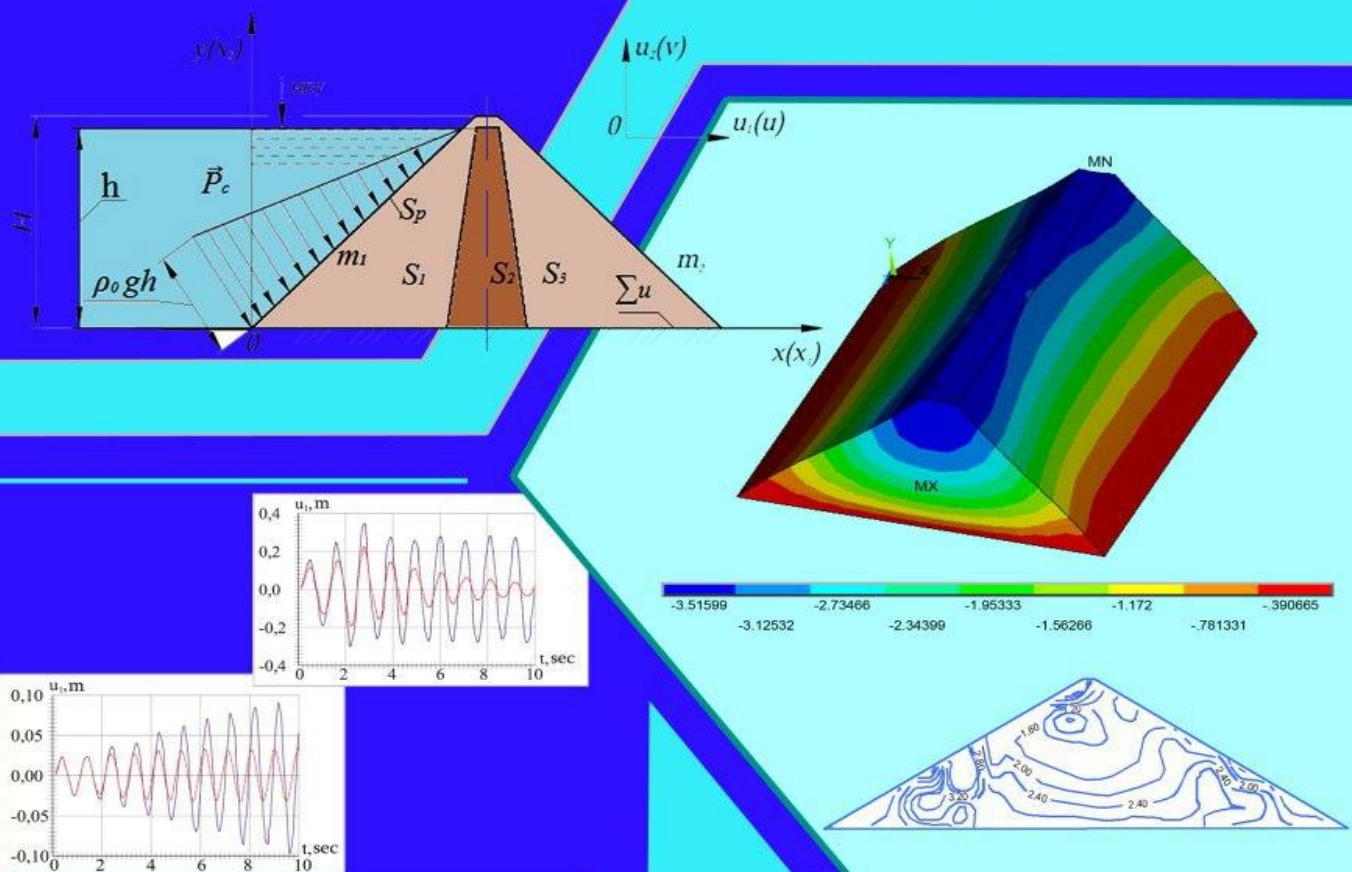


М.М.МИРСАИДОВ
Т.З.СУЛТАНОВ
Б.Ш.ЮЛДОШЕВ

МЕТОДЫ ОЦЕНКИ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВЫХ ПЛОТИН С УЧЕТОМ ВЛАЖНОСТНЫХ СВОЙСТВА ГРУНТА



Ташкент - 2020

**М.М.МИРСАИДОВ, Т.З.СУЛТАНОВ,
Б.Ш.ЮЛДОШЕВ**

**МЕТОДЫ ОЦЕНКИ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ
ГРУНТОВЫХ ПЛОТИН С УЧЕТОМ ВЛАЖНОСТНЫХ
СВОЙСТВА ГРУНТА**

Ташкент - 2020

УДК 624.042.7:699.841:627.8.042.7075.8

М.М.Мирсаидов, Т.З.Султанов, Б.Ш.Юлдошев. **Методы оценки напряженного состояния грунтовых плотин с учетом влажностных свойств грунта.** Ташкент: «Adabiyot uchqunlari», 2020. – 156 с., 39 иллюст, 3 табл.

В монографии приводятся методики расчета и результаты исследований напряженно-деформированного состояния, динамического поведения и оценка прочности грунтовых плотин при различных воздействиях. Разработана методика, алгоритм и создан ряд программ на ЭВМ для оценки, прогноза напряженно-деформированного состояния и динамического поведения грунтовых плотин, позволяющие учитывать неоднородные, влажностные и вязкоупругие свойства материалов плотины, а также реальную геометрию и конструктивные особенности сооружений. Решен ряд задач по оценке напряженно-деформированного состояния и прочности различных грунтовых плотин с учетом неравномерного увлажнения грунта в процессе постепенного распространения влажности по телу плотины при различных уровнях заполнения водохранилища. Исследованы динамические характеристики и динамическое поведение различных по высоте грунтовых плотин с учетом неоднородных упругих и вязкоупругих свойств грунта. Обнаружен ряд новых механических эффектов, связанных с геометрическими параметрами, и неоднородными вязкоупругими и влажностными свойствами грунта сооружения.

Монография предназначена для магистров, докторантов, научных работников и специалистов в области механики деформируемого твердого тела, строительная механика, гидротехническое и мелиоративное строительство и может быть полезна бакалаврам, обучающимся по направлениям гидротехнического строительства.

ISBN 978-9943-6034-1-7

Мирсаидов Мирзиёд Мирсаидович, Султанов Тахиржон Закирович, Юлдошев Бахтиёр Шодмонович. **Методы оценки напряженного состояния грунтовых плотин с учетом влажностных свойств грунта.**

Рекомендовано к печати Ученым советом Ташкентского института инженеров ирригации и механизации сельского хозяйства (Протокол №10 от 30 апреля 2020 г.).

- Рецензенты:**
1. д.ф.-м.н., профессор К.С. Султанов, заведующий лабораторией, Института механики и сейсмостойкости сооружений АН РУз.
 2. д.т.н. А.А.Янгиев, профессор кафедры Гидротехнических сооружений и инженерных конструкций ТИИИМСХ.

© М.М.Мирсаидов, Т.З.Султанов, Б.Ш.Юлдошев.

© «Adabiyot uchqunlari» 2020

УДК 624.042.7:699.841:627.8.042.7075.8

М.М.Мирсаидов, Т.З.Султанов, Б.Ш.Юлдошев. Грунтнинг намланганлик хусусиятини ҳисобга олган ҳолда грунтли тўғонларнинг кучланганлик ҳолатини баҳолаш усуллари. Тошкент: «Adabiyot uchqunlari» 2020. – 156 б., 39 та расм, 3 жадвал.

Монографияда турли таъсирларда натижасида грунтли тўғонлардаги кучланганлик деформацияланиш ҳолатларини, динамикасини ҳолати ва мустаҳкамлигини баҳолашнинг ҳисоблаш усуллари ва тадқиқот натижалари келтирилган. Грунтли тўғонларнинг кучланганлик деформация ва динамик ҳолатларини башорат қилиш ва баҳолашнинг учун ҳисоблаш усули, алгоритми ва қатор ЭҲМ дастурлари иншоотнинг ҳақиқий геометрияси, ва конструктив хусусиятларини ва ҳамда тўғон материалининг бир жинсизлигини, намланганлик ва қовушқоқлик эластик хусусиятларини ўзида акс эттирувчи грунтли тўғонларнинг кучланганлик деформация ва динамик ҳолатларини башорат қилиш ва баҳолашнинг ҳисоблаш усули, алгоритми ва қатор ЭҲМ дастурлари ишлаб чиқилган. Турли грунтли тўғонларнинг кучланганлик деформация ҳолатларини ва мустаҳкамликлари сув омборини турли сатҳларда сув билан тўлдирилишида тўғон танасида намликни нотекис тарқалишини инобатга олган ҳолда баҳоланган турли грунтли тўғонларнинг кучланганлик деформация ҳолатларини ва мустаҳкамликлари баҳолаш бўйича қатор масалалар ечилган. Баландиклари бўйича турлича бўлган грунтли тўғонларнинг динамик тавсифлари ва ҳолатлари грунтнинг бир жинсиз эластиклик ва қовушқоқ-эластиклик хусусиятлари ҳисобга олинган ҳолда тадқиқ этилиб, иншоотнинг геометрик параметрлари ва грунтнинг биржинсиз қовушқоқ-эластиклик хусусиятлари билан боғлиқ бўлган қатор иншоотда содир бўлиши мумкин бўлган янги механик эффектлар аниқланган.

Монография деформацияланувчан қаттиқ жисм механикаси, қурилиш механикаси, гидротехника ва мелиорация қурилиши соҳаларида фаолият олиб бораётган илмий ходимлар, докторантлар ҳамда магистрантлар учун мўлжалланган бўлиб, гидротехника қурилиши таълим йўналишида ўқиётган талабалар учун ҳам фойдали бўлади.

Мирсаидов Мирзиёд Мирсаидович, Султанов Тахиржон Закирович, Юлдошев Бахтиёр Шодмонович. Грунтнинг намланганлик хусусиятини ҳисобга олган ҳолда грунтли тўғонларнинг кучланганлик ҳолатини баҳолаш усуллари.

Тошкент ирригация ва қишлоқ хўжалигини механизациялаш муҳандислари институтининг Илмий Кенгаши томонидан чоп этишга тавсия этилган (Баённома №10, 30 апрел, 2020 йил).

- Тақризчилар:
1. ЎзР ФА Механика ва иншоотлар сейсмик мустаҳкамлиги институти, лаборатория мудири, ф.-м.ф.д., профессор К.С. Султанов.
 2. ТИҚХММИ Гидротехника иншоотлари ва муҳандислик конструкциялари кафедраси профессори, т.ф.д. А.А.Янгиев.

УДК 624.042.7:699.841:627.8.042.7075.8

M.M.Mirsaidov, T.Z.Sultanov, B.Sh.Yuldoshev. **Methods for estimating the stress state of earth dams considering moisture properties of soil.** Tashkent: «Adabiyot uchqunlari». 2020. – 156 p., 39 figures, 3 tables.

Calculation methods and results of studies of the stress-strain state, dynamic behavior and strength assessment of earth dams under various impacts are considered in the monograph. The methods and algorithm were developed, and computer programs were created to evaluate, predict the stress-strain state and dynamic behavior of earth dams; they take into account inhomogeneous, moisture and viscoelastic properties of dam materials, as well as the real geometry and structural features of structures. A number of problems have been solved to assess the stress-strain state and the strength of various earth dams, taking into account non-uniform wetting of soil under gradual moisture spread throughout the dam body at different levels of reservoir filling. Dynamic characteristics and dynamic behavior of earth dams of different heights have been studied, taking into account inhomogeneous elastic and viscoelastic properties of soil. A number of new mechanical effects related to geometrical parameters and inhomogeneous viscoelastic properties of structure soil were revealed.

The monograph is intended for masters, doctoral students, scientists and specialists in the field of mechanics of a deformable rigid body, structural mechanics, hydraulic engineering and land reclamation construction and can be useful for bachelors studying in the areas of hydraulic engineering.

Mirsaidov Mirziyod Mirsaidovich, Sultanov Tahirjon Zakirovich, Yuldoshev Bakhtiyor Shodmonovich. **Methods for estimating the stress state of earth dams considering moisture properties of soil**

Recommended for publication by the Scientific Council of the Tashkent Institute of Irrigation and Agricultural Mechanization Engineers (Proceedings No10 of 30 apr.2020).

- Reviewers:
1. Doctor of Physical-Mathematical Sciences, Professor K.S. Sultanov, the Head of laboratory, Institute of Mechanics and Seismic Stability of Structures of the Academy of Sciences of the Republic of Uzbekistan.
 2. Doctor of Technical Sciences A.A.Yangiev, Professor of the Department of Hydrotechnical and Engineering Structures, TIAME.

ВВЕДЕНИЕ

На сегодняшний день во всем мире насчитывается более чем 800 тысяч плотин, а в нашей республике функционируют около 60 плотин, которые в основном грунтовые. Намечается построить еще несколько грунтовых плотин для регулирования стока воды на реках для водообеспечения сельского хозяйства Республики и работающих в энергетическом режиме. Многие плотины, работающие в Республике, построенные более 40 лет назад устарели, снижено их эксплуатационное качество, поэтому разрушение этих плотин представляет определенную опасность.

Обеспечение прочности плотины, устойчивости их откосов и безотказной работы различных элементов гидротехнических сооружений, является одной из актуальных задач гидротехнического строительства. Этого требует и Закон Республики Узбекистан «О безопасности гидротехнических сооружений» от 20.08.1999 г.

Для обеспечения этих требований при проектировании и расчете грунтовых плотин необходима оценка их прочности, как при статических, так и при динамических воздействиях с учетом их конструктивных особенностей и условий их работы.

Поэтому, к прочности и сейсмостойкости плотин предъявляются повышенные требования.

Это в первую очередь требует разработки адекватных математических моделей и методов оценки напряженно-деформированного состояния (НДС) плотин, учитывающих свойства их материала с учетом реальны условия работы.

Известно, что в процессе эксплуатации сооружения, грунт в значительной степени изменяет свои физико-механические характеристики как в результате естественных физико-механических процессов, так и при периодическом увлажнении и высыхании. Это приводит к изменению напряженно-деформированного состояния (НДС) сооружения и значительно снижает прочность плотины. сооружения.

Обычно в грунтовых плотинах под влиянием объемной силы, гидростатического и гидродинамического давления воды происходят сложные процессы взаимодействия между отдельными частями плотины, которые еще более осложняются изменяющиеся напряженно-деформированным состоянием при сейсмических воздействиях. Наряду с этим напряженно-деформированное состояние плотины формируется в результате консолидации и ползучести скелета грунта. Все это требует специального исследования измененных свойств грунта, обобщения результатов в форме уравнений состояния и использования последних, для численного прогноза НДС плотин и устойчивости их откосов.

Для оценки прочности грунтовых плотин представляется рациональным использовать теорию предельно-напряженного состояния, для этого важно уметь оценить возможные возникающие НДС на грунте, при которых он еще будет находиться в равновесии, не теряя несущую способность [9,35,77, 81,88,94-98,108].

Землетрясение даже средней интенсивности вызывает существенные перенапряжения в сооружениях, рассчитанных как

упругие системы в соответствии с требованиями сейсмических норм. Для достоверной оценки действительного напряженного состояния необходим учет конструктивных особенностей сооружений, неупругих и влажностных свойств грунта, и обоснованных методов расчета сооружений с учетом реального деформирования.

Значит, оценка прочности грунтовых плотин с учетом конструктивных особенностей сооружений, неупругих и влажностных свойств материала и предельно-напряженного состояния грунта с использованием адекватных методов расчета при различных воздействиях (включая сейсмические) представляет большой практический интерес.

На сегодняшний день решения проблемы адекватной оценки прочности грунтовых сооружений с учетом различных факторов, возможно только при использовании метода конечных элементов. Для этого необходимо разработать математическую модель, адекватно отражающую реальные физические процессы, происходящие в сооружениях, учитывающую конструктивные особенности сооружений, а также неупругие и влажностные свойства грунта при различных воздействиях. Для этого необходимо разработать методику, алгоритмы и программы на ЭВМ позволяющие оценить НДС грунтовых плотин при статических и динамических воздействиях, учитывающие все вышеперечисленные факторы как конструкции, так и материала.

Состояние проблемы и обзор публикаций показывает, что ряд вопросов по оценке прочности грунтовых плотин и устойчивости

их откосов с учетом различных факторов, влияющих на прочность сооружений в настоящее время, не решены полностью.

Ниже приведенный обзор публикаций также показывает, что ряд вопросов по оценке прочности грунтовых сооружений на сегодняшний день остается открытым.

В работах [33,35,37,44,88,94-98,108] рассматривается влияние водной среды водохранилища на напряженно-деформированное состояние грунтовых плотин с учетом фильтрации воды, упруго-пластического, нелинейного деформирования грунта и конструктивных особенностей самой плотины и их ядра, в котором на основе вариационного принципа предложены методика и алгоритм расчета грунтовых плотин, находящихся под действием гидростатического давления воды в верхнем бьефе и собственного веса плотины.

В работе, [68] разработана конструкция переливных грунтовых плотин, предназначенных в основном для пропуска строительных расходов. Выполненные исследования помогают обосновать диапазон условий, обеспечивающих, с гидравлической точки зрения, надежность работы подобных водосбросов.

Работы [8-10,15] посвящены проблемам надежности и безопасности плотин, вопросам строительства плотин в неблагоприятных инженерно-геологических условиях, длительной устойчивости склонов. Дан анализ российских нормативных документов по надежности и безопасности грунтовых плотин, критериев их надежности и безопасности, систем надзора за безопасностью гидротехнических сооружений в России, методики

оценки риска аварий грунтовых плотин и состояния грунтовых плотин с учетом данных натурных наблюдений, а также оценки безопасности грунтовых плотин при сейсмических воздействиях.

В работе, [34] установлено, что состояние грунтовых сооружений в течение всего этого периода изменяется, т.е. плотины оседают, перемещаются горизонтально, насыпи уплотняются, происходит изменение напряженного состояния вследствие деформации сооружения. Вследствие не совершенства существующих методов расчетов, неполноты материалов изысканий, а также дефектов строительства расчетные прогнозы часто не совпадают с действительностью.

В работе, [14] определены предельно-допустимые значения контролируемых осадок на основе анализа данных многолетних натурных наблюдений за осадками грунтовых плотин и приведены критериальные условия нормального хода осадок во времени.

В работе, [19] приведены результаты экспериментальных исследований свойств грунтов, отобранных из основания плотины, и установлено, что параметры прочности грунтов зависят от величины действующего нормального давления. Даны рекомендации по укреплению низового откоса грунтовой плотины на примере Усть-Илимской ГЭС на криволинейном участке.

В работе [27] приведены методические рекомендации по определению модуля деформации грунтов непосредственно в плотине в процессе ее возведения на основе специальных натурных

исследований за ее напряженно- деформированным состоянием, осадками и смещениями.

На основе анализа пьезометрических наблюдений за фильтрацией в грунтовых плотинах Курейской и Братской ГЭС выявлены важные закономерности [57], характеризующие местную и общую фильтрацию в системе плотина - основание. На основе этих данных можно дать численную оценку местного и общего состояния фильтрационного режима, а также назначить их допустимые среднеквадратичные отклонения в рассматриваемой системе плотина - основание.

Наряду с этим необходимо отметить отдельно следующих работ, которые повешено решению различных актуальных вопросов связанные с оценкой состояние грунтовых сооружений как в плоской, так и в пространственной постановке:

Оценена показатели надежности и коэффициенты безопасности плотин [10] при различных их высоты и уклонах. Рекомендовано, что значения коэффициентов безопасности для высотных плотин должно быть в нормальных условиях не менее 1,70 и не менее 1,40 в сейсмических условиях.

В работах [13] рассматривается влияние гидродинамическое давление на состояние плотины при землетрясениях в плоской постановке. Полученные результаты показывает, что пренебрежение эффектом взаимодействие твердого тела и жидкости не только приводит к переоценке реакции ускорения в материалах каменной наброски, но также приводит к переоценке динамических напряжений в сооружении.

В работе [15] была исследована изгибная деформации плотины, так как изгиб часто приводит к разрушению сооружений. С помощью специальных программ с использованием метода конечных элементов проведены численное моделирование скорости изгиба плотины. Результатам численного моделирования и статистического анализа установлена, что увеличение модуля упругости, коэффициента Пуассона, угла внутреннего трения и отношения толщины сердечника к толщине фильтров приведет к уменьшению изгиба.

В работе [17] материалов т.е., использование смесей грунта и камня, по соображениям обеспечение устойчивости плотин.

В работе [96] оценены напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин с учетом упругопластических свойств грунта и структурной неоднородности конструкций при различных статических воздействиях на основе методом конечных элементов и методом упругих решений. Рассмотрены напряженно-деформированное состояние двух земляных плотин с учетом их структурной неоднородности, упругопластических свойств грунта при различных уровнях заполнения водохранилища. В ходе исследований было установлено, что учет упругопластических свойств грунтового материала и уровня заполнения водохранилища существенно меняет характер распределения напряжений в теле плотины. Учет упругопластических свойств грунта приводит к перераспределению напряженного состояния в плотинах, т.е. интенсивность напряжений σ_1 и вертикальные напряжения σ_{22} уменьшаются в ядре плотины до $\approx 15\%$, а в верхней и нижней

наклонных зонах касательные напряжения σ_{12} значительно возрастают - до $\approx 50\%$, что приводит к снижению коэффициента безопасности вблизи склонов; это может привести к развитию сдвиговых деформаций и оползней. При различном уровне заполнения водохранилища учет упругопластических свойств грунта плотины приводит к нарушению симметричного распределения полей смещения относительно вертикальной оси плотины; это особенно очевидно в случае полного заполнения водохранилища.

В работе [108] дан сравнительный метод оценки напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин под действием статической нагрузки приведен в статье с использованием моделей пространственной и плоской деформации. Приведены результаты оценки напряженно-деформированного состояния нескольких земляных плотин с использованием этих методов. Анализ полученных результатов позволял сделать вывод, что модель расчета на плоскости дает результаты, практически идентичные результатам, полученным с помощью пространственной модели; в будущем это может стать основой для разработки рекомендаций по использованию тех или иных расчетных моделей. Выявлены некоторые особенности напряженного состояния в пространственном случае, что указывает на возникновение опасных зон с наибольшим напряжением.

В работе [95] рассматривается оценка динамического поведения плоской земляной конструкции с учетом ее основания. Структура с основанием рассматривается как неоднородная

система, материал ее отдельных частей считается упругим или вязкоупругим. Чтобы оценить влияние основания на динамическое поведение структуры, конечный домен вырезается из основания, и на границе этого домена устанавливаются условия, которые обеспечивают захват энергии от структуры до бесконечности в форме волны Рэлея. Для описания внутренней диссипации в материале используется линейно наследственная теория вязкоупругости с ядром Ржаницына. Математическая модель, метод и алгоритм были разработаны для оценки динамического поведения структурно-конечной системы фундаментов. Исследовано динамическое поведение неоднородной вязкоупругой системы грунтовой плотины с неотражающими граничными условиями на границе конечной области фундамента. В процессе изучения динамического поведения неоднородных вязкоупругих систем «структура-основа» наблюдается ряд механических воздействий.

В работе [88] приведены математическая постановка, методы и алгоритм решения задачи об установившихся вынужденных колебаниях конструкции с использованием пространственной модели с учетом вязкоупругих свойств материала различных структур и их элементов при однокомпонентном кинематическом воздействии. Представлены результаты исследования колебаний структуры грунта при однокомпонентном кинематическом эффекте. Установлены, что вязкоупругие свойства грунта под действием нагрузки незначительно уменьшают амплитуду

колебаний, а после прекращения эффекта эти свойства приводят к резкому затуханию колебаний конструкции.

В работе [97] представлены результаты оценки и прогнозирования динамического поведения грунтовых плотин различной высоты с учетом больших деформаций (геометрической нелинейности) и неоднородных особенностей конструкций при многокомпонентных кинематических воздействиях. Динамическое поведение моделей грунтовых плотин Пачкамар, Гиссарак и Нурек исследованы с учетом больших деформаций и неоднородных особенностей структур в различных дорезонансных и резонансных режимах при многокомпонентном кинематическом эффекте. Определены ряд новых эффектов, связанных с проявлением крупных деформаций в структуре при различных динамических воздействиях.

В работе [94] предлагается методики оценки напряженное состояние грунтовых плотин в трехмерной постановке. В основе разработанных методов решения конкретных задач для пространственной сооружений основан в метод конечных элементов, метод Гаусса (или метод квадратного корня) и метод Мюллера. С помощью разработанными методами были исследованы напряженно-деформированное состояние и динамические характеристики грунтовых плотин Гиссарак и Сох. Доказано, что для некоторых различных грунтовых плотин при предварительной оценке напряженного состояния и динамических характеристик конструкций можно использовать плоско деформируемую модель расчета, а также для обеспечения

необходимой точности результатов желательно проводить расчеты с использованием трехмерной модели.

Правильное определение напряженно-деформированного состояния (НДС) и динамических характеристик рассматриваемого объекта является основным фактором при оценке прочности сооружений. Достоверное определение этих параметров в свою очередь зависит от выбранной расчетной схемы сооружения, используемых математических моделей описывающих процессы происходящие в рассматриваемом объекте, уравнений состояния материалов и методов решения рассматриваемых задач [4,21,26,31,101].

В последнее время опубликован ряд работ [89,91,102,104,105,107-110], где рассмотрены как статическое, так и динамическое напряженно-деформированное состояние различных грунтовых плотин, как в плоской, так и в пространственной постановке с учетом различных факторов, т.е: конструктивных особенности сооружения, влажностных свойства грунта, взаимодействие сооружения с водной средой водохранилища и гидромеханических явлений.

В работе [105] численным моделированием анализируется состояние плотины с воданасыщенными грунтом и с учетом гидромеханическими явлениями. Обсуждается подбор материалов для проектирования плотины.

В работе [104] с использованием программного комплекса ABAQUS анализировался состояние плотины с учетом взаимодействия плотины с водной средой водохранилища.

Полученные результаты показали не учет этого фактора приводит к завышенным значениям устойчивости и в последствие может привести к повреждению сооружения. Рассмотрена влияние глиняных и скальных оснований на распространение трещины в теле плотины.

Экспериментально и численно исследуется динамическая характеристика плотины совместно с заполненной водохранилища [109]. Установлена, что коэффициенты усиления ускорения изменяется по высоте плотины в зависимости от собственной частоты, формы колебаний сооружения, глубины водохранилища и др. факторов. Рекомендуется учитывать этот фактор в проектировании сооружения.

В работе [90] был проведен статический и динамический упругопластический анализ состояние плотины методом конечных элементов во время землетрясения в Вэньчуане. Для описание свойства материала каменной наброски использована упругопластический модель учитывающие разрушение частиц. Полученные численные расчеты в значительной степени соответствовали полевым измерениям во время строительства и после землетрясения в Вэньчуане.

Выше приведенный обзор опубликованных работ показывает, что проблема пространственного расчета грунтовых плотин с учетом неоднородных особенности сооружения исключительно мало [1,11,16,51,55,61,63] и поэтому представляет большой интерес.

Обычно при оценке напряженно-деформированного состояния плотин, расположенных в широких створах, достаточно использовать условия плоской деформации, однако использование плоских расчетных схем для грунтовых плотин, расположенных в узких створах все же требует более тщательной проверки точности при оценке НДС сооружений.

Состояние грунтовой плотины при различных воздействиях определяется также и ее протяженностью. Как отмечается в работе [49,50] для протяженных плотин (при соотношении $L_{zp} / H \geq 6$) можно производить по схеме плоской деформации; в этом случае представляется возможным в расчетах рассматривать не сооружение целиком, а только его центральное сечение. Если же приведенное отношение нарушается, то проявляется пространственный характер работы плотины. При этом, как показывают исследования [1,16,49,50,63,108], изменяется точность расчета плотины не только под действием статической нагрузки, но и динамического воздействия.

Приведенный здесь краткий обзор показывает, что получение достоверных результатов при расчете НДС и оценке динамической характеристики грунтовых плотин достаточно серьезная задача, так как для выработки обоснованных количественных оценок прочности сооружения учет реальных геометрических размеров грунтовых плотин диктует необходимость учета пространственного характера работы сооружений [101,102,108].

Поэтому на сегодняшний день, необходимо дать первичные рекомендации для оценки напряженно-деформированного состояния и динамических характеристик грунтовых плотин по используемым адекватным расчетным моделям, описывающим реальные особенности сооружения.

Поэтому при оценке прочности достоверная оценка НДС сооружения выдвигается на первый план. Достоверное определение НДС в свою очередь зависит от выбранной расчетной схемы сооружения, используемых математических моделей для описания происходящих процессов, уравнений состояния материалов и методов решения рассматриваемых задач [15,21,26,35,105,50,60,86,110].

Также имеется ряд работ, посвященных отдельным аспектам исследований прочности и сейсмостойкости грунтовых плотин, в которых рассмотрением существующих проблем, приводится подробный обзор выполненных научных исследований, касающихся различных гидротехнических сооружений, в том числе и грунтовых плотин [3,4,46,69,72,83,103].

Теория сейсмостойкости сооружений как научное направление получила свое основное развитие в фундаментальных работах К.С.Завриева, А.Г.Назарова, И.Л.Корчинского, И.И.Гольденבלата, С.В.Медведева, Ш.Г.Напетваридзе, Д.Д. Баркана, С.В.Полякова, Я.М.Айзенберга, Н.Д.Красникова, В.М. Ляхтера, С.Г.Шульман, Ш.Окамото, Н.Ньюмарка, Э.Розенблюэта, Р.Клафа, Дж.Пензина и других. Узбекские ученые такие как М.Т.Уразбаев, В.К.Кабулов, Т.Р.Рашидова, Т.Ш. Ширинкулов, В.Т.Рассказовского,

К.С.Абдурашидова и другие также внесли большой вклад в развитие теории и практику сейсмостойкости сооружений [2,5,18,21,26,31,52,54,78,82,83].

Долгое время основное внимание теории сейсмостойкости было уделено таким массовым объектам, как гражданские и промышленные здания. В последние годы центр исследований сместился к сейсмостойкости сооружений специального назначения - гидротехническим, транспортным и другим.

В то же время, практика развития гидротехнического строительства – возведение плотин все большей высоты, применение таких неоднородных материалов как грунты вообще, так же комбинация грунтов с различными свойствами – противифльтрационные ядра, экраны и т.д., потребовало выделения теории и методов расчета грунтовых плотин на различные воздействия в отдельную отрасль исследования.

Точность оценки прочности, связанные с ней нарушение функций или свойств даже отдельных элементов грунтовых плотин приводят к понижению прочности и сейсмостойкости, а также к повреждениям грунтовых плотин, аварии на которых могут иметь катастрофические последствия.

Под повреждениями [26,50] следует понимать такие изменения геометрии сооружения, которые связаны со значительными нарушениями сплошности материала и могут привести к невозможности продолжения нормальной эксплуатации сооружения. Обычно деформации грунтовых плотин практически всегда имеют место в процессе их эксплуатации и зависят от

высоты сооружения, вида грунтов и качества производства работ (степени уплотнения материала).

Сейсмическое воздействие служит как бы ускорителем, способствующим мгновенному проявлению деформаций, которые в обычных условиях могли бы появиться через десятилетия. Кроме того, для плотин из песчаных грунтов интенсивная динамическая нагрузка вызывает деформации, превышающие максимальные статические. Это объясняется тем, что при такой нагрузке происходит изменение взаимного расположения частиц грунта, позволяющее им занять минимальный объем.

Наряду с этим сейсмические воздействия вызывают различные комбинации повреждений и деформаций грунтовых плотин, среди них более распространенными являются остаточные деформации и перемещение откосов (оползание и осыпание материала, сдвиг и обрушение) при землетрясениях [12,24,26,58,56].

Поэтому в данной части работы, исходя из материалов [26,35,36], проведен анализ повреждений грунтовых плотин при сильных землетрясениях.

За последние 150 лет несколько сот грунтовых плотин, дамб и насыпей испытали воздействие различных землетрясений от 4-6 баллов и выше. При этом некоторые плотины получили серьезные повреждения [3,4,26,28,70,71]. Наибольшее число деформаций, повреждений и аварий грунтовых гидросооружений при землетрясениях наблюдалось в Японии. Землетрясения могут повлиять на состояние крупных плотин по-разному [99]. Нельзя,

сосредоточив внимание на одних аспектах надежности, пренебрегать другими. При Вэньчуаньском землетрясении (12 мая 2008г.) повреждено 1803 плотины и 403 ГЭС с установленной мощностью 3.3GW. Среди них были 132-метровые и 156-метровые высотные плотины. Это землетрясение нанесло существенный ущерб провинции Сычуань.

Наряду с этим в последних опубликованных работах ряда авторов [3,4,35,41,72] приводятся основополагающие теоретические предпосылки, методики оценки НДС грунтовых плотин с учетом конструктивных особенностей, различных свойств материала сооружений, с учетом различных нагрузок, включая волновой характер сейсмического воздействия. Приводится обширная информация о причинах разрушения, обеспечении безопасности и о мерах защиты гидротехнических сооружений.

Вместе с этим необходимо отметить, что в работе [80] рассмотрен расчет грунтовых плотин при динамических воздействиях, который ведется двумя подходами: линейно-спектральным методом и методом волновой динамики и приведена версия решения, учитывающая волновой характер движения плотин. Предложен метод определения НДС грунтовых сооружений с учетом волновой динамики.

В работе, [62] рассматривается исследование напряженно-деформированного состояния каменно-земляных плотин от действия сейсмических сил, в котором отмечается, что именно работа сооружения при действии сейсмических сил определяет конструктивные решения плотин.

В работе, [85] приведен уникальный опыт послойной укладки переувлажненных глинистых грунтов в противофильтрационный элемент (ядро) плотины при отрицательных температурах воздуха. В процессе возведения плотины допускается частичное или полное промораживание слоев связного грунта, а засоление контактов между слоями осуществляется раствором или сухим порошком, который может быть смешан с песком.

В работе [69] разработаны методы статического и динамического расчета грунтовых плотин с учетом упругих, упругопластических, и нелинейных свойств грунта. Определено напряженно-деформированное состояние грунтовой плотины при основных и особых сочетаниях нагрузок на примере Чарвакской плотины. Сформулированы практические рекомендации для проектировщиков и строителей подобных сооружений.

В работе, [73] приведены результаты экспериментальных исследований просадочности лессовых грунтов при увлажнении под действием различных статических нагрузок. Обнаружено, что при увлажнении грунта прежде всего происходят интенсивные структурные изменения. В результате меняются значения всех физико-механических характеристик грунта (плотность, влажность, модули деформаций, коэффициент Пуассона и т.д.). Происходит трансформация напряженно-деформированного состояния грунта как следствие изменения механического состояния среды. Предложенная модель деформирования с учетом увлажненности грунтов может быть использована при расчетах когда влажность грунта не превышает значений $W=30-40\%$.

В работе, [76] предложено решение задачи стационарного режима влагопроводимости грунта в многофазной среде. Приведены примеры решения указанной задачи применительно к групповой системе с выемкой трапецеидального сечения.

В работе, [7] рассмотрен общий подход к определению параметров прочности грунтов на базе лабораторных циклических испытаний, учитывающий характер и длительность динамических воздействий. Определения степени изменения параметров прочности при динамическом нагружении по сравнению с их значениями при квазистатическом нагружении.

Современные требования к проектированию сооружений диктуют необходимость учета реальной диаграммы $\sigma = f(\varepsilon)$ для вязкоупругого деформирования материала при динамических расчетах конструкций [13,19,35,39,77,79,84].

В настоящее время имеется ряд экспериментально полученных динамических петель гистерезиса [79], которые получены для образца, представляющего собой железобетонный брус постоянного сечения с распределенной по высоте массой. Наряду с этими диаграммами при расчетах сооружений, используется нелинейная зависимость Рамберга-Осгуда с переходной параболической кривой между зоной упругих деформаций и стадиями текучести или упрочнения [19], которую также, с определенной точностью для некоторых строительных материалов можно аппроксимировать зависимостью $\sigma = f(\varepsilon)$. Хочется констатировать, что для некоторых типов грунтов

экспериментальные диаграммы $\sigma = f(\varepsilon)$ имеют такой же вид [65] или соответствуют жесткой диаграмме для грунта [13].

При колебаниях сооружений, как известно, часть энергии деформаций необратимо поглощается и рассеивается в виде тепла во внешнюю среду, вследствие внутреннего трения в материале. Это поглощение обусловлено возникновением в материале неупругих, т.е. вязкоупругих деформаций наряду с упругими деформациями. Обычно внутреннее трение в грунтах и строительных материалах больше, чем, например, в материалах, применяемых в машиностроении. Поэтому в сооружениях оно играет важную положительную роль, являясь причиной быстрого затухания свободных колебаний сооружения при импульсных воздействиях и ограничивая амплитуды резонансных колебаний при периодических нагрузках.

В работах, [23,25,66] достаточно подробно освещен и развит аппарат теории расчета деформируемых твердых тел с учетом вязкоупругих свойств материала, даны постановки и методы решения большого количества краевых задач статики и динамики для тонкостенных тел, где также приводится довольно широкий обзор исследований, выполненных в этом направлении.

К настоящему времени разработаны различные общие методы решения квазистатических и динамических задач вязкоупругости в теоретическом плане, а также для метода решения для конкретных конструкций [23,35,40,47,48,58,101].

Наряду с этим на сегодняшний день создан ряд новых эффективных методов решения динамических задач для различных тел с учетом вязкоупругих свойств материала, сведением их к системе линейных и нелинейных интегро-дифференциальных уравнений [23,25,26,30,47,48,58].

Примером служит работа [47], где решается линейная динамическая задача для плоских и пространственных тел с учетом вязкоупругих свойств материала. В этой работе также предложен эффективный метод решения задачи Коши для системы интегро-дифференциальных уравнений. С помощью предложенного метода решен ряд динамических задач теории вязкоупругости для конкретных конструкций.

Широкое применение различных нелинейных и неупругих материалов практически во всех отраслях народного хозяйства привело к бурному развитию теории вязкоупругости, для квазистатических задач, где необходимо предсказание неупругого поведения конструкций под действием различных статических нагрузок. Вопросы, связанные с поведением неупругих материалов в условиях динамических нагружений, разработаны с меньшей полнотой. Подавляющее число публикаций, связанных с динамическими задачами вязкоупругости, посвящено динамическому расчету тонкостенных конструкций – балок, пластин и оболочек.

Схема решения этих задач достаточно стандартна, т.е. каким-либо приближенным методом (например, методом Бубнова-Галеркина) подбирая координатную функцию, удовлетворяющую

граничным условиям, исходная динамическая задача сводится к задаче о колебаниях системы с конечным числом степеней свободы, т.е. к системе линейных или нелинейных интегро-дифференциальных уравнений с одной независимой переменной времени. Как правило, при этом в качестве координатных функций метода Бубнова-Галеркина применяются тригонометрические, либо балочные функции. Такой выбор координатных функций ограничивает класс решаемых задач конструкциями простейших конфигураций – балками постоянных сечений, прямоугольной пластиной, цилиндрической оболочкой. Однако для конструкций с реальной геометрией невозможно подобрать аналитические координатные функции, удовлетворяющие граничным условиям.

Поэтому в работах [35,42,45-47] в качестве координатных функций используются собственные формы колебаний упругой конструкции, найденные МКЭ, позволяющие учитывать как реальную геометрию, так и условия работы конструкции. К сожалению, многие авторы, допуская ряд неточностей при подборе координатных функций, стараются повысить точность решения системы интегро-дифференциальных уравнений.

Вышеприведенный обзор публикаций показывает, что вопросы учета диссипации энергии с использованием теории вязкоупругости при расчете сооружений и связанное с этим проявление механических эффектов, возникающих при интенсивных воздействиях, остаются, неосвященными в научной литературе

При этом прогноз поведения гидротехнических сооружений должен основываться на возможно более полном учете всех (т.е. как диссипативных, так и нелинейных) факторов, влияющих на их динамическое поведение и НДС при различного рода нагрузках.

Поэтому, в настоящее время, разработка новых эффективных методов для прогнозирования напряженно-деформированного состояния, оценка прочности и обеспечение сейсмостойкости грунтовых плотин с учетом неравномерного распространения влажности в грунте, вязкоупругих свойств материала, конструктивных особенностей сооружения и предельно-напряженного состояния грунта при статических и динамических воздействиях **являются актуальной проблемой сегодняшнего дня.**

ГЛАВА 1. ОЦЕНКА И ПРОГНОЗ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВЫХ ПЛОТИН С УЧЕТОМ ОБОБЩЕННОГО ПЛОСКО – ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ

В данной главе приводится методика расчета и результаты исследований напряженно-деформированного состояния (НДС) и оценка прочности Пачкамарской, Зааминской, Гиссаракской грунтовых плотин под действием собственного веса и гидростатического давления воды с учетом их реальной геометрии, конструктивных особенностей и неоднородных свойств материалов сооружений с использованием обобщенно плоско-деформированного модели сооружения [38,39].

Последние данные о сейсмического микрорайонирования, где построены водохранилища, а так же информация о мониторинге, проводимом на водохранилищах нашей республики, требует оценки прочности грунтовых плотин с учетом уточненных данных по сейсмичности площадки строительства, так как за прошедший период изменились строительные нормы, методика оценки сейсмических воздействий и т.д. Проведенный анализ «Давсувхужаликназорат» Гос. инспекции РУз конструктивных особенностей и состояния различных плотин показывает необходимость уточненной оценки напряженно–деформированного состояния (НДС) грунтовых плотин с использованием новой методики расчета (с учетом предельно-напряженного состояния) и

различных изменяющиеся механических свойств грунта при интенсивности силы землетрясений не менее 8 баллов.

Это, в свою очередь, требует решения вопроса о создании новой методики и программного обеспечения по расчету устойчивости откосов и в целом оценки напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин с учетом предельно-напряженного состояния на персональных ЭВМ и в дальнейшем, оценки их прочности при различных воздействиях с учетом неравномерной увлажненности и демпфирующих свойств грунта при различных воздействиях.

В данной работе рассматриваются напряженно-деформированное состояние трех различных грунтовых (т.е.: Зааминской, Пачкамарской и Гиссаракской) плотины со своими конструктивными особенностями и материалами, с использованием обобщенно плоско-деформированного модели сооружения.

1.1. Характерные особенности конструкций рассматриваемых плотин и их материалов

1.1.1. Пачкамарская плотина (рис.1.1) построена из местных материалов - является земляной насыпной с центральным ядром из суглинка и боковыми упорными призмами из песчано-галечникового грунта. Сооружение построено по требованию 2 класса. Высота плотины - 70 м, длина по гребню - 589 м., ширина - 8.0 м. Заложение откосов: верхового $m=2.25$, низового $m=2.25$. Полный объем водохранилища - 260 млн.м³, полезный объем 250 млн.м³. Сейсмичность площадки строительства 7 баллов по проекту.

Материал центрального ядра суглинок – с удельным весом в среднем $\gamma = 1.80 \text{ тс/м}^3$, при оптимальной влажности $W=17\%$, а угол внутреннего трения $\varphi = 24^\circ$. Между ядром и упорными призмами установлен фильтр из галечника с $\gamma = 2.19 \text{ тс/м}^3$. Упорные призмы отсыпаны из песчано - галечникового грунта с $\gamma=2.2 \text{ тс/м}^3$; $\varphi=32^\circ$. Каменная наброска с $\gamma = 1,72 \text{ т/м}^3$; $\varphi=40^\circ$.

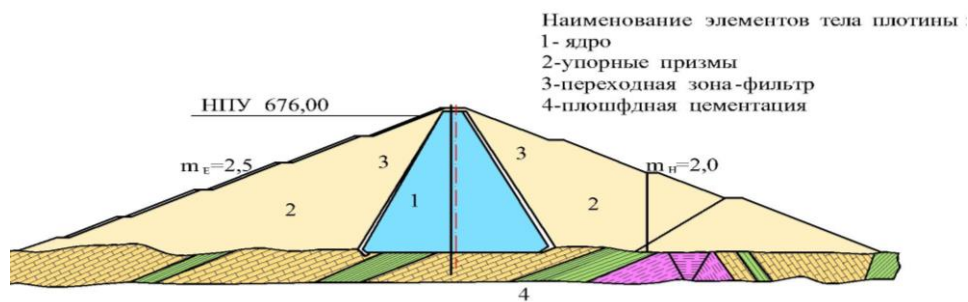


Рис.1.1. Пачкамарская плотина

В напряженных участках этой плотины угол внутреннего трения гравийно-галечниковых призм $\varphi = 35^\circ$, а на менее напряженных участках $\varphi = 38^\circ$, при оптимальной влажности $W=17\%$.

1.1.2. Зааминская плотина (рис.1.2) отнесена ко второму классу сооружения. Ее высота $H=73\text{м}$. В конструктивном же отношении разница заключается в наличии отражающего экрана из суглинка, расположенного параллельно верхней напорной грани.

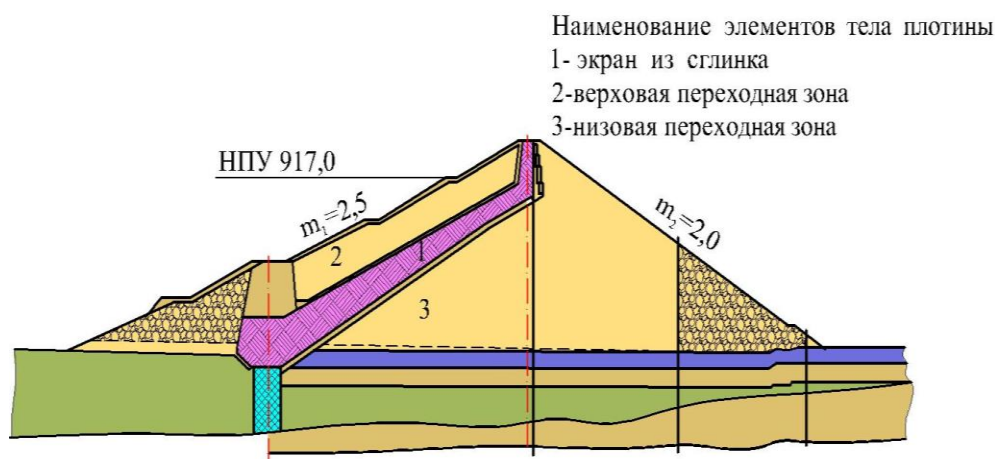


Рис. 1.2. Зааминская плотина

Коэффициенты заложения откосов: верхнего $m_1=2.5$ и нижнего $m_2=2$. Характеристика материала плотины имеет следующее значение: суглинок – удельный вес $\gamma=1.7$ тс/м³, угол внутреннего трения для сухого $\varphi=24^0$, для водонасыщенного $\varphi=19^0$; гравелисто-галечниковый грунт - удельный вес $\gamma=2.0 - 2.1$ тс/м³, угол внутреннего трения для сухого $\varphi=38^0-40^0$, для водонасыщенного $\varphi=36^0-38^0$. Оптимальная влажность грунта $W=17\%$. Осредненный коэффициент сцепления грунта $C=1,9$ тс/м². На стадии проекта расчетная сейсмичность принята равной 8 баллов.

1.1.3. Гиссаракская плотина (рис.1.3) – является каменно-земляной с максимальной строительной высотой 138.5 м. Ширина по гребню 16 м. Заложение верхового откоса $m_1=2.2$, низового $m_2=1.9$. Длина по гребню 660м. Верховой откос плотины имеет противоволновое армобетонное покрытие, толщиной 20-40 см. На гребне плотины, на отметке 1123.0 м устроен парапет волнобойного типа высотой 1.6 м. Суглинистое ядро.

Противофильтрационным элементом плотины является центральное вертикальное ядро из суглинка. Заложение откосов ядра $m=0.15$. Удельный вес суглинка $\gamma=1.7$ тс/м³ при оптимальной влажности $W=17\%$.

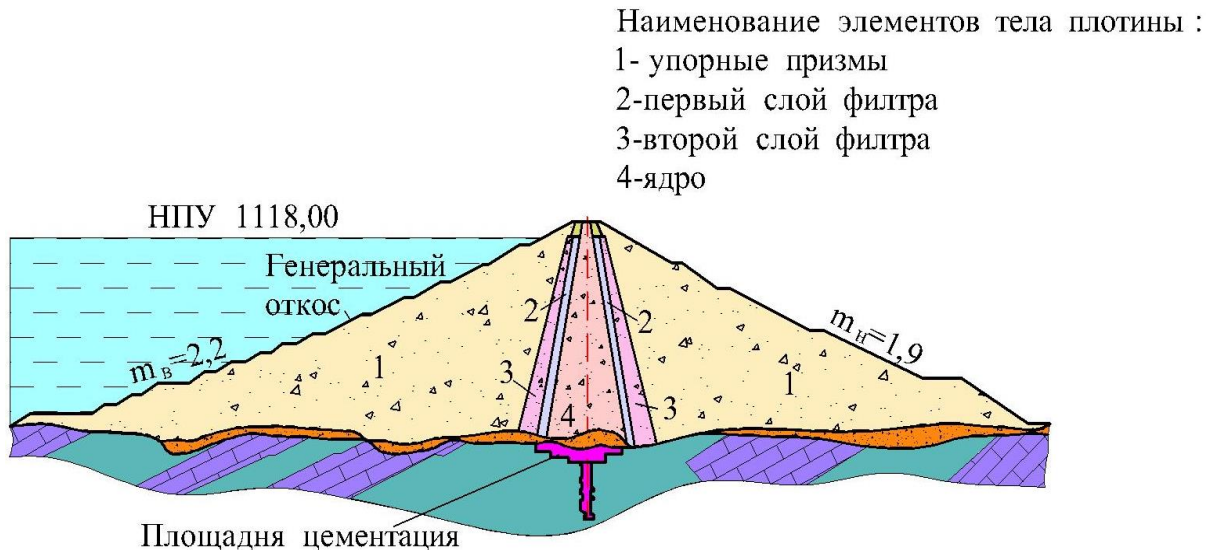


Рис. 1.3. Гиссаракская плотина

Ширина ядра понизу 42.3м. Ширина ядра поверху 4.5 м. Переходные зоны выполнены из двух слоев. Первый слой песчано-гравелистый грунт с $\gamma=2.15$ тс/м³, второй – гравелисто-галечниковый грунт с $\gamma=2.15$ тс/м³. Заложение откосов $m=0.2 - 0.177$. Боковые, упорные призмы отсыпаны из горной массы карьера известняка, удельный вес укладки $\gamma=1.9$ тс/м³. Сооружение плотины отнесено к 1 классу.

1.2. Моделирование процессов деформирования грунтовых плотин для прогноза их напряженного состояния при статических воздействиях

1.2.1. Математические модели и методы решения. При расчете ответственных сооружений, какими являются высокие грунтовые плотины, предъявляются жесткие требования к точности определения НДС, которое непосредственно зависит не только от правильности расчетных схем, адекватности математических моделей и точности метода решения, но также и от правильности описания физико-механических характеристик и законов деформирования тех или иных материалов. Исходя из этого, при моделировании процессов деформирования, происходящих в грунтовых плотинах при статических воздействиях необходимо учесть реальную работу грунтов при деформировании с использованием нескольких моделей, учитывающих структурное разрушение грунтов с учетом их водонасыщенности.

В данном параграфе приводится математическая модель и методика исследования напряженно-деформированного состояния грунтовых сооружений (грунтовая плотина) под действием собственного веса с учетом гидростатического давления воды водохранилища. При этом сооружение рассматривается существенно неоднородной деформируемой твердой телой, так как их отдельные части S_n обладают ($S=S_1+S_2+S_3$) различными физико-механическими и деформационными свойствами (рис.1.4).

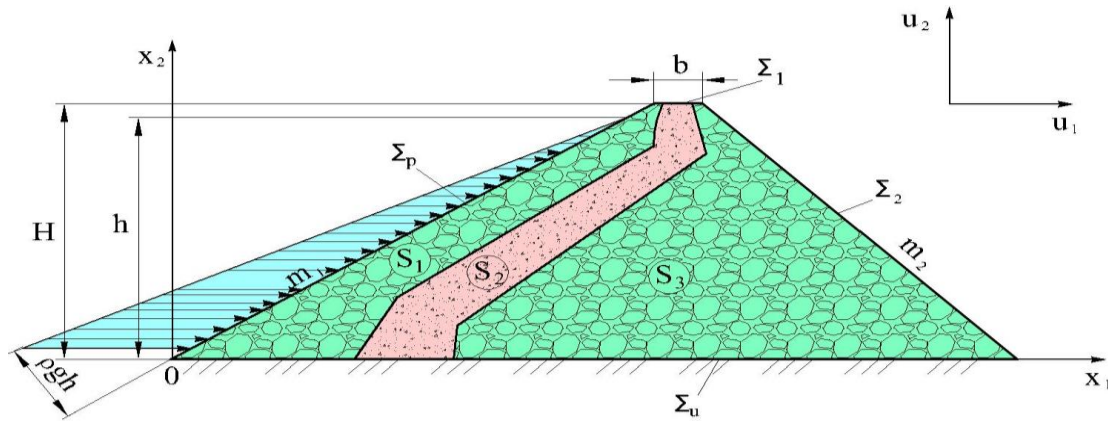


Рис.1.4. Плоско-деформируемая модель сооружения

Следовательно, основные виды повреждений грунтовых плотин при землетрясениях - трещины и оползание откосов (в основном - верхового) — обусловлены особенностями напряженного состояния сооружения [26,30,31] при особом сочетании нагрузок. Повреждения грунтовых плотин в большинстве случаев локализованы в центральной части - по длине сооружения, что определяется работой плотин в рамках плоской деформации. За счет особенностей форм колебания таких плотин (при отношениях $L_{гр} / H \geq 6$, где L -длина гребня и H -высота плотины) максимальные смещения и соответственно максимальные сейсмические ускорения имеют место в центральной части плотины и уменьшаются по мере приближения к берегам [49,50]. Поэтому при моделировании процессов деформирования плотин достаточной длины, примем модель сооружений, работающих в плоско-деформируемом состоянии. При этом верхняя и одна боковая грань (Σ_1, Σ_3) свободны от напряжения, а нижняя часть Σ_u жестко закреплена.

Для описания процесса деформирования сооружения (рис.1.4) находящегося под действием различных статических нагрузок используем:

- принцип возможных перемещений для обобщенного плоско-деформированного состояния, согласно которому сумма работ всех активных сил при возможных перемещениях равна нулю, т.е. [35]:

$$\begin{aligned}
 & - \int_{S_1} \sigma_{ij} \delta \varepsilon_{ij} ds - \int_{S_2} \sigma_{ij} \delta \varepsilon_{ij} ds - \int_{S_3} \sigma_{ij} \delta \varepsilon_{ij} ds + \\
 & + \int_S \vec{f} \delta \vec{u} ds + \int_{\Sigma_p} \vec{p} \delta \vec{u} d\Sigma = 0
 \end{aligned} \tag{1.1}$$

- кинематические граничные условия

$$\bar{x} \in \sum_u : \bar{u} = 0; \quad \delta \bar{u} = \mathbf{0}. \tag{1.2}$$

здесь $\vec{u} = \{u_1, u_2\}$ - вектор перемещений; ε_{ij} , σ_{ij} - компоненты тензора деформаций и напряжений; $\delta \vec{u}$, $\delta \varepsilon_{ij}$ - изохронные вариации вектора перемещений и тензора деформаций; \vec{p} - гидростатическое давление воды; \vec{f} - вектор массовых сил.

Гидростатическое давление воды на напорной грани плотины \sum_p определяются по формуле

$$\vec{p} = \rho_0 g (h - y) \tag{1.3}$$

где, ρ_0 - плотность воды, g - ускорение свободного падения, $(h - y)$ - глубина точки на напорной грани плотины.

Для описания физических свойств материала в каждой области (S_1 , S_2 , S_3) тела плотины используются: закон Гука для обобщенного плоско деформированного состояния, связывающие

компоненты тензора напряжения σ_{ij} с компонентами тензора деформациями ε_{ij} вида (при $\varepsilon_{33}=0$)

$$\begin{aligned}\sigma_{11} &= \frac{E_n(1-\nu_n)}{(1+\nu_n)(1-2\nu_n)}\varepsilon_{11} + \frac{\nu_n E_n}{(1+\nu_n)(1-2\nu_n)}\varepsilon_{22}; \\ \sigma_{22} &= \frac{E_n(1-\nu_n)}{(1+\nu_n)(1-2\nu_n)}\varepsilon_{22} + \frac{\nu_n E_n}{(1+\nu_n)(1-2\nu_n)}\varepsilon_{11}; \\ \sigma_{12} &= \mu_n \varepsilon_{12} \\ \sigma_{33} &= -\mu_n(\sigma_{11} + \sigma_{22})\end{aligned}\quad (1.4)$$

где μ_n - модуль сдвига, E_n - модуль упругости и ν_n – коэффициент Пуассона материала (индекс n -показывает соответствующие области тела (S_1, S_2, S_3) к которому относится данная механическая характеристика).

Данная задача рассматривается в рамках геометрически линейной постановки. Поэтому используется соотношение Коши для описания связи между компонентами тензора деформаций и вектором перемещений вида

$$\begin{aligned}\varepsilon_{ij} &= \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \\ (i, j &= 1, 2) \\ \vec{x} &= \{x_1, x_2\} = \{x, y\}\end{aligned}\quad (1.5)$$

Теперь, для моделирования процесса деформирования грунтовых плотин под действием статических нагрузок, общую задачу можно сформулировать следующим образом: необходимо найти компоненты вектора перемещений $\vec{u} = \{u, v\} = \{u_1, u_2\}$, компоненты тензоров деформаций ε_{ij} и напряжений σ_{ij} в каждой

точке сооружения, возникающие в теле плотины под действием массовых сил и гидростатического давления воды, удовлетворяющих вариационным уравнениям (1.1), соотношениям Коши (1.5) и закону Гука (1.4), с учетом кинематических граничных условий(1.2), при любых возможных перемещениях $\delta \vec{u}$.

Рассматриваемая задача решается методом конечных элементов (МКЭ) с использованием треугольного конечного элемента (рис.1.5) с линейной аппроксимацией поля перемещений внутри элементов [22,33,46]:

$$\begin{aligned} u &= a_1 u_i + a_2 u_j + a_3 u_k \\ v &= a_1 v_i + a_2 v_j + a_3 v_k \end{aligned} \quad (1.6)$$

где $a_m = \gamma_{m1} + \gamma_{m2} x_1 + \gamma_{m3} x_2$ ($m = 1, 2, 3$).

Здесь $u_i, u_j, u_m, v_i, v_j, v_m$ - компоненты вектора перемещений, соответствующие узлам i, j, m e -го конечного элемента, γ_{ij} - элементы обратной матрицы, зависящие от узловых координат $(x_i, x_j, x_m, y_i, y_j, y_m)$ e -го конечного элемента. Расчленение заданной области ($S=S_1+S_2+S_3$) на конечные элементы осуществляется с учетом конструктивных особенностей и физико-механических свойств материала плотины.

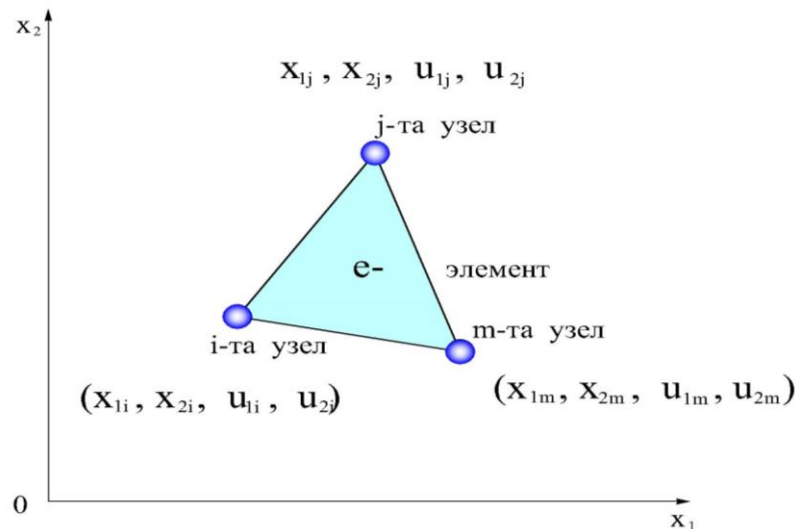


Рис.1.5 . Треугольный конечный элемент с 6-ью степенями свободы

Рассматриваемая задача после конечно-элементной дискретизации [22,46] сводится к разрешающей системе алгебраических уравнений N-ого порядка

$$[K]\{u\} = \{F\} \quad (1.7)$$

где, $[K]$ - общая матрица жесткости сооружений; $\{F\}$ - вектор внешней нагрузки (т.е. от массовых сил и гидростатического давления воды) приложенные в узловые точки сооружений; $\{u\}$ - искомый вектор узловых перемещений сооружений.

Полученные алгебраические уравнения (1.7) решаются методом Гаусса.

Разработанная методика, алгоритм и программа расчета на ЭВМ для оценки НДС грунтовых плотин на различное статическое воздействие с использованием выше приведенной модели с учетом различных особенностей сооружений изложена в работах [39].

1.2.2. Тестовые задачи. Для обоснования адекватности модели, достоверность разработанных алгоритмов и точности программы расчета на ЭВМ решена следующая тестовая задача.

В работе [64] имеется точно-аналитическое решение плоской задачи теории упругости для прямоугольного параллелепипеда большой длины находящегося в плоско-деформированном состоянии (т.е. $u_z=0$) под действием равномерного давления $-P$ и опирающегося на абсолютно жесткое ($u_x=0$) гладкое основание (рис.1.6). Эта задача очень удобна для проверки точности выше приведенной методики, алгоритма и программы расчета. Поэтому данная задача решалась с использованием методики, приведенной в п.1.2.1, как для определения поля перемещения, так и поля напряжения параллелепипеда.

При решении данной задачи была принята следующая безразмерная характеристика конструкции, материала и нагрузки: $P=1$, $b=h=2$, $E=1$, $\mu=0,3$. Рассмотренный прямоугольный параллелепипед разбивался на различное число треугольных конечных элементов (рис.1.7).

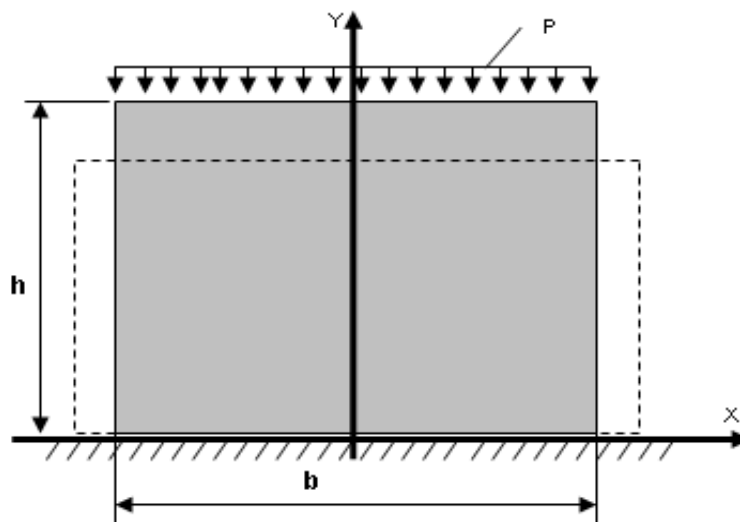


Рис. 1.6. Прямоугольный параллелепипед

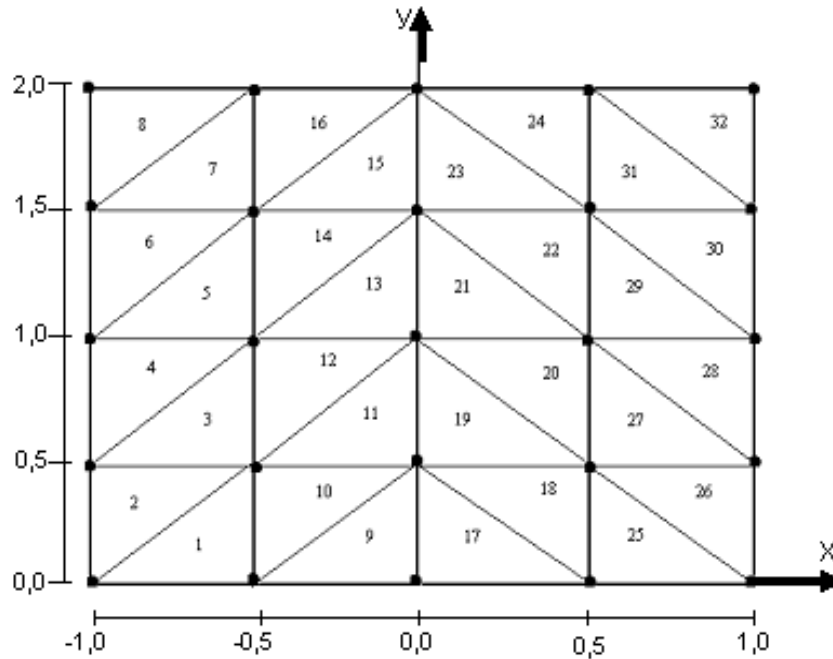


Рис. 1.7. Конечно элементная дискретизация прямоугольного параллелепипеда

Полученные результаты решения, т.е. компоненты вектора перемещений приведены в табл.1.1 и компоненты тензора напряжений в табл. 1.2.

Таблица 1.1.

Компоненты перемещений

| Координаты точек прямоугольного параллелепипеда | | Точное решение [90] | | Решение автора | |
|---|-------|---------------------|--------|----------------|------------|
| | | u | v | u | v |
| x=-1,0 | y=0,5 | -0,390 | -0,455 | -0,374E+00 | -0,455E+00 |
| x=-0,5 | y=0,5 | -0,195 | -0,455 | -0,179E+00 | -0,455E+00 |
| x=-0,5 | y=0,0 | -0,195 | 0,0 | -0,0158E+00 | -0,500E-07 |
| x=0,0 | y=0,5 | 0,0 | -0,455 | 0,0158E+00 | -0,455E+00 |
| x=0,0 | y=2,0 | 0,0 | -1,820 | 0,0158E+00 | -0,182E+01 |
| x=0,5 | y=0,0 | 0,195 | 0,0 | 0,211E+00 | -0,500E-07 |
| x=0,5 | y=1,0 | 0,195 | -0,910 | 0,211E+00 | -0,910E+00 |
| x=1,0 | y=0,5 | 0,390 | -0,455 | 0,406E+00 | -0,455E+00 |

Сопоставление полученных результатов показывает высокую точность методики, алгоритма и программы расчета и их эффективность для дальнейшего использования для прогноза напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин.

Таблица 1.2.

Компоненты напряжений

| № конечного элемента | Точное решение [90] | | | Решение автора | | |
|----------------------------|---------------------|---------------|---------------|----------------|---------------|---------------|
| | σ_{11} | σ_{22} | σ_{12} | σ_{11} | σ_{22} | σ_{12} |
| 1 | 0.0 | -0.10E+01 | 0.0 | -0.2407E-07 | -0.10E+01 | 0.0 |
| 2 | 0.0 | -0.10E+01 | 0.0 | 0.1032E-07 | -0.10E+01 | 0.1923E-07 |
| 3 | 0.0 | -0.10E+01 | 0.0 | 0.1032E-07 | -0.10E+01 | 0.0 |
| 4 | 0.0 | -0.10E+01 | 0.0 | 0.1032E-07 | -0.10E+01 | 0.0 |
| 5 | 0.0 | -0.10E+01 | 0.0 | 0.504E-07 | -0.10E+01 | 0.2292E-07 |
| 6 | 0.0 | -0.10E+01 | 0.0 | 0.1032E-07 | -0.10E+01 | 0.1146E-07 |
| 7 | 0.0 | -0.10E+01 | 0.0 | -0.5846E-07 | -0.10E+01 | 0.0 |
| 8 | 0.0 | -0.10E+01 | 0.0 | -0.1834E-07 | -0.10E+01 | 0.1146E-07 |
| 9 | 0.0 | -0.10E+01 | 0.0 | 0.1032E-07 | -0.10E+01 | 0.0 |
| 10 | 0.0 | -0.10E+01 | 0.0 | 0.1032E-07 | -0.10E+01 | 0.1433E-08 |
| 11 | 0.0 | -0.10E+01 | 0.0 | 0.1032E-07 | -0.10E+01 | 0.0 |
| 12 | 0.0 | -0.10E+01 | 0.0 | 0.1032E-07 | -0.10E+01 | 0.1433E-08 |
| 13 | 0.0 | -0.10E+01 | 0.0 | 0.1032E-07 | -0.10E+01 | 0.1146E-07 |
| 14 | 0.0 | -0.10E+01 | 0.0 | 0.1032E-07 | -0.10E+01 | 0.1003E-07 |
| 15 | 0.0 | -0.10E+01 | 0.0 | -0.1834E-07 | -0.10E+01 | 0.1146E-07 |
| 16 | 0.0 | -0.10E+01 | 0.0 | -0.5846E-07 | -0.10E+01 | 0.4298E-08 |
| 17 | 0.0 | -0.10E+01 | 0.0 | 0.1032E-07 | -0.10E+01 | 0.0 |
| 18 | 0.0 | -0.10E+01 | 0.0 | 0.1032E-07 | -0.10E+01 | 0.1433E-08 |
| 19 | 0.0 | -0.10E+01 | 0.0 | 0.1032E-07 | -0.10E+01 | 0.0 |
| 20 | 0.0 | -0.10E+01 | 0.0 | 0.1032E-07 | -0.10E+01 | 0.1433E-08 |
| 21 | 0.0 | -0.10E+01 | 0.0 | 0.1032E-07 | -0.10E+01 | 0.1146E-07 |
| 22 | 0.0 | -0.10E+01 | 0.0 | 0.1032E-07 | -0.10E+01 | 0.1003E-07 |
| 23 | 0.0 | -0.10E+01 | 0.0 | -0.1834E-07 | -0.10E+01 | 0.1146E-07 |
| 24 | 0.0 | -0.10E+01 | 0.0 | -0.5846E-07 | -0.10E+01 | 0.4298E-08 |
| 25 | 0.0 | -0.10E+01 | 0.0 | -0.2407E-07 | -0.10E+01 | 0.0 |
| 26 | 0.0 | -0.10E+01 | 0.0 | 0.1032E-07 | -0.10E+01 | 0.1923E-07 |
| 27 | 0.0 | -0.10E+01 | 0.0 | 0.1032E-07 | -0.10E+01 | 0.0 |
| 28 | 0.0 | -0.10E+01 | 0.0 | 0.1032E-07 | -0.10E+01 | 0.0 |

| | | | | | | |
|----|-----|-----------|-----|-------------|-----------|------------|
| 29 | 0.0 | -0.10E+01 | 0.0 | 0.5043E-07 | -0.10E+01 | 0.0 |
| 30 | 0.0 | -0.10E+01 | 0.0 | 0.1032E-07 | -0.10E+01 | 0.1146E-07 |
| 31 | 0.0 | -0.10E+01 | 0.0 | 0.2178E-07 | -0.10E+01 | 0.2292E-07 |
| 32 | 0.0 | -0.10E+01 | 0.0 | -0.1834E-07 | -0.10E+01 | 0.1146E-07 |

1.3. Оценка напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин под действием собственного веса и гидростатического давления воды

В данном разделе оценивается напряженно-деформированное состояние Пачкамарской, Зааминской, Гиссаракской грунтовых плотин под действием собственного веса и гидростатического давления воды с учетом их реальной геометрии, конструктивных особенностей и неоднородных свойства материалов отдельных участков[38].

Для удобства расчета верхние и нижние откосы проводятся по генеральным линиям и все дальнейшие расчеты проводятся с использованием выше приведенной модели, методики и программы расчета на ЭВМ. Переход к генеральным линиям, не нарушая точности расчета, упрощает расчетную работу, ускоряет процесс счета и позволяет предварительно оценить общее напряженное состояние плотины [31]. В случае необходимости некоторые расчеты прочности того или иного участка плотины проводятся по конкретным параметрам данного участка откоса.

Конкретные расчеты проведены с использованием реальных конструктивных особенности сооружения и физико-механических параметров материала, приведенных в параграфе 1.1. Основной задачей здесь является определение компоненты тензоров

напряжений σ_{ij} (σ_{11} , σ_{22} , σ_{12}) и интенсивности напряжений - σ_i в различных точках сечения плотины.

На основе полученных результатов расчета будем строить линии распределения равных уравнений (изолинии) напряжений σ_{11} , σ_{22} , σ_{12} , σ_{33} , σ_i

Наряду с компонентами тензора напряжений σ_{ij} при определении прочностной надежности сооружения главную роль играет [75] интенсивность нормальных напряжений σ_i , поэтому к определению σ_i - будем уделять особое внимание.

При этом интенсивность нормальных напряжений для обобщенного плоско-деформированного состояния будем определять по формуле:

$$\sigma_i = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{33} - \sigma_{11})^2 + 6\sigma_{12}^2} \quad (1.8)$$

На рис.1.8, 1.9 приведены полученные результаты, т.е. изолинии (линий равных уровней) нормальных - σ_{11} (а), касательных - σ_{12} (б) и интенсивности напряжений - σ_i (в) для неоднородной Пачкамарской плотины при полном и половинном заполнении водохранилища водой. Из рисунка видно, что без учета гидростатического давления воды в зонах ближе к контуру сооружений, значения напряжения практически нулевые. Это объясняет тем, что на поверхности верхового откоса плотины отсутствие поверхностных сил одновременно подтверждает автоматическое выполнение граничных условий по напряжениям.

Это еще раз доказывает правильность разработанных расчетных программ.

Цифры на изолиниях показывает величины напряжения в МПа.

Из полученных результатов видно (рис.1.8 и 1.9), что наибольшие величины напряжений σ_{11} , σ_{22} и σ_i возникают в центральной нижней части плотины, а линии нулевого уровня касательных напряжений σ_{12} находятся по вертикальной оси плотины и с удалением от этой оси к контуру, величины касательных напряжений $-\sigma_{12}$ увеличиваются до максимума в нижней части откосов. Из построенных изолиний для компонентов напряжений можно увидеть, что напряженно-деформированное состояние Пачкамарской плотины в целом имеет симметричный характер относительно вертикальной оси плотины.

При учете гидростатического давления воды при половинном заполнении водой водохранилища НДС плотины перераспределяется в верхней упорной призме. При этом вблизи откосной зоны верховой призмы (т.е. в действующей части гидростатического давления) увеличиваются компоненты тензора напряжений σ_{11} (на 5-40%), σ_{22} (на 5-30%), σ_{12} (на 15-35%) и интенсивность напряжений σ_i (на 5-10%). А в срединной и вблизи зон ядра плотины НДС и картина распределения изолиний напряжений почти не изменяется.

Когда водохранилище максимально заполнено водой, НДС плотины сильно перераспределяется, и нарушается симметричный характер распределения изолиний напряжений. При этом в верхней

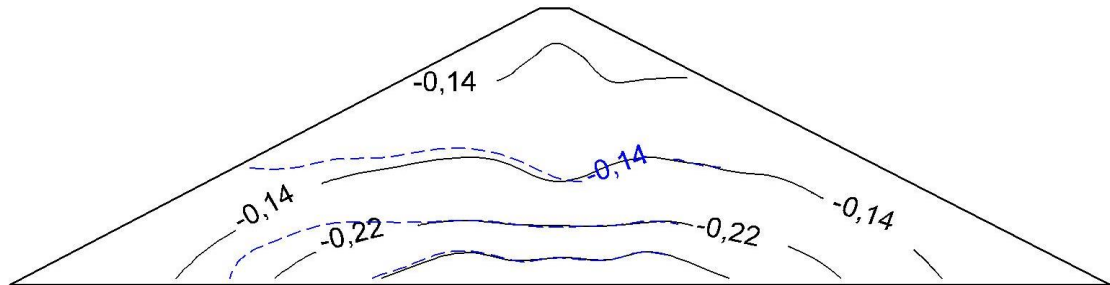
упорной призме компоненты напряжения в действующих частях гидростатических давлений увеличиваются, т.е.: σ_{11} (от 15 до 60%), σ_{22} (от 10 до 45%), интенсивность напряжений σ_i (от 10 до 30%), а σ_{12} значительно увеличивается (т.е. почти 2 раза с лишним) по сравнению с пустым водохранилищем, а интенсивность напряжений - σ_i (от 10 до 30%).

Исследование напряженно-деформированного состояния Зааминской грунтовой плотины с экраном из суглинка (рис.1.10 и 1.11) под действием собственного веса (без учета гидростатического давления) показало, что характер распределения интенсивности напряжений σ_i и компонентов напряжений σ_{11} , σ_{22} , σ_{12} в теле плотины расположен почти симметрично. При заполнении водой до половинной высоты плотины, происходит изменения распределение НДС в основном в верхних откосных зонах плотины. В действующей части давление воды на плотину компоненты напряжений увеличиваются, т.е.: σ_{11} (от 5 до 10%), σ_{22} (от 10 до 20%), σ_{12} (от 10 до 30%) и интенсивность напряжений σ_i (от 5 до 15%).

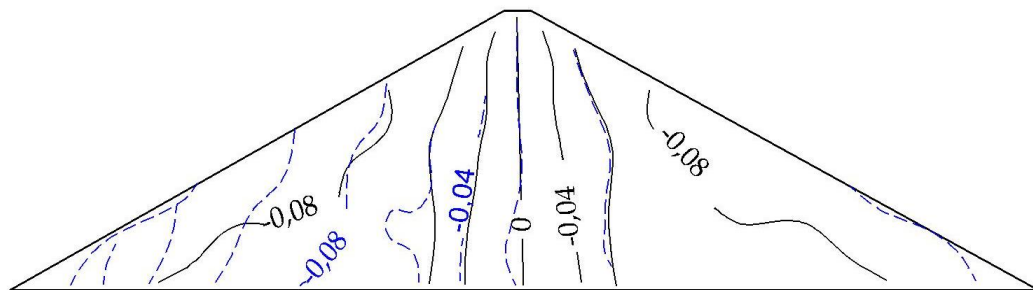
При полном заполнении водой водохранилища действия гидростатического давления воды сильно изменяет характер распределения компонентов напряжений σ_{11} и σ_{22} (рис.1.11). При этом увеличиваются компоненты напряжений в верхних откосных зонах, т.е.: σ_{11} увеличивается на 10-60%, σ_{22} на 5-45% , σ_{12} на 10-50% и интенсивность напряжений σ_i на 10-25%. А в зонах плотины, которые свободны от поверхностных сил (т.е. от гидростатических

давлений воды), характер распределение напряжений почти не
изменяется.

а) σ_{11}



б) σ_{12}



в) σ_i

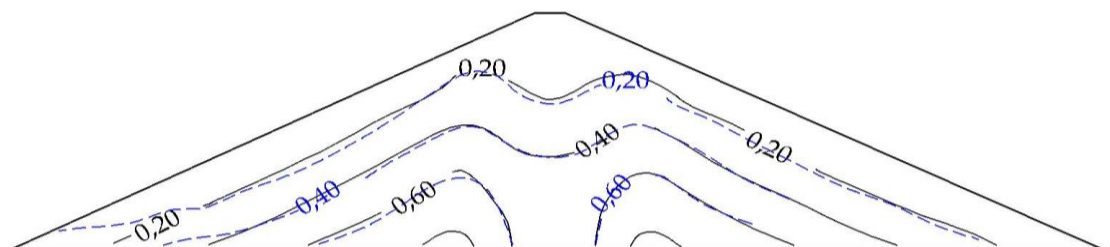
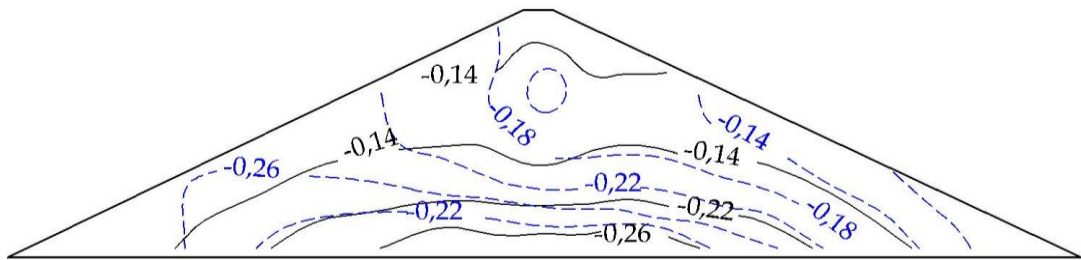
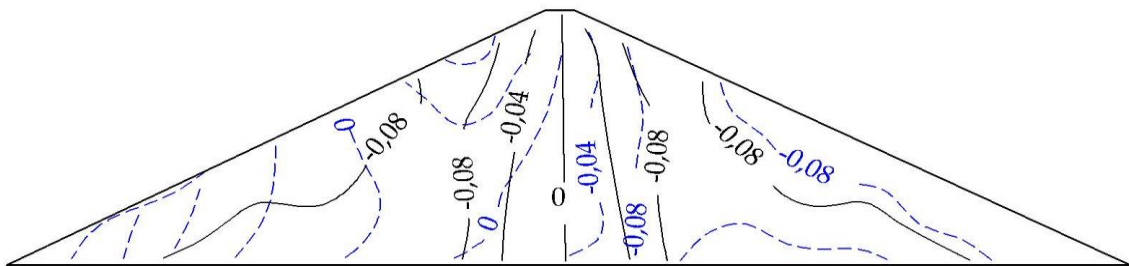


Рис. 1.8. Линии распределения равных уровней, нормальных σ_{11} -(а), касательных σ_{12} -(б) и интенсивности напряжений σ_i -(в) для Пачкамарской плотины при половинном заполнении водохранилища: ----- - с учетом гидростатического давления воды; ——— - без учета гидростатического давления.

а) σ_{11}



б) σ_{12}



в) σ_i

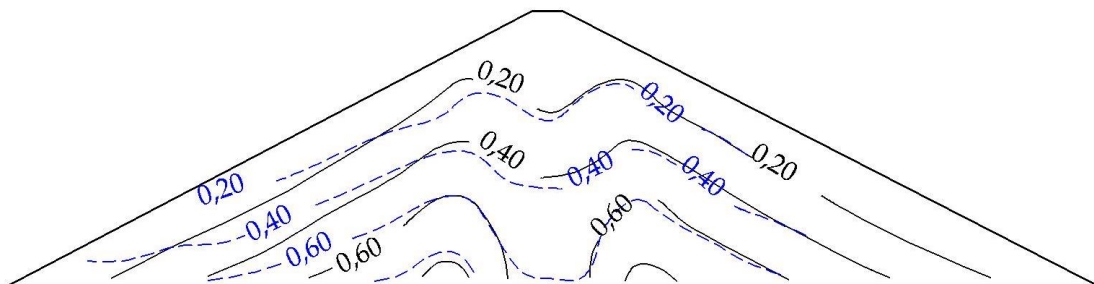
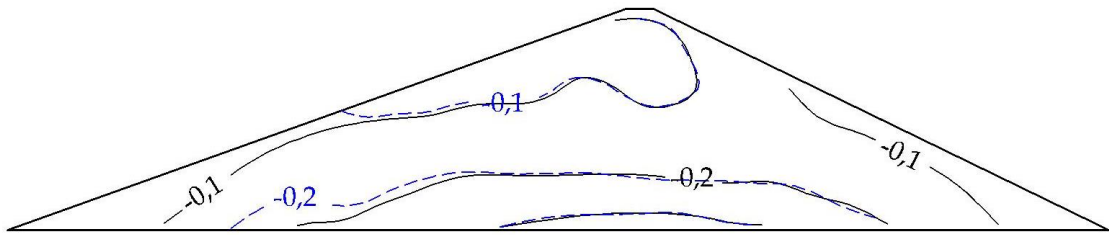
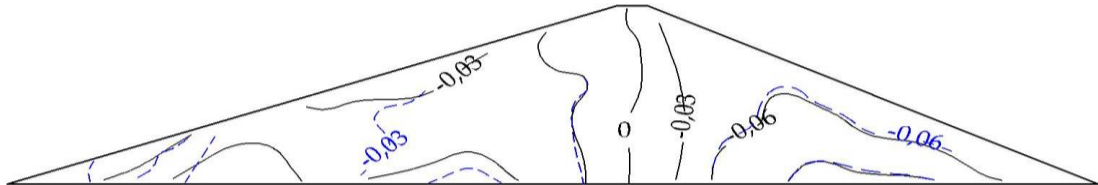


Рис. 1.9. Линии распределения равных уровней, нормальных σ_{11} - (а), касательных σ_{12} - (б) и интенсивности напряжений σ_i - (в) для Пачкамарской плотины при полном заполнении водохранилища: - - - - с учетом гидростатического давления воды; — - без учета гидростатического давления.

а) σ_{11}



б) σ_{12}



в) σ_i

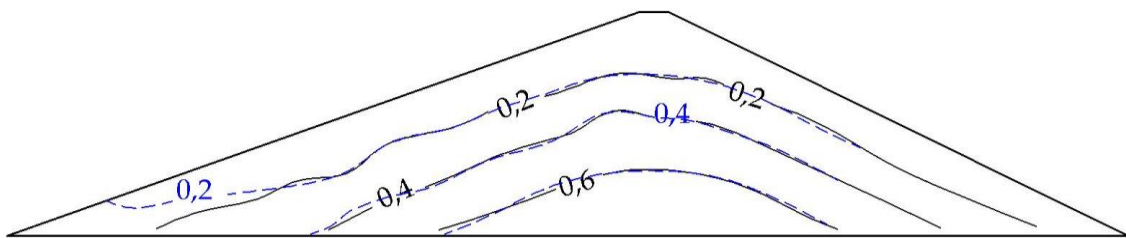


Рис. 1.10. Линии распределения равных уровней, нормальных σ_{11} -(а), касательных σ_{12} -(б) и интенсивности напряжений σ_i -(в) для Зааминской плотины при половинном заполнении водохранилища: ----- - с учетом гидростатического давления воды; ——— - без учета гидростатического давления.

а) σ_{11}

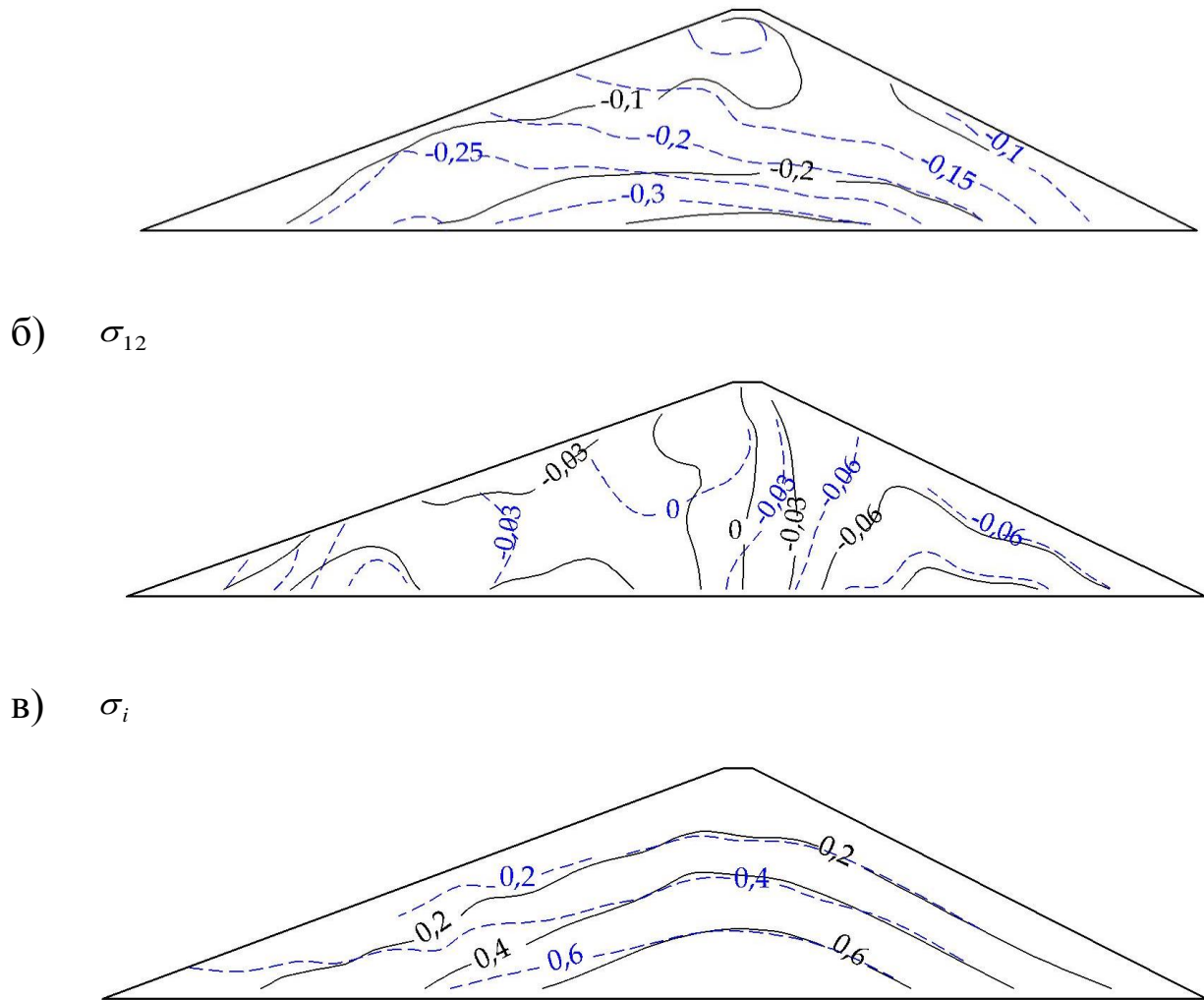


Рис. 1.11. Линии распределения равных уровней, нормальных σ_{11} -(а), касательных σ_{12} -(б) и интенсивности напряжений σ_i -(в) для Зааминской плотины при полном заполнении водохранилища: ----- - с учетом гидростатического давления воды; ——— - без учета гидростатического давления.

Исследование НДС высокой грунтовой Гиссаракской плотины (рис.1.12, 1.13), показало, что результаты качественно повторяют характер распределение напряжении в Пачкамарской плотины.

а) σ_{11}

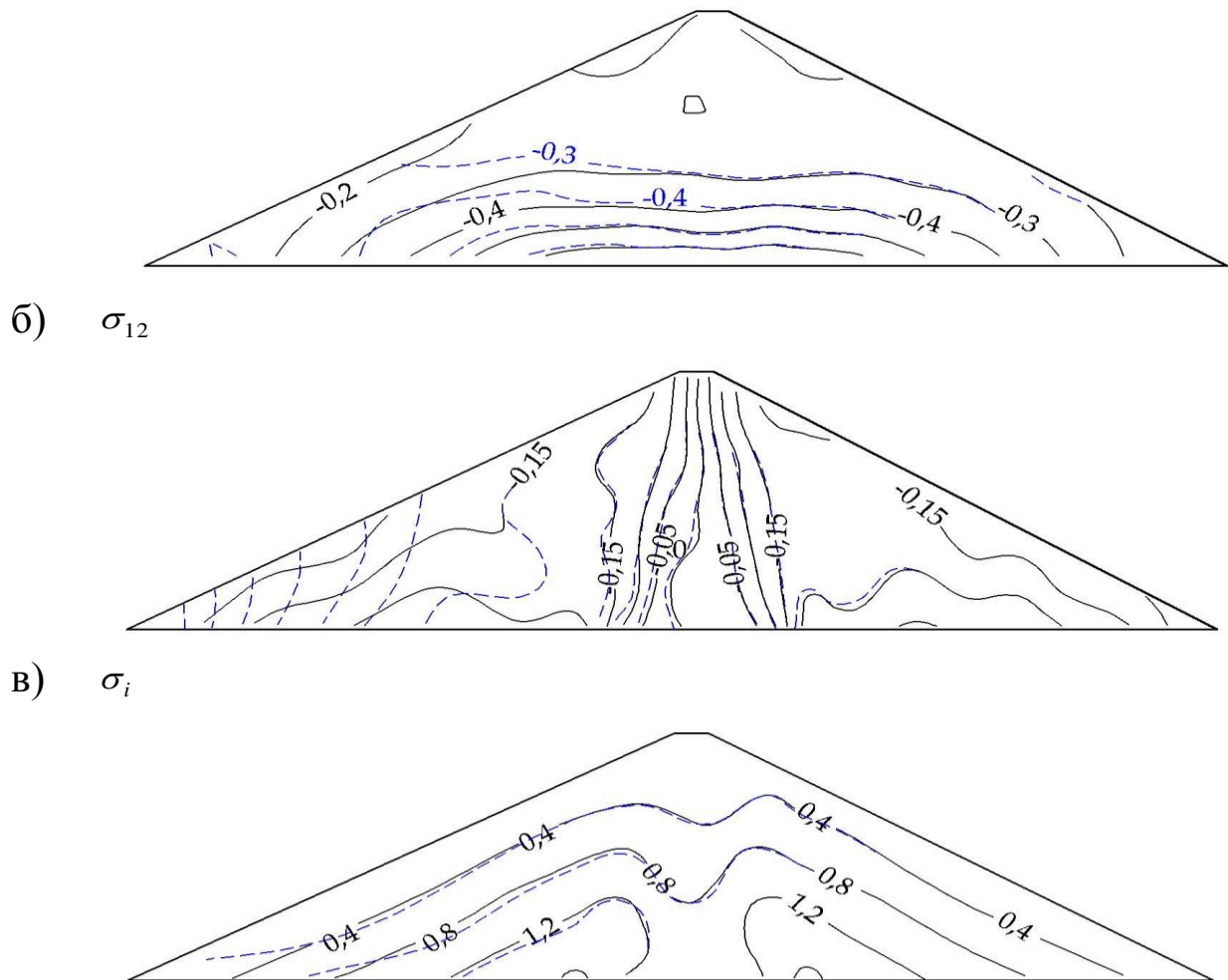
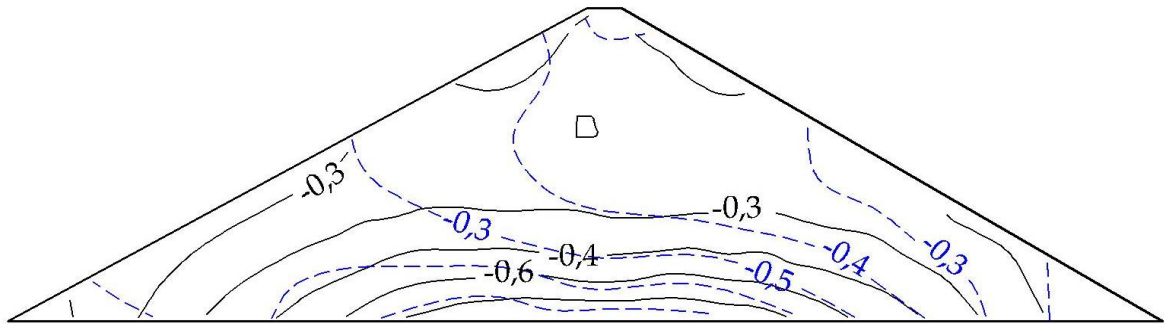
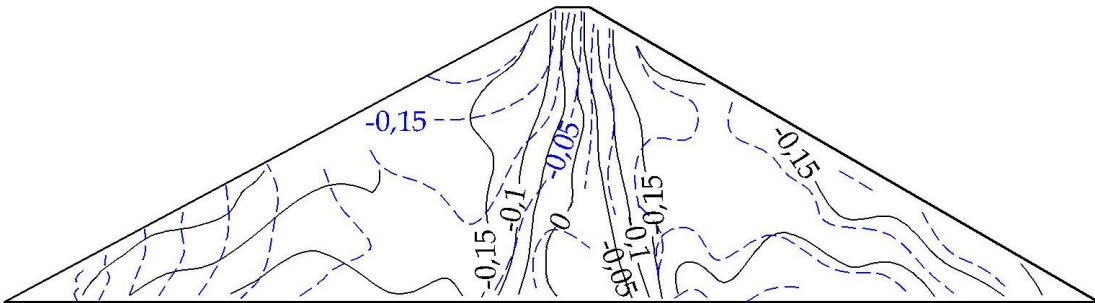


Рис. 1.12. Линии распределения равных уровней, нормальных σ_{11} -(а), касательных σ_{12} -(б) и интенсивности напряжений σ_i -(в) для Гиссаракской плотины при половинном заполнении водохранилища: ---- с учетом гидростатического давления воды; — - без учета гидростатического давления.

а) σ_{11}



б) σ_{12}



в) σ_i

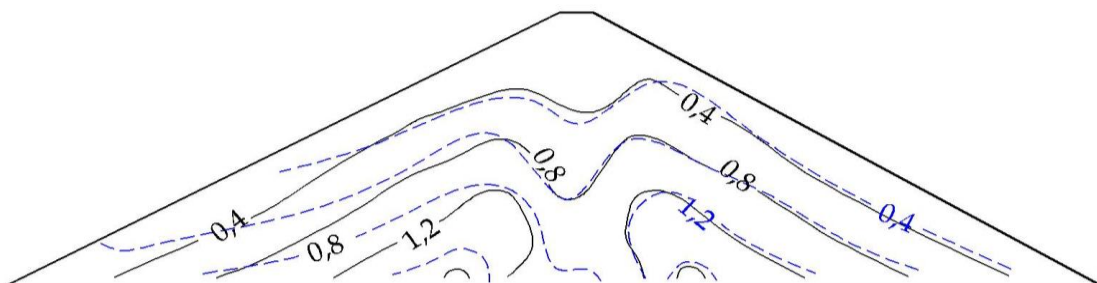


Рис. 1.13. Линии распределения равных уровней, нормальных σ_{11} - (а), касательных σ_{12} - (б) и интенсивности напряжений σ_i - (в) для Гиссаракской плотины при полном заполнении водохранилища: ----- - с учетом гидростатического давления воды; ——— - без учета гидростатического давления.

Выше приведенное исследование подтверждает различный характер распределения напряженного состояния (как качественно, так и количественно). В этом случае на распределение напряжения в теле плотины основное влияние оказывает конструктивные особенности и геометрические параметры сооружения и характеристики материалов.

Из приведенных результатов видно, что наряду с выше приведенными факторами, существенное влияние на напряженное состояние особенно верхового откоса плотины сильное влияние оказывает гидростатического давления воды. Поэтому при проектировании гидросооружений из грунтовых материалов в сейсмоопасных районах обеспечению прочности верховых откосов должно уделяться серьезное внимание [26].

По результатам наблюдения японских ученых разрушение верхового откоса встречается почти 3 раза больше чем низового [26].

Это по-видимому объясняется тем, что верховой откос плотины испытывает дополнительные гидростатическое и гидродинамическое давление воды и на него действует инерционная нагрузка не только массы грунта, но и массы воды, заполнившей поры грунта, что может вызвать развитие сдвиговых деформаций. При этом малейшее добавочное силовое воздействие или уменьшение прочности грунта может привести к нарушению существующего равновесия.

Все это требует разработки новых адекватных методики для оценки НДС и прогнозирования прочности грунтовых плотин с

учетом особенностей каждой конструкции, работы отдельных элементов сооружения и изменяющиеся свойства грунта при разливной степни влажности.

1.4. Оценка главных напряжений, возникающих в грунтовых плотинах под действием собственного веса и гидростатического давления воды

Исследование особенностей напряженного состояния сооружений позволяет более полно раскрыть сущность механических процессов, происходящих как в теле плотины, так и в откосных зонах. Обычно, сравнением величин нормальных напряжений σ_{11} и σ_{22} можно установить зоны, где горизонтальные напряжения больше вертикальных, что может привести в этих зонах к нежелательным явлениям, т. е. к возможному сдвигу одной части грунта относительно другой. Для обеспечения прочности грунтового сооружения как нормальные напряжения σ_{11}, σ_{22} , так и главные напряжения σ_1, σ_2 должны быть сжимающие, т.е. со знаком минус (-). Наряду с интенсивностью нормальных напряжений- σ_1 для достоверной оценки прочности сооружения [75] необходимо еще точное определение главных напряжений σ_1, σ_2 и максимальных касательных напряжений τ_{\max} , так как они при оценки прочности по теории Кулона-Мора играют определяющую роль.

Дополнительно к этому при оценке прочности сооружения необходимо установить зоны концентрации напряжений, это

особенно касается максимальных касательных напряжений τ_{\max} , которые в свою очередь являются очень опасными, особенно вблизи откосов, которые могут привести к локальной неустойчивости определенных участков сооружений.

Для этого главные нормальные напряжения и максимальные касательные напряжения будем определять с помощью известных формул

$$\begin{aligned}\sigma_{1,2} &= \frac{\sigma_{11} + \sigma_{22}}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + 4\sigma_{12}^2} \\ \tau_{\max} &= \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + 4\sigma_{12}^2}\end{aligned}\tag{1.9}$$

На данном параграфе на основе полученных результатов в п.1.3 определялись главные напряжения σ_1 , σ_2 , τ_{\max} в теле каждой из рассматриваемых плотин.

На рис.1.14 приведены изолинии распределение главных напряжений в Пачкамарской плотины, где показано изменение главных напряжений, полученные без учета и с учетом гидростатического давления воды, при полном заполнении водохранилища водой.

Анализ полученных результатов главных напряжений σ_1 , σ_2 , τ_{\max} показывает, что учет гидростатического давления воды существенно изменяет распределение НДС в основном в верхней упорной призме плотины для высшее рассмотренных плотин.

а) σ_1

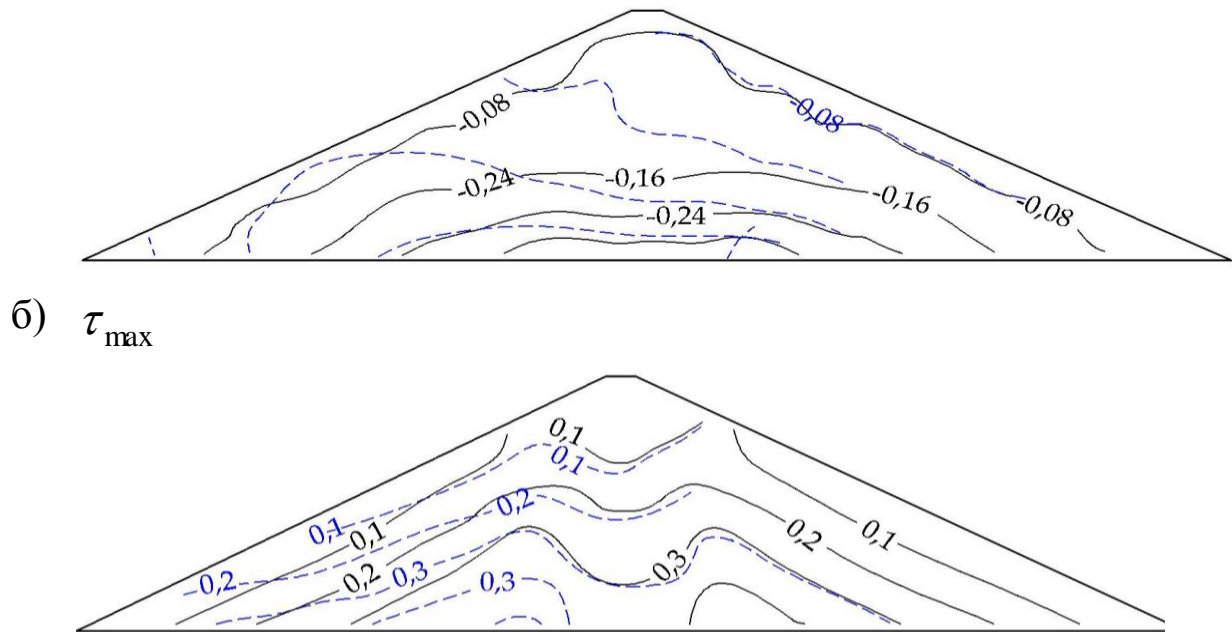
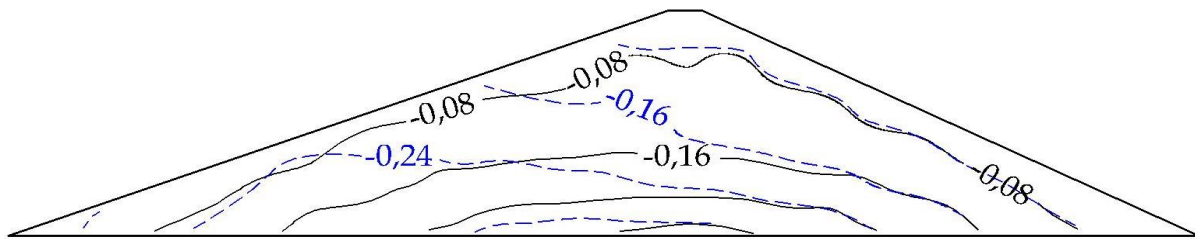


Рис. 1.14. Изолинии распределения главных напряжений σ_1 - (а) и τ_{\max} - (б) для Пачкамарской при полном заполнении водохранилища ----- - с учетом гидростатического давления воды; — - без учета гидростатического давления.

На рис.1.15 и 1.16 представлены аналогичные результаты, т.е. изолинии распределение главных напряжений $\sigma_1, \sigma_2, \tau_{\max}$ в Зааминской и Гиссаракской плотин при полном заполнении водохранилища водой.

Результаты распределений изолины главных напряжений σ_1, τ_{\max} в Гиссаракской плотины при на половину заполненном водой водохранилище, представлены на рис. 1.17.

а) σ_1



б) τ_{\max}

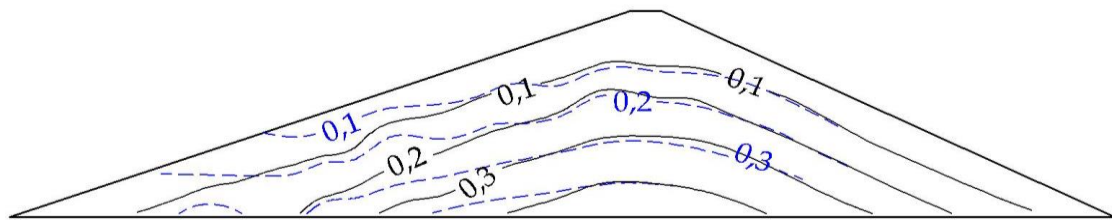
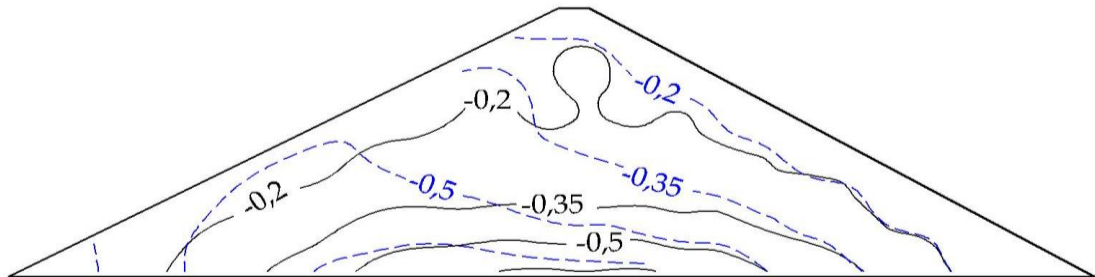


Рис. 1.15. Изолинии распределения главных напряжений σ_1 - (а) и τ_{\max} - (б) для Зааминской плотины при полном заполнении водохранилища: - - - - с учетом гидростатического давления воды; — — — — без учета гидростатического давления.

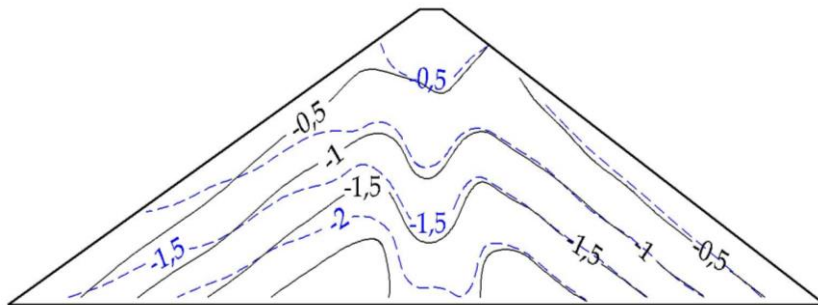
Анализ полученных результатов показал, что наибольшие величины σ_1 и σ_2 возникают в нижней части ядра и в нижней части верхового и низового откосов упорной призмы, примыкающих к ядру плотины. При этом величины σ_2 на всех участках на много превышают значение σ_1 . Наибольшее значение τ_{\max} возникает в нижней части плотины, где упорная призма стыкуется с ядром плотины. Исследование напряженного состояния плотины без учета гидростатического давления воды показывает, что вблизи откосов возникают небольшие величины τ_{\max} , а учет гидростатического давления при частичном и полном наполнении

водохранилища приводит к возникновению значительных
величины τ_{\max} вблизи верхового откоса.

а) σ_1



б) σ_2



в) τ_{\max}

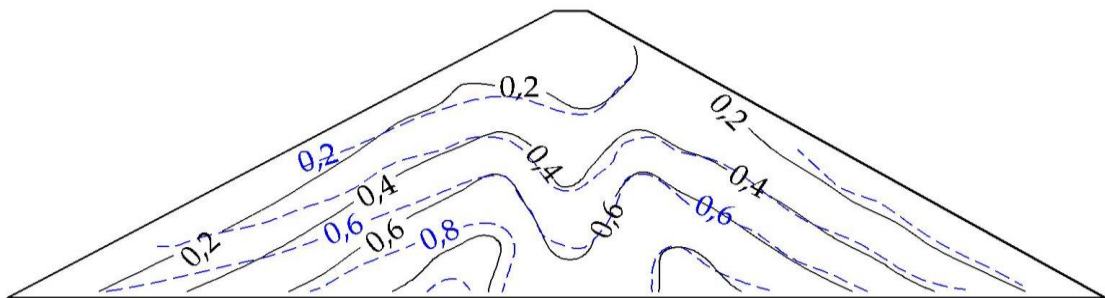


Рис. 1.16. Изолинии распределения главных напряжений σ_1 - (а), σ_2 - (б) и τ_{\max} - (в) для Гиссаракской плотины при полном заполнении водохранилища : ----- - с учетом гидростатического давления воды; ——— - без учета гидростатического давления.

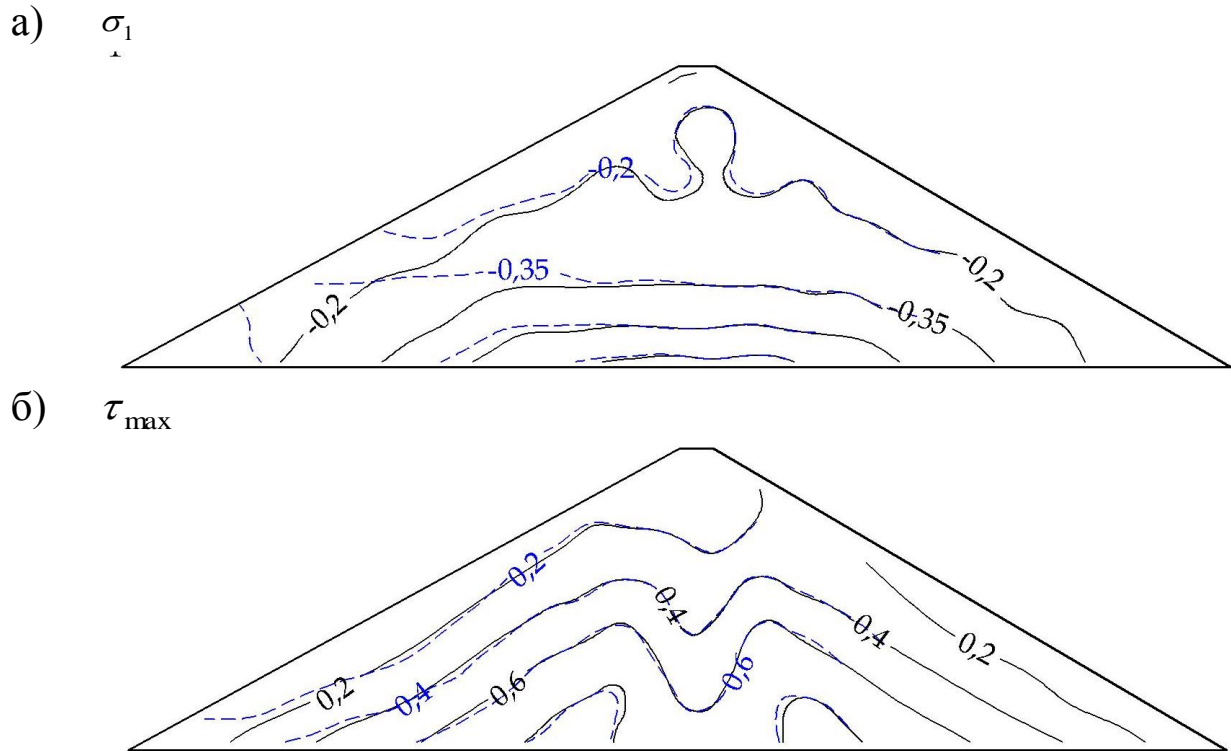


Рис. 1.17. Изолинии распределения главных напряжений σ_1 - (а) и τ_{\max} - (б) для Гиссаракской плотины при половинном заполнении водохранилища : ----- - с учетом гидростатического давления воды; — - без учета гидростатического давления:

Наряду с этим большие значения τ_{\max} возникают на верхней отметке плотины, где заканчивается контакт сооружения с водной средой. Вторая такая зона возникает в нижней части верхового откоса. Это явление не желательно для грунтовых плотин, так как в таких зонах есть возможность возникновения боковых сдвижек и выпора [17].

1.5. Оценка прочности различных грунтовых плотин под действием собственного веса и гидростатического давления воды

Прочность сооружения необходимо оценить с использованием существующей теории прочности, так как другие способы оценки прочности не адекватно отражают реальную картину, происходящего в сооружении процесса. При этом другие способы оценки прочности (кроме теории прочности) сооружения могут служить дополнительной информацией о некоторых факторах разрушения.

При любом способе оценки прочности сооружения в первую очередь необходимо знать величину всех компонентов напряжения ($\sigma_{11}, \sigma_{12}, \sigma_{22}, \sigma_1, \sigma_2, \tau_{\max}$), возникающих в каждой точке плотины как с учетом конструктивных особенностей сооружения, так и неоднородных особенностей материала ее отдельных участков .

Обычно при оценке прочности грунтовых сооружений предполагается, что нарушение равновесия грунтового массива является следствием потери упругой устойчивости массива грунта, (пренебрегается развитие пластических деформаций) и разрушение массива грунта происходит за счет сдвига одной части массива относительно другой, условие предельно-равновесного состояния принимается, в виде прямолинейной огибающей круги главных напряжений. На основе этого, в последнее время в различных работах для практической оценки прочности грунтового сооружения с успехом применяется [26,35,75,77], местный

коэффициент запаса прочности, который определяется соотношением

$$K = \frac{0,5[(\sigma_1 + \sigma_2 - 2\tau_{\max} \times \sin \varphi)tg\varphi + 2C]}{\tau_{\max} \cos \varphi} \quad (1.10)$$

в каждой точке грунтового сооружения.

При этом получение значений полной картины распределения этого коэффициента по всему сооружению и по откосным зонам позволяет установить наличие, размеры и местоположение зон, в которых выполняется одно из следующих трех условий:

- 1) $K > 1$ - в этой области сооружений грунт будет обладать запасом прочности, т.е. находиться в до предельном состоянии;
- 2) $K = 1$ - грунт находится в условии предельного равновесия;
- 3) $K < 1$ - прочность грунта будет на данном участке сооружения нарушена, и образуется локальная зона неустойчивости.

Условия (1.10) позволяют по найденному напряженному состоянию в разных точках грунтового массива производить однозначную проверку предельного состояния и определять положение площадок скольжения.

Далее, используя полученные значения напряжения $\sigma_{11}, \sigma_{12}, \sigma_{22}, \sigma_1, \sigma_2, \tau_{\max}$ для обобщенного плоско-деформированного состояния Пачкамарской, Зааминской и Гиссаракской грунтовых плотин с учетом их конструктивных особенностей, реальных геометрических размеров под действием собственного веса сооружений при различных уровнях заполнения водой

водохранилища, будем оценивать их локальную прочность по формуле 1.10.

С использованием полученных результатов в пунктах 1.3 и 1.4 для каждой точки плотины вычислен коэффициент запаса прочности (1.10) с учетом неоднородности материала, а также конструктивных особенностей сооружения и построены изолинии распределения коэффициента прочности - K .

На рис.1.18 приведены изолинии распределения равных значений коэффициента прочности для Пачкамарской плотины под действием собственного веса, с учетом конструктивных особенностей и гидростатического давления воды.

Такая же оценка прочности далее производилась для Зааминской и Гиссаракской плотин, под действием собственного веса и гидростатического давления воды с учетом конструктивных особенностей и неоднородности механических свойств грунта плотины. Результаты расчета приведены на рис.1.19 для Зааминской плотины, а на рис.1.20 для Гиссаракской плотины.

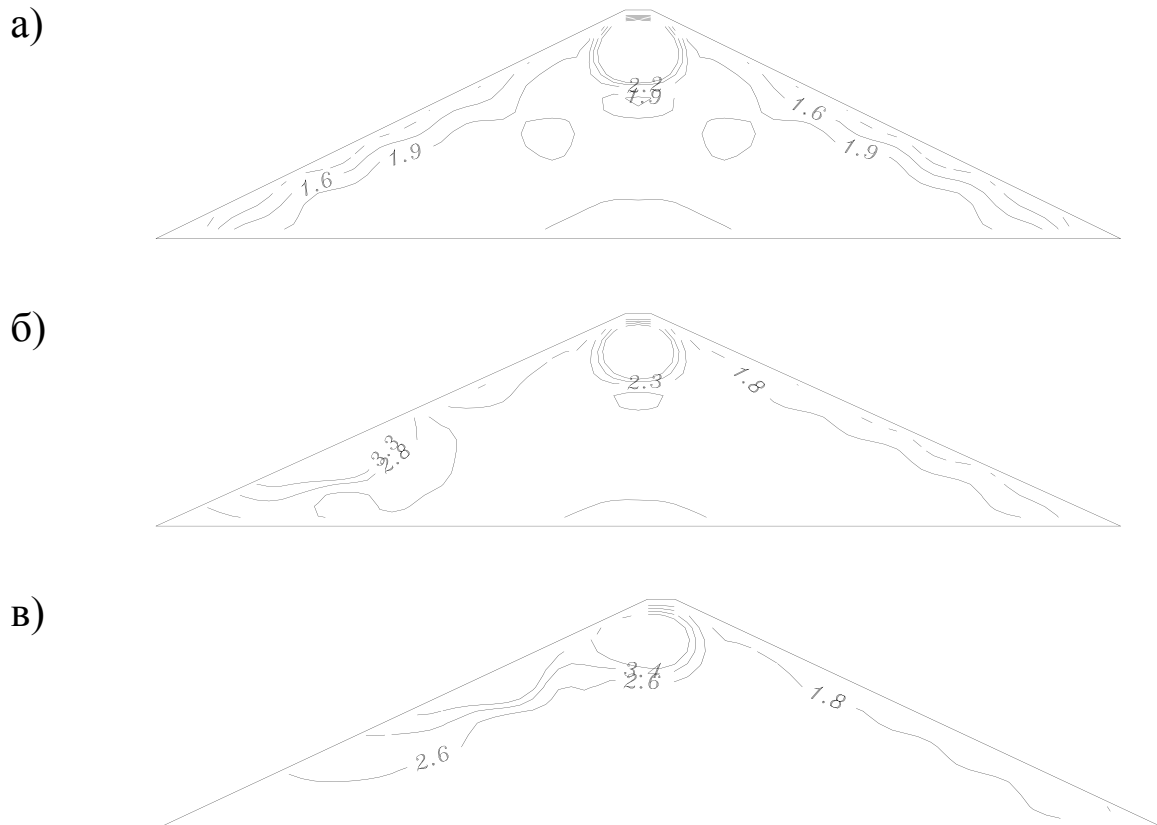


Рис.1.18. Изолинии распределения равных уровней коэффициента запаса прочности для Пачкамарской плотины под действием собственного веса и гидростатического давления воды: при- (а) пустом, (б)-половинном, (в) полном заполнении воды водохранилища.

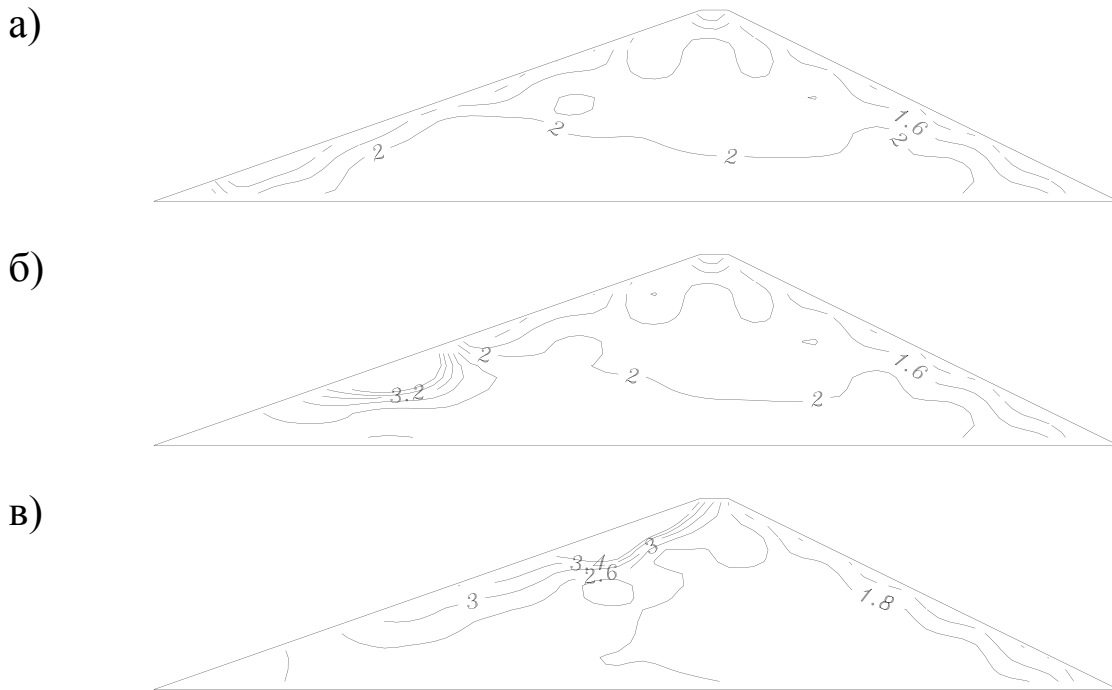


Рис.1.19. Изолинии распределения равных уровней коэффициента запаса прочности для Зааминской плотины под действием собственного и гидростатического давления воды: при- (а) пустом, (б)-половинном, (в) полном заполнении водой водохранилища.

Анализ полученных результатов показывает, что при статических воздействиях (под действием собственного веса и гидростатического давления воды) прочность рассмотренных плотин, а также устойчивость их откосов обеспечены (цифры, приведенные на изолиниях, показывают значение коэффициента запаса прочности « K »).

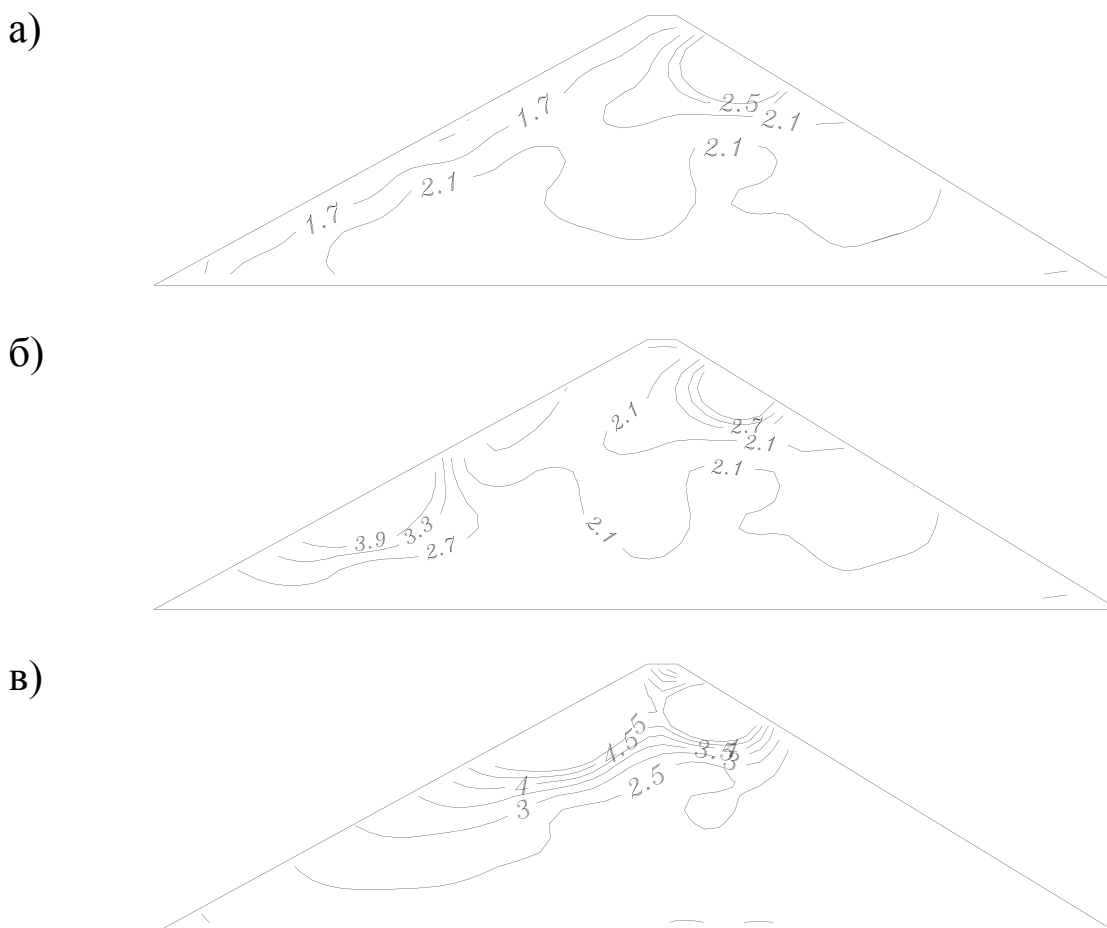


Рис.1.20. Изолинии распределения равных уровней коэффициента запаса прочности для Гиссаракской плотины под действием собственного и гидростатического давления воды: при- (а) пустом, (б)-половинном, (в) полном заполнении водой водохранилища.

Полученные результаты показывают, что прочность откосных зон пустого водохранилища, меньше, чем заполненного. Это по-видимому, объясняется тем, что гидростатическое давление воды, действующее в откосных зонах создает в противоположном направлении касательные и нормальные напряжения, т.е. σ_{12} и σ_{11} . Эти напряжения в свою очередь удерживают напряжения, возникающие в теле плотины под действием собственного веса.

Выводы по 1 главе

1. Разработано математический модель адекватно описывающая работу сооружения, методика и программа на ЭВМ для прогнозирования напряженно-деформированного состояния и оценки прочности грунтовых плотин при различных статических воздействий с использованием обобщенном плоско-деформированной модели теории упругости.

2. Достоверность и точность полученных результатов, как по перемещениям, так и по напряжениям проверены решением тестовых задач. Сопоставление решение тестовых задач с известным аналитическим решением показало высокую точность полученных результатов.

3. Исследовано напряженно-деформированное состояние Пачкамарской, Зааминской и Гиссаракской грунтовых плотин под действием собственного веса и гидростатического давления воды при различном заполнении водохранилища водой.

различного уровня для прогнозирования прочности сооружения с учетом их конструктивных особенностей и неоднородности механических характеристик грунтов.

4. Исследована прочность Пачкамарской, Зааминской и Гиссаракской грунтовых плотин при различном уровне заполнения водохранилища водой позволило выявить, что прочность откосных зон пустого водохранилища, меньше, чем заполненного, что, по-видимому, объясняется удержанием возникающих напряжений в откосных зонах от собственного веса, гидростатическим давлением воды.

5. Обнаружено, что большие значения τ_{\max} возникают на верхней отметке плотины, где заканчивается контакт сооружения с водной средой, что не желательно для грунтовых плотин, которые может привести к возникновению боковых сдвижек и выпора.

ГЛАВА 2. ОЦЕНКА И ПРОГНОЗ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ И ПРОЧНОСТИ ГРУНТОВЫХ ПЛОТИН С УЧЕТОМ РАСПРОСТРАНЕНИЯ ВЛАЖНОСТИ

В данной главе разработана модель и методика решения задачи об оценке трансформации напряженно–деформированного состояния грунтовой плотины в результате неравномерного распространения влаги от верхового откоса, непосредственно контактирующего с водной средой водохранилища к телу плотин. Разработанная методика включает в себя последовательное решение двух различных задач:

- задачи распространении влаги в теле грунтовой плотины от верхового откоса плотины контактирующих с водной средой;
- задачи определения напряженно–деформированного состояния грунтовой плотины с учетом неоднородных свойства грунта, вызванной неравномерным увлажнением грунта по телу плотины.

С использованием разработанной методики решен ряд задач по оценке напряженно-деформированного состояния и прочности различных грунтовых плотин с учетом неравномерного увлажнение грунта в процессе постепенного распространение влажности по телу плотины.

Разработанная модель, методика, алгоритм и программа расчета на ЭВМ и результаты оценки НДС и прочности грунтовых плотин с учетом распространения неравномерной влажности по телу грунтовой плотины при действии различных воздействия изложена в работах [37,44,84].

Структурная неоднородность плотин, т.е. наличие в них ядер и экранов, свойства материала которых значительно отличается не только по своим физико–механическим характеристикам, но и по пропускной способности влаги от материала упорных призм, вызывает различную степень увлажненности частей плотины и изменение ее напряженно–деформированного состояния при различных статических и динамических воздействиях.

Поэтому разработка методики решения плоской задачи об оценке напряженно-деформированном состоянии грунтовой плотины с учетом неравномерного распространения влажности, как от времени, так и от степени заполнения водохранилища представляет теоретический и практический интерес.

Существующие способы учета фильтрации жидкости через тело плотины включают в себя построение кривой депрессии, ниже которой грунт считается увлажненным, а выше – естественной влажности. При этом уровень влажности грунта предполагается одинаковым для всех точек плотины, находящихся ниже кривой депрессии.

Однако оценка напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин с учетом неравномерного распространения влажности представляет определенный интерес при оценке

прочности грунтовых сооружений. Для решения этой проблемы, т.е. для оценки напряженно–деформированного состояния грунтовой плотины при различном заполнении водохранилища необходимо, в первую очередь, решить задачу о распространении влаги по телу плотины, и уже затем, по полученному распределению влажности, определить ее напряженно–деформированное состояние при статических и динамических воздействиях.

2.1. Моделирование процесса нестационарного увлажнения грунта плотины

На сегодняшний день существующие уравнения состояния увлажненных грунтов, разработанные в [72-74] позволяют теоретически прогнозировать процесс развития деформаций и изменение напряжений в грунтовом сооружении при распространении неравномерной влажности по телу плотины.

Для моделирования процесса фильтрации в теле грунтовой плотины будем использовать фильтрацию влаги, сквозь пористую среду, описываемую квазигармоническим уравнением общего вида, частными случаями которого являются уравнения Лапласа и Пуассона.

В этом случае квазигармоническое уравнение для плоской задачи, описывающее поведение неизвестной физической величины w , т.е. увлажненности, имеет вид

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial w}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial w}{\partial y} \right) + (Q^* - \mu \frac{\partial w}{\partial t}) = 0. \quad (2.1)$$

Учет последнего слагаемого приводит задачу о распространении влаги по времени в грунте - к задаче фильтрации.

Здесь: $w(t,x,y)$ – в рассматриваемой области неизвестная однозначная функция увлажнения; k_x, k_y – коэффициенты фильтрации, представляющие собой известные функции координат и времени; Q^* – известная функция координат и времени, представляющая собой мощность источников увлажнения в теле плотины; μ – удельный коэффициент увлажнения.

Для уточнения постановки задачи считаем, что нижняя часть верхней напорной грани плотины S_p до уровня h заполнения водой и поверхность S_p (рис. 2.1) максимально увлажнена.

Максимальная степень увлажненности составляет $w_{max}=0,38$. Поэтому граничные условия на части плотины S_p для функции w будут:

$$\vec{x} \in S_p : w = w_{max} \quad (2.2)$$

На остальных участках границы должны выполняться условия

$$k_x \frac{\partial w}{\partial x} l_x + k_y \frac{\partial w}{\partial y} l_y + \alpha w = 0, \quad (2.3)$$

где l_x, l_y - направляющие косинусы внешней нормали к граничной поверхности; αw - потеря влаги путем конвекции.

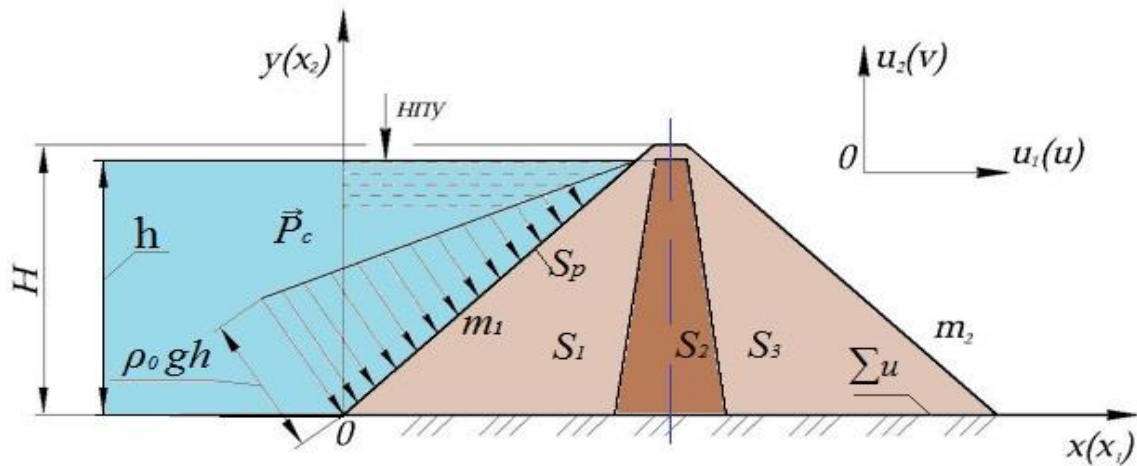


Рис. 2.1. Расчетная схема грунтовой плотины с заполненным водохранилищем

При $k_x=k_y$ и $\alpha=0$ условие (2.3) сводится к известному условию непроницаемости границы (непроницаемое основание плотины)

$$\bar{x} \in \sum_u : \frac{\partial w}{\partial n} = 0, \quad (2.4)$$

а при $\alpha \neq 0$ граница (основание) считается проницаемой.

Здесь: \vec{P}_c - гидростатическое давление воды; ρ_0 - плотность воды; g - ускорения свободного падения,

Все коэффициенты в (2.1) – (2.3) (k_x, k_y, Q^*) могут быть либо постоянными, либо являться заданными функциями координат и времени.

Уравнение (2.1) вместе с граничными (2.2) – (2.3) и начальными для функции условиями

$$w(t=0)=w_0 \quad (2.5)$$

однозначно определяет решение задачи на определенном интервале времени.

Для решения данной задачи, т.е. задачи о распространении влаги в грунте предполагается использовать метод конечных элементов (МКЭ), поэтому необходимо построить функционал, математически эквивалентный дифференциальному уравнению (2.1), физическая интерпретация которого представляет собой распространение влаги в грунте плотины.

Эквивалентный функционал к дифференциальному уравнению (2.1) будет иметь вид

$$W = \int_S \left[\frac{1}{2} \left\{ k_x \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 + k_y \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 \right\} - Qw \right] ds, \quad (2.6)$$

здесь $Q = Q^* - \mu \frac{\partial w}{\partial t}$.

Теперь вариационную задачу о распространении влаги в грунте можно сформулировать следующим образом: необходимо найти поля распространения влаги (функции w), обеспечивающие минимум функционалу (2.6) по всей области $S = S_1 + S_2 + S_3$.

При этом на поверхности плотины задаются граничные условия: на контакте с жидкостью – (2.2); на основании – (2.4) и на остальной поверхности – (2.3).

2.2. Методика решение задачи нестационарного увлажнения грунта плотины

Решение вариационной задачи или минимизация функционала (2.6) осуществляется МКЭ с использованием конечных элементов

треугольной формы (рис.1.5) с аппроксимирующей функцией внутри элемента (1.6).

Использование процедуры МКЭ [35,46] для минимизация функционала (2.6) сводит рассматриваемую вариационную задачу к следующей системе обыкновенных дифференциальных уравнений первого порядка:

$$[K] \{w(t)\} + [C] \frac{d}{dt} \{w(t)\} + \{F(t)\} = 0, \quad (2.7)$$

Где $[K]$ и $[C]$ – матрицы жесткости и распространения влаги, а $\{F\}$ – вектор нагрузки рассматриваемой системы (рис.2.1). Матрицы $[K]$, $[C]$ и вектор $\{F\}$ формируется объединением по узлам соответствующих матриц элементов $[k]^e$, $[c]^e$ и $\{f\}^e$, определяемых следующим образом:

$$[k]^e = \int_{v^e} \left[k_x \frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial N_j}{\partial y} + k_y \frac{\partial N_i}{\partial y} \frac{\partial N_j}{\partial x} \right] dV, \quad (2.8)$$

$$[c]^e = \int_{v^e} \{N\} \mu \{N\}^T dV, \quad (2.9)$$

$$\{f\}^e = - \int_{v^e} Q \{N\} dV, \quad (2.10)$$

где $\{N\}^T = \{N_1, N_2, N_3\}$, $N_i = \gamma_{i1} + \gamma_{2i}x + \gamma_{3i}y$; γ_{ij} - элементы обратной матрицы, зависящие от узловых координат e -го (рис...1.5) треугольного конечного элемента ($i, j=1,2,3$).

Полученная разрешающая система уравнений (2.7) описывает процесс нестационарного распространения влаги в грунте сооружения в результате начального распределения влажности (2.5) и значительного увлажнения поверхности (2.2) при отсутствии

увлажнения остальной части сооружения, порового увлажнения и дополнительного притока и оттока влаги.

Решение системы дифференциальных уравнений (2.7) осуществляется пошаговым методом Ньюмарка [8,31,53], приспособленным к решению системы обыкновенных дифференциальных уравнений первого порядка.

В результате решения уравнений (2.7) получаем распределение влажности (неоднородное увлажнение) грунтов плотины в различные моменты времени.

Соответствующие этому уровню увлажненности физико-механические характеристики грунта плотины в различных точках сооружения, которые в дальнейшем послужат исходной информацией при оценке напряженного состояния сооружения определялся исходя из экспериментальных данных приведенных в работах [45,72-74].

На втором этапе решается плоская задача (параграф 1.2) о напряженно-деформированном состоянии для грунтового сооружения (рис.2.1), находящегося в контакте с водной средой с различными увлажненностями точек плотины в фиксированные моменты времени. При этом учитывается гидростатическое давление воды на плотину, ее вес и конструктивные особенности сооружения.

Физико-механические параметры увлажненного грунта (1.4) при решении задачи в конкретные моменты времени, согласно [45,72-74], в точках плотины в зависимости от увлажненности W определялся по формулам:

$$\begin{aligned}\mu_n &= 0,096 \exp(4,02(1 - w/w_{\max})), \\ K_n &= 0,5 \exp(2,5(1 - w/w_{\max})),\end{aligned}\tag{2.11}$$

$$\rho_n = 0,00176(1 + w).\tag{2.12}$$

здесь μ_n - модуль сдвига; K_n - модуль объемного сжатия; ρ_n - плотность грунта; индекс $n=1,2,3$ означает номер тела (S_1, S_2, S_3), к которому относится данный параметр.

2.3. Алгоритм решения системы дифференциальных уравнений описывающие нестационарного увлажнения грунта

В принципе, решение дифференциальных уравнений типа (2.7) можно получить с помощью стандартных методов, т.е. методом Рунге-Кутта и др. Однако эти методы становятся неэффективными при больших порядках уравнений, для которых они являются условно устойчивыми. Для решения системы дифференциальных уравнений большого порядка, каким является (2.7), желательно использовать метод не явного интегрирования, например, метод Ньюмарка [6,58]. Этот метод, во-первых, безусловно, устойчивее и, во-вторых, не требуют разложения матрицы системы дифференциальных уравнений на множители при шаговых решениях.

Для решения системы дифференциальных уравнений типа (2.7) нами разработан эффективный алгоритм, основанный на методе Ньюмарка, который заключается в следующем:

Весь временной интервал времени от $t=0$ до $t=T$ разбивается на достаточно малые равные интервалы $-\Delta t$, т.е.:

$$\Delta t = \frac{T}{n}.$$

Зная начальные условия w_0 , т.е. значение функции $w(0)$ и ее производных $\dot{w}(0)$ в начале интервала, по приближенным формулам определяется решение в конце этого интервала, и полученное решение используется в качестве начальных условий для следующего интервала. После чего процедура повторяется до окончания процесса. Различие пошаговых методов заключается в экстраполяции решений в конце дискретных моментов времени.

Алгоритм основанный на методе Ньюмарка безусловно устойчив, если $\beta \geq 0.5$, $\alpha \geq 0,25(\beta + 0,5)^2$.

На основании этого, рассматриваемую вариационную задачу (2.6) с начальным условием (2.5) о распространении влаги в грунте, МКЭ сводим (как показано выше) к решению задачи для системы дифференциальных уравнений первого порядка, т.е.:

$$[C]\{\dot{w}(t)\} + [K]\{w(t)\} + \{F(t)\} = 0 \quad (2.13)$$

с начальными условиями

$$\{w(0)\} = 0. \quad (2.14)$$

При этом для решения дифференциальных уравнений (2.13), (2.14), искомую функцию w в конце i -го шага не обходимо представить в виде ряда по степеням Δt (Δt - длина шага по времени):

$$w(t_i + \Delta t) = w_i + \Delta t \dot{w}_i + \alpha \Delta t^2 \ddot{w}_i. \quad (2.15)$$

Заменяя $\ddot{w}_i = \frac{\dot{w}_{i+1} - \dot{w}_i}{\Delta t}$, получим

$$w_{i+1} = w_i + \Delta t \dot{w}_i + \alpha \Delta t (\dot{w}_{i+1} - \dot{w}_i). \quad (2.16)$$

Отсюда

$$\dot{w}_{i+1} = \frac{1}{\alpha \Delta t} (w_{i+1} - w_i) + \left(1 - \frac{1}{\alpha}\right) \dot{w}_i. \quad (2.17)$$

Подставив полученные выражения (2.16) и (2.17) в уравнение (2.13), записанное для $i+1$ -го шага, получим алгебраическую систему уравнений относительно искомой функции u_{i+1} :

$$[C] \left(\frac{1}{\alpha \Delta t} (\{w_{i+1}\} - \{w_i\}) + \left(1 - \frac{1}{\alpha}\right) \{\dot{w}_i\} \right) + [K] \{w_{i+1}\} = \{F_{i+1}\} \quad (2.18)$$

или

$$[A] \{w_{i+1}\} = \{R_{i+1}\}, \quad (2.19)$$

где

$$[A] = [K] + [C] \frac{1}{\alpha \Delta t}; \quad \{R_{i+1}\} = \{F_{i+1}\} + [C] \left[\frac{1}{\alpha \Delta t} \{w_i\} + \left(\frac{1}{\alpha} - 1\right) \{\dot{w}_i\} \right]. \quad (2.20)$$

На первом шаге для формирования системы алгебраических уравнений (2.19)-(2.20) используются начальные условия при $t=0$, т.е. $\{w(0)\} = \{w_0\}$; $\{\dot{w}(0)\} = 0$.

Затем система алгебраических уравнений (2.19) решается методом Гаусса. Полученные решения на первом шаге $\{w_1\}, \{\dot{w}_1\}$ используются для формирования и решения системы уравнений на втором шаге. Далее процесс повторяется до требуемого числа шагов по времени.

В результате решения данной задачи, получаем поля распределения влажности w в теле плотины в момент времени – t .

Далее с учетом данного распределения влажности по телу плотины, решается задача по оценке напряженно-деформированного состояние по методике приведенными в пункте 1.2.1, с соответствующими в каждой точки плотины физико-механическими характеристиками грунта используя формулы (2.11), (2.12) и (1.4). Далее решая задачи по методике 1.2.1 определяем для данного момента времени t с учетом неравномерной увлаженности грунта в теле плотны, определяем перемещения $\vec{u}(\vec{x})$ и напряжений $\sigma_{ij}(\vec{x})$ в каждой точке плотины.

2.4. Исследование распространения влажности по телу грунтовых плотин

В данном параграфе с помощью выше разработанной методики и алгоритма для модели различных плотин решены задачи о распространении влажности в теле грунтовых плотин с учетом их конструктивных особенностей и различного уровня заполнения водохранилища.

2.4.1. Пачкамарская плотина. Основные геометрические параметры и физико-механические характеристики материала этой плотины приведены в параграфе 1.1.

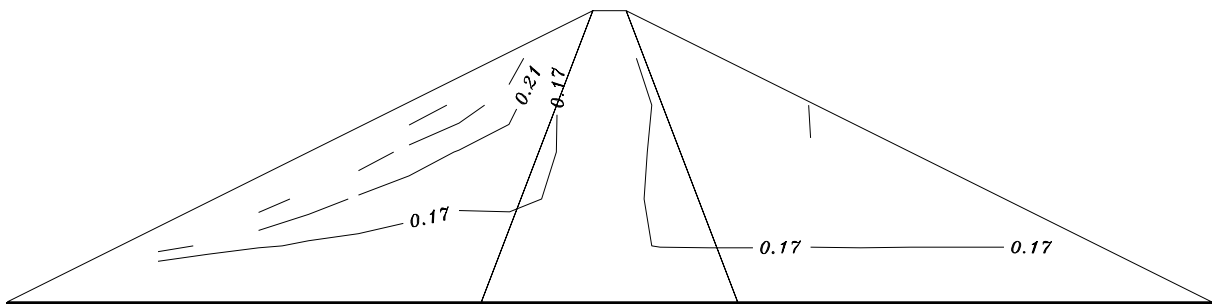
При решении данной задачи коэффициенты фильтрации грунта в ядре, согласно [67] приняты равными $k_x=k_y=0.01$ м/сутки. Упорные призмы отсыпаны из песчано-галечникова грунта с

коэффициентами фильтрации равными $k_x=k_y=2$ м/сутки. Начальное увлажнение части верхового откоса до отметки $h=63$ м, соответствующей уровню наполнения водохранилища, равно $w_0 = 0.38$, остальная часть плотины имеет оптимальную влажность $w_{\text{опт}} = 0.17$.

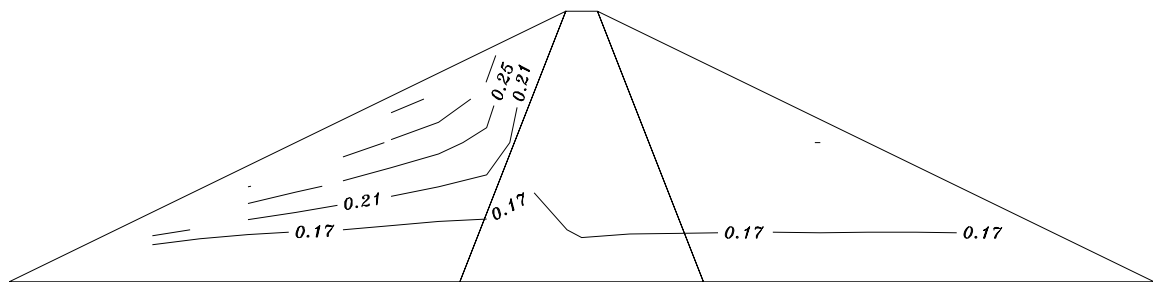
На рис.2.2 показаны полученные результаты распределения влажности (изолинии распределения влажности - линии равных уровни распределение влажности) в теле плотины через 7 и 28 суток после заполнения водохранилища до уровня $h=63$ м. При этом основание принималось влагонепроницаемым.

Сравнение полученных результатов показывает, что в результате продолжительного замачивания значительной части поверхности верхового откоса, т.е. семейства огибающих (изолинии распределение влажности т.е. линий равных уровню распределение влажности) приближается по форме к кривой депрессии. При этом постепенно полностью увлажняется верховой откос плотины. Это можно проследить по поведению линии с влажностью $w=0.21$, которая со временем приближается к границе верхового откоса ядра (рис.2.2). Влажность центральной зоны ядра и нижнего откоса остаются на уровне оптимальной (линия с увлажненностью $w=0.17$).

а)



б)



**Рис.2.2. Распределение влажности в теле Пачкамарской плотины
через 7-(а) и 28 – (б) суток после заполнения водохранилища до
уровня $h=63\text{м}$**

На рис. 2.3 приведены результаты распределения влажности, полученные через 28 суток после заполнения водохранилища до среднего уровня (т.е. до высоты $h=35\text{м}$). В отличие от высокого стояния воды (рис.2.2б) в данном случае увлажнение верхнего откоса охватывает только ту его часть, которая находится непосредственно под водой. Это можно наблюдать, сравнивая изолинии распределение равных уровни влажности с $w > 0.17$ на рис. 2.2б и рис. 2.3. В первом случае она достигает верхового откоса ядра, а во втором – располагается под участком затопления. Остальная часть плотины имеет начальную оптимальную влажность.

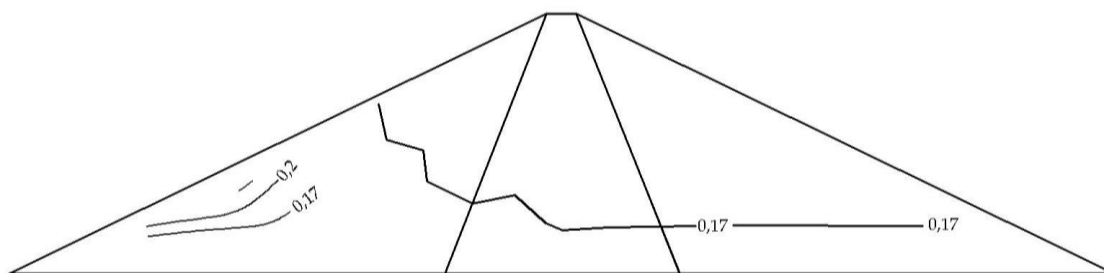


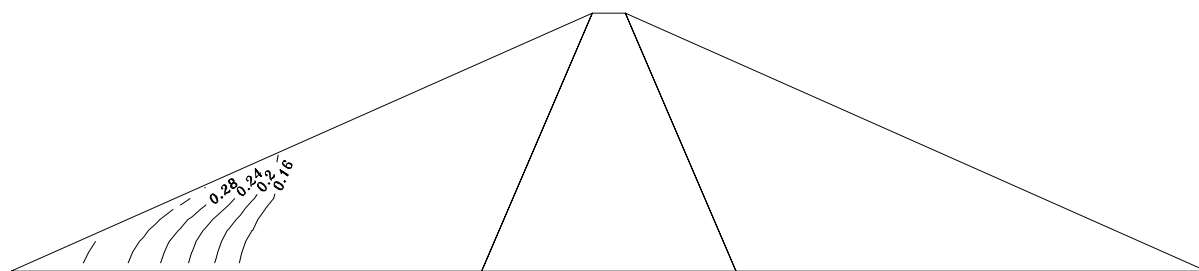
Рис.2.3. Распределение влажности в теле Пачкамарской плотины через 28 суток с момента заполнения водохранилища до уровня $h=35$ м.

Результаты решения этой задачи показывают, что сделанные предположения и разработанная на основе метода конечных элементов (МКЭ) программа расчета позволяет получить поле распределения влажности в теле грунтовой плотины, соответствующее форме почти кривой депрессии. Отмеченная аналогия свидетельствует о достоверности полученных нами результаты на основе разработанной методики.

Выполненные расчеты (рис.2.2 и рис.2.3) получены при учете влагонепроницаемости основания. Если основание таковым не является, то распределение поля влажности при заполнении водохранилища до среднего уровня (т.е. до уровня $h=35$ м) показано на рисунке 2.4.

В данном случае анализ полученных результатов распределения влажности по телу плотины показывает, что в этом случае увлажнению подвергается только зона верхового откоса, находящаяся под водой.

а)



б)

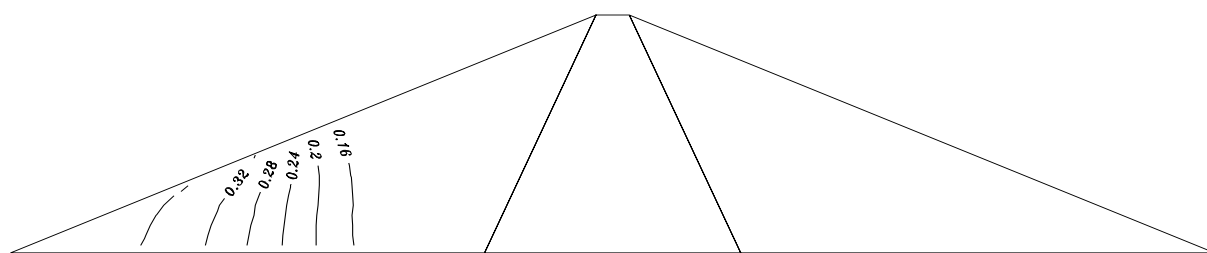


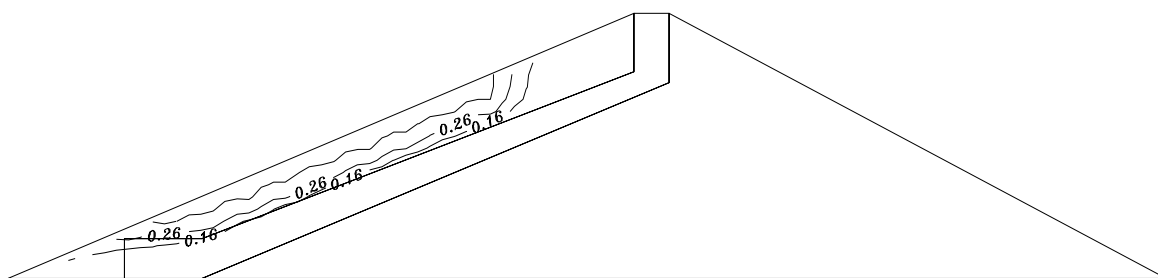
Рис.2.4. Распределение влажности в теле Пачкамарской плотины с влагопроницаемым основанием через 7 (а) и 28 (б) суток после заполнения водохранилища до уровня $h=35\text{м}$

Увлажнение остальной части плотины со временем остается на уровне оптимального (рис.2.4а и рис.2.4б). Это означает, что влажность распространяется вглубь к основанию и со временем увлажнению больше подвергается основание, нежели та часть тела плотины, которая не находится под водой.

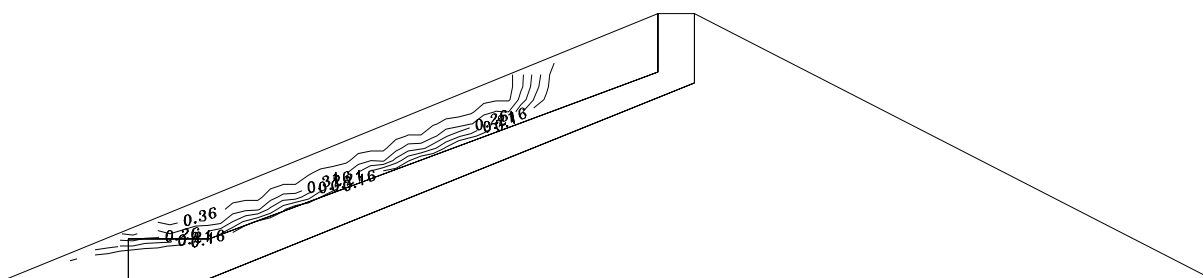
2.4.2. Зааминская плотина. Основные геометрические параметры этой плотины и физико-механические характеристики грунта данного сооружения приведены в параграфе 1.1.

На рис.2.5 показаны полученные результаты распределения влажности (изолинии распределение влажности т.е. линии равного уровню распределение влажности) в теле Зааминской плотины через 7 и 28 суток после заполнения водохранилища до уровня $h=63\text{м}$. Основание принималось влагонепроницаемым.

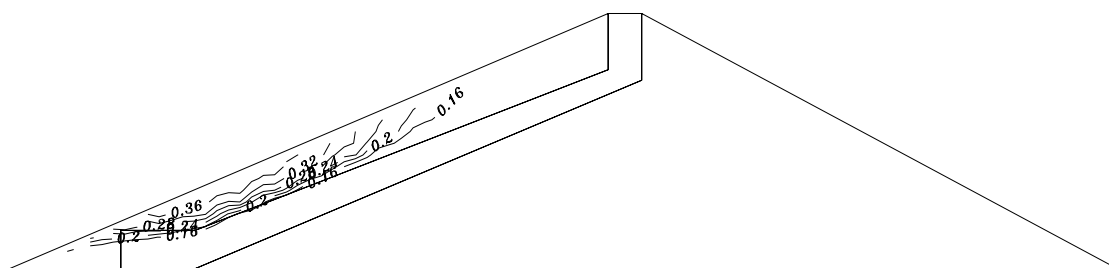
а)



б)



**Рис.2.5. Распределение влажности в теле Зааминской плотины
через 7-(а) и 28 (б) суток после заполнения водохранилища до
уровня $h=63\text{м}$**



**Рис. 2.6. Распределение влажности в теле Зааминской плотины через
28 суток после заполнения водохранилища до уровня $h=38\text{м}$**

Линии повышенной влажности на рис. 2.5 располагаются вблизи поверхности плотины, граничащей с водной средой. При этом увеличение поверхности контакта приводит к большей фильтрации влаги внутрь плотины при одном и том же временном интервале (рис. 2.5 и рис.2.6). Область плотины, расположенная правее экрана

остается в условиях начальной влажности, т.е., не превышающая $w=0.16$.

Определив поле распределения влажности в теле грунтового сооружения в некоторый фиксированный момент времени t можно приступить к решению задачи об оценке напряженно-деформированного состояния плотины, соответствующего данному влажностному состоянию, используя при этом физико-механические характеристики увлажненного грунта (2.11 – 2.12).

При этом для данного момента времени все физико-механические параметры грунта (2.11-2.12) могут рассматриваться как заданные функции координат, т.е. при расчете каждая точка плотины будет рассматриваться со своими физико – механическими характеристиками согласно (2.11 - 2.12) с учетом распределения влажности в данной точке сооружения.

Далее оценка и прогноз НДС выше рассмотренных плотин будет осуществляться с учетом контакта сооружения с водной средой водохранилища и с учетом неоднородного распределения влажности в теле плотины.

2.5. Оценка и прогноз напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин с учетом конструктивных особенностей сооружения, уровня заполнения водохранилища и неоднородной влажности грунта

В данном разделе рассматривается решение плоской задачи об оценке напряженно-деформированного состояния грунтового

сооружения (плотины), находящейся в контакте с водной средой (рис.2.1) с различным уровнем заполнения водохранилища. Учитывается гидростатическое давление воды и массовые силы действующие на плотину находящуюся в обобщенном плоско-деформированном состоянии, также учитываются конструктивные особенности сооружения, т.е. наличие несимметрично расположенного экрана или центрального симметричного ядра.

Наряду с этим при оценке НДС плотины учитывается неоднородное распределение влажности в теле платины, полученное в предыдущем разделе, т.е. через 7 и 28 суток после заполнения водохранилища, а также учитывается влияние геометрических размеров сооружения на ее напряженно-деформированное состояние.

Постановка, методы и алгоритмы решения данной задачи аналогично адекватны с постановкой, методом и алгоритмами, приведенными в параграфе 1.2.

Отличие состоит в том, что при определении напряженно-деформируемой состояние сооружения в каждой точки тела плотины физико – механические характеристики грунта определяются с учетом влажности w по формулам (2.11) - (2.12).

Далее решаются две тестовые задачи по определению напряженно-деформируемой состояние Пачкамарской плотины с симметричными расположенными откосами под действием собственного веса сооружения, без учета и с учетом гидростатического давления воды но без учета влажности грунта. Целью решения этой задачи является проверки достоверности

разработанной программы на ЭВМ, которая была приспособлена для оценки напряженно-деформируемой состояние плотины с учетом неоднородных распределение влажности грунта.

На рис.2.7 приведены полученные результаты т.е. изолинии распределения компонентов тензора напряжений, т.е.: нормальных σ_{11} и σ_{22} и касательных σ_{12} напряжения в сечении данной плотины под действием собственного веса сооружения, без учета гидростатического давления воды.

Анализ полученных результатов (рис.2.7) показывает, что полученные напряжения распределении симметрично относительно центральной линии плотины, наряду с этим в центральной части плотины вертикальное напряжение σ_{22} приблизительно равно напряжению вычисленным по формуле $\sigma_{22} = -\gamma x_2$.

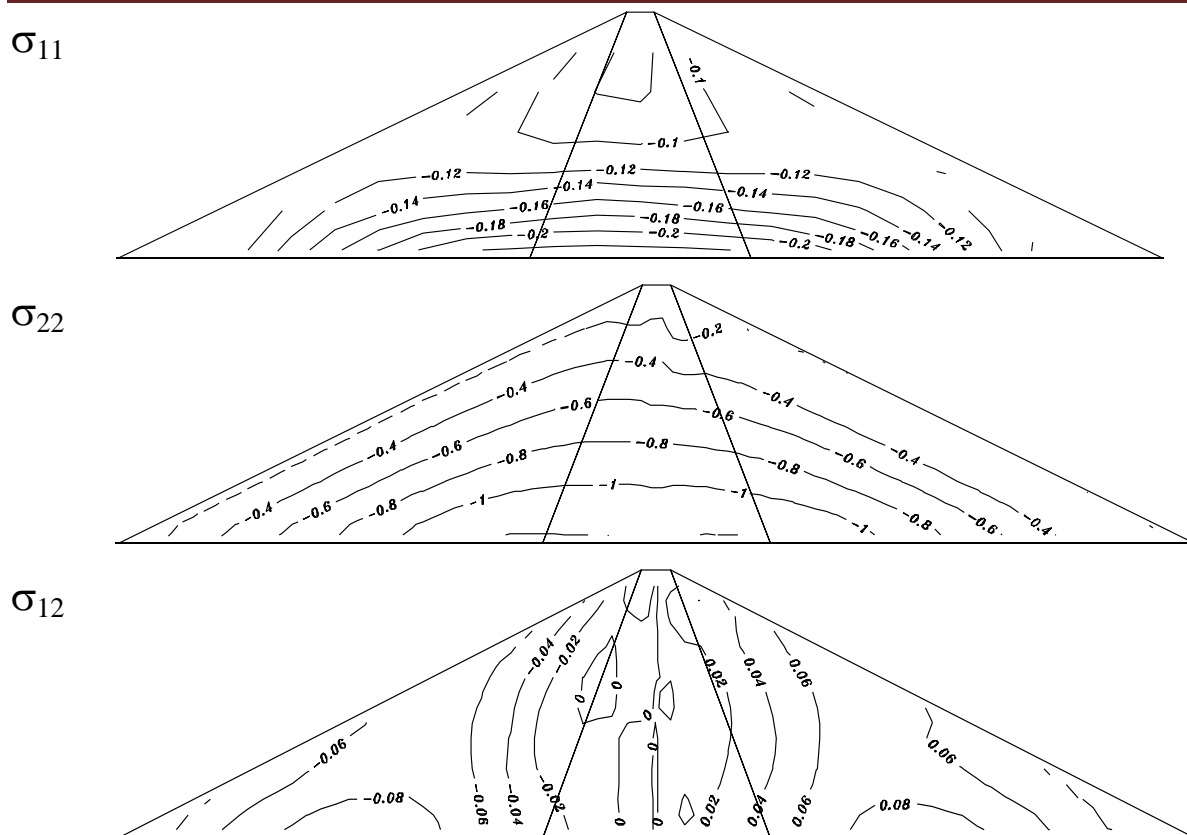


Рис.2.7. Изолинии распределения компонентов тензора напряжений в модели Пачкамарской плотины с симметричными откосами под действием собственного веса

На рис. 2.8 представлены те же параметры (изолинии распределения компонентов тензора напряжений т.е.: нормальные σ_{11} и σ_{22} и касательные σ_{12} напряжения), полученные с учетом собственного веса сооружения и гидростатического давления воды от полностью заполненного водохранилища. Этот случай соответствует гипотетическому состоянию плотины, т.е. при быстром заполнение водохранилища, увлажнение еще не успевает охватить тело плотины.

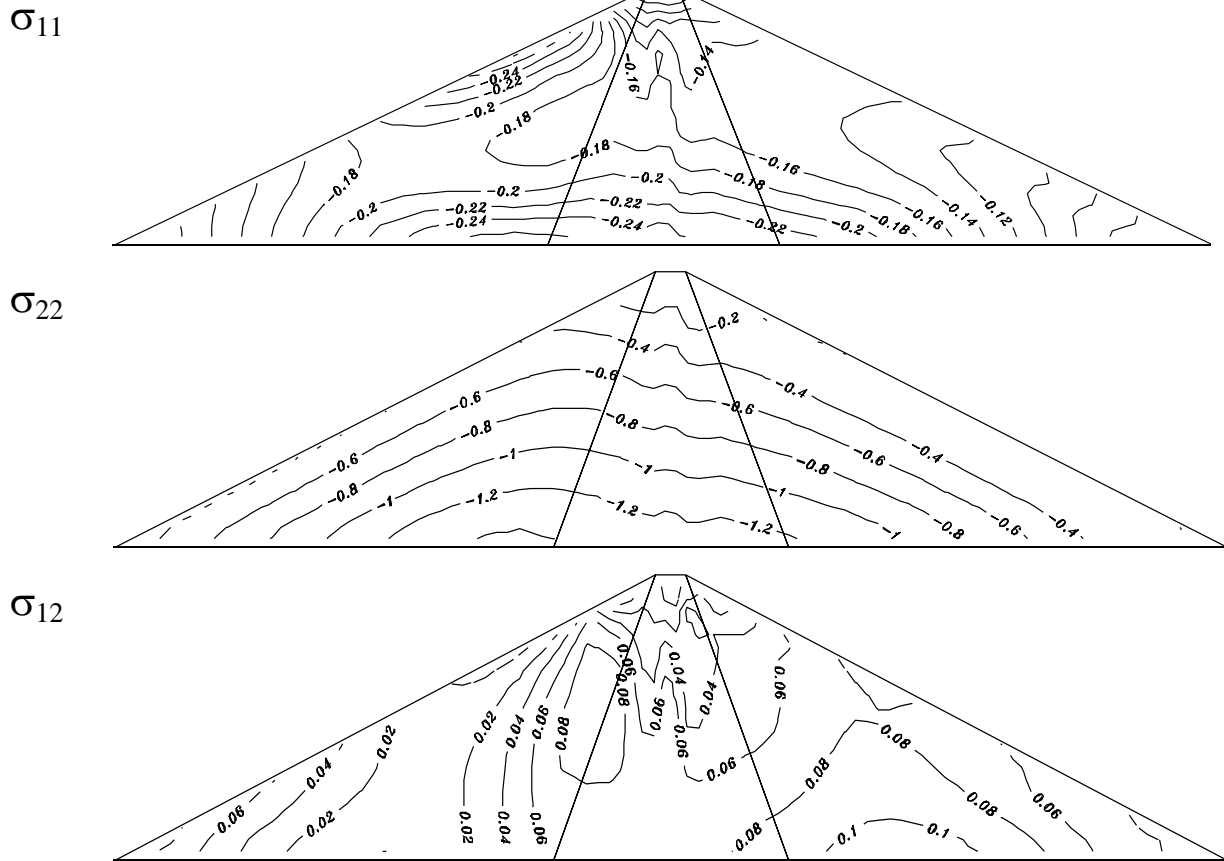


Рис.2.8. Изолинии распределения компонентов тензора напряжений в модели Пачкамарской плотины с симметричными откосами с учетом собственного веса и гидростатического давления воды при быстром заполнении водохранилища

Сопоставление напряжений (σ_{11} , σ_{22} и σ_{12}) на рис.2.7 и рис. 2.8 показывает, что учет гидростатического давления на левом верхнем откосе приводит к нарушению симметрии напряжений за счет увеличения последних в левой части плотины. Проведенные эти расчеты показывают возможности использование разработанных программы расчета на ЭВМ, для оценки напряженно-деформируемых состояние плотин с учетом неоднородного распределение влажности по теле плотины.

Далее исследуется вопрос о том, как влияет на изменение напряженно-деформированного состояния различных плотин уровень заполнения водохранилища и вызванное этим неоднородное увлажнение грунта сооружения.

В дальнейшем будет исследовано напряженно-деформированное состояние различных плотны с учетом собственного веса сооружения, уровня заполнения водохранилища, неоднородным распределения влажности в теле плотины и конструктивных особенностей сооружения. В качестве результата будет представлена, распределение равных уровней компонентов тензора напряжений (σ_{11} , σ_{22} и σ_{12}) и местный коэффициент запаса прочности (1.10) K в теле плотины.

2.5.1. Пачкамарская плотина. Основные геометрические параметры и физико-механические характеристики материала этой плотины приведены в параграфе 1.1. Результаты распределений влажности в теле плотины неоднородной приведены в параграфе 2.3.

При решении данной задачи рассмотрена несколько возможных вариантов заполнения водохранилища с соответствующим гидростатическим давлением на плотину.

Вариант 1. Водоохранилище заполнено наполовину.

На рис.2.9 и рис.2.10 представлено изолинии распределения компонент тензора напряжений (σ_{11} , σ_{22} и σ_{12}) и коэффициента запаса прочности K на 7-е и 28-е сутки после заполнения водохранилища наполовину.

Наличие неоднородной влажности в теле плотины изменяет симметричное распределение всех компонент напряжений, имеющее место для симметричного сооружения при воздействии на плотину только гравитационных сил. Как видно из результатов расчета на верхнем откосе выше свободной поверхностью воды горизонтальные напряжения меняют знак с отрицательного на положительный, т.е. сжимающие напряжения в нижней части сменяются растягивающими в верхней, где начинает формироваться небольшая зона с коэффициентами запаса прочности $K \leq 1$. Зоны с коэффициентом запаса прочности $K \leq 1$ (рис.2.10) при распространение влажности в глубь тела плотины (т.е. после 28 суток) увеличиваются по сравнению (рис.2.9) распространенным влажности в теле плотины после 7 суток.

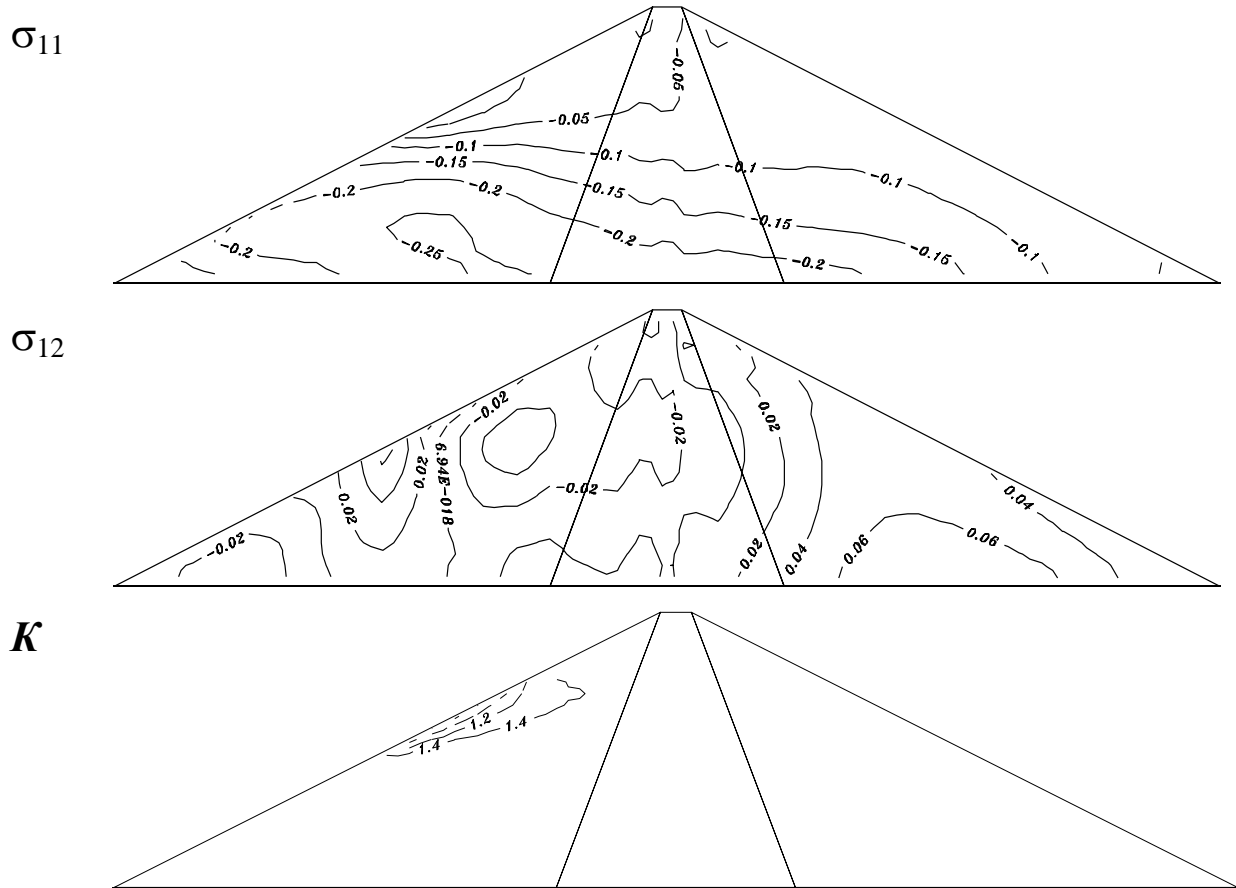


Рис.2.9. Распределение равных уровней компонентов напряжений (σ_{11} , σ_{12}) и коэффициента запаса прочности K в Пачкамарской плотине после 7-ми суток при наполовину заполненном водохранилище

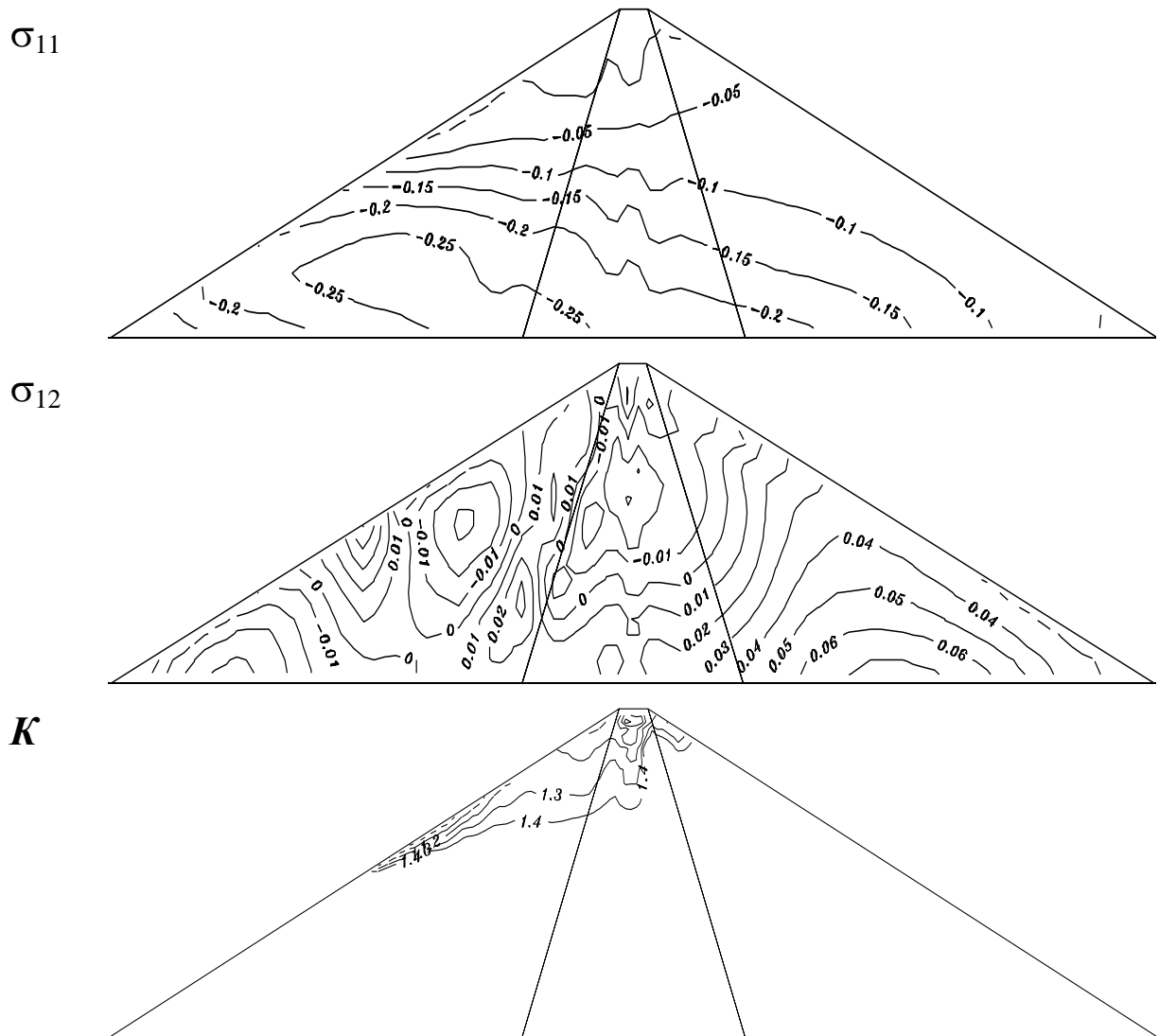


Рис.2.10. Изолинии распределения компонентов тензора напряжений (σ_{11} , σ_{12}) и коэффициента запаса прочности K в Пачкамарской плотине после 28 суток при наполовину заполненном водохранилище

Увеличение распространение влажности в теле плотины (т.е. после 28 суток), приводит к значительному увеличению вертикальных сжимающих напряжений $-\sigma_{22}$ в области верхового откоса, тогда как другие напряжения в плотины остаются практически без изменений.

Вариант 2. Полностью заполненное водохранилище.

На рис.2.11 и рис.2.12 представлено изолинии распределения компонентов тензора напряжений (σ_{11} , σ_{22}) и коэффициента запаса прочности K на 7-е и 28-е сутки после полного заполнения водохранилища.

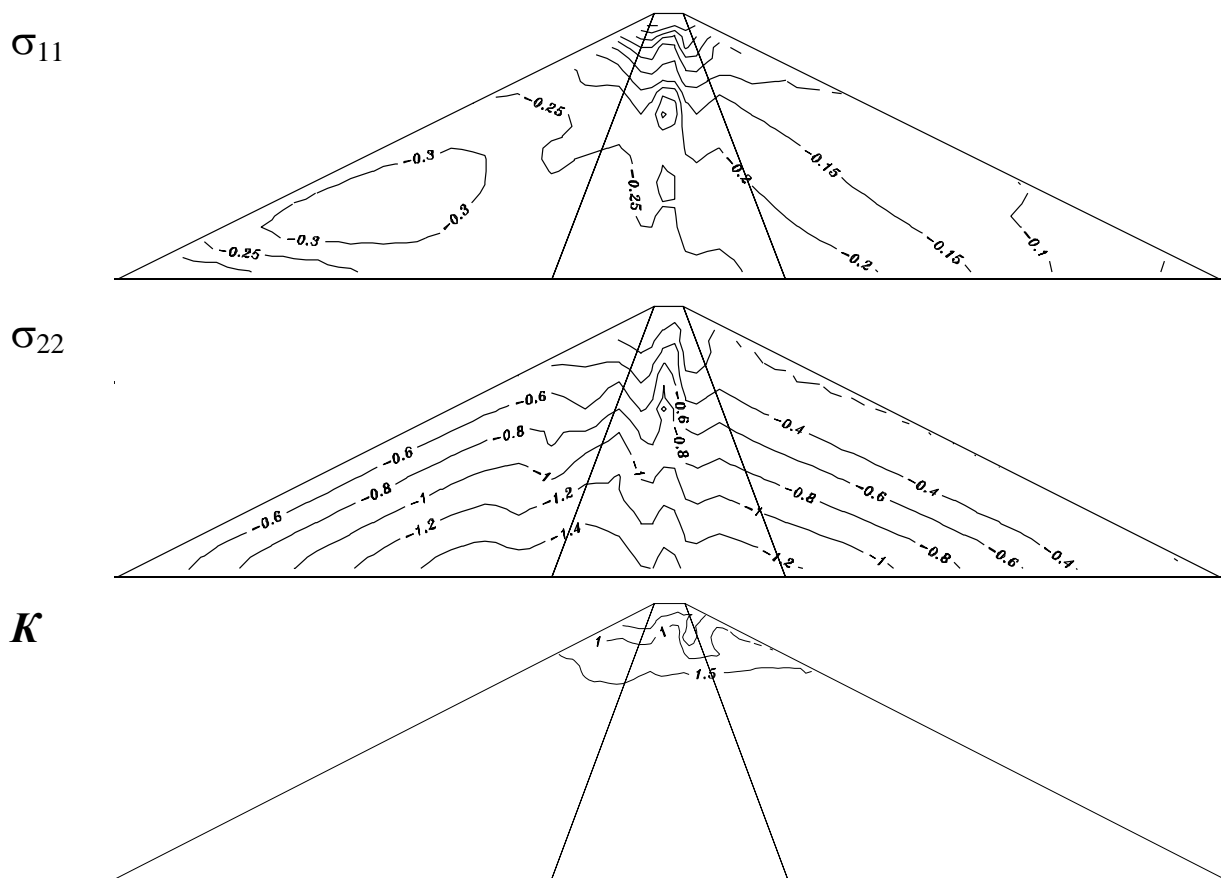


Рис.2.11. Изолинии распределения компонентов тензора напряжений (σ_{11} , σ_{22}) и коэффициента запаса прочности K в Пачкамарской плотине после 7 –и суток полного заполнения водохранилища

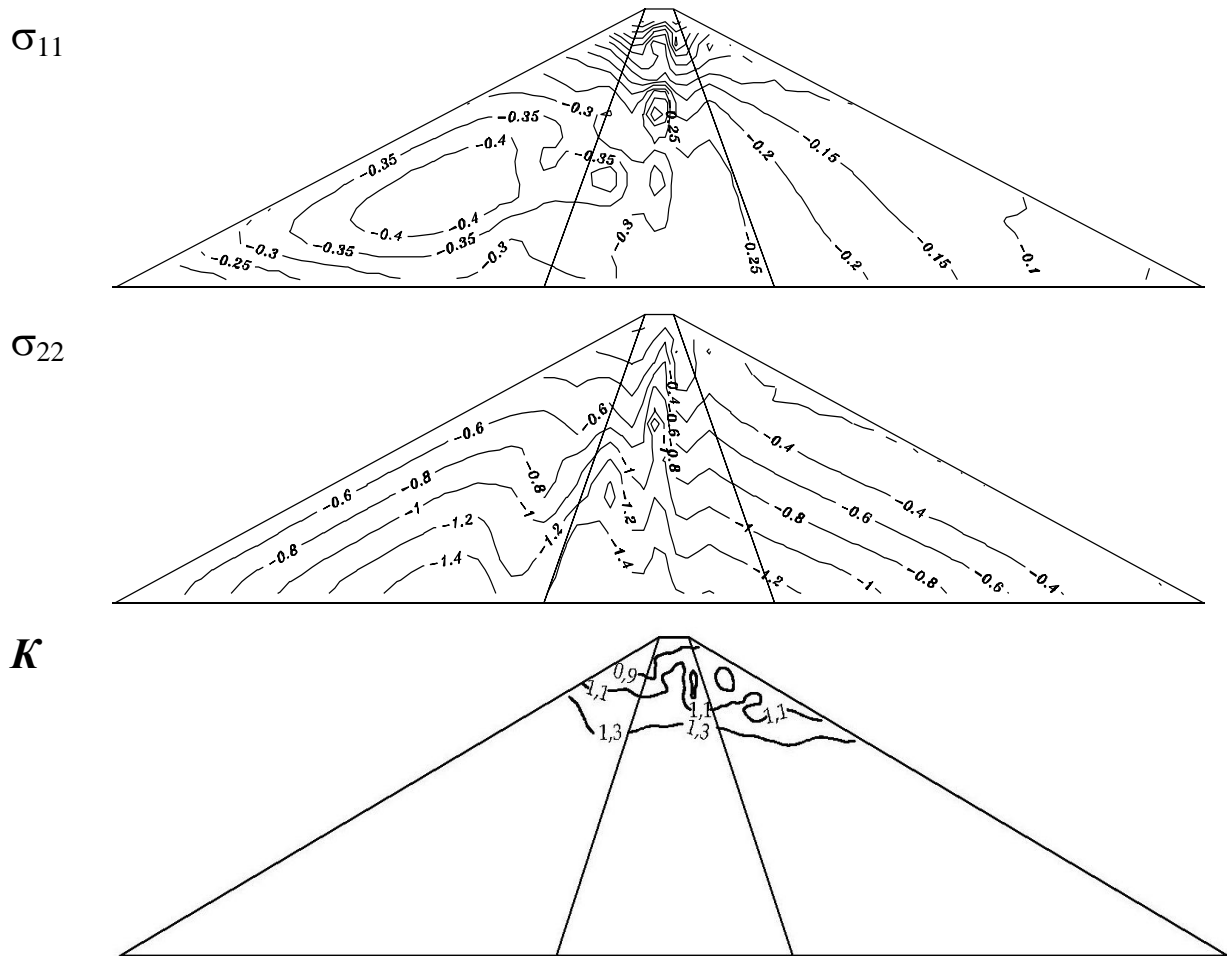


Рис.2.12. Изолинии распределения компонентов тензора напряжений (σ_{11} , σ_{22}) и коэффициента запаса прочности K в Пачкамарской плотине после 28 –ми суток после полного заполнения водохранилища

Наполнение водохранилища еще сильнее, меняет симметричную картину распределение полей напряжений как за счет гидростатического давления действующие на откосе, так и за счет распространения влажности по телу плотины. Увеличение влажности вызывает увеличение плотности грунта в верхнем откосе, а медленное прохождение влаги по суглинку и ее накопление близи верхней границы ядра вызывает увеличение

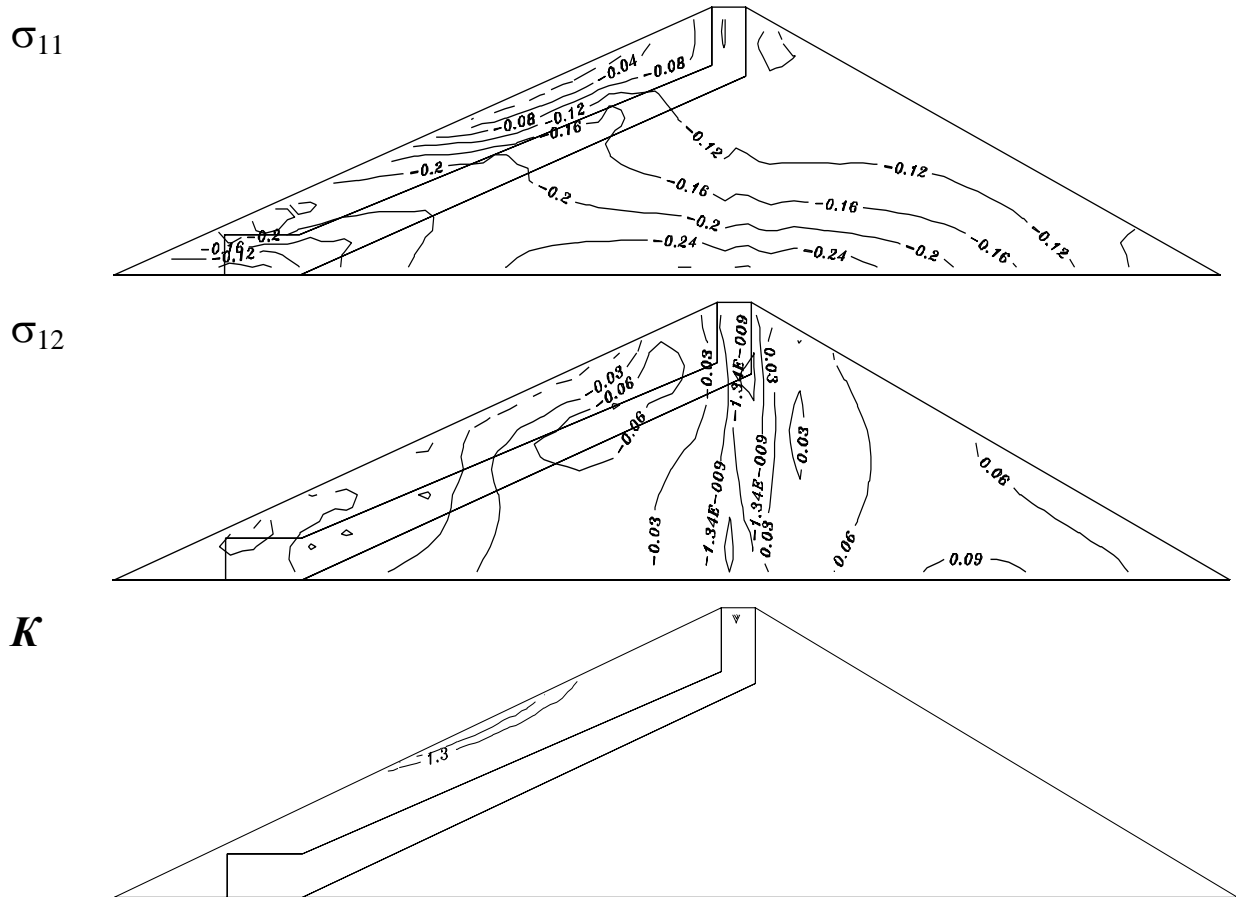
удельного веса материала и, как следствие – увеличивает вертикальной составляющей напряжения $-\sigma_{22}$. Со временем эта разница увеличивается до 20-30% вблизи основания. Кроме того, со временем зона с запасом прочности $K \leq 1$ в пригребневой области распространяется на нижний откос (рис.2.12).

2.5.2. Зааминская плотина. Основные геометрические параметры и физико-механические характеристики материала этой плотины приведены в параграфе 1.1. Результаты по распределению неоднородной влажности в теле плотины приведены в параграфе 2.3.

Рассмотрены те же два варианта заполнения водохранилища, что и выше с соответствующей гидростатической нагрузкой на плотину.

Вариант расчета: водохранилище заполнено наполовину и полностью. Результаты расчетов компонент напряжений (σ_{11} , σ_{22} и σ_{12}) и коэффициента запаса прочности K после 28-ми суток после наполовину и полном заполнении водохранилища, приведены на рис.2.13 и рис.2.14.

Приведенные результаты показывают, что экран препятствует распространению влажности в грунте. Скопившаяся над ним жидкость увеличивает статическую нагрузку на верхнюю откосную зону и увеличивает здесь сжимающие напряжения. Над свободной водной поверхностью формируется зона с коэффициентом запаса прочности $K \leq 1$, как это наблюдалось и в Зааминском плотине.



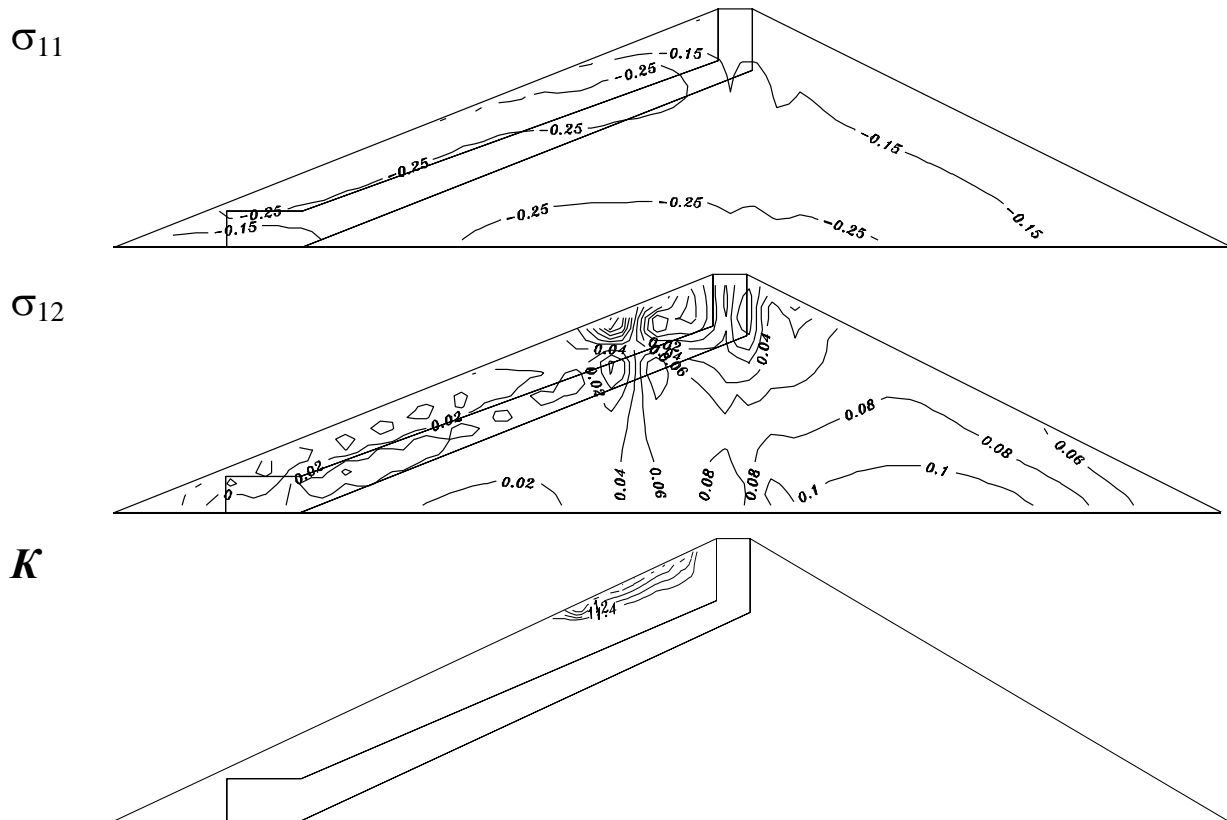


Рис.2.14. Изолинии распределения компонентов тензора напряжений (σ_{11} , σ_{12}) и коэффициента запаса прочности K в Зааминской плотине на 28 –е сутки после полного заполнения водохранилища

Наличие экрана, удерживающего влажность в сравнительно небольшом объеме грунта, позволяет сохранить напряженно-деформированное состояние в плотине практически без изменения. Что касается зоны с коэффициентом запаса прочности $K \leq 1$, то она перемещается вверх, располагаясь выше уровня свободной поверхности воды. На поверхность верхового откоса, находящуюся под водой, действует гидростатическое давление, вызывающее сжатие нижней части откоса.

Рассмотренные выше плотины имели одинаковую высоту, но различное конструктивное решение. Результаты исследований

показали, что наличие экрана, близко расположенного к поверхности верхового откоса, позволяет сохранить напряженно-деформированное состояние плотины при заполнении водохранилища практически без изменения. В случае же центрального ядра ось симметрии поля напряжений смещается в сторону верхового откоса, со временем значительно изменяя картину напряжений. При заполнении водохранилища на поверхности верхнего откоса появляется зона с коэффициентом запаса прочности $K \leq 1$, перемещающаяся вместе с уровнем водной поверхности.

Далее рассмотрено вопрос о влиянии геометрических параметров сооружения на его прочность при различном уровня заполнения водохранилища.

2.5.3. Гиссаракская плотина. Основные геометрические параметры и физико-механические характеристики материала этой плотины приведены в параграфе 1.1.

При решении данной задачи рассмотрим несколько возможных вариантов заполнения водохранилища с учетом соответствующих гидростатических давлении воды на плотину.

Вариант расчета: водохранилище заполнено наполовину и полностью. Здесь приводятся только результаты расчета (рис.2.15 и рис.2.16) коэффициента запаса прочности K после 28-ми суток после наполовину и полном заполнении водохранилища.

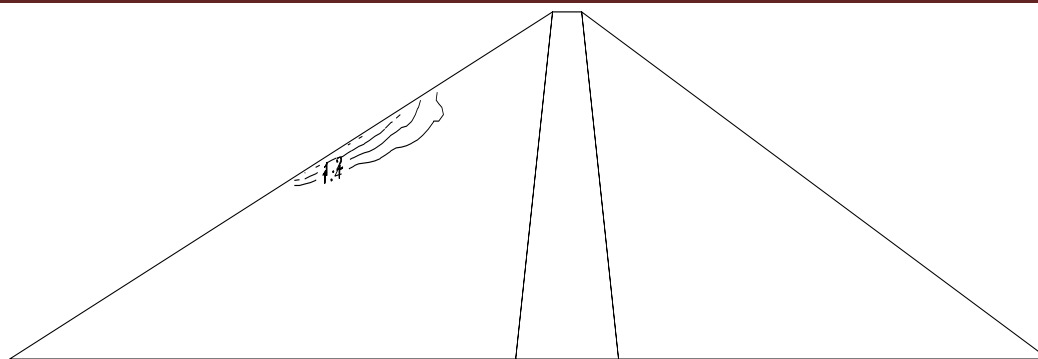


Рис.2.15. Распределение коэффициента запаса прочности K в Гиссаракской плотине на 28-е сутки после наполовину заполненном водохранилище

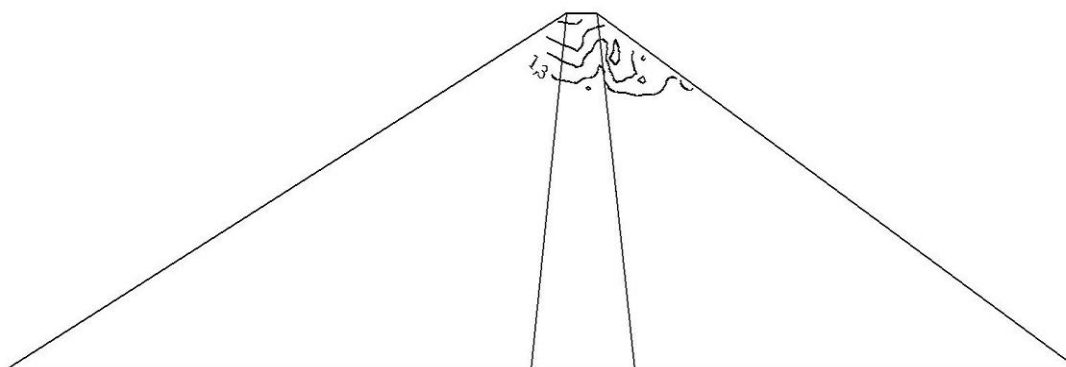


Рис.2.16. Распределение коэффициента запаса прочности K в Гиссаракской плотине на 28 –е сутки после полного заполнения водохранилища

Анализ результатов, полученных для Гиссаракской плотины частично повторяют результаты Пачкамарской плотины. А именно, влажность нижней части верхового откоса приводит к появлению зоны с коэффициентом запаса прочности $K \leq 1$ над уровнем поверхности воды (рис.2.15). При заполненном водохранилище зона с коэффициентом запаса прочности $K \leq 1$, расположенная близко к гребню, также как и в случае невысокой Пачкамарской плотины и постепенно охватывает верхней часты поверхности низового откоса (рис.2.16).

Анализ полученных напряженно-деформированного состояния и коэффициента запаса прочности K рассмотренных различных грунтовых плотин с учетом их конструктивных особенностей, степени увлажненности грунта тело плотины и различного уровня заполнения водохранилища показали, что защитный экран, расположенный параллельно поверхности верхового откоса способствует сохранению режима влажности грунта плотины и, следовательно, ее напряженно-деформированного состояния. Удаленное расположение границы центрального ядра от влажной поверхности не препятствует накоплению влажности в верхнем откосе. За счет этого увеличивается удельный вес грунта на верхнем откосе, что приводит к значительному перераспределению сжимающие напряжения по сечению и максимальные значения которых смещаются в сторону верхового откоса.

Зоны с коэффициентом запаса прочности $K \leq 1$ в грунтовых плотинах возникают над и вблизи уровня водной поверхности. Для плотины с центральным ядром при полностью заполненном водохранилища зоны с коэффициентом запаса прочности $K \leq 1$ может появиться и на низовом откосе.

Наличие защитного экрана предохраняет низовой откос от распространения влаги и возникновения на нем зон неустойчивости.

Во всех, рассмотренные в данной главе задачах сооружения имели влагонепроницаемое основание, т.е. граничные условия в

основании плотины имели вид $\frac{\partial w}{\partial n} = 0$.

Выводы по 2 главе

1. Предложена математическая модель и разработана методика численного решения плоской задачи о распространении влажности по телу грунтовой плотины с течением времени. При этом учитываются конструктивные особенности сооружения, уровень заполнения водохранилища, а также проницаемость основания. В основу методики заложена конечно-элементная дискретизация грунтового массива.

2. Создан пакет программ, включающий в себя решение двух задач:

а) определение распространения влажности грунта в теле плотины в результате фильтрации жидкости под действием гидростатического давления воды.

б) определение и прогноз напряженно-деформированного состояния и оценки прочности грунтовых плотин с учетом изменяющихся физико - механических характеристик грунта в зависимости от неоднородного распределения влажности грунта и уровня заполнения водохранилища.

3. Полученные решения, адекватно отражающие качественную картину поля распределения влажности и напряженного состояния плотины, являются обоснованием

достоверности созданной методики расчета и реализующих ее программ.

4. Исследовано распространение влажности по телу Пачкамарской и Зааминской плотин по времени при различном заполнении водохранилища водой с учетом непроницаемости и проницаемости основания.

5. Оценена напряженно - деформированное состояние и прочность грунтовых плотин находящихся под действием гидростатических и гравитационных сил, с учетом конструктивных особенностей сооружения, уровнем заполнения водохранилища, а также изменением по времени влажности и физико-механических характеристик грунта.

6. В результате проведенных исследований выявлено:

- на верхнем откосе на уровне заполнения водохранилища формируется зона с коэффициентом запаса прочности $K \leq 1$, появление которой провоцируется возникающими здесь растягивающими напряжениями;

- зона с коэффициентом запаса прочности $K \leq 1$ со временем увеличивается по направлению вверх к гребню плотины;

- для плотин с центральным ядром при высоком уровне заполнения водохранилища зона с коэффициентом запаса прочности $K \leq 1$, охватывая пригребневую зону, распространяется на значительную часть нижнего откоса;

- наличие защитного экрана препятствует распространению зоны с коэффициентом запаса прочности $K \leq 1$ на нижний откос;

- гидростатическое давление действующие на части поверхности верхнего откоса, при наличие непроницаемого центрального ядра в плотины, со временем приводит к скоплению жидкости (в значительном объеме) в грунте верхней призмы, что приводит к изменению начальную симметричную картину распределению поля напряжений в сооружении и увеличивая вертикальные напряжения в верхней призме создает растягивающие горизонтальные напряжения над уровнем заполнения водохранилища;

7. Разработанная методика и программа расчета могут быть использованы при прогнозировании напряженного состояния, возможных деформаций и оценке коэффициента запаса прочности K грунтовых плотин, взаимодействующих с водной средой.

ГЛАВА 3. ОЦЕНКА И ПРОГНОЗ ДИНАМИЧЕСКОЙ ХАРАКТЕРИСТИКИ И ДИНАМИЧЕСКОГО ПОВЕДЕНИЯ ГРУНТОВЫХ ПЛОТИН С УЧЕТОМ ВЯЗКОУПРУГИХ СВОЙСТВ ГРУНТА

В данной главе приводятся математические модели, методы решения и алгоритмы для оценки динамической характеристики и динамического поведения грунтовых плотин с учетом вязкоупругих свойств грунта.

Исследованы динамические характеристики и динамическое поведение различных по высоте грунтовых плотин с учетом конструктивных особенностей сооружений и неоднородных упругих и вязкоупругих свойства грунта. Выявлен ряд новых механических эффектов связанные с геометрическими параметрами и неоднородными вязкоупругими свойства грунта сооружения.

Под динамическими характеристиками сооружения обычно понимается (собственная частота, форма колебаний и коэффициент демпфирования), которые являются характеристиками наиболее упорядоченного движения сооружения, происходящего при отсутствии внешних воздействий.

Динамические характеристики сооружения являются весьма важными характеристиками (т.е. паспортом) сооружения, что позволяет, предварительно, оценить динамическое поведение и сейсмостойкость сооружения в целом.

Наряду с этим, при оценке динамического поведения сооружения рассматривались установившиеся и неуставившиеся вынужденные колебания плотин, происходящие при стационарных

и нестационарных кинематических (включая сейсмические) воздействиях.

При рассмотрении установившихся вынужденных колебаний начальные условия не учитываются и такое движение сооружения происходит при стационарных воздействиях. В этом случае для гашения колебаний основную роль играют диссипативные свойства сооружения, которые проявляются, главным образом, в резонансных режимах. В качестве количественной оценки интенсивности диссипативных процессов используют значения резонансных амплитуд перемещений и напряжений.

При решении задач об установившихся вынужденных колебаниях сооружения, собственные формы колебаний, найденные при определении динамических характеристик используется как координатная функция при разложении решения в ряд. Поэтому, эти две задачи взаимосвязанные, т.е. не определив динамические характеристики сооружения невозможно решать задачу об установившихся и неустановившихся вынужденных колебаниях.

Исследование неустановившихся вынужденных колебаний сооружения позволяет определить максимальные значения перемещений, деформаций и напряжений в отдельных точках плотины и выявить опасные участки сооружений с точки зрения прочности. Наряду с этим полученные результаты явится основой для разработки мероприятий по уменьшению НДС сооружения под действием различных стационарных и нестационарных

динамических воздействиях с учетом тех или иных параметров материала и конструктивных особенностей сооружения.

Разработанная в этой главе модель, методика, алгоритм и программы на ЭВМ для определения динамических характеристик и для оценки динамического поведения сооружения и результаты исследований по этим вопросам подробно изложены в опубликованных работах и в авторских свидетельствах, полученных авторами в Агентстве по интеллектуальной собственности РУз .

3.1. Математическая модель и метод для определения динамических характеристик грунтовых плотин

При определении динамических характеристик сооружения необходимо исследовать собственные колебания конструкций с учетом неоднородных конструктивных особенности сооружений, реальную геометрию и неупругие свойства материала. При рассмотрении собственных колебаний предполагается, что все точки сооружения колеблются по одному и тому же действительному гармоническому закону, но с различными амплитудами, т.е. являются функциями координат [35,46]

$$\begin{aligned} \vec{u}(\vec{x}, t) &= \vec{u}^*(\vec{x})e^{-i\omega t} \\ \vec{u} = \{u_1, u_2\} &= \{u, v\}, \quad \vec{x} = \{x_1, x_2\} = \{x, y\} \end{aligned} \quad (3.1)$$

$\{u_1, u_2\}$ или $\{u, v\}$ - вертикальные и горизонтальные перемещения точек сооружения соответственно.

При разработке математической модели для описания динамических процессов, происходящих в грунтовых плотинах будем рассматривать обобщенное плоско - деформированное состояние сооружений, т.е. рассмотрим неоднородное сооружение (рис.1.4), занимающее область $S=S_1+S_2+S_3$ и ограниченную поверхностями $\Sigma = \Sigma_1 + \Sigma_2 + \Sigma_p + \Sigma_u$. На части границы Σ_u заданы нулевые перемещения, на $\Sigma_1 + \Sigma_2 + \Sigma_p$ - нулевые напряжения.

Для постановки задачи о собственных колебаниях грунтовой плотины используется принцип возможных перемещений, согласно которому сумма работ всех активных сил, включая силы инерции, действующих на систему, при возможных перемещениях равна нулю, т.е.:

$$\begin{aligned} \delta A = & - \int_{S_1} \sigma_{ij} \delta \varepsilon_{ij} ds - \int_{S_2} \sigma_{ij} \delta \varepsilon_{ij} ds - \int_{S_3} \sigma_{ij} \delta \varepsilon_{ij} ds - \\ & - \int_{S_1} \rho_1 \ddot{u} \delta \bar{u} ds - \int_{S_2} \rho_2 \ddot{u} \delta \bar{u} ds - \int_{S_3} \rho_3 \ddot{u} \delta \bar{u} ds = 0 \end{aligned} \quad (3.2)$$

и кинематическое граничное условие

$$\bar{x} \in \Sigma_u : \bar{u} = 0; \delta \bar{u} = 0 \quad (3.3)$$

Также используются обобщенный закон Гука (1.4) и соотношение Коши (1.5).

Подстановка (3.1) в (3.2), (3.3), (1.4) и (1.5) приводит рассматриваемую задачу к вариационной задаче о собственных значениях

$$\begin{aligned} \delta A = & - \int_{s_1} \sigma_{ij}^* \delta \varepsilon_{ij} ds - \int_{s_2} \sigma_{ij}^* \delta \varepsilon_{ij} ds - \int_{s_3} \sigma_{ij}^* \delta \varepsilon_{ij} ds + \\ & + \omega^2 \left(\int_{s_1} \rho_1 \bar{u}^* \delta \bar{u}^* ds + \int_{s_2} \rho_2 \bar{u}^* \delta \bar{u}^* ds + \int_{s_3} \rho_3 \bar{u}^* \delta \bar{u}^* ds \right) = 0 \end{aligned} \quad (3.4)$$

$$\bar{x} \in \sum_u : \delta \bar{u}^* = 0$$

здесь: $\omega, \bar{u}^*(\bar{x})$ - соответственно собственная частота и форма колебаний сооружений; σ_{ij}^* - амплитуда напряжений; ρ_n - плотность грунта различных участков плотины, т.е, $n=1,2,3,\dots$

Теперь, на основе разработанной модели, рассматриваемую задачу можно сформулировать следующим образом: необходимо найти параметр ω^2 и функцию $\bar{u}^*(\bar{x})$, удовлетворяющую уравнению (3.4) при любом $\delta \bar{u}^*$.

Для определения динамических характеристик сооружения, т.е. для решения задачи (3.4), будем использовать метод конечных элементов (МКЭ), который, будучи более простым, в реализации позволяет сформировать разрешающую систему алгебраических уравнений на собственные значения с матрицей достаточно простой ленточной структуры.

Использование процедуры МКЭ сводит вариационную задачу (3.4) к алгебраической задаче на собственные значения для всего сооружения (рис.1.4):

$$([K] - \omega^2 [M])\{z\} = 0 \quad (3.5)$$

здесь $[\bar{K}]$ - матрица жесткости, а $[M]$ - матрица массы сооружения, ω - собственная частота, а $\{z\}$ - собственный вектор соответствующий собственным частотам сооружения.

Обычно, порядок решаемых уравнений (3.5) доходит до 1500 и более.

Поэтому собственные значения $\lambda = \omega^2$ алгебраического уравнения (3.22) находились с помощью метода Мюллера, т.к. другого, более эффективного метода для вычисления собственных значений не существует, а собственный вектор $\{z\}$, методом Гаусса, с помощью специального разработанного алгоритма и программы расчета на IBM. Весь процесс расчета, изложенный в этом параграфе автоматизирован и выполняется на IBM и защищен авторскими свидетельствами Интеллектуального агентства по собственности РУз .

3.2. Оценка динамических характеристик грунтовых плотин

В данном параграфе для упруго деформированного состояния, Пачкамарской, Зааминской и Гиссаракской грунтовых плотин определяются собственные частоты и формы колебаний, которые необходимы при оценке динамического поведения сооружений, подвергающихся различным динамическим воздействиям. При этом, учитывается реальная геометрия, конструктивные особенности сооружений и физико-механические характеристики его материалов.

Собственные частоты (ω_i) плотин определяются по разработанной нами методики и программы расчета на ЭВМ с помощью метода Мьюллера решая задачи на собственные значение большого порядка однородной алгебраической уравнений. Собственные вектора т.е., собственные формы колебаний рассмотренных сооружений определяется, решая однородной алгебраической уравнений методом квадратного корня или методом Гаусса, далее найденные собственные формы колебаний будут использоваться как координатная функция при решении динамических задач для плотины с учетом вязкоупругих свойств материала при различных воздействиях.

В таблице 3.1. как пример показаны собственные частоты Зааминской грунтовой плотины полученные для плоско деформированного состояния плотины с учетом реальных геометрических параметров сооружения и их неоднородных особенности.

Таблица 3.1.

Собственные частоты Зааминской грунтовой плотины

| № | Название грунтовой плотины | № Собственных частот | Собственные частоты, в Гц |
|----|----------------------------|----------------------|---------------------------|
| 1. | Зааминская | 1 | 3,1466 |
| | | 2 | 4,8483 |
| | | 3 | 5,7475 |
| | | 4 | 6,3824 |
| | | 5 | 7,0054 |
| | | 6 | 7,3246 |
| | | 7 | 8,2259 |
| | | 8 | 8,8088 |
| | | 9 | 9,4949 |
| | | 10 | 10,028 |

Анализ первых десяти собственных частот колебаний Пачкамарской и Зааминской плотин показывает, что частоты их лежат в 3,1-10,9 Гц (широком) диапазоне высокочастотной области. Что касается высокой Гиссаракской плотины, то ее основные собственные частоты колебаний находятся в относительно узком 1,9-5,6 Гц диапазоне низко частотной области. Это может привести к сильному взаимному влиянию соответствующих форм колебаний при резонансах явлениях.

На рис.3.1 как пример показаны первые собственные частоты и формы колебаний Гиссаракской плотины.

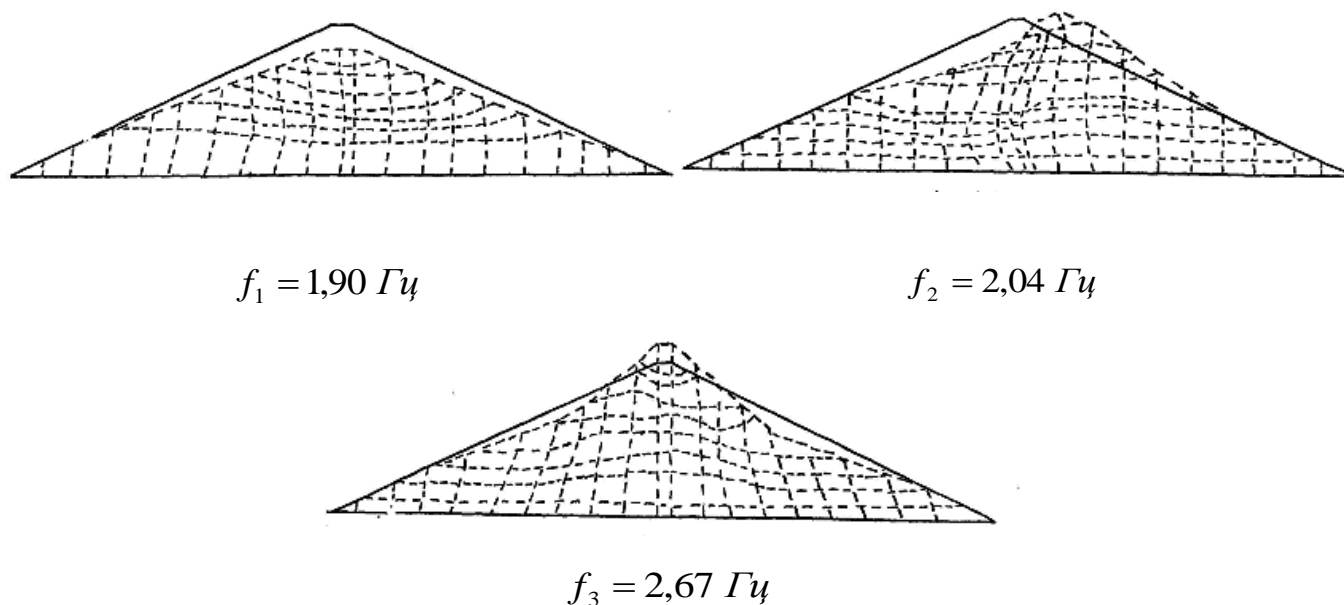


Рис.3.1. Первые собственные частоты и формы колебаний Гиссаракской плотины

Анализ характера форм колебаний, показывает следующее. Основными формами, отражаемыми для всех плотин являются, вертикальная деформация плотины со сдвигом центрального сечения (первая форма); вторая и третья форма колебаний отражает сложные деформации откоса и центрального сечения, и.т.д.

3.3. Математическая модель и метод для определения динамического поведения грунтовых плотин при стационарных кинематических воздействиях

Для оценки динамического поведения рассмотрим установившиеся вынужденные колебания плотины, которые обычно происходят при действии внешних стационарных периодических воздействиях. При этом начальные условия не учитываются.

Исследование неустановившихся вынужденных колебаний сооружений позволяет установить зависимость распределения поля перемещений, деформаций и напряжений в сооружениях от параметров системы и характера стационарного динамического воздействия. Это позволяет определить максимальные значения перемещений, деформаций и напряжений в отдельных точках плотины и выявить опасные участки сооружений с точки зрения прочности и разработать пути уменьшения НДС сооружений под действием различных динамических воздействий с учетом тех или иных параметров материала и конструктивных особенностей сооружений.

3.3.1. Разработка математической модели и метода для оценки динамического поведения грунтовых плотин с учетом вязко упругих свойств грунта.

При стационарных воздействиях удобно исследовать динамическое поведение и оценить напряженно-деформированное состояние сооружений при самых нежелательных явлениях, т.е. при резонансных режимах колебаний.

Для этого рассмотрим сооружение (рис. 1.4), занимающее объем $S = S_1 + S_2 + S_3$, ограниченное поверхностями $\Sigma = \Sigma_1 + \Sigma_2 + \Sigma_p + \Sigma_u$. На части поверхности сооружения $\Sigma_1 + \Sigma_2$ заданы нулевые напряжения и на части Σ_p задано

гидростатическое давление (1.3), а на Σ_u периодические по времени кинематические воздействия $\sum \vec{u}_o(\vec{x}, t)$.

Для математической постановки задачи используется принцип возможных перемещений, т.е.:

$$\begin{aligned} \delta A = & - \int_{s_1} \sigma_{ij} \delta \varepsilon_{ij} ds - \int_{s_2} \sigma_{ij} \delta \varepsilon_{ij} ds - \int_{s_3} \sigma_{ij} \delta \varepsilon_{ij} ds - \\ & - \int_{s_1} \rho_1 \ddot{u} \delta \bar{u} ds - \int_{s_2} \rho_2 \ddot{u} \delta \bar{u} ds - \int_{s_3} \rho_3 \ddot{u} \delta \bar{u} ds + \\ & + \int_s \vec{f} \delta \bar{u} ds + \int_{\Sigma_p} \vec{p} \delta \bar{u} d\Sigma = 0 \end{aligned} \quad (3.6)$$

кинематические граничные условия

$$x \in \sum_u: \vec{u}_o(\vec{x}, t) = \vec{\psi}_1(t) \quad (3.7)$$

соотношения Коши (1.5),

и физические соотношения линейной теории вязкоупругости [25,30], т.е.:

$$\begin{aligned} \sigma_{11} = & K(\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22}) + 2\mu \left[\frac{1}{3}(2\varepsilon_{11} - \varepsilon_{22}) - \frac{1}{3} \int_{-\infty}^t \Gamma(t - \tau)(2\varepsilon_{11} - \varepsilon_{22}) d\tau \right] \\ \sigma_{22} = & K(\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22}) + 2\mu \left[\frac{1}{3}(2\varepsilon_{22} - \varepsilon_{11}) - \frac{1}{3} \int_{-\infty}^t \Gamma(t - \tau)(2\varepsilon_{22} - \varepsilon_{11}) d\tau \right] \\ \sigma_{12} = & \mu \left[\varepsilon_{12} - \int_{-\infty}^t \Gamma(t - \tau) \varepsilon_{12} d\tau \right] \end{aligned} \quad (3.8)$$

Здесь $\vec{\psi}_1(t)$ периодическая функция времени, $K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)}$ -

мгновенный объемный модуль упругости, $\mu = \frac{E}{2(1 + \nu)}$ -

мгновенный сдвиговый модуль упругости, E, ν -мгновенный модуль упругости и коэффициент Пуассона

Теперь необходимо найти поле перемещений (u_1, u_2) и напряжений $(\sigma_{11}, \sigma_{12}, \sigma_{22})$ в сооружении под действием (1.3), удовлетворяющих уравнениям (3.6), (3.8), (1.5) условиям (3.7) и периодичности при любом возможном перемещении $\delta \bar{u}$.

Решение задач (3.6), (3.8), (1.5) будем искать в виде [42,45], разложением по собственным формам колебаний упругой задачи, т.е.:

$$\begin{aligned} \bar{u}(\bar{x}, t) &= \bar{u}_o(\bar{x}, t) + \sum_{k=1}^N \bar{u}_k^*(\bar{x}) y_k(t) \\ \delta \bar{u} &= \sum_{k=1}^N \bar{u}_k^*(\bar{x}) \delta y_k(t) \end{aligned} \quad (3.9)$$

где: $\bar{u}_o(\bar{x}, t)$ -известная функция (3.7), удовлетворяющая краевым условиям задачи; $\bar{u}_k^*(\bar{x})$ -собственные формы колебаний для упругого сооружения, найденные в 3.2; $y_k(t)$ -искомые функции времени: $\delta y_k(t)$ -произвольные константы, N-количество собственных форм удержанных в разложении (3.9). Для получения разрешающих уравнений перепишем выражение (3.9) для каждого компонента перемещений отдельно:

$$\begin{aligned} u_1(x_1, x_2; t) &= \psi_1(t) + \sum_{k=1}^N u_{1k}^*(x_1, x_2) \cdot y_k(t) \\ u_2(x_1, x_2; t) &= \psi_2(t) + \sum_{k=1}^N u_{2k}^*(x_1, x_2) \cdot y_k(t) \end{aligned} \quad (3.10)$$

$$\begin{aligned}\delta u_1(x_1, x_2; t) &= \sum_{k=1}^N u_{1k}^*(x_1, x_2) \cdot \delta y_k(t) \\ \delta u_2(x_1, x_2; t) &= \sum_{k=1}^N u_{2k}^*(x_1, x_2) \cdot \delta y_k(t)\end{aligned}\tag{3.11}$$

и через них выражаем соотношение Коши(1.5)

$$\begin{aligned}\varepsilon_{11} &= \frac{\partial}{\partial x_1} \sum_{k=1}^N u_{1k}^*(x_1, x_2) \cdot y_k(t) \\ \varepsilon_{22} &= \frac{\partial}{\partial x_2} \sum_{k=1}^N u_{2k}^*(x_1, x_2) \cdot y_k(t) \\ \varepsilon_{12} &= \frac{1}{2} \left[\frac{\partial}{\partial x_2} \sum_{k=1}^N u_{1k}^*(x_1, x_2) \cdot y_k(t) + \frac{\partial}{\partial x_1} \sum_{k=1}^N u_{2k}^*(x_1, x_2) \cdot y_k(t) \right]\end{aligned}\tag{3.12}$$

$$\begin{aligned}\delta \varepsilon_{11} &= \frac{\partial}{\partial x_1} \sum_{k=1}^N u_{1k}^* \delta y_k(t) \\ \delta \varepsilon_{22} &= \frac{\partial}{\partial x_2} \sum_{k=1}^N u_{2k}^* \delta y_k(t) \\ \delta \varepsilon_{12} &= \frac{1}{2} \left[\frac{\partial}{\partial x_2} \sum_{k=1}^N u_{1k}^* \delta y_k(t) + \frac{\partial}{\partial x_1} \sum_{k=1}^N u_{2k}^* \delta y_k(t) \right]\end{aligned}\tag{3.13}$$

Подставляя (3.12) в (3.8) выражаем напряжение через искомые функции $y_k(t)$ т.е.

$$\begin{aligned}
 \sigma_{11} &= K \left[\frac{\partial}{\partial x_1} \sum_{k=1}^N u_{1k}^* y_k + \frac{\partial}{\partial x_2} \sum_{k=1}^N u_{2k}^* y_k \right] + \\
 &+ 2\mu \left\{ \frac{1}{3} \left[2 \frac{\partial}{\partial x_1} \sum_{k=1}^N u_{1k}^* y_k - \frac{\partial}{\partial x_2} \sum_{k=1}^N u_{2k}^* y_k \right] - \right. \\
 &\left. \frac{1}{3} \int_{-\infty}^t \Gamma(t-\tau) \left[2 \frac{\partial}{\partial x_1} \sum_{k=1}^N u_{1k}^* y_k(\tau) - \frac{\partial}{\partial x_2} \sum_{k=1}^N u_{2k}^* y_k(\tau) \right] d\tau \right\} \\
 \sigma_{22} &= K \left[\frac{\partial}{\partial x_1} \sum_{k=1}^N u_{1k}^* y_k + \frac{\partial}{\partial x_2} \sum_{k=1}^N u_{2k}^* y_k \right] + \\
 &+ 2\mu \left\{ \frac{1}{3} \left[2 \frac{\partial}{\partial x_2} \sum_{k=1}^N u_{2k}^* y_k - \frac{\partial}{\partial x_1} \sum_{k=1}^N u_{1k}^* y_k \right] - \right. \\
 &\left. \frac{1}{3} \int_{-\infty}^t \Gamma(t-\tau) \left[2 \frac{\partial}{\partial x_2} \sum_{k=1}^N u_{2k}^* y_k(\tau) - \frac{\partial}{\partial x_1} \sum_{k=1}^N u_{1k}^* y_k(\tau) \right] d\tau \right\} \\
 \sigma_{12} &= \frac{\mu}{2} \left[\left(\frac{\partial}{\partial x_2} \sum_{k=1}^N u_{1k}^* y_k + \frac{\partial}{\partial x_1} \sum_{k=1}^N u_{2k}^* y_k \right) - \right. \\
 &\left. - \int_{-\infty}^t \Gamma(t-\tau) \left(\frac{\partial}{\partial x_2} \sum_{k=1}^N u_{1k}^* y_k(\tau) - \frac{\partial}{\partial x_1} \sum_{k=1}^N u_{2k}^* y_k(\tau) \right) d\tau \right]
 \end{aligned} \tag{3.14}$$

Если перепишем выражение (3.6) через (3.10)-(3.14) и с учетом выражения

$$\begin{aligned}
 \ddot{u}_1 &= \ddot{\psi}_1(t) + \sum_{k=1}^N u_{1k}^* \ddot{y}_k(t) \\
 \ddot{u}_2 &= \ddot{\psi}_2(t) + \sum_{k=1}^N u_{2k}^* \ddot{y}_k(t)
 \end{aligned} \tag{3.15}$$

то получим разрешающие систему интегро-дифференциальные уравнения относительно искомой функции $y_k(t)$, т.е.:

$$\begin{aligned}
 & - \int_S \left\{ \left[\mathbf{K} \left(\frac{\partial}{\partial x_1} \sum_{k=1}^N u_{1k}^* y_k + \frac{\partial}{\partial x_2} \sum_{k=1}^N u_{2k}^* y_k \right) + \right. \right. \\
 & + \left. \left[\frac{1}{3} \left(2 \frac{\partial}{\partial x_1} \sum_{k=1}^N u_{1k}^* y_k - \frac{\partial}{\partial x_2} \sum_{k=1}^N u_{2k}^* y_k \right) - \right. \right. \\
 & \left. \left. - \frac{1}{3} \int_{-\infty}^t \Gamma(t-\tau) \left(2 \frac{\partial}{\partial x_1} \sum_{k=1}^N u_{1k}^* y_k(\tau) - \frac{\partial}{\partial x_2} \sum_{k=1}^N u_{2k}^* y_k(\tau) \right) d\tau \right] \right\} \times \\
 & \times \frac{\partial}{\partial x_1} \sum_{k=1}^N u_{1k}^* \delta y_k + \left\{ \mathbf{K} \left(\frac{\partial}{\partial x_1} \sum_{k=1}^N u_{1k}^* y_k + \frac{\partial}{\partial x_2} \sum_{k=1}^N u_{2k}^* y_k \right) + \right. \\
 & + 2\mu \left[\frac{1}{3} \left(2 \frac{\partial}{\partial x_2} \sum_{k=1}^N u_{2k}^* y_k - \frac{\partial}{\partial x_1} \sum_{k=1}^N u_{1k}^* y_k \right) \right] - \\
 & \left. - \frac{1}{3} \int_{-\infty}^t \Gamma(t-\tau) \left(2 \frac{\partial}{\partial x_2} \sum_{k=1}^N u_{2k}^* y_k(\tau) - \frac{\partial}{\partial x_1} \sum_{k=1}^N u_{1k}^* y_k(\tau) \right) d\tau \right\} \times \\
 & \times \frac{\partial}{\partial x_2} \sum_{k=1}^N u_{2k}^* \delta y_k + \mu \left[\left(\frac{\partial}{\partial x_2} \sum_{k=1}^N u_{1k}^* y_k + \frac{\partial}{\partial x_1} \sum_{k=1}^N u_{2k}^* y_k \right) - \right. \\
 & \left. - \int_{-\infty}^t \Gamma(t-\tau) \left(\frac{\partial}{\partial x_2} \sum_{k=1}^N u_{1k}^* y_k(\tau) + \frac{\partial}{\partial x_1} \sum_{k=1}^N u_{2k}^* y_k(\tau) \right) d\tau \right]. \tag{3.16}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & \cdot \frac{1}{2} \left(\frac{\partial}{\partial x_2} \sum_{k=1}^N u_{1k}^* \delta y_k + \frac{\partial}{\partial x_1} \sum_{k=1}^N u_{2k}^* \delta y_k \right) \Big\} ds - \\
 & - \rho_n \int_S \left[\left(\ddot{\psi}_1 + \sum_{k=1}^N u_{1k}^* \ddot{y}_k \right) \sum_{k=1}^N u_{1k}^* \delta y_k + \left(\ddot{\psi}_2 + \sum_{k=1}^N u_{2k}^* \ddot{y}_k \right) \sum_{k=1}^N u_{2k}^* \delta y_k \right] ds = 0
 \end{aligned}$$

После соответствующих упрощений (3.16) примет вид

$$\begin{aligned}
 & \sum_{k=1}^N \left(M_{ik} \ddot{y}_k(t) + K_{ik} y_k(t) - C_{ik} \int_{-\infty}^t \Gamma(t-\tau) y_k(\tau) d\tau \right) \delta y_i - \\
 & - [f_{1i} \ddot{\psi}_1(t) + f_{2i} \ddot{\psi}(t)] \delta y_i = 0 \tag{3.17}
 \end{aligned}$$

Здесь:

$$\begin{aligned}
 K_{ik} &= \int_V \left[K \left(\frac{\partial u_{1i}^*}{\partial x_1} \cdot \frac{\partial u_{1k}^*}{\partial x_1} + \frac{\partial u_{2i}^*}{\partial x_2} \cdot \frac{\partial u_{1k}^*}{\partial x_1} + \frac{\partial u_{1k}^*}{\partial x_1} \cdot \frac{\partial u_{2k}^*}{\partial x_2} + \right. \right. \\
 &+ \left. \frac{\partial u_{2k}^*}{\partial x_2} \cdot \frac{\partial u_{2k}^*}{\partial x_2} \right) + \frac{\mu}{2} \left(\frac{\partial u_{1i}^*}{\partial x_2} \cdot \frac{\partial u_{1k}^*}{\partial x_2} + \frac{\partial u_{1i}^*}{\partial x_2} \cdot \frac{\partial u_{2k}^*}{\partial x_1} + \right. \\
 &+ \left. \frac{\partial u_{2i}^*}{\partial x_1} \cdot \frac{\partial u_{1k}^*}{\partial x_2} + \frac{\partial u_{2i}^*}{\partial x_1} \cdot \frac{\partial u_{2k}^*}{\partial x_1} \right) + \frac{2}{3} \mu \left(\frac{2\partial u_{1k}^*}{\partial x_1} \cdot \frac{\partial u_{1k}^*}{\partial x_1} - \right. \\
 &\left. \left. - \frac{\partial u_{2i}^*}{\partial x_2} \cdot \frac{\partial u_{1k}^*}{\partial x_1} + \frac{2\partial u_{2i}^*}{\partial x_2} \cdot \frac{\partial u_{2k}^*}{\partial x_2} - \frac{\partial u_{1i}^*}{\partial x_1} \cdot \frac{\partial u_{2k}^*}{\partial x_2} \right) \right] ds \\
 C_{ik} &= \int_V \left[\frac{\mu}{2} \left(\frac{\partial u_{1i}^*}{\partial x_2} \cdot \frac{\partial u_{1k}^*}{\partial x_2} + \frac{\partial u_{1i}^*}{\partial x_2} \cdot \frac{\partial u_{2k}^*}{\partial x_1} + \right. \right. \\
 &+ \left. \frac{\partial u_{2i}^*}{\partial x_1} \cdot \frac{\partial u_{1k}^*}{\partial x_2} + \frac{\partial u_{2i}^*}{\partial x_1} \cdot \frac{\partial u_{2k}^*}{\partial x_1} \right) + \frac{2}{3} \mu \left(\frac{2\partial u_{1i}^*}{\partial x_1} \cdot \frac{\partial u_{1k}^*}{\partial x_1} - \right. \\
 &\left. \left. - \frac{\partial u_{1i}^*}{\partial x_2} \cdot \frac{2\partial u_{1k}^*}{\partial x_1} + \frac{2\partial u_{2i}^*}{\partial x_2} \cdot \frac{\partial u_{2k}^*}{\partial x_2} - \frac{\partial u_{1i}^*}{\partial x_1} \cdot \frac{\partial u_{2k}^*}{\partial x_2} \right) \right] ds \\
 M_{ik} &= \rho_n \int_V (u_{1i}^* u_{1k}^* + u_{2i}^* u_{2k}^*) ds \\
 f_{1i} &= \rho_n \int_V u_{1i}^* dV, \quad f_{2i} = \rho_n \int_V u_{2i}^* ds
 \end{aligned}
 \tag{3.18}$$

В равенстве (3.17), по предположению δy_i произвольная величина, значит, $\delta y_i \neq 0$, поэтому получим систему линейных интегро-дифференциальных уравнений относительно искомым функций $y_k(t)$ в виде

$$M_{ik}\ddot{y}_k(t) + K_{ik}y_k(t) - C_{ik} \int_{-\infty}^t \Gamma(t-\tau)y_k(\tau)d\tau = f_{1i}\ddot{\psi}_1(t) + f_{2i}\ddot{\psi}_2(t) \quad (3.19)$$

Порядок этой системы (3.19) равен количеству N удержанных в разложении (3.9) собственных форм колебаний упругого сооружения найденных в разделе 3.2.

Система интегро-дифференциальных уравнений (3.19) описывает динамическое поведение грунтовых плотин с учетом вязкоупругих свойств грунта при периодических кинематических воздействиях. Это позволяет нам исследовать динамическое состояние грунтовых плотин при различных частотах внешнего воздействия, включая момент, когда частота воздействия равна собственной частоте сооружения (резонансный режим).

3.3.2. Метод решения уравнений описывающих динамическое поведение сооружения при стационарных периодических воздействиях.

Периодическое решение системы интегродифференциальных уравнений вида [43]

$$\sum_{k=1}^N \left(M_{ik}\ddot{y}_k(t) + K_{ik}y_k(t) - C_{ik} \int_{-\infty}^t \Gamma(t-\tau)y_k(\tau)d\tau \right) = f_i(t), \quad (3.20)$$

$$i = 1, 2, \dots, N,$$

находится следующим образом.

Пусть $f_i(t)$ произвольная периодическая функция времени с периодом T . Ее разложение в ряд Фурье имеет вид

$$f_i(t) = \frac{a_i^0}{2} + \sum_{j=1} a_{ij}^S \sin \frac{\pi j t}{T} + \sum_{j=1} a_{ij}^C \cos \frac{\pi j t}{T}. \quad (3.21)$$

Тогда периодическое решение уравнений (3.20) с правой частью (3.21) ищется в виде

$$y_i(t) = \frac{y_i^0}{2} + \sum_{j=1} y_{ij}^S \sin \frac{\pi j t}{T} + \sum_{j=1} y_{ij}^C \cos \frac{\pi j t}{T}. \quad (3.22)$$

Подставляя (3.22) в (3.20), получим следующие равенства:

$$\begin{aligned} & -\frac{\pi^2}{T^2} \sum_k M_{ik} \left(\sum_j j^2 y_{kj}^S \sin \frac{\pi j t}{T} + \sum_j j^2 y_{kj}^C \cos \frac{\pi j t}{T} \right) + \\ & + \sum_k K_{ik} \left(\frac{y_k^0}{2} + \sum_j y_{kj}^S \sin \frac{\pi j t}{T} + \sum_j y_{kj}^C \cos \frac{\pi j t}{T} \right) - \\ & - \sum_k C_{ik} \int_{-\infty}^t \Gamma(t-\tau) \left(\frac{y_k^0}{2} + \sum_j y_{kj}^S \sin \frac{\pi j \tau}{T} + \sum_j y_{kj}^C \cos \frac{\pi j \tau}{T} \right) d\tau = \quad (3.23) \\ & = \frac{a_i^0}{2} + \sum_j a_{kj}^S \sin \frac{\pi j t}{T} + \sum_j a_{kj}^C \cos \frac{\pi j t}{T}, \end{aligned}$$

где $y_i^0, y_{ij}^S, y_{ij}^C$ - неизвестные коэффициенты решений.

После вычисления интегральных членов в (3.23), получим равенство

$$\begin{aligned}
 & -\frac{\pi^2}{T^2} \sum_k M_{ik} \left(\sum_j j^2 y_{kj}^S \sin \frac{\pi j t}{T} + \sum_j j^2 y_{kj}^C \cos \frac{\pi j t}{T} \right) + \\
 & + \sum_k K_{ik} \left(\frac{y_k^0}{2} + \sum_j y_{kj}^S \sin \frac{\pi j t}{T} + \sum_j y_{kj}^C \cos \frac{\pi j t}{T} \right) - \\
 & - \sum_k C_{ik} \left\{ \frac{y_k^0}{2} \Gamma^* + \sum_j y_{kj}^S \left[\Gamma_j^S \sin \frac{\pi j t}{T} - \Gamma_j^C \cos \frac{\pi j t}{T} \right] + \right. \\
 & \left. + \sum_j y_{kj}^C \left[\Gamma_j^C \cos \frac{\pi j t}{T} + \Gamma_j^S \sin \frac{\pi j t}{T} \right] \right\} = \\
 & = \frac{a_i^0}{2} + \sum_j a_{kj}^S \sin \frac{\pi j t}{T} + \sum_j a_{kj}^C \cos \frac{\pi j t}{T},
 \end{aligned} \tag{3.24}$$

здесь

$$\begin{aligned}
 \Gamma_j^S &= \int_0^{\infty} \Gamma(\tau) \sin \frac{\pi j \tau}{T} d\tau, \\
 \Gamma_j^C &= \int_0^{\infty} \Gamma(\tau) \cos \frac{\pi j \tau}{T} d\tau, \\
 \Gamma^* &= \int_0^{\infty} \Gamma(\tau) d\tau.
 \end{aligned} \tag{3.25}$$

Если при описании вязкоупругих свойств материала используются трехпараметрические ядра М.А.Колтунова

$$\Gamma(t) = A e^{-\beta t} t^{\alpha-1} \tag{3.26}$$

то (3.25) будет определяться по формуле

$$\Gamma_j^S = \frac{A\Gamma(\alpha)}{\left(\frac{\pi^2 j^2}{T^2} + \beta^2\right)^{\frac{\alpha}{2}}} \sin\left(\alpha \cdot \operatorname{arctg} \frac{\pi j}{T\beta}\right),$$

$$\Gamma_j^C = \frac{A\Gamma(\alpha)}{\left(\frac{\pi^2 j^2}{T^2} + \beta^2\right)^{\frac{\alpha}{2}}} \cos\left(\alpha \cdot \operatorname{arctg} \frac{\pi j}{T\beta}\right), \quad (3.27)$$

$$\Gamma^* = A\Gamma(\alpha) / (\beta^\alpha),$$

где $\Gamma(\alpha)$ - гамма функция.

Для определения искомым $y_j^0, y_{ij}^s, y_{ij}^c$ необходимо приравнять коэффициенты в левой и правой частях системы уравнений (3.24) при $\sin \frac{\pi j t}{T}$, $\cos \frac{\pi j t}{T}$ и при свободных членах. В результате этого коэффициенты $y_j^0, y_{ij}^s, y_{ij}^c$ решения (3.22), системы уравнений (3.20) находятся через $a_i^0, a_{ij}^s, a_{ij}^c$.

3.4. Параметры ядра релаксации для различных грунтов

В данной работе процесс релаксации грунта предполагается описать с помощью наследственной теории ползучести Больцмана-Вольтерра (3.8) с использованием простого, и в то же время, достаточно общего слабосингулярного ядра (3.26) для которого при любом t ,

$$\int_0^t \frac{Ae^{-\beta t}}{t^{1-\alpha}} d\tau \leq 1 \quad (3.28)$$

Резольвента этого ядра для описания процессов ползучести (ограниченной, установившейся, неограниченной) имеет вид [53]:

$$K(t) = \frac{e^{-\beta t}}{t} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{[A\Gamma^n(\alpha)] t^{\alpha n}}{\Gamma(\alpha n)} \quad (3.29)$$

В работе [40] с использованием методик предложенных в [53] определены параметры ядра релаксации, для некоторых типов грунта:

1. Для келловейской супеси (W=26%)

$$A_{\mathcal{D}} = 0,0674; \alpha_{\mathcal{D}} = 0,25; \beta_{\mathcal{D}} = 0,0024,$$

2. Для келловейской супеси (W=22%)

$$A_{\mathcal{D}} = 0,034; \alpha_{\mathcal{D}} = 0,25; \beta_{\mathcal{D}} = 0,00036,$$

3. Для алевроитового мергеля (W=26%)

$$A_{\mathcal{D}} = 0,0146; \alpha_{\mathcal{D}} = 0,2; \beta_{\mathcal{D}} = 0,0000057$$

4. Для мелкозернистого песчаника с глинистым цементом (до W=15%)

$$A_{\mathcal{D}} = 0,0137; \alpha_{\mathcal{D}} = 0,2; \beta_{\mathcal{D}} = 0,0000013$$

5. Для мелкозернистого песчаника с глинистым цементом (до W=15%)

в воздушно-сухом состоянии:

$$A_{\mathcal{D}} = 0,0186; \alpha_{\mathcal{D}} = 0,25; \beta_{\mathcal{D}} = 0,000047$$

В дальнейшем некоторые эти параметры будут использоваться в конкретных расчетах различных грунтовых сооружений.

3.5. Исследование установившихся вынужденных колебаний грунтовых плотин при стационарных воздействиях с учетом вязкоупругих свойств грунта

При исследованиях динамики конкретных сооружений необходим учет диссипативных свойств материала, характеризующих поглощающую способность материала, которые уменьшают амплитуду колебаний сооружения. В данном расчете для учета диссипативных свойств материала сооружения использованы вышеприведенные вязкоупругие модели.

Ниже приводятся результаты исследований установившихся вынужденных колебаний грунтовых плотин при периодическом кинематическом воздействии в основании сооружения:

$$\vec{x} \in \Sigma_u : \begin{cases} u_{10}(t) = B \exp(-i\Omega t) \\ u_{20}(t) = C \exp(-i\Omega t) \end{cases}, \quad (3.30)$$

где B, C – амплитуда, а Ω -частота кинематического воздействия, результатом расчета которого является построение амплитудно-частотных характеристик для различных характерных точек плотин, которые позволяют оценить как опасные частоты так и опасные амплитуды колебаний сооружения.

В дальнейшем для характерных точек плотин были построены амплитудно-частотные характеристики (АЧХ) перемещений (u, v) и напряжений: нормальных - σ_{11}, σ_{22} , касательных - σ_{12} при различных частотах « Ω » кинематического воздействия (3.30) в диапазоне от 7.0 до 60.0 рад/сек. В окрестности предполагаемого вязкоупругого резонанса шаг для частоты « Ω » уменьшался в 2-3

раза. Соотношение амплитуд воздействия принималось $B/C=2.0$ ($B=0.01\text{м}$).

На рис.3.2 и рис. 3.3 приведены полученные результаты амплитудно- частотных характеристик перемещений u, v и компоненты напряжений

($\sigma_{11}, \sigma_{22}, \sigma_{12}$) для трех характерных точек Зааминской плотины указанных с координатами (в метрах): $A(-40.1; 41.7)$; $B(-16.7; 53.0)$; $C(16.7; 41.7)$.

Анализ полученных результатов показывает, что в каждой из рассмотренных точек плотины наибольшее горизонтальное перемещение отмечено при первом резонансе, а вертикальное перемещение достигает максимума при высших частотах. В точке A это явление наблюдается в четвертом резонансе. Причем в точках B и C вертикальные перемещения плотины превышают горизонтальные на второй и третьей частотах собственных колебаний сооружений, когда частота внешнего воздействие совпадает с этими частотами. Эта объясняется тем, что движение сооружение при этих частотах описывает вертикальное колебание.

Собственных форм колебаний сооружения, в свою очередь сильно влияет на изменение напряженно-деформированного состояния сооружения. Из рис.3.3 видно, что наибольшие напряжения в рассмотренных точках возникают при вынужденных воздействиях с частотами, находящимися в диапазоне между ω_3 и ω_5 (соответственные частоты собственных колебаний плотины).

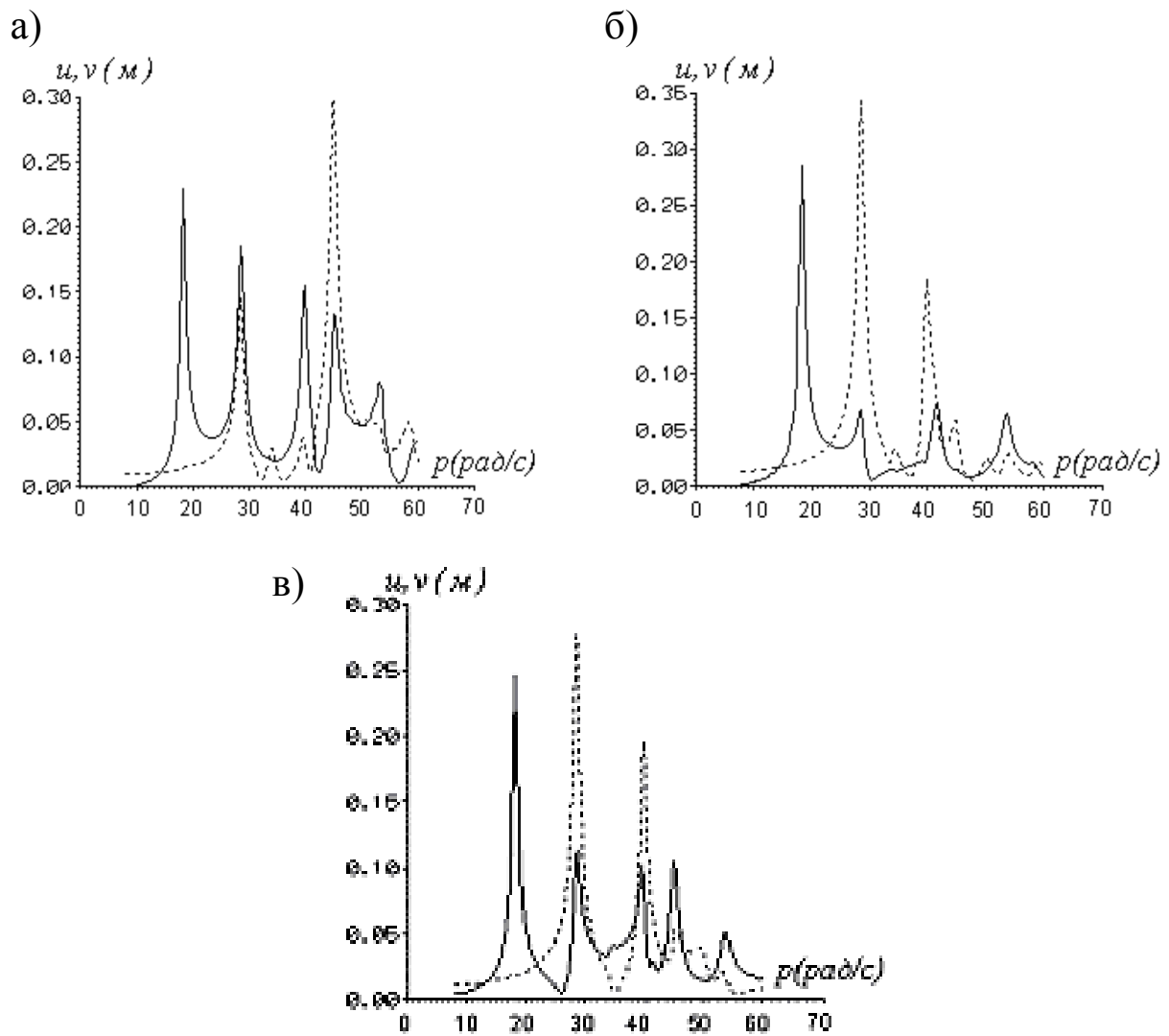


Рис. 3.2. Амплитудно частотные характеристики перемещений
точек плотины А (а), В (б), С (в):

_____ - горизонтальные, - - - - - вертикальные составляющие
перемещений

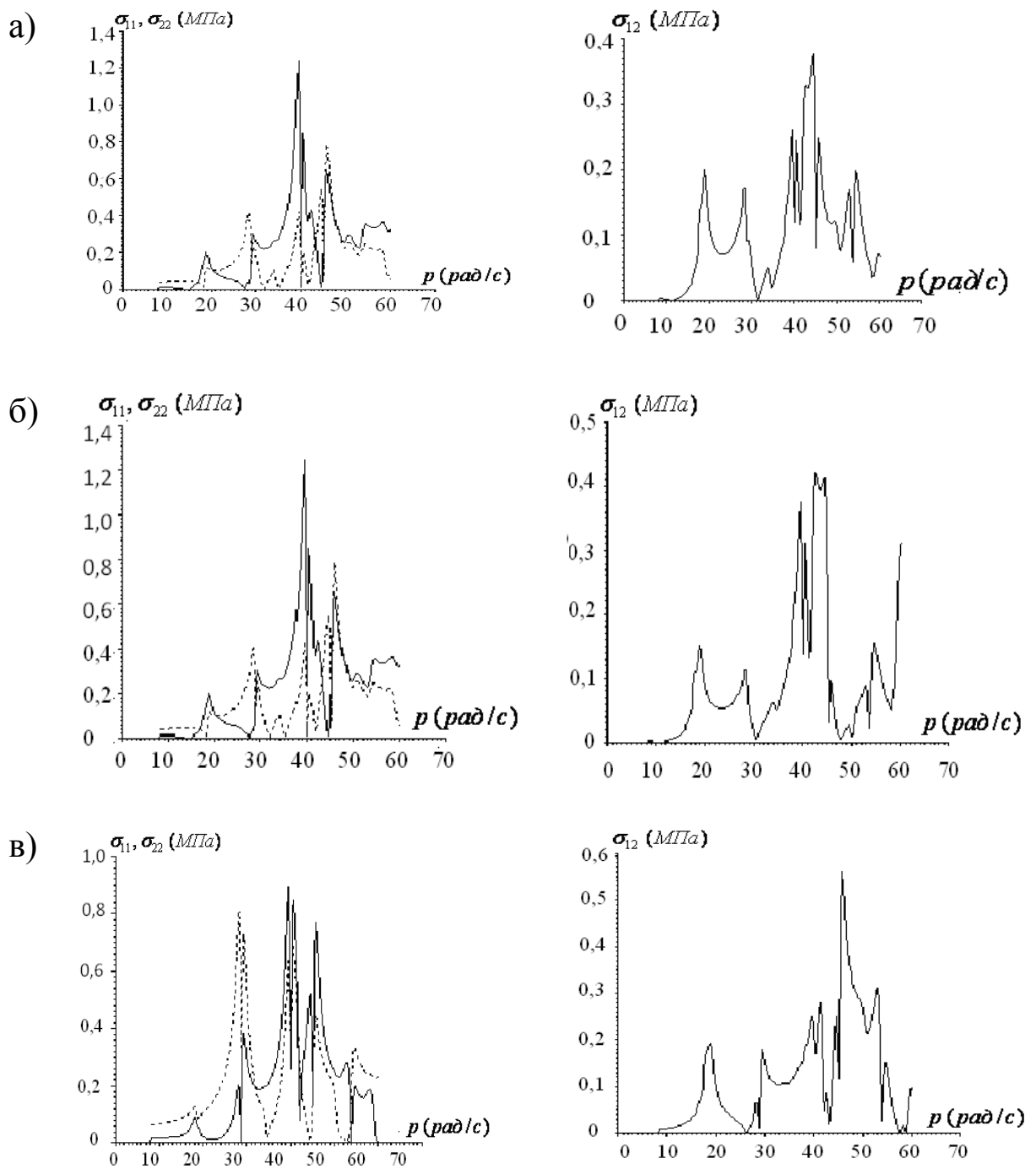


Рис. 3.3. Амплитудно частотные характеристики компонентов напряжений для точек плотины А (а), В (б), С (в): - горизонтальное нормальное напряжение (σ_{11}), - - - - - вертикальное нормальное напряжение (σ_{22})

Анализ проведенных исследований позволил сделать следующие выводы:

- наибольшее горизонтальное перемещение наблюдается при первом, а вертикальное – на высших резонансах частотах, т.е. до четвертого частоты, включительно. При этом вертикальные перемещения по значению могут превышать горизонтальное ;

- возникновение при тех или иных резонансных частотах наибольших резонансных амплитуд объясняется преобладанием на этих частотах определенных собственных форм колебаний, т.е. изгибных, вертикальных или других;

- если при каких-то частотах возникают одновременно наибольшие горизонтальные и вертикальные перемещения, то при совпадении этих собственных частот с частотой воздействия, возникает наибольшее напряженное состояние сооружения при резонансных режимах;

- резонанс возникающие при совпадении частоты внешних воздействие с плотным спектр собственных частот сооружении приводит к возникновению наибольших амплитуд напряжений;

- для обеспечения необходимой точности при оценке динамической прочности грунтовых плотин необходимо учитывать не менее 10 собственных форм колебаний сооружения.

Выводы по 3 главе

1. Разработана методика, алгоритм и программы на ЭВМ для оценки динамической характеристики грунтовых плотин с использованием метода конечных элементов.

2. Оценены динамические характеристики грунтовых плотин с учетом конструктивных и неоднородных особенностей сооружения, выявлен плотный диапазон низкочастотных спектров собственных частот.

3. Разработана математическая модель, методика, алгоритм и программа на ЭВМ для оценки динамического поведения и напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин с учетом конструктивных и неоднородных особенностей сооружения и вязкоупругих свойств грунта при стационарных периодических воздействиях разложением искомого решения по собственным формам колебаний.

4. Исследовано динамическое поведение и напряженно-деформированное состояние Зааминской грунтовой плотины при стационарных кинематических воздействиях с учетом вязкоупругих свойств грунта.

5. В результате проведенных исследований выявлено:

- наибольшее горизонтальное перемещение наблюдается при первом, а вертикальное может возникнуть на высших резонансных частотах, т.е. до четвертого, включительно;

- совпадение частоты внешних воздействий с плотным спектром собственных частот сооружения вызывает наибольшие (опасные) амплитуды напряжений в различных участках сооружения.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Разработаны математические модели для оценки и прогноза напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин с учетом влажностных и неупругих свойств грунта с использованием обобщенно плоско-деформированного модели .

2. Разработана методика, алгоритм и создан ряд программ на ЭВМ для оценки и прогноза напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин позволяющих учитывать как обобщенное плоско-деформированное состояние сооружения, так влажностных и вязкоупругих свойств грунта.

3. Разработана численная методика решения задач распространения влажности по телу грунтовой плотины методом конечных элементов.

4. Адекватность и достоверность разработанных моделей, методики и программы на ЭВМ подтверждены сопоставлением полученных результатов с известными решениями модельных задач.

5. Оценено напряженно-деформированное состояние и прочность Пачкамарской, Зааминской и Гиссаракской грунтовых плотин под действием собственного веса и гидростатического давления воды при различном уровне заполнения водохранилища с учетом их конструктивных особенностей сооружения и неоднородных упругих свойств грунтов.

6. Выявлено, что коэффициент запаса прочности верхового откоса пустого водохранилища, меньше, чем заполненного, что по-

видимому объясняется удержанием напряжения, возникающего в откосных зонах плотины (под действием собственного веса), действующим гидростатическим давлением воды.

7. Обнаружено, что наибольшие значения максимальных касательных напряжений возникают на верхней отметке плотины, где заканчивается контакт сооружения с водой, что не желательно для грунтовых плотин, так как в таких зонах возможно возникновение боковых сдвижек и выпора при динамических воздействиях.

8. Исследовано распространение влажности по телу грунтовых плотин по времени с проницаемым и непроницаемым основанием при различном заполнении водохранилища водой.

9. Оценено напряженно - деформированное состояние и прочность грунтовых плотин, с учетом уровня заполнения водохранилища, изменением влажности и физико-механических характеристик грунта с течением времени.

10. В результате проведенных исследований выявлено:

- на верхнем откосе на уровне заполнения водохранилища формируется зона с коэффициентом запаса прочности меньше единицы, появление которой провоцируется возникающими здесь растягивающими напряжениями;

- зона с коэффициентом запаса прочности меньше единицы, со временем увеличивается в направлении вверх к гребню плотины;

- для плотин с центральным ядром при высоком уровне заполнения водохранилища зона с коэффициентом запаса прочности меньше единицы, охватывает пригребневую зону;

- наличие защитного экрана препятствует появлению зоны с коэффициентом запаса прочности меньше единицы на нижнем откосе;

11. Исследование динамического поведения и напряженно-деформированного состояния Зааминской грунтовой плотины при периодических кинематических воздействиях с учетом вязкоупругих свойств грунта позволило выявить:

- наибольшее горизонтальное перемещение наблюдается при первом, а вертикальное может возникнуть на высших резонансах частотах, т.е. до четвертого, включительно;

- совпадение частоты внешних воздействий с плотным спектром собственных частот приводит к возникновению наибольших (опасных) напряжений на многих участках сооружения, которые по-видимому объясняется тем, что собственные формы колебания с близкими частотами взаимодействия между собой создают единый пик при резонансе.

12. Полученные новые результаты представляют практический интерес для использования при проектировании грунтовых плотин и при мониторинговом наблюдении за их состоянием.

Список использованной литературы

1. Абарин А.М. Сейсмостойкость грунтовых плотин (пространственная постановка). Дисс... канд.техн.наук: 05.23.07 – М., 1999. - 228 с. 61 01-5/132-6.
2. Абдурашидов К.С. Натурные исследования колебаний зданий и сооружений и методы их восстановления. Ташкент.:Фан, 1974. 216 с.
3. Ахмедов М. А. Землетрясение, последствия и защита.- Ташкент: ТашГТУ, 2016.-387 с.
4. Ахмедов М.А., Салямова К.Дж. Анализ и оценка повреждений гидротехнических сооружений.- Ташкент: “Фан ва технология”, 2016, 160 с.
5. Баркан Д.Д. Динамика оснований и фундаментов. М: Стройвоениздат, 1948.411 с.
6. Бате К., Вилсон Е. Численные методы анализа и МКЭ. М.: Стройиздат, 1982. 448 с.
7. Беллендир Е.Н., Берзов В.Ф., Кутергин В.Н. Учет влияния динамических воздействий на прочностные характеристики грунтов // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2001. Т. 239. С. 143-153
8. Беллендир Е.Н., Глаговский В.Б., Готлиф А.А., Прокопович В.С. Методика оценки состояния грунтовой плотины с учетом данных натурных наблюдений // Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. 2000. Т. 238. С. 25-28
9. Беллендир Е.Н., Ивашинцов Д.А., Стефанишин Д.В., Финагенов О.М., Шульман С.Г. Вероятностные методы оценки надежности грунтовых гидротехнических сооружений. -СПб.: ОАО ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, 2003
10. Беллендир Е.Н., Липовецкая Т.Ф., Радченко В.Г., Сапегин Д.Д. Рекомендации российских нормативных документов по

- обеспечению надежности грунтовых плотин. //Известия ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева. 2000. Т. 238. С. 5-14
11. Бестужева А.С., НгуенФыонг Лам. Динамический и спектральный методы определения сейсмической нагрузки, действующей на сооружение при землетрясении. // Научно-технический журнал «Вестник МГСУ» №1/2010. – С. 155-168.
 12. Богомолова О.А. и др. Расчет устойчивости откосов и проектирование противооползневых сооружений// Интернет вестник ВолгГАСУ. -Сер.: Строит. Информатика, 2012. -Вып.8(24). -С. 1-21.
 13. Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов.-М., Высшая школа, 1978.-447 с.
 14. Гинзбург М.Б. Натурные исследования крупных гидротехнических сооружений. –М.: Энергия, 1964. – 359 с.
 15. Глаговский В.Б., Финагенов О.М. Оценка безопасности грунтовых гидротехнических сооружений при землетрясении//Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. 2000. -Т. 238. -С. 28-33.
 16. Дао Туан Ань. Пространственное напряжённо-деформированное состояние грунтовых плотин с тонким противофильтрационным элементом. Дисс....канд.техн.наук: 05.23.07.-М., 2002.
 17. Демин А.М. Закономерности проявлений деформаций откосов в карьерах. М.: Наука, 1981,144 с. 84
 18. Динамика сплошных сред в расчетах гидротехнических сооружений / Под ред. В.М.Ляхтера и Ю.С.Яковлева. М.: Энергия, 1976. 391 с.
 19. Динамический расчет зданий и сооружений. Справочник проектировщика. //Под ред. Б.Г. Коренева, И.М. Рабиновича - М.: Стройиздат, 1984. - 303 с.
 20. Ермолаева А.Н., Прокопович В.С., Чугаева Г.А., Созинова Т.А. Исследование влияния нелинейной зависимости прочности от нормального давления на устойчивость откосов грунтовой плотины

- (на примере плотины Усть-Илимской ГЭС) // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2004. Том 243. С. 110-117
21. Зарецкий Ю.К., Ломбардо В.Н. Статика и динамика грунтовых плотин. М.: Энергоиздат, 1983.-256 с.
 22. Зенкевич О. Метод конечных элементов в технике.- М.:Мир, 1975. - 541 с.
 23. Ильюшин А.А., Победря Б.Е. Основы математической теории термо-вязкоупругости. -М.: Наука, 1970. 280 с. 52-77
 24. Кобелова Н.Н. Методологические особенности построения прогнозных математических моделей для изучения деформаций высоких плотин// Вестник СГУГиТ. Т.22, 2017. №2, С.55-66.
 25. Колтунов М.А. Ползучесть и релаксация.-М.:Высшая школа, 1976.- 277 с.
 26. Красников Н. Д. Сейсмостойкость гидротехнических сооружений из грунтовых материалов.- М.: Энергоиздат, 1981.- 240 с.
 27. Кузнецов В.С. Определение модуля деформации грунтов в плотине по данным натуральных исследований // Известия ВНИИГ им.Б.Е.Веденеева. 2001. Т. 239. С. 72-80
 28. Кузнецов В.С. Критерии оценки надежности и безопасности грунтовых плотин // Изв. ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. – 2000. – Вып. 238. – С. 20–24.
 30. Ломбардо В.Н. Статический расчет грунтовых плотин. - М. «Энергия», 1983. -200 с.
 31. Ляхтер В.М., Ивашенко И.Н. Сейсмостойкость грунтовых плотин. - М.: Наука, 1986. - 233 с.
 33. Матрошилина Т.В. Оценка состояния грунтовых плотин на основе анализа их осадок// Известия ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева. 2004. Т. 243. -С. 87-93.
 34. Матрошилина Т.В. Оценка состояния грунтовых плотин на основе

- анализа их осадок // Известия ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева. 2004. Т. 243. С. 87-93
35. Мирсаидов М.М. Теории и методы расчета грунтовых сооружений на прочность и сейсмостойкость. Ташкент: Фан, 2010, -312 с.
36. Мирсаидов М.М., Годованников А.М. Сейсмостойкость сооружений. Ташкент. Узбекистан, 2008. 220с.
37. Мирсаидов М.М., Годованников А.М., Юлдошев Б.Ш. Влияние водонасыщенности грунтов земляной плотины на сейсмонапряженное состояние. Материалы Респуб. научно-практ. конф. “Проблемы надёжности и безопасности гидротехнических сооружений” 22-23 ноябрь 2006, Ташкент, С.224-225
38. Мирсаидов М.М., Маткаримов П.Ж., Руми Д.Ф., Юлдошев Б.Ш. Поведение грунтовых сооружений при реальных статических и динамических воздействиях. Аннотации докладов восьмой Всероссийского съезда по теоретической и прикладной механике, Пермь, 23-29 август, 2001 г. С.422
39. Мирсаидов М.М., Маткаримов П.Ж., Юлдошев Б.Ш. Оценка динамики грунтовых плотин с учетом сложных свойств грунтов. ТашИИТ, ВЕСТНИК №2, Ташкент, 2006 г. С.18-28
40. Мирсаидов М.М., Султанов Т.З. Использование линейной наследственной теории вязкоупругости при динамическом расчете грунтовых сооружений. Журнал: Основание, фундаменты и механика грунтов, М.: 2012. № 6. С.30-34
41. Мирсаидов М.М., Султанов Т.З., Абдикаримов Р.А., Ишматов А.Н., Юлдошев Б.Ш., Тошматов Э.С., Жураев Д.П. Прочностные параметры грунтовых плотин при различных динамических воздействиях //Инженерно-строительный журнал. Санкт-Петербург, Россия, 2018. №1 (77). С. 101-111
42. Мирсаидов М.М., Султанов Т.З., Ишматов А.Н., Юлдошев Б.Ш.

- Решение задач о нелинейных колебаниях для грунтовых плотин разложением по собственным формам колебаний. ТИҚХММИ, Ирригация ва мелиорация журнал, Тошкент, 2017 й. №2, Б.32-37
43. Мирсаидов М.М., Султанов Т.З., Юлдошев Б.Ш. Конструктивные мероприятия для повышения прочности и сейсмостойкости грунтовых плотин, ТашИИТ, ВЕСТНИК №4, Ташкент, 2010 г. С.10-14
44. Мирсаидов М.М., Султанов Т.З., Юлдошев Б.Ш. Моделирование процесса нестационарного увлажнения грунта и расчет грунтовых сооружений при различных уровнях заполнения водохранилища. ТашИИТ, ВЕСТНИК №3, Ташкент, 2011 г. С.19-23
45. Мирсаидов М.М., Трояновский И.Е. Вынужденные осесимметричные колебания вязкоупругой цилиндрической оболочки. //Механика полимеров, №6, 1975, С.1111-1114
46. Мирсаидов М.М., Трояновский И.Е. Динамика неоднородных систем с учетом внутренней диссипации и волнового уноса энергии.- Ташкент:Фан,1990.-108 с.
47. Мирсаидов М.М., Трояновский И.Е., Балакиров А. Об одном способе решения задачи Коши для системы интегро-дифференциальных уравнений //Изв. АН РУз, сер. техн. наук. –Ташкент, 1985. –№6, – С.32-36
48. Москвитин В.В. Об одном методе решения задач нелинейной вязкоупругости // Упругость и неупругость МГУ.-М.:,1971.- С.167-175.
49. Натариус Я. И. Учет ограниченности длины плотин из грунтовых материалов в расчетах их сейсмостойкости//Гидротехническое строительство – М.:,1978.-№ 10.-С.30-33.
50. Натариус Я.И. Повышение сейсмостойкости плотин из грунтовых материалов. -М.: Энергоатомиздат,1984. -88 с.

51. Нгуен Фыонг Лам. Напряженно-деформированное состояние каменно-земляных плотин при сейсмических воздействиях. Дисс. ... канд. техн. наук : 05.23.07 : М., 2010. 183 с. РГБ ОД, 61 11-5/3072.
52. Ньюмарк Н., Розенблюэт Э. Основы сейсмостойкого строительства. М.: Стройиздат, 1980. 344с.
53. Образцов И.Ф., Савельев Л.М., Хазанов Х.С. МКЭ в задачах строительной механики летательных аппаратов. М.:Высшая школа, 1983. 392 с.
54. Окамото Ш. Сейсмостойкость инженерных сооружений. М.: Стройиздат, 1980. 324с.
55. Орехов В.В. Прогнозное математическое моделирование напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин и скальных массивов :Дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.07 : М., 2003 306 с. РГБ ОД, 71:04-5/335.
56. Орехов В.В. Устойчивость грунтовой плотины с вертикальной диафрагмой// Вестник МГСУ. Гидравлика. Инженерная гидрология. Гидротехническое строительство.2016.№1.С.143-149.
57. Павчич М.П., Стулькевич А.В. Метод определения интегральных параметров местного и общего режимов фильтрации системы плотина - основание с использованием пьезометрических наблюдений // Известия ВНИИГ им.Б.Е.Веденеева. 2001. Т. 239. С. 81-87
58. Победря Б.Е. Математическая теория нелинейной вязкоупругости. Упругость и не упругость. //МГУ.-М.: 1973.-Вып.3. -С.95-173. 55=85
59. Поляков С.В. Сейсмостойкие конструкции зданий. М.: Высшая школа, 1983. 304 с.
60. Прокопович В.С., Величко А.С., Орищук Р.Н. Напряженно-деформированное состояние земляной плотины с глиноцементобетонной диафрагмой (на примере земляной плотины

- гоцатлинской ГЭС)// Известия Всероссийского Научно-исследовательского института гидротехники им. Б.Е. Веденеева . 2016. Том: 282. - С. 87-98.
61. Рассказов Л. Н., Бестужева А.С., НгуенФыонг Лам. Учет «бегущей волны» в пространственных задачах сейсмоустойчивости грунтовых плотин. // Ежемесячный научно-технический журнал «Гидротехническое строительство» № 11/2010. – С. 47-53.
62. Рассказов Л.Н., Бестужева А.С. «Сейсмостойкость грунтовых плотин» -Москва, /Гидротех.стро., 1997, №3, С.13-19
63. Рассказов Л.Н., Бестужева А.С., Нгуен Фыонг Лам. Сейсмостойкость грунтовых плотин в пространственной постановке // 2010. www.mirexpo.ru/exhibitions/gidrostroy/files/gidrostroymgsu.doc.
64. Рекач В.Г. Руководство к решению задач по теории упругости. –М.: Высшая школа, 1977. -216 с.
65. Рекомендации по определению прочностных и деформационных характеристик бетона при не одноосных напряженных состояниях. – М.: НИИЖБ Госстрой СССР, 1985. -72 с.
66. Ржаницын А.Р. Теория ползучести.-М.: Стройиздат,1968.-416 с. 54-79
67. Рождественский Е.Д., Е.С.Песиков Е.С. Инженерное грунтоведение. Ташкент, Укитувчи, 1971. 160 с.
68. Рубинштейн Г.Л., Стефанович Г.В. Перелившая грунтовая плотина со ступенчатой низовой гранью.-Москва, /Гидротех.стро.,1998, №10, С.7-11
69. Салямова К.Д., Хусанов Б.Э., Умархонов С.И. Исследование напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин с учетом нестационарных волновых процессов // Узб. Ж. Проблемы механики. 1999. №6.-С.11-14
70. Серебренников С.П. Методика оценки сейсмической опасности

- земляных плотин при сильных землетрясениях / С.П. Серебренников, В.И. Джурик, А.Ю. Ескин [и др.] // Интерактивная наука. – 2016. – № 9. – С. 18-21. – ISSN 2414-9411. doi:10.21661/r-114245.
71. Стефанишин Д. В. Прогнозирование аварийности проектируемых и строящихся плотин на основе результатов статистического анализа произошедших аварий. Известия ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева. 2008. Т. 251. -С. 3-9.
72. Султанов К.С. Волновая теория сейсмостойкости подземных сооружений. Т.: «ФАН», 2016, -392 с.
73. Султанов К.С., Мирзаев А.Г. Модель деформирования просадочных грунтов с учетом влажности // ДАН РУз, 1999, №7, С.32-35
74. Султанов К.С., Хусанов Б.Э. Уравнение состояния просадочных грунтов с учетом увлажненности // Основания, фундаменты и механика грунтов.-2001.-№3. С.7-11
75. Султанов Т.З. Теория и методы оценки прочностной надежности грунтовых плотин с учетом пространственного и нелинейного деформирования сооружений. Автореферат докторской диссертации. Ташкент, 2014. 84 с.
76. Тедеев Т.Р., Арунянц Г.Г. Стационарный режим влагопроводности // Известия ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева. 2004. Т. 243. С. 106-110
77. Тер-Мартirosян З.Г. Механика грунтов. М.: Изд-во АСВ, 2010.- 550 с.
78. Уразбаев М.Т. Сейсмостойкость упругих и гидроупругих систем. Ташкент:Фан,1966. 256с.
79. Хачиян Э.Е., Мелкумян М.Г. Метод сравнительного анализа работы строительных конструкций при статическом и динамическом нагружениях // Инженерные проблемы строительной механики. Ереван, 1987.- С.24-41
- 80 Хусанов Б.Э., Салямова К.Д. Конечно-разностный метод

- динамического расчета грунтовых плотин // ДАН РУз, 1998, №9, С.12-16
81. Цытович Н.А. Механика грунтов. –М.: Высшая школа. 1983. 288 с. 1
82. Ширинкулов Т.Ш., Зарецкий Ю.К. Ползучесть и консолидация грунтов.-Ташкент: Фан, 1986. -302с.
83. Шульман С.Г. Расчеты сейсмостойкости гидросооружений с учетом влияния водной среды. –М.: Энергия, 1976. -336 с.
84. Юлдошев Б.Ш., Уринов Б.Х. Оценка распространения влаги в теле грунтовых плотин // ТашИИТ, ВЕСТНИК №2, Ташкент, 2010 г. С.14-17
85. Ягин В.И. Плотины из грунтовых материалов, возводимые в Северной строительной-климатической зоне // Москва /Гидротех.стро., 1997, №3, С.40-42
86. Afiri, R. & Gabi, S. Finite element slope stability analysis of Souk Tleta dam by shear strength reduction technique // Innov. Infrastruct. Solut. (2018) 3: 6.<https://doi.org/10.1007/s41062-017-0108-1>
87. E.E. Alonso, R. Cardoso. Behavior of materials for earth and rockfill dams. Frontiers of Structural and Civil Engineering. 2010, Vol. 4, Iss. 1, Pp 1–39.<https://doi.org/10.1007/s11709-010-0013-6>.
88. F.Bekchanov, R.Ergashev, M.Mirsaidov Study of Structure Oscillations Under One-component Kinematic Effect. Volume 6 - Issue 5 - November 2018, DOI: 10.19080/CERJ.2018.06.555698
89. Fu Z., Chen S., Li, G. Hydrodynamic pressure on concrete face rockfill dams subjected to earthquakes. Journal of Hydrodynamics. 2019. V.31, Iss. 1, Pp. 152-168. <https://doi.org/10.1007/s42241-018-0145-z>
90. Kong X., Liu J., Zou D. Numerical simulation of the separation between concrete face slabs and cushion layer of Zipingpu dam during the Wenchuan earthquake. Science China Technological Sciences. 2016. Vol.59, Iss. 4. Pp.531-539. <https://doi.org/10.1007/s11431-015-5953-6>.

91. Li, Y., Li, K., Wen, L. et al. Safety standard for slopes of ultra-high earth and rock-fill dams in china based on reliability analysis. International Journal of Civil Engineering. 2019. V.17, Pp. 1-16. <https://doi.org/10.1007/s40999-019-00400-x>
92. Liping Jing, Haiyan Liang, Yongqiang Li, Chunhui Liu. Characteristics and factors that damage to dams in the M s 8.0 Wenchuan earthquake. //Earthquake Engineering and Engineering Vibration. September 2011. - Volume 10. - Issue 3. – Pp. 349-358.
93. M. Esmailzadeh, M. Talkhablou, K. Ganjalipour. Arching Parametric Study on Earth Dams by Numerical Modeling . Indian Geotechnical Journal. 2018, Vol. 48, Iss.4, Pp 728–745. <https://doi.org/10.1007/s40098-017-0290-2>.
94. Mirsaidov, M.M., Sultanov, T.Z., Abdikarimov, R.A., Ishmatov, A.N., Yuldoshev, B.Sh., Toshmatov, E.S., Jurayev, D.P. Strength parameters of earth dams under various dynamic effects. Magazine of Civil Engineering. 2018. 77(1). Pp. 101–111. doi: 10.18720/MCE.77.9
95. M.Mirsaidov An account of the foundation in assessment of earth structure dynamics. В журнале E3S Web of Conferences. 2019. Vol. 97, 04015 (2019). Pp. 1-11. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/20199704015>
96. M.Mirsaidov, T.Sultanov, D.Khodjaev Evaluation of stress-strain state of dams with account of elastoplastic properties of soil at various filling levels of reservoir. Jour. Dam world. Brasil. 2018 . pp. 1-11
97. M.Mirsaidov, T.Sultanov, J.Yarashov, E.Toshmatov Assessment of dynamic behaviour of earth dams taking into account large strains. В журнале E3S Web of Conferences 2019. Vol. 97, 05019 (2019). Pp. 1-11. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/20199705019>, FORM-2019
98. M.Mirsaidov, T.Z. Sultanov, J.A. Yarashov , N. K. Hujanazarova, Z. Urazmukhammedova. Mathematical simulation and the methods to assess the strength of earth dams. 2019 International Conference on Information

- Science and Communications Technologies (ICISCT).
DOI: 10.1109/ICISCT47635.2019.9011818
99. Martin Wieland. Features of seismic hazard in large dam projects and strong motion monitoring of large dams. //Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China. March 2010. - Volume 4.- Issue 1.– Pp. 56-64.
100. Mayshree Singh, Andrzej Kijko, Leo van den Berg. Seismic risk ranking for large dams in South Africa. Acta Geophysica. February 2011. - Volume 59.- Issue 1. –Pp. 72-90.
101. Mirsaidov M. M., Sultanov T. Z. Theory and Methods of Strength Assessment of Earth Dams. Lambert Akademik Publishing. Saarbrücken/ Deutschland \ Germany\ , 2015. 341 p.
102. Mirsaidov M.M. and et al. Strength parameters of earth dams under various dynamic effects. *Magazine of Civil Engineering*, 2018. No. 1. Pp.101-111. doi: 10.18720/MCE.77.9.
103. Mirsaidov M.M., Sultanov T.Z. Use of linear heredity theory of viscoelasticity for dynamic analysis of earthen structures // Soil Mechanics and Foundation Engineering. New York, January 2013. Volume 49, Issue 6, Pp. 250-256.
104. Nariman, N.A., Lahmer, T., Karampour, P. Front. Uncertainty quantification of stability and damage detection parameters of coupled hydrodynamic-ground motion in concrete gravity dams. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*. 2019. V.13, Iss.2, Pp.303-323.<https://doi.org/10.1007/s11709-018-0462-x>
105. Pinyol, N.M. , Alonso, E.E. . Earth dam, spatial model, stress-strain state, dynamic characteristic, natural frequency, modes of oscillations.*International Journal of Civil Engineering*. 2019, V.17, Iss. 4, Pp. 501-513. <https://doi.org/10.1007/s40999-018-0314-z>
106. Salymova K.D., Khusanov B.E. Non-stationary behavior of ground dams under the action of loads // Transactions of academy of sciences of

- Azerbaijan-Series of physical-technical and mathematical sciences. Baku. vol.XX.2000,№4, Pp. 244-250.
107. Sultanov, T.Z., Khodzhaev, D.A., Mirsaidov, M.M., The assessment of dynamic behavior of heterogeneous systems taking into account non-linear viscoelastic properties of soil. . *Magazine of Cive Engineering*, 2014. No. 1. Pp.80-89. doi: 10.5862/MCE.45.9.
108. T.Sultanov, B.Yuldoshev, E.Toshmatov, J.Yarashov, R.Ergashev, M.Mirsaidov Strength assessment of earth dams. MATEC Web of Conferences. 2019 Volume 265, 01007 (2019). Pp. 1-6. <https://doi.org/10.1051/matecconf/201926501007>
109. Wang M., Chen J., Xiao W. Experimental and Numerical Comparative Study on Gravity Dam-Reservoir Coupling System. *KSCE Journal of Civil Engineering*. 2018. V.22, Iss. 10, Pp. 3980-3987. <https://doi.org/10.1007/s12205-018-1434-3>.
110. Wang Tao, ChenJian-sheng, Wang Ting, Wang Shuang. Entropy weight-set pair analysis based on tracer techniques for dam leakage investigation // *Natural Hazards*. 2015. Vol.76. Issue 2. Pp 747–767.

О Г Л А В Л Е Н И Е

| | Стр. |
|---|------|
| В в е д е н и е | 9 |
| ГЛАВА I. Оценка и прогноз напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин с учетом обобщенного плоско – деформированного остояния | 32 |
| 1.1. Характерные особенности конструкций рассматриваемых плотин и их материалов..... | 33 |
| 1.1.1. Пачкамарская плотина | 33 |
| 1.1.2. Зааминская плотина..... | 34 |
| 1.1.3. Гиссаракская плотина..... | 35 |
| 1.2. Моделирование процессов деформирования грунтовых плотин для прогноза их напряженного состояния при статических воздействиях..... | 37 |
| 1.2.1. Математические модели и методы решения..... | 37 |
| 1.2.2. Тестовые задачи..... | 42 |
| 1.3 Оценка напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин под дей`ствием собственного веса и гидростатического давления воды..... | 46 |
| 1.4. Оценка главных напряжений, возникающих в грунтовых плотинах под действием собственного веса и гидростатического давления воды..... | 57 |
| 1.5. Оценка прочности различных грунтовых плотин под действием собственного веса и гидростатического давления воды..... | 63 |
| Выводы по 1 главе..... | 69 |
| ГЛАВА II. Оценка и прогноз напряженно-деформированного состояния и прочности грунтовых плотин с учетом распространения влажности | 71 |
| 2.1. Моделирование процесса нестационарного увлажнения грунта плотины | 71 |
| 2.2. Методика решение задачи нестационарного увлажнения грунта плотины..... | 76 |
| 2.3. Алгоритм решения системы дифференциальных уравнений описывающие нестационарного увлажнения грунта..... | 79 |
| 2.4. Исследование распространения влажности по телу грунтовых плотин..... | 82 |

| | | |
|-------------------|---|------------|
| 2.4.1. | Пачкамарская плотина..... | 82 |
| 2.4.2. | Зааминская плотина..... | 86 |
| 2.5. | Оценка и прогноз напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин с учетом конструкционных особенностей сооружения, уровня заполнения водохранилища и неоднородной влажности грунта..... | 88 |
| 2.5.1. | Пачкамарская плотина..... | 93 |
| 2.5.2. | Зааминская плотина..... | 99 |
| 2.5.3. | Гиссаракская плотина..... | 102 |
| | Выводы по 2 главе | 105 |
| ГЛАВА III. | Оценка и прогноз динамической характеристики и динамического поведения грунтовых плотин с учетом вязкоупругих свойств грунта..... | 108 |
| 3.1. | Математическая модель и метод для определения динамических характеристик грунтовых плотин..... | 110 |
| 3.2. | Оценка динамических характеристик грунтовых плотин | 113 |
| 3.3. | Математическая модель и метод для определения динамического поведения грунтовых плотин при стационарных кинематических воздействиях..... | 116 |
| 3.3.1. | Разработка математической модели и метода для оценки динамического поведения состояния грунтовых плотин с учетом вязко упругих свойств грунта..... | 117 |
| 3.3.2. | Метод решения уравнений описывающих динамическое поведение сооружения при стационарных периодических воздействиях..... | 124 |
| 3.4. | Параметры ядра релаксации для различных грунтов..... | 127 |
| 3.5. | Исследование установившихся вынужденных колебаний грунтовых плотин при стационарных воздействиях с учетом вязкоупругих свойств грунта..... | 129 |
| | Выводы по 3 главе..... | 134 |
| | З а к л ю ч е н и е..... | 136 |
| | Список использованной литературы..... | 139 |

***МИРСАИДОВ МИРЗИЁД МИРСАИДОВИЧ,
СУЛТАНОВ ТАХИРЖОН ЗАКИРОВИЧ,
ЮЛДОШЕВ БАХТИЁР ШОДМОНОВИЧ.***

Методы оценки напряженного состояния грунтовых плотин с
учетом влажностных свойства грунта [Текст]: монография/
М.М.Мирсаидов, Т.З.Султанов, Б.Ш Юлдошев. Ташкентский
институт инженеров ирригации и механизации сельского
хозяйства. -Ташкент: . 2020. – 152 с.

Разрешено к печати. 20.07.2020 г. Размер бумаги 60x84 1/16.
Набрано в гарнитуре Times New Roman. Офсетная печать.
Печатных листов издательства 9.5. Тираж 100 экз. Заказ № 26.
Цена договорная

Напечатано в типографии
Ташкентского государственного педагогического
университета имени Низами.
Адрес: город Ташкент Чиланзарский район
улица Бунёдкор дом 27.



Мирзиёд Мирсаидович Мирсаидов – академик АН РУз, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой “Теоретическая и строительная механика” Ташкентского института инженеров ирригации и механизации сельского хозяйства.

Специалист в области механики деформируемого твердого тела и динамики сооружений. М.Мирсаидовым разработаны новые приоритетные научные направления, связанные с разработками теории и методов оценки динамики грунтовых сооружений с учетом внутренней диссипации волного уноса энергии, методов решения трехмерных задач для грунтовых плотин с учетом физической и геометрической нелинейности. Им предложены методы решения динамической задачи для грунтовых плотин с учетом их взаимодействия с водной средой и предложено 4 критерия для оценки прочности грунтовых сооружений. Дано теоретическое обоснование возможности использования сейсмопоясов для повышения прочности грунтовых плотин. Выявлен ряд новых механических эффектов, который в будущем позволит уточнить проекты строящихся сооружений.

Под руководством М.Мирсаидова подготовлены 15 кандидатов наук, 3 доктора наук и 12 магистров.

Имеет более 300 научных работ. Издано 7 монографий, 13 учебников и учебных пособий. Получено более 30 авторских свидетельств, 6 учебников и учебных пособий которые переведены на казахский язык и изданы в Республике Казахстан. В результате проведенных научных исследований за последние три года более 20 научных статей были опубликованы за рубежом (Япония, Сингапур, Италия, Австрия, Хорватия, Россия, Украина, Франция) на английском языке.



Тахиржон Закирович Султанов – доктор технических наук, профессор, проректор по научной работе и инновациям Ташкентского института инженеров ирригации и механизации сельского хозяйства.

Защитил кандидатскую (2000 г.) и докторскую диссертации (2014 г.) под руководства академика М.Мирсаидова. Специалист в области строительной механики, динамики сооружений, механики грунтов и горных пород, гидротехнического и мелиоративного строительства.

Т.Султанов – автор более 95 научных работ, в том числе 3 монографий, 2 учебных пособий, более 18 авторских свидетельств на программы ЭВМ, в страны СНГ, Европы и Азии. Им опубликовано более 15 научных статей, получены 5 авторских свидетельств на учебники и монографии. В 2015 году в Германии была издана монография «Theory and Methods of Strength Assessment of Earth Dams» на английском языке объемом 341с. В рейтинге цитирования в системе скопус имеет индекс Хирша равное 5.



Бахтиёр Шодмонович Юлдошев – кандидат технических наук (PhD), доцент кафедры “Теоретическая и строительная механика” в Ташкентском институте инженеров ирригации и механизации сельского хозяйства.

Защитил кандидатскую диссертацию в 2018 г. под руководства академика М.Мирсаидова. Специалист в области механики деформируемого твердого тела и гидротехнического и мелиоративного строительства.

Б.Юлдошев – автор более 45 научных работ, в том числе 5 авторских свидетельств. В странах СНГ, Европы и Азии им опубликовано более 6 научных статей совместно с М.Мирсаидовым и Т.Султановым на английском языке. В рейтинге цитирования в системе скопус имеет индекс Хирша равное 2.