$A_В$
Базовое значение	0,14	0,075	0,012	0,0064	0,08	0,043
Пределы варьиров.	$0{,}098 \div 0{,}182$	$0{,}053 \div 0{,}098$	$0{,}012 \div 0{,}018$	$0{,}0064 \div 0{,}0096$	$0{,}035 \div 0{,}12$	$0{,}018 \div 0{,}065$

Для исследования надежности с учетом случайных факторов необходимо провести комплекс детерминированных расчетов, позволяющих выявить характер влияния этих факторов на напряженно – деформированное состояние системы «плотина – основание» при действии каждой из акселерограмм. На первом этапе проводится расчет, в котором используются средние значения варьируемых параметров. Результаты такого расчета будем в дальнейшем называть базовыми; при детерминированном подходе они считаются окончательными. По результатам базового расчета определяются наиболее опасные зоны плотины, напряжения в которых должны стать предметом более детального анализа при вариации выбранных параметров. Такой анализ требует проведения достаточно большой серии расчетов. Ниже он иллюстрируется на базе плоской расчетной схемы, которая может служить также тестовой для оценки роли параметров перед использованием сложных пространственных схем, требующих больших ресурсов.

Для расчетов использовался программный комплекс COSMOS/M. Основы методики решения нелинейных динамических задач на базе этого программного комплекса изложены в [197]. Расчетная конечно-элементная схема секции плотины совместно с основанием представлена на рисунке 4.20.

В части, относящейся к плотине, схема содержит 5083 элементов и 2635 узлов. Фрагмент основания имеет ширину, втрое превышающую ширину подошвы плотины (276 м) и глубину 30 м. Число степеней свободы – 5270.

На нижней границе основания узлы конечно-элементной сетки закреплены по двум направлениям. Условие неотражения волн от боковых границ основания обеспечивается с помощью элементов вязкого демпфирования по методике, изложенной в [7].

В соответствии с требованиями, сформулированными в [1], в особое сочетания нагрузок и воздействий включаются следующие постоянные и временные длительные нагрузки и воздействия на сооружение:

- собственный вес бетона;
- гидростатическое давление воды на верховую и низовую грани плотины;
- давление воды на контакте бетона со скалой (противодавление).

Динамические расчеты выполнялись методом пошагового интегрирования Ньюмарка. Результаты динамического расчета на каждом шаге по времени суммировались с компонентами НДС, полученными в результате статического расчета. Известно, что при решении динамической задачи методом пошагового интегрирования с одновременным учетом статических нагрузок могут быть заданы ненулевые начальные условия в перемещениях. Однако такой путь, как правило, связан с потерей точности при определении кинематических характеристик (особенно ускорений и скоростей) на начальном этапе решения. Поэтому использовался искусственный прием, описанный в [197], при котором в течение некоторого начального времени Δt выполнялось интегрирование без сейсмического воздействия для линейно возрастающих от нулевых до расчетных статических нагрузок. Последние в дальнейшем, после некоторого периода стабилизации, считаются постоянными. Интервал времени нарастания статических нагрузок принят равным 1 с. Период стабилизации – 3 с.

Для учета затухания использовался общепринятый метод Рэлея, когда в конечно-элементную схему, помимо матриц масс M и жесткости K, вводилась матрица демпфирования C, являющаяся их линейной комбинацией

$$C = \alpha M + \beta K \qquad (4.2.4)$$

Значения коэффициентов демпфирования принимались равными $\alpha = 0{,}571 c^{-1}$, $\beta = 0{,}00145 c$, что соответствует модальному демпфированию около 5% от критических значений в диапазоне частот 1,0 – 10,0 Гц.

Гидродинамическое давление на контактирующие с водой участки профиля плотины, возникающее в процессе сейсмических колебаний сооружения, учитывалось с помощью присоединенных точечных масс, имеющих только горизонтальные компоненты. Их величины определены в соответствии с указаниями, содержащимися в [199].

Анализ сейсмонапряженного состояния плотины и основания проводится отдельно для каждой из трех двухкомпонентных акселерограмм. Наибольший интерес представляет воздействие №1, отличающееся от других существенно большей интенсивностью.

На рисунке 4.23 представлено распределение максимальных за время прохождения сейсмического воздействия №1 вертикальных нормальных напряжений, которое свидетельствует о наличии трех наиболее опасных зон: в плотине у верховой грани между отметками 205,0 и 230,0 , на низовой грани между отметками 220,0 и 245,0 и в основании в районе верховой грани плотины.

Растягивающие напряжения в этих зонах могут превышать величину расчетного сопротивления в одноосном растяжении и подлежат более детальному анализу с учетом неопределенного характера исходных данных. По результатам базового расчета в этих зонах выбраны 5 «точек наблюдения», отличающиеся максимальными значениями напряжений:

- точка 1 на отметке 211,0 у верховой грани;
- точка 2 на отметке 224,5 у верховой грани;
- точка 3 на отметке 229,0 у низовой грани;
- точка 4 на отметке 240,0 в зоне концентрации напряжений под оголовком плотины;
- точка 5 в основании в районе верховой грани.

Расположение точек показано на рисунках 4.20 и 4.23.

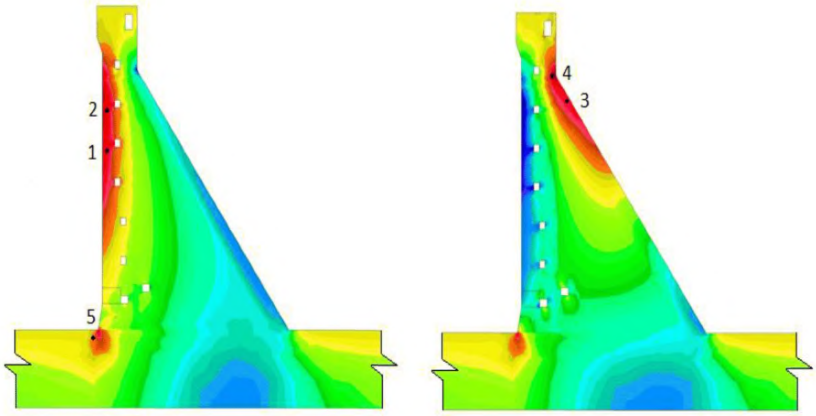


Рисунок 4.23 – Характерные картины распределения вертикальных нормальных напряжений при сейсмическом воздействии№ 1 в различные моменты времени (к обоснованию выбора точек наблюдения). Красный цвет – максимум, синий – минимум

В таблице 4.11 приведены максимальные за время прохождения воздействий значения напряжений $\sigma_{y\max}$, полученные по результатам базовых расчетов и при максимально увеличенной интенсивности воздействий (для воздействия №1 – на 30%, для воздействий 2 и 3 – на 50%). В таблице 4.12 даны напряжения $\sigma_{y\max}$ в точках наблюдения, полученные при среднем и крайних (минимальном и максимальном) значениях динамического модуля основания.

Таблица 4.11

№ точки	**Воздействие №1** $\sigma_{y\max}$ (МПа), при A_I (g)		**Воздействие № 2** $\sigma_{y\max}$ (МПа), при A_I (g)		**Воздействие № 3** $\sigma_{y\max}$ (МПа), при A_I (g)	
	0,140	**0,182**	**0,012**	**0,018**	**0,08**	**0,12**
1	0,757	1,002	-0,641	-0,533	-0,054	0,343
2	0,823	1,055	-0,535	-0,447	0,104	0,511
3	0,585	0,696	-0,305	-0,238	0,193	0,467
4	0,826	1,017	-0,425	-0,344	0,357	0,718
5	0,729	0,8	0,556	0,594	0,684	0,780

Таблица 4.12

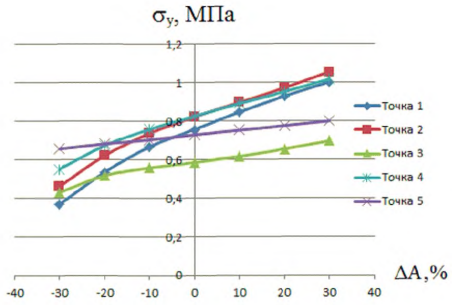
№ точки	Воздействие №1 $\sigma_{y\max}$ (МПа), при E_O (МПа)$\times 10^3$			Воздействие № 2 $\sigma_{y\max}$ (МПа), при E_O (МПа)$\times 10^3$			Воздействие № 3 $\sigma_{y\max}$ (МПа), при E_O (МПа)$\times 10^3$		
	20,88	**26,1**	**31,32**	**20,88**	**26,1**	**31,32**	**20,88**	**26,1**	**31,32**
1	0,755	0,757	0,759	-0,634	-0,641	-0,637	-0,039	-0,054	-0,065
2	0,820	0,823	0,820	-0,534	-0,535	-0,536	0,110	0,104	0,099
3	0,585	0,585	0,586	-0,305	-0,305	-0,306	0,198	0,193	0,190
4	0,824	0,826	0,828	-0,424	-0,425	-0,426	0,358	0,357	0,357
5	0,701	0,729	0,755	0,557	0,556	0,555	0,688	0,684	0,682

Полученные результаты показывают, что растягивающие напряжения, превосходящие величину порогового значения, за которым начинается трещинообразование, возникают в теле плотины только при воздействии № 1. При воздействии № 2 напряжения повсеместно остаются сжимающими, а при воздействии № 3 возникают лишь небольшие растягивающие напряжения. Поэтому дальнейший подробный анализ напряженно-деформированного состояния плотины с учетом неопределенного характера исходных данных будет проводиться для воздействия № 1.

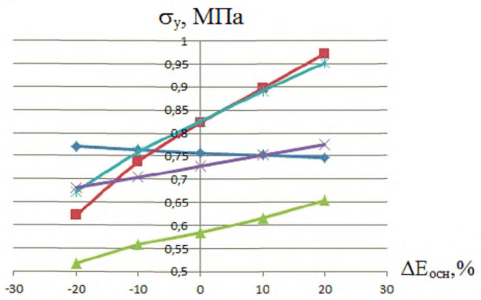
В точке 5, принадлежащей основанию, при любом воздействии возникают соизмеримые растягивающие напряжения. При воздействиях № 1 и 3 их величины превосходят $\sigma_O = 0{,}6$ МПа. Кроме того, воздействия № 2 и 3 при малой интенсивности отличаются высокой повторяемостью. Поэтому надежность основания необходимо проверять на все воздействия.

Для установления зависимостей значений максимальных растягивающих напряжений в избранных точках от исходных параметров при воздействии № 1 проведены серии расчетов, в каждой из которых варьировался только один рассматриваемый параметр, что позволило построить графики зависимостей, представленные на рисунке 4.24. Все они практически линейны, что позволяет проводить вероятностный анализ.

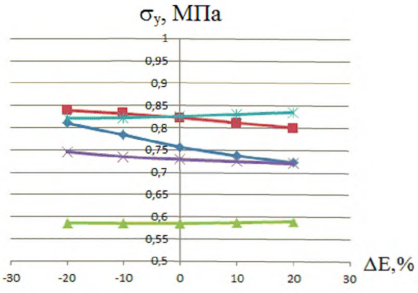
а)



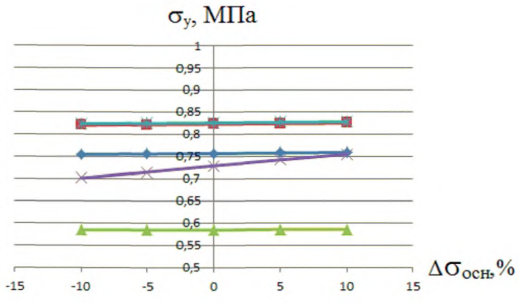
б)



в)



г)



д)

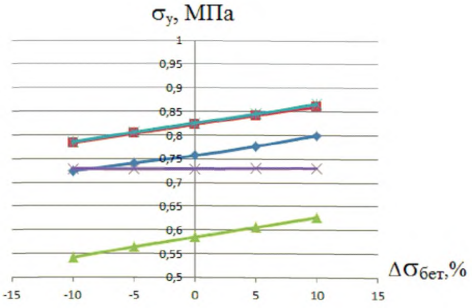


Рисунок 4.24 – Воздействие № 1. Зависимость максимальных растягивающих напряжений от: а – интенсивности воздействия; б – модуля основания; в – модуля бетона; г – порогового значения σ_O; д – порогового значения $\sigma_Б$

4.2.4 Вероятностная оценка надежности плотины и основания

4.2.4.1 Вероятностные характеристики исходных данных

Для оценки надежности необходимо определить вероятностные характеристики всех варьируемых исходных параметров. Будем считать, что они подчиняются нормальному закону распределения и математические ожидания m_j $(j = E, \sigma_Б, E_О, \sigma_О, A_Г)$ соответствуют средним значениям, которые были использованы в базовом расчете. Теперь перейдем к определению среднеквадратических отклонений δ_j. Размах значений не является асимптотически нормальной величиной, однако его часто используют при обработке статистической информации для приближенной оценки меры рассеяния. При этом в случае нормально распределенных величин можно получить приближенное значение среднеквадратического отклонения путем деления размаха на коэффициент c_n, значение которого зависит от числа испытаний n. Таблица рекомендуемых значений c_n имеется в [201]. Для небольших объемов выборок $n = 10 \div 20$ значения c_n лежат в пределах $3{,}1 \div 3{,}7$. Примем $c_n = 3{,}4$. Исходные значения варьируемых параметров и их вероятностные характеристики приведены в таблице 4.13.

Таблица 4.13

Параметр	Ед. изм.	Мин. знач.	Макс. знач.	Размах	m_j	δ_j
E	МПа $\times 10^3$	38,5	50,0	11,5	44,2	3,38
$\sigma_Б$	МПа	0,742	0,908	0,166	0,825	0,049
$E_О$	МПа $\times 10^3$	20,9	31,3	10,4	26,1	3,06
$\sigma_О$	МПа	0,5	0,7	0,2	0,6	0,059
$A_Г$	доли g	0,10	0,18	0,080	0,140	0,025

4.2.4.2 Определение вероятностных характеристик максимальных растягивающих напряжений в точках наблюдения

Математические ожидания максимальных растягивающих напряжений в точках наблюдения определены базовым расчетом и представлены в таблице 4.11. Линейный характер зависимостей $\sigma = f(E, \sigma_Б, E_О, \sigma_О, A_Г)$ позволяет найти

среднеквадратические отклонения этих величин $\delta_{\sigma j}\ (j = E, \sigma_B, E_O, \sigma_O, A_\Gamma)$ по каждому из параметров по известной формуле

$$\delta_{\sigma j} = f'(m_j)\delta_j\ ,\ (j = E, \sigma_B, E_O, \sigma_O, A_\Gamma)\ . \qquad (4.2.5)$$

В таблице 4.14 приведены среднеквадратические отклонения по всем варьируемым параметрам, а также суммарные δ_σ, полученные по формуле

$$\delta_\sigma = \sqrt{\sum_j \delta_{\sigma j}^2}\ ,\ (j = E, \sigma_B, E_O, \sigma_O, A_\Gamma)\ . \qquad (4.2.6)$$

Таблица 4.14

№ точки	m_σ МПа	Среднеквадратические отклонения по варьируемым параметрам, МПа					δ_σ МПа
		E	σ_B	E_O	σ_O	A_Γ	
1	0,757	0,025	0,022	0,007	0,001	0,186	0,193
2	0,823	0,011	0,023	0,103	0,002	0,174	0,204
3	0,585	0,001	0,025	0,040	0,0	0,078	0,091
4	0,826	0,004	0,024	0,082	0,001	0,137	0,161

Наибольший вклад в среднеквадратические отклонения напряжений вносят разбросы значений уровня сейсмического воздействия и модуля основания. Для точки 2, в которой напряжения отличаются наибольшим разбросом, суммарный вклад этих двух факторов составляет практически 100% от величины δ_σ. Таким образом, при дальнейших исследованиях величины модуля бетона E и расчетных сопротивлений растяжению бетона σ_B и материала основания σ_O можно считать детерминированными.

4.2.4.3 Оценка надежности плотины

Имеющиеся данные позволяют провести вероятностную оценку надежности плотины путем сопоставления напряжений в точках 1-4 с величиной $[\sigma_B]$, вероятностные характеристики которой получены в п.4.2.2.1 и составляют $m_{[\sigma]} = 1{,}27$ МПа, $\delta_{[\sigma]} = 0{,}171$ МПа. Надежность P определяется по характеристике безопасности γ и таблице функции нормального распределения

$$\gamma = \frac{m_{[\sigma]} - m_{\sigma}}{\sqrt{\delta_{\sigma}^2 + \delta_{[\sigma]}^2}}. \qquad (4.2.7)$$

Значения надежности P и вероятности отказа $Q = 1 - P$, полученные таким путем для воздействия № 1, приведены в таблице 4.15.

Таблица 4.15

№ точки	m_σ	δ_σ	γ	P	Q
1	0,757	0,193	1,99	0,977	0,023
2	0,823	0,204	1,68	0,9535	0,0465
3	0,585	0,091	3,50	0,999	0,001
4	0,826	0,161	2,34	0,969	0,031

При оценке надежности или вероятности отказа можно ориентироваться на точку № 2, находящуюся в наихудшем положении из четырех рассмотренных. Для нее наибольшая вероятность отказа $Q = 0{,}0465$.

Вероятность $P(I_7)$ появления землетрясения интенсивностью 7 баллов и повторяемостью один раз в τ лет при сроке службы сооружения τ_0 лет определяется по формуле Пуассона

$$P(I_7) = \frac{\tau_0}{\tau}\exp\left(-\frac{\tau_0}{\tau}\right) \qquad (4.2.8)$$

Для сооружений I класса τ_0= 100 лет [166]. Для воздействия № 1 τ = 10000 лет. Тогда $P(I_7) = 0{,}01 \cdot 0{,}99 = 0{,}0099$. Вероятность отказа за весь срок службы сооружения $V = P(I_7) \cdot Q = 0{,}0099 \cdot 0{,}0465 = 0{,}46 \cdot 10^{-3}$, годовая вероятность отказа для точки № 2 составляет $Q_T = 0{,}46 \cdot 10^{-5}$. Эта величина меньше нормативного допустимого значения $5 \cdot 10^{-5}$ [166]. При других двух воздействиях вероятность отказа существенно ниже, то есть сооружение следует считать надежным.

4.2.4.4 Оценка надежности основания

Вероятностную оценку надежности основания можно получить из сопоставления напряжений в точке 5, полученных по результатам расчета на все воздействия, с R_O как случайных величин ($R_O = 1{,}14$ МПа, $\sigma_{R_0} = 0{,}228$ МПа). Используя алгоритм, изложенный выше для анализа надежности плотины, получим значения вероятностей отказа основания для трех воздействий (таблица 4.16).

Таблица 4.16

№ возд.	m_σ МПа	δ_A МПа	δ_{E_0} МПа	δ МПа	γ	P	Q
1	0,729	0,046	0,027	0,053	1,76	0,9608	0,0392
2	0,556	0,011	0,002	0,011	2,56	0,9948	0,0052
3	0,684	0,056	0,0	0,056	1,98	0,9761	0,0239

Как было установлено выше, вероятность возникновения воздействия №1 за время службы сооружения по формуле (9.8) составляет $P(I_7) = 0{,}0099$. Тогда годовая вероятность отказа основания при этом воздействии $Q_\Gamma = 0{,}0099 \cdot 0{,}0392 \cdot 0{,}01 = 0{,}4 \cdot 10^{-5}$, то есть ниже нормативной.

Воздействия № 2 и 3 при существенно меньших интенсивностях отличаются в 100 раз большей повторяемостью. Вероятность их возникновения по (4.8) составляет $P(I_6) = \frac{100}{100}\exp(-1) = 0{,}36$. Оценим вероятности отказа основания:

Воздействие № 2. Вероятность отказа за весь срок службы сооружения $V = 0{,}0052 \cdot 0{,}36 = 0{,}0019$. Тогда годовая вероятность отказа $Q_\Gamma = 1{,}9 \cdot 10^{-5}$, что ниже нормативного показателя. Основание надежно.

Воздействие № 3. Вероятность отказа за весь срок службы сооружения $V = 0{,}0239 \cdot 0{,}36 = 0{,}0086$. Годовая вероятность отказа $Q_\Gamma = 8{,}6 \cdot 10^{-5}$, что выше нормативного показателя. То есть при интенсивности воздействия $A_\Gamma = 0{,}08g$ основание ненадежно. Поэтому проведем более подробный анализ зависимости годовой вероятности отказа основания от используемых в расчете исходных данных.

По данным ЦСГНЭО, приведенным в таблице 4.9, акселерограмма № 3 масштабируется от 0,035 до 0,12g. Кроме того, большое влияние на вероятность отказа оказывает значение коэффициента вариации предела прочности скального основания $V_{R_0} = \sigma_{R_0} / m_{R_0}$, который в рассмотренном примере принят равным 20%, но является существенно неопределенной величиной. Проведя серию расчетов, в которых варьировались значения интенсивности воздействия № 3 в пределах от 0,02 до 0,12g, получим графики зависимости годовой вероятности отказа основания от

интенсивности воздействия № 3 при трех значениях $V_{R_0} = 15; 20; 25\%$ (рис. 4.25). На графике горизонтальной линией отмечена граница предельной нормативной вероятности отказа. При учете только одного данного воздействия и $V_{R_0} = 20\%$, надежность основания обеспечивается при значениях модуля ускорения, не превышающего 0,058g.

Так, на нижнем пределе рекомендованных ЦСГНЭО значений ускорения для воздействия № 3 ($A_\Gamma = 0{,}035g$) и $V_{R_0} = 20\%$ вероятность годового отказа составляет $2{,}50 \cdot 10^{-5}$.

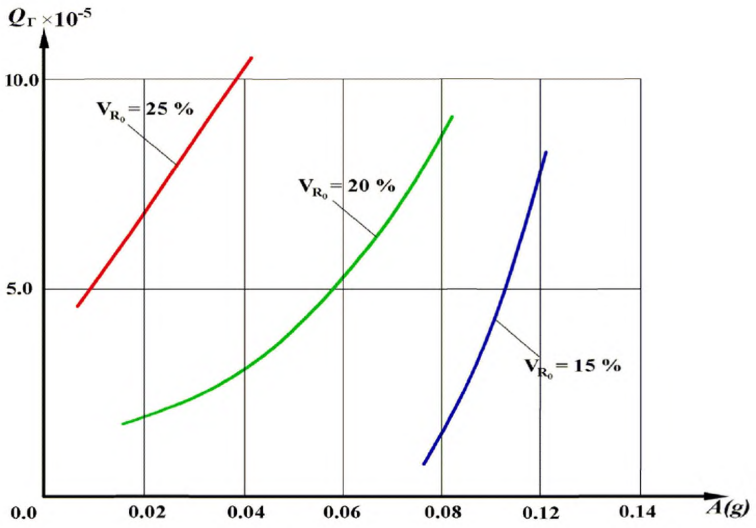


Рисунок 4.25 – Зависимости годовой вероятности отказа Q_Γ основания от интенсивности воздействия № 3 и коэффициента вариации величины R_0

4.2.5 Оценка надежности системы «сооружение – основание»

С точки зрения теории надежности система «сооружение – основание» является последовательной, так как отказ одного элемента приводит к отказу всей системы в целом. Отметим, что в трех рассмотренных выше случаях возможность отказа системы определилась: работой плотины – при воздействии № 1 и работой основания – при воздействиях № 2 и 3.

Приведем пример оценки системы «сооружение – основание» при сейсмическом воздействии № 1:

$$P_{СИСТ} = P_{СООР} \times P_{ОСН} = 0{,}78 \times 0{,}92 = 0{,}717$$

и тогда вероятность отказа системы, аналогично полученной выше для сооружения, составляет $V = P(I_7) \cdot Q = 0{,}0099 \cdot (1 - 0{,}717) = 0{,}0028$, а годовая вероятность отказа, соответственно, $Q_{СИСТ} = 2{,}8 \cdot 10^{-5}$, что также находится в пределах допустимого.

4.3 Пример расчета бетонной гравитационной плотины на особые сочетания нагрузок и воздействий, включающих сейсмические, методом ЛСТ

Рассматривается бетонная гравитационная плотина высотой H = 57 м с вертикальной напорной гранью и уклоном низовой грани 0,8 (рис. 4.26). Плотина выполнена из бетона класса В20. Грунт основания – скальный, I категории. В соответствии с таблицей Б1 [166] плотина высотой менее 60 м и выше 25 м относится к III классу.

Плотина расположена в сейсмически опасном районе: сейсмичность площадки сооружения по карте А ОСР-97 – 8 баллов, по карте С – 9 баллов.

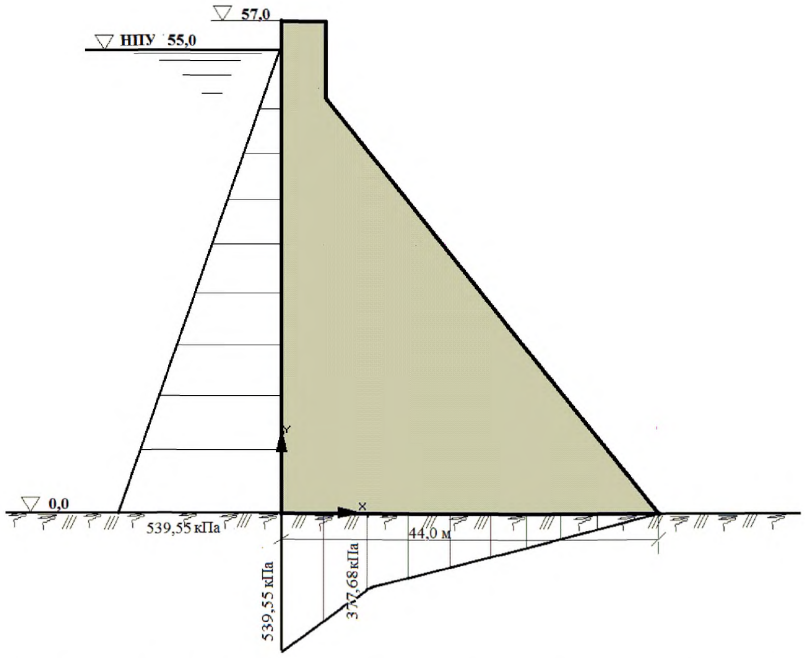


Рисунок 4.26 – Бетонная гравитационная плотина. Схема приложения нагрузок

Физико-механические характеристики материала плотины:

$E_{ст} = 2{,}7 \cdot 10^4$ МПа; $\nu = 0{,}20$; R_b = 11,7 МПа; $R_{bt} = 0{,}9$ МПа; $\rho_b = 2400$ кг/м^3, $E_{дин} = 3{,}5 \cdot 10^4$ МПа.

Физико-механические характеристики грунта:

$E_{гр\text{-}ст} = 6{,}0 \cdot 10^3$ МПа; $\nu_{0гр} = 0{,}30$. $E_{гр\text{-}дин} = 24 \cdot 10^3$ МПа.

При расчете собственных частот и форм колебаний системы «плотина-основание» учитывается только жесткость основания, то есть оно считается безынерционным ($\rho_{гр} = 0$).

Нагрузки и воздействия: собственный вес сооружения, гидростатическое давление на напорную грань, противодавление по подошве при опорожненном нижнем бьефе, сейсмическое воздействие уровня МРЗ интенсивностью 9 баллов и уровня ПЗ интенсивностью 8 баллов по шкале MSK.

Задача о напряженно-деформированном состоянии бетонной гравитационной плотины решалась с помощью программного комплекса COSMOSM, в котором реализован метод конечных элементов. Расчет проводился в двумерной постановке для поперечного сечения плотины. В расчетную область входят плотина и фрагмент основания. Расчетная область включает в себя 19641 элемент и 19165 узлов, число степеней свободы – 38069. Используются четырехузловые конечные элементы плоской деформации. На рис. 4.27 показана расчетная конечноэлементная модель сооружения с основанием.

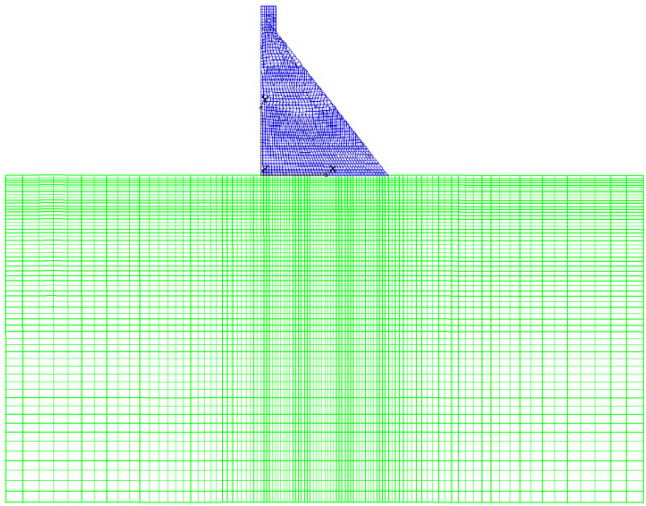


Рисунок 4.27 – Бетонная гравитационная плотина с основанием. Расчетная конечноэлементная модель

Расчет проводился для основного и четырех особых сочетаний нагрузок и воздействий.

4.3.1 Расчет НДС плотины

В соответствии с п. 8.2.3 [1] все гидротехнические сооружения должны рассчитываться на два уровня сейсмических воздействий: максимальное расчетное землетрясение (МРЗ) и проектное землетрясение (ПЗ).

В соответствии с п. 8.4.1 [1] водоподпорные сооружения III класса допускается рассчитывать методами линейно-спектральной теории сейсмостойкости (ЛСТ). В рамках ЛСТ при расчетах методом конечных элементов в качестве сейсмических нагрузок используют узловые инерционные силы P_{ikj}, действующие на элемент сооружения k при i-той форме собственных колебаний, значения компонент узловых сил определяются по формуле

$$P_{ikj} = k_f k_2 k_\psi m_k \ddot{U}_0 \beta_i \eta_{ikj} \ , \qquad (4.3.1)$$

где k_f – коэффициент, зависящий от степени повреждений, допускаемых в сооружении при землетрясении, в соответствии с таблицей 3 [1], k_f = 0,45; k_2 – коэффициент, учитывающий влияние высоты сооружения, в соответствии с таблицей 4 [1] для сооружений высотой до 60 м k_2 = 0,8; k_ψ – коэффициент, учитывающий демпфирующие свойства конструкций, в соответствии с таблицей 5 [1] для бетонных и железобетонных сооружений k_ψ = 0,9; m_k – масса элемента сооружения k; $\ddot{U}_0$ – сейсмическое ускорение основания; η_{ikj} – коэффициент формы собственных колебаний; β_i – коэффициент динамичности, принимаемый по п.8.4.11 [1] для грунтов I категории.

Согласно указаниям п. 8.4.5 [1] для расчета на сейсмическое воздействие уровня МРЗ сооружения III класса для грунтов I категории

$$\ddot{U}_0 = 0{,}93 g A_{5000} = 0{,}93 \times 9{,}81 \times 0{,}24 = 2{,}19 \text{ м/с}^2. \qquad (4.3.2)$$

Для расчета на сейсмическое воздействие уровня ПЗ сооружения III класса для грунтов I категории

$$\ddot{U}_0 = 0{,}93 g A_{500} = 0{,}93 \times 9{,}81 \times 0{,}12 = 1{,}095 \text{ м/с}^2. \qquad (4.3.3)$$

$$k_f \cdot k_2 \cdot k_\psi = 0{,}324$$

Для МРЗ $P_{ikj} = k_f k_2 k_\psi m_k \ddot{U}_0 \beta_i \eta_{ikj} = 0{,}324 \times 2{,}19 \times m_k \beta_i \eta_{ikj} = 0{,}71\, m_k \beta_i \eta_{ikj}$.

Для ПЗ $P_{ikj} = k_f k_2 k_\psi m_k \ddot{U}_0 \beta_i \eta_{ikj} = 0{,}324 \times 1{,}095 \times m_k \beta_i \eta_{ikj} = 0{,}355\, m_k \beta_i \eta_{ikj}$.

Расчет производится с учетом присоединенных масс воды на вертикальную напорную грань плотины; присоединенные массы воды определяются в соответствии с п. 1.3 настоящего пособия.

При использовании указанной методики предварительно выполнено определение частот и форм собственных колебаний конструкции в сейсмическом диапазоне частот ($f_i \leq 40$ Гц).

Таблица 4.17. Частоты собственных колебаний плотины

Номер формы	Частота, Гц	Номер формы	Частота, Гц
1	4,29	5	28,09
2	9,92	6	35,55
3	12,24	7	40,98
4	17,52		

Расчетные значения возникающих в сооружении перемещений (деформаций, напряжений, усилий) с учетом всех учитываемых в расчете форм собственных колебаний сооружений определяются по формуле

$$W = \sqrt{\sum_{i=1}^{q} W_i^2},$$

где W – обобщенное значение расчетных перемещений (деформаций, напряжений, усилий), возникающих в рассматриваемых точках или сечениях под влиянием сейсмических воздействий; W_i – обобщенное значение перемещений (деформаций, напряжений, усилий), возникающих в рассматриваемых точках или сечениях под влиянием сейсмических нагрузок (сил), соответствующих i-той форме собственных колебаний; q – число учитываемых форм собственных колебаний.

Поскольку использование ЛСТ дает возможность оценить только абсолютные величины усилий и напряжений, но не их знаки, при формировании особых сочетаний нагрузок и воздействий результаты расчета на сейсмическое воздействие учитываются со знаками как «+», так и «–» (см. таблицу 4.18).

Таблица 4.18 – Сочетания нагрузок и воздействий

Сочетание / Нагрузка (воздействие)	основное	особое			
		№ 1	№ 2	№ 3	№ 4
Собственный вес	1	1	1	1	1
Гидростатика	1	1	1	1	1

Противодавление	1	1	1	1	1
Сейсмическое воздействие уровня МРЗ	–	+1	-1	–	–
Сейсмическое воздействие уровня ПЗ	–	–	–	+1	-1

4.3.2 Анализ прочности плотины

В соответствии с п. 8.11 [1] для всего сооружения должны выполняться следующие условия, обеспечивающие недопущение наступления предельных состояний:

$$\gamma_n \gamma_{lc} |\sigma| \le \gamma_{cd} R_b \quad \text{при } \sigma < 0 \text{ (сжатие)}, \tag{4.3.4}$$

$$\gamma_n \gamma_{lc} \sigma \le \gamma_{cd} R_{bt} \quad \text{при } \sigma > 0 \text{ (растяжение)}, \tag{4.3.5}$$

или

$$[\sigma] = \frac{\gamma_{cd} R_b}{\gamma_n \gamma_{lc}} \text{ (сжатие)}, \tag{4.3.5}$$

$$[\sigma] = \frac{\gamma_{cd} R_{bt}}{\gamma_n \gamma_{lc}} \text{ (растяжение)}, \tag{4.3.6}$$

где γ_n – коэффициент надежности по назначению сооружения, γ_n принимается равным 1,15 для сооружений III класса в соответствии с п. 8.16 [СП 58.13330.2012]; γ_{lc} – коэффициент сочетания нагрузок, в соответствии с п. 8.16 [СП 58.13330.2012] принимается равным: 1,0 – для основных сочетаний нагрузок, 0,85 – для особых сочетаний нагрузок, включающих сейсмическое воздействие уровня МРЗ, 0,95 – для особых сочетаний нагрузок, включающих сейсмическое воздействие уровня ПЗ; R_b – расчетное сопротивление бетона сжатию для предельных состояний первой группы, для бетона класса В20 R_b = 11,7 МПа; R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению для предельных состояний первой группы, для бетона класса В20 R_{bt} = 0,90 МПа; γ_{cd} – коэффициент условий работы сооружения, γ_{cd} = 0,9 для основных

сочетаний нагрузок и γ_{cd} = 1,1 для особых сочетаний нагрузок при сейсмическом воздействии для бетонных конструкций (в соответствии с таблицей 6 СП 40.13330.2012).

Критериальные значения напряжения, определенные по формулам (4.3.5) и (4.3.6), сведены в таблицу 4.19.

Таблица 4.19 – Критерии по напряжениям

	Критериальные значения напряжения [σ], МПа	
	Сжатие	Растяжение
Основное сочетание	9,15	0,70
Особые сочетания 1 и 2 – сейсмическое воздействие уровня МРЗ	13,17	1,01
Особые сочетания 3 и 4 – сейсмическое воздействие уровня ПЗ	11,78	0,90

Результаты расчета бетонной гравитационной плотины для основного и 4-х особых сочетаний представлены на рис.4.28 – 4.37 и в таблице 4.20.

Как видно из рисунков и таблицей 4.20 для всего сечения плотины расчетные сжимающие напряжения не превосходят критериальные значения при всех сочетаниях нагрузок и воздействий.

Величина растягивающих напряжений почти для всего сечения плотины не превосходят критериальные значения. Однако у контакта плотины с основанием вблизи верховой грани наблюдается превышение расчетных растягивающих напряжений: в основном сочетании – в одном КЭ, в особом № 3 (ПЗ) – в трех КЭ, в особом № 1 (МРЗ) – в пяти КЭ. Однако область, где наблюдается превышение расчетных растягивающих напряжений над критериальными значениями, столь невелика, что угрозы для работоспособности сооружения нет. Таким образом, условия прочности и сейсмостойкости сооружения в целом выполняются.

Таблица 4.20 – Сравнение главных напряжений в плотине с критериальными значениями

Сочетание	Сжатие		Растяжение	
	Максимальное главное $\|\sigma_3\|$	Критериальное $[\sigma]$	Максимальное главное σ_1	Критериальное $[\sigma]$
	МПа		МПа	
Основное	3,03	9,15	**1,38** (1 эл)	0,70
Особое № 1 (МРЗ)	2,96	13,17	**2,94** (5 эл)	1,01
Особое № 2 (МРЗ)	3,12		0,22	
Особое № 3 (ПЗ)	2,99	11,78	**2,14** (3 эл)	0,90
Особое № 4 (ПЗ)	3,08		0,72	

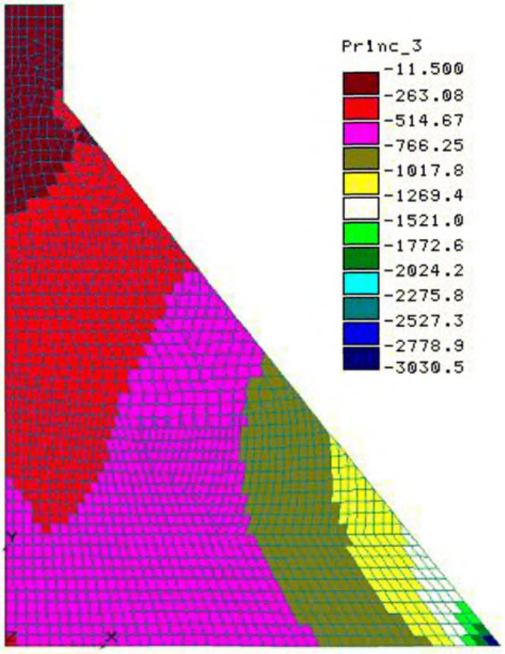


Рисунок 4.28 – Основное сочетание. Главные напряжения σ_3 (кПа)

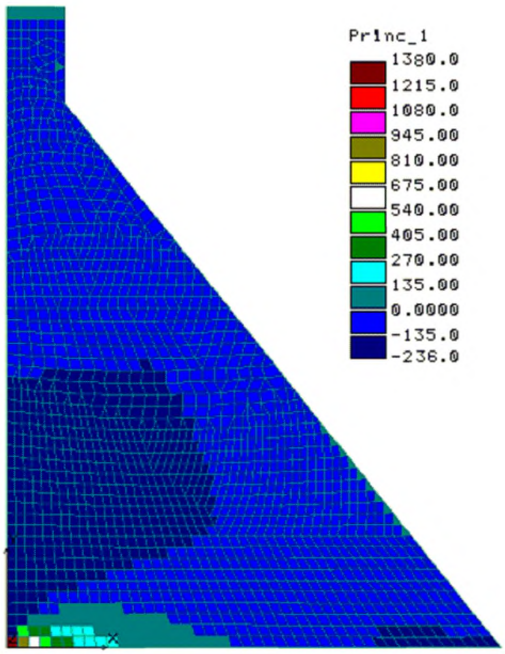


Рисунок 4.29 – Основное сочетание. Главные напряжения σ_1 (кПа)

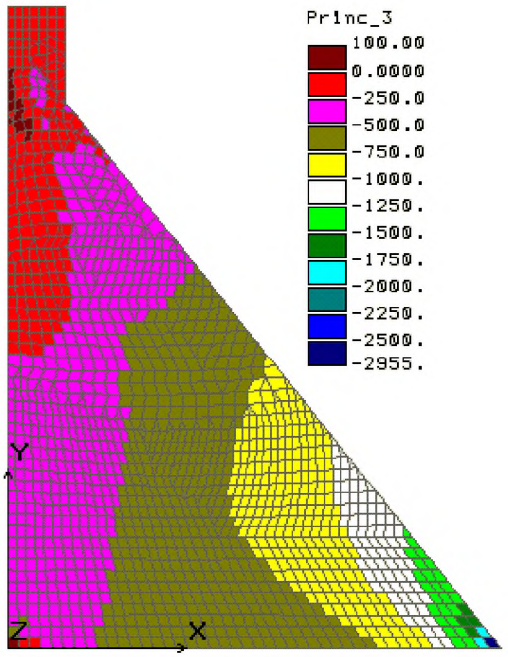


Рисунок 4.30 – Особое сочетание № 1. Главные напряжения σ_3 (кПа)

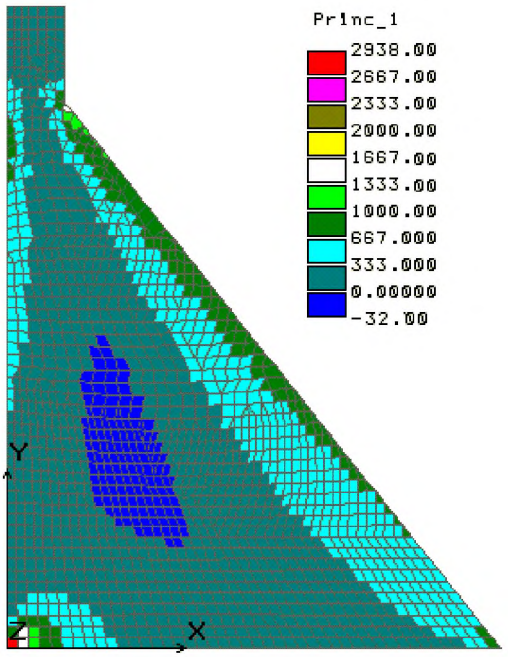


Рисунок 4.31 – Особое сочетание № 1. Главные напряжения σ_1 (кПа)

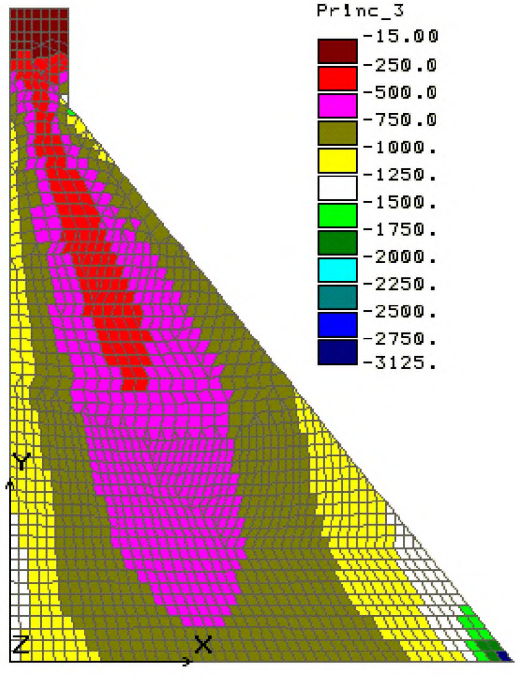


Рисунок 4.32 – Особое сочетание № 2. Главные напряжения σ_3 (кПа)

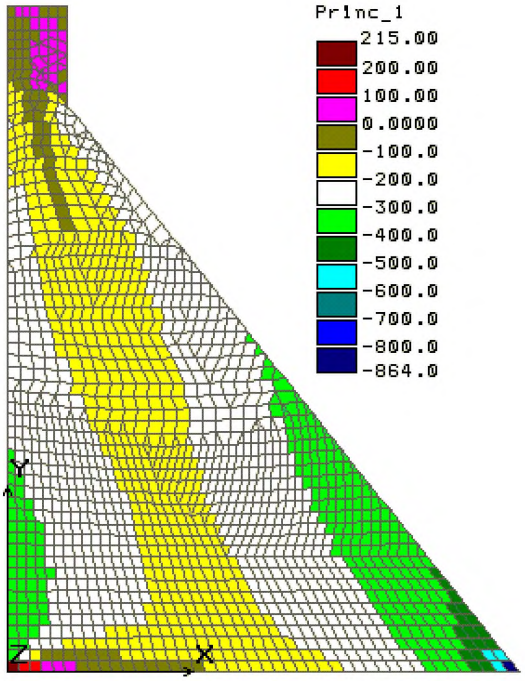


Рисунок 4.33 – Особое сочетание № 2. Главные напряжения σ_1 (кПа)

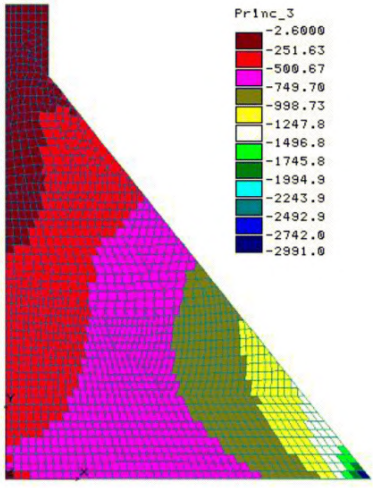


Рисунок 4.34 – Особое сочетание № 3. Главные напряжения σ_3 (кПа)

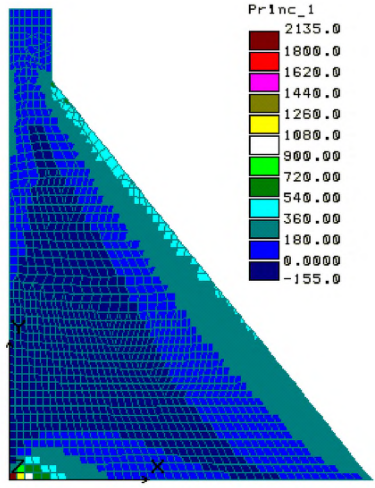


Рисунок 4.35 – Особое сочетание № 3. Главные напряжения σ_1 (кПа)

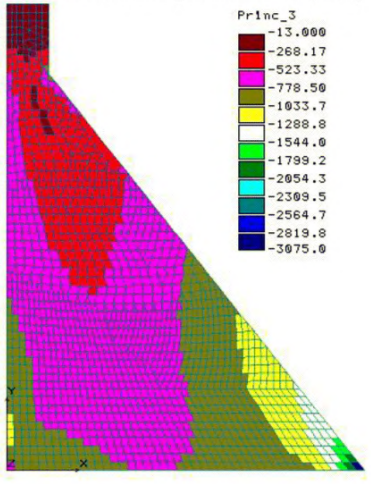


Рисунок 4.36 – Особое сочетание № 4. Главные напряжения σ_3 (кПа)

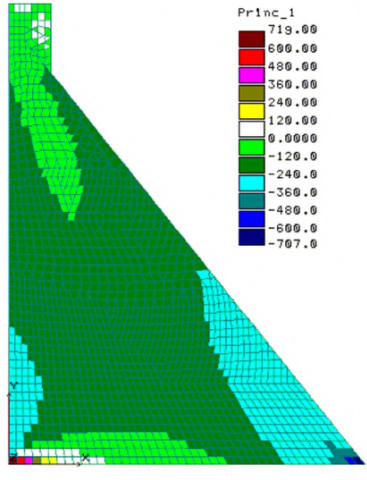


Рисунок 4.37 – Особое сочетание № 4. Главные напряжения σ_1 (кПа)

5 Особенности расчета морских гидротехнических сооружений на примере платформ гравитационного типа

5.1 Пример расчета несущей способности грунтового основания платформы на шельфе

Расчеты динамической реакции системы «платформа – грунтовое основание» проводились на основе прямого интегрирования по времени уравнений движения системы с учетом нелинейности динамического поведения грунта и зависимости его свойств от статического напряженного состояния.

Схема для расчета динамической реакции представлена на рис. 5.1.

Габариты фрагмента основания, включенного в расчет, составили 544 м по ширине и 102 м по высоте. Нижняя граница выбрана по кровле грунта на порядок более жесткого, чем в приповерхностном слое. Боковые границы отнесены на расстояние двух размеров фундамента. Сетка МКЭ использовалась как для расчета статического, так и динамического напряженного состояния.

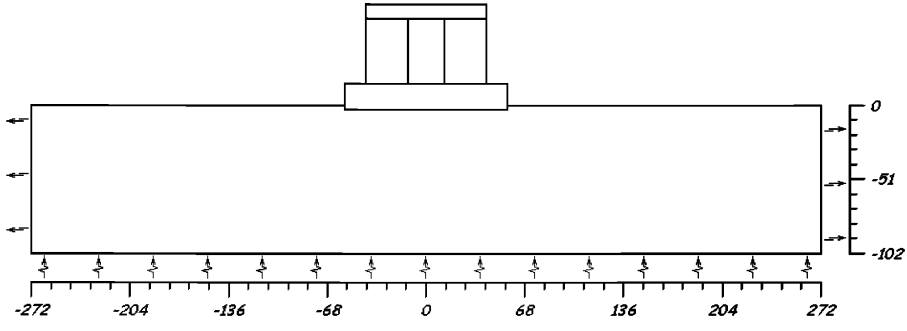


Рисунок 5.1 – Схема расчета динамической реакции

К нижней границе области приложено расчетное сейсмическое воздействие в виде акселерограммы. Подготовка расчетных акселерограмм проводилась по методике [175, 7].

Акселерограммы были подвергнуты корректировке. Результаты применения процедуры корректировки для одной из акселерограмм, изображенной на рис. 5.2, представлены на рис. 5.3. Сейсмограммы, полученные непосредственным интегрированием исходных акселерограмм, отмечены цифрой 1. В обоих случаях прослеживается монотонное накопление смещения, причем, переносное движение преобладает над колебательным.

Удаление линейного тренда из акселерограммы (кривая 3) не привело к приемлемому результату. Такая операция эквивалентна наложению некоторых, в данном случае однородных, граничных условий и не накладывает ограничений на поведение сейсмограммы внутри отрезка.

При выделении ошибки сейсмограммы полагалось, что функция ошибки $d(t)$ сейсмограммы, являющаяся разностью между вторым интегралом акселерограммы и истинной сейсмограммой, может быть представлена как разложение:

$$d(t) = \sum_{k=0}^{M} d_k P_k(t) \qquad (5.1.1)$$

с соотношениями для коэффициентов

$$d_{k,0\le k\le M} = \sum_{j=\max(k-2,0)}^{k+2} a_j r_{jk}\,, \quad d_{k,k>M} = 0\,. \qquad (5.1.2)$$

При этом предполагалось, что акселерограмма имеет линейную ошибку, т.е. $M = 3$. Полученные линии ошибки отмечены на рисунках цифрой 2.

Сейсмограмма, полученная интегрированием откорректированной акселерограммы, отмечена на рисунке цифрой 4.

Под рисунком приведены значения невязок, которые имели место в этих примерах.

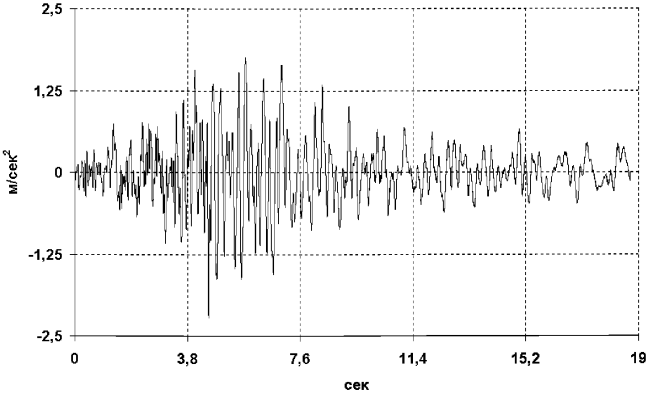


Рисунок 5.2 – Исходная акселерограмма 1

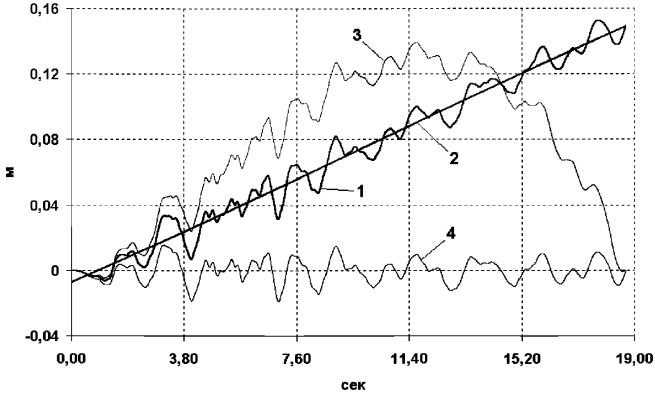


Рисунок 5.3 – Сейсмограммы, полученные интегрированием акселерограммы 1: 1 – без корректировки, 2 – тренд, выделенный из сейсмограммы, 3 – после корректировки ($L=0$, $Z=2$, $\varepsilon_2=0{,}9\%$, $\varepsilon_\infty=0{,}4\%$), 4 – после корректировки ($L=198$, $Z=0$, $\varepsilon_2=0{,}3\%$, $\varepsilon_\infty=0{,}3\%$)

На боковых границах принимались условия стандартной вязкой границы для подавления паразитных отражений. Верхняя граница, соответствующая поверхности морского дна, считалась свободной от напряжений.

Начальный модуль сдвига до отметки –34 м менялся линейно (возрастая с глубиной) пятикратно, а ниже этой отметки сохранял постоянное значение.

Зависимости модуля сдвига от интенсивности динамических сдвиговых деформаций представлены на рис. 5.4. Коэффициент Пуассона грунтовых элементов принят равным 0,48. Относительное затухание на частоте 3Гц принято 0,02.

На рис. 5.5 показан фрагмент расчетной схемы с разбиением на расчетные геологические и конструктивные элементы.

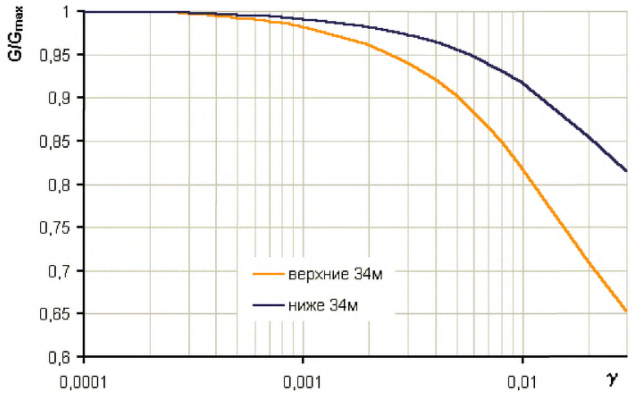


Рисунок 5.4 – Зависимости модуля сдвига от интенсивности сдвиговых деформаций

Динамические характеристики прочности представлены в таблице 5.1:

Таблица 5.1 – Динамические характеристики прочности

Слой	Недренированная прочность (кПа)	CRR
1	—	0.48
2a	60-70	—
2b	84-140	—
3	—	0.48
4	158	—
5	—	0.48
6	220	—
7	—	0.48
8	320	—

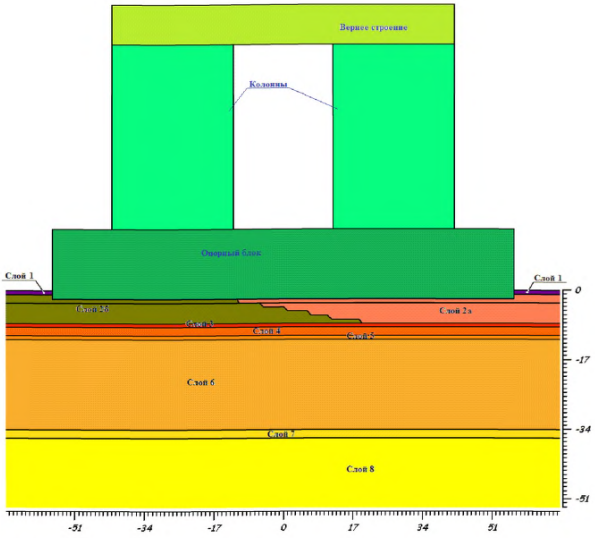


Рисунок 5.5 – Фрагмент расчетной схемы для анализа динамической реакции с указанием расчетных инженерно-геологических элементов

Кессон и верхнее строение моделировались жесткими блоками соответствующего размера. Поперечный размер и модуль деформации сечений колонн определены из условий сохранения продольной и изгибной жесткостей колонн при плоском их моделировании, что необходимо для учета деформационных колебаний конструкции. Массы были определены отдельно для кессона, колонн и верхнего строения и равномерно распределены по этим элементам после приведения к одному погонному метру в направлении, перпендикулярном расчетной плоскости.

При статических расчетах определялось напряженное состояние основания от веса собственного веса, веса сооружения и ледовых нагрузок. Ввиду неоднородности слоя 2, рассматривались два варианта приложения ледовой нагрузки – справа и слева. Поля напряжений, полученные в результате расчетов, представлены на рис. 5.6 – 5.7.

Расчеты по ДТ проводились для двух воздействий – уровней ПЗ и МРЗ и двух горизонтальных составляющих, соответствующих ортогональным направлениям, для каждого из них.

Расчеты для воздействия ПЗ проводились при учете одновременного действия ледовой нагрузки. Акселерограммы, соответствующие воздействию ПЗ, отнесенные к нижней границе расчетной области, приведены на рис. 5.8.

Ниже, на рис. 5.9 – 5.14, представлены результаты расчетов реакции системы «платформа – грунтовое основание» на воздействие уровня ПЗ.

На рис. 5.9 представлены горизонтальная и вертикальная составляющие ускорения центра подошвы опорного блока, полученные при расчете для горизонтальной составляющей воздействия, соответствующей направлению 1 и на рис. 5.10 – направлению 2.

Пиковые значения горизонтальных ускорений кессона достигают 2,2 – 2,4 м/с^2, вертикальных – до 0,6 м/с^2.

На рис. 5.11 представлены горизонтальная и вертикальная составляющие ускорения центра верхней палубы, полученные при расчете для горизонтальной составляющей воздействия, соответствующей направлению 1 и на рис. 5.12 – направлению 2. Пиковые значения горизонтальных ускорений верхней палубы достигают 3 – 4 м/с^2, вертикальных – до 1,2 м/с^2.

Оценка стабильности структуры грунтов при сейсмических воздействиях выполнялась по критериям для локальных коэффициентов безопасности по разжижению и прочности k_{sf} согласно п.3.3.4 .

На рис. 5.13 показаны коэффициенты запаса по разжижению для песков слоя 3 для двух вариантов приложения ледовой нагрузки. На рис. 5.14 приведены распределения локальных коэффициентов запаса в глинистых грунтах, полученные при расчете на ПЗ для двух вариантов приложения ледовой нагрузки.

Зоны с коэффициентом запаса ниже нормативного 1,19, расположены под углами кессона, имеют небольшую площадь и не оказывают влияния на несущую способность основания в целом.

Полученные результаты позволили сделать вывод о достаточной обеспеченности сейсмостойкости системы «платформа – грунтовое основание».

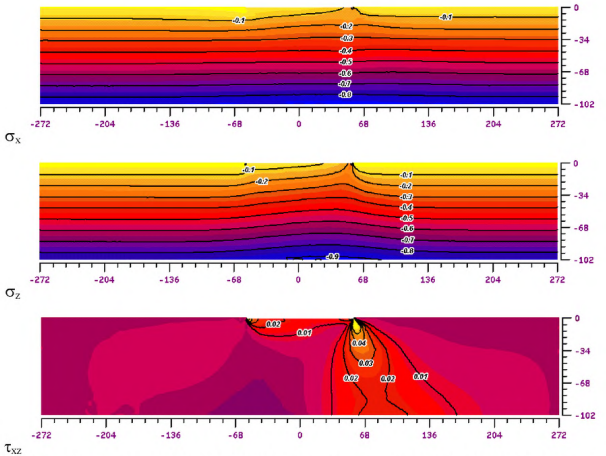


Рисунок 5.6 – Статические напряжения в основании платформы от веса грунта, веса сооружения и ледовой нагрузки (МПа). Ледовая нагрузка приложена слева

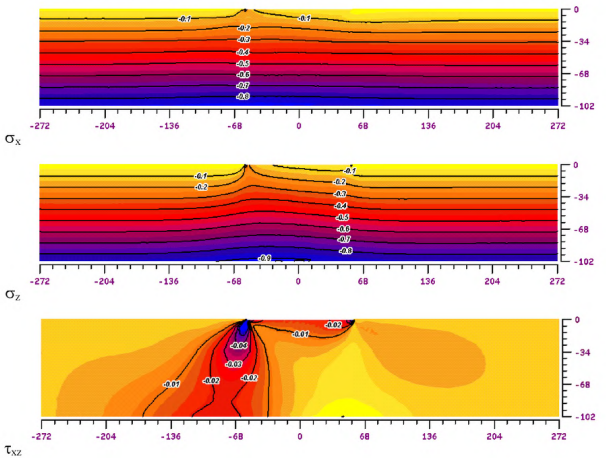


Рисунок 5.7 – Статические напряжения в основании платформы от веса грунта, веса сооружения и ледовой нагрузки (МПа). Ледовая нагрузка приложена справа

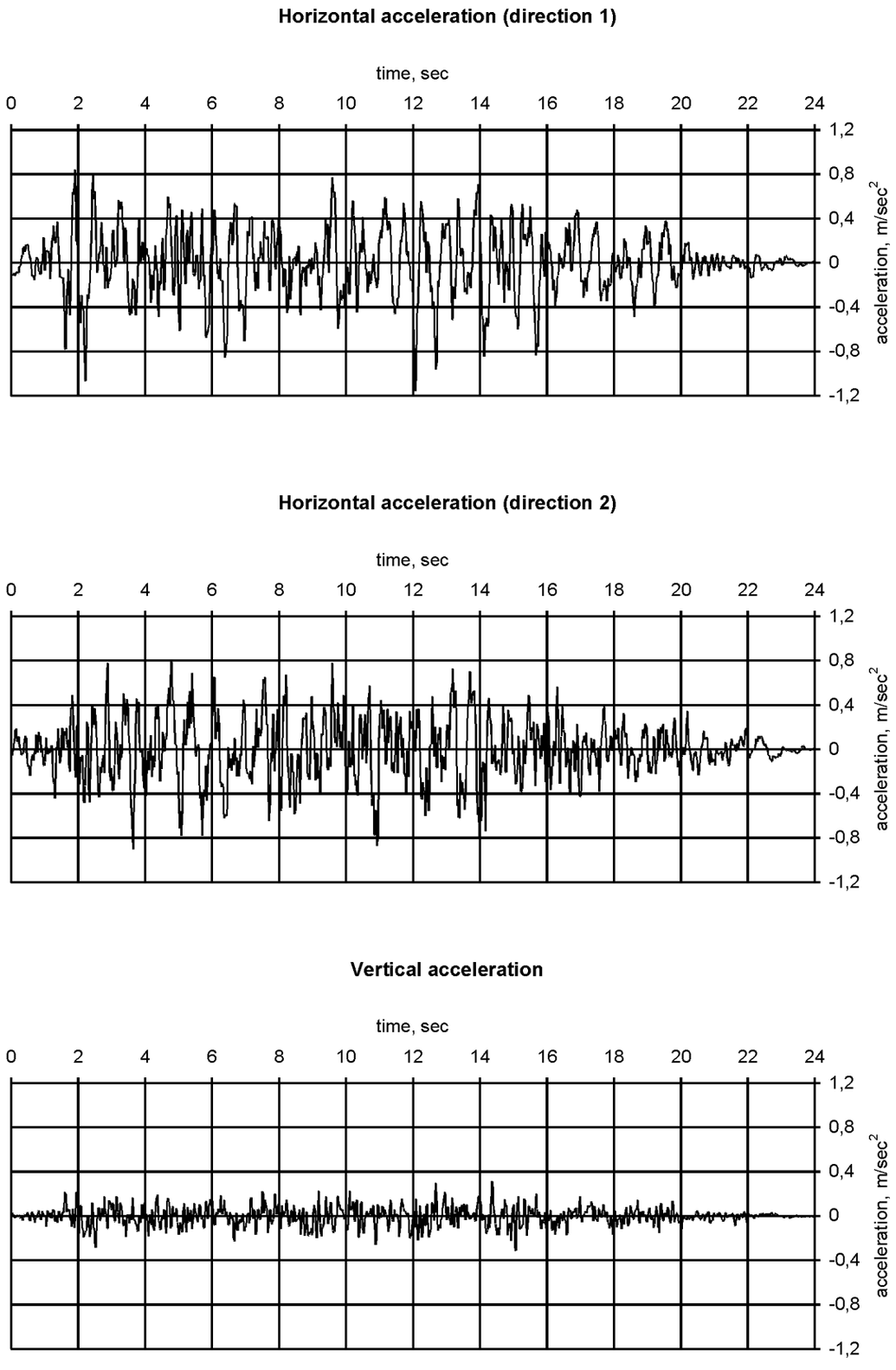


Рисунок 5.8 – Ускорения на нижней границе расчетной области (воздействие ПЗ)

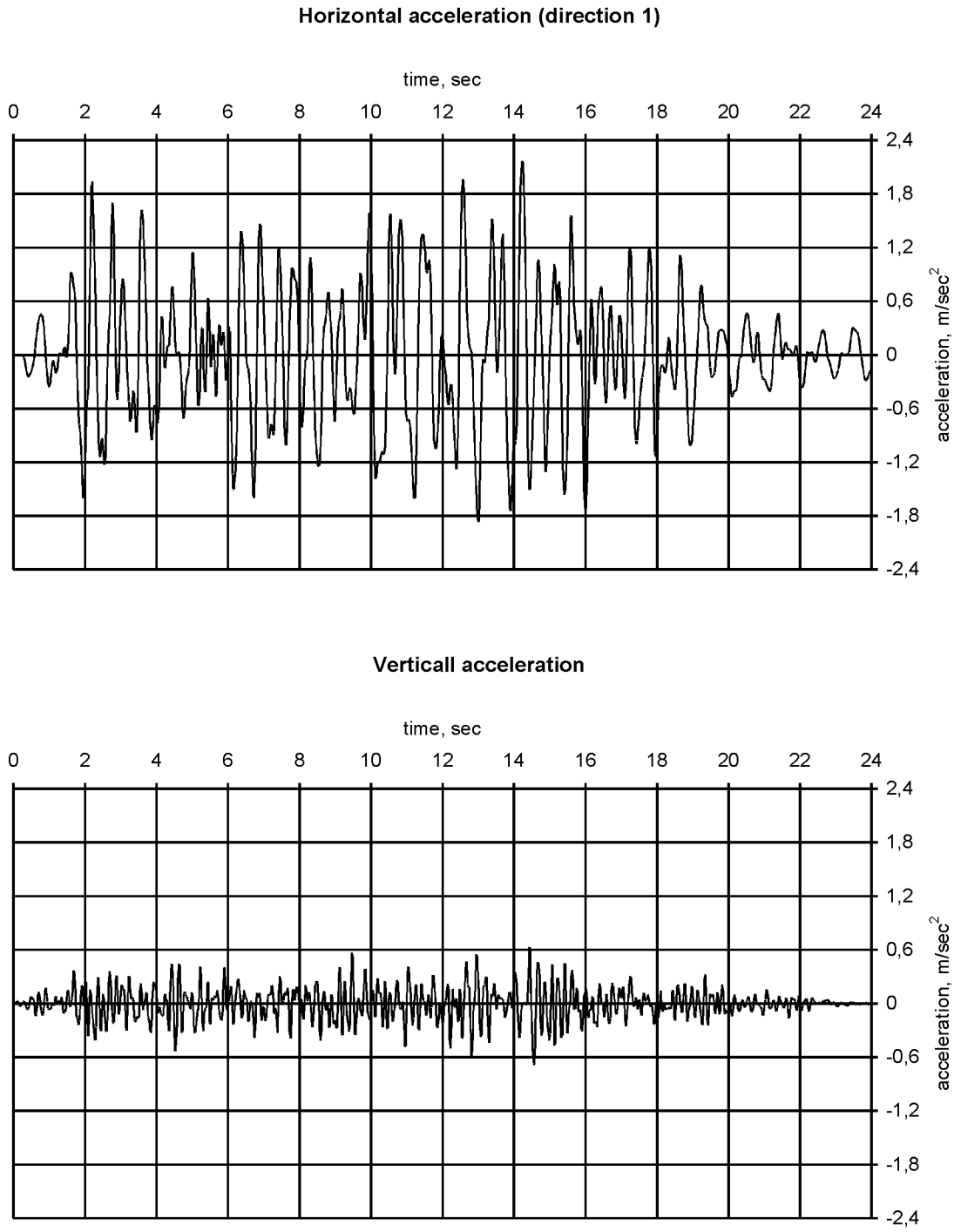


Рисунок 5.9 – Ускорение кессона (воздействие ПЗ, первое направление)

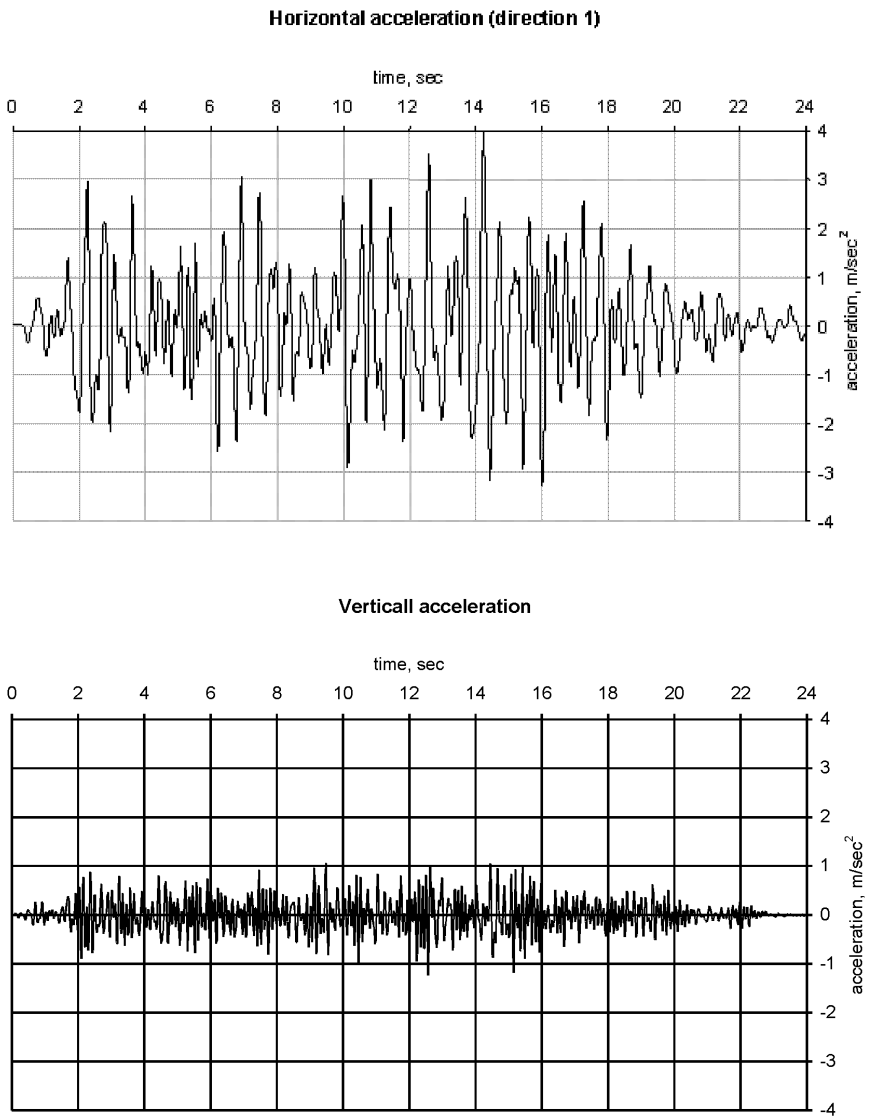


Рисунок 5.10 – Ускорение верхнего строения (воздействие ПЗ, первое направление)

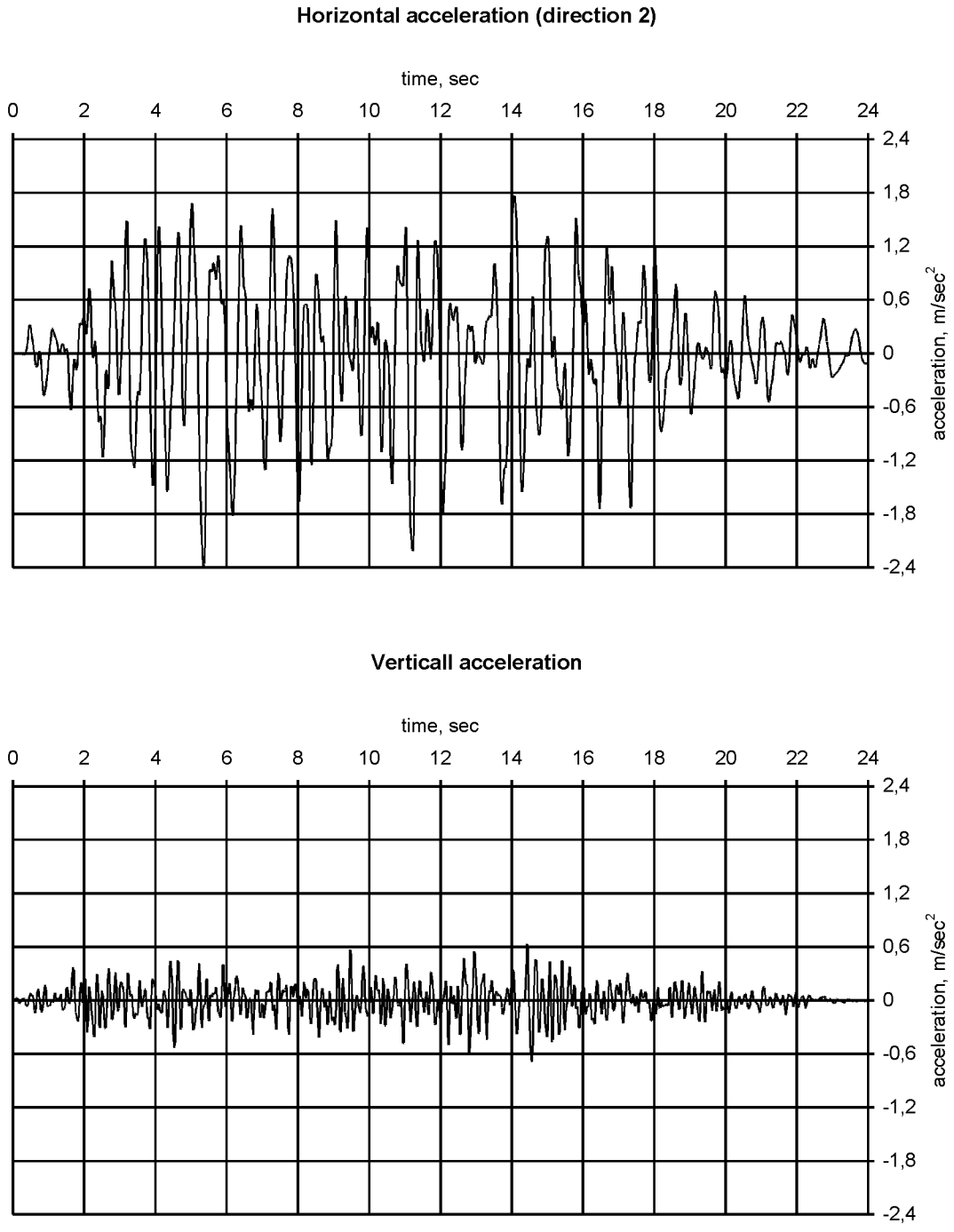


Рисунок 5.11 – Ускорение кессона (воздействие ПЗ, второе направление)

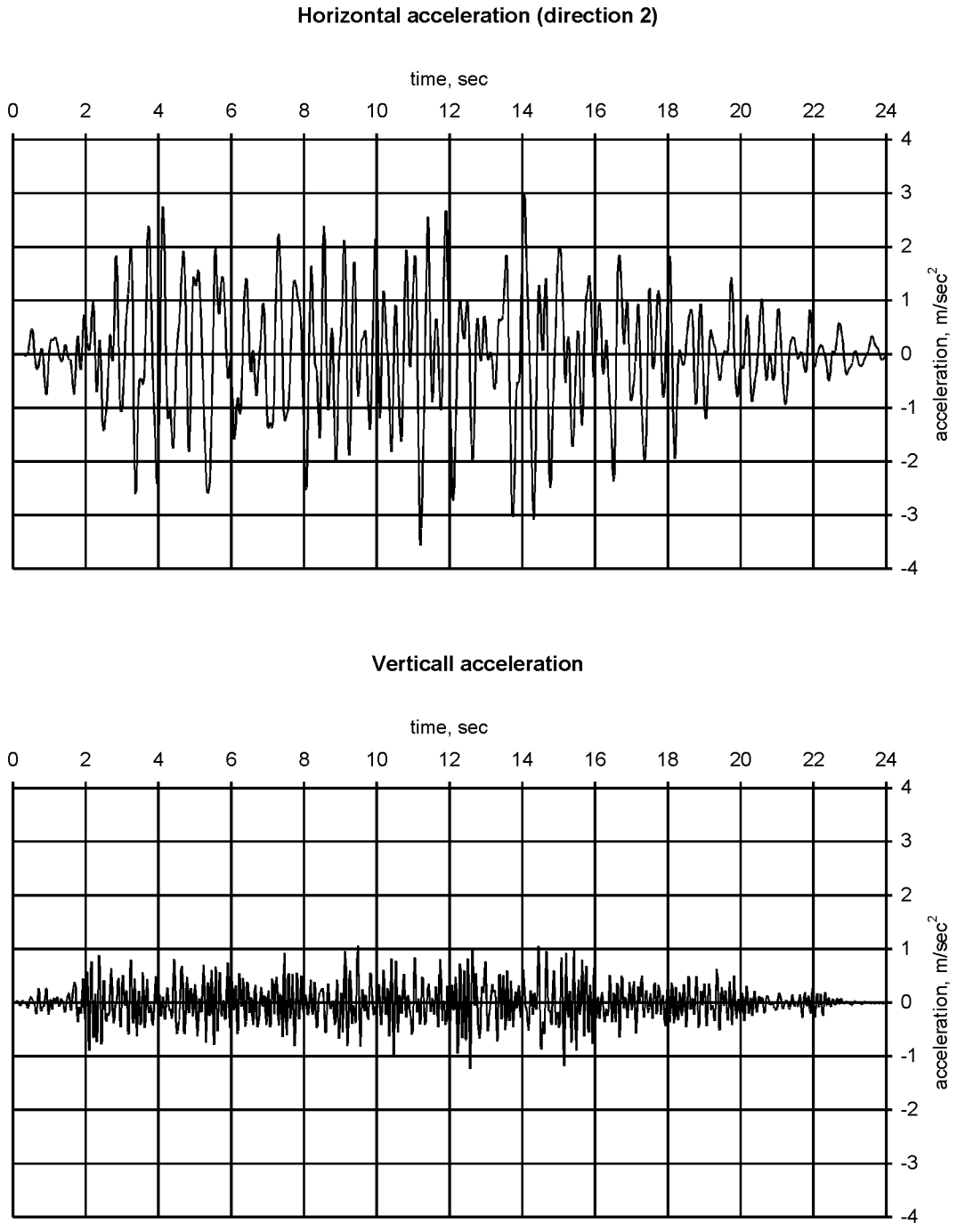


Рисунок 5.12 – Ускорение верхнего строения (воздействие ПЗ, второе направление)

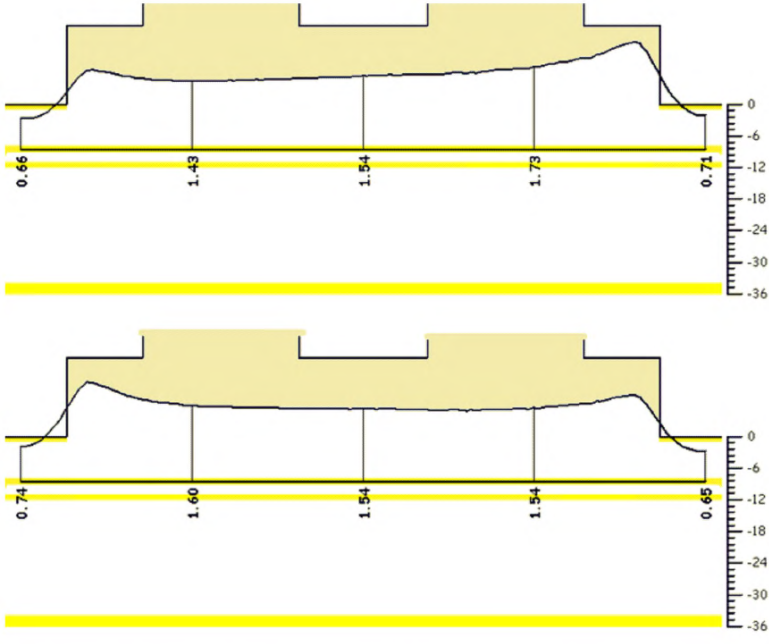


Рисунок 5.13 – Коэффициенты запаса по разжижению в несвязных грунтах при воздействии уровня ПЗ

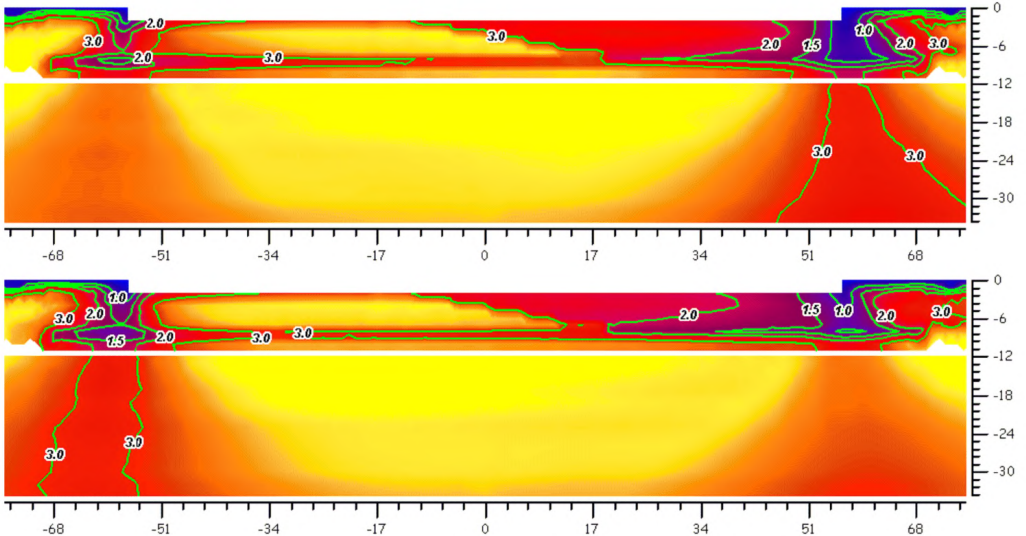


Рисунок 5.14 – Распределение локальных коэффициентов запаса в глинистых грунтах при воздействии ПЗ. Ледовая нагрузка приложена слева (вверху) и справа внизу)

5.2 Расчетные исследования прочности опорного основания платформы гравитационного типа при сейсмическом воздействии

Одной из задач, возникающих при проектировании опорных частей гравитационных платформ на шельфе, является оценка прочности конструкции опорного основания при сейсмическом воздействии.

Сооружение (рис. 5.15) состоит из кессона и опорных колонн, поддерживающих верхнее строение.

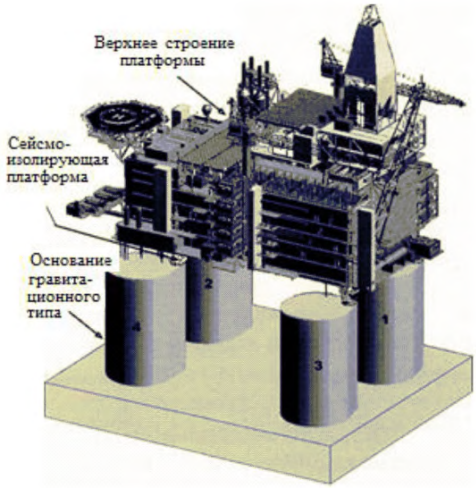


Рисунок 5.15 – Ледостойкая платформа гравитационного типа

Кессон — железобетонная конструкция прямоугольной формы с набором внутренних перегородок. Верхняя плита кессона (крыша) прорезается колоннами, опирающимися на донную плиту. Высота колонн от верхней плиты кессона порядка 40 м. В поперечном сечении колонны представляют собой неправильные кольца. Наружный диаметр колонн — от 25 до 26 м, внутренний — от 23 до 24 м. Все

контактирующие железобетонные элементы опорного сооружения (колонны, верхняя и нижняя плита кессона, переборки) монолитно связаны между собой.

Бетон конструкции ниже уровня воды предполагался водонепроницаемым. При расположении опорного основания на дне моря кессон и колонны заполнены водой.

В ходе исследований рассматривалось несколько вариантов конструкции опорного основания. Варианты различались толщинами колонн и усилениями верхней плиты кессона в зонах ее стыковки с опорными колоннами, размерами днища и крыши кессона, схемой расположения перегородок в кессоне и их толщинами, варьировались деформационные и прочностные характеристики материалов конструкции и грунтового основания.

Метод исследований. Исследования проводились численным методом конечных элементов (МКЭ) на пространственных математических моделях с учетом возможного изменения ситуации на контакте грунтового массива с днищем платформы (конструктивная нелинейность).

Расчеты на основное сочетание нагрузок и воздействий проводилось в статической постановке. При рассмотрении особого сочетания с сейсмическим воздействием решалась динамическая задача с применением пошагового интегрирования дифференциальных уравнений движения.

Использовались современные программные комплексы «ANSYS» [203] — для статических исследований и «LS-DYNA» [204] — для расчетов на сейсмические воздействия. Исследования проводились в соответствии с действующими нормативными документами [166, 1, 205 - 209].

Модель сооружения. На рис. 5.16 показаны пространственная расчетная модель опорного сооружения на грунтовом массиве, разрез модели кессона горизонтальной плоскостью и пространственный фрагмент модели колонны основания гравитационного типа (ОГТ). Используемые в модели конечные элементы приведены в таблице 5.2.

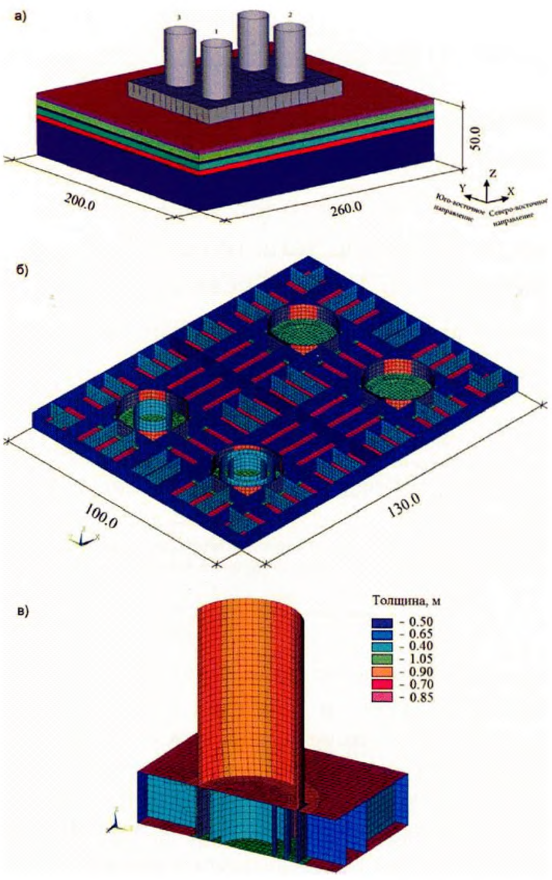


Рисунок 5.16 – Конечно-элементная модель сооружения: а – модель системы «сооружение — основание»; б – разрез модели кессона горизонтальной плоскостью; в – пространственный фрагмент модели колонны № 1

Конечно-элементная модель ОГТ включала 188377 узлов и 217713 элементов, из них типа «solid» - 148132, «shell» - 37376, «mass» - 32205.

При моделировании взаимодействия между грунтовым массивом и нижней плитой ОГТ для динамических расчетов в LS-DYNA на сейсмическое воздействие использовались контактные алгоритмы CONTACT TIED SURFACE TO SURFACE и CONTACT SURFACE TO SURFACE.

Грунтовое основание представлено массивом размерами 260 х 200 х 50 м.

Его боковые границы заданы из соображений оптимального расположения неотражающих границ [7], а нижняя граница – из условия отсутствия влияния наземного сооружения на ее колебательный процесс.

В местах проектного расположения «юбки» ставилось условие совместности смещений днища с грунтом (общий узел), в остальной части задавался нелинейный контакт днища кессона с грунтом.

Железобетон и грунтовой массив рассматривались как линейноупругие материалы.

Таблица 5.2 – Конечные элементы, использованные в модели ОГТ

Тип элемента	Описание элемента	Число узлов в элементе
SOLID45 (ANSYS)	Трехмерный конструктивный сплошной элемент	8
SHELL181 (ANSYS)	Трехмерный конструктивный оболочечный элемент	4
MASS21 (ANSYS)	Точечный элемент массы	1
TARGE 170 (ANSYS)	Трехмерный нелинейный контактный элемент	4
CONTA173 (ANSYS)	Трехмерный нелинейный контактный элемент	4
ELEMENT SOLID (LS-DYNA)	Трехмерный конструктивный сплошной элемент	8
ELEMENT SHELL (LS-DYNA)	Трехмерный конструктивный оболочечный элемент	4
ELEMENT MASS (LS-DYNA)	Точечный элемент массы	1

Силы и воздействия. *Вес опорного сооружения.* Вес ОГТ (кессон и четыре колонны) в модели задавался через объем конструкции, плотность железобетона и ускорение силы тяжести. Расчетный объем модели ОГТ совпадал с проектным его объемом с точностью до 1%. Коэффициент надежности по нагрузке принимался γ_f= 0,95... 1,05 в соответствии с рекомендациями СП [166].

Нагрузка от верхнего строения. При расчетах на особое сочетание при сейсмическом воздействии расчетный вес верхнего строения, согласно данным проектировщика, принят $P_н = 40{,}4 \cdot 10^7$ Н.

Для распределения веса верхнего строения по четырем колоннам суммарная расчетная сила тяжести $P_р$ была перенесена из центра тяжести ВСП в его геометрический центр (условная точка на равном расстоянии от колонн) с приложением дополнительного момента. Вес верхнего строения был распределен между четырьмя колоннами из решения системы уравнений равновесия при условии его передачи только вертикальными силами.

Вес верхнего строения учитывался при определении начального (статического) поля напряжений конструкции ОГТ. При вводе в расчет сейсмического воздействия учитывалась масса ВСП — P_i/g.

При расчете конструкции без маятниковых подшипников учитывалась масса ВСП целиком, а при учете маятниковых опор участие массы в развитии горизонтальных инерционных сил уменьшалась на 40%. Это консервативная величина для конструкций с криволинейными контактными поверхностями [210].

Гидростатическое давление воды. Давление воды снаружи и внутри ОГТ на вертикальные поверхности сооружения, при одинаковом их уровне, уравновешивалось и в расчетах не рассматривалось.

Давление воды на горизонтальные водонепроницаемые поверхности кессона оценивалось как разность величин давления воды снизу и давления воды сверху. Результирующая сила направлялась вверх и рассматривалась как противодавление, уменьшающее давление от собственного веса сооружения.

Гидродинамическое давление воды. Гидродинамическое давление воды снаружи конструкции ОГТ при сейсмическом воздействии определялось в соответствии с рекомендациями СП [1] в виде присоединенной инерционной массы, распределенной по узлам конечно-элементной сетки наружной поверхности. Масса воды, заполняющей кессон и колонны, участвующая в развитии инерционных сил, согласно рекомендациям [207], распределялась по узлам конечно-элементной сетки по внутренним поверхностям конструкций.

Сейсмическое воздействие. Согласно [1, 205], нормативная сейсмичность площадки для платформы по шкале MSK-64 определена в 9 баллов.

В данной работе к расчету были приняты трехкомпонентные наборы акселерограмм следующих землетрясений:

Loma Prieta, Fremont — Emerson Court, 1989 (NGA# 761), EQ1;

Landers, Mission Creek Fault, 1992 (NGA#880), EQ3;

Hector Mine, Desert Hot Springs, 1999 (NGA#1776), EQ5.

Акселерограммы были привязаны к поверхности в месте будущей установки платформы. Для получения расчетного воздействия, отнесенного к нижней границе

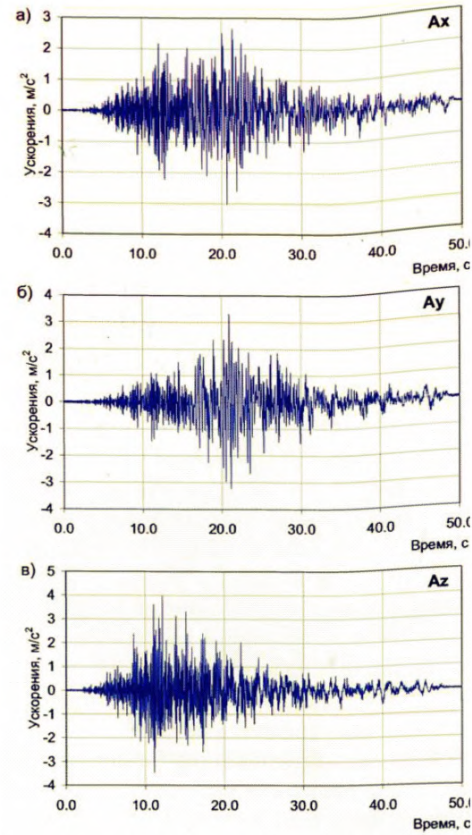


Рисунок 5.17 – Трехкомпонентная акселерограмма землетрясения Hector Mine, Desert Hot Springs, 1999 уровня МРЗ на нижней границе расчетного грунтового массива: а – горизонтальная компонента A_x; б – горизонтальная компонента A_y; в) вертикальная компонента A_z

расчетной области, был выполнен пересчет ускорений на глубину 50 м с учетом структуры грунтов, динамических и диссипационных характеристик.

Расчет проводился по волновой теории. На рис. 5.17 показана трехкомпонентная акселерограмма землетрясения Hector Mine на нижней границе расчетного массива.

Предварительное напряжение. Проектное предварительное напряжение не вводилось в расчетные сочетания, оно учитывалось на этапе верификационной оценки расчетного армирования с оценкой раскрытия трещин в бетоне.

Постановка исследований. Напряженно-деформированное состояние конструкции ОГТ от его собственного веса, веса верхнего строения, гидростатического давления воды оценивалось на первом этапе расчетов и рассматривалось как начальное состояние сооружения, предшествующее восприятию временных и особых нагрузок.

Расчеты проводились в статической постановке.

При рассмотрении особого сочетания с сейсмическим воздействием решалась динамическая задача с учетом уже существующего начального поля напряжений. Проводился анализ напряженно-деформированного состояния конструкции основания гравитационного типа, определялись зоны и величины максимального растяжения и сжатия за весь период землетрясения (первая группа предельных состояний). Выполнялась сравнительная оценка влияния на напряженно-деформированное состояние сооружения различных нагрузочных сочетаний. В расчетах варьировались логарифмический коэффициент затухания колебаний в конструкции, динамический модуль деформации грунта.

На первом этапе работы исследовалась работа конструкции ОГТ при отсутствии сейсмоизоляции верхнего строения от основания гравитационного типа. Модель с жесткой связью верхнего строения с колоннами опорного основания требовалась для оценки необходимости принятия мер по снижению сейсмического воздействия. На втором этапе рассматривался вариант наличия на контакте верхнего строения с ОГТ фрикционных маятниковых подшипников, понижающих участие верхнего строения в развитии горизонтальных инерционных сил. Сравнение результатов исследований на двух моделях было использовано для оценки эффективности внедренного в проекте способа сейсмоизоляции верхнего строения и конструкции опорного основания.

Оценка прочности конструкции ОГТ с учетом армирования и предварительных напряжений проводилась поэтапно по результатам расчетных исследований напряженно-деформированного состояния конструкции ОГТ в соответствии с российскими нормативными документами [166, 208, 209]. Коэффициент запаса прочности определялся отношением расчетного значения сопротивления материала, умноженного на площадь сжатой зоны или на расчетную площадь арматуры (с учетом коэффициента условий работы материала), к расчетному значению суммарного силового воздействия (с учетом коэффициента сочетания нагрузок). Для выполнения условия прочности коэффициент запаса

должен быть не менее коэффициента надежности по ответственности сооружения, т.е. γ =1,25 для первой группы предельных состояний и γ = 1,0 для второй группы.

Расчетные характеристики материалов конструкции и ее грунтового основания. Требования к деформационным и прочностным характеристикам бетона конструкций ОГТ принимались в соответствии с разработками, проведенными в АО «ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева» на базе действующей нормативной документации, предварительных оценочных расчетов, а также исходя из опыта эксплуатации сооружений, расположенных в районах с суровыми и особо суровыми климатическими условиями.

Начальный модуль упругости бетона был принят по зонам марки В60 и В75 $E_b = 39{,}5 \cdot 10^3 \div 41{,}5 \cdot 10^3$ МПа. В сейсмических расчетах модуль упругости увеличивался в 1,3 раза в соответствии с рекомендациями [192]. При расчете начального поля напряжений с учетом коэффициента ползучести модуль упругости принимался $E_b = 19{,}8 \cdot 10^3 \div 23{,}4 \cdot 10^3$ МПа. Коэффициент Пуассона бетона принимался равным 0,20. Расчетное сопротивление бетона сжатию было принято R_b = 33,0÷40,5 МПа. Логарифмический декремент железобетонной конструкции принимался в диапазоне 0,12 - 0,30 в зависимости от ее напряженного состояния [206, 207].

В расчет была введена арматура класса А500С, расчетное сопротивление сжатию R_{sc} = 435,0 МПа (предельное состояние первой группы), модуль упругости $E_a = 2{,}1 \cdot 10^5$ МПа.

Статические деформационные характеристики грунтового массива приведены в таблице 5.3.

Таблица 5.3 – Расчетные характеристики грунтового массива

Номер ИГЭ	Описание грунта	Объемный вес, г/см^3	Коэффициент Пуассона [156]	Модуль упругости, МПа
1	Песок, средней крупности, до крупного, неоднородный, средней плотности – плотный, насыщенный водой, коричневый (0,0–0,8 м)	2,04	0,30	60
2	Песок от средней крупности до крупного, неоднородный, плотный, серого цвета, насыщенный водой (0,8–4,5 м)	2,02	0,30	80

3	Песок мелкий, неоднородный, плотный, насыщенный водой, серого цвета (4,5–10,0 м)	2,01	0,30	105
4	Суглинок тяжелый, пылеватый, тугопластичный до полутвердого, зеленовато-серый (10,0–12,0 м)	1,825	0,38	21
5	Песок зеленовато-серый, пылеватый, очень плотный, с прослоями гравийного грунта, линзами супеси. Слабый запах сероводорода (12,0–17,0 м)	2,03	0,30	120
6	Суглинок легкий, пылеватый, тугопластичный до полутвердого, зеленовато-серый, серый (17,0–21,0 м). Линзы, прослои суглинков в интервале глубин 31,0–110,0 м	1,89	0,37	60
7	Песок мелкий — средней крупности, неоднородный, плотный, насыщенный водой, серый (21,0–110,0 м)	2,015	0,30	120

Динамический модуль деформации грунта варьировался с целью возможной оценки влияния ошибки в назначении его величины на результаты расчетов: $E_{дин} = 8E_{ст}$, $E_{дин} = 4E_{ст}$. Логарифмический коэффициент колебаний принят по аналогам $\delta = 0{,}45$ [211].

Результаты исследований. Выполненные исследования показали, что при проектном землетрясении конструкция ОГТ способна сопротивляться сейсмическому воздействию без специальных мероприятий по его снижению. В дальнейшем основное внимание уделялось работе сооружения при максимальных расчетных землетрясениях.

Исследования также показали, что при максимальном расчетном землетрясении условие прочности обеспечено в стенах кессона, в нижней плите кессона, в большей части верхней плиты кессона даже без применения сейсмической изоляции верхнего строения от конструкции основания и при минимальном коэффициенте $\delta = 0{,}12$ [207]. Вместе с тем значительные величины напряжений, ставящие под сомнение возможность выполнения условия прочности, наблюдались в зонах стыковки колонн с крышей кессона. Логарифмический декремент затухания был повышен до величины 0,30, соответствующей рекомендациям [206, 207].

На рис. 5.18 приведены поля главных сжимающих напряжений σ_3 в элементах ОГТ (в крыше кессона, во внутренних переборках) при максимальном

расчетном землетрясении Hector Mine, при котором наблюдался наиболее значительный отклик сооружения. Оценка результатов показала, что условие прочности здесь выполнено.

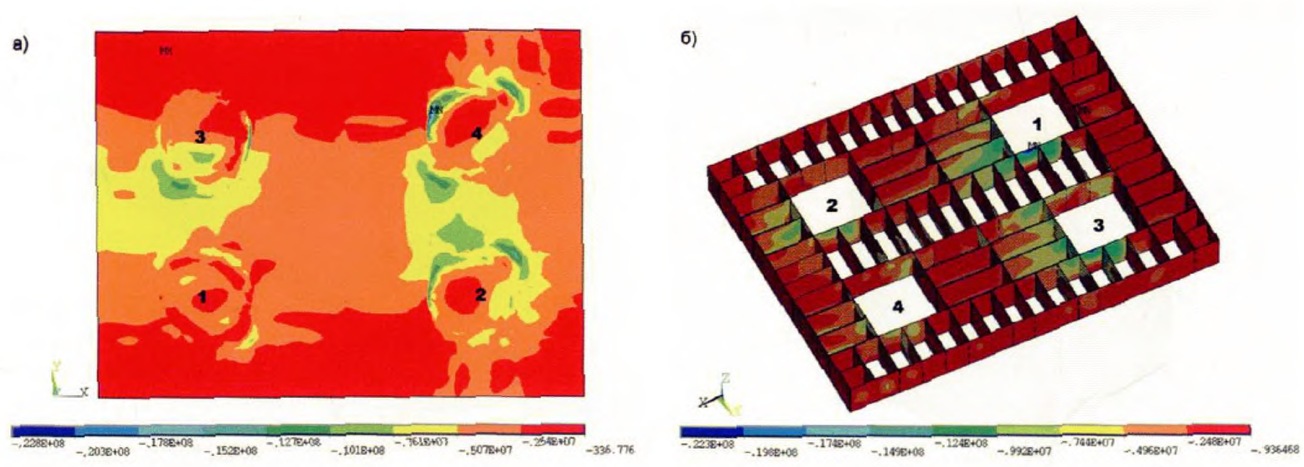


Рисунок 5.18 – Главные напряжения σ_3 при сейсмическом воздействии Hector Mine уровня МРЗ: а) верхняя плита кессона, t =23,72°С; б) переборки кессона t = 22,12°С

На рис. 5.19, а демонстрируется поле главных сжимающих напряжений σ_3 во фрагменте колонны № 1 в зоне стыковки ее с верхней плитой кессона в момент максимального напряжения (t = 25,76 с). Анализ результатов расчетов показал, что области стыковки колонн с крышей кессона по-прежнему остались уязвимыми зонами. На рис. 5.19, б показаны поля главных сжимающих напряжений σ_3 в нижней части той же колонны и в оболочках хранилища дизельного топлива также в момент достижения максимальной величины сжатия (t = 22,12 с). Проверка показала, что условие прочности здесь выполнено.

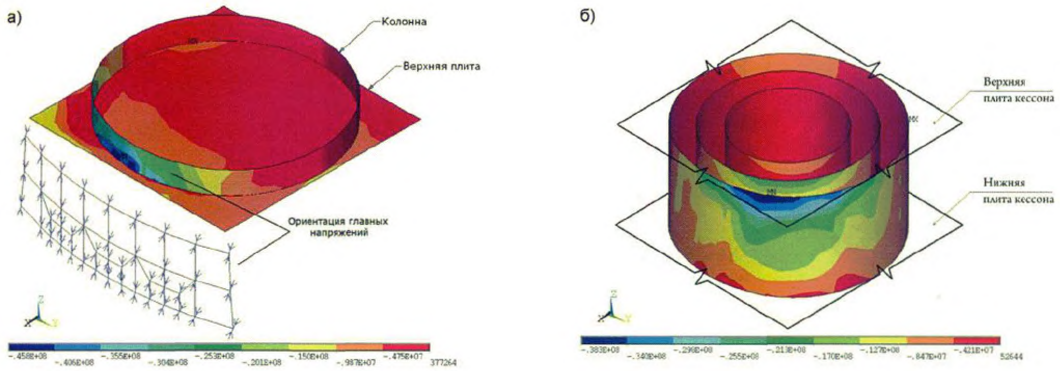


Рисунок 5.19 – Наибольшие главные напряжения σ_3. Землетрясение Hector Mine уровня МРЗ: а – зона стыка колонны № 1 с верхней плитой кессона, t = 25,76 °С; б – колонна и резервуары хранения внутри кессона, t = 22,12 °С

На рис. 5.20 показано развитие во времени главных растягивающих σ_1 и сжимающих σ_3 напряжений за весь период землетрясения в зоне стыковки колонны с верхней плитой кессона.

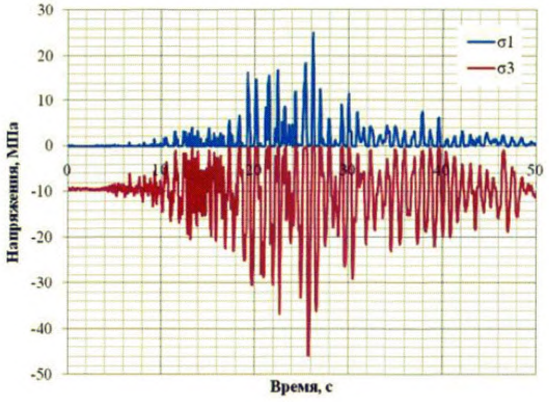


Рисунок 5.20 – Развитие во времени главных растягивающих σι и сжимающих σ_3 напряжений на стыке колонны № 1 с верхней плитой кессона. Землетрясение Hector Mine уровня МРЗ

Таким образом, результаты расчетов показали высокий уровень напряжений в зонах сопряжения колонн с кессоном при сейсмическом воздействии интенсивности МРЗ при отсутствии сейсмоизоляции. Расчетные акселерограммы не привязаны к частям света, т.е. можно было ожидать любое направление

распространения сейсмического воздействия, а, следовательно, и любое положение зон возможного разрушения бетона.

Оценка влияния фрикционных маятниковых подшипников на напряженное состояние зоны контакта колонн с кессоном выполнялась на второй стадии исследований. Имеющиеся в технической литературе примеры расчета конструкций с опорами с криволинейными поверхностями контакта (например, фрикционные маятниковые подшипники) свидетельствуют, что можно было ожидать снижения горизонтальных инерционных нагрузок примерно в 2 раза при выполнении требований, предъявляемых к устройствам подобного типа. В данной работе масса верхнего строения, участвующая в развитии горизонтальных инерционных сил, была консервативно уменьшена на 40%. При этом наблюдались общее уменьшение внутренних усилий, существенная локализация зон наибольших напряжений [210].

На рис. 5.21 показано развитие во времени наибольшего сжатия на контакте колонны с крышей кессона при отсутствии сейсмоизоляции и при ее наличии. Очевидно снижение уровня сжатия в конструкции при наличии фрикционных подшипников.

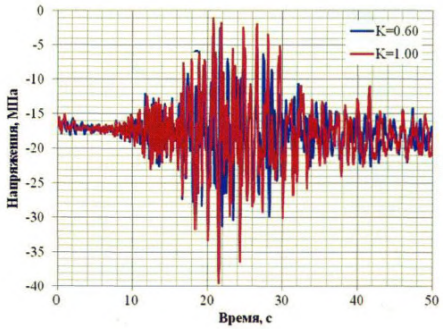


Рисунок 5.21 – Развитие во времени главных сжимающих напряжений на стыке опорной колонны с верхней плитой кессона от горизонтальных инерционных сейсмических сил: К= 1,00 — жесткая связь верхнего строения с железобетонным основанием; К= 0,60 — наличие фрикционных маятниковых подшипников на контакте элементов сооружения

Итак, анализ отклика конструкции ОГТ на сейсмическое воздействие позволил заключить, что при отсутствии сейсмоизоляции верхнего строения при землетрясениях проектной интенсивности требуемый уровень прочности конструкции обеспечен. Вместе с тем при сейсмическом воздействии максимальной расчетной интенсивности при отсутствии сейсмоизоляции возможно развитие разрушения бетона на контакте колонн с верхней плитой кессона.

При установке фрикционных маятниковых подшипников в результате уменьшения участия массы верхнего строения в развитии горизонтальных инерционных сил зоны повышенных напряжений локализовались и не представляли опасности нарушения общей прочности контакта. Коэффициент запаса в наиболее уязвимом месте повысился с 1,00 до 1,41 (при допустимой величине 1,25). Прочность сооружения была обеспечена.

6 Пример расчета устойчивости скального массива, образующего береговой склон

Массив №65 расположен на правом берегу р. Аварское Койсу в 0.4 км выше по течению створа плотины Ирганайской ГЭС. Проведенные исследования устойчивости этого массива показали, что его верхняя выступающая часть является потенциально неустойчивой.

При оползании крупной части массива существует потенциальная опасность перелива воды через гребень плотины (с последующим прорывом напорного фронта). Согласно п. 8.2.3 СП 14.13330.2014 гидротехнические сооружения должны воспринимать МРЗ без угрозы прорыва напорного фронта, а расчеты на действие МРЗ выполняться по специальным критериям (п. 8.4.2 СП 14.13330.2014).

Исследованием динамики уровней воды и скоростей течения в водохранилище в зависимости от объема оползающей части массива №65 и уровня воды было установлено, что, если объем оползающей в водохранилище части массива не превышает 800 тыс. $м^3$, перелива воды через гребень плотины происходить не будет. Этот результат был принят за критерий расчета.

Ниже описаны расчеты остаточных смещений массива, вызываемых сильным сейсмическим воздействием уровня МРЗ, выполненные с целью оценки максимально возможного объема обрушения. В расчетах использовались уточненные параметры сейсмических воздействий и материалы инженерно-геологических изысканий Ленгидропроекта, проведенных в 1980–1996 гг.

Инженерно-геологическое строение массива для вертикального сечения I-I с азимутом 242° схематически представлено на рис. 6.1. В пределах массива было выделено три зоны надвига. Расчеты устойчивости показали, что наиболее опасными являются потенциальные сдвиги в зоне надвига 3, расположенного существенно выше других надвигов. Зона надвига 3 совпадает с частью второго

расчетного геологического элемента (РГЭ 2), лежащей между областями сохранных доломитов (РГЭ 1), рис. 6.1.

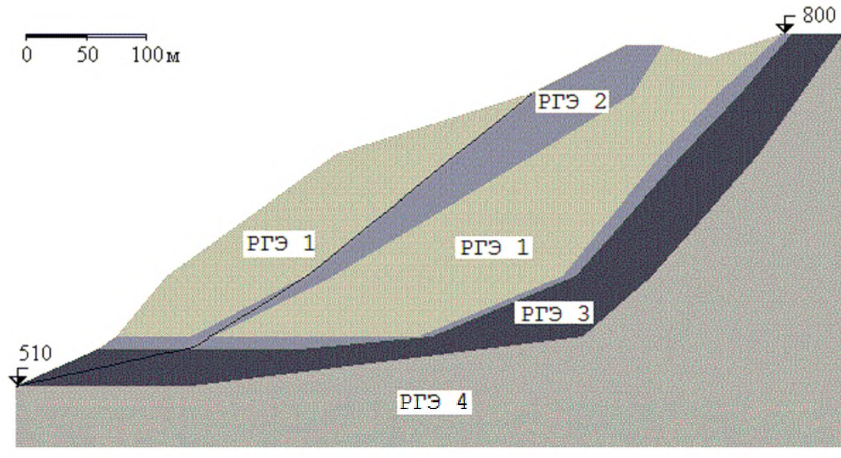


Рисунок 6.1 – Сечение I-I массива №65 и наиболее опасная поверхность сдвига

Расчетные характеристики пород массива, включающие значения динамических модулей упругости, откорректированные применительно к условиям сильного сейсмического воздействия, и характеристики поглощения сейсмических волн, определенные с учетом состава и состояния пород массива приведены в таблице 6.1.

Таблица 6.1 – Основные расчетные параметры пород

Номер РГЭ	Наименование грунта	Плотность, т/м^3	Модуль упругости, МПа	Коэффициент Пуассона	Параметры прочности		Декременты поглощения	
					tg ω_I	c_I, МПа	δ_P	δ_S
1	Слой 18 – доломиты сохранные	2.57	9410	0.25	0.8	0.3	0.08	0.10
2	Слой18^a – доломиты в зоне влияния тектонических нарушений	2.25	4410	0.3	0.62	0.018	0.12	0.14
3	Слои 20^a, 21^a, 22^a – песчаники, алевролиты, аргиллиты в зоне влияния тектонических нарушений	2.20	5770	0.3	0.5	0.04	0.20	0.24
4	Слои 21, 22 – переслаивание песчаников, алевролитов, аргиллитов	2.52	7190	0.3	0.6	0.1	0.16	0.19

Воздействие в динамических расчетах задавалось подобранными с учетом детального сейсмического районирования, трехкомпонентными акселерограммами: синтезированнымими, полученными с использованием стандартного спектра (кривой динамичности из СП 14.13330.2014), и реальной, выбранной из имеющихся записей. Соответствующие сейсмограммы представлены на рис. 6.2.

При использовании двухуровневого подхода пиковые горизонтальные ускорения грунта принимались равными 23 см/с^2 (ПЗ) и 71 см/с^2 (МРЗ. Уровень ускорений на вертикальной компоненте принимался равным 2/3 от уровня горизонтальной компоненты.

Исследования остаточных смещений при прохождении сейсмической волны проводились на двух плоских конечно-элементных моделях, предназначенных для оценки сдвигов в скальном массиве в зоне влияния надвига 3.

В простейшей динамической модели неустойчивая часть массива в рамках плоской задачи была представлена призмой, расположенной на шероховатой наклонной плоскости, рис. 6.3. Предполагалось, что необратимые смещения происходят только на линии контакта, а вся расчетная область является линейно упругой. Динамические модули упругости призмы принимались равными их значениям для сохранных доломитов слоя 18 (РГЭ 1 в таблице 1), а нижней закрепленной части массива – равными их значениям для слоев 21 - 22 (РГЭ 4 в таблице 1). Размеры призмы и характеристики трения на контакте были назначены в соответствии с параметрами призмы обрушения, отсекаемой наиболее опасной поверхностью сдвига для вертикального сечения массива I-I, рис 1. Вдоль нижней границы области были приняты условия жесткого защемления.

Распределенное затухание в моделях задавалось с помощью предложенной Релеем матрицы демпфирования $B = \alpha M + \beta K$, которая определяется линейной комбинацией матриц инерции M и жесткости K. В расчетах использовалось два набора характеристик затухания $\alpha_1 = 0.586$, $\beta_1 = 0.00106$ и $\alpha_2 = 0.161$, $\beta_2 = 0.00035$, первый из которых соответствовал расчетным значениям декрементов поглощения

продольных и поперечных волн преобладающей длины в РГЭ 4, таблица 6.1, а второй затуханию 1% на низких частотах (от 1.5 Гц до 7.7 Гц).

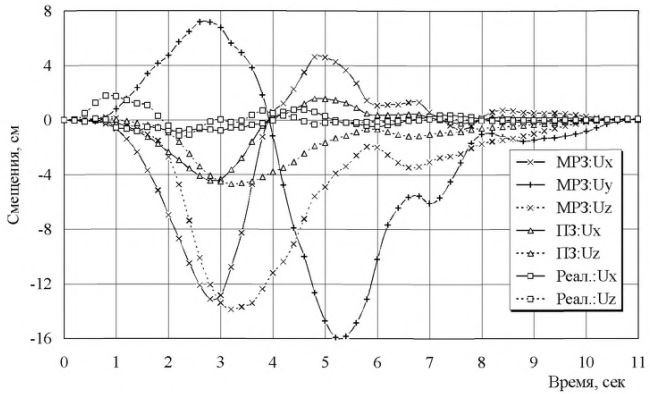


Рисунок 6.2 – Сейсмограммы расчетных воздействий

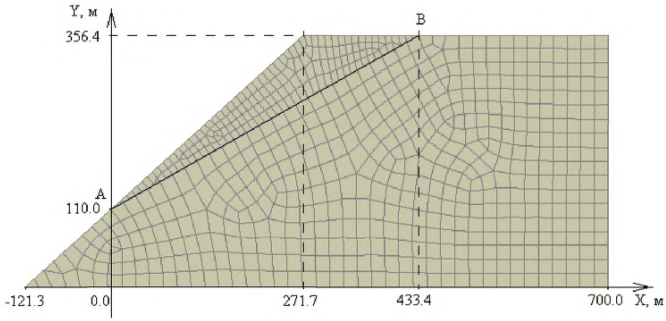


Рисунок 6.3 – Простейшая динамическая модель

С помощью простейшей модели было проведено исследование влияния различных параметров модели на результаты расчетов. Для этого рассматривались различные варианты модели, получающихся из базового изменением одного из ее параметров.

Для базового варианта модели были выбраны следующие параметры:

– сетка конечных элементов, содержащая 658 четырехугольных восьмиузловых элементов (рис. 6.3);

– шаг интегрирования по времени, равный 0,01 с;

– расстояние от призмы обрушения до боковой границы, равное 267 м (рис. 6.3) и условие поглощающей границы [7] на ней;

– сейсмическое воздействие уровня МРЗ, заданное X и Z компонентами акселерограммы, синтезированной для кривой динамичности из СП 14.13330.2014;

– расчетное затухание – рэлеевское при $\alpha_1 = 0.586$, $\beta_1 = 0{,}00106$.

– коэффициент статической устойчивости призмы обрушения k_{st}, равный 1.08.

Решение динамической задачи осуществлялось методом прямого интегрирования по времени в два этапа. Сначала к расчетной области медленно (за 100 секунд) прикладывалась нагрузка от собственного веса породы. На втором этапе прикладывались инерционные нагрузки, заданные расчетными акселерограммами длительностью 11 с.

Основные результаты расчетов приведены в таблице 6.2, которая содержит сводку максимальных расстояний проскальзывания призмы вдоль поверхности сдвига, полученных для всех вариантов простейшей модели. Для сравнения в таблице 6.2 также даны величины перемещений при землетрясении, вычисленные по формуле Ньюмарка [212].

Сопоставление расчетных остаточных смещений, вычисленных на разных сетках, показало, что оптимальной является сетка с двойным сгущением, а дальнейшее уменьшение размеров элементов не оказывает существенного влияния на результаты расчета. Этот вывод согласуется с рекомендациями к выбору сетки конечных элементов для оснований сооружений, приведенными в [2], согласно которым размеры элементов должны приниматься не более 1/5 длины наиболее короткой из интересующих волн. В данном случае эта величина составляет примерно 8 м (для поперечной волны, соответствующей частоте 25 Гц).

Для оценки влияния шага интегрирования по времени базовое решение, полученное шагами, равными шагу оцифровки акселерограмм (0.01 сек), сравнивалось с решением для вдвое меньшего шага интегрирования (0.005 сек). Незначительная разница в расчетных остаточных смещениях в этих двух решениях (5%) позволила сделать вывод о том, что в качестве шага по времени можно использовать шаг оцифровки акселерограмм.

Исследования влияния условия на боковой поверхности отсекаемой области основания показали, что задание граничных условий в перемещениях приводит к существенно завышенным расчетным смещениям, поэтому предпочтительным является использование условия поглощающей границы. Расчеты для областей, расширенных за счет перемещения боковой границы в сторону, показали, что на некотором расстоянии от откоса положение границы перестает влиять на величину остаточных смещений, таблица 6.2.

Таблица 6.2 – Результаты оценки влияния параметров задачи на остаточные смещения грунта

Варьируемый параметр	Максимальные проскальзывания от сейсмического воздействия, см	
	В модели	По Ньюмарку [212]
Нет (базовое решение)	**11.5**	**15.4**
Двойное сгущение сетки	17.1	15.4
Тройное сгущение сетки	18.8	15.4
Шаг по времени 0.005 сек	12.2	15.4
Расширенная область (на 100 м)	12.8	15.4
Расширенная область (на 400 м)	12.7	15.4
Свободная боковая граница	29.7	15.4
Жесткое защемление боковой границы	27.8	15.4
Y и Z компоненты воздействия уровня МРЗ	10.2	15.4
X и Z компоненты реальной акселерограммы	3.7	1.1
Воздействие уровня ПЗ	1.2	0.6
Затухание 1% ($\alpha_2 = 0.161$, $\beta_2 = 0.00035$)	16.6	15.4
Коэффициент устойчивости ($k_{st} = 1.045$)	23.2	48.8

Для оценки влияния направления воздействия был проведен расчет для воздействия, заданного Y и Z компонентами синтезированной акселерограммы уровня МРЗ. Влияние интенсивности землетрясения определялось по решению, полученному для синтезированной акселерограммы уровня ПЗ. Для оценки влияния

спектра синтезированной записи рассматривались смещения массива при действии «реального» землетрясения уровня МРЗ. По результатам этих расчетов был сделан вывод о том, что наиболее консервативная оценка смещений в динамических расчетах получается, если воздействие задано синтезированной акселерограммой уровня МРЗ, таблица 6.2.

Исследование влияния других параметров модели показало, что модель проявляет большую чувствительность к величинам затухания и коэффициента устойчивости, поэтому для оценки остаточных смещений нужно использовать хорошо обоснованные значения этих параметров.

Приведенные выводы были учтены при выборе параметров второй конечно-элементной плоской модели – трехблочной динамической модели, рис 6.4.

В качестве расчетной области трехблочной модели было выбрано вертикальное сечение массива по линии I-I, рис. 6.1. Неустойчивая часть массива моделировалась тремя блоками, соответствующими наиболее опасному механизму разрушения массива (рис. 6.1), который был получен в расчетах устойчивости массива кинематическим элементным методом [213]. Вдоль линий, отделяющих эти блоки от массива и друг от друга, в модели были введены разрезы (рис. 6.4), а на контакте по линиям разрезов были поставлены условия прочности Кулона. Параметрами прочности контактов служили прочностные характеристики наиболее слабых прилегающих к ним пород. Для разных участков контакта использовались значения прочности грунтов в зоне влияния тектонических нарушений (грунты 2 и 3, таблица 6.1). Предполагалось, что необратимые смещения локализованы на линиях контакта, а вся расчетная область является линейно упругой. В качестве динамических модулей упругости отдельных слоев массива были использованы значения из таблицы 6.1. Размеры расчетной области и сетка конечных элементов модели приведены на рис. 6.4. Вдоль нижней границы области были приняты условия жесткого защемления.

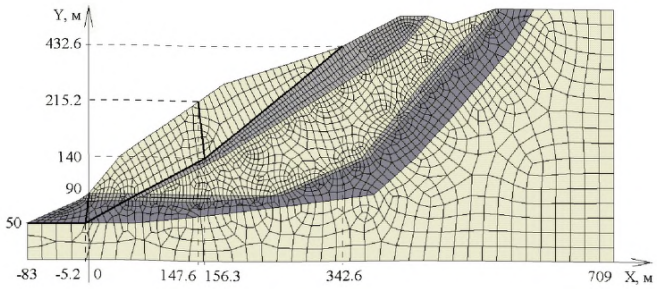


Рисунок 6.4 – Плоская трехблочная динамическая модель

Трехблочная модель имела следующие параметры:

– сетку конечных элементов, состоящую из 2185 четырехугольных восьмиузловых элементов (рис. 6.4);

– шаг интегрирования по времени, равный 0,01 с;

– поглощающую боковую границу;

– сейсмическое воздействия уровня МРЗ, заданное X и Z компонентами синтезированной акселерограммы;

– расчетное затухание – рэлеевское при $\alpha_1 = 0.586$, $\beta_1 = 0{,}00106$;

– коэффициент статической устойчивости призмы обрушения k_{st}, равный 1,065.

Решение динамической задачи осуществлялось методом прямого интегрирования по времени аналогично расчетам на простейшей модели.

В результате расчетов были получены остаточные смещения неустойчивой части массива. Максимальное расстояние проскальзывания от сейсмического воздействия составило 14 см. Расчетные хронограммы проскальзывания для трех блоков призмы обрушения во время землетрясения уровня МРЗ представлены на рис. 6.5.

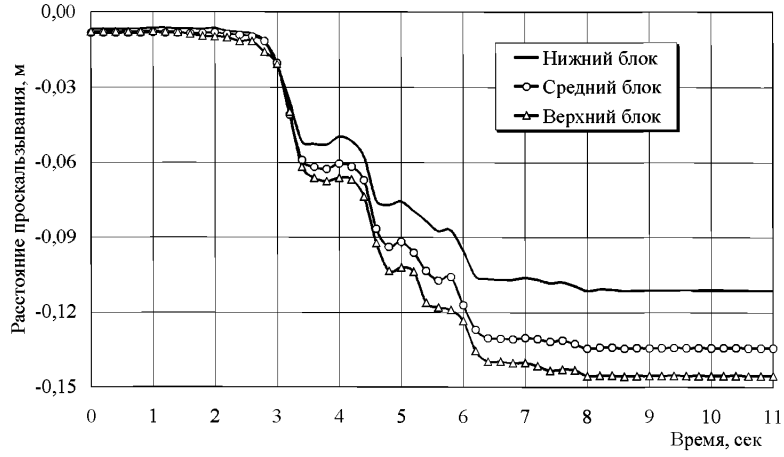


Рисунок 6.5 – Расстояния проскальзывания блоков вдоль линий сдвига

Проведенные на двух плоских моделях исследования остаточных смещений массива после сильных сейсмических воздействий показали, что землетрясение уровня МРЗ может вызвать лишь небольшие перемещения грунта в зоне надвига 3, не превышающие 12 - 16 см. Такие перемещения сами по себе не в состоянии вызвать в водохранилище существенной волны вытеснения, способной нанести повреждения плотине. Влияние геометрических изменений массива после землетрясения на устойчивость откосов также можно считать пренебрежимо малым. Поэтому опасное оползание крупной части массива (объемом 800 тыс. $м^3$ и более) маловероятно.

7 Организация и проведение инструментальных наблюдений за поведением гидротехнических сооружений, их оснований и береговых склонов при сейсмических воздействиях

7.1 Общие положения

При возведении подпорных гидротехнических сооружений I-II классов в районах сейсмичностью J ≥ 7 баллов наряду с оснащением их обычной контрольно-измерительной аппаратурой (КИА) для наблюдения за состоянием (напряжениями, фильтрационным режимом, деформациями и др.) плотин при статических нагрузках должны дополнительно предусматриваться организация и проведение инструментальных, в том числе инженерно-сейсмометрических наблюдений (ИСН) за их поведением (колебаниями, гидродинамическим давлением на смоченные поверхности плотин, динамическими изменениями их напряженного состояния, избыточного порового давления, деформациями и повреждениями) при землетрясениях различного характера и интенсивности.

Для подпорных гидросооружений I класса, размещаемых в районах сейсмичностью J ≥ 7 баллов, включение в состав их проектов раздела по организации инструментальных наблюдений за поведением сооружений, оснований и элементов каньонов при землетрясениях является обязательным.

Проект организации инженерно-сейсмометрических наблюдений должен входить составной частью в общий проект организации натурных наблюдений за плотиной с обеспечением полной увязки схем размещения всех установленных приборов.

7.2 Состав и задачи инженерно-сейсмометрических наблюдений за гидротехническими сооружениями

Основными задачами инструментальных, в том числе сейсмометрических наблюдений являются:

- регистрация параметров колебаний сооружения и основания, вызванных местными землетрясениями, промышленными взрывами и иными воздействиями;
- сбор информации для оценки вероятности возникновения аварийной ситуации в результате сейсмического воздействия;
- накопление сейсмометрических данных о поведении сооружений при сейсмических воздействиях различного генезиса, характера и интенсивности;
- разработка рекомендаций по предотвращению или снижению ущерба, связанного с геодинамическими явлениями;
- контроль эффективности инженерно–технологических мероприятий по предотвращению или ликвидации последствий опасных геодинамических явлений.

Информация, полученная при инженерно-сейсмометрических наблюдениях используется для:

- выявления блоков (элементов) гидротехнических сооружений и участков основания, наиболее активно реагирующих на сейсмические (природные и техногенные) воздействия;
- идентификации собственных частот и собственных форм колебаний сооружения;
- разработки или уточнения критериев безопасности гидротехнических сооружений;
- уточнения параметров расчетных сейсмических воздействий (расчетных акселерограмм и спектров реакции);

- сопоставления натурных данных о поведении ГТС при динамических воздействиях с результатами расчетов с целью совершенствования и развития методов расчета сейсмостойкости сооружений и для оценки их надежности;
- отслеживания изменений динамических характеристик ГТС в течение срока его эксплуатации;
- оперативной оценки напряженно-деформированного состояния (НДС) сооружения.

Инженерно-сейсмометрические наблюдения, как правило, являются частью более общей системы геодинамического мониторинга.

Для решения указанных выше задач разрабатываются проекты организации инженерно-сейсмометрических наблюдения за поведением гидросооружений, их оснований и элементов каньона при сейсмических воздействиях. Инженерно-сейсмометрические наблюдения производятся непрерывно, в автоматическом режиме, для чего создается автоматизированная система сейсмометрического контроля (АССК). В общем случае проектами АССК должно предусматриваться размещение в выбранных точках на плотинах, их основаниях и береговых примыканиях:

- трехкомпонентных сейсмоприемников для регистрации ускорений, скоростей и перемещений этих точек;
- приборов для измерения гидродинамического давления на напорные грани гидросооружений;
- приборов для измерения избыточного порового давления в водонасыщенных грунтах оснований и гидросооружений;
- приборов для измерения динамических напряжений и деформаций в материалах сооружения, а также в породах основания и в бортах каньона;
- приборов для регистрации изменения динамических свойств материалов плотины, а также пород основания и бортов каньона.

7.3 Требования к организации и техническим средствам АССК

Основные технические требования к применяемой сейсмометрической аппаратуре определяются техническим заданием на разработку проекта АССК, учитывающего все существенные особенности гидроузла и района его расположения. Конкретные технические характеристики, типы и состав оборудования обосновываются и устанавливаются для каждого определенного объекта.

Система инженерно-сейсмометрических наблюдений размещается непосредственно на сооружениях ГТС, в основании и на береговых примыканиях плотины. Датчики инженерно-сейсмометрической сети располагаются таким образом, чтобы регистрировать динамические характеристики в ряде точек сооружений и береговых примыканий во время землетрясений, а также при работе технологического оборудования ГЭС и возможного воздействия других техногенных источников. Схема размещения сейсмометрических точек наблюдения разрабатывается на основе результатов динамических расчетов сооружений в рамках адекватной математической модели и опыта натурных исследований.

Для получения достоверной картины реагирования гидротехнического сооружения на сейсмические толчки в теле плотины, в зависимости от ее конструкции следует развернуть от 4 до 20 пунктов наблюдения. Например, в арочной плотине для отслеживания арочных форм колебаний пункты наблюдений требуется установить на гребне плотины. В этих же плотинах для анализа форм колебаний консольных сечений назначаются точки наблюдения по осевому, вертикальному и радиальному сечениям, расположенным примерно в четвертях пролета на верхних отметках плотины.

При необходимости получения информации о влиянии податливости основания, а также для оценки степени синхронности колебаний бортов каньона следует оборудовать дополнительные точки наблюдений в штольнях, в местах примыкания тела плотины к бортам каньона.

Одна из сейсмометрических станций размещается в грунте основания вне зоны непосредственного влияния (пригруза) плотины, как правило, в штольне в береговом примыкании, на удалении в массив более чем на 50 м, на том берегу, где грунты более близки или соответствуют грунтам I категории по сейсмическим свойствам и уровень техногенных помех ниже. Такая станция служит опорной станцией АССК и используется как эталонная при мониторинге изменений колебательных характеристик плотины, других сооружений гидроузла и грунтового основания. На ней должен быть установлен, кроме сейсмометрической, еще и комплект сейсмологической аппаратуры.

При выборе точек размещения датчиков следует учитывать расположение локальных источников сейсмического техногенного воздействия, таких как: железная и автомобильные дороги, проходящие по плотине, генерирующее оборудование ГЭС, водосброс и другие источники. Для контроля уровня воздействий от подобных источников, дополнительные датчики могут размещаются в непосредственной близости от них.

В качестве основных сейсмических датчиков должны использоваться трехкомпонентные акселерометры (датчики ускорения движений). На всех пунктах наблюдений рекомендуется использовать датчики одного типа. Помимо акселерометров могут также устанавливаться велосиметры (датчики скорости движений), а на больших плотинах – и сейсмометры (датчики перемещений). Датчики должны быть рассчитаны на регистрацию ускорений до 2,6g (скорости 260 см/с, смещения 26 см) с динамическим диапазоном не менее 100 дБ и в частотном диапазоне от 0,4 до 40 Гц.

Измерительные датчики и регистрирующая аппаратура должны обеспечивать требуемую точность измерений, сохранять постоянство характеристик в течение срока эксплуатации, устойчивость к атмосферным воздействиям в большом диапазоне изменения температур. Конструкция измерительных датчиков и регистрирующей аппаратуры должна обеспечивать их безопасность (защищенность

от внешних воздействий) и возможность контроля их работоспособности, ремонта и/или замены без нарушения принятого режима эксплуатации измерительной сети.

Для станций АССК, располагающихся на внешних поверхностях ГТС, проектируются и сооружаются специальные сейсмические укрытия. При размещении станций АССК во внутренних помещениях ГТС, как правило, изготавливаются специальные сейсмометрические ниши или контейнеры-укрытия для сейсмометрического оборудования, причем датчики жестко фиксируются на основании, которое должно быть устроено так, чтобы обеспечивался надежный механический контакт с массивом сооружения, исключающий паразитные резонансы.

Информация от датчиков должна регистрироваться непрерывно и архивироваться для обеспечения возможности ретроспективного анализа. Спецификации конфигурационных файлов и файлов данных должны быть открыты или должны иметься инструментальные средства импорта/экспорта в открытые форматы.

В состав АССК должна входить система синхронизации системного времени для всех устройств комплекса.

При проектировании АССК должна быть предусмотрена защита от несанкционированного доступа к информации и к управлению (подсистемы контроля несанкционированного доступа к измерительному оборудованию). Не допускается передача информации по незащищенным каналам связи. Уровень защиты каналов связи должен соответствовать общим требованиям к защите информации на объекте.

Если на гидроузле (каскаде ГЭС) создается локальная сейсмологическая сеть (ЛСС), то рекомендуется обеспечить информационный обмен между АССК и ЛСС и создание единой системы сейсмических наблюдений ССН, с частичным объединением технических средств и эксплуатационных служб. Для обеспечения информационного обмена между ЛСС и АССК, синхронизации данных и взаимодействия с другими источниками и потребителями информации создается

единый центр сбора и обработки данных ССН и выделяется общий сервер (или общий комплекс серверов) ССН.

АССК следует проектировать как составную часть комплексной системы инструментального контроля состояния гидроузла (системы натурных наблюдений). Расположение пунктов наблюдений должно быть сопряжено с системой КИА. Должна быть обеспечена возможность обмена данными для совместной обработки и интерпретации материалов наблюдений КИА и ССН.

Обработанные данные АССК (ССН) передаются для совместной интерпретации и анализа в службу натурных наблюдений гидроузла, а также в АСДК и АСУТП ГТС.

При использовании для оценки состояния ГТС математической модели должны быть обеспечены формирование и передача данных измерительной системы в виде, необходимом для работы программы расчета.

При проектировании АССК должна быть предусмотрена возможность аппаратного и программного ее расширения. В частности, изменение количества и схемы расположения датчиков не должно приводить к необходимости замены программного обеспечения. Вся конфигурационная информация должна быть структурирована и должна храниться в соответствующих файлах.

На этапе проектирования определяются требования к квалификации и численности персонала, обслуживающего АССК. Для обслуживания АССК в составе эксплуатационной службы гидроузла (каскада) создается группа сейсмических наблюдений. Группа формируется из работников, обученных техническому обслуживанию аппаратуры и оборудования АССК и основам предварительной обработки сейсмометрических данных.

Надежность и метрологическая обеспеченность АССК должна достигаться организационными и техническими мероприятиями, включающими своевременное техническое обслуживание, резервирование основных систем, применение сертифицированных датчиков, регистраторов и других измерительных компонентов системы, предназначенных для работы в заданных условиях. Аварийное

выключение элементов ССН не должно приводить к потере накопленной информации.

Все средства измерения должны отвечать требованиям Федерального закона № 102-ФЗ «Об обеспечении единства измерений». Аппаратура должна быть сертифицирована в качестве средств измерений, иметь метрологические аттестаты, а также методики выполнения измерений.

В измерительный канал входят все средства измерения и линии связи от первичного измерительного преобразователя до средства предоставления информации включительно. Метрологические характеристики должны быть нормированы для всех измерительных каналов. Если в процессе прохождения сигнала по измерительному каналу применяется математическая обработка, то программа должна пройти метрологическую аттестацию.

7.4 Пример организации и проведения инженерно-сейсмометрических наблюдений на Миатлинской ГЭС

7.4.1 Описание процесса деятельности

Автоматизированная система сейсмометрического контроля ГТС Миатлинской ГЭС обеспечивает:

- непрерывное преобразование механических колебаний объекта в электрические сигналы при помощи сейсмоприемников;
- непрерывное преобразование электрических сигналов от сейсмоприемников в цифровую форму при помощи периферийных цифровых регистрирующих станций (ЦРС);
- прием результатов измерений по мультиплексным каналам от периферийных цифровых регистрирующих станций в центральный пункт сбора информации (ЦПСИ);
- синхронизацию измерений;

- привязку результатов измерений к точкам измерений и направлениям осей сооружения;
- непрерывную запись результатов измерений на дисковые накопители;
- обработку информации, поступившей с сейсмоприемников с целью выделения сейсмических событий и их документирования;
- управление входными и обработанными данными;
- взаимодействие с другими программами и источниками информации.

Обработанная информация передается в Центр обработки сейсмической информации (ЦОСИ) созданный для централизованной обработки сейсмометрической информации со всех крупных ГЭС расположенных в Республике Дагестан. ЦОСИ обеспечивает:

- синхронизацию данных систем сейсмического мониторинга ГТС и региональной сейсмологической сети;
- комплексную обработку всей поступающей сейсмической информации, выработку отчетов о состоянии сети, зарегистрированных сейсмических событиях и их параметрах.

7.4.2 Структура системы

В состав Системы входят следующие компоненты:

- комплект трехкомпонентных сейсмоприемников скорости/ускорения (сейсмометрические датчики);
- периферийные цифровые регистрирующие станции;
- контроллер центральной цифровой регистрирующей станции;
- система временной синхронизации (СВС);
- автоматизированная система обработки сейсмической информации (АСОСИ);
- коммуникационное и питающее оборудование.

Обобщенная структура системы представлена на рисунке 7..

На рисунке 0.1 показано размещение датчиков на плотине и береговых примыканиях.

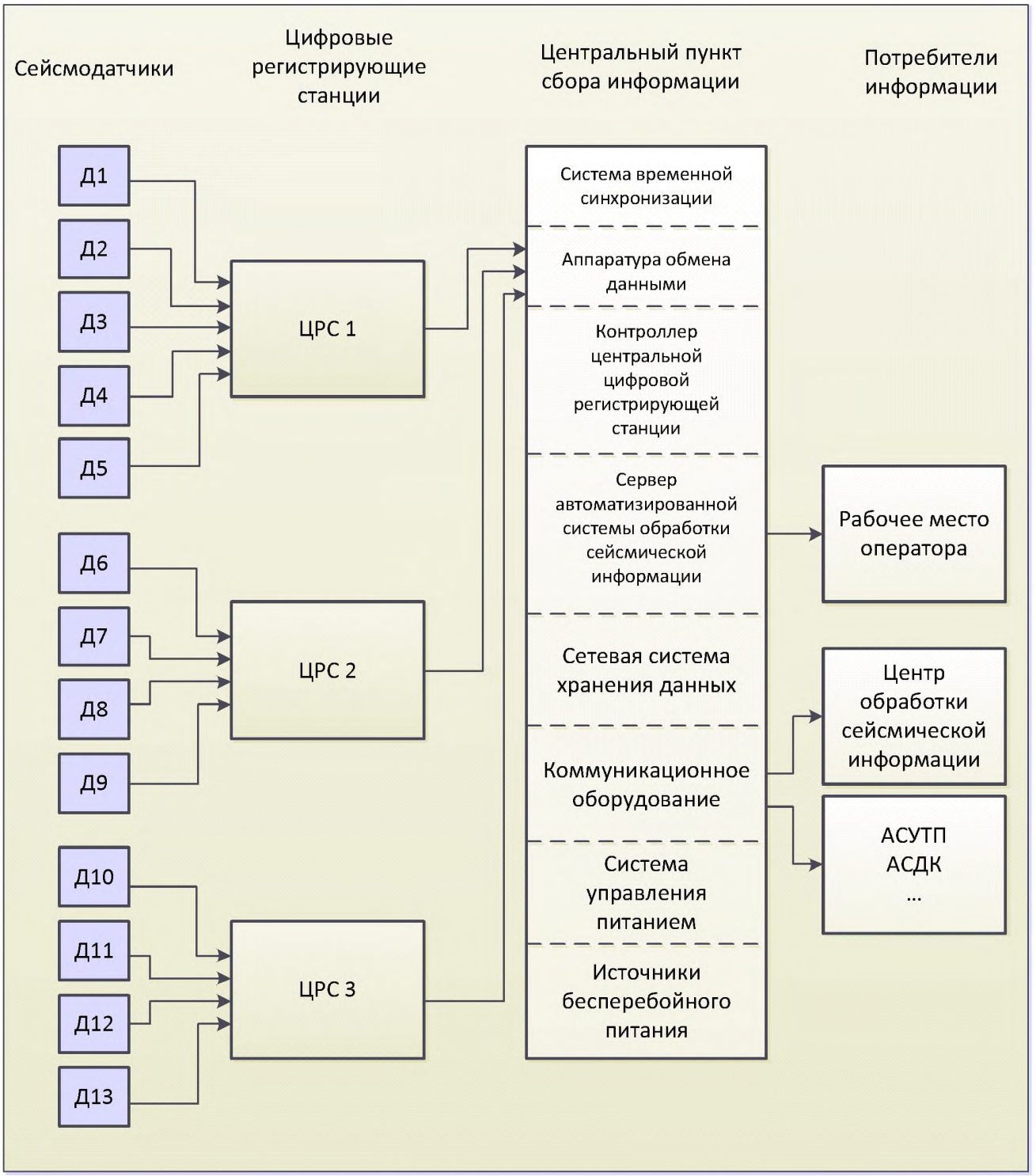


Рисунок 7.1 – Структурная схема АССК

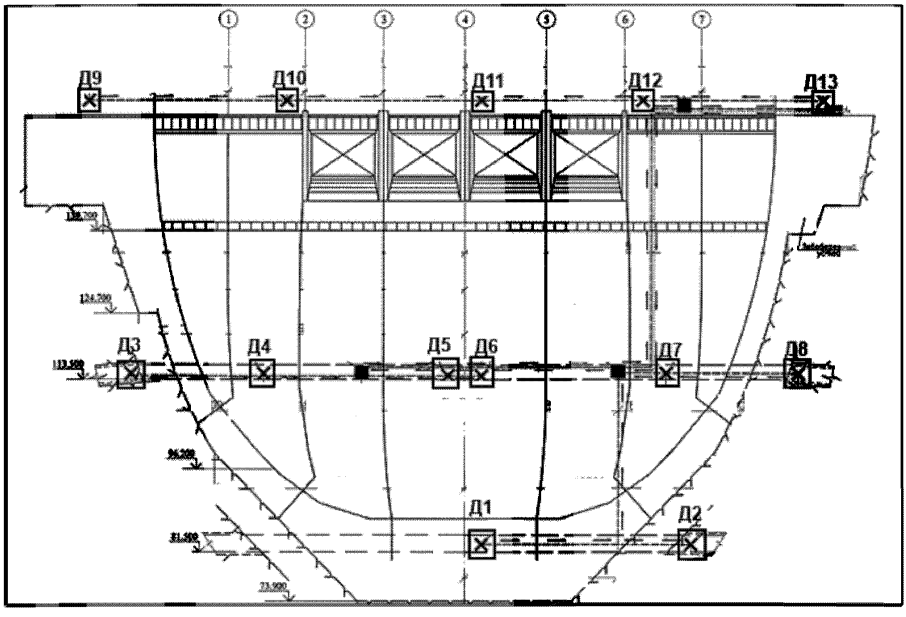


Рисунок 0.1 – Схема размещения регистрирующей аппаратуры на плотине Миатлинской ГЭС

7.4.3 Комплекс технических средств

В Системе используются сейсмоприемники пьезоэлектрические А16, которые выпускаются по техническим условиям МГФК.402152.004 ТУ.

Сейсмоприемники состоят из корпуса, внутри которого жестко закреплена опора, служащая для размещения на ней чувствительного элемента и платы предварительного усилителя. Чувствительный элемент сейсмоприемников представляет собой пакет биморфных дисков с центральным крепежным отверстием, изготовленных из пьезокерамики ЦТС-19. Особое закрепление, а также специальная форма электродов чувствительного элемента обеспечивают снижение его чувствительности к изменениям температуры окружающей среды, воздействиям внешнего электромагнитного поля, акустического давления и деформациям основания корпуса.

Наличие встроенного предварительного усилителя позволяет в широких пределах изменять значение коэффициента преобразования, а также формировать амплитудно-частотную характеристику с учетом конкретной измерительной задачи. Сейсмоприемники оснащены встроенным интегратором, что позволяет получить на выходе сигнал пропорциональный колебательной скорости.

Встроенная система электрической калибровки позволяет контролировать работу предварительного усилителя сейсмоприемников и, при необходимости, проверять их работоспособность и частотные характеристики.

В Системе используется базовая модификация сейсмоприемника АВ1638В (МГФК.402152.005) — трехкомпонентный сейсмоприемник с герметичным исполнением корпуса (степень защиты IP68 по ГОСТ 14254-96).

Сейсмоприемники поставляются в виде комплекта с защитным кожухом датчика (ЗКД). ЗКД поставляется в сборе и включает в себя защитный шкаф, установочную пластину датчика, комплект крепления ЗКД к стене или на горизонтальной поверхности, комплект крепления датчика, соединитель с разъемом для подключения датчика и удлинительный сигнальный кабель датчика необходимой длины. Способ установки сейсмодатчиков показан на рисунке 0.2.

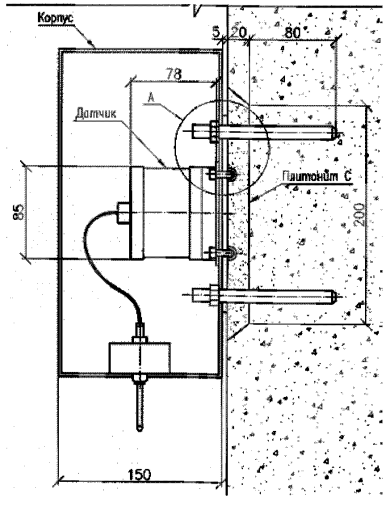


Рисунок 0.2 – Пример установки датчика сейсмометрической системы

Данные от датчиков передаются по сигнальному кабелю на цифровую регистрирующую станцию (ЦРС). ЦРС работает под управлением специализированного контроллера, который включает в себя системную плату, плату терминала мультиплексного канала и плату модуля изолированных аналоговых вводов (МИАВ). В состав ЦРС входит источник питания датчиков. Данные от группы сейсмоприемников поступают в цифровые регистрирующие станции на аналоговые входы МИАВ. Преобразование сигналов осуществляется с помощью АЦП, входящего в состав МИАВ. Результаты измерений формируются и сохраняются в памяти контроллера. Затем результаты измерений передаются в контроллер центральной цифровой регистрирующей станции (КЦЦРС) по оптическому кабелю.

КЦЦРС обеспечивает основные функции:

- синхронный опрос ЦРС по событиям задающего таймера;
- прием данных от ЦРС;
- временную синхронизацию входных данных;
- формирование результатов измерений на основании данных о параметрах датчиков и информации об их установке;
- непрерывную запись данных на носители;
- вывод информации о работе системы.

Автоматизированная система обработки сейсмометрической информации (АСОСИ) представляет собой интегрированную систему сбора, обработки и экспорта сейсмических данных с целью выделения сейсмических событий, их документирования, управления входными и обработанными данными, обеспечения взаимодействия с другими программами и источниками информации.

7.4.4 Регистрация сейсмического события

На рисунке 0.3 показаны велосиграммы, записанные датчиками АССК на Миатлинской ГЭС при землетрясении магнитудой 5,3, произошедшего 13.05.2016

21:17 на глубине 70 километров и на расстоянии эпицентра от станции около 6 километров.

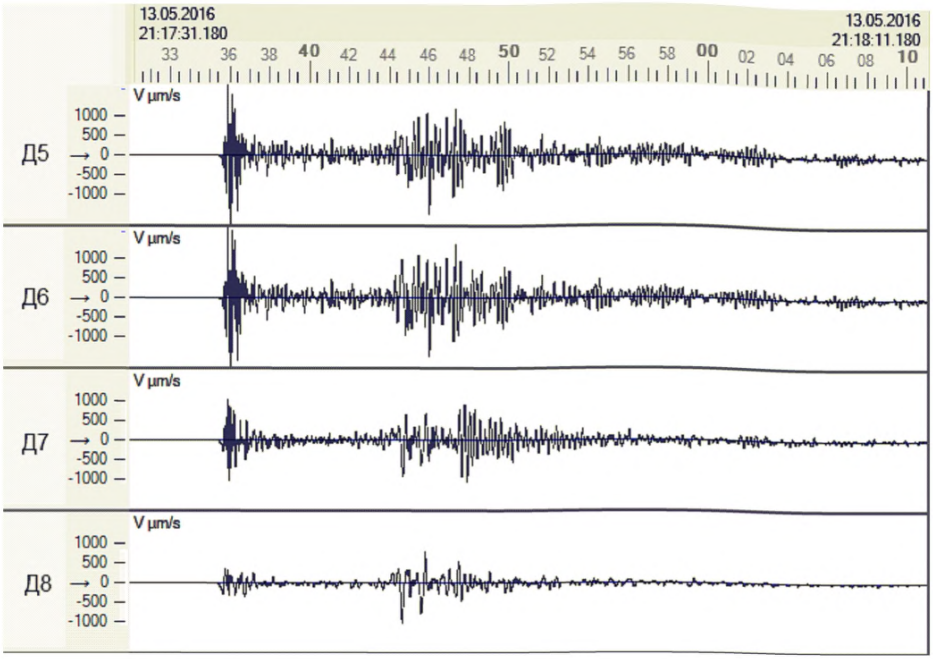


Рисунок 0.3 – Пример велосиграмм при записи землетрясения

Датчики Д5 и Д6 находятся на центральных секциях плотины. Датчик Д8 в левобережном примыкании. Видно характерное увеличение амплитуды колебаний при приближении к центру арочной плотины.

В таблице 0.1 приводятся результаты измерений для всех датчиков АССК при обработке записей землетрясения. В таблице используются следующие обозначения: "R" – направление поперек потока, "S" – направление вдоль потока, "Z" – направление вверх. Приводятся максимальное (макс) и среднеквадратичное значение (СКЗ) для ускорения (A), скорости (V) и смещения (S) параметров колебаний, зарегистрированных датчиками.

Таблица 0.1 – Амплитуды колебаний в разных точках плотины при землетрясении

№ точки	Ориент.	A макс	A скз	V макс	Vскз	S макс
		мм/с^2	мм/с^2	мм/с	мм/с	мм
1	R	20.29776	0.56908	1.40206	0.03362	0.11423
	S	23.35870	0.62916	0.90259	0.03066	0.08399
	Z	35.19555	0.74732	1.51126	0.03075	0.07897
2	R	23.70195	0.63253	1.49417	0.03993	0.12295
	S	24.37938	0.54640	0.69143	0.02335	0.05679
	Z	34.70093	0.75502	1.59187	0.03195	0.08494
3	R	26.03585	0.73850	1.42905	0.03909	0.12120
	S	11.04625	1.92043	0.68476	0.04281	0.05889
	Z	71.15509	1.02206	1.86767	0.03589	0.09805
4	R	44.18372	0.99307	1.03730	0.03655	0.08126
	S	72.57748	1.80103	2.10481	0.06841	0.13406
	Z	58.48297	1.01760	1.65324	0.03448	0.08688
5	R	29.29136	1.05377	1.80101	0.05173	0.14249
	S	118.60111	2.68352	2.61388	0.07779	0.08972
	Z	60.97705	1.22182	1.68790	0.03741	0.08543
6	R	28.17126	0.96123	1.57094	0.04536	0.12588
	S	121.83847	2.82652	2.64225	0.08304	0.10695
	Z	60.25531	1.19730	1.67917	0.03691	0.08510
7	R	35.36252	0.95517	1.49415	0.04637	0.12501
	S	71.00317	1.64957	1.31817	0.05472	0.09063
	Z	63.04388	1.10439	1.65729	0.03536	0.08423
8	R	30.77531	0.76303	1.39295	0.04236	0.12244
	S	24.64204	0.73883	1.08116	0.03397	0.08998
	Z	56.75765	1.03750	1.87467	0.03625	0.09759
9	R	43.28027	1.33120	1.75138	0.05322	0.13591
	S	40.34391	1.22930	1.94540	0.05174	0.14273
	Z	77.27639	1.33990	2.00003	0.03958	0.09959
10	R	53.98967	1.85805	1.78606	0.06213	0.12976
	S	174.29659	6.91127	5.17138	0.22211	0.30848
	Z	80.45594	1.79784	1.65968	0.24775	0.30371
11	R	107.72621	3.07211	2.59847	0.09535	0.17759
	S	549.97593	10.93722	13.10966	0.27763	0.34279
	Z	113.87806	1.76055	2.16948	0.05507	0.09127
12	R	36.75660	1.56008	1.85573	0.07620	0.17622
	S	135.56188	5.65640	4.06045	0.21299	0.20501
	Z	87.02526	1.53302	2.71880	0.13217	0.54097
13	R	34.99526	1.01888	1.33167	0.07577	0.12081
	S	43.28027	1.33120	1.75138	0.05322	0.13591
	Z	61.15286	1.10842	1.75911	0.03630	0.09103

Ожидаемо получилось, что максимальные амплитуды колебаний были зарегистрированы на гребне в центре плотины (точка 11, направление «S»). Отметим также, что если в основании плотины амплитуда колебаний при пересчете в шкалу MSK-64 составила менее двух баллов, то на гребне она была уже более 5.

7.4.5 Контроль собственных частот сооружения

Технические характеристики АССК позволяют контролировать микросейсмический фон и измерять значения собственных частот сооружения. Амплитуды колебаний на собственных частотах при микросейсмическом воздействии сравнимы с уровнем фона. Но возможность непрерывного накопления данных в течение длительного времени, позволяет выделять из шумов даже слабые сигналы и измерять их с достаточной точностью.

На рисунке 0.4 показан результат усреднения и сглаживания участка спектра сигнала от датчика – велосиметра, установленного на гребне в центре плотины. Обрабатывались данные в канале «по потоку», вблизи одной из первых собственных частот плотины. Время накопления данных – одни сутки.

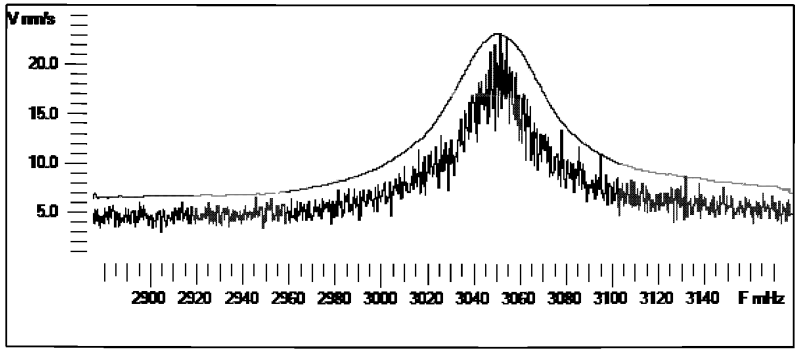


Рисунок 0.4 – Усредненный и сглаженный спектр

В таблице 0.2 показан результат автоматической обработки данных трех датчиков, установленных на центральных секциях плотины.

Таблица 0.2 – Результаты автоматического измерения собственной частоты

Номер датчика	Частота				Среднеквадратичные значения		
	Среднее Гц	СКО Гц	Кол. измерений	По усредненному спектру Гц	Ускорение, мкм/с²	Скорость, мкм/с	Смещение, мкм
5	3.0375	0.0361	17	3.0473	4.58	0.24	0.01
6	3.0285	0.0598	22	3.0492	5.73	0.30	0.02
11	3.0278	0.0465	21	3.0497	8.47	0.44	0.02

Из приведенных результатов видно, что аппаратура АССК, при соответствующей обработки результатов, позволяет измерять параметры колебаний сооружения с амплитудами меньше одного микрометра.

Список литературы

1 СП 14.13330.2014 «Строительство в сейсмических районах». Актуализированная редакция СНиП II–7-81*.

2 Бирбраер А.Н. Расчет конструкций на сейсмостойкость. // С.-Пб.: Наука, 1998.

3 Тяпин А.Г. Расчет сооружений на сейсмические воздействия с учетом взаимодействия с грунтовым основанием. М.: АСВ, 2016.

4 Бате К., Вильсон Е. Численные методы анализа и метод конечных элементов. М.: Стройиздат, 1982.

5 Clough R., and Penzien J., Dynamics of Structures, Second Edition, McGrawHill, Inc., ISBN 0-07-011394-7, 1993.

6 Wilson E.L. Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures. A Physical Approach With Emphasis on Earthquake Engineering. Third Edition. Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA, 2002, 423 p.

7 Lysmer J, Kuhlemeyer R. L. Finite dynamic model for infinite media // Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, V. 95, No EM4, pp. 849 – 877. 1969.

8 Underwood P, Geers T. L. Doubly asymptotic, boundary element analysis of dynamic soil-structure interaction // International Journal of Solids & Structures, V.17, pp.687-697. 1981.

9 Wolf J.P. Dynamic Soil-Structure-Interaction, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1985, 466 p.

10 Wolf J.P., Song C. Doubly Asymptotic multi-directional transmitting boundary for dynamic unbounded medium-structure interaction analysis // Earthquake Engineering & Structural Dynamics, *vol.* 24, pp. 175 – 188. 1995. 3.1.32.

11 Luco J.E. Approximate External Boundaries for Truncated Models of Unbounded Media. Proceedings Third UJNR Workshop on Soil-Structure Interaction, March 29-30, 2004, Menlo Park, California, USA, pp. 1 – 36.

12 Цейтлин Б.В., Витохин Е.Ю., Ле-Захаров С.А., Федоров И.В. Теоретические исследования колебаний бетонных гидротехнических сооружений при

действии сейсмических нагрузок. // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2014. Т. 271. С. 120 – 137.

13 Nowak P.S., Hall J.F. Arch dam response to nonuniform seismic input. Journal of Engineering Mechanics 1990; 116(1):125 – 139.

14 Alves S.W., Hall J. F. Generation of spatially nonuniform ground motion for nonlinear analysis of a concrete arch dam. Earthquake Engng Struct. Dyn. 2006; 35: 1339 – 1357.

15 Alves S.W. Nonlinear analysis of Pacoima Dam with spatially nonuniform ground motion. Report No. EERL 2004-11. Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena, CA, 2004.

16 Lin G, Zhou J, Wang J. Seismic response of arch dams to wave scattering and spatial variation of ground motions. Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Oxford, England, 1996 (Disc 3, Paper No. 1704).

17 Leger P. and Boughoufalah, M. (1989). Earthquake input mechanisms for time-domain analysis of dam-foundation systems. *Engineering Structures* 11, 37 – 46.

18 Westergaard H.M. Water pressures on dams during earthquakes Trans., ASCE, 98 (1933), pp. 418 – 433.

19 Шейнин И.С. Колебания конструкций гидросооружений в жидкости. Л.: Энергия, 1967. 314 с.

20 Шульман С.Г. Расчеты сейсмостойкости гидросооружений с учетом влияния водной среды. М.: Энергия, 1976. 336 с.

21 Скворцова А.Е., Судакова В.Н., Цейтлин Б.В. Расчет сейсмических колебаний конструкций, взаимодействующих с жидкостью. // Научно-технические проблемы прогнозирования надежности и долговечности конструкций и методы их решения. Труды 4-й Международной конференции. СПб: «Нестор», 2001, с. 274 – 277.

22 Chopra A. K. Hydrodynamic pressures on dams during earthquakes, *J . Eng. Mech. Div. ASCE vol.* 93, 205-223 (1967).

23 Chopra A.K., Wilson E.L., Farhhoomand I. Earthquake Analysis of reservoir-Dam Systems. // Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake engineering, Santiago, Chile, 1969, Vol. 2, pp. 1 – 10.

24 Chopra A.K. Earthquake response of concrete gravity dams. *J. Engng. Mech. Div., ASCE*, 96 (EM4) (1970), pp. 443–454

25 Chakrabarti P., Chopra A.K. Earthquake analysis of gravity dams including hydrodynamic interaction. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. **2**,* 143 – 160 (1973).

26 Chakrabarti P, Chopra A.K. Hydrodynamic effects in earthquake response of gravity dams. *J. Engng. Mech. Div., ASCE*, *vol.* 100, 1211 – 1224 (1974).

27 Fenves G, Chopra A.K. Earthquake analysis of concrete gravity dams including reservoir bottom absorption and dam–water–foundation rock interaction. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1984; *vol.* **12**(5): 663 – 680.

28 Tan H.C, Chopra A.K. Earthquake analysis of arch dams including dam-water-foundation rock interaction. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1995; *vol.* 24 (11): 1453–1474.

29 Dominguez J, Maeso O. Earthquake analysis of arch dams. II. Dam-water-foundation interaction. *Journal of Engineering Mechanics* (ASCE) 1993; **119**: 513 – 530.

30 Küçükarslan, S., 2004. Time Domain Dynamic Analysis of Dam-Reservoir-Foundation Interaction Including The Reservoir Bottom Effects, *Int. J. Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 28: 963 – 980.

31 Küçükarslan, S., S.B. Coskun and B. Taskin, 2005. Transient Analysis of Dam-Reservoir Interaction Including the Reservoir Bottom Effects, *J. Fluids and Structures.* 2005, vol. 20, pp. 1073 – 1084

32 Sevim B., Altunsik A.K., Bairaktar A. Water Length and Height Effects on the Earthquake Behavior of Arch Dam-Reservoir-Foundation Systems. *KSCE Journal of Civil Engineering* (2011) 15(2): 295 – 303

33 Goldgruber M., Shahriari S., Zenz G. Influence of damping and different interaction modeling on a high arch dam. // Vienna Congress on Recent Advances in

Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2013 (VEESD 2013), 28 – 30 August 2013, Vienna, Austria, Paper No. 559, pp. 1 – 10.

34 Zienkiewicz O.C., Newton R.E. Coupled vibrations of a structure submerged in a fluid. // International Symposium on Finite Element Techniques, University of Stuttgart, Germany, 1969.

35 Saini S.S., Bettess P., Zienkiewicz O.C. Coupled hydrodynamic response of concrete gravity dams using finite and infinite elements. // *Earthquake Engineering and Structural Dynamics.*, vol. 6, pp. 363 – 374 (1978).

36 Zienkiewicz O.C., Bettess P. Fluid-Structure Dynamic Interaction and Wave Forces. An introduction to Numerical Treatment. // *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 1978, vol. 16, pp. 1657 – 1668.

37 Wilson E.L., Khalvati M. Finite Elements for the Dynamic Analysis of Fluid-Solid Systems. // *International Journal for Numerical Methods in Engineering,* 1983, vol. 19, pp. 1657 – 1668.

38 O'Connor J. P. F. A solution procedure for the earthquake analysis of arch dam-reservoir systems with compressible water. // *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 16, pp. 757 – 773 (1988).

39 Ghaemian M., Ghobarah A. Staggered solution schemes for dam-reservoir interaction. // *J. Fluids Struct. Vol.* 12: pp. 933 – 948 (1998).

40 Bayraktar A., Hançer E., Akköse M. Influence of base-rock characteristics on the stochastic dynamic response of dam–reservoir–foundation systems. // Engineering Structures, 2005, vol. 27, pp. 1498 – 1508.

41 Bayraktar A., Hançer E. and Dumanoğlu A. A. Comparison of stochastic and deterministic dynamic responses of gravity dam–reservoir systems using fluid finite elements. // Finite Elements in Analysis and Design, 2005, Vol. 41, pp. 1365 – 1376.

42 Sharan S. Modelling of radiation damping in fluids by finite elements. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 1986, Vol. 23, pp. 945 – 957.

43 Sharan S. 1987 Time-domain analysis of infinite fluid vibration. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 1987, Vol. 24, pp. 945—958.

44 Цейтлин Б.В., Витохин Е.Ю., Ле-Захаров С.А., Федоров И.В. Теоретические исследования колебаний бетонных гидротехнических сооружений при действии сейсмических нагрузок. // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2014. Т. 271. С. 120 – 137.

45 Приложение к СП 14.13330.2014 «Строительство в сейсмических районах». Комплект карт общего сейсмического районирования территории Российской Федерации (ОСР-2015).

46 РСН 31-83. Нормы производства инженерно-геологических изысканий для строительства на вечномерзлых грунтах. Госстрой РСФСР. М., 1983.

47 РСН 60-86. Инженерные изыскания для строительства. Сейсмическое микрорайонирование. Нормы производства работ. Госстрой РСФСР. – М.: Госстрой РСФСР, 1986. 32 с.

48 РСН 64-87 «Инженерные изыскания для строительства. Технические требования к производству геофизических работ. Электроразведка». М.: Госстрой РСФСР,1987.

49 РСН 65-87. Инженерные изыскания для строительства. Сейсмическое микрорайонирование. Технические требования к производству работ. Госстрой, РСФСР. - М.: Госстрой РСФСР, 1987.

50 РСН 66-87. Инженерные изыскания для строительства. Технические требования к производству геофизических работ. Сейсморазведка. Госстрой РСФСР. М., 1987.

51 РСН 75-90. «Инженерные изыскания для строительства. Технические требования к производству геофизических работ. Каротажные методы». Госстрой РСФСР. М., 1990.

52 СП 47.13330.2012. Минрегион России, М. 2012. (Актуализированная редакция СНиП 11-02-96. Инженерные изыскания для строительства. Основные положения).

53 СП 11-105-97. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Часть I. Общие правила производства работ. Часть VI. Правила производства геофизических работ. М.: Госстрой России, 2004.

54 Стандарт организации ОАО РАО «ЕЭС России». СТО 17330282.27.140.002-2008. (СТО 2008). Гидротехнические сооружения ГЭС и ГАЭС. Условия создания. Нормы и требования. Приложение Д. Правила проектирования гидротехнических сооружений в сейсмических районах. РАО «ЕЭС России». 2007.

55 Selecting seismic parameters for large dams. Guidelines. GIBS/ICOLD Bulletin 72, 2014 Revision. (Международная Комиссия по Большим Плотинам. Выбор сейсмических параметров для больших плотин. Руководство)

56 Geophysical Exploration for Engineering and Environmental Investigations. CECW-EG. Engineer Manual 1110-1-1802. U.S. Army Corps of Engineers. 1995.

57 International Building Code. International Code Council, Inc. 2006. (Принят к применению на большей части территории США).

58 EN 1998 (Eurocode 8). Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. (Пан-Европейский строительный кодекс, разработанный Европейской Комиссией по Стандартизации).

59 OPCM (Prime Minister Decree) n. 3274 - 20th March 2003 (2003), First elements about general criteria for the seismic classification of the national Italian territory and technical norms for the construction in seismic zone, Supplemento ordinario alla Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, n. 105, 8th May 2003, Serie Generale – Parte prima, *Istituto Poligrafico e Zecca dello Stato*, Roma (in Italian). Part 3. (Итальянский строительный кодекс).

60 Specifications for Structures to be Built in Disaster Areas. Part III – Earthquake Disaster Prevention. Ministry of Public Works and Settlement. Government of Republic of Turkey. Istambul. 1997. (Турецкий антисейсмический кодекс).

61 Model Building Code for Earthquakes. Association of Caribbean States. 2003. (Строительный антисейсмический кодекс для Карибских Государств).

62 Инструкция по проведению сейсмического микрорайонирования. // Вопросы инженерной сейсмологии. М.: Наука, 1962. С. 112 – 122.

63 Методические рекомендации по сейсмическому микрорайонированию участков строительства транспортных сооружений. МДС 22-1.204. М.: МИИТ, 2004.

64 Оценка влияния грунтовых условий на сейсмическую опасность. (Методическое руководство по сейсмическому микрорайонированию). М.: «Наука», 1988.

65 Рекомендации по сейсмическому микрорайонированию. М., 1971. С. 66.

66 Рекомендации по сейсмическому микрорайонированию (РСМ-73). В кн.: Вопросы инженерной сейсмологии. – М.: Наука, 1973. вып. 15.

67 Рекомендации по сейсмическому микрорайонированию (РСМ-73). Влияние грунтов на интенсивность сейсмических колебаний. М.: Стройиздат, 1974. С. 65.

68 Рекомендации по изучению разрывных и складчатых тектонических структур для сейсмического микрорайонирования. М.: ПЭМ ВНИИМС, 1980.

69 Рекомендации по сейсмическому микрорайонированию при инженерных изысканиях для строительства М.: Госстрой СССР, 1985. С. 72.

70 Указания по зонированию грунтов для строительства (СН 448-72). М.: Стройиздат, 1973.

71 Аптикаев Ф.Ф. Оценка параметров при сейсмическом микрорайонировании // Эксп. сейсмология. М.: Наука, 1983. С. 171-180.

72 Бунэ В.И. Обзор инструментальных исследований для сейсмического микрорайонирования. Влияние грунтов на интенсивность сейсмических колебаний // Вопрос инженерной сейсмологии. Вып. 15. М.: Наука, 1973. С. 61 – 71.

73 Бунэ В.И. Основные задачи инструментальных исследований при сейсмическом микрорайонировании // Сейсмическое микрорайонирование в условиях вечной мерзлоты. Новосибирск: Наука, 1975. С. 27 – 34.

74 Вознесенский Е.Н. Динамическая неустойчивость грунтов. М.: Эдиториал УРСС, 1999. с. 264.

75 Заалишвили В.Б. Физические основы сейсмического микрорайонирования. М.: ОИФЗ РАН. 2000. с. 367.

76 Заалишвили В.Б. Сейсмическое микрорайонирование территории городов, населенных пунктов и больших строительных площадок. М.:Наука, 2009.

77 Кац А. З. Некоторые вопросы методики сейсмического микрорайонирования // Вопросы инженерной сейсмологии. М.: Наука, 1959. С. 20 – 59.

78 Красников Н.Д. Динамические свойства грунтов и методы их определения. М.: Стройиздат, 1970. С. 238.

79 Кригер Н.И., Кожевников А.Д., Миндель И.Г. Сейсмические свойства дисперсных пород (сейсмолитоэкологический подход). М.: ИнжЭко, 1994. С. 196.

80 Ломнитц Н., Розенблют Э. Сейсмические и инженерные решения. М.: Недра, 1981. С. 375.

81 Медведев С. В. Инженерная сейсмология. Москва. 1962 (Разделы по СМР).

82 Николаев А.В. Вопросы детального изучения сейсмических характеристик грунтов в естественном залегании // Труды ин-та Физики Земли АН СССР. 1963, 25 (192).

83 Николаев А. В. Сейсмические свойства грунтов. М.: Наука, 1965. с. 184.

84 Природные опасности России. Сейсмическая опасность. М.: «Крук», 2002.

85 Рубинштейн А.Я., Миндель И.Г. Исследования динамического воздействия на грунты при динамическом зондировании. Техника и технология инженерно-геологических изысканий // Труды ПНИИИС. М.: Стройиздат, 1980. с. 74–82.

86 Рубинштейн А.Я., Кулачкин Б.Ч. Динамическое зондирование грунтов. М.: Недра, 1984. с. 92.

87 Саваренский Е.Ф. Элементарная оценка влияния слоя на колебания земной поверхности // Изв. АН СССР. Сер. Геофиз. 1959, № 10.

88 Савич А.И., Бугаевский А.Г. Сейсмическое микрорайонирование для уточнения параметров сейсмических воздействий // Гидротехническое строительство. 2015. № 12.

89 Сейсмическое микрорайонирование. Выпуск 1. Душанбе. 1973 (материалы регионального совещания).

90 Сейсмическое микрорайонирование. «Наука», Алма-Ата, 1976.

91 Сейсмическое микрорайонирование. «Наука», 1977.

92 Сейсмическое микрорайонирование. Кишенев, 1979.

93 Сейсмическое микрорайонирование в инженерных изысканиях для строительства. – М.: ЦИНИС Госстроя СССР. 1979. – С. 20–21 (Труды Всесоюзного Семинара).

94 Сейсмическое микрорайонирование. М.: «Наука», 1984.

95 Сейсмические свойства грунтов. М.: «Наука», 1985.

96 Сейсмический риск и сейсмическое микрорайонирование. – Иркутск, 1994. (Тезисы докладов Межреспубликанского научного семинара).

97 Современные дислокации и их значение для сейсмического микрорайонирования. МГУ, 1977.

98 Тектонические разрывы на участках сейсмического микрорайонирования. – М.: Наука, 1982.

99 Штейнберг В.В. Влияние слоя на амплитудно-частотный спектр колебаний на поверхности. Сейсмическое микрорайонирование. // Вопросы инженерной сейсмологии. М.: Наука, 1965. С. 34 – 35.

100 Ansal A. et. al., Seismic microzonation for earthquake risk mitigation in Turkey. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, August 1 – 6, 2004.

101 Asten M.W., 2001, The Spatial Auto-Correlation Method for Phase Velocity of Microseisms – Another Method for Characterisation of Sedimentary Overburden: in Earthquake Codes in the Real World, Australian Earthquake Engineering Soc., Proceedings of the 2001 Conference, Canberra, Paper 28.

102 Atakan K., et. al., The H/V Spectral Ratio Technique: Experimental Conditions, Data Processing and Empirical Reliability Assessment. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, August 1 – 6, 2004.

103 Atakan K., et. al., J-Sesame: A Standardized Software Solution for the H/V Spectral Ratio Technique. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, August 1- – 6, 2004.

104 Bonnefoy-Claudet S., Nature du bruit de fond sismique: implications pour les études des effets de site. Pour obtenir le titre de Docteur de l'université Joseph Fourier – Grenoble I. 2004.

105 Boore D., Simulation of ground motion using the stochastic method. Pure Appl. Geophys. 160 (2003), 635-676.

106 Dikmen U. and Mirzaoglu M., The seismic microzonation map of Yenisehir-Bursa, NW of Turkey by means of ambient noise measurements. Journal of Balkan Geophysical Society, Vol. 8, No. 2, 2005, pp. 53 – 62.

107 Fah D., Evaluating site effects in areas of low seismicity. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology. Geneva, Switzerland, 3 – 8 September 2006.

108 Gosar A., Microtremor HVSR study for assessing site effects in the Bovec Basin (NW Slovenia) related to 1998 M_w5.6 and 2004 M_w5.2 earthquakes. Engineering Geology, 91 (2007) 178–193.

109 Joyner W.B. and Boore D.M., Recent developments in earthquake ground motion estimation. Published in the Proceedings of the 6th International Conference on Seismic Zonation, Palm Springs, California, November 12 – 15, 2000.

110 Korkmaz B. and Ozcep F., Fast and efficient use of geophysical and geotechnical data in urban microzonation studies at small scales: Using Sisli/Istambul (Turkey) as example. International Journal of the Physical Sciences Vol. 5 (2), pp. 158-169, February, 2010.

111 Lane, J.W., Jr., White, E.A., Steele, G.V., and Cannia, J.C., 2008, Estimation of bedrock depth using the horizontal-to-vertical (H/V) ambient-noise seismic

method, in Symposium on the Application of Geophysics to Engineering and Environmental Problems, April 6-10, 2008, Philadelphia, Pennsylvania, Proceedings: Denver, Colorado, Environmental and Engineering Geophysical Society, 13 p.

112 Matsuoka M. et. al., Nationwide site amplification zoning using GIS-based Japan Engineering Geomorphologic Classification Map. Proceedings ICOSSAR 2005, Safety and Reliability of Engineering Systems and Structures.

113 Mucciarelli M. et. al., The influence of wind on measurements of seismic noise. Geophys. J. Int. (2005) 161, 303–308.

114 Mucciarelli M. and Gallipoli M.R., Comparison between Vs30 and other estimates of site amplification in Italy. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, 3 – 8 September 2006, Paper Number: 270.

115 Nakamura, Y. 1989. A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. Quaterly Report Railway Tech. Res. Inst., 30(1): 25–33.

116 Ornberger M. et. al., 2004, How good are shear wave velocity models obtained from inversion of ambient vibrations in the Lower Rhine Embayment (N.W. Germany), Boll. Geof. Teor. Appl., 45, 215-232.

117 Parvez I., Seismic microzonation: methodology and approach. Research Report CM 0310. CSIR Centre for Mathematical Modelling and Computer Simulation. 2003.

118 Power M. et. al., Site amplification factors from empirical studies. NGA working group # 5. September 2004.

119 Roberts J.C and M.W. Asten, Resolving a velocity inversion at the geotechnical scale using the microtremor (passive seismic) survey method. Exploration Geophysics (2004) 35, 14–18.

120 Roma V., Seismic ground characterization by means of the MASW method (Multichannel analysis of surface waves). 2007.

121 Seismic microzonation for the municipalities manual. General Directorate of Disaster Affairs. Republic of Turkey. Ministry of Public Works and Settlement. 2004.

122 Scherbaum F. et. al., Determination of shallow shear waves velocity profiles in the Cologne, Germany area using ambient vibrations. Geophys. J. Int. (2003) 152, 597–612.

123 Slob S. et. al., A methodology for seismic microzonation using GIS and SHAKE – a case study from Armenia, Colombia. Engineering Geology for Developing Countries - Proceedings of 9th Congress of the International Association for Engineering Geology and the Environment. Durban, South Africa, 16 – 20 September 2002.

124 Solomos G. et. al. A Review of the Seismic Hazard Zonation in National Building Codes in the Context of Eurocode 8. Support to the Implementation, harmonization and further development of the Eurocodes. European Commission Joint Research Centre. 2008.

125 Sorensen C. and Asten M. (2005) Comparison of shear wave velocity profiles of Quaternary sediments in the Newcastle area estimated from SCPT, microtremor spectral ratios and array studies, and drilling. Earthquake Engineering in Australia, Proceedings of a conference of the Australian Earthquake Engineering Soc., Albury Vic., Paper 9.

126 Stephenson W.R., Factors bounding prograde Rayleigh-wave particle motion in a soft-soil layer. Pacific Conference on Earthquake Engineering. 2003.

127 Tuladhar R. et. al., Seismic microzonation of Hanoi, Vietnam using microtremor observations. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, August 1-6, 2004.

128 Tuladhar R. et. al., Seismic microzonation of the greater Bangkok area using microteremor observations. Earthquake Engng Struct. Dyn. 2004, 33, 211–225.

129 Wathelet M. et. al., Surface wave inversion using a direct search algorithm and its application to ambient vibration measurements. Near Surface Geophysics, 2004, 2, 211-221.

130 Wathelet Marc, Array recordings of ambient vibrations: surface-wave inversion. A thesis submitted for the degree of Doctor of Applied Sciences. 2005.

131 Wathelet Marc, Noise blind test: Retrieving dispersion curves and inversion with the conditional neighborhood algorithm. Third International Symposium on the Effects of Surface Geology on Seismic Motion. Grenoble, France, 30 August – 1 September 2006.

132 Wathelet M. et. al., Array performances for ambient vibrations on a shallow structure and consequences over *Vs* inversion. Journal of Seismology, August 14, 2007.

133 Wenzel H. and Achs G., Seismic microzonation of the Vienna Basin. 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Thessaloniki, Greece, June 25-28, 2007.

134 Wang Z., A technical note on seismic microzonation in the central United States. J. Earth Syst. Sci. 117, S2, October 2008, pp. 1–8.

135 ETE Road Map According to Chapter IV and V of the "Conclusions of the Melk Process and Follow-Up". Item 6. Site Seismicity. Preliminary Monitoring Report. Report to the Federal Ministry of Agriculture, Forestry, Environment and Water Management of Austria. Vienna. 2004.

136 Булатова Ж.М., Волкова Е.А., Дубров Е.Ф. Акустический каротаж. – Л.: Недра,1970.-264 с.

137 Гальперин Е.И. Вертикальное сейсмическое профилирование. – М.: Недра, 1982. – 344 с.

138 Гальперин Е.И., Певзнер Л.А. Вертикальное сейсмическое профилирование на разных стадиях геологоразведочных работ// Советская геология. – 1986. – № 5. – С. 37 – 42.

139 Гурвич И.И., Боганик Г.Н. Сейсморазведка. – М,: Недра. – 1980. – 552 с.

140 Инструкция по сейсморазведке. Министерство геологии СССР. М.: 1986. – 80 с.

141 Сейсморазведка: Справочник геофизика. В двух книгах / Под. ред. В.П. Номоконова. Книга вторая. – М.: Недра, 1990.

142 Система обработки сейсморазведочных данных на ЭВМ ЕС. Общее описание системы. Руководство пользователя. / Под рук. Г.Г. Табакова. – М, 1986.

143 Скважинная и шахтная рудная геофизика: Справочник геофизика. В двух книгах/ под редакцией В.В. Бродового. Книга первая. – М.: Недра, 1989.

144 Скважинная и шахтная рудная геофизика: Справочник геофизика. В двух книгах/ под редакцией В.В. Бродового. Книга вторая. – М.: Недра, 1989.

145 Горяинов Н.Н., Ляховицкий Ф.М. Сейсмические методы в инженерной геологии. – М.: Недра, 1990.

146 Техническая инструкция по проведению геофизических исследований в скважинах. – М., Недра. 1985.

147 ГОСТ 12248-2010. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости.

148 ГОСТ 5180-84. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик.

149 ГОСТ 20276-2012. Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости.

150 ГОСТ 25100-2013. Грунты. Классификация.

151ГОСТ 30416-96. Грунты. Лабораторные испытания. Общие положения.

152 ГОСТ 30672-99. Грунты. Полевые испытания. Общие положения.

153 ГОСТ 19912-2001. Грунты. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием.

154 ГОСТ 20522-96. Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний.

155 ГОСТ 21719-80. Грунты. Метод полевых испытаний на срез в скважинах и в массиве.

156 СП 33.13330.2011 «Основания гидротехнических сооружений». Актуализированная редакция СНиП 2.02.02-85*.

157 МР 1.5.05.999.0026-2011. Нормы проектирования оснований атомных электростанций. М., 2011.

158 Болдырев Г.Г. Методы определения механических свойств грунтов. – Пенза, 2008.

159 Воронков О.К. Инженерная сейсмика в криолитозоне. СПб, 2009.

160 Евдокимов П.Д., Сапегин Д.Д. Прочность, сопротивляемость сдвигу и деформируемость оснований сооружений на скальных основаниях. – М.-Л., Энергия, 1964.

161 Иванов П.Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений. М.: Высшая школа, 1997.

162 Ишихара К. Поведение грунтов при землетрясениях. СПб, 2006.

163 Карташов Ю.М., Матвеев Б.В., Михеев Г.В., Фадеев А.Б. Прочность и деформируемость горных пород. М.: Недра, 1979.

164 Ухов С.Б. Скальные основания гидротехнических сооружений. М.: Энергия, 1975.

165 СП 39.13330.2012 «Плотины из грунтовых материалов». Актуализированная редакция СНиП 2.06.05-84* / М.: Минрегион России. М.: ФАУ ФЦС, 2012.

166 СП 58.13330.2012 «Гидротехнические сооружения. Основные положения» Актуализированная редакция СНиП 33-01-2003

167 Можевитинов А.Л. Шинтемиров М. Общий метод расчета устойчивости откосов земляных сооружений // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 1979. Т.92. С. 11-22.

168 Глаговский В.Б., Липовецкая Т.Ф., Прокопович В.С. Развитие методов оценки устойчивости системы «сооружение – основание» // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. Основания, фундаменты, грунтовые и подземные сооружения. 1996. Т. 231.

169 Красников Н.Д. Сейсмостойкость гидротехнических сооружений из грунтовых материалов. – М.: Энергоиздат, 1981.

170 Бирбраер А.Н., Красников Н.Д. Динамический расчет устойчивости откосов с учетом возможности их перемещения. – Труды координационных совещаний по гидротехнике / ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева, 1973, вып.80, с 35 – 41

171 Seed H.B. Consideration in the earthquake – resistant designs of earth and rockfill dams [J]. Geotechnique, 1979, 29 (3): 215 – 263.

172 Николаевский В.Н. Механика пористых и трещиноватых сред.– М.: Недра, 1984.

173 Николаевский В.Н. Механические свойства грунтов и теория пластичности. – М.:ВИНИТИ, 1972.

174 Зенкевич О.К. Метод конечных элементов в технике. М.: Мир, 1975.

175 Беллендир Е.Н., Глаговский В.Б., Готлиф А.А., Прокопович В.С. Математическое моделирование грунтовых сооружений и оснований. Изв. ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, т. 231, 1996, С.272 – 286.

176 Мишин Д.В. Программная архитектура и интерактивная среда конечноэлементного расчетного комплекса «ДИСК – Геомеханика» // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. Бетонные и железобетонные энергетические сооружения. 2002. Т. 241. С. 193 – 196.

177 Белкова И.Н., Глаговский В.Б., Готлиф А.А., Мишин Д.В. Оценка динамической реакции основания энергоблока при сейсмических воздействиях. // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. Т.239, 2001. С.135 – 143

178 Смильтнек А.И. Исследования устойчивости структуры несвязных грунтов в условиях одноосной динамической деформации // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 1976. Т. 111. С. 51 – 55.

179 Эйслер Л.А. Оценки избыточных давлений в поровой воде земляных оснований и плотин при сейсмических воздействиях // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 1976. Т.111. С. 36 – 44.

180 Красников Н.Д., Смильтнек А.И., Толкачев Г.С., Эйслер Л.А. Экспериментальные исследования динамических свойств грунтов для расчета сейсмостойкости грунтовых сооружений // Материалы конференций и совещаний по гидротехнике. Методы исследований и расчетов сейсмостойкости гидротехнических сооружений. Л.: Атомэнергоиздат. 1982. С. 107 – 114.

181 Мишин Д.В. Корректирование акселерограмм при моделировании сейсмических воздействий. – Сейсмостойкое строительство, 2001, №2, с. 17–22.

182 Ghanooni Mahabadi S., Nahin Roosta R., «Developments in high concrete fase rockfill dams», Hidropower and Dams, Issue Six; 2002

183 Lysmer J., Waas G. Shear Waves in Plane Infinite Structures // Journ. Engng. Mech.Div., ASCE. 1972. Vol. 98, NO EM.

184 Wawrzynek A., Cincio A. Adaptation of a plastic-damage concrete model for masonry material subjected to cyclic load. VIII International Conference on Computational Plasticity, Barcelona, 2005.

185 Voyiadjis G.Z., Taqieddin Z.N., Kattan P.I. Anisotropic damage-plasticity model for concrete. International journal of Plasticity. Vol. 24, pp. 1946-1965. 2008.

186 Abaqus Analysis User's Manual. Abaqus 6.12, Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc.

187 Sarkar R., Paul D.K., Stempniewski L. Influence of reservoir and foundation on the nonlinear dynamic response of concrete gravity dams. Journal of Earthquake Technology, Paper No. 490, Vol. 44, No. 2, pp. 377–389. 2007.

188 Zhang B., Wang J.G., Shi R. Time-dependent deformation in high concrete-faced rockfill dam and separation between concrete face slab and cushion layer. Computers and Geotechnics. No. 31, pp.559–573. 2004.

189 Bahaa El-Aidi, Hall J.F. Non-linear earthquake response of concrete gravity dams part 1: modeling. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 18, pp. 837-851.1989.

190 Б.В. Цейтлин, Е.Ю. Витохин, С.А. Ле-Захаров, И.В. Федоров. Теоретическое исследование колебаний бетонных гидротехнических сооружений при действии сейсмических нагрузок // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2014. №271. С. 120-137

191 Антуфьева Д.В. Оценка надежности сооружений при сейсмических воздействиях в рамках спектральной методики. Автореферат дисс. … канд. техн. наук. Спб, 2003.

192 Баженов Ю.М. Бетон при динамическом нагружении. Издательство литературы по строительству. Москва, 1970. 272с.

193 Бирбраер А.Н., Шульман С.Г. Прочность и надежность конструкций АЭС при особых динамических воздействиях. М.: Энергоатомиздат, 1989.

194 Вайнберг А.И. Надежность и безопасность гидротехнических сооружений. Избранные проблемы. Харьков: Тяжпромавтоматика, 2008..

195 Кауфман Б.Д., Скворцова А.Е. К оценке надежности сооружения и системы «сооружение – основание» в рамках динамической теории сейсмостойкости. Гидротехническое строительство. № 12. 2014, с.44-50.

196 Кауфман Б.Д., Шульман С.Г. Динамика систем сооружение – основание при неполной исходной информации (учет случайных и неопределенных факторов). СПб.: Изд.-во АО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 2016.

197 Елизаров С.В., Бенин А.В., Петров В.А., Тананайко О.Д. Статические и динамические расчеты транспортных и энергетических сооружений на базе программного комплекса COSMOS/M. СПб.: Иван Федоров, 2004.

198 Мгалобелов Ю.Б. Прочность и устойчивость скальных оснований бетонных плотин. М.: Энергия, 1979.

199 СП 40.13330.2012.Плотины бетонные и железобетонные. Актуализированная редакция СНиП 2.06.06-85. М., 2012.

200 СП 41.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.06.08-87. М. 2012.

201 Худсон Д. Статистика для физиков. М.: Мир, 1970.

202 Шульман С.Г. Оценка надежности бетонных гравитационных плотин при сейсмических воздействиях в рамках нормативной методики // Гидротехническое строительство,1985.№4. С.48 – 51.

203 ANSYS Release 11.0, Documentation for ANSYS.

204 LS-DYNA. Software Application Programs for Nonlinear Dynamic Analysis of Structures in Three Dimensions // Version 970 / 5434a, Commercial. Livermore Software Technology Corporation (LSTC), 2005.

205 Карты ОСР-97 (приложение к СНиП II-7-81*).

206 СНиП2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия / Госстрой России. — М.: ФГУП ЦПП, 2004.

207 НП-031-01. Нормы проектирования сейсмостойких атомных станций / Госатомнадзор России. М., 2001

156 СНиП 2.0202-85*. Основания гидротехнических сооружений / Госстрой СССР. — М.: ФГУП ЦПП, 2004.

208 СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения / Госстрой России. — М.: ФГУП ЦПП, 2007.

209 СНиП 2.06.08-87. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений / М.: Госстрой СССР, 1988.

210 Альберт И. У., Кассирова Н. А., Цирухин Н. А. Снижение отклика сооружения на сейсмическое воздействие с помощью фрикционных маятниковых сейсмоизолирующих опор скольжения // Известия ВНИИГ. 2010. Т. 260.

211 Берзон И. С., Епинатъева А. М., Парийская Г. Н., Стародубровская С. П. Динамические характеристики сейсмических волн в реальных средах. — М.: АН СССР, 1962.

212 Newmark, N.M. Effects of Earthquakes on Dams and Embankments. Geotechnique, No. 15; 1965. P. 139–159.

213 Прокопович В.С. Расчеты предельных состояний грунтовых массивов кинематическим элементным методом// Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2003. Т. 242. С.119–126.

gost.e-ecolog.ru