

МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

имени М.В. ЛОМОНОСОВА

ГЕОЛОГИЧЕСКИЙ ФАКУЛЬТЕТ

На правах рукописи

Кан

Кан Кай

Оценка оползневой опасности территорий с высокой сейсмичностью (на примере Краснополянской тектонической зоны (Большой Сочи) и эпицентральной зоны Вэньчуаньского землетрясения (Китай))

Специальность 25.00.08 - Инженерная геология, мерзлотоведение и грунтоведение

ДИССЕРТАЦИЯ

на соискание ученой степени

кандидата геолого-минералогических наук

Научные руководители –

доктор геолого-минералогических наук,
профессор В.Т. Трофимов;

Кандидат геолого-минералогических наук,
заведующий лабораторией инженерной
геодинамики и обоснования инженерной
защиты территорий О.В. Зеркаль

Москва – 2019

Оглавление

Введение.....	4
Глава 1. Современные представления о склоновых процессах на территориях с высокой сейсмичностью.....	9
1.1. Склоновые процессы и их классификация.....	9
1.2. Общая изученность сейсмогенных оползней.....	19
Выводы по главе 1.....	24
Глава 2. Представления о методах расчета устойчивости оползневых склонов на территориях с высокой сейсмичностью.....	25
2.1. Классификация методов расчета устойчивости склонов.....	25
2.2. Учет сейсмических воздействий при количественной оценке устойчивости склонов.....	52
2.3. Нормативные требования по учету сейсмических воздействий при расчете устойчивости склонов в практике инженерных изысканий.....	57
Выводы по главе 2.....	60
Глава 3. Сравнительный анализ инженерно-геологических условий Краснополянской тектонической зоны (Большой Сочи) и эпицентральной зоны Вэньчуаньского землетрясения (Китай).....	61
3.1. Инженерно-геологические условия Краснополянской тектонической зоны (Большой Сочи).....	61
3.1.1. Климатические условия.....	61
3.1.2. Гидрологические условия.....	63
3.1.3. Геоморфологические условия.....	65
3.1.4. Геологическое строение.....	66
3.1.5. Тектоника и неотектоника.....	69
3.1.6. Активные разломы и сейсмичность.....	72
3.1.7. Экзогенные геологические процессы.....	74
3.2. Инженерно-геологические условия эпицентральной зоны Вэньчуаньского землетрясения.....	76
3.2.1. Климатические условия.....	76
3.2.2. Гидрологические условия.....	77
3.2.3. Геоморфологические условия.....	79
3.2.4. Геологическое строение.....	80
3.2.5. Тектоника и неотектоника.....	81
3.2.6. Активные разломы и сейсмичность.....	84
3.2.7. Экзогенные геологические процессы при Вэньчуаньском землетрясении.....	88
3.3. Сравнительный анализ инженерно-геологических условий Краснополянской тектонической зоны (Большой Сочи) и эпицентральной зоны Вэньчуаньского землетрясения (Китай).....	91
Выводы по главе 3.....	94

Глава 4. Количественная оценка оползневой опасности для объектов Краснополянской тектонической зоны (Большой Сочи).....	97
4.1. Применение вероятностного анализа при количественной оценке устойчивости склона на участке станции пассажирской подвесной канатной дороги (ППКД) Карусель-8	97
4.2. Применение анализа чувствительности при количественной оценке устойчивости склонов, слагаемых нижнеюрскими аргиллитами	109
4.3. Применение динамического анализа при количественной оценке устойчивости склона на участке спортивного комплекса «Русские Горки».....	120
Выводы по главе 4.	136
Глава 5. Количественная оценка оползневой опасности участка развития сейсмогенного оползня-обвала Шуйцзинянь (эпицентральная область Вэньчуаньского землетрясения 2008 года)	139
5.1. Количественная оценка устойчивости сейсмогенного оползня-обвала Шуйцзинянь с использованием псевдостатического анализа.....	139
5.2. Количественная оценка устойчивости сейсмогенного оползня-обвала Шуйцзинянь с использованием динамического анализа.....	146
5.3. Оценка устойчивости сейсмогенного оползня-обвала Шуйцзинянь на основе трехмерного моделирования с использованием метода конечных разностей.....	148
Выводы по главе 5.	152
Заключение.....	153
Список литературы.....	155

Введение

Развитие оползневых процессов в пределах территорий с высокой сейсмичностью, в первую очередь горных регионах таких как, например, Краснополянский район (Сочи) и провинция Сычуань (Китай), представляет существенную опасность для населения и действующих сооружений. В частности, Вэньчуаньское землетрясение (12.05.2008) сопровождалось значительным ущербом, в том числе вызванным развитием более 60 тыс. сейсмогенных оползней и других проявлений склоновых процессов. Обеспечение устойчивого развития горных территорий с высокой сейсмичностью требует пристального и детального изучения, результаты которого должны стать основой реализации мероприятий по инженерной защите действующих сооружений, учитываться при проектировании и строительстве новых объектов.

Актуальность. Территории Сочинской горно-климатической курортной зоны и эпицентральной зоны Сычуаньского землетрясения (провинция Сычуань, Китай) характеризуются высокой интенсивностью развития оползневых процессов. Высокая сейсмичность существенно повышает уровень оползневой опасности в рассматриваемых регионах.

Особенности современного состояния геологической среды горных территорий с высокой сейсмичностью, формирование и развитие оползней в условиях сейсмического воздействия в рассматриваемых регионах, обусловлены действием целого ряда факторов, как рельеф, тектонические условия, характер сейсмического воздействия и прочностные характеристики грунтов, анализу которых посвящена представляемая работа. Анализ влияния перечисленных факторов являются важным элементом количественной оценки устойчивости склонов и прогнозирования сейсмогенных оползней, обуславливая актуальность выполненного диссертационного исследования.

Цель работы – развитие методов количественной оценки оползнеопасных склонов в условиях сейсмического воздействия для прогнозирования оползневой опасности на основе математического моделирования.

Основными задачами, которые решались при достижении поставленной цели являлись:

1) анализ и оценка инженерно-геологических условий территории Краснополянской тектонической зоны (Большой Сочи) и эпицентральной зоны Вэньчуаньского землетрясения (Китай) (12.05.2008);

2) выделение набора факторов оползнеобразования, которые определяют развитие оползневых процессов в условиях сейсмического воздействия;

- 3) выполнение количественной оценки устойчивости склонов с применением вероятностного анализа;
- 4) выполнение количественной оценки устойчивости склонов с применением анализа чувствительности;
- 5) выполнение количественной оценки устойчивости склонов с применением динамического метода.

Применение вероятностного анализа и анализа чувствительности при комплексной оценке воздействия различных факторов оползнеобразования, показывает значимость учета влияния тех или иных факторов оползнеобразования на устойчивость склонов. Расчет устойчивости оползнеопасных склонов с учетом сейсмического воздействия позволяет пользоваться динамическим методом на основе акселерограмм с учетом продолжительности и интенсивности землетрясения.

Объектом исследования являются оползневые процессы, **предметом исследования** выступают особенности развития оползневых процессов при высокоинтенсивном сейсмическом воздействии на территории Краснополянской тектонической зоны (Большой Сочи) и эпицентральной зоны Вэньчуаньского землетрясения (Китай).

Фактический материал. Диссертационная работа основывается на материалах, полученных автором в период с 2014 г. по 2018 г. в процессе выполнения специализированных работ по изучению развития оползневых процессов и оценки устойчивости склонов в пределах территории Краснополянской тектонической зоны (Большой Сочи) и эпицентральной зоны Вэньчуаньского землетрясения (Китай). В 2014 г. автор принял участие в полевых работах ООО «Инжзащита», выполнявшихся в Краснополянской тектонической зоне (Большой Сочи). В 2016 г. автор участвовал в международной летней полевой школе, организованной Политехническим университетом г. Чэнду в провинции Сычуань, что позволило собрать фактический материал для выполнения анализа устойчивости склонов эпицентральной зоны Вэньчуаньского землетрясения. Математическое моделирование устойчивости склонов выполнялась автором с использованием лицензионного программного обеспечения на Геологическом факультете МГУ, в ООО «Инжзащита» и в Политехническом университете г. Чэнду. Все анализируемые количественные оценки устойчивости склонов, представленные в настоящей работе, были получены автором.

Также автором при подготовке настоящей работы был собран, проанализирован и обобщен обширный материал, содержащие результаты инженерно-геологических и других, ранее проведенных исследований в пределах территории Краснополянской тектонической

зоны (Большой Сочи) и эпицентральной зоны Вэньчуаньского землетрясения (Китай), опубликованный в КНР, в России и в других странах.

Методика исследования. В настоящей работе автором были использованы методы пространственного анализа инженерно-геологической информации, выполненные в ГИС (в среде ArcGIS). Количественная оценка устойчивости склонов проведена с использованием методов предельного равновесия (метод Янбу, Morgenштерна-Прайса), а также анализом напряжено-деформированного состояния (метод конечных элементов, метод конечных разностей). Оценка и анализ сейсмического воздействия на устойчивость склонов осуществлялась с использованием псевдостатического и динамического подходов. Для оценки вероятности активизации оползневой процессу был выполнен вероятностный анализ, анализ чувствительности, позволяющий оценить закономерности влияния тех или иных факторов на устойчивость склонов, реализованные в среде программного комплекса GeoStudio.

Научная новизна работы:

1. Сравнительный анализ зон коллизии выявил сходность многих ведущих компонентов инженерно-геологических условий, определяющих развитие и активность оползневых процессов. Совместное использование ГИС и расчетных программных комплексов позволяет выполнять региональную и локальную оценку оползневой опасности. ГИС, обеспечивает создание математических моделей земной поверхности, результаты обработки которых позволяют более обосновано проводить количественную оценку устойчивости склонов.

2. Проведение количественных оценок элементов геологического риска, во все больших объемах, выполняемых в настоящее время в практике инженерно-геологических исследований, требует анализа и оценки вероятности (как одной из ключевых характеристик при риск-анализе) развития опасных геологических процессов, в том числе оползневых. Вместе с тем широко применяемые в настоящее время консервативные (детерминистические) подходы к получению оценок устойчивости склонов не дают возможности определить фактический уровень опасности, поскольку не позволяют установить взаимосвязь между получаемыми величинами коэффициентов устойчивости и вероятностью развития оползневой процессу, иными словами, выявить условия, при которых устойчивость склонов становится меньше 1,00 (условие начала склоновых деформаций). Получаемые с применением традиционных подходов величины коэффициентов устойчивости характеризуются одномоментностью, единовременностью, отражая состояние склона только на тот момент, когда он характеризуется принятыми в качестве исходных параметров показателями, представленными в осредненном виде и

фактически не отражающими реальное распределение свойств грунтов в массиве и их изменчивость. Комплексирование методов анализа, использование вероятностного анализа при количественной устойчивости склонов, предложенное в диссертационной работе, позволяет установить взаимосвязь между получаемыми величина коэффициентов устойчивости и вероятностью развития оползневой процесса.

3. Анализа чувствительности при количественной оценке устойчивости склонов позволяет выявить зависимость устойчивости склонов от изменчивости факторов оползнеобразования. Особую роль анализ чувствительности при количественной оценке устойчивости склонов играет в условиях, когда склоновый массив слагается разнородными грунтами, характеризующимися существенной изменчивостью свойств, что позволяет оценить вклад каждого из рассматриваемых параметров в изменение устойчивости склона. Полученные при анализе чувствительности результаты при количественной оценке устойчивости склонов показали, что на конечные результаты существенное влияние оказывает выбор значения коэффициента сейсмичности.

4. Сейсмическое воздействие при количественной оценке устойчивости склонов оценивалось с использованием псевдостатического и динамического анализа. Количественные оценки устойчивости склонов с учетом сейсмического воздействия, полученные при динамическом анализе с применением 0.65-метода, сопоставимы с результатами оценок устойчивости, полученными при использовании псевдостатического анализа, и являются более реалистичными. Однако, по сравнению с итоговыми оценками, выполненными с применением псевдостатического анализа, результаты при 0.65-методу оказываются более обоснованными, благодаря учету акселерограмм, что позволяет принимать во внимание фактические сейсмические ускорения.

Практическая значимость работы. В практическом плане результаты настоящей работы могут быть использованы при оценке устойчивости склонов областей с высокой сейсмичностью, при выборе районов размещения инженерных объектов, направленных на обеспечение устойчивого развития названных территорий.

Достоверность результатов исследования определяется применением современных подходов к количественной оценке устойчивости склонов при Вэньчуаньском землетрясении (12.05.2008) и подтверждается их сопоставимостью с фактическим развитием оползневых процессов на изучаемом участке в провинции Сычуань.

Основные защищаемые положения

1. Сходность тектонической позиции регионов - Краснополянской тектонической зоны (Большой Сочи) и эпицентральной зоны Вэньчуаньского землетрясения (Китай), представляющих собой современные зоны коллизии, предопределяет близость ведущих

компонентов инженерно-геологических условий, определяющих развитие и активность оползневых процессов. Геологические формации, участвующие в строении регионов, влияют на тип и масштабность оползневых процессов, предопределяя их различия.

2. Количественную оценку оползневой опасности в условиях сейсмического воздействия необходимо выполнять на основе динамического анализа устойчивости склонов, учитывая величины ожидаемых сейсмических ускорений, что обеспечивает большую обоснованность получаемых результатов по сравнению с результатами статического анализа.

3. Вероятностный анализ и анализ чувствительности при количественной оценке устойчивости склонов позволяет повысить надежность получаемых результатов при оценке оползневой опасности в условиях сейсмического воздействия.

Личный вклад автора. В 2014 г. автор непосредственное принимал участие в изучении оползневых проявлений на территории Краснополянской тектонической зоны (Большой Сочи), что позволило автору собрать материалы об инженерно-геологических условиях территории. В 2016 г. автор принимал участие в международной летней полевой школе, организованной Политехническим университетом г. Чэнду в провинции Сычуань, включавшей обследование проявлений оползневых процессов в эпицентральной зоне Вэньчуаньского землетрясения. Полученные материалы позволили представить масштабы развития и характер активизации оползней и других склоновых процессов при высокоинтенсивном сейсмическом воздействии. Математические модели оползневых склонов различных изучаемых объектов были созданы и проанализированы непосредственно автором в лаборатории инженерной геодинамики и обоснования инженерной защиты территорий кафедры инженерной и экологической геологии геологического факультета Московского государственного университета им. М.В. Ломоносова, в ООО «Инжзащита» и в Политехническом университете г. Чэнду.

Апробация результатов исследований. Основные результаты настоящей работы были представлены на международной конференции «Ломоносов-2017», на научно-практической конференции «Инженерно-геологические задачи современности и методы их решения» (Москва, 2017 г.), на XIII Общероссийской научно-практической конференции и выставки «Перспективы развития инженерных изысканий в строительстве в Российской Федерации», на IV Мировом оползневом форуме, а также на международном симпозиуме EUROCK 2018.

Публикации. По теме диссертации опубликовано 8 работ, в том числе 3 работы в рецензируемых научных изданиях, рекомендованных для защиты в диссертационном совете МГУ, и изданиях из перечня, рекомендованных Минобрнауки РФ.

Глава 1. Современные представления о склоновых процессах на территориях с высокой сейсмичностью

1.1. Склоновые процессы и их классификация

Сильная расчлененность рельефа территорий, рассматриваемых в данной работе, особенности геологического строения обуславливают широкое развитие различных склоновых процессов. На изучаемых территориях встречаются такие процессы как: обвали, оползни, грязевые и грязекаменные сели. Склоновые процессы – это один из видов экзогенных геологических процессов, представляющий собой снос и перенос материала по склонам под действием сил гравитации. В настоящее время существует множество классификаций склонов и склоновых процессов, разработанных различными авторами, для различных целей. Проведенный анализ ранее предложенных классификаций показал значительные различия в принципах выделения типов и классов объектов, которые, в свою очередь, зависят от целей и задач, поставленных авторами при исследовании.

Так как объектом изучения настоящей работы являются оползневые процессы, возникает необходимость рассмотрения существующих в настоящее время классификаций оползней.

Одной из первых классификаций была классификация А.П. Павлова (1903) [Ломтадзе, 1977]. Он подразделял оползни по характеру развития смещения на деляпсивные (от латинского *delabi* – соскальзывать) и детрузивные (от латинского *detrudere* – напирать, толкать). К.И. Богданович в 1911 году выделял оползни первого порядка, захватывающие ранее не смещавшиеся породы, и оползни второго порядка, возникающие в теле ранее образовавшихся оползней [Ломтадзе, 1977]. Ф.П. Саваренский в 1935 году предложил схему, в которой рассматриваются различные классификации оползней в зависимости от признаков, по которым выделяются оползни [Ломтадзе, 1977]. Наибольшей известностью среди них пользуется классификация оползней по их строению (структуре склона). По этой классификации оползни подразделяются на асеквентные, консеквентные и инсеквентные (рис. 1.1).

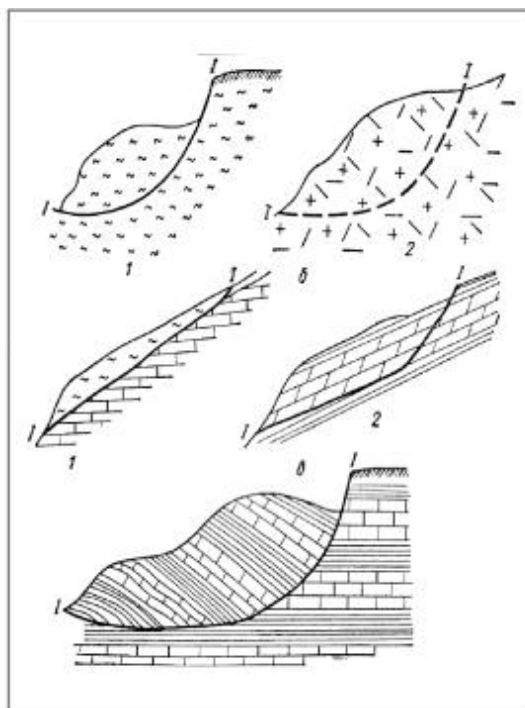


Рис. 1.1. Схемы характерных типов строения оползней (по Ф.П. Саваренскому, 1935) [Ломтадзе, 1977]: а – асеквентный: 1 – в однородных глинистых породах; 2 – в трещиноватых твердых породах; б – консеквентный: 1 - делювий по коренным породам; 2 – в моноклинально наклонных слоистых порода; в – инсеквентный

В 1935 году А.П. Нифантов предложил классификацию по типам движения масс горных пород, характеру их смещения и морфологическим признакам. Н.В. Родионов (1939) выделял оползни по признаку причины потери устойчивости [Ломтадзе, 1977]. Классификация по возрасту и фазам развития оползней была предложена в 1946 году И.В. Поповым [Ломтадзе, 1977]. Она представляет собой принципиальную схему, отражающую общие закономерности динамики развития оползней. Н.Н. Маслов в своей монографии, посвященной условиям устойчивости склонов и откосов, в 1955 году предложил классифицировать оползни по форме нарушения устойчивости склонов и откосов [Ломтадзе, 1977]. Г.С. Золотарев (1956) классифицирует оползни по строению и масштабу явлений следующим образом: 1) смещенные массивы скальных пород (очень крупные); 2) оползни-блоки – смещение пакетов и блоков преимущественно глинистых и полускальных пород; 3) оползни-потоки, образующиеся при раздроблении смещающихся пород; 4) сплывы – поверхностные смещения глубиной до 2-5 м, происходящие при увлажнении атмосферными осадками, реже грунтовыми водами; 5) оползни-оплывины – небольшие и неглубокие (до 2-3 м) оползни, возникающие при увлажнении атмосферными осадками, без участия подземных вод; 6) срывы – небольшие по площади и глубине смещения, придающие откосу мелко ступенчатый характер [Золотарев, 1956]. Кроме этой

классификации Г.С. Золотарев в 1964 году предложил выделять генетические типы оползней: 1) детрузивные, или I порядка, и выдавливания; 2) соскальзывания, или консеквентные; 3) деляпсивные (оползни-потоки и сплывы); 4) оплывины; 5) «внезапного» разжижения; 6) суффозионные и выплывания; 7) коры выветривания изверженных и метаморфических пород; 8) сложные и переходных типов. Позднее, в 1983 году Г.С. Золотарев дополнил эту классификацию учетом гравитационных процессов, приводящих к тому или иному явлению (табл. 1.1) [Золотарев, 1983].

Е.П. Емельянова, рассматривая вопросы классифицирования оползневых явлений для целей инженерно-геологического картирования, приходит к выводу о том, что в основу такой классификации следует положить морфологию земной поверхности. Е.П. Емельянова предлагает три таксономических подразделения классификации оползневых явлений: 1- классификация морфологии оползневых районов для мелкомасштабного картирования; 2 - классификация оползней по морфологии их поверхностных форм для среднемасштабного картирования; 3 - классификация элементов морфологии оползней для крупномасштабного картирования [Емельянова, 1963]. Основным признаком для применения того или другого подразделения классификации является соотношение размеров оползня в масштабе карты с размером условного знака оползня. Применение того или другого подразделения классификации обуславливается не только возможностями изображения оползней на карте, но и задачами съемки соответствующего масштаба.

Е.П. Емельянова, анализируя основные закономерности оползневых процессов, дает определение и различные классификации склонов, как по частным признакам, так и по их генезису [Емельянова, 1972]. По мнению Е.П. Емельяновой, для анализа условий устойчивости склонов и возникновения оползней важны классификации склонов по их форме в профиле и в плане, а в генетических классификациях склоны получают названия по формирующим их процессам. Также следует различать процессы первичные, создающие склоны, и процессы вторичные, которые переформируют уже существующие склоны. Кроме этого в рассматриваемой монографии приведена схема взаимоотношений гравитационных склоновых процессов (рис. 1.2).

Генетическая классификация гравитационных процессов
и явлений (по Г.С. Золотареву [Золотарев, 1983])

Группа процессов и явлений		Типы и виды
1 Обвальные - отчленение от основного массива блока и глыб пород разных объемов, их обрушение, дробление и последующее скатывание		Осыпи, обвалы Лавины каменные и снежно-каменные
	Переходные	Оползни-обвалы осовы
2 Оползневые - отчленение и скольжение пород разного состава, сложения, состояния и объемов по подготовленной или вновь формируемой поверхности разной формы и толщины, с различным характером деформации пород	Выдавливания (детрузивные)	Оползни блокового строения прочных пород с деформациями ползучести в глинистых и пльвунных песчаных и в зонах тектонических нарушений
	Консеквентные	Оползни скольжения блокового строения со смещениями по имеющимся в массиве поверхностям и зонам ослабления
	Вязкопластические (деляпсивные) с преобладанием сдвиговых и частично пластических деформаций водонасыщенных обломочно-глинистых масс	Оползни-потоки и сплывы Оползни внезапного разжижения лессовых и малолитифицированных глин
	Сложные и переходные типы	Консеквентно-детрузивные Сейсмически возбужденные потоки и лавины Деляпсивно-детрузивные с большой энергией
3 Десперионно - солифлюкционные медленные смещения (вязкого течения и сдвига) щебнисто-глыбовых и обломочно-глинистых водонасыщенных масс на пологих склонах в нивальных и высокогорных областях		Курумы и обособленные глыбы Льдокаменные глетчеры Опльвины, солифлюкционные натечные бугры и ступени
4. Специфические смещения		Изгибы торцов пластов у поверхности склона (пластические деформации) Смешанные и переходные виды движений

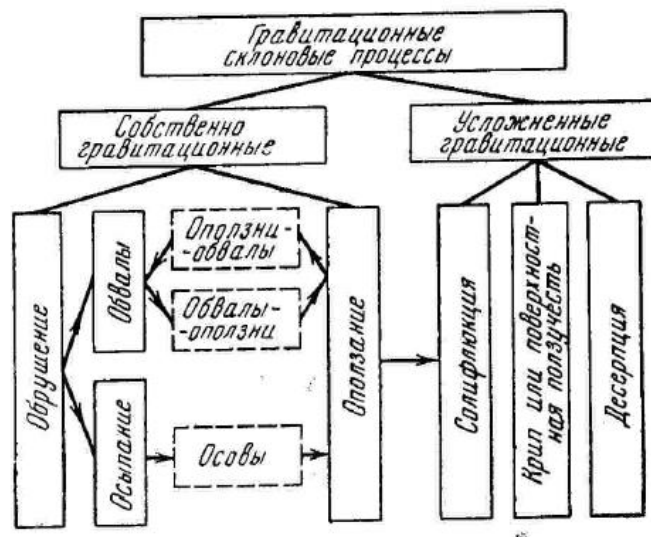


Рис. 1.2. Схема взаимоотношений склоновых гравитационных процессов [Емельянова, 1972]

В 1977 г. В.Д. Ломтадзе была предложена классификация гравитационных явлений, в т.ч. оползней [Ломтадзе, 1977]. В ее основе лежат вид, способ и особенности движения масс горных пород. В таблице 1.2 представлена часть этой комплексной классификации, относящаяся к оползням.

В.С. Федоренко предлагает генетическую классификацию горных оползней и обвалов [Федоренко, 1988]. Эта классификационная схема, показанная в таблице 1.3, применима для гравитационных явлений горно-складчатых областей и основана на следующих принципах: построение от простого к сложному; обособление типов по генеральному механизму смещения масс; отображение в составных названиях явлений последовательности основных механизмов; обязательное выделение сейсмогенных модификаций оползней, обвалов; а также учет основных запросов практики, связанных с управлением оползнями и обвалами (по В.С. Федоренко) (таблица 1.3). Благодаря такой структуре классификации, по мнению автора, вскрывается взаимосвязь в формировании сейсмодислокаций и оползней, проводится четкая граница между синдинамичными (обычно сейсмогенными) и постгенными явлениями, очерчивается область развития сейсмогенных и несейсмогенных модификаций склоновых смещений разного масштаба.

Классификация оползневых процессов (по В. Д. Ломтадзе [Ломтадзе, 1977])

Вид	Вид движения масс горных пород	Доп. сведения для детализации и оценки явлений		
		Причины нарушения равновесия на склонах	Состояние (по Попову И. В.)	Масштаб ($V, м^3$)
Структурные: - асеквентные	Скольжение блока или блоков г.п. по поверхности скольжения без существенного нарушения их внутреннего строения В однородных породах, поверхность скольжения крулоцилиндрическая	Увеличение крутизны склона или откоса при их подрезке, подработке или подмыве, а также при придании откосам большой крутизны Ослабление прочности пород вследствие изменения их физического состояния при увлажнении, набухании, разуплотнении, выветривании, оттаивании, нарушении естественного сложения...	Активные – процессы установления равновесия продолжаются Временно стабилизировавшиеся - действие причин, вызывающих нарушение равновесия, временно уравновешенно факторами устойчивости	Малые - отдельные глыбы, небольшие Небольшие - от десятков до $100-200 м^3$
- консеквентные	В неоднородных породах, поверхность плоская, плоскоступенчатая, волнистая, наклонная	Действие гидростатических и гидродинамических сил, оказывающих взвешивающее действие на породы и вызывающих развитие фильтрационных деформаций	Средние - от сотен до $1000 м^3$	
- инсеквентные	В неоднородных породах, поверхность скольжения врезается в горизонтальные или наклонные слои, форма ее плоская, неровная или волнистая крулоцилиндрическая	Большие - тысячи и десятки тысяч до $100-200 м^3$		
Пластические (всегда консеквентные)	Течение масс горных пород подобно вязкой жидкости по наклонной поверхности скольжения.	Изменение напряженного состояния г.п. в зоне формирования склона и строительства откоса Внешне воздействия: нагрузка склона или откоса, участков, прилегающих к их бровкам, сейсмические колебания...	Грандиозные - сотни тысяч $м^3$ и более	
Собственно оползни	По поверхности скольжения, располагающейся ниже поверхностных слоев		Полностью стабилизировавшиеся - действие причин, вызывающих нарушение равновесия, исчерпано	
Оползни-потоки	По ложбинам стока		Древние - возникшие в условиях, отличных от современных	
сплывы	Быстрое и катастрофически быстрое течение при поверхностных горизонтах пород			
Солифлюкционные подвижки	Медленное течение самых поверхностных горизонтов г.п.			
Структурно-пластические	Скольжение блоков г.п., которые при движении разрушаются, дробятся и превращаются в массу, ползущую подобно вязкой жидкости по поверхности скольжения			
Оползни-обвалы	Скольжение масс г.п., которые при обрывистом ступенчатом рельефе склона затем обваливаются вниз по склону			

Генетическая классификация склоновых гравитационных явлений горно-складчатых областей (по В.С. Федоренко [Федоренко, 1988])

Группы	Подгруппы	Объединения	Типы и подтипы явлений	Объемы явлений (0,1; 1... -в значениях $n * 0,1$; $n * 1, \dots$, млн м ³)			
				несейсмогенных (а)	субсейсмогенных (б)	глубоких сейсмогенных (в)	
1	2	3	4	5	6	7	
I. Оползневые	Детрузивные	Инсеквен- тные	I. Оползни скольжения II. Оползни выдавливания	10 10	100 0,1	1000; 10* 1000	
		Консекве- нтные	III. Оползни соскальзывания IV. Оползни сейсмогенного среза	0,1	1	1000 100	
	Делясивные		V. Оползни-потоки VI. Оползни внезапного разжижения VII. Оползни-глетчеры VIII. Сплывы	10 1 1 0,001	10	1 10	
	Детрузивно-делясивные	Синдинамичные	IX. Сложные оползни	1. Оползни скольжения с синдинамичными суглинистыми или неразвитыми обломочными потоками	0,1	0,1	
				2. Оползни скольжения с постгенными надложбинными оползнями - потоками	10		•
		Постгенные		3. Оползневые покровы	100		10 000
II. Обвальные	Развально-обвальные		X. Осыпи, вывалы (до 200 м ³), обрушения XI. Развалы, опрокидывания	0,001 0,1		1; 0,01*	
		XII. Обвалы	1) обычного типа 2) трамплинные	0,1-10 0,1-1		0,1-10	
	Обвально-лавиновые		XIII. Земляные лавины XIV. Обломочно-глыбовые лавины (малые обвалы) XV. Ледово-глыбовые лавины XVI. Ледовые обвалы (обломочно-ледовые лавины) XVII. Обломочно-снежные лавины (одна из разновидностей снежных лавин)	0,001-0,1 1 0,1 0,01	10	0,1* 0,001-0,1	

1	2	3	4	5	6	7
III. Обвально-оползневые		синдинамичные	XVIII. Обвалы-оползни XIX. Обвалы-осовы	0,005-0,5 1	0,001--0,2 10	0,001- 0,1 10
			XX. Осовы XXI. Осовы-обвалы	1 1	1 1	0,01*
			XXII. Оползни-обвалы	10 10	100 100	100 100
			XXIII. Оползни-обвалы с синдинамичными обломочно-глыбовыми потоками (оползни-субпотоки)	10	10 10 10	100 100 10
			XXIV. Синдинамичные обломочно-глыбовые потоки (обвалы-субпотоки)	10	10	100
V. Десерционно-солифлюкционные			XXV. Курумы XXVI. Обособленные глыбы и блоки (по Шарпу) XXVII. Оплывины солифлюкционные XXVIII. Изгибы торцов пластов	10 0,01 0,01 10		
VI. Цепные гравитационные	Мгновенно-разрастающиеся	синдинамичные	XXIX. Лавинно-обвально-селевые	10	100	
	Прерывисто-разрастающиеся	постенно-синдинамичные	XXX. Оползне-обвально-селевые	10	100	100

Позднее, в 1999 г. Н.П. Костенко публикует классификацию склонов и склоновые процессы областей горообразования, в которой учитываются типы склонов, их пространственное распределение и морфология, а также отложения, которые различны для областей горообразования и платформенных равнин [Костенко, 1999]. Для областей горообразования, в число которых входит изучаемые территории, в соответствии с характерными геоморфологическими и климатическими условиями автором были выделены основные группы и типы склонов и склоновых процессов, которые приведены в таблице 1.4.

В заключение можно отметить, что в настоящее время существует большой объем литературы, описывающей различные классификации как собственно оползневых, так и всего спектра гравитационных процессов. Основное различие в принципах выделения, которые, в свою очередь, зависят от целей и задач, поставленных при исследовании.

Склоны и склоновые процессы областей горообразования (по Н.П. Костенко [Костенко, 1999])

Склоны		Склоновые процессы	Преобладающее распространение и условия	
Группа	Тип		климатические	орографические
I. Обвальнo-осыпная	1. Обвальнoй	обваливание - обрушение с частичным скатыванием	экстрагляциальные зоны	типичны для крутых склонов глубокорасчлененного рельефа нижнего яруса горного сооружения; реже встречаются на склонах платформенных поднятий, плоскогорий и высоких равнин
	2. Осыпной	осыпание - скатывание несвязанное и полусвязанное		
		схождение лавин каменных и снежно-каменных - мгновенные обрушения с последующим скатыванием		
3. Переходный полигенные	обрушения обвальнo-осыпные и обвальнo-оползневые - быстрые смещения, нерегулярно повторяющиеся			
II. Оползневая	4. Детрузивный, деляпсивный и сложные переходные	скольжение пород - преимущественно медленное с отдельными быстрыми перемещениями	все климатические зоны горного сооружения	преобладают на склонах умеренной крутизны
III. Десерпционнo-солифлюкционная	5. Десерпционнoй	смещения десерпционные вязкопластичные	перигляциальные и сопредельные	склоны умеренно и слабо расчлененного рельефа: а) верхнего яруса горного сооружения, б) плоскогорий и высоких равнин
	6. Солифлюкционнoй	солифлюкционнoе течение вязкое и жидкое - связное движение щебнисто-глинистых масс	гляциальные с угнетеными формами оледенения, а также	
	7. Сложные (полигенные)	десерпционнo-осыпные, солифлюкционнo-осыпные, солифлюкционнo-пролювиальные, солифлюкционнo-оползневые и др.	области развития устойчивой мерзлоты и деятельного слоя	

1.2. Общая изученность сейсмогенных оползней

Землетрясения издавна считаются одной из основных причин, вызывающих оползневые явления. Проблема влияния землетрясений на образование и развитие склоновых (оползней, обвалов) процессов, исходя из специфики их образования и механизма смещения, рассматривалась в многочисленных исследованиях. Представленный научный анализ оползней, вызванных землетрясениями, сделан с использованием крупных обзоров, составленных Д.К. Киффером - Геологический надзор США, 1984 г.; В.С. Федоренко - МГУ, СССР, 1988 г.; Р.А. Ниязовым-Институт ГИДРОИНГЕО, Узбекистан, 2015; В. Tiwari – Университет Штаты Калифорнии, США, 2017 и целой серии работ из России, США, Китая, Японии, Италии, Чехии, Индии и других стран.

Следует отметить, что в настоящей работе понятие «оползневая опасность» имеет широкую трактовку и включает в себя геологическую опасность, возникающую от всей совокупности склоновых процессов.

В таблице 1.5 приведены данные сейсмогенных оползней и обвалов в различных регионах земного шара, исходя из различной литературы. Рисунок 1.3 показывает связь между магнитудой и количеству сейсмогенных оползней. Выявлено, что количество оползней, вызванных землетрясениями, возрастает с увеличением магнитуды.

Д.К. Киффер из Геологического надзора США (Калифорния) выполнил анализ характеристики оползней, вызванных землетрясениями. Из работы Д.К. Киффера приведены несколько описаний различных типов склоновых процессов и особенности их проявления в зависимости от воздействия сильных землетрясений, показанные в таблице 1.6 (на русский переведен Р.А. Ниязовым).

Таблица 1.5.

Каталог сейсмогенных оползней и обвалов в мире

№	Землетрясения	Год	Магнитуда (M _w /M _s)	Максимальное горизонтальное ускорение, PGA (g)	Глубина очага (км)	Количество оползней (штук.)	Площадь оползней (км ²)	Литература
1	Хайон, Китай	1920	7.8	Нет информации	Нет информации	39	Нет информации	Zhang and Wang (2007)
2	Дейли-Сити,	1957	5.3	0.18	15	23	10	Bonilla (1960),

	США							Keefер (2002)
3	Перу	1970	7.9	0.60	45	1000	8300	Plafker et al. (1971), Harp et al. (2011)
4	Сан-Фернандо, США	1971	6.7	1.25	13	6000	3400	Morton (1971), Morton (1975), Harp et al. (2011)
5	Гватемала	1976	7.5	0.60	5	1000	16,000	Harp et al. (1981), Keefер (2002)
6	Мэймос-Лейкс, США	1980	6.2	0.24	6	5170*	1220	Harp et al. (1984), Keefер and Wilson (1989), Wiczorek and Jager (1996), Keefер (2002)
7	Маунт-Диаболо, США	1980	5.8	0.56	5.9	103*	500	Wilson et al. (1985), Keefер and Wilson (1989), Keefер (2002)
8	Каолина, США	1983	6.5	0.54	10	9389*	650	Keefер and Wilson (1989), Harp and Keefер (1990), Keefер (2002)
9	Сан-Салвадор, Сальвадор, США	1986	5.7	0.44	10	216	N/A	Rymer (1987), Rymer and White (1989), Keefер (2002)
10	Лома-Приета, США	1989	6.9	0.65	19	1280	15,000	Keefер (2000)
11	Лома-Приета, США	1989	6.9	0.65	19	1500	2000	Keefер and Mason (1998), Keefер (2002)
12	Нортридж, США	1994	6.7	1.80	18	11,300	10,000	Harp and Jibson (1996)
13	Наганокен, Нейбу, Япония	1995	6.9	0.83	18	674	700	Fukuoka et al. (1997)
14	Наганокен,	1995	6.9	0.83	18	747	700	Sassa et al.

	Нейбу, Япония							(1995), Okimura and Torii (1999), Keefer (2002)
15	Умбрия- Марке, Италия	1997	6.1	0.36	10	200	N/A	Marzorati et al. (2002)
16	Умбрия- Марке, Италия	1997	6.1	0.36	10	112	700	Bozzano et al. (1998), Esposito et al. (2000), Keefer (2002)
17	Чи-Чи, Китай	1999	7.7	0.50	7	10,000*	2400	Wang et al. (2003)
18	Чи-Чи, Китай	1999	7.7	0.50	7	9272*	625	Liao and Lee (2000), Liao et al. (2002), Sitar and Bardet (2001), Uzarski et al. (2001)
19	Чи-Чи, Китай	1999	7.7	1.00	7	1000	3750	Wang et al. (2002)
20	Аваж, Иран	2002	6.5	0.50	10	500	3600	Mahdavifar et al. (2006)
21	Мид-Ниигата, Япония	2004	6.8	1.70	13	1535*	Нет информации	Sato et al. (2005), Chigira and Yagi (2006)
22	Мид-Ниигата, Япония	2004	6.8	1.80	13	4400	Нет информации	Yamagishi and Iwahashi (2007)
23	Кашмир, Пакистан	2005	7.6	0.80	26	2252	2550	Kamp et al. (2008)
24	Северный Пакистан	2005	7.6	0.80	26	2424	2805	Sato et al. (2007)
25	Ниигата, Япония	2007	6.6	0.90	10	70*	181	Collins et al. (2012)
26	Писко, Перу	2007	8.0	0.49	39	134	27,000	Lacroix et al. (2013)
27	Иватэ-Мияги ,	2008	7.2	2.40	10	4161*	600	Yagi et al. (2009)

	Япония							
28	Вэньчуань, Китай	2008	7.9	0.95	19	13,085*	31,686	Qi et al. (2010), Wen et al. (2010)
29	Вэньчуань, Китай	2008	7.9	0.63	19	60,104*	38,540	Gorum et al. (2011)
30	Порт-о- Пренс, Гаити	2010	7.0	0.50	13	30,828*	3192	Xu et al. (2012b)
31	Юшу, Китай	2010	6.9	0.38	10	2036	1455	Xu et al. (2012a)
32	Лорка, Испания	2011	5.1	0.36	1	250	1000	Alfaro et al. (2012)
33	Тохоку, Япония	2011	9.0	1.20	29	3477	28,380	Wartman et al. (2013)
34	Горкха (основное землетрясение) Непал	2015	6.5	0.74	19	3147	26,000	Tiwari et al. (2017)
35	Горкха (афтешок), Непал	2015	6.8	0.8	19	343	26,000	Tiwari et al. (2017)

Примечания: Количество оползней и/или обвалов в данной таблице, площадь которых более 100 м². Однако некоторые результаты исследований включают оползни меньшего размера - отмечены звездочками

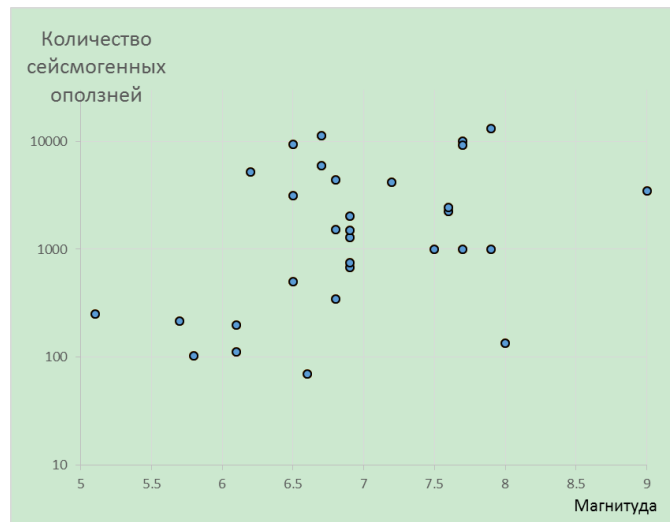


Рис. 1.3. Количество оползней, вызываемых землетрясениями различной магнитуды

Таблица 1.6.

Характеристики оползней, вызванных землетрясениями (по Д.К.Киффер [Keefer, 1984])

Тип оползня	Характер движения	Внутренний разрыв	Скорость	Глубина оползня
Оползни и обвалы с разрывом сплошности				
Камнепады	Скачкообразное перемещение, вращение, свободное падение	Сильный или весьма сильный	Чрезвычайно высокая	Небольшая
Обвалы	Трансляционное скольжение на базальной плоскости сдвига	Сильный	Высокая, чрезвычайно высокая	Небольшая
Каменные лавины	Сложный, с элементами скольжения и (или) течения в виде потока обломков скальных пород	Весьма сильный	Чрезвычайно высокая	Большая
Оползни без разрыва сплошности				
Сдвиговые и вращающиеся оползни	Скольжение на базальной плоскости сдвига с элементами обратного вращения	От слабого до умеренного	Низкая - высокая	Большая
Блочные оползни	Трансляционное скольжение на базальной плоскости сдвига	От слабого до умеренного	Низкая - высокая	Большая
Оползни с разрывом сплошности				
Обрушения	Скачкообразное перемещение, вращение, свободное падение	Сильный или весьма сильный	Чрезвычайно высокая	Небольшая
Обломочные оползни	Скольжение на базальной плоскости сдвига или в зоне ослабленных пластичных глин	Сильный	Умеренно высокая	Небольшая
Грунтовые лавины	Скольжение с подчиненным течением	Весьма сильный	Весьма, чрезвычайно высокая	Небольшая
Оползни без разрыва сплошности				
Сдвиговые и вращающиеся оползни	Скольжение на базальной плоскости сдвига с элементами обратного вращения	От слабого до умеренного	Низкая - высокая	Большая
Блочные оползни	Скольжение на базальной плоскости сдвига	От слабого до умеренного	Низкая - весьма высокая	Большая
Замедленное течение грунтов	Скольжение с второстепенным внутренним течением	Слабый	Весьма низкая - умеренная	В общем случае небольшая

Поперечные раздвижения и течения				
Поперечное раздвижение	Поступательное движение в пределах базальной зоны гравия, песка и алеврита или на ослабленных пластичных глинах	В общем случае умеренный, в отдельных случаях сильный	Весьма высокая	Переменная
Ускоренная солифлюкция	Течение	Весьма сильный	Весьма, чрезвычайно высокая	Небольшая
Подводные оползни	Сложный, в общем случае представлен в виде поперечного раздвижения и (или) течения, в отдельных случаях - в виде сдвигово-вращающегося оползания и (или) глыбового оползания	В общем случае сильный или весьма сильный, в отдельных-слабый	В общем случае высокая - чрезвычайно высокая, в отдельных случаях низкая - умеренная	Переменная

Выводы по главе 1.

1. При подготовке настоящей работы использованы ранее разработанные генетические классификации оползней и других склоновых процессов, разработанные с учетом механизма смещений, специалистами геологического факультета МГУ (классификация Г.С. Золотарева, дальнейшее ее развитие в работах В.С. Федоренко).

2. Настоящая работа опирается на результаты ранее выполненных для различных регионов мира исследований закономерностей развития сейсмогенных оползней.

Глава 2. Представления о методах расчета устойчивости оползневых склонов на территориях с высокой сейсмичностью

2.1. Классификация методов расчета устойчивости склонов

Одной из основных задач при рассмотрении склоновых процессов является прогноз развития оползневых процессов как в естественных условиях, так и в сейсмических условиях. При этом в большинстве случаев прогноз должен быть количественным. Поэтому при решении прогнозных задач необходимо применение расчетных методов и моделирования.

Методы математического моделирования, приводящие методы изучения явлений внешнего мира к решению математических задач, занимают большое место среди других методов исследований, что особенно проявилось в связи с появлением ЭВМ.

Все склоны находятся под действием внешних сил, а значит в НДС. Бывают объемные (инерционные, гравитационные, сейсмические, взвешивающая, гидродинамическая) и поверхностные (давление) силы. Внешние силы приводят к возникновению внутренних. Напряжения – мера внутренних сил – отношение силы к площади, через которую взаимодействуют две части тела. Для определения НДС в точке 1) выбираем систему координат, 2) проводим 3 плоскости 3) на каждой плоскости оценивается нормальное и 2 касательных напряжения. По идее надо знать все напряжения на всех возможных площадках, но достаточно использования трехмерной модели, которая, как правило, для большинства склонов может быть сведена к двумерной модели. В настоящей работе в дальнейшем использованы как двухмерная, так и трехмерная модели.

Потеря устойчивости оползня происходит либо в результате возрастания действующих на оползневое тело сдвигающих усилий, либо при уменьшении прочности пород вдоль поверхности скольжения. Поэтому возможны, по крайней мере, два подхода к определению коэффициента запаса [Калинин, 2006]. Если нарушение устойчивости оползневое тела будет происходить при возрастании сдвигающих усилий до значений равных по величине удерживающим силам или, что тоже самое, до критических или предельно допустимых значений, то коэффициент запаса может быть определен как отношение:

$$K_{уст} = \frac{\tau_{удер}}{\tau_{сдвиг}} = \frac{\tau_{крит}}{\tau_{дейст}} \quad (2.1)$$

где $\tau_{дейст}$ и $\tau_{крит}$ — соответственно действующее и критическое значения сдвигающего усилия. Аналогично коэффициент запаса может быть определен как отношение моментов этих сил:

$$K_{уст} = \frac{M_{удер}}{M_{сдвиг}} = \frac{M_{крит}}{M_{дейст}} \quad (2.2)$$

Если принять, что нарушение устойчивости оползневого тела будет происходить в результате снижения прочности пород вдоль поверхности скольжения, то в этом случае коэффициент устойчивости может быть определен как отношение действующих вдоль поверхности скольжения прочностных характеристик к тем показателям прочностных свойств, при которых оползневое тело придет в состояние предельного равновесия, т.е. к критическим значениям прочностных характеристик:

$$K_{уст} = \frac{\varphi_{крит}}{\varphi_{дейст}} = \frac{C_{крит}}{C_{дейст}} \quad (2.3)$$

или

$$K_{уст} = \frac{\tan \varphi_{крит}}{\tan \varphi_{дейст}} = \frac{C_{крит}}{C_{дейст}} \quad (2.4)$$

Определение коэффициента запаса может осуществляться как аналитическими методами, так и с помощью графических построений. В большинстве случаев расчет устойчивости склонов и откосов и определение коэффициента устойчивости производится для плоских сечений, построенных по линиям, совпадающим с наиболее вероятным направлением смещения оползневого тела.

Коэффициент устойчивости или запаса характеризует степень устойчивости склона или откоса применительно к определенной расчетной схеме или по отношению к определенному воздействию, которое может вывести склон из равновесия. Поэтому коэффициент запаса в основном может использоваться для сопоставления различных решений, получаемых для одного и того же склона. Более корректным показателем устойчивости склона является непосредственно определяемая величина запаса устойчивости (или прочности) или обратная ей по знаку величина дефицита устойчивости:

$$S = F_{сдв} - F_{уд} \quad (2.5)$$

где $F_{сдв}$, $F_{уд}$ — соответственно сдвигающие и удерживающие силы.

Классификации методов расчета устойчивости склонов развиваются параллельно с развитием расчетных методик. Начало развития направления по математическому моделированию устойчивости склонов было положено Кулоном в 1773 г., когда им было сформулировано условие прочности фундамента исходя из предельного равновесия призмы обрушения. Первый способ расчета устойчивости склонов, основанный на принципе Кулона, был предложен в 1820 г. Однако спустя почти два века оценка устойчивости склонов по-прежнему остается сложной задачей в геотехнике. В настоящее время существует достаточно много, более 200, методов к расчету устойчивости склонов. Выбор тех или иных методов в первую очередь определяется математическим аппаратом решения задачи, типом оползневого процесса и механизмом возможного смещения

оползневых масс [Фоменко, 2012].

Различия в существующих классификациях расчетов устойчивости склонов в первую очередь связаны с используемым базисом классификации [Фоменко, 2012]. В классификации А.М. Демина (1973) методы расчета подразделяются по нескольким определяющим признакам: по подходу к решению задачи (эмпирические или теоретические методы), по используемым в расчетах характеристикам (методы, учитывающие силы или деформации), по способу решения задачи (аналитические, графоаналитические, графические методы), по способу рассмотрения поверхности разрушения (задается поверхность или отыскивается) [Демина, 1973]. По используемому математическому принципу методы расчета устойчивости склонов могут быть разделены на детерминистические и вероятностные. Существуют классификации, учитывающие механизм развития оползневого процесса и модели поведения грунтов [Фоменко, 2012].

Подходы в других странах к классификациям методов расчета устойчивости склонов, которые следует упомянуть, рассматриваются в работах Я.Х. Хуан (1988), L.W. Abramson (2002) [Хуан, 1988; Abramson, 2002].

И.К. Фоменко (2012), предложил классификационную схему методов расчёта устойчивости склонов, основанную на механико-математическом подходе к решению задачи (рис. 2.1) [Фоменко, 2012]. Методы расчета устойчивости склонов условно можно разделить на несколько принципиальных групп: графические, основанные на анализе предельного равновесия, основанные на предельном анализе, вероятностного анализа.

Объемна по количеству группа методов, основанных на анализе предельного равновесия (Limit Equilibrium Methods- LEM). В ней можно выделить две основные подгруппы: методы отсеков и методы монолитного тела. Также значительна по объему группа методов, основанных на предельном анализе (Limited Analysis Method- LAM). Она объединяет методы, основанные на анализе предельных деформаций и основанные на анализе напряжено-деформированного состояния. Последние, в свою очередь, могут подразделяться на методы, основанные на механике сплошной среды, и методы, основанные на механике дискретных среды.

Следует отметить, что группы методов расчета устойчивости склонов, которые постоянно развиваются и совершенствуются в связи с их интенсивным использованием, показывают достаточно хорошую сходимость в результатах моделирования устойчивости склонов [Фоменко, 2012].

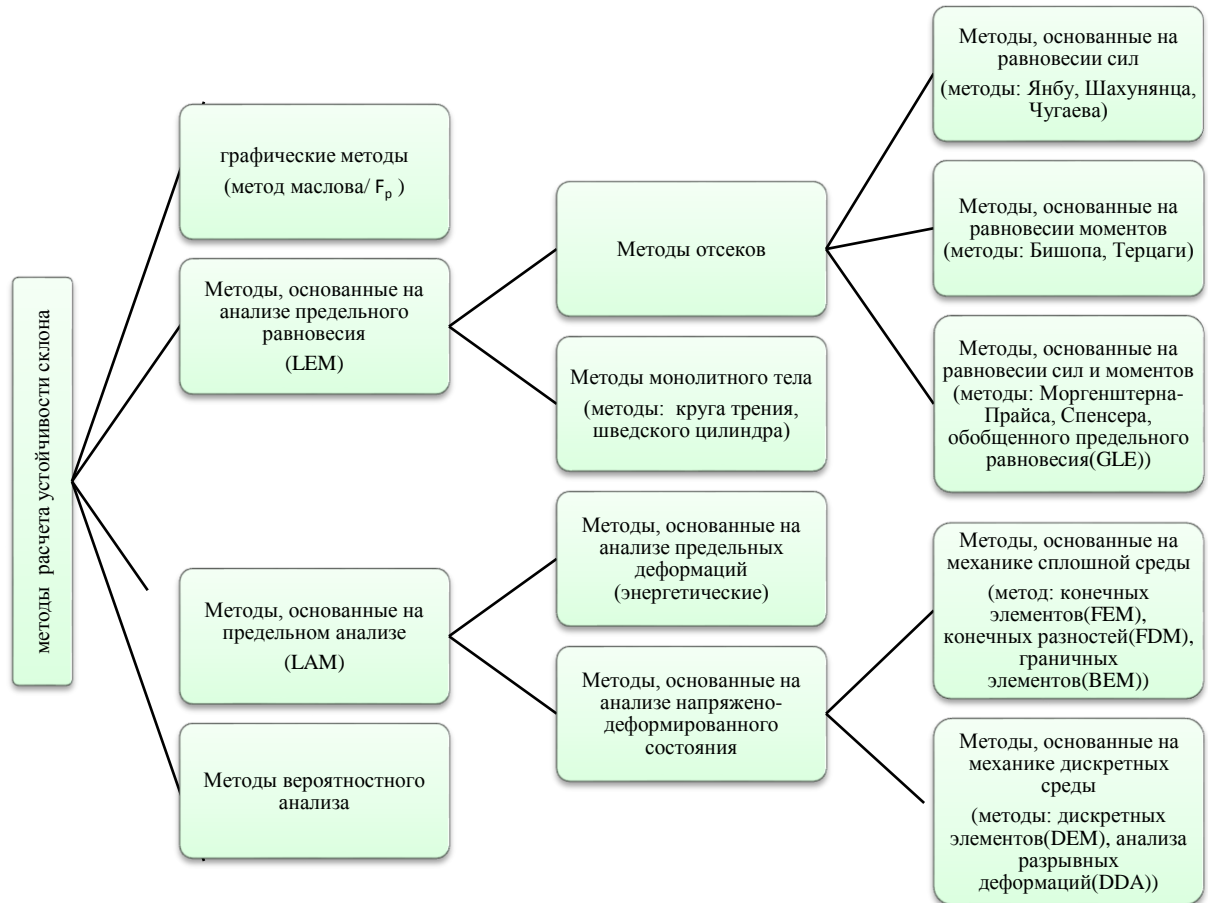


Рис. 2.1. Классификация методов расчета устойчивости склонов (по И.К. Фоменко [Фоменко, 2012]).

Метод построения равнопрочного откоса Н.Н. Маслова (метод F_p): В этом методе построение профиля устойчивого откоса может быть выполнено как графическим, так и аналитическим способом. Метод Н.Н. Маслова, или метод F_p , является приближенным способом построения профиля предельного равновесия (равнопрочного откоса), сложенного песчано-глинистыми породами. Этот метод может быть применен для оценки устойчивости склонов, имеющих однородное строение или сложенных горизонтально залегающими породами с различными прочностными свойствами, а также для проектирования откосов с заданным коэффициентом устойчивости. Оценка устойчивости природного склона производится сравнением его крутизны с построенным профилем предельного равновесия. Если профиль предельного равновесия имеет большую крутизну, чем естественный склон, то последний является устойчивым, а степень его устойчивости определяется как отношение угла откоса предельного равновесия к углу естественного

склона. При этом отношение углов профиля предельного равновесия и естественного склона определяется для всех горизонтов по высоте откоса и за коэффициент устойчивости всего оцениваемого склона принимается минимальное значение этого отношения. Если профиль равнопрочного откоса совпадает с профилем оцениваемого склона, то естественный склон находится в состоянии предельного равновесия (т.е. имеет коэффициент устойчивости близкий к единице). Природный склон с крутизной, превышающей уклон профиля предельного равновесия хотя бы в одной точке, является неустойчивым.

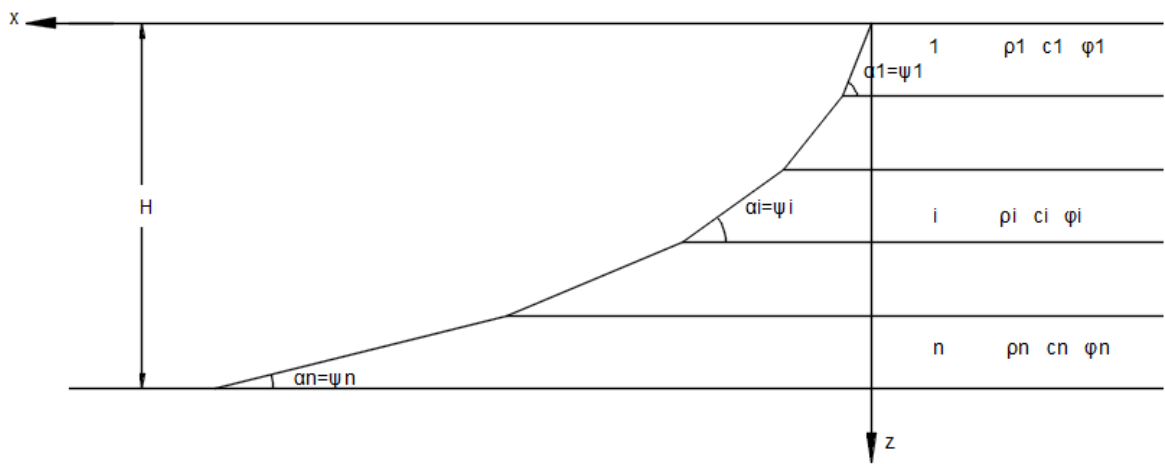


Рис. 2.2. Криволинейный профиль откоса предельного равновесия

Метод Н.Н. Маслова (метод F_p) основывается на положении, что степень устойчивости откоса или склона определяется минимальной величиной коэффициента K_y из всех его значений по высоте откоса [Гинзбург и др., 1986]. Вместе с тем для каждого из горизонтов (рис.2.2) величина K_y определяется из условия

$$K_y = \operatorname{tg} \psi_p / \operatorname{tg} \alpha, \quad (2.6)$$

где α - угол наклона к горизонту откоса в рассматриваемой точке; ψ_p - угол сопротивления сдвигу на этом горизонте (или угол сдвига).

Угол сопротивления сдвигу ψ_p для сыпучих (зернистых) грунтов, лишенных сцепления ($c = 0$), равен углу внутреннего трения, т.е. $\psi_p = \varphi$. Тогда написанная выше формула приобретает для таких грунтов следующий вид:

$$K_y = \operatorname{tg} \varphi / \operatorname{tg} \alpha. \quad (2.7)$$

Так как $\operatorname{tg} \psi_p = F_p = \operatorname{tg} \varphi + c/\sigma_n$, то для рассматриваемого случая

$$\operatorname{tg} \psi_p = F_{pz} = \operatorname{tg} \varphi + c/\gamma z. \quad (2.8)$$

Очевидно, что φ и c должны подставляться в приведенные выше формулы

применительно к своим значениям для рассматриваемого пласта и степени консолидации грунта. Объемный вес γ определяется здесь своим средним значением для всей толщи, перекрывающей данный горизонт, с учетом в необходимых случаях взвешивания грунта водой.

Равнопрочный откос в состоянии своего предельного равновесия по методу F_p определяется условием, что для каждой точки откоса с глубиной z от свободной поверхности удовлетворяется условие:

$$\alpha_z = \psi_{pz}. \quad (2.9)$$

Иными словами, на каждом горизонте z угол наклона откоса к горизонту α_z численно равен углу сопротивления сдвигу ψ_{pz} , характерному для данного горизонта.

Профиль равнопрочного откоса, как правило, имеет криволинейное очертание, более крутое в верхней и более пологое в нижней части.

Построение такого откоса, а равным образом и откоса с наперед заданным значением коэффициента K_y по выражению (2.6) может быть осуществлено графически и аналитически. В последнем случае используется следующее выражение [Маслов, 1955]:

$$x = (1/\gamma \text{tg}^2 \varphi) [\text{tg} \varphi \cdot \gamma z + c \ln c - \ln(\text{tg} \varphi \cdot \gamma z + c)], \quad (2.10)$$

где x - абсцисса точки на поверхности откоса, отвечающая глубине z расчетного горизонта от поверхности толщи.

Аналитический метод построения равнопрочного откоса является более точным, чем графический. Однако, при наличии в толще откоса нескольких горизонтов с различными механическими характеристиками этот метод становится излишне громоздким и явно уступает графическому решению [Гинзбург и др., 1986].

Сущность графического решения по методу F_p базируется на использовании выражения, вытекающего из ранее написанной зависимости (2.6):

$$\text{tg} \alpha = (1/K_y) \text{tg} \psi_p. \quad (2.11)$$

Откос разделяется по высоте на ряд расчетных слоев с подошвой на глубинах z_1, z_2, \dots, z_n от поверхности толщи. При наличии в толще откоса пластов различных пород соответствующие расчетным слоям горизонты должны совпадать с контактами этих пластов. Далее для каждого из этих горизонтов с глубиной z_i находят значение угла сопротивления сдвигу ψ_{pz} по выражению $\psi_{pz} = \text{arctg} F_{pz}$ через значение коэффициента сопротивления сдвигу

$$F_{pz} = \text{tg} \varphi_i + c_i/\gamma z. \quad (2.12)$$

После этого определяют соответствующие найденным значениям углов сопротивления сдвигу ψ_{pz} величины углов откоса β , задавшись тем или иным коэффициентом запаса устойчивости K_y . В равновесном положении $K_y = 1$. В этом случае

имеет место соблюдение равенства $\alpha_z = \psi_{pz}$.

Построение откоса начинается с нижней его точки для $z_{max} = H$. Здесь откладывается отвечающий данному горизонту угол $\alpha_{z_{max}}$. Продолжаем определяющую его линию до пересечения со следующим горизонтом на глубине z_i . В точке пересечения откладываем снова угол α_z , соответствующий этому горизонту. Находим новое пересечение определяющей его линии с очередным менее глубоко расположенным горизонтом и т.д., вплоть до выхода откоса на поверхность. Полученные указанным выше построением точки пересечения расчетных горизонтов с линиями, определяющими углы откосов α_i , соединяем плавной кривой. На этом построение равнопрочного откоса графическим методом заканчивается [Гинзбург и др., 1986].

Рассмотренный метод дает, как мы видели, возможность построить равнопрочный откос, т.е. откос, на всем протяжении которого по высоте коэффициент устойчивости одинаков. Однако метод F_p не может быть применен для расчета величины оползневого давления [Гинзбург и др., 1986].

По методике Н.Н. Маслова может быть выполнен прогноз скорости перемещения вниз по склону оползневых масс на длительный период и интенсивности деформаций смещения подпорных сооружений. Однако этот метод более применим для проектирования искусственных откосов, а не для оценки степени устойчивости естественных склонов [Котов, 1968; Маслов, 1982; Гинзбург и др., 1986].

Метод Янбу: Метод Янбу (the Janbu method) относится к группе методов отсеков, основанных на анализе предельного равновесия (LEM). Этот метод основан на равновесии сил [Janbu, 1954]. По сути, при использовании метода отсеков оползневое тело разбивается на части (блоки, фрагменты и др.) вертикальными плоскостями с таким расчетом, чтобы каждый выделенный блок опирался на одну плоскую поверхность скольжения, с помощью которых аппроксимируют установленную или предполагаемую поверхность смещения. При разбитии оползня на блоки необходимо также следить за тем, чтобы каждый блок по возможности был однородным по составу и свойствам слагающих его пород. Каждая часть оползня представляет собой абсолютно твердое тело и, следовательно, может рассматриваться в качестве материальной точки. При смещении оползня, его части взаимодействуют между собой (действуют друг на друга), и относительно характера этого взаимодействия могут быть высказаны различные предположения, что также предопределяет различие существующих методов расчета устойчивости оползней. Упрощенный метод Янбу (the simplified Janbu method) предполагает, что в момент начала смещения, силы трения и сцепления действуют только вдоль поверхности скольжения и

полностью вдоль вертикальных поверхностей, которые делят оползневое тело на части, поэтому силы взаимодействия между соседними блоками будут направлены строго горизонтально. В упрощенном методе Янбу используются два дифференциальных уравнения равновесия проекций сил на вертикальную и горизонтальную оси. Условие равновесия моментов не соблюдается. Расчетная схема действующих сил в этом методе представлена на рис.2.3.

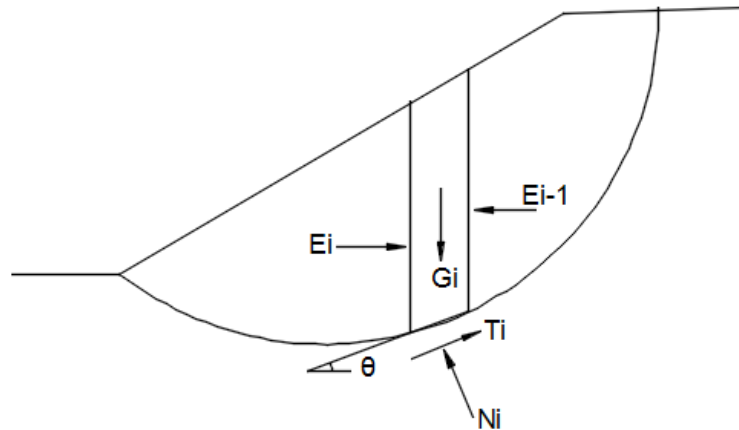


Рис. 2.3 Схема к анализу метода Янбу

Рассмотрим условие равновесия любого i -го отсека. Рассматриваемый i -й отсек находится во взаимодействии с двумя соседними. Пусть расположенный выше по склону отсек действует на i -й отсек с нормальной силой E_{i-1} и касательной силой X_{i-1} , а ниже расположенный отсек с нормальной силой E_i и касательной силой X_i . В упрощенном методе Янбу допустим, что касательные силы $X_i=0$.

Используем два уравнения статики. Проектируя все силы на горизонталь и на вертикаль, получим:

$$G_i + \Delta X = N_i \cos \theta_i + T_i \sin \theta_i, \quad \Delta E = E_i - E_{i-1} = T_i \cos \theta_i - N_i \sin \theta_i \quad (2.13)$$

Так как $X_i=0$, то $\Delta X = 0$.

При необходимости обеспечить каждому отсеку некоторый запас устойчивости против сдвига по своему основанию следует учитывать величину удерживающих сил ($c_i l_i + N_i \tan \varphi_i$) и уменьшить ее в K_y раз, где K_y – заранее заданный коэффициент устойчивости. В этом случае все оползневое тело будет иметь в целом тот же коэффициент устойчивости.

$$T_i = \frac{1}{F_s} (c_i l_i + N_i \tan \varphi_i) \quad (2.14)$$

Получим:

$$E_i - E_{i-1} = \frac{1}{F_s} \cdot \frac{\sec^2 \theta_i}{1 + \frac{\tan \theta_i \tan \varphi_i}{F_s}} [c_i l_i \cos \theta_i + G_i \tan \theta_i] - G_i \tan \theta_i \quad (2.15)$$

В естественном случае, $E_n=0$, затем $\sum(E_i - E_{i-1}) = 0$,

$$\sum_1^n \frac{1}{F_s} \cdot \frac{\sec^2 \theta_i}{1 + \frac{\tan \theta_i \tan \varphi_i}{F_s}} [c_i l_i \cos \theta_i + G_i \tan \theta_i] - \sum_1^n G_i \tan \theta_i = 0 \quad (2.16)$$

Получим:

$$F_s = \frac{\sum [c_i l_i \cos \theta_i + G_i \tan \theta_i] \frac{\sec^2 \theta_i}{1 + \frac{\tan \theta_i \tan \varphi_i}{F_s}}}{\sum G_i \tan \theta_i} \quad (2.17)$$

В усовершенствованном методе Янбу выполняются все условия равновесия для тела обрушения в целом. Между двумя соседними телами взаимодействуют касательные силы X к вертикальной поверхности отсеков, получаем:

$$F_s = \frac{\sum [c_i l_i \cos \theta_i + (G_i + \Delta X) \tan \theta_i] \frac{\sec^2 \theta_i}{1 + \frac{\tan \theta_i \tan \varphi_i}{F_s}}}{\sum (G_i + \Delta X) \tan \theta_i} \quad (2.18)$$

Метод Г.М. Шахунянца: Метод Шахунянца, также как и метод Янбу, относится к группе методов отсеков, основанных на анализе предельного равновесия (LEM). Данный метод основан на равновесии сил. При этом методе, определение коэффициента устойчивости может быть выполнено так аналитически, как и графически [Шахунянец, 1969]. Данный метод удобнее всего применять, когда конфигурация поверхности скольжения на всем протяжении уже установлена [Гинзбург и др., 1986]. Будем определять устойчивость блока при произвольной поверхности возможного смещения (рис.2.4).

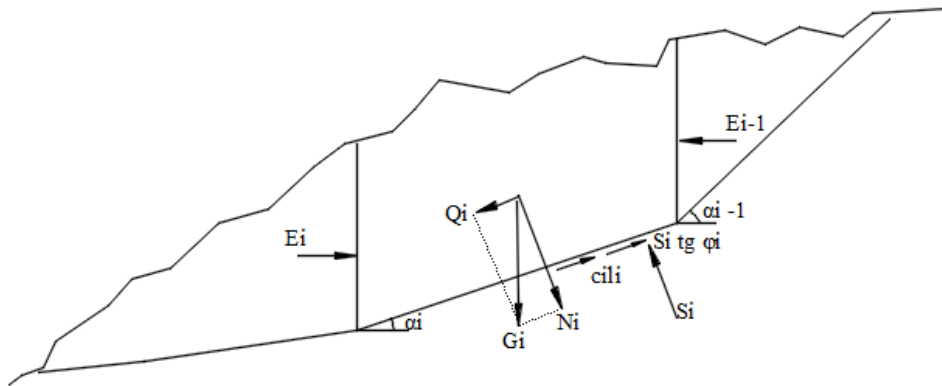


Рис. 2.4. Схема к расчету устойчивости оползня по методу Г.М. Шахунянца

Рассмотрим условие равновесия любого i -го отсека. Все внешние активные силы (вес грунта в отсеке, внешняя нагрузка и т.д.), действующие на i -й отсек, приводим к равнодействующей G_i . Для простоты будем считать, что сила G_i вертикальна. Разложим G_i на составляющие: нормальную N_i касательную Q_i к плоскости возможного сдвига отсека. Г.М. Шахунянц в общем случае принимает, что равнодействующая внешних активных сил наклонена к вертикали под углом θ_i . Мы для упрощения рассуждений будем рассматривать случай, когда сила P_i вертикальна, то есть угол $\theta_i = 0$, тогда

$$N_i = G_i \cos \alpha_i; Q_i = G_i \sin \alpha_i. \quad (2.19)$$

При падении поверхностей скольжения в пределах каждого отсека в сторону возможного смещения блока значения α_i берутся со знаком плюс, при падении поверхностей скольжения в обратную сторону - со знаком минус.

Рассматриваемый i -й отсек находится во взаимодействии двумя соседними. Пусть расположенный выше по склону отсек действует на i -й отсек с силой E_{i-1} , а ниже расположенный отсек с силой E_i . В общем случае Г.М. Шахунянц принимает, что сила E_{i-1} направлена под некоторым углом η_{i-1} к горизонту, сила E_i - под углом η_i к горизонту и т.д. Мы же в данном случае допустим, что силы E_i направлены по прямому, параллельному направлению реакции удерживающей конструкции, которое примем горизонтальным (как это обычно принимается при вертикальности грани контакта грунта с удерживающей конструкцией). Поэтому все силы E_i рассматриваем ориентированными горизонтально, то есть $\eta_i = 0$. Сопротивляются сдвигу i -го отсека по плоскости его основания, наклоненной под углом α_i к горизонту, сила сцепления $c_i l_i$ и сила трения $S_i \operatorname{tg} \varphi_i$ (где S_i - нормальная реакция основания).

Так как величина E_{i-1} является, как это будет показано далее, известной из расчета предыдущего отсека, то неизвестными силами оказываются лишь S_i и E_i . Для их нахождения достаточно использовать два уравнения статики. Проектируя все силы на нормаль к основанию отсека и на направление самого основания, получим:

$$S_i = N_i + (E_i \sin \alpha_i - E_{i-1} \sin \alpha_i); \quad (2.20)$$

$$Q_i = c_i l_i + S_i \operatorname{tg} \varphi_i + (E_i \cos \alpha_i - E_{i-1} \cos \alpha_i). \quad (2.21)$$

Подставляя найденное значение S_i в выражение для Q_i и увеличив последнее в K_y^3 раз, получим уравнение для определения E_i :

$$K_y^3 Q_i = N_i \operatorname{tg} \varphi_i + c_i l_i + [E_i (\cos \alpha_i + \operatorname{tg} \varphi_i \sin \alpha_i) - E_{i-1} (\cos \alpha_i + \operatorname{tg} \varphi_i \sin \alpha_i)]. \quad (2.22)$$

Значение Q_i увеличено в K_y^3 раз для того, чтобы обеспечить каждому i -му отсеку в стабилизированном массиве заданный коэффициент устойчивости K_y против сдвига по своему основанию. В этом случае и весь блок возможного смещения будет иметь в целом тот же коэффициент устойчивости.

В дальнейшем эту тангенциальную составляющую Q_i внешних активных сил G_i , если она стремится сдвинуть отсек по своему основанию, будем обозначать через $Q_{i-сд}$. Если та же тангенциальная составляющая Q_i направлена в сторону, обратную направлению возможного смещения блока, то она будет уже силой, удерживающей отсек от возможного смещения, и ее не следует увеличивать в K_y^3 раз. Обозначим в этом случае Q_i через $Q_{i-уд}$.

Предыдущее уравнение можно упростить, помня, что

$$\cos \alpha_i + \operatorname{tg} \varphi_i \sin \alpha_i = (\cos \alpha_i \cos \varphi_i + \sin \alpha_i \sin \varphi_i) / \cos \varphi_i = \cos(\alpha_i - \varphi_i) / \cos \varphi_i. \quad (2.23)$$

После сделанных пояснений найдем значение E_i :

$$E_i = \frac{(K_y^3 Q_{i-сд} - N_i \operatorname{tg} \varphi_i - c_i l_i - Q_{i-уд}) \cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)} + E_{i-1}. \quad (2.24)$$

Для отсеков, у которых $Q_i = Q_{i-сд}$, в формуле (2.24) следует значения $Q_{i-уд}$ принимать равным нулю; в случаях, когда $Q_i = Q_{i-уд}$, следует значения $Q_{i-сд}$ принимать равным нулю. Поскольку в большинстве практических случаев направление падения поверхности скольжения по всей протяженности совпадает с направлением возможного смещения оползневого блока (то есть является монотонным), в дальнейших формулах у нас будут фигурировать лишь Q_i , которые мы будем подразумевать как $Q_{i-сд}$, а $Q_{i-уд}$ будем принимать равными нулю. Однако в каждом конкретном случае при выполнении расчетов следует помнить о возможности появления сил $Q_{i-уд}$.

Реакции E_i части блока, находящейся ниже i -го отсека, в общем случае можно определить последовательными расчетами, идя от первого отсека, для которого E_{i-1} равно нулю, к последнему. Последовательное определение сил E_i , особенно целесообразно, когда без расчета невозможно заранее отделить на поперечнике устойчивые части склона от неустойчивых. Первый из отсеков, для которого E_i получилось равным нулю или даже отрицательным, отделяет вышележащую устойчивую часть блока (включая себя) от нижележащей. При недопущении в грунте растягивающих напряжений нижележащая часть должна рассматриваться отдельно. Анализируя последовательно значения E_i , нетрудно установить места возможных разрывов грунта (место перехода от устойчивых к неустойчивым частям блока), места целесообразного расположения удерживающих конструкций (например, места наименьших значений E_i и умеренных значений толщин смещающегося слоя) и т.п.

При принятии $Q_{i-уд} = 0$ последняя написанная нами формула примет вид:

$$E_i = \frac{(K_y^3 Q_i - N_i \operatorname{tg} \varphi_i - c_i l_i) \cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)} + E_{i-1}. \quad (2.25)$$

Для первого отсека $E_{i-1} = 0$, следовательно

$$E_1 = \frac{(K_y^3 Q_1 - N_1 \operatorname{tg} \varphi_1 - c_1 l_1) \cos \varphi_1}{\cos(\alpha_1 - \varphi_1)}. \quad (2.26)$$

Для второго отсека

$$\begin{aligned} E_2 &= \frac{(K_y^3 Q_2 - N_2 \operatorname{tg} \varphi_2 - c_2 l_2) \cos \varphi_2}{\cos(\alpha_2 - \varphi_2)} + \frac{(K_y^3 Q_1 - N_1 \operatorname{tg} \varphi_1 - c_1 l_1) \cos \varphi_1}{\cos(\alpha_1 - \varphi_1)} = \\ &= \sum_1^2 \frac{(K_y^3 Q_i - N_i \operatorname{tg} \varphi_i - c_i l_i) \cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)}. \end{aligned} \quad (2.27)$$

В общем случае оползневое давление равно:

$$E_{\text{оп}} = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{(K_y^3 Q_i - N_i \operatorname{tg} \varphi_i - c_i l_i) \cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)}. \quad (2.28)$$

Очевидно, что у свободного откоса сила $E_{\text{оп}}$, поддерживающая последний отсек, должна быть равна нулю (так как ничто не поддерживает этот последний отсек). Исходя из этого, можно для свободного откоса получить значение коэффициента устойчивости, приравняв $E_{\text{оп}} = 0$ (в данном случае, когда речь идет о степени устойчивости склона, а не о величине запаса его укрепления, это будет K_y , а не K_y^3):

$$K_y = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (N_i \operatorname{tg} \varphi_i + c_i l_i) \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)}}{\sum_{i=1}^{i=n} Q_i \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)}}. \quad (2.29)$$

Если поверхность возможного смещения известна, например, предопределена геологической структурой склона, установлена при выполнении инженерных изысканий или принята с помощью различных теоретических методов, то расчет устойчивости массива нередко целесообразно вести способом многоугольников сил. Это графоаналитический метод многоугольников сил Г.М.Шахунянца. Построение многоугольников сил для всего оползневого тела показано на рис.2.5.

Если при введении при построении коэффициента устойчивости сила, которую надо приложить в конце последнего блока, будет равна нулю, то склон имеет запас устойчивости, соответствующей заданному коэффициенту. Если в конце последнего блока необходимо приложить силу на поддержание оползня, то он имеет запас устойчивости меньше заданного. Если сила направлена в сторону возможного смещения, то оползень имеет больший запас устойчивости.

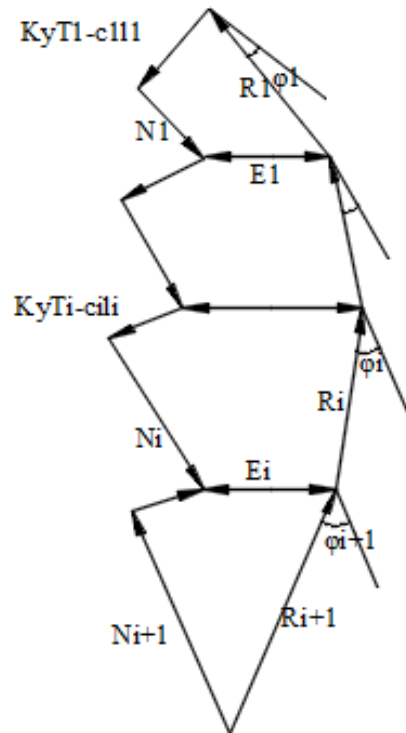


Рис. 2.5. Построение многоугольника сил для расчета устойчивости оползня

Метод Р.Р. Чугаева: Метод Чугаева, как и предыдущие, относится к группе методов отсеков, основанных на анализе предельного равновесия (LEM). Данный метод основан на равновесии сил. Этот метод называется еще методом плоских поверхностей сдвига, ибо он применим лишь в случаях, когда поверхность скольжения является плоской или состоит из отдельных прямолинейных участков [Чугаева, 1965].

Оползневое тело разбивается вертикальными плоскостями на части таким образом, чтобы каждая опиралась на прямолинейную поверхность. Расчету подвергается предельная схема оползневого тела, когда вдоль поверхности скольжения действуют критические значения σ_k и τ_k , т.е. такие величины, которые появляются в момент предельного равновесия, а свойства грунта характеризуются φ_k и c_k , т.е. такими величинами, которые надо придать грунту, чтобы рассматриваемое оползневое тело пришло в состояние предельного равновесия. Тогда в результате расчета в соответствии с законом Кулона можно составить для оползневого тела уравнение предельного равновесия в виде:

$$c_k = f(\tan \varphi_k) \text{ или } c_k = f(\varphi_k) \quad (2.30)$$

Графически это уравнение выражается кривой АВ (рис.2.6), называемой кривой связи. Каждая точка линии АВ соответствует паре критических значений угла внутреннего трения и сцепления, при которых рассматриваемое оползневое тело находится в состоянии

предельного равновесия. Для того чтобы построить линию АВ определяют значение c_k при $\varphi_k = 0$, а затем значение φ_k при $c_k = 0$. Полученные таким образом точки А и В соединяют прямой исходя из линейности уравнения(2.30).

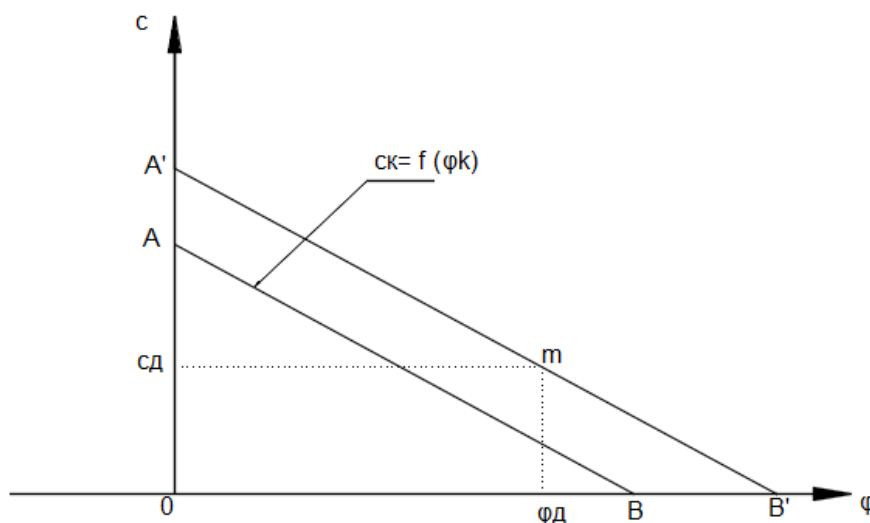


Рис. 2.6. График для определения коэффициента устойчивости

Чтобы оценить устойчивость оползневого тела, необходимо знать действительные значения угла внутреннего трения φ_d и сцепления c_d в зоне скольжения в направлении смещения. Если точка m , соответствующая действительным значениям угла внутреннего трения и сцепления, лежит ниже кривой связи АВ, то рассматриваемое оползневое тело является неустойчивым, так как порода в зоне скольжения имеет характеристики сопротивления сдвигу менее критических значений. Если выше, то устойчивое состояние, при этом, чем дальше точка m отстоит от кривой АВ, тем больший запас устойчивости имеет оползень.

Для определения коэффициента устойчивости необходимо через точку m провести линию А'В' параллельную линии связи АВ. Линия А'В' выражает связь действительных значений сцепления и угла внутреннего трения для рассматриваемого оползневого тела, имеющего запас устойчивости. Искомый коэффициент устойчивости K_y должен в аналитической форме отражать перенос линии АВ в положение А'В' и может быть, исходя из подобия треугольников АОВ и А'ОВ', выражен следующим образом:

$$K_y = \frac{\tan \varphi_d}{\tan \varphi_k} = \frac{c_d}{c_k} = \frac{A'O}{AO} \quad (2.31)$$

Далее расчет устойчивости склона, основанный на использовании модели отвердевшего блока обрушения, сводится к расчету ряда произвольно заданных отсеков обрушения. Зная эти критические величины, устанавливается на их основе численное

значение коэффициента запаса устойчивости данного оползневого блока [Гинзбург и др., 1986].

В выводах Р.Р. Чугаева (1967) уравнение предельного равновесия для оползневого блока, ограниченного снизу произвольной поверхностью сдвига (образованной несколькими плоскостями), дается для нескольких способов расчета [Чугаева, 1967; Гинзбург и др., 1986]:

а) способ горизонтальных сил взаимодействия, основанного на допущении, что $\eta = 0$, где η - угол наклона к горизонту силы E взаимодействия, передающейся от одного вертикального отсека к соседнему через боковую вертикальную поверхность;

б) способ предельно наклонных сил взаимодействия, основанный на допущении, что $\eta = \Psi_{рк}$, где $\Psi_{рк}$ - критический угол сдвига (равный в случае сыпучего грунта величине ϕ_k);

в) способ наклонных сил взаимодействия, основанный на допущении, что $\eta = 0,5 \Psi_{рк}$.

Рассмотрим наиболее простой случай, когда эти силы направлены горизонтально, что соответствует предположению отсутствия трения и сцепления по вертикальным поверхностям, которые делят оползневое тело на части. Для каждого блока строится многоугольник действующих на него сил, которые показаны на рис. 2.7, направляя силу ΔE_i горизонтально. Также необходимо отметить, что используемое предположение о том, что сила ΔE_i проходит через точку пересечения всех остальных сил, не соответствует действительности, но может быть условно принято, особенно тогда, когда оползневое тело имеет протяженность вдоль поверхности скольжения существенно большую, чем мощность.

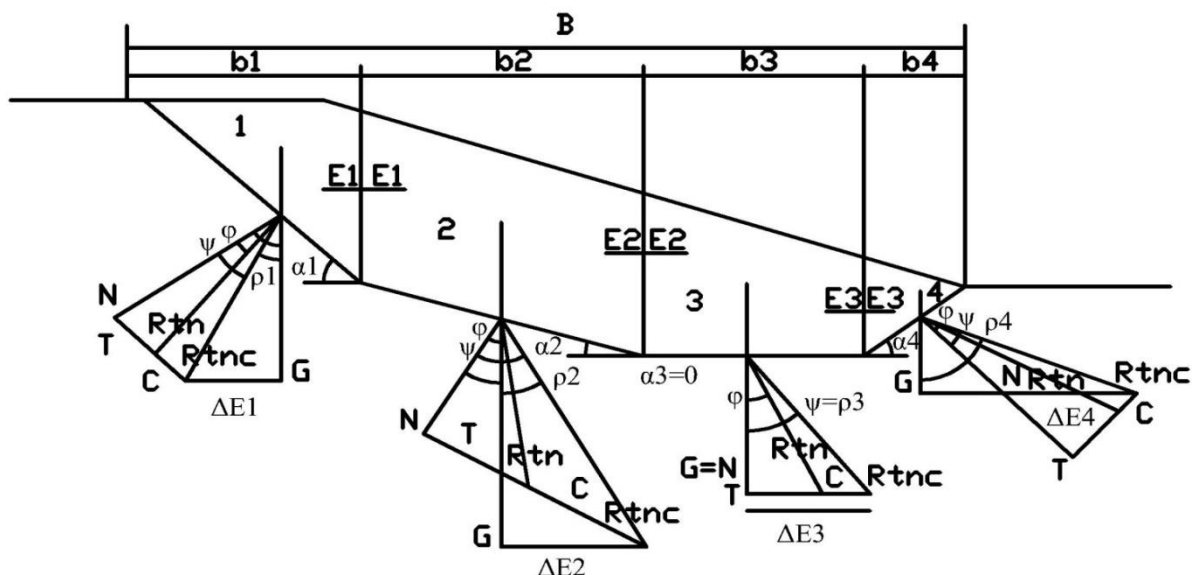


Рис. 2.7. Построение многоугольников сил по методу Р.Р. Чугаева

Последовательность построения многоугольников сил легко увидеть из чертежа (рис.2.7). Во-первых, через точку, лежащую на плоскости скольжения, на которую

опирается один блок, проводится вектор G_i соответствующий весу этого блока, направленный вертикально вниз и известный по величине. Во-вторых, от нормали к плоскости скольжения, которая соответствует направлению нормальной реакции опоры, откладывается известный угол внутреннего трения φ_i , определяя направление действия реакции опоры R_{NT} с учетом силы трения, в-третьих, известная по величине и направлению сила сцепления C переносится параллельно самой себе вдоль направления реакции опоры R_{NT} до ее пересечения с горизонтальной линией, проведенной из конца вектора G , которая соответствует направлению силы взаимодействия ΔE_i данного блока с двумя соседними. В результате определяются все действующие на блок силы: сила трения T , как продолжение силы сцепления до точки ее пересечения с линией действия нормальной реакции опоры; нормальная реакция опоры N ; равнодействующая нормальной реакции опоры и суммы сил трения и сцепления R_{NTC} ; и, наконец, геометрическая сумма сил взаимодействия данного блока с двумя соседними ΔE_i .

Для равновесия оползня необходимо, чтобы геометрическая сумма всех внутренних сил $\Delta E_i = 0$. Если эта сумма имеет избыток, действующий от склона, т.е. положительна, то все оползневое тело является неустойчивым. Если сумма сил $\Delta E_i < 0$, то оползневое тело имеет запас устойчивости.

Сила ΔE_i представляющая собой алгебраическую сумму сил взаимодействия данного блока с двумя соседними, определяется следующим образом

$$\Delta E_i = \Delta E_{i-1} - \Delta E_i = G \operatorname{tg}(\alpha - \psi) = G \frac{\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\psi}{1 + \operatorname{tg}\alpha \cdot \operatorname{tg}\psi} \quad (2.32)$$

Так как $\operatorname{tg} \psi_p = \operatorname{tg} \varphi + C/N$,

$$\Delta E = G \operatorname{tg}(\alpha - \varphi) - c [1 + \operatorname{tg}(\alpha - \varphi) \operatorname{tg}\alpha] bc \quad (2.33)$$

где $b = l \cos\alpha$

Для всего оползневого тела сумма сил взаимодействия между соседними блоками в состоянии предельного равновесия равна нулю и, следовательно, можно выразить связь между c и φ :

$$\sum \Delta E_i = \sum G_i \tan(\alpha_i - \varphi) - c \sum b_i - c \sum b_i \tan \alpha_i \tan(\alpha_i - \varphi) = 0 \quad (2.34)$$

$$c_k = \frac{\sum G_i \tan(\alpha_i - \varphi_k)}{\sum b_i + \sum b_i \tan \alpha_i \tan(\alpha_i - \varphi_k)} \quad (2.35)$$

Определив из уравнения (2.35) c_k при $\varphi_k = 0$ и φ_k при $c_k = 0$, получим на графике в координатах c, φ прямую линию, представляющую собой геометрическое место пар критических значений φ_k и c_k , при которых оползневое тело находится в предельном

равновесии (рис.2.7).

Однако при выборе наиболее рациональных способов расчета Р.Р. Чугаев доказывает, что в случае обычных земляных откосов, когда $\beta \leq 50 - 60^\circ$, следует пользоваться способом наклонных сил, основанном на допущении, что $\eta = 0,5\Psi_{pk}$, где η - угол наклона к горизонту силы E взаимодействия, передающейся от одного вертикального отсека к соседнему через боковую вертикальную поверхность. В результате определенных преобразований (подробный вывод можно найти в книге Р.Р. Чугаева «Земляные гидротехнические сооружения») получается уравнение предельного равновесия для однородного связного грунта:

$$c_k = \frac{\sum (\pm P_i A_{vi})}{\sum \{A_{vi} [z_i \operatorname{ctg}(\alpha_i \mp \varphi_k) \mp \alpha_i]\}} \operatorname{tg} \varphi_k, \quad (2.36)$$

где

$$A_{vi} = \frac{\sin(\alpha_i \mp \varphi_k)}{\cos((\alpha_i \mp 1,5\varphi_k))};$$

z_i - разность отметок поверхности земли с левой и с правой сторон отсека

P_i тот же как и G_i

A коэффициент устойчивости $K_y = \frac{c_d}{c_k}$.

Метод Бишопа: Метод Бишопа (the Bishop method) относится к группе методов отсеков, основанных на анализе предельного равновесия (LEM). Данный метод основан на равновесии моментов [Krahn, 2007].

На склонах, сформированных в однородных массивах горных пород, образуются оползни, поверхность скольжения которых может быть аппроксимирована круглым цилиндром. Оползневое тело разбивается вертикальными плоскостями на отдельные столбики, каждый из которых считается абсолютно твердым телом и опирается на дугу, которую аппроксимируют прямой линией. Эти методы, по сути, аналогичны методам, использующим представление о том, что оползневое тело опирается на систему плоских поверхностей смещения.

Для оценки устойчивости склона методами круглоцилиндрической поверхности скольжения используется уравнение моментов. Коэффициент устойчивости определяется как отношение момента удерживающих сил к моменту сдвигающих сил относительно центра вращения O . Удерживающие силы трения и сцепления всегда действуют вдоль поверхности скольжения и, следовательно, имеют плечо, равное радиусу R .

Упрощенный метод Бишопа, так же как и упрощенный метод Ямбу предполагает, что сумма касательных сил между блоками $\sum \Delta X = 0$. В упрощенном методе Бишопа

используются одно уравнение равновесия проекций сил на вертикальную ось и одно уравнение равновесия момента. Расчетная схема действующих сил в этом методе представлена на рис.2.8.

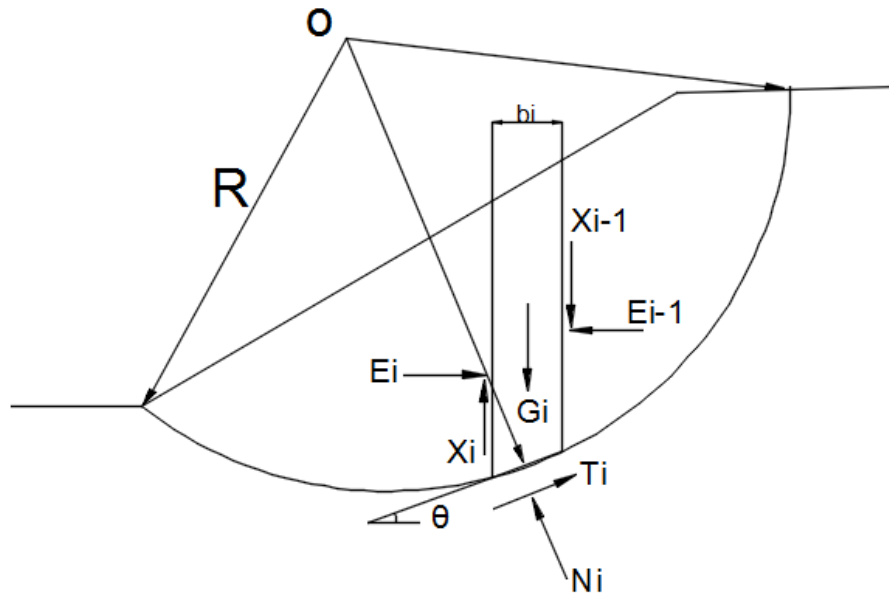


Рис. 2.8. Схема к анализу метода Бишопа

Используем два уравнения статики. Проектируя все силы на вертикаль и уравнение равновесия момента, получим:

$$G_i + \Delta X = N_i \cos \theta_i + T_i \sin \theta_i, \quad \sum G_i d_i = \sum T_i R \quad (2.37)$$

Так же как в методе Янбу, при необходимости обеспечить каждому отсеку некоторый запас устойчивости против сдвига по своему основанию следует значение удерживающих сил $(c_i l_i + N_i \tan \varphi_i)$ уменьшить в K_y раз, где K_y –заранее заданный коэффициент устойчивости. В этом случае все оползневое тело будет иметь в целом тот же коэффициент устойчивости.

$$T_i = \frac{1}{F_s} (c_i l_i + N_i \tan \varphi_i) \quad (2.38)$$

делаем $m_{\theta i} = \cos \theta_i + \frac{\sin \theta_i \tan \varphi_i}{F_s}$, получим:

$$F_s = \frac{\sum [c_i b_i + (G_i + \Delta X) \tan \varphi_i] \frac{1}{m_{\theta i}}}{\sum G_i \sin \theta_i} \quad (2.39)$$

так как, сумма касательных сил между блоками $\sum \Delta X = 0$., и получаем:

$$F_s = \frac{\sum [c_i b_i + G_i \tan \varphi_i] \frac{1}{m_{\theta i}}}{\sum G_i \sin \theta_i} \quad (2.40)$$

Для расчета коэффициента устойчивости, требуется итерационный процесс. Как

$$\sum_{i=1}^n \Delta E_i = 0$$

, т.к. представляет собой сумму внутренних сил.

Коэффициент устойчивости определяется как отношение моментов уд. и сдв. сил:

$$K_C = \frac{(\sum N_i \tan \varphi_i + \sum c_i l_i)R}{\sum G_i a_i} \quad (2.43)$$

Делим числитель и знаменатель на R, $a_i/R = \sin \alpha_i$, $N_i = G_i \cos \alpha_i$, α_i – угол наклона поверхности скольжения i-го столбика, получаем формулу:

$$K_y = \frac{\sum G_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i + \sum c_i l_i}{\sum G_i \sin \alpha_i} \quad (2.44)$$

Метод Н.Р. Моргенштерна- В.Е. Прайса. Метод Моргенштерна-Прайса относится к группе методов отсеков, основанных на анализе предельного равновесия (LEM). Данный метод основан на равновесии сил и моментов [Krahn, 2007].

Моргенштерн и Прайс разработали метод расчета устойчивости склонов на основе решения двух уравнений, одно из них удовлетворяет общему равновесию моментов, другое – общему равновесию горизонтальных сил [Morgenstern&Price, 1965]. Уравнения коэффициента устойчивости по Моргенштерну и Прайс в отношении равновесия моментов и равновесия горизонтальных сил имеют следующий вид:

В отношении моментов:

$$K_{y-m} = \frac{(\sum N_i \tan \varphi_i + \sum c_i l_i)R}{\sum G_i x - \sum N_i f} \quad (2.45)$$

В отношении горизонтальных сил:

$$K_{y-f} = \frac{\sum (N_i \tan \varphi_i \cos \alpha + c_i l_i \cos \alpha)}{\sum N_i \sin \alpha} \quad (2.46)$$

где c - сцепление, φ - угол внутреннего трения, N - нормальная реакция опоры, G - собственный вес, α – крутизна склона.

На основе равновесия вертикальных сил и уравнения (2.38), получим нормальную реакцию опоры:

$$N_i = \frac{G_i + \Delta X - \frac{c_i l_i \sin \alpha_i}{K}}{\cos \alpha_i + \frac{\sin \alpha_i \tan \varphi_i}{K}} \quad (2.47)$$

В результате получается система из двух дифференциальных уравнений, для решения которой в методе Morgenstern и Прайса вводится упрощающее допущение, касающееся зависимости между касательными X и нормальными E составляющими сил взаимодействия (рис. 2.10):

$$X = E \lambda f(x) \quad (2.48)$$

где X – касательные составляющие сил взаимодействия; E – нормальные составляющие сил взаимодействия; $f(x)$ – вид функциональной зависимости между X и E ; λ – доля используемой функции.

В методе Morgenstern и Прайса функциональная зависимость между X и E может быть различной. Применение уравнения (2.48) делает задачу расчета устойчивости по методу Morgenstern и Прайса статически определенной.

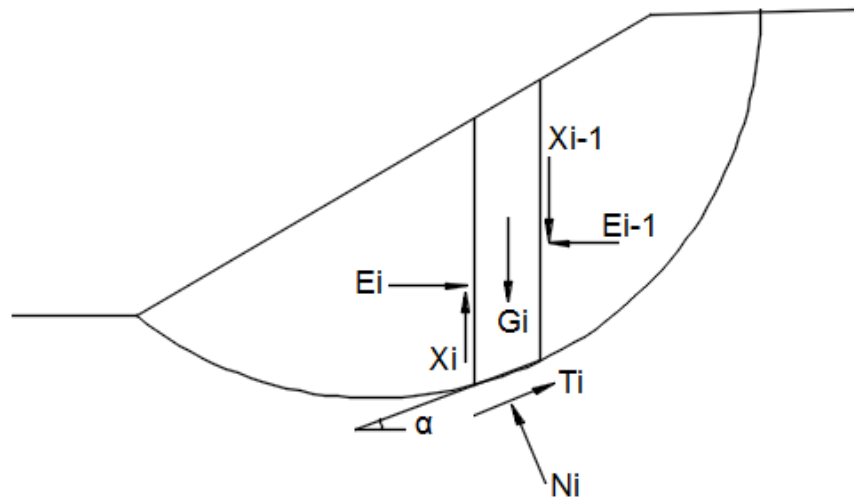


Рис. 2.10. Схема к методу Morgenstern-Прайса

Метод круга трения (φ-круга): Метод круга трения (φ-круга) относится к группе методов монолитного тела, основанных на анализе предельного равновесия (LEM). Данный метод основан на равновесии моментов.

Назначение метода заключается в установлении степени устойчивости заданного откоса применительно к некоторой принимаемой круговой поверхности скольжения без расчленения оползневого тела на отдельные блоки.

$e - c$). Тем самым определяется направление равнодействующей сил сцепления.

Положение этой силы определяется ее плечом a относительно центра дуги поверхности скольжения. Плечо это устанавливается из закона равенства момента равнодействующей моменту составляющих по формуле $a = R L' / L$, приведенной далее.

Положение и направление реакции Q определяются прохождением линии ее действия через точку пересечения линии действия силы веса оползневого тела P и равнодействующей сил сцепления R_c , с одной стороны, и касанием линии действия реакции Q круга, называемого кругом трения.

Круг трения чертится из центра кривой поверхности скольжения с радиусом

$$r = R \sin \varphi \quad (2.49)$$

где R - радиус дуг поверхности скольжения; φ - угол внутреннего трения породы откоса.

Определив построением плана сил силу сцепления, необходимую для равновесного положения, находят коэффициент запаса K_y по «мобилизованному» сцеплению. Одновременно может быть найден и обычный коэффициент запаса как отношение пассивных сил, действующих на откосе, к активным.

Рассмотрим последовательный ход операций.

1. Строим профиль заданного откоса, для чего из центра O радиусом R проводим дугу круга L' , представляющую собою кривую поверхности скольжения, для которой устанавливается величина коэффициента запаса.

2. Для образовавшегося оползневого тела $abce$ вычисляем площадь его сечения и устанавливаем положение его центра тяжести C . Затем находим в условиях плоской задачи вес оползневого тела. Через центр C проводим вертикальную линию, которая будет служить линией действия силы веса G .

3. Определяем величину плеча a действия равнодействующей сил сцепления по формуле: $a = R L' / L$, где L' – хорда ac .

4. Проводим линию действия равнодействующей сил сцепления R_c параллельно направлению хорды L' на расстоянии a от центра кривой скольжения O . Находим точку пересечения K линии действия веса P и линии действия равнодействующей сил сцепления. Из центра O радиусом $r = R \sin \varphi$ проводим окружность.

5. Проводим линию, касательную к этому кругу и проходящую через точку K . Это будет линия действия реакции Q .

6. Определив таким образом величину и направление силы веса G , направление реакции L' и направление равнодействующей сил сцепления R_c , строим в стороне от основного чертежа план сил, по которому определяем величину сил «мобилизованного»

сцепления cL (в плане сил отрезок $n - m$).

7. Для определения коэффициента запаса в обычном значении используем формулу:

$$K_y = \frac{QR\sin\varphi + cLa}{Gd} \quad (2.50)$$

где d - плечо действия силы веса относительно центра O .

Величина d представляет собою абсциссу центра тяжести оползневого тела относительно оси, проходящей через центр вращения системы O .

Метод конечных элементов (МКЭ). Рассматриваемый метод относится к группе методов анализа предельных напряжений, основанных на анализе предельного состояния (LAM). Он находит применение при исследовании тектонических процессов, протекающих в земной коре, при решении задач инженерной геологии и механики грунтов, гидродинамики и т.д. МКЭ удобен в случае изучения неоднородных областей со сложными внутренними и внешними границами, что очень важно при исследовании НДС горных пород. Область разбивается на конечное число элементов (треугольник, квадраты, шестиугольник) и в каждом элементе задаются параметры, характеризующие свойства изучаемой среды.

Одна из особенностей МКЭ состоит в том, что он базируется скорее на интегральной формулировке анализируемого явления, нежели на дифференциальной форме, которую представляют уравнения в частных производных и граничные условия. Эта интегральная формулировка может быть вариационного (если это возможно) либо проекционного типа.

Основная концепция метода конечных элементов состоит в том, что искомую непрерывную величину аппроксимируют кусочным набором простейших функций, заданных над ограниченными конечными подобластями (элементами). С помощью такой процедуры интегрирование дифференциальных уравнений аналитической постановки задачи сводится к решению системы линейных уравнений. Количественные значения неизвестной величины отыскиваются в ограниченном числе точек (узлов) области, а в пределах элементов значения неизвестной функции и ее производных определяются уже аппроксимирующими функциями и их производными.

Для определения K_y современного метода конечных элементов может быть использована одна из двух предельных схем - фактических и уменьшенных прочностных характеристик, удерживающих и сдвигающих усилий, как показано в уравнение (2.4) [Matsui и др., 1992; Griffiths и др., 1999; Dawson и др., 1999].

Метод конечных разностей (МКР). Описываемый метод относится к группе

методов анализа предельных напряжений, основанных на анализе предельного состояния (LAM). Он является одним из наиболее универсальных численных методов. Он может использоваться для изучения НДС неоднородных массивов горных пород, при решении нестационарных и нелинейных задач. Он основан на том, что непрерывные распределения характеризующих процесс параметров представляются совокупностью дискретных значений в фиксированных точках - узлах. В результате производные в определяющих уравнениях и граничные условия приближенно заменяются (аппроксимируются) конечно-разностными соотношениями, содержащими значения сеточной функции в нескольких узлах сетки; при этом краевая задача для исходных дифференциальных уравнений заменяется системой алгебраических уравнений. Если заданная таким образом разностная задача разрешима и при безграничном измельчении сетки сходится к решению исходной задачи, то полученное на фиксированной сетке решение разностной задачи принимается за приближенное значение исходной. Близость решения к истинному, определяется шагом сетки и порядком аппроксимации, используемой для решения разностной схемы.

Методы конечных разностей являются универсальным вычислительным средством, позволяющим эффективно решать сложнейшие задачи математической физики. Методу конечных разностей посвящена обширная литература [Вазов и др., 1963; Годунов и др., 1977; Зарубин и др., 1993; Калиткин, 1978; Победря, 1995; Самарский, 1982] и другие, а их количество и разнообразие чрезвычайно велико и постоянно растет.

В последние годы, большое количество исследований склоновых процессов на базе модели сплошной среды, было основано на использовании метода конечных разностей, реализованного, например, в ПО FLAC [Itasca, 2012].

Для определения K_y может быть использован метод снижения прочности - фактических и уменьшенных прочностных характеристик и удерживающих и сдвигающих усилий, как показано в уравнение (2.4) [Itasca, 2012].

Метод граничных элементов (ГРЭ). Рассматриваемый метод относится к группе методов анализа предельных напряжений, основанных на анализе предельного состояния (LAM). Он используется для решения задач о распределении напряжений и деформаций в бесконечных и полу бесконечных областях с неровными границами, отверстиями произвольной формы, трещинами и др. Широко применяется в горном деле, строительной механики и других направлениях. В методе ГРЭ разбиению на отдельные элементы подвергаются только границы исследуемой области, что его отличает от других методов, где приходится изучать всю область. В конечном итоге нахождение решения осуществляется с помощью системы линейных алгебраических уравнений, в которых

неизвестные параметры во внутренних узловых точках выражаются через известные величины в узлах сетки, расположенных на границе области. Его преимущества: 1) уменьшается размерность задачи (от двумерной к одномерной задаче); 2) легко изучать НДС бесконечных или полу бесконечных областей; 3) позволяет рационально решать задачи, если изучаемая область пересечена трещиной, характеризующая прочность породы в трещине; 4) малое количество вводной информации и соответственно выходной.

Вероятностный анализ. Оценка вероятности развития опасных геологических процессов является одной из ключевых при количественной оценке геологического риска. Полученные на основании консервативных (детерминистических) методов коэффициенты устойчивости склонов в действительности не определяют фактический уровень опасности, поскольку невозможно установить взаимосвязь между ними и вероятностью развития оползневой процесса [Емельянова, 1972; Фоменко, 2012]. Применение вероятностного анализа позволяет более обоснованно охарактеризовать опасность активизации оползневых процессов.

Развитие вероятностного подхода при количественной оценке устойчивости склонов, в основу которого был положен более полный учет наблюдаемой изменчивости прочностных характеристик грунтов, берет свое начало с 80^х годов прошлого века. Вероятностный анализ при выполнении расчетов устойчивости склонов в настоящее время находит все большее применение в практике, что связано пониманием дискретности исходных данных, полученных в ходе инженерно-исследовательских работ [Костенко, 1999]. Сущность вероятностного анализа заключается в получении вероятностной функции распределения коэффициента устойчивости склона ($K_{уст}$) в зависимости от вероятностных функций распределения факторов оползнеобразования - прочностных характеристик грунтов, положения уровня подземных вод, величины сейсмического воздействия и ряда других [Гинзбург, 1986]. Распределение факторов оползнеобразования влияют на конечные результаты количественных оценок устойчивости склона [Сысоев и др., 2011].

Консервативные, детерминистические методы расчетов устойчивости склонов, применяемые в отечественной практике, учитывают изменчивость свойств грунтов лишь опосредованно, через использование в математических моделях их расчетных (в статистической терминологии) значений. Полученные на основании подобных расчетов коэффициенты устойчивости склонов в действительности не определяют фактический уровень риска, поскольку невозможно установить взаимосвязь между ними, их вероятностью и, соответственно, вероятностью развития оползневой процесса. Вероятностные же методы расчетов позволяют выполнить полный анализ оползневой

опасности и использовать его результаты для решения множества практических задач. Сущность такого анализа заключается в определении вероятностной функции распределения коэффициента устойчивости в зависимости от вероятностных функций распределения физико-механических характеристик грунтов, слагающих склон [Фоменко, 2012].

Вероятностный подход к оценке устойчивости склонов подразумевает, что в условиях существующей изменчивости плотности и прочности грунтов в массиве риск развития оползневой процесса на склоне с большим K_y необязательно будет меньше такового при меньшем K_y . Например, склон с коэффициентом устойчивости 1,5 и его стандартным отклонением $\sigma_k = 0,5$ имеет более высокую вероятность движения, чем склон с $K_y = 1,2$ и $\sigma_k = 0,1$.

Для оценки устойчивости склонов при вероятностном анализе используется показатель надежности p , который, по сути, является коэффициентом устойчивости, стандартизованным по дисперсии:

$$\beta = (K_y - 1,0) / \sigma_k. \quad (2.51)$$

Из двух склонов большую устойчивость и меньшую вероятность движения имеет тот, у которого значение β выше. Если известна форма вероятностного распределения, то показатель надежности может напрямую относиться к вероятности развития оползневой процесса [Фоменко, 2012].

Анализ чувствительности близок к вероятностному анализу, однако вместо задачи о вероятности развития оползневой процесса в зависимости от вероятности изменчивости факторов оползнеобразования, в этом случае решается задача о степени зависимости коэффициента устойчивости от закономерности изменения тех или иных параметров [Фоменко и др., 2013]. В Китае анализ чувствительности нередко используется на практике при оценке устойчивости склонов [Сао и др., 2005; Коу и др., 2011; Ху и др., 2007]. Анализ чувствительности позволяет выполнить прогноз изменения коэффициента устойчивости склона в зависимости от изменения одного или нескольких факторов оползнеобразования.

2.2. Учет сейсмических воздействий при количественной оценке устойчивости склонов

Учет сейсмического воздействия при расчете устойчивости склонов и откосов осуществляется добавлением к расчетным усилиям, так называемой сейсмической силы. Сейсмическая сила является объемной.

Псевдостатический анализ: Псевдостатический подход в оценке и прогнозе степени устойчивости оползневых склонов основывается на применении теории предельного равновесия, рассматривающей предельное напряженное состояние грунтового массива. Расчет ведется в предположении статического действия сейсмических сил. Для определения минимального расчетного значения коэффициента устойчивости оползневого склона K_y должны быть рассмотрены все вероятные поверхности скольжения в зависимости от вида грунтов, слагающих массив, наличия зон ослабления и других факторов.

При псевдостатическом анализе эффект от землетрясения моделируется путем введения дополнительной силы, определяемой следующим образом [Krahn, 2007] (рис.2.12):

$$F_{ch} = \frac{a_h}{g} W = K_{ch} W \quad (2.52)$$

$$F_{cv} = \frac{a_v}{g} W = K_{cv} W \quad (2.53)$$

где a_h = горизонтальное сейсмическое ускорение; a_v = вертикальное сейсмическое ускорение; g = ускорение свободного падения; W = удельный вес грунта; K_{ch} = горизонтальный коэффициент сейсмичности; K_{cv} = вертикальный коэффициент сейсмичности.

Следовательно, для расчёта устойчивости склонов при сейсмическом воздействии в качестве исходных данных необходимо знать пиковые ускорения характерные для исследуемой территории [Ионов и др., 2012].

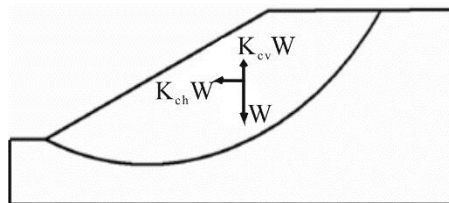


Рис. 2.12. Схема расчета псевдостатического анализа (приведено по [Krahn, 2007]).

Динамический анализ: При динамическом анализе расчет устойчивости склона основывается на использовании данных акселерограмм, что позволяет принимать во внимание фактическую продолжительность и интенсивность землетрясения. Изменения

ускорения во времени могут быть заданы в горизонтальном и вертикальном направлении. Шаг времени акселерограммы должен быть таким, чтобы включать время пиковых и внезапных изменений. Динамические усилия прикладываются ко всем узлам в сетке конечных элементов, то есть ускорение прикладывается ко всем массам области грунта.

Решение задачи расчета устойчивости склона с учетом сейсмического воздействия в GeoStudio осуществляется следующим образом. На начальном этапе, на основе статического анализа определяется начальное поле напряжений, действующее в массиве грунтов. В дальнейшем, на следующем этапе выполняется динамический анализ, позволяющий определить изменение напряженно-деформированного состояния массива при прохождении сейсмических волн. Расчет, полученный в результате статического анализа, является начальным условием для проведения динамического анализа. Полученные результаты используются при расчете коэффициента устойчивости склона.

В основе динамического анализа лежит конечно-элементное решение уравнения движения следующего вида [Krahn, 2007; Фоменко и др., 2009; Кан и др., 2018; ОДМ218.2.053]:

$$[K]\{d\} + [D]\{v\} + [M]\{a\} = \{F\} \quad (2.54)$$

где d - смещение; v - скорость; a - ускорение; $[K]$ - матрица жесткости; $[D]$ - матрица затухания колебаний; $[M]$ - матрица масс; $\{F\}$ - вектор узловых сил.

Матрица масс может быть определена в виде матрицы распределенных масс или матрицы сосредоточенных масс.

Матрица распределенных масс:

$$[M] = \int_V \rho[\psi] dV \quad (2.55)$$

Матрица сосредоточенных масс:

$$[M] = \int_V \rho \langle N \rangle^T \langle N \rangle dV \quad (2.56)$$

где ρ – сосредоточенная (массовая) плотность; $\langle N \rangle$ – вектор ряда интерполирующих функций; $[\psi]$ – диагональная матрица коэффициентов распределения массы.

Матрица затухания колебаний определяется как сумма линейной матрицы массы и матрицы жесткости:

$$[D] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (2.57)$$

где α и β – скаляры, названные Рэлеевскими коэффициентами демпфирования. Они связаны с коэффициентом демпфирования η следующей формулой:

$$\eta = \frac{\alpha + \beta\omega^2}{2\omega} \quad (2.58)$$

где ω – частота колебаний.

Матрица жесткости определяется следующим образом:

$$[K] = \int_V [B]^T [C] \cdot [B] dV \quad (2.59)$$

Где $[B]$ – матрица «напряжений-деформации»; $[C]$ – матрица упругости.

Вектор деформаций определяется из следующего выражения:

$$\{\varepsilon\} = [B] \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} \quad (2.60)$$

Где $[B]$ – матрица деформаций; u, v – узловые перемещения в направлениях по оси X и Y , соответственно.

Вектор деформации также определяется составляющими:

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (2.61)$$

Для задачи плоской деформации ε_z равен нулю, и матрица деформаций имеет вид:

$$[B] = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & 0 & \dots & \frac{\partial N_8}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial y} & \dots & 0 & \frac{\partial N_8}{\partial y} \\ 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ \frac{\partial N_1}{\partial y} & \frac{\partial N_1}{\partial x} & \dots & \frac{\partial N_8}{\partial y} & \frac{\partial N_8}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (2.62)$$

В соответствии с теорией упругости основная формула зависимости напряжений и деформаций имеет вид:

$$\{\sigma\} = [C]\{\varepsilon\} \quad (2.63)$$

где $[C]$ – матрица упругости, определяемая по следующей зависимости:

$$[C] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix}, \quad (2.64)$$

где E – модуль Юнга (модуль упругости при растяжении); ν – коэффициент Пуассона.

Напряжения вычисляются в каждой точке сетки конечных элементов с помощью матрицы $[C]$ следующим образом:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = [C] \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (2.65)$$

В результате преобразования формул (2.64) и (2.65) получаем формулу для определения напряжений и деформаций:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (2.66)$$

Коэффициент устойчивости определяется в каждый момент времени землетрясения как соотношение суммы сдвиговой прочности грунта и сдвигающих усилий по поверхности скольжения:

$$k_{st} = \frac{\sum S_r}{\sum S_m} \quad (2.67)$$

где $\sum S_r$ – суммарная сдвиговая прочность грунта по поверхности скольжения; $\sum S_m$ – сумма сдвигающих усилий по поверхности скольжения.

Расчет сдвигающей S_m и удерживающей S_r сил в каждом отсеке производится с учетом длин его основания:

$$S_r = \tau_r l \quad (2.68)$$

$$S_m = \tau_m l \quad (2.69)$$

Расчет сдвиговой прочности грунта τ_r в середине основания отсека производится с использованием критерия прочности Кулона – Мора:

$$\tau_r = (\sigma_n - u) \operatorname{tg} \varphi + c \quad (2.70)$$

где σ_n – нормальное напряжение в середине основания отсека, кПа; u – поровое давление в середине основания отсека, кПа.

Расчет нормального σ_n и касательного τ_m напряжений в середине основания каждого отсека производится с использованием формул:

$$\sigma_n = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\theta + \tau_{xy} \sin 2\theta; \quad (2.71)$$

$$\tau_m = \tau_{xy} \cos 2\theta - \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin 2\theta; \quad (2.72)$$

где σ_x – полное напряжение в направлении оси X в середине основания отсека, кПа; σ_y – полное напряжение в направлении оси Y в середине основания отсека, кПа; τ_{xy} – касательное напряжение в плоскости XOY в центре основания отсека, кПа; θ – угол между положительным направлением оси X и направлением приложения нормального напряжения, град.

При численном моделировании нижняя граница расчетной области, как правило, ограничивается скальным основанием, а боковые требуют принятия специальных ограничений перемещений. R.W. Jibson было предложено два метода выбора акселерограммы при выполнении динамического анализа [Jibson, 1993a]:

- 1) увеличение (scaling) ускорения реальной акселерограммы до требуемого ускорения;
- 2) использование одного или несколько циклов искусственного ускорения с импульсами прямоугольной, треугольной или синусоидальной формы.

2.3. Нормативные требования по учету сейсмических воздействий при расчете устойчивости склонов в практике инженерных изысканий

по материалам статьи [Кан и др., 2017a*]

В настоящей работе рассматривается применение псевдостатического анализа исходя из требований действующих нормативных документов [Кан и др., 2017b; Kang и др., 2018a]. Требования к учету сейсмического воздействия при расчетах устойчивости склонов с учетом ожидаемого динамическом воздействии регулируются национальными или региональными нормативными документами. В Российской Федерации, несмотря на принятие новой версии СП 14.13330.2014 [СП 14.13330.2014], зачастую количественные оценки устойчивости склонов при сейсмическом воздействии выполняются с использованием псевдостатического анализа с применением коэффициентов сейсмичности, определенных в СНиП II-7-81*[СНиП II-7-81], т.к. в актуализированной версии строительных правил принят иной концептуальный подход, в рамках которого величина сейсмического воздействия оценивается через учет значений ускорения для расчетной сейсмичности. Следует указать, что в ОДМ 218.2.006-2010[ОДМ 218.2.006] рекомендуется для расчетов устойчивости склонов использовать псевдостатический анализ с применением табулированных значений коэффициентов сейсмичности. Однако, предлагаемые к применению значения коэффициентов сейсмичности в СНиП II-7-81* и ОДМ 218.2.006-2010 имеют разные значения для одной и той же интенсивности сейсмического воздействия. При этом, значения коэффициента сейсмичности в ОДМ 218.2.006-2010 наследуется из СНиП II-A.12-69* [СНиП II-A.12-69], взамен которого в 1982 г. был введен в действие СНиП II-7-81*.

В Китае также действуют различные нормативные документы, определяющие коэффициенты сейсмичности к расчетной интенсивности сейсмического воздействия. Следует отметить, что самый ранний китайский документ, определяющий требования к учету сейсмичности при расчетах устойчивости склона, импортирован из нормативно документа СССР [Yin, 2014]. Поэтому в большинстве действующих китайских нормативных документах значение коэффициента сейсмичности равны значениям, определенным в российском СНиП II-A.12-69* [DL5073-2000; GB50330-2013; JTJ044-89; GB50111-2006]. Однако, в 2006 г. Министерство земельных и природных ресурсов КНР разработало и утвердило DZ/T0219-2006 «Технические нормы к проектированию и строительным работам по предотвращению и управлению оползнями» [DZ/T0219-2006], в

* Кан К., Зеркаль О.В., Лю Ц. Сравнительный анализ учета сейсмического воздействия при количественной оценке устойчивости склонов в России, Китае и Европе//Перспективы развития инженерных изысканий в строительстве в Российской Федерации: XIII Общероссийская научно-практическая конференция и выставка (29.11-01.12.2017 г. Москва). – М.: Изд-во Геомаркетинг, 2017б. - С. 533-540.

которых указаны коэффициенты сейсмичности, отличающиеся от других китайских норм. В отличие от России и Китая, Европейский союз принимает иное значение коэффициентов сейсмичности, соответствующие различному уровню сейсмического воздействия [CEN, 2004]. В настоящей работе дается сравнительный анализ используемых коэффициентов сейсмичности, определенных в нормативных документах Российской Федерации, КНР и ЕС.

В таблицах 2.1-2.3 показаны коэффициенты сейсмичности, рекомендуемые нормативно-методическими документами к применению при количественной оценке устойчивости склонов при инженерных изысканиях на территории Российской Федерации [ОДМ 218.2.006; Рекомендации, 1984; СП 14.13330.2014]. В таблицах 2.4-2.8 приведены коэффициенты, учитывающие сейсмическое воздействие при расчетах устойчивости склонов и откосов в нормативно-методических документах, действующих в Китае [DZ/T0219; DL5073; GB50330; JTJ044; GB50111]. В таблице 2.9 приведены коэффициенты сейсмичности, рекомендуемые Еврокодом 8 [CEN, 2004]). Очевидно, что коэффициенты сейсмичности в таблицах 2.1, 2.2, 2.4-2.7 аналогичны или близки, а значение в табл. 2.8 и табл. 2.9 отличается от вышеуказанных значений. Приведен пример сейсмической интенсивности 8 баллов, для норм России и некоторых норм Китая коэффициент сейсмичности принимает 0,05 (см. табл. 2.1, 2.2, 2.4-2.7); для одной из норм Китая коэффициент сейсмичности принимает 0,2 (см. табл. 2.8); для Еврокода коэффициент сейсмичности принимает 0,1 (см. табл. 2.9). Можно отметить, что разница в значениях коэффициента сейсмичности, рекомендуемых различными нормативными документами, существенная, составляющая от 2 до 4 раз.

Таблица 2.1

Коэффициенты сейсмичности m , рекомендуемые для применения при количественной оценке устойчивости склонов (Российская Федерация [Рекомендации, 1984])

Расчетная сейсмичность в баллах	6	7	8	9	10
Коэффициент сейсмичности, m	0,01	0,025	0,05	0,10	0,25

Таблица 2.2

Коэффициенты динамической сейсмичности μ , рекомендуемые для проведения расчетов устойчивости оползнеопасных склонов (откосов) и определению оползневых давлений на инженерные сооружения автомобильных дорог (Российская Федерация (по [ОДМ 218.2.006-2010]))

Сейсмическая балльность района	1-5	6	7	8	9	10
Коэффициент динамической сейсмичности μ	0	0,01	0,025	0,05	0,1	0,25

Таблица 2.3

Значения показателей, учитываемых при оценке расчетного сейсмического воздействия
(Российская Федерация (по [СП 14.13330.2014]))

Расчетная балльность	7	8	9
Максимальное ускорение А (для максимального расчетного землетрясения), м/с ²	1,0	2,0	4,0
Уменьшение угла внутреннего трения в грунтах, град	1,5	3	6

Таблица 2.4

Коэффициенты сейсмичности, рекомендуемые для применения при количественной оценке устойчивости откосов гидротехнических сооружений из грунтовых материалов
(Китай (по [DL5073]))

Сейсмическая балльность района	7	8	9
Пиковое горизонтальное ускорение	0,1g	0,2g	0,4g
Коэффициент сейсмичности, К	0,025	0,05	0,1

Таблица 2.5

Коэффициенты сейсмичности, рекомендуемые для применения при количественной оценке устойчивости склонов (Китай (по [GB50330]))

Сейсмическая балльность района	7		8		9
Пиковое горизонтальное ускорение	0,1g	0,15g	0,2g	0,3g	0,4g
Коэффициент сейсмичности, К	0,025	0,038	0,05	0,075	0,1

Таблица 2.6

Коэффициенты сейсмичности, рекомендуемые для применения при количественной оценке устойчивости откосов насыпей железных дорог (для склонов с высотой 10 м)
(Китай (по [GB50111]))

Сейсмическая балльность района	6	7		8		9
Пиковое горизонтальное ускорение	0,05g	0,1g	0,15g	0,2g	0,3g	0,4g
Коэффициент сейсмичности, К	0,0125	0,025	0,038	0,05	0,075	0,1

Таблица 2.7

Коэффициенты сейсмичности Китая, рекомендуемые для применения при количественной оценке устойчивости откосов автомобильных дорог 2 категории (Китай (по [JTJ044]))

Сейсмическая балльность района	7	8	9
Коэффициент сейсмичности, К	0,025	0,05	0,1

Таблица 2.8

Коэффициенты сейсмичности, рекомендуемые для применения при количественной оценке устойчивости склонов (Китай (по [DZ/T0219]))

Сейсмическая балльность района	7	8	9
Коэффициент сейсмичности, К	0,1	0,2	0,4

Таблица 2.9

Коэффициенты сейсмичности для грунта типа А (ЕС (по [Eurocode 8]))

Сейсмическая балльность района	6	7	8	9	10
Пиковое горизонтальное ускорение	0,05g	0,1g	0,2g	0,4g	0,8 g
Коэффициент сейсмичности, К	0,025	0,05	0,1	0,2	0,4

Выводы по главе 2.

1. К настоящему времени разработано множество методов количественной оценки устойчивости склонов. При подготовке настоящей работы была использована классификация расчетных методов, предложенная И.К.Фоменко (2012), включающая 4 класса, 4 вида и 5 типов методов.

2. В настоящее время количественной оценки устойчивости склонов с учетом сейсмического воздействия выполняется как с использованием псевдостатического анализа, так и с применением динамического анализа.

3. В настоящее время отсутствует единый, общепринятый подход к учету сейсмического воздействия при количественной оценке устойчивости склонов. В нормативных документах, действующих в России, Китае и Европе, рекомендуются различные коэффициенты сейсмичности.

Глава 3. Сравнительный анализ инженерно-геологических условий Краснополянской тектонической зоны (Большой Сочи) и эпицентральной зоны Вэньчуаньского землетрясения (Китай)

3.1. Инженерно-геологические условия Краснополянской тектонической зоны (Большой Сочи)

Краснополянская тектоническая зона расположена в Адлерском районе, г. Сочи, Краснодарского края в верхней части долины р. Мзымта, обрамленной с севера хр. Псежако и хр. Ачишхо, а с юга – хр. Аибга (рис. 3.1). В ее пределах в основном выполнялись работы, связанные с изучением общего геологического строения и структур, и лишь в последние годы в связи с освоением территории под строительство горнолыжных комплексов и сопутствующей инфраструктуры выполнен ряд работ по инженерно-геологическому изучению территории.

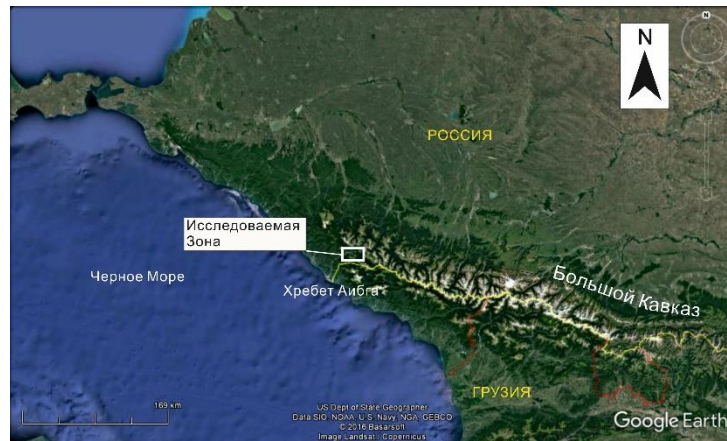


Рис. 3.1. Общая схема расположения Краснополянской тектонической зоны (по Google Earth)

3.1.1. Климатические условия

Климатические условия в Краснополянской тектонической зоне определяются географическим положением, процессами атмосферной циркуляции, особенностями горного рельефа и высотной зональности, близостью теплого Черного моря. На формирование климата бассейна р. Мзымта оказывают влияние его положение на южном макросклоне Большого Кавказа, близость Черного моря, рельеф местности, большой диапазон высот. В целом вся территория бассейна р. Мзымта находится под влиянием циркуляционных процессов южной зоны умеренных широт. Для лета здесь характерно поступление из Атлантики субтропических областей повышенного давления, а зимой прохождение средиземноморских и иранских циклонов. От холодного воздуха арктического и сибирского происхождения бассейн р. Мзымта защищен Главным Кавказским хребтом, и холодный воздух поступает на территорию бассейна крайне редко.

Географическое положение рассматриваемого района, горный рельеф и близость теплого Черного моря, создают предпосылки для формирования на этой территории влажного, с большим количеством осадков климата, изменчивого в зависимости от высотной поясности и экспозиции по отношению к сторонам света. Расположение горной системы Большого Кавказа на пути преобладающего здесь переноса влажных воздушных масс с запада на восток, благоприятствуют выпадению обильных атмосферных осадков.

В связи со значительным перепадом высот для исследуемых трасс линейных сооружений (от 500 до 2500 м) для составления климатической характеристики района были использованы материалы наблюдений по метеорологическим станциям (м.ст.) Аибга (высота 2225,2 м), срок наблюдений 5 лет (с 2003 г., действует) и Ачишхо (высота 1880 м), срок наблюдений 62 года (закрыта в 1988 г.), полученных Северо-Кавказским гидрометеорологическим центром-филиалом ГУ «Ростовский ЦГМС-Р», а также сведения справочников и СНиП 23-01-99* (Строительная климатология). Таблица 3.1 показывает среднемесячные, среднегодовые и экстремальные значения основных климатических показателей.

Таблица 3.1

Среднемесячные, среднегодовые и экстремальные значения основных климатических показателей [Отчет по инженерно-геологическим..., 2014]

Метеостанция	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Год
Средняя температура воздуха, °С													
Аибга	-6,9	-7,4	-3,9	-0,2	5,1	8,7	11,7	13,9	8,8	4,4	-1,3	-5,0	2,3
Ачишхо	-4,9	-4,9	-2,6	2,4	7,0	10,0	12,8	12,9	9,5	5,5	1,3	-2,8	3,9
Абсолютная максимальная температура воздуха, °С													
Аибга	10	7	10	13	21	23	24	25	22	17	12	14	25
Ачишхо	11	12	16	20	22	25	29	28	25	22	16	13	29
Абсолютная минимальная температура воздуха, °С													
Аибга	-20	-20	-20	-21	-8	-3	0	6	-2	-8	-16	-21	-21
Ачишхо	-29	-26	-25	-17	-8	-5	0	1	-8	14	-19	-23	-29
Средняя сумма осадков, мм													
Аибга	112	134	149	75	106	145	80	88	109	141	114	100	1352
Ачишхо	380	323	296	226	207	218	156	173	218	278	357	423	3255

Зима умеренно мягкая, с большим количеством осадков в виде снега и дождя. Снег выпадает каждую зиму, устойчивый снежный покров наблюдается в среднем с ноября по июнь.

Холодное полугодие (ноябрь-апрель) отличается активизацией циклонической деятельности, что способствует выпадению в это время до 60% годового количества атмосферных осадков.

В теплое полугодие (май-октябрь) кратковременные, сильные ливни перемежаются засушливыми периодами. Расположение исследуемой территории в относительно низких широтах обуславливает интенсивный приток солнечной радиации, в связи с этим характерной особенностью климата является обилие солнечного света и тепла. Продолжительность солнечного сияния в предгорной зоне около 1777 часов за год.

Самые жаркие месяцы – июль, август: до +29°C на м.ст. Ачишхо, до 25°C на ТДС Аибга, среднемесячная температура +12,9°C (Ачишхо), +13,9°C (Аибга). Самые холодные месяцы в году – январь и февраль, среднемесячная температура воздуха -4,9°C (Ачишхо), -6,9°C (Аибга). Минимальная температура составляет -29°C (Ачишхо), -21°C (Аибга). Амплитуда колебания абсолютных температур воздуха составляет 58°C. Среднегодовая температура воздуха по данным ТДС Аибга составляет +2,3°C, м.ст. Ачишхо – +3,9°C, +19,7 (м.ст. Красная Поляна).

На метеостанции Ачишхо наблюдалась наибольшая среднегодовая сумма осадков – 3255мм. Среднегодовое количество осадков по м.ст Аибга составляет 1352 мм, в 2004г. оно составило 2148 мм. В тёплый период года, с мая по октябрь, 1250 мм (м. Ачишхо) осадков, что составляет 38% от годового количества осадков. Холодное полугодие (ноябрь-апрель) отличается активизацией циклонической деятельности, что способствует выпадению в это время до 60% годового количества атмосферных осадков. Суммы осадков год от года могут значительно отклоняться от среднего значения. Максимальное годовое количество осадков составило 4284 мм (1975 г., м. Ачишхо), минимальное - 2134 мм (1949г., м. Ачишхо). Среднемноголетнее суммарное количество осадков, по данным ТДС Аибга меньше значений на нижерасположенных станциях, что объясняется коротким рядом наблюдений и метелевым переносом осадков. Наблюденный суточный максимум осадков составил 54,7 мм (сентябрь 2006г., м.ст. Аибга), и 298 мм (1956 г., м.Ачишхо). Максимальная наблюденная интенсивность осадков за 10 минутный интервал составила 3,79 мм (сентябрь 1975г.) по данным м. ст. Красная Поляна.

3.1.2. Гидрологические условия

Рассматриваемая территория расположена на левом склоне долины реки Мзымта, юго-западнее поселка Эсто - Садок, на территории Краснополянского поселкового округа.

Река Мзымта, самая крупная река Черноморского побережья Краснодарского края. Общая длина реки 89 км, площадь водосбора 885 км², средняя высота бассейна – 1670 м.

Площадь водосбора до расчетного створа – 327 км², длина реки – 39,5 км включая участок русла от оз.Кардывач до оз. В.Кардывач.

Средний продольный уклон русла реки в пределах участка $i=0,014$. Ширина русла реки на участке составляет от 100 до 160 м в границах свободного меандрирования. Мощность водоносного горизонта достигает 20-25 м, уровень грунтовых вод гидравлически связан с уровнем воды в реке. Питание - инфильтрационное. Тип движения – напорно-безнапорный. Грунтовый поток гидравлически связан с поверхностным стоком.

Боковой сток левого берега Мзымта представлен густой сетью ручьев, расход которых зависит от времени года, суток, и количества осадков. При крутом склоне с превышением гребня Аибги над площадкой около 1400 м, во время интенсивных ливней и дождей, а также во время таяния снега прежде сухие русла оврагов и небольших ручейков превращаются в мощные мутные потоки, иногда превращающиеся в селевые, перемещающие валуны и грунт, разрушающие борта оврагов.

Водотоки характеризуются прохождением весенне-летнего половодья от таяния накопившегося за зиму снега, дождевых паводков от выпавших дождей, короткой неустойчивой осенней и относительно устойчивой зимней меженью. Максимальные расчетные расходы воды водотоков расчётной обеспеченности в расчетных створах не превышают 100 м³/с.

Внутригодовое распределение стока крайне неравномерное: в средний по водности год 70% годового стока проходит в период с марта по август, на долю осеннего стока приходится примерно 15%. На долю зимнего не более 13-18% годового стока.

Как правило, подъем уровней от таяния снега начинается в начале – середине марта. Наибольшей интенсивности подъём уровня достигает в апреле и в среднем в середине мая наступает пик половодья. На общий фон половодья накладываются пики отдельных дождевых паводков, придающих гидрографу гребенчатый вид. Плавный спад уровней половодья длится до июля-августа.

Паводки могут наблюдаться в течение всего года, однако в зимний период из вероятность низкая. Общее количество паводков за год колеблется от 12 до 18. В периоды, когда циклоны следуют сериями друг за другом, такие пики складываются в затяжную «гребенку».

Наивысший годовой уровень формируется, главным образом, за счёт ливневых (обложных) дождей и в период снеготаяния. При высоких значениях уклонов русла и склонов паводки характеризуются большими скоростями течения и интенсивностью подъёма уровней.

Межень относительно хорошо выражена в зимний период. Она начинается в декабре

и продолжается до конца февраля, периодически нарушается сравнительно невысокими дождевыми паводками.

В целом, в меженный период водотоки имеют весьма незначительный сток. Сток в понижениях носит периодический характер, присутствует в период таяния снега и выпадения дождей, в меженные периоды отсутствует. Ледовые явления отмечаются на малых водотоках в течение ноября-апреля в виде заберегов.

3.1.3. Геоморфологические условия

Рассматриваемая территория представляет собой узел сопряжения нескольких крупных общекавказских геоморфологических областей. Здесь наблюдается резкая перестройка значительного межгорного понижения, занятого долиной реки Мзымта, и ориентированного в общекавказском направлении. Данная депрессия отделяет зону собственно оси мегантиклинорного сооружения Большого Кавказа от массива хребтов Агепста-Аибга, образующего параллельный главному хребту южный передовой хребет. Перестройка вызвана развитием структур Псеашхинского горста, плановым изменением оси мегантиклинорного сооружения Большого Кавказа, а также появлением нового элемента структуры Кавказа – Новороссийского мегасинклиория, представленного в районе Красной поляны т.н. Чвижепсинско-Лазаревской зоны.

Основными элементами рельефа, к которым тяготеет исследуемая зона, представлены хребтом Аибга и сопряженной с ней долиной реки Мзымта. Хребет Аибга в районе Красной Поляны представляет собой линейную положительную структуру с максимальной высотой в 2470 метров (III пик Аибги) и средними высотами хребта в 2200-2300 метров. По облику хребет типично высокогорный с выраженными формами древнего оледенения (карлингами, ледниковыми цирками), наличием выраженных эрозионных форм (кулуаров). В вертикальном разрезе склонов обращает на себя внимание наличие ступеней рельефа. Наиболее отчетливо подобная ступень прослеживается в интервале высот 960-1100 метров, здесь фрагментарно сохранились пологонаклонные поверхности значительной площади (урочище Роза-Хутор, урочище Карусель). Генезис данных форм рельефа остается неясным.

Данные поверхности ограничены со стороны реки крутыми эрозионными врезами реки Мзымта, а со стороны хребта – протяженными крутыми склонами, имеющими местами вертикальные уклоны. Данная ступенчатость рельефа объясняется чередованием фаз активности орогенических движений. Свой вклад в формирование рельефа склонов хребта Аибга внесли и разрывные нарушения. Примерно в интервале высот 900-1000 метров прослеживается региональный Краснополянский разлом, отделяющий породы нижней юры, слагающий собственно геосинклинальный комплекс мегантиклинория

Большого Кавказа от комплекса т.н. Абхазской глыбы (Закавказского срединного массива), представленный вулканогенными в подошве и преимущественно карбонатными отложениями основной части разреза.

Долина реки Мзымта, представляет собой типичную долину горной реки, заложение которой подчинено общим закономерностям тектонического строения региона. В своих верховьях она занимает днище межгорного понижения, заложенного в «общекавказском» северо-западном направлении, в районе Красной поляны изменяет свое направление на юго-западное, а в районе хребта Ахцу течет строго в южном направлении. Долину в ее среднем течении характеризуют крутые склоны, значительный размах рельефа, порожистый характер течения реки. В продольном профиле долины четко выражены участки переломов профиля, связанные с древними и современными завалами реке с зонами современных проявлений активной тектонической деятельности по разломам.

3.1.4. Геологическое строение

Геологическое строение (рис. 3.2) изучаемой зоны охарактеризовано по данным настоящих изысканий и фондовых и архивных материалов, описание слоев дано по наиболее представительным и изученным ключевым участкам в пределах района Аибгинской зоны геосинклинали южного склона Большого Кавказа.

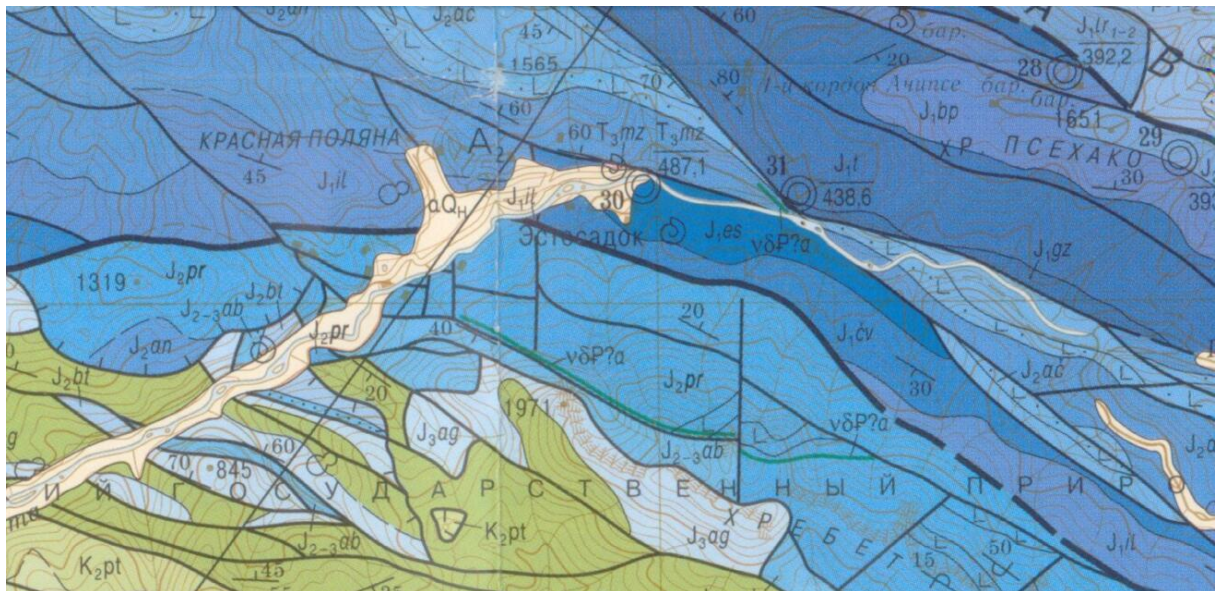


Рис. 3.2. Схема геологического строения района пос. Красная Поляна [Лаврищев и др., 2011]

В геологическом строении изучаемая зона принимает участие четвертичные (Q_{IV}) и подстилающие их ниже- и среднеюрские отложения (J_{1-2}).

Юрская система

Этосадокская свита (J_{1es})

Представлена толщей полосчатых аргиллитов с прослоями песчаников, гравелитов, линзами известняков. Мощность – до 600 м.

Выходы свиты известны на ограниченном пространстве (протяженность их около 4 км) и интенсивно задернованы по площади. Установлено, что свита слагает ядро одноименной антиклинали.

Аргиллиты присутствуют в разрезе двух цветов: темно-серые, до черных и серые, зеленовато-серые. Цвет последних возможно связан с присутствием в аргиллитах вулканомиктового материала. Как правило, аргиллиты имеют алевропелитовую структуру за счет примеси обломков кварца алевритовой размерности.

Основная масса сложена гидрослюдой мусковитового типа, в тесном переплетении с органическим веществом, что обуславливает серый с буроватым оттенком цвет породы в проходящем свете. Обычны для породы выделения пирита в виде зерен (0,03-0,05 мм) с неправильными кристаллографическими очертаниями.

Песчаники и алевролиты этосадокской свиты сходны между собой по составу и различаются зернистостью. Внешне это серые, светло-серые, часто с обожженной поверхностью породы, имеющие мощность от первых сантиметров до 1,5-2 метров. Песчаники состоят в (в %): из кварца 40-45, полевого шпата 5-10, обломков пород 40-60. Заполнитель, не превышая 10 % от объема породы, представлен гидрослюдистой и кремнисто-гидрослюдистой разностями.

Возраст свиты определяется как синемюр-нижнеплинсбахский на основании стратиграфического положения.

Чвежипсинская свита (J_{1cv})

Чвежипсинская свита стратиграфически согласно подстилается этосадокской, а перекрывается илларионовской свитами Краснополянской структурной единицы. Кроме указанных особенностей, свита имеет ещё одну – значительное количество обугленного детрита в разрезе. Мощность – до 700 м.

Нижняя граница свиты устанавливается по исчезновению зеленоватых полосчатых аргиллитов этосадокской свиты. Верхняя граница – по появлению илларионовского песчано-глинистого переслоя.

Аргиллиты, слагающие чвежипсинскую свиту, нерассланцованы, часто слюдистые, темно-серого или черного цвета, как правило, содержат множество обугленного растительного детрита. Характерной особенностью аргиллитов является пятнистость, обусловленная наличием субпараллельных черных выделений неправильно-линзовидной

формы. Микроскопические исследования показали, что пятна сложены слабо поляризующим (органическим) веществом. Пирит в аргиллитах присутствует в виде конкреций неправильной формы и кристаллически-кубической сингонии, размером до 1 мм, рассеянных по породе.

Возраст свиты на основании стратиграфического положения датируется догером-нижним тоаром.

Коренные породы чвежипсинская свиты в пределах изучаемой зоны вскрыты на глубинах 10,1-26,4 м.

Порфиритовая свита (J₂pr)

Обнажается в долине р. Мзымта и объединяет кутыкухскую, ацетукскую, рицинскую и ризгинскую свиты. Ее выходы образуют скальные уступы, которые хорошо дешифрируются на аэрофотоснимках. Отложения представлены (снизу вверх): частое чередование (15-50 см) алевро-псаммитовых туфов, туффитов, реже аргиллитов (кутыкухская свита – до 350 м), грубое (2-5 м) и частое (0,2-0,3 м) переслаивание туфов, туфобрекчий, туффитов с горизонтами лав, лавобрекчий авгитовых порфиринов (3-15 м) в низах разреза (ацетукская свита до 800 м), неравномерное чередование (0,2-2 м) алевро-псаммитовых туфов, туфобрекчий с редкими горизонтами лав основного состава (рицинская свита до 500 м), частое переслаивание (5-20 см) алевропелитовых и псаммитовых туфов, изредка горизонты туфопесчаников и туфогравелитов (3-6 м), в верхней части – аргиллиты (ризгинская свита, более 330 м). Общая мощность достигает 2000 м.

Четвертичная система

По генетическим типам в пределах территории в составе четвертичных отложений выделяются: техногенные, коллювиально-делювиальные, пролювиально-делювиальные, делювиально-оползневые, пролювиальные и элювиальные образования. По возрасту четвертичные отложения отнесены к позднеплейстоценовому и голоценовому времени.

Голоцен (Q_{IV})

Образования, формирующие русловые части малых водотоков района работ, по-видимому, следует относить к голоценовым *пролювиальным* отложениям (prQ_{IV}), т.к. в их генезисе существенна селевая составляющая. По составу отложения характеризуются как валунно-галечные образования с разнозернистым песчаным заполнителем с низкой сортировкой обломков и окатанностью валунно-галечного материала. Мощность отложений составляет от 1-1,5 м до 3-4 м и закономерно уменьшается в верх по течению водотоков.

Голоценовые *пролювиально-делювиальные* и *коллювиально-делювиальные*

образования ($pr-dQ_{IV}$, $c-dQ_{IV}$) являются одними из наиболее распространенных голоценовых отложений района работ. В большинстве обнажений образования делювиального чехла представлены суглинками, содержащими обломки подстилающих коренных пород гравийной и дресвяной размерности. Мощность делювиального чехла существенно зависит от характера подстилающей поверхности и колеблется от 0,1-0,4 м (преимущественно) на относительно выровненных поверхностях до 1,8-2,4 м и более на участках, где делювиальные и делювиально-пролювиальные образования (d , $d-pQ_{IV}$) заполняют палеоврезы. Существенное возрастание мощности (до 3,3-4,4 м) делювиальных и делювиально-пролювиальных отложений отмечается на участках, где они заполняют отрицательные формы рельефа, сформировавшиеся при развитии оползневых процессов (рвы отседания, подножья стенок отрыва и др.), сглаживая указанные формы рельефа и формируя плоские, пологонаклонные поверхности.

Голоценовые *оползневые (деляпсивные)* ($dpQ_{IV}, d-dpQ_{IV}$) образования являются одними из наиболее распространенных голоценовых отложений района работ, слагая массивы оползневых и оползне-обвальных тел.

Представлены от мягкопластичных до полутвердых суглинков с щебнем и дресвой, глыбами полускальных и скальных пород, иногда с угловатыми, практически неокатанными глыбами диаметром от 0,2 м до 3,0 м и более. Мощность деляпсия от 3 до 15 м.

3.1.5. Тектоника и неотектоника

Тектоническое строение изучаемой зоны отличается весьма сложной картиной и наиболее полно и детально рассмотрено в работе Е.А. Рогожин и др. (2014 г) [Рогожин и др., 2014]. В региональном тектоническом плане участок работ расположен в западной части Центрального Кавказа и сложен породами альпийского структурного комплекса.

На более детальном таксонометрическом уровне выделяются Гагро-Джавская складчато-глыбовая зона и Гойтхско-Ачишхинская складчатая зона, граница между которыми картируется по Краснополянскому региональному разлому.

Рассматриваемая зона располагается в пределах Краснополянской структурной единицы, входящей в состав Гагро-Джавской складчато-глыбовой зоны. Разрез Краснополянской единицы характеризуется непрерывностью от синемюра до бата, относительно небольшой мощностью (около 4 км), амагматичностью нижнеюрских ааленских осадков и широким развитием вулканогенно-кластических пород основного состава в байосе. Пликативная тектоника Краснополянской структурной единицы характеризуется дисгармоничной напряженной складчатостью. Дизъюнктивная тектоника

зоны представлена разноориентированными вертикальными нарушениями, среди которых выделяются три системы: общекавказская, субширотная и субмеридиональная. Разрывы, в основном, малоамплитудные (первые сотни метров). Зоны разрывов сопровождаются интенсивным расланцеванием пород.

В соответствии с современной картой неоструктурного районирования Северо-Западного Кавказа [Несмеянов, 1992], изучаемая зона расположена на западе Центрального сегмента мегасвода Большого Кавказа, на сопряжении по Мзымтинской шовно-депрессивной зоне срединной неотектонической зоны с Абхазо-Сванетской зоной Южного ступенчатого склона. Мзымтинская зона рассматривается в качестве одной из наиболее крупных сейсмогенерирующих структур Кавказа, продуцирующей сильные землетрясения. Более того, участок находится в пределах Краснополянского структурного узла с которым связаны сильные землетрясения. В соответствии с картами сейсмического районирования ОСР-97 фоновая сейсмическая интенсивность в баллах шкалы MSK-64 для трех степеней сейсмической опасности - А(10%), В(5%), С(1%) в течение 50 лет составляет соответственно 8, 9, 10 баллов [СП14.13330.2014]. Поэтому разрывные нарушения на данной территории могут отличаться не только тектонической, но и сеймотектонической активностью, провоцирующей сейсмодислокации.

Основными неоструктурными элементами района Красной Поляны являются (рис.3.3):

1. Мзымтинская цепь грабенов (24), включающая Ачипсинский грабен (24б) и Эстосадокский грабен (24г), к которому приурочна изучаемая зона. Последний, в свою очередь, нарушен, по-видимому, малоамплитудными разрывами или зонами повышенной трещиноватости на ряд более мелких блоковых структур, погребенных под чехлом рыхлых четвертичных отложений.
2. Ачшихинская перемычка (26 в),
3. Краснополянский грабен (26 г).
4. Аибгинская гряда горстов (30)

Все эти блоковые структуры разделены зонами разрывных нарушений. Последние имеют четкое орографическое выражение в виде уступов в рельефе.

Изучаемая зона с севера ограничена Эстосадокским разломом, в центре проходит Краснополянский разлом. Оба имеют субширотное простирание.

Зона Эстосадокского разлома является тектонической границей разделяющей образования Гойтхско-Ачишхинской складчатой зоны и Гагрско-Джавского складчато-глыбового поднятия (на участке работ - Краснополянская структурно-формационная зона). При геологосъемочных работах тектоническое нарушение, отделяющее структуры

Гойтхско-Ачишхинской складчатой зоны от структур Гагрско-Джавского складчато-глыбового поднятия, также описывается как Шахе-Мзымтинский разлом (сбросо-сдвиг) с азимутами простирания от 270 до 300 град и падением 65-90 град.

Краснополянский разлом представляет собой крупное региональное тектоническое нарушение II порядка, являясь зоной тектонического сочленения образований Чвежипсинской и Краснополянской структурно-формационных зон, и прослеживается далеко за пределами территории работ. Зона Краснополянского разлома трассируется в средней части северного склона хр. Аибга.

При геолого-съёмочных работах Краснополянский разлом описывается как надвиг со сдвиговой составляющей правостороннего типа. В то же время, значительные углы падения сместителя позволяют трактовать механизм смещений как правосторонний взбросо-сдвиг.

Несмотря на то, что собственно зона Краснополянского разлома перекрыта чехлом делювиально-пролювиальных, коллювиальных и оползневых образований он четко фиксируется на аэрофотоснимках и выражается в виде уступов или перегибов в рельефе.

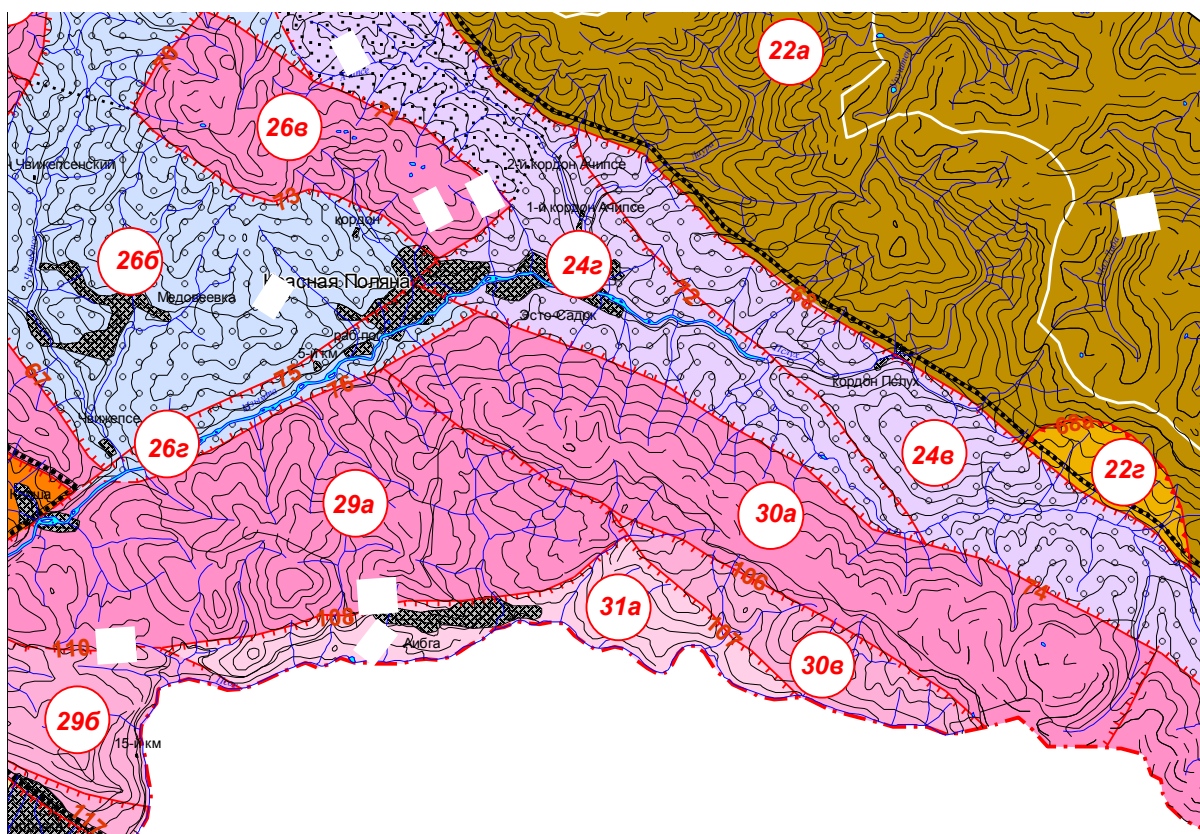


Рис. 3.3. Фрагмент схемы новейших структур южного ступенчатого склона (Абхазо-Сванетской зоны) Срединной зоны высоких поднятых горстов мегасвода Большого Кавказа [Отчет по инженерно-геологическим..., 2014]

Южно-Эстосадокский разлом представляет собой тектоническое нарушение,

осложняющее Краснополянский тектонический блок и расположен между Краснополянским и Эстосадокским разломами. По своему простираению Южно-Эстосадокский разлом близок к простираению Эстосадокского разлома, но имеет, в отличие от последнего, падение в южном направлении. При этом, сдвиговая составляющая Южно-Эстосадокского разлома имеет правосторонний характер, присущий зоне Краснополянского разлома.

Система тектонических нарушений "антикавказского" (субмеридианального) простираения включает в себя Ачипсинский региональный разлом и субпараллельный ему Восточно-Ачипсинский разлом. Зона основного сместителя Ачипсинского регионального разлома располагается западнее участка работ, пересекая рассматриваемую область практически с юга на север. Анализ структурно-тектонических особенностей территории позволяет сделать вывод о левосдвиговой кинематике деформаций по зоне Ачипсинского разлома с амплитудами, оцениваемыми в 170-200 м.

Разрывные зоны, включающие тектонопластические и аномально трещиноватые породы, и самостоятельные зоны повышенной трещиноватости, могут обладать повышенной фильтрационной способностью. Не исключено возникновение в данном сейсмоактивном районе сейсмогравитационных дислокаций в тектонических ослабленных породах крутых и обрывистых склонов, приуроченных к разрывным и интенсивно трещиноватым зонам.

Для Юго-Западного Кавказа скорости горизонтальных тектонических смещений на современном этапе оцениваются в 5-7 мм/год (по замерам после Рачинского землетрясения), а смещения на Черноморском побережье Кавказа (в районе Геленджика, севернее рассматриваемой территории) - более 8 мм/год [Овсяченко, 2006].

3.1.6. Активные разломы и сейсмичность

В ходе полевых работ были выявлены и нанесены на карту активные на современном этапе разломы земной коры в среднем течении реки Мзымты в районе посёлка Красная Поляна (рис. 3.4) [Рогожин и др., 2008].

Можно наблюдать, что наиболее ярко выраженные разрывные нарушения обрамляют долину реки Мзымты с севера и юга (Бекишейский и Краснополянский разломы). Мзымтинский разлом трассируется вдоль дороги Сочи - Красная Поляна.

Краснополянский разлом в целом представляет собой серию сближенных взбросов и надвигов с северным, северо-восточным падением сместителей под углом от 20°–25° в районе пос. Лазаревское до 40°–60° в горной части. В доновойшей структуре он представляет собой надвиг, по которому отложения Краснополянской и Лазаревской

зон были надвинуты на отложения Чвижепсинской зоны с амплитудой от 7 до 12 км. Мощность зоны дробления составляет 100–400 м.

Продольные Краснополянская и Пластунская общекавказские сейсмогенерирующие структуры в верхнем течении реки Белой и среднем течении реки Мзымты имеют прогнозируемый сейсмический потенциал (M_{\max}) 6,0–7,3 при ширине от 15 до 25 км, как показано в рис.3.5 [Рогожин и др., 2014].

Перечисленные зоны выражены в виде системы глубинных разломов древнего заложения и в силу своей высокой в настоящее время геологической активности представляют серьёзную опасность для черноморских курортных строительных объектов.

Восточный сегмент Краснополянского складчатого разлома в новейшей структуре представлен южным ограничением Мзымтинской депрессии и был изучен ранее. Расчетная (по данным внерегионального сеймотектонического метода) максимальная магнитуда зоны составляет 7.3 [Овсюченко и др., 2013]. Эта оценка соответствует параметрам палеосейсмодислокаций, обнаруженных на этом участке зоны Краснополянского разлома – согласно глобальным соотношениям между магнитудой землетрясения и величиной подвижки по разрыву [Wells и др., 1994], одноактному смещению сбросового типа величиной 1.2 м соответствует магнитуда $M_w = 7.3$. Материалы изучения деформаций молодых отложений в бассейне р. Чвижепсе показывают, что их интенсивность вдоль зоны доновейшего Краснополянского разлома снижается в западном направлении. Снижение сейсмической активности находит отражение также в распределении инструментально зарегистрированной сейсмичности, и соответственно, в расчетных оценках M_{\max} [Рейснер и др., 1993].

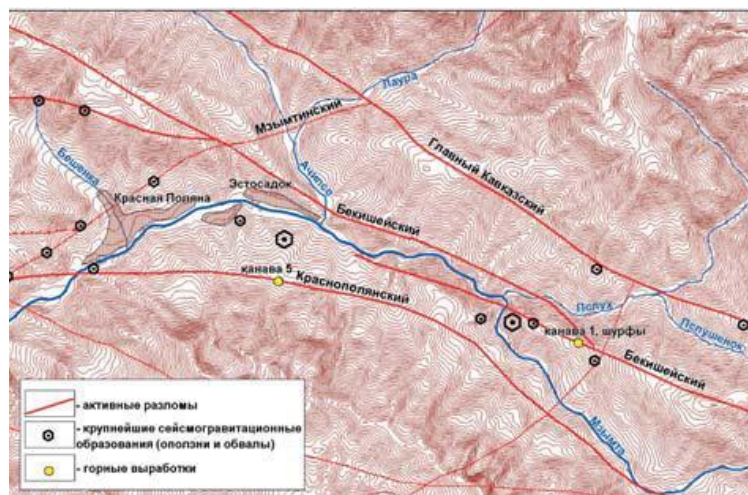


Рис. 3.4. Карта активных разломов в среднем течении р. Мзымты в районе пос. Красная Поляна [Рогожин и др., 2008]

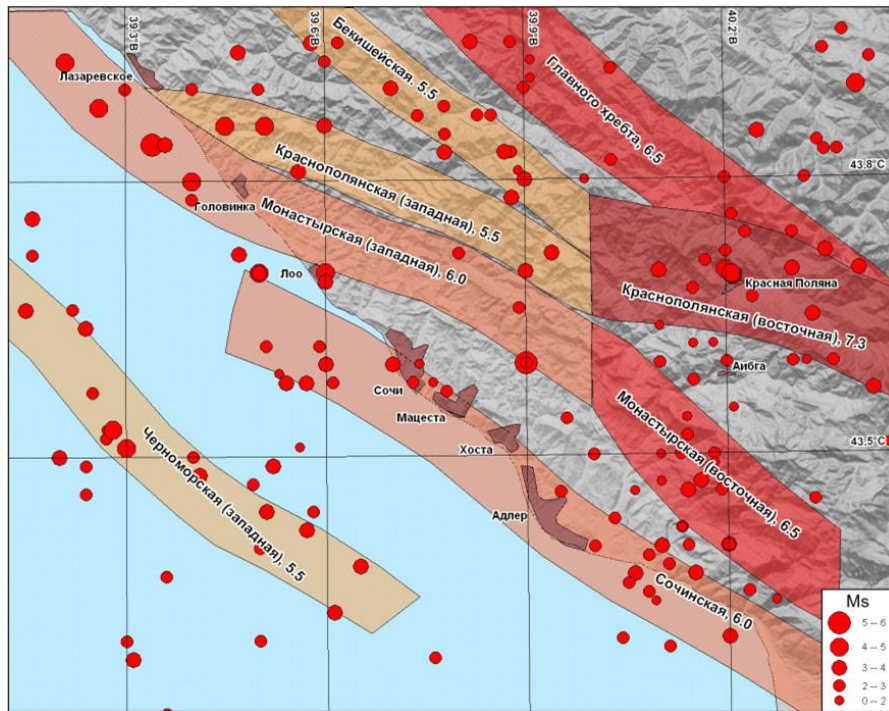


Рис. 3.5. Сейсмическую обстановку в рассматриваемом районе определяют несколько крупных зон возникновения ожидаемых землетрясений (ВОЗ), являющихся потенциальными сейсмогенерирующими структурами [Рогожин и др., 2014]

3.1.7. Экзогенные геологические процессы

На исследуемой территории широко развиты экзогенные гравитационные процессы, среди которых наибольшим развитием пользуются осыпи, обвалы, отседания склонов и оползни, создающие основной селеобразующий материал для селевых рек.

Осыпи в верхней части сборного бассейна рек и по крутым склонам пользуются повсеместным распространением, очаги осыпания приурочены к оголенным участкам склонов. Осыпи наиболее развиты в глинистых сланцах лейаса, а также в аргиллитах и мергелях верхней юры и мела. Среди осыпей по времени образования выделяются старые и современные. Мощность осыпных накоплений 25-30 м, уклон поверхности осыпных шлейфов 25-35°.

Обвалы представлены двумя разновидностями: а) массовые обвалы с периодичным проявлением, объемом 500-100 и более куб. метров, б) вывалы - непрерывно действующие. Обвалы наиболее развиты в скальных породах песчаниках, известняках и кварцево-сланцевых сланцах. Отседание склонов в результате более интенсивного выветривания тонкослоистых углисто-глинистых сланцев нижней толщи среднего лейаса создает ломаный профиль склона почти с вертикальной стенкой в верхней части. Обычно на таких склонах возникают трещины бортового отпора и начинается отседание склона,

переходящее в дальнейшем в оползень-обвал.

Оползни встречаются двух типов: оползни скольжения и оползни-обвалы. В верховьях бассейнов рек и вдоль тектонических разрывов, где нередко развиты продольные трещины, оползни скольжения пользуются широким распространением. Они приурочены к селективным корам выветривания горных пород и коллювиальным отложениям склонов. Оползни скольжения кор выветривания очень мощные, развиты в прирвовочных частях склонов с охватом всего склона или его верхней части.

Оползни-обвалы формируются на карнизах, образующихся в сланцах и песчаниках верхней толщи среднего лейаса. Базисы оползания приурочены к нижней толщ среднего лейаса или горизонту выклинивания системы трещин. Смещение происходит блоками вращения по круглоцилиндрической поверхности. У базисов оползания почти везде прослеживается разгрузка подземных вод. По мере продвижения вперед, происходит обваливание и скатывание обломков в русло рек и аккумуляция селеобразующего материала. Очаги проявления селей приурочены к верховьям бассейнов рек, которые находятся почти в одинаковых геологических и климатических условиях. Основными материнскими породами рыхлых образований питающих сели являются глинистые сланцы среднего лейаса.

Прослеживается следующий процесс формирования поверхностного чехла северного склона хребта Аибга. В результате эрозионно-обвальных процессов и схода снежных лавин щебнисто-глыбовый материал поступает в среднюю часть склона, формируя выровненные поверхности. Далее этот материал транспортируется по руслам водотоков, формируя мощный коллювиальный предгорный шлейф. Основные транспортирующие русла сформированы в восточной и западной частях участка. В центральной части временный водоток зарождается в средней части склона. Он маловоден, но благодаря более интенсивной выветриваемости аргиллитов, слагающих нижнюю часть склона, в его бассейне развиты оползневые процессы.

Особенностью инженерно-геологических условий территории является развитие древних крупномасштабных оползневых тел, в ряде случаев перекрытых обвальными, оползне-обвальными и селевыми отложениями [Аверин и др., 2014].

В геологическом разрезе оползневые деформации проявлялись в резких изменениях характера 1) залегания юрских образований, 2) наличии зон перекрытия четвертичных делювиальных отложений юрскими образованиями, а также 3) зон скольжения в основании оползневых блоков.

Зачастую зоны трения, с формировавшиеся при смещении оползневых блоков, являются локальными водоупорами. По результатам бурения была установлена глубина

захвата массива оползневыми деформациями, составившими порядка 50 м.

Проведенные в 2007 году полевые исследования на территории Большого Сочи показали, что в прошлом здесь уже происходили очень сильные землетрясения, оставившие на поверхности земли обширные нарушения: оползни, обвалы горных масс, отложения древних подпрудных озёр. древние сейсмические события, вызвавшие образование многочисленных оползней и разрывных смещений в зонах активных разломов, возникали в Сочи-Краснополянском районе примерно 600, 1000 и 3000 лет назад [Рогожин и др., 2008].

3.2. Инженерно-геологические условия эпицентральной зоны Вэньчуаньского землетрясения

Рассматриваемая зона находится в пределах территории Лунмэньшаньской горной системе. В географическом отношении Лунмэньшаньская горная система расположена между 30° и 33° северной широты и 102° и 106° восточной долготы (рис.3.6). Лунмэньшаньская горная система, представляющая собой восточный макросклон Тибета, простирается с северо-востока на юго-запад примерно на 500 км, и имеет ширину до 50 км, административно охватывая (с севера на юг) территорию уездов Лудин, Тяньцюань, проходит через уезды Ваосин, Гуаньсянь, Цзяню на севере до уездов Цинчуань, Гуанюань. На востоке Лунмэньшаньская горная система граничит с Западно-Сычуаньским передовым прогибом по предгорным скрытым разломам и на западе – со складчатой областью Сунпань-Ганьцзы по тыловым разломам. Весь этот горный пояс занимает площадь около 20 000 км² и в целом очень активен в тектоническом отношении [Лю, 2018].

3.2.1. Климатические условия

Климат изучаемой зоны влажный, муссонного типа. Для рассматриваемой территории характерен значительный перепад высот (от 500 до 2500 м). В связи с этим, для более полного описания климатических условий региона были проанализированы материалы наблюдений по нескольким метеорологическим станциям (м.ст.) - Dujiangyan (103 °55 E, 31 °03 N, высота 800 м) и Xiaojin (102 °21 E, 31 °N, высота 2369 м).

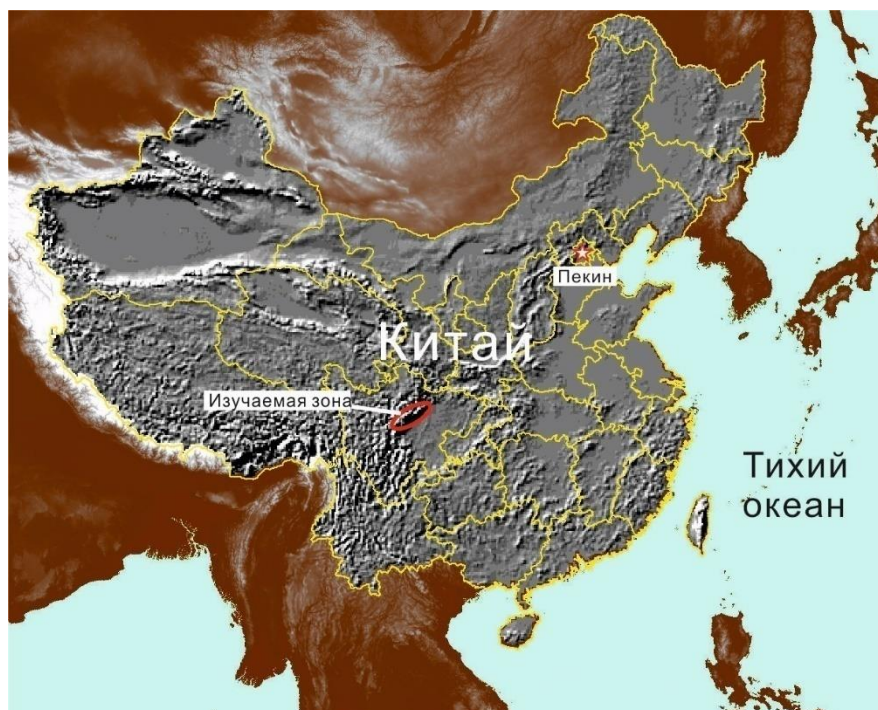


Рис. 3.6. Общая схема расположения Сычуаньской изучаемой зоны (растер на основе цифровой модели рельефа)

Фактические данные для анализа были получены в Государственном Метеорологическом Информационном Центре (China National Meteorological Information Center) [Website of China...]. На рисунке 3.7 показана схема метеорологических станций в провинции Сычуань. В таблице 3.2 представлены среднемесячные, среднегодовые и экстремальные значения основных климатических показателей.

3.2.2. Гидрологические условия

Основными реками на рассматриваемой территории (с юга на север) являются р. Минь (Min), р. Цзянь (Jian), р. Фу (Fu) и р. Чжалин (Jialing) [Fan и др., 2012]. Река Цзянь (Jian) является притоком реки То (Tuo). Река Фу (Fu) является притоком реки Пэй (Pei).

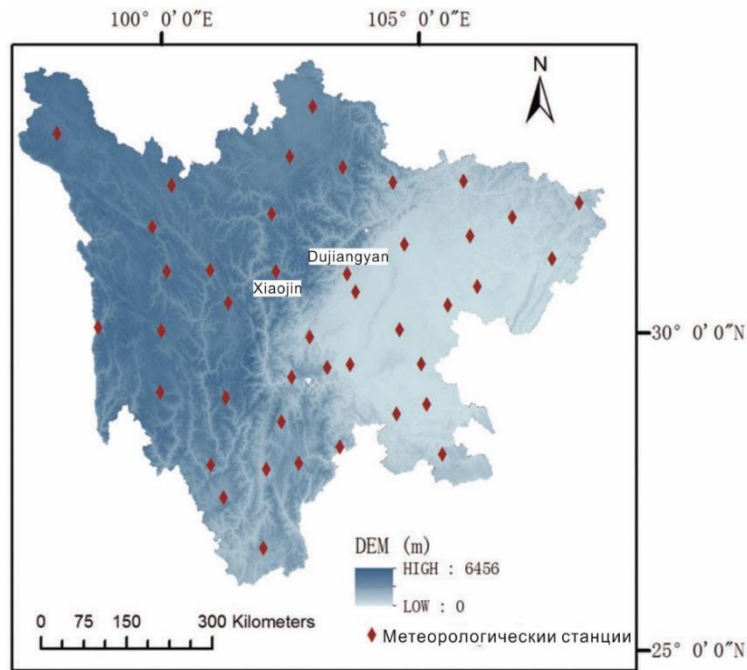


Рис. 3.7. Схема метеорологических станций в провинции Сычуань [Ху и др., 2015, Wang и др., 2013]

Таблица 3.2

Среднемесячные, среднегодовые и экстремальные значения основных климатических показателей [Website of China...]

Метео-станция	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Год
Средняя температура воздуха, °C													
Xiaojin	3,0	6,2	10,0	13,4	16,6	18,1	19,8	19,7	16,8	12,8	7,8	3,2	12,3
Dujiangyan	5,1	7,0	10,7	15,8	20,3	22,9	24,8	24,3	20,7	16,1	11,6	6,4	15,5
Абсолютная максимальная температура воздуха, °C													
Xiaojin	11	15	19	22	24	26	27	27	24	23	16	11	20
Dujiangyan	8	10	15	20	25	27	29	28	24	19	15	10	19
Абсолютная минимальная температура воздуха, °C													
Xiaojin	-3	0	3	7	10	13	14	14	12	8	2	-2	7
Dujiangyan	3	5	8	12	17	20	22	21	18	14	9	4	13
Средняя сумма осадков, мм													
Xiaojin	2	5	22	52	83	130	98	82	94	52	11	1	632
Dujiangyan	16	23	41	64	91	119	230	258	166	66	31	12	1117
Абсолютная максимальная сумма осадков, мм													
Xiaojin	6	15	72	135	154	180	157	138	153	92	43	6	1151
Dujiangyan	46	51	73	110	199	295	443	593	345	123	68	31	2377

Река Минь, крупная река провинции Сычуань. Она протекает через уезд Вэньчуань и уезд Инсю. Общая длина реки 735 км, площадь водосбора 130000 км². Река Минь включает 140 притоков. Средний продольный уклон русла реки в пределах участка $i=4,84$. Расход устья реки - 2800 м³/с [Ваи, 1990].

Река То, река провинции Сычуань. Общая длина реки 702 км, площадь водосбора 28000 км². Река То включает 60 притоков, включающих р. Цзянь. Средний продольный уклон русла реки в пределах участка $i=3,35$. Расход устья реки - 455 м³/с [Ваи, 1990].

Река Пэй протекает по уезду Бэйчуань и Пинву. Общая длина реки 700 км, площадь водосбора 36000 км². Река Пэй включает 120 притоков, включающих р.Фу. Средний продольный уклон русла реки в пределах участка $i=4,01$. Расход устья реки - 550 м³/с [Ваи, 1990].

Река Чжалин, река провинции Сычуань. Общая длина реки 796 км, площадь водосбора 158000 км². Река То включает 70 притоков. Средний продольный уклон русла реки в пределах участка $i=0,44$. Расход устья реки - 2110 м³/с [Ваи, 1990].

Все вышеуказанные реки впадают в реку Янцзы.

3.2.3. Геоморфологические условия

Рельеф Лунмэньшаньской горной системы асимметричен. В северо-западной части горной системы Лунмэньшань абсолютные отметки выше, чем в юго-восточной, и высота горных цепей неравномерна – от 700 до 5000 м, при этом разница высот составляет 1000–4000 м (рис. 3.8). Таким образом, Лунмэньшаньская горная система – средневысокие горы с глубокими врезами; здесь расположены истоки основных притоков верхнего течения р. Янцзы. Система Лунмэньшань – одна из самых крутых горных систем, обрамляющих Тибетское нагорье [Лю, 2018].

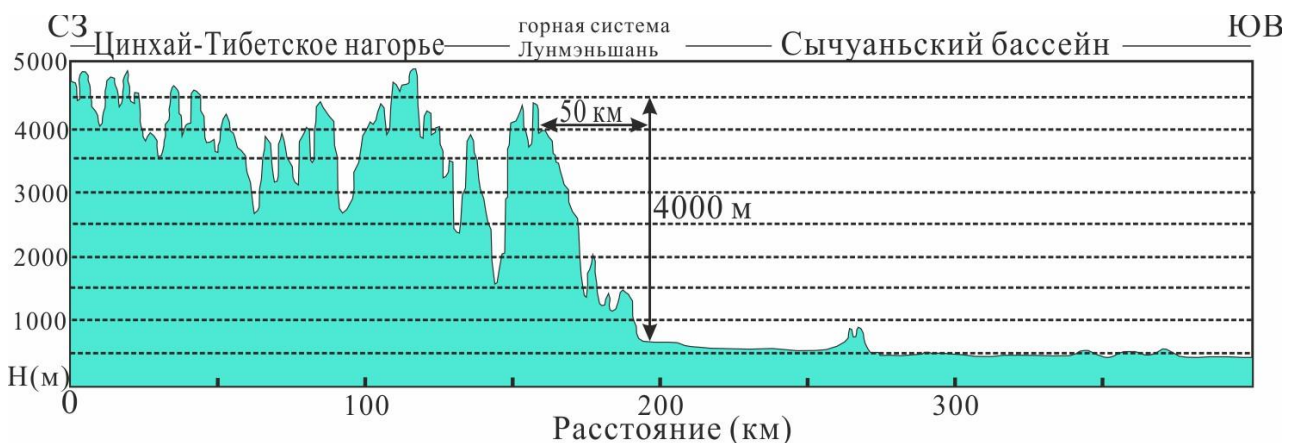


Рис. 3.8. Топографический профиль через Цинхай-Тибетское нагорье, горную систему Лунмэньшань и Сычуаньский бассейн [Лю, 2018].

3.2.4. Геологическое строение

Зона разломов Лунмэньшань расположена на границе высокогорной складчатой области Сунпань-Ганьцзы Цинхай-Тибетского нагорья и стабильной Сычуаньского бассейна Южно-Китайской платформы (рис. 3.9). Большую область северо-восточной части Цинхай-Тибетского нагорья занимает складчатая область Сунпань-Ганьцзы. Она является внутриконтинентальным орогенным поясом с длительным развитием, начавшимся в мезозое, и в основном состоит из ниже-среднетриасового флиша Сиканской серии пассивной окраины и обломочного материала флишевого типа (5-10 км) [Лю и др., 2016].

Сычуаньская синеклиза имеет сложное строение и выполнена отложениями от палеозойских до кайнозойских общей мощностью от 6 до 12 км. Обломочные грунты Сычуаньской синеклизы включают конгломераты, а также угольные толщи общей мощностью несколько тысяч метров, сформировавшиеся в конце позднего триаса. Отложения позднего мезозоя–эоцена мощностью в 3.4 км представлены несколькими молассовыми толщами. Фундамент Сычуаньского передового прогиба состоит из позднепротерозойских гранитов, их возраст совпадает с возрастом кристаллического комплекса Лунмэньшаньской зоны [Лю и др., 2016]. Вдоль активных разломов развиты отложения позднепротерозойских гранитов, кембрийских сланцев, силурийских туфов, девонских доломитов и триасовых известняков. Из-за развития зон тектонического дробления скальные отложения сильно выветрены до различной степени.

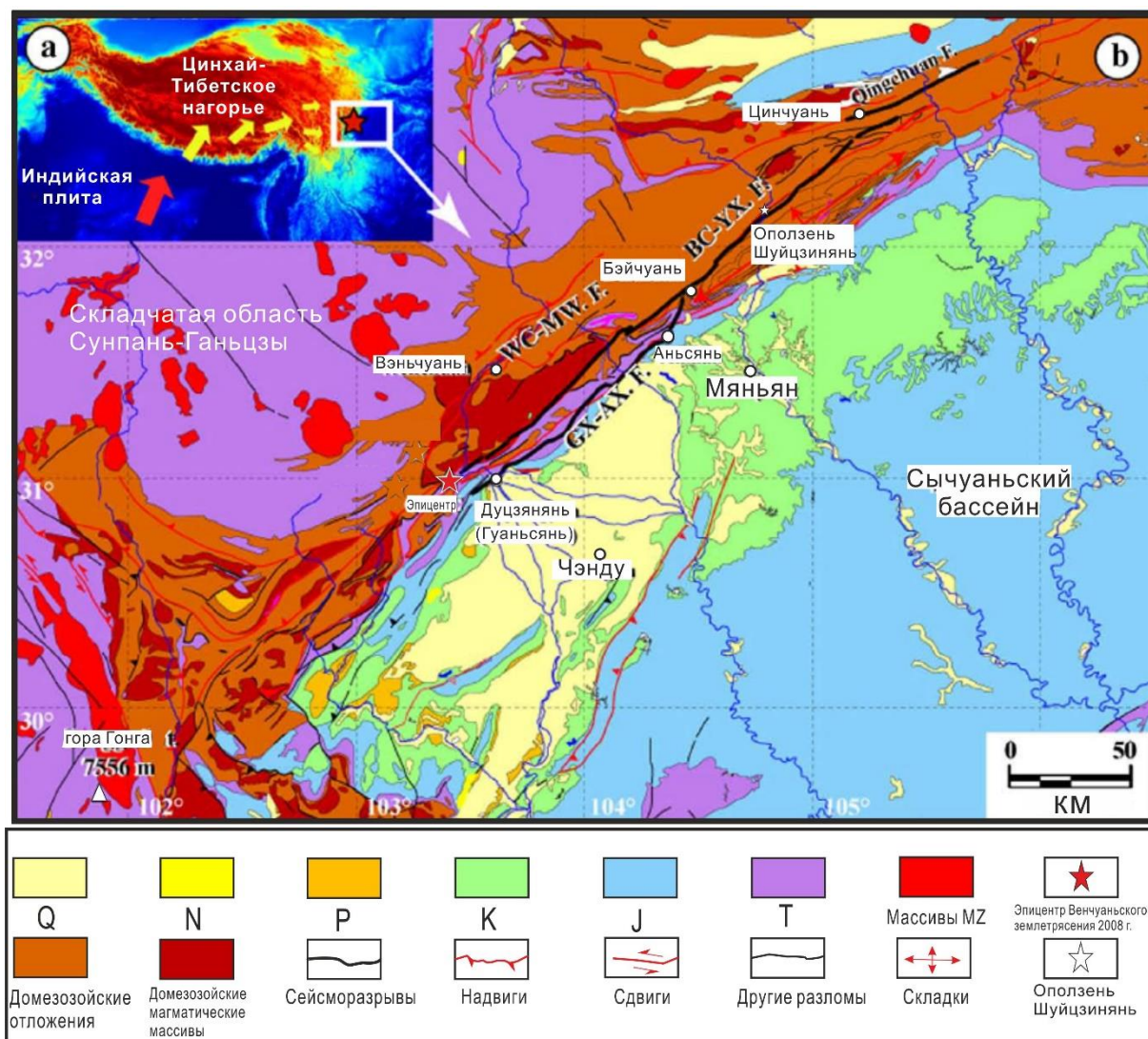


Рис. 3.9. Геологическая карта района исследований, показывающая геологические структуры Лунмэньшаньской системы по [Лю, 2018]. Красные звездочки указывают эпицентры Вэнчуаньского землетрясения (2008 г.); (а) Изображение Цинхай-Тибетского нагорья и Северной Индийской плиты, показывающее расположение исследуемой территории. Желтые стрелки показывают движение Цинхай-Тибетского нагорья на восток. Красная стрелка указывает направление движения Индийской плиты.

3.2.5. Тектоника и неотектоника

В пределах рассматриваемой территории в основном преобладают поднятия на северо-западе, а относительно опускания – на юго-востоке. Район исследования охватывает два крупных неотектонических блока: Западное интенсивное поднятие (I) и Восточное слабое поднятие (II), разделенных блоком Миньшань и тектонической зоной Лунмэньшань (рис. 3.10) [Не, 2013]. Тектонические зоны Лунмэньшань и Мотьянлин представляют собой складчато-надвиговые структуры. Между блоками Чуань-Цин и Ганьнань имеются не только неравномерное поднятие, но и очевидно горизонтальное сдвиговое смещение.

Площадное интенсивное поднятие Чуань-Цин (I_1) с четвертичного периода имеет воздымание с амплитудой более 3000 м, и его можно разделить на три маленьких блока третьего порядка: поднятие Лунмэньшань (I_{1-1}), поднятие Миньшань (I_{1-2}) и впадину Аба (I_{1-3}). Поднятие Миньшань (I_{1-2}), с амплитудой в четвертичном периоде около 4 км, ограничено на востоке разломом Хуэ и на западе разломом Миньцзян. Впадина Аба (I_{1-3}), возможно, была сформирована в локальной геодинамической обстановке растяжения в тыловой части надвигового поднятия Миньшань, ориентированного с запада на восток.

Восточное слабое поднятие (II) делится на слабое поднятие Сычуаньского бассейна (II_1) и Циньлинское поднятие среднего интенсивности (II_2). В изучаемом районе работы охватывается только слабое поднятие Сычуаньского бассейна (II_1).

Слабое поднятие Сычуаньского бассейна (II_1) тоже можно разделить на 3 маленьких блока третьего порядка: впадину Чэнду (II_{1-1}), слабое поднятие центральной Сычуань (II_{1-2}), зону межгорных впадин и хребтов восточной Сычуань (II_{1-3}). Впадина Чэнду (II_{1-1}) контролируется на западе тектонической зоной Лунмэньшань и на востоке тектонической зоной Лунцюаньшань. Во впадине Чэнду (II_{1-1}) максимальная амплитуда неотектонического опускания составляла около 541 м. Четвертичные отложения равнины Чэнду представлены аллювиально-пролювиальными песками с гравием.

Тектоническая зона Лунмэньшань представляет собой складчато-надвиговые структуры северо-восточного простирания. С запада на восток прослеживается ряд взбросов и надвиговых систем, главные из которых – Маосянь-Вэньчуань, Инсю-Бэйчуань и Цзянью-Гуаньсянь. С начала четвертичного периода, кинематически зона разломов Лунмэньшань представляет собой главным образом надвиг с правосдвиговой составляющей, однако в пространстве зона разломов имеет явное сегментное строение. Главные тектонические деформации данной зоны сосредоточены в тыловых, центральных, предгорных и предгорных скрытых разломах и образуют фронтальный чешуйчатый веер [Deng и др., 1994]. Тектонические деформации позднего кайнозоя в основном сосредоточены в разломах Вэньчуань-Маосянь, Инсю-Бэйчуань и Цзянью-Гуаньсянь. На северо-восточном сегменте Лунмэньшаньской зоны разломов смещалась со скоростью 1.54 мм/год, на центральном сегменте – 2.77 мм/год, и на юго-западном сегменте – 5.23 мм/год [Лю, 2018].

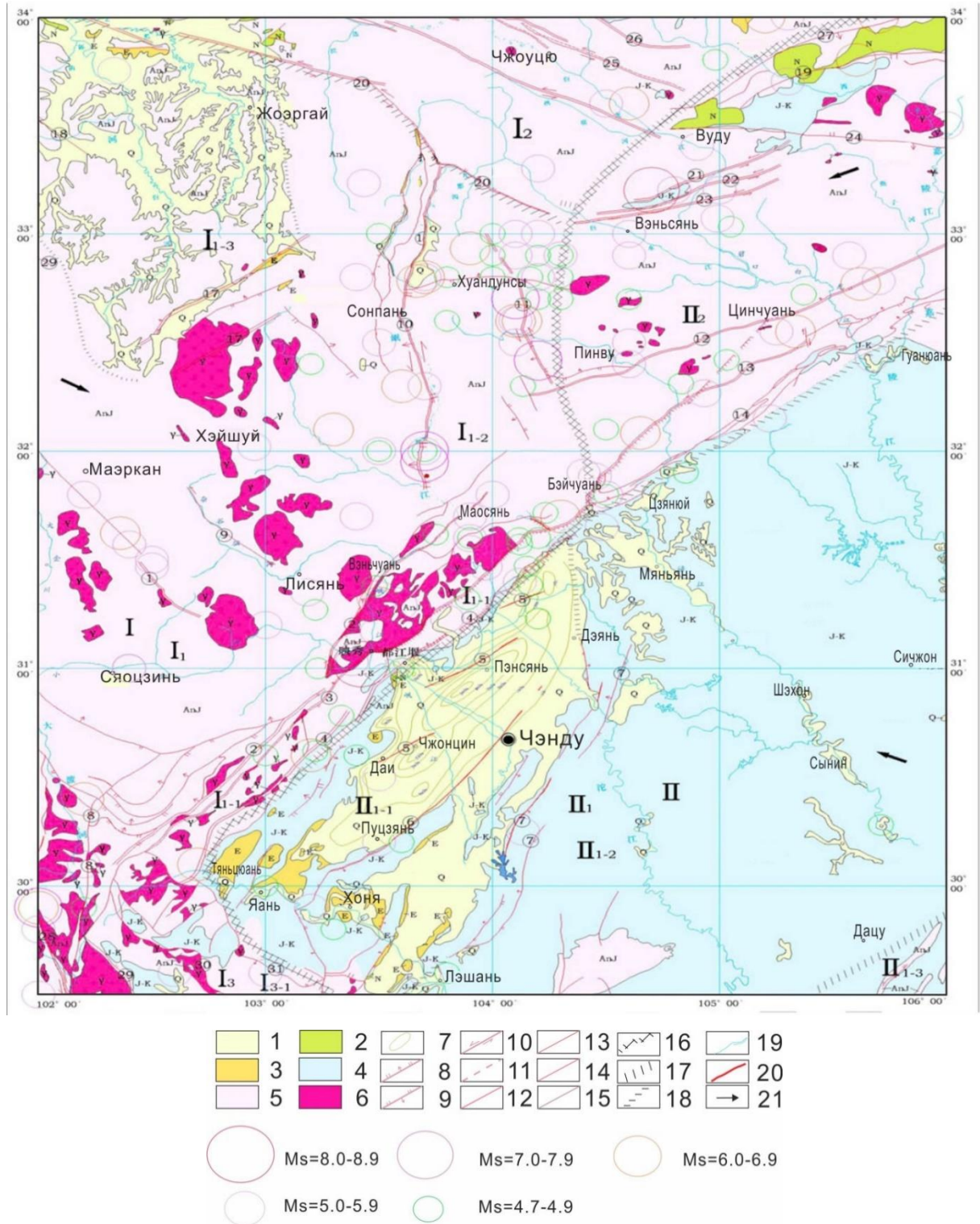


Рис. 3.10. Неотектоническая карта зоны разломов Лунмэньшань и сопредельных территорий [He, 2013; Лю, 2018]. Условные обозначение: 1 – четвертичные отложения; 2 – неогеновые отложения; 3 – палеогеновые отложения; 4 – юра-меловые отложения; 5 – доюрские отложения; 6 – интрузивные породы; 7 – изопакиты четвертичных отложений; 8 – сбросы; 9 – взбросы; 10 – сдвиги; 11 – предполагаемые разломы; 12 – слепые разломы; 13 – голоценовые активные разломы; 14 – позднеплейстоценовые активные разломы; 15 – ранне-среднеплейстоценовые активные разломы; 16 – неотектонические границы первого

порядка; 17 – неотектонические границы второго порядка; 18 – неотектонические границы третьего порядка; 19 – реки; 20 – сейсморазрывы при Сычуаньском (Вэньчуаньском) землетрясении; 21 – направление основного напряжения сжатия. Кружки показывают исторические и инструментальные землетрясения с магнитудой больше 4.7.

Цифры в кружках на карте: 1-31 – разломы: 1 – Фубяньхэ; 2 – Маосянь-Вэньчуань, 3 – Инсю-Бэйчуань, 4 – Цзянью-Гуаньсянь, 5 – предгорный слепой, 6 – Пуцзян-Синцин; 7 – Лунцюаньшань; 8 – Дадухэ; 9 – Миялоу; 10 – Миньцзян; 11 – Хуэ; 12 – Пинву-Цинчуань; 13 – Чаба-Линьаньсы; 14 – Гуанюань-Цзяню; 15 – Лисянь-Лоуцзябао; 16 – северный разлом западной горной системы Цинлин; 17 – Лунжиба; 18 – Аба; 19 – южный Чэнсянь; 20 – восточный Куньлунь; 21 – Бацзыхэ-Тунчжай-Гушуйцзы; 22 – Аньчуанхэ-Цинсаньвань-Мяопинли; 23 – Ханань-Даовацзы-Маополи; 24 – Вуду-Люеян; 25 – Ибу-Чжоуцю; 26 – Линьтань-Данчан; 27 – северный Чэнсянь; 28 – Сяньшуйхэ; 29 – Цзинпин; 30 – Баосиньчан-Хуани; 31 – Инцзин-Мабянь-Яньцин.

I – Западное интенсивное поднятия; II – Восточное слабое поднятие; I₁ – площадное поднятие Чуань-Цин; I₂ – поднятие северного Цинхай-Тибетского нагорья; I₃ – Даляньшаньское поднятие средней интенсивности; II₁ – слабое поднятие Сычуаньского бассейна; II₂ – Чиньлинское поднятие средней интенсивности; I₁₋₁ – поднятие Лунмэньшань; I₁₋₂ – поднятие Миньшань; I₁₋₃ – впадина Аба; I₂₋₁ – поднятие Циляншань; I₂₋₂ – впадина Чайдаму-Гонхэ; I₂₋₂ – поднятие западной Циньлинь; I₃₋₁ – Ляншаньское поднятие средней интенсивности; II₁₋₁ – впадина Чэнду; II₁₋₂ – слабое поднятие центральной Сычуань; II₁₋₃ – зона межгорных впадин и хребтов Восточной Сычуань.

3.2.6. Активные разломы и сейсмичность

Сейсмическая зона Лунмэньшань является одной из основных активных зон с сильнейшими землетрясениями в восточной части Цинхай-Тибетского нагорья. Здесь расположен эпицентр сильнейшего одиннадцатибалльного Вэньчуаньского землетрясения с $M_w=7.9/M_s=8.0$. С северо-запада на юго-восток зона разломов Лунмэньшань состоит из следующих четырех параллельно ориентированных основных активных сейсмогенных разломов (рис. 3.11) [Хуан и др., 2010].

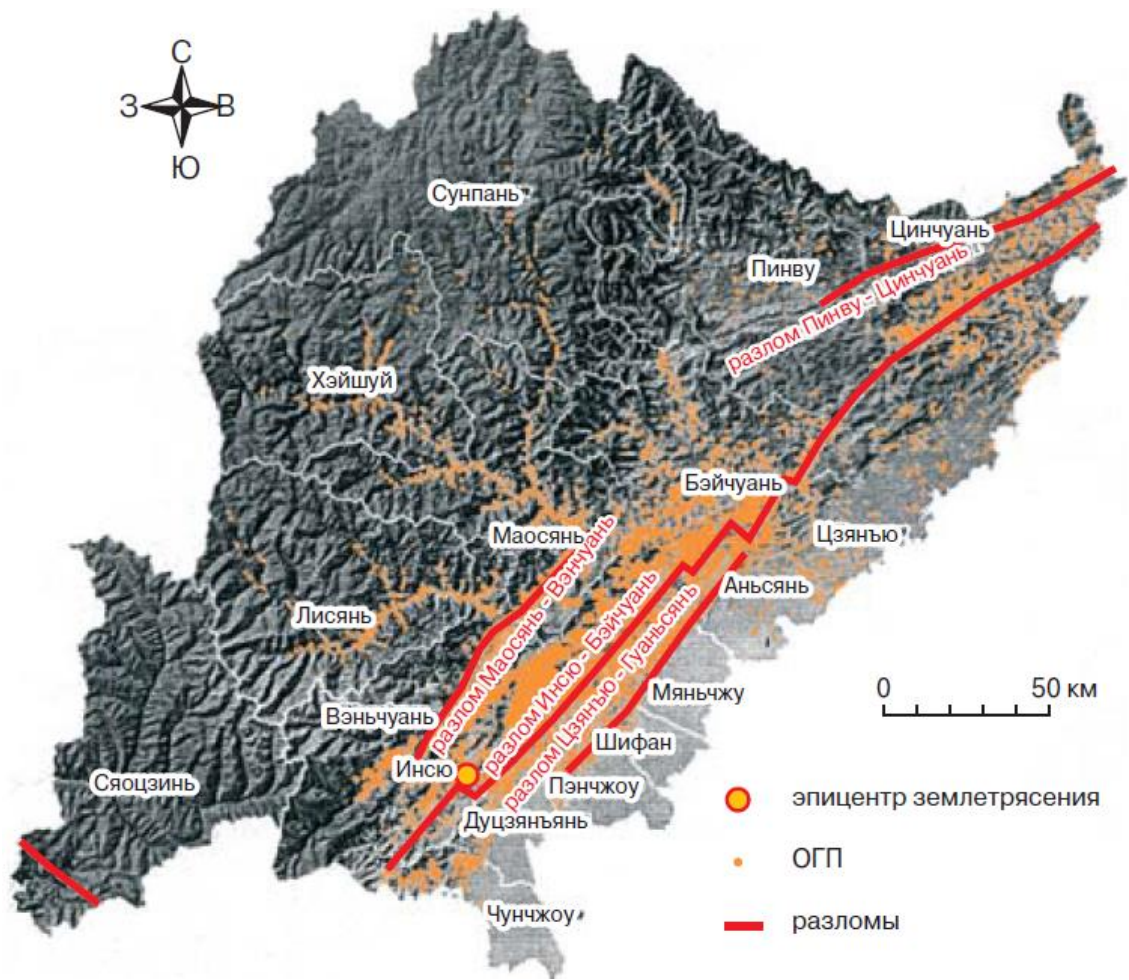


Рис. 3.11. Карта системы активных разломов (взбросо-сдвигов) Вэньчуаньского землетрясения 2008 г. [Хуан и др., 2010].

В центральной и юго-западной частях тектонической зоны Лунмэньшань прослежены разломы Маосянь-Вэньчуань, Инсю-Бэйчуань, Цзянью-Гуанюань, скрытые предгорные разломы Лунмэньшань, представляющие собой взбросо-надвиги с правым сдвигом и характеризующиеся очевидными геоморфологическими доказательствами позднечетвертичной активности. Тыловые разломы горной системы Лунмэньшань включают разлом Маосянь-Вэньчуань в центральной части, разлом Пинву-Цинчуань в северной.

Разлом Маосянь-Вэньчуань трассируется между палеозойскими отложениями и гранитами тектонической фазы Циньнин (комплекс Пэнгуань) и имеет северо-восточное простирание (40°). Наклон разлома увеличивается вблизи поверхности. Со среднего и позднего плейстоцена скорость правого сдвига по этому разлому составила 0.8-1.4 мм/год, в голоцене скорость надвига составляла 0.5 мм/год [Tang et al., 1993; Ma et al., 2005]. Таким образом, разлом характеризуется взбросо-сдвиговой кинематикой. Разлом Пинву-Цинчуань располагается в северной части тыловых разломов горной системы Лунмэньшань.

Установлено, что разлом Пинву-Цинчуань был активен в раннем и среднем плейстоцене [Лю, 2018].

Разлом Инсю-Бэйчуань трассируется в основном между палеозойско-мезозойскими отложениями и гранитами Циньнин (комплекс Пэнгуань), его протяженность составляет 300 км, простирание северо-восточное ($35-45^\circ$), падение северо-западное. Он состоит из нескольких вторичных разломов, образуя дислоцированную структуру. Протерозойский комплекс Пэнгуань и верхнепалеозойские отложения вплоть до средне-нижнетриасовых, надвигались в юго-восточном направлении. Эти разломы являются надвигами со сдвиговой составляющей. Они были активны в голоцене, а на основе прошлых исследований с плейстоцена они воздымаются с горизонтальной скоростью правого сдвига 1 мм/год.

Разлом Цзянью-Гуанюань входит в группу предгорных разломов Лунмэньшаньской системы. Этот разлом имеет северо-восточное простирание ($35-45^\circ$) с падением на северо-запад, углы падения $50-70^\circ$. Разлом Цзянью-Гуанюань проходит в кембрийских и силурийских отложениях, и перекрыт позднеплейстоценовыми и голоценовыми толщами, что свидетельствует о том, что он был активен до четвертичного периода [Li et al., 2004].

На карте общего сейсмического районирования Китая 2001 г. область, затронутая Вэньчуаньским землетрясением, была отнесена к зоне с ожидаемой интенсивностью 7 баллов. На самом деле при Вэньчуаньском землетрясении высокие оценки балльности (X–XI баллов) были приурочены к узкой полосе вдоль зоны сейсморазрывов (рис. 3.12). Именно из-за низкой оценки возможных сейсмических проявлений возникшее здесь землетрясение привело к столь катастрофическим последствиям [Лю, 2018].

Кроме Вэньчуаньского землетрясения 2008 г. большинство умеренных и сильных землетрясений приурочено к разломной зоне Лунмэньшань (рис. 3.13).

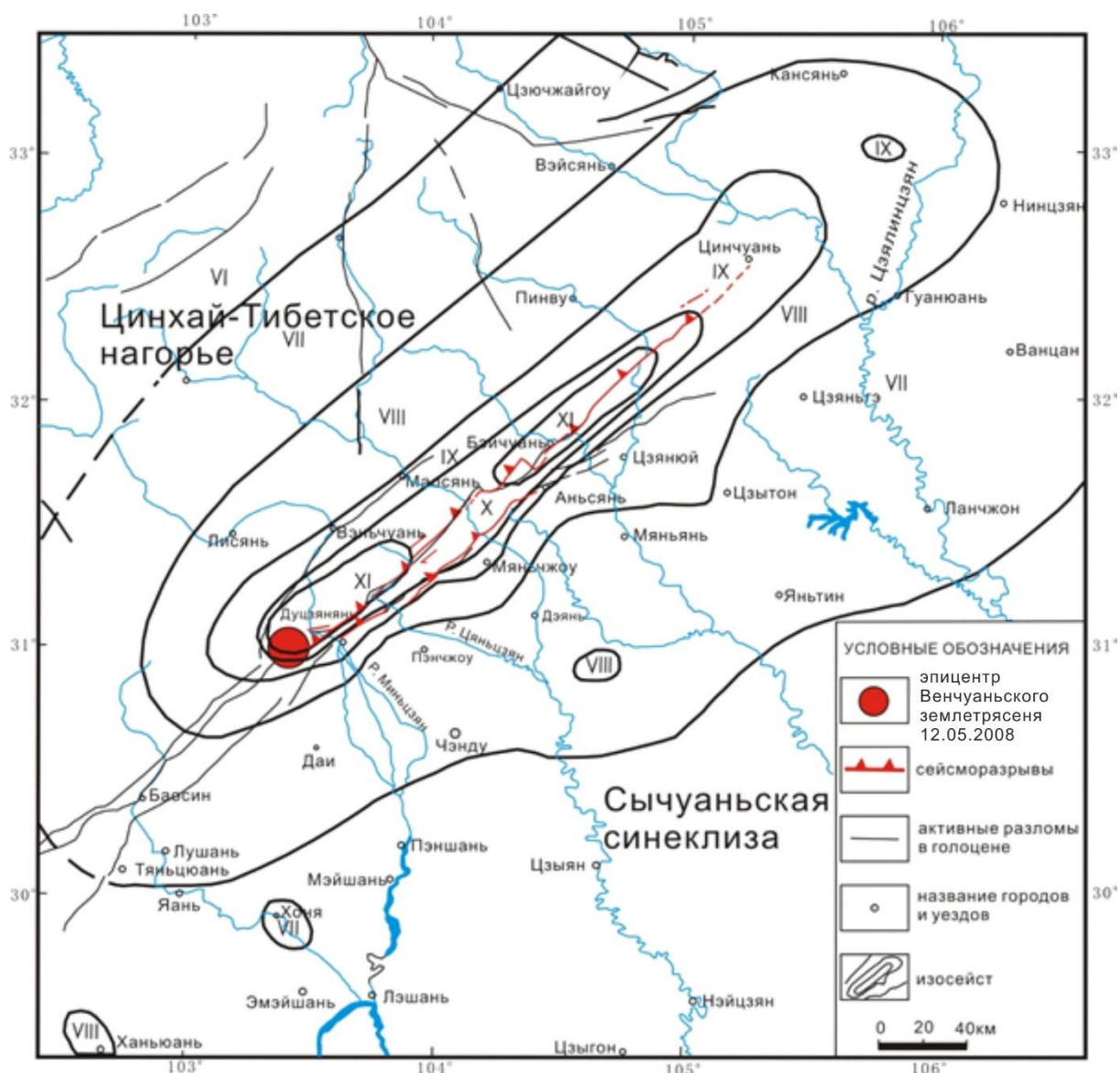


Рис. 3.12.Изосейст в баллах китайской макросейсмической шкалы (по данным Китайской сейсмологической администрации с дополнениями) [Лю, 2018].

По данным исторических сейсмических записей (с 638 г. н.э.) и инструментальных наблюдений до Вэньчуаньского землетрясения 2008 г. на данной территории и окружающих ее районах произошло 73 землетрясения с $M_s \geq 4.7$ и 39 событий с $5.0 \leq M_s \leq 5.9$, 13 землетрясений с $6.0 \leq M_s \leq 6.9$, 4 события с $7.0 \leq M_s \leq 7.9$, и не было событий с магнитудой больше 8.0. Если рассматривать записи с 1167 г по 2015 г., то количество событий гораздо больше выше приведенных: 204 землетрясения с $M_s \geq 4.7$ и 94 землетрясения с $5.0 \leq M_s \leq 5.9$, 21 землетрясение с $6.0 \leq M_s \leq 6.9$, 5 землетрясений с $7.0 \leq M_s \leq 7.9$, и 1 событие с $M_s \geq 8.0$, т.к. произошли Вэньчуаньское (2008 г.) и Лушаньское (2013 г.) землетрясения, и сопровождающие их сильные афтершоки [Лю, 2018].

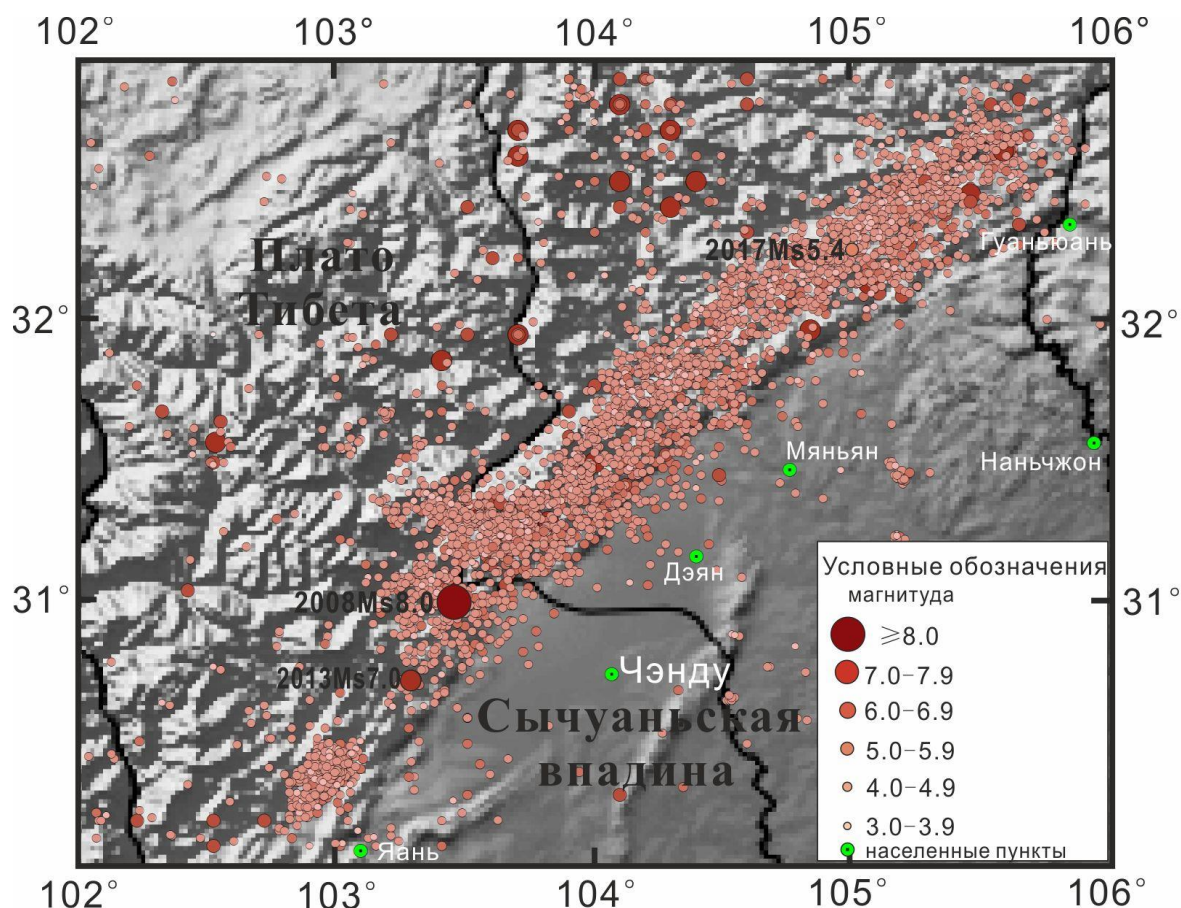


Рис. 3.13. Карта эпицентров исторических и инструментально зарегистрированных землетрясений зоны разломов Лунмэньшань с $M \geq 3.0$, произошедших в 1169–2015 гг [Лю, 2018].

3.2.7. Экзогенные геологические процессы при Вэньчуаньском землетрясении

Распределение опасных геологических процессов (ОГП) носит явно линейный характер и приурочено к сейсмогенным разломам и долинам крупных рек. На исследуемой территории Вэньчуаньское землетрясение привело к возникновению следующих видов опасных геологических процессов (ОГП) [Вэй и др., 2011]:

1) **крупные катастрофические сейсмогенные оползни-обвалы**, существенно усилившие разрушительный эффект землетрясения. К ним относятся оползень Бэйчуанечжунское (Beichuanzhongxue) в уезде Бэйчуань (Beichuan), разрушивший новую школу и оползень Шуйцзинянь (Shuijingyan) в уезде Чэньцзяба (Chenjiaba) (рис. 3.14). Среди крупных катастрофических сейсмогенных оползней-обвалов оползень Дагуанбао (Daguanbao) в уезде Аньсянь (Anxian) широко известен благодаря своему объему более 0,7 млрд m^3 . Что касается таких крупных оползней, то они тоже называются каменными лавинами [Стром, 2014];

2) **массовое обрушение склонов**. Вдоль активных разломов, в их обоих крыльях, где

сотрясения отличались максимальной интенсивностью, образовались многочисленные разномасштабные оползни и обвалы, общее число которых оценивается в десятки тысяч. Оползневые и обвальные массы во многих случаях заполнили русла ручьев и сохранились на склонах, что при наступлении сезона дождей может приводить к образованию вторичных оползней и селей, угрожающих новым поселкам, возводимым вместо разрушенных);

3) **потенциально неустойчивые склоны.** Землетрясение вызвало образование многочисленных трещин в горах, которые свидетельствуют об угрозе новых оползней и обвалов. Такие потенциально неустойчивые склоны также представляют значительную угрозу для новых поселков. Так, к примеру, в районе города Пенчжоу (Pengzhou) значительные объемы шлаковых отходов, накопившиеся в верховьях Гансигу, представляют собой потенциально неустойчивые склоны с опасностью образования селевых потоков; оценка потенциального ущерба в таких случаях затруднена);

4) **завальные озера.** Многие оползни сформировали оползневые плотины на реках, выше по течению которых началось образование озер; было отмечено 33 запрудных озера, потенциально опасных с точки зрения их прорыва).

Было выявлено, что 3 уезда (Вэньчуань, Бэйчуань и Цинчуань), в которых произошло самые многочисленные ОГП, расположены непосредственно вдоль упомянутого разлома, а 8 уездов с меньшим количеством ОГП лежат по обеим сторонам от него или относительно близко к нему [Хуан и др., 2010]. Таблица 3.3 показывает количество ОГП по расстоянию от сейсмогенных разломов (по данным Государственной главной лаборатории по предотвращению геокатастроф и защите геосреды Технологического университета г. Чэнду, Китай). Эффект расстояния от сейсмогенных разломов выражен очевидно.

Таблица 3.3.

количество ОГП по расстоянию от сейсмогенных разломов

расстояние от сейсмогенных разломов (км)	< 5	5 - 10	10 - 15	15 - 20	20 - 25	25 - 30
количество ОГП (шт.)	3929	2224	1098	849	563	523



Рис. 3.14. Оползень Бэйчуанечжунсюе в уезде Бэйчуань, разрушивший новую школу (левый) и оползень Шуйцзинянь в уезде Чэньцзяба (правый) (фото автора 2016г.)

В провинции Сычуань было зафиксировано 60104 оползней, и площадь пострадавшей от них территории достигла 38540 км² (см. табл. 1.5) [Gorum и др., 2011]. На рис. 3.15 показано распределение оползней и сейсмодислокаций Вэньчуаньского землетрясения 2008 г. Большинство из оползней располагались вдоль сейсмогенных разломов.

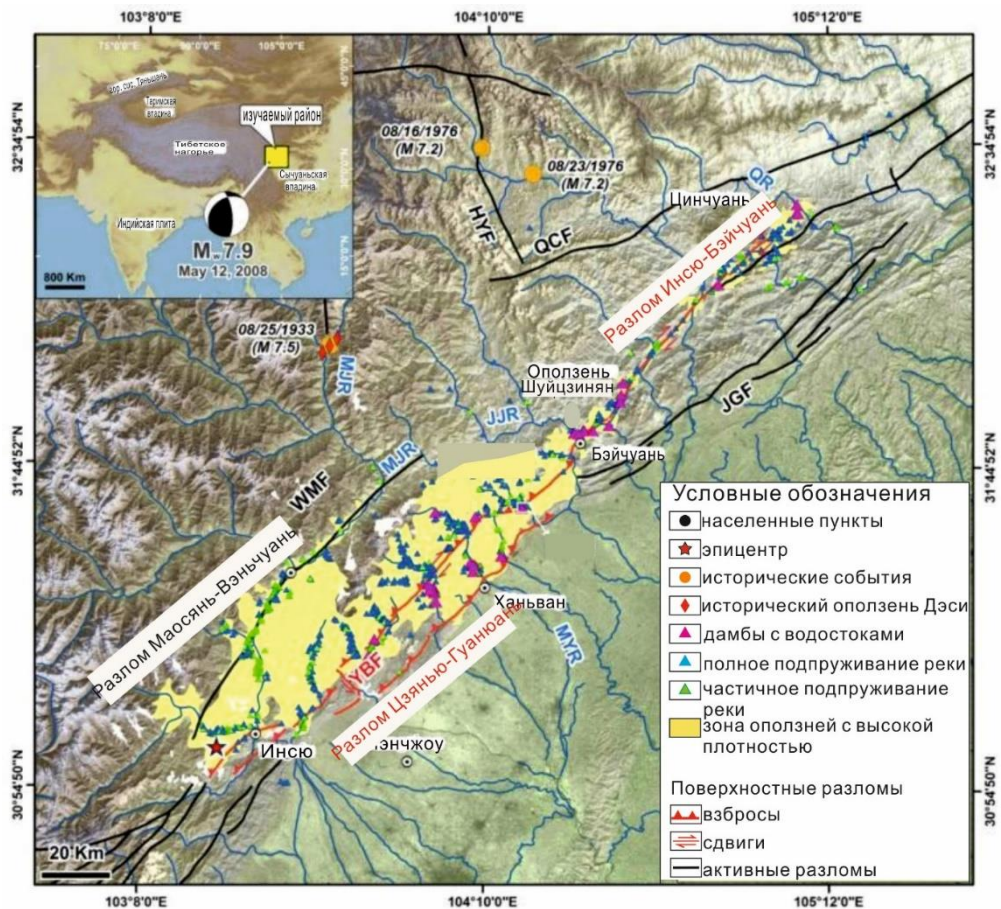


Рис. 3.15. Схема распространения оползней и сейсмодислокаций Вэньчуаньского землетрясения 2008 г. [Huang и др., 2013].

3.3. Сравнительный анализ инженерно-геологических условий Краснополянской тектонической зоны (Большой Сочи) и эпицентральной зоны Вэньчуаньского землетрясения (Китай)

В географическом отношении Краснополянская тектоническая зона расположена между 43° и 44° северной широты и 40° и 41° восточной долготы. Эпицентральная зона Вэньчуаньского землетрясения расположена между 30° и 33° северной широты и 102° и 106° восточной долготы. Оба зоны находятся в пределах горных систем. Кавказская горная система влияет на Краснополянскую тектоническую зону, а Лунмэньшаньская горная система - на эпицентральную зону Вэньчуаньского землетрясения.

Сравним две изучаемой зоны по следующим инженерно-геологическим условиям (табл. 3.4).

Тектонические и неотектонические условия.

В Краснополянской тектонической зоне развито несколько систем тектонических нарушений кавказского (субширотного) и "антикавказского" (субмеридианального) направления. Активные разломы в территории включают Главный Кавказский надвиг, Бекишейский разлом и Краснополянский разломы. Среди их Краснополянский разлом оказывает наибольшее влияние на Краснополянскую тектоническую зону. Скорость неотектонических деформаций в рассматриваемой зоне оценивается в 5-6 мм/год [Овсюченко и др., 2006]. Прогнозируемая сейсмичность до $M_w = 7.3$.

В эпицентральной зоне Вэньчуаньского землетрясения развито несколько разломов тектонической зоны Лунмэньшань (северо-восточного простирания). С запада на восток прослеживается серия взбросов и надвиговых систем. В центральной и юго-западной частях тектонической зоны Лунмэньшань разломы Маосянь-Вэньчуань, Инсю-Бэйчуань, Цзянью-Гуанюань. Наибольшее влияние на рассматриваемую территорию оказывает Инсю-Бэйчуань разлом. Скорость неотектонических деформаций по разлому оценивается в 1-1,5 мм/год [Лю, 2018]. Фактически зафиксированная максимальная сейсмичность по разлому - $M_w = 7.9 / M_s = 8.0$ (Вэньчуаньское землетрясение 2008г.).

На рисунке 3.16 показаны тектонические схемы двух зон.

Геологическое строение.

В Краснополянской тектонической зоне отложения имеют складчатое залегание с широким развитием зон тектонического дробления. Развиты среднемеозойские полускальные и скальные грунты. Четвертичные отложения представлены, преимущественно делювием и образованиями гравитационного ряда.

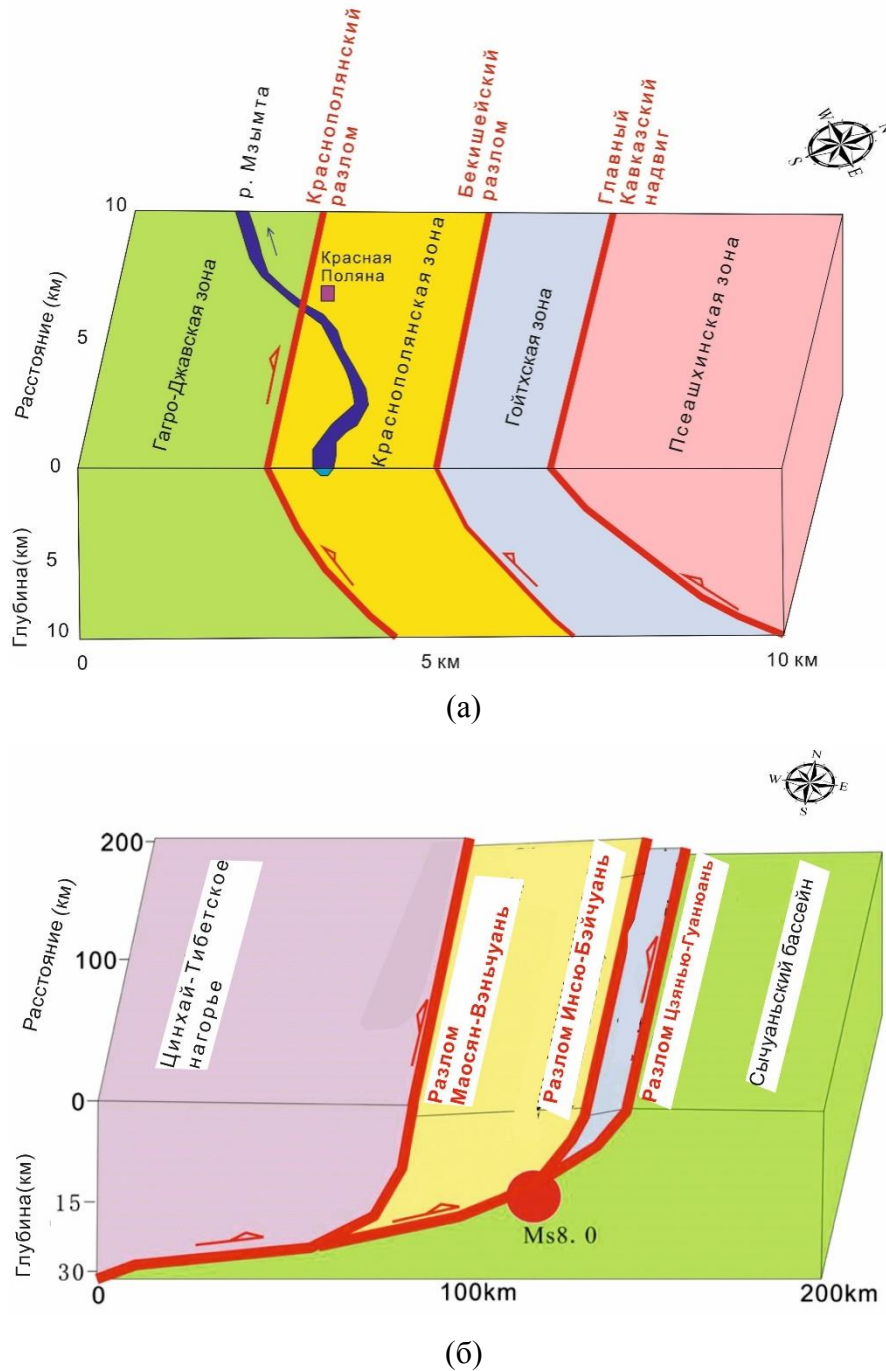


Рис. 3.16. Тектонические схемы Краснополянской тектонической зоны (а) и эпицентральной зоны Вэньчуаньского землетрясения (б) с активными разломами.

В эпицентральной зоне Вэньчуаньского землетрясения отложения имеют складчатое залегание с широким развитием зон тектонического дробления. Развиты домезозойские скальные грунты. Четвертичные отложения представлены, преимущественно делювием и образованиями гравитационного ряда.

Геоморфологические условия.

Тип рельефа Краснополянской тектонической зоны – низкогорный, альпинотипный.

Отметки высот составляют от 700-1200 м до 2400 м, перепад высот от 600 м до 1,7 км, уклоны склонов – 20- 60°, аллювиальные террасы развиты фрагментарно.

Тип рельефа эпицентральной зоны Вэньчуаньского землетрясения – среднегорный, альпинотипный с глубокими врезами. Северо-западная часть зоны выше юго-восточной части. Высота горных цепей неравномерна – от 700 до 5000 м, перепад высот 1000–4000 м, уклоны склонов – 20-60°, аллювиальные террасы развиты фрагментарно.

Климатические условия.

Краснополянская тектоническая зона имеет субтропический климат. В зоне максимальное количество осадков 423 мм (м.ст. Ачишхо), выпадает в декабре, температура января - 4,9 °С, температура июля 12,8 °С.

Эпицентральная зона Вэньчуаньского землетрясения обладает муссонным климатом. В зоне максимальное количество осадков 593 мм (м.ст. Dujiangyan), выпадает в августе, температура января 5,1 °С, температура июля 22,9 °С.

Гидрологические условия.

В Краснополянской тектонической зоне р. Мзымта является главной рекой. Расход рек до 100 м³/с, тип долины р. Мзымты – участками – эрозионная, V-образная (также все долины притоков), на участках перекрытий – U-образная с широким днищем. Средний продольный уклон русла реки в пределах участка $i=0,014$.

В эпицентральной зоне Вэньчуаньского землетрясения основными реками с юга на север являются р. Минь (Min), р. Цзянь (Jian) и другие Фу (Fu). Расход рек 455 – 2800 м³/с, тип долины рек – участками – эрозионная, V-образная (также все долины притоков) из-за большого уклона русла реки ($i=3-5$).

Гидрогеологические условия.

В Краснополянской тектонической зоне к четвертичным отложениям приурочены грунтовые воды с глубинами залегания, варьирующими в широких пределах. Для массивов среднемеозойских пород характерны подземные воды трещинного и трещино-пластового типа.

В эпицентральной зоне Вэньчуаньского землетрясения к четвертичным отложениям приурочены грунтовые воды с глубинами залегания, варьирующими в широких пределах. Для массивов докембрийские и палеозойские пород характерны подземные воды трещинного и трещино-пластового типа.

Оползневые процессы.

В Краснополянской тектонической зоне развиты оползни объемами от десятков тыс. м³ до нескольких сот тыс. м³. Ранее было показано, что в прошлом здесь уже происходили очень сильные землетрясения, оставившие на поверхности земли обширные нарушения:

оползни, обвалы горных масс, отложения древних подпрудных озёр. Древние сейсмические события, вызвавшие образование многочисленных оползней и разрывных смещений в зонах активных разломов, возникали в Сочи-Краснополянском районе примерно 600, 1000 и 3000 лет назад. В настоящее время происходят различные оползни, хотя землетрясение отсутствует. Среди крупномасштабных оползней преобладают оползни скольжения, среди небольших оползней - оползни течения.

В эпицентральной зоне Вэньчуаньского землетрясения развиты оползни объемами от десятков тыс. м³ до нескольких сот миллионов м³, отдельные наиболее крупные смещения достигают объемов свыше 1 км³. В провинции Сычуань было зафиксировано 60104 оползней, и площадь пострадавшей от них территории достигла 38540 км². Среди крупномасштабных оползней преобладают каменные лавины, среди небольших оползней – оползни скольжения.

Таким образом, Сычуаньская зона теплее, чем Сочинской зоне. Сычуаньская зона влажнее, чем Сочинская зона. Продольный уклон русла реки и расход рек Сычуаньской зоны намного больший, чем уклон и расход реки Сочинской зоны. Для обеих зон характерен большой перепад высот. Активные разломы развиты в пределах обеих зон. В Краснополянской тектонической зоне развиты среднемеозойские полускальные и скальные грунты, представленные аргиллитами и порфиритами. В эпицентральной зоне Вэньчуаньского землетрясения развиты домеозойские скальные высокопрочные грунты, такие как доломиты и сланцы. Однако развитие зон тектонического дробления сильно снижает их прочность. Большое количество оползней в эпицентральной зоне Вэньчуаньского землетрясения дает представление о том, как лучше оценить оползневую опасность в Краснополянской тектонической зоне.

Выводы по главе 3.

1. Краснополянской тектонической зоны (Большой Сочи) и эпицентральной зоны Вэньчуаньского землетрясения (Китай) обладают сходными инженерно-геологическими условиями, особенно в части неотектонических и геоморфологических условий, ожидаемого высокоинтенсивного сейсмического воздействия и его возможным влиянием на устойчивость склонов.

2. Выявленные закономерности развития сейсмогенных оползней при Вэньчуаньском землетрясении 2008 г. могут быть использованы (в качестве аналогии) при анализе оползневой опасности в Краснополянской тектонической зоне и на прилегающих территориях.

Сравнительный анализ инженерно-геологических условий двух зон

Регионы Компоненты ИГ условий	Краснополянской тектонической зоны (Большой Сочи)	Эпицентральная зона Вэньчуаньского землетрясения
1	2	3
Современная тектоническая позиция	Зона коллизии, сформировавшаяся при взаимодействии тектонических плит	Зона коллизии, сформировавшаяся при взаимодействии тектонических плит
Тектонические и неотектонические условия	Развито несколько систем тектонических нарушений кавказского (субширотного) и "антикавказского" (субмеридианального) направления. Скорость неотектонических деформаций до 5-6 мм/год. Прогнозируемая сейсмичность до $M_w = 7.3$.	Развито несколько систем разломов тектонической зоны Лунмэньшань (северо-восточного простирания). С запада на восток прослеживается серия взбросов и надвиговых систем. Скорость неотектонических деформаций до 6,5 мм/год. Зафиксированная максимальная сейсмичность $M_w = 7.9 / M_s = 8.0$ (Сычуаньское (Вэньчуаньское) землетрясение 2008 г.).
Геологическое строение	Отложения имеют складчатое залегание с широким развитием зон тектонического дробления. Развиты среднемезозойские полускальные и скальные грунты, среди которых преобладают аргиллиты и порфириды. Четвертичные отложения представлены, преимущественно делювием и образованиями гравитационного ряда.	Отложения имеют складчатое залегание с широким развитием зон тектонического дробления. Развиты докембрийские и палеозойские скальные грунты, среди которых преобладают доломиты и сланцы. Мезозойские скальные и полускальные грунты развиты фрагментарно. Четвертичные отложения представлены преимущественно делювием и образованиями гравитационного ряда.
Геоморфологические условия	Тип рельефа – низкогорный, альпинотипный, отметки высот 700 - 2400 м, перепад высот до 1700 м, уклоны склонов – 20- 60°, аллювиальные террасы развиты фрагментарно.	Тип рельефа – среднегорный, альпинотипный с глубокими врезами. Северо-западная часть зоны выше юго-восточной части. Высота горных цепей неравномерна – от 700 до 5000 м, перепад высот 1000-4000 м, уклоны склонов – 20-60°, аллювиальные террасы развиты фрагментарно.
Климатические условия	Субтропический климат, максимальное количество осадков 423 мм (м.ст. Ачишхо), выпадает в декабре, температура января - -	Муссонный климат, максимальное количество осадков 593 мм (м.ст. Dujiangyan), выпадает в августе, температура января 5,1 °С,

1	2	3
	4,9°C, температура июля 12,8 °С	температура июля 22,9 °С
Гидрологические условия	Расход рек 100 м ³ /с, тип долины р. Мзымты – эрозионная, V-образная (также все долины притоков), на участках перекрытий – U-образная с широким днищем	Расход рек 455-2800 м ³ /с, тип долин рек - эрозионный, V-образный (также все долины притоков) из-за большого уклона русла реки, локально, на участках тектонического подпора и оползневых перекрытий – U-образная с широким днищем
Гидрогеологические условия	К четвертичным отложениям приурочены грунтовые воды с глубинами залегания, варьирующими в широких пределах. Для массивов среднемеозойских пород характерны подземные воды трещинного и трещино-пластового типа.	К четвертичным отложениям приурочены грунтовые воды с глубинами залегания, варьирующими в широких пределах. Для массивов докембрийские и палеозойские пород характерны подземные воды трещинного и трещино-пластового типа.
Оползневые процессы	Развиты оползни объемами от десятков тыс. м ³ до нескольких десятков миллионов м ³ , отдельные наиболее крупные смещения достигают нескольких сот миллионов м ³ . Среди крупномасштабных оползней преобладают оползни скольжения, среди небольших оползней - оползни течения. Сейсмогенный характер оползней подтверждается при количественной оценке устойчивости.	Развиты оползни объемами от десятков тыс. м ³ до нескольких сот миллионов м ³ , отдельные наиболее крупные смещения достигают объемов свыше 1 км ³ . Среди крупномасштабных оползней преобладают каменные лавины, среди среднемасштабных и небольших оползней – оползни скольжения. Сейсмогенный характер оползней описан при изучении эпицентральной зоны Вэньчуаньского землетрясения 2008 г. и подтверждается при количественной оценке устойчивости.

Глава 4. Количественная оценка оползневой опасности для объектов Краснополянской тектонической зоны (Большой Сочи)

4.1. Применение вероятностного анализа при количественной оценке устойчивости склона на участке станции пассажирской подвесной канатной дороги (ППКД)

Карусель-8

по материалам статьи [Кан и Зеркаль, 2017b*]

Оценка вероятности развития опасных геологических процессов является одной из ключевых при количественной оценке геологического риска. Полученные на основании консервативных (детерминистических) методов коэффициенты устойчивости склонов в действительности не определяют фактический уровень опасности, поскольку невозможно установить взаимосвязь между ними и вероятностью развития оползневого процесса [Зеркаль и др., 2016]. Применение вероятностного анализа позволяет более обоснованно охарактеризовать опасность активизации оползневых процессов.

Развитие вероятностного подхода при количественной оценке устойчивости склонов, в основу которого был положен более полный учет наблюдаемой изменчивости прочностных характеристик грунтов, берет свое начало с 80^х годов прошлого века [Хуан, 1988]. Вероятностный анализ при выполнении расчетов устойчивости склонов в настоящее время находит все большее применение в практике, что связано пониманием дискретности исходных данных, полученных в ходе инженерно-изыскательских работ [Сысоев и др., 2011]. Сущность вероятностного анализа заключается в получении вероятностной функции распределения коэффициента устойчивости склона ($K_{уст}$) в зависимости от вероятностных функций распределения факторов оползнеобразования - прочностных характеристик грунтов, положения уровня подземных вод, величины сейсмического воздействия и ряда других [Зеркаль и др., 2016]. Распределение факторов оползнеобразования влияют на конечные результаты количественных оценок устойчивости склона [El-Ramly и др., 2002].

В основу представляемых материалов были положены результаты анализа устойчивости оползневого склона, выполненного автором на участке станции канатной дороги ППКД Карусель-8 на северном склоне хребта Аибга. На первом этапе исследований был проведена количественная оценка устойчивости склона традиционными консервативными (детерминистическими) методами. На этой стадии расчет устойчивости склона выполнялся методом Моргенштерна и Прайса, основанном на совместном учете равновесия сил и моментов, что позволяет характеризовать его в качестве

* Кан К., Зеркаль О.В. Применение вероятностного анализа при количественной оценке устойчивости склона// Инженерная геология. – 2017а. – № 4. – С.18-26.

наиболее математически строгого [Morgenstern и Price, 1965]. Метод Моргенштерна-Прайса рассматривается нормативными документами, например, СП 11-105-97, в качестве общепринятого [СП 11-105-97]. Второй этап работ включал в себя два подэтапа, первый из которых заключался в определении вероятностных функций распределения факторов оползнеобразования (прочностных характеристик грунтов, величины сейсмического воздействия), а на втором - выполнялся вероятностный анализ устойчивости склона.

Характеристика изучаемого объекта. Рассматриваемый склон располагается в левом борту средней части долины р. Мзымты в пределах Сочинской горно-климатической курортной зоны (показан в рис. 3.1 в главе 3). Абсолютные отметки склона в районе станции канатной дороги составляют около 1160 м, возвышаясь над долиной реки на порядка 450 м. Генеральное направление уклона склона, достигающего 30° , северо-западное. На территории, примыкающей к станции канатной дороги, сформировался оползень, находившийся в период полевого обследования склона в стадии активного смещения (рис. 4.1).

Протяженность оползня составляет около 150 м при ширине до 75 м. Предполагаемая глубина развития оползневых деформаций - 5-7 м, а объем вовлеченных в смещение грунтов достигает 70 тыс. м³ (рис. 4.2) [Кан и др., 2017а].

В геологическом строении рассматриваемого склона принимают участие современные элювиальные и пролювиальные отложения, подстилаемые высокопрочными порфиритами юрского возраста. На склоне также ограничено представлены техногенные грунты. Верхняя часть геологического разреза слагается крупнообломочными грунтами коллювиально-делювиального генезиса, включающими глыбы и щебень порфиритов и туфопесчаников с суглинистым тугопластичным и полутвердым заполнителем, составляющем до 35%. Строение рассматриваемого участка склона показано на инженерно-геологическом разрезе, представленном на рисунке 4.3. Схематичный инженерно-геологический разрез расчетного участка приведен на рисунке 4.4.

При полевом изучении в строении склона было выделено 3 инженерно-геологических элемента (ИГЭ): ИГЭ-1-техногенный насыпной грунт (tQ_{IV}); ИГЭ-2-щебенистый грунт с суглинистым заполнителем (cdQ_{IV}); ИГЭ-3-порфирит (J_{2pr}). На рисунке 4.5 показан керн скважины, пройденной в верхней части разреза.

Сейсмичность рассматриваемой территории, согласно СП 14.13330.2014, оценивается в 8 баллов (карта А), что в дальнейшем учитывалось при количественной оценке устойчивости склона.



Рис. 4.1. Изучаемый оползень сформировался на территории, примыкающей к станции канатной дороги (фото автора).

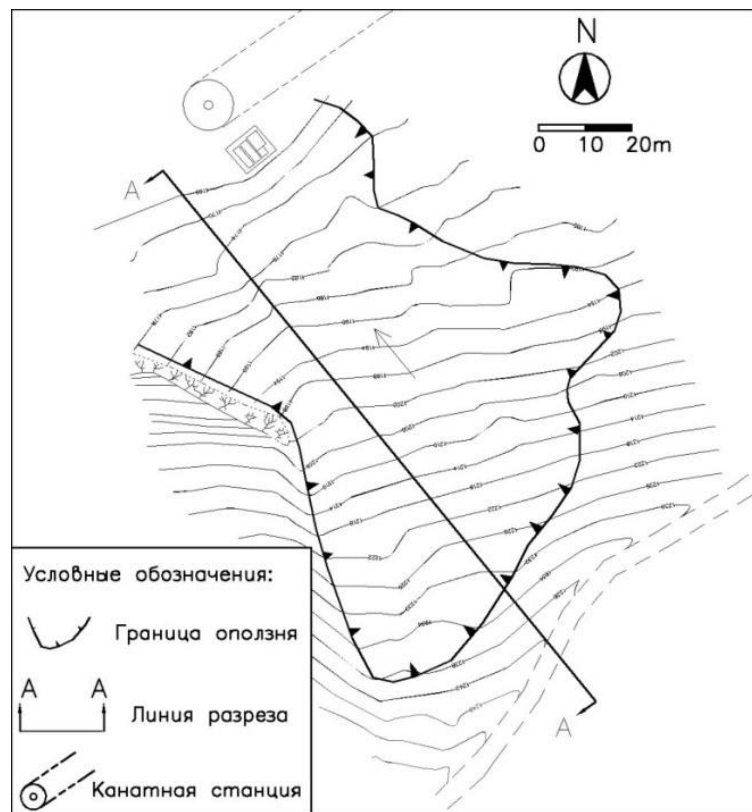


Рис. 4.2. Схема изучаемого оползневого участка

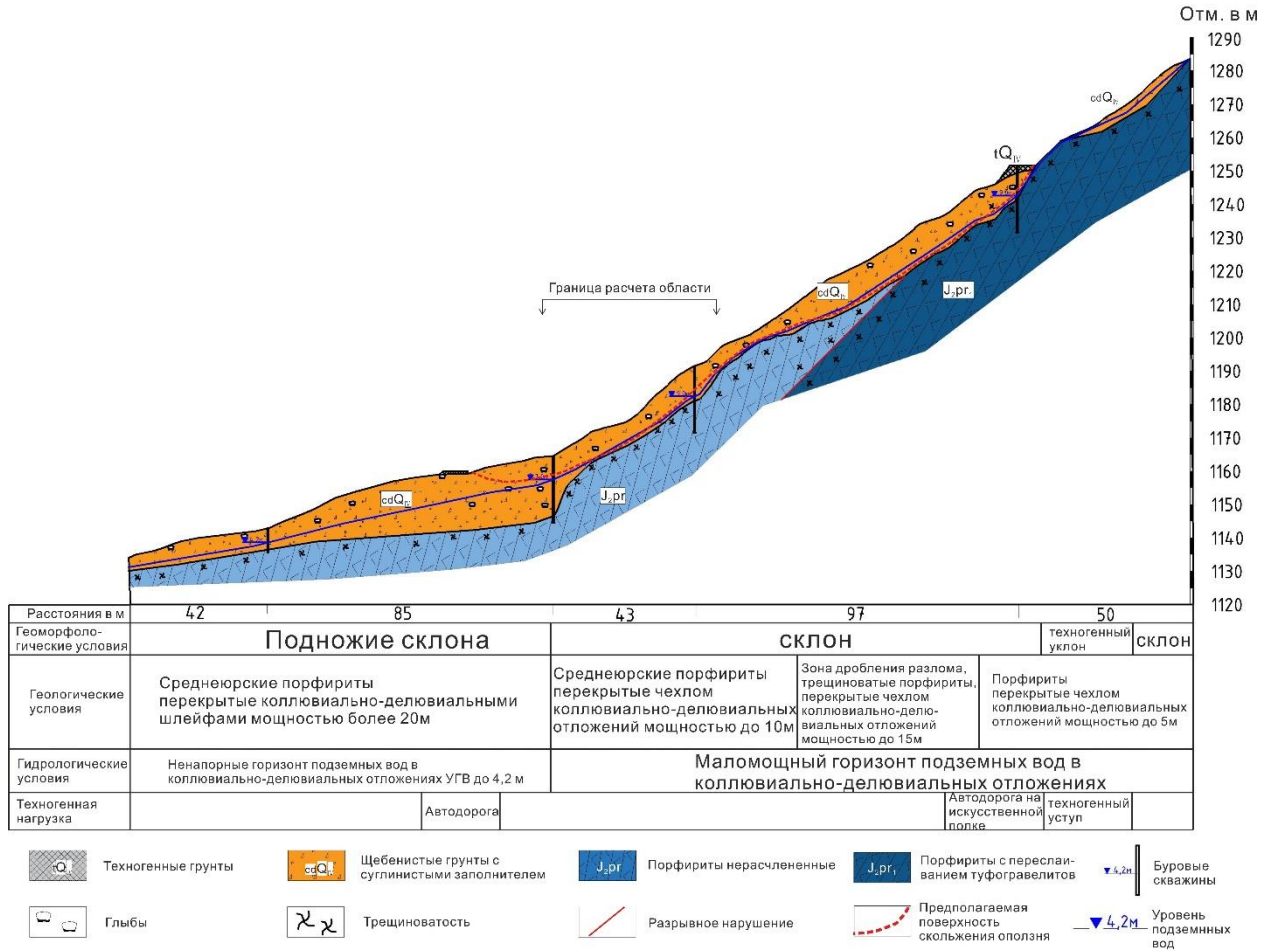


Рис. 4.3. Инженерно-геологический разрез оползневого склона.

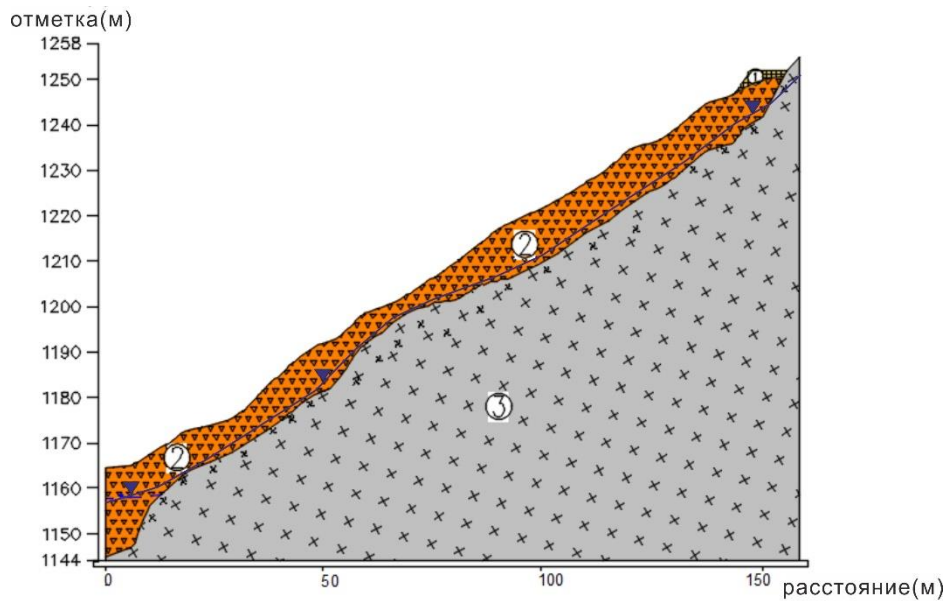


Рис. 4.4. Схематичный инженерно-геологический разрез расчетного участка склона.

Цифрами обозначены: 1 –техногенный насыпной грунт (tQ_{IV}); 2 –щебенистый грунт с суглинистым заполнителем (cdQ_{IV}); 3 –порфирит (J_{2pr}).



Рис. 4.5. Керн скважины, пройденной в верхней части разреза (фото автора)

Количественная оценка устойчивости склона детерминированным методом. На начальной стадии работ расчет устойчивости склона был выполнен стандартным методом предельного равновесия (метод Morgenштерна-Прайса), применение которого, в частности, рекомендуется нормативными документами. Используемый метод Morgenштерна-Прайса является детерминированным, поскольку при выполнении расчетом предполагается, что прочностные характеристики грунтов неизменны и могут быть заданы в виде усредненных расчетных показателей, что также предусматривается действующими нормативными документами. Иными словами, в основе стандартных, традиционно используемых методов количественной оценки устойчивости склонов лежит постулат о неизменяемости во времени показателей, характеризующих слагающие их грунты. Полученные при стандартной статистической обработке показатели физико-механических свойств грунтов, использованные при выполнении расчетов, приведены в таблице 4.1.

Расчет устойчивости склона выполнялся с учетом ожидаемого 8-бального сейсмического воздействия по псевдостатической схеме анализа. В расчет закладывалась величина горизонтального сейсмического ускорения для 8-бального землетрясения. При псевдостатическом анализе эффект от землетрясения моделируется путем введения дополнительной силы, определяемой формулой (2.52), представленной в главе 2.

Физико-механические свойства грунтов, используемые в расчете

Номер ИГЭ	Плотность, кН/м ³	Сцепление, кПа	Угол внутреннего трения, град
1	21,2	12	28
2	22,3	8,93	28,57
3	27,9	порфирит с прочностью $\sigma=67-89$ МПа	

Значение горизонтального коэффициента сейсмичности было принято в соответствии с табл. 4.2. Расчет устойчивости склона выполнялся с учетом ожидаемого 8-балльного сейсмического воздействия по псевдостатической схеме анализа. В расчет закладывалась величины горизонтального и вертикального сейсмического ускорения для 8-балльного землетрясения в соответствии с Еврокодом 8 [CEN, 2004].

Расчет устойчивости выполнялся в среде GeoStudio по следующим вариантам:

- 1) без сейсмического воздействия;
- 2) с сейсмическим воздействием (8 баллов).

Геомеханическая расчетная схема, использованная при анализе в среде Geostudio, показана на рисунке 4.6.

Таблица 4.2.

Коэффициенты сейсмичности

Сейсмическая балльность района	6	7	8	9	10
Отношение расчетного ускорения грунта a_g , к ускорению силы тяжести (согласно СП 14.13330.2014)	0,05	0,1	0,2	0,4	0,8
Горизонтальный коэффициент сейсмичности, K_{ch}	0,025	0,05	0,1	0,2	0,4
Вертикальный коэффициент сейсмичности, K_{cv}	$\pm 0,008$	$\pm 0,017$	$\pm 0,033$	$\pm 0,067$	$\pm 0,13$

Полученные результаты количественной устойчивости склона с применением стандартного подхода, основанном на учете усредненных значений показателей физико-механических свойств грунтов, приведены в таблице 4.3. Из таблицы 4.3 видно, что при принятых исходных показателях устойчивость склона в природных условиях находится в состоянии, близком к состоянию предельного равновесия – $K_{уст}$ незначительно больше 1,00. При ожидаемом сейсмическом воздействии рассматриваемый участок склона теряет равновесие и переходит в неустойчивое состояние. Каких-либо дополнительных выводов

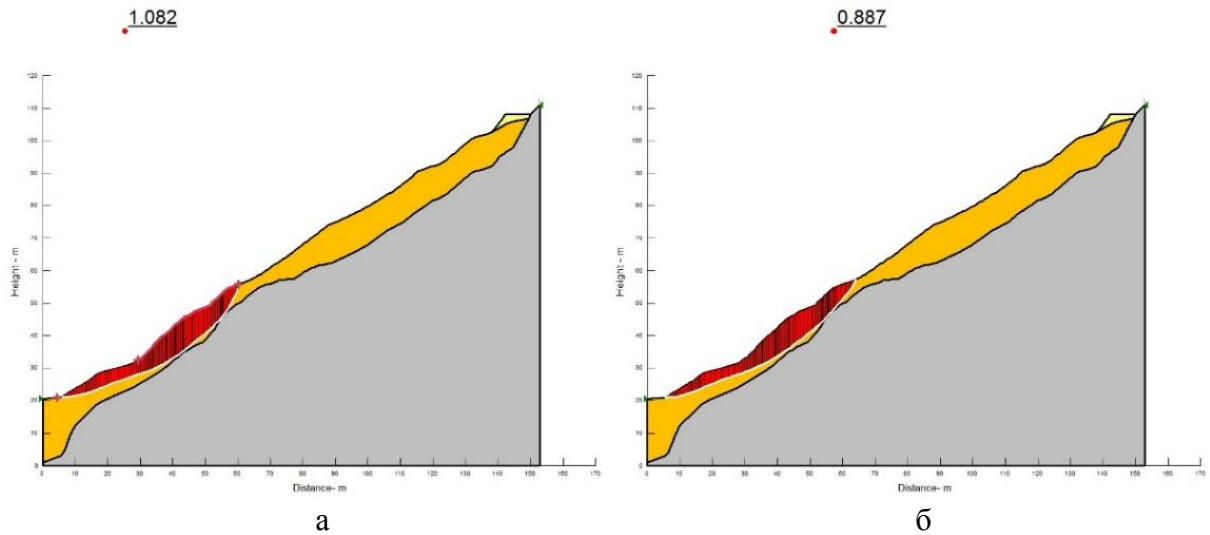


Рис. 4.6. Геомеханическая расчетная схема (стандартный подход, без учета вероятностного анализа): а. - без сейсмического воздействия ($K_{уст}=1,082$); б. – учетом с ожидаемого сейсмического воздействия ($K_{уст}=0,887$).

Таблица 4.3.

Результаты количественной устойчивости склона (стандартный подход)

Расчет без учета вероятностного анализа	Без сейсмического воздействия	С сейсмическим воздействием
$K_{уст}$	1,082	0,887

на основании результатов количественной устойчивости склона, полученных с применением стандартного (рекомендуемого нормативными документами) подхода, основанном на учете усредненных значений неизменных показателей физико-механических свойств грунтов, сделать нельзя.

Количественная оценка устойчивости склона с вероятностным методом.

Первоначально на описываемом этапе анализа было выполнено определение вероятностных функций распределения факторов оползнеобразования, включая прочностные характеристики грунтов и величины сейсмического воздействия. В дальнейшем, был проведен вероятностный анализ устойчивости склона.

Сначала был исключен постулат о неизменности во времени показателей свойств грунтов, слагающих склон, определяющий использование исходных данных в составе стандартных, традиционно применяемых методов количественной оценки устойчивости склонов, и принята необходимость учета возможной изменчивости физико-механических

свойств грунтов во времени под действием различных факторов, что более реалистично описывает природные условия. Исходя из вышеописанных результатов, наиболее значимое влияние на устойчивость рассматриваемого склона оказывает состояние грунтов ИГЭ-2, изменчивость показателей физико-механических свойств которого были оценены по результатам полевых и лабораторных работ. Фактические данные, характеризующие физико-механические свойства грунтов ИГЭ-2, приведены в таблице 4.4, а графики распределения – на рисунке 4.7 (а, б, в).

Также для рассматриваемой территории принималось нормальное распределение величины сейсмического воздействия (K_c). Однако вероятностная функция распределения сейсмического воздействия трудно определяема, и в настоящее время не существует общепринятого подхода, обеспечивающего получение приемлемых результатов. В настоящей работе вероятностная функция распределения величины сейсмического воздействия оценивалась на основе акселерограммы.

Таблица 4.4.

Изменчивость показателей физико-механические свойства грунтов ИГЭ-2

№ образца	Плотность ρ (кН/м ³)	Сцепление C (кПа)	Угол внутреннего трения φ (°)*
1	21,9	11,97	26,45
2	20,7	8,25	27,44
3	24,8	-	-
4	20,9	7,32	29,68
5	21,8	7,79	28,35
6	21,1	10,63	29,49
7	21,5	7,61	29,99
8	24,4	-	-
9	23,8	-	-
Средние значения	22,3	8,93	28,57
Коэффициент вариации	0,071	0,214	0,049

*При оценке распределения использовались значения величин с арифметической точностью, полученной при обработке результатов лабораторных испытания.

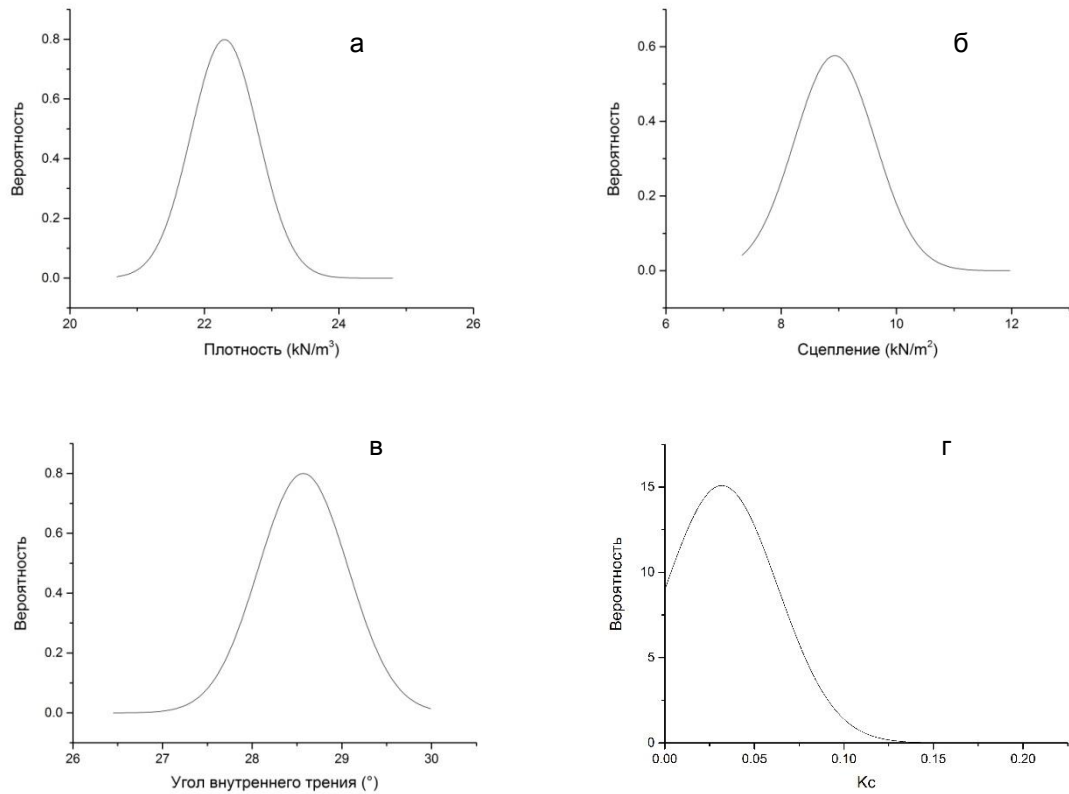


Рис. 4.7. Распределение учитываемых при расчете факторов (а. плотности грунтов; б. сцепления; в. угла внутреннего трения; г. величины сейсмического воздействия).

Для определения распределения величины сейсмического воздействия были использованы модифицированные данные по Рачинскому землетрясению ($M_w=6.8$), произошедшего 29.04.1991 г. Пик горизонтального ускорений модифицированной акселерограммы составил до $0,2g$. В соответствии с положениями СП 14.13330.2014 за исходные амплитудные характеристики колебаний грунта при сейсмичности 8 баллов были приняты ускорения 200 см/с^2 [Кан и др., 2018а]. Модифицированная горизонтальная акселерограмма приведена на рис. 4.8(а).

В рассматриваемом подходе предполагается, что сейсмическая сила направлена горизонтально и в сторону склона. Таким образом, ускорения, имеющие положительный знак (т.е. имеющие направление в сторону склона) принимаются в расчет, а ускорения, имеющие отрицательные значения- игнорируются. Акселерограмма, использованная при расчете вероятностного анализа, приведена на рис. 4.8(б).

По данным полученной акселерограммы среднее значение $K_c = 0,032$; коэффициент вариации $\sigma=0,032$. На основе акселерограммы график распределения величины сейсмического воздействия приведен на рис. 4.7(г).

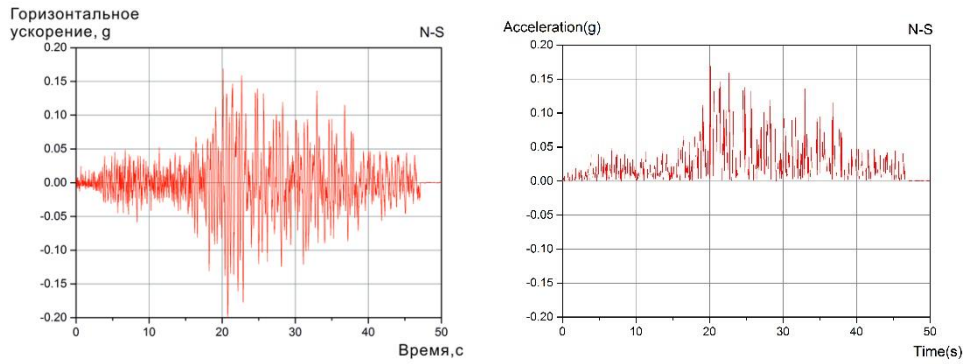


Рис. 4.8. Модифицированная акселерограмма горизонтальных ускорений по Рачинскому землетрясению ($M_w=6.8$) (приведено по [Кан и др., 2018a]) и акселерограмма ускорений, использованная при расчете вероятностного анализа.

В дальнейшем, с использованием полученных показателей распределения величины исходных данных, с использованием метода Монте-Карло был выполнен расчет вероятностного распределения коэффициента устойчивости склона, изменяющегося в зависимости от учитываемых факторов [Krahn, 2007]. При выполнении вероятностной оценки устойчивости было проведено порядка элементарных 2000 расчетов, учитывающих различные сочетания показателей учитываемых факторов. Полученные результаты количественной устойчивости склона с учетом изменчивости показателей физико-механических свойств грунтов и величины сейсмического воздействия приведены в таблице 4.5. Полученные распределения величин коэффициента устойчивости без учета сейсмического воздействия и с учетом возможного сейсмического воздействия показаны на рисунках 4.9 и 4.10. Также была получена вероятностная количественная оценка устойчивости склона (табл. 4.5), в составе которой дополнительно, в отличие от детерминированных оценок, были охарактеризованы минимальные, средние и максимальные величины устойчивости склона, стандартное отклонение в распределении величины $K_{уст}$ в расчетной выборке. Получение вероятностной количественной оценки устойчивости склона, представляющей собой, по сути, оценку вероятности развития оползневых очередей, оценка вероятности потери устойчивости склоном дополняется характеристикой (показателем) надежности (β) полученной вероятностной оценки. При этом значение показателя надежности (β) рассматривается как мера нормализации коэффициента смещений (т.е. вероятность потери устойчивости склоном), что при количественной оценке характеризуется величинами $K_{уст}<1,0$, является дополнительной, вновь открывающейся возможностью при использовании подхода, основанного на учёте изменчивости свойств грунтов во времени под действием различных факторов.

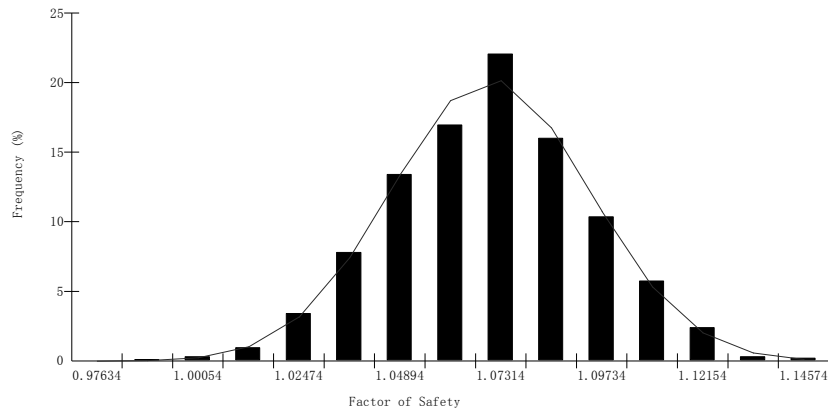


Рис. 4.9. Распределение $K_{уст}$ без учета сейсмического воздействия (среднее значение $K_{уст}=1,071$, $\sigma=0,023795$).

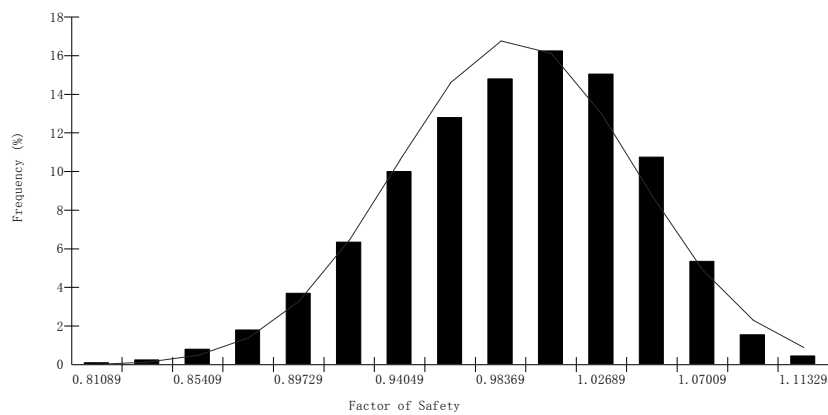


Рис. 4.10. Распределение $K_{уст}$ с учетом возможного сейсмического воздействия (среднее значение $K_{уст}=0,989$, $\sigma=0,051182$).

Таблица 4.5.

Результаты количественной вероятностной оценки устойчивости склона с использованием вероятностной функции распределения показателей, учитываемых при количественной оценке устойчивости склона

	без сейсмического воздействия	с сейсмическим воздействием
$K_{уст}$ сред.	1,071	0,989
$K_{уст}$ мин.	0,970	0,800
$K_{уст}$ макс.	1,151	1,123
Стандартное отклонение $K_{уст}$	0,023795	0,051182
Вероятность развития оползневого процесса (при $K_{уст}<1$),%	0,3	54,3
Показатель надежности, β	2,958	- 0,216

В свою устойчивость склона $K_{уст}$ по отношению к среднеквадратичному отклонению σ_k этого коэффициента и может быть рассчитано по формуле:

$$\beta = |(K_{уст} - 1,0) / \sigma_k| \quad (4.1.1)$$

Иными словами, под показателем надежности понимается свойство склона сохранять устойчивое состояние. Более низким вероятностям развития склоновых деформаций соответствуют более высокие показатели надежности и наоборот.

Рассмотрение результатов количественной оценки устойчивости склона на основе вероятностного подхода позволяет сделать значительно более широкие выводы о состоянии склона, в частности:- средняя величина $K_{уст}$, полученные для условий без сейсмического воздействия с учетом изменчивости показателей физико-механических свойств грунтов, ниже $K_{уст}$, полученного при использовании в качестве исходных данных усредненных показателей при применении консервативных (детерминистических) методов расчета устойчивости;

- для рассматриваемого склона при выявленных закономерностях изменчивости показателей физико-механических свойств грунтов существуют сочетания характеристик, при которых склон является устойчивым, что согласуется с результатами полевых наблюдений(без сейсмического воздействия);

- вероятность неблагоприятного сочетания показателей физико-механических свойств грунтов, при котором склон теряет устойчивость (без сейсмического воздействия), составляет порядка 0,3 %;

- средняя величина $K_{уст}$, полученная для склона в условиях сейсмического воздействия с учетом изменчивости показателей физико-механических свойств грунтов и величины сейсмического воздействия, выше $K_{уст}$, полученного при использовании консервативных (детерминистических) методов расчета;

- для рассматриваемого склона при выявленных закономерностях изменчивости показателей физико-механических свойств грунтов и величины сейсмического воздействия существуют сочетания характеристик, при которых в условиях сейсмического воздействия интенсивностью 8 баллов склон сохраняет устойчивость;

- вероятность благоприятного сочетания показателей физико-механических свойств грунтов, когда склон сохраняет устойчивость в условиях сейсмического воздействия, составляет 46 %.

4.2. Применение анализа чувствительности при количественной оценке устойчивости склонов, слогаемых нижеюрскими аргиллитами

Анализ чувствительности близок к вероятностному анализу, однако вместо задачи о вероятности развития оползневого процесса в зависимости от вероятности изменчивости факторов оползнеобразования, в этом случае решается задача о степени зависимости коэффициента устойчивости от закономерности изменения тех или иных параметров [Фоменко и др., 2013]. В Китае анализ чувствительности нередко используется на практике при оценке устойчивости склонов [Кои и др., 2001; Сао и др., 2005; Ху и др., 2007]. Анализ чувствительности позволяет выполнить прогноз изменения коэффициента устойчивости склона в зависимости от изменения одного или нескольких факторов оползнеобразования [Кан и др., 2017a; Кан и Зеркаль, 2017b].

В описанном выше примере выполнения количественной оценки устойчивости склона на основе вероятностного подхода распределения величины исходных данных имеет нормальный характер (рис. 4.7). Однако, в природных условиях распределение показателей физико-механические свойств грунтов в полученной выборке не всегда характеризуется равномерностью, особенно, когда склоновый массив представляет собой частое чередование прослоев разнородных грунтов невыдержанной мощности, что, в частности, отражается в равномерности отбора образцов для их последующего изучения.

В Китае анализ чувствительности проводится методом, при котором значения параметров меняются с одинаковой пропорциональностью, например, сцепление или угол внутреннего трения пораздельно уменьшаются в 0,2 раза и рассматривается степень изменения $K_{уст}$ [Кои и др., 2001; Ху и др., 2007]. При этом, чем больше степень изменения $K_{уст}$, тем устойчивость склона более чувствительна к этому показателю.

Характеристика объекта исследований. Рассматриваемый участок автомобильных дорог располагается в зоне развития геосинклинального структурно-тектонического комплекса в пределах Краснополянской структурно-формационной зоны Гагрско-Джавского складчато-глыбового поднятия, испытывающего в настоящее время устойчивое воздымание. Внутренняя структура комплекса характеризуется развитием серии килевидных, слабо запрокинутых в южном направлении складок с углами падения крыльев до 65-70°, осложненных серией крутопадающих разрывов. Также следует отметить, что оцениваемая территория располагается в зоне влияния Краснополянского разлома – крупного регионального тектонического нарушения II порядка, представляющего собой правосторонний взбросо-сдвиг с амплитудой перемещения до 100-130 м [Аверин и др., 2014].

Главной особенностью изучаемого склона является дифференциация склонового

массива по физико-механическим характеристикам вследствие выветривания аргиллитов (рис.4.11) [Kang и др., 2018b]. Верхняя часть мощностью до 10 м представлена сильно выветрелыми аргиллитами, для неё характерны высокие коэффициенты фильтрации и высокая трещиноватость. Удельное водопоглощение аргиллитов в верхней части разреза превышает 0,5 л/мин. Нижняя часть массива сложена плотными тонко трещиноватыми черными аргиллитами с очень низкими коэффициентами фильтрации. Невыветрелые грунты прочностью на раздавливание 7,0-9,0 МПа, углом трения 25-30 и сцеплением 25 кПа, выветрелые – 3,0-3,5 МПа, 28 и 10 кПа соответственно (табл.4.6).

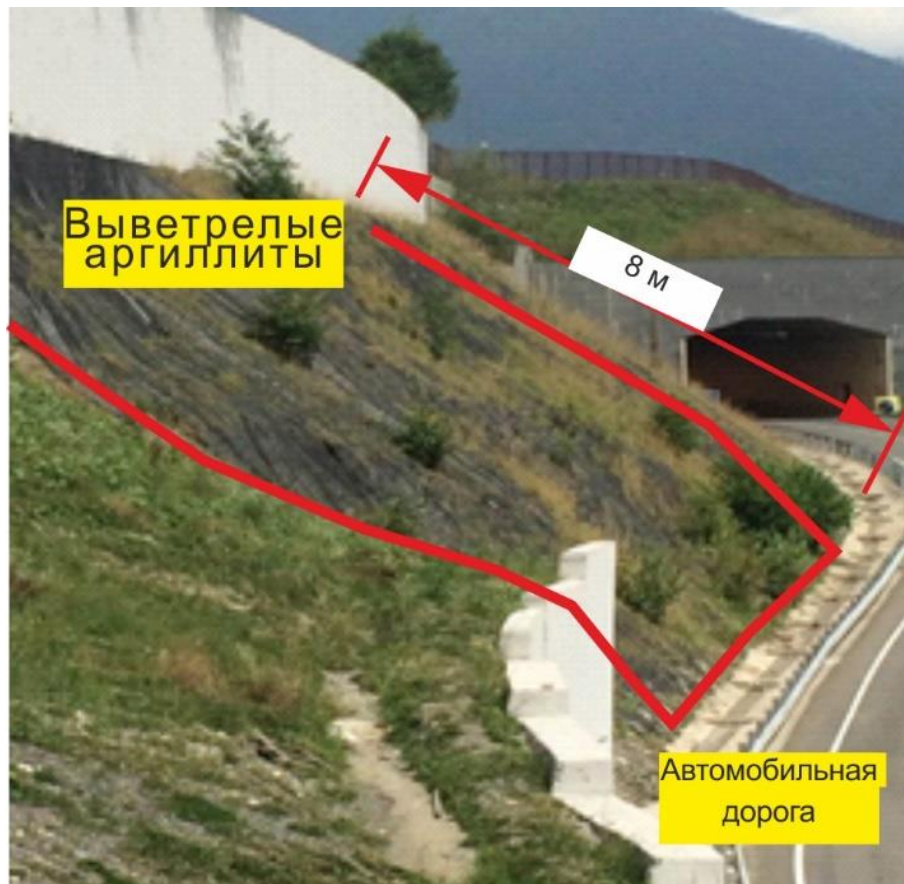


Рис. 4.11. Изучаемые склоновые массивы автомобильных дорог (фото Пономарева Ан.Ал 2017 г.)

Таблица 4.6.

Физико-механические свойства выветрелых аргиллитов

	плотность грунта (г/см ³)	сцепление (кПа)	угол внутреннего трения (°)	Коэффициенты сейсмичности по различным кодам
Диапазон значения	1,8-2,0	10-25	25-30	0,05-0,2
Среднее значение	1,9	17,5	27,5	0,125

Моделирование для оценки устойчивости склоновых массивов. В качестве основных входных параметров для оценки степени устойчивости склоновых массивов использовались: 1) морфология склона 2) физико-механические характеристики грунтов, слагающих массив 3) сейсмическое воздействие. При моделировании склонов интенсивность сейсмического воздействия принималась 8 баллов. Для оценки степени влияния вышеперечисленных факторов на устойчивость массива был также проведен анализ распределения напряжений и изменения коэффициента устойчивости склоновых массивов.

Зависимость распределения напряжений в склоновом массиве от его морфологии. Математическое моделирование напряжено-деформационного состояния склоновых массивов производилось в среде MIDAS GTS в трехмерном построении. Программный продукт MIDAS GTS специально разработан для решения геотехнических задач в трехмерной постановке и базируется на методе конечных элементов (МКЭ). Представленные программные комплексы отличаются мощными расчетными аппаратами и являются одними из наиболее совершенных инструментов для геотехнического моделирования в мире (MIDAS GTS, 2014). Данный расчет выполнялся в ООО «Инжзащита» в г. Сочи.

В рамках настоящей работы трехмерная модель использовалась для оценки интенсивности влияния крутизны склона на распределение напряжений и деформаций. Для анализа влияния изменения морфологии склона на распределение напряжений и деформаций была использована трехмерная модель склона с углами наклона от 10 до 70 градусов (рис.4.12). В качестве физико-механических характеристик грунтов, слагающих массив, были выбраны следующие: Модуль упругости (E) – 200 МПа, Коэффициент Пуассона (μ) – 0.3.

На рисунке 4.13 изображены контуры максимальных касательных напряжений в трехмерном пространстве склона. Рисунок 4.13 показывает, что для склонов крутизной 10-50 градусов касательные напряжения составляют до 3,34 кПа и сосредоточены они в нижней части массива, тогда как в массивах крутизной 70 градусов касательные напряжения достигают 37,14 кПа. Рисунок 4.14 показывает, что деформация сосредоточена в нижней части массива, тогда как в массивах крутизной 70 градусов касательные напряжения достигают $2,83 \cdot 10^{-3}$. Такие изменения напряжений и деформаций демонстрируют значительное влияние крутизны падения склоновых массивов на изменения их напряженно-деформационного состояния.

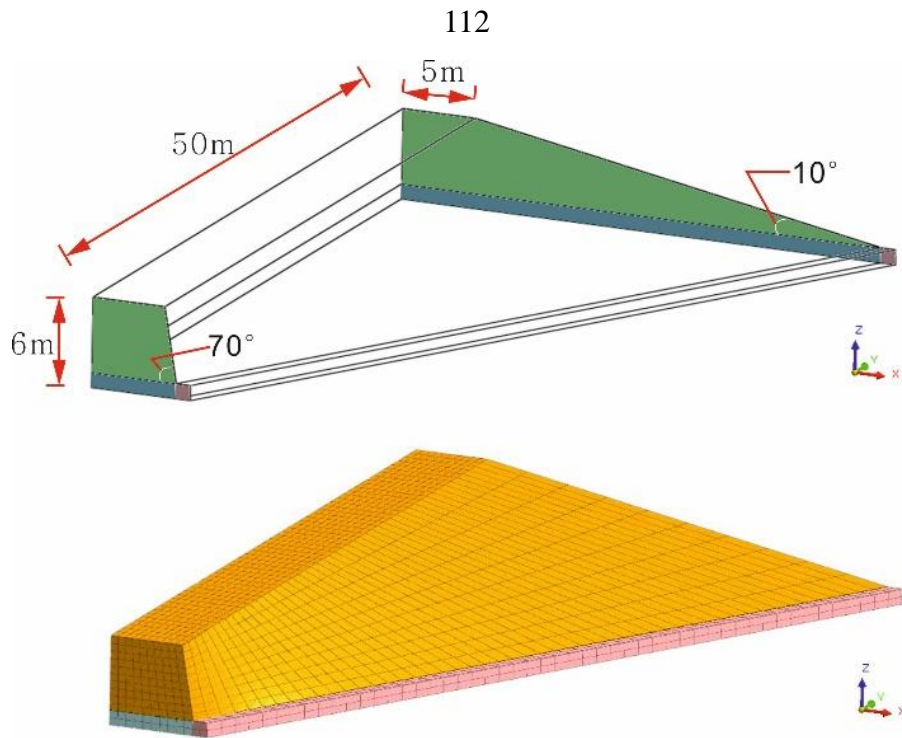


Рис. 4.12. Модель склонового массива с углами крутизны от 10 до 70 градусов, созданная в MIDAS GTS

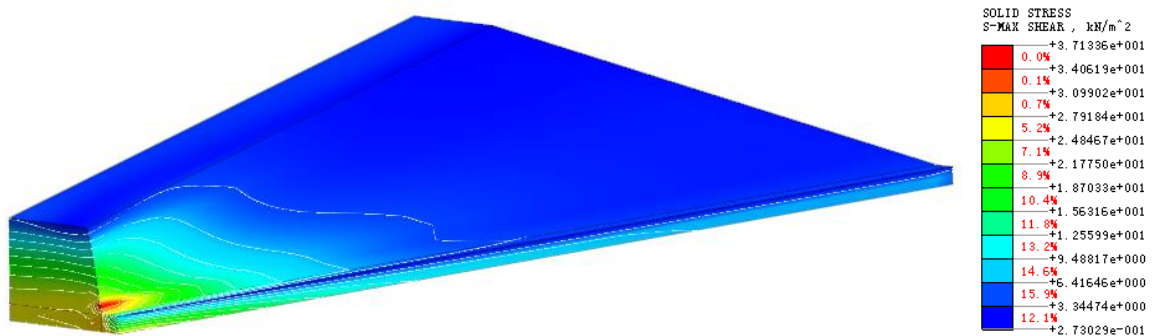


Рис. 4.13. Схема распространения максимальных касательных напряжений (Maximum Shear stress), созданная в MIDAS GTS

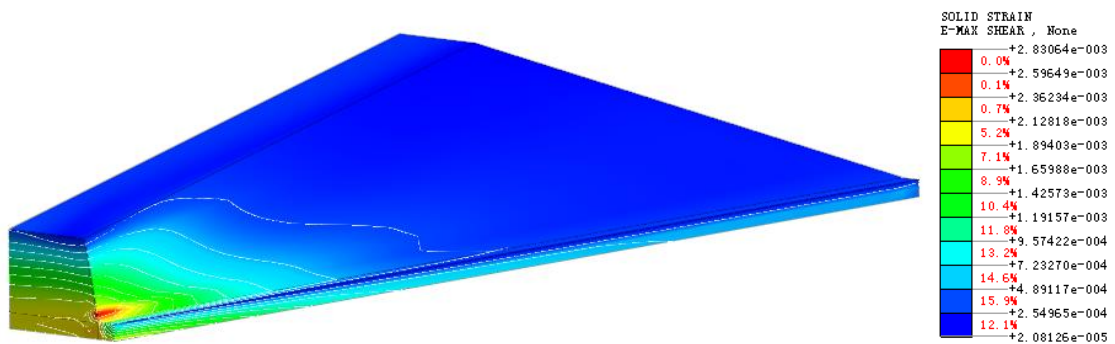


Рис. 4.14. Схема распространения максимальных деформаций, созданная в MIDAS GTS

Анализ чувствительности коэффициента устойчивости к физико-механическим свойствам грунта и коэффициенту сейсмичности.

Помимо моделей, созданных с применением МКЭ для анализа всего склонового массива, также были построены двухмерные модели для оценки устойчивости массивов методом предельного равновесия (метод Morgenштерна-Прайса) при различной крутизне склона в программной среде GeoStudio (рис.4.15). Программный комплекс GeoStudio позволяет проводить оценку влияния отдельных показателей на $K_{уст}$, и анализ чувствительности проводился с изменением только одного параметра, в то время как остальные величины характеризовались статистически осредненными значениями. При этом, чем больше степень изменения $K_{уст}$, тем состояние склона (с точки зрения потери устойчивости) более чувствительно к этому показателю. При оценке влияния отдельных показателей на $K_{уст}$ анализ чувствительности проводился с изменением только одного параметра, в то время как остальные величины характеризовались статистически осредненными значениями [Кан и Зеркаль, 2017b]. Значения вводимых параметров вводились с учетом проведённых полевых испытаний грунтов (табл. 4.6). Разброс значений также известен: плотность грунта 1,8-2,0 г/см³, сцепление 10-25 кПа и угол внутреннего трения 25-30 °.

Что касается сейсмического действия, то для выявления последствий землетрясения, с ускорениями, создающими инерционные силы, был использован псевдостатический анализ. В методе предельного равновесия программного обеспечения GeoStudio эти силы действуют в горизонтальном и вертикальном направлениях в центре каждого откосе. В данной статье рассматриваются и применяются только горизонтальные инерционные силы как горизонтальные силы в каждом откосе. В разных странах существуют различные нормативные документы для определения значения сейсмического коэффициента как показаны в главе 2. В китайском нормативном документе DZ/T0219-2006 «Технические нормы к проектированию и строительным работам по предотвращению и управлению оползнями» [DZ/T0219-2006], коэффициент сейсмичности равен 0,2, соответствующий интенсивности 8. Хотя, применяемый во многих европейских странах Еврокод 8 указывает на то, что сейсмический коэффициент равен 0,1 при проектном ускорении грунта 200 см/с² на соответствующих типах грунта [CEN, 2004]. для Российской нормы ОДМ 218.2.006-2010 и некоторых норм Китая коэффициент сейсмичности принимает 0,05 [ОДМ 218.2.006-2010]. Можно отметить, что разница в значениях коэффициента сейсмичности, рекомендуемых различными нормативными документами, существенная, составляющая от 2 до 4 раз [Кан и др., 2017a]. На основании этих стандартов при анализе чувствительности учитывается изменение сейсмического коэффициента от 0,05 до 0,2.

Анализ чувствительности проводился с учетом изменения крутизны склоновых массивов. Для удобства отображения все параметры распределены по значениям от 0 до 1. Нулевые значения соответствуют наименьшим значениям напряжений, а значения 1 наибольшим. Например, нулевым значениям соответствуют значения угла внутреннего трения 25° и сцепления 10 кПа. Область единичных значений соответствует параметрам угла внутреннего трения в 30° и сцепления 25 кПа. Полученные результаты анализа чувствительности приведены на рис. 4.16. Из представленного рисунка 4.16 видно, что наибольшее влияние на устойчивость склона в условиях сейсмического воздействия оказывает изменчивость величины сцепления (С) и используемого коэффициента сейсмичности (Кс). Иными словами, рассматриваемый склоновый массив наиболее чувствителен (с точки зрения потери устойчивости) именно к характеристикам величины сцепления (С) и коэффициента сейсмичности (Кс). Полученные результаты указывают, что для устойчивости рассматриваемого склона изменчивость величин угла внутреннего трения грунтов (φ) менее значима, чем варьирование величины сцепления (С) и величины коэффициента сейсмичности (Кс). При этом минимальная изменчивость $K_{уст}$ характерна при варьировании плотности грунтов (ρ), указывая на наименьшую чувствительность устойчивости склона к изменению этой характеристики. Следует отметить, что угла внутреннего трения грунтов (φ) не особо влияет на устойчивость склона данных грунтовых массив так как при выветривании угла внутреннего трения немного меняется. Проведенный анализ чувствительности показали большое влияние показателей сцепления (корректность их определения) на конечный результат количественной оценки устойчивости склона. Полученные результаты анализа чувствительности также показали значимость выбора величины коэффициента сейсмичности для итоговых оценок устойчивости склона [Кан и др., 2017а].

Таким образом, далее сейсмическое воздействие и сцепление будут рассматриваться отдельно в качестве наиболее важных факторов.

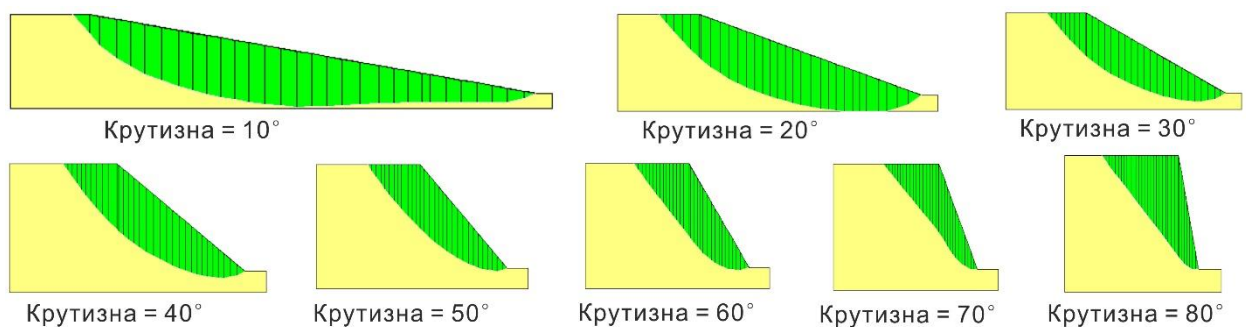


Рис. 4.15. Модели для оценки устойчивости массивов методом Моргенштерна-Прайса при разных уклонах склонов (10° , 20° , 30° , 40° , 50° , 60° , 70° и 80°)

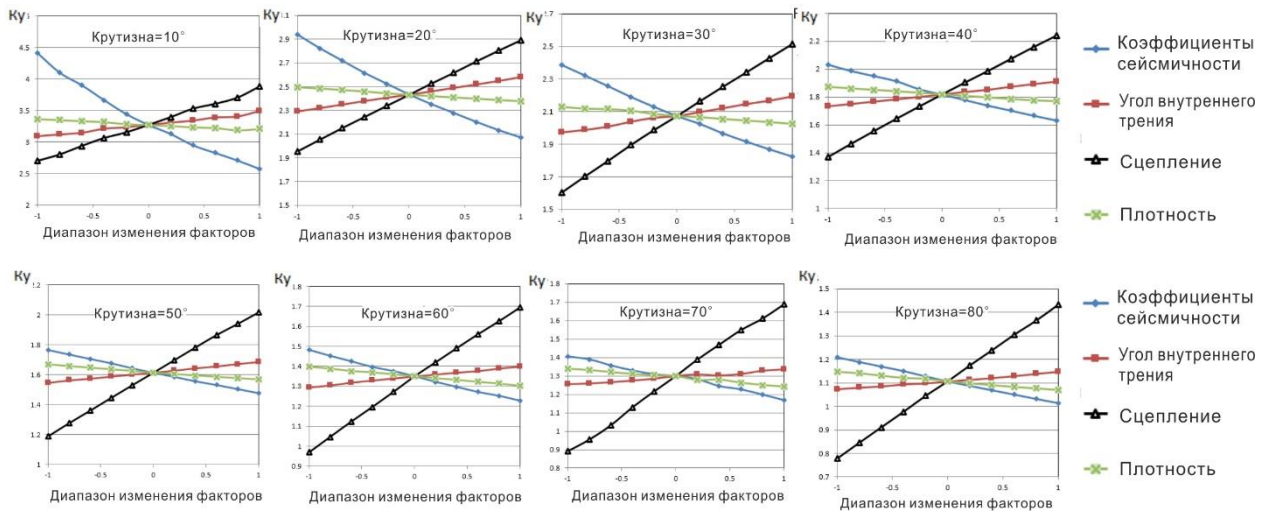


Рис. 4.16. Графики чувствительности устойчивости склона при различных уклонах склона (10°, 20°, 30°, 40°, 50°, 60°, 70° и 80°).

Результаты оценки устойчивости склона при статическом и псевдостатическом анализах. С помощью моделирования изучено влияние крутизны склона, сцепления грунтов и сейсмического коэффициента на устойчивость склонов. Анализ коэффициентов устойчивости проводился при различных значениях крутизны склонов (10-80°) и сцепления (10-25 кПа). В свою очередь среднее значение плотности грунтов принималось = 1,9 г/см³, а угол внутреннего трения = 27,5°. Статические и сейсмические состояния склонов рассматривались отдельно. Соответствующий коэффициент сейсмичности устанавливается равным 0, 0.05, 0.1 и 0.2 отдельно.

Коэффициенты устойчивости склона при 8 разных значениях крутизны были рассчитаны для сцепления в диапазоне 10-25 кПа и коэффициента сейсмичности (0, 0.05, 0.1, 0.2) по методу Morgenstern-Price (табл. 4.7-4.10).

Таблица 4.7.

Количественная оценка устойчивости склона в различных условиях при статическом состоянии ($K_c=0$)

$K_{уст}$		Сцепление (кПа)										
		10	11,5	13	14,5	16	17,5	19	20,5	22	23,5	25
Кру- тизна (°)	10	4,61	4,93	5,13	5,36	5,57	5,76	5,90	6,19	6,41	6,61	6,83
	20	2,71	2,85	2,99	3,12	3,26	3,40	3,53	3,65	3,79	3,91	4,04
	30	2,04	2,17	2,29	2,41	2,53	2,64	2,76	2,87	2,98	3,08	3,20
	40	1,66	1,77	1,88	1,99	2,09	2,19	2,29	2,40	2,50	2,60	2,69
	50	1,40	1,50	1,60	1,69	1,78	1,87	1,97	2,06	2,15	2,23	2,32
	60	1,16	1,24	1,33	1,41	1,50	1,58	1,67	1,75	1,83	1,92	2,00
	70	1,03	1,12	1,22	1,30	1,38	1,49	1,54	1,61	1,70	1,81	1,87
	80	0,92	0,99	1,07	1,14	1,21	1,29	1,36	1,43	1,50	1,57	1,64

Таблица 4.8.

Количественная оценка устойчивости склона в различных условиях при сейсмическом состоянии ($K_c=0,05$)

$K_{уст}$		Сцепление (кПа)										
		10	11,5	13	14,5	16	17,5	19	20,5	22	23,5	25
Кру- тизна ($^{\circ}$)	10	3,64	3,81	3,92	4,03	4,25	4,41	4,58	4,72	4,88	5,05	5,20
	20	2,35	2,47	2,59	2,71	2,82	2,94	3,05	3,16	3,27	3,38	3,49
	30	1,85	1,96	2,07	2,18	2,28	2,39	2,49	2,59	2,69	2,79	2,89
	40	1,53	1,64	1,74	1,84	1,94	2,03	2,13	2,22	2,31	2,41	2,50
	50	1,32	1,41	1,50	1,59	1,68	1,76	1,86	1,94	2,03	2,12	2,20
	60	1,07	1,16	1,24	1,32	1,40	1,48	1,56	1,64	1,72	1,80	1,88
	70	0,97	1,05	1,13	1,23	1,32	1,41	1,49	1,59	1,68	1,77	1,83
	80	0,87	0,94	1,01	1,08	1,15	1,22	1,29	1,36	1,42	1,49	1,56

Таблица 4.9.

Количественная оценка устойчивости склона в различных условиях при сейсмическом состоянии ($K_c=0,1$)

$K_{уст}$		Сцепления (кПа)										
		10	11,5	13	14,5	16	17,5	19	20,5	22	23,5	25
Кру- тизна ($^{\circ}$)	10	2,90	3,07	3,20	3,34	3,45	3,55	3,71	3,86	3,99	4,07	4,20
	20	2,07	2,18	2,28	2,38	2,48	2,58	2,68	2,78	2,87	2,97	3,07
	30	1,68	1,78	1,88	1,98	2,08	2,17	2,26	2,35	2,45	2,54	2,63
	40	1,42	1,52	1,61	1,71	1,80	1,89	1,97	2,06	2,17	2,23	2,32
	50	1,23	1,32	1,41	1,49	1,58	1,66	1,75	1,84	1,92	2,01	2,08
	60	1,03	1,11	1,18	1,25	1,32	1,39	1,46	1,53	1,60	1,67	1,74
	70	0,91	0,99	1,08	1,16	1,25	1,34	1,41	1,47	1,57	1,62	1,76
	80	0,81	0,87	0,94	1,01	1,07	1,14	1,21	1,27	1,34	1,41	1,47

Таблица 4.10.

Количественная оценка устойчивости склона в различных условиях при сейсмическом состоянии ($K_c=0,2$)

$K_{уст}$		Сцепление (кПа)										
		10	11,5	13	14,5	16	17,5	19	20,5	22	23,5	25
Кру- тизна ($^{\circ}$)	10	2,13	2,22	2,30	2,41	2,50	2,57	2,69	2,79	2,88	2,97	3,02
	20	1,66	1,75	1,83	1,91	1,99	2,07	2,15	2,23	2,31	2,38	2,46
	30	1,41	1,50	1,58	1,66	1,74	1,83	1,90	1,98	2,06	2,14	2,22
	40	1,23	1,31	1,39	1,48	1,55	1,63	1,71	1,79	1,87	1,94	2,02
	50	1,08	1,16	1,24	1,32	1,40	1,48	1,55	1,62	1,69	1,76	1,83
	60	0,88	0,95	1,02	1,09	1,15	1,23	1,29	1,35	1,41	1,47	1,65
	70	0,80	0,88	0,96	1,03	1,09	1,16	1,22	1,29	1,35	1,40	1,50
	80	0,70	0,77	0,83	0,89	0,95	1,01	1,07	1,14	1,19	1,26	1,32

Основываясь на результатах расчета, представленных в таблице 4.7 на рисунке 4.17 изображена схема распределения значений коэффициента устойчивости при сейсмическом коэффициенте $= 0$. На этом рисунке можно наблюдать, что в случаях, когда сцепление составляет менее чем 12 кПа коэффициент устойчивости склонового массива может быть меньше единицы, в случаях, когда угол крутизны склона составляет более 75 градусов коэффициент устойчивости склонового массива составляет также меньше единицы. Согласно нормативным документам значения коэффициента устойчивости в диапазоне 1,0 – 1,2 также рассматриваются как недостаточные. С учетом нормативных требований склоновый массив, сложенный нижнеюрскими аргиллитами можно считать устойчивым при значениях сцепления грунтов выше чем 16 кПа и при крутизне склона менее чем 60 градусов.

На рисунке 4.18 изображена схема распределения значений коэффициента устойчивости при значениях коэффициента сейсмичности $= 0.05$ на результатах расчета, представленных в таблице 4.8. Когда значения сцепления грунтов менее чем 13 кПа, а крутизна склона превышает 80 градусов коэффициент устойчивости принимает значения меньше единицы.

На рисунка 4.19 и 4.10 также изображены схемы распределения значений коэффициента устойчивости, по результатам расчетов представленных в таблицах 4.9 и 4.10. Так же как и на рисунках 4.17 и 4.18 схемы изображают распределения значений коэффициента устойчивости при различных сочетаниях крутизны склонов и значений сцепления грунта. Схемы распределения показывают, что с увеличением углов внутреннего трения и с уменьшением значений сцепления грунтов склоновых массив стремится к стабилизации. Склон переходит в нестабильное состояние с увеличением сейсмического воздействия.

Указанные выше тенденции известны любому специалисту в области инженерной геологии. Однако приведенные количественные соотношения позволяют достаточно точно заранее предсказать точные значения коэффициента устойчивости склоновых массивов, сложенных нижнеюрскими аргиллитами в зависимости от выветрелости грунтов, слагающих склоновый массив, и его крутизны. Следует отметить, что все результаты только применяются для склонов с высотой 5 м. Если характеристики склона изменяются существенно, то влияние этих изменений на общую устойчивость склона необходимо оценивать.

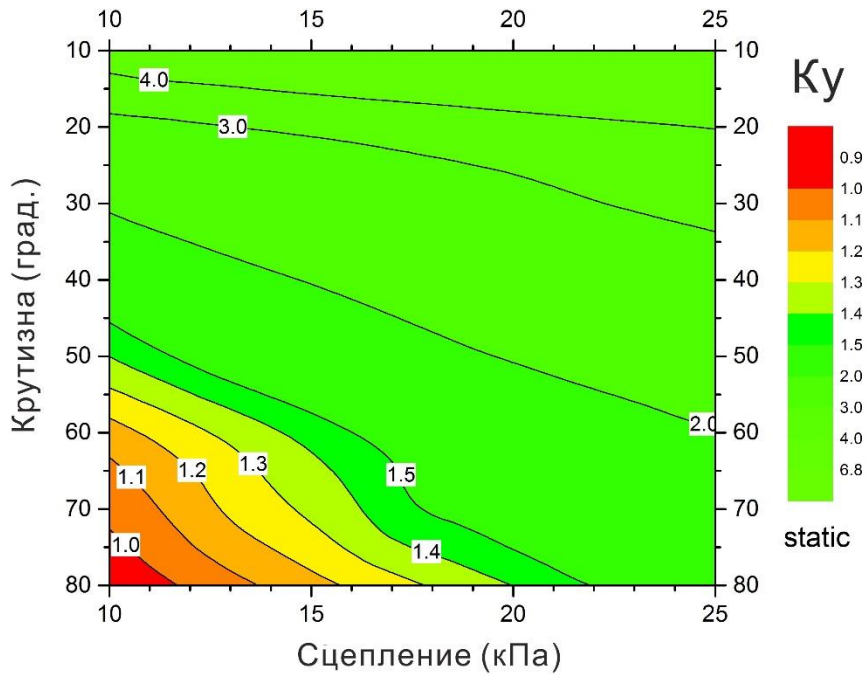


Рис. 4.17. Распределение коэффициентов устойчивости склона, полученные с использованием статического анализа ($K_s=0$). В красной зоне коэффициент устойчивости склонового массива составляет меньше единицы, т.е. склон является неустойчивым.

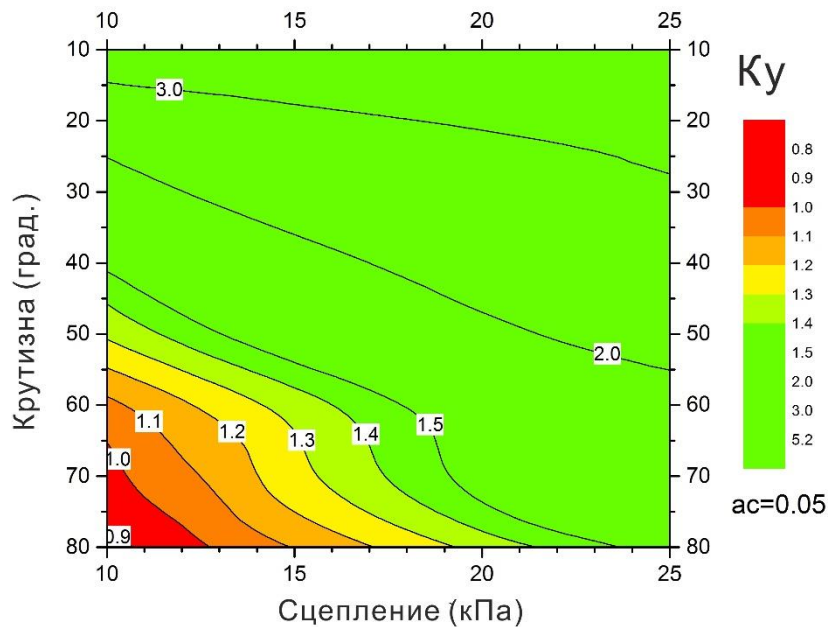


Рис. 4.18. Распределение коэффициентов устойчивости склона, полученные с использованием псевдостатического анализа ($K_s=0,05$) по Российскому коду [ОДМ 218.2.006-2010]. В красной зоне коэффициент устойчивости склонового массива составляет меньше единицы, т.е. склон является неустойчивым.

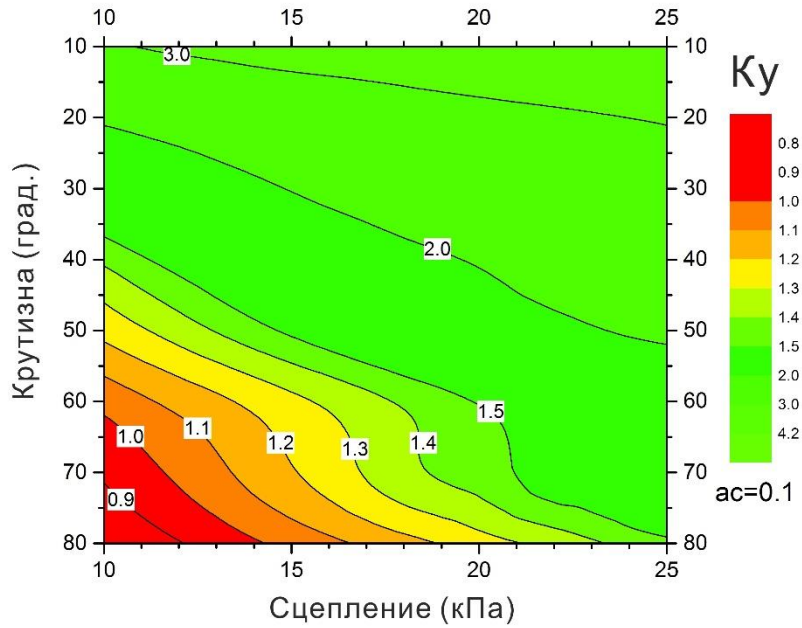


Рис. 4.19. Распределение коэффициентов устойчивости склона, полученные с использованием псевдостатического анализа ($K_c=0,1$) по Евркоду [CEN, 2004]. В красной зоне коэффициент устойчивости склонового массива составляет меньше единицы, т.е. склон является неустойчивым.

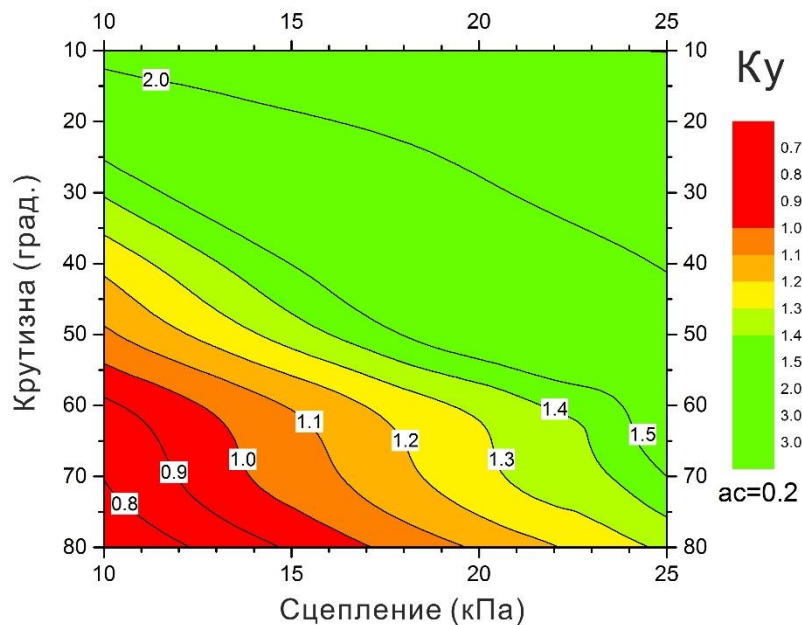


Рис. 4.20. Распределение коэффициентов устойчивости склона, полученные с использованием псевдостатического анализа ($K_c=0,2$) по Китайскому коду [DZ/T0219-2006]. В красной зоне коэффициент устойчивости склонового массива составляет меньше единицы, т.е. склон является неустойчивым.

4.3. Применение динамического анализа при количественной оценке устойчивости склона на участке спортивного комплекса «Русские Горки»

по материалам статьи [Кан и др., 2018a*]

Оценка сейсмического воздействия на устойчивость склонов на рассматриваемой территории (северный склон хр. Аибга) ранее проводилась с использованием вариационно-разностного метода [Zerkal и др., 2015], а также с применением методом конечных элементов [Фоменко и др., 2009]. В последнем случае для выполнения динамического анализа при оценке устойчивости склонов был использован метод Ньюмарка [Newmark, 1965], позволяющий получать деформации склонов с учетом акселерограмм реальных землетрясений. И хотя метод Ньюмарка более соответствует реальности, в сравнении с псевдостатическим анализом, при его использовании трудно оценить практическую устойчивость склона. Для решения этой проблемы Н. Liu предложил 0.65-метод, позволяющий сопоставить результаты динамического анализа устойчивости склонов с данными, получаемыми при псевдостатическом анализе [Liu и др., 2003].

В настоящей работе выполнено сопоставление результатов динамического и псевдостатического при расчете устойчивости склонов с учетом сейсмического воздействия, а также выполнена оценка влияния эффекта крутизны склона на итоговые величины $K_{уст}$, полученные при динамическом расчете.

Характеристика объекта исследований

Природные условия территории. Рассматриваемый участок располагается на левобережье р. Мзымта в нижней части северного склона хр. Аибга (рис.4.21). В геоморфологическом отношении территория характеризуется относительным превышением над урезом реки до 250 м с абсолютными отметками 600-750 м. Рассматриваемый участок располагается в зоне развития геосинклинального структурно-тектонического комплекса в пределах Краснополянской структурно-формационной зоны Гагрско-Джавского складчато-глыбового поднятия, испытывающего в настоящее время устойчивое воздымание. Северный склон хр. Аибга в средней и нижней своей части сложен нижнеюрскими аргиллитами, представленными как плотными, полускальными разностями, так и зонами с высокой степенью выветрелости, что оказывает существенное влияние на современную устойчивость склонов на рассматриваемой территории [Самарин и др., 2016; Zerkal и др., 2015].

* Кан К., Зеркаль О.В., Фоменко И.К., Пономарев Ан.Ал. Современные подходы к количественной оценке устойчивости склонов при сейсмическом воздействии//Инженерная геология. – 2018а. –№8(1-2). - С.72-85.

Для рассматриваемой территории наиболее значимым из "быстро изменяющихся" факторов (по [Зеркаль, 2013]), вызывающим развитие оползневых процессов, является обводнение склонового массива как в период интенсивных и продолжительных осадков, так и в период снеготаяния. Одним из значимых триггерных факторов оползнеобразования в пределах северного склона хр. Аибга является сейсмичность. В настоящей работе учитывается только роль триггерного фактора, а оценка влияния "быстро изменяющихся" факторов остается за рамками проводимого анализа.

Анализ уклонов склонов. Оценка пространственной изменчивости крутизны склонов для рассматриваемой территории выполнялась с помощью стандартных процедур геоинформационной системы ArcGIS. На начальном этапе топографическая карта (с представлением рельефа в виде изолиний) была трансформирована в цифровую модель рельефа (DEM) (рис.4.22), которая в дальнейшем явилась основой для построения карты уклонов дневной поверхности.

На следующем этапе для рассматриваемой территории был выполнен анализ распределения склонов различной крутизны. В результате были выделены пять градаций склонов по крутизне (рис. 4.23):

- поверхности с максимальными уклонами 40-50°, которые занимают порядка 1% площади исследуемого участка;
- поверхности крутизной 30-40°, занимающие до 16% площади участка;
- поверхности крутизной 20-30°, которые занимают 44% площади исследуемого участка;
- поверхности крутизной 10-20°, занимающие 30% от площади участка;
- поверхности с уклонами менее 10°, которые занимают 9% от площади участка.

Исходя из полученного распределения, в дальнейшем, для анализа устойчивости склонов были использованы три таксона по крутизне – до 20°, 20-30° и 30-40°.

Физико-механические свойства грунтов. Геологический разрез в пределах рассматриваемого участка складывается толщей нижнеюрских аргиллитов, представляющих собой малопрочные (прочность на одноосное сжатие – 7,0-9,0 МПа) грунты средней плотности (2,0-2,5 г/см³). Аргиллиты существенно анизотропны. Сцепление, в зависимости от ориентировки трещин напластования, колеблется от 25 кПа до 300 кПа, а угол внутреннего трения составляет порядка 30°. Верхняя часть толщи аргиллитов представлена их выветрелыми разностями, для которых характерно некоторое разуплотнение (до 1,8-2,0 г/см³) и снижение прочности на одноосное сжатие до 3,0-3,5 МПа. Величина сцепления в выветрелых разностях аргиллитов составляет не более 10 кПа, а угол внутреннего трения – 26-28°. Изучение строения верхней части геологического разреза показало, что мощность

выветрелой зоны аргиллитов достигает 10 м [Романов и др., 2017].

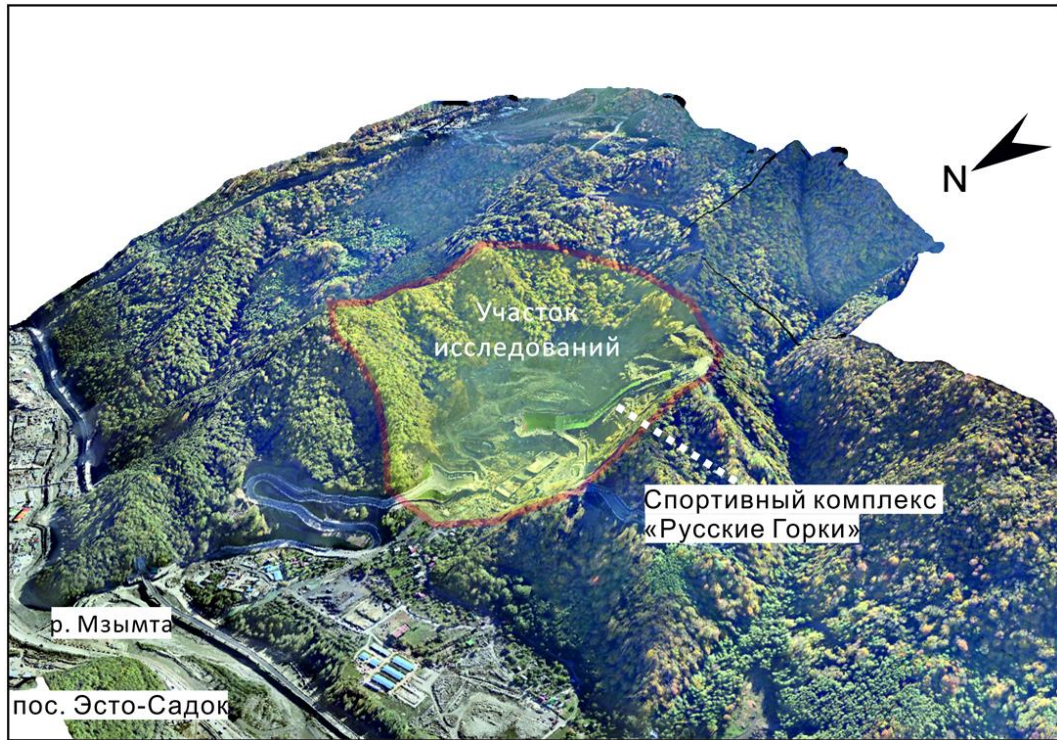


Рис. 4.21. Местоположение исследуемого участка в нижней части северного склона хребта Аибга

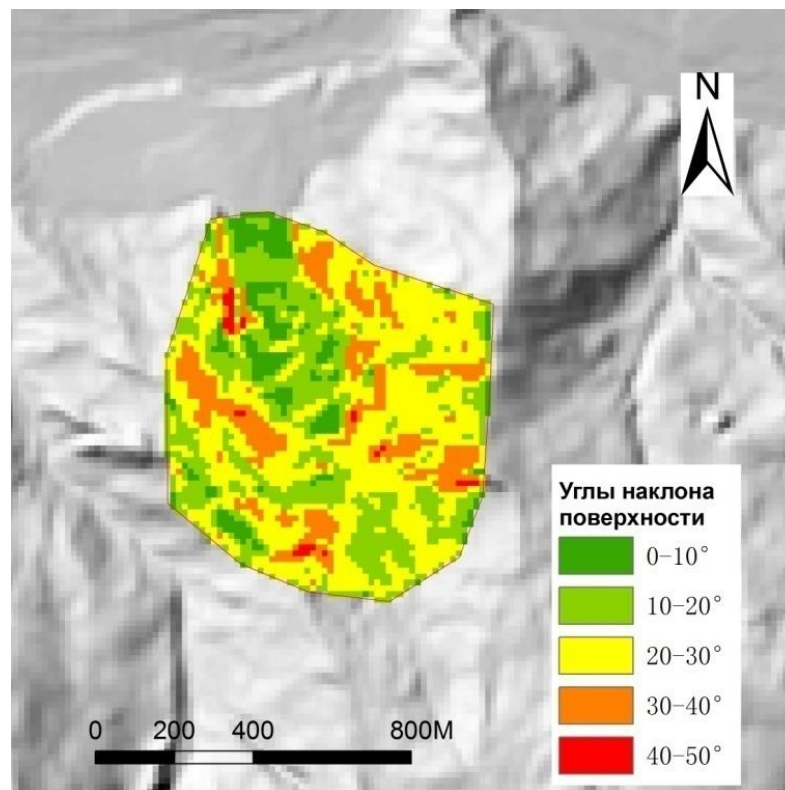


Рис. 4.22. Карта уклонов поверхности рассматриваемого участка северного склона хр. Аибга

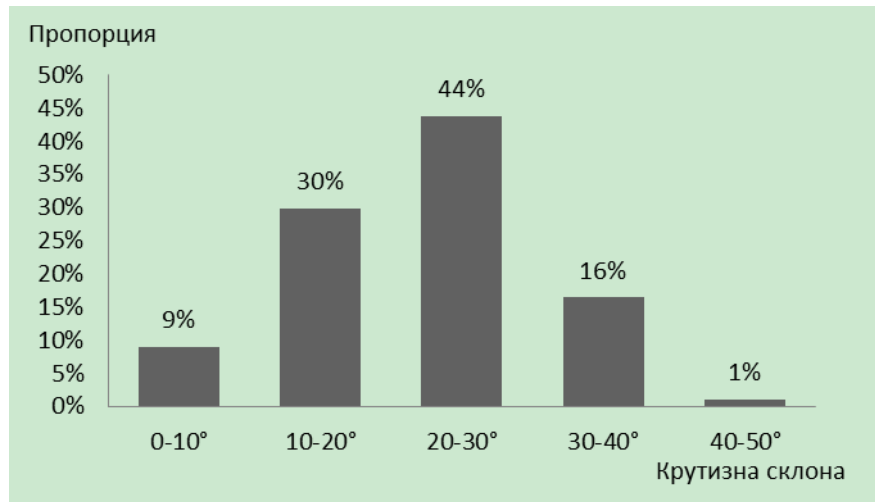


Рис. 4.23. Гистограмма распределения поверхностей различной крутизны

Моделирование и расчет устойчивости склона.

Создание модели. Как было показано выше в пределах рассматриваемой территории правомерным является выделение трех градаций рельефа. Для анализа роли уклона поверхности в устойчивости склонов на изучаемом участке северного склона хр. Аибга в программном комплексе Geostudio были подготовлены три геомеханические модели с крутизной склона в 20°, 30° и 40° (рис. 4.24). Так как мощность выветрелых аргиллитов на рассматриваемой площади составляет до 10 м, высота всех модельных склонов была принята равной 25 м.

В моделях принимались следующие расчетные свойства грунтов:

- плотность грунта – 2,2 г/см³;
- угол внутреннего трения – 28 °;
- сцепление 10, 15, 20, 25 кПа.

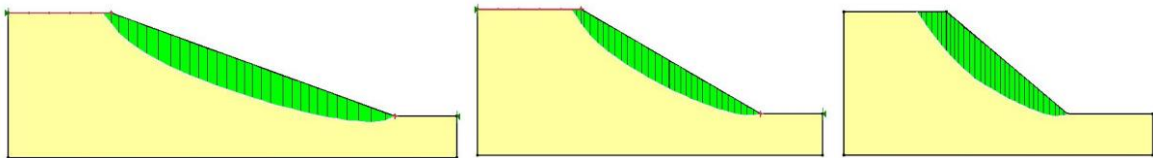


Рис. 4.24. Модели для расчета устойчивости склона с крутизной 20°, 30° и 40°.

Расчет устойчивости склона без сейсмического воздействия (статический анализ). В настоящей работе в качестве основных результатов принимаются результаты, полученные с использованием метода Моргенштерна-Прайса. Как уже указано в главе 2 Моргенштерн и Прайс разработали метод расчета устойчивости склонов на основе решения двух уравнений, одно из них удовлетворяет общему равновесию моментов, другое –

общему равновесию горизонтальных сил. Уравнения коэффициента устойчивости по Моргенштейну и Прайс в отношении равновесия моментов и равновесия горизонтальных сил приведены в формулах (2.45-2.48).

Пример количественной оценки устойчивости склона, выполненной методом Моргенштерна-Прайса без учета сейсмического воздействия для участка с крутизной поверхности 40° , плотностью $2,2 \text{ г/см}^3$, углом внутреннего трения 28° и величиной сцепления равной 15 кПа , показан на рис. 4.25.

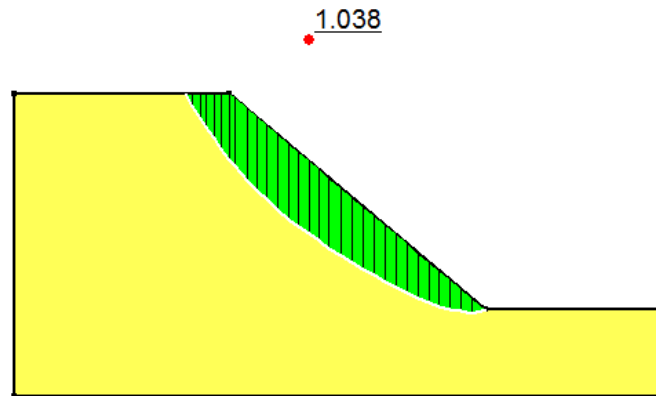


Рис. 4.25. Геомеханическая схема по результатам оценки устойчивости склона (крутизна 40° , сцеплением 15 кПа) по методу Моргенштерна-Прайса без учета сейсмического воздействия ($K_{уст} = 1,038$)

Расчет устойчивости склона с учетом сейсмического воздействия на основе псевдостатического анализа. При псевдостатическом анализе эффект от землетрясения моделируется путем введения дополнительной силы, определяемой по формулам (2.52-2.53).

Значение горизонтального коэффициента сейсмичности принимается в соответствии с табл. 4.2. Расчет устойчивости склона выполнялся с учетом ожидаемого 8-балльного сейсмического воздействия по псевдостатической схеме анализа. В расчет закладывались величины горизонтального и вертикального сейсмического ускорения для 8-балльного землетрясения в соответствии с Еврокод 8.

В соответствии с Еврокод 8 расчетные сейсмические силы инерции F_H и F_V , действующие на грунтовый массив, соответственно в горизонтальном и вертикальном направлении, при псевдостатическом анализе записываются в виде:

$$F_H = 0,5\alpha \cdot W \quad (4.1)$$

где

$$F_V = \pm 0,5F_H, \text{ если отношение } a_{vg}/a_g \text{ больше } 0,6;$$

$$F_V = \pm 0,33F_H, \text{ если отношение } a_{vg}/a_g \text{ меньше либо равно } 0,6;$$

α – отношение расчетного ускорения грунта a_g , к ускорению силы тяжести;

a_{vg} – расчетное ускорение грунта в вертикальном направлении;

W – вес оползающего массива.

При определении направления горизонтальной сейсмической силы направление в сторону склона рассматривается наиболее неблагоприятное направление. При определении знака в формуле для расчета силы инерции, действующий в вертикальном направлении F_V , следует исходить из принципа наиболее неблагоприятного сочетания, т.е. знак выбирается такой, при котором коэффициент устойчивости склона будет меньше.

При количественной оценке устойчивости были приняты $K_{ch} = 0.1$; $K_{cv} = \pm 0,033$ (наиболее неблагоприятное направление вертикальной составляющей – вниз относительно склона). Геомеханическая схема с результатами оценки устойчивости склона на основе псевдостатического анализа приведена на рис. 4.26. При расчетах был получен коэффициент устойчивости $K_{уст} = 0,877$.

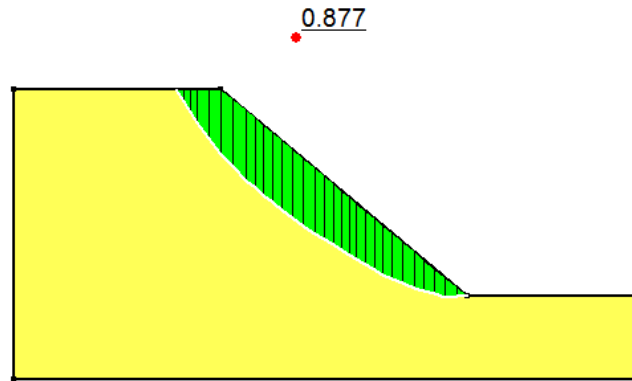


Рис. 4.26. Геомеханическая схема по результатам оценки устойчивости склона (крутизна 40° , сцеплением 15 кПа) по методу Morgenштерна-Прайса с учетом сейсмического воздействия с использованием псевдостатического анализа ($K_{уст} = 0,877$).

Расчет устойчивости склона с учетом сейсмического воздействия на основе динамического анализа. При динамическом анализе расчет устойчивости склона основывается на использовании данных акселерограмм, что позволяет принимать во внимание фактическую продолжительность и интенсивность землетрясения. Решение задачи расчета устойчивости склона с учетом сейсмического воздействия в GeoStudio осуществляется следующим образом. На начальном этапе, на основе статического анализа определяется начальное поле напряжений, действующее в массиве грунтов. В дальнейшем, на следующем этапе выполняется динамический анализ, позволяющий определить изменение напряженно-деформированного состояния массива при прохождении сейсмических волн.

В основе динамического анализа лежит конечно-элементное решение уравнения движения, как показано в формуле (2.54).

R.W. Jibson было предложено два метода выбора акселерограммы при выполнении динамического анализа [Jibson, 1993]:

- 1) увеличение (scaling) ускорения реальной акселерограммы до требуемого ускорения;
- 2) использование одного или несколько циклов искусственного ускорения с импульсами прямоугольной, треугольной или синусоидальной формы.

При выполнении расчетов в рамках настоящих исследований был выбран метод увеличения ускорения реальной акселерограммы. Для расчета устойчивости склона с учетом сейсмического воздействия на основе динамического анализа были использованы модифицированные данные по Рачинскому землетрясению ($M_w=6.8$), произошедшего 29.04.1991 г. В этом регионе это последнее сильное землетрясение. Запись была сделана на станции Аханкалаки [Фоменко и др., 2009]. Оригинальные акселерограммы приведены на рис. 4.27. В соответствии с положениями СП 14.13330.2014 за исходные амплитудные характеристики колебаний грунта принимаются ускорения - 200 см/с^2 при сейсмичности 8 баллов [СП 14.13330.2014]. Поэтому горизонтальная акселерограмма была модифицирована путем увеличения пика горизонтальных ускорений до $0,2g$. Следует отметить, что в среде GeoStudio модель является двухмерной. В связи с этим, для расчета была выбрана акселерограмма по направлению север-юг. Также для использования при анализе была модифицирована вертикальная акселерограмма (пик горизонтального ускорений увеличен до $0,13g$). Акселерограммы, после модифицирования, использованные при расчетах, приведены на рис. 4.28.

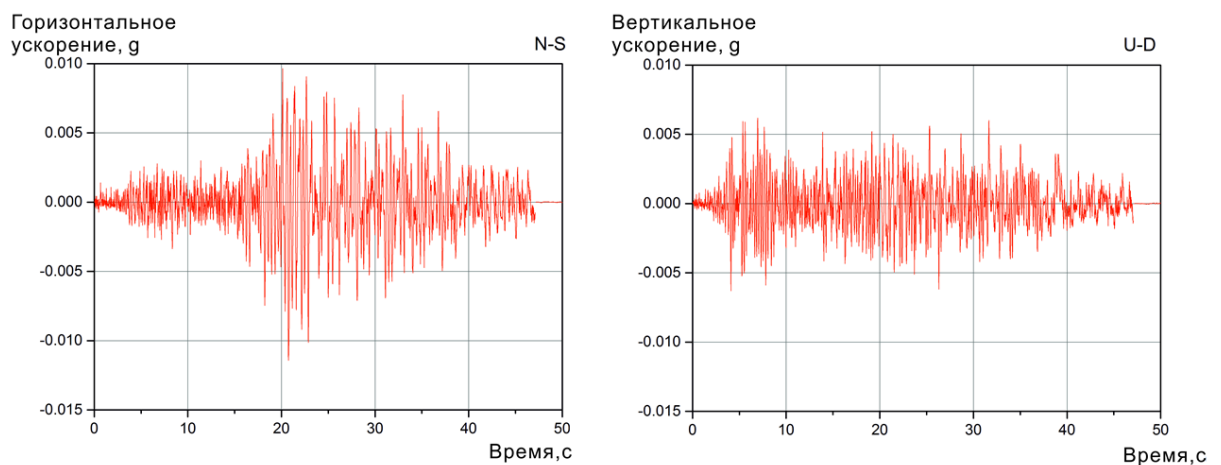


Рис. 4.27. Акселерограммы горизонтальных и вертикальных ускорений по Рачинскому землетрясению ($M_w=6.8$) (приведено по [Фоменко и др., 2009]).

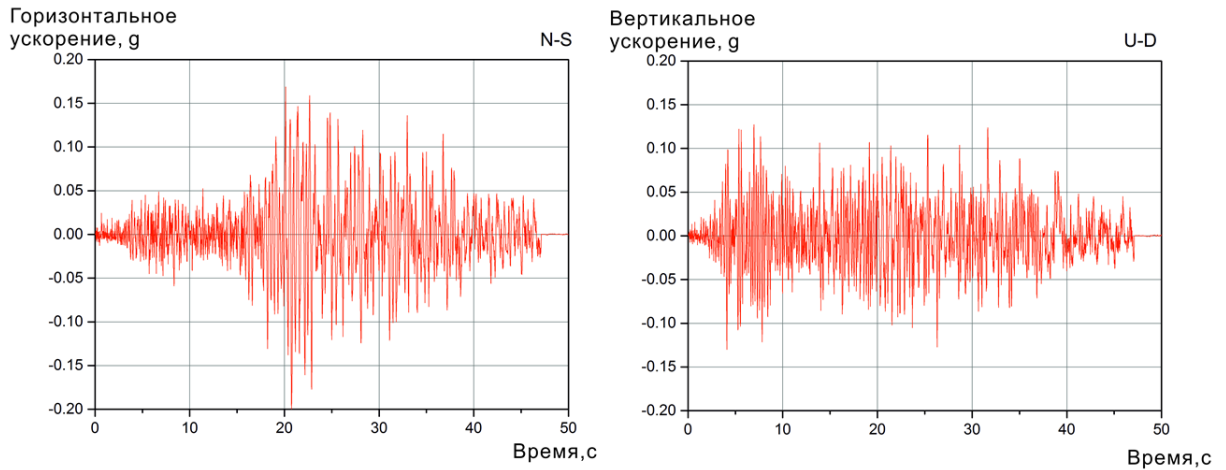


Рис. 4.28. Модифицированные акселерограммы ускорений, использованные при расчетах.

Зависимость коэффициента устойчивости склона ($K_{уст}$) от времени сейсмического воздействия показана на графике, приведенном на рис. 4.29. Во время сейсмического воздействия минимальный коэффициент устойчивости $K_{уст}^{min} = 0,937$.

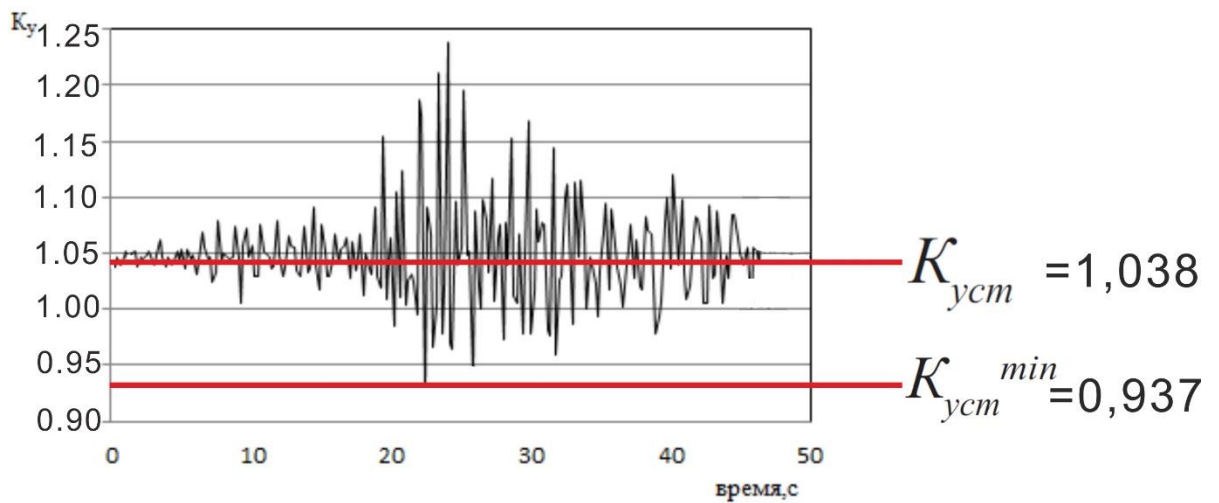


Рис. 4.29. График зависимости коэффициента устойчивости склона $K_{уст}$ от времени сейсмического воздействия (для модели склона с крутизной поверхности 40° , углом внутреннего трения 28° и величиной сцепления 15 кПа)

Расчет устойчивости склона при сейсмического воздействия с использованием метода Ньюмарка. Метод Ньюмарка позволяет выполнять оценку динамической устойчивости склона, определяемой количественно как критическое, пороговое ускорение основания (оползневого массива), необходимое для преодоления силы трения покоя и начала движения [Newmark, 1965]. Согласно подходу Ньюмарка предполагается, что развитие оползневого процесса начинается тогда, когда ускорение, вызванное

сейсмическим воздействием, превышает величину критического ускорения. График зависимости $K_{уст}$ от осредненной величины сейсмического ускорения, полученный в программном комплексе GeoStudio для рассматриваемого модельного склона (крутизна поверхности 40° , угол внутреннего трения 28° , сцепление 15 кПа), приведен на рис. 4.30. По графику можно получить критическое ускорение, соответствующее условию $K_{уст}=1$. Если ускорение превышает величину критического ускорения, то начинается смещение оползневого тела. Для рассматриваемых условий критическое ускорение $a_y=0,098$. Следует отметить, что модель Ньюмарка приемлема только при определенных обстоятельствах. Эта процедура идеально применима для случаев с нулевой или небольшой изменчивости прочностных свойств грунтов при динамическом воздействии.

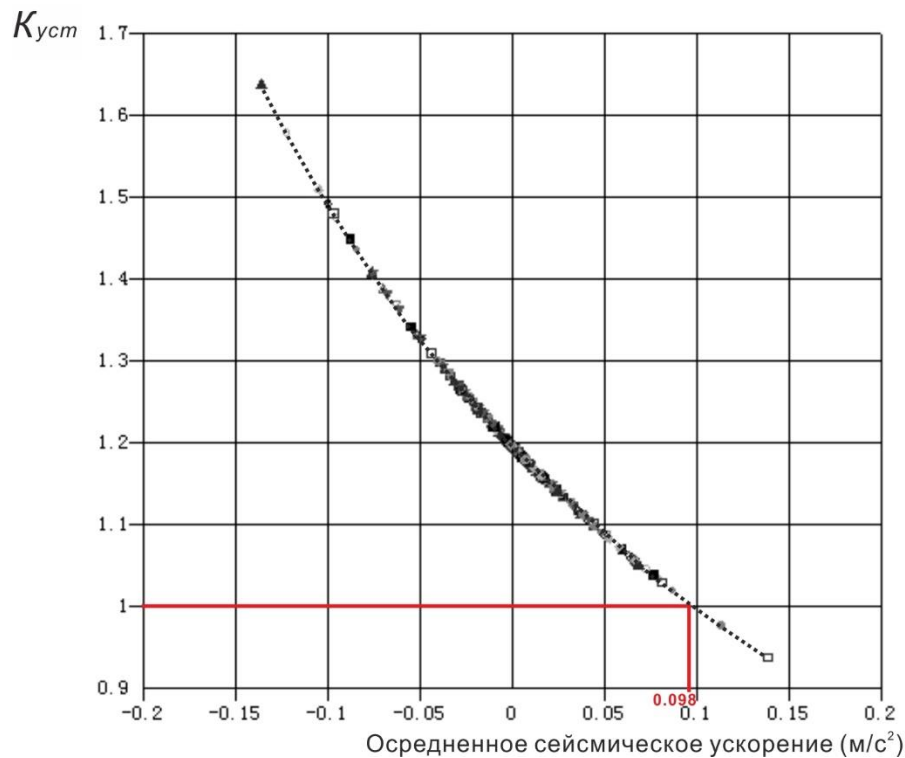


Рис. 4.30. График зависимости $K_{уст}$ от осредненного сейсмического ускорения (для модели склона с крутизной поверхности 40° , углом внутреннего трения 28° и величиной сцепления 15 кПа)

График зависимости осредненной акселерограммы, скорости и деформации склона от времени сейсмического воздействия по методу Ньюмарка приведен на рис. 4.31. По результатам выполненного расчета, выполненный по методу Ньюмарка, величина деформации склона с учетом акселерограммы составила 2,5 мм. Обобщение деформаций склонов склона с различными уклонами и величинами показателя сцеплениями по методу Ньюмарка приведено в табл. 4.11.

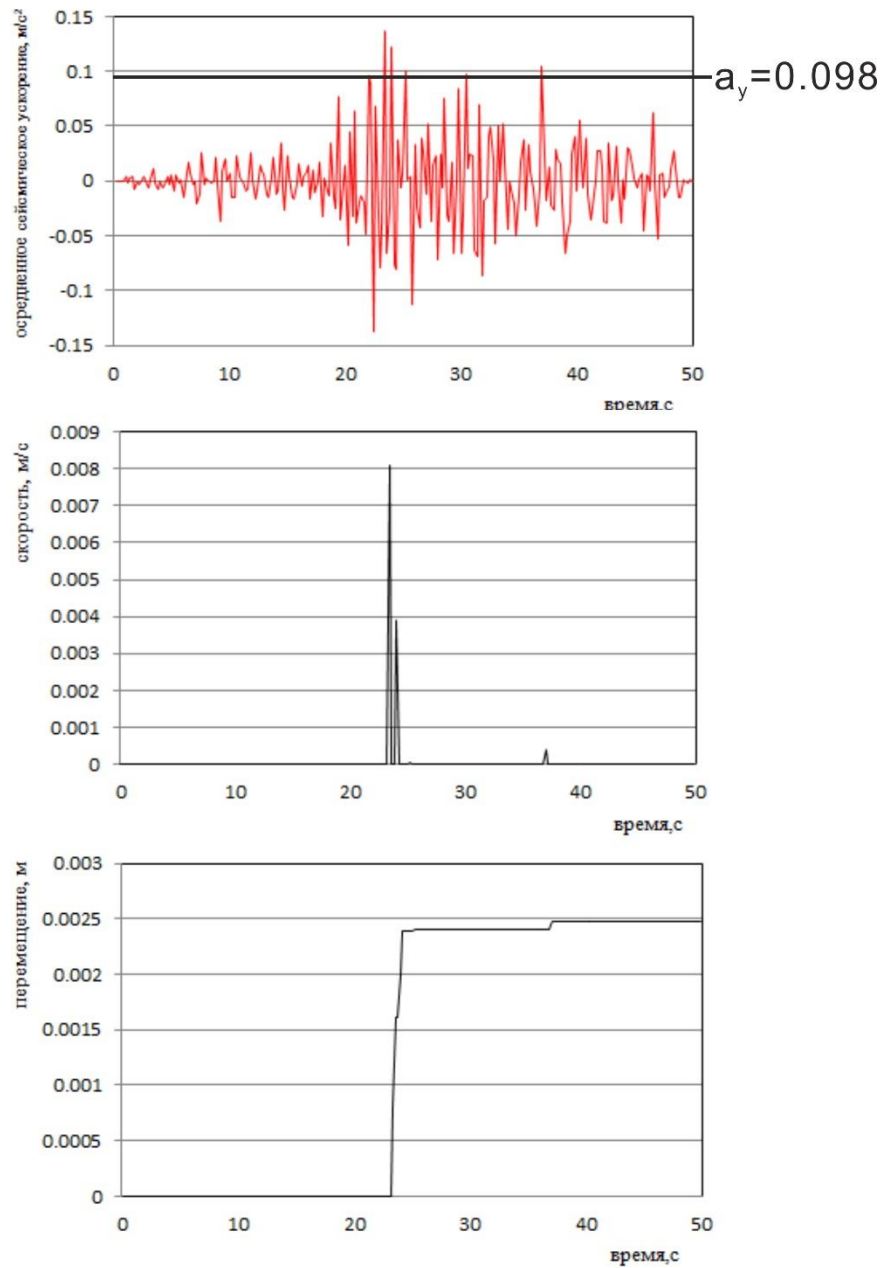


Рис. 4.31. График зависимости осредненной акселерограммы, скорости и деформации склона от времени сейсмического воздействия по методу Ньюмарка

В настоящее время Российской Федерации в рамках изучения развития оползней (а также нормативных документах) практически полностью отсутствуют по оценке критических величин деформаций при анализе активизации оползневых смещений, что является безусловным пробелом. Лишь только в единичных работах затрагивается проблема взаимосвязи величин оползневых смещений и сейсмическом воздействии [Захаров и др., 2009; Родкин и др., 2012; Артикаев и др., 2006]. В связи с этим следует обратиться к международной практике, в первую очередь, к работам американских специалистов, рассматривающих эту проблему.

Н.В. Seed указывает, что деформация склона менее 1 м приемлема для отдельных сооружений [Seed, 1979]. G.F. Wieczorek с соавторами в качестве критической величины деформаций оползневого склона (на примере округа San Mateo в Калифорнии) предложил принять 50 мм [Wieczorek и др., 1985]. D.K. Keefег для условий южной Калифорнии в качестве критического значения деформаций оползневого склона использует величину в 100 мм [Keefег и др., 1989]. R.W. Jibson использовал величину 50-100 мм как критическое значение оползневых деформаций для оползневого склона в долине Миссисипи [Jibson и др., 1993].

Таблица 4.11.

Расчетные величины деформаций склонов с различными уклонами и величинами показателя сцеплениями (по методу Ньюмарка)

Условия	С (кПа)			
	10	15	20	25
Деформация склона крутизной 20 °	0 мм	0 мм	0 мм	0 мм
Деформация склона крутизной 30 °	3,6 мм	0 мм	0 мм	0 мм
Деформация склона крутизной 40 °	603 мм	2,5 мм	1,6 мм	0 мм

Руководством по оценке и снижению сейсмической опасности в Калифорнии принимается, что деформации 0-100 мм вряд ли могут вызвать потерю устойчивости склона, деформации от 100 мм до 1000 мм могут способствовать потере устойчивости склона, а при деформациях свыше 1000 мм склон является неустойчивым [Guidelines for Evaluating...]. Вместе с тем, в рекомендациях по проектированию транспортной инфраструктуры отмечается, что приемлемая величина деформации зависит от конкретных ситуаций. Таким образом, можно сделать вывод о том, что в настоящее время в мире еще не выработано четкое понимание к оценке деформаций склона, критичных для активизации оползневых смещений. На практике, в большинстве случаев применяется перерасчетный $K_{уст}$ как критерий устойчивости склона. Проведем оценку этого показателя на примере рассматриваемой территории.

Расчет устойчивости склона с учетом сейсмического воздействия с использованием 0.65-метода (КНР)

В Китае в практике количественной оценки устойчивости склона в районах с возможным сейсмическим воздействием псевдостатический анализ используется намного чаще, чем динамический анализ. Однако, в настоящее время активно проводится изучение

применимости динамического анализа при оценке устойчивости склонов в условиях сейсмического воздействия. Вместе с тем, одним из нерешенных вопросов, препятствующих более широкому внедрению динамического анализа в практику расчетов устойчивости склонов, является проблема сопоставления величин $K_{уст}$, получаемые в рамках различных методов анализа и их модификаций.

С. Su с соавторами предложили рассматривать в качестве результирующего $K_{уст}$ при выполнении динамического анализа значение минимального $K_{уст}^{min}$ [Su и др., 2003]. Для рассматриваемого участка (для склона крутизной 40° и при сцеплении 15 кПа) был получен $K_{уст}^{min} = 0,937$ (рис. 4.29).

У. Li с соавторами в качестве результирующего $K_{уст}$ при выполнении динамического анализа рассматривает среднее значение полученного $K_{уст}$ [Li и др., 2006]. Для анализируемого участка (для склона крутизной 40° и при сцеплении 15 кПа) был получен $K_{уст}^{cp} = 1,199$.

Н. Liu предложил 0.65-метод, который преобразовывает минимальные величины $K_{уст}^{min}$, полученные при выполнении динамического анализа [Liu и др., 2003]. Сущность предложенного подхода заключается в следующем. Очевидно, что при сейсмическом воздействии $K_{уст}$ колеблется, в том числе принимая минимальные значения коэффициента устойчивости – $K_{уст}^{min}$ (рис. 4.29). В то же время, в статических условиях (т.е. без сейсмического воздействия) развитие оползневых смещений определяется коэффициентом устойчивости $K_{уст}$. Предполагая, что нарушение устойчивости склона не обязательно происходит мгновенно при приложении сейсмической загрузки, предлагается принять, что $(K_{уст} - K_{уст}^{min})$ составляет 0,65 статического коэффициента устойчивости, отражая отклонение коэффициента устойчивости при сейсмическом воздействии от коэффициента устойчивости статических условий. Иными словами, полученные величины минимального коэффициента устойчивости $K_{уст}^{min}$, рассчитанного при динамическом анализе, и значения коэффициента устойчивости $K_{уст}$, рассчитанные при статическом анализе, могут быть использованы для получения приведенного коэффициента устойчивости $K_{уст}^{дин}$ динамического анализа по формуле следующего вида:

$$K_{уст}^{дин} = K_{уст} - 0,65 * (K_{уст} - K_{уст}^{min}) \quad (4.2)$$

Для рассматриваемого склона (крутизна 40° , сцепление 15 кПа) полученная величина $K_{уст}$ для статических условий составляет 1,038, минимальное расчетное значение $K_{уст}^{min}$ при динамическом анализе составляет 0,937, тогда $K_{уст}^{дин} = 0,972$.

Количественная оценка устойчивости склона в различных условиях (с различной крутизной и показателями сцеплениями). Обсуждение результатов.

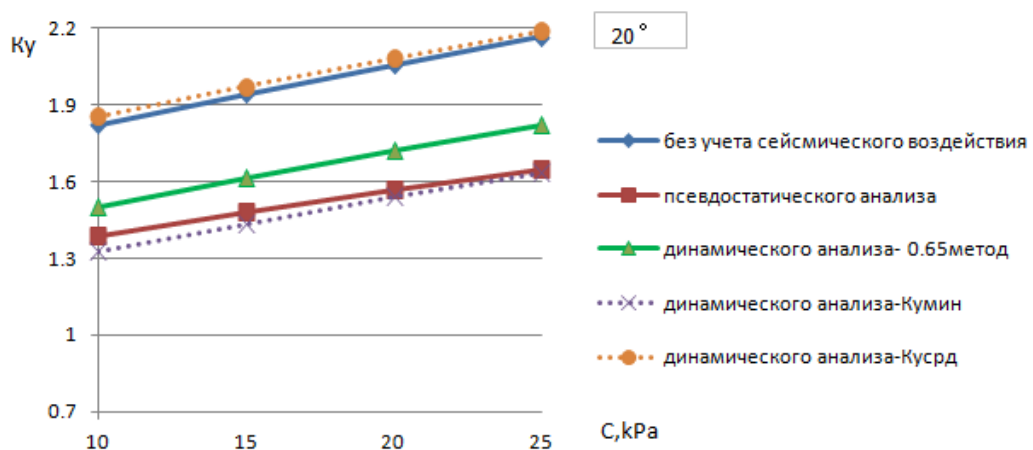
Результаты количественной оценки устойчивости склона на рассматриваемом участке в различных условиях (с различной крутизной поверхности и показателями сцеплениями), полученные с использованием различных методов учета сейсмического воздействия приведены в таблице 4.12. На рисунках 4.32, 4.33 и 4.34 представлены графики зависимости расчетных величин коэффициента устойчивости от показателей прочностных характеристик (сцепление) аргиллитов для склонов различной крутизны. Из таблицы и представленных рисунков видно, что значение прочностных характеристик (сцепление) оказывает прямое влияние на устойчивость склонов на рассматриваемой территории (чем выше сцепление грунтов, тем выше значение коэффициента устойчивости, независимо от крутизны склона).

На рисунках 4.32, 4.33 и 4.34 хорошо видно, что усредненное значение полученного $K_{уст}^{cp}$ (оранжевый пунктир) как результирующего $K_{уст}$ при динамическом анализе неверно характеризует состояние склона, так как расчётная величина $K_{уст}^{cp}$ даже выше значений статического $K_{уст}$. Иными словами, при использовании подхода, базирующегося на принятии в качестве результирующей $K_{уст}$ при динамическом анализе на основе усреднения полученных значений $K_{уст}$, склон в условиях сейсмического воздействия оказывается более устойчивым, чем при асейсмических условиях (т.е. без сейсмического воздействия), что, очевидно, противоречит имеющимся научным фактам.

Считая, что нарушение устойчивости склона не обязательно происходит при мгновенной сейсмической загрузке, минимальный $K_{уст}^{дин}$ (фиолетовый пунктир) как результирующий $K_{уст}$, получаемый при динамическом анализе, оказался слишком консервативным. В результате этого для обеспечения устойчивости склона потребуются более значительные экономические затраты. По сравнению с вышеперечисленными подходами, итоговые оценки, полученные с использованием 0.65-метода оказываются более реалистичными и более сопоставимыми с результатами оценок устойчивости, получаемых при использовании псевдостатического анализа. Следует отметить, что для отдельных вариантов рассматриваемых условий (при крутизне склона равной 30°) количественные оценки устойчивости склонов, полученные с использованием динамического анализа с применением 0.65-метода и полученные при псевдостатическом анализе, практически совпадают.

Количественная оценка устойчивости склона в различных условиях

K _{уст}	Крутизна	C (kPa)			
		10	15	20	25
без учета сейсмического воздействия	20 °	1,824	1,945	2,057	2,166
	30 °	1,243	1,352	1,457	1,540
	40 °	0,993	1,038	1,123	1,215
по результатам псевдостатического анализа	20 °	1,385	1,480	1,566	1,648
	30 °	1,016	1,108	1,191	1,262
	40 °	0,788	0,877	0,948	1,023
по результатам динамического анализа (0,65метод)	20 °	1,501	1,613	1,721	1,821
	30 °	1,029	1,117	1,200	1,277
	40 °	0,879	0,972	1,021	1,097
по результатам динамического анализа (K _{уст} ^{min})	20 °	1,327	1,434	1,540	1,635
	30 °	0,913	0,991	1,062	1,136
	40 °	0,818	0,937	0,966	1,034
по результатам динамического анализа(K _{уст} ^{сп})	20 °	1,852	1,972	2,085	2,190
	30 °	1,339	1,424	1,515	1,599
	40 °	1,043	1,199	1,214	1,298

Рис. 4.32. Зависимости K_{уст} от сцепления аргиллита для склонов крутизной 20°

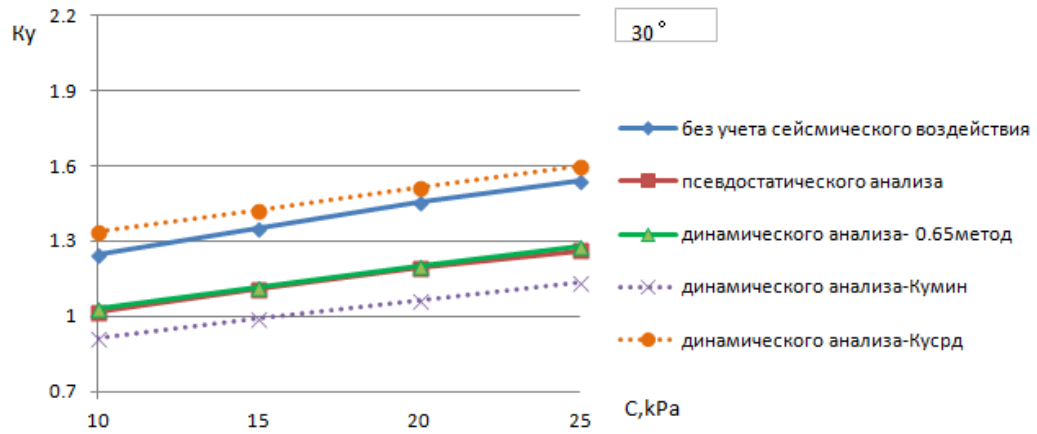


Рис. 4.33. Зависимости $K_{уст}$ от сцепления аргиллита для склонов крутизной 30° .

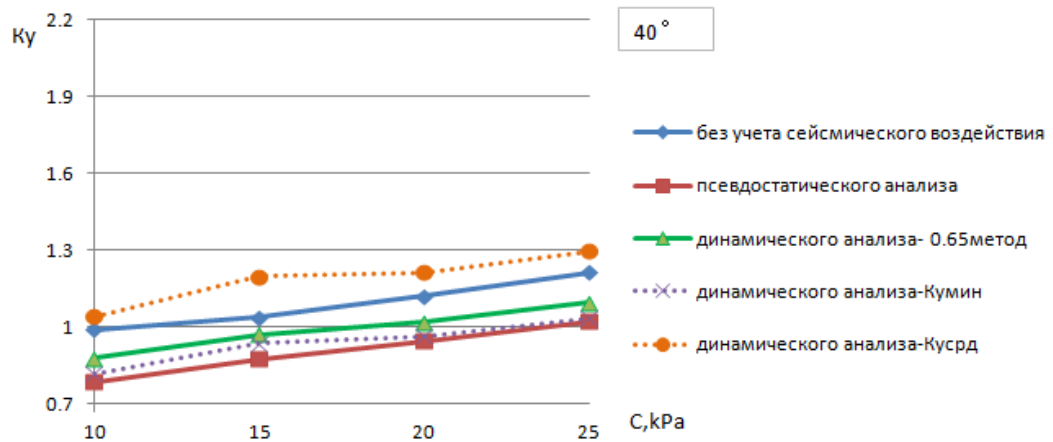


Рис. 4.34. Зависимости $K_{уст}$ от сцепления аргиллита для склонов крутизной 40° .

Дополнительно был проведен анализ влияния крутизны склонов на величину коэффициента устойчивости ($K_{уст}$). Оценка влияния крутизны склонов проводилась для коэффициентов устойчивости, полученных без учета сейсмического воздействия, рассчитанных при псевдостатическом анализе и динамическом анализе с использованием 0.65-метода. График зависимости $K_{уст}$ от крутизны склона с величинами сцепления 10 кПа и 20 кПа приведены на рисунке 4.35. Полученные результаты являются очевидными - чем больше крутизна, тем ниже коэффициент устойчивости. Это подтверждает корректность подходов к оценке устойчивости склона, рассмотренных выше.

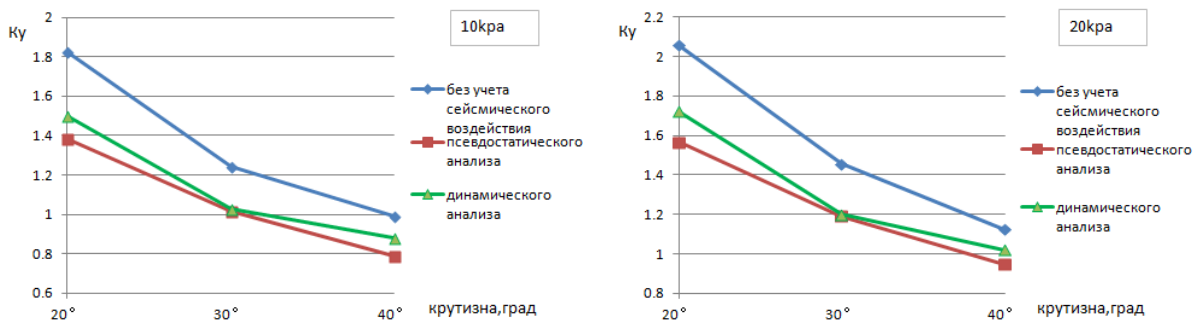
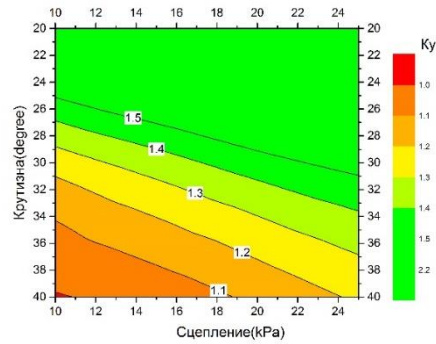
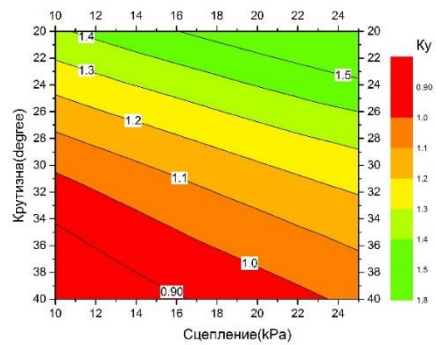


Рис. 4.35. График зависимости $K_{уст}$ от крутизны склона (выбраны склоны с сцеплением 10 кПа и 20 кПа).

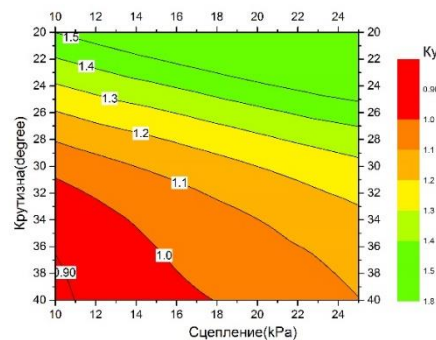
На рисунке 4.36 приведено распределение коэффициентов устойчивости склона по результатам статического, псевдостатического и динамического анализов. Полученные результаты показывают, что в естественных условиях, когда крутизна склона более 40° , склон в аргиллитах с сцеплением ниже 10 кПа неустойчив. Для более пологих поверхностей без сейсмического воздействия склон сохраняет устойчивость. При сейсмичности 8 баллов склон с крутизной более 40° и с сцеплением менее 18 кПа является неустойчивым.



(а)



(б)



(в)

Рис. 4.36. Распределения коэффициентов устойчивости склона, полученные с использованием: а) статического анализа, б) псевдостатического анализа и в) динамического анализа.

Выводы по главе 4.

1. Выполнение количественных оценок геологического риска, осуществляемых во все больших объемах в практике инженерно-геологических исследований требует анализа и оценки вероятности (как одной из ключевых характеристик при риск-анализе) развития опасных геологических процессов, в т.ч. оползневых процессов. Вместе с тем, широко применяемые в настоящее время консервативные (детерминистические) подходы к получению оценок устойчивости склонов не дают возможности определить фактический уровень опасности, поскольку не позволяют установить взаимосвязь между получаемыми $K_{уст}$ и вероятностью развития оползневого процесса, иными словами, выявить условия, при которых $K_{уст}$ становится меньше 1,00. Получаемые с применением традиционных подходов величины $K_{уст}$ характеризуются одномоментностью, единовременностью, отражая состояния склона только на момент обладания склоновым массивом, принятыми в качестве исходных параметров показателями, представленными в осредненном виде и фактически не отражающими реальное распределение свойств грунтов в массиве и их изменчивость.

Одним из направлений решения проблемы оценки вероятности развития оползневых процессов в рамках количественной оценки устойчивости склонов является применение вероятностного анализа, сущность которого заключается в получении вероятностной функции распределения коэффициента устойчивости склона в зависимости от вероятностных функций распределения физико-механических характеристик грунтов, слагающих склон и величины сейсмического воздействия. Применение вероятностного анализа количественной оценки устойчивости склонов позволяет более обосновано, более близко к реальности охарактеризовать опасность активизации оползневых процессов.

2. Важным дополнением вероятностного подхода к количественной оценке устойчивости склонов является выполнение анализа чувствительности, заключающегося в рассмотрении значимости различных факторов в "чувствительности" склона к потере устойчивости. Особую роль анализ чувствительности количественной оценки устойчивости склонов играет в условиях, когда склоновый массив слагается разнородными грунтами, характеризующимися существенной изменчивостью свойств, позволяя оценить вклад каждого из рассматриваемых параметров в изменение устойчивости склона. Ту же важную роль анализ чувствительности количественной оценки устойчивости склонов играет в условиях, когда уклон поверхности склона и коэффициент сейсмичности являются вариационными.

3. Формирование и развитие оползней в сейсмоактивных районах происходит под влиянием комплекса факторов (рельеф, метеоклиматические условия, свойства грунтов, формирующие склоновый массив), а также под влиянием сейсмических воздействий.

Сейсмическое воздействие при количественной оценке устойчивости склонов может быть оценено как на основе псевдостатического анализа, так и с применением динамического анализа, учитывающем величины ожидаемых сейсмических ускорений.

Однако, при динамическом анализе устойчивости склонов с учетом сейсмического воздействия полученные величины минимального $K_{уст}^{min}$ и осредненного $K_{уст}^{cp}$ оказались нереалистичными. Количественные оценки устойчивости склонов с учетом сейсмического воздействия, полученные при динамическом анализе с применением 0.65-метода, сопоставимы с результатами оценок устойчивости, полученными при использовании псевдостатического анализа, и являются более реалистичными. Однако, по сравнению с итоговыми оценками, выполненными с применением псевдостатического анализа, результаты при 0.65-методу оказываются более обоснованными, благодаря учету акселерограмм, что позволяет принимать во внимание фактические сейсмические ускорения.

Обобщенная схема, представляющая методику расчета устойчивости склонов на участке станции пассажирской подвесной канатной дороги (ППКД) Карусель-8 и расчета устойчивости склоновых массивов автомобильных дорог с применением вероятностного анализа и анализа чувствительности, приведена на рис. 4.37.

Обобщенная схема, представляющая методику расчета устойчивости склонов участка спортивного комплекса «Русские Горки» в Краснополянской тектонической зоны, приведена на рис. 4.38.

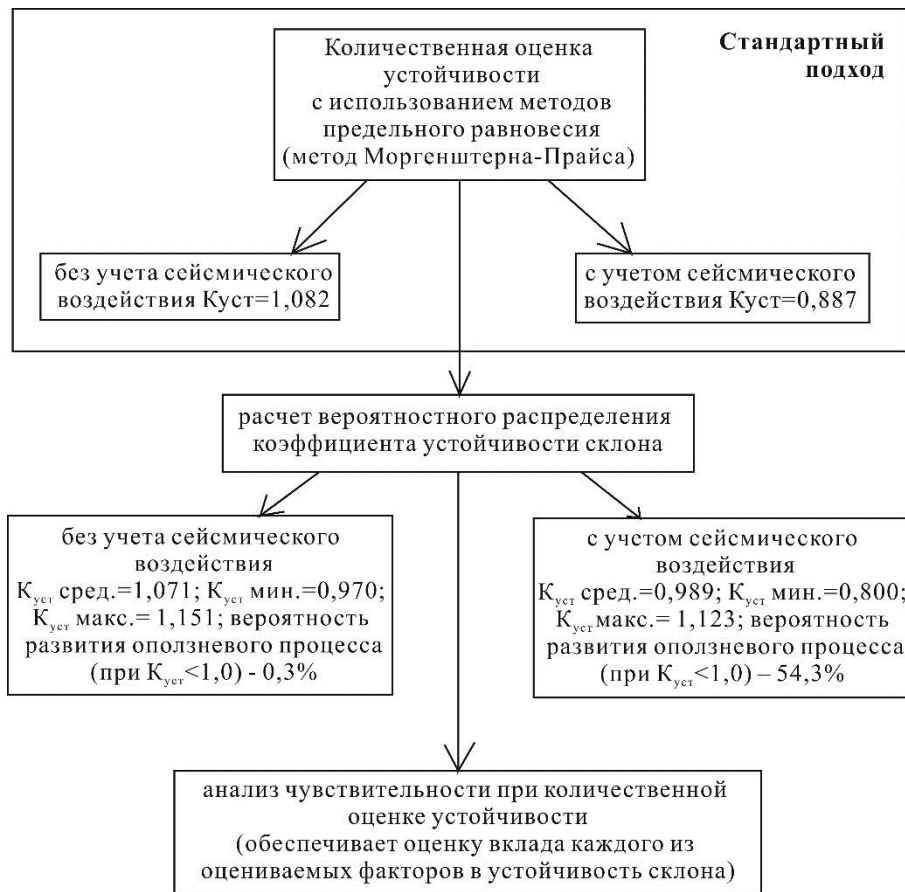


Рис. 4.37. Описание методики расчета устойчивости склонов на участке станции пассажирской подвесной канатной дороги (ППКД) Карусель-8 и расчета устойчивости склоновых массивов автомобильных дорог

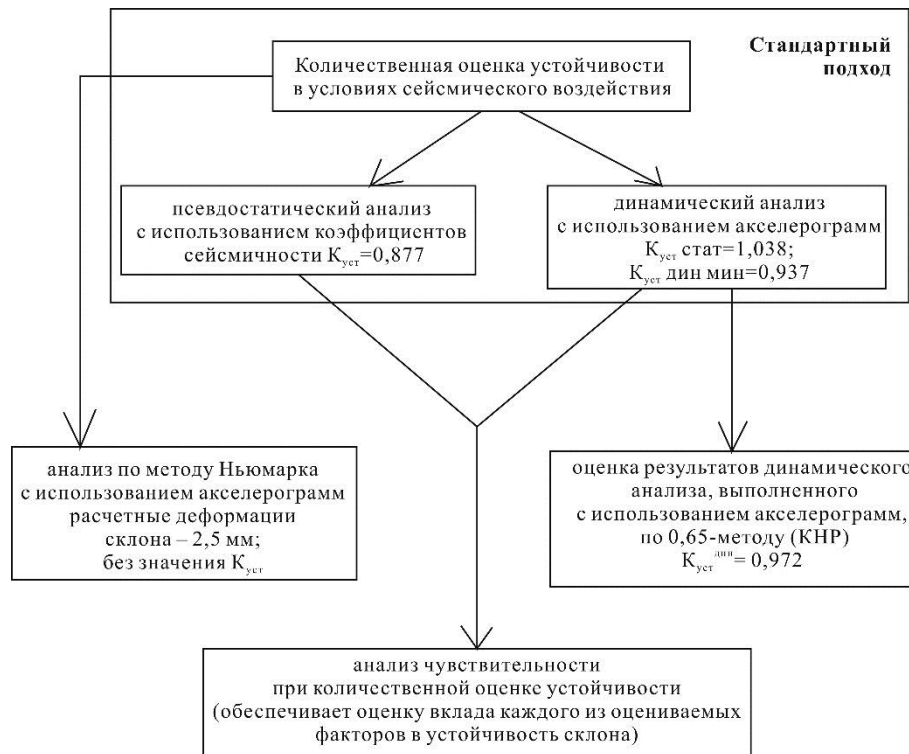


Рис. 4.38. Описание методики расчета устойчивости склонов на участке спортивного комплекса «Русские Горки» в Краснополянской тектонической зоне

Глава 5. Количественная оценка оползневой опасности участка развития сейсмогенного оползня-обвала Шуйцзинянь (эпицентральной области Вэньчуаньского землетрясения 2008 года)

5.1. Количественная оценка устойчивости сейсмогенного оползня-обвала Шуйцзинянь с использованием псевдостатического анализа

по материалам статьи [Кан и др., 2017с*]

Сейсмогенный оползень-обвал Шуйцзинянь, который образовался при Вэньчуаньском землетрясении 2008г., располагается в правом борту верхней части долины р. Дуба в уезде Чэньцзяба вдоль разлома Инсю-Бэйчуань (рис. 5.1) [Qi и др., 2011]. Река Дуба является притоком реки Цзянь. Уезд Чэньцзяба находится к северо-востоку уезда Бэйчуань. Абсолютные отметки верхней части склона составляют около 1300 м, возвышаясь над долиной реки на порядка 600 м. Генеральное направление уклона склона, достигающего 40°, юго-восточное. На рисунке 5.2 показан общий вид оползня-обвала 2016 г. В основании склона располагается русло р.Дуба (рис. 5.3).

Следует отметить, что оползневые деформации в верхней части склона имеют сейсмогенный характер, а деформации в нижней части склона происходили после землетрясения, т.е. имели пост-сейсмогенный характер (по В.С.Федоренко). В настоящей работе анализируется сейсмогенный оползень-обвал Шуйцзинянь, развивавшийся в верхней части склона.

Протяженность оползня-обвала Шуйцзинянь составляет около 500 м при ширине до 300 м. Глубина оползневых деформаций – до 100 м, а объем грунтов, вовлеченных в смещение, достигает 12 млн. м³(рис. 5.4) [Кан и др., 2017с].

Формирование оползня произошло на восточном крыле опрокинутого антиклинория. Северо-западное крыло антиклинория сложено кембрийскими угленосными сланцами, кремнистыми породами, доломитами и известняками, а разрез юго-восточного крыла представлен силурийскими серо-зелеными сланцами с прослоями известняков. Антиклинорий осложнен взбросом Инсю-Бэйчуань северо-восточного простирания с северо-западным падением сместителя под углом 60° [Wang и др., 2009; Shang и др., 2014]. Зона отрыва оползня, располагается на расстоянии порядка 1 км от русловой части реки, приуроченной к зоне разлома (рис. 5.5).

* Кан К., Лю Ц., Зеркаль О.В. Псевдостатический анализ сейсмогенного оползня Шуйцзинянь при Вэньчуаньском землетрясении 2008 г.//Инженерно-геологические задачи современности и методы их решения: Матер. науч.-практ. конф. – М.: Геомаркетинг, 2017с.- С. 167-174.

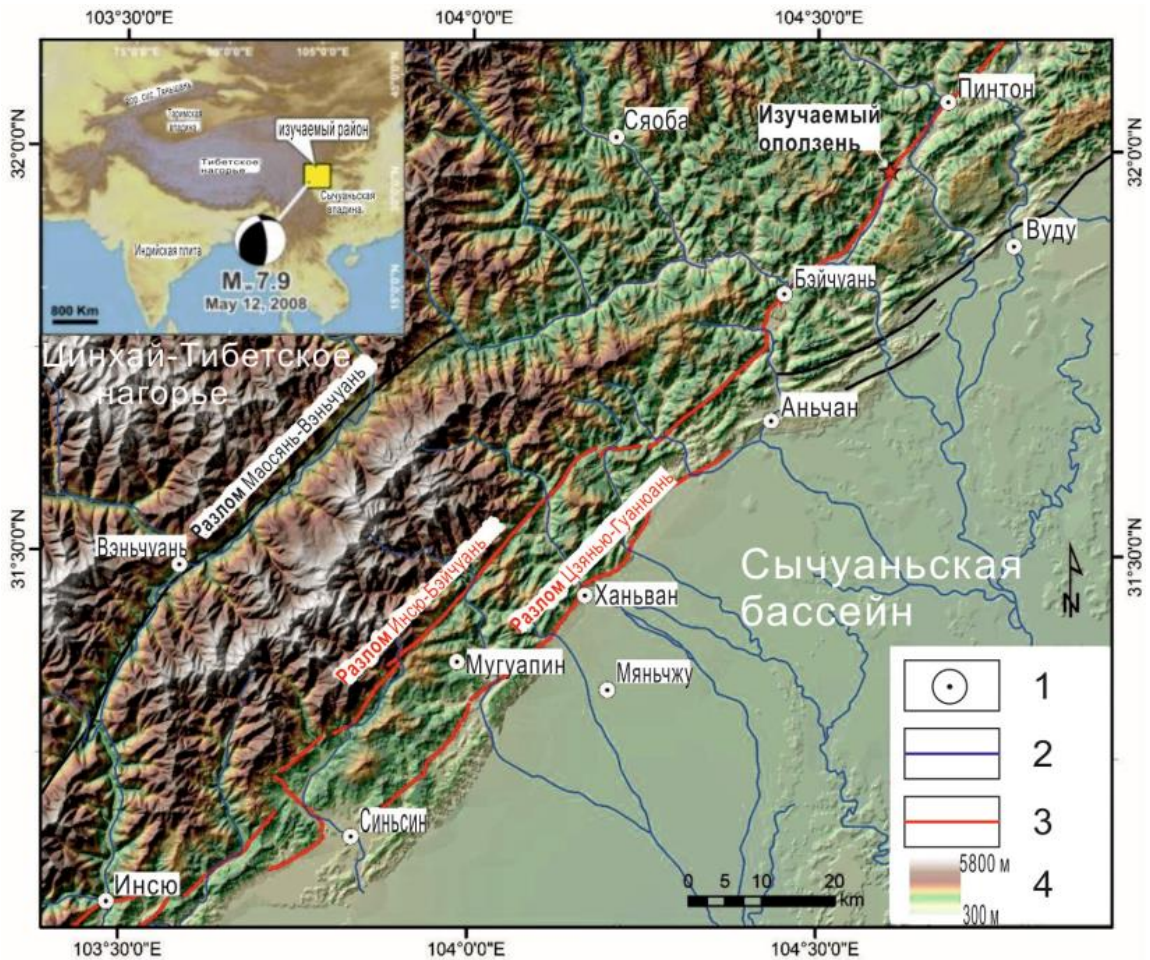


Рис. 5.1. Расположение оползня Шуйцзиньянь. Условные обозначения: 1 – населенные пункты в эпицентральной зоне; 2 – реки; 3 – сейсморазрывы при Вэнчуньском землетрясении 2008 г.; 4 – высота над уровнем моря



Рис. 5.2. Изучаемый оползень сформировался при Вэнчуньском землетрясении 2008 г. (фото автора 2016 г.)



Рис. 5.3. В основании склона сформировалось русло р.Дуба (фото автора 2016 г.)

Основные факторы формирования и развития сейсмогенных оползней в эпицентральной зоне Вэньчуаньского землетрясения. Среди основных факторов, повлиявших на формирования и развития сейсмогенных оползней в эпицентральной зоне Вэньчуаньского землетрясения можно выделить [Wang и др., 2009]: 1) высокая сейсмичность; 2) контрастный рельеф; 3) совпадение направления распространения сейсмических волн с направлениями падения склонов. Представляется, что в развитии сейсмогенного оползня Шуйцзинянь также существенную роль сыграло наличие в разрезе склонового массива ослабленной зоны, приуроченной к зоне дробления разлома. В верхней части склона, сложенного кембрийскими сланцами, при полевом обследовании наблюдались трещины отрыва (рис. 5.6). Сланцы кембрийского возраста представляют собой плотные скальные грунты. Вместе с тем, средняя часть склона, также вовлеченная в смещения, представлена сланцами с высокой степенью выветрелости, что возможно оказывала существенное влияние на устойчивости склонов при землетрясении (рис. 5.7).

Псевдостатический анализ сейсмогенных оползней Шуйцзинянь при землетрясении. Анализ устойчивости склона был выполнен по двум схемам - без сейсмического воздействия и с сейсмическим воздействием, в двух вариантах, позволивших оценить влияние на устойчивость склонового массива тектонически раздробленной зоны, прослеживаемой в его средней части.

Для расчета количественной оценки устойчивости склона применялся метод Янбу, основанный на равновесии сил. Расчетные формулы метода Янбу приведены в главе 2. Расчет с учетом сейсмического воздействия проведен в среде Geostudio [Krahn, 2007]. Физико-механические свойства пород, используемые в расчетах, приведены в таблице 5.1.

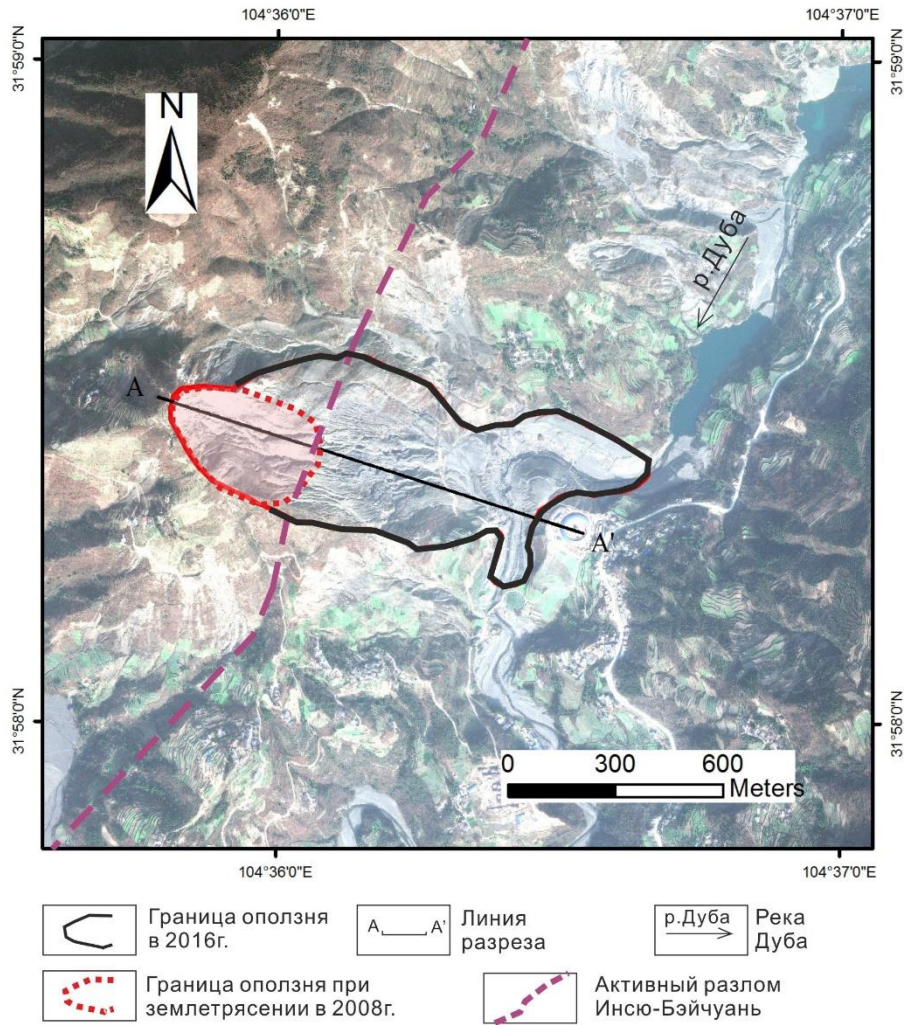


Рис. 5.4. Схема изучаемого оползня-обвала Шуйцзиньянь

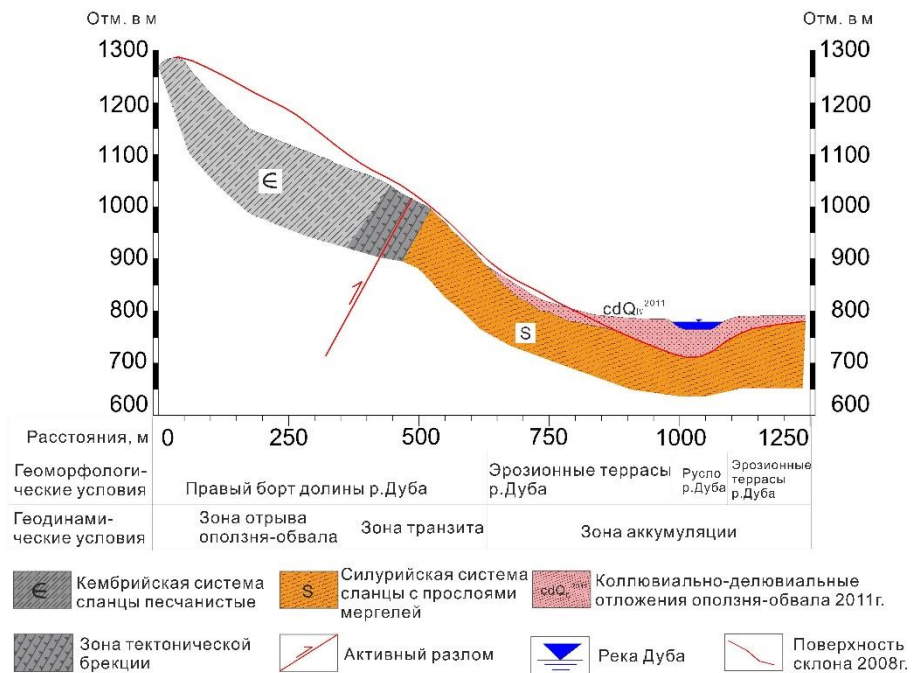


Рис. 5.5. Инженерно-геологический разрез А-А' оползневого склона.



Рис. 5.6. Около отрыва оползня наблюдались трещины на поверхности (фото автора 2016г.)



Рис. 5.7. Остальная оползневая зона представлена сланцами с высокой степенью выветрелости, что возможно оказывала существенное влияние на устойчивости склонов при землетрясении (фото автора 2016г.)

Таблица 5.1.

Физико-механические свойства грунтов, используемые в расчете (по [Sun и др., 2012]).

Материалы	Плотность, kN/m^3	Модуль упругости, МПа	Коэффициент Пуассона	Сцепление, kN/m^2	Угол внутреннего трения, град
Основные породы	22	1000	0,25	1000	42
Брекчия трения	21.5	500	0,28	500	30
Предполагаемая зона трещиноватости	21.5	10	0,3	200	28

Расчет устойчивости оползневого склона при сейсмическом воздействии был выполнен на основе псевдостатического анализа для 11-балльного землетрясения. При псевдостатическом анализе эффект от землетрясения моделируется путем введения дополнительной силы, определяемой формулах (2.52-2.53) в главе 2.

Из-за того, что склоновый массив осложнен разломом, при количественной оценке устойчивости склона значение коэффициента сейсмичности принимались равными $K_c = 0.3$ [Yin, 2014].

Для обсуждения влияния трещиноватой части на устойчивость склона при землетрясении геомеханические схемы создаются на рис. 5.8.

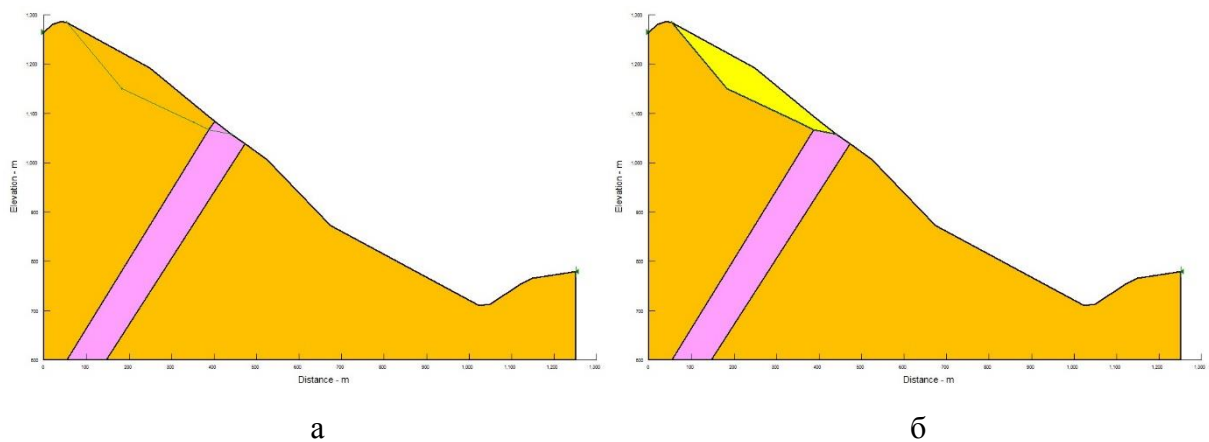


Рис. 5.8. Геомеханические схемы без учета влияния зоны трещиноватости (а) и с учетом влияния зоны трещиноватости (б).

Геомеханическая схема с результатами количественной оценки устойчивости склона в асейсмических условиях без учета влияния зоны тектонического дробления (в виде зоны повышенной трещиноватости) ($K_y=4.18$) приведена на рис. 5.9а. Геомеханическая схема с результатом количественной оценки устойчивости склона в асейсмических условиях с учетом влияния зоны тектонического дробления ($K_y=1.50$) дана на рис. 5.9б.

Геомеханическая схема с результатами оценки устойчивости склона при сейсмическом воздействии без учета влияния зоны тектонического дробления ($K_y=2.99$) приведена на рис. 5.10а. Геомеханическая схема с результатами оценки устойчивости склона при сейсмическом воздействии с учетом влияния зоны тектонического дробления ($K_y=0.91$) дана на рис. 5.10б.

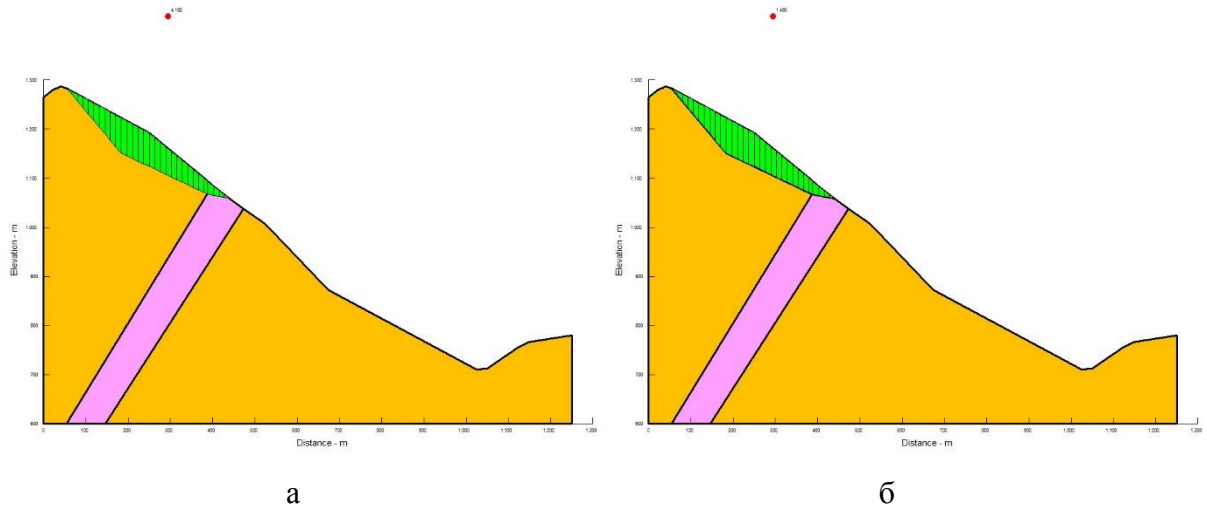


Рис. 5.9. Геомеханические схемы с результатами количественной оценки устойчивости склона до землетрясения: а. $K_y=4.18$ (без учета влияния зоны тектонического дробления); б. $K_y=1.50$ (с учетом влияния зоны тектонического дробления).

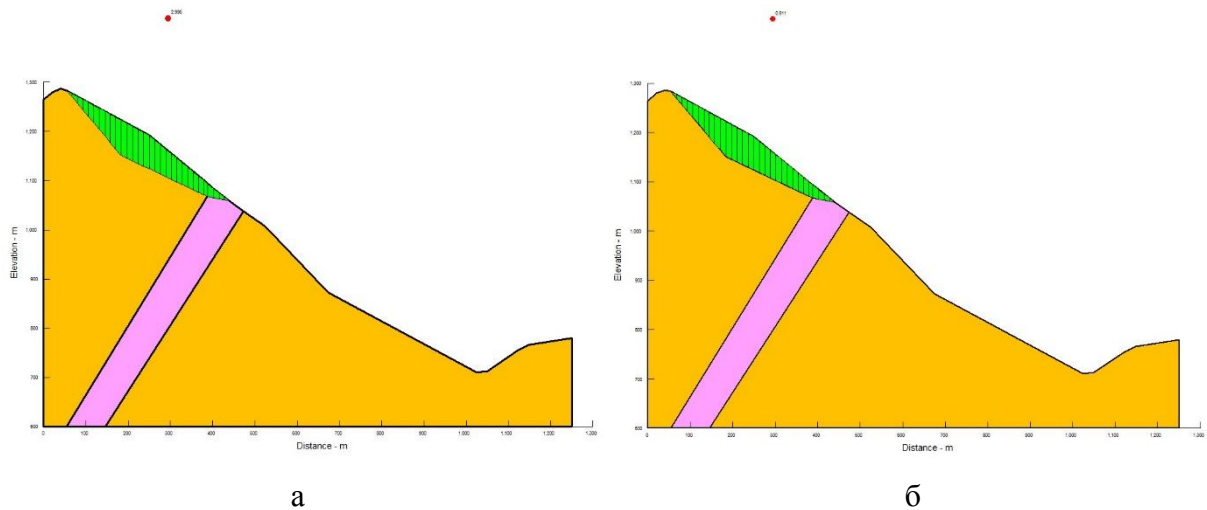


Рис. 5.10. Геомеханические схемы с результатами количественной оценки устойчивости склона при землетрясении: $K_y=2.99$ (без учета влияния зоны тектонического дробления); $K_y=0.91$ (с учетом влияния зоны тектонического дробления).

Обсуждение полученных результатов. Выполненная количественная оценка устойчивости склона показала, что наличие в средней части склона зоны тектонического дробления, тяготеющей к взбросу Бэйчуань-Инсю, явилась ключевым фактором потери его устойчивости при Вэньчуаньском землетрясении, т.к. только при сочетании этих условий – наличие ослабленной зоны и сейсмического воздействия, расчетный коэффициент устойчивости становится меньше 1,0. Во всех иных случаях выполненные оценки показали, что склон сохраняет устойчивость ($K_y \gg 1,0$). Подтвержденные физико-механические параметры ослабленной зоны будут использованы в следующем анализе.

5.2. Количественная оценка устойчивости сейсмогенного оползня-обвала Шуйцзинянь с использованием динамического анализа

Как помянуло при динамическом анализе на участке спортивного комплекса «Русские Горки» в Краснополянской тектонической зоне, использование данных акселерограмм позволяет принимать во внимание фактическую продолжительность и интенсивность землетрясения. Схема моделирования динамического анализ оползня-обвала Шуйцзинянь приведена на рис. 5.11.

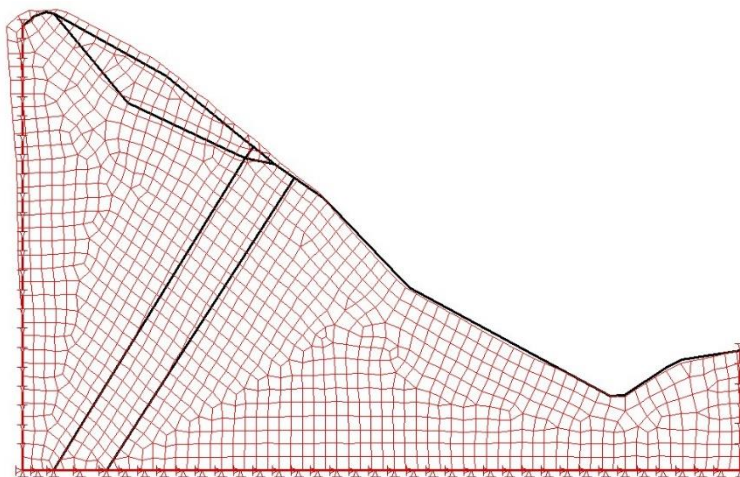


Рис. 5.11. Геомеханическая схема оползня-обвала Шуйцзинянь при динамическом анализе

Для расчета устойчивости склона с учетом сейсмического воздействия на основе динамического анализа были использованы модифицированные данные по Вэньчуаньском землетрясению ($M_s=8.0$), произошедшего 12.05.2008г. Запись была сделана при землетрясении, как показана врис. 5.12 [Ху и др.и 2013]. В соответствии с закономерности PGA вдоль разлома исходные амплитудные характеристики колебаний грунта принимаются ускорения - 900 см/с^2 [Yin, 2014]. Поэтому горизонтальная акселерограмма была модифицирована путем увеличения пика горизонтального ускорений до $0,9g$. Акселерограмма, после модифицирования, использованная при расчетах при сокращенной продолжительности 120 с, приведены на рис. 5.13.

Зависимость коэффициента устойчивости склона ($K_{уст}$) от времени сейсмического воздействия показана на графике, приведенном на рис. 5.14. Во время сейсмического воздействия минимальный коэффициент устойчивости $K_{уст}^{min} = 0,71$. В данном динамическом анализе 0.65-метод был использован как приведен в формуле (4.2.1). Для рассматриваемого оползня полученная величина $K_{уст}$ для статических условий составляет 1,50 (приведено на рис. 5.10.), минимальное расчетное значение $K_{уст}^{min}$ при динамическом анализе с применением 0.65-метода составляет 0,71, тогда $K_{уст}^{дин} = 0,98$.

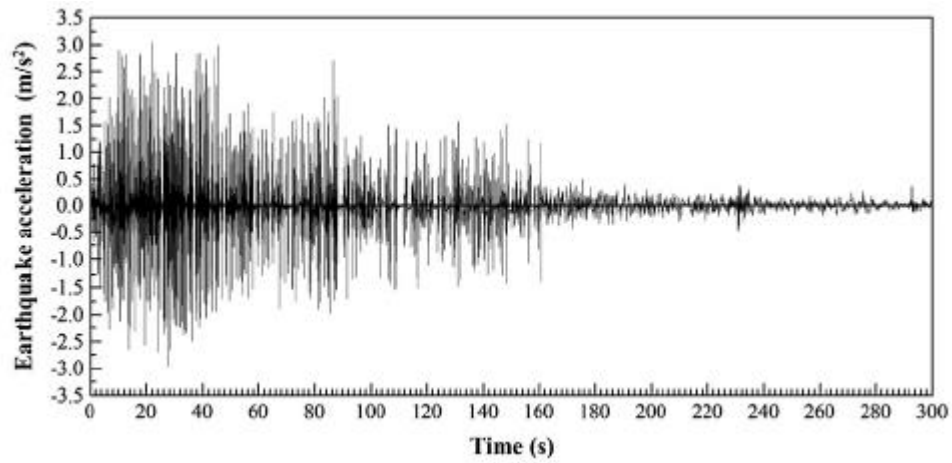


Рис. 5.12. Акселерограмма горизонтальных ускорений по Вэньчуаньскому землетрясению ($M_s=8.0$) (приведено по [Ху и др., 2013]).

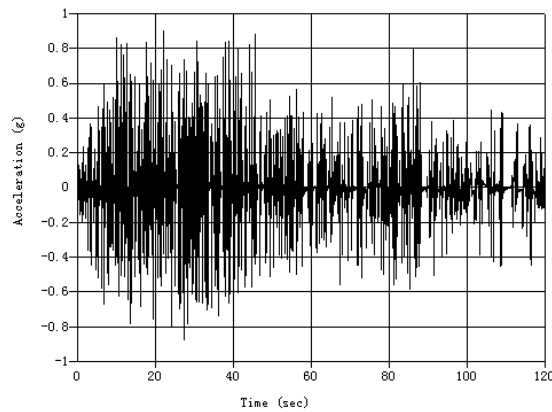


Рис. 5.13. Модифицированная акселерограмма ускорений, использованная при расчетах, с продолжительностью 120 с.

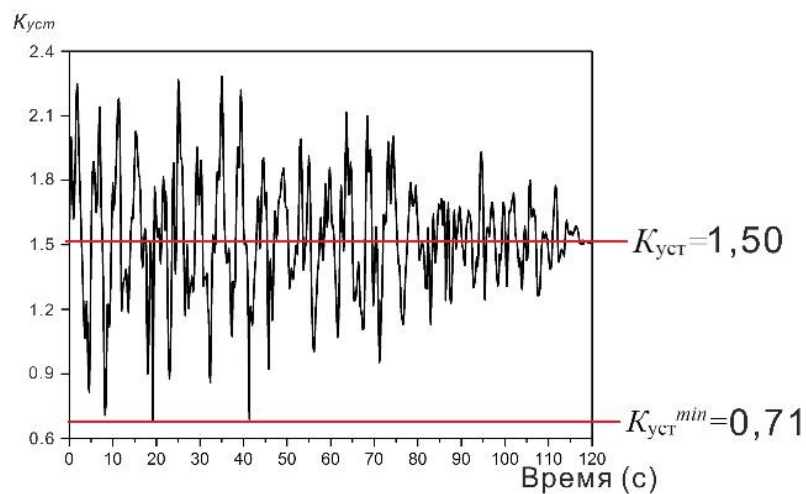


Рис. 5.14. Изменчивость коэффициента устойчивости склона $K_{уст}$ от сейсмического воздействия для модели оползня-обвала Шуйцзинянь

Считая, что нарушение устойчивости склона не обязательно происходит при мгновенной сейсмической загрузке, минимальный $K_{уст}^{дин}$ оказался слишком консервативным. В результате этого для обеспечения устойчивости склона потребуется более значительные экономические затраты. По сравнению с вышеперечисленным псевдостатическим подходом ($K_y=0.91$), полученный результат устойчивости оползневого склона с использованием 0.65-метода также оказывает, что склон был неустойчивым при землетрясении.

5.3. Оценка устойчивости сейсмогенного оползня-обвала Шуйцзинянь на основе трехмерного моделирования с использованием метода конечных разностей

по материалам статьи [Кан и др., 2018b*]

В описанном выше анализе выполнена количественная оценка устойчивости склона на основе двухмерной модели. На самом деле модель оползня-обвала Шуйцзинянь может представлена в трехмерной форме (рис. 5.15). Результаты количественной оценки устойчивости сейсмогенного оползня-обвала Шуйцзинянь при трехмерном моделировании приведены в [Кан и др., 2018b].

Важным и активно развивающимся направлением в расчетах устойчивости склонов является трехмерный анализ. Моделирование устойчивости склонов в трехмерном варианте более обосновано и перспективно по сравнению с двухмерными моделями, а связанные с объемным анализом преимущества очевидны. Укажем на некоторые из них [Фоменко и др., 2011]:

Во-первых, в случае двухмерного варианта допускается большое количество условий, которые необходимо соблюдать при решении задачи. В их числе однородность геологического строения и топографическая однородность склона в направлении его простирания. На практике существует множество примеров, когда именно эти факторы оказывают существенное влияние на устойчивость склонов.

Во-вторых, важным преимуществом трехмерной оценки устойчивости склонов является тот факт, что полученный расчет позволяет оценивать развитие оползневого процесса не только по глубине захвата, но и в плане.

Основными методами трехмерного анализа устойчивости склонов являются метод предельного равновесия, метод конечных элементов и метод конечных разностей. В настоящей работе для выполнения трехмерного моделирования устойчивости склона использован метод конечных разностей.

* Кан К., Зеркаль О.В. Оценка устойчивости сейсмогенного оползня на основе трехмерного моделирования при землетрясении. Научный альманах. – 2018b. – № 9-2(47). - С.119-122.

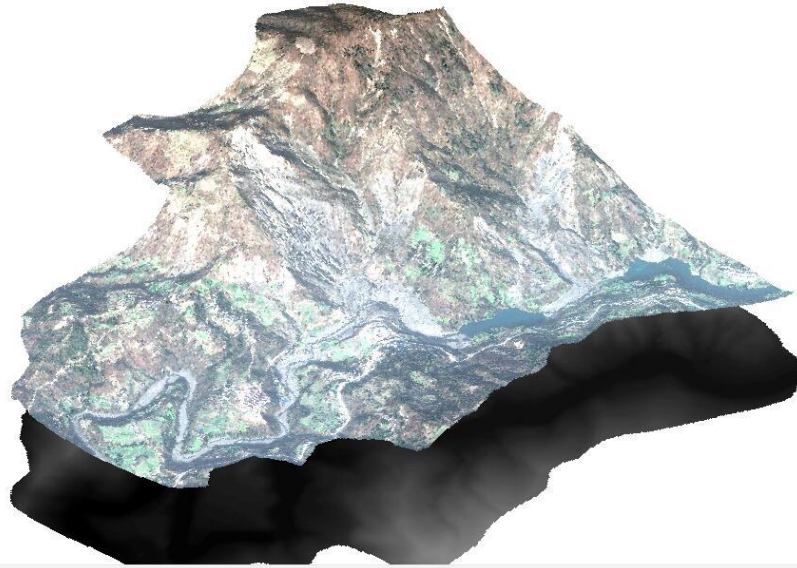


Рис. 5.15. Создание трехмерной модели оползня Шуйцзинянь на основе цифровой модели рельефа (DEM) в среде ПО ArcGIS.

Метод конечных разностей, который уже был представлен в главе 2, относится к группе методов анализа предельных напряжений, основанных на анализе предельного анализа (LAM). Он может использоваться для изучения НДС неоднородных массивов горных пород, при решении нестационарных и нелинейных задач. Он основан на том, что непрерывные распределения параметров, характеризующих процесс, представляются совокупностью дискретных значений в фиксированных точках - узлах. В результате производные в определяющих уравнениях и граничные условия приближенно заменяются (аппроксимируются) конечно-разностными соотношениями, содержащими значения сеточной функции в нескольких узлах сетки; при этом краевая задача для исходных дифференциальных уравнений заменяется системой алгебраических уравнений. Описание теории метода конечных разностей можно найти в работах [Вазов, 1963], [Годунов, 1977], [Зарубин, 1993], [Калиткин, 1978], [Победря, 1995], [Самарский, 1982] и др.

Для решения задачи по 3D-моделированию устойчивости склона на участке развития оползня Шуйцзинянь было использовано ПО FLAC [Itasca, 2012] с применением метода конечных разностей. Расчеты были выполнены в Государственной главной лаборатории по предотвращению геокатастроф и защите геосреды Технологического университета г. Чэнду, Китай. Трехмерная модель оползня-обвала Шуйцзинянь создана в ПО FLAC (рис. 5.16).

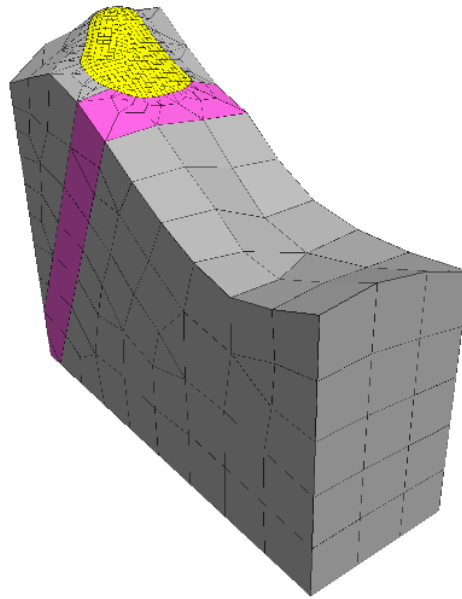


Рис. 5.16. Создание трехмерной модели оползня Шуйцзинянь в ПО FLAC

Для определения K_y может быть использован метод снижения прочности - фактических и уменьшенных прочностных характеристик и удерживающих и сдвигающих усилий, как показано в уравнении (2.4) в главе 2 [Itasca, 2012].

Физико-механические свойства пород, используемые в расчетах, приведены в таблице 5.1. При трехмерной оценки устойчивости склона был использован псевдостатический анализ, а значения коэффициента сейсмичности принимались равными $K_c = 0.3$ [Yin, 2014]. Полученный коэффициент устойчивости $K_y = 0,93$ при землетрясении (рис. 5.17). Рис 5.17 показывает, что при сейсмическом воздействии наибольшее перемещение испытывает средняя часть склона. Деформации этой части оползневого тела обуславливает смещение остальных частей склона. Исходя из сечения изолиний перемещения оползневого тела, перемещение в верхней части склона составляют более 1,6 м (рис. 5.18). Следует отметить, что метод конечных разностей решает проблему сплошной среды, но не решает проблему дискретной среды. Поэтому значение величин перемещения только помогает охарактеризовать движение оползня при землетрясении. Можно предположить, что после отрыва оползневое тело «спрыгнуло» с верхней части склона. На рис. 5.19 приведена предполагаемая форма движения оползня, базирующаяся на выполненных полевых наблюдениях.

Следует отметить, что коэффициент сейсмичность принимается большим ($K_c = 0,3$) из-за того, что активный разлом Инсю-Бэйчуань проходит через оползневое тело. Без таких значительных сейсмических воздействий склон, вероятно, остался бы устойчивым.

Таким образом, активный разлом играет роль одного из ведущих факторов в формировании оползня Шуйцзинянь.

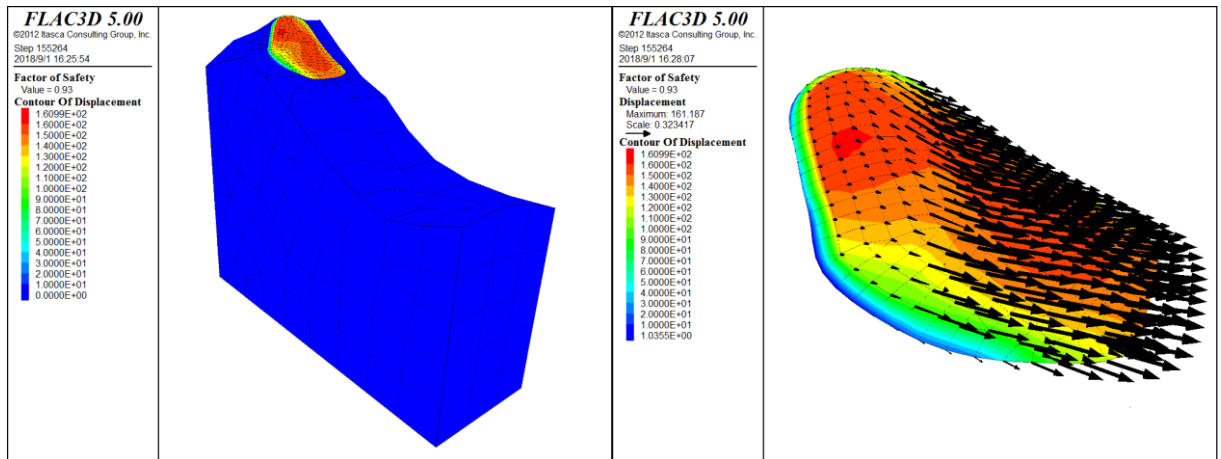


Рис. 5.17. Изолинии перемещения и коэффициент устойчивости оползня-обвала Шуйцзиньянь при землетрясении, полученные методом конечных разностей в среде ПО FLAC ($K_y = 0,93$); б - Изолинии перемещения оползневоего тела при землетрясении

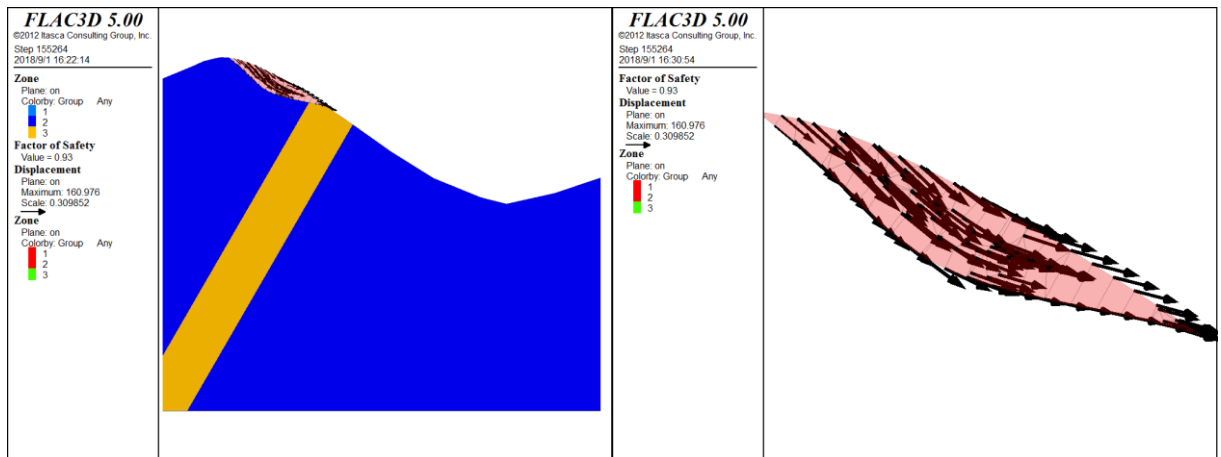


Рис. 5.18. Сечение изолиний перемещения и коэффициент устойчивости оползневоего тела при землетрясении, полученные методом конечных разностей в среде ПО FLAC

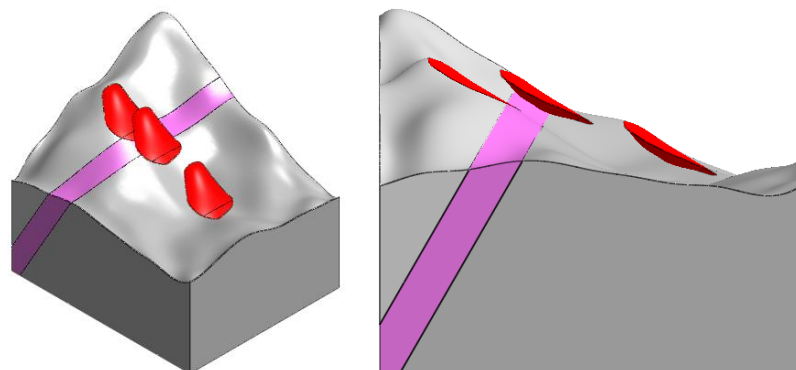


Рис. 5.19. Предполагаемый процесс движения оползневоего тела Шуйцзиньянь при землетрясении («прыгающая» форма)

Выводы по главе 5.

1. Оползень Шуйцзинянь имеет сейсмогенный характер. Количественная оценка устойчивости склона при сейсмическом воздействии, выполненная с использованием псевдостатического анализа, показала, что существенную роль в потере устойчивости склона играла зона трещиноватости, развитая в средней части склона. При отсутствии зоны трещиноватости склон сохранил бы устойчивость в условиях интенсивного сейсмического воздействия.

2. Активный разлом играет ведущую роль в формировании оползня Шуйцзинянь.

3. Динамический анализ по 0.65-методу позволяет прогнозировать неустойчивость склона на примере оползня Шуйцзинянь.

Обобщенная схема, представляющая методику расчета устойчивости оползня Шуйцзинянь с применением псевдостатического и динамического анализов, приведена на рис.5.20.

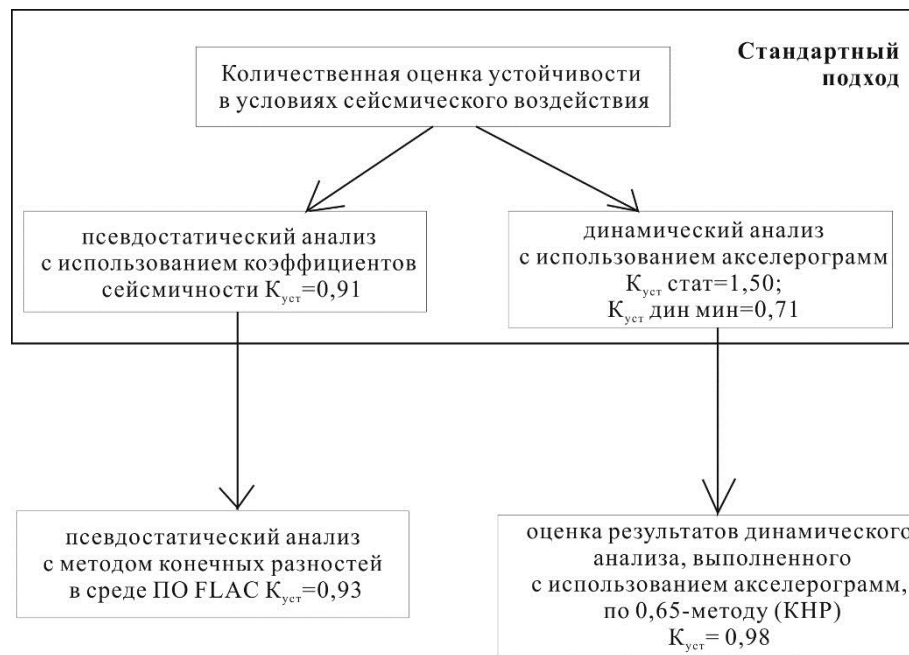


Рис. 5.20. Описание методики расчета устойчивости оползня Шуйцзинянь, сформировавшегося в эпицентральной зоне Вэньчуаньского землетрясения

Заключение

В настоящей работе изучены особенности инженерно-геологических условий развития оползневых процессов Краснополянской тектонической зоны (Большой Сочи) и эпицентральной зоны Вэньчуаньского землетрясения (Китай), а также выполнена количественная оценка оползневой опасности для нескольких локальных склонов изучаемых зон.

Основные результаты настоящей работы состоят в следующем.

1. Сопоставлены инженерно-геологические условия Краснополянской тектонической зоны и эпицентральной зоны Вэньчуаньского землетрясения. Краснополянская тектоническая зона и эпицентральная зона Вэньчуаньского землетрясения характеризуются близкими современными неотектоническими условиями, представляя собой зоны коллизии, характеризующиеся интенсивными тектоническими движениями (до 6-6,5 мм/год) и высокой сейсмичностью. Обе зоны имеют высокую расчлененность рельефа на фоне широкого развития дизъюнктивной тектоники.

Сравнительный анализ природных условий показал, что Сычуаньская зона характеризуется более высокими температурами и влажностью, чем Сочинская горно-климатическая курортная зона. Продольный уклон русел и расход рек Сычуаньской зоны значительно больше, чем уклон и расходы рек Сочинской зоны.

В Краснополянской тектонической зоне развиты среднемеозойские полускальные и скальные грунты, в частности, аргиллиты и порфириды. В эпицентральной зоне Вэньчуаньского землетрясения развиты домеозойские скальные грунты, такие как, доломиты и сланцы, отличающиеся высокой прочностью. Однако в зонах тектонического дробления значения прочности значительно падают. Большинство из изученных оползней располагаются именно вдоль сейсмогенных разломов, по которым отмечались подвижки при Вэньчуаньском землетрясении. Полученные результаты анализа характера распространения оползней в эпицентральной зоне Вэньчуаньского землетрясения в условиях интенсивного сейсмического воздействия могут быть использованы (в качестве аналога) при оценке оползневой опасности в Краснополянской тектонической зоне. В частности, следует обратить особое внимание на высокую оползневую опасность территорий, примыкающих к зонам активных разломов в Краснополянской тектонической зоне.

2. Одним из направлений решения проблемы оценки вероятности развития оползневых процессов в рамках количественной оценки устойчивости склонов является применение вероятностного анализа, сущность которого заключается в получении

вероятностной функции распределения коэффициента устойчивости склона в зависимости от вероятностных функций распределения физико-механических характеристик грунтов, слагающих склон и величины сейсмического воздействия.

В настоящей работе использован подход, основанный на определении вероятностной функции распределения величины сейсмического воздействия на основе данных акселерограммы. Использование вероятностного анализа при количественной оценке устойчивости склонов, предложенное в диссертационной работе, позволяет установить функциональную взаимосвязь между получаемыми величинами коэффициентов устойчивости и вероятностью развития оползневой процесса.

3. Анализ чувствительности при количественной оценке устойчивости склонов позволяет выявить зависимость устойчивости склонов от изменчивости факторов оползнеобразования. Особую роль анализ чувствительности играет в условиях, когда микрорельеф, физико-механические параметры грунтов и величины сейсмического воздействия характеризуются существенной изменчивостью, что позволяет оценить вклад каждого из рассматриваемых параметров в изменение устойчивости склона. Результаты оценки устойчивости склонов рассматриваемых территорий, полученные с использованием анализа чувствительности, показали существенное влияние выбора значений коэффициента сейсмичности.

4. В представленной работе реализованы современные подходы к количественной оценке устойчивости склонов при сейсмическом воздействии. Сейсмическое воздействие оценивалось с использованием псевдостатического и динамического анализа. Количественные оценки устойчивости склонов с учетом сейсмического воздействия, полученные при динамическом анализе с применением 0.65-метода, предложенного в КНР, сопоставимы с результатами оценок устойчивости, полученными при использовании псевдостатического анализа, и являются более реалистичными. Однако, по сравнению с итоговыми оценками, выполненными с применением псевдостатического анализа, результаты по 0.65-методу оказываются более обоснованными, благодаря учету акселерограмм, которые позволяют принимать во внимание фактические сейсмические ускорения.

Список литературы

1. Аверин И.В., Зеркаль О.В., Самарин Е.Н. Принципы организации мониторинга оползневых процессов на участках возведения ответственных сооружений и комплексирование методов инструментальных наблюдений склоновых деформаций//Современные проблемы инженерной геодинамики: Юбилейная конф., посвященная 100-летию со дня рождения проф. Г.С.Золотарёва (29-30.09.2014 г., Москва, МГУ). – М.: Изд-во Моск. ун-та, 2014. - С. 153-160
2. Вазов В., Д. Форсайд. Разностные методы решения дифференциальных уравнений в частных производных. – М.: Изд-во иностр. лит-ры, 1963.
3. Вэй Ю.Ц., Ду С.Л., Тао Л. Основные характеристики Вэньчуаньского землетрясения и его влияние на опасные геологические процессы//Геориск. – 2010- №1 – С. 6-10.
4. Гинзбург Л.К. (ред.) и др. Рекомендации по выбору методов расчета коэффициента устойчивости склона и оползневого давления. –Москва: Центральное бюро научно-технической информации, 1986. –134 с.
5. Годунов С.К., В.С. Рябенский. Разностные схемы. – М.: Наука, 1977.
6. Демин А.М. Устойчивость открытых горных выработок и отвалов. – М.: Недра, 1973. – 232 с.
7. Емельянова Е.П. Морфологическая классификация оползневых явлений для целей инженерно-геологического картирования//Тр. ВСЕГИНГЕО, новая серия №1. Вопросы региональной инженерной геологии и методики исследований. – М., 1963. – С. 82 – 99.
8. Емельянова Е.П. Основные закономерности оползневых процессов. – М.: Недра, 1972. –308 с.
9. Зарубин В.С., Селиванов В.В. Вариационные и численные методы механики сплошной среды. –М.: МГУ, 1993.
10. Зеркаль О.В. Закономерности распределения современных природных геологических процессов//Инженерная геология России. Т. 2. Инженерная геодинамика территории России/под ред. В.Т.Трофимова и Э.В.Калинина. – М.: КДУ, 2013. – С. 674-696
11. Зеркаль О.В., Фоменко И.К. Влияние различных факторов на результаты вероятностного анализа активизации оползневых процессов//Инженерная геология. - 2016. - № 1. - С. 16-21
12. Зеркаль О.В., Фоменко И.К., Кан К. Оценка устойчивости склонов в условиях сейсмического воздействия//Промышленное и гражданское строительство. - 2018. - №4. - С. 32-35
13. Захаров В.С., Симонов Д.А., Коптев А.В. Компьютерное моделирование сейсмогенных

оползневых смещений//ГЕОразрез. - 2009. - Т. 1. - № 3. - С. 1–24

14. Золотарёв Г.С. Опыт классификации гравитационных движений горных пород на склонах в инженерно-геологических целях//Учен. Зап. Моск. ун-та. Геол., 1956. – 176 с.
15. Золотарев Г.С. Инженерная геодинамика. – М.: Изд-во МГУ, 1983. – 328 с.
16. Ионов В.Ю., Калинин Э.В., Фоменко И.К., Миронюк С.Г., "Условия формирования подводных оползней в отложениях бровки континентального склона Чёрного моря в районе п. Архипо-Осиповка//Инженерная геология. – 2012. - №6. - С. 36-46.
17. Калинин Э.В. Инженерно-геологические расчеты и моделирование. – М.: Изд-во МГУ, 2006. – 242 с.
18. Калиткин В.Н. Численные методы. – М.: Наука, 1978.
19. Кан К., Зеркаль О.В., Лю Ц. Сравнительный анализ учета сейсмического воздействия при количественной оценке устойчивости склонов в России, Китае и Европе//Перспективы развития инженерных изысканий в строительстве в Российской Федерации: XIII Общероссийская научно-практическая конференция и выставка (29.11-01.12.2017 г. Москва). – М.: Изд-во Геомаркетинг, 2017а. - С. 533-540.
20. Кан К., Зеркаль О.В. Применение вероятностного анализа при количественной оценке устойчивости склона//Инженерная геология. – 2017б. – № 4. – С.18-26.
21. Кан К., Лю Ц., Зеркаль О.В. Псевдостатический анализ сейсмогенного оползня Шуйцзинянь при Вэньчуаньском землетрясении 2008 г.//Инженерно-геологические задачи современности и методы их решения: Матер. науч.-практ. конф. – М.: Геомаркетинг, 2017с.- С. 167-174.
22. Кан К., Зеркаль О.В., Фоменко И.К., Пономарев Ан.Ал. Современные подходы к количественной оценке устойчивости склонов при сейсмическом воздействии//Инженерная геология. – 2018а. –№8(1-2). - С.72-85.
23. Кан К., Зеркаль О.В. Оценка устойчивости сейсмогенного оползня на основе трехмерного моделирования при землетрясении. Научный альманах. – 2018б. –№ 9-2(47). - С.119-122.
24. Котов М.Ф. Механика грунтов в примерах. – М.: Высшая школа, 1968.
25. Костенко Н.П. Геоморфология. –М.: МГУ, 1999 - 379 с.
26. Ломтадзе В.Д. Инженерная геология. Инженерная геодинамика. – Л.: Недра, 1977. – 479 с.
27. Лаврищев В. А., Шейков А. А., Андреев В. М., Семенов В. М. и др. Государственная геологическая карта Российской Федерации. Масштаб 1 : 1 000 000 (третье поколение). Серия Скифская. Лист К-37 (Сочи), К-38 (Махачкала), К-39. Объяснительная записка. – СПб: Картографическая фабрика ВСЕГЕИ, 2011. –431 с.

28. Лю Цзяо, Короновский Н.В. Геологическая обстановка района Вэньчуаньского катастрофического землетрясения 12 мая 2008 г. (Лунмэньшань, Западный Китай)//Вестн. Моск. ун-та. Сер. 4. Геология. – 2016.- № 6. – С. 37–45.
29. Лю Цзяо. Геологическое строение и сейсмоструктура зоны разломов Лунмэньшань (Юго-Западный Китай). Дисс... к.г.-м.н. – М.: МГУ, 2018. - 161 с.
30. Маслов Н.Н. Условия устойчивости откосов и склонов в гидротехническом строительстве. – М.: Госэнергоиздат, 1955. – 53 с.
31. Маслов Н.Н. Основы инженерной геологии и механики грунтов. – М.: Высшая школа, 1982. –511 с.
32. Morgenstern N.R., Price V.E. The analysis of the stability of general slip surfaces//Geotechnique. – 1965. –v. 15. - №1. - pp. 79-93
33. Несмеянов С.А. Неоструктурное районирование Северо–Западного Кавказа (опережающие исследования для инженерных изысканий). - М., 1992.
34. Ниязов Р.А. Оползни, вызванные Памиро-Гиндукушскими землетрясениями. – Ташкент: ГП «Ин-т ГИДРОИНГЕО», 2015. – 224 с.
35. ОДМ 218.2.053-2015. « Рекомендации по оценке сейсмического воздействия при определении устойчивости оползневых участков автомобильных дорог». – М. : Изд-во Федеральное дорожное агентство (РОСАВТОДОР), 2015. – 62 с.
36. ОДМ 218.2.006-2010 Рекомендации по расчету устойчивости оползнеопасных склонов (откосов) и определению оползневых давлений на инженерные сооружения автомобильных -М.: ФГУП "Информавтодор", 2011. -114 с.
37. Отчет по инженерно-геологическим изысканиям на объекте: «Горная Карусель », ООО «Инжзащита», 2014 г.
38. Овсяченко А.Н. Сейсмоструктура и элементы современной геодинамики северо-западного кавказа по данным палеосейсмогеологических исследований. Дисс... к.г.-м.н. – М.: РАН Иститут Физики Земли им. О.Ю. Шмидта, 2006. – 172 с.
39. Овсяченко А.Н., Хилько А.В., Шварев С.В., Костенко К.А., Мараханов А.В., Рогожин Е.А., Новиков С.С., Ларьков А.С. Комплексные геолого-геофизические исследования активных разломов в Сочи-Краснополянском районе//Физика Земли. – 2013. -№ 6. – С. 116-138.
40. Победря Б.Е. Численные методы в теории упругости и пластичности. – М.: МГУ, 1995.
41. Пендин В.В., Фоменко И.К. Методология оценки и прогноза оползневой опасности. - М.:ЛЕНАНД, 2015. – 230 с.
42. Рекомендации по количественной оценке устойчивости оползневых склонов. – М.: Стройиздат, 1984. - 80 с.

43. Рогожин Е.А., Овсяченко А.Н., Лутиков А.И., Собисевич А.Л., Собисевич Л.Е., Горбатилов А.В. Эндогенные опасности Большого Кавказа. – М.: ИФЗ РАН, 2014. –256 с.
44. Рогожин Е.А., Овсяченко А.Н., Шварев С.В., Лутиков А.И., Новиков С.С. Оценка уровня сейсмической опасности района Большого Сочи в связи со строительством олимпийских объектов//Геориск. –2008. -№ 4. –С. 6–12.
45. Рейснер Г.И., Иогансон Л.И. Сейсмический потенциал Западной России, других стран СНГ, Балтии. Сейсмичность и сейсмическое районирование Северной Евразии. - М.: ОИФЗ РАН. – 1993. Вып. 1. – С. 186–195.
46. Родкин М.В., Никонов А.А., Шварев С.В. Оценка величин сейсмических воздействий по нарушениям и смещениям в скальных массивах//Геодинамика и тектонофизика. – 2012. – т. 3. - №3. – С. 203-237
47. Самарин Е.Н., Зеркаль О.В., Пономарев Ан.Ал., Пономарев Ал.Ан., Кравченко Н.С. Стабилизация оползневых склонов, сложенных тонкоплитчатыми аргиллитами, суспензионными растворами//Инженерная геология Северо-Западного Кавказа и Предкавказья: современное состояние и основные задачи/Матер. III региональной науч.-практ. конф. (Краснодар, 24-25.11.2016). – Краснодар: Изд-во Кубан. гос. ун-т, 2016. -С. 224-228
48. Самарский А.А. Введение в численные методы. Москва: Наука, – 1982. – 272 с.
49. Сысоев Ю.А., Фоменко И.К. Вероятностный анализ оползневой опасности//Сб. науч. тр. по матер. междунар. науч.-практ. конф. «Научные исследования и их практическое применение. Современное состояние и пути развития». - Одесса: Черноморье, 2011. – С. 93-99
50. СНиП II-7-81*. Строительство в сейсмических районах. - М.: Госстроем России, – 2000.
51. СНиП II-A.12-69* Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования. - М.: Госстрой СССР, – 1974.
52. СП 14.13330.2014 Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81. - М.: ФАУ "ФЦС", 2014. -126 с.
53. СНиП 23-01-99* Строительная климатология
54. СП 14.13330.2014 Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81. - М.: ФАУ "ФЦС", 2014. - 126 с.
55. СП 11-105-97 Инженерно-геологические изыскания для строительства. Часть II. Правила производства работ в районах развития опасных геологических и инженерно-геологических процессов. - М.: Госстрой России, 2003. – 93 с.
56. СП 14.13330.2014 Строительство в сейсмических районах. Актуализированная

- редакция СНиП II-7-81. - М.: ФАУ "ФЦС", 2014. - 126 с.
57. СП 11-105-97 Инженерно-геологические изыскания для строительства. Часть II. Правила производства работ в районах развития опасных геологических и инженерно-геологических процессов. - М.: Госстрой России, 2003. – 93 с.
 58. СП 14.13330.2014 Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81. - М.: ФАУ "ФЦС", 2014. - 126 с.
 59. Стром А.Л. Каменные лавины: особенности их морфологии и классификация//Современные проблемы инженерной геодинамики: Юбилейная конф., посвященная 100-летию со дня рождения проф. Г.С.Золотарёва (29-30.09.2014 г., Москва, МГУ). – М.: Изд-во Моск. ун-та, 2014. - С. 103-107
 60. Терцаги К. Теория механики грунтов. – М., 1961
 61. Федоренко В. С. Горные оползни и обвалы, их прогноз. – М.: Изд-во МГУ, – 1988. – 214 с.
 62. Фоменко И.К., Захаров В.С., Самаркин-Джарский К.Г., Сироткина О.Н. Учет сейсмического воздействия при расчете устойчивости склонов (на примере Краснополянского геодинамического полигона)//Геориск. – 2009. - №4. – С. 50-55
 63. Фоменко И.К., Зеркаль О.В., Преимущества методов оценки устойчивости склонов в трехмерной постановке//Геотехника, -2011. -№5. -С. 38-41.
 64. Фоменко И.К. Современные тенденции в расчетах устойчивости склонов//Инженерная геология. – 2012. -№6. – С. 44-53.
 65. Фоменко И.К., Пендин В.В., Ионов В.Ю., Хунг З.М. Прогноз оползневой опасности на основе анализа чувствительности коэффициента устойчивости к величинам порового давления и сейсмического воздействия//Изв. ВУЗов. Сер. Геология и разведка. - 2013. - №6. - С. 67-72
 66. Хуан Я.Х. Устойчивость земляных откосов. – М.: Стройиздат, 1988. –С.240.
 67. Хуан ЖЦ, Ли ВЛ. Анализ опасных геологических процессов, вызванных Вэньчуаньским землетрясением 12 мая 2008 года в Китае//Геориск. – 2010. – №1. – С. 14-20.
 68. Хуан Я.Х. Устойчивость земляных откосов. – М.: Стройиздат, 1988. – 240 с.
 69. Чугаев Р.Р. Расчет общей устойчивости откосов земляной плотины с учетом фильтрационных сил//Гидротехническое строительство. – 1965. –№5.
 70. Чугаев Р.Р. Земляные гидротехнические сооружения (теоретические основы расчета). - Л.: Энергия, 1967.
 71. Шахунянц Г.М. Железнодорожный путь. - М.: Транспорт, 1969.
 72. Alfaro P., Delgado J., Garcia-Tortosa F.J., Lenti L., Lopez J.A., Lopez-Casado C., Martino S.

- Widespread landslides induced by the Mw 5.1 earthquake of 11 May 2011 in Lorca, SE Spain//Eng Geol. - 2012 – 137 –pp.40-52
73. Abramson L.W. Slope stability and stabilization methods. - New York: John Wiley & Sons, 2002. – 736p.
 74. Aptikaev F., Ananyin I., Erteleva O., Rogozhin E., Sherman S., Berzhinsky Y., Pavlenov V., Eisenberg J.J., Shestoporov G., Klyachko M. Project of Russian Seismic Intensity Scale RIS-04//Proc. of First European conference on earthquake engineering and seismology. - Geneva, 2006, CD, ID 1291
 75. Bonilla MG Landslides in the San Francisco South Quadrangle, California. U.S. Geological Survey Open-File Report, 1960
 76. Bozzano F, Gambino P, Prestininzi A, Scarascia-Mugnozza G, Valentini G Ground effects induced by the Umbria-Marche earthquakes of September-October 1997, Central Italy//Proc. of the eighth Internat. Congress of the International Association for Engineering Geology and the Environment, 1998 – pp .825-830
 77. Bai Zi-pei. The hydrological characteristics of main navigable waterways in Sichuan//Journal of Chongqing Jiaotong Institute. 1990. – vol. 9. –No2. – pp. 59 – 67 (in Chinese)
 78. Cao J., Zhan C., Wang G. Sensitivity analysis of high soil slope stabilizing factors//Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering. – 2005. - v. 24. - №2. – pp. 5350-5354 (in Chinese)
 79. Chigira M, Yagi H Geological and geomorphological characteristics of landslides triggered by the 2004 Mid Niigata prefecture earthquake in Japan//Eng Geol . – 2006. – v. 82. – p.p.202-221
 80. China Geological Survey. DZ/T0219-2006 Specification of design and construction for landslide stabilization. Beijing: Standards Press of China, 2006. (in Chinese)
 81. China Institute of Water Resources and Hydropower Research. DL5073-2000 Specifications for seismic design of hydraulic structures. 2000. (in Chinese)
 82. Chongqing Construction Commission. GB50330-2013 Technical code for building slope engineering. - Beijing: China Architecture & Building Press, 2014 (in Chinese)
 83. Chen Guo-guang, Ji Feng-ju, Zhou Rong-jun, Xu Jie, Zhou Ben-gang, Li Xiao-gang, Ye Yong-qing. Primary research of activity segmentation of Longmenshan fault zone since late-Quaternary//Seismology and Geology. - 2007. –V. 29. – №3. – P. 657–673 (in Chinese with English abstract).
 84. Comité Européen de Normalisation (CEN) Eurocode 8, design of structures for earthquake resistance. Part 5:Foundations, retaining structures and geotechnical aspects. European Standard NF EN 1998–5, Brussels, 2004

85. Collins B.D., Kayen R., Tanaka Y. Spatial distributions of landslides triggered from the 2007 Niigata Chuetsu- Oki Japan earthquake//Eng Geol . – 2012. – v. 127. – p.p. 14-26
86. Dawson, E.M., Roth, W.H. and Drescher, A. Slope Stability Analysis by Strength Reduction//Geotechnique, – 1999. – v. 49. – №6. – pp.835-840
87. Deng Qidong, Chen Shefa, Zhao Xiaolin. Tectonics, seismicity and dynamics of Longmenshan mountains and its adjacent regions//Seismology and geology. - 1994. – v. 16. – №4. – P. 389–403 (in Chinese with English abstract).
88. El-Ramly H., Morgenstern N.R., Cruden D.M. Probabilistic Slope Stability Analysis for Practice//Canadian Geotechnical Journal. – 2002. - v. 39. - №3. - pp. 665-683
89. Esposito E, Porfido S, Simonelli AL, Mastrolorenzo G, Iaccarino G Landslides and other surface effects induced by the 1997 Umbria-Marche seismic sequence//Eng Geol . – 2000. – v. 58. – pp. 353-376
90. Fan, X., van Westen, C.J., Xu, Q., Gorum, T., Dai, F., Analysis of landslide dams induced by the 2008 Wenchuan earthquake//Journal of Asian Earth Sciences. - 2012. – v. 57. – p.p. 25-37.
91. Fukuoka H, Sassa K, Scarascia-Mugnozza G Distribution of landslides triggered by the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake and long runout mechanism of the Takarazuka Golf Course landslide//J Phys Earth. – 1997. – v. 45. – pp.83-90
92. Gorum T, Fan X, van Westen CJ, Huang RQ, Xu Q, Tang C, Wang G Distribution pattern of earthquake-induced landslides triggered by the 12 May 2008 Wenchuan earthquake//Geomorphology. – 2011. – v. 133. – pp. 152-167
93. Griffiths, D.V. and Lane, P.A. Slope Stability Analysis by Finite Elements//Geotechnique. – 1999. – v. 49. – №3. – p.p. 387-403
94. Guidelines for Evaluating and Mitigating Seismic Hazards in California. - California Department of Conservation, California Geological Survey, 2008. - Special Publication 117A. – 98 p.
95. Harp EL, Keefer DK Landslides triggered by the earthquake. U.S. geological survey professional paper. – 1990. – v. 1487. – p.p .335-347
96. Harp EL, Jibson RW Landslides triggered by the 1994 Northridge, California, Earthquake//Bull Seismol Soc Am. – 1996. – v. 86. – №1B. – p.p. S319-S332
97. Harp EL, Wilson RC, Wieczorek GF Landslides from the February 4, 1976, Guatemala Earthquake. Geological Survey Professional Paper 1204- A . –1981
98. Harp EL, Keefer DK, Sato HP, Yagi H Landslide inventories: the essential part of seismic landslide hazard analyses//Eng Geol . – 2011. – vol.122. – pp.9-21
99. Harp EL, Tanaka K, Sarmiento J, Keefer D.K. Landslides from the May 25-27, 1980,

- Mammoth Lakes, California, earthquake sequence//U.S. geological survey miscellaneous investigations series map I-1612 . –1984
- 100.He Yu-lin. Study on the main fault activities and tectonic deformation Tectonics in the eastern margin of the Qinghai-Tibet Plateau//Doctoral dissertation. Chengdu U Gorum niversity of Technology, 2013. 138 p. (in Chinese with English abstract).
 - 101.Huang R., Fan X., The landslide story//Nature Geoscience. - 2013. – v.6. №5. – p.p. 325-326.
 - 102.Highway Planning and Designing Institute, Ministry of Communications. JTJ044-89 Code for seismic design of highway engineering. - Beijing: China Communications Press, 1989. (in Chinese)
 - 103.Itasca Consulting Group Inc. FLAC3D Version 5.0 (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions) User’s Manual. - USA: Itasca Consulting Group Inc., 2012
 - 104.Jibson R.W. Predicting earthquake induced landslide displacements using Newmark’s sliding block analysis//Transportation Research Record. - Washington: Transportation Research Board, 1993a. - №1411. – P. 9-17
 - 105.Jibson R.W., Keefer D.K. Analysis of the Seismic Origin of Landslides: Examples from the New Madrid Seismic Zone//Geological Society of America Bulletin. – 1993. - v. 105. - №4. – P. 521-536
 - 106.Janbu N. Application of composite slip surfaces for stability analysis//Proc. European Conf. on Stability of Earth Slopes, Stockholm, -1954. -vol. 3. –p.p. 43-49
 - 107.Kamp U, Growley BJ, Khattak GA, Owen LA GIS-based landslide susceptibility mapping for the 2005 Kashmir earthquake region//Geomorphology. – 2008. – vol. 101. – pp.631-642
 - 108.Kang, K., Zerkal, O.V., Liu, J., Huang, S., Tao, D. Comparison of Russian, Chinese and European seismic design on pseudo-static seismic coefficient in slope analysis//Journal of Civil Engineering and Construction, -2018a. -vol. 7(2), – pp.57-62.
 - 109.Kang K, Zerkal OV, Huang SY, Ponomarev AA. Roadway Slope Stability Assessment in mudstone layers of Sochi (Russia)//Geomechanics and Geodynamics of Rock Masses: Proc. of the 2018 European Rock Mechanics Symposium. - 2018b. - №2. – pp.1217-1222
 - 110.Keefer D.K. Landslides caused by earthquakes//Geol Soc Am Bull. 1984. - v. 95. – pp.406-421
 - 111.Keefer DK (2000) Statistical analysis of an earthquake-induced landslide distribution - the 1989 Loma Prieta//Calif Event. - 2000. - v. 58. – pp. 231-249
 - 112.Keefer DK Investigating landslides caused by earthquakes - a historical review//Surv Geophys. – 2002. – vol. 23. – pp.473-510
 - 113.Keefer DK, Manson MW Regional distribution and characteristics of landslides generated by the earthquake. - U.S. geological survey professional paper, 1998. – v. 1551 – C, pp 7-32

114. Keefer DK, Wilson RC Predicting earthquake-induced landslides, with emphasis on arid and semi-arid environments. Landslides in a semi-arid environment. – Inland, Geological Society of Southern California Publications, 1989. – vol.2. –No.1. –pp118-149
115. Krahn J. Stability Modeling with SLOPE/W. An Engineering Methodology/3rd ed. – Calgary, GEO-SLOPE International Ltd., 2007. – 355 p.
116. Kou X., Zhou W., Yang R. Stability analysis on the high slopes of Three Gorges shiplock using FLAC-3D//Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering. – 2001. – v. 19. - №5. – pp. 630-633 (in Chinese)
117. Krahn J. Stability Modeling with SLOPE/W. An Engineering Methodology/3rd ed. – Calgary, GEO-SLOPE International Ltd., 2007. – 355 p.
118. Lacroix P, Zavala B, Berthier E, Audin L Supervised method of landslide inventory using panchromatic SPOT5 images and application to the earthquake-triggered landslides of pisco (Peru, 2007, Mw8.0). –2013
119. Li Chuan-you, Song Fang-min, Ran Yong-kang. Late Quaternary activity and age constraint of the northern Longmenshan fault zone // Seismology and Geology. - 2004. –Vol. 26, - No. 2. –P. 248–258.
120. Li Y., Gao G., Li T. Analysis of earthquake response and stability evaluation for transverse slope at second tunnel portal//Chinese Journal of Underground Space Engineering. – 2006. – v. 2. - №5. – P. 738-743 (in Chinese)
121. Liao C, Liao H, Lee C Statistical analyses of factors affecting landslides triggered by the 1999 Chi-Chi earthquake, Taiwan. American Geophysical Union Fall Meeting. –2002
122. Liao HW, Lee CT Landslides triggered by the Chi-Chi earthquake//Proc. of the 21st Asian conference on remote sensing, — 2000. – vol. 1-2, – pp. 383-388
123. Liu H., Fei K., Gao Y. Time history analysis method of slope seismic stability//Rock and Soil Mechanics. – 2003. – v. 24. - №4. – P. 553–556 (in Chinese)
124. Ma Bao-qi, Su Gang, Hou Zhi-hua, Shu Sai-bing. Late Quaternary slip rate in the central part of the Longmenshan fault zone from terrace deformation along the Minjiang river//Seismology and Geology. - 2005. - Vol. 27. - №2. – P. 234–242 (in Chinese with English abstract).
125. Mahdavi MR, Solaymani S, Jafari MK Landslides triggered by the Avaj, Iran earthquake of June 22, 2002//Eng Geol . – 2006. – vol. 86, – pp. 166-182
126. Marzorati S, Luzi L, De Amicis M Rock falls induced by earthquakes: a statistical approach//Soil Dyn Earthquake Eng . – 2002. – vol.22. – pp.565-577
127. Matsui T, San KC Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique//J Soils Found. – 1992. – vol.32 – №159. – 70

- 128.MIDAS GTS NX. User' s manual. 2014.
- 129.Ministry of Railways of the People's Republic of China. GB50111-2006 Code for seismic design of railway engineering. - Beijing: China Planning Press, 2006. (in Chinese)
- 130.Morton DM Seismically triggered landslides in the area above the San Fernando Valley. - U.S. Geological Survey Professional Paper. – 1971. –vol.733, – p 99
- 131.Morton DM Seismically triggered landslides in the area above the San Fernando valley//State Calif Div Min Geol Bull . – 1975. – vol.196, – pp145-154
- 132.Morgenstern N.R., Price V.E. The analysis of the stability of general slip surfaces//Geotechnique. – 1965. –v. 15. - №1. - pp. 79-93
- 133.Newmark N. Effects of earthquakes on dams and embankments//Geotechnique. - 1965. – v. 15. - №2. – P. 139-160
- 134.Okimura T, Torii N A study on slope failures due to Hyogoken-Nanbu earthquake and post-earthquake rainfalls//Proc. of Sino-Japan second workshop on seismic hazard and mitigation, – 1999, – pp .62-65
- 135.Plafker G, Ericksen GE, Concha JF Geological aspects of the May 31, 1970 Peru earthquake//Bull Seismol Soc Am, – 1971. – vol.61. –No3. – pp.543-578
- 136.Ponomarev A.A., Zerkal O.V., Samarin E.N. Protection of the transport infrastructure from influence of landslides by suspension grouting//Procedia Engineering, 2017, v. 189, №C, P. 879-884
- 137.Qi S, Xu Q, Lan H, Zhang B, Liu J Spatial distribution analysis of landslides triggered by 2008.5.12 Wenchuan earthquake, China//Eng Geol . – 2010. – vol.116. – pp.95-108
- 138.Qi S, Xu Q, Zhang B, Zhou Y, Lan H, Li L. Source characteristics of long runout rock avalanches triggered by the 2008 Wenchuan earthquake, China//Journal of Asian Earth Sciences. -2011. -vol.40. -№4. - p.p. 896-906.
- 139.Rymer MJ The San Salvador earthquake of October 10, 1986 - geologic aspects//Earthquake Spectra. – 1987. – vol.3. – pp.435-463
- 140.Rymer MJ, White RA Hazards in El Salvador from earthquake-induced landslides//Landslides: extent and economic significance, – 1989.pp 105-109
- 141.Sassa K, Fukuoka H, Scarascia-Mugnozza H, Irikura K, Okimura T) Landslides triggered by the Hyogoken-Nanbu earthquake//Landslide News. – 1995. – vol. 9. – pp.2-5
- 142.Sato HP, Hasegawa H, Fujiwara S, Tobita M, Koarai M, Une H, Iwahashi J Interpretation of landslide distribution triggered by the 2005 Northern Pakistan earthquake Using SPOT5 imagery//Landslides. – 2007. - vol. 4. – pp.113-122
- 143.Sato HP, Sekiguchi T, Kojiroi R, Suzuki Y, Iida M Overlaying landslides distribution of the earthquake source, geological and topographical data: the Mid Niigata prefecture earthquake

- in 2004, Japan//Landslides. – 2005. – vol. 2. – pp.143-152
- 144.Sitar N, Bardet JP) Chi-Chi, Taiwan earthquake of September 21, 1999 reconnaissance report//Earthquake Spectra A. - 2001. – vol.17. – pp.61-76
- 145.Seed H.B. Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams//Geotechnique. – 1979. – v. 29. - №3. – P. 215-263
- 146.Shang Yanjun, Liu Jiaqi, Xia Yanqing, et al. Features of craters and test results of ejecta distributed above Shuijingyan rock avalanche in the Wenchuan earthquake//Journal of Jilin University: Earth Science Edition. - 2014. - 44(1). - p.p. 230-248. (in Chinese)
- 147.Su C., Li J., Ren Q. FEM-based dynamic stability analysis of abutment for high arch dams//Journal of Hehai University (Natural Sciences). – 2003. – v. 31. - №2. – P. 144-147 (in Chinese)
- 148.Sun P., Yin Y.P., Wu S.R. and Chen L.W. Does vertical seismic force play an important role for the failure mechanism of rock avalanches? A case study of rock avalanches triggered by the Wenchuan earthquake of May 12, 2008, Sichuan, China//Environmental earth sciences. - 2012. - 66(5). - p.p.1285-1293
- 149.Tang R C, Han W B. Active faults and earthquakes in Sichuan province. - Beijing: Seismological Press. 1993. – 368 p (in Chinese)
- 150.Tiwari B, Ajmera B, Dhital S Characteristics of moderate- to large-scale landslides triggered by the M_w 7.8 2015 Gorkha earthquake and its aftershocks//Landslides. – 2017. – pp.1-22
- 151.Tiwari B, Ajmer B: Landslides Triggered by Earthquakes from 1920 to 2015//Advancing Culture of Living with Landslides Volume 2 Advances in Landslide Science, Ed. Mikoš, M., Tiwari, B., Yin, Y., Sassa, K. - Springer International Publishing AG 2017, P. 5-15
- 152.Uzarski J, O'Rourke M, Abrahamson N, Amin N, Goltz J, Lam IP, Tseng WS. The Chi-Chi, Taiwan earthquake of September 21, 1999. Earthquake Engineering Research Institute Earthquake Report, 2001
- 153.Wang, S., Jiao, S. and Xin, H., Spatio-temporal characteristics of temperature and precipitation in Sichuan Province, Southwestern China, 1960–2009//Quaternary international. - 2013. – vol.286. – pp.103-115.
- 154.Wang Y., Xu H., Luo Y., et al. Study of formation conditions and toss motion program of high landslides induced by earthquake//Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering. - 2009. - 28(11). – p.p. 2360–2368 (in Chinese)
- 155.Wang MN, Wu HL, Nakamura H, Wu SC, Ouyang S, Yu MF Mass movements caused by recent tectonic activity: the 1999 Chi-Chi earthquake in Central Taiwan//Inland Arc. – 2003. – vol.12. – pp.325-334
- 156.Wang WN, Nakamura H, Tsuchiya S, Chen CC Distributions of landslides triggered by the

- Chi-Chi earthquake in Central Taiwan on September 21, 1999//Landslides. – 2002. – v. 38. – №4. – pp.318-326
157. Wartman J, Dunham L, Tiwari B, Pradel D Landslides in Eastern Honshu induced by the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake//Bull Seismol Soc Am. – 2013. – v. 103. – №2B. – pp.1503-1521
158. Wells D.L., Coppersmith K.J. New empirical relationships among magnitude, rupture length, rupture width, rupture area, and surface displacement//Bull. Seis. Soc. Am. - 1994. – v. 84. - №4. – P. 974–1002.
159. Website of China National Meteorological Information Center:
<http://data.cma.cn/data/weatherBk.html>
160. Wiczorek G.F., Wilson R.C., Harp E.L. Map Showing Slope Stability During Earthquakes in San Mateo County, California. Miscellaneous Investigations Map 1-1257-E. - U.S. Geological Survey, 1985.
161. Wilson RC, Wiczorek GF, Keefer DK, Harp EL, Tannaci NE Map showing ground failures from the Greenville/Mount Diablo earthquake sequence of January 1980, Northern California. U.S. geological survey miscellaneous field studies Map MF 1711. – 1985
162. Xu C, Xu X, Lee YH, Tan X, Yu G, Dai F The 2010 Yushu earthquake triggered landslide hazard mapping using GIS and weight of evidence modeling//Environ Earth Sci. – 2012a, – v. 66. – pp.1603-1616
163. Xu C, Xu X, Yu G Earthquake triggered landslide hazard mapping and validation related with the 2010 Port-au-Prince, Haiti Earthquake//Disaster Advances. – 2012b. – v. 5. – №4. – pp.1297-1304
164. Xu J., Shang Y. Sensitivity analysis of influencing factors of debris landslide//Rock and Soil Mechanics. – 2007. – v. 28. - №10. – pp. 2049-2051 (на китайском языке)
165. Xu W., Zou Y., Zhang G., Linderman M. A comparison among spatial interpolation techniques for daily rainfall data in Sichuan Province, China//International Journal of Climatology. – 2015. - vol. 35. – №10, – pp. 2898-2907.
166. Yagi H, Sato G, Higaki D, Yamamoto M, Yamasaki T Distribution and characteristics of landslides induced by the Iwate-Miyagi Nairiku earthquake in 2008 in Tohoku District, Northeast Japan//Landslides. – 2009. – vol. 6. – pp.335-344
167. Yamagishi H, Iwahashi J Comparison between the two triggered landslides in Mid-Niigata, Japan by July 13 heavy rainfall and October 23 intensive earthquakes in 2004//Landslides. – 2007. – vol.4. – pp. 389-397
168. Yin Yueping, Wang Wenpei. Researches on seismic landslide stability analysis//Journal of Engineering Geology. – 2014. – №4. – p.p.586–600.(in Chinese)

169. Yin Y. Vertical acceleration effect on landslides triggered by the Wenchuan earthquake, China//Environmental earth sciences. - 2014. - 71(11). - p.p. 4703-4714
170. Zhang D, Wang G Study of the 1920 Haiyuan earthquake- induced landslides in Loess (China)//Eng Geol. – 2007. – v. 94. – pp. 76-88
171. Zerkal O.V., Kalinin E.V., Panasyan L.L. The formation and distribution of stress concentration zones in heterogeneous rock masses with slopes//Engineering Geology for Society and Territory - Volume 2: Landslide Processes. - 2015. - P. 1251-1254