

**ГОСУДАРСТВЕННАЯ АКЦИОНЕРНАЯ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНАЯ
КОМПАНИЯ «ЎЗБЕКИСТОН ТЕМИР ЙЎЛЛАРИ»**

**ТАШКЕНТСКИЙ ИНСТИТУТ ИНЖЕНЕРОВ
ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ТРАНСПОРТА**

*На правах рукописи
УДК 624.159.5*

Хасанов Зоҳир Аскарлович

**ИССЛЕДОВАНИЕ ВОПРОСОВ ПРОЧНОСТИ ГРУНТОВ,
УСТОЙЧИВОСТИ И ЭФФЕКТИВНЫХ МЕТОДОВ
ПРОТИВООПОЛЗНЕВЫХ МЕРОПРИЯТИЙ В ГОРНЫХ,
ПРЕДГОРНЫХ ТЕРРИТОРИЯХ УЗБЕКИСТАНА**

05.23.02 - Основания, фундаменты и подземные сооружения

АВТОРЕФЕРАТ

диссертации на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Ташкент - 2012

Работа выполнена в Самаркандском государственном архитектурно –
строительном институте имени Мирзо Улугбека.

Научный руководитель: доктор технических наук, доцент
Маджидов Ином Уришевич

Официальные оппоненты: доктор технических наук, профессор
Хожметов Гоибназар Ходиевич

кандидат технических наук
Усмонходжаев Илхом Иномович

Ведущая организация: **Джиззакский политехнический
институт**

Защита диссертации состоится «30» Апреля 2012 г. в 16:00 часов на
заседании разового специализированного объединённого совета
К.018.01.01 при Ташкентском институте инженеров железнодорожного
транспорта по адресу: 100167, г. Ташкент, ул. Адылходжаева 1.

С диссертацией можно ознакомиться в библиотеке Ташкентского
института инженеров железнодорожного транспорта.

Автореферат разослан «28» Марта 2012 г.

Ученый секретарь
специализированного совета,
кандидат технических наук,
доцент

Ф.Ф.Каримова

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

Актуальность работы. Горные и предгорные территории Узбекистана подвержены оползневым процессам. Они наносят большой ущерб народному хозяйству. Эти процессы представляют опасность для человеческой жизни и препятствуют нормальной эксплуатации зданий и инженерных сооружений. По этой причине предупреждение оползневых процессов и применение соответствующих противооползневых конструкций имеет большое народно-хозяйственное значение.

Точность полученных результатов зависит от правильного выбора расчётных моделей, качественных и количественных показателей определения литологического сложения, физических, деформационных и прочностных характеристик грунтов. Также важной задачей является определение численных значений оползневого давления грунтов на ограждающие конструкции. Прежде чем применять те или иные расчётные модели, следует предварительно обосновать их соответствие с реальными свойствами грунтов. Определение основных расчётных параметров грунтов, правильность выбора расчётной модели, методов расчёта устойчивости склонов и величины оползневого давления является важной и актуальной проблемой, решение которой позволит повысить надёжность и эффективность противооползневых конструкций.

Степень изученности проблемы. Предгорные зоны восточной части Узбекистана в той или иной степени подвержены оползневым явлениям. По этой причине в этих регионах очень часто возникают оползни, которые наносят колоссальный ущерб народному хозяйству. Учитывая важность в народном хозяйстве этой проблемы, в Узбекистане, решением этих проблем поручены государственному ведомству по Геологии. Оно имеет территориальное подразделение «Оползневые станции» и «Гидрогеологические службы». Эти службы ведут наблюдательные и инструментальные исследования. К сожалению, они не могут спрогнозировать и определить численные значения коэффициента устойчивости оползневого склона и предлагать конкретные конструктивные решения, направленные на их стабилизацию. Такие количественные данные как коэффициент устойчивости, оползневое давление, НДС и др. можно получить только методами расчётов механики грунтов.

Из литературы известно, большое количество работ, посвящённых изучению расчётных моделей грунта, НДС, коэффициента устойчивости и оползневого давления склонов и откосов на ограждающие конструкции. Однако расхождение между расчётными и наблюдаемыми в природе процессов оползней, и эксплуатации противоудерживающих конструкций заставляют уточнять расчётные модели грунтов и методов расчёта. Особенно это актуально для региональных видов грунтов в частности, уточнение расчётных параметров и моделей грунта для решения задач связанных с

коэффициентом устойчивости НДС и оползневого давления на ограждения.

Также является мало изученным вопросы влияния расчётной модели грунта, критической нагрузки и гравитационных сил на геометрические параметры, давления и устойчивость удерживающих конструкций. На основании выше приведённого анализа литературного обзора выявлены основные цели и задачи диссертационной работы.

Механика грунтов рассматривает вопросы прочности и устойчивости на основании идеализированного состояния элемента грунтовой среды и направлено на получение численных значений напряженно-деформированного состояния (НДС) и коэффициента устойчивости склона. Все полученные результаты используются для разработки инженерных методов противооползневых мероприятий.

Инженерная геология рассматривает оползневые процессы с точки зрения геоморфологии, природного литологического сложения, литолого-петрографических особенностей смещающихся и подстилающих пород.

Оползень с правильной кругло-цилиндрической поверхностью скольжения встречается сравнительно редко, и возникают в дамбах и насыпях. Однако геологические образования редко бывают однородными, и оползни естественных склонов имеют часто сложное строение, что оказывает существенное влияние на характер их движения. Чем глубже выемки под плотины, шоссейных дорог и других инженерных сооружений, тем больше объем оползней. В рамках более обширной науки как геотехника, требуется изучения новых методов расчета с применением сложных расчётных моделей грунта, в частности упругопластических и конструкторских решений, что даст возможность прогнозировать НДС оползней с учетом сложных инженерно-геологических условий.

Связь диссертационной работы с тематическими планами НИР. Исследования выполнены в соответствии с тематическими планами, Госбюджетных НИР, СамГАСИ, ЗПЛИТИ и ГУП «УзГАНКЛИТИ», по темам: «Разработка эффективных методов и систематизация геотехнических мероприятий на слабых водонасыщенных и лессовых грунтах Центральной Азии» и «Разработка эффективных методов возведения подземных конструкций гражданских зданий и сооружений в стесненных условиях городского строительства в инженерно-геологических условиях Узбекистана».

Цель работы: исследование НДС склонов и откосов на горных и предгорных территориях Узбекистана с применением упругопластических моделей, а также выявление эффективных инженерных решений противооползневых ограждений и конструкций подпорных стен.

Задачи исследования. На основании поставленной цели в задачу исследований входило:

- проведение экспериментальных исследований прочности и деформируемости и других геотехнических свойств грунтов;

- исследование НДС, прочности, устойчивости и оползневого давления склонов и откосов с использованием различных методов расчета (круглоцилиндрической поверхности скольжения (КПС), симплекс метод и численные методы расчета) с применением упругопластических моделей грунта;

- исследования конструктивных параметров и выбора критериев эффективности, работы противооползневых сооружений из свай, с целью выявления, наиболее рациональных решений;

- исследование и разработка, легких и гравитационных подпорных стен с целью выявления их наиболее оптимальных конструктивных решений.

Объект и предмет исследования являются природные склоны и откосы, расположенные в инженерно-геологических условиях Республики Узбекистан, разработка расчетных моделей грунта, взаимодействие сдвиговых деформаций грунтов с противооползневыми ограждающими конструкциями.

Методы исследования основаны на использовании современных научных положений механики грунтов, фундаментостроения и теории моделирования; проведение комплексных экспериментов в лаборатории и в полевых условиях; численное моделирование МКЭ с использованием упругопластических моделей и графоаналитические симплекс методы расчета.

При решении поставленных задач использовались следующие теории и методы расчетов:

- теории упругости и пластичности (метод конечных элементов (МКЭ) для определения НДС);

- теории пластичности соответствующей пределу прочности грунтов Кулона, Мора (для определения устойчивости склонов и откосов, а также для определения оползневого, активного и пассивного давления грунтов на подпорные стены);

- программный комплекс «Plaxis» с применением упругих и упругопластических моделей.

- программа, основанная на симплекс-методе Русинова В.Ю. и Александрова А.В. с использованием теории прочности грунта Кулона и теории равновесия.

Основные положения, выносимые на защиту:

- результаты лабораторных исследований грунтов, проведенных на стандартных компрессионных и сдвиговых приборах, а также на приборах трехосного сжатия (стабилометр) и куб. Результаты полевых экспериментальных исследований свай на вертикальные и горизонтальные нагрузки. Результаты натурных наблюдений за деформациями подпорных стен в процессе их нагружения обратной засыпкой;

- результаты численного анализа в условиях плоской деформации НДС и устойчивости откосов и склонов сложной конфигурации. Сопоставление результатов определения оползневого давления, полученных численными

методами на основе упругопластической модели, с результатами, полученными аналитическими и графоаналитическими методами. Алгоритм и расчетная программа на ЭВМ для определения устойчивости откосов, сложенных из лессовых грунтов, с учетом их увлажнения у подножья;

- результаты рациональных конструктивных решений свайных противооползневых ограждений, а также легких и гравитационных подпорных стен.

Научная новизна работы заключается:

- на основе проведенных лабораторных и полевых экспериментальных исследований региональных видов грунтов, в частности лессовых и песчаных грунтов, получены основные качественные закономерности и количественные результаты деформирования и прочности. Эти результаты позволили уточнить расчетные модели грунтов, провести расчетную оценку степени устойчивости конкретных склонов и откосов и использовать их при анализе НДС и давления на противооползневые ограждения и подпорные стенки;

- на основании проведенных трехосных испытаний на стабилометрах и приборах «куб» определены основные расчетные параметры и закономерности деформирования и прочности лессовых и песчаных грунтов нарушенного и ненарушенного сложения. Предложена расчетная модель грунта для решения задач определения устойчивости склонов и откосов, сложенных лёссовыми грунтами;

- на основании проведенных расчетов установлено максимальное расстояние между противооползневыми сваями, а так же критерии устойчивости грунта в меж свайном пространстве;

- на основании проведенных аналитических и численных расчетов с применением упругопластических моделей выявлены наиболее рациональные противооползневые конструкции и подпорные стены с различной конфигурацией.

Достоверность научных положений, выводов и полученных результатов обоснована и подтверждена:

- теориями базирующимися на фундаментальных положениях теории упругости, пластичности и упругопластичности, теории прочности Кулона, Мора;

- проведено сравнение результатов полученных численными методами с результатами, известных аналитических и графоаналитических методов расчетов по оценки НДС и степени устойчивости откосов, склонов. Это позволило качественно и количественно проанализировать НДС и устойчивость конкретных склонов и откосов;

- удовлетворительной сходимостью полученных результатов расчета коэффициента устойчивости и оползневого давления с наблюдаемыми на практике.

Научная и практическая значимость результатов исследований заключается: в возможности использования полученных результатов при расчете НДС и определении степени устойчивости откосов и склонов сложной геометрической конфигурации. Рекомендуемая расчетная модель грунта позволяет более точно определять НДС, оползневое давление и коэффициента устойчивости склонов и откосов численными методами. Даны рекомендации по применению эффективных противооползневых ограждающих конструкций и подпорных стен.

Реализация результатов исследований. С участием автора разработаны: проект укрепления откосов по ул. Ахунбабаева; конструкция уголкового подпорной стены по ул. Шахи Зинда, и проект укрепления откоса исторической стены Афрасиаб в г. Самарканд, (приложение). Разработана методика определения оползневого давления склонов и откосов с использованием упругопластических моделей грунта. Предложены пути увеличения эффективности конструкции противооползневых свайных ограждений, а также легких уголковых и гравитационных подпорных стен.

Апробация работы. Основные результаты исследований докладывались на семинарах кафедры «Строительные технологии и геотехника» а также в объединенном семинаре при СамГАСИ (28.11.2008 г.; 12.12.2009 г. в г. Самарканд), на кафедре «Гидротехнических сооружений, основания и фундаменты» ТАСИ (25.02.2009 г., в г. Ташкент), на заседании научного семинара Евразийского национального университета им. Л.Н. Гумилева (22.12.2007 г., в г. Астана, Казахстан), в Санкт Петербургском университете путей сообщения (19.06.2008, Россия), а также на семинаре разового объединенного специализированного совета К.018.01.01 при Ташкентском институте инженеров железнодорожного транспорта (24.11.2011 г.).

Опубликованность результатов. Результаты диссертационной работы опубликованы в 12 научных статьях.

Структура и объем работы. Работа состоит из введения, четырех глав, заключения и библиографического списка. Общий объем диссертационной работы изложен на 152 страницах печатного текста, содержит 81 рис., 37 таблиц и приложение.

ОСНОВНОЕ СОДЕРЖАНИЕ ДИССЕРТАЦИИ

Во введении обосновывается актуальность темы исследования, формулируются цели и задачи работы, научная новизна, основные положения, выносимые на защиту, а также результаты внедрения исследований.

Первая глава диссертации посвящена обзору проведенных исследований учёных стран СНГ и зарубежной литературы. Приведены результаты исследований и систематизация процессов формирования оползневых массивов как геологических процессов. Исследованиям процессов формирования и систематизации оползневых массивов и выявлению основных

факторов, вызывающих оползневые процессы, посвящены труды следующих ученых постсоветского пространства и зарубежных ученых: Маслова Н.Н., Преснухина В.И., Попова И. В., Денисова Н.Я., Цытовича. Н.А., Чугаева Р.Р., Шадунц К.Ш., Шахунянца Г.М. и др.

Исследованиями напряженно-деформированного состояния грунтовых массивов, их устойчивостью и процессами разрушения успешно занимались многие зарубежные ученые: Бишоп А., Бурмейстер Б., Гольдштейн М. Н., Галустьян Э. Л., Дудинцева И. Л., Дёмин А. М., Дорфмин А. Г., Золотарев Г. С., Маслов Н.Н., Попов В. Н., Пузыревский Н. П., Соколовский В.В., Тер-Мартirosян З.Г., Тейлор Д., Хуан Я. Х., Цветков В. К., Цытович Н. А., Чугаев Р. Р., Шадунц К. Ш., Шахунянц Г., Гинзбург Л.К., Шемякин Е. И., и многие другие.

К основным методам прогноза устойчивости склонов и откосов относятся: натурные наблюдения (в том числе метод аналогий); аналитический; моделирование в лабораторных и натурных условиях.

Все расчетные методы условно можно разделить на следующие группы. К наиболее простым методам относятся: аналитический метод расчета откосов по фиксированной поверхности скольжения; методы расчета, позволяющие определять степень устойчивости откосов, сложенных однородными грунтами на основе выбора цилиндрической или эллиптической поверхности скольжения. В этих расчетных методах определяется такой центр крутизны поверхности сдвига, при которой определяется соотношение наименьших сил внутреннего сопротивления грунта и максимальные внешние, в том числе гравитационные нагрузки (Терцаги К., Маслов-Берер Г. Л., Крей Н., Чугаев Р. Р., Шахунянц Г. М. и др.). В других расчетных моделях определяются критические внешние силы или предельная крутизна откосов, основанная на аналитическом решении дифференциального уравнения равновесия, совместно с условиями уравнения предельного равновесия (труды В. В. Соколовского, Б. А. Бурмейстера, И. С. Мухина, А. И. Сраговича, А. М. Сенкова, Т. К. Клейна). И наконец, с развитием численных методов расчета и ЭВМ, стало возможным решать сложные задачи геотехники с применением сложных упругопластических и вязко-упруго-пластических моделей. Это позволило более точно прогнозировать НДС, прочность и устойчивость откосов сложной конфигурации, с учетом неоднородных свойств грунтов и гидродинамического давления грунтовых вод.

Основными недостатками аналитических методов расчета является отсутствие возможности строгого анализа НДС в сложной дискретной области геологической среды, а именно: наиболее вероятная поверхность скольжения принимается заранее известной и не зависит от литологического сложения и физико-механических характеристик грунтов; при определении активного и пассивного давления на подпорные стенки различной конструкции, не учитываются технологические процессы (напри-

мер, процесс обратной засыпки грунтов в пазухи); при решении плоской задачи учитывается только одна, вертикальная нагрузка, равная весу столба вышележащих пород и не учитывается пространственная работа массива; при решении задач определения НДС и прочности грунтов рассматривается полу-бесконечный откос, то есть при определении оползневого давления, используются упрощенные модели, что приводит к несоответствию расчетных результатов с наблюдаемыми в природе; не учитывается влияние контактной области на напряженное состояние прислоненных откосов; при определении давления на свайные противооползневые конструкции и при определении их оптимальных конструктивных параметров, в расчетах не учитываются области распределения пластических зон и закономерности ориентации главных напряжений; при расчете НДС, прочности и устойчивости откосов и склонов, не учитывается влияние начального напряженного состояния, распределение в массиве коэффициента бокового распора грунта.

Во второй главе приводится методика, результаты лабораторных и полевых исследований региональных видов грунтов (лессовые грунты, песчаные грунты маловлажные и водонасыщенные). Также приводятся результаты определения основных расчетных параметров, а также закономерностей деформируемости, прочности и податливости ограждающих конструкций.

Для исследований характеристик прочности и деформируемости грунтов были использованы следующие приборы: компрессионные, сдвиговые, стабилметрические приборы для трехосного сжатия и прибор для испытания кубических образцов в условиях компрессии.

Глинистые грунты испытывались как с нарушенной, так и с ненарушенной структурой.

Для водонасыщения образцов, вода подавалась в камеру при помощи медной трубки соединенной с нижней камерой нижнего корпуса стабилметра. Давление поровой жидкости внутри камеры измерялось при помощи гидротензометра конструкции к.т.н Сидорчука В.Ф. (МГСУ).

По результатам испытаний на трехосное сжатие песка средней крупности и средней плотности, получено следующее: модуль объемной деформации грунтов равен 13-15 МПа; нелинейная зависимость деформирования наблюдается при девиаторном нагружении, причем величина секущего модуля деформации вначале девиаторного нагружения равна 5,7 МПа и в области пластических деформаций уменьшается до 2,0 МПа; угол внутреннего трения равен 39° . Для суглинков нарушенного сложения получены следующие результаты: модуль объемной деформации равен 1,3-2,0 МПа; секущий модуль деформации вначале девиаторного нагружения равна 1,8 МПа и в области пластических деформаций уменьшается до 0,8 МПа; угол внутреннего трения равен 29° . Для суглинков природного сложения получены следующие результаты; модуль объемной деформации равен 2,4-4,0

МПа; нелинейный характер деформирования соблюдается при девиаторном нагружении, величина секущего модуля деформации вначале девиаторного нагружения равна 3,3 МПа и в области пластических деформаций уменьшается до 1,4 МПа; угол внутреннего трения равен 29° .

Для определения коэффициента бокового давления были использованы компрессионные приборы для испытания образцов грунта в виде кубика. Боковые стенки прибора оснащены тензометрическими датчиками. Как показали результаты экспериментов, для суглинков с ненарушенной структурой величина коэффициента бокового давления при влажности $W=14\%$ равна 0,4, а при полной влагоемкости - 0,41. Величина коэффициента бокового давления для лессовых грунтов природной влажности равна 0,27...0,32, а для водонасыщенного состояния, эта характеристика увеличивается до значения 0,37...0,41. По результатам испытаний песчаных грунтов средней крупности, величина коэффициента бокового давления равна 0,30...0,35, а для их водонасыщенного состояния, эта характеристика увеличивается на 10-15 % и составляет 0,45...0,5.

Для определения основных параметров деформируемости грунтов, и податливости противооползневых удерживающих конструкций на горизонтальные и вертикальные нагрузки были проведены полевые штамповые исследования.

Целью проведенных испытаний оснований и свайных конструкций явилось, определение их податливости к вертикальным и горизонтальным нагрузкам (под термином податливость в данной работе подразумевается жесткость, т.е. отношение перемещения конструкций к действующей нагрузке). Как было запланировано, проведены две серии испытаний в двух разновидностях грунтовых условий. В первом случае сваи были испытаны на лессовых грунтах как в сухом так и в водонасыщенном состояниях. Во втором случае были проведены испытания в насыпных грунтах, в том числе культурно городских отложениях.

Испытания лессовых грунтов производились на территории поселка Гус, Ургутского района, Самаркандской области. По результатам двух испытаний были получены два графика зависимостей между средними напряжениями и осадкой. Как следует из этих графиков, зависимость осадки штампа S_1 от среднего давления P для маловлажных грунтов является практически линейной. Модуль деформации «Е» при давлении $P=0,25$ МПа равно 18,0 МПа, а для увлажнённых 8,7 МПа.

Учитывая, что одна из основных элементов подпорных стен, является свайные конструкции, определение их несущей способности и податливости на вертикальные и горизонтальные нагрузки имеют большое практическое значение с этой целью в г. Самарканде были проведены полевые натурные эксперименты свай $d=600$ мм и глубиной 5 м. По результатам графиков зависимостей следует, что при нагрузке 400 кН осадка свай состави-

ла 8 мм, причём податливость таких свай на вертикальные нагрузки составило порядка $K=0,02$ мм/кН.

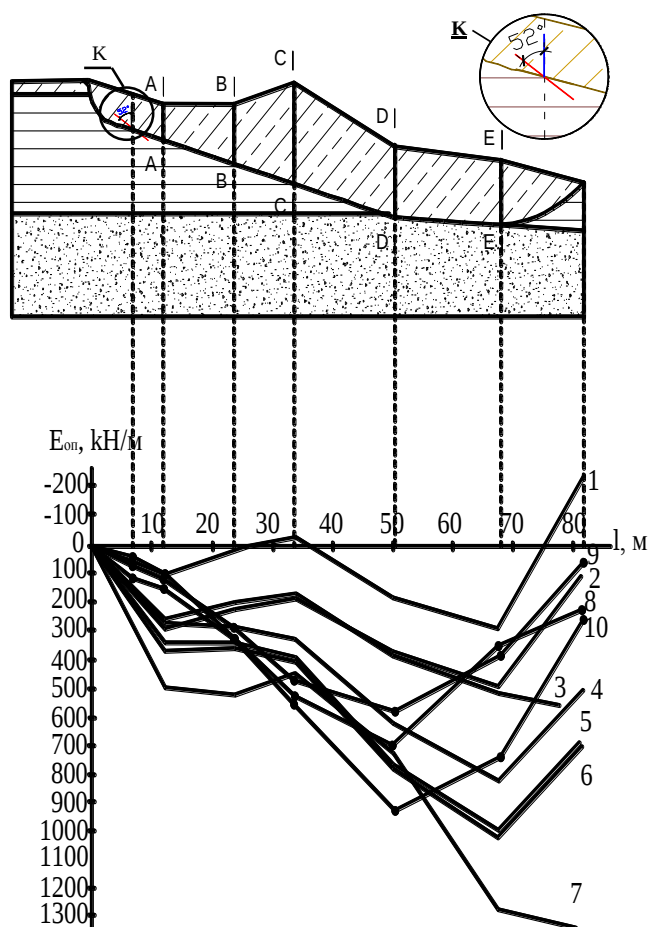
С целью определения несущей способности свай на горизонтальную нагрузку были проведены натурные испытания. Результаты исследований показали, что в этом случае график зависимости «нагрузка - горизонтальное перемещение» имеет явно выраженный нелинейный характер. Предельные горизонтальные перемещения достигнуты при усилии равной 90 кН. При этих нагрузках в теле свай начинают возникать мелкие трещины. Податливость свай на горизонтальную нагрузку «К» в диапазоне линейной деформируемости составило $K=8/60=0,13$ мм/кН.

В третьей главе рассматриваются наиболее часто встречающиеся склоны и откосы в РУЗ где выявляются их геологические условия формирования и оползневые явления включающие, потери устойчивости склонов и откосов. В подножьях гор встречаются накопления пролювия с глинистыми примесями. Склоны покрывают мощные накопления лессовых пород, которые относятся к четвертичному периоду. Лессы в этих местах имеют однородную структуру. Мощность покровных слоев достигает от 8-10 до 20-25м.

Анализируя формы склонов с целью оценки и прогноза их устойчивости, устанавливаем взаимосвязь основных морфологических параметров склонов с развитием оползне-обвальных явлений.

Гидрогеологический режим поверхностных и подземных вод существенно влияет на степень устойчивости склонов. Грунтовые воды вызывают существенную горизонтально направленную силу, значительно увеличивающую гравитационные касательные напряжения.

Оползни при потере устойчивости могут сопровождаться различными видами деформаций



1 - Л. П. Ясюнаса; 2 - по сравнительному методу; 3 - Л. Л. Перковского; 4 - ДИИТа; 5 - касательных сил; 6 - Г. М. Шахунянца, Н. Н. Маслова; 7 - Р. Р. Чугаева. 8,9,10 - методом конечных элементов МКЭ (упругопластическая задача при различных прочностных характеристиках).

Рис. 1. Эпюры оползневого давления, рассчитанного различными методами

это может быть сжатие, растяжение, просадки, сдвиги, кручения, течения и др.

Рассмотрено НДС и степень устойчивости прислоненных откосов. Для определения степени устойчивости и оползневое давление был использован МКЭ на основе упругопластической модели, аналитический и графоаналитические методы. На рис. 1. представлены расчетные величины коэффициентов устойчивости и оползневое давление для сечения Е-Е. Как следует из рисунка для этого сечения, наиболее заниженные величины оползневое давление получены при расчете по методам П. Ясюнас и Л.Л Перековского. Остальные аналитические и графоаналитические методы близки по результатам.

Устойчивость массива рассчитывалась по аналитическим методам и одновременно по МКЭ (программа Plaxis V.8). Сопоставительный анализ полученных результатов показал, что при аналитических расчетах, оползневое давление возрастает до сечения Е-Е и далее интенсивно уменьшается. Результаты численных расчетов МКЭ показали, что графики оползневое давления увеличиваются до сечения D-D и далее уменьшаются. Это происходит в результате условности расчетных схем, принимаемых в аналитических и графоаналитических методах. Дело в том, что в этих методах, напряженное состояние на контактах условно выделенных отсеков принимается из условия теории предельного равновесия, хотя напряженное состояние на этих площадках таково, что оно находится в до предельном состоянии. В этом состоянии НДС массива соответствует другим законам, основывающимся на сплошности (неразрывности) тела, например законам упругости.

Проведенный анализ НДС в контактом слое, показал (рис. 2), что в соответствии с теорией прочности Мора, угол отклонения площадки сдвига, определенный в соответствии с (1), составляет по отношению к декартовым координатам 52^0 (рис. 1, К):

$$(\pi/2 - \alpha_1) + \alpha = \frac{1}{2} \left(\frac{\pi}{2} \mu \varphi \right) + \alpha \quad (1)$$

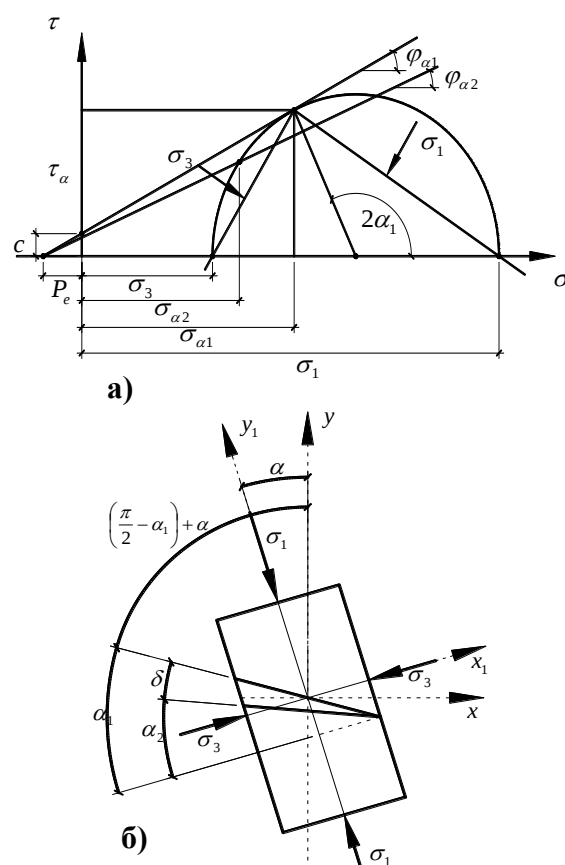


Рис. 2. Анализ графика (а) и расположения наиболее опасных площадок (б) сдвига для случая наличия фиксированной поверхности скольжения

где α - угол отклонения главных напряжений к декартовым; $\alpha_1 = \pi/4 \pm \varphi/2$ - предельный угол площадки скольжения (по Мору); $\sigma_\alpha, \tau_\alpha$ - напряжения на фиксированной поверхности скольжения; δ - угол отклонения площадок сдвига.

В рассматриваемом примере $\delta = 2^\circ$ (отклонение от вертикали 55°). На этой поверхности сдвиг грунта может произойти только при выполнении условия:

$$\tau_\alpha / (\sigma_\alpha - P_e) \geq \operatorname{tg} \varphi \quad (2)$$

Таким образом, в контактной области, площадки сдвигов, определяемые по теории прочности Мора и Кулона, являются различным и сдвиг может произойти только по фиксированной поверхности, при выполнении условия (2). Анализ напряженного состояния в контактной области, легко можно проанализировать и по кругам Мора. На рис. 2. показаны наиболее опасные площадки и их угол отклонения от глобальных декартовых осей. Однако, из-за наличия фиксированной поверхности, отклоненной на угол δ от наиболее опасной площадки α_1 , сдвиг все же произойдет по фиксированной поверхности α_2 . На этой площадке действуют следующие напряжения и сдвиг на этой площадке может произойти только при выполнении условия (2):

$$\sigma_{\alpha_2} = \sigma_\delta \sin^2 \alpha + \sigma_e \sin^2 \alpha + \tau_\delta \sin 2\alpha \quad (3)$$

$$\tau_\alpha = \frac{\sigma_\delta - \sigma_e}{2} \sin 2\alpha - \tau_\delta \sin 2\alpha \quad (4)$$

Была рассмотрена задача для однородных склонов и откосов с выявлением радиуса КПС (кругло-цилиндрическая поверхности скольжения), в зависимости от изменения величин прочностных характеристик грунтов. Результаты расчетов показали, что с увеличением величины удельного сцепления в диапазоне от 10 до 50 кПа, радиус поверхности скольжения уменьшается от 61 до 55 м. Причем, для величины угла внутреннего трения наблюдается противоположная картина. С увеличением величины угла внутреннего трения, пропорционально растет и радиус кривизны. Графики

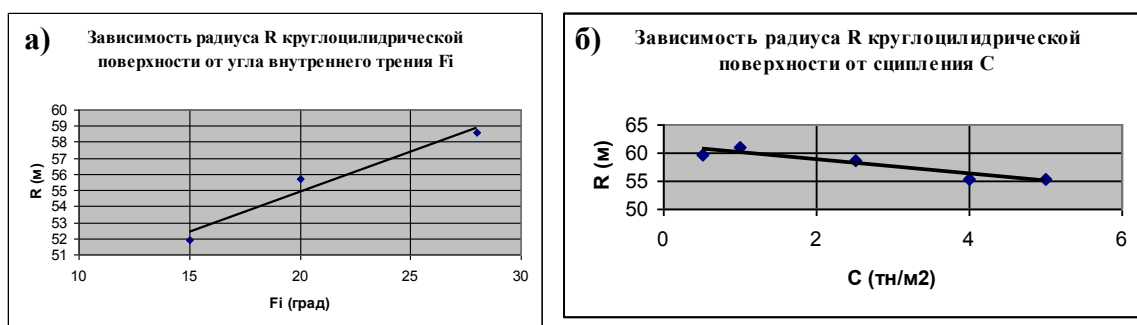


Рис. 3. Влияние изменения радиуса КПС от прочностных характеристик грунта. а) зависимостей КПС от угла внутреннего трения F_i ; б) тоже от сцепления C

зависимостей представлены на рис. 3.

Определение устойчивости вертикальных склонов и предельной их высоты. Часто при смывании поверхностными водами и горными речками в предгорных и горных территориях, в том числе и на территориях городской застройки встречаются вертикальные склоны. Наблюдения и замеры их геометрических размеров показывают, что иногда их высота достигает 30 м и более. Ниже рассмотрим пример склона расположенный по улице Ахунбабаева в г. Самарканде. Моделирование литологического разреза также приближено к реальному. Ниже 1 м у подножья залегает УГВ. Капиллярное поднятие принято 1,0 м и осмотическое распределение влаги 2.0 м. Откос устойчив при параметрах прочности $C=65$ кПа и $\varphi = 28^\circ$.

В соответствии с методом КПС, рассчитанный с использованием симплекс метода, коэффициент запаса, составляет $\eta = 1,16-1,52$. (Рис. 4, б). Расчет МКЭ по упругопластической модели показал, что области пластических деформаций в основном распространены у подножья склона (рис. 4, а, темными точками изображены зоны пластических деформаций). Области растяжения в основном распространены на поверхности склона и на его вершине (на рис. 4, а. изображены белыми точками). По результатам расчета было установлено, что коэффициент устойчивости равен $\eta = 1,05$. Проведенный анализ НДС склона показал, что в грунтовом массиве возникают три характерные области напряженного состояния (рис. 6): 1) средние напряжения превышают структурную прочность $\sigma \geq \sigma_c$; 2) промежуточное положение $0 \leq \sigma \leq \sigma_c$; 3) напряжения в области растяжения $P_e \leq \sigma \leq 0$. В первом случае происходит, удовлетворительное совпадение теории прочности Мора-Кулона с фактическим поведением грунта. Причем под термином прочности понимается сопротивление грунта сдвигу. Во втором случае, фактическая прочность грунта сдвигу меньше теоретической, и в третьем случае грунт в основном работает на растяжения со сдвигом (рис. 5). В этом случае термин разрушение должен приниматься как разрыв сплошности. Для мягких грунтов, из-за малой величины их удель-

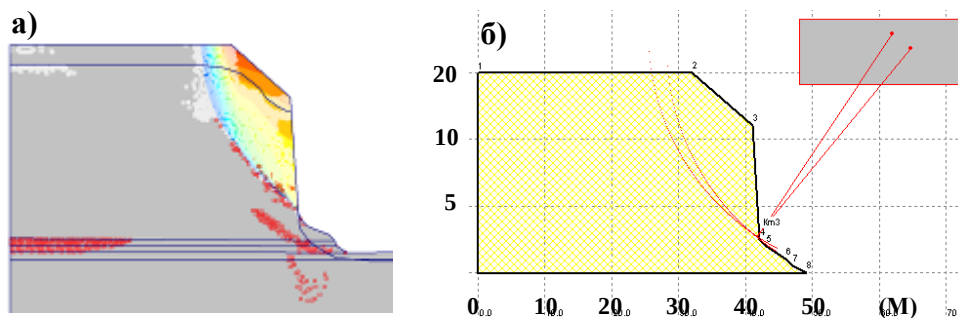


Рис. 4. Определения коэффициента устойчивости по а) МКЭ, тотальные перемещения и область развития пластических деформаций и б) графоаналитическому методу КПС

Что касается классической деформационной модели (рис.6) для ее использования в численных методах расчета, то здесь мы предлагаем двух параметровую модель с параметрами секующего модуля E_0 в пределах напряжений не превышающих структурную прочность σ_{str} и ограничение величины критической деформации ε_u . Величину критической деформации и структурной прочности σ_{str} рекомендуется определять по графику $\varepsilon_i = f(\sigma_i, \sigma_m)$ (рис. 5, 6) для конкретных видов грунтов на приборах трехосного сжатия (стабилометрах) или на приборах кручения цилиндрических образцов. Параметр C^* для связных грунтов определяется по результатам сопротивления грунта на одноосное сжатие. Таким образом, в место традиционной упругопластической модели (E_0 , C и φ) предлагается 7 параметровая модель ($E_0, \varepsilon_u, \sigma_{str}, C^*, \varphi^*, C, \varphi$).

На основании вышеизложенного проведены два вида расчета стандартной и предлагаемой методики. Результаты показали, что для точки «М» расположенной на поверхности растягивающие напряжения сократились с 28 до 15 кПа, которая в свою очередь и повлияло на НДС грунтового массива. Установлено, что для обеспечения устойчивости такого откоса, требуется чтобы величина удельного сцепления и угла внутреннего трения были не менее $C \geq 60$ кПа и $\varphi \geq 30^\circ$.

В четвертой главе рассматриваются вопросы оптимизации противооползневых и удерживающих конструкций, в том числе подпорных стен и определение их эффективного конструктивного решения. С целью установления основных расчетных параметров удерживающих конструкций, в частности расстояние между сваями, используем МКЭ, основанные на упругопластических моделях. Для этого была смоделирована плоская задача (плоская деформация), где сваи квадратного сечения 80х80 см расположены на расстоянии от 3,5 до 7,5 D. На поверхности было приложено оползневое давление интенсивностью 800 кН/м. Такое давление, принято исходя из полученных результатов, рассмотренных в предыдущей главе. Податливость свай на горизонтальные нагрузки моделировалась при помощи стержней (опор) соединенных со сваями. Причем жесткость стержней, расположенных между сваями и опорой принималось эквивалентной жесткости свай на основе проведенных экспериментов на горизонтальные нагрузки т.е $EA=4000$ кН. Рассмотрено смещение массива из суглинистых грунтов мягко-пластичной консистенции.

Результаты расчетов для исследованных грунтов показали, что величина стрелы подъема арки f зависит от расстояния между сваями и увеличивается от 1200 мм, при расстоянии 3,5D м до 2000 мм при расстоянии 7,5D. В качестве показателя эффективности, в данном случае, был принят коэффициент, характеризующий отношение между перемещениями на поверхности грунта над сваями и в промежутках между ними. Как следует

из результатов расчета, контактные напряжения и соответственно, реактивное усилие на сваи в пределах расстояния между ними до $4D$ являются максимальными и далее до $7,5D$ эта характеристика практически остается неизменной. Это объясняется тем, что арка в пределах расстояния $4D$ является устойчивой, и далее она постепенно начинается искажаться. Анализ изополей перемещений показывает, что эффективность конструкций свай является оптимальной при расстоянии между ними до величины $7,5D$. При дальнейшем увеличении расстояния между сваями, возникает эффект проскальзывания грунта (рис. 7, 8). Области возникновения пластических зон, концентрируются в основном в области контакта, перед лицевой поверхности свай.

Тонкостенные подпорные стены имеют большую протяженность, по этому, стоимость возведения угловых подпорных стен, существенно зависит от технологии возведения и конструктивной схемы. В работе рассматриваются два типа угловых подпорных стен, с плитной частью развитой в сторону откоса (традиционный метод) и угловые подпорные стены с плитной частью расположенной сим-

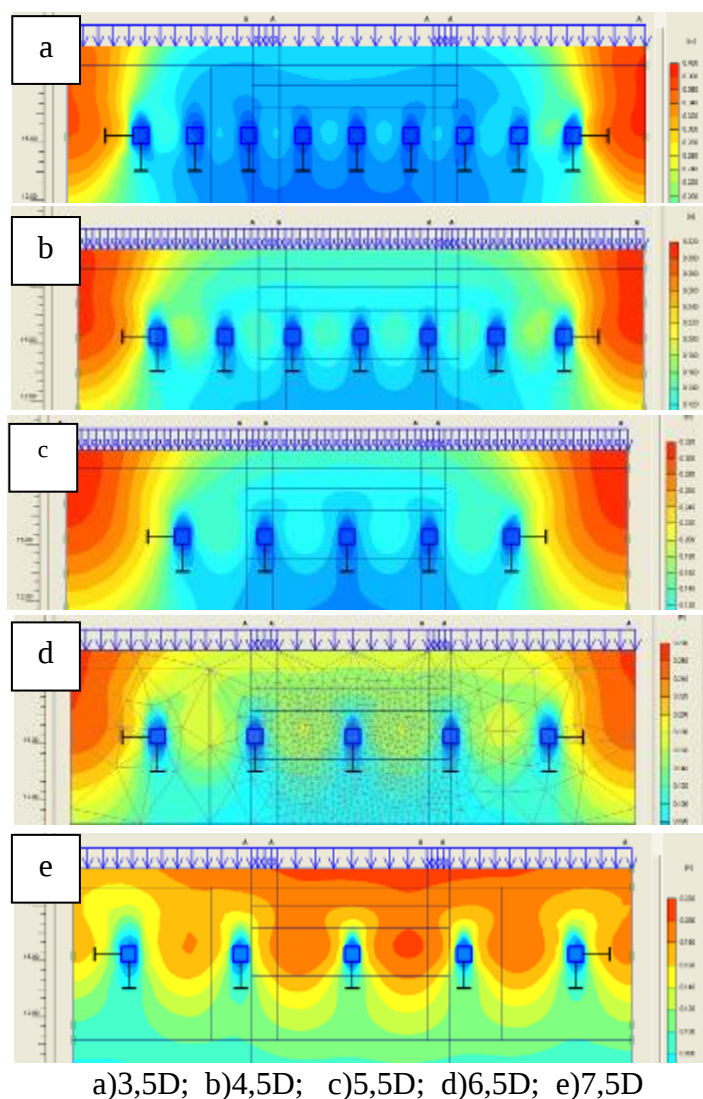


Рис. 7. Результаты расчёта, изополя перемещений грунта между сваями

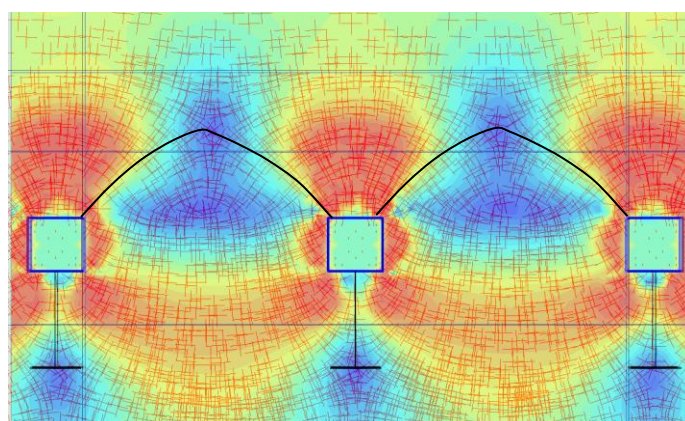


Рис. 8. Сопоставление (совмещение плёнок) результатов расчёта: изополей относительных касательных и главных напряжений

метрично относительно стены (рис.9).

В первом случае, развитие плитной части подпорной стены вовнутрь откоса приводит к перепланировке подножья откоса. Поэтому, пространство за пределами задней стены, должно засыпаться привозным грунтом. К примеру, для 5 метровой подпорной стены, объем засыпаемого грунта составляет до 20 м^3 на 1 пм длины. С другой стороны, грунты нарушенного сложения имеют минимальные прочностные характеристики, $C \cong 0$ и $\varphi = \min$. пониженные характеристики грунтов приводит к увеличению активного давления грунта на подпорную стенку и соответственно, приводит к уменьшению коэффициента устойчивости. Однако, есть и положительные стороны, например, в первом варианте, максимальные изгибающие моменты в узле уменьшаются по сравнению со вторым вариантом 167 кН м до 190 кН м . Общий вид деформированной сетки и область распространения пластических деформаций для вариантов 1, 2, при внешней нагрузки равной 40 кН/м представлен на рис. 9.

По результатам расчёта, представленных в таблице можно сделать вывод о том, что при увеличении расстояния $t=(1/4-1/3)b$ величина критической нагрузки на поверхности увеличиться до 40 % и соответственно значительно уменьшиться себестоимость возведения подпорной стены. Уменьшение затрат происходит как за счёт уменьшения себестоимости самой подпорной стены так и снижения объёмов земляных работ. Эти же результаты, полученные численными методами, подтверждаются аналитическими методами, рассчитанными по формулам КМК и пособие («Проекти-

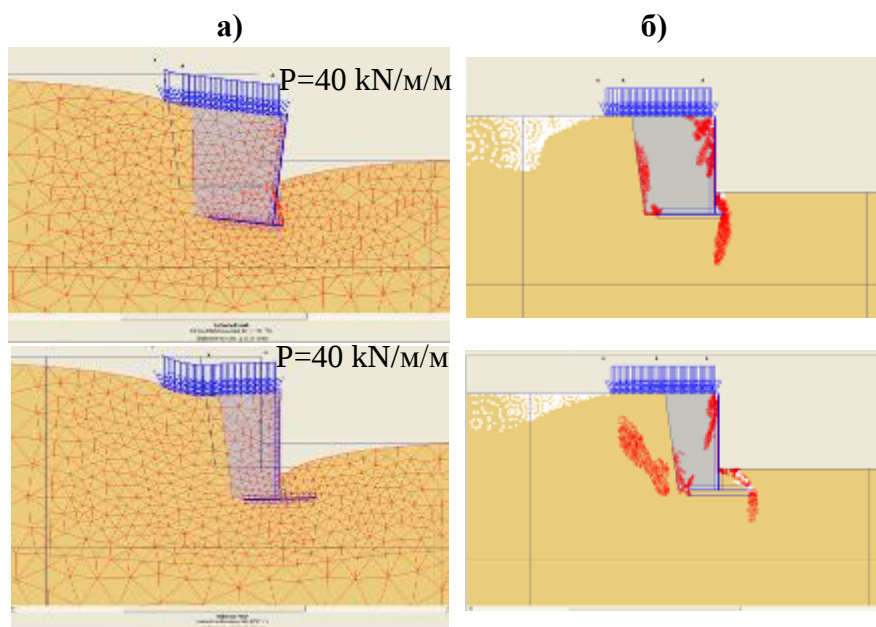


Рис. 9. Результаты расчёта МКЭ двух вариантов уголковых подпорных стен при равных поверхностных нагрузках. а) деформированная конечно-элементная сетка; б) общий вид развития зон пластических деформаций

рование подпорных стен и стен подвалов» М.: Стройиздат, 1990 г). Результаты этих расчётов представлены в виде графика зависимости изменения опрокидывающих моментов от расстояния t (расстояние от наружной грани подошвы до центра стены) (рис. 10).

Таблица результатов расчёта

Вид уголкового подпорной стены	Предельно-критическая внешняя нагрузка (кН/м)	Перемещения и усилия при равных внешних нагрузках $q=40$ кН/м/м						
		Горизонтальные перемещения точек, мм.		Вертикальное перемещение точек, в мм.	Моментные усилия, $M_{\max}$ (кНм/м)	Перерезывающие усилия $Q_{\max}$ (кН/м)	Активное давление на подпорную стенку E_a (кН/м)	Коэф. Запаса устойчивости по вариантам q_1
		1	2	1				
	$q_1=46$	76	40	100	167	69	152	1,4
	$q_2=65$	46	40	74	190	89	154	

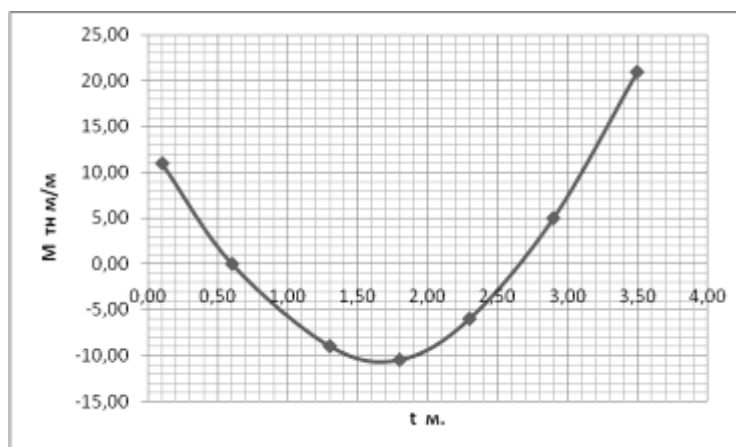


Рис. 10. График зависимости изменения опрокидывающих моментов от расстояния t (расстояние от наружной грани подошвы до центра стены)

Также рассматриваются два варианта гравитационных подпорных стен рис. 11, где исследуется влияние угла задней грани подпорной стены на ее устойчивость:

- гравитационные подпорные стены с вертикальной задней гранью;
- гравитационные подпорные стены с наклонной задней гранью.

Такие подпорные стены часто проектируются при возведении автомобильных дорог в горной местности и возводятся из местных бутовых камней на цементно-песчаных растворах.

Анализируя тотальные деформации и деформированную конечно элементную сетку, можно утверждать, что в первом случае наклон подпорной стены происходит в сторону грунта, больше сдвигаясь по подошве. Во втором случае наклон подпорной стены происходит от грунта в виде опрокидывания (рис. 11). Как показали расчеты, критическая нагрузка на поверхности для первого случая составляет 82 кН/м; для второго - 46 кН/м. Несмотря на то, что во втором случае критическая нагрузка составляет всего 46 кН, зона распространения пластических деформаций охватывает более широкую область, чем в первом случае. Это, прежде всего, происходит в результате значительных перемещений грунта по наклонной поверхности.

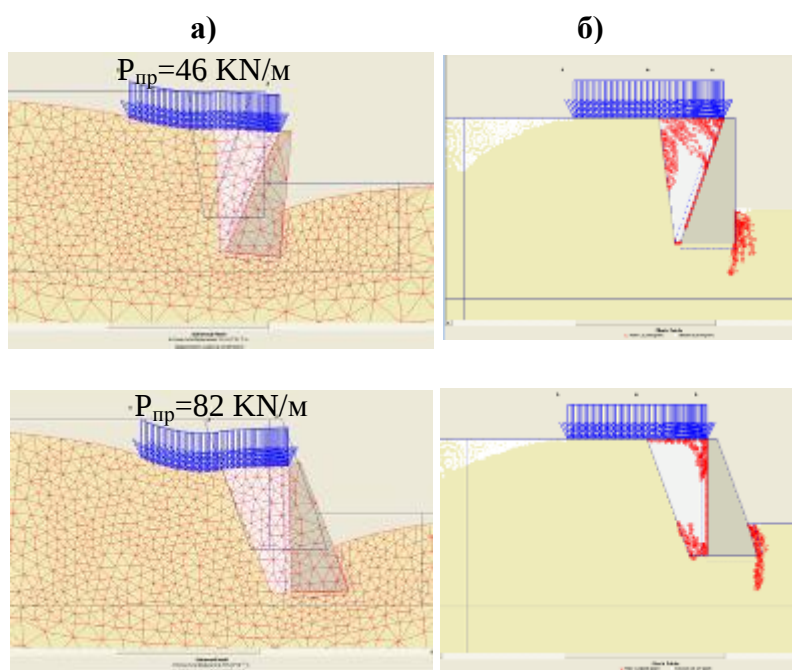


Рис. 11. Расчёт НДС и критической распределённой нагрузки на поверхности массивных подпорных стен с задней наклонной и вертикальной поверхностью. Виды деформированной схемы и развития пластических зон

Произведём сравнения НДС двух вариантов. как показали результаты расчета, концентрации изополей нормальных и девиаторных напряжений также отличаются. В первом случае изополя нормальных и девиаторных напряжений концентрируются у наружной грани, а во втором случае с наружной грани и у основания наклонной стены. Концентрация пластических зон второго превышает, чем первого варианта. Угол текущего трения по подошве при предельном угле по Кулону $\varphi' = 14^\circ$, в первом случае составляет $\varphi' = 10^\circ$ во втором случае $\varphi' = 7^\circ$, Это свидетельствует о том, что для массивных подпорных стен наиболее опасным считается ее опро-

кидывание, нежели сдвиг по подошве. Для подпорных стен с наклонной задней стенкой, величина пассивного давления значительно превышает, чем в первом случае и поэтому при проектировании таких подпорных стен должны быть произведены работы по качественному уплотнению буферной области стены.

Таким образом, с точки зрения технологии и с точки зрения конструктивного решения, наиболее эффективными являются массивные подпорные стены с вертикальными задними стенками.

Далее была исследована устойчивость массивной подпорной стены по первому варианту высотой 5.5 м с переменной шириной подошвы $b=1.9$; 1.65; 1.4; 1.15 и 0.9 м. Ширина стены по верху для всех случаях расчетов принималась равной 500 мм. Такие расчеты необходимы для определения оптимальных ее сечений.

Результаты расчетов показали, что для массивных подпорных стен в условиях действия предельных нагрузок на поверхности, пластические зоны возникают в основном в верхней части стены на поверхности откоса и в области действия пассивного давления у нижней грани стены. Во время эксплуатации стены, возможно образование осадок поверхности у верхней грани стены. Поэтому, в этой зоне необходимо также устройство планировки с обратным уклоном от стены с углом не ниже 2-3%.

По результатам расчетов были получены функциональные зависимости критической нагрузки от соотношения $h/b=f(P_{кр})$, а также зависимость предельно критической нагрузки от конструктивного объема подпорной стены, которые имеют следующий вид:

$$h/b = 5,9 - 0,053 p_u; \quad (7)$$

$$V = 0,081 p_u + 0,96 \quad (8)$$

где h, b, V – соответственно, высота, ширина и объем конструкции массивной подпорной стены, (м, м³); p_u – величина критической нагрузки на поверхности откоса, (кПа).

Эти зависимости необходимы для предварительной оценки определения основных габаритных размеров и объемов конструкций массивной подпорной стены во время разработки технических проектов.

В диссертации также приводится анализ причин деформаций и разрушений подпорных стен. В частности, проведенный анализ эксплуатации, подпорных стен показал, что основными причинами вызывающие их разрушение является следующее: повсеместное их возведение без соответствующих расчетов на прочность и устойчивость; неточное определение величины активного и пассивного давления грунта на ограждающие конструкции; не учет гидродинамического давления грунтовых вод; неправильное конструирование и нарушение технологического режима при производстве земляных работ и при возведении самой конструкции.

В диссертации представлены конструкции подпорных стен, разработанные с участием автора, которые были возведены на территориях населенных пунктов Самарканда и Самаркандской области.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. По результатам испытаний грунтов на трехосное сжатие, на приборе стабилометр, получено следующее: для среднезернистого песка средней плотности установлено сохранение линейной зависимости между объемными деформациями и средними напряжениями; для увлажненных суглинков природного сложения, установлена нелинейная зависимость между объемными деформациями и средними напряжениями, нелинейный характер деформирования наблюдается также при девиаторном нагружении.

2. При расчетах оползневого давления по вертикальным сечениям, положение наиболее опасной поверхности скольжения, как правило, принимается уже установленной. Однако, как показывают наблюдения за деформациями и обрушениями склонов, часто поверхность скольжения значительно отличается от прогнозируемой. Проведенные численные расчеты откосов и прислоненных склонов, также показывают, что в ряде случаев наблюдается существенное отклонение расположения поверхности сдвигов по отношению к предполагаемому. Такая же картина наблюдается при выборе конструктивных решений противооползневых мероприятий. Особенно это касается выбора оптимальных расстояний между сваями или в подборе конструкций подпорных стен.

3. При определении НДС и оползневого давления прислоненных откосов, наиболее достоверные результаты получены по МКЭ с использованием упругопластических моделей. По результатам этих расчетов можно анализировать НДС всего массива, в том числе и в контактной области. При расчете графоаналитическими методами, получено следующее: наиболее заниженные величины оползневого давления получены при расчете по методам П.Ясюнаса и Л.Л. Пересковского, остальные аналитические и графоаналитические методы дают близкие результаты.

4. При расчете по МКЭ в контактной области площадки сдвигов, определяемые по теории прочности Мора и Кулона являются различным и по этой причине сдвиг может произойти только по фиксированной поверхности, где расположены более прочные грунты (скальные, плотные глины).

5. Проведенный анализ НДС, склона показал, что в грунтовом массиве возникают три характерные области напряженного состояния: 1) средние напряжения превышают $\sigma > \sigma_c$; 2) $0 \leq \sigma \leq \sigma_c$; 3) $P_c \leq \sigma \leq 0$. В первом случае происходит удовлетворительное совпадение теории прочности Мора-Кулона с фактическим поведением грунта. Причем, под

термином прочности понимается как сопротивление грунта сдвигу. Во втором случае, фактическая прочность грунта сдвигу меньше теоретической, и в третьем случае грунт в основном работает на растяжение со сдвигом. В этом случае, термин разрушение должен восприниматься как разрыв сплошности грунта.

6. Результаты расчетов противооползневых свайных стен показали, что величина стрелы подъема арки f зависит от расстояния между сваями и увеличивается от 1200 мм при расстоянии $3,5D$ м до 2000 мм при расстоянии $7,5D$. Эффективность применения свай является оптимальной при расстоянии между ними от $3,5$ до $6,5D$.

7. Результаты расчетов по определению критической нагрузки на поверхности откоса и оптимального возведения подпорной стены (включая технологию возведения насыпи и конструкцию) показали, что наиболее рациональным считается уголковая подпорная стена которая смещена на расстояние $t = (1/4 - 1/3)b$ от наружной грани ее фундамента.

8. В зависимости от геометрической конфигурации гравитационные подпорные стены подразделяются: с вертикальными внутренними стенами и с наклонными внутренними стенами. При нагружении подпорных стен в первом случае наклон стены происходит в сторону грунта, больше сдвигаясь по подошве. Во втором случае, наклон подпорной стены происходит от грунта в виде опрокидывания. Как показали расчеты, критическая нагрузка на поверхности для первого случая составляет 82 кН; для второго 46 кН.

9. Расчет гравитационной подпорной стены с вертикальной задней стеной, в зависимости от соотношения сторон и критической нагрузки на поверхности откоса показал, что: при увеличении h/b с 1,5 до 4,5, критическая нагрузка уменьшается, соответственно, от 84 до 35 кПа. Причем, объем бетона гравитационной подпорной стены, в этом случае, уменьшается практически в 2 раза (от 8 до 3,8 м³.)

10. При устройстве уголковых подпорных стен высотой более 4 м, наиболее рациональными и надежными считаются контрфорсные варианты. При наличии технологических возможностей, наиболее рациональной считается конструкция подпорной стены, возведенная по технологии «стена в грунте» и укрепленные сверху анкерами.

СПИСОК ОПУБЛИКОВАННЫХ РАБОТ

1. Маджидов И.У., Хасанов З.А. Историческое развитие строительства подпорных стен в градостроительной практике центральной Азии // Труды международного совещания заведующих кафедрами механики грунтов и геотехники строительных вузов и факультетов – Россия, Казань, 2006 г., 20-22 декабря – С. 163-165.

2. Маджидов И.У., Хасанов З.А. Методы оптимизации удерживающих свайных конструкций // Журнал меъморчилик ва курилиш муаммолари –Самарканд, 2007 – №3/4 – С. 15-17.
3. Хасанов З.А. Влияние геометрической формы и размеров массивных (гравитационных) подпорных стен на её несущую способность // Труды международной научно-практической конференция – Астана, Казахстан, 2009 г., 12-13 мая – С. 332-335.
4. Хасанов А.З., Хасанов З.А. Экспериментальные исследования несущей способности свай в инженерно геологических условиях Самарканда // Журнал меъморчилик ва курилиш муаммолари –2004 – №3 г. – С. 6-8.
5. Хасанов А.З., Хасанов З.А. Некоторые аспекты устойчивости склонов, сложенных лёссовыми грунтами // Журнал меъморчилик ва курилиш муаммолари –Самарканд, 2004 – №2 – С. 15-17.
6. Хасанов З.А. Экспериментальные исследования несущей способности буронабивных свай с уширенной пятой // Международная геотехническая конференция, "Геотехнические проблемы строительства крупномасштабных и уникальных объектов" – г. Алматы, Казахстан, 23-25 сентября 2004 г., – С. 457-459.
7. Хасанов А.З., Хасанов З.А. Компьютерное моделирование топографической, инженерно – геологической и гидрогеологической ситуации местности // Журнал меъморчилик ва курилиш муаммолари –Самарканд, 2005 – №4 – С. 24-27.
8. Хасанов А.З., Хасанов З.А. Основание и фундаменты на лёссовых просадочных грунтах // ИПДТ «Узбекистон» – Ташкент, 2006. – С. 158.
9. Хасанов.А.З., Хасанов З.А. Некоторые вопросы применения теории прочности Кулона-Мора при расчете НДС и устойчивости лёссовых грунтов // Журнал меъморчилик ва курилиш муаммолари – Самарканд, 2007 – №3/4 – С. 21-24.
10. Икрамов Ф.А. Хасанов З.А. Возникновение и особенности оползневых явлений (Оползни предгорной местности Ургутского района) // Труды международной конференции по проблемам механики и геотехники, посвящённой 70-летию академика Ширинкулова Т. Ш.: – Самарканд, 2007, 17-19 июня. Том-4. г. – С. 26-28.
11. Хасанов А.З., Хасанов З.А., Усмонходжаев И.И. Моделирование напряженно-деформированного состояния и просадочных деформаций с использованием упругопластической модели грунта // Труды международной конференции по проблемам механики и геотехники, посвящённой 70-летию академика Ширинкулова Т.Ш.: – Самарканд, 2007, 17-19 июня. - Том-4. – С. 84-87.
12. Маджидов И.У., Хасанов З.А. Влияние геометрической формы и размеров массивных (гравитационных) подпорных стен на её несущую способность // Межвузовский сборник НТ, «Ресурсосберегающие технологии в строительстве» – ТашИИТ – Ташкент, 2011 – №6 .– С. 42-47.

Техника фанлари номзоди илмий даражасига талабгор Хасанов Зоҳир Аскарловичнинг 05.23.02 - «Асослар, пойдеворлар ва ер ости иншоотлари» ихтисослиги бўйича «Ўзбекистоннинг тоғли ва тоғ олди ҳудудларида грунтларнинг мустаҳкамлик масалалари ва кўчишга қарши тадбирларнинг самарали усуллари тадқиқоти» мавзусидаги диссертациясининг

РЕЗЮМЕ СИ

Таянч (энг муҳим) сўзлар: нишаб, қиялик, кўчки, кучланганлик деформация ҳолати (КДХ), грунт модели, МКЭ усули, тиргак девор, самаралилик, конструктив қарор, амалий қарор.

Тадқиқот объектлари: Ўзбекистоннинг муҳандислик-геологик шароитларида жойлашган табиий қияликалар, нишабликлар ва кўчишга қарши юпқа, гравитацион ва қозикли тиргак деворлар қурилмалари.

Ишнинг мақсади: эластик пластик моделлар ёрдамида нишаблик ва қияликлар кучланиш ва деформация ҳолатини ўрганиш, шунингдек тиргак деворлар ва кўчишга қарши иншоотларнинг самарали усуллари тадқиқоти.

Тадқиқот усули: грунтлар механикаси, замин ва пойдеворлар илмий ҳолатларига; моделлаштириш назариясига; лабораторияларда ва дала шароитларида комплекс тажрибалар ўтказишда давлат стандартларига; ҳисобларнинг эластик пластик моделлари ёрдамида МКЭ, симплекс усуллари миқдорий моделлаштирилишига асосланган.

Олинган натижа ва уларнинг янгилиги: минтакавий грунтларнинг лабораторияларда ва дала шароитларида ўтказилган илмий тажриба тадқиқотлари асосида асосий сифат қонуниятлари ва деформация ҳамда мустаҳкамлик миқдорий натижалари олинган, нишабликлар ва қияликлар КДХ аниқлашда грунт модели таклиф қилинди. Эластик пластик моделлар ёрдамида ўтказилган таҳлилий ва миқдорий ҳисобларга асосан кўчишга қарши тиргак деворларнинг оптимал қурилмалари аниқланди.

Амалий аҳамияти: таклиф қилинган ҳисоб модели, лёсс грунтлардан тузилган нишаблик ва қияликларни КДХ ўрганишда ва уларнинг устуворлик коэффицентини аниқлашда ишлатилади. Шунингдек, ишлаб чиқилган кўчкиларга қарши тиргак деворлар қурилмалари уларнинг самарадорлигини ва юк кўтариш қобилиятини оширишга ёрдам беради.

Татбиқ этиш даражаси: Самарқанд шаҳридаги Охунбобоев кўчаси бўйича қияликларни мустаҳкамлашга оид қозикли ва Самарқанд шаҳридаги Шоҳи Зинда кўчаси бўйлаб бурчакли тиргак деворлар қурилмалари илмий изланишлар асосларига мос лойиҳалар ишлаб чиқилди ва амалда қўлланилди; лёсс грунтларга тегишли “Ўзгарувчан намлик ҳисобга олинган ҳолда қияликларнинг устуворлик даражаси ҳисоблаш” дастури ишлаб чиқилди.

Қўлланиш (фойдаланиш) соҳаси: лойиҳалаштириш ва қурилиш.

Р Е З Ю М Е

диссертации Хасанова Зохира Аскарovichа на тему: «Исследование вопросов прочности грунтов, устойчивости и эффективных методов противооползневых мероприятий в горных, предгорных территориях Узбекистана» на соискание ученой степени кандидата технических наук по специальности 05.23.02 - «Основания, фундаменты и подземные сооружения»

Ключевые слова: склон, откос, оползень, напряжённо-деформированное состояние, модель грунта, метод конечных элементов, подпорная стена, эффективность, конструктивное решение.

Объекты исследования: природные склоны, откосы расположенные в инженерно-геологических условиях Узбекистана и противооползневые удерживающие конструкции (свайные, тонкостенные, гравитационные).

Цель работы: изучение НДС склонов и откосов с применением упругопластических моделей, а также выявление оптимальных конструктивных решений противооползневых сооружений.

Методы исследований: основаны на использование современных научных положений механики грунтов, фундаментостроения и теории моделирования; проведение комплексных экспериментов в лаборатории и в полевых условиях; численные моделирование МКЭ (метод конечных элементов) с использованием упругопластических моделей и симплекс методами расчета.

Полученные результаты и их новизна: на основе проведенных лабораторных и полевых экспериментальных исследований региональных видов грунтов, получены основные качественные закономерности и количественные результаты деформирования и прочности. Предложена грунтовая модель, описывающая реальное поведение НДС вертикальных склонов. И на основании проведенных аналитических и численных расчетов с применением упругопластических моделей выявлены наиболее рациональные решения противооползневых конструкций.

Практическая значимость: заключается в возможности использования полученных результатов при расчете НДС и определении степени устойчивости откосов и склонов сложной геометрической конфигурации. Рекомендуемая расчетная модель грунта позволяет более точно определять НДС, оползневое давление и коэффициента устойчивости склонов и откосов численными методами. Даны рекомендации по применению эффективных противооползневых ограждающих конструкций и подпорных стен.

Степень внедрения: разработаны проекты по укреплению склонов по ул. Ахунбабаева и уголкового подпорной стены по ул. Шахи Зинда в г. Самарканде; разработана программа «Расчет устойчивости откосов с учетом переменной влажности лессовых грунтов».

Область применения: проектирование и строительство.

THE RESUME

Thesises of Khasanov Zokhir Askarovich on the theme: « Research of the strength of soils, stability and effectiveness of anti-landslide activities in the mountain and foothill areas of Uzbekistan », on competition of a scientific degree of the doctor of engineering science on a specialty 05.23.02 - «Basis, foundations and underground constructions»

Key words: slope, natural slope, landslip, state of the stress-strain, model of soil, finite element method (FEM), retaining wall, the effectiveness, constructive solution.

Subjects of research: slopes, natural slopes, landslide, state of stress strain, model of soil, Method of fined elements, retaining wall, efficiency, constructive solution.

The purpose of work: to study a state of the stress strain of slopes and slopes from the application of elastic-plastic models, eating, and the identification of optimal solutions of the constructive anti-landslide facilities.

Methods of research: based on the use of modern scientific positions of soil mechanics, foundation engineering and modeling theory, carrying out complex experiments in the laboratory and in situ, numerical modeling of elastic-plastic models, finite element and simplex methods calculation.

The results obtained and their novelty: On the basis of laboratory and in situ experimental studies of regional soils, obtained basic qualitative regularities and quantitatively the results of deformation and strength. We propose a soil model, which describes the actual behavior of the vertical slopes of stress-strain state. And on the basis of these analytical and numerical calculations using the elastic-plastic models revealed the most rational solution of retaining walls.

Practical value: is the possibility of using the results obtained in the calculation a state of the stress strain and determining the degree of stability of slopes and slopes with complex geometric configurations. Recommended computed model soil allows determine more accurately of stress-strain state rate and pressure of the landslide slope stability and slope by numerical methods. Recommended of anti-slide protection activities and retaining walls for the effectiveness use.

Degree of embed and economic affectivity: a project for strengthening the slope on the Akhunbabaev street and angle retaining wall on the Shahi Zinda street necropolis in Samarkand sity, a program of "Calculation of natural slope stability, taking into account the variable humidity of loess soils".

Field of application: Design and construction.

Подписано в печать 27.03.2012

Объем 1,75 п.л.

Заказ №86

Формат бумаги 30х42 1/8

Тираж 100 экз.

Бесплатно

© Типография издательско-полиграфическом центре СамГИЯ.

Адрес: г. Самарканд ул. Бустонсарой 93.