

Санкт – Петербургский государственный университет

СВИРЕПОВ Степан Сергеевич

Выпускная квалификационная работа

**ВЛИЯНИЕ ФИЛЬТРАЦИИ НА УСТОЙЧИВОСТЬ ГРУНТОВОЙ
ПЛОТИНЫ К ПРОРЫВУ**

Уровень образования: магистратура

Направление 05.04.04 «Гидрометеорология»

Основная образовательная программа магистратуры

ВМ.5745.2019 «Опасные гидрологические явления: от мониторинга до
принятия решений»

Научный руководитель:

доцент, к.г.н. ПРЯХИНА Г.В.

Рецензент:

доцент, к.г.н. ЗЕЛЕПУКИНА Е.С.

Санкт – Петербург

2021 г.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	3
ЛИТЕРАТУРНЫЙ ОБЗОР.....	6
ГЛАВА 1. РАЗВИТИЕ ПРОЦЕССА РАЗРУШЕНИЯ ГРУНТОВОЙ ПЛОТИНЫ.	17
ГЛАВА 2. МЕТОДИКА РАСЧЁТА РАСШИРЕНИЯ КАНАЛА В ТЕЛЕ ГРУНТОВОЙ ПЛОТИНЫ.....	21
2.1 Расчёт расхода воды в канале	21
2.2 Расчёт скорости эрозии	23
2.3 Расчёт расширения канала и изменения уровня воды.....	25
2.4 Численные эксперименты	26
ГЛАВА 3. ФИЗИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ РАЗРУШЕНИЯ ПЛОТИНЫ	29
3.1. Определение гранулометрического состава грунта	29
3.2. Эксперимент №1.....	31
3.2.1 Модельный расчёт	33
3.3. Эксперимент №2.....	35
3.3.1 Модельный расчёт	37
ГЛАВА 4. ОПИСАНИЕ ОБЪЕКТОВ ИССЛЕДОВАНИЯ И РЕЗУЛЬТАТЫ МОДЕЛИРОВАНИЯ.....	41
4.1. Плотина Тетон	41
4.2. Плотина Апишапа	45
4.3. Плотина в районе г. Франкфурт-на-Майне	49
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	52
БЛАГОДАРНОСТИ	54
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	55
ПРИЛОЖЕНИЕ 1. ПРОГРАММА РАСЧЁТА РАСШИРЕНИЯ КАНАЛА С ОБРУШЕНИЕМ СВОДА.....	60
ПРИЛОЖЕНИЕ 2. ПРОГРАММА РАСЧЁТА РАСШИРЕНИЯ КАНАЛА БЕЗ ОБРУШЕНИЯ СВОДА.....	62

ВВЕДЕНИЕ

Разрушения грунтовых плотин, в результате которых происходит прорывной паводок, относятся к опасным гидрологическим явлениям. Эти процессы влекут за собой катастрофические последствия: материальный ущерб и человеческие жертвы.

По данным Association of State Dam Safety Officials (Кентукки, США) (*damsafety.org*) более 20% грунтовых плотин в США разрушились в результате развития внутренней эрозии с образованием фильтрационных каналов-трубопроводов. По большей части разрушения связаны с нарушениями технологий строительства плотин, использованием грунтов, подверженных суффозии. Реже прорыв искусственных плотин происходит в результате действия природных явлений: землетрясений, сильных ливней.

Изучение процесса разрушения плотин является важной как теоретической, так и прикладной задачей, позволяющей прогнозировать прорывные паводки, разрабатывать программы защиты территорий от неблагоприятных последствий. Ввиду внезапности и быстротечности процесса разрушения плотин, данные об этих явлениях обрывочны и малочисленны, поэтому необходимо использовать методы физического и математического моделирования. В выпускной квалификационной работе рассмотрен процесс разрушения канала, причиной образования которого является внутренняя эрозия, возникающая под действием усиленной фильтрации.

Целью настоящей работы является оценка влияния фильтрации на прорыв грунтовой плотины. Для достижения поставленной цели решались задачи, которые включали в себя:

1. анализ литературных источников и определение степени разработанности вопроса.

2. Описание процесса разрушения плотины в результате действия фильтрации.
3. Разработка алгоритма расчёта разрушения плотины в результате фильтрации.
4. Выполнение физического моделирования разрушения грунтовой плотины под действием фильтрации.
5. Расчёт прорывов для больших плотин по разработанной методике.
6. Анализ полученных результатов.

Новизна проведённого исследования состоит в том, что на основе зарубежных исследований был предложен алгоритм расчёта расширения канала. Впервые рассмотрен процесс расширения канала без последующего обрушения свода. Алгоритм расчёта был верифицирован с помощью методов физического моделирования. Программа расчёта реализована в среде MatLab R2020b.

Выпускная квалификационная работа состоит из введения, литературного обзора, четырёх глав, заключения, списка литературы, приложений. Работа включает в себя 64 страницы печатного текста, 28 рисунков, 11 таблиц.

Во введении освещены актуальность, цель, задачи, новизна темы выпускной квалификационной работы.

В литературном обзоре проанализированы работы по теме исследования.

В первой главе рассмотрены процессы разрушения грунтовых дамб в результате внутренней эрозии: суффозия и образование канала.

Во второй главе приводится описание методики расчёта расширения канала.

Третья и четвёртая глава носят практический характер. В третьей главе описано физическое моделирование разрушения. Проведены расчёты по предложенной методике.

В четвёртой главе приведены расчёты расширения канала для больших плотин: Тетон, Апишапа, Франкфурт.

В заключении представлены выводы по проделанной работе.

В приложении 1 представлена программа расчёта расширения канала с последующим обрушением свода, в приложении 2 – без обрушения свода.

ЛИТЕРАТУРНЫЙ ОБЗОР

Прорывы грунтовых плотин распространены повсеместно. По результатам исследований (Бакиев, 2018) 33% случаев разрушения произошло в результате фильтрации воды. По данным *Association of State Dam Safety Officials* (Кентукки, США) более 20% грунтовых плотин США прорвались в результате образования «трубопроводов» - фильтрационных эрозионных каналов. Для систематизации информации о прорывах плотин существует портал *Lessons Learned From Dam Incidents and Failures* (*damfailures.org*). На данном интернет-портале существует база данных случаев разрушения плотин. Рассмотрены различные примеры: разрушение в результате перелива, внутренней эрозии, потери устойчивости и др.

Крупнейшей катастрофой является авария на плотине Тетон (Айдахо, США). К причинам прорыва можно отнести использование в строительстве проницаемой лёссовой породы и трещиноватого риолита. При заполнении водохранилища пошёл процесс внутренней эрозии и образовался «трубопровод». Окончательный прорыв плотины произошёл 5 июня 1976 г. в период с 11:15 до 11:30 по местному времени. Расход прорывного паводка составил более 57000 м³/с. В результате катастрофы погибло 14 человек, 13000 голов крупного рогатого скота. Общий ущерб – более 2 млрд долларов (Arthur, 1977).

В России крупных катастроф, связанных с прорывами грунтовых плотин в результате фильтрации, зафиксировано не было. Одним из примеров разрушения небольших плотин является авария 1984 г. в колхозе им. В.И. Ленина (Горьковская обл). Четырёхметровая плотина была построена на небольшом ручье. Прорыв произошёл в результате нарушения фильтрационной прочности основания плотины. Также возникла механическая суффозия (Соболь, 2018).

Существуют случаи образования фильтрационных деформация плотин без последующего прорыва. Так, зафиксировано разрушение ядра плотины с

проседание верхового откоса на каменно-земляной плотине Курейского гидроузла. После проведения ремонтных работ нарушений в работе плотины замечено не было (*Соболь, 2018*).

Существует несколько подходов к изучению влияния фильтрации на грунтовые плотины:

1. собственно, фильтрационные расчёты.
2. Оценка устойчивости откоса под действием фильтрационных сил.
3. Оценка суффозионности грунта, из которого сложена плотина.
4. Расчёт расширения канала в теле плотины.

В настоящее время вопрос фильтрационных расчётов разработан достаточно хорошо. Впервые закон, характеризующий движение воды в пористой среде, был выведен Анри Дарси в 1856 г. Закон был получен экспериментальным путём, но позднее рассчитан с помощью осреднения уравнений Навье-Стокса (*Леонтьев, 2003*). Также, закон Дарси неоднократно был подтверждён экспериментами (*Павловский, 1922; Чарный, 1963*).

Формула Дарси записывается следующим образом:

$$V = kI \quad (1)$$

k – коэффициент фильтрации;

I – градиент напора.

Ж. Дюпюи дал основы гидравлической теории движения грунтовых вод, рассмотрел неравномерные движения при наклонном водоупоре, вывел формулы для дебитов притока к дрене и к колодцу (*Полубаринова-Колчина 1977*).

Основоположниками аналитических решений задач движения грунтовых вод являются Н.Е. Жуковский и Н.Н. Павловский. Аналитические методы основаны на гидромеханических и гидравлических решениях фильтрационных задач. С их помощью можно получить следующие характеристики: эпюра фильтрационного давления грунтового потока на флютбет, фильтрационный расход и градиенты напора, скорости фильтрации.

В основу этих методов положены следующие допущения: среда однородна, фильтрующаяся жидкость несжимаема, движения воды установившееся и подчиняется закону Дарси (Розанов, 1978).

Рассмотрим фильтрационный расчёт для однородной грунтовой плотины на водонепроницаемом основании (рисунок 1).

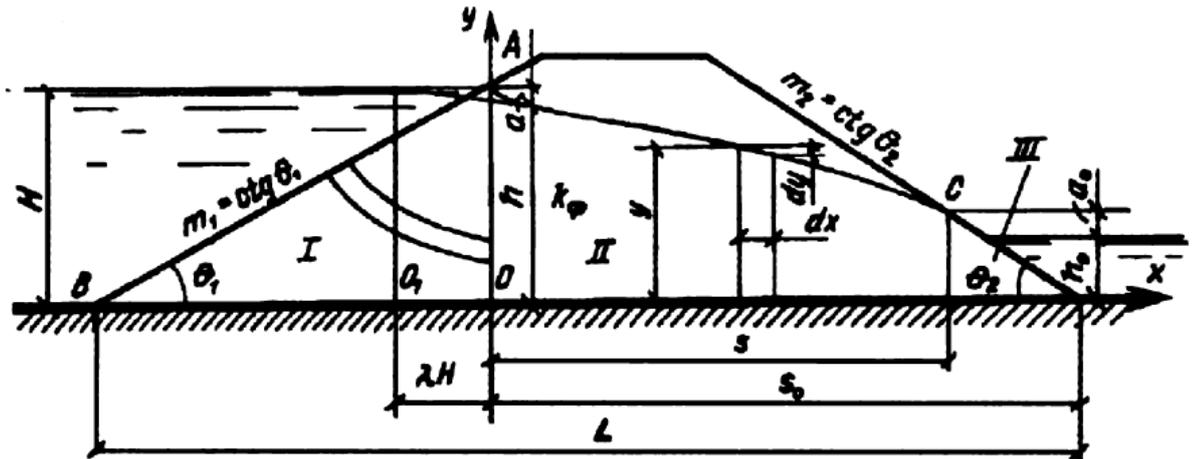


Рисунок 1 - Схема расчёта безнапорной фильтрации (Рассказов, 2008)

В этом случае метод сводится к решению фильтрационной задачи для выделенных фрагментов. В I фрагменте возможен расчёт по методу А.А. Угинчуса (П.А. Шапкина). Предполагается, что в этом фрагменте линии тока представлены как дуги окружностей. Потери напора составляют $a = H - h$. Тогда, полный расход равен

$$q_1 = k_\phi J = \frac{k_\phi a}{\frac{\pi(90 - \theta_1)}{180} \frac{h}{2}} = \frac{k_\phi a}{\frac{\pi}{360}(90 - \theta_1)} = \frac{115k_\phi a}{90 - \theta_1} \quad (2)$$

Для расчёта фильтрации во II фрагменте используют формулу Дюпюи.

$$q = k_\phi \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L}, \quad (3)$$

где h_1 и h_2 – соответственно напоры в двух рассматриваемых вертикальных сечениях, L – расстояние между ними, k_ϕ - коэффициент фильтрации, J - гидравлический уклон.

Доказательство формулы Дюпюи получено И. А. Чарным для прямоугольной плотины на основе строгих гидромеханических приёмов. До этого формула считалась приближённой (Чарный, 1956).

Для расчёта фильтрации через 3 участок используется формула, предложенная Г.К. Михайловым, основанная на анализе гидромеханических решений (Рассказов, 2008).

$$q_{III} = k_{\phi} a_0 / (m_2 + 0.5) \quad (4)$$

Важной частью фильтрационных расчётов является построение депрессионной кривой. В (Железняков, 1863) предлагается рассчитывать ординаты кривой депрессии следующим образом:

$$h_x = \sqrt{H^2 - \frac{2q}{k} \times x_i}, \quad (5)$$

где

q – фильтрационный расход $q = k \times a \times \sin^2 \beta$;

H – напор воды;

k – коэффициент фильтрации;

x_i – произвольная абсцисса.

В (Сорокин и др., 2019) рассмотрены примеры расчёта фильтрации для однородных плотин, плотин с ядром, плотин с дренажом и на различных основаниях. Во всех случаях для построения кривой депрессии используется парабола Дюпюи с небольшими модификациями.

В зарубежной практике часто используются методы, предложенные Л. Казагранде (Casagerande, 1937; Ghanbari, 2013; Sazzad, 2015). Расчётная схема выглядит следующим образом.

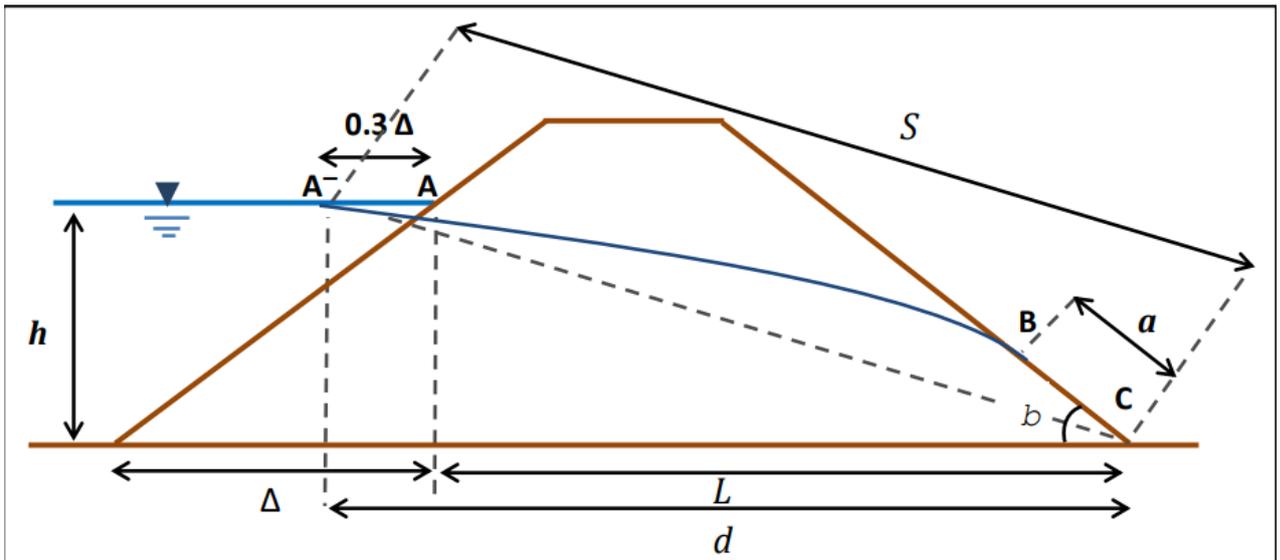


Рисунок 2 - Расчётная схема по Л. Казагранде (*Al-Janabi et al., 2020*)

Величина a рассчитывается, как

$$a = S - \sqrt{S^2 - \frac{h^2}{\sin^2 \beta}} \quad (6)$$

Длина фреатической линии S рассчитывается по формуле

$$S = \sqrt{d^2 + h^2}, \quad (7)$$

где $d = L + 0.3\Delta$

Далее, зная значение a , вычисляется фильтрационный расход

$$q = k \times a \times \sin^2 \beta \quad (8)$$

Интересный подход к изучению фильтрации описан в работах (*Sachpazis, 2014; Salem, 2019*). Были проведены экспериментальные исследования фильтрации на специально оборудованной установке. С помощью программного комплекса GeoStudio SEEP/W были получены следующие характеристики: фильтрационный расход, депрессионная кривая, поровое давление воды. Рассмотрено влияние внутреннего ядра плотины на движение воды и устойчивость откоса.

Фильтрационные задачи также можно решить экспериментальными методами. Наибольшее распространения получил метод электрогидродинамических аналогий (ЭГДА), впервые предложенный

академиком Н.Н. Павловским. Метод основан на математической аналогии между различными физическими процессами – электрическим током и фильтрацией жидкости в пористой среде. Так, коэффициент фильтрации сопоставим с удельной электропроводимостью, скорость фильтрации – с плотностью тока, закон Дарси – с законом Ома. Область фильтрации заменяется электропроводной бумагой или электролитом (Розанов, 1978).

Другим подходом к изучению влияния фильтрации на устойчивость плотины является непосредственно оценка устойчивости откоса. Эта группа методов основана на критерии прочности Кулона-Мора. Критерий прочности представляет собой билинейную зависимость касательных напряжений материала от величины приложенных нормальных напряжений. Зависимость выражается как:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg}\varphi + c, \quad (9)$$

где τ – величина касательных напряжений, σ – величина нормальных напряжений, c – сцепление, $\operatorname{tg}\varphi$ – тангенс угла наклона кривой критерия прочности (тангенс угла внутреннего трения).

В СП 39.13330.2012 *Плотины из грунтовых материалов* рекомендуется использовать методы, описывающие круглоцилиндрическую поверхность скольжения. Существует большое количество вариаций данного метода: шведский метод отсеков, метод Терцаги, метод Петтерсона, метод Иванова-Тейлора, метод вертикальных элементов.

Метод круглоцилиндрической поверхности скольжения целесообразно применять, когда откос сложен однородными грунтами. Метод предполагает, что сползание грунта может произойти лишь в результате вращения оползающего массива вокруг центра O (рисунок 3). Следовательно, поверхность скольжения в данном случае будет представлена дугой некоторого круга с радиусом R , очерченного из центра O . Оползающий массив рассматривается при этом как некоторый твердый блок, всеми своими точками

участвующий в одном общем движении («Рекомендации по выбору метода расчета коэффициента устойчивости...», 1986).

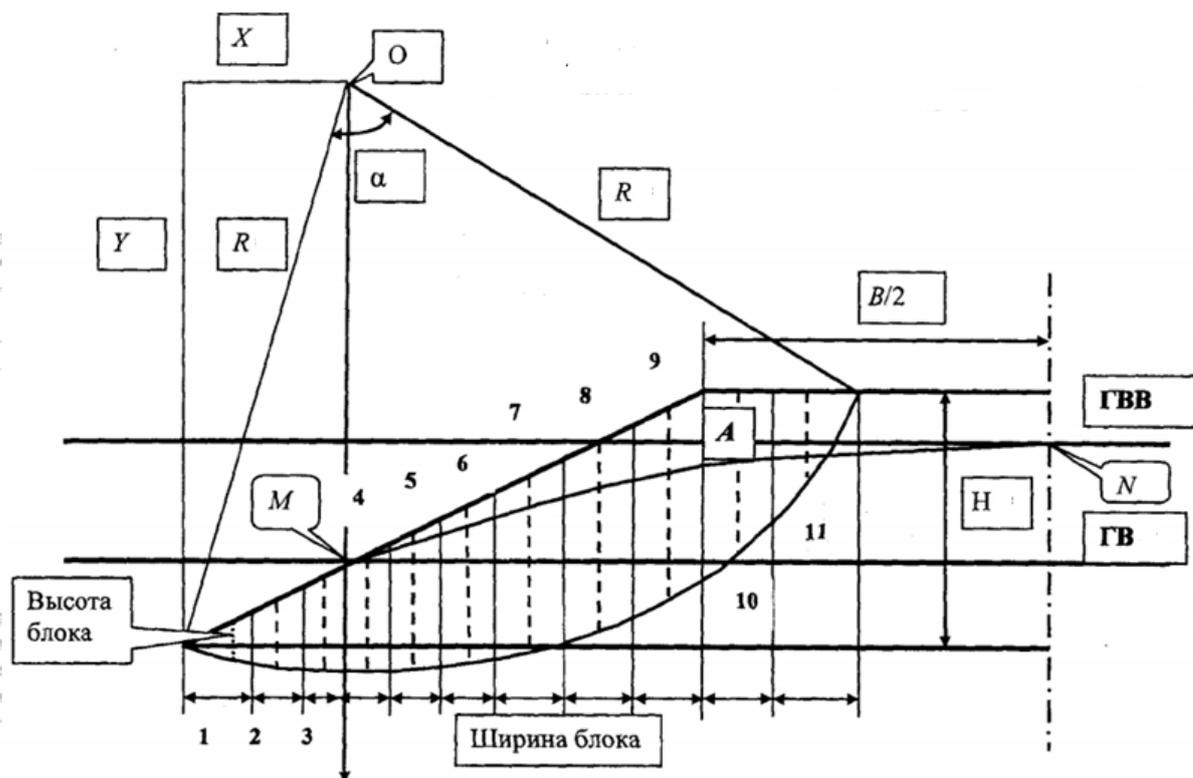


Рисунок 3 - Общая схема метода круглоцилиндрической поверхности скольжения

Исходными данными для расчёта являются: геометрия откоса, прочностные характеристики грунта (сцепление, угол внутреннего трения, удельный вес), положение депрессионной кривой. Коэффициент устойчивости будет определяться как отношение удерживающих сил к вращающим. Грунтовые воды оказывают взвешивающее влияние на породы и фильтрационное (гидродинамическое) давление на весь массив («Рекомендации по выбору метода расчета коэффициента устойчивости...», 1986).

Суффозия является одним из факторов образования прорана в теле грунтовой плотины. Этот процесс возникает в том случае, если градиенты напоров (средние и местные) превышают допустимые значения (Бакланова, 2011).

Суффозионность грунтов по методике ВНИИГ рассчитывается по гранулометрическому составу. Необходимо определить диаметр максимальных фильтрующих пор в грунте по формуле:

$$d_{0max} = 0.0455k \sqrt[n]{\eta} \frac{n}{n-1} d_{17}, \quad (10)$$

где η – коэффициент разнородности грунта ($\eta = d_{60} / d_{17}$);

d_{17} – диаметр частиц 17% обеспеченности по кривой гранулометрического состава;

k – коэффициент неравномерности раскладки частиц в грунте;

n – пористость грунта.

По значению d_{0max} определяют максимальный размер частиц, которые могут быть вынесены фильтрационным потоком

$$d_{ci max} = 0.77d_{0max} . \quad (11)$$

Если значение $d_{ci max}$ меньше минимального диаметра частиц грунта, то грунт считается не суффозионным. Далее, необходимо определить критические значения скорости:

$$V_{кр} = \varphi_0 d_{ci} \sqrt{\frac{ngk_f}{\nu}} \quad (12)$$

$$i_{кр} = \varphi_0 d_{ci} \sqrt{\frac{ng}{\nu R}} \quad (13)$$

$$\varphi_0 = 0.6 \left(\frac{y}{y_0} - 1 \right) \left[0.82 - 1.8n + 0.006(\eta - 5) \right] \sin \left(30^\circ + \frac{\theta}{8} \right), \quad (14)$$

ν - кинематическая вязкость воды;

θ – угол между направлением скорости фильтрации и силой тяжести (Рекомендации..., 1983).

Следствием суффозии (внутренней эрозии) является возникновение каналов стока. Внутренняя эрозия вызывается фильтрующей водой и является определяющим фактором разрушения плотины.

Процесс эрозии может происходить как в теле, так и в основании грунтовой плотины. Обычно процесс начинается в точке выхода воды на низовой откос, а затем регрессирующая эрозия приводит к образованию «трубы» - канала стока. Основные факторы формирования: эродируемость почвы, скорость фильтрации воды, геометрия плотины. Эродируемость почвы зависит от нескольких факторов: влажность, индекс пластичности, сопротивление сдвигу, средний размер зерна, содержание глинистых частиц, коэффициент дисперсности почвы, соленость воды, рН почвы и рН воды (Flores-Berrones, 2011).

Условие образования фильтрационных деформаций грунта тела дамбы (например, в виде сосредоточенных фильтрационных ходов) согласно СНиП 2.06.05-84 и СНиП 2.02.02.-85 можно выразить следующим образом:

$$J_{est,m} > \frac{1}{\gamma_n} J_{cr,m} \quad (15)$$

где $J_{est,m}$ – действующий средний градиент напора;

$J_{cr,m}$ – критический средний градиент напора;

γ_n - коэффициент надежности гидротехнического сооружения.

Действующий средний градиент напора рассчитывается по формуле, предложенной Р. Р. Чугаевым

$$J_{est,m} = \frac{H}{L + 0.4H} \quad (16)$$

L – длина участка дамбы от уреза воды до сопряжения низового откоса с нижерасположенной территорией, м;

H - напор воды, м.

Критический средний градиент напора вычисляется следующим образом:

$$J_{cr} = \frac{\rho_{sp}}{\rho_e} - (1 - n) \quad (17)$$

где ρ_{sp} – плотность грунта в сухом состоянии, г/см³;

ρ_e – плотность воды, г/см³;

n – относительная пористость грунта.

Достаточно простой способ оценки суффозионного развития был предложен В. С. Истоминой (рисунок 4). Оценка суффозионного развития происходит с учётом величины фильтрационного градиента i и коэффициента неоднородности гранулометрического состава C_u (Истомина, 1957).

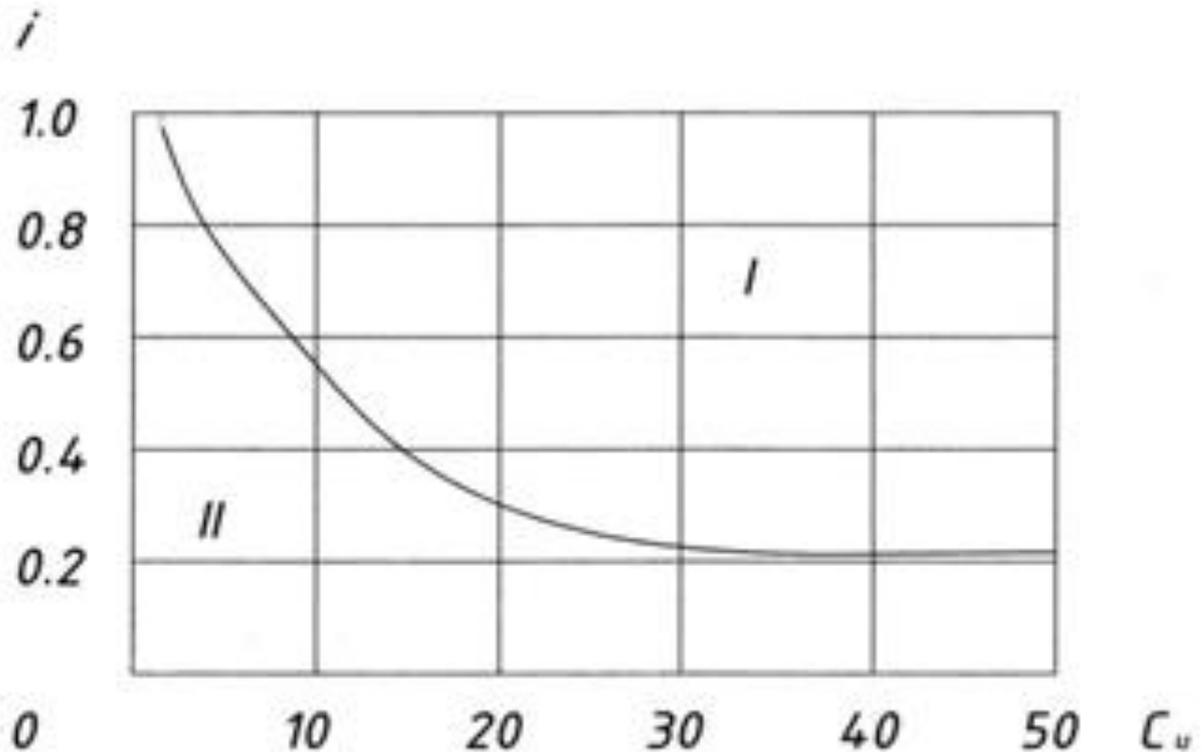


Рисунок 4 - График для оценки суффозионного развития. I – область разрушающих градиентов, II – область безопасных градиентов

На графике по оси абсцисс откладывается значение коэффициента неоднородности, а на оси ординат значение фильтрационного градиента.

В зарубежной практике для решения проблем внутренней эрозии широко распространён метод Hole erosion test (Wan et al, 2004; Bezzazi et al, 2010; Fattahi, 2017; Bonelli, 2006).

Испытания на эрозию проводится в лаборатории с использованием ненарушенного образца грунта. В монолите просверливается отверстие диаметром 6.35 мм, образец устанавливается в испытательное устройство. Вода подаётся под напором, который увеличивается до тех пор, пока не будет

возникать прогрессирующая эрозия. Полученные результаты скорости и расхода потока, изменения диаметра отверстия используются для вычисления приложенного напряжения сдвига и скорости эрозии. Эти параметры характеризуют эродируемость грунта. Для характеристики используют индекс скорости эрозии, который принимает значения от 0 (экстремально высокая) до 6 (экстремально медленная). Полученные данные могут использоваться при моделировании расширения канала в теле грунтовой плотины.

Ряд работ посвящён моделированию расширения канала в теле грунтовой плотины. В статье (*Xu, Zhang, 2013*) предложен метод расчёта процесса, основанный на уравнении скорости эрозии. Для верификации модели использовались данные о прорыве дамбы Тетон. Похожий метод расчёта был опробован для описания разрушения малых дамб на территории Чехии (*Říha et al, 2020*). Была проведена оценка максимальных расходов и построение зон возможного затопления. В работах (*Awal et al, 2011; Okeke et al, 2016*) были проведены экспериментальные исследования расширения канала в теле малых грунтовых плотин. Для описания процесса также использовалась формула скорости эрозии. Полученные результаты представляют большую ценность, так как сведения о разрушении дамб достаточно малочисленны.

Таким образом, фильтрация является определяющим фактором разрушения грунтовых плотин. В результате фильтрации образуются каналы стока (трубопроводы), местные деформации, происходят суффозионные процессы, понижается устойчивость откоса. Наибольшую опасность представляют каналы стока, так как их образование и развитие трудно проследить инструментальными измерениями. Следовательно, необходимо задействовать методы математического моделирования.

ГЛАВА 1. РАЗВИТИЕ ПРОЦЕССА РАЗРУШЕНИЯ ГРУНТОВОЙ ПЛОТИНЫ.

Разрушение плотины может происходить путём перелива воды через гребень и в результате внутренней эрозии. Внутренняя эрозия происходит, когда вода, фильтруясь через тело плотины, выносит частицы грунта насыпи, фильтров, дренажей, фундамента. Такой процесс достаточно тяжело наблюдать, так как на начальных этапах выход воды на низовой откос может отсутствовать. Единственный способ контроля внутренней эрозии – отбор проб грунта с последующим анализом в лаборатории. Дамбы естественного происхождения (моренные, оползневые плотины) подвержены внутренней эрозии в большей степени, так как грунт не подвергался уплотнению, нет противифильтрационной защиты.

Внутренняя эрозия грунтов – наиболее распространённая причина разрушения грунтовых плотин. В качестве примера можно привести обрушение плотины Buffalo Creak в 1972 году в Западной Вирджинии (*Wahler, 1973*) и обрушение земляной плотины в 1990 году в Южной Каролине (*Leonards and Deschamps, 1998*). Процесс внутренней эрозии включает в себя несколько механизмов разрушения грунтовой плотины (рисунок 5).

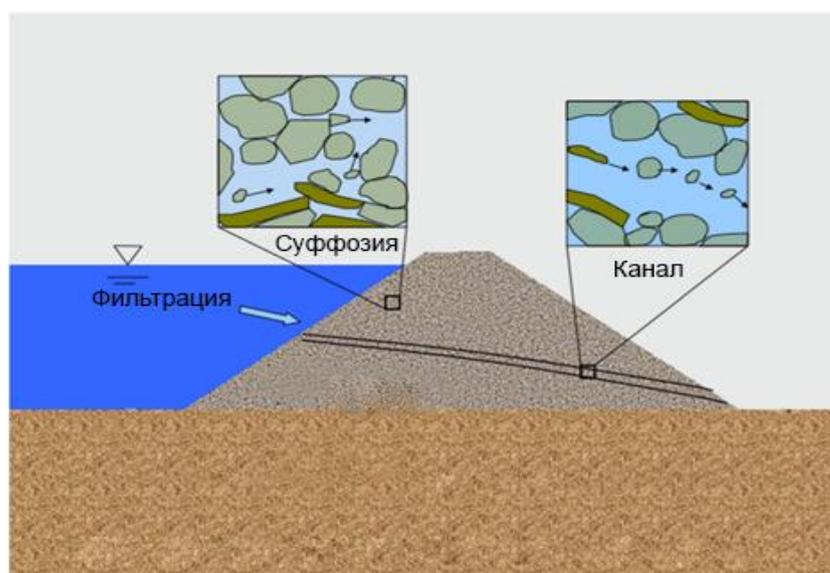


Рисунок 5 - Внутренняя эрозия в теле грунтовой плотины (*Ming, Nathan, 2012*)

Как показано на рисунке, внутренняя эрозия может включать в себя 2 процесса: образование канала (*piping*) и суффозию.

Международный стандарт терминологии грунтов (*ASTM,2002*) даёт следующее определение процессу: *piping* – постепенный вынос частиц грунта путём фильтрации воды, ведущий к развитию канала.

Образование канала чаще происходит в теле плотины, реже – в фундаменте. Из 9 случаев разрушения 7 произошло в результате образования канала в теле плотины. Из 12 аварий на плотинах (без непосредственного разрушения) 10 также произошли в теле плотины (*Vallejo,2015; Foster et al, 1999*).

Как правило, процесс прорыва грунтовой плотины в результате образования канала можно разделить на 4 стадии. *Инициация*. На этой стадии задействуется триггер, который приведёт к дальнейшему развитию канала. Это может произойти из-за плохого уплотнения и осадки грунта, наличия труб, водосбросов, корней, нор животных, трещин (*Adamo et al, 2020*). Также оказать влияние могут и внешние факторы - землетрясения, просадки грунта ниже фундамента. В случае подъёма уровня воды происходит увеличение давления. Возможно поднятие, растрескивание слоя грунта.

Продолжение. На этой стадии происходит взаимодействие между частицами грунта разных размеров. При определённых условиях эрозия может продолжиться или прекратиться.

Прогрессия. На этой стадии увеличивается поровое давление воды, создаётся напряжение сдвига и канал постепенно начинает расширяться. Скорость эрозии будет зависеть от характеристик грунта (удельный вес, пластичность, содержание глинистых частиц, угол внутреннего трения).

Разрушение. Является заключительной стадией эрозии. Разрушение приводит к образованию провала между каналом и гребнем насыпи, после чего начинается процесс перелива. Также возможны оползи, обвалы, снижение

устойчивости откоса. В отдельных случаях, когда грунт достаточно увлажнён, разрушение не происходит, водоём полностью опустошается через канал (Hunter, 2012).

Развитие внутреннего канала может происходить следующим образом:

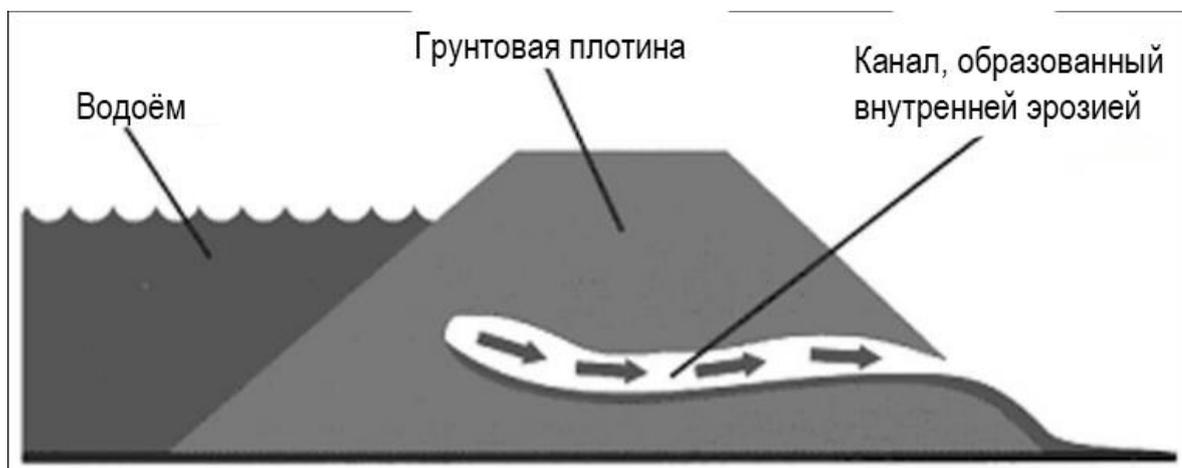


Рисунок 6 - Образование канала в результате обратной эрозии

(damfailures.org)

первоначально, образование канала происходит в центре плотины. Далее, задействуются механизмы обратной эрозии. Эрозия начинается в точке выхода воды на откос и идёт в обратном направлении (в сторону верхнего бьефа). После этого начинается процесс расширения канала с последующим разрушением плотины. Кроме обратной эрозии, существует механизм концентрированной утечки. Он предполагает движение воды непосредственно от источника воды до точки выхода на низовом откосе. В этом случае, вода движется по трещинам, размывает стенки и образует канал.

Также, выделяют механизм контактной эрозии. Он возникает, когда вода фильтруется через крупнозернистый слой (гравий) и начинает размывать соседний слой более мелкой фракции (Robbins et al, 2015).

Суффозия – вынос мелких частиц грунта фильтрационным потоком. Для возникновения этого процесса необходимы следующие условия (Wan and Fell, 2004): размер частиц грунта должен быть меньше размера пор скелета, количество мелких частиц должно быть меньше количества, необходимого

для заполнения пор, скорость потока должна быть достаточной для выноса рыхлых частиц.

В наиболее развитом случае суффозия может привести к «вымыванию» всего мелкозернистого объёма, в результате чего останется крупнозернистый каркас. Кроме того, суффозия ведёт к увеличению проницаемости, соответственно и к большей скорости фильтрации. В это случае понижается устойчивость откоса, увеличивается риск возникновения оползневых процессов.

Таким образом, в результате фильтрации воды происходит процесс внутренней эрозии грунта. Внутренняя эрозия, в свою очередь, может проходить по двум сценариям: суффозия и образование канала. Оба сценария при наибольшем развитии ведут к разрушению грунтовой плотины. Такие процессы довольно сложно измерить инструментально, а экспертные оценки часто бывают неточными, поэтому необходимо применять методы математического моделирования.

ГЛАВА 2. МЕТОДИКА РАСЧЁТА РАСШИРЕНИЯ КАНАЛА В ТЕЛЕ ГРУНТОВОЙ ПЛОТИНЫ

Настоящая методика основывается на следующих представлениях о расширении канала в теле грунтовой плотины: в плотине уже имеется сформированный канал, образованный в результате обратной эрозии или концентрированной утечки. Вода, проходя по каналу, создаёт напряжение сдвига. Если величина напряжения сдвига больше критической, то канал расширяется, если меньше, то эрозия не идёт. Далее рассчитывается скорость эрозии. Полученное приращение прибавляется к диаметру канала. Процесс прекращается, когда диаметр канала достигнет 1/5 от высоты плотины, так как происходит обрушение верхнего свода грунта. В отдельных случаях, когда грунт переувлажнён и имеет большой удельный вес, процесс обрушения не происходит. Вода двигается по каналу до полного опустошения водоёма.

2.1 Расчёт расхода воды в канале

Скорость течения воды в канале рассчитывается по формуле Торричелли, которая является следствием из уравнения Бернулли. Уравнение Бернулли в общем виде выглядит следующим образом:

$$\frac{v^2}{2} + gz + \frac{p}{\rho} = const, \quad (18)$$

где v - скорость жидкости, z - высота жидкости над точкой, для которой записывается уравнение Бернулли, p - давление, ρ - плотность жидкости.

Предположим, что отверстие находится на высоте $z = 0$. У поверхности резервуара давление равно атмосферному. Скорость жидкости в верхней части резервуара равно нулю, так как уровень поверхности жидкости понижается очень медленно, со скоростью истечения жидкости через отверстие. Приравнявая левые части уравнения Бернулли, записанные для поверхности жидкости в резервуаре и для жидкости на выходе из отверстия, получим:

$$gz + \frac{P_{atm}}{\rho} = \frac{v^2}{2} + \frac{P_{atm}}{\rho}$$

$$v^2 = 2gz \quad (19)$$

$$v = \sqrt{2gz}$$

z равно высоте h , следовательно

$$v = \sqrt{2gh}. \quad (20)$$

Далее необходимо преобразовать формулу с учётом потерь напора по длине, как указано в (Mohamed, 2002)

$$V_i = \sqrt{\frac{2g(H_i - H_{pip})}{h_{f_i}}} \quad (21)$$

H_i – общий напор воды, м;

H_{pip} – высота канала, м;

h_{f_i} – потери напора по длине.

Потери напора по длине рассчитываются следующим образом (Mohamed, 2002)

$$h_{f_i} = 1.05 + \frac{f_i L}{D_i} \quad (22)$$

f_i – коэффициент трения;

L – длина канала, м;

D_i – диаметр канала, м.

Коэффициент трения рассчитывается по формуле (Mohamed, 2002)

$$f_i = 0.2162 \times \left(\frac{D_{50}}{D_i} \right)^{1/6} \quad (23)$$

D_{50} – средний диаметр частиц грунта, м.

Расход воды через канал равен произведению скорости течения на площадь поперечного сечения

$$Q_i = V_i F_i. \quad (24)$$

При полном заполнении канала водой площадь сечения рассчитывается как площадь круга. В случае, когда $H_i < H_{rip}$, сечением является сегмент круга.

2.2 Расчёт скорости эрозии

В основе методики расчёта расширения канала лежит положение о том, что вода, двигаясь по каналу, создаёт напряжение сдвига. Если напряжение сдвига больше критической величины, то начинается расширение канала. В случае, если напряжение сдвига меньше критической величины, то процесс эрозии не происходит. Скорость эрозии E_i рассчитывается по формуле (Хи, Zhang, 2013):

$$E_i = K_d (\tau_i - \tau_c) \quad (25)$$

K_d – коэффициент эрозии;

τ_i – напряжение сдвига, Па;

τ_c – критическое напряжение сдвига, Па.

Приращение диаметра канала D рассчитывается следующим образом:

$$D = E_i \Delta t \quad (26)$$

E_i - скорость эрозии м/с;

Δt - шаг по времени, с.

Коэффициент эрозии определяется соотношением по (Temple, Hanson, 1994):

$$K_d = \frac{10 \times \gamma_w}{\gamma_s} \times \exp \left\{ -0.121 \times c^{0.406} \times \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} \right)^{3.1} \right\} \quad (27)$$

γ_s – удельный вес материала, из которого сложена плотина;

γ_w – удельный вес воды;

c – доля содержания глины в грунте, из которого сложена плотина.

Напряжение сдвига определяется по формуле (Xu, Zhang, 2013):

$$\tau_i = \gamma_w R_i I w_i \quad (28)$$

R_i – гидравлический радиус (для круглых сечений равен $\frac{D_i}{4}$);

$I w_i$ – гидравлический уклон, равный (van Damme et al, 2012):

$$I w_i = f_i \frac{V_i^2}{2gD_i} \quad (29)$$

Критическое напряжение сдвига рассчитывается как:

$$\tau_c = 6.8(PI)^{1.68} c^{-1.73} kp^{-0.97} \quad (30)$$

PI – число пластичности;

kp – коэффициент пористости.

Для грунтов с большим размером частиц возможно применение формулы, предложенной в (Annandale, 2006)

$$\tau_c = \frac{2}{3} g D_{50} (\rho_s - \rho_w) \tan \varphi \quad (31)$$

$\rho_s - \rho_w$ – разность плотности грунта и воды;

φ – угол внутреннего трения.

2.3 Расчёт расширения канала и изменения уровня воды

Расширение канала и изменение уровня воды рассчитывается с шагом в 1 с.

Изменение диаметра канала рассчитывается по формуле

$$D_{i+1} = D_i + E_i \quad (32)$$

где D_{i+1} - диаметр канала на следующей секунде, м;

D_i - заданный диаметр канала, м;

E_i - скорость эрозии, м/с.

Изменение объёма водоёма рассчитывается как

$$Vol_{i+1} = Vol_i - Q_i \quad (33)$$

Vol_{i+1} - объём воды на следующей секунде, м³;

Vol_i - заданный объём воды, м³;

Q_i - расход воды, м³/с.

Изменение уровня воды рассчитывается по объёмной кривой.

Таким образом, расчетный алгоритм можно описать так:

1. перед началом расчёта необходимо ввести следующие исходные данные: объём воды в озере, уровень воды, предполагаемая длина и высота канала, начальный диаметр канала, средний диаметр частиц грунта, содержание глины, удельный вес грунта, индекс пластичности грунта, коэффициент пористости грунта.
2. Используя формулу (30) или (31), в зависимости от величины частиц грунта, рассчитывается критическое напряжение сдвига.
3. По формуле (27) вычисляется коэффициент эрозии.

4. Запускается цикл, в котором с шагом в 1 секунду рассчитываются коэффициент трения (23), потери напора по длине (22), скорость течения воды (21), расход воды (24), гидравлический уклон (29), напряжение сдвига (28), скорость эрозии (25), «новые» диаметр канала (32), объём воды (33).
5. Если диаметр канала достиг величины 0.2 от напора, то расчёт прекращается, так как происходит обрушение свода грунта, находящегося выше канала и начинается процесс перелива воды. Если грунт сильно переувлажнён, то обрушение не происходит. Расход рассчитывается до полного истечения воды из водоёма.

В результате работы модели получен график расширения диаметра канала, гидрограф, графики изменения уровня и объёма водоёма.

Описанные в данном разделе соотношения были положены в основу компьютерной программы, написанной в среде MatLab (приложение 1,2).

2.4 Численные эксперименты

Для того, чтобы проследить, какие параметры наиболее влияют на результаты моделирования, необходимо провести численные эксперименты. Начальные характеристики плотины приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Начальные характеристики плотины

Уровень воды, м	2.6
Объём водохранилища, м ³	224
Диаметр канала, м	0.01
Характеристики грунта	
Средний размер частиц грунта, м	0.002
Содержание глинистых частиц, %	20
Пористость, %	70
Число пластичности, %	8
Удельный вес грунта, кг/м ³	2600

Неизменными характеристиками остаются уровень воды и объём водохранилища. Остальные параметры уменьшим и увеличим на 20%. Результаты численного моделирования приведены в таблице 2.

Таблица 2 – Результаты численного моделирования

Параметр	значение	время, с	максимальный расход, м ³ /с	Максимальный диаметр, м
Начальный диаметр канала, м	0.01	61	0.7033	0.52
	0.012	59	0.7300	0.52
	0.008	64	0.7045	0.52
Средний размер частиц грунта, м	0.002	61	0.7033	0.52
	0.0024	61	0.7171	0.52
	0.0016	62	0.7489	0.52
Содержание глины, %	20	61	0.7033	0.52
	24	111	0.7200	0.52
	16	32	0.6953	0.52
Удельный вес грунта, кг/м ³	2600	61	0.7033	0.52
	2366	9	0.3941	0.52
	2834	987	0.4107	0.52
Число пластичности, %	8	61	0.7033	0.52
	9.6	62	0.7574	0.52
	6.4	61	0.7134	0.52
Коэффициент пористости, %	70	61	0.7033	0.52
	84	61	0.7085	0.52
	56	62	0.7595	0.52

Значение максимального диаметра неизменно, так как по условию, оно всегда равно 1/5 высоты плотины. Наиболее значимыми параметрами являются содержание глины и удельный вес грунта. При увеличении содержания глины на 20%, время расширения канала увеличивается на 79%, при уменьшении на 20%, уменьшается на 49%. Ввиду того, что изменение удельного веса грунта на 20% ведёт к ошибкам, связанным с делением на 0 при расчёте скорости течения, данный параметр изменялся на 9%. При увеличении на 9%, время расширения канала увеличивается на 1491%, при уменьшении параметра на 9%, время становится меньше на 81%. Кроме времени, существенно меняется форма гидрографа (рисунок 7 и рисунок 8)

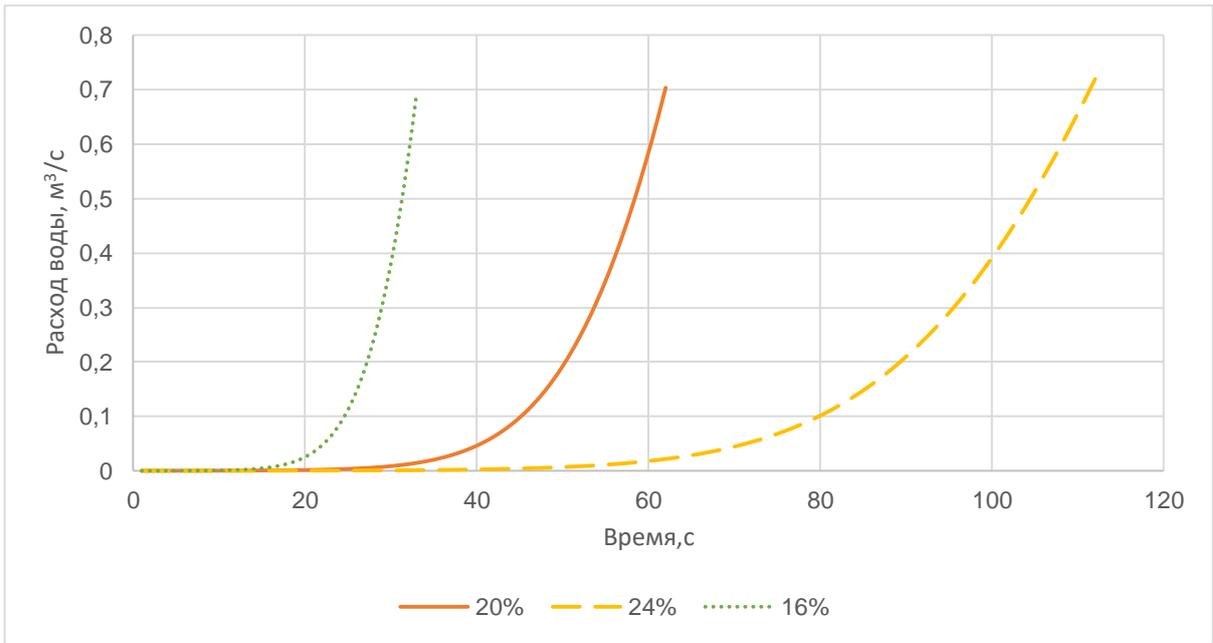


Рисунок 7 – Гидрограф при различном содержании глины

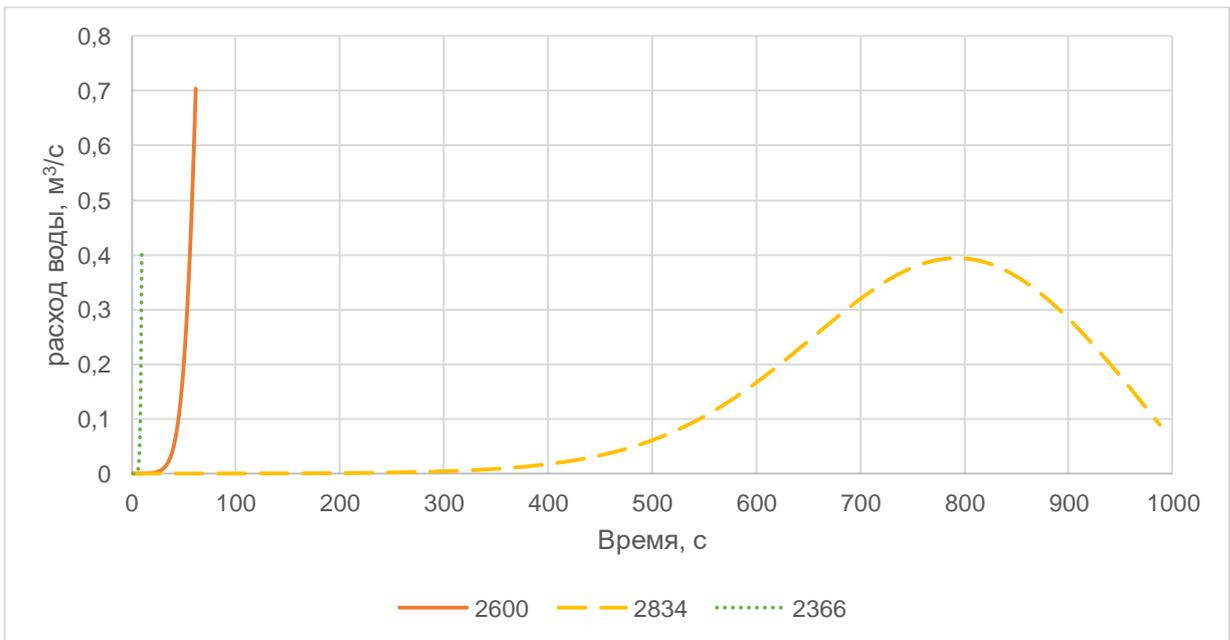


Рисунок 8 – Гидрограф при различном удельном весе

Таким образом, качество результатов моделирования напрямую зависит от наличия исходных данных по содержанию глины и удельному весу, так как эти параметры входят в расчёт коэффициента эрозии, который является важнейшим членом уравнения эрозии. Остальные характеристики грунтов не оказывают сильного воздействия на результат.

ГЛАВА 3. ФИЗИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ РАЗРУШЕНИЯ ПЛОТИНЫ

Метод физического моделирования позволяет более полно и детально феноменологически описать процесс разрушения грунтовых плотин, выявить факторы, влияющие на него в естественных условиях, получить необходимые параметры для математической модели и разработать методики расчёта развития прорана в теле грунтовой плотины. В связи с этим были проведены натурные физические эксперименты по прорыву грунтовой дамбы. Цель экспериментов заключалась в описании процесса разрушения грунтовой дамбы, получения результатов для математического моделирования.

Конструкция для проведения физического моделирования представляла собой ёмкость из монолитного поликарбоната размерами $1 \times 1 \times 1.5$ м. Она состояла из двух отсеков. Размеры первого, который заполняется водой, составляли $1 \times 1 \times 0.6$ м, а второго $1 \times 1 \times 0.9$ м. Между отсеками была установлена перегородка с прямоугольным отверстием (0.05×0.15 м), по которому вода из первой ёмкости поступала во вторую. Во время заполнения первой ёмкости до начала эксперимента отверстие закрывается затвором. Для фиксации уровня воды на стенке была установлена мерная шкала.

Эксперименты по разрушению плотин были проведены на территории учебно-научной базы «Приладожская» Санкт-Петербургского государственного университета (Приозерский район Ленинградской области) 24 апреля 2021 года.

3.1. Определение гранулометрического состава грунта

Гранулометрический состав является важной характеристикой, влияющей на скорость эрозии. Средний размер частиц грунта и содержание глины входят в расчёт критического напряжения сдвига.

Гранулометрический состав определялся ситовым методом с помощью просеивателя ATM SONIC SIFTER. Перед началом анализа грунт был

высушен при температуре 100°C. Комплект сит состоял из 7 сит со следующими диаметрами: 2 мм, 1 мм, 0.5 мм, 0.25 мм, 0.125 мм, 0.063 мм, <0.063 мм. Далее комки грунта растирали пестиком в фарфоровой ступке. После этого сита смонтировали в колонку, размещая их от поддона в порядке увеличения размера отверстий. На верхнее сито надевали крышку. Отобранную пробу перенесли на верхнее сито. Время просеивания – 5 мин. После просеивания, сита с грунтом взвешивались на лабораторных весах.

Коэффициент неоднородности грунта рассчитывался по формуле

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}, \quad (34)$$

где d_{60} – диаметр частиц, меньше которого в данном грунте содержится (по весу) 60% частиц; d_{10} – диаметр частиц, меньше которого в данном грунте содержится (по весу) 10% частиц.

Результаты анализа гранулометрического состава представлены в таблице 3. Погрешность измерения составляет 1%.

Таблица 3 - Результаты анализа гранулометрического состава

№ Сита	Диаметр отверстий, мм	Масса пробы, г	Процентное содержание
1	2	13.11	21%
2	1	6.35	10%
3	0.5	8.5	14%
4	0.25	10.54	17%
5	0.125	10.71	17%
6	0.063	0.74	1%
7	<0.063	12.23	20%
Всего		62.18	100%

По результатам анализа грунт можно классифицировать как супесь с гравелистыми и пылеватыми включениями. Содержание гравелистых частиц -

21%, содержание пылеватых частиц – 20%, содержание песка – 59%. По данным таблицы была построена кумулятивная кривая гранулометрического состава (рисунок 9).

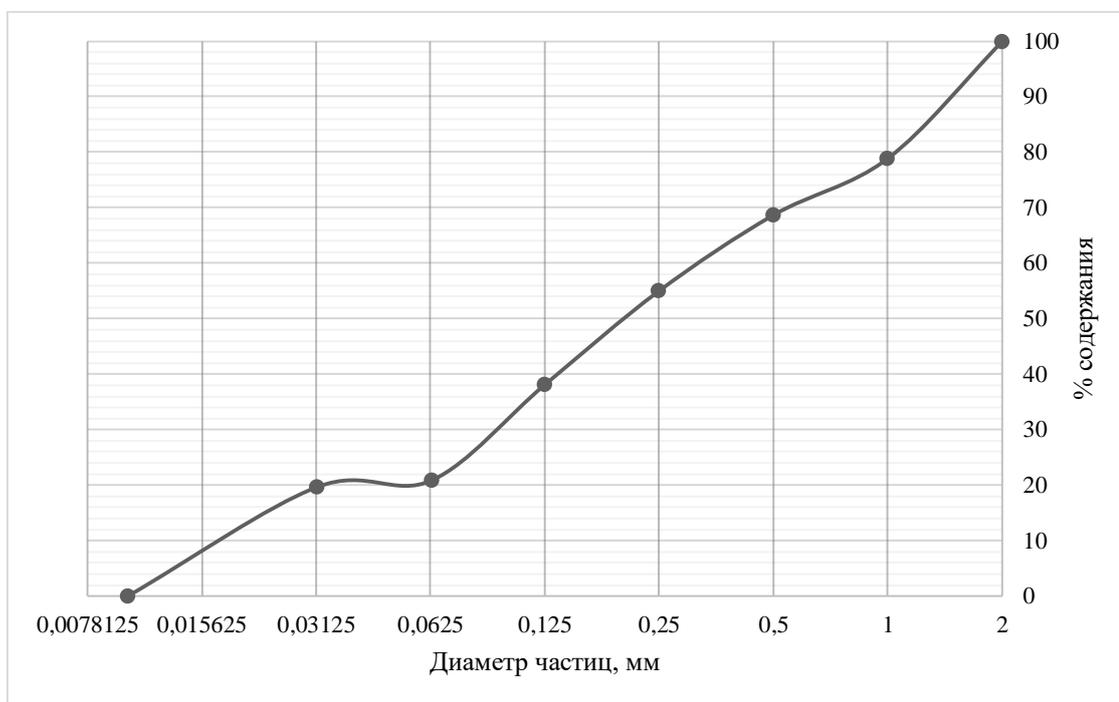


Рисунок 9 - Кумулятивная кривая гранулометрического состава

Для вычисления коэффициента неоднородности с графика снимаются значения d_{60} и d_{10} :

$$C_u = \frac{0.3}{0.022} = 13.34.$$

Значение коэффициента неоднородности лежит в пределах от 15 до 6, следовательно, согласно *ГОСТ Р ИСО 14688-2—2017* грунт средне неоднородного гранулометрического состава.

3.2. Эксперимент №1

Плотина имела трапециевидную форму. Материал – супесь с каменистыми включениями. Высота плотины составляла 26 см, ширина по подошве 50 см, ширина по гребню неравномерная, от 2 до 5 см. Длина плотины 100 см, длина откоса со стороны верхнего бьефа 29 см, длина откоса со

стороны нижнего - 33 см (рисунок 10). При сооружении дамбы использовался разрыхлённый грунт. Для того чтобы избежать просачивания воды между дамбой и стенкой установки, на стенку прикреплялись полосы наждачной бумаги. Шкала для измерения уровня воды была установлена на стенке второй ёмкости.

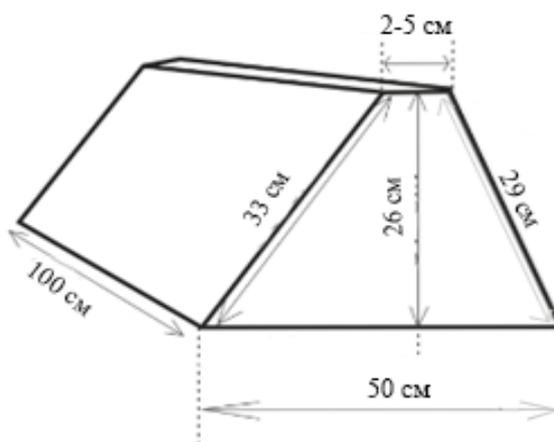


Рисунок 10 - Схема грунтовой дамбы

На начало эксперимента первая ёмкость была заполнена водой объёмом 224 литров. После поднятия затвора вода начала поступать во вторую ёмкость, где была сооружена плотина. Уровень воды в первой ёмкости на момент начала эксперимента составлял 27.5 см, после того, как был открыт затвор и вода поступила во вторую ёмкость, уровень воды установился на отметке 20 см. Во время эксперимента осуществился постоянный приток воды с расходом 0.25 л/с.

В ходе эксперимента проводилась видеофиксация с пяти камер, которые были установлены с разных углов к плотине для более детального описания процесса прорыва.

Ход эксперимента во времени (рисунок 11):

- начало эксперимента. Вода поступила во вторую ёмкость, постепенная фильтрация воды (рисунок 11а).

- 20 секунд. Резкое увеличение диаметра канала и расхода воды. Образование и увеличение трещины слева от канала (рисунок 11б).
- 40 секунд. Продолжение расширения канала (рисунок 11в).
- 70 секунд. Обрушение свода грунта, начало перелива. (рисунок 11г).

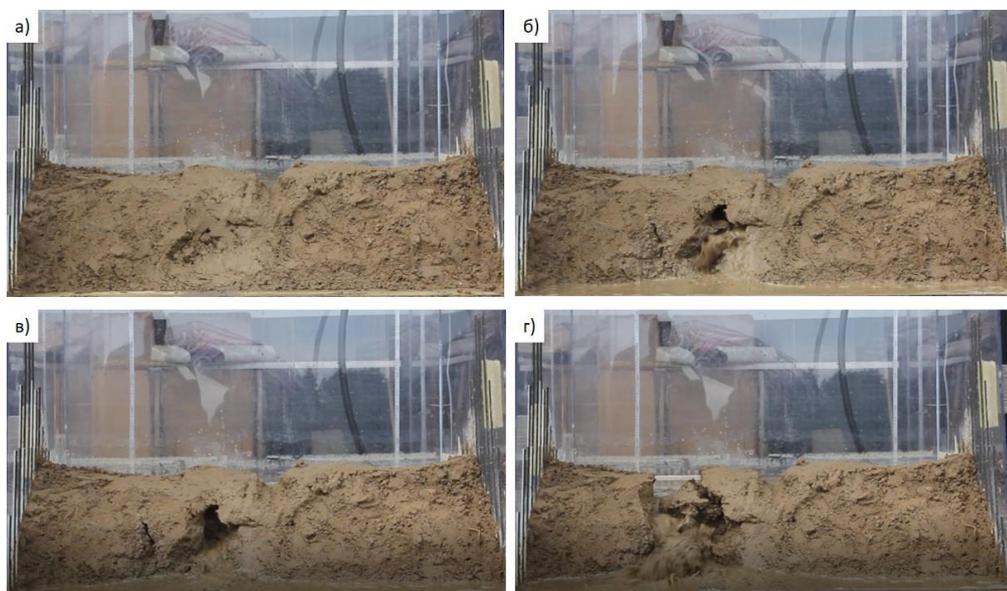


Рисунок 11 - Ход эксперимента №1 во времени

3.2.1 Модельный расчёт

По данным эксперимента были произведён расчёт расширения канала с последующим обрушением свода. Исходные данные представлены в таблице 4.

Таблица 4 - Характеристики экспериментальной плотины

Высота, м	0.26
Длина, м	1
Ширина основания, м	0.5
Объём водохранилища, м ³	0.224
Длина канала, м	0,65
Характеристики грунта	
Средний размер частиц грунта, м	0.002
Содержание глинистых частиц, %	20
tg угла внутреннего трения	0.6
Удельный вес грунта, кг/м ³	2610

На рисунке 12 показан модельный и наблюдаемый гидрограф. В связи с возникшими сложностями измерения расхода в канале, график представлен прямой линией.

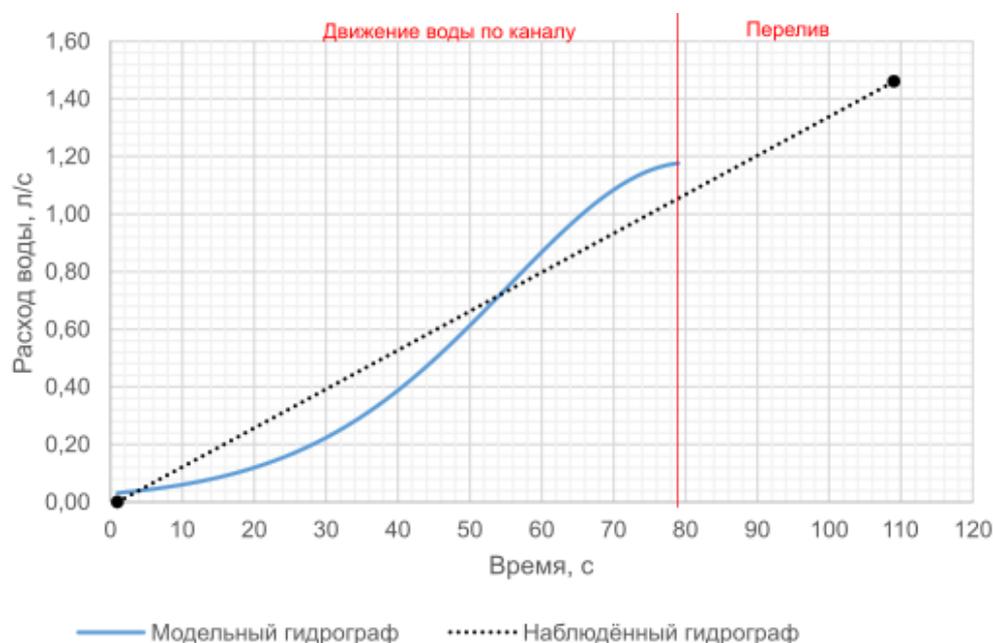


Рисунок 12 - Модельный и наблюдаемый гидрограф эксперимента №1

Гидрограф плавно нарастает в течении 35 секунд. Далее, в связи с увеличением диаметра канала, наблюдается рост значений расхода воды. С 70 секунды заметен перегиб графика в сторону уменьшения расхода. Это связано с приближением уровня воды к высоте канала и, следовательно, потере напора. Максимальный расход составляет 1.18 л/с в момент времени 79 секунд. Наблюдённый максимальный расход равен 1.02 л/с, время 76 секунд.

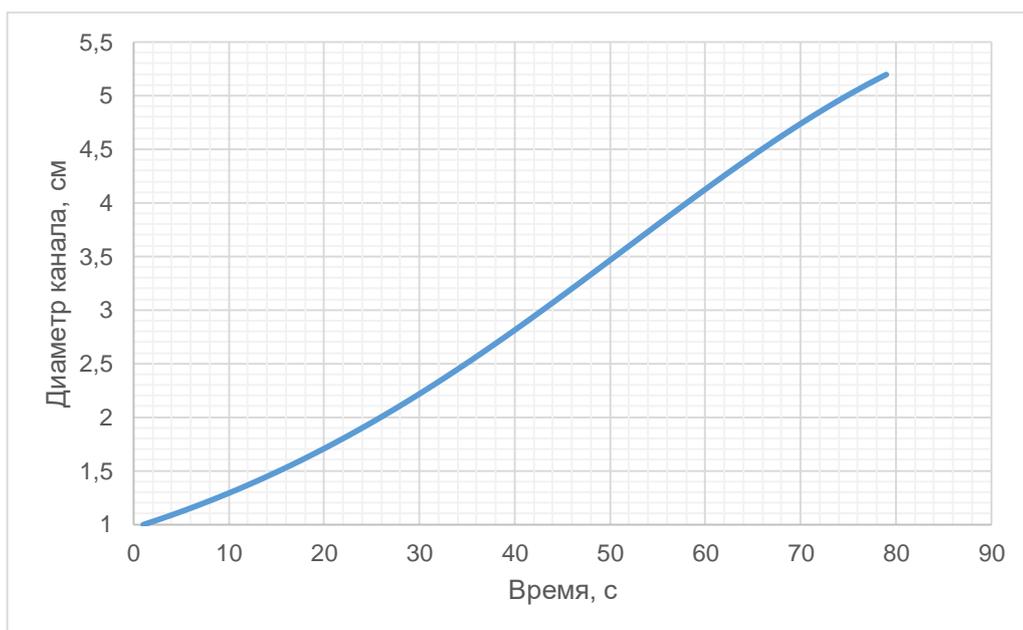


Рисунок 13 - Изменение диаметра канала. Эксперимент №1

График плавно нарастает в течении всего процесса. Максимальный диаметр канала составляет 5.19 см. Реальный диаметр был оценён по видео и равен 6 см. После достижения этого значения, свод грунта не способен держать арку, поэтому происходит обрушение и начинается процесс перелива.

3.3. Эксперимент №2

Плотина имела трапециевидную форму. Материал – супесь с каменистыми включениями. Высота плотины составляла 30 см, ширина по подошве 73 см, ширина по гребню 10 см. Длина плотины 100 см, длина откоса со стороны верхнего бьефа 34 см, длина откоса со стороны нижнего - 50 см (рисунок 14). Для того чтобы не произошло обрушение, использовался влажный грунт. При строительстве дамбы материал был сильно уплотнён. Для инициации процесса расширения канала в тело плотины заложена труба диаметром 1 см, которая была вынута после поступления воды в ёмкость. Шкала для измерения уровня воды была установлена на стенке второй ёмкости.

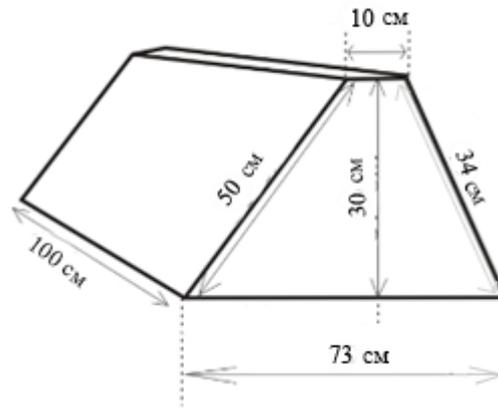


Рисунок 14 - Схема грунтовой дамбы

На начало эксперимента первая ёмкость была заполнена водой объёмом 245 литров. После поднятия затвора вода начала поступать во вторую ёмкость, где была сооружена плотина. Уровень воды в первой ёмкости на момент начала эксперимента составлял 35 см, после того, как был открыт затвор и вода поступила во вторую ёмкость, уровень воды установился на отметке 24.5 см.

В ходе эксперимента проводилась видеофиксация с пяти камер, которые были установлены с разных углов к плотине для более детального описания процесса прорыва (рисунок 15).

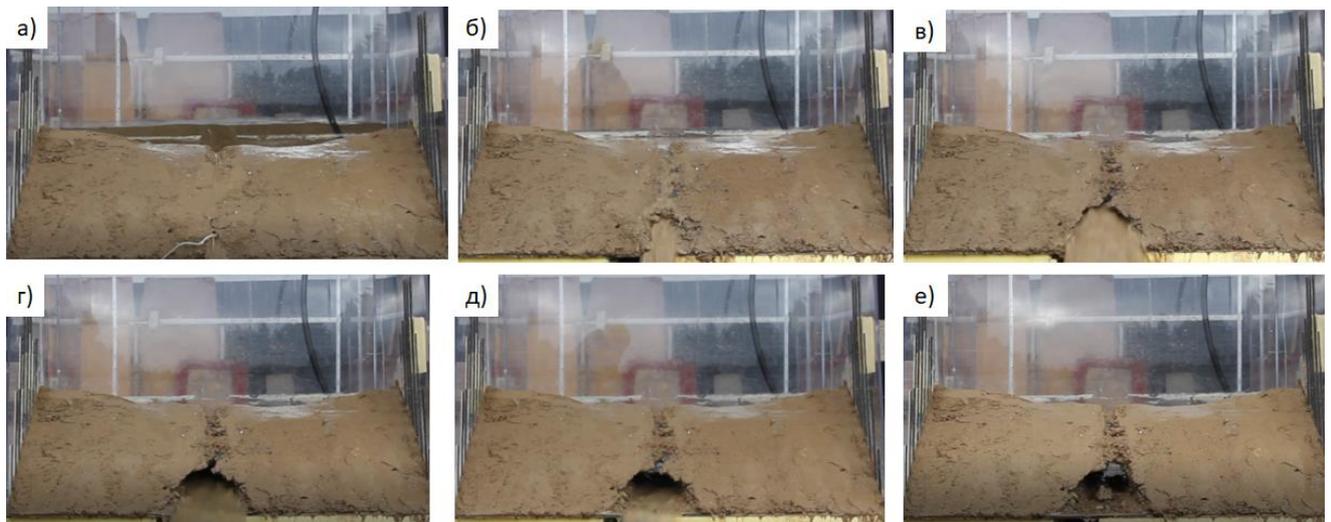


Рисунок 15 - Ход эксперимента №2 во времени

- Начало эксперимента. Вода поступает во вторую ёмкость и сразу начинает двигаться по каналу (рисунок 15а).

- 20 секунд. Расширение внутреннего канала и увеличение расходов воды. Небольшое количество воды, переливаясь, образует канал на откосе (рисунок 15б).
- 40 секунд. Внутренний канал продолжает расширяться (рисунок 15в).
- 60 секунд. Конец расширения канала. Расход воды постепенно уменьшается (рисунок 15г).
- 80 секунд. Уменьшение расходов. Вода движется по нижней части канала, не заполняя его (рисунок 15д).
- 98 секунд. Конец эксперимента (рисунок 15е).

3.3.1 Модельный расчёт

По данным эксперимента были произведён расчёт расширения канала с полным истечением воды по каналу. Исходные данные представлены в таблице 5.

Таблица 5 - Характеристики экспериментальной плотины

Высота, м	0.3
Длина, м	1
Ширина основания, м	0.7
Объём водохранилища, м ³	0.245
Длина канала, м	0,65
Характеристики грунта	
Средний размер частиц грунта, м	0.002
Содержание глинистых частиц, %	20
tg угла внутреннего трения	0.6
Удельный вес грунта, кг/м ³	2610

На рисунке 16 показан модельный и наблюдаемый гидрограф.

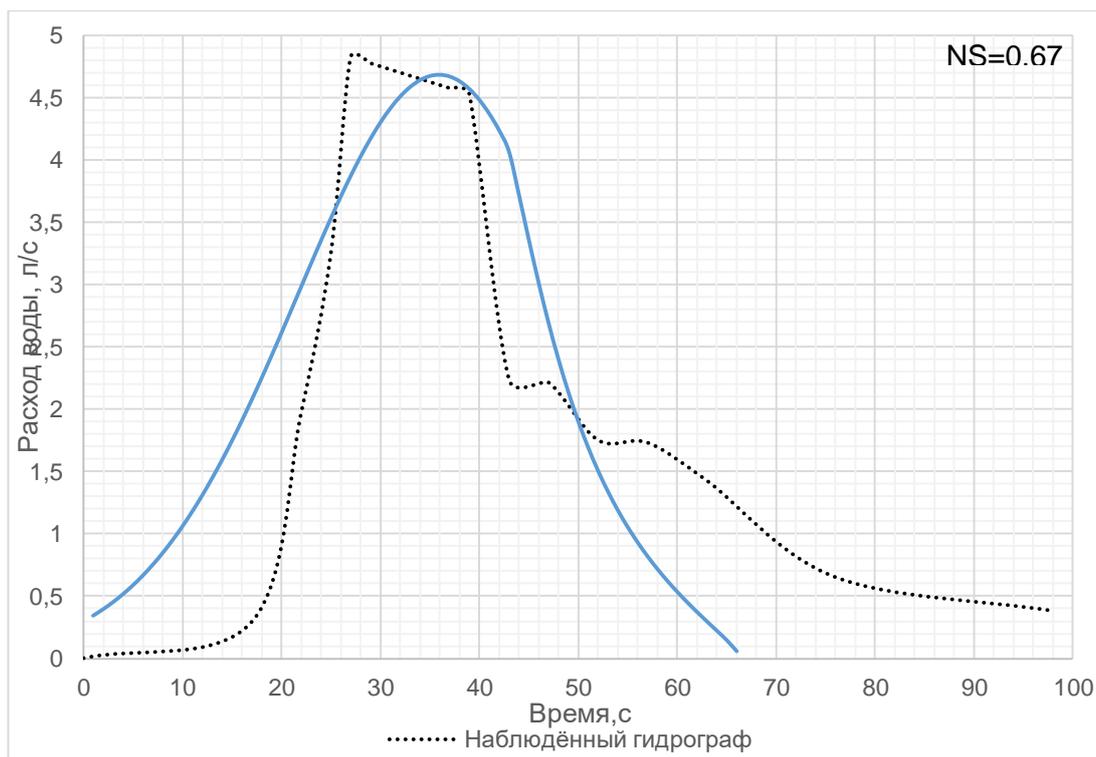


Рисунок 16 - Модельный и наблюдаемый гидрограф эксперимента №2

Модельный гидрограф имеет более сглаженный вид. В ходе эксперимента разрушенный грунт преграждал течение воды, поэтому на наблюдаемом гидрографе с 43 секунды падение расходов воды замедляется. Этот факт не учитывался при моделировании, что привело к существенной разнице по времени. Максимальный наблюдаемый расход составляет 4.825 л/с, модельный 4.67 л/с. Различие максимальных расходов объясняется кратковременным переливом воды через гребень, что не было учтено при моделировании. Средний наблюдаемый равен 2.97 л/с, модельный 3.05 л/с.

Для оценки качества моделирования использовался критерий эффективности Нэша-Сатклиффа (*Nash et al, 1970*), рекомендуемый Американской ассоциацией гражданских инженеров. Критерий Нэша-Сатклиффа (NS) рассчитывается по формуле (35).

$$NS = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (Q_i - P_i)^2}{\sum_{i=1}^n (Q_i - \bar{Q})^2} \quad (35)$$

Диапазон значений критерия в общем случае находится в пределах $-\infty$ до 1. Моделирование признаётся удовлетворительным при $NS > 0.5$ (таблица 6).

Таблица 6 - Границы интервалов оценки критерия качества Нэша-Сатклиффа
(Nash et al, 1970)

Оценка сходимости	NS
Очень хорошая	$0.75 < NS \leq 1$
Хорошая	$0.65 < NS \leq 0.75$
Удовлетворительная	$0.5 < NS \leq 0.65$
Неудовлетворительная	$NS \leq 0.5$

Сходимость по критерию Нэша-Сатклиффа равна 0.67. Результат лежит в диапазоне $0.65 < NS \leq 0.75$, поэтому результат моделирования можно описать как «хороший».

На рисунке 17 показано изменение диаметра канала.

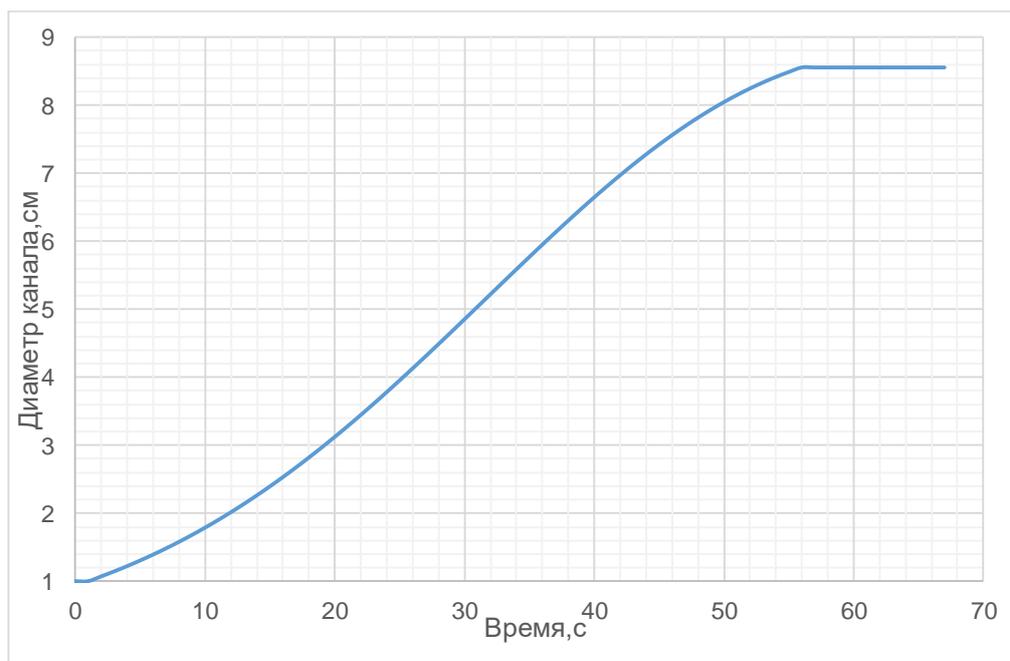


Рисунок 17 - Изменение диаметра канала. Эксперимент №2

Диаметра канала плавно нарастает до 55 секунды. На 56 секунде вода движется по каналу, не заполняя его. Следовательно, процесс эрозии прекращается, диаметр канала остаётся неизменным. Максимальный реальный диаметр канала равен 10 см, максимальный модельный – 8.55 см. Погрешность моделирования составляет 15%.

Таким образом, на основе проведённых экспериментов сделаны следующие выводы:

- в эксперименте №1 использовался рыхлый и слабо утрамбованный грунт, произошло образование канала с последующим обрушением верхнего свода. Модельные результаты можно охарактеризовать как хорошие. Погрешность по времени составляет 3.9%, погрешность при расчёте расхода воды 13%.

- в эксперименте №2 использовался влажный и сильно утрамбованный грунт. Канал был инициирован с помощью трубы, заложенной в тело плотины. Сходимость модельного гидрографа с наблюдаемым по критерию Нэша-Сатклиффа равна 0.67. Следовательно, модель показывает хорошие результаты

Так как данные о реальных прорывах плотин или моренных озёр крайне малочисленны, а те, которые имеются основываются на экспертных оценках и сведениях очевидцев происшествия, проведенный эксперимент дал возможность получить данные для моделирования гидрографов прорывных паводков и применить предложенную модель для расчёта реальных прорывов.

ГЛАВА 4. ОПИСАНИЕ ОБЪЕКТОВ ИССЛЕДОВАНИЯ И РЕЗУЛЬТАТЫ МОДЕЛИРОВАНИЯ

В целях верификации разработанной методики необходимо рассчитать разрушение реальных плотин. Для этого были выбраны следующие объекты: плотина Тетон (Айдахо, США), плотина Апишапа (Колорадо, США), плотина Франкфурт (Германия).

4.1. Плотина Тетон

Грунтовая плотина Тетон была построена на реке Тетон в штате Айдахо, США (рисунок 18). Строительство началось в 1972 году в целях защиты от наводнений и орошения земель. Характеристики плотины представлены в таблице 7.

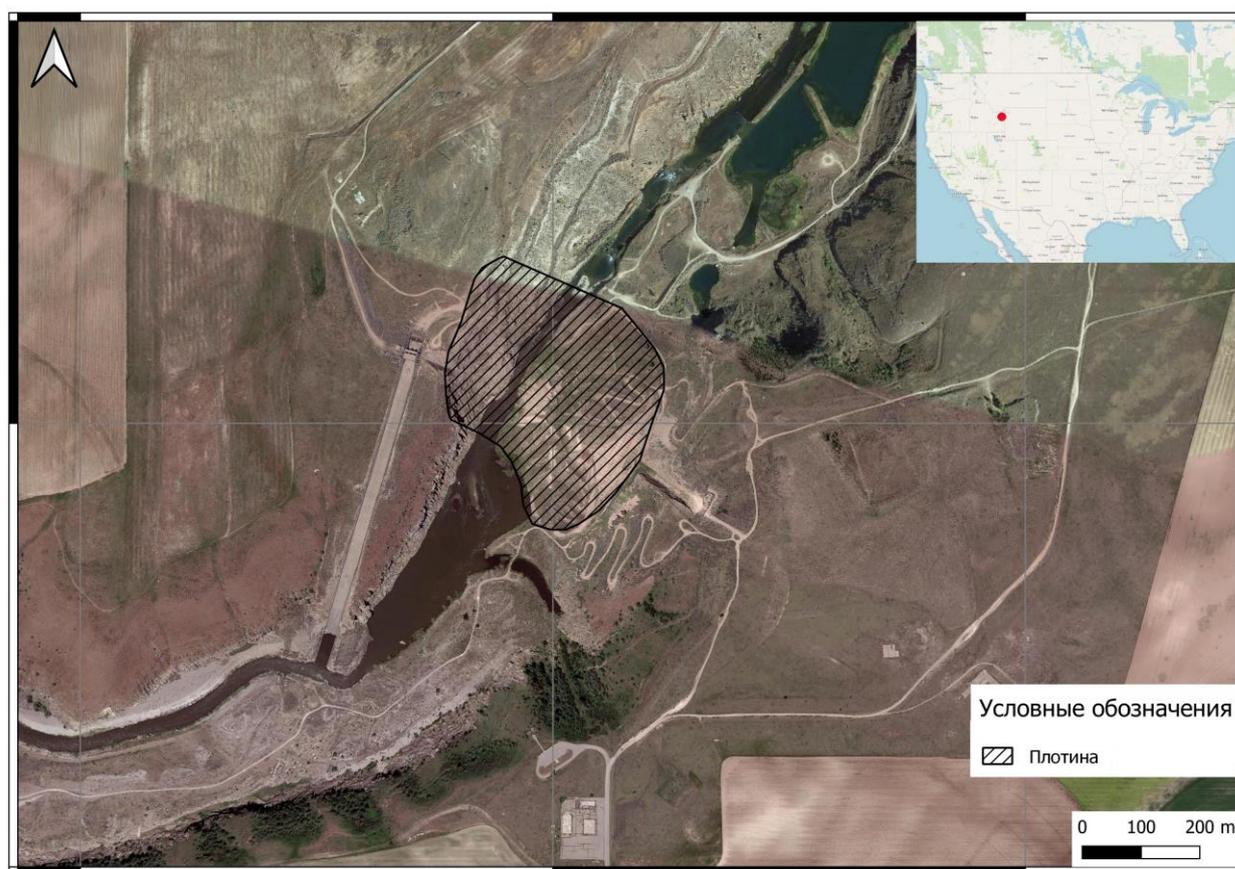


Рисунок 18 - Местоположение плотины Тетон

5 июня 1976 г. при наполнении водохранилища произошёл прорыв плотины. Катастрофа привела к гибели 14 человек, общий ущерб оценивался в 2 млрд. долларов. От наводнения пострадали 5 населённых пунктов, Уилфорд, Шугар-Сити, Хиббард, Рексбург. Были разрушены тысячи домов и предприятий.

Таблица 7 - Характеристики плотины Тетон

Высота, м	94
Длина, м	940
Ширина основания, м	520
Объём водохранилища, м ³	330 000 000
Длина канала, м	200
Характеристики грунта	
Средний размер частиц грунта, м	0.000025
Содержание глинистых частиц, %	23
tg угла внутреннего трения	0.6
Удельный вес грунта, кг/м ³	2900

По данным (*Report to....1976*) в период с 7:30 до 8:00 по местному времени на откосе плотины были зафиксированы первые признаки утечки воды. К 9:30 было обнаружено отверстие, из которого текла вода с расходом около 0.5-0.85 м³/с. (рисунок 19а). Далее, происходило нарастание диаметра отверстия и увеличение расхода воды (рисунок 19б). В период с 11:15 до 11:30 произошло обрушение грунт (рисунок 19б), затем последовал процесс перелива воды с максимальным расходом около 57000 м³/с.



Рисунок 19 - Стадии разрушения плотины Тетон (*damfailures.org*)

Основной причиной прорыва является проницаемый лессовый грунт, который использовался для строительства ядра плотины, и трещиноватый риолит, используемый в опорах плотины. Совокупность этих факторов привела к образованию внутреннего канала, который, расширяясь, привёл к обрушению плотины.

Используя методику, которая описана в главе 2, был смоделирован процесс расширения внутреннего канала (рисунок 20).

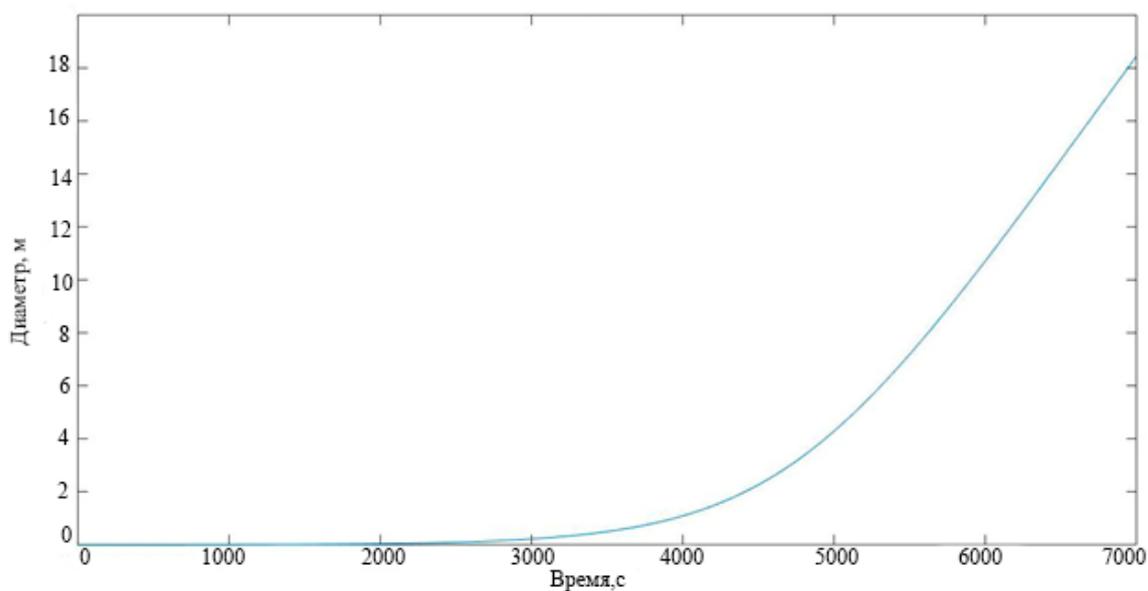


Рисунок 20 - График изменения диаметра внутреннего канала в плотине Тетон

Начальный размер канала был принят равным 3 мм. В течении первого часа шло медленное, постепенное нарастание диаметра канала до 1 м. Со времени 1 час 15 мин и 2 часов диаметр канала резко возрастал. Это связано с резким возрастанием скорости эрозии. Максимальный диаметр канала составляет 18.4 м. При превышении этого значения происходит обрушение грунта и начинается процесс перелива. Рассчитанное время расширения составляет 2 часа, наблюденное около 3 часов.

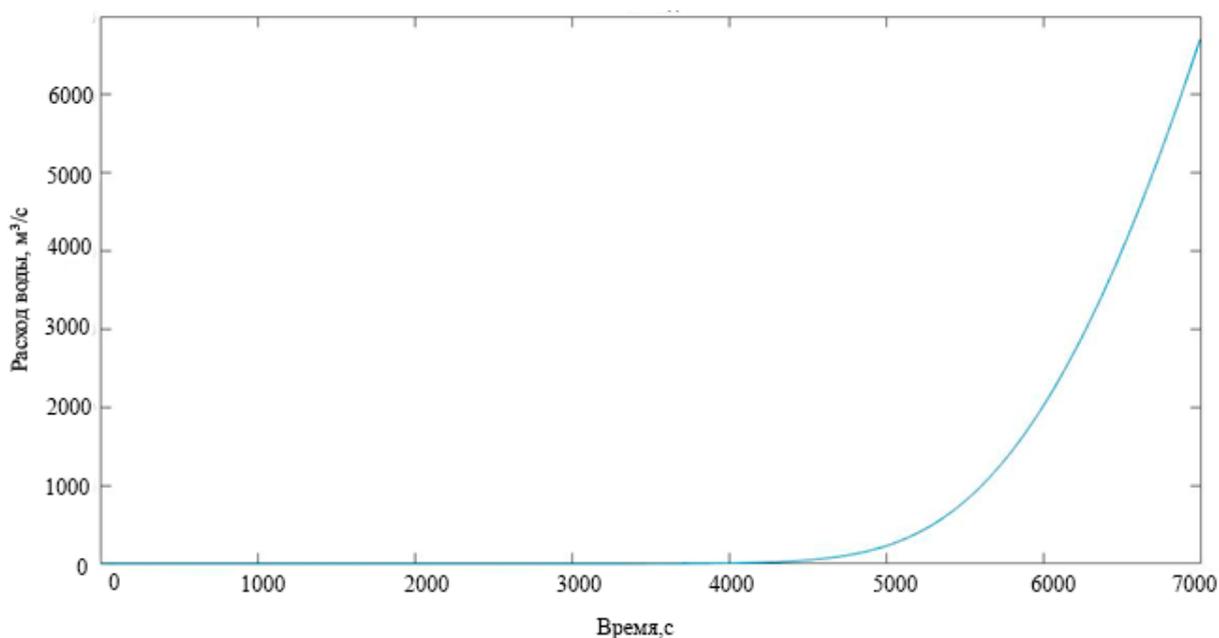


Рисунок 21 - Рассчитанный гидрограф внутреннего канала в плотине Тетон

Гидрограф плавно нарастает в течении двух часов. Наблюденные значения в 1 час 30 минут составляют около 0.5-0.85 м³/с, расчётные 0,9 м³/с. После 2 часов 15 минут значения расхода воды резко возрастают. Максимальное расчётное значение составляет 6800 м³/с. Данные о максимальном наблюденном значении расхода воды в канале отсутствуют.

Сравним полученные результаты с реальными значениями и моделированием, приведённом в (Xu et al, 2004) (таблица 8).

Таблица 8 - Сравнение результатов моделирования прорыва плотины Тетон

	Реальные значения	Модельные значения (<i>Xu et al, 2004</i>)	Модельные значения	Погрешность, %
Время расширения канала	≈3 ч	3 ч	2 ч	33
Расход воды в канале	0.5-0.85 м ³ /с (30 мин)	-	0.9 м ³ /с (30 мин)	16
Максимальный расход в канале	-	5100 м ³ /с	6800 м ³ /с	33

Модель показывает хорошие результаты по параметру «расход воды в канале». Погрешность составляет 16%. По остальным параметрам получены более высокие погрешности. Это можно объяснить неточными данными о времени расширения канала.

4.2. Плотина Апишапа

Плотина Апишапа (Южное Колорадо, США) (рисунок 22) была построена в 1921 году с целью мелиорации и орошения. Плотина была сложена из мелкого глинистого песка с примесью цементирующих веществ (рисунок 23). Характеристики плотины представлены таблице 9.



Рисунок 22 - Местоположение плотины Апишапа

Таблица 9 - Характеристики плотины Апишапа

Высота, м	34
Ширина основания, м	100
Объём водохранилища, м ³	22 500 000
Длина канала, м	50
Характеристики грунта	
Средний размер частиц грунта, м	0.000005
Содержание глинистых частиц, %	20
tg угла внутреннего трения	0.6
Удельный вес грунта, кг/м ³	2750

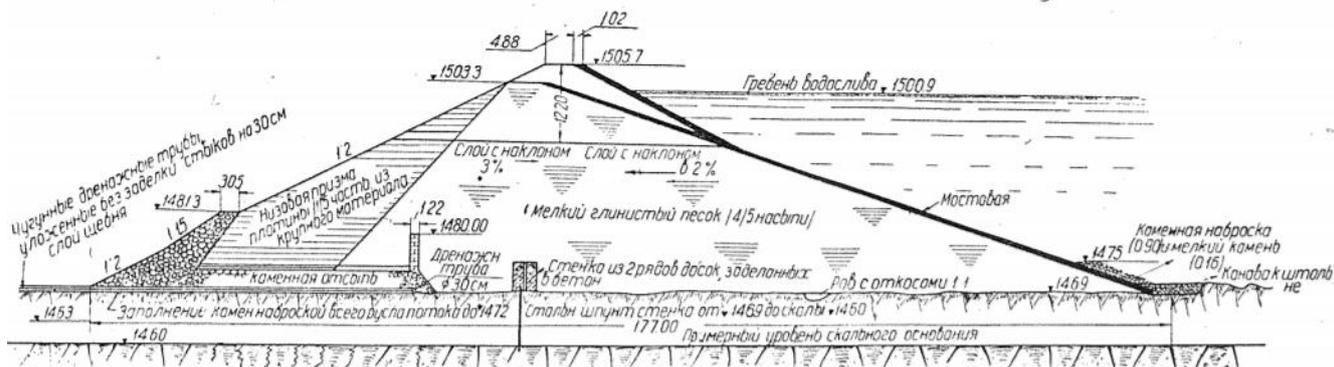


Рисунок 23 - Схема плотины Апишапа

22 августа 1923 года была замечена просадка откоса верхнего бьефа. Это связано с повышением уровня воды на 6 м выше критического. При этом происходила усиленная фильтрация с последующим образованием канала. Одной из причин образования канала называют химическую суффозию. По экспертным оценкам общее время разрушения плотины составило 2.5 часа, максимальный расход при переливе $6850 \text{ м}^3/\text{с}$. Данные о расходе воды в канале и его размерах отсутствуют (Ху et al, 2009; Гельфер, 1936).

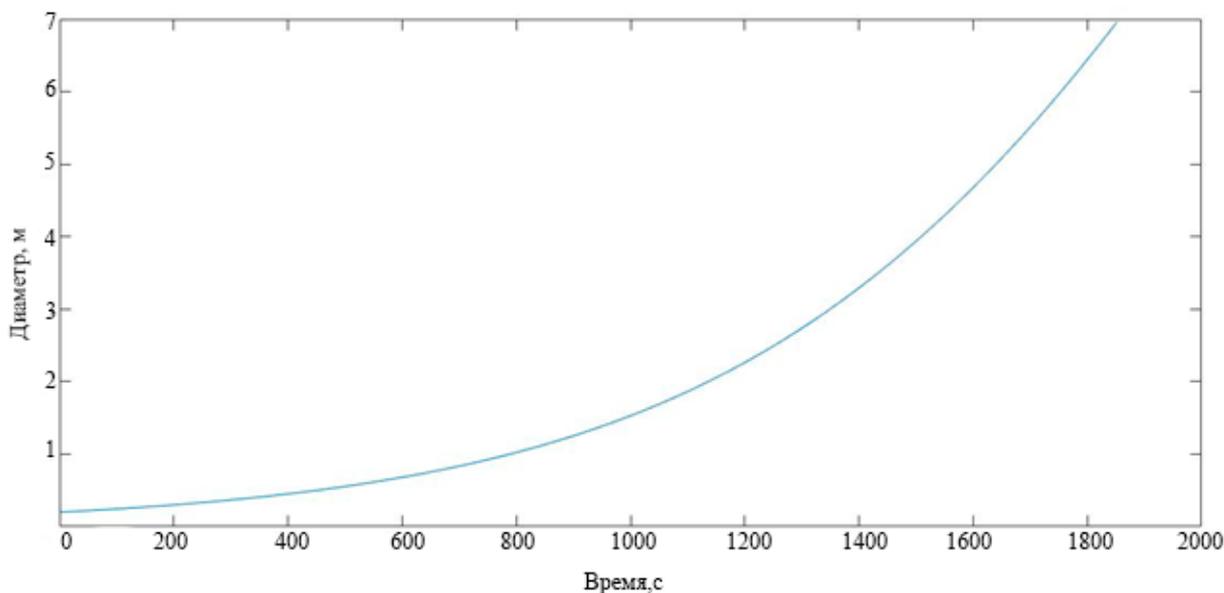


Рисунок 24 - График изменения диаметра внутреннего канала в плотине Апишапа

Начальный диаметр канала был принят равным 5 см. Увеличение диаметра канала происходит достаточно плавно на протяжении 1000 секунд.

Далее, в связи с увеличением скорости эрозии, канал расширяется быстрее. После 30 минут расширения, диаметр канала составляет 7 метров, что является критической величиной. Далее происходит обрушение свода и истечение воды через проран.

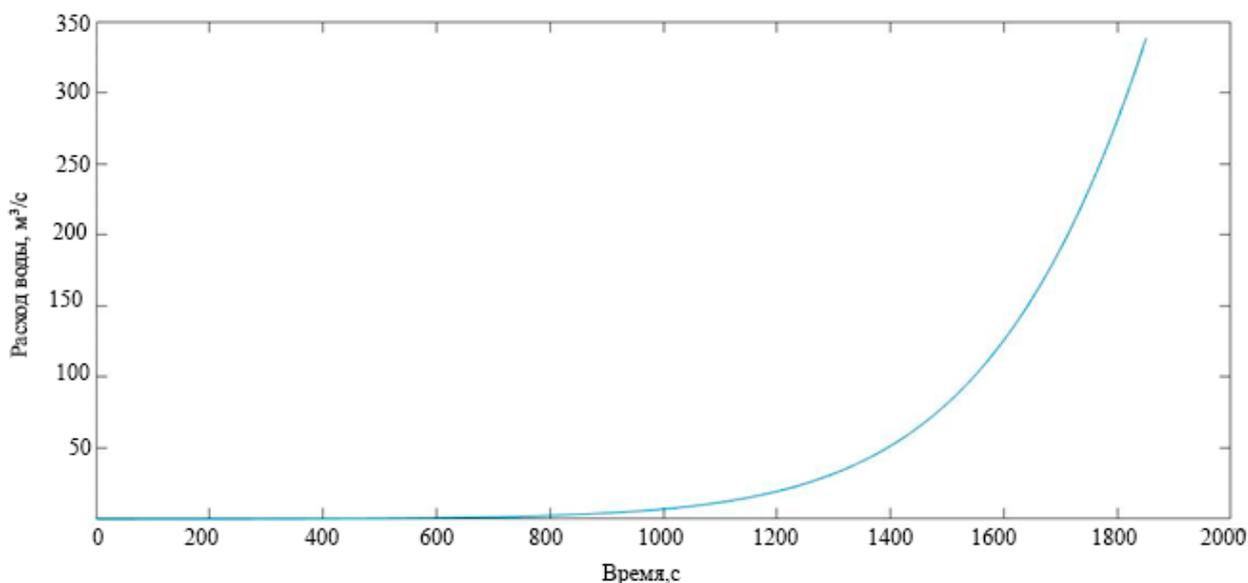


Рисунок 25 - Рассчитанный гидрограф внутреннего канала в плотине Апишапа

В целом, гидрограф повторяет ход графика изменения диаметра канала, так как величина расхода зависит от площади сечения. Существенное увеличение расхода начинается после 1000 секунд. Максимальное значение составляет 338 м³/с.

Ввиду отсутствия измеренных данных и экспертных оценок, сравним полученные результаты с моделированием, описанным в (*Chen et al, 2019*) (таблица 10).

Таблица 10 - Сравнение результатов моделирования

Характеристика	Модельные значения (<i>Chen, et al, 2019</i>)	Модельные значения	Погрешность
Время расширения канала	0.99 ч	0.5 ч	49%
Максимальный расход в канале	350 м³/с	338 м³/с	3%

В целом, разработанная модель показывает удовлетворительные результаты, однако, время расширения канала различается на 49%. Разница объясняется отсутствием достоверных данных о составе грунта. В таком случае, эти характеристики могут быть получены только путём численных экспериментов.

4.3. Плотина в районе г. Франкфурт-на-Майне

Плотина построена в декабре 1975 года в районе г. Франкфурта, Западная Германия. Разрушение произошло в сентябре 1977 г. Плотина сложена из однородного, гомогенного грунта низкой эродируемости (*Singh, 2013*). Характеристики плотины представлены в таблице 11.

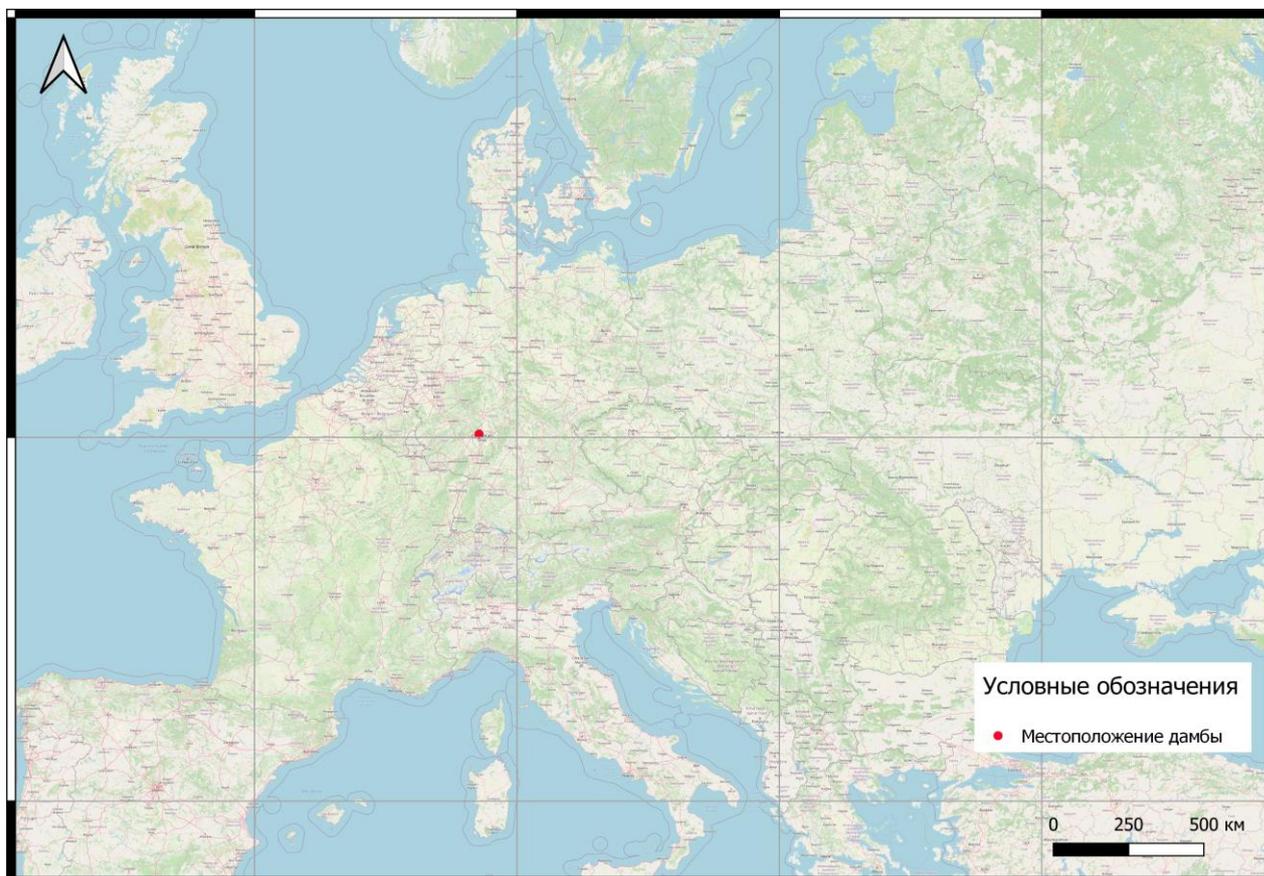


Рисунок 26 - Местоположение плотины Франкфурт

Таблица 11 - Характеристики плотины Франкфурт

Высота, м	9.8
Ширина основания, м	9.2
Объём водохранилища, м ³	350 000
Длина канала, м	6.9
Характеристики грунта	
Средний размер частиц грунта, м	0.000025
Содержание глинистых частиц, %	23
tg угла внутреннего трения	0.6
Удельный вес грунта, кг/м ³	2900

Перед прорывом прошли сильные проливные дожди, после этого случилось резкое повышение уровня грунтовых вод. Перед разрушением, на низовом откосе плотины были замечены утечки воды, которые в последствии образовали струю диаметром около 20 см. Это свидетельствует о наличии внутреннего канала. Общее время разрушения дамбы составило 2.5 часа. Максимальный расход при переливе оценён в 79 м³/с. Данные о расходе воды в канале и его размерах отсутствуют (*Singh, 2013*).

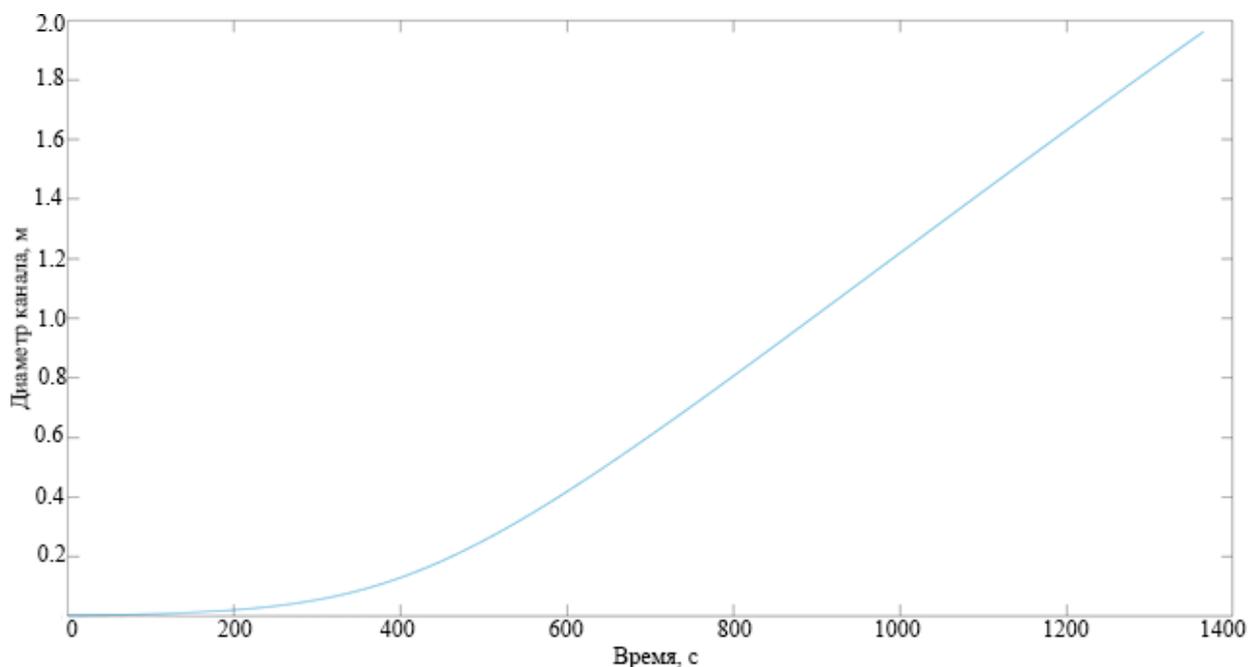


Рисунок 27 - График изменения диаметра внутреннего канала в плотине Франкфурт

Диаметр отверстия постепенно нарастает в течении первых 300 секунд. Далее скорость эрозии увеличивается, и изменение диаметра идёт быстрее. Максимальный диаметр канала составляет 1.96 м. Время расширения 1364 секунды (23 минуты). После этого происходит обрушение свода и начинается процесс перелива.

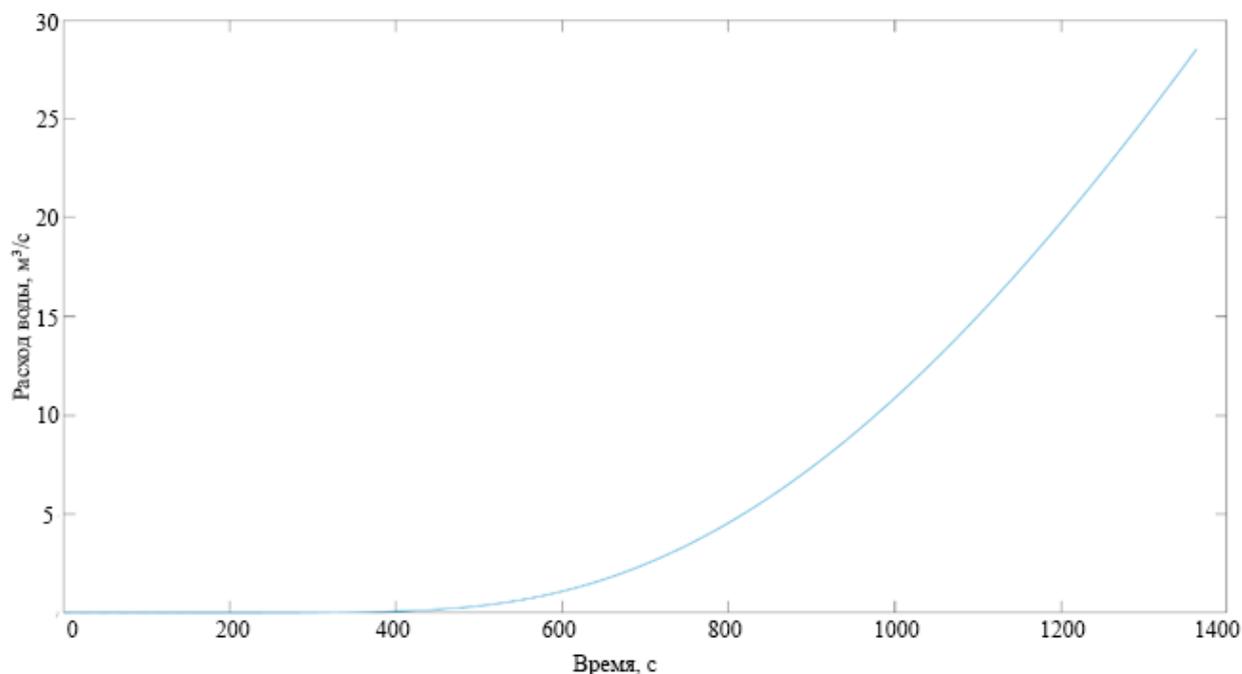


Рисунок 28 - Рассчитанный гидрограф внутреннего канала в плотине Франкфурт

Существенное увеличение расхода начинается после 500 секунды. Максимальный расход равен 28.5 м³/с. Ввиду отсутствия экспертных оценок данные результаты являются первой попыткой рассчитать этот случай прорыва плотины.

Таким образом, выполнен расчёт расширения канала для плотин Тетон, Апишапа, Франкфурт. В целом, моделирование показало удовлетворительные результаты, высокие погрешности можно объяснить неточными сведениями о характеристиках грунта, субъективностью экспертных оценок. Учитывая немногочисленные данные о прорывах плотин, предложенная модель может являться единственным способом описать прохождение процесса.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Разрушение грунтовых плотин под действием фильтрации относится к опасным гидрологическим явлениям. В результате этих процессов образуются прорывные паводки, ведущие за собой катастрофические последствия: гибель людей, ущерб инфраструктуре. Актуальность выполненного исследования обуславливается необходимостью описания этого процесса, выявления факторов формирования, расчёта гидрографа и времени образования канала для дальнейшей разработки мероприятий по защите территорий от наводнений.

В процессе выполнения работы были решены следующие задачи:

1. выполнен анализ более 50 литературных источников, определена степень разработанности вопроса.
2. Описан процесс разрушения плотины в результате суффозии и образования канала.
3. Разработана математическая модель расширения канала в теле грунтовой плотины.
4. Выполнено физическое моделирование разрушения грунтовой плотины.
5. Выполнен расчёт реальных прорывов плотин по разработанной методике.

Анализ литературных источников показал, что на данный момент хорошо разработаны общие фильтрационные расчёты, оценка устойчивости откоса, оценка суффозионности грунта. Вопросы разрушения плотин в результате образования канала изучены недостаточно.

В результате усиленной фильтрации воды возникают механизмы внутренней эрозии. Такие процессы довольно сложно измерить инструментально, а экспертные оценки часто бывают неточными, поэтому необходимо применять методы математического моделирования.

Модель расширения канала основана на уравнении эрозии. Наиболее важными исходными данными являются: удельный вес грунта, напор воды, кривая зависимости уровня от объёма. Наличие этих характеристик позволяют наиболее точно рассчитать время расширения канала и расход воды в канале.

Проведённые эксперименты по физическому моделированию подтвердили концепцию разрушения в результате расширения канала. Смоделированы 2 сценария: с обрушением верхнего свода и с истечением воды через канал. Для 1 эксперимента погрешность по времени составила 3.9%, погрешность при расчёте расхода воды в канале – 13%. Для 2-го эксперимента сходимость расходов воды по критерию Нэша-Сатклиффа составила 0.67, что является показателем хорошего результата. Погрешность при расчёте диаметра канала равна 15%.

После проведения расчётов для плотин Тетон, Апишапа, Франкфурт, сделан вывод об удовлетворительной сходимости результатов с реальными значениями. Высокую погрешность (33%) при расчёте времени разрушения дамбы Тетон можно объяснить отсутствием точных данных о начале процесса расширения канала. Расхождение максимальных расходов в 33% (по сравнению с моделированием, описанным ранее в статьях (*Chen et al, 2019; Xu et al, 2004*)) может заключаться в различных методиках расчёта, следовательно, такой результат нельзя оценивать, как неудовлетворительный. Аналогичное объяснение подходит и для погрешности в 49% при расчёте времени разрушения плотины Апишапа.

В целом, разработанный алгоритм расчёта можно использовать на стадии проектирования плотины, для оценки её возможного разрушения. В дальнейшем планируется применить описанную методику для оценки прорыва естественных моренных и оползневых дамб, так как такие процессы крайне малоизучены. Также, необходимо добавить блок с расчётом расширения канала под дамбой.

БЛАГОДАРНОСТИ

Автор выражает благодарность своему научному руководителю Пряхиной Г.В. за доброжелательное отношение и ценные замечания, которые позволили улучшить качество работы.

Автор благодарит Распутину В.А., Акилова Е.В., Пряхина С.И., Попова С.В., Боронину А.С., Кашкевич М.П., Кузнецову М.Р. за помощь в проведении физического моделирования.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бакланова, Д. В. Факторы, влияющие на возникновение аварийных ситуаций на крупных каналах [Электронный ресурс] / Д. В. Бакланова // Научный журнал Российского НИИ проблем мелиорации: электрон, периодич. изд. / Рос. науч.-исслед. ин-т проблем мелиорации. - Электрон, журн. - Новочеркасск: Рос-НИИПМ, 2011. - № 3(03). - 9 с. –
2. Бакиев М.Р. Анализ проблем надежной и безопасной эксплуатации грунтовых плотин водохранилищных гидроузлов// Irrigatsiya va melioratsiya, Ташкент, 2018
3. Гельфер А. А Причины и формы разрушения гидротехнических сооружений, Ленинград, 1936
4. ГОСТ Р ИСО 14688-2—2017. Геотехнические исследования и испытания. идентификация и классификация грунтов. Часть 2 Классификация.
5. Железняков Г.В., Ибад-Заде Ю.А., Иванов П.Л. Недрига В.Н. [и др.]. Гидротехнические сооружения : справочник проектировщика / под общ. ред. В.Н. Недрига М., 1983. 253 с
6. Истомина В.С. Фильтрационная устойчивость грунтов. - М., Госстройиздат, 1957 - 295с.
7. Леонтьев Н.Е., Основы теории фильтрации: учебное пособие. 2-е изд. /– Москва: МАКС Пресс, 2017. 88 с.
8. Павловский Н.Н., Теория движения грунтовых вод под гидротехническими сооружениями и ее основные приложения: литографированное изд. / Научно-мелиорац. ин-т. Вып.1. Петроград. 1922. 752 с.
9. Полубаринова-Кочина П.Я., Теория движения грунтовых вод. Изд. 2-е, Главная редакция физико-математической литературы издательства «Наука», М., 1977, 664 стр.

10. Рассказов Л.Н. Гидротехнические сооружения. М.: АСВ, 2008, 575 с
11. Рекомендации по методике лабораторных испытаний грунтов на водопроницаемость и суффозионную устойчивость. П 12-83 / ВНИИГ. - Л.: 1983.
12. Рекомендации по выбору методов расчета коэффициента устойчивости склона и оползневого давления. М.: ЦНТИ, 1986, 134 с
13. Розанов Н.П., Гидротехнические сооружения. Учебное пособие для вузов, М., Стройиздат, 1978, - 647с.
14. Соболев С. В. Безопасность гидротехнических объектов. учеб. пособие; Нижегород. гос. архитектур. - строит. ун-т. – Н. Новгород: ННГАСУ, 2018. – 204 с
15. Сорокин А.Г., Юлдашев Н.А. Фильтрация воды через земляные плотины (теория и примеры расчёта). Ташкент, 2019 – 49 с.
16. СП 39.13330.2012 Плотины из грунтовых материалов. Актуализированная редакция СНиП 2.06.05-84
17. Чарный И. А. Основы подземной гидравлики / И. А. Чарный. – М.: Гостоптехиздат, 1956. – 260 с.
18. Чарный И.А. Подземная гидрогазодинамика / И.А. Чарный. М., Гостоптехиздат, 1963, 396 с.
19. Adamo, Nasrat & Al-Ansari, Nadhir & Sissakian, Varoujan & Laue, Jan & Knutsson, Sven. (2020). Dam Safety Problems Related to Seepage. 10. 191-239.
20. Al-Janabi, A.M.S.; Ghazali, A.H.; Ghazaw, Y.M.; Afan, H.A.; Al-Ansari, N.; Yaseen, Z.M. Experimental and Numerical Analysis for Earth-Fill Dam Seepage. Sustainability 2020, 12, 2490.
21. Annandale, G.W. (2006). Scour technology-mechanics and engineering practice. McGraw-Hill, New York: 38.

22. Arthur, H.G. (1977) "Teton Dam Failure." The Evaluation of Dam Safety: Engineering Foundation Conference Proceedings, ASCE, New York, New York, 61-71
23. ASTM. (2002). "Standard terminology relating to soil, rock, and contained fluids." ASTM D 653-02a, ASTM, West Conshohocken, Pa.
24. Bonelli, Stephane & Benahmed, Nadia & Brivois, Olivier. (2006). On Modelling of the Hole Erosion Test.
25. Casagrande, A. (1937). Seepage Through Earth Dams, in Contribution to Soil Mechanics 1925-1940, Boston Society of Civil Engineers, Boston, 295.
26. Chen, Sheng-shui & Zhong, Qiming & Shen, Guang-ze. (2019). Numerical modeling of earthen dam breach due to piping failure. Water Science and Engineering. 12. 10.1016/j.wse.2019.08.001.
27. Ghanbari, Ali & Fakhari, Amin. (2013). A simple method for calculating the seepage from earth dams with clay core. Journal of GeoEngineering. 8. 27-32. 10.6310/jog.2013.8(1).4.
28. Fattahi, Seyed Mohammad & Soroush, Abbas & Tabatabaie Shourijeh, Piltan. (2017). The Hole Erosion Test: A Comparison of Interpretation Methods. Geotechnical Testing Journal. 40. 20160069. 10.1520/GTJ20160069.
29. Flores-Berrones, Raúl & López-Acosta, N.. (2011). Internal Erosion Due to Water Flow Through Earth Dams and Earth Structures. 10.5772/24615.
30. Foster M, Fell R 1999. A Framework for estimating the probability of failure of embankment dams by piping using the event tree methods. UNICIV Report No. R377.
31. Hunter, Robert Peter. Development of Transparent Soil Testing using Planar Laser Induced Fluorescence in the Study of Internal Erosion of Filters in Embankment Dams (2012)

32. Leonards, G. A. and Deschamps, R. J., 1998, "Failure of Cyanide Overflow Pond Dam," *J. Perform. Constr. Facil.*, Vol. 12, No. 1, pp. 3–11
33. Mohammed, Bezzazi & Abdellatif, Khamlichi & Miguel Angel, PARRON & Dolores, Rubio & Castillo, Olegario. (2010). A Simplified Analytical Modeling of the Hole Erosion Test. *American Journal of Engineering and Applied Sciences*. 3. 10.3844/ajeassp.2010.765.768.
34. Mohamed M. A. A, "Embankment Breach Formation an Modelling Methods," 2002.
35. Nash J.Ea, Sutcliffe J. V. River flow forecasting through conceptual models part I—A discussion of principles // *J. hydrology*. 1970. № 10.3. P. 282–290.
36. Report to U.S. department of the interior and state of Idaho on failure of Teton dam, Idaho falls, 1976, 664 c
37. Říha, J.; Kotaška, S.; Petrula, L. Dam Break Modeling in a Cascade of Small Earthen Dams: Case Study of the Čižina River in the Czech Republic. *Water* 2020, 12, 2309. <https://doi.org/10.3390/w12082309>
38. Robbins, Bryant & van Beek, Vera. (2015). Backward Erosion Piping: A Historical Review and Discussion of Influential Factors.
39. Sachpazis, Costas. (2014). Experimental Conceptualisation of the Flow Net System Construction inside the Body of Homogeneous Earth Embankment Dams. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*. 19. 2114 - 2136.
40. Salem, Mohamed. (2019). Analysis of Seepage through Earth Dams with Internal Core. *International Journal of Engineering Research and*. V8. 10.17577/IJERTV8IS080168.
41. Sazzad, Md. Mahmud & Roy, Mrinmoy & Rahman, Saidur. (2015). FEM Based Seepage Analysis through Earth Dam. *International Journal of Advances in Structural and Geotechnical Engineering*. 04. 158-164.

42. Singh, V.P. Dam Breach Modeling Technology, Springer Netherlands, 2013 244 c
43. Temple D.M., Hanson G.J. Headcut development in vegetated earth spillways // Appl. Eng. Agric. 1994. Vol. 10(5). P. 677-682.
44. Vallejo Sergio Antonio Nelas. Hydraulic engineering failure of large dams? Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015.
45. Van Damme, M. Morris, M.W. Hassan, M.A.A.M. (2012) A New Approach to Rapid Assessment of Breach Driven Embankment Failures. FRMRC Research Report, WP4.4.
46. Wahler, W. A., 1973, "Analysis of Coal Refuse Dam Failure, Middle Fork Buffalo Creek, Saunders West Virginia," Report No. PB-215, National Technical Service, Washington, D.C., pp. 142–143.
47. Xu, Yuanhua & Zhang, L.. (2009). Breaching Parameters for Earth and Rockfill Dams. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering - J GEOTECH GEOENVIRON ENG. 135. 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000162.
48. Xiao, Ming & Shwiyhat, Nathan. (2012). Experimental Investigation of the Effects of Suffusion on Physical and Geomechanic Characteristics of Sandy Soils. Geotechnical Testing Journal. 35.104594. doi:10.1520/GTJ104594
49. Xu, Tianhua & Zhang, L.. (2013). Simulation of Piping in Earth Dams Due to Concentrated Leak Erosion. Geotechnical Special Publication. 1091-1099. 10.1061/9780784412787.110.
50. Wan, C. F. & Fell, R. (2004). Laboratory Tests on the Rate of Piping Erosion of Soils in Embankment Dams. Geotech. Test. J., (3), 295-303
51. damfailures.org

ПРИЛОЖЕНИЕ 1. ПРОГРАММА РАСЧЁТА РАСШИРЕНИЯ КАНАЛА С ОБРУШЕНИЕМ СВОДА

```

clear
clc
vol(1) = 330000000; %объём водоёма
H(1) = 80; %напор воды
Hrip = 49;%высота канала
Diam(1) = 0.003; %начальный диаметр канала
D50 = 0.000025; %средний размер частиц грунта
Lchan = 200; %длина канала
PI = 23; %содержание глины
Ygr = 2900; %удельный вес грунта

Tc = (2/3)*9.8*D50*600*0.6; %тау критическое
Kd = (10000/Ygr)*exp(-0.121*(PI^0.406)*((Ygr/1000)^3.1));
%коэффициент эрозии

for i=1:100000

    if Diam(i)<((1/5)*H(1))

        f(i)=0.2162*((D50/Diam(i))^(1/6)); %коэффициент трения
        hf(i)= 1.05+((f(i)*Lchan)/Diam(i)); %потери напора по
длине
        V(i) = sqrt(((2*9.8*(H(i)-Hrip))/hf(i))); %скорость
течения воды
        Plosh(i)=3.14*((0.5*Diam(i))^2); % площадь сечения
канала
        Q(i)=V(i)*Plosh(i); %расход воды
        iw(i)=f(i)*((V(i)^2)/(2*9.8*Diam(i))); %гидравлический
уклон
        tay(i)=1000*(Diam(i)/4)*iw(i); %тау
        E(i)=Kd*(tay(i)-Tc); %скорость эрозии
        Diam(i+1)=Diam(i)+E(i); %изменение диаметра
        vol(i+1)=vol(i)-Q(i); % изменение объёма

H(i+1)=0.000000000000000001*(vol(i+1)^2)+0.0000002*vol(i+1)+2
.9282; % изменение уровня
        tv_stok(i)=(1600*Diam(i+1)*Lchan)-(1600*Diam(i)*Lchan);
%расход твёрдого стока
        hours(i+1)=i/3600; %расчёт часов
        hours1(i)=i/3600; %расчёт часов
    else
        break
    end
end
end

```

```
figure
plot(Diam)
%title('Диаметр отверстия')
xlabel('Время, ч')
ylabel('Диаметр канала, м')
figure

plot(Q)
%title('Расход воды')
xlabel('Время, ч')
ylabel('Расход воды, куб.м/с')
figure

plot(tv_stok)
%title('Твёрдый сток')
xlabel('Время, ч')
ylabel('Расход твёрдого материала, кг/с')
```

ПРИЛОЖЕНИЕ 2. ПРОГРАММА РАСЧЁТА РАСШИРЕНИЯ КАНАЛА БЕЗ ОБРУШЕНИЯ СВОДА

```
clear
clc
vol(1) = 0.214; %объём водоёма
H(1) = 0.245; %напор воды
Hdam = 0.3;
Hrip = 0.08; %высота канала
Diam(1) = 0.01; %начальный диаметр канала
D50 = 0.0002; %средний размер частиц грунта
Lchan = 0.65; %длина канала
с = 20; %содержание глины
Ygr = 2610;
Pi = 8; %число пластичности
ep=70; %пористость
krisha(1)=Hrip+0.5*Diam(1);

%Tс =(2/3)*9.8*D50*600*0.6; %0.6 тангенс угла внутр трения
Tс = 6.8*(Pi^1.68)*(с^(-1.73))*ep^(-0.97);
Kd = (10000/Ygr)*exp(-0.121*(с^0.406)*((Ygr/1000)^3.1));

for i=1:66
    %условия радиуса туда сюда
    if H(i)>krisha(i)

        f(i)=0.2162*((D50/Diam(i))^(1/6)); %коэффициент трения
        hf(i)= 1.05+((f(i)*Lchan)/Diam(i)); %потери напора по
        длине
        V(i) = sqrt(((2*9.8*(H(i)-Hrip))/hf(i))); %скорость
        течения воды
        Plosh(i)=3.14*((0.5*Diam(i))^2); % площадь сечения
        канала
        Q(i)=V(i)*Plosh(i); %расход воды
        iw(i)=f(i)*((V(i)^2)/(2*9.8*Diam(i))); %гидравлический
        уклон
        tay(i)=1000*(Diam(i)/4)*iw(i); %тау
        E(i)=Kd*(tay(i)-Tс); %скорость эрозии
        if E(i)>0
            Diam(i+1)=Diam(i)+E(i); %изменение диаметра
            rogoshva(i+1)=Hrip-(Diam(i+1)/2);
            krisha(i+1)=Hrip+(Diam(i+1)/2);

            vol(i+1)=vol(i)-Q(i); % изменение объёма

            H(i+1)= -0.747*(vol(i+1)^2) + 1.302*vol(i+1) + 0.0005; %
            изменение уровня
        else
```

```

        E(i)=0;
        Diam(i+1)=Diam(i)+E(i); %изменение диаметра
        pogoshva(i+1)=Hpip-(Diam(i+1)/2);
        krisha(i+1)=Hpip+(Diam(i+1)/2);
        vol(i+1)=vol(i)-Q(i); % изменение объёма

        H(i+1)= -0.747*(vol(i+1)^2) + 1.302*vol(i+1) + 0.0005; %
        изменение уровня

    end

else
    f(i)=0.2162*((D50/Diam(i))^(1/6)); %коэффициент трения
    hf(i)= 1.05+((f(i)*Lchan)/Diam(i)); %потери напора по
    длине
    V(i) = sqrt(((2*9.8*(H(i)-Hpip)))/hf(i)); %скорость
    течения воды
    if H(i)>Hpip
        alpha(i) = asind(((H(i)-Hpip)/(Diam(i)/2)));
        Betta(i)=180-2*alpha(i);
        Ldugi(i)=3.14*(Diam(i)/2)*(Betta(i)/180);
        segment(i)= (0.5*(Diam(i)/2)^2)*(((3.14*Betta(i))/180)-
        sind(Betta(i)));
        Plosh(i)=3.14*((0.5*Diam(i))^2)-segment(i); % площадь
        сечения канала
        Q(i)=V(i)*Plosh(i); %расход воды
        iw(i)=f(i)*((V(i)^2)/(2*9.8*Diam(i))); %гидравлический
        уклон
        tay(i)=1000*(Diam(i)/4)*iw(i); %тау
        E(i)=0;
        Diam(i+1)=Diam(i)+E(i); %изменение диаметра
        pogoshva(i+1)=Hpip-(Diam(i+1)/2);
        krisha(i+1)=Hpip+(Diam(i+1)/2);
        vol(i+1)=vol(i)-Q(i); % изменение объёма

        H(i+1)= -0.747*(vol(i+1)^2) + 1.302*vol(i+1) + 0.0005; %
        изменение уровня
    else
        alpha(i) = asind(((H(i)-
        podoshva(i))/(Diam(i)/2)));
        Betta(i)=180-2*alpha(i);
        Ldugi(i)=3.14*(Diam(i)/2)*(Betta(i)/180);
        segment(i)= (0.5*(Diam(i)/2)^2)*(((3.14*Betta(i))/180)-
        sind(Betta(i)));
        Plosh(i)=segment(i); % площадь сечения канала
        Q(i)=V(i)*Plosh(i); %расход воды
        iw(i)=f(i)*((V(i)^2)/(2*9.8*Diam(i))); %гидравлический
        уклон
        tay(i)=1000*(Diam(i)/4)*iw(i); %тау

```

```

    E(i)=0;
    Diam(i+1)=Diam(i)+E(i); %изменение диаметра
    pogoshva(i+1)=Hpip-(Diam(i+1)/2);
    krisha(i+1)=Hpip+(Diam(i+1)/2);
    vol(i+1)=vol(i)-Q(i); % изменение объёма

    H(i+1)= -0.747*(vol(i+1)^2) + 1.302*vol(i+1) + 0.0005; %
изменение уровня
    end
end

end

figure
plot(Diam)
%title('Диаметр отверстия')
xlabel('Время, с')
ylabel('Диаметр канала, м')
figure

plot(Q)
%title('Расход воды')
xlabel('Время, с')
ylabel('Расход воды, куб.м/с')

```