

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства»
(ПГУАС)

Кафедра «Геотехника и дорожное строительство»

А.В. Мельников, О.В. Хрянина, С.А. Болдырев

**ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМИРУЕМОСТЬ
СЛАБЫХ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ,
УСИЛЕННЫХ АРМИРОВАНИЕМ**

Пенза 2014

УДК624.131.5:624.138(035.3)

ББК38.58

М48

*Монография подготовлена в рамках проекта
«ПГУАС – региональный центр повышения качества подготовки
высококвалифицированных кадров строительной отрасли»
(конкурс Министерства образования и науки Российской Федерации –
«Кадры для регионов»)*

Рецензенты: заместитель директора по проектированию
ООО «Новотех» А.А. Полежай;
главный инженер проекта ООО «Новотех»
С.А. Сучков;
зав. кафедрой «Строительные конструк-
ции» доктор технических наук, профессор,
Н.Н. Ласьков (ПГУАС)

Мельников А.В.

М48

Прочность и деформируемость слабых грунтов оснований,
усиленных армированием: моногр. / А.В. Мельников, О.В. Хряни-
на, С.А. Болдырев. – Пенза: ПГУАС, 2014. – 176 с.

ISBN 978-5-9282-1039-7

Рассматриваются вопросы влияния степени армирования грунтов на их прочность и деформируемость. Выполнен анализ применяемых синтетических армирующих материалов и приведены основные методы экспериментальных и теоретических исследований их взаимодействия с грунтом. Представлены результаты экспериментальных и теоретических исследований характера деформирования армированного и неармированного оснований.

Монография подготовлена на кафедре «Геотехника и дорожное строительство» в соответствии с основной образовательной программой «Геотехника» подготовки магистров по направлению 08.04.01 «Строительство» и предназначена для самостоятельной работы бакалавров и магистров строительных специальностей, способствует закреплению и углубленному изучению теоретических знаний, полученных на лекциях, и прививает будущим строителям навыки научно-исследовательского и творческого подхода к проблеме усиления слабых оснований.

ISBN 978-5-9282-1039-7

© Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, 2014

© Мельников А.В., Хрянина О.В.,
Болдырев С.А., 2014

ОГЛАВЛЕНИЕ

| | |
|---|-----|
| ПРЕДИСЛОВИЕ | 5 |
| ВВЕДЕНИЕ | 6 |
| Условные обозначения..... | 8 |
| 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ЗАДАЧИ СОБСТВЕННЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ | 9 |
| 1.1 Армирование грунтов. Основные положения. | 9 |
| 1.2. Геосинтетические материалы. Основные положения | 13 |
| 1.3. Влияние армирования на несущую способность основания | 21 |
| 1.4. Численное моделирование..... | 34 |
| Выводы по разделу 1 | 48 |
| 2. ФОТОГРАФИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЯ ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ОСНОВАНИЙ | 49 |
| 2.1. Метод непосредственного фотографирования траекторий движения частиц грунта..... | 49 |
| 2.2. Метод цветных полосок | 52 |
| 2.3. Метод муаровых полос | 52 |
| 2.4. Другие методы фотосъемки..... | 53 |
| 2.5. Метод парафинированных листов | 55 |
| 2.6. Метод рентгенографии..... | 55 |
| 2.7. Метод цифровой обработки образов Particle Image Velocimetry | 56 |
| Выводы по разделу 2 | 77 |
| 3. ИСПЫТАНИЯ ЕСТЕСТВЕННОГО И АРМИРОВАННОГО ГРУНТА И ГЕОСИНТЕТИКИ..... | 78 |
| 3.1. Испытание геосетки | 78 |
| 3.2. Физические характеристики песка | 80 |
| 3.3. Определение прочностных и деформационных характеристик естественного и армированного песка | 82 |
| Выводы по разделу 3 | 94 |
| 4. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЕСТЕСТВЕННОГО И АРМИРОВАННОГО ПЕСЧАНОГО ОСНОВАНИЯ | 95 |
| 4.1. Исследование эффекта армирования песчаного основания в условиях осесимметричной деформации..... | 95 |
| 4.2. Исследование деформированного состояния естественного песчаного основания с использованием метода цифровой обработки образов | 100 |
| 4.3. Исследование деформированного состояния армированного песчаного основания с использованием метода цифровой обработки образов | 112 |
| Выводы по разделу 4 | 118 |

| | |
|---|-----|
| 5. ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ АРМИРОВАННОГО И НЕАРМИРОВАННОГО ПЕСЧАНОГО ОСНОВАНИЯ ПОД МОДЕЛЬЮ ЛЕНТОЧНОГО ФУНДАМЕНТА..... | 119 |
| 5.1. Описание модели с двойным упрочнением Hardening Soil | 121 |
| 5.2. Параметры моделей материалов | 126 |
| 5.3. Решение тестовых задач | 127 |
| 5.4. Моделирование испытаний естественного основания жестким штампом в условиях плоской деформации..... | 130 |
| 5.5. Моделирование испытаний армированного основания жестким штампом в условиях плоской деформации..... | 138 |
| Выводы по разделу 5 | 147 |
| ЗАКЛЮЧЕНИЕ | 149 |
| БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК..... | 153 |
| Приложение А | 164 |

ПРЕДИСЛОВИЕ

При изучении дисциплин геотехнического цикла вопросу усиления слабых грунтов оснований уделяется большое внимание.

Цель работы – ознакомить читателей с вопросами усиления слабых грунтов оснований и влиянием степени армирования грунтов на их прочность и деформируемость.

Издание способствует закреплению и более углубленному изучению теоретических знаний, полученных на лекциях, и прививает будущим строителям навыки научно-исследовательского и творческого подхода к проблеме усиления слабых оснований.

Данная монография подготовлена на кафедре «Геотехника и дорожное строительство» ГБОУ ВПО «Пензенский государственный университет архитектуры и строительства», в соответствии с основной образовательной программой «Геотехника» подготовки магистров по направлению 08.04.01 «Строительство».

Монография будет полезна бакалаврам и магистрам строительных специальностей, аспирантам, преподавателям, научным сотрудникам, проектировщикам и другим специалистам, занятым в области использования геосинтетических материалов.

Авторы просят читателей присылать свои пожелания или замечания по адресу: г. Пенза, ул. Германа Титова, 28, ПГУАС, кафедра «Геотехника и дорожное строительство».

Авторы выражают свою благодарность доктору технических наук, профессору Болдыреву Геннадию Григорьевичу за исходные материалы, любезно предоставленные им для включения в монографию, и признательны за ценные замечания и предложения, позволившие улучшить структуру данной работы.

ВВЕДЕНИЕ

Обеспечение необходимой прочности и деформируемости оснований и конструкций фундаментов на непригодных для застройки территориях представляет собой довольно сложную техническую задачу, для решения которой необходимо применение специальных инженерных мероприятий, дорогостоящих технологий и материалов, что приводит к удорожанию фундаментов и надземных конструкций. Строительству зданий и сооружений на слабых грунтах посвящено множество работ, включающих теоретические и экспериментальные исследования механически уплотненных, армированных, химически, термически обработанных массивов, однако поиск эффективных технологий продолжается. Этой теме и посвящена настоящая работа, которая обосновывает способ повышения надежности фундирования не за счет трудоемкого процесса механизированного уплотнения, а применения армирующих элементов. Это является актуальным при проектировании, как насыпей автомобильных дорог, так и оснований зданий и сооружений. Недостаточный объем отечественных работ в этой области и многообразие сложных грунтовых условий послужили основанием для написания настоящей монографии.

Армирование оснований зданий и сооружений представляет собой перспективное направление в области создания оптимальных конструкций искусственных оснований и методов усиления слабых, структурно-неустойчивых и сильно сжимаемых грунтов. Путем включения в грунт армирующих элементов возможно целенаправленно изменять их прочностные и деформативные свойства, повышать устойчивость при статических и динамических воздействиях, снижать неравномерность осадок сооружений, регулируя жесткость постели. Все это позволяет получить более экономичные конструкции, повысить надежность сооружений и производства работ, ускорить сроки возведения сооружений.

В настоящей работе рассматриваются вопросы влияния степени армирования грунтов на их прочность и деформируемость. До сих пор не

выявлен механизм деформирования армированных грунтов с ростом внешней нагрузки вплоть до предельной по устойчивости оснований.

В монографии подробно рассмотрены основные понятия и способы армирования грунтовых массивов в зависимости от размеров и формы армирующих элементов, основные конструктивные типы армирования оснований, выполнен анализ применяемых синтетических армирующих материалов и приведены основные методы экспериментальных и теоретических исследований их взаимодействия с грунтом.

Представлены результаты экспериментальных и теоретических исследований армированного и неармированного оснований. В экспериментальных исследованиях с целью бесконтактного измерения полей деформаций впервые применена методика цифровой обработки образов, ранее для этого не применявшаяся. Теоретические исследования выполнены с использованием программы PLAXIS, что позволило выявить влияние степени армирования основания на процесс развития деформаций сдвига и прочность армированного и неармированного оснований. Были выполнены испытания неоднородных образцов грунтов и синтетических материалов с целью определения их прочностных и деформационных свойств, что также позволило определить необходимые для численного расчета параметры моделей этих материалов.

В заключении приведены основные результаты и выводы, а также сформулированы задачи дальнейших исследований.

Условные обозначения

- e – коэффициент пористости
 ρ – плотность, г/см³
 d – диаметр частиц, мм
 φ – угол внутреннего трения, град
 c – сцепление, кПа
 ψ – угол дилатансии, град
 E – модуль деформации, МПа
 ν – коэффициент Пуассона
 σ – нормальное напряжение, МПа
 ε – относительная линейная деформация
 τ – касательное напряжение, МПа
 γ – деформация сдвига
 P – вертикальное давление на штамп, кПа
 s – осадка штампа, мм
 b – ширина фундамента, мм
 B – ширина армирующего элемента, мм
 C_z – коэффициент постели, Н/см³
 N – число слоев армирования
 u – глубина заложения верхнего слоя армирования, мм
 h – расстояние по глубине между слоями армирования, мм
 d – глубина заложения нижнего слоя армирования, мм
 d_i – глубина армированной зоны, мм
 T – растягивающая сила в геосетке, кН
 EA – погонная жесткость армирующего материала, кН/м
 N_r – разрывная нагрузка, кН

1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ЗАДАЧИ СОБСТВЕННЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

1.1 Армирование грунтов. Основные положения.

В настоящее время армирование широко используется как один из методов усиления слабых, сильно сжимаемых, а также структурно-неустойчивых грунтов [1, 9, 36, 40, 75, 76, 81, 86, 93, 98, 101, 108 и др.]. Применение такого типа усиления позволяет целенаправленно изменять физико-механические свойства грунта, повысить несущую способность и жесткость основания, выровнять неравномерность деформаций за счет перераспределения напряжений, положительно влияет на устойчивость оснований при статических, а также динамических нагрузках. Использование армирующих материалов в строительстве имеет множество преимуществ. Основной эффект от их применения связан со значительным повышением надёжности и долговечности строительных конструкций, а также большой экономической выгодой и сокращением времени строительства. Применяются различные *способы армирования* оснований:

армирование верхнего контактного слоя;
одно- и многорядное армирование горизонтальными прослойками (слоистое армирование);
армирование вертикальными и наклонными одномерными элементами;
смешанное армирование двумерными и одномерными элементами различной ориентации.

Армированный грунт, или армогрунтовая конструкция, – это композитная среда, свойства которой зависят как от свойств самого грунта, так и от свойств, размеров, формы, количества и характера расположения армирующих включений. В такой среде сам грунт, в котором расположена арматура, называется *матрицей*. Включения, введенные в грунт для изменения его свойств, – это *армирующие элементы*. В зависимости от относительных размеров и формы армирующих элементов грунт подразделяется на:

- дисперсно-упрочненный;
- линейно-армированный;
- двумерно- армированный, в том числе одно- и разнонаправлено;
- трехмерно- армированный.

На сегодняшний день основными армирующими материалами являются геосинтетические материалы. *Геосинтетика* – это материал, в котором как минимум один компонент изготовлен из синтетического полимера в виде полотна, лент или трехмерной структуры, используемый в контакте с грунтом и (или) другими строительными материалами для создания дополнительных слоев различного назначения, могут выполнять функции армирования, фильтрации, разделения и дренирования и обладают качественно новыми свойствами по сравнению с традиционными строи-

тельными материалами [15, 30]. Геосинтетические материалы активно применяются в дорожном строительстве, в строительстве туннелей, газо- и нефтепроводов, гидротехнических сооружений, накопителей и полигонов по захоронению отходов и многих других областях строительства.

Использование в строительстве геосинтетических материалов имеет множество преимуществ. Основной эффект от применения геосинтетических материалов связан со значительным повышением надёжности и долговечности строительных конструкций, а также большой экономической выгодой и сокращением времени строительства. Геосинтетические материалы сочетают в себе высокие физико-механические характеристики: высокая прочность, химическая стойкость, долговечность, высокая температуростойкость, низкая материалоемкостью, отличные гидравлические свойства. По структуре геосинтетические материалы подразделяются на геотекстиль, георешетки, геосетки, геокомпозиты, геоматы, геокамеры, геомембраны [27]. Отличительные особенности между различными типами геосинтетики представлены на рис. 1.1. Геотекстили бывают тканые, нетканые, вязаные и связанные стежком.



Рис.1.1. Различные виды геосинтетики

Функции, в которых может использоваться каждый тип геосинтетики [124], представлены в табл. 1.1.

Таблица 1.1

Функции геосинтетических материалов

| № п/п | Область применения | Главная цель геосинтетики | Основная функция | Применяемые продукты | Наиболее важные параметры | Особенности |
|-------|-----------------------------------|---|-------------------------------------|--|--|--|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
| 1 | Подпорные стенки и крупные насыпи | Укрепление и защита насыпи/грунта | Армирование | Геотекстиль Георешетки | Прочность Трение геосинтетики по грунту | Ползучесть |
| 2 | Насыпи на мягких грунтах | Увеличение устойчивости Обеспечение дренажа | Армирование Разделение Дренаж | Геотекстиль Георешетки Геоячейки Геокомпозиты | Прочность Трение геосинтетики по грунту Размер ячейки Водопроницаемость | Ползучесть релаксация напряжений |
| 3 | Фундаменты мелкого заложения | Увеличение несущей способности и уменьшение осадки | Армирование Разделение | Геотекстиль Георешетки Геоячейки Геокомпозиты | Прочность Трение геосинтетики по грунту Размер ячейки | Относительное удлинение |
| 4 | Дороги без покрытия | Увеличение несущей способности и уменьшение образования колеи | Армирование Разделение | Геотекстиль Георешетки Геокомпозиты | Прочность Трение геосинтетики по грунту Размер ячейки | Циклические нагрузки Относительное удлинение |
| 5 | Дороги с твердым покрытием | Сдерживание распространения трещин Улучшение поведения под циклической нагрузкой | Разделение Дренаж | Геотекстиль Георешетки Геокомпозиты | Размер ячейки Водопроницаемость Износостойкость | Циклические нагрузки Относительное удлинение |
| 6 | Железнодорожные пути | Предотвращение загрязнения балласта Распределение нагрузки на основание | Разделение Фильтрация Дренаж | Геотекстиль Георешетки Геокомпозиты | Размер ячейки Водопроницаемость | Циклические нагрузки Относительное удлинение Ударопрочность и абразивное изнашивание |

О к о н ч а н и е т а б л . 1 . 1

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
|----|---------------------------------------|---|--|--|---|--|
| 7 | Склоны | Защита склона от эрозии Укрепление грунта Обеспечение дренажа | Фильтрация Дренаж Армирование | Геотекстиль Георешетки Геокомпозиты | Размер ячейки Водопроницаемость Прочность Трение геосинтетики по грунту Износостойкость | Быстрое изменение уровня грунтовых вод Засорение Большие напряжения от собственного веса конструкции |
| 8 | Захоронение отходов | Вывод сточных вод из отходов и их сохранение | Дренаж Фильтрация Армирование Гидроизоляция | Геомембраны Геотекстиль Георешетки Геокомпозиты | Размер ячейки Водопроницаемость Прочность Износостойкость | Характеристики сточных вод Большие напряжения от собственного веса конструкции Относительное удлинение |
| 9 | Дамбы | Сокращение утечек сквозь насыпь дамбы Предотвращение внутренней эрозии Обеспечение дренажа Защита склона | Гидроизоляция Фильтрация Дренаж | Геомембраны Геотекстиль Геосетки Геокомпозиты Георешетки | Размер ячейки Водопроницаемость Износостойкость | Засорение Большие напряжения от собственного веса конструкции |
| 10 | Пруды-накопители, резервуары и каналы | Сокращение утечки воды/жидкости в грунт | Гидроизоляция | Геомембраны Геокомпозиты | Водопроницаемость Износостойкость | Большие напряжения от собственного веса конструкции |
| 11 | Трубопроводы и дренажные сооружения | Защита дренажной среды Обеспечение дренажа | Дренаж Фильтрация | Геосетки Геотекстиль Геокомпозиты | Размер ячейки Водопроницаемость Диэлектрическая проницаемость | Засорение |

1.2. Геосинтетические материалы. Основные положения

В настоящее время имеется большое разнообразие доступных геосинтетических продуктов. Они производятся различной формы, из различных полимеров, отличаются по способам изготовления, массе, толщине и т.д. В связи с этим геосинтетические продукты имеют значительные различия в физических и механических свойствах, а некоторые свойства могут изменяться даже в пределах одной партии. Таким образом, определение проектных характеристик усложняется, хотя методики и оборудование для испытаний значительно продвинулись за последнее время. ASTM [51] и другими организациями по стандартизации по всему миру были созданы стандарты для испытаний геосинтетики. Свойства этих материалов могут быть классифицированы как (1) общие, (2) классификационные, и (3) рабочие характеристики [61]. Совершенствованием методов испытаний геосинтетики и армогрунтовых композитов занимаются многие исследователи [60, 79, 87, 90, 92, 96 и др.].

Одним из важнейших факторов эффективности армирования является контактное взаимодействие арматуры с грунтом (схема испытания показана на рис. 1.2). Оно зависит от физического состояния поверхности армирующего элемента, структуры грунта в зоне контакта, типа контакта (непосредственного или через граничный слой) и деформативных свойств грунта и арматуры. Кроме того, грунты не должны химически взаимодействовать с арматурой, чтобы исключить коррозию. При совместном деформировании растяжению или сжатию арматуры от действующих в ней усилий мешает процесс перестройки структуры грунта в зоне контакта, который затрагивает слой матрицы толщиной порядка 8 диаметров частиц. Трение между грунтом и арматурой растет с увеличением нормальной нагрузки и плотности сухого грунта и уменьшается при его замачивании [36].

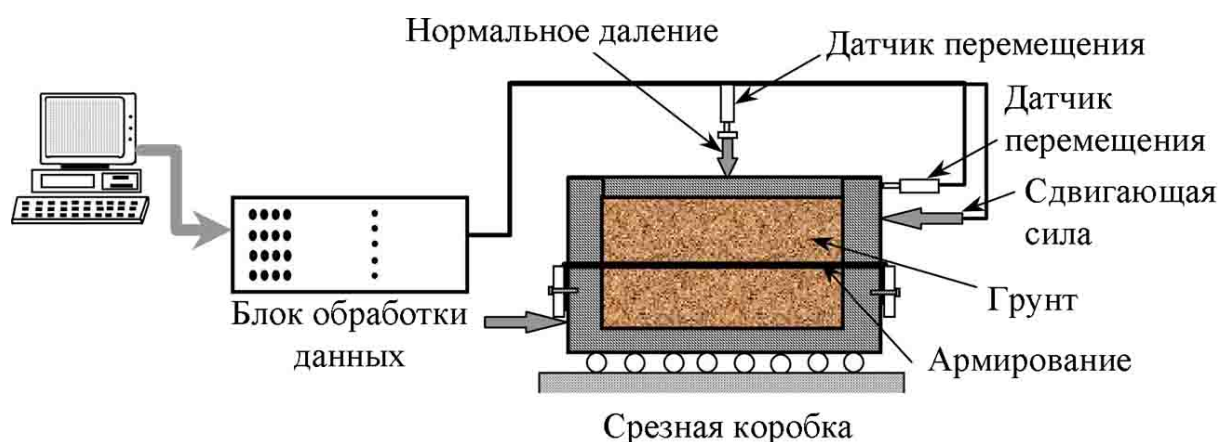


Рис. 1.2. Схема испытания на прямой срез для определения величины сцепления геосинтетики и грунта [102]

Учет в расчетной модели всех свойств геосинтетики сложная задача. Материалы, из которых делается геосинтетика, обладают в общем случае свойствами анизотропии, нелинейной упругости, пластичности, вязкости, ползучести, а также зависимостью коэффициента Пуассона и модуля упругости от температуры.

Схематично, упруго-пластичное поведение показано на рис. 1.3, а, и характеризуется нелинейной зависимостью между напряжениями и деформациями на большей части диаграммы растяжения. Эти материалы при разгрузке показывают больший модуль деформации, чем при нагружении, что часто аппроксимируется линейной функцией.

В тоже время деформируемость материала зависит от температуры и скорости нагружения, что показано на рис. 1.3, б. Еще одной особенностью геосинтетики является зависимость деформации от направления растяжения, в чем выражается её анизотропия (рис. 1.3, в).

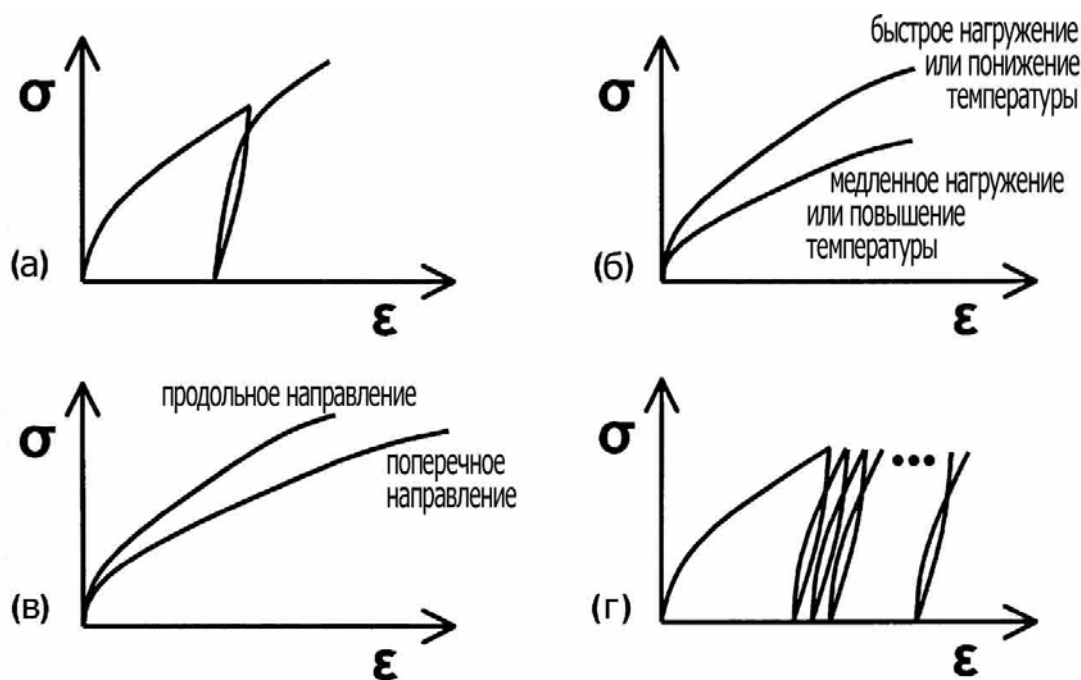


Рис. 1.3. Диаграммы деформирования материала [95]

Явление накопления остаточных деформаций при повторной циклической нагрузке (гистерезис) показано рис. 1.3, г. Гистерезис часто наблюдается, когда выполняются испытания повторной циклической нагрузкой определённой амплитуды. Накопление остаточных деформаций при циклическом нагружении, как правило, описывается моделью материала с кинематическим упрочнением, которая подразумевает рост области упругих деформаций. Гистерезис может также быть рассмотрен как вязкий процесс, где деформации ползучести развиваются во времени и суммируются с каждым циклом нагружения. Геосинтетическим материалам также присущи свойства зависимости от времени: ползучесть (изменение дефор-

мации при постоянной нагрузке) и релаксация (изменение напряжений при постоянной деформации).

Известно много работ, в которых описаны рассмотренные выше свойства. Непрерывные, с заданной скоростью деформации и циклические испытания на растяжение выполнялись на георешетках [50, 66, 92, 100 и др.] и показали нелинейный характер деформаций при растяжении с существенными пластическими деформациями.

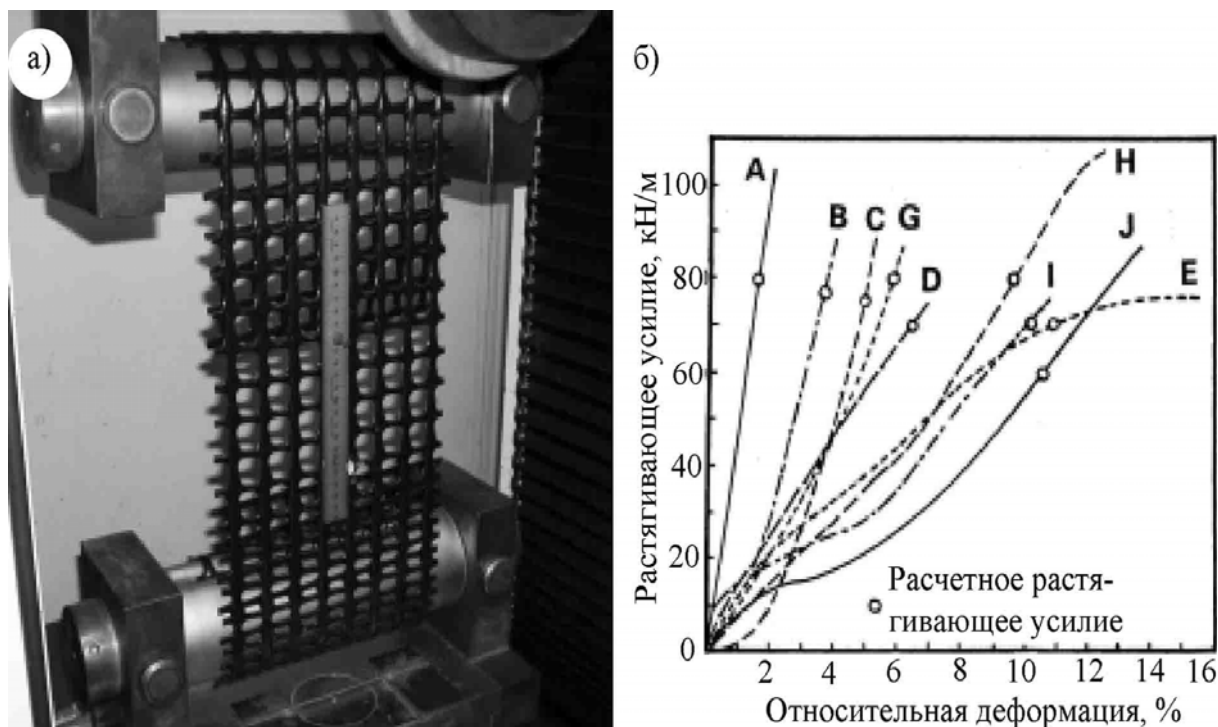


Рис. 1.4. Испытание образца геосинтетики на одноосное растяжение (а) и типичные результаты (б) [47]

Испытания циклической нагрузкой, когда остаточные (пластические) деформации накапливаются от цикла к циклу. Bathurst, R.J., Cai, Z. [53] (1994) показали, что модуль деформации при растяжении зависит от интенсивности деформации. Ashmawy A.K. и др. [50] показали, что для нетканого геотекстиля, деформативность является очень нелинейной и что при циклическом нагружении проявляется существенный гистерезис. Напротив, тканый геотекстиль, показал линейно-упругое поведение во время нагружения и разгрузки, как только под действием нагрузки происходила усадка по утку (поперечное направление нитей). Многие исследования показали, что геосинтетикам присуще явление ползучести. В работе [47] была выявлена ползучесть и релаксация напряжений для георешеток с падением напряжений, которое составило 50 % начальной нагрузки для георешетки из полипропилена.

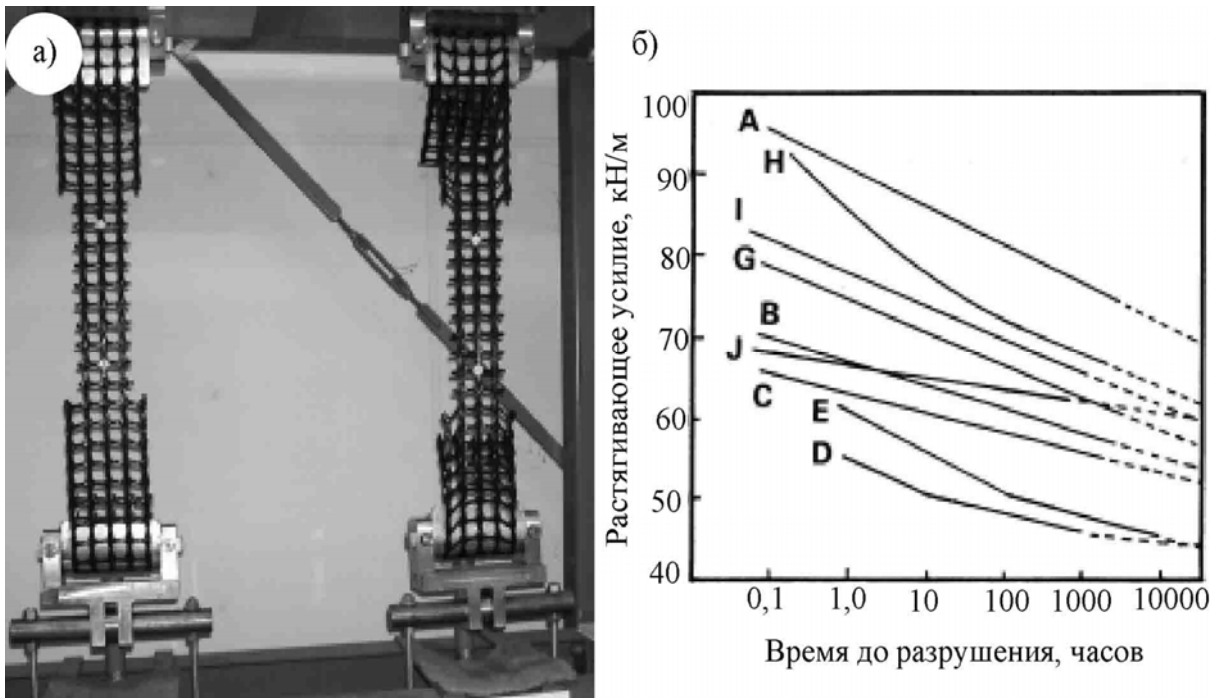


Рис. 1.5. Испытание на ползучесть (а) и типичные результаты (б) [47]

Исследование геосинтетики усложняется еще тем фактом, что большинство из них показывают существенную анизотропность свойств. Ingold T.S. [79] (1983) показал, что анизотропия прочности существует для геосеток, да и многие изготовители обычно сообщают о различных значениях прочности и модуля деформации в продольном и поперечном направлениях своих продуктов. McGown A., Andrawes K.Z. [100] показали, что нормальное напряжение из плоскости материала у определенной геосинтетики оказывает влияние на характер зависимости нагрузка-деформация. Вообще, результат действия напряжений из плоскости является существенным для нетканого геотекстиля и намного менее существенным для тканого геотекстиля, а у георешеток отсутствует.

Механизм, увеличивающий прочность грунта при введении туда геосетки, был идентифицирован Ling и Tatsuoka [97]. Дальнейшие крупномасштабные трехосные и в условиях плоской деформации лабораторные исследования были выполнены для более подробного изучения эффекта, в частности визуализировать эффект обжатия грунта. Ruiken A. и др. [117] во время испытания в условиях плоской деформации модели армированной грунтовой стены обнаружили значительное снижение бокового давления при использовании георешетки. Был идентифицирован эффект выпучивания грунта в зонах между армированием, где грунт не поддерживался. Аналогичные результаты показали трехосные испытания.

Konietzky и др. [92] провели трехосные испытания, чтобы описать зону, в которой под влиянием геосетки ограничиваются перемещения частиц грунта. Анализ опытов, выполненных для армированных геосинтетикой оснований, показал, что увеличение ограничивающих деформацию

сил не может быть приписано исключительно растягивающему напряжению в геосетке. Разница между девиаторами напряжений армированных и естественных образцов была больше величины растягивающего усилия в геосетке, необходимого, чтобы создать тот же самый девиатор напряжений. Дополнительная сила, укрепляющая образец, вероятно, являлась следствием эффекта ограничения геосетки. Последующие исследования McDowell и др. [99] показали важность формы включений для значения пиковой выдерживающей силы и способности к расширению железнодорожных щебеночных насыпей. McDowell [99] также исследовал эффект размещения трех слоев геосетки на деформацию образцов по сравнению с одним слоем. Численно результаты показали, что у единственного слоя геосинтетики в совокупности было на 50 % больше осевых и радиальных смещений по сравнению с тремя слоями. Это сравнение указало на рациональность применения многослойного армирования геосетками при укреплении грунтов.

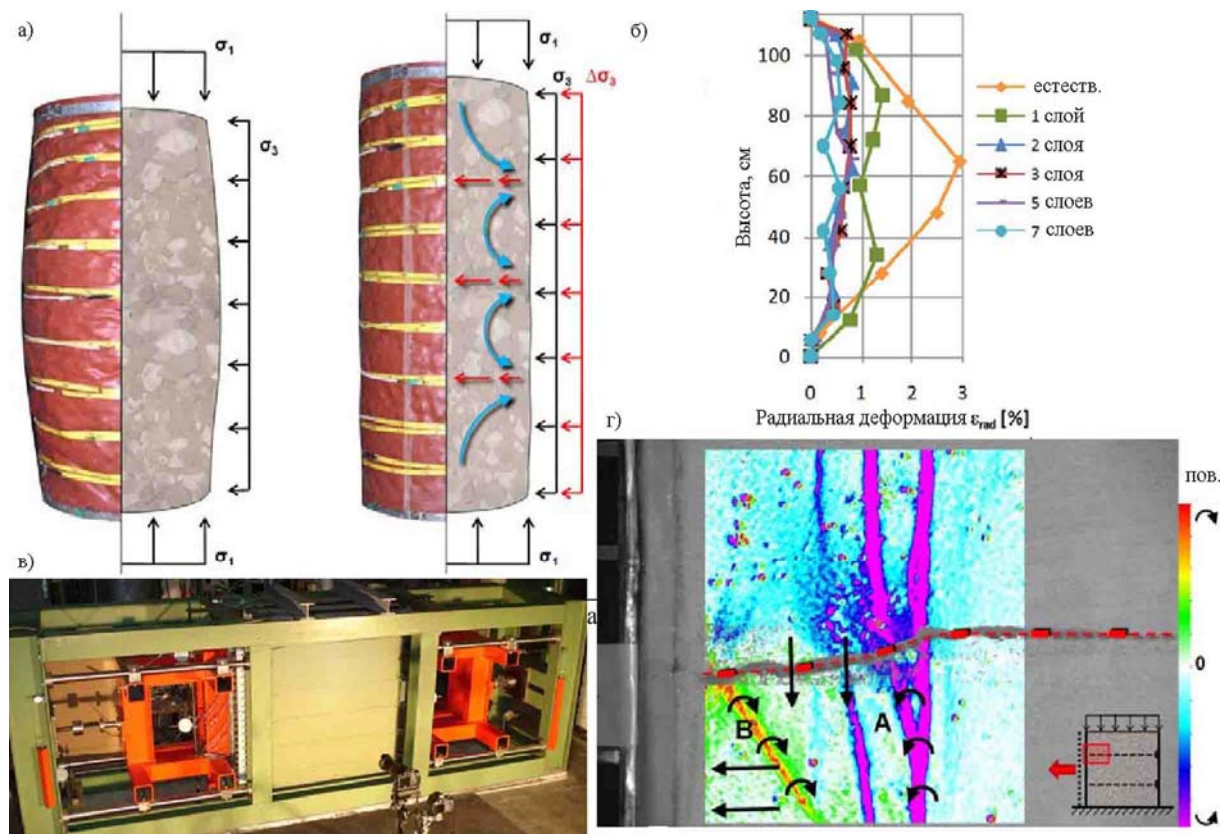


Рис. 1.6. Сравнение естественного и армированного образцов при одном и том же уровне нагрузки (а), сравнение значений радиальной деформации для различного числа армирующих слоев (б), устройство для испытаний армированного грунта в условиях плоской деформации (в), изополя вращения частиц в зоне армирования (г) [117]

Jhin Jian Leo [80] изучал поведение геоячейки в приборе истинного трехосного сжатия, используя призматические образцы $70 \times 70 \times 140$ мм. Образцы подвергались различным траекториям нагружения. Главные на-

пряжения прикладывались со скоростью 75 кПа/мин. Были определены характеристики напряженно-деформированного состояния образцов, изменения объема. Из экспериментальных данных была получена поверхность текучести. Также были обнаружены следующие особенности поведения для геоячеек:

- свойства упругопластического упрочняющегося материала и уменьшение в объеме при действии сжимающих напряжений;
- снижение жесткости под действием боковых напряжений;
- начало уменьшения объема хорошо соответствует пределу пропорциональности (рис. 1.7);
- пластичность – слегка убывающая функция промежуточного главного напряжения;
- вследствие сдвига происходит незначительное расширение, затем начинается сжатие.

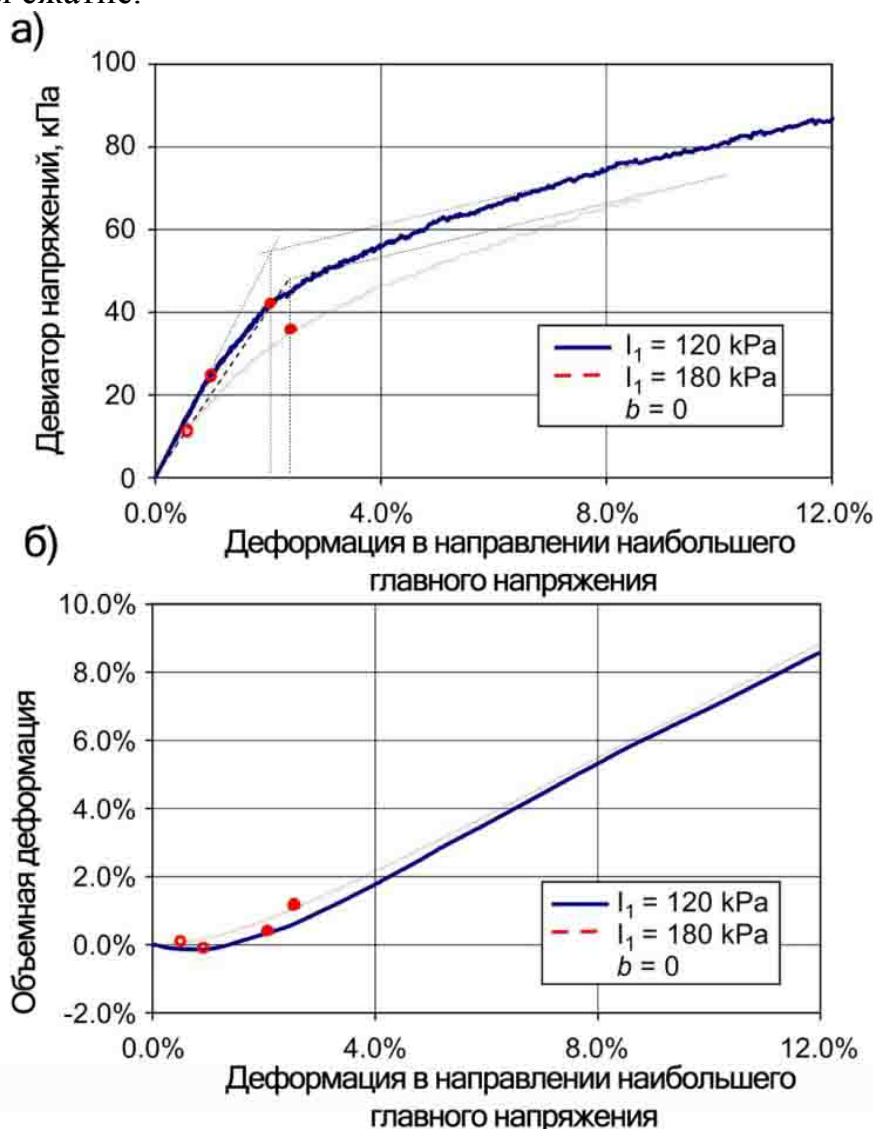


Рис 1.7. Связь девиатора напряжений (а) и изменения объема (б) с деформацией в направлении σ_1 . Закрашенные точки соответствуют пределу текучести, полые – пропорциональности

Начало сжатия соответствует пределу пропорциональности на графике зависимости девиатора напряжений и осевой деформации (см. рис.1.7). Во время перемещения от предела пропорциональности к модифицированному пределу текучести коэффициент изменения объема изменяется в соответствии с деформацией в направлении наибольшего главного напряжения σ_1 . После предела текучести коэффициент изменения объема относительно деформации в направлении σ_1 становится постоянным и независимый от первого инварианта напряжений I_1 . Исследование показало также, что поведение материала может быть с хорошей точностью представлено поверхностью текучести Друкера – Прагера.

Параметры взаимодействия геосинтетики и грунта могут быть оценены также из опытов на выдергивание и других простых испытаний. В работе Roscoe [116] описываются результаты испытаний на двухосное сжатие (рис. 1.8), а в работе Akagi T. [47] на выдергивание в горизонтальной плоскости (рис. 1.9).

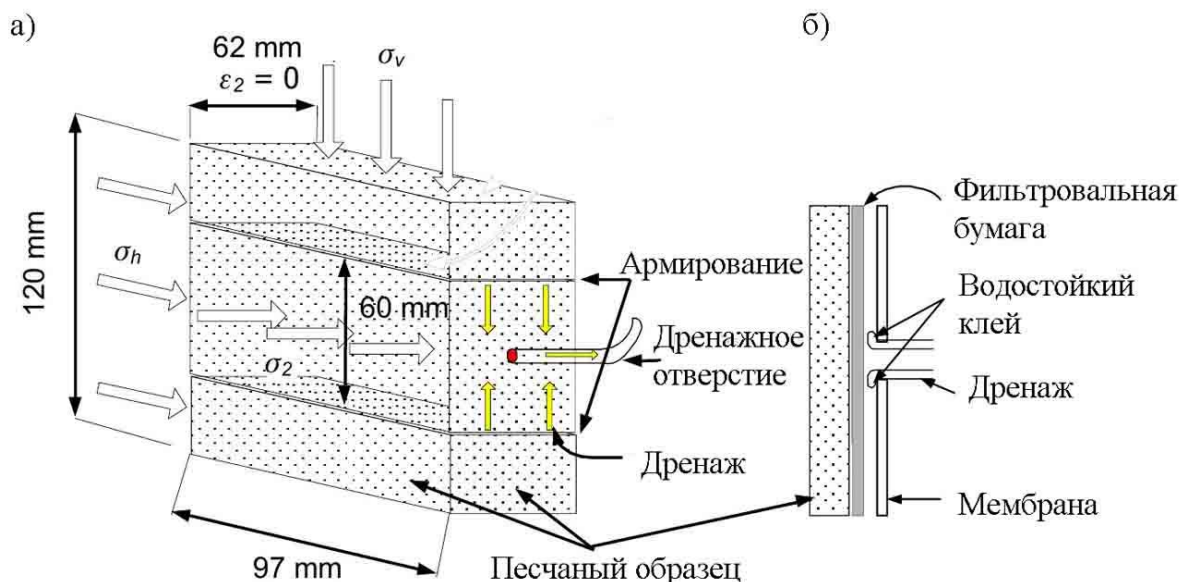


Рис. 1.8. Образец армированного двумя слоями грунта в условиях плоской деформации:
а – сечение образца, б – устройство дренажа [116]

Chareyre и Villard [64] используя модифицированные испытания на выдергивание, получили зависимость «перемещение – растягивающее усилие» в геосетке при армировании песка и ила. Наблюдались неустойчивые колебания значений растягивающего усилия в сетке, когда та была закреплена в песке. Когда же геосеткой был армирован ил, на кривой зависимости «перемещение – сила» последняя изменялась по периодическому закону. В обоих случаях механизм потери сцепления был описан на качественном уровне. Подобные опыты на выдергивание с различными формами закрепления геосинтетики моделировались также численно Villard и Chareyre [133]. Villard и Chareyre [133] рассматривали L- и V-образные элементы армирования в лабораторных моделях. Из аналитических, лабо-

раторных и численных моделей были получены механизмы разрушения армированных склонов.

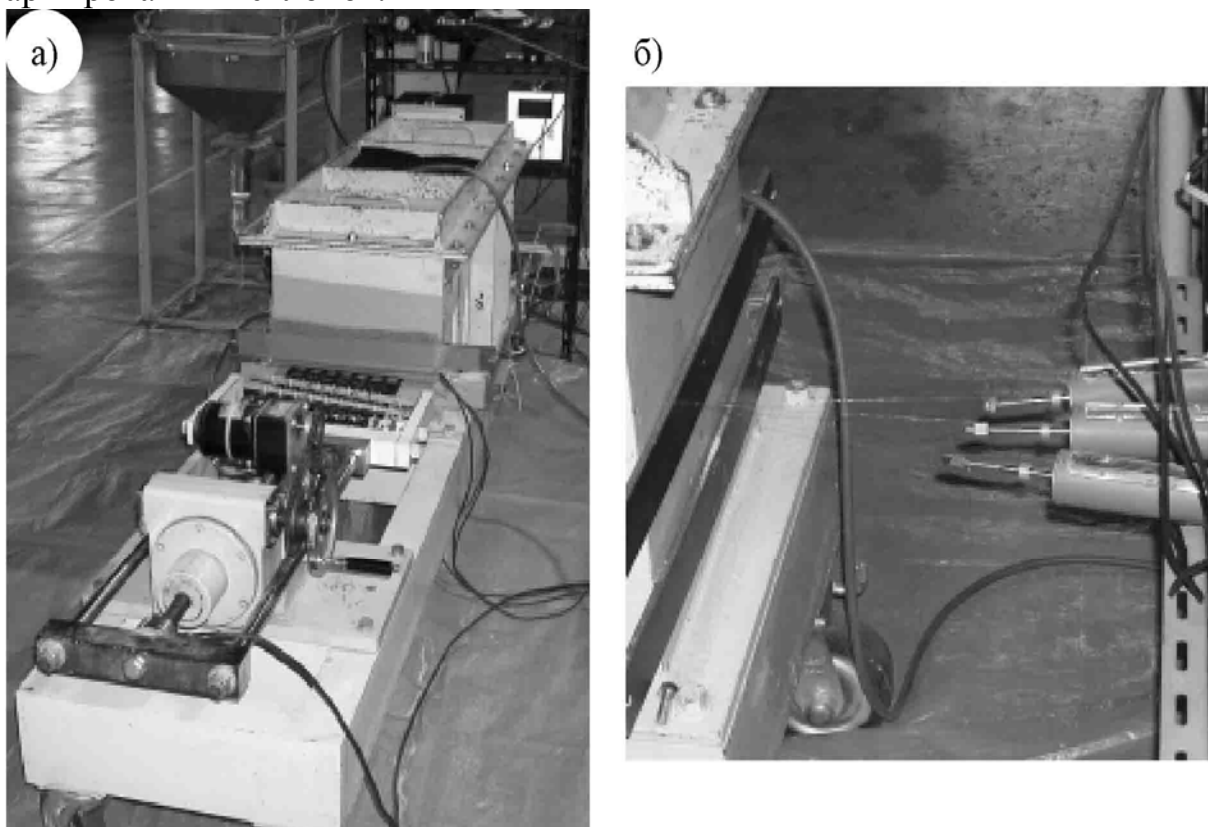


Рис. 1.9. Устройство для испытаний на выдергивание (а), датчики для измерения деформации геосетки с тыловой стороны устройства [47]

Villard и Chareyre пришли к заключению, что механизм разрушения поверхности контакта грунта и геосетки являлся доминирующим для связных грунтов, в то время как для сыпучих грунтов характерными были как разрушение поверхности контакта, так и потеря устойчивости армогрунтовой массой в целом.

Эффект сцепления геосетки помогает мобилизовать свойственную грунту несущую способность. Эффективность этого зависит от размера ячеек сетки и гранулометрического состава грунта. Используя модифицированные лабораторные опыты на выдергивание, McDowell [99] продемонстрировал, что отношение размера ячеек сетки к диаметру частиц оказывает существенное влияние на значения предельного усилия и соответствующих деформаций в армогрунтовой конструкции, как показано на рис. 1.10.

Для испытанного образца со средним размером включений 40 мм оптимальное сцепление наблюдался при соотношении 1,4. Распределение среднего значения сдвигающего усилия в образце, показало, что эффект сцепления геосетки был ограничен относительно узкой полосой толщиной на 10 см ниже и выше сетки. Отношение пиковых значений сдвигающих и нормальных напряжений в конце теста к их начальным значениям

достигало 10. Это исследование ясно продемонстрировало эффект сцепления (см. рис. 1.10). Подобный вывод был сделан Konietzky и др. [92].

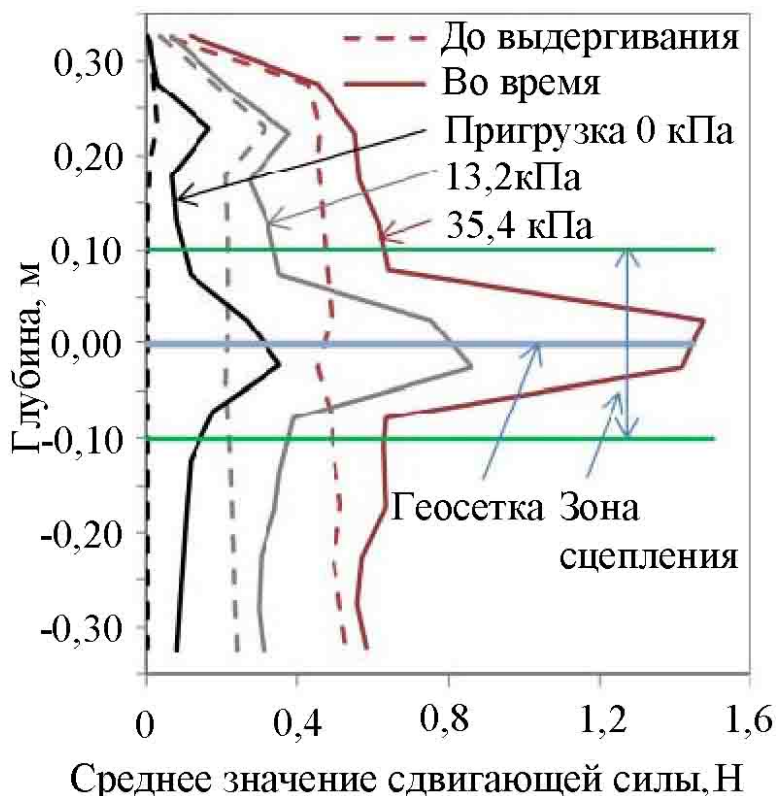


Рис 1.10. Среднее сдвигающее усилие при различных значениях вертикальной пригрузки в начале и в конце теста на выдергивание [99]

1.3. Влияние армирования на несущую способность основания

Целью расчета оснований по несущей способности является обеспечение прочности и устойчивости оснований, а также недопущение сдвига фундамента по подошве и его опрокидывания. Принимаемая в расчете схема разрушения основания (при достижении им предельного состояния) должна быть статически и кинематически возможна для данного воздействия и конструкции фундамента или сооружения [34].

Характер деформации грунтов основания под воздействием на него возрастающей нагрузки меняется. Принято различать три фазы деформации основания (рис. 1.11).

В начальной (первой) фазе, называемой фазой уплотнения грунта, осадка основания обуславливается уменьшением размеров пор грунта, расположенного под фундаментом, т. е. уплотнением этого грунта. Эта фаза соответствует линейному участку зависимости графика давление-осадка.

При увеличении нагрузки в точках основания, расположенных у краев подошвы фундамента, возникают сдвиги. С этого момента начинается вторая фаза деформации основания, называемая фазой сдвига. Сдвиги по

мере увеличения нагрузки захватывают все большие области, которые называют областями предельного равновесия. Непосредственно под фундаментом образуется уплотненное ядро грунта в форме клина, в пределах которого сдвиги не происходят. Во второй фазе осадка основания обуславливается не только уплотнением грунта, расположенного под фундаментом, но и его смещениями в стороны. Давление P по подошве фундамента, соответствующее началу второй фазы деформации основания, называют предельным краевым давлением и обозначают P_{pr} .

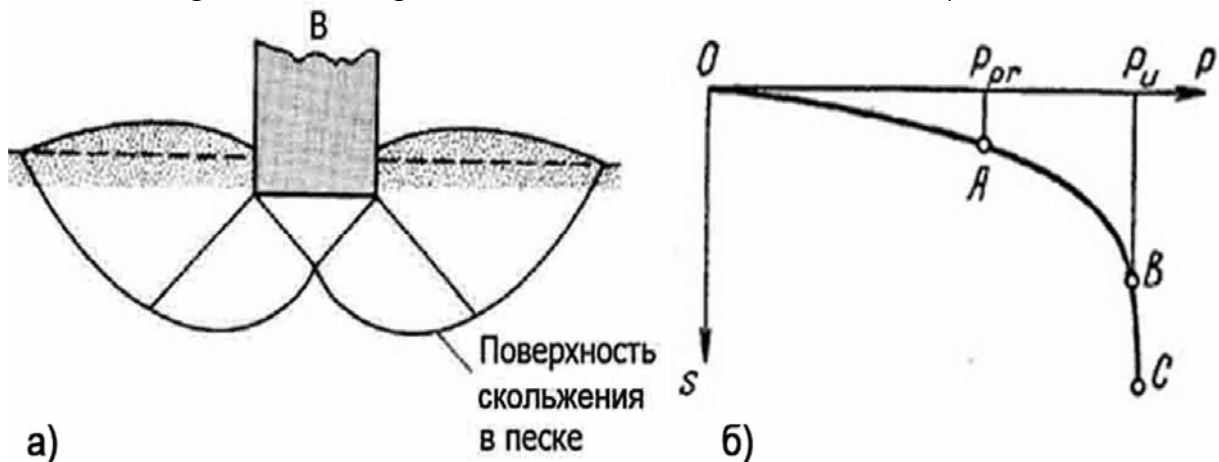


Рис. 1.11. Форма потери устойчивости основания (а) и график зависимости осадки s от давления P (б)

При дальнейшем увеличении сжимающей нагрузки образовавшееся под фундаментом уплотненное грунтовое ядро, перемещаясь вниз, расклинивает окружающий грунт и сдвигает его по поверхностям скольжения в стороны и вверх. Основание оказывается разрушенным. Процесс разрушения основания относят к третьей фазе деформации — фазе выпирания. Давление P по подошве фундамента, соответствующее началу третьей фазы деформации, называют предельным давлением и обозначают P_U .

Когда основание сложено рыхлым грунтом, давление под подошвой никогда не достигает пикового значения как показано на рис. 1.12. Предельная несущая способность достигается, когда приращение осадки на графике нагрузка-осадка достигает своей максимальной величины и остается впоследствии постоянным; поверхность разрушения не в состоянии достигнуть верхней границы основания.

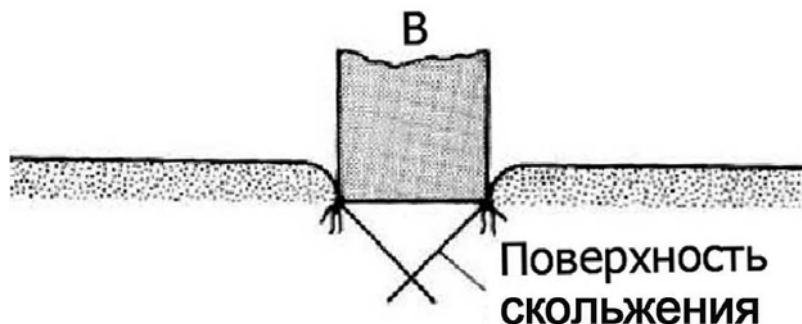


Рис. 1.12. Форма потери устойчивости рыхлого основания

Несколько иная картина получается для фундаментов с увеличенной глубиной заложения (рис. 1.13). В этом случае под фундаментом при его нагружении также образуется уплотненное ядро, однако выпора грунта на поверхность не происходит из-за большого всестороннего обжатия. Зоны сдвигов имеют небольшое развитие, и сдвигаемый грунт способен вызвать только уплотнение в зоне, расположенной вокруг подошвы фундамента. Это обуславливает повышение несущей способности оснований с увеличением глубины заложения фундаментов.

Улучшение характеристик основания при армировании геосинтетическими материалами рассматривается как следствие различных встречающихся эффектов:

1. Эффект жесткой границы. Если глубина заложения верхнего слоя грунта достаточно велика, армирование будет действовать как жесткая граница, и разрушение будет происходить выше армирующей прослойки. Binquet и Lee (1975) впервые описали данный эффект, экспериментально он был подтвержден и другими исследователями (Khing, 1993; Omar, 1993; Ghosh и др., 2005).

2. Эффект натянутой мембраны вызывает увеличение несущей способности грунта основания под нагруженной областью и понижает возможность ее выпучивания. При нагружении фундамент и грунт под ним перемещаются вниз. Как результат, армирующие элементы деформируются и растягиваются. Благодаря продольной жесткости в изогнутых армирующих элементах возникает сила, действующая вверх. Для мобилизации эффекта натянутой мембраны требуется некоторая величина осадки, а также достаточная прочность и длина армирующих элементов для предотвращения их разрыва и выдергивания. Binquet и Lee (1975) одними из первых описали этот эффект, Kumar и Saran (2003) расширили его описание для квадратных в плане фундаментов.

3. Эффект обжатия (ограничения боковой деформации). Вследствие сдвига армирования в грунте на границе их контакта возникает сила трения. Таким образом, армирование сдерживает боковые деформации грунта, снижается осадка фундамента. Huang и Tatsuoka (1990) обосновали этот механизм, применив короткие армирующие элементы длиной b равной ширине фундамента B при армировании песков. Michalowski (2004) применил этот механизм усиления в анализе предельных состояний

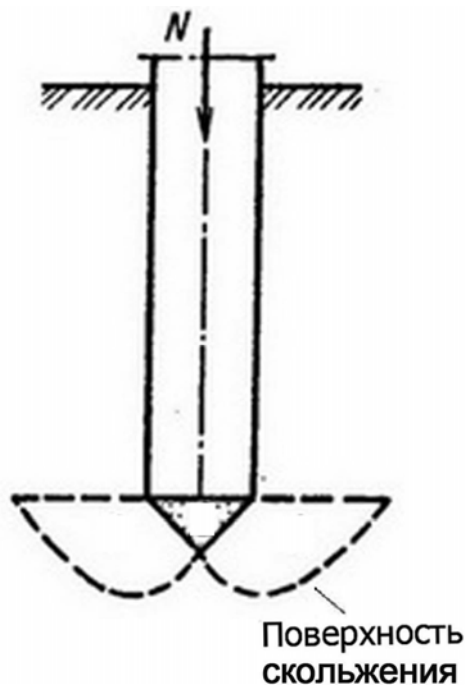


Рис. 1.13. Схема разрушения песчаного основания под фундаментом глубокого заложения

основания и вывел формулы для вычисления несущей способности ленточных фундаментов.

4. Эффект заглубленного основания. При размещении горизонтальных армирующих слоев с высокой жесткостью на растяжение под фундаментом усиленная зона прямо под фундаментом ведет себя как упругое грунтовое ядро из-за эффекта обжатия армированием. В данном случае армированное основание можно считать одним из вариантов фундаментов глубокого заложения.

5. Эффект широкой плиты. Механизм широкой плиты, как считается, является уширением заглубленного основания, когда усиленное упругое грунтовое ядро простирается в стороны за пределы ширины подошвы фундамента. Эффект широкой плиты впервые был отмечен Schlosser и др. (1983), подтвержден экспериментами и подробно описан Huang и Tatsuoka (1988, 1990).

В любом случае, увеличение несущей способности и снижение осадки усиленного геосинтетикой грунта происходит по причине увеличения сопротивления грунта срезу. Полагают, что фундаменты мелкого заложения, опирающиеся на армированный геосинтетикой грунт, можно считать одним из вариантов фундаментов глубокого заложения [124].

Опыты Binguet J. и Lee K.L. [56] показали следующее. Потеря устойчивости оснований может происходить в результате разрыва армирующих полос, нарушения устойчивости верхнего неармированного слоя основания над арматурой и значительных изгибных деформаций армирующих элементов. Были предложены формулы для определения растягивающих усилий в армирующих элементах и нормальной силы, действующей на них на глубине. Оказалось, что величина задействования арматуры зависит от глубины ее заложения. В результате распределения напряжений на глубине задействуется всё большая часть арматуры. Следствием применения армирования стало увеличение несущей способности основания, причем оптимальное количество армирующих прослоек в зависимости от внешней нагрузки изменяется от 4 до 6.

Тимофеевой Л.М. в работе [36] приведены результаты двухмерного армирования мембранными геотекстильными прослойками. Исследовалось, кроме определения осадок, размеров активных зон деформирования, напряженно-деформируемое состояние армирующих прослоек и влияние армирования на распределение контактных давлений под штампами различной гибкости. Предельной считалась нагрузка, при которой происходило выдавливание армирующей прослойки на поверхность грунта. Графики зависимости осадки от давления были близки к линейным для всех видов штампов.

Границы активной зоны деформирования оснований раздвинулись в стороны от штампа, увеличив диаметр чаши деформирования в 1,5-3 раза, и приблизились к подошве штампов, уменьшив глубину активной зоны.

Более высокая жесткость основания (табл. 1.2) получена при армировании иглопробивным ворсистым материалом – Дорнитом, хотя его модуль меньше, чем модуль клеенки и алюминиевых стержней. Главным фактором (кроме заделки), обеспечивающим эффективность работы арматуры, является взаимодействие арматуры с грунтом. Поскольку составная пластина закрывала почти полностью поверхность армированного основания, осадка ее оказалась меньше, чем у гибкой пластины небольших размеров. Максимальные значения коэффициента постели c_z получены в случае жесткого штампа, как это и следует из общей теории балок и плит на упругом основании и рассмотрено в работе Горбунова-Посадова [11].

Были проведены исследования напряженного состояния армирующих компонентов для выявления областей наиболее активной работы арматуры и ее заземления (нулевых растягивающих усилий). В осевых сечениях, параллельных длинной стороне штампа, эпюры имеют седлообразный вид для жесткого и гибкого штампов и параболический – для составной пластины. За их пределами на расстоянии b от оси для жесткого штампа эпюра сохраняет седлообразное очертание, для гибкого – приобретает параболический вид. В сечениях на расстоянии $2b$ и более усилия равнялись нулю.

Т а б л и ц а 1 . 2

Значения коэффициентов постели C_z и относительных размеров зон деформирования L/H [36]

| № п/п | Вид штампа | Параметр | Виды арматуры | | | |
|-------|--------------------|----------------------|---------------|-------------------|---------|--------|
| | | | без арматуры | отдельные стержни | клеенка | дорнит |
| 1 | Гибкий штамп | $C_z, \text{Н/см}^3$ | 4,4 | 4,65 | 4,82 | 4,94 |
| | | L/H | 2,045 | 2,91 | 1,976 | 2,38 |
| 2 | Составная пластина | $C_z, \text{Н/см}^3$ | 4,37 | 5,64 | 5,4 | 6,88 |
| | | L/H | 1,273 | 2,91 | 2,031 | 2,034 |
| 3 | Жесткий штамп | $C_z, \text{Н/см}^3$ | 4,68 | 6,39 | 6,7 | 7,35 |
| | | L/H | 0,707 | 2,91 | 1,976 | 1,976 |

В составной пластине по мере удаления от места приложения нагрузки растягивающие усилия в арматуре падают. То же получено для сечений, параллельных короткой стороне штампа (b). Эпюры во всех случаях имеют параболическое очертание с уменьшением ординат к концам арматуры, однако нулевых значений не получено. Это подтверждает и картина деформирования «Дорнита» при осадке штампа в виде волны, длина которой оказалась близкой к определенной из выражения для гибкой балки на упругом основании:

$$\ell = 2\pi \sqrt{\frac{4EI}{c_z}}, \quad (1.3)$$

где EI – жесткость «Дорнита» с присоединенным слоем грунта, c_z – среднее значение коэффициента постели.

Были проведены также испытания оснований, армированных синтетическими и металлическими сетками. При прочих равных условиях эффективной является работа арматуры, имеющей более высокий коэффициент трения по грунту и достаточно гибкой, чтобы обеспечить взаимодействие с окружающим грунтом (табл. 1.3).

Т а б л и ц а 1 . 3

Результаты модельных испытаний [36]

| № | Вид армирования | C_z , Н/см ³ | S_{max} , см | $P_{пр}$, МПа | Коэффициент трения по грунту | Объемная концентрация арматуры V_{az}/V_{ax} |
|---|---|------------------------------|-------------------|-------------------|------------------------------|---|
| 1 | Неармированный грунт | 6,6 | 1,7 | 0,5 | - | - |
| 2 | Гладкое сплошное полотно | 14,6 | 0,71 | 0,8 | 0,2-0,5 | 0,17/0,17 |
| 3 | Синтетический нетканый материал | 25,0 | 0,58 | 0,8 | 0,56 | 0,17/0,17 |
| 4 | Синтетическая сетка | 12,7 | 0,59 | 0,8 | 0,33 | 0,13/0,13 |
| 5 | Сетка из металлических стальных стержней с нарезкой | 9,6 | 0,87 | 0,8 | 0,28 | 0,462/0,462 |

Опыты А. Sridharan и др. [127], проведенные с однослойно армированной синтетическими георешетками прослойкой из плотного песка, подстилаемого сильно сжимаемым слоем из опилок, показали, что основными факторами, определяющими эффективность армирования, являются коэффициент трения арматуры по грунту и расположение армирующих сеток относительно подошвы фундамента, влияние которого особенно существенно при больших значениях нагрузки.

Sakty J.P. и Braje M.D. [118] провели эксперименты на водонасыщенном глинистом основании в условиях плоской деформации. Основание армировали полипропиленовым геотекстилем. Несущая способность водонасыщенного недренированного глинистого грунта возросла до 1,5 раз. Оптимальная длина армирующих слоев составила $4b$ (b – ширина модели ленточного или прямоугольного фундамента), а число слоев равно 3. Максимальная несущая способность была получена при размещении первого слоя геотекстиля на глубине $(0,35-0,4)b$ ниже подошвы штампа. Наиболее эффективным оказалось применение двух слоев армирования на глубине $d/b = 0,67-1$, трех слоев при $d/b = 0,25-0,33$ (d – глубина армирования).

I. Risse, R. Fogler и G. Linde [36] исследовали влияние геометрии армированного грунта и соотношения модулей деформации грунта и арматуры

на характер разрушения основания и растягивающее усилие в армирующих элементах. Подтверждена зависимость характера потери несущей способности оснований от расположения армирующих прослоек. Развитие зон предельного равновесия под фундаментом происходит при расположении первой армирующей прослойки на расстоянии от подошвы фундамента более $2/3b$. При меньшей глубине происходит либо разрыв арматуры, либо ее выдергивание. Значительное влияние на несущую способность и усилия в арматуре оказывает взаимное расположение прослоек. При увеличении расстояния между ними вдвое настолько же падает величина несущей способности основания. Оптимальное количество прослоек от 3 до 5. Характер разрушения армированного грунта при достижении предельного состояния соответствует картине потери устойчивости неармированного грунта: непосредственно под подошвой фундамента образуется упругое ядро и происходит выпор грунта. Влияние наклона и эксцентриситета нагрузки такое же, как и для обычных оснований.

Исследованию работы армированных грунтовых подушек и насыпных грунтов были посвящены работы О. Бизимана [36], который рассмотрел три группы оснований: однородный песчаный грунт средней плотности, двухслойный с подстилающим слоем пониженной плотности и песчаный грунт, подстилаемый торфом. В качестве пригрузки использовался штамп шириной 100 мм. Длина армирующих прослоек равнялась $4b$, количество в разных опытах 3, 5 и 7. Укладывались они равномерно по высоте и в плане на расстоянии 25 мм. Из экспериментов получено, что чем плотнее подстилающий слой и прочнее армирующие элементы, тем выше эффект армирования. Уплотнение грунта за пределами армирования повышает жесткость основания. Большой эффект достигается при армировании верхнего слоя, чем при равномерном по всей толще подушки. Оптимальным является армирование при 3-4 рядах арматуры и длине ее от $2b$ до $4b$.

В 1982 году В.Е. Быховцевым [9] была предложена модель нелинейно-деформируемого полупространства для исследования работы армированного основания. В основу модели был положен принцип минимума потенциальной энергии системы в состоянии равновесия. Для верификации модели проводилось сопоставление результатов расчета с результатами более 70 испытаний при различных физических свойствах и гранулометрическом составе грунта, а также различной длине арматуры. Оптимальной показала себя длина армирования равная $4b$, дальнейшее увеличение длины арматуры практически не имело влияния на величину осадки.

Jones J.F. и Edwards L.W. [81] провели исследования с различными типами армирующих элементов (гладкая или с шероховатой поверхностью сталь, различные ткани). По их результатам был сделан вывод о том, что тип армирующих элементов практически не влияет на оптимальную глубину армирования, соответствующую наибольшей несущей способности, которая равняется $0,4b$.

В 1998 году Антоновым В.М. [1] под руководством Леденева В.В. были исследованы армированные песчаные основания при разных видах нагружения и способах армирования. Проведенные комплексные экспериментальные и натурные исследования показали различный вид разрушения, который зависит от жесткости армирующих элементов и качества их поверхности, интенсивности армирования, характера анкеровки. В качестве моделей фундаментов использовали металлические штампы $D=100-300$ мм и цилиндрические модели $D=50-250$ мм, в полунатурных опытах – жесткий квадратный штамп площадью 5000 см^2 . Нагрузка прикладывалась центрально и внецентренно как под наклоном, так вертикально. Армирование проводилось стальными арматурными стержнями, сварными сетками, полосами из пластика, оргстекла, ткани. Разрушение армированного основания происходило с выпором грунта на поверхность, из-за разрыва армирующих элементов либо их проскальзывания в грунте. Оптимальная длина армирующих слоев составила $2-2,5b$. Максимальная несущая способность была получена при размещении единственного слоя армирования на глубине $0,15-0,2b$, а при двухслойном при втором слое на $0,15-0,2b$ ниже первого; дальнейшее увеличение количества слоев армирования малоэффективно. Повышение плотности грунта засыпки способствовало увеличению площади поверхности контакта грунта с арматурой и эффективности армирования. В случае внецентренного действия нагрузки максимальное значение несущей способности наблюдалось при совпадении оси действия силы с центром тяжести армирующего элемента. С введением армирования увеличивается глубина зоны деформаций. Армирование грунта приводит к ограничению сдвиговых деформаций и выравниванию напряжений под подошвой фундамента. Характер деформаций основания под армирующей прослойкой подобен тому, который наблюдается под подошвой заглубленного фундамента с увеличенной шириной подошвы.

Опыты на длительное действие нагрузки (до 100 суток) показали, что не происходило снижения несущей способности основания. Скорость перемещений моделей фундаментов (осадок, крена) в армированном основании была в 1,5-2 раза ниже, чем в неармированном.

Kotake N. и др. [93] была проведена серия экспериментов с армированием. Использовались различные схемы армирования: варьировались число, размеры армирующих прослоек, их взаимное расположение. Затем был проведен численный анализ с применением метода конечных элементов. В расчете учитывалась анизотропия песчаного основания, дилатансия, упрочнение геосинтетики, локализация деформаций в полосах сдвига, зависимость ширины полос сдвига от крупности песка.

Shin и др. [40] провели исследование, которое рассматривало влияние степени уплотнения основания на несущую способность. Дополнительно были выполнены испытания с применением одного типа геосетки при постоянной величине плотности основания, чтобы определить предельную

несущую способность ленточного фундамента на многослойно армированном основании.

Huang C. и Tatsuoka F. [76] исследовали изменение величины разрушающей нагрузки на основание при его армировании горизонтальными металлическими полосами. В опытах варьировалась длина армирующих элементов, их количество, а также плотность расположения полос CR (рис. 1.14, а, б, в).

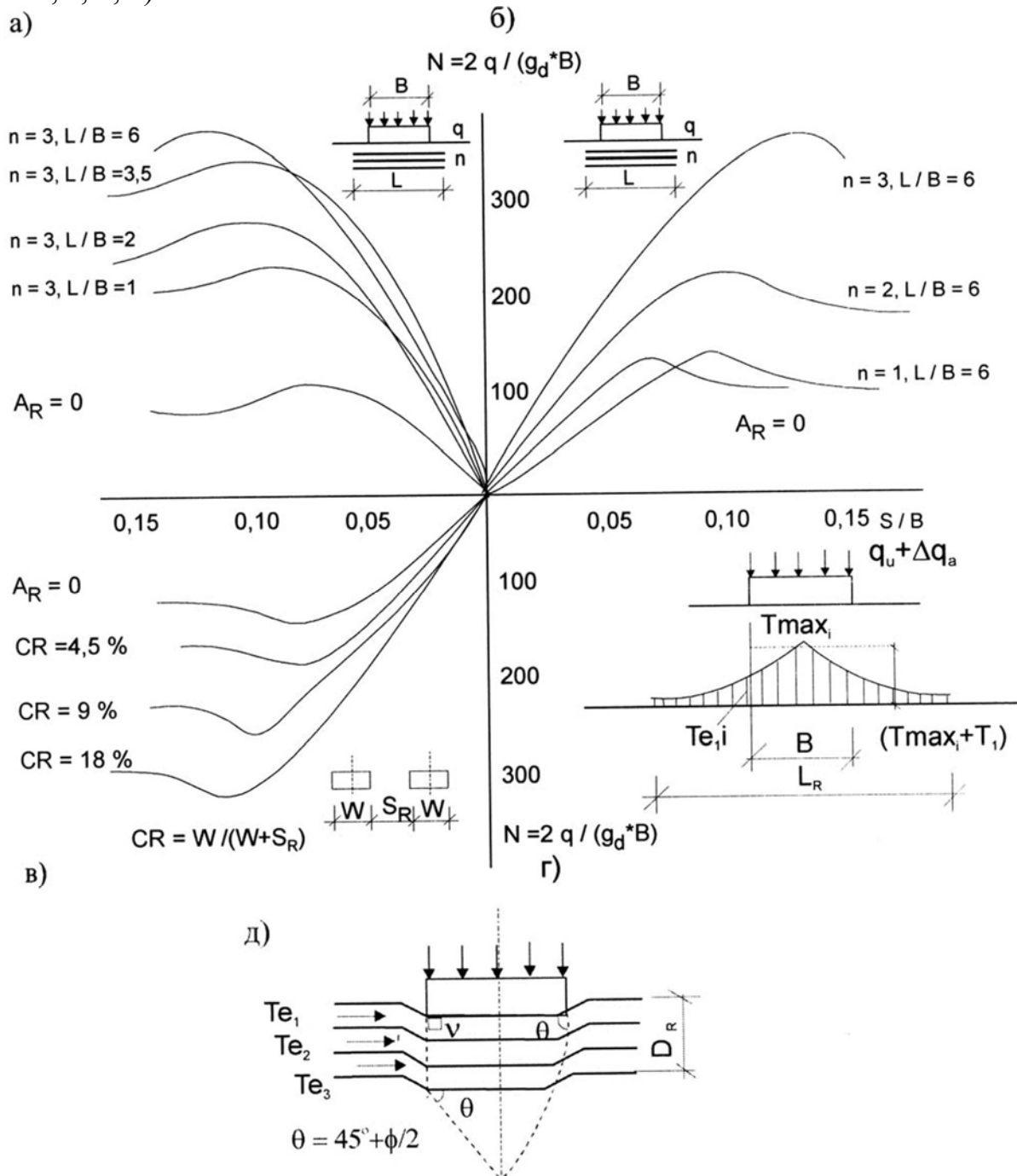


Рис. 1.14. Экспериментальные зависимости, полученные Huang C. и Tatsuoka F. [76]:

а – зависимость осадки от давления при различной длине арматуры;
 б – числе слоев; в – плотности армирования; г – полученные эпюры напряжений;
 д – схемы разрушения

Максимальное растягивающее усилие T_{\max} было получено под серединой модели. В точках, удаленных от середины штампа больше, чем на его ширину b , растягивающие усилия в армирующих элементах снижались практически до нуля (рис. 1.14, а, г).

Максимальная величина усилий растяжения T_{\max} была почти одинаковой для всех слоев в пределах глубины $d=b$, поэтому можно считать, что непосредственно под фундаментом на глубине не меньше d существует такое же уплотненное грунтовое ядро, как и в неармированном основании. Разрушение основания принято по линии изгиба арматуры, проходящей по краям штампа (рис. 1.14, д). Увеличение несущей способности основания заглубленного фундамента объясняется ростом бокового давления грунта. Нормальные контактные давления по подошве незаглубленного штампа для неармированного основания имели седлообразное очертание. С увеличением глубины армирования возрастали величины разрушающих давлений, и максимум смещался к центру штампа. Так, эпюры давлений при $d/b=0,3$ имели седлообразную форму, а при $d/b=1,5$ – треугольную.

Характер разрушения основания при горизонтальном армировании одномерной и двухмерной арматурой и величина предельной нагрузки зависят от уровня расположения первого ряда арматуры относительно подошвы фундамента, прочности арматуры и контакта ее с грунтом, а также от характера заделки арматуры в грунте [1, 36, 40, 48, 67, 102 и др.].

По вопросам расчета армированных грунтовых конструкций, таких как склоны, подпорные стенки, автомобильные дороги на слабом основании, разработано множество методов [72, 73, 74 и др.]. Однако для армированного основания под фундаменты зданий еще не существует проверенного практикой и стандартизированного метода расчета реальных конструкций.

Первые исследования эффекта увеличения несущей способности песчаного грунта, в основании которого лежал слой мягкой глины, при размещении под фундаментом армирующих слоев были проведены Yamaguchi [143]. В результате экспериментов авторами было выявлено, что размещение полимерной сетки низкой жесткости под фундаментом эффективно увеличивает несущую способность мягкого основания. Понятие, широко применяющееся при изучении характеристик несущей способности армированного основания, так называемая "грунтовая плита", было впервые предложено Vinquet и Lee [56]. В их исследованиях применялся метод, основанный на распределении напряжений в упругом полупространстве с заранее предполагаемыми поверхностями разрушения. Он был предложен для того, чтобы оценить предельную несущую способность песчаного грунта, армированного горизонтальными металлическими полосами. К сожалению, эта модель не была широко принята из-за некоторых неустраиваемых неудобств, например, неспособность объяснить механизм увеличения несущей способности основания, усиленного коротким, при длине близкой к ширине фундамента, армированием [75, 76]. Исследования с

использованием модельных, крупномасштабных испытаний и испытаний на центрифуге, направленные на изучение роста несущей способности армированного однородного песчаного грунта, были проведены Fragaszy и Lawton [95], Guido [71], Akinmusuru и Akinbolade [48], Huang и Tatsuoka [75, 76], Khing [86], Takemura [130], Ju [82]. Manjunath и Dewaikar [98]. Такие исследования были направлены на исследование характеристик несущей способности усиленного основания при приложении наклонной или внецентренной нагрузки. Эти исследования также показали эффективность увеличения несущей способности песчаного грунта при размещении под фундаментом армирования.

Schlosser и др. [121] предложил такой механизм разрушения основания, усиленного горизонтальным армированием, который основан на понятиях заглубленного основания и «широкой плиты», как схематично показано на рис. 1.15.

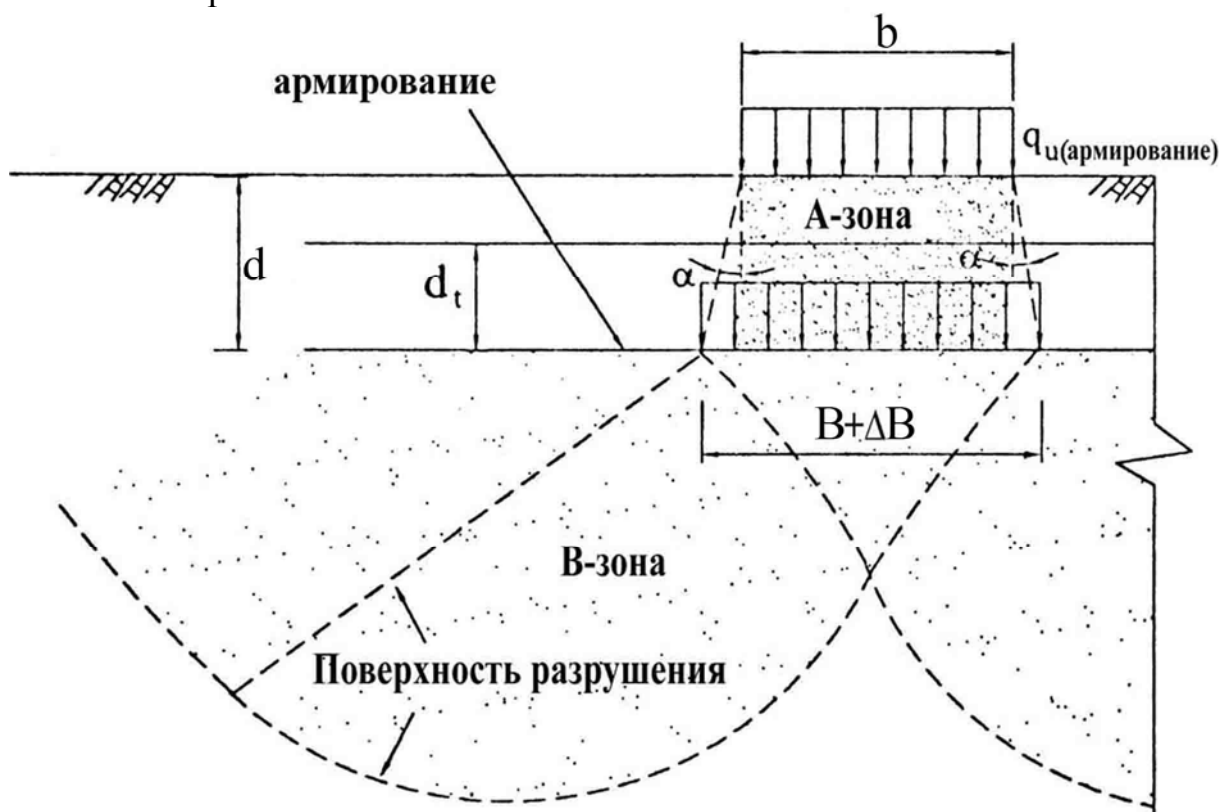


Рис. 1.15. Схематический вид механизма разрушения армированного основания, где α – угол уширения; b – ширина ленточного или прямоугольного фундамента; d_t – глубина армированной зоны; d – глубина заложения нижнего слоя армирования; q_u – предельная несущая способность армированного грунта

Huang и Tatsuoka [75, 76] выполнили ряд испытаний, используя модель уменьшенного масштаба с применением технологии фотограмметрии. Они пришли к заключению, что механизмы заглубленного основания и «широкой плиты» имели ключевое влияние на предельную несущую способность усиленного песчаного грунта. При размещении горизонтальных армирующих слоев с высокой жесткостью на растяжение под фунда-

ментом усиленная зона прямо под опорой (А-зона, рис. 1.15) вела себя как полужесткое грунтовое ядро из-за эффекта обжатия грунта армированием. Когда сжимающие напряжения превышали предельную несущую способность естественного основания под полужестким ядром (В-зона, рис. 1.15), предельная несущая способность усиленного основания контролировалась разрушением В-зоны. В этом заключается проявление механизма заглубленного основания. Механизм же «широкой плиты», как считается, является уширением заглубленного основания, когда усиленное полужесткое грунтовое ядро простирается в стороны за пределы ширины подошвы фундамента. Механизм заглубленного основания применим как к фундаментам, усиленным коротким армированием (ширина подошвы фундамента b равна длине армирующих элементов L), так и к армированию длинными элементами ($L > b$). Механизм же «широкой плиты» может быть применим только при $L > b$. Эти два механизма были исследованы экспериментально и аналитически Huang и Tatsuoka [76]. Механизм заглубленного основания может быть легко идентифицирован при сравнении результатов, полученных при испытаниях плоским штампом на усиленном основании и тем же штампом, но заглубленным, на естественном основании при условии d_i (глубина усиленной зоны) = d (величина заглубления подошвы штампа) [76]. Этот механизм также наблюдался при испытаниях на центрифуге с использованием техники рентгенографии (Takemura и др. [130]). Выражение предельной несущей способности армированного песчаного основания q_u , предложенное Huang и Menq [77]:

$$q_u = q_{u(Dr>0)} + q_{u(slab)}, \quad (1.4)$$

где $q_{u(Dr>0)}$ и $q_{u(slab)}$ – компоненты несущей способности, обусловленные механизмами заглубленного основания и «широкой плиты» соответственно.

Было показано [76], что этот метод расчета предоставляет достоверные прогнозы предельной несущей способности армированного песчаного грунта в модельных испытаниях и в центрифуге при использовании армирующих элементов высокой жесткости. Заметим, что удовлетворительная сходимость результатов расчетов с опытными данными была получена только для конкретных применявшихся армирующих материалов и грунтов. Вышеперечисленные исследования сосредоточивались на определении нагрузки и осадки для усиленного основания в предельном состоянии. Характеристики осадки горизонтально армированного песчаного грунта при действии рабочей нагрузки еще будут изучаться в дальнейшем для практического применения технологии армирования.

В заключение можно отметить, что как включение простых форм армирования [65], так и комплексных форм (геосоты) [71], увеличивают предельную несущую способность и снижают соответствующую осадку фундамента мелкого заложения на несвязном грунте. Используя геосоты,

можно получить самое большое увеличение несущей способности по сравнению с плоскими формами армирования [71]. Причина тому - эффект обжатия деформаций грунта геоячейкой. Грунт и геоячейка в таком случае действуют как единая система.

Кроме работ, выполненных Binquet и Lee [56] и Fragaszy и Lawton [95] во всех других рассмотренных исследованиях использовались реальные геосинтетики. Это подразумевает, что влияния масштаба не было рассмотрено, и что есть некоторые ограничения, связанные с этим.

В табл. 1.4 приведены результаты исследований по определению оптимальных геометрических параметров армирования. Есть сходства между большинством определённых опытных значений. Однако нужно заметить, что только в исследованиях, выполненных Guido и др. [71] и Omar и др. [108], использовалась квадратная модель фундамента, в то время как в остальных использовалась ленточная. В большинстве случаев оптимальной длиной армирующих элементов считается $4b$. Меньшая длина не всегда обеспечивает необходимую анкеровку с возрастанием нагрузки. При увеличении длины больше $4b$ быстро снижается эффективность этого удлинения и сходит на нет при $L > 6b$. Максимальная жесткость основания достигается при расположении первого слоя на глубине до $0,2b$, последующего на $0,15-0,2b$ ниже, а максимальная несущая способность при глубине до $0,3b$ (для первого слоя). Оптимальной можно считать глубину заложения первого слоя армирования в пределах $0,2-0,3b$.

Т а б л и ц а 1 . 4

Оптимальные геометрические параметры армирования
по результатам экспериментов

| Параметр | Binquet и Lee (1975) | Sakty J.P. и Braje M.D. (1978) | Быховцев В.Е. (1982) | Fragaszy и Lawton (1984) | Guido и др. (1986) | И. Риссе, Р. Фоглер и Г. Линде [36] | Бизиман О. [36] |
|----------|----------------------|--------------------------------|----------------------|--------------------------|--------------------|-------------------------------------|-----------------|
| N | 4-6 | 3 | - | - | 3 | 3-5 | 3-4 |
| u/b | $<0,67$ | 0,35-0,4 | - | - | 0,75 | $<2/3$ | - |
| h/b | - | - | - | - | - | - | - |
| d/b | - | - | - | - | 1-1,25 | 2 | - |
| B/b | - | 4 | 4 | 6-7 | 2-3 | 6-7 | 2-4 |

Окончание табл. 1.4

| Параметр | Omar и др. (1993) | | Khing и др. (1993) | Das и Omar (1994) | Антонов В.М. (1998) | Shin и др. (2002) |
|----------|----------------------|---------------------|--------------------|-------------------|---------------------|-------------------|
| | квадратный фундамент | ленточный фундамент | | | | |
| N | 3 | 3 | 3-6 | - | - | - |
| u/b | 1 | 1 | <1 | 1/3 | 0,15-0,2 | - |
| h/b | 0,33 | 0,33 | - | 1/3 | 0,15-0,2 | - |
| d/b | 1,4 | 2 | - | 2 | - | 2 |
| B/b | 4,5 | 8 | 6 | 8 | 2-2,5 | - |

Примечание: N – число слоев армирования; u – глубина заложения верхнего слоя армирования; h – расстояние по глубине между слоями армирования; d – глубина заложения нижнего слоя армирования; b – ширина фундамента; B – ширина армирующего элемента.

1.4. Численное моделирование

Численное моделирование все чаще используется в исследованиях. В дополнение к их низкой стоимости и эффективности по времени они обладают следующими преимуществами по сравнению с полевыми и полномасштабными испытаниями:

- Гибкость. Переменные могут быть легко установлены и изменены для оценки эффектов их влияния. Могут быть легко выполнены параметрические исследования;

- Универсальность. Позволяют рассчитывать сложные задачи;

- Исчерпывающие данные. Компьютерное моделирование может помочь получить данные, некоторые из которых трудно или невозможно получить физическими инструментами;

- Возможность долгосрочных исследований, интересных с научной и практической точек зрения, например, консолидации армированных насыпей, ползучести откосов. Учитывая появление геосинтетики в 1970-х, действительно долгосрочные контрольные данные – явление редкое. Численное моделирование может расширить временной интервал на интересующий период;

- Исключение масштабного эффекта и внешних воздействий. Масштабный эффект в лабораторных испытаниях накладывают существенные ограничения на применимость их результатов в реальном строительстве. Результаты полевых испытаний неизбежно искажены внешними воздействиями. Масштабный фактор и внешнее воздействие могут быть легко исключены или минимизированы в численном моделировании;

Рассматривая вышеупомянутые достоинства численного моделирования, можно утверждать, что оно играет важную, а где-то незаменимую,

роль в продвижении научных исследований и практики. На данный момент используются два подхода к моделированию сред:

- механика сплошной среды, рассматривающая макроскопические свойства среды;

- микромеханическое моделирование, основанное на рассмотрении массы грунта как совокупности отдельных частиц.

Числовое моделирование, основанное на моделировании сплошной среды, успешно применяется для естественных и армированных геосинтетикой грунтов. Микромеханическое моделирование более сложно и, прежде всего, применяется в исследованиях взаимодействия геосинтетики и грунта на микроуровне. Сцепление частиц грунта, обжатие грунта геосеткой, ползучесть и др., всё описывается как проявления единого процесса взаимодействия геосинтетики и грунта. Переход к моделированию размера частицы определенно позволит получить детальную картину взаимодействия. На текущий момент моделирование частиц грунта ограничено моделированием взаимодействия его с геосинтетикой в уменьшенных объемах из-за недостаточной ограниченной вычислительной способности современной техники [66].

Bathurst R.J. и др. [54] предложили новый метод расчета армированных подпорных стен и насыпей. Используя значительную базу данных наблюдений за поведением существующих конструкций с типичными геометрией и геосинтетикой исследователи определили реально действующие нагрузки и усилия. Эти данные использовались при калибровке нового метода, в котором учитываются жесткость армирующих элементов, расположение слоев, тип поверхности армирующих элементов, свойства грунта и продолжительность действия нагрузки. Особенность нового метода в том, что в отличие прежних методов ограничения усилий в геосетке во избежание её разрыва, не допускается возникновения предельного состояния в грунте засыпки, т.е. напряжения в грунте не должны превышать «рабочих» значений.

При моделировании работы армированных геоматериалами конструкций оснований используется метод конечных элементов. Для этого применяются расчетные модели описывающие поведение геоматериалов. Для усиленных автомобильных дорог Miura, N., Sakai [101] использовали изотропные, линейно-упругие модели для геосинтетики, в то время как Wathugala G.W. и др. [134] использовали изотропную, идеальную упругопластическую модель, где пластичность определялась критерием прочности Губера-Мизеса. Для динамического анализа армированных откосов Yogendrakumar M., Bathurst R.J. [144] использовали нелинейную гиперболическую модель, которая способна описать гистерезисное поведение, замеченное во время циклического нагружения. Для статического анализа усиленных армированием откосов Karpurapu R., Bathurst R.J. [83] использовали нелинейную зависимость, полученную из эксперименталь-

ных данных зависимости деформаций от времени. Из обобщения опытных данных с реальных объектов и лабораторных исследований можно сделать вывод, что при расчете армированных конструкций должно учитываться много факторов, образующих целый комплекс зависимостей, для получения достоверных прогнозов.

Представленная Perkins S.W. [109] расчетная модель для геосинтетики включает в себя упругие, пластические, вязкие и анизотропные свойства материалов. Включение изотропно-упрочняющейся пластичности позволяет учесть в модели нелинейную деформативность. Это было достигнуто включением компонент, которые описывают анизотропную упругость, анизотропную пластичность и анизотропную ползучесть. Модель сравнивалась с серией одноосных экспериментов на растяжение, выполненных на двухосной георешетке и тканом геотекстиле. Эти эксперименты включали быстрое и медленное непрерывное растяжение, испытания на ползучесть постоянной нагрузкой и два ряда циклических испытаний на растяжение. Экспериментальные кривые показывают увеличение секущего модуля с ростом деформации, что является результатом перемещения сгибов нитей, созданных в материале во время производственного процесса. Реакция увеличения секущего модуля не позволяет дать точный прогноз поведения материала в поперечном направлении в рассматриваемой модели. Включение в модель эффекта ползучести явилось попыткой смоделировать гистерезис, замеченный во время циклической нагрузки. Добавление в модель ползучести, учитывающей поведение материала во времени, позволило получить хорошую сходимость с экспериментальными данными. Накопление остаточной деформации при повторной циклической нагрузке (гистерезис) хорошо описывается предложенной моделью материала. Однако диаграмма растяжения при циклической нагрузке-разгрузке модели была линейно-упругой и не показала, в сущности, гистерезис, свойственный геоматериалам. Это означает, что модель неудовлетворительна для моделирования затухающего, уменьшающегося от цикла к циклу прироста пластических деформаций при динамическом нагружении. Зависимость поведения материала от нормального у плоскости сетки напряжения и температуры в данной модели не учитывалась. Кроме того, в этой модели геосинтетика представлена в виде непрерывной среды. Автором не была предпринята попытка учесть напрямую неоднородную прерывистую природу этих материалов.

На основании сделанного выше краткого обзора можно сделать вывод о том, что для геосинтетических материалов характерны свойства: анизотропность, неоднородность строения, вязкость, ползучесть, релаксация напряжений, зависимости деформационных свойств от температуры. Также имеет место различие свойств для разных типов геосинтетики (геотекстиль, георешетки и т.д.). При расчетах обычно используются идеальные изотропные упругопластические модели. Для большей точности в зави-

симости типа геосинтетики, условий эксплуатации будущей конструкции на основании опытных данных в модели могут быть дополнительно учтены свойства анизотропности, нелинейной упругости, вязкоупругое и вязкопластическое свойства, ползучесть, релаксация напряжений, зависимость от температуры.

В работе [6] Болдырев Г.Г., Музейнек А.Ю., Малышев И.М. провели анализ устойчивости основания с использованием численных методов в диапазоне больших деформаций. Численное решение задач устойчивости оснований фундаментов, перемещения сваи в грунте или определение деформации свободно стоящих и пригруженных откосов грунта связано с вычислением больших перемещений конструкций фундаментов и деформаций в грунтах. В момент потери устойчивости в основании возникают деформации, величина которых превышает сотни процентов. Если задача решается методом конечных элементов, то элементы среды при нагрузке близкой к предельной испытывают большие деформации, что приводит к искажению сети конечных элементов, которая становится физически нереальной.

С целью преодоления данной проблемы в настоящей работе был использован метод решения уравнений движения в произвольной Лагранжево – Эйлеровой (ALE) формулировке. Формулировка ALE основана на выборе отсчетной конфигурации, которая не зависит как от материала, так и от пространства. В ALE анализе сеть конечных элементов не связана с материалом, не фиксирована в пространстве. Сеть деформируется как в Лагранжевой формулировке, но не зависит от материала тела как в Эйлеровой формулировке, сохраняя при этом свою регулярность.

Особенности процессов деформирования и разрушения грунтов, важность учета влияния на поведение грунтов многочисленных факторов обуславливают необходимость использования многоэтапной процедуры решения различных задач в области геотехники. Такая процедура предполагает наличие следующих этапов:

- испытания грунта;
- идентификация параметров определяющего соотношения (модели грунта);
- решение тестовых задач;
- проведение эксперимента;
- численное моделирование испытаний моделей фундаментов.

Содержание и объем каждого этапа определяется целями математического моделирования или расчета. Сама процедура может быть итерационной. В связи с этим задача решалась в несколько этапов.

На первом этапе были выполнены опыты с моделью жесткого штампа на песчаном основании.

На втором этапе была выбрана модель грунта и определены ее параметры путем лабораторных испытаний образцов того же песчаного грунта, который использовался при моделировании песчаного основания.

На третьем этапе были выполнены расчеты напряженно-деформированного состояния песчаного основания, нагруженного жестким штампом, с использованием программ ANSYS и LS-DYNA. Решение уравнений движения выполнялось методом Лагранжа и ALE, соответственно в программах ANSYS и LS-DYNA.

Основываясь на результатах выполненных предварительных численных расчетов, сделан вывод о том, что наилучшее описание качественных и количественных особенностей процесса деформирования грунта дает многокомпонентный метод Лагранжа-Эйлера, реализованный в программе LS-DYNA, в сочетании с CAP-моделью. Некоторые результаты математического моделирования представлены на рис. 26,27 для модели центрально нагруженного штампа шириной 30 см в условиях плоской деформации.

На рис. 1.16 показаны распределения модуля скорости в вертикальном сечении расчетной области в различные моменты времени. Изменение характера распределений при увеличении вертикальной нагрузки свидетельствуют о появлении, расширении и взаимодействии области пластических деформаций с боковыми стенками лотка.

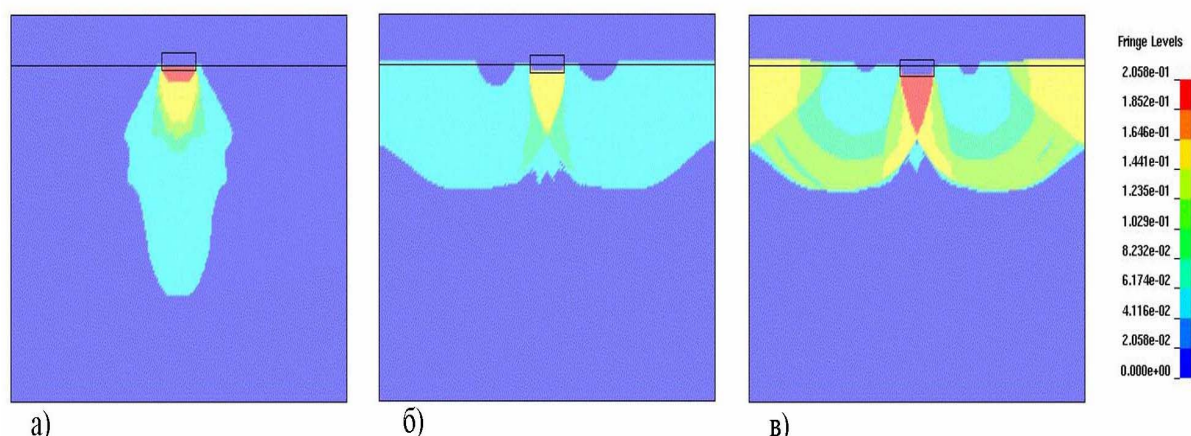


Рис. 1.16. Распределение модуля скорости (м/с) в расчетной области на различных ступенях нагружения: а – фаза уплотнения; б – фаза образования зон сдвига; в – фаза выпора

Распределения плотности в вертикальном сечении расчетной области в различные моменты времени показаны на рис. 1.17. Обращает на себя внимание то, что зоны пониженной плотности – зоны разрывов, соответствуют линиям скольжения.

На рис. 1.17, б, в видна область 1, которая не перемещается с ростом нагрузки, а ее объем уменьшается с ростом нагрузки. Из рис. 1.17 а, б, в видны зоны сжатия и расширения грунта. На начальных ступенях нагружения (рис. 1.17, а) деформации сдвига первого вида, вызывающие расширение песка так же, как и в опытах развиваются от углов штампа. В песке преобладают деформации сжатия, преимущественно в пределах столба ограниченного шириной штампа, а по глубине равной $3b$, где b – ширина штампа. При нагрузке более 30 % от предельной (рис. 1.17, б) возникают деформации сдвига второго типа на вертикальной оси симметрии на

глубине, равной $1,5b$. Узкая зона расширения песка достигает поверхности основания. Далее с ростом нагрузки (рис. 1.17, в) деформации сдвига первого и второго типа объединяются в две полосы разделяющие зону сжатия симметрично на четыре части. Первая под штампом по своей сути является так называемым уплотненным грунтовым ядром, которое было выявлено ранее экспериментально В.В. Соколовским [32]. Следует отметить, что и в предельном состоянии в столбе грунта под штампом имеет место сжатие песка, несмотря на то, что он разделен на части полосами сдвига.

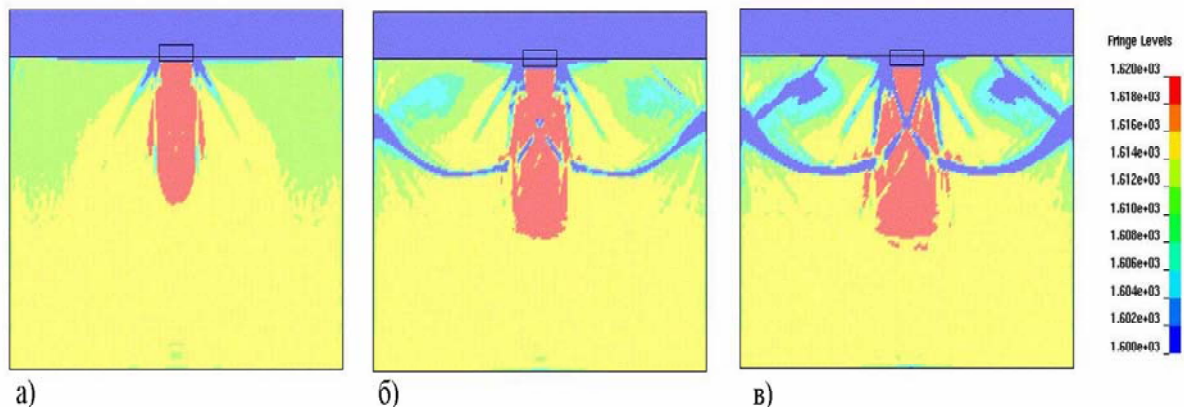


Рис. 1.17. Распределение плотности (кг/м^3) в расчетной области на различных ступенях нагружения: а – фаза уплотнения; б – фаза выпора; в – запредельное состояние

Интересно отметить тот факт, что характер деформации песчаного основания определенный численно очень похож на сетку линий скольжения (рис. 1.18) аналитического решения теории предельного равновесия В.В. Соколовского [32]. Из рис. 1.18 видно, что если принять полосу сдвига исходящую из угла штампа и выходящую на поверхность основания за первое семейство линий скольжения, то веер вторых полос исходящих из угла штампа радиально, представляет второе семейство линий скольжения по В.В. Соколовскому. В решениях В.Г. Березанцева [5] учитывается отсутствие предельного состояния по прочности в III зоне, наблюдаемое в опытах.

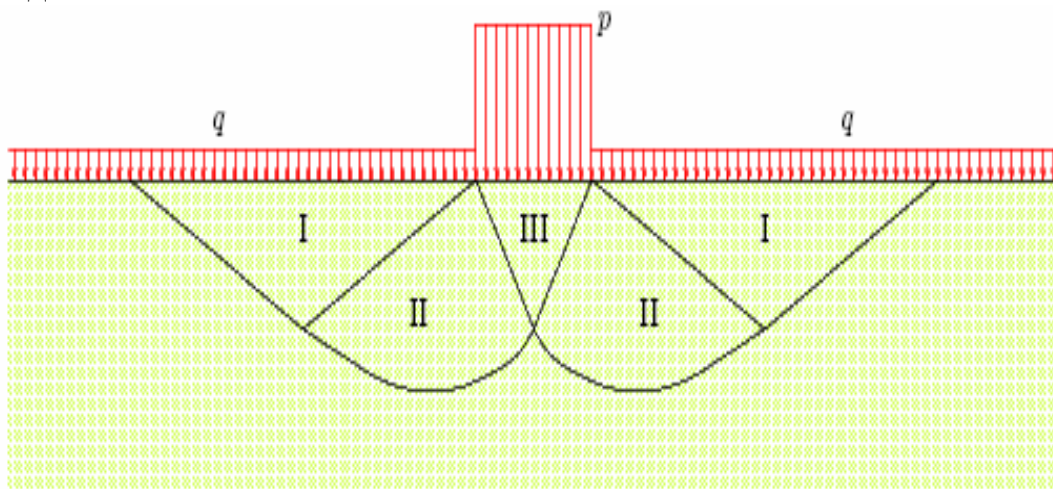


Рис. 1.18. Схема предельного состояния по В.В. Соколовскому [32]: I, II, III – зоны пассивного и активного состояний

Хряниной О.В. [40] с целью оценки влияния армирования грунтов на деформации фундаментов и грунтов основания было выполнено численное решение МКЭ различных расчетных схем «фундамент – основание» (рис. 1.19).

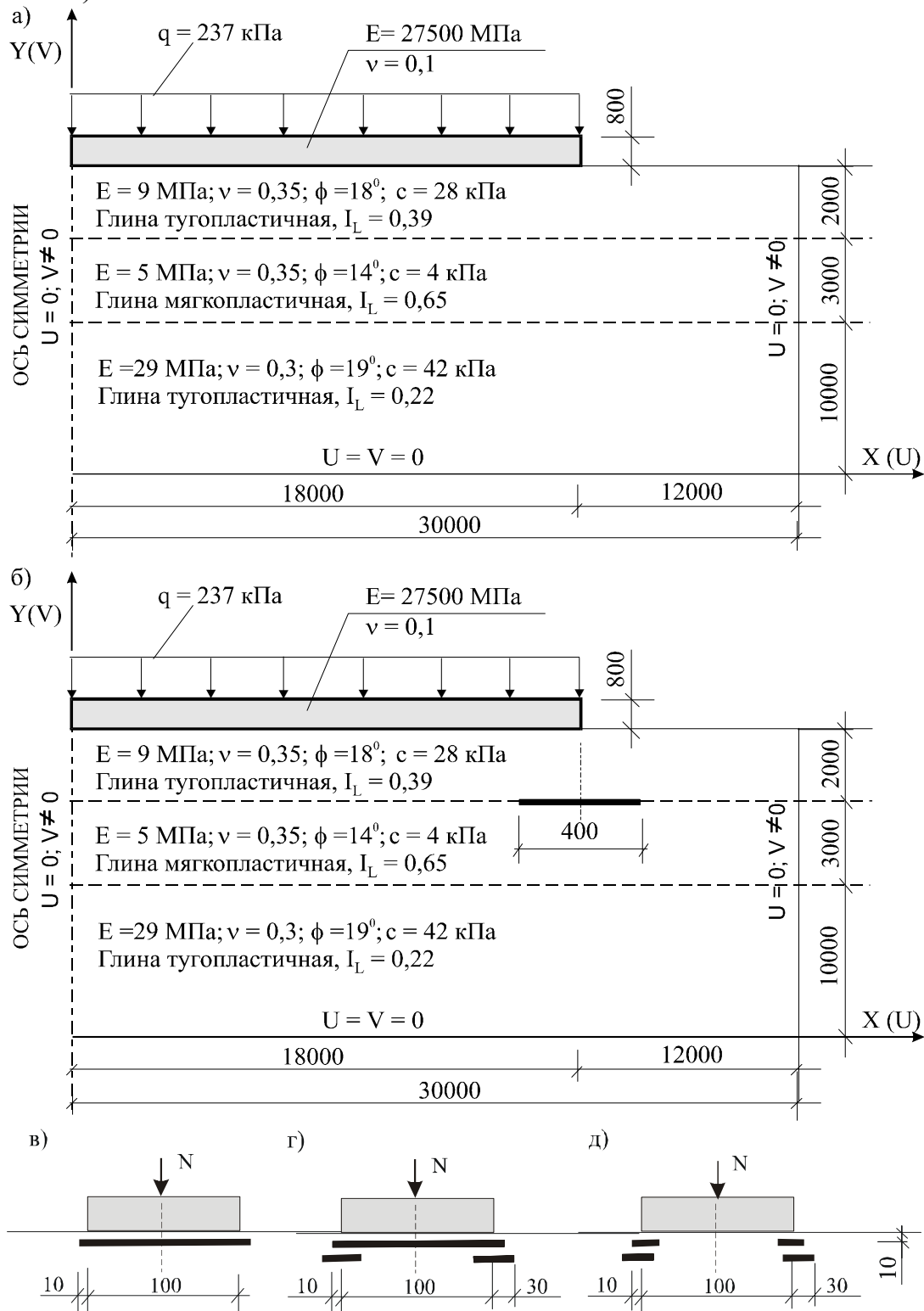


Рис. 1.19. Расчетная схема и граничные условия

Первая группа задач рассматривает взаимодействие гибкого фундамента с основанием (см. рис. 1.19, а, б). Вторая группа задач посвящена анализу взаимодействия жесткого фундамента с основанием (см. рис. 1.19, в, г, д). В обеих группах задач исследуется работа основания без армирования и основания с введением армирования в грунте под фундаментом.

В качестве основного варианта первой группы решенных задач рассмотрен ленточный фундамент жилого 9-этажного дома на глинистом основании (см. рис. 1.19, а). Фундамент принят шириной 3 м, высотой 0,8 м и длиной 40 м. Все расчеты выполнены для условий плоской деформации. Во втором случае, в глинистый грунт под внешним краем фундамента шириной 3 м и длиной 40 м, на кровле слабого слоя, введен армирующий материал в виде одного ряда стальных стержней диаметром 10 мм.

Расчет выполнен с использованием программы ANSYS 5.5.1 методом конечных элементов. Аппроксимация грунтов основания выполнена с использованием конечных элементов PLANE42, а фундамента – конечными элементами BEAM23. Выбранные конечные элементы допускают упругое и упруго-пластическое поведение грунта основания и бетона конструкции фундамента.

Упруго-пластическое поведение описывается условием прочности Друкера – Прагера. Использован ассоциированный закон течения при определении пластической деформации. Поведение арматуры принято упругим, так как возникающие в ней растягивающие усилия не превышают предела пропорциональности.

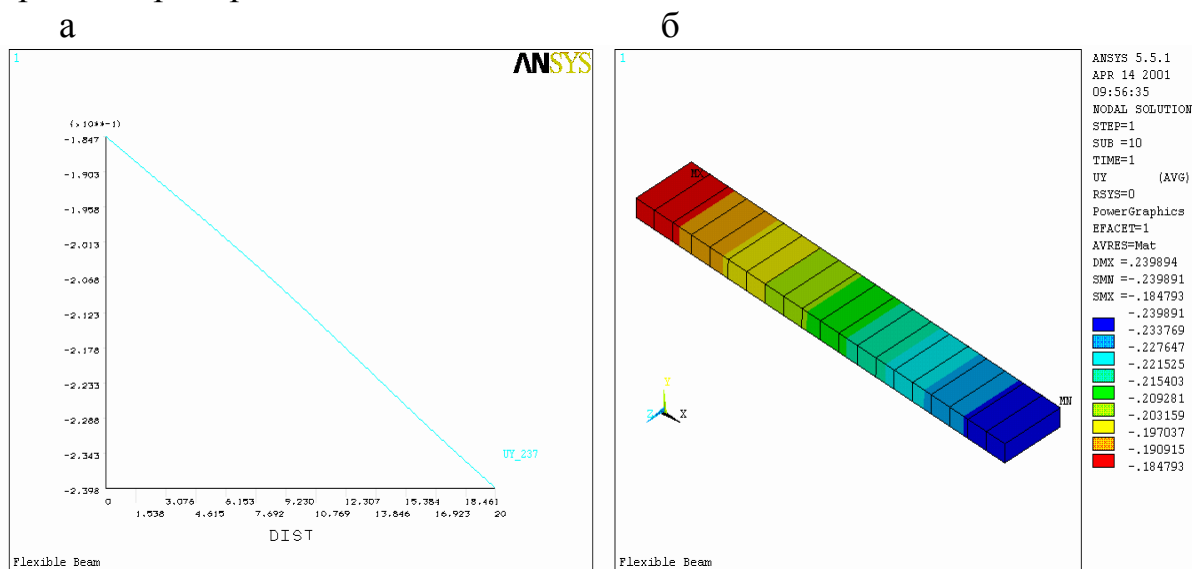


Рис. 1.20. Прогиб ленточного фундамента при нагрузке 237 кПа

Расчеты показывают на то, что на первых ступенях нагружения наблюдается прогиб фундамента, а при нагрузке более 118,5 кПа имеет место выгиб фундамента. Переход от одного вида деформации фундамента к другому обусловлен возникновением и развитием пластических деформаций во втором слое грунта основания. По мере роста сдвиговых (плас-

тических) деформаций под краем фундамента на стадии образования областей сдвига фундамент меняет свою кривизну вследствие сдвига грунта из под его края.

Изменение кривизны фундамента по мере роста пластических деформаций приводит к изменению внутренних усилий в конструкции фундамента. Развитие пластических деформаций приводит к уменьшению изгибающего момента M_x в направлении оси X , на краю фундамента и его возрастанию к центру фундамента.

Пластические деформации развиваются прогрессивно от краев фундамента по направлению к поверхности основания. Фактически происходит выдавливание грунта второго слоя основания горизонтально и к поверхности основания. Это приводит к изменению формы кривизны фундамента.

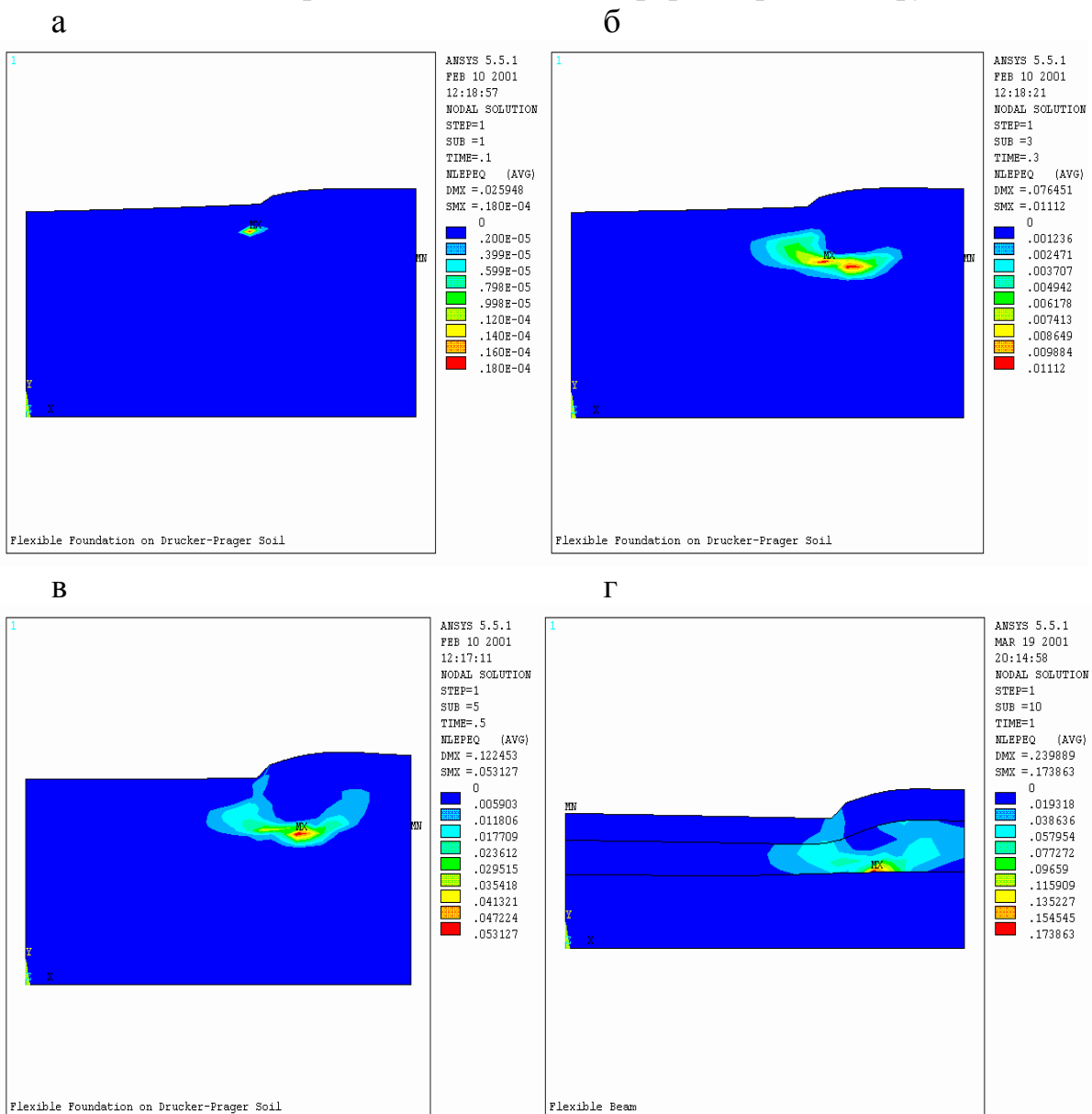


Рис. 1.21. Характер развития пластических деформаций в массиве основания при нагрузке в 30, 90, 150 и 237 кПа соответственно

Выполненное сравнение результатов расчета деформации и предельных значений по СНиП говорит о том, что нагрузка в 237 кПа недопустима исходя из предельной средней осадки. Для уменьшения осадки фундамента в грунт основания были введены армирующие элементы (рис. 1.21, б). Арматура расположена под краем фундамента, в том месте, где возникают и развиваются пластические деформации. Конечный элемент LINK1 используется для аппроксимации арматурного стержня, закладываемого в грунт под фундаментом. Этот элемент описывает одноосное напряженное состояние на сжатие и растяжение.

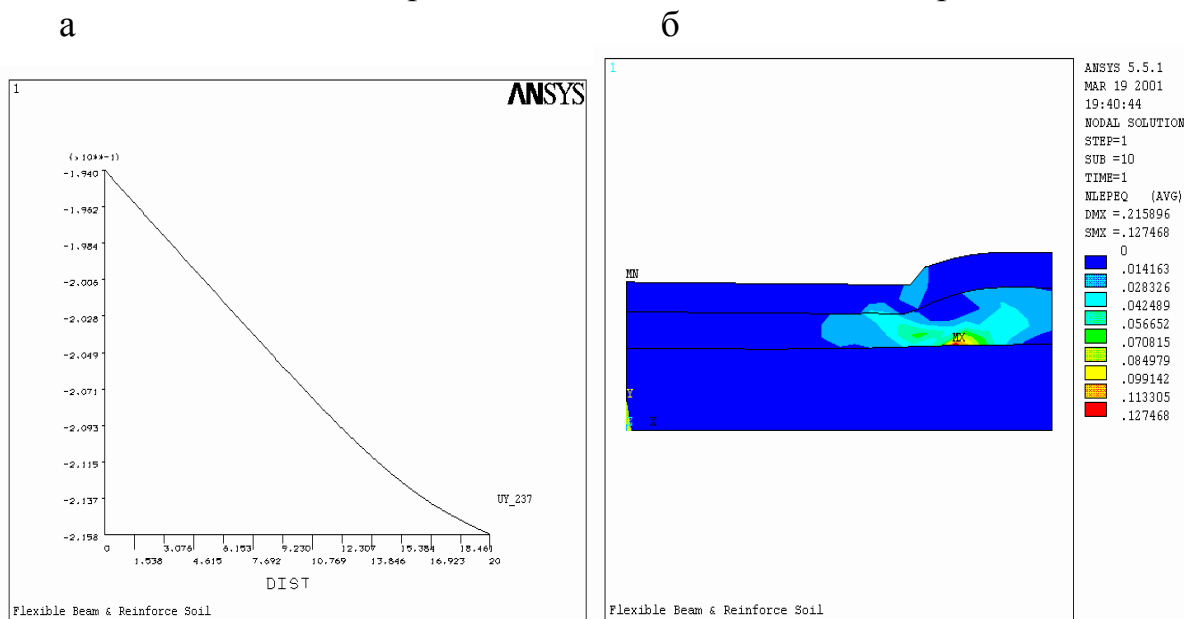


Рис. 1.22. Характер деформации фундамента и грунтов основания при нагрузке 237 кПа: а – зависимость осадки фундамента от нагрузки; б – пластические деформации

Введение арматуры для усиления грунтов основания привело к изменению характера деформации как самого фундамента, так и грунтов основания. Осадка фундамента уменьшилась по сравнению с фундаментом на естественном основании. Неравномерность осадки уменьшилась в 2,5 раза. В арматуре возникают растягивающие усилия от действия касательных напряжений в грунте в области под фундаментом. Усилия максимальны на левом конце стержня, что объясняется эффектом “защемления” стержня в грунте. Наблюдается также уменьшение величины пластических деформаций с 1,73 до 1,27 %.

Рассмотрим результаты подобных исследований, но применительно к конструкции жесткого фундамента.

Так как примененное условие прочности Мизеса для грунтов не учитывает влияние гидростатического обжатия, результаты ниже можно использовать только для качественной оценки влияния эффекта армирования на напряженно-деформированное состояние песчаного основания.

Как видно из рис. 1.23, а влияние армирования на распределение вертикальных перемещений мало заметно. Пластические деформации развиваются от углов штампа. Осадка штампа равна 1,77 мм.

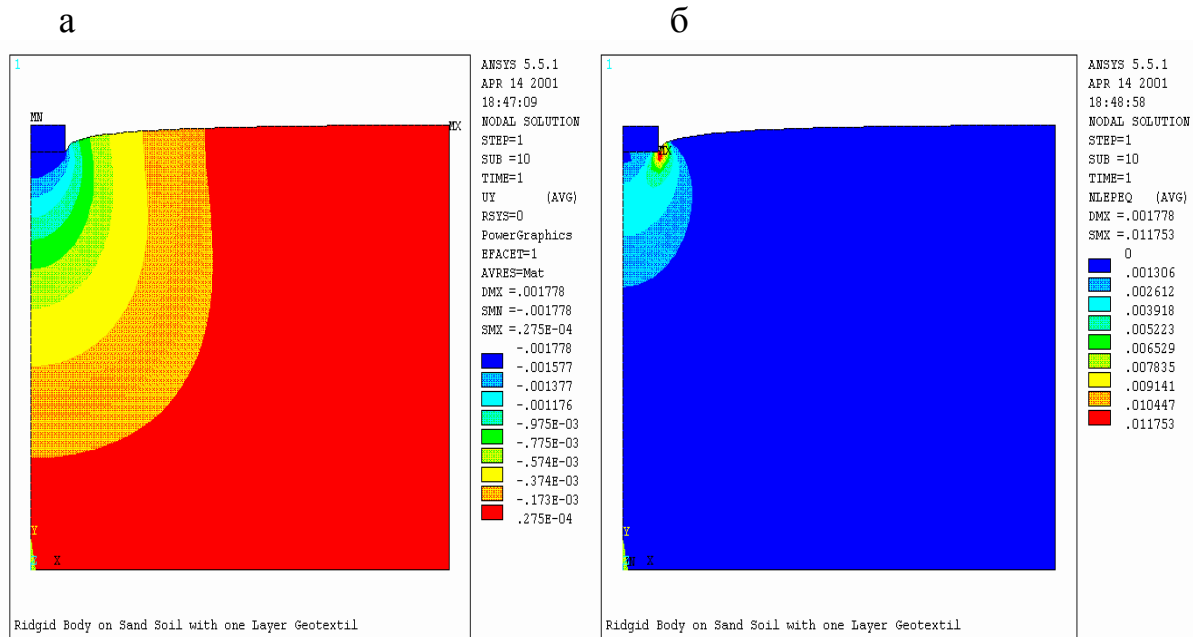


Рис. 1.23. Деформация песка в основании штампа при нагрузке 300 кПа: а – вертикальные перемещения; б – пластические деформации

Оценим, как влияет введение армирующего материала непосредственно под штампом (рис. 1.23, в). Арматура введена на глубине 1 см и выходит за край фундамента, также на 1 см. Результаты расчета приведены на рис. 1.24, а).

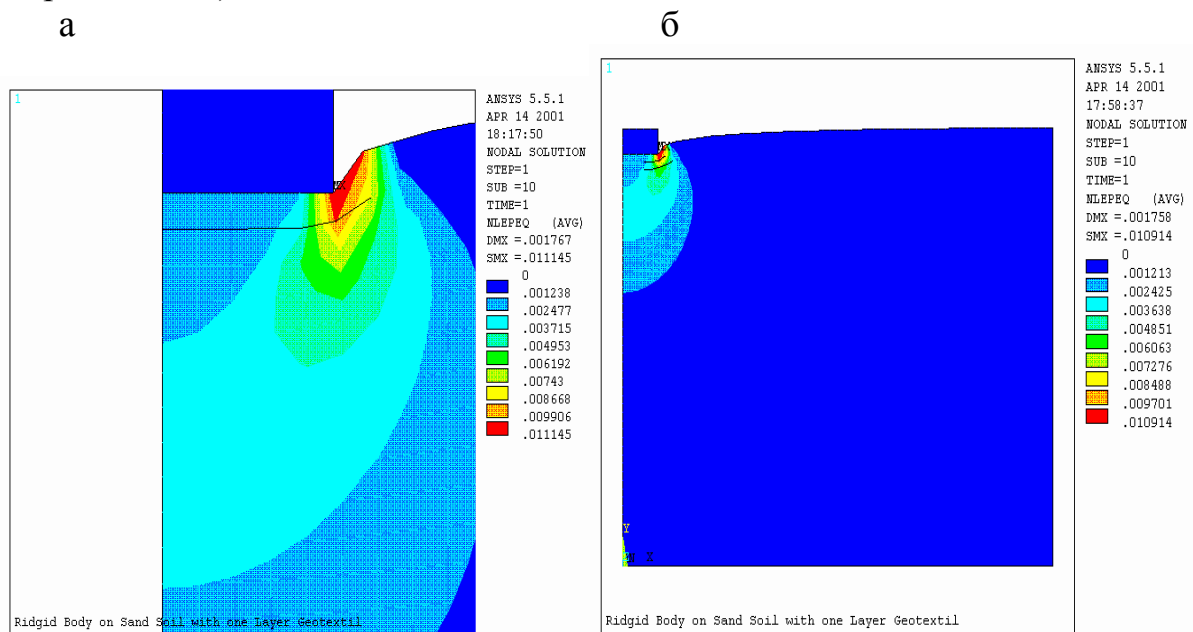


Рис. 1.24. Пластическая деформация при нагрузке 300 кПа с расположением армирующего материала непосредственно под штампом (а) и с дополнительным вторым слоем армирования (б)

Осадка штампа практически не изменилась, разница только в 5 знаке. Сдвиговая деформация, γ_{xy} уменьшились также незначительно.

Можно представить, что надо было увеличить длину участка стержня вне штампа. Подобная расчетная схема приведена на рис. 1.19, г. Дополнительно к одному ряду арматуры введен второй слой, который частично находится в пределах подошвы штампа и выходит за его пределы на величину $0,3b$. Результаты расчета приведены на рис. 1.24, б).

Анализируя результаты, представленные на рис. 1.23–1.24 можно сделать вывод о тенденции, которая прослеживается по мере введения арматуры в основание. Это уменьшение осадки штампа и возрастание напряжений в штампе. Осадка незначительно, но уменьшается с 0,000177 до 0,00175 м.

Выполненные расчеты показывают, что в отличие от гибких фундаментов, введение арматуры в основание жестких фундаментов практически не приводит к изменению напряженно-деформированного состояния основания.

Расчеты показывают, что арматура воспринимает сдвигающие усилия, возникающие в грунте и как бы “притормаживает” их развитие. Деформации сдвига развиваются от углов фундамента по направлению в сторону от фундамента и вглубь основания. Поэтому, напрашивается вывод о том, что целесообразнее ввести арматуру именно в этих местах исключив ее из под подошвы фундамента.

Kotake и др. [93] смоделировали лабораторные испытания в условиях плоской деформации с применением нелинейной упругопластической конечно-элементной модели, чтобы получить более полное представление о характеристиках несущей способности армированных оснований. В моделировании были рассмотрены следующие факторы, влияющие на прочность и деформируемость основания:

- боковое давление;
- анизотропия;
- нелинейное упрочнение и разупрочнение;
- дилатансия;
- локализация деформаций сдвига;
- имеющих ширину пропорционально размеру частиц.

Результаты расчетов в целом хорошо согласуются с опытами. Поля деформаций и напряжений, полученные из анализа МКЭ показывают прогрессивное разрушение грунта.

В случае если ширина армирующих элементов больше ширины модели фундамента, становится важным влияние механизма «широкой плиты» на увеличение несущей способности основания. Но даже в этом случае, вклад механизма заглубленного основания, наблюдающийся, как правило, при длине армирующих слоев равной ширине фундамента, является более важным, чем эффект механизма разрушения в виде «широкой плиты». В обоих случаях при естественном и армированном основаниях траектории

нагрузки в несущей зоне основания по большей части схожи с условиями анизотропного сжатия при постоянном высоком значении напряжений. Расчеты показали, что основным механизмом влияния армирования на увеличение несущей способности является увеличение значения σ_3 .

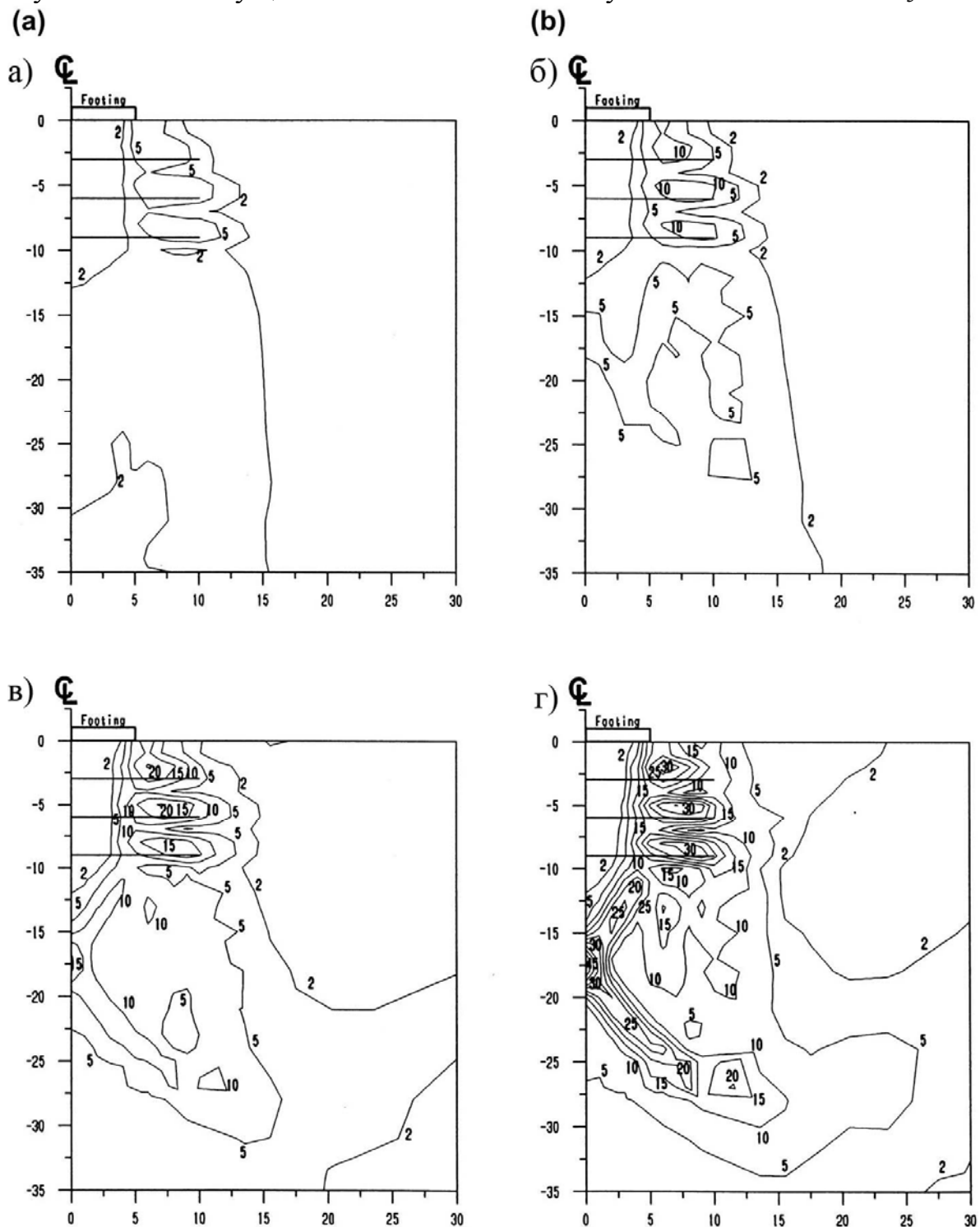


Рис. 1.19. Изолинии деформаций сдвига, %, в армированном основании, полученные в работе [93] в результате расчета по МКЭ при $B/b=2$, $N=3$ (оси в см):
 а – $s/b=0,06$ (допиковая нагрузка); б – $s/b=0,08$ (пиковая нагрузка);
 в – $s/b=0,10$ (постпиковая нагрузка); г – $s/b=0,15$

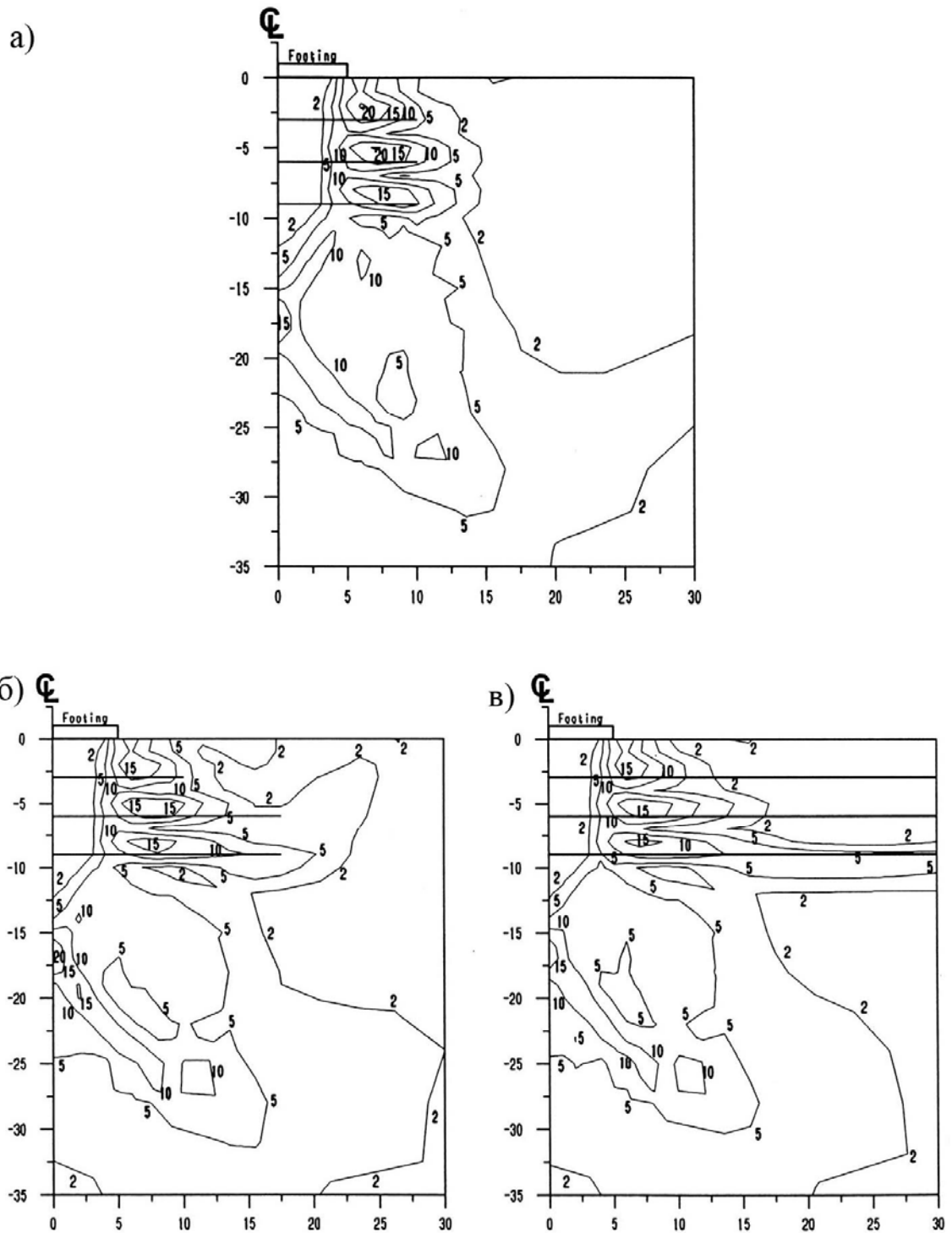


Рис. 1.20. Изолинии деформаций сдвига, %, в армированном основании по результатам расчета МКЭ при $s/b=0,10$ (оси в см):
 а – $B/b=2$; б – $B/b=3,5$; в – $B/b=6$.

Выводы по разделу 1

1. Геосинтетические материалы эффективно используются для армирования оснований при их работе под статической и циклической нагрузкой, для предотвращения внутренней эрозии, разделения различных грунтов, обеспечения дренажа, защиты склонов, увеличения несущей способности и уменьшения образования колеи на дорогах.

2. Несмотря на широкое применение геосинтетических материалов при армировании склонов, подпорных стен, насыпей и дамб, оснований резервуаров и трубопроводов, а в особенности в дорожном строительстве, они практически не применяются при проектировании оснований для зданий и сооружений.

3. Численные методы несовершенны, но часто используются, обладая многими плюсами, в частности универсальностью при решении сложных задач.

4. Вопросы взаимодействия армированных оснований с фундаментами требуют глубоких экспериментальных и теоретических исследований, чтобы дать возможность уверенно применять геосинтетические материалы при проектировании оснований для зданий и сооружений.

Постановка задачи собственных исследований

На основании выполненного анализа можно сформулировать следующие задачи собственных исследований:

1. Разработать методику бесконтактного измерения деформаций для собственных исследований.

2. Выполнить испытания образцов грунтов для определения их прочностных и деформационных характеристик, в том числе армированных образцов.

3. Выполнить экспериментальные исследования моделей фундаментов на естественном и армированном основаниях.

4. Выполнить численный расчет армированного и естественного оснований.

2. ФОТОГРАФИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЯ ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ОСНОВАНИЙ

2.1. Метод непосредственного фотографирования траекторий движения частиц грунта

В феврале 1889 г. инженер Курдюмов В. И. [19] провел в лаборатории Института инженеров путей первое в мире экспериментальное исследование разрушения грунта под фундаментом с помощью фотографирования траекторий движения частиц. Его вторая публичная лекция с результатами этих экспериментов прочтена им в Санкт-Петербурге 11 декабря 1889 г. и опубликована в печати в 1891 г.

Работа Курдюмова В. И. [19] является классической при обсуждении вопроса определения несущей способности оснований и их устойчивости.

Курдюмов В. И. получил вероятный вид кривой скольжения в момент разрушения грунта под влиянием местной нагрузки и показал в 1889 г., что направление наибольшего главного напряжения изменяется вдоль кривой скольжения. Для вероятной формы кривой скольжения Курдюмов В. И. [19] высказал следующие теоретически выкладки:

1. Линия скольжения должна рассматриваться как геометрическое место главных осей эллипсов напряжений в различных точках сыпучего тела, причем отклонение этих эллипсов от их естественного положения во время покоя вызвано местной нагрузкой.

2. В виду необходимости допустить постепенное вращение эллипсов напряжений линия скольжения должна иметь плавную кривую, без точек перелома.

Линия скольжения должна пересекать вертикальную ось под углом $(45^\circ - \varphi/2)$, где φ – угол внутреннего трения. В нижней точке линии скольжения наибольшее главное напряжение должно быть наклонено к горизонту под углом $(45^\circ - \varphi/2)$. Остальные эллипсы напряжений, лежащие по линии скольжения, по мере приближения к поверхности грунтового слоя должны все более и более отклоняться от своего естественного положения.

Курдюмов В. И. подразумевал под траекторией перемещения частиц линию, вдоль которой перемещаются частицы. Для каждой частицы можно выделить свою, отличную от других траекторию. Линия же скольжения – это условная граница, разделяющая два массива грунта, которые перемещаются друг относительно друга.

На основе этих теоретических соображений и лабораторных экспериментов вплоть до разрушения грунта Курдюмов В.И. показал, что линии скольжения имеют вид, показанный на рис. 2.1.

Курдюмов В.И. исходил из следующих соображений: «если фотографировать в течение нескольких секунд песок, заключенный в сосуде со

стеклянной стенкой и подвергаемый давлению стержня (т.е. фундамента),двигающимся непосредственно возле стенки сосуда, тогда песчинки, которые при этом остаются в покое, должны выйти на фотографии достаточно резко, отчетливо, тогда как изображениядвигающихся песчинок должны быть смазанными. Совокупность смазанных изображений определит фигуру призмы выпирания, а граница между смазанными и резкими изображениями – линию скольжения призмы выпирания грунта». В начале февраля 1889 г. был изготовлен новый прибор со стеклянными стенками и проведены эксперименты по нагружению фундамента, положенного на песке с одновременным фотографированием движения песчаных частиц. На самой хорошей фотографии Курдюмова В.И. (см. рис. 2.1) очень четко видны траектории движения грунтовых частиц и линии скольжения в момент полного разрушения грунта под влиянием нагрузки опытного фундамента [39].

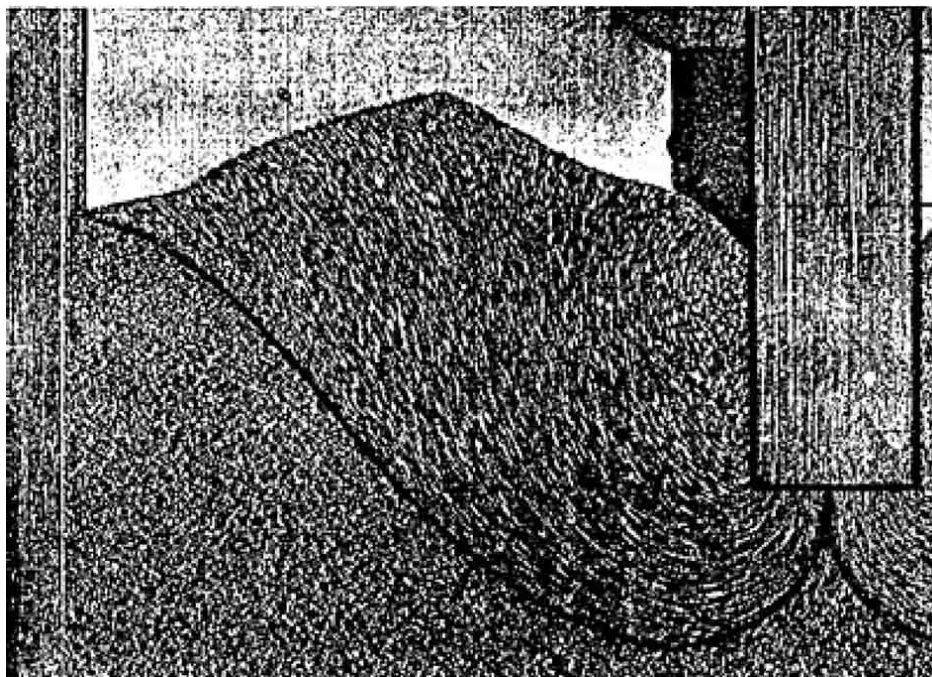


Рис. 2.1. Вид линий скольжения

Сравнивая современный высокий уровень фотографии с ее уровнем в 1889 г., мы должны восхититься мастерством русских инженеров и техников девятнадцатого столетия, успевших доказать экспериментальным путем правильность их теоретических соображений.

После описанной работы Курдюмова В.И. [19] долгое время публикаций о применении фотографического метода не было. Новые работы появились после 1920 г.

В Германии в 1938 г. в книге Kegler и Scheiding «Строительные грунты и сооружения» была опубликована фотография движения песчаных частиц под нагрузкой. Движение грунтовых частиц видно очень четко начиная с подошвы фундамента. Эта фотография была сделана до начала процесса разрушения грунта. В 1968 г. чешский специалист А. Мислевиц опубликовал в своем докладе на Европейской конференции по механике грунтов фотографию, которую он получил так же, как и Курдюмов [19] в 1889 г. Однако Мислевиц нагружал одновременно два параллельных фундамента с целью исследовать влияние соседних фундаментов на предельную нагрузку [39].

Малышев М.В. [21] в 1953 г. применил метод непосредственного фотографирования для фиксации траекторий движения частиц.

Метод был признан эффективным в целях определения линий скольжения (рис. 2.2, а), а для фотофиксации упруго ядра под штампом прекрасно подошел метод с фотоаппаратом, движущимся вместе со штампом (см. рис. 2.2, б). Было установлено, что при малых нагрузках происходит лишь обжатие грунта, перемещения частиц вертикальны под штампом и обрываются у его краев; с увеличением нагрузки линии скольжения выходят на поверхность под углом $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$. Малышевым М.В.

было проведено сравнение опытных очертаний областей выпирания и упруго ядра, несущей способности и осадки с аналитическими решениями Шеляпина С.П., Горбунова-Посадова М.И. и др., а также с собственными аналитическими решениями, которые приведены в работе [21].

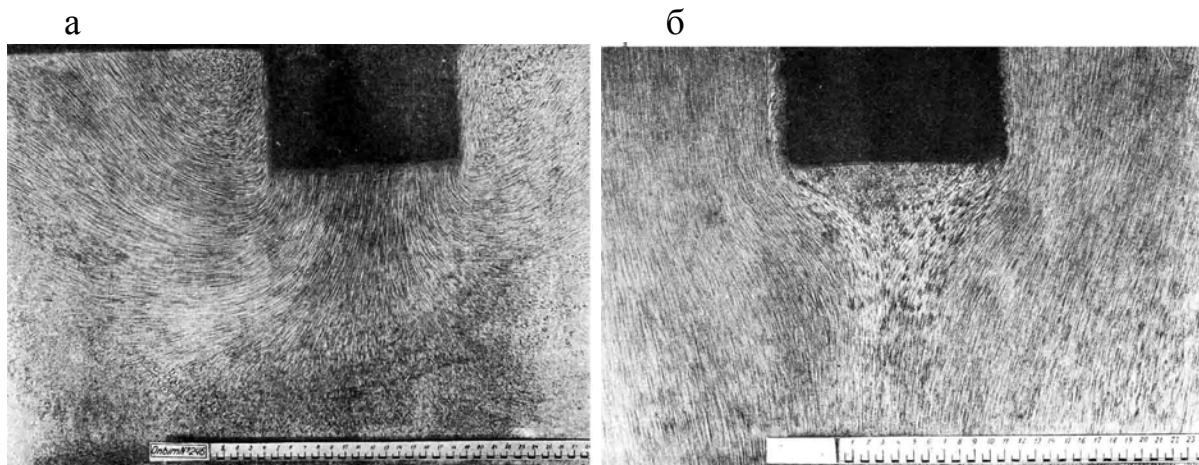


Рис. 2.2. Очертания линий скольжения и траекторий перемещений частиц (а) и формы упруго грунтового ядра под штампом (б)

2.2. Метод цветных полосок

При этом методе фотографируются цветные полосы, созданные между слоями грунта. На фотографиях видны поверхности сдвига, по которым произошло оседание и выпирание грунта, и форма жесткого ядра под подошвой фундамента (рис. 2.3).



Рис. 2.3. Линии сдвига в песке после испытания в условиях плоской деформации модели ленточного фундамента

Одну из первых работ с использованием этого метода опубликовал Жан Керизель во Франции в 1939 г. [39]. В России опубликованы очень интересные результаты, полученные этим методом (Березанцев В.Г. [5], 1950, Евдокимов П.Д., 1956, Ничипорович А.А. и Хрусталева Л.Н., 1957, Лапшин Ф.К.) [39].

2.3. Метод муаровых полос

Метод муаровых полос является эффективным экспериментальным оптическим методом для исследования деформированного состояния. В основе этих методов лежит муаровый эффект, возникающий при совмещении двух или нескольких растров близкой структуры.

Впервые применение методов муаровых полос для определения деформаций плоских образцов, профиля искривленных поверхностей, а также для выявления картины деформаций было рассмотрено в конце 40-х годов Веллером Р. и Шепардом В. [39]. В нашей стране методом муаров занимались Никитин В.М. [29], Kim [87], Morimoto [104] и др.

2.4. Другие методы фотосъемки

Болдырев Г.Г., Никитин Е.В. [7] использовали метод фотограмметрии для определения деформаций в массиве песчаного основания. В опытах, по двум последовательным фотоснимкам определялись приращения перемещений марок, расположенных в узлах элементов в направлении осей X и Y с помощью метра Женевского (точность 0,2 мм). На рис. 2.4 показаны изолинии равных деформаций сдвига в основании полосового штампа (а), в том числе наблюдаемые в предельном состоянии (б). Из рис. 2.4 видно, что деформации сдвига прогрессивно развиваются по направлению от края штампа к свободной поверхности основания, причем наблюдается область (1), в которой нет деформаций сдвига.

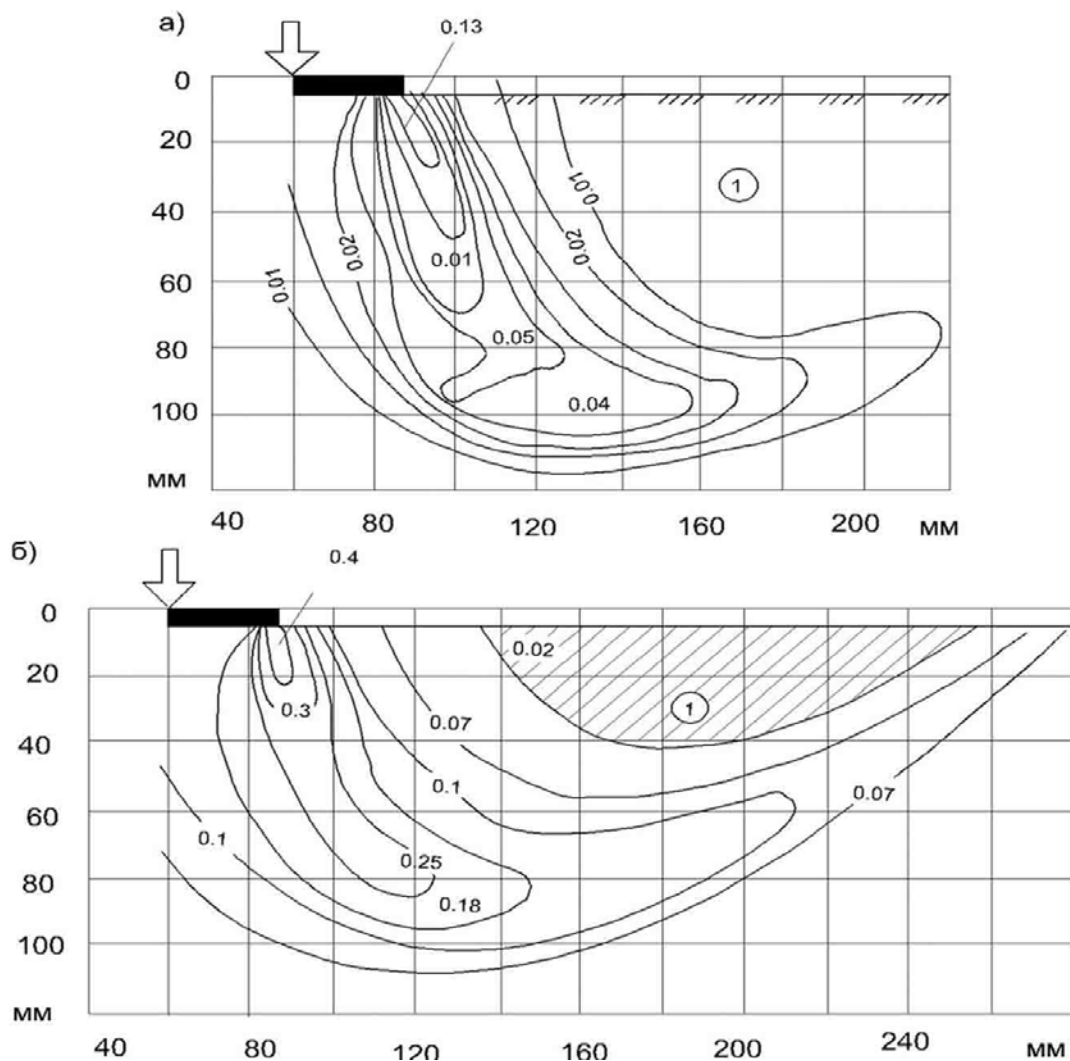


Рис. 2.4. Изолинии деформаций сдвига при давлении:
а – $0,7P_{пр}$ и б – $1,0P_{пр}$, где 1 – область грунта без объемных деформаций;
2 – область развития деформаций сдвига

Позднее Елизаров С.А., Малышев М.В. [18] исследовали песчаное основание в условиях плоской деформации. Для наблюдения за картиной деформирования основания на его боковой поверхности наносился фон в виде «шахматной окраски» со стороной 1 см. В процессе нагружения на различных этапах проводилась фотосъемка, а затем путем наложения негативов первого и любого последующего друг на друга. По результатам эксперимента были сделаны выводы:

- Во всем диапазоне нагрузок, в том числе при исчерпании несущей способности основания, грунт непосредственно под штампом, а также в призме выпирания может не достигать предельного состояния, что свидетельствует о локальном характере его разрушения (рис. 2.5).

- По мере развития областей предельного состояния в различных точках основания грунт имеет различную прочность: от пикового значения угла φ в областях, где деформации малы, до остаточного значения φ в местах значительных деформаций сдвига и разрушения грунта.

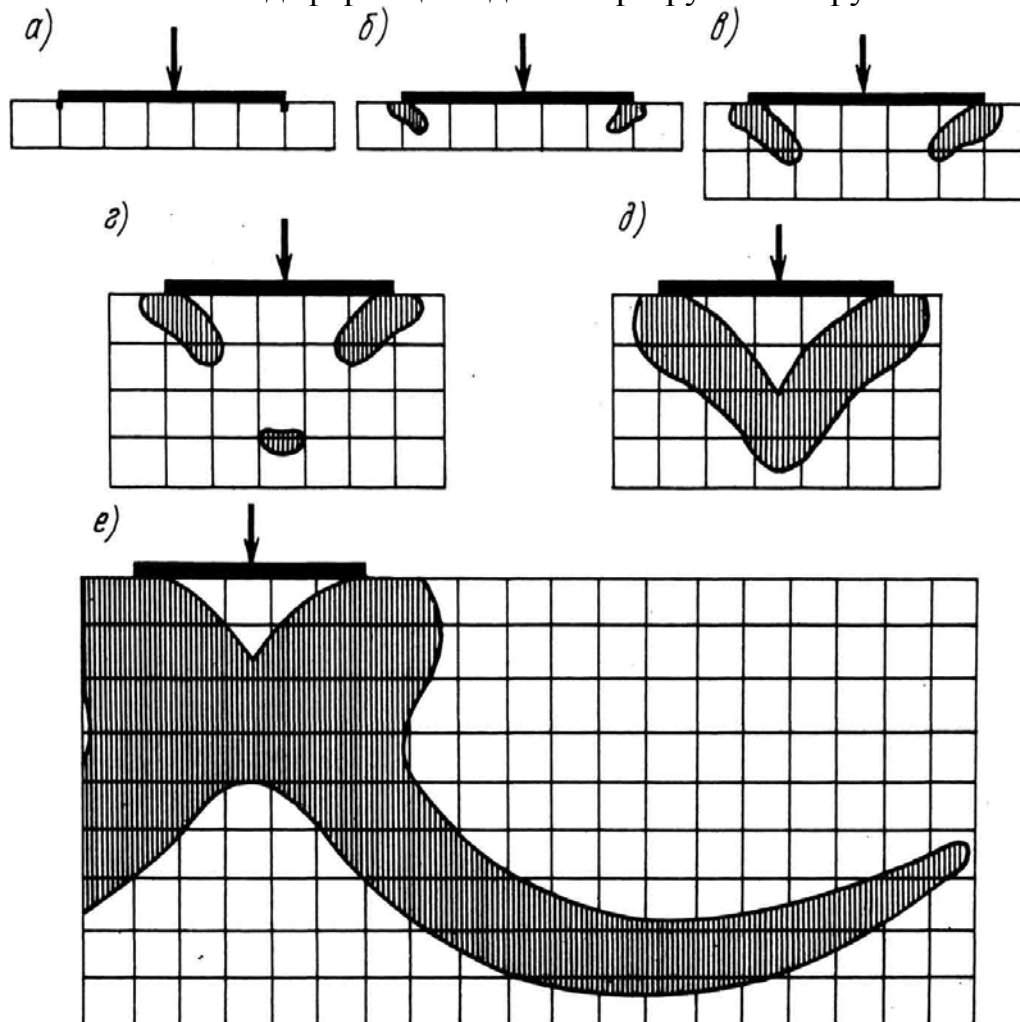


Рис. 2.5. Очертания областей предельного состояния грунта в основании жесткого полосового штампа при нагрузке P , равной:
 а – $0,15P_{np}$; б – $0,3P_{np}$; в – $0,5P_{np}$; г – $0,7P_{np}$; д – $0,85P_{np}$; е – P_{np}

2.5. Метод парафинированных листов

Этот метод, предложенный Ремизниковым в 1984 г. (Ремизников, 1984), очень интересен для лабораторной практики, так как позволяет определить не только направления, но и величины смещений различных точек основания. В грунтовой среде устанавливаются листы, покрытые тонким слоем парафина (посыпанного в случае исследования смещений глинистых оснований крупнозернистым песком). По мере возрастания нагрузки эти песчинки смещаются и царапают парафин, оставляя на нем следы, позволяющие определить направление и величину смещения в каждой точке основания. Получаемые кривые описывают траектории перемещений грунтовых частиц.

2.6. Метод рентгенографии

В развитие метода фотофиксации Roscoe и др. [116] предложили использовать метод рентгенографии для количественного определения деформаций в массиве основания. Для этой цели они закладывали свинцовые дробинки внутрь массива и, используя рентгеновское излучение, просвечивали грунт, с фиксацией положения дробинок на различных ступенях нагружения.

Современный уровень развития компьютерной томографии позволяет получать недоступные ранее результаты. Так Alshibli K.A., Store S., Costes N.C. и др. [49] с помощью компьютерной томографии с высокой точностью исследовали внутреннюю структуру и локализацию деформаций сухого песка при очень низких значениях бокового давления (0,05-1,3 кПа) в опытах на трехосное сжатие. Для того чтобы песок сохранил свою форму при практически отсутствии бокового обжатия, опыты проводились в условиях невесомости на борту космического корабля. Также были проведены опыты на Земле. Была определена локализация сдвиговых и объемных деформаций, подсчитано и обсуждено изменение плотности в пределах и вне сдвиговых полос.

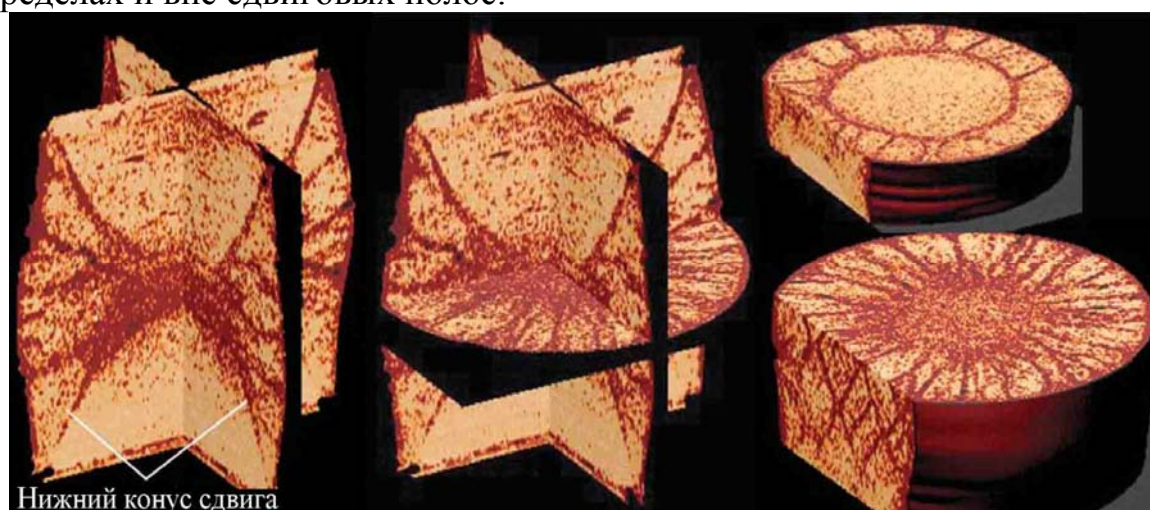


Рис. 2.6. Распределение экспериментально полученных полос сдвига при осевой деформации 25 % [49]

2.7. Метод цифровой обработки образов Particle Image Velocimetry

Появление термина Particle Image Velocimetry связывают с работой Adrian [44] по механике жидкостей и газов, в которой метод PIV был выделен как частный случай метода лазерной спеклометрии LSV (Laser Speckle Velocimetry), базирующегося на оптическом преобразовании Фурье картин яркости. PIV относится к классу бесконтактных методов измерений, где путем обработки цифровых изображений могут быть измерены поля перемещений частиц, распределение их скоростей, деформаций сдвига и объема и др. PIV – международное название метода цифровой трассерной визуализации (первые наблюдения за течением жидкости в водоемах при помощи естественных природных трассеров были описаны еще Леонардо да Винчи [37]).

Область применения PIV-метода довольно обширна. Она включает в себя как фундаментальные, так и прикладные научные исследования. Среди них можно выделить задачи оптимизации обтекания летательных аппаратов и судов в авиастроении, кораблестроении, конструкций промышленных агрегатов в энергетике и нефтегазовой промышленности, изучение процессов в двигателях внутреннего сгорания, физическое моделирование работы искусственных сосудов и клапанов в медицине и др.

White [135] впервые использовал модифицированный подход для реализации системы PIV в геотехнических исследованиях. Применявшиеся ранее методы (метод непосредственного фотографирования движения грунтовых частиц (метод Курдюмова [19]), методы цветных полосок, муаров, парафинированных листов, рентгенографии и др.) не позволяли получать необходимую при решении поставленных задач количественную и качественную информацию о деформировании сыпучих грунтов либо были чрезвычайно трудоемки из-за ручной обработки.

PIV-метод можно применять всегда, когда есть возможность использовать фотокамеру для съемки деформируемых поверхностей: испытания в условиях плоской деформации в лотках с различными штампами [22], с армированными основаниями [46], с моделями свай [105], испытания в приборах трехосного сжатия [106, 122], испытаниях железобетонных [52] и деревянных [132] балок, железобетона [46] и даже как метод мониторинга склонов [139] и др.

2.7.1. Алгоритм работы метода PIV

Измерение поля перемещений в заданной плоскости основано на измерении перемещения отдельных частиц, для чего поверхность должна иметь некоторую текстуру, например частицы песка. Образы частиц регистрируются на фотографический или электронный носитель (цифровую камеру). Последующая обработка изображений позволяет

рассчитать смещения частиц за некоторое время, например, между ступенями нагрузки, построить двухкомпонентное поле перемещений (в настоящее время развиты модификации метода, позволяющие измерять поля перемещений в объеме (голографический PIV [37], томографический PIV [20])). Алгоритм работы PIV-метода показан на рис.2.7.

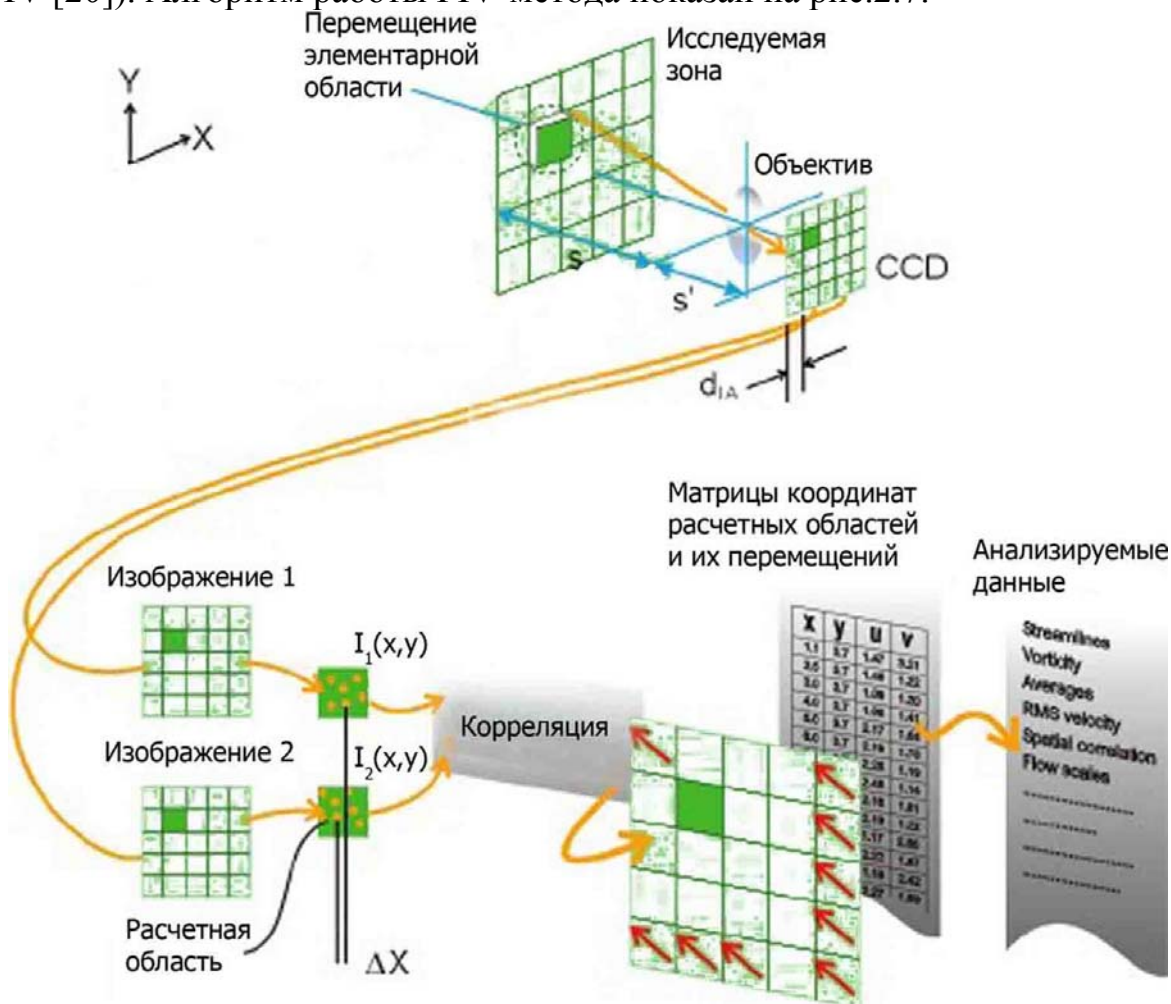


Рис.2.7. Процедура PIV-метода

Стандартный алгоритм включает следующую процедуру:

- Разбиение пары изображений на элементарные расчетные области равного размера (рис. 2.7);
- Расчет кросскорреляционной функции;
- Нахождение максимума корреляционной функции;
- Подпиксельная интерполяция максимума корреляционной функции.

В работе метода применяется кросскорреляционный алгоритм, когда начальные и конечные положения частиц фиксируются на разных снимках. На вход алгоритма подается два изображения образов частиц, полученных в два последовательных момента времени с задержкой между ними, например, на разных ступенях нагрузки. Каждое изображение разбивается на элементарные области (расчетные области) размером X на X пикселей, таким образом, чтобы в каждую расчетную область попало хотя бы

несколько частиц. Для стандартного алгоритма размер и количество расчетных областей в течение вычисления всего поля перемещений остается постоянным. На конечном изображении определяется зона поиска (рис. 2.8), размер которой, как следует из теоремы Найквиста, следует ограничивать. Максимальное измеряемое смещение частиц внутри области расчета в случае PIV измерений равно четверти области расчета [110].

Интенсивность отраженного от частиц и зарегистрированного камерой света (степень серого) можно представить дискретной функцией двух переменных $I_1(U)$ и $I_2(U + s)$ для первого и второго кадра соответственно. Используя эти переменные, находится корреляционная функция вида:

$$R_n(s) = \sum_U I_1(U) \cdot I_2(U + s), \quad (2.1)$$

где $I_1(U)$ и $I_2(U + s)$ – дискретные функции интенсивности зарегистрированного света для первого и второго кадра соответственно; $R_n(s)$ – корреляционная функция для $I_1(U)$ и $I_2(U + s)$.

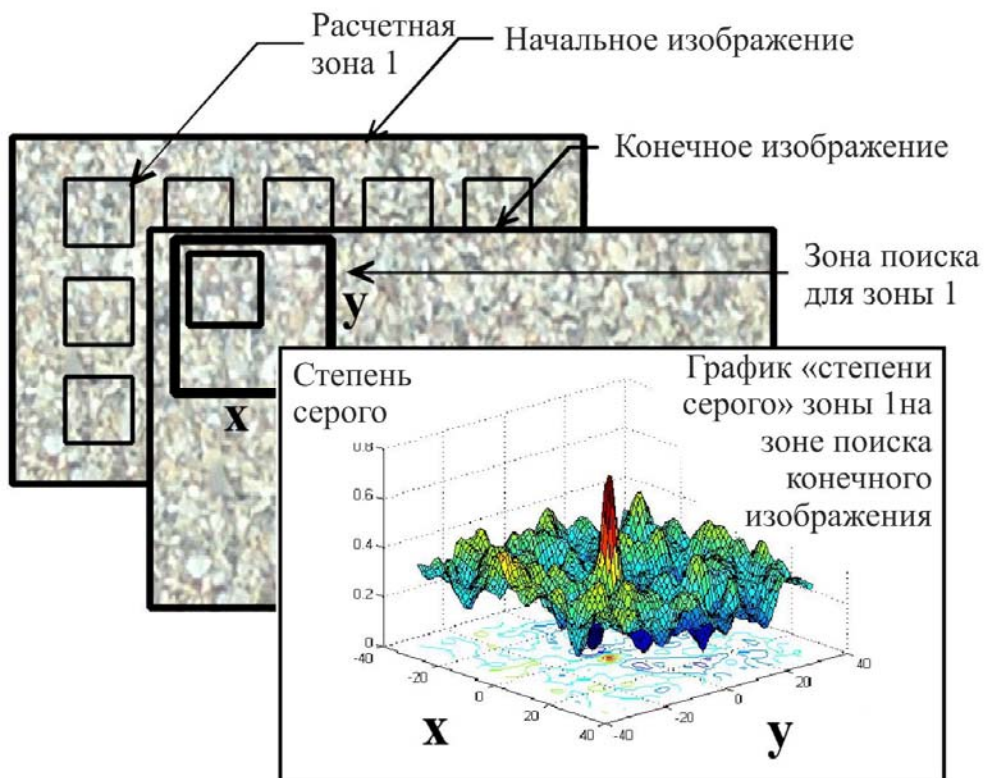
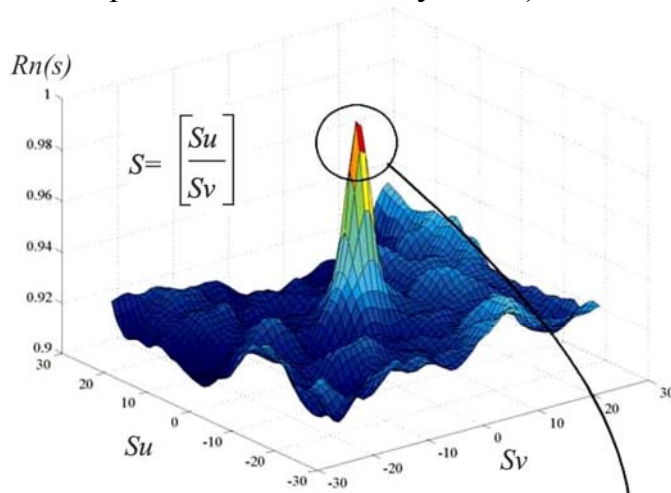


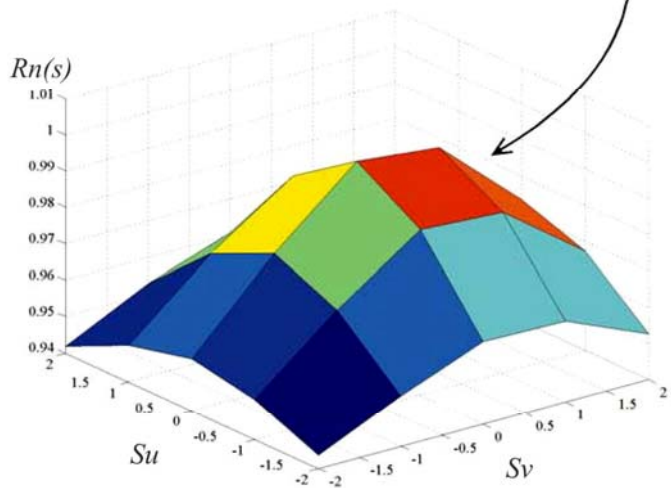
Рис. 2.8. Нахождение корреляционной функции по двум изображениям

Максимум корреляционной функции соответствует наиболее вероятному сдвигу частиц в данной области (рис. 2.9). При этом в идеальном случае предполагается, что все частицы в элементарной области имеют одинаковое перемещение, т.е. у корреляционной функции существует один наиболее ярко выделенный максимум на фоне шума. Для более точного определения координат максимума используется подпиксельная интерполяция

корреляционной функции в окрестности ее максимума (см. рис. 2.9, в). Интерполяция может проводиться независимо по обеим координатам, а интерполирующая функция может быть самой различной (например, полином второй степени или Гауссиан).

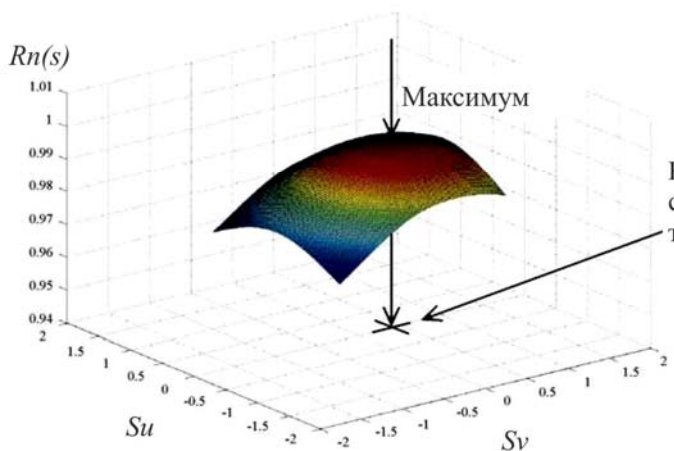


а) Корреляционная функция, $Rn(s)$



Вектор перемещений
с точностью
до целого пикселя

б) Корреляционный пик



Вектор перемещений
с подпиксельной
точностью

в) Подпиксельная кубическая интерполяция

Рис. 2.9. Отображение корреляционной функции и её интерполяция для достижения подпиксельной точности

Координатой максимума считается координата максимума интерполирующей функции. Обычно, бикубическая интерполяция, позволяет (в зависимости от алгоритмов обработки) получить точность 0,1 пикс., а при использовании итерационных методов до 0,03 пикс, [37].

Для повышения точности расчета векторов перемещений и увеличения динамического диапазона в современных PIV системах используют адаптивные подходы расчета поля перемещений, которые по своей сути являются итерационными методами с компенсацией смещения частиц.

Основная идея итерационных методов состоит в обработке одной и той же области несколько раз, при этом используя результат предыдущей итерации в качестве оценки для параметров обработки на следующей итерации. Таким образом, можно добиться сходимости результатов обработки и получить некоторое увеличение точности получаемых данных. При расчете корреляционной функции используются элементарные области, смещенные на вектор, найденный на предыдущей итерации. При этом на каждой итерации проводится отсев ошибочных векторов, их интерполяция, а также переразбиение изображения на расчетные области меньшего размера. Целью смещения окон является желание добиться максимального совпадения между ними. Смещение расчетных областей позволяет существенно уменьшить эффект «потери пары» за счет лучшего совпадения трассерных картин и тем самым повысить отношение сигнал/шум. Кроме того, высокая степень «совпадения» частиц на изображениях позволяет (при достаточной концентрации частиц) уменьшить размеры конечной элементарной области, повысив тем самым разрешающую способность метода без ущерба для качества получаемых данных. Главным недостатком алгоритма является увеличенное время обработки по сравнению со стандартными методами. Основы адаптивных алгоритмов можно найти в работе Scarano F. [120].

Для выявления и исправления ошибочных векторов используют процедуры коррекции ошибок [37]. Выделяют два вида коррекции ошибок. Первый метод заключается в отсеивании векторов, не удовлетворяющих определенным критериям, и замещении их интерполированными. Интерполяцию выполняют по соседним векторам, которые прошли отбор. Это – так называемый «post-interrogation» метод, когда на выходе получаются не точные значения, а приближенные, интерполированные по какому-либо закону (median фильтр, local median фильтр). Второй, «non-post-interrogation» метод, в отличие от первого, дает точное положение максимума, соответствующего наиболее вероятному смещению в данной области, и позволяет получить более высокое отношение сигнал/шум.

Для улучшения качества обработки изображений могут применяться также различные фильтры [43]: по соотношению сигнал/шум, по локальному среднему, статистическая фильтрация и др.

2.7.2. Калибровка

Для сопоставления параметров модели отображения системы координат эксперимента с системой координат изображения применяется калибровка камеры. Калибровка – это процесс переопределения координат изображения (измеряется в пикселях) в фактические координаты объекта (в мм). Калибровка осуществляется по набору опорных точек (по изображениям мишени). В зависимости от расположения опорных точек в системе координат эксперимента используется 2D или 3D калибровка камеры (стерео-PIV).

Модель, представленная на рис. 2.10, отображает пучок световых лучей, проходящих прямо через единую точку для формирования проекции объекта на матрицу камеры, являются приближительной. Радиальные искажения линз приводят к тому, что лучи света отклоняются от оси объектива. Вторая ошибка возникает из-за того, что центры кривизны поверхности линз, через которые свет преломляется, не всегда лежат на одной прямой. Это создает искажение, показанное на рис. 2.11, а, которое как радиальную, так и тангенциальную составляющие [139]. Одна из проблем связана с тем, что пиксели матрицы камеры не имеют идеально квадратную форму, поэтому перемещение в 1 пиксель по вертикали не всегда равно перемещению в 1 пиксель по горизонтали (рис. 2.11, б). Если на оптическом пути между камерой и мишенью встречается граница раздела сред, например, оргстекло-воздух, то необходимо учитывать преломление лучей и соответствующее изменение углов обзора мишени камерами в оргстекле (рис. 2.11, в).

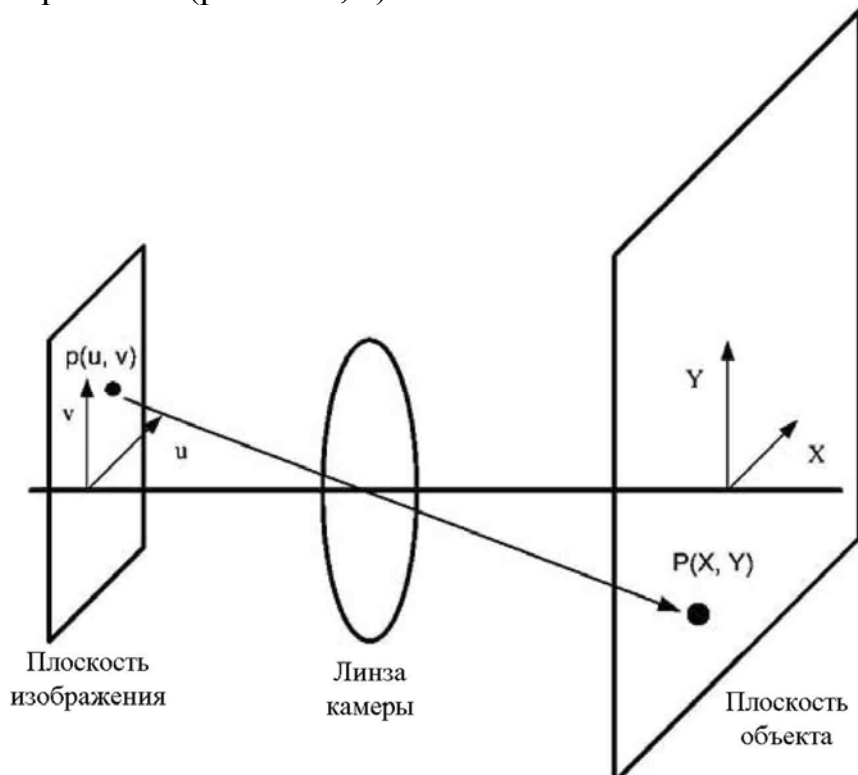


Рис. 2.10. Схема калибровки камеры (Zao, 2008) [145]

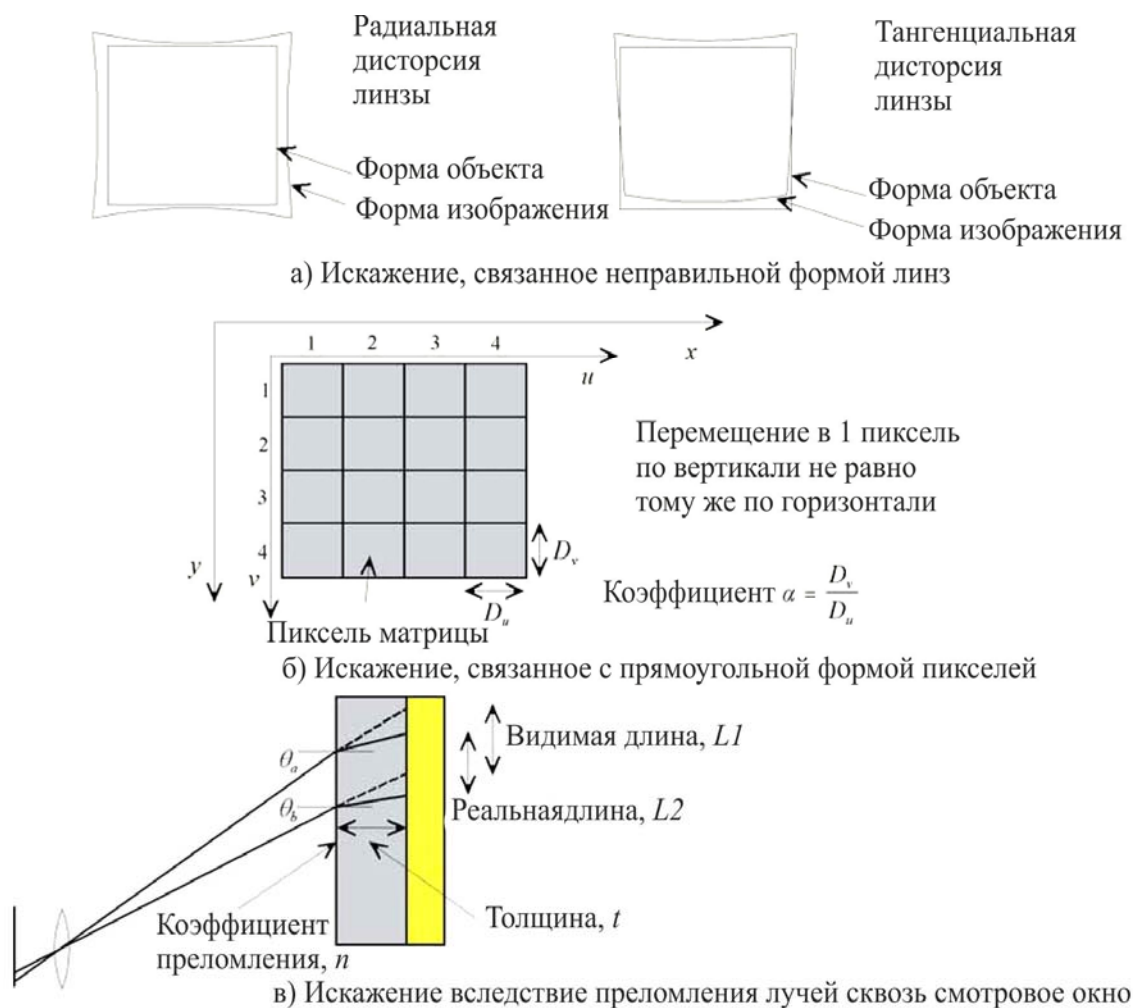


Рис. 2.11. Искажение изображений

Для калибровки в первом приближении можно использовать линейную зависимость. В большинстве предыдущих геотехнических исследований масштабный коэффициент принимался постоянным. В реальности координаты связаны постоянно меняющимся коэффициентом масштабирования из-за некомпланарности плоскости объекта и матрицы фотокамеры, близкого фокусного расстояния, кривизны линз, преломления лучей стеклом и т.п. При точности измерения перемещений 0,1% и выше для PIV это необходимо учитывать. Нивелировать последствия искажения изображения можно, используя полиномиальную матрицу перевода координат (реализовано в большинстве программ, например, в GeoPIV [137], MatPIV [129], Actual Flow [43], PIVview [110] и др.).

Для учета искажений изображения при калибровке применяются калибровочные мишени (рис. 2.12), представляющие собой набор маркеров, расположенных в узлах прямоугольной координатной сетки.

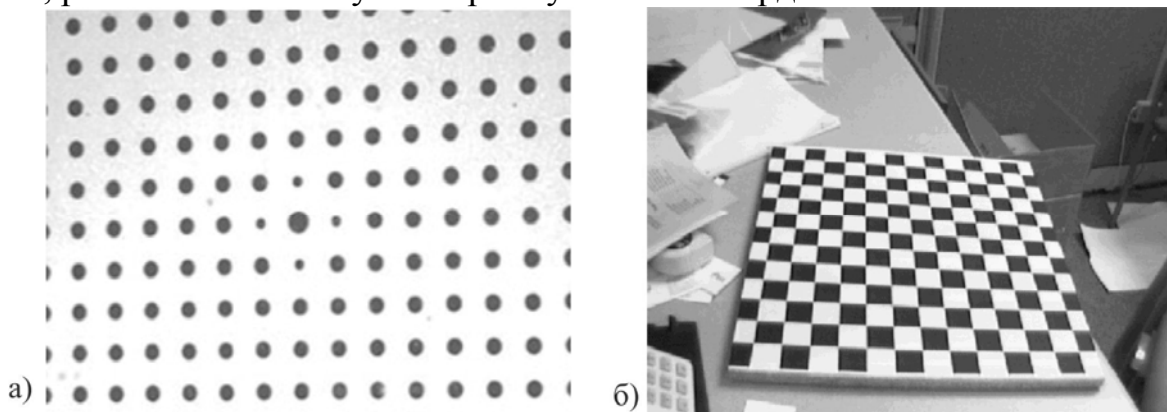


Рис. 2.12. Примеры калибровочных мишеней

В отличие от линейной модели калибровки, полиномиальные модели могут более точно отображать модель при наличии нелинейных искажений оптической системы в процессе регистрации изображений. Однако полиномиальные модели более чувствительны к отклонению параметров оптической конфигурации, поэтому в некоторых случаях получить точную калибровку с использованием этих моделей не удастся - увеличивается случайный шум, не связанный с физической моделью проецирования на плоскость изображения, который варьируется от снимка к снимку. Поэтому полиномиальные модели следует использовать там, где ошибка, связанная с дисторсией оптической системы, много больше случайной погрешности [141].

В 2008 году Zhao H. и Ge L. [145] предложили более точный алгоритм калибровки камеры с применением нейронной сети для анализа изображений при измерении деформаций в грунтах (рис. 2.13).

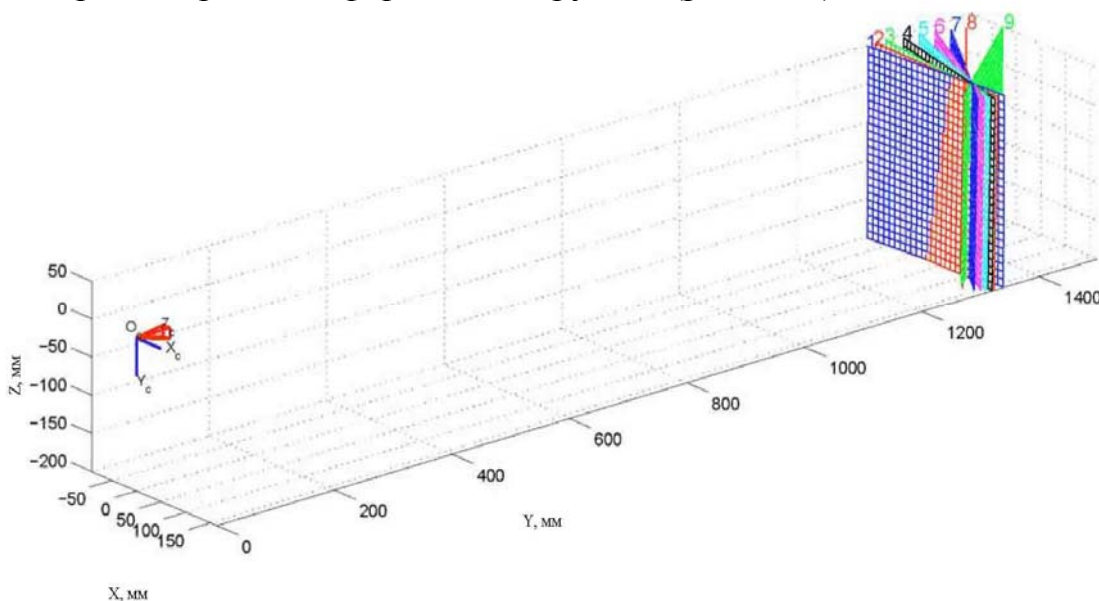


Рис. 2.13. Схема калибровки с применением нейронной сети [145]

Результаты измерений, приведенные в табл. 2.1, указывают на увеличение точности измерений от 2 до 277 раз в сравнении со стандартными линейными и полиномиальными методами калибровки.

Т а б л и ц а 2 . 1

Сравнение точности методов калибровки

| № плоскости | Угол θ (°) | Линейная модель | | Полигональная модель второго порядка | | Модель нейронной сети | |
|-------------|-------------------|-----------------|----------------------------|--------------------------------------|----------------------------|-----------------------|----------------------------|
| | | мм | доля видимого пространства | мм | доля видимого пространства | мм | доля видимого пространства |
| 1 | 7,62 | 0,672 | 1/215 | 0,030 | 1/4833 | 0,014 | 1/11071 |
| 2 | 13,61 | 1,499 | 1/97 | 0,044 | 1/3295 | 0,025 | 1/5800 |
| 3 | 17,97 | 1,932 | 1/75 | 0,057 | 1/2544 | 0,016 | 1/9063 |
| 4 | 25,60 | 1,932 | 1/75 | 0,095 | 1/1526 | 0,039 | 1/3718 |
| 5 | 30,87 | 3,348 | 1/43 | 0,130 | 1/1115 | 0,038 | 1/3816 |
| 6 | 36,49 | 3,944 | 1/37 | 0,199 | 1/729 | 0,014 | 1/10357 |
| 7 | 39,43 | 4,427 | 1/33 | 0,202 | 1/718 | 0,016 | 1/9063 |
| 8 | 50,66 | 4,482 | 1/32 | 0,274 | 1/529 | 0,056 | 1/2589 |
| 9 | 53,93 | 4,722 | 1/31 | 0,303 | 1/497 | 0,062 | 1/2339 |

2.7.3. Погрешность метода

На погрешность метода оказывают влияние несколько факторов. Во-первых, это погрешности, связанные с проведением эксперимента, во-вторых, это погрешности вычислений. В общем случае ошибку измерения ε_{tot} можно представить как сумму систематической ошибки ε_{bias} и случайной ошибки ε_{rms} :

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{bias} + \varepsilon_{rms}. \quad (2.2)$$

Основной вклад в погрешность PIV измерений вносит точность измерения перемещений частиц. На точность помимо перечисленных выше искажений в виде дисторсии, погрешностей при вычислении влияют также следующие факторы [120].

Локальный градиент векторов перемещений. В случае значительного градиента частицы внутри одной элементарной области делают разные перемещения. На корреляционной функции возникают несколько пиков, соответствующих разным перемещениям частиц.

Абсолютная величина смещения. Вклад данной величины в погрешность измерений тем меньше, чем меньше ее значение. При использовании итерационных методов смещения малы (компенсируются смещением расчетных областей) и погрешность расчета уменьшается по сравнению со стандартными методами.

Фоновые шумы изображения. Шумы до 10 % по интенсивности незначительно увеличивают погрешность при условии достаточного для регистрации сдвига частиц (более 0,2 пикселя).

Размер частиц на изображении. Размер образа должен обеспечивать, с одной стороны, возможность качественной межпиксельной интерполяции (более 1 пикселя), а с другой – высокую степень локальности.

Точность измерений и систематическая ошибка может быть оценена несколькими способами.

Один из них – это использование реальных PIV измерений, сделанных на физическом объекте с известными распределениями перемещений. Понятно, что такой способ дает наиболее реальную оценку точности измерений. При этом, однако, он не позволяет исследовать полностью вклад в погрешность таких параметров, как диаметр частиц или уровень шума на изображении. Оценка точности измерений выполняется в этом случае с использованием устройства (рис. 2.14), включающего в себя контейнер с песком, который передвигается по специальным направляющим. Это позволяет гладко перемещать контейнер при помощи микрометра.

Контейнер движется малыми заданными шагами, например, 0,001 мм; в результате с помощью PIV анализируются последовательные фотографии, и оцениваются полученные векторы смещений частиц. Поскольку грунт, находящийся в контейнере перемещается как единое целое, векторы должны быть идентичны. Есть возможность оценить точность при различном расстоянии до объекта, освещенности, угле поворота и др. White [138] выполнил серию тестов для установления точности метода PIV при наблюдении процесса движения песка, глины и целевых маркеров. Выяснилось, что точность сильно зависит от размеров расчетной области, и слабо зависит от текстуры объекта; разрядность цифрового представления изображения более 8 бит уже практически не влияет на точность. White [138] была продемонстрирована точность 1/18000 поля зрения камеры. Теоретическая точность может быть даже выше (до 1/70000), и зависит от размера расчетных областей PIV. Для более удобного представления о точности, выразим её в мм: для этого предположим, что в поле зрения камеры попадает исследуемая зона 1x1 м. Тогда точность 1/18000 будет соответствовать 0,056 мм. В том случае, если мы приблизим камеру к объекту, и исследуемая зона уменьшится до 0,5 x 0,5 м, точность увеличится вдвое. Дело в том, что алгоритм метода работает с пикселями изображения, а не с реальными объектами. Точность, выражаясь через пиксели или через долю от поля зрения камеры, дает более универсальное и удобное для сравнения с другими опытами значение.

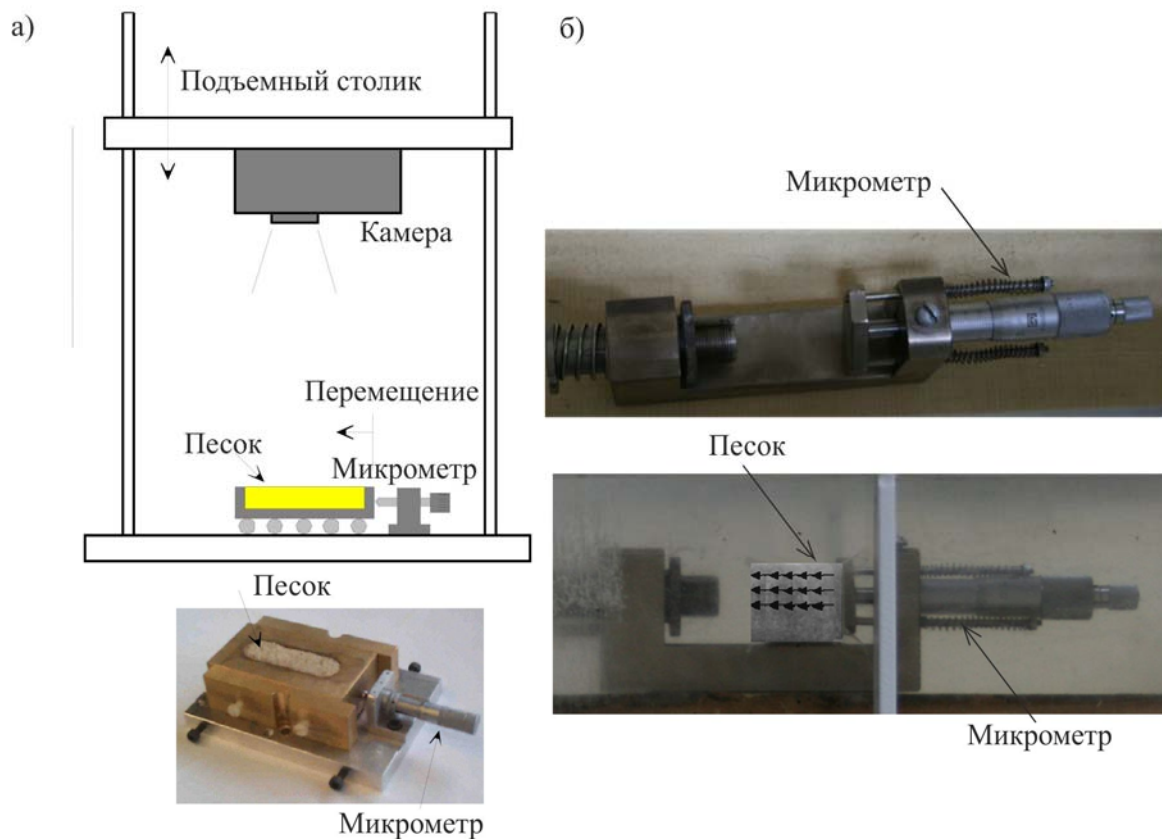


Рис. 2.14. Примеры устройств для экспериментального определения точности измерений:
а – [138]; б – [22]

Другой способ оценки погрешности измерений – применение алгоритмов обработки к искусственным изображениям, сгенерированные методом Монте-Карло [84, 85]. В прямоугольной области пространства, моделирующей световой «нож» создается случайное распределение частиц. После дискретизации и оцифровки изображений выполняется обработка данных при помощи метода PIV и сравнение результатов с известным распределением перемещений, что позволяет оценить погрешность измерений. Изменяя параметры тестовых изображений, можно определить их вклад в погрешность по отдельности (рис. 2.15).

Расчетная область должна содержать достаточную текстуру для получения острого корреляционного пика. Равномерно распределенная текстура как у песка позволяет обойтись меньшей расчетной областью в сравнении с анализом отображений для жидкостей и газов.

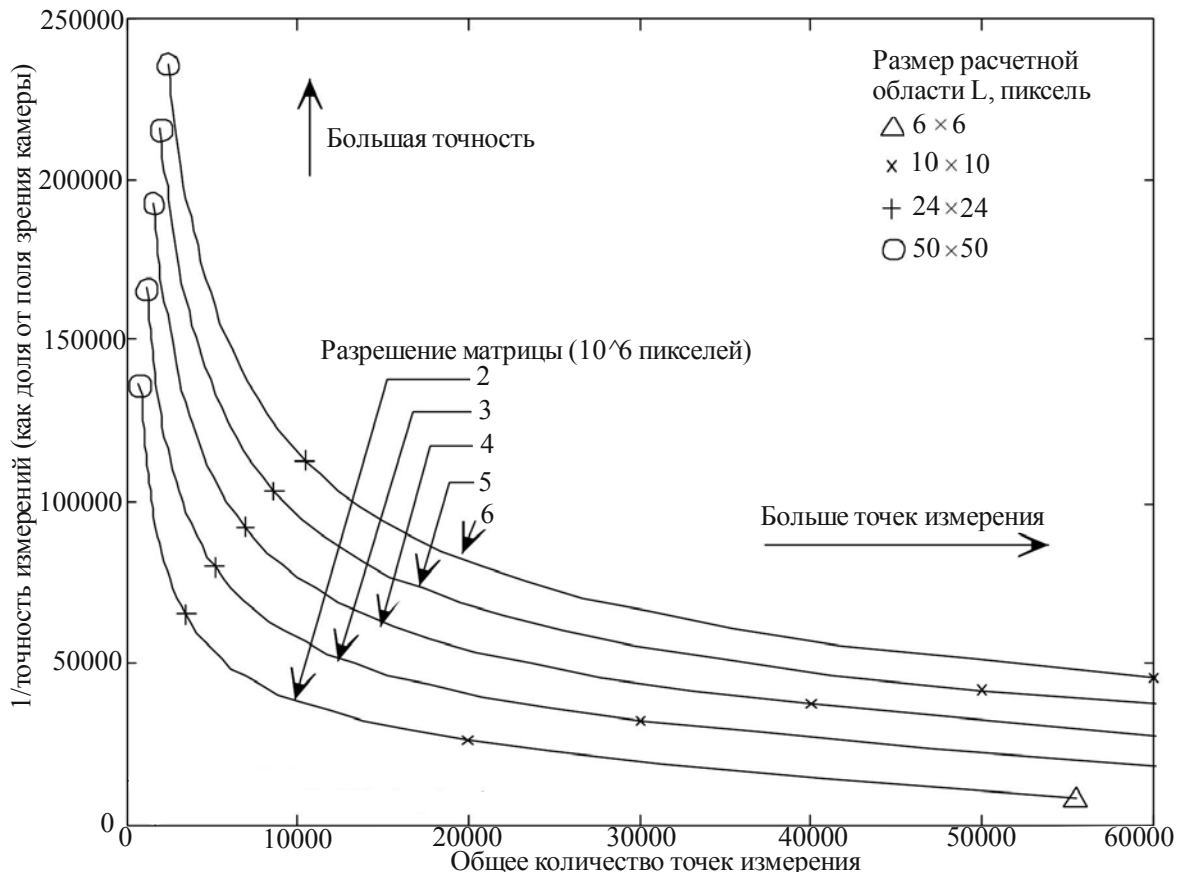


Рис 2.15. Зависимости между размером расчетной области и точностью измерений [138]

Естественный песок имеет собственную текстуру из частиц различной формы, яркости, теней на гранях и между частицами при освещении. На другие материалы (глина, бетон, дерево и др.) часто необходимо нанести дополнительную искусственную текстуру, например, добавить на снимаемую глинистую поверхность обычного песка. Следует заметить, что оптимальный размер частиц на изображении должен быть порядка 1.5 ÷ 2.5 пикселя [126]. Этого можно добиться, варьируя размеры поля зрения камеры – отдалять, приближать камеру. Другой способ заключается в изменении гранулометрического состава песка.

Выдержка фотокамеры должна выбираться таким образом, чтобы как можно более полно использовать диапазон возможных значений яркости изображения. Например, если мы регистрируем изображения частиц, максимальная яркость которых соответствует половине возможного диапазона, это означает что выдержку можно увеличить. При этом не следует допускать пересвечивания изображений частиц, так как это влияет на точность расчета поля перемещений. Пересвеченное изображение частицы имеет «полочку» из максимально светлых значений в центре, где должен находиться пик.

Метод цифровой обработки образов (PIV) хорошо зарекомендовал себя как безопасный, дешевый, информативный и относительно простой в

использовании среди других бесконтактных методов измерений перемещений. При этом он демонстрирует хорошую точность до $1/70000$ поля зрения камеры (до $0,014$ мм при поле зрения 1×1 м).

В заключение следует отметить, что в строительной отрасли метод PIV начал применяться недавно, а в нашей стране он представляется практически не изученным. Большие возможности и перспективы метода цифровой обработки образов должны в ближайшее время подтолкнуть и отечественных исследователей к активному его освоению.

2.7.4. Примеры практического применения метода цифровой обработки образов

Rechenmacher [113] применил цифровую корреляцию изображений (DIC) для оценки локальных перемещений на поверхности песчаных образцов в двухосных и трехосных испытаниях на сжатие. Опыты для дилатирующих песков показали, что полоса сдвига не образовывалась мгновенно, изначально появлялась у свободных краев образца, а для её инициации требовалось конечное значение сдвига двух сопряженных поверхностей, около $0,25$ мм. На рис. 2.16, а показаны скорректированные перемещения, показывающие относительные перемещения двух частей образца. Однако на рис. 2.16, б при анализе «истинных» перемещений вдоль полосы сдвига периодически наблюдаются «ячейки» с малыми перемещениями. Рис. 2.16, в отражает величину перемещений в горизонтальном направлении.

Градиент деформаций сдвига в направлении вдоль полосы сдвига оказался нелинейным и показал явную периодичность (рис. 2.16). Такая периодичность в поле смещения для песков [106] была приписана образованию и последующему разрушению «столбцов» мелких частиц вдоль полосы сдвига. Периодичность также наблюдалась в моделировании зернистых материалов (например, Williams и Rege [142]) и возможно связана с колебаниями жесткости, связанными с неоднородностью [59].

Rechenmacher [114] в опытах с плотным песком в устройстве трехосного сжатия выявил следующее: временные полосы сдвига не оказывают значительного влияния на механизм деформации; объемные деформации вдоль сдвиговой полосы могут значительно меняться, но при достижении критического состояния эти изменения становятся незначительными, объемная деформация однородной.

Puppala A.J., Katha V., Hoyos L.R. [111] с помощью цифровой техники определили и проанализировали объемные усадочные деформации. Бесконтактный метод при сравнении со стандартным показал большую точность, позволив измерить даже незначительные усадочные трещины.

Kongsomboon T. и др. [91] были проведены эксперименты на центрифуге при ускорениях до $100 g$. Моделировалась одна из технологий по

выемки грунта (каолиновая глина) экскаватором. Метод цифровой обработки образов позволил изучить механизмы устойчивости стенок котлована.

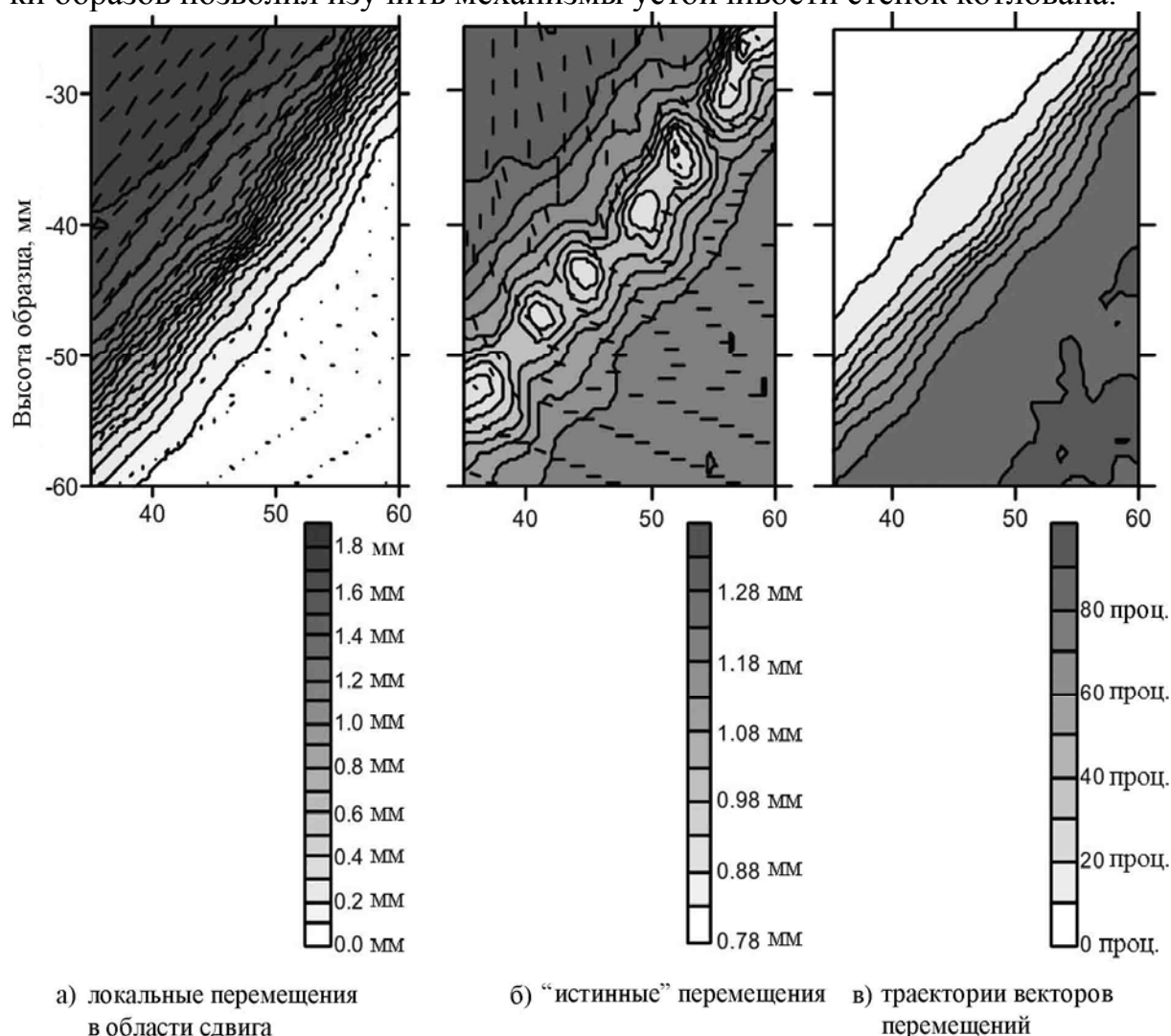


Рис. 2.16. Перемещения в области устойчивой сдвиговой полосы при двухосных испытаниях песка средней плотности [113]

White D.J. и др. [140] дали на основе накопленных опытных данных оценку практическим пределам применимости стандартных методов PIV/DIC в геотехнических исследованиях. Были даны рекомендации по методике проведения экспериментов.

Stanier S.A. [128] применил прозрачный искусственный грунт – соединение гидратированного аморфного кварца и минерального масла с подобранной степенью преломления. Грунт содержал трассеры, подсвечиваемые лазером. В прозрачном лотке моделировалось погружение в основание лопасти, затем её вращение. Метод цифровой корреляции изображений (DIC) с использованием программы GeoPIV [137] показал хорошие результаты и перспективы использования данных методик (как DIC так и синтетического грунта) в более сложных геотехнических исследованиях. Среди анализов полученных результатов также было

проанализировано влияние входных параметров, таких как экспозиция, качество текстуры, величина деформаций между изображениями, на качество результатов, вычисленных GeoPIV.

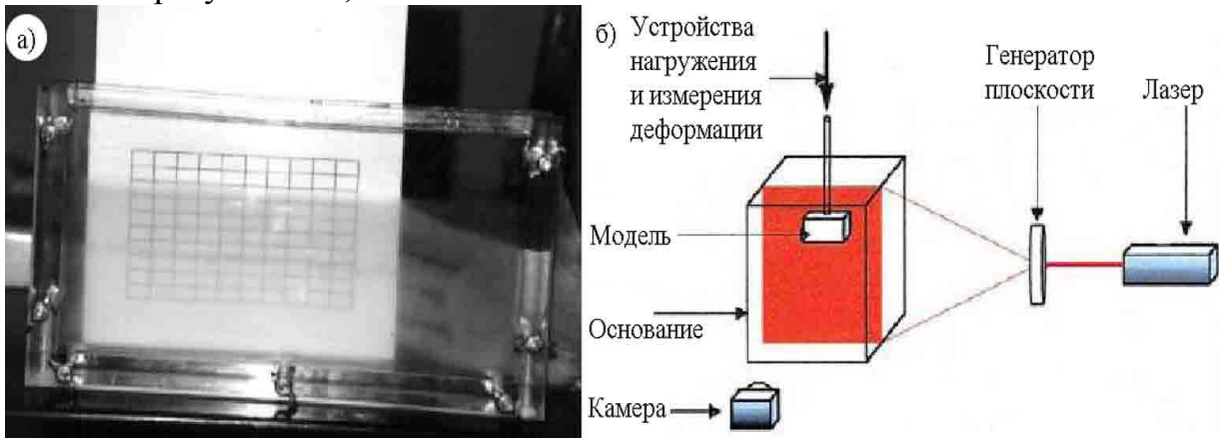


Рис. 2.17. Лоток с прозрачным синтетическим грунтом (а) и схема испытательного стенда (б)

Shannon V., Gallage C., Kodikara J. [123] было смоделировано набухание грунта (применялся бентонит) во время инфильтрации воды. Анализ PIV помог определить степень набухания и её локализацию в пределах всего лотка.

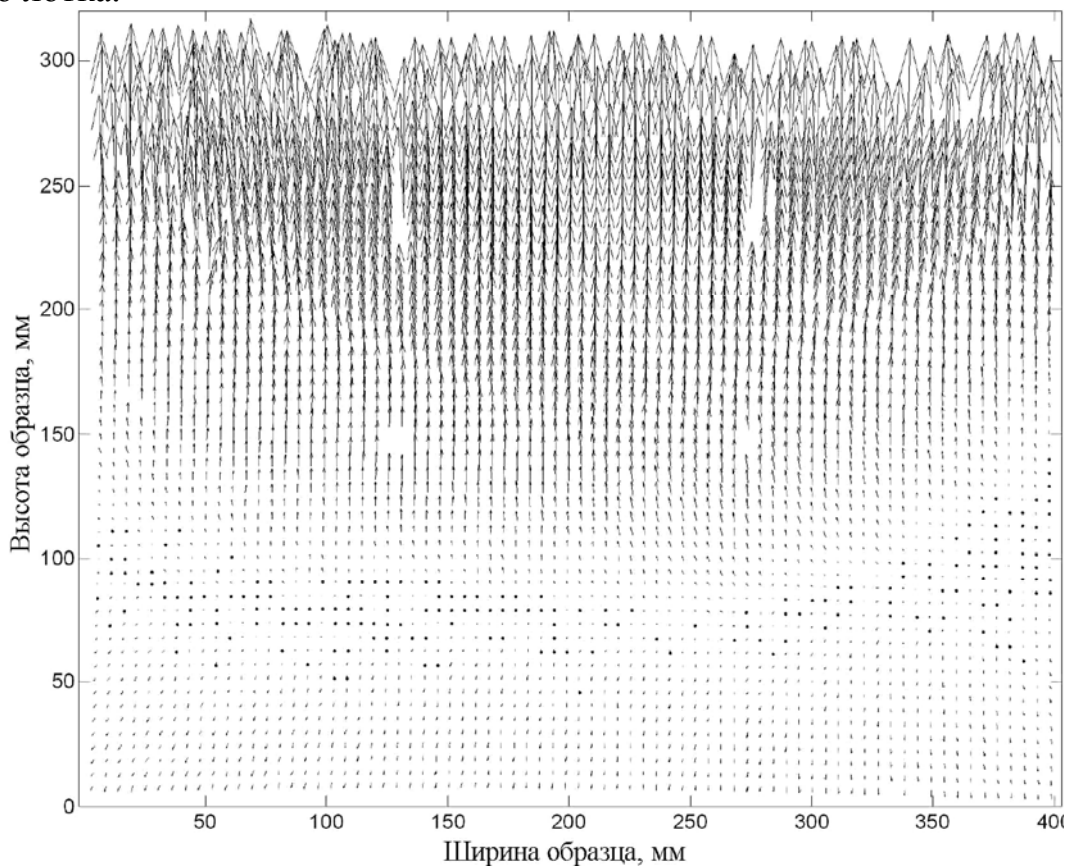


Рис. 2.18. Векторы, показывающие перемещения основания при набухании

Boylan N., Long M. [59] в своей работе предлагают проект нового аппарата прямого простого сдвига (DSS) для испытаний торфяных грунтов при низких значениях напряжений. Устройство использует методику цифровой обработки образов (PIV), чтобы контролировать деформации с боковой стороны торфяного образца, и позволяет понять его поведение во время сдвига: отображает деформации сдвига и объема, а также частичный срез образца.

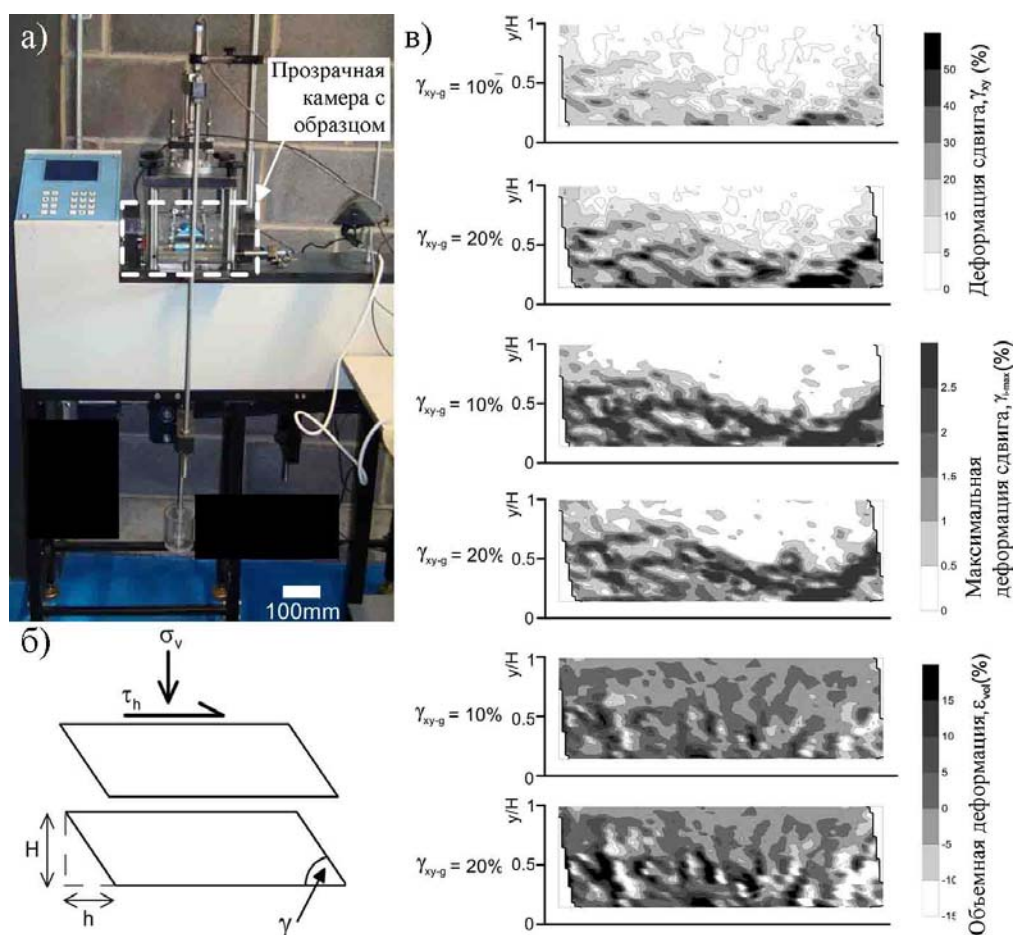


Рис. 2.19. Общий вид прибора прямого сдвига с прозрачной стенкой (а), схемы нагружения и измерения деформаций (б), результаты эксперимента (в)

Tsakiri M. и др. [132] показали возможности применения цифровых методов обработки изображений в испытаниях и строительных конструкциях. Так они исследовали работу деревянной балки при изгибе по МКЭ с учетом анизотропии и сравнили результаты с полученными опытными данными. Проведённый анализ МКЭ показал хорошую сходимость в пределах точности измерений методом PIV.

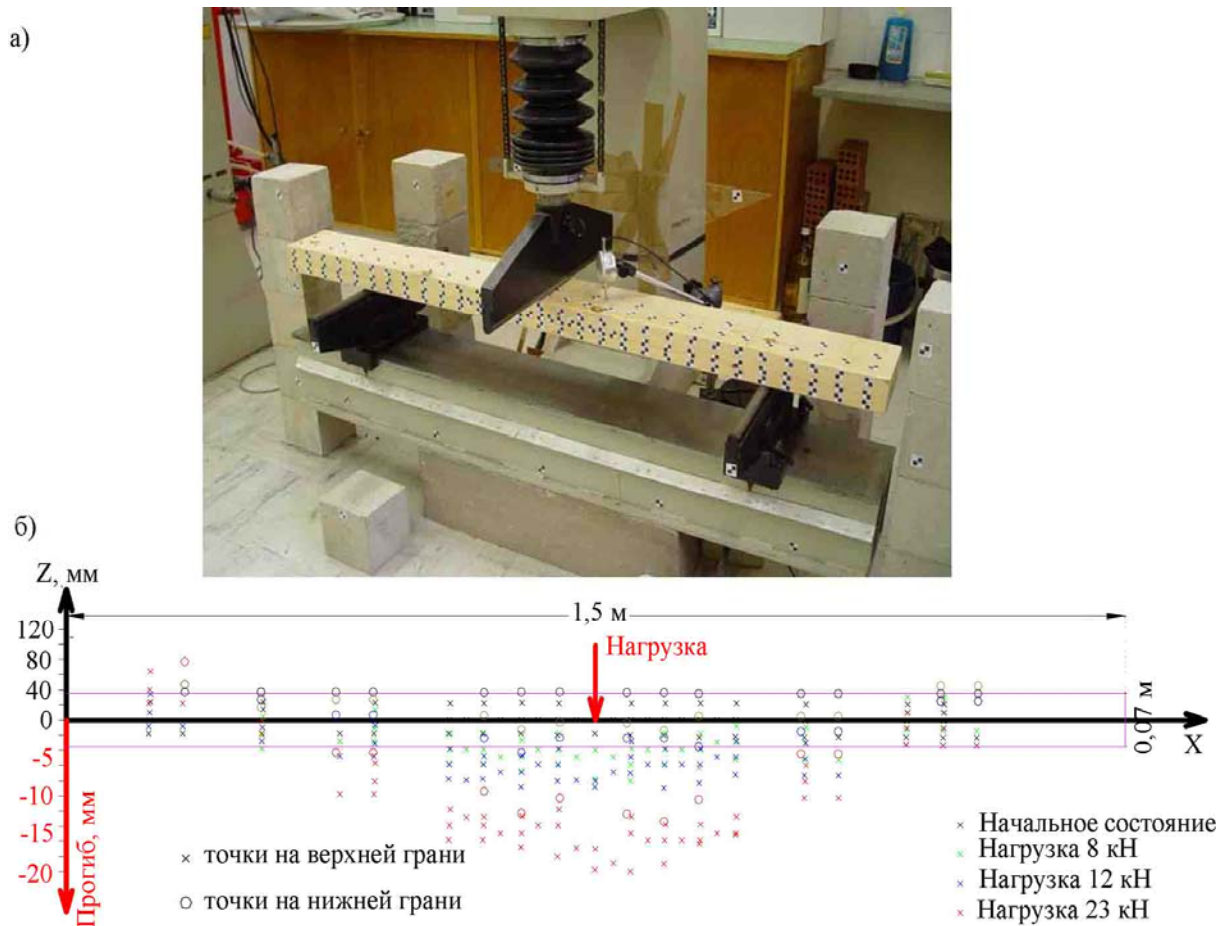


Рис. 2.20. Испытание на изгиб деревянной балки:
 а – нагружение балки домкратом; б – результаты измерения её прогибов в различных точках методом PIV [132]

Barazzetti L., Scaioni M. [52] представили разработку и применение трех основанных на анализе изображений методов, используемых для испытания строительных материалов. В ходе сравнения этих инструментов со стандартными датчиками перемещений LVDT был продемонстрирован ряд преимуществ при неплохой точности 0,01 мм: как измерение перемещений большего числа точек, так и возможности двухмерного и трёхмерного анализа.

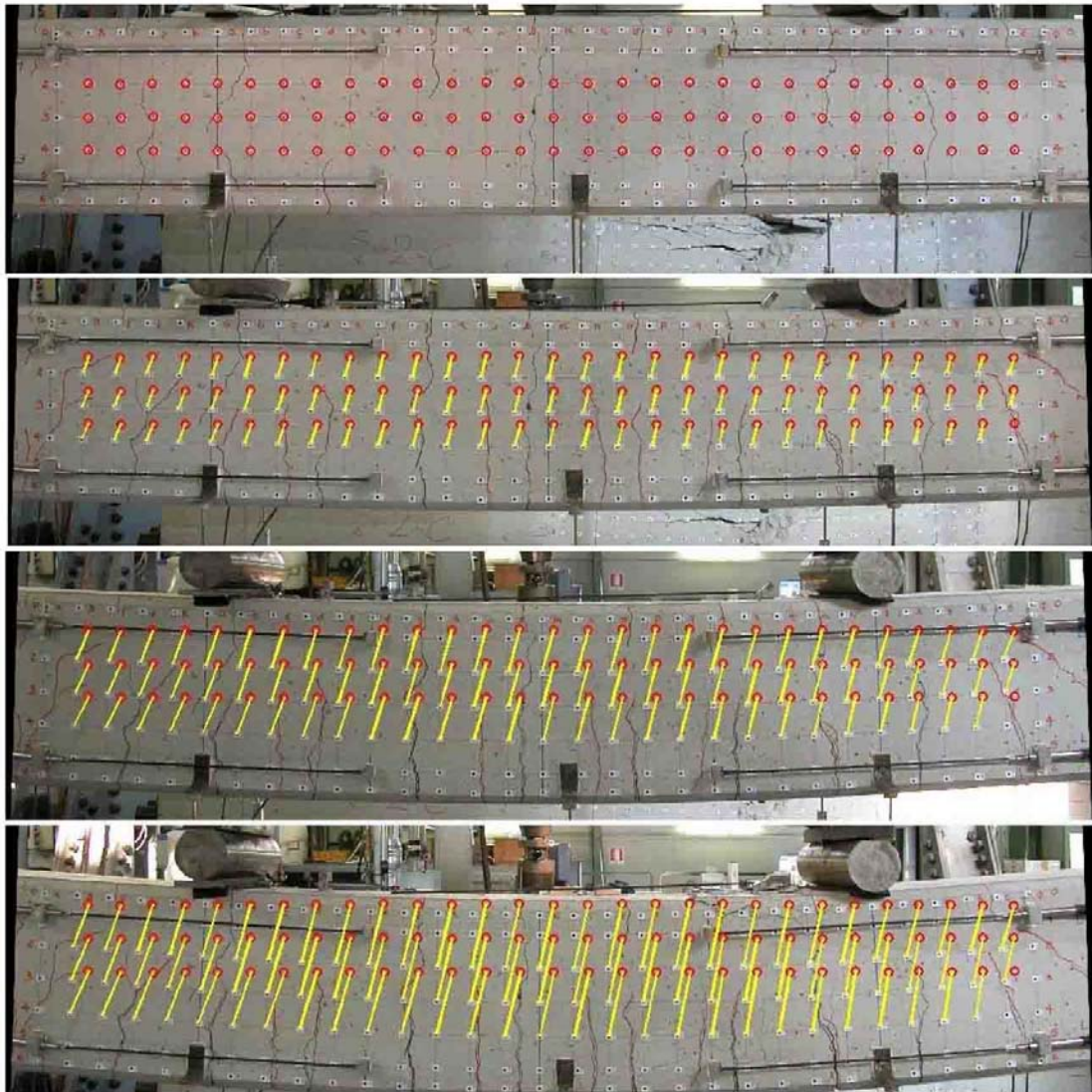


Рис. 2.21. Испытание железобетонной балки на изгиб [52]

Aghlara R. [46] были испытаны на растяжение 11 железобетонных образцов с целью получения данных о характере взаимодействия арматуры с бетоном и распределении напряжений. Корреляционный анализ с применением датчиков LVDT показал сходимость перемещений 93-97%. Даны ценные рекомендации касательно методики проведения экспериментов с бетоном и железобетоном с применением методов цифровой обработки образов.

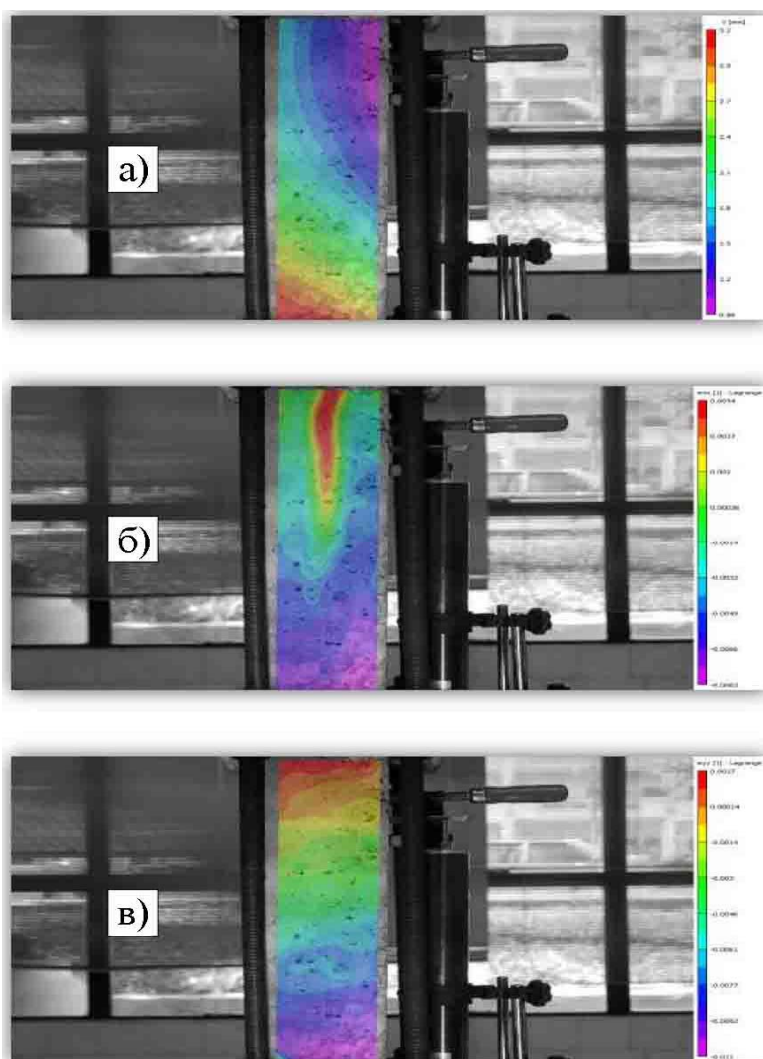


Рис. 2.22. Распределение деформаций в железобетонном образце при растяжении:
 а – перемещения в вертикальном направлении, мм; б – объемные деформации в горизонтальном направлении; в – объемные деформации в вертикальном направлении [46]

Dutton M.G., Hoult N. A., Take W. A. [69] испытали на сжатие 4 бетонных цилиндра с применением двух цифровых камер высокого разрешения. Два цилиндра были окрашены распылителем для создания искусственной текстуры, что дало более точные результаты. Метод позволил с высокой точностью определить модуль упругости бетона, построить поля продольных и поперечных перемещений.

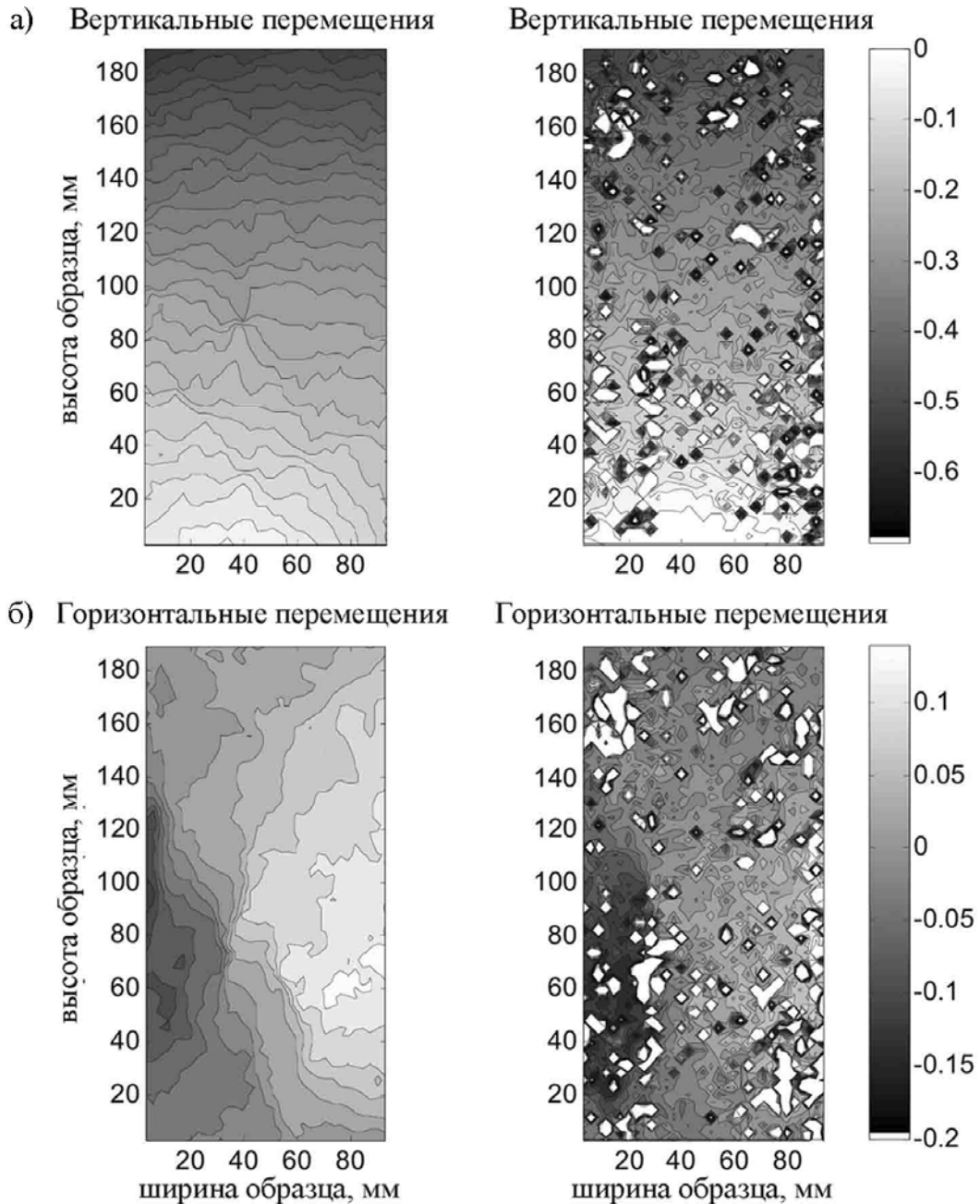


Рис. 2.23. Изолинии, полученные при испытаниях бетонных цилиндров: текстурированных (а) и без покрытия (б) [69]

D.J. White и др. в своей работе [139] описали новый метод контроля осадки склонов без традиционных недостатков и затрат, связанных с физической съемкой. Чтобы провести точные измерения осадки методом PIV обрабатываются изображения, полученные со специально установленной камеры (рис. 2.24). Полученные данные показывают точность, сопоставимую со стандартными методами геодезической съемки. У метода есть большой потенциал, для того чтобы предложить метод точного автоматизированного дистанционного мониторинга осадки склонов и других объектов.

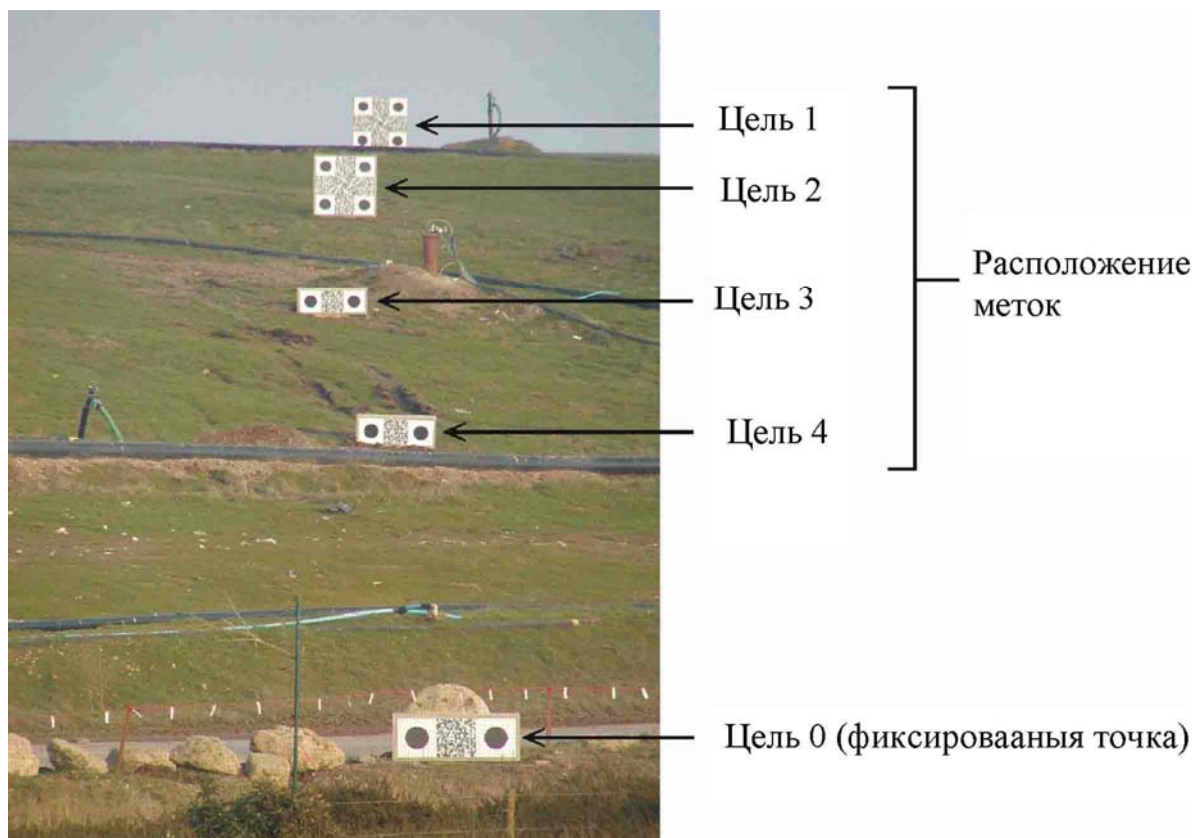


Рис. 2.24. Изображение с камеры, установленной для мониторинга

Выбор метода для применения в собственных исследованиях был остановлен на эффективном методе компьютерной обработки образов (Particle Image Velocimetry – PIV), так как он обеспечивает достаточную точность измерений, является безопасным (без рентгена), менее трудоемок, чем метод фотограмметрии, и позволяет определять величину перемещений, сдвиговых и объемных деформаций.

Выводы по разделу 2

1. Метод фотофиксации траекторий движения частиц грунта эффективен в целях определения линий скольжения, а для фотофиксации упруго ядра под штампом прекрасно подошел метод с фотоаппаратом, движущимся вместе со штампом.

2. Метод цветных полосок позволяет увидеть поверхности сдвига, по которым произошло оседание и выпирание грунта, форму упругого ядра под подошвой фундамента, есть возможность определить, в отличие от метода фотофиксации траекторий частиц, также и количественные характеристики деформаций. Нанесение на деформируемую поверхность маркеров, фона в виде шахматной доски и т.п. позволяет определять величину перемещений, сдвиговых и объемных деформаций.

3. Метод муаровых полос является эффективным экспериментальным оптическим методом для исследования деформированного состояния. В основе этих методов лежит муаровый эффект, возникающий при совмещении двух или нескольких растров близкой структуры. Позволяет определять качественные и количественные характеристики деформаций.

4. Современный метод компьютерной томографии возможность исследовать с высокой точностью внутреннюю структуру грунта и локализацию деформаций.

5. Метод компьютерной обработки образов для нахождения перемещений частиц грунта в модельных испытаниях является безопасным (без рентгена) бесконтактным методом, менее трудоемок, чем метод фотограмметрии. Позволяет определять величину перемещений, сдвиговых и объемных деформаций всегда, когда есть возможность использовать фотокамеру для съемки деформируемых поверхностей. Точность метода до $1/70000$ угла обзора камеры. Метод может быть применен при решении исследовательских задач в области геотехники, а также при измерении деформаций строительных конструкций.

3. ИСПЫТАНИЯ ЕСТЕСТВЕННОГО И АРМИРОВАННОГО ГРУНТА И ГЕОСИНТЕТИКИ

3.1. Испытание геосетки

В описанных ниже опытах применялась геосетка с размерами ячеек 8×8 мм, толщина стенки ячейки 1,5 мм (рис. 3.1).

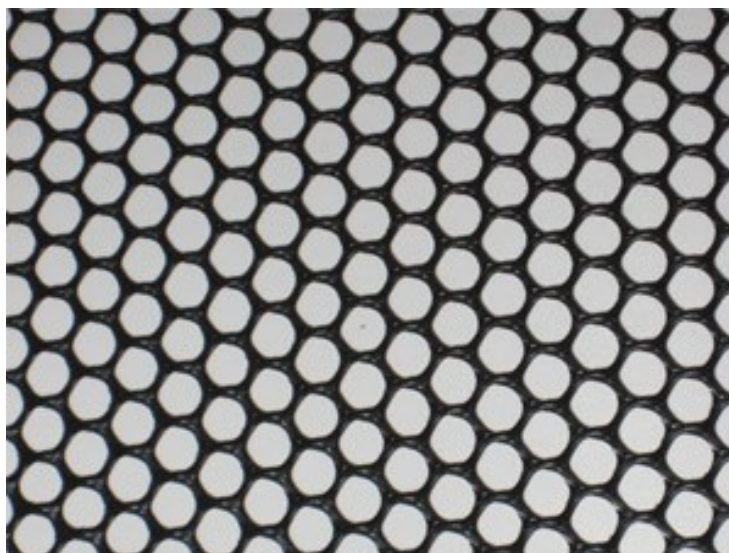


Рис. 3.1. Внешний вид применявшейся геосетки

Проводились лабораторные испытания геосетки на растяжение с целью:

- определение прочности материала при растяжении;
- определение относительного удлинения при разрыве материала.

Сущность методики заключается в испытании образцов геосинтетических материалов на растяжение и определении максимальной прочности и удлинения при разрыве.

Разрывная машина, обеспечивающие постоянную скорость растяжения, с относительной погрешностью показаний разрывной нагрузки не более $\pm 1,0\%$ от измеряемой величины, абсолютной погрешностью показаний удлинения не более $\pm 1,0\%$. Машина должна включать два зажима для закрепления образца и механизм для растяжения образца с соответствующей скоростью. Требования к машинам для испытаний в соответствии с ГОСТ 28840-90 [13]. В качестве зажимов используются зажимы тисочного типа. Зажимы разрывной машины должны обеспечивать надежное закрепление образцов и не должны вызывать разрушений образцов в месте закрепления. Губки зажимов должны удерживать образцы без скольжения и повреждений.

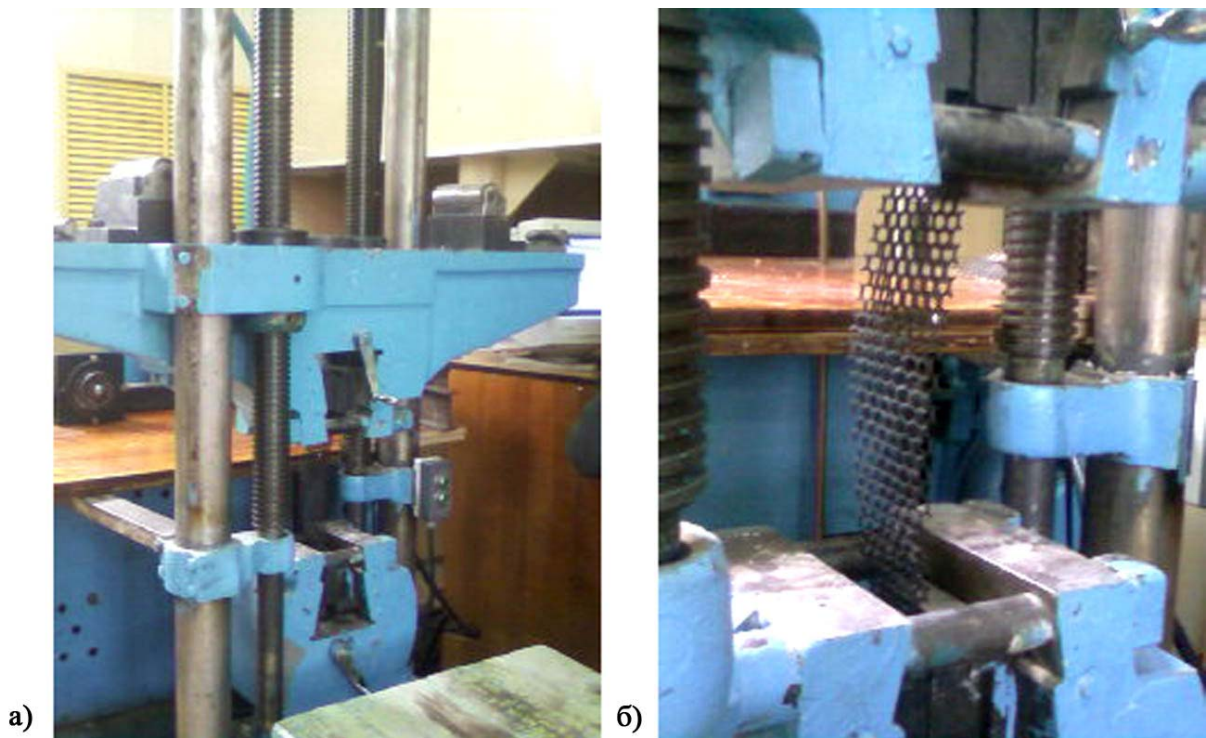


Рис. 3.2. Испытание геосетки на растяжение:
 а – общий вид устройства, б – образец геосетки в зажимах

Скорость перемещения зажима при испытании на растяжение принята 100 мм/мин согласно ОДМ 218.5.006-2010 [30].

Прочность при растяжении, т.е. нагрузка на единицу ширины, рассчитывается по формуле

$$\alpha_f = \frac{F_{\max}}{Ш}, \quad (3.1)$$

где F_{\max} – максимальная нагрузка при разрыве образца, Н; Ш – ширина полотна, м.

Вычисления проводят с точностью до 0,01 кН/м с последующим округлением до 0,1 кН/м.

За фактическую величину прочности при растяжении принимают среднеарифметическое значение результатов всех испытаний, вычисляемую по формуле

$$\bar{\alpha}_f = \sum_{i=1}^n \alpha_i / n, \quad (3.2)$$

где α_i – прочность при растяжении при i -м испытании; n – общее количество испытаний.

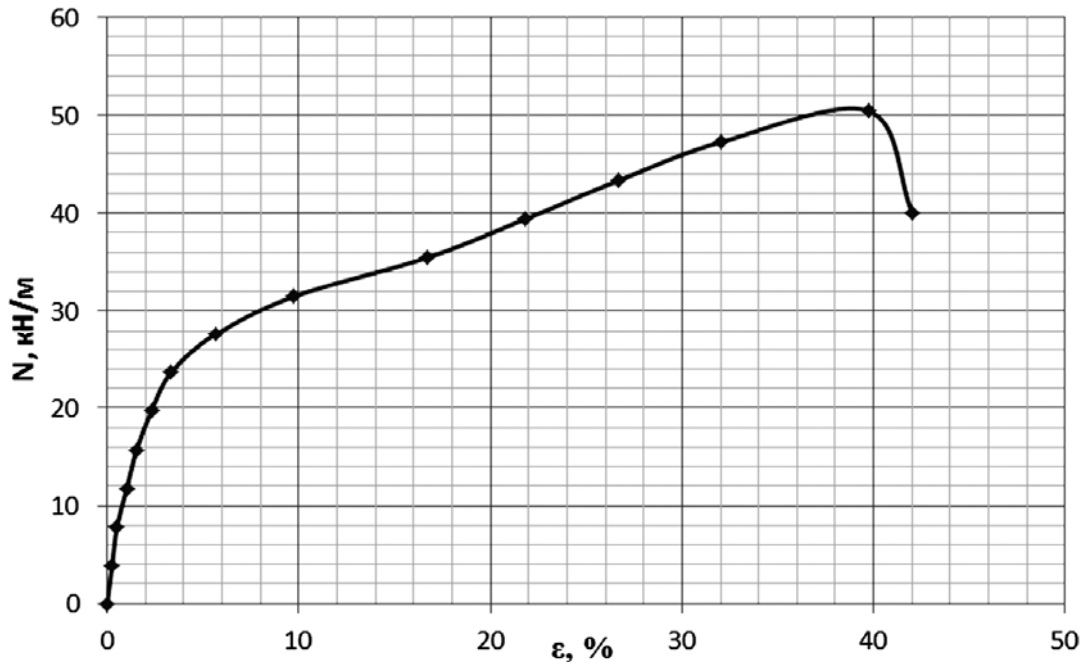


Рис. 3.3. График зависимости относительной продольной деформации сетки ε от величины растягивающей силы N , кН/м

По результатам испытаний геосетки на растяжение были вычислены следующие характеристики.

Прочность при растяжении по формуле (3.1):

$$\alpha_f = \frac{F_{\max}}{\phi} = \frac{5100}{0,1} = 51000 \frac{\text{Н}}{\text{м}} = 51 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Разрывной нагрузке 50 кН/м соответствует относительная деформация 37 %.

Модуль упругости при растяжении при относительной деформации $\varepsilon=0,02$:

$$E = \frac{N}{\varepsilon} = \frac{19000}{0,02} = 950000 \frac{\text{Н}}{\text{м}} = 950 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

3.2. Физические характеристики песка

В опытах использовался песок морской палеогенового возраста кварцевый охристый средней крупности, гранулометрический состав которого приведен в табл. 3.1, а на рис. 3.4 показана кривая однородности его механического состава. Коэффициент неоднородности определен ситовым методом с промывкой водой по ГОСТ 12536-79 [12], в соответствии с которым рассматриваемый песок относится к категории однородного ($C_u < 3$): $C_u = D_{60}/D_{10} = 1,93/1,04 = 1,86$.

Таблица 3.1

Гранулометрический состав песка

| Крупность, мм | Фракции, мм. | | | | | | |
|--|--------------|-------|-------|-------|----------|----------|-------|
| | 5-3 | 3-2 | 2-1 | 1-0,5 | 0,5-0,25 | 0,25-0,1 | < 0,1 |
| Содержание фракций по массе, % | 0 | 36,95 | 60,92 | 1,93 | 0,21 | 0,10 | 1,72 |
| Сумма фракций с частицами меньше данного диаметра, % | 0 | 100 | 63,05 | 2,13 | 1,92 | 1,82 | 1,72 |

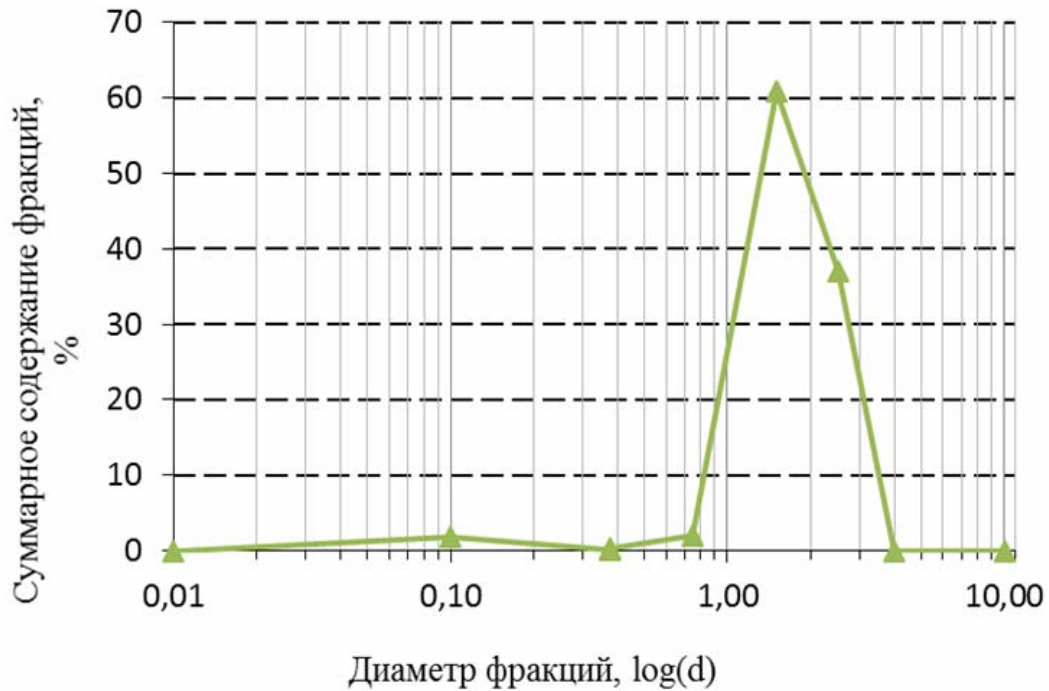


Рис. 3.4. Интегральная кривая гранулометрического состава

Плотность и влажность определялись по ГОСТ [14]. Результаты определений приведены в табл. 3.2. В опытах использовался песок в воздушно-сухом состоянии при влажности окружающего воздуха. Поэтому ее влияние незначительно и не учитывалось при обсуждении результатов.

Таблица 3.2

Физические характеристики песка до испытания

| Влажность W , % | Плотность грунта γ , г/см ³ | Плотность частиц грунта γ_s , г/см ³ |
|--------------------------|--|---|
| Воздушно-сухое состояние | 1,64 | 2,62 |

Исследования проводились при значении плотности сложения образцов песка при коэффициенте пористости $e = 0,602$.

3.3. Определение прочностных и деформационных характеристик естественного и армированного песка

Согласно ГОСТ 12248-2010 [16] прочностные и деформационные характеристики дисперсных грунтов определяются методами компрессионного сжатия, одноплоскостного среза и трехосного сжатия.

3.3.1. Метод одноплоскостного среза

Испытание грунта методом одноплоскостного среза проводят для определения следующих характеристик прочности: сопротивление грунта срезу τ , угла внутреннего трения φ , удельного сцепления c для песков (кроме гравелистых и крупных), глинистых и органо-минеральных грунтов.

Эти характеристики определяют по результатам испытаний образцов грунта в одноплоскостных срезных приборах с фиксированной плоскостью среза путем сдвига одной части образца относительно другой его части касательной нагрузкой при одновременном нагружении образца нагрузкой, нормальной к плоскости среза.

Испытания в рамках данной работы проводились по схеме консолидированно-дренированного среза согласно ГОСТ 12248-2010 [16], для песков и глинистых грунтов независимо от их степени влажности в стабилизированном состоянии.

Образец формировался непосредственно в рабочем кольце срезного прибора. Заданная плотность и пористость достигались отсыпкой песка с постоянной высоты.

По измеренным в процессе испытания значениям касательной и нормальной нагрузок вычисляем касательные и нормальные напряжения τ и σ , МПа, по формулам:

$$\tau = \frac{Q}{A}; \quad (3.3)$$

$$\sigma = \frac{F}{A}, \quad (3.4)$$

где Q и F – соответственно касательная и нормальная силы к плоскости среза, кН; A – площадь среза, см².

Определение τ необходимо проводить не менее чем при трех различных значениях нормального напряжения.

Испытание следует считать законченным, если при приложении очередной ступени срезающей нагрузки произойдет мгновенный срез (срыв) одной части образца по отношению к другой или относительная деформация образца превысит 10 % (в зависимости от того, что наступит раньше).

Угол внутреннего трения φ и удельное сцепление c определяем как параметры линейной зависимости:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (3.5)$$

где τ и σ определяют по формулам (3.1), (3.2).

Угол внутреннего трения φ и удельное сцепление c МПа, вычисляют по формулам:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{n \sum \tau_i \sigma_i - \sum \tau_i \sum \sigma_i}{n \sum (\sigma_i)^2 - (\sum \sigma_i)^2}; \quad (3.6)$$

$$c = \frac{\sum \tau_i \sum \sigma_i^2 - \sum \sigma_i \sum \tau_i \sigma_i}{n \sum (\sigma_i)^2 - (\sum \sigma_i)^2}, \quad (3.7)$$

где τ_i – опытные значения сопротивления срезу, определенные при различных значениях σ_i и относящиеся к одному инженерно-геологическому элементу или отдельному монолиту грунта (при $n \geq 3$); n – число испытаний.

Испытания проводились на сдвиговом приборе (рис. 3.5) производства ООО «НПП Геотек» (www.geotek.ru) в соответствии с ГОСТ 12248-2010 [16] по методу консолидированно-дренированного среза. Площадь кольца 40 см², высота 35 мм. Испытания на срез выполнялись при нормальных вертикальных давлениях 0,1; 0,2; 0,3 МПа. Ступени касательной нагрузки составляют 5 % значения нормальной нагрузки, при которой производят срез.

Испытания проводились по двум схемам. По первой испытывался естественный песок. По второй в качестве армирующего элемента (материала) была использована геосетка с размерами ячеек 8×8 мм, толщина стенки ячейки 1,5 мм (подразд. 3.1). Сетка вводилась горизонтально в камеру сдвигового прибора так, чтобы плоскость среза проходила по контакту грунт-сетка. Испытания проводились с



Рис. 3.5. Устройство одноплоскостного среза (производство ООО «НПП Геотек» <http://www.npp-geotek.ru/>)

целью определения характеристик прочности при сдвиге по поверхности контакта грунт-сетка.

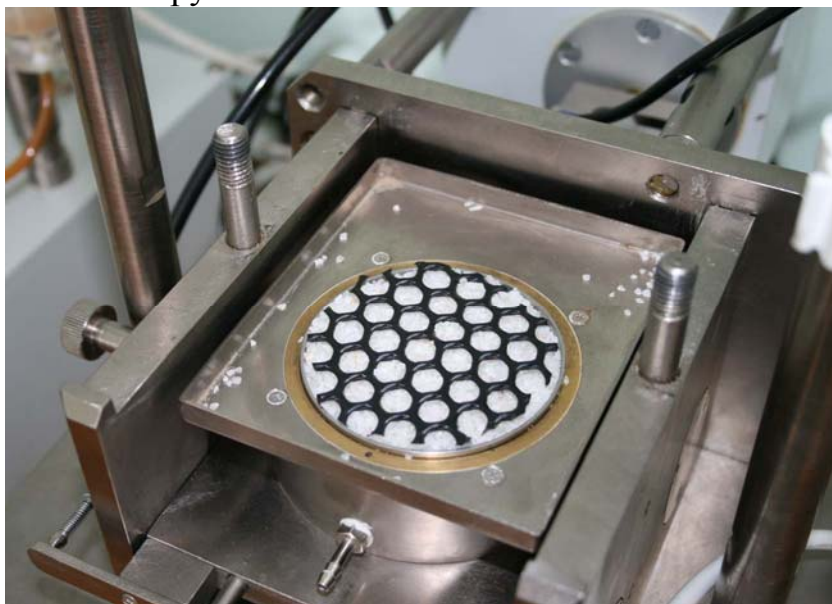


Рис. 3.6. Укладка сетки в сдвиговой прибор

Образцы-близнецы готовились объемным методом: навеска песка высыпается специальную форму, которая устанавливается на нижнем основании камеры трехосного сжатия. Плотность $\rho = 1,62 \text{ г/см}^3$ при высоте падения частиц песка $h=10 \text{ см}$.

На рис. 3.7 и 3.8 показаны результаты испытаний на сдвиговом приборе.

Как видно из опытов угол внутреннего трения увеличился, и появилось сцепление. Это обусловлено зацеплением грунта сеткой и работой её на растяжение. Угол внутреннего трения ϕ увеличился на 14 % (на 5 кПа), сцепление возросло в 24 раза (на 23 кПа).

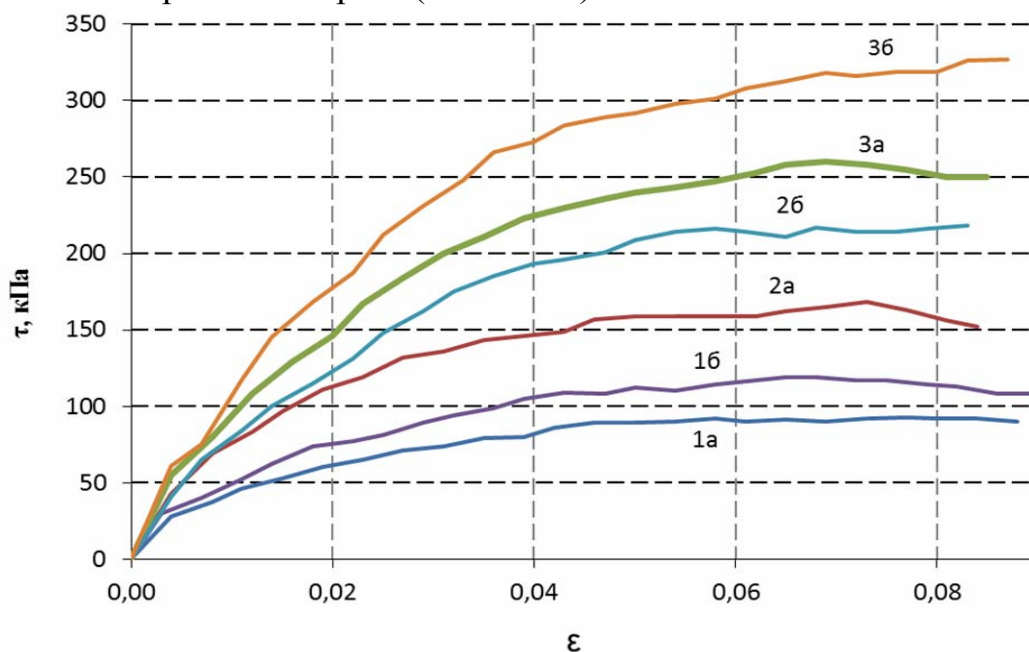


Рис. 3.7. Зависимости относительной деформации среза ϵ от касательного напряжения τ при плоскости среза, проходящей:

а – по грунту; б – по поверхности контакта грунт – геосетка;
1, 2, 3 – значения нормального давления 100, 200, 300 кПа соответственно

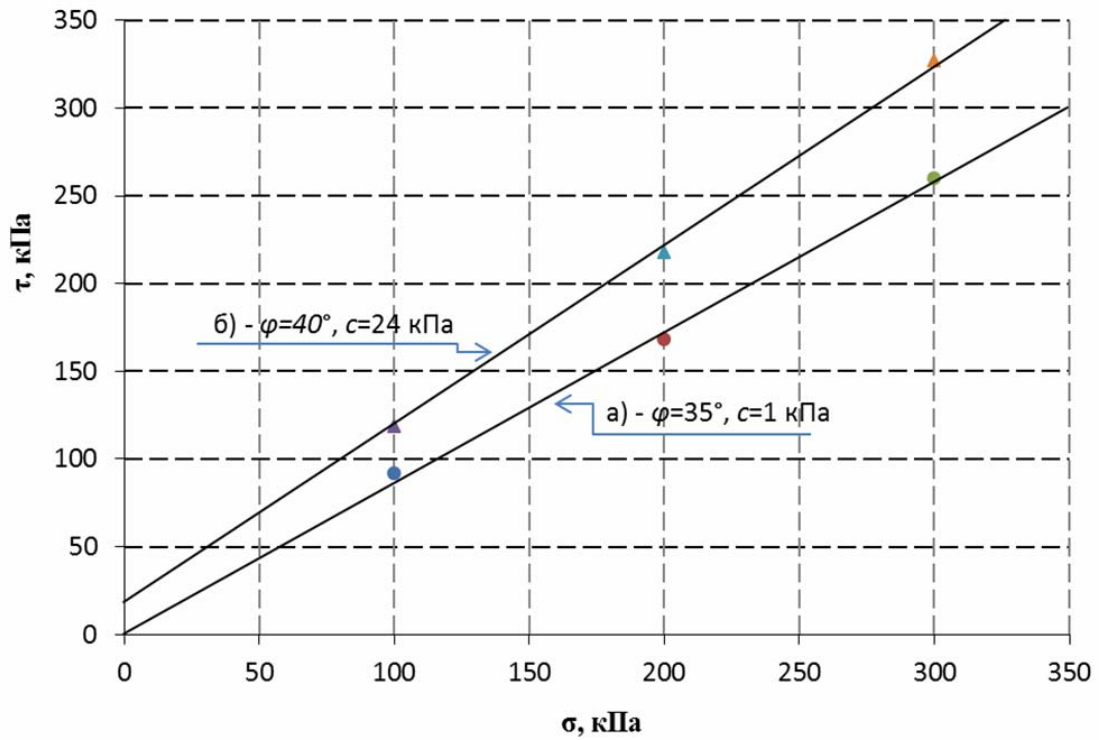


Рис. 3.8. Зависимости максимального значения касательного напряжения τ от величины нормального давления σ при плоскости среза, проходящей: а – по грунту; б – по поверхности контакта грунт – геосетка

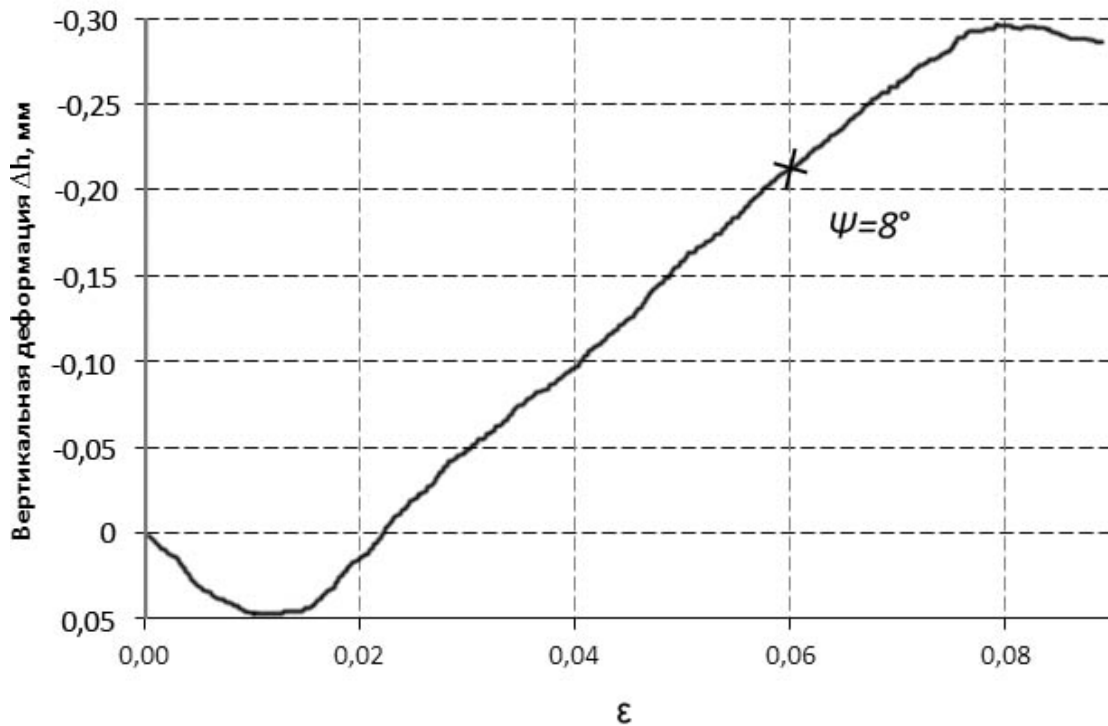


Рис. 3.9. Зависимости вертикальной деформации образца Δh неармированного грунта от относительной деформации среза ϵ при значения нормального давления 100 кПа

3.3.2. Испытание методом трехосного сжатия

Испытание грунта методом трехосного сжатия проводилось для определения следующих характеристик прочности и деформируемости: угла внутреннего трения φ , удельного сцепления c , модуля деформации E и коэффициента поперечной деформации ν .

Согласно ГОСТ Р 12248-2010 [16] эти характеристики определяют по результатам испытаний образцов грунта при возможности бокового расширения образца грунта при $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$, где σ_1 – максимальное главное вертикальное напряжение; σ_2, σ_3 – минимальные, они же промежуточные главные горизонтальные напряжения.

Испытания по определению прочностных характеристик были проведены до разрушения образца приложением вертикальной нагрузки при заданном всестороннем давлении (давлении в камере) на образец σ_3 .

Испытания для определения частных значений φ и c были проведены для трех идентичных образцов исследуемого грунта при различных значениях всестороннего давления на образец.

Согласно [16] были проведены испытания по консолидированно-дренированной (КД) схеме, которая используется для определения характеристик прочности φ и c и коэффициента консолидации c_v водонасыщенных в природных условиях дисперсных грунтов и характеристик деформируемости E и ϑ для любых дисперсных грунтов.

Результаты данных испытаний при средней плотности песка приведены в табл. 3.3. Консолидированно-дренированные испытания проводились в приборе трехосного сжатия (рис. 3.10) – по схеме стандартного трехосного сжатия согласно ГОСТ 12248-2010 [16] при всесторонних давлениях $\sigma_2 = \sigma_3 = \text{const} = 0,1; 0,2; 0,3$ МПа. Объектом изучения являлись цилиндрические образцы грунта в исходном состоянии диаметром 50 мм и высотой 100 мм. Нагружение осуществлялось через жесткие штампы. Вертикальное давление на образец передавали ступенями, равными 5 % заданного всестороннего давления в камере.

Испытания проводились по двум схемам. В первом случае испытывался грунт в естественном (неармированном) состоянии. Во втором – в образец перпендикулярно оси действия вертикальной нагрузки вводили армирующую сетку (подразд. 3.1). Применялась геосетка с размерами ячеек 8×8 мм, толщина стенки ячейки 1,5 мм. В опытах варьировалось количество сеток n по высоте образца и расстояние между ними (рис. 3.11). Образцы-близнецы готовились объемным методом: навеска песка высыпается специальную форму, которая устанавливается на нижнем основании камеры трехосного сжатия. Плотность $\rho = 1,64$ г/см³ при высоте падения частиц песка $h = 10$ см.

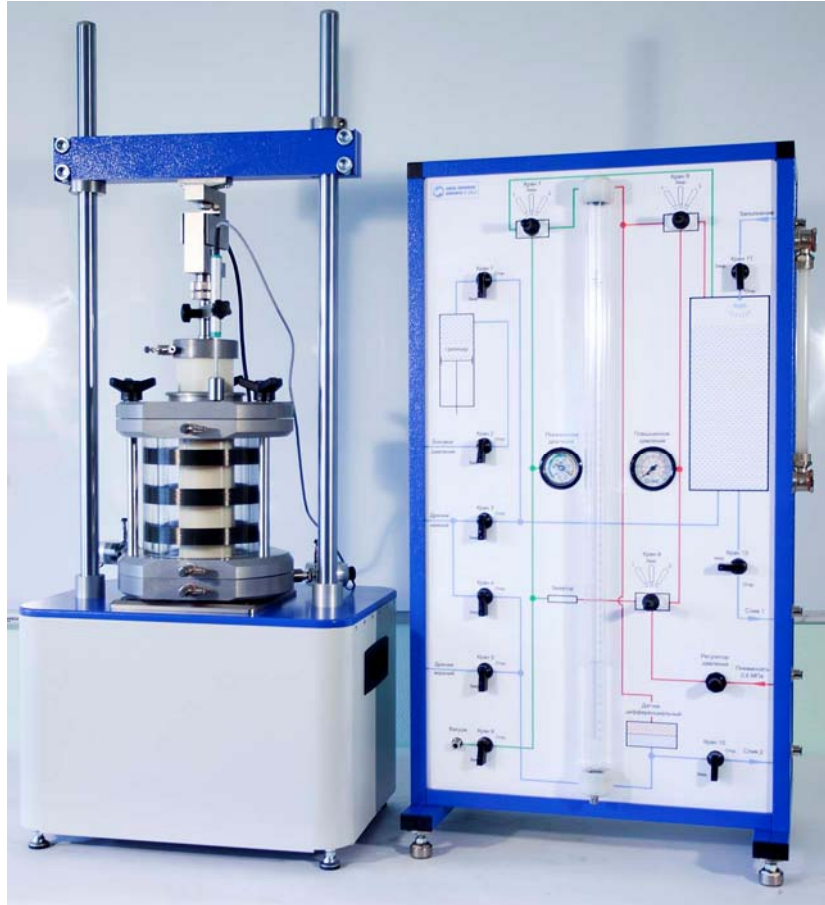


Рис. 3.10. Устройство трехосного сжатия
(производство ООО «НПП Геотек» <http://www.npp-geotek.ru/>)

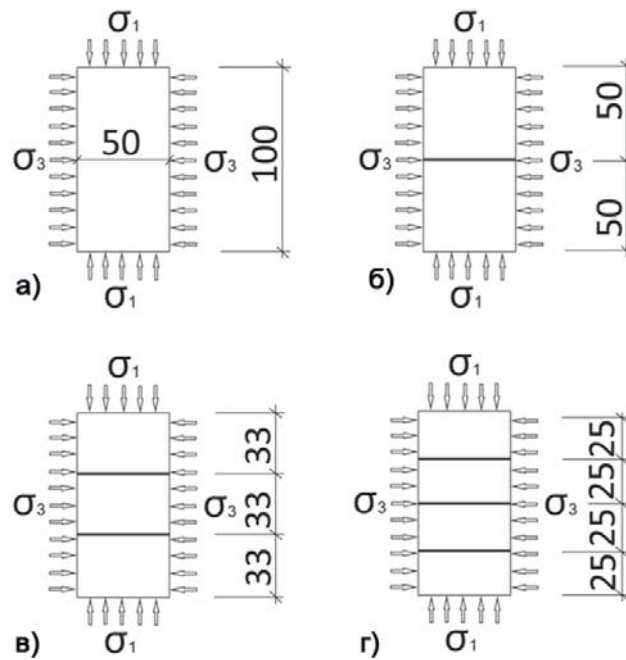


Рис. 3.11. Схема размещения синтетических сеток в образце:
а – $N = 0$; б – $N = 1$; в – $N = 2$; г – $N = 3$

Из рис. 3.12-3.15 видно существенное влияние армирующих элементов на прочность и деформируемость песка. Прочность возрастает с увеличением числа сеток, деформируемость уменьшается.

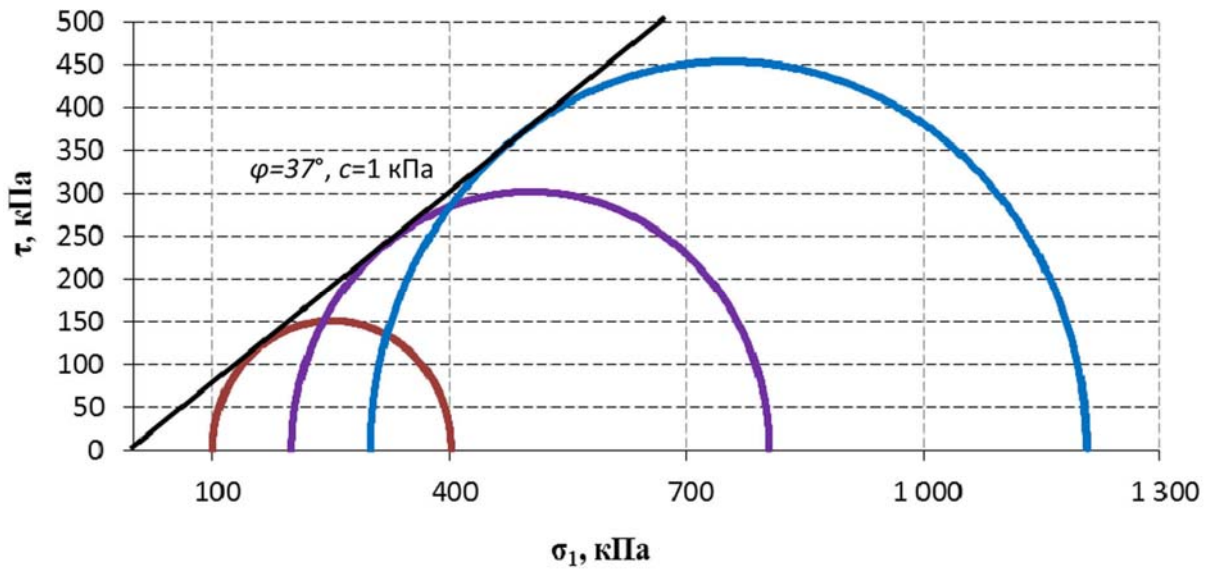


Рис. 3.12. Предельные прямые для песка в естественном состоянии

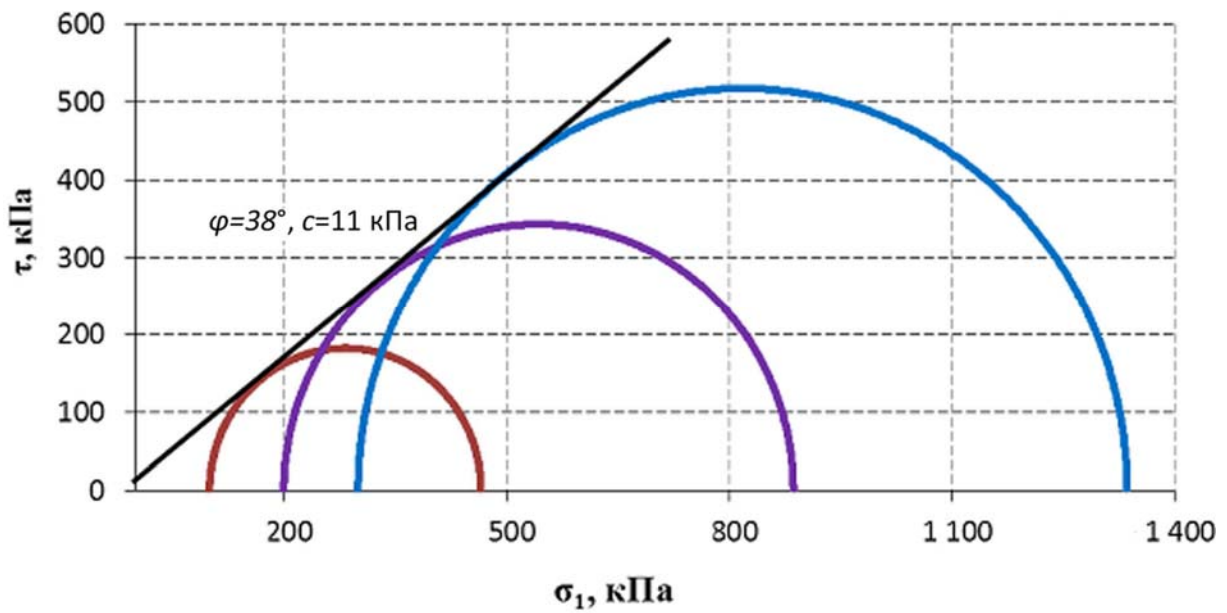


Рис. 3.13. Предельные прямые для песка армированного 1 сеткой

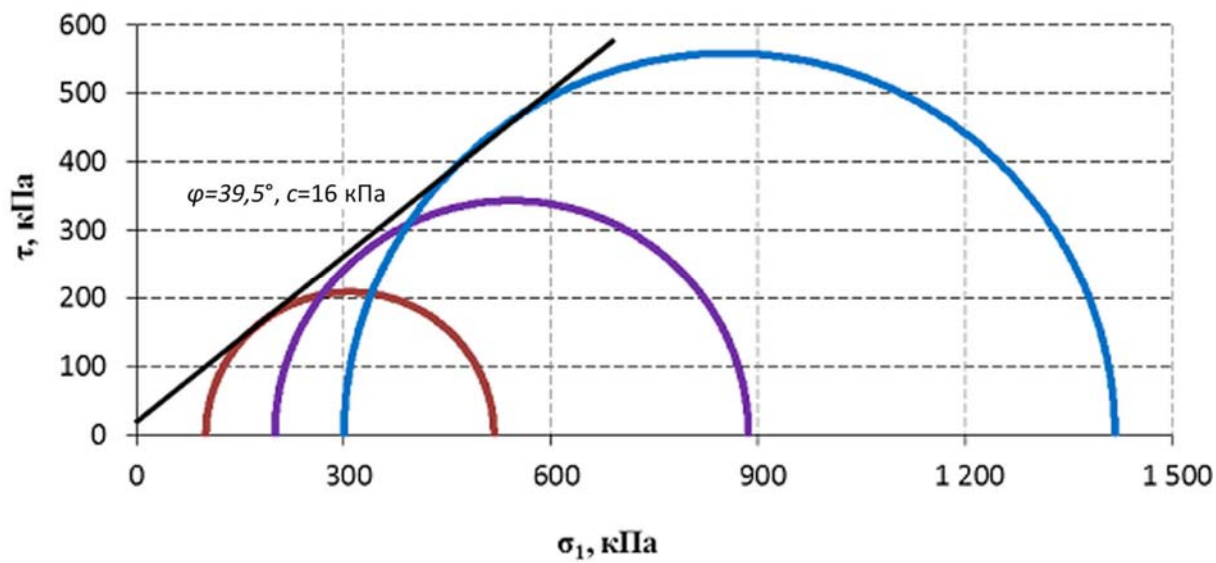


Рис. 3.14. Предельные прямые для песка армированного 2 сетками

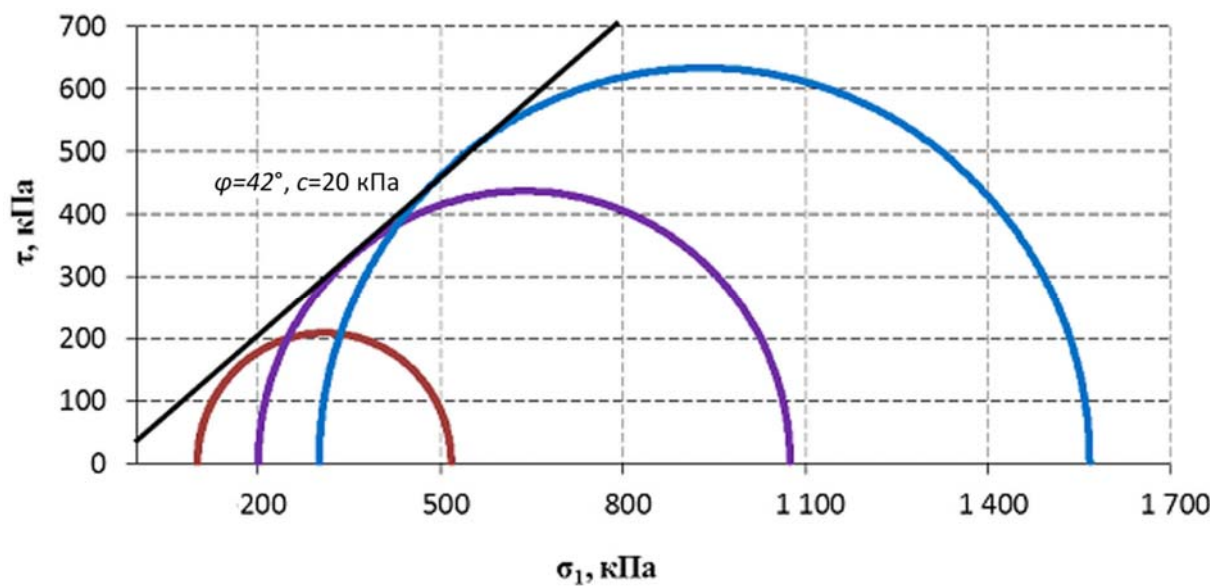


Рис. 3.15. Предельные прямые для песка армированного 3 сетками

Результаты испытаний сведены в табл. 3.3.

Таблица 3.3

Результаты испытаний в приборе трехосного сжатия
и расчетные значения φ , c , E

| Число сеток, n | σ_3 , МПа | σ_1 , МПа | φ , град | c , МПа | E , МПа |
|------------------|------------------|------------------|------------------|-----------|-----------|
| Без армирования | 0,1 | 0,385 | 37,0 | 0,001 | 49,0 |
| | 0,2 | 0,784 | | | 81,0 |
| | 0,3 | 1,172 | | | 105,0 |
| 1 сетка | 0,1 | 0,402 | 38 | 0,011 | 62,1 |
| | 0,2 | 0,795 | | | 82,5 |
| | 0,3 | 1,183 | | | 109,1 |
| 2 сетки | 0,1 | 0,421 | 39,5 | 0,016 | 70,6 |
| | 0,2 | 0,832 | | | 109,5 |
| | 0,3 | 1,219 | | | 137,3 |
| 3 сетки | 0,1 | 0,542 | 42,0 | 0,020 | 72,0 |
| | 0,2 | 1,043 | | | 119,3 |
| | 0,3 | 1,532 | | | 175,1 |

Рис. 3.16-3.17 более наглядно видно различие в значениях модуля деформации E для песка в зависимости от количества сеток n армирования и бокового давления.

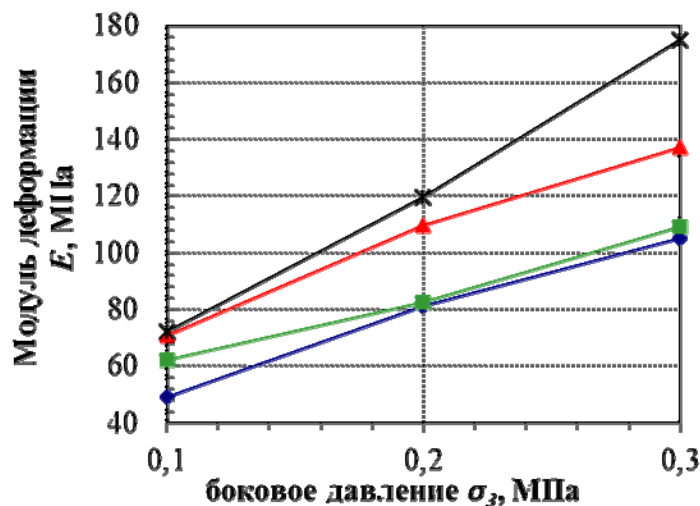


Рис. 3.16. Зависимость модуля деформации E , МПа от количества прослоек n

При испытаниях на трехосное сжатие при включении одной армирующей прослойки угол внутреннего трения изменяется на 1 градус, зато сцепление увеличивается на 10 кПа с 1 до 11 кПа. С увеличением количества прослоек угол внутреннего трения и удельное сцепление возрастают.

При трехрядном армировании в приборе трехосного сжатия угол внутреннего трения песка возрастает на 5 градусов по сравнению с неармированным грунтом. При этом в зависимости от степени армирования предельная нагрузка возрастает до 1,4 раз по сравнению с неармированным песчаным грунтом с 385 до 542 кПа при боковом давлении 100 кПа и с 1172 до 1532 кПа при боковом давлении 300 кПа.

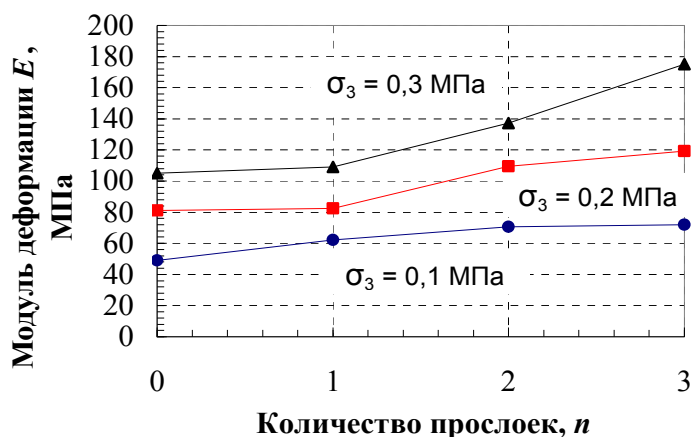


Рис. 3.17. Зависимость модуля деформации E , МПа, от бокового давления σ_3 , МПа

При деформировании песка, армированного в одном, двух и трех уровнях по высоте образцов, наблюдается выдавливание песка между армирующими прослойками, что объясняется более высокой прочностью сетки по сравнению с контактным взаимодействием частиц песка.

Графики, полученные в результате испытаний образцов песка в условиях трехосного сжатия, имеют линейный начальный участок характерный как для всех исследованных видов армирования, так и для неармированного грунта. Предел пропорциональности увеличивается с ростом степени армирования.

В результате экспериментов в условиях трехосного сжатия выявлено увеличение модуля деформации песка в зависимости от степени армирования образцов: при трех слоях армирования по сравнению с неармированным песчаным грунтом от 1,47 раза при боковом давлении 100 кПа до 1,67 раза при боковом давлении 300 кПа.

3.3.3. Испытания в условиях компрессионного сжатия

Испытания в компрессионном приборе (одомере), исключающем возможность бокового расширения образца при его нагружении вертикальной нагрузкой, были проведены с целью определения параметров модели грунта для численного расчета: тангенциального модуля деформации из компрессионных испытаний E_{oed} .

Образец формировался непосредственно в рабочем кольце компрессионного прибора. Заданная плотность и пористость достигались отсыпкой песка с постоянной высоты.



Рис. 3.18. Устройство одноплоскостного среза
(производство ООО «НПП Геотек» <http://www.npp-geotek.ru/>)

На рис. 3.19 приведен график зависимости деформации грунта в условиях компрессионного сжатия от давления.

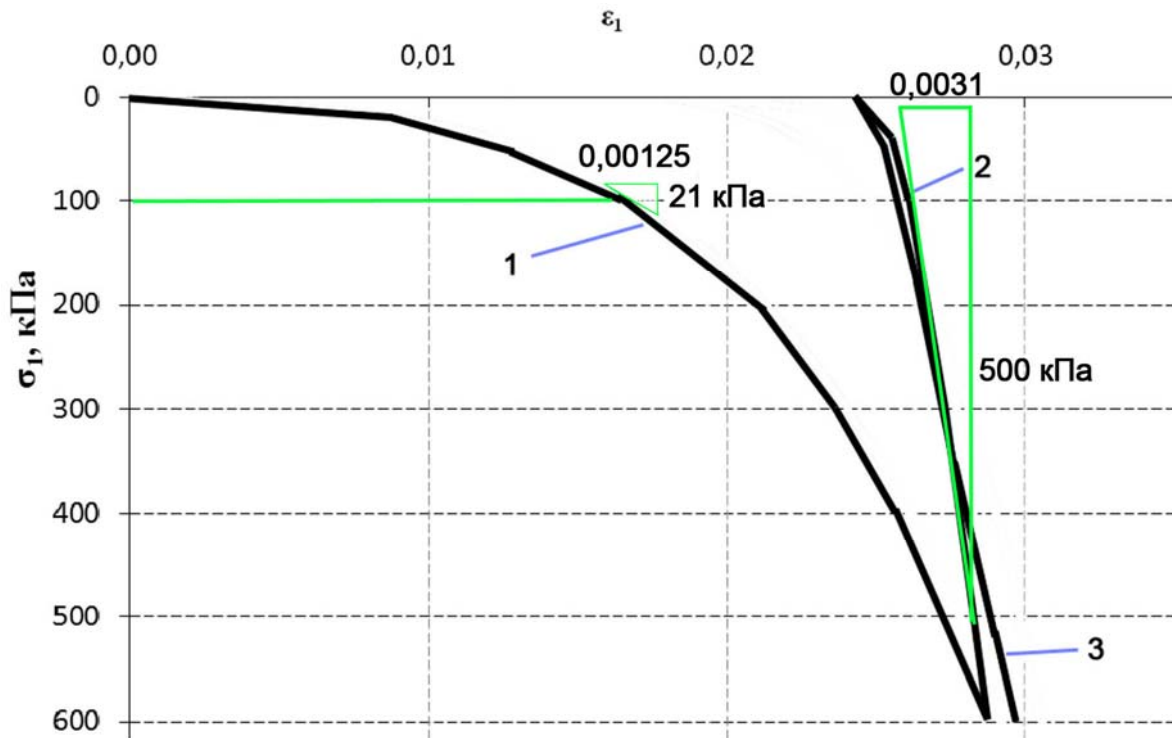


Рис. 3.19. График зависимости деформации грунта от давления в условиях компрессионного сжатия:
1 – первичное нагружение; 2 – разгрузка; 3 – повторное нагружение

Вычислим тангенциальный одометрический модуль деформации при действующем давлении 100 кПа:

$$E_{oed}^{ref} = \frac{\Delta p}{\Delta \varepsilon} = \frac{0,021}{0,00125} = 16,8 \text{ МПа}$$

и тангенциальный одометрический модуль деформации при разгрузке:

$$E_{ur}^{ref} = \frac{\Delta p}{\Delta \varepsilon} = \frac{0,5}{0,0031} = 151,1 \text{ МПа} .$$

Выводы по разделу 3

1. По результатам испытаний геосетки на растяжение были вычислены следующие характеристики: модуль упругости на начальном линейном участке 950 кН/м при относительной деформации 2%, разрывная нагрузка 51 кН/м при относительной деформации 37%.

2. Испытания образцов грунта в условиях одноплоскостного среза дают более низкие значения угла внутреннего трения, чем испытания на трехосное сжатие. Разница составляет для неармированного песка 5 градусов.

3. При испытаниях на срез по поверхности армирующей прослойки угол внутреннего трения увеличился на 5 градусов, сцепление на 23 кПа.

4. При деформировании песка, армированного в одном, двух и трех уровнях по высоте образцов, наблюдается выдавливание песка между армирующими прослойками, что объясняется более высокой прочностью сетки по сравнению с контактным взаимодействием частиц песка.

5. При трехрядном армировании в приборе трехосного сжатия угол внутреннего трения песка возрастает на 5 градусов по сравнению с неармированным грунтом.

6. В результате экспериментов в условиях трехосного сжатия выявлено возрастание прочности (до 1,4 раза) песка в зависимости от степени армирования образцов.

7. Армирование песка приводит к росту модуля деформации: для однорядного армирования и трехрядного от 1,47 до 1,67 раза по сравнению с неармированным песчаным грунтом.

8. Тангенциальный одометрический модуль деформации при разгрузке составляет 151,1 МПа, что в 9 раз больше, чем при первичном нагружении (16,8 МПа) при действующем давлении 100 кПа.

4. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЕСТЕСТВЕННОГО И АРМИРОВАННОГО ПЕСЧАНОГО ОСНОВАНИЯ

Цель исследований: экспериментальная оценка влияния армирования песчаного основания на его жесткость и осадку модели ленточного фундамента и круглого штампа, а также сравнение полученных результатов.

В исследованиях применялись жесткие штампы.

При испытаниях круглым штампом в условиях пространственной деформации варьировалась степень армирования (количество горизонтальных армирующих слоев геосетки и пространственное их расположение).

Испытания прямоугольным штампом в условиях плоской деформации в лотке с прозрачной стенкой также проводились с изменением степени армирования. Методом цифровой обработки образов исследовалось деформированное состояние основания и его изменение под влиянием армирования.

4.1. Исследование эффекта армирования песчаного основания в условиях осесимметричной деформации

Целью данного исследования является экспериментальная оценка влияния степени и способа армирования песчаного основания на его жесткость и осадку под круглым штампом.



Рис. 4.1. Испытания круглым жестким штампом песчаного основания

Испытания жестким круглым штампом площадью 600 см^2 проводились в пространственной лотке размерами $3 \times 3 \times 2,5 \text{ м}$. Вертикальная нагрузка на основание создавалась с помощью домкрата. Величина прикладываемого усилия контролировалась динамометром, который находился между домкратом и упорной балкой из двух металлических швеллеров.

Выполненные ранее исследования Довнарвичем С.В. и др. [17] показывают, что способ формирования песчаного основания существенно влияет на его напряженное состояние. Было показано, что осадки оснований из песка одинаковой пористости могут быть резко различными, если они отсыпаны разными способами. Начальные плотность и влажность песка не характеризуют полностью деформационных свойств песчаного основания, которые зависят и от характера формирования последнего [17]. Нельзя по результатам опытов на послойно уплотненном песке делать без проверки выводы о характере деформирования сооружений на песках естественного сложения.

В опытах использовался песок в воздушно-сухом состоянии при влажности окружающего воздуха. Поэтому влияние влажности незначительно, и не учитывалось. Плотность сложения песка $\rho = 1,62 \text{ г/см}^3$ и коэффициент пористости $e = 0,652$.

Основание формировалось отсыпкой с уплотнением ручной трамбовкой слоями по 20 см. Укладывалась геосетка с размерами ячеек $8 \times 8 \text{ мм}$, толщина стенки ячейки 1,5 мм. Схема армирования основания показана на рис. 4.2. Усилие, возникающее в образце геосетки при относительных деформациях 2 % равно 950 кН/м , а разрывная нагрузка 51 кН/м при относительной деформации 37 %.

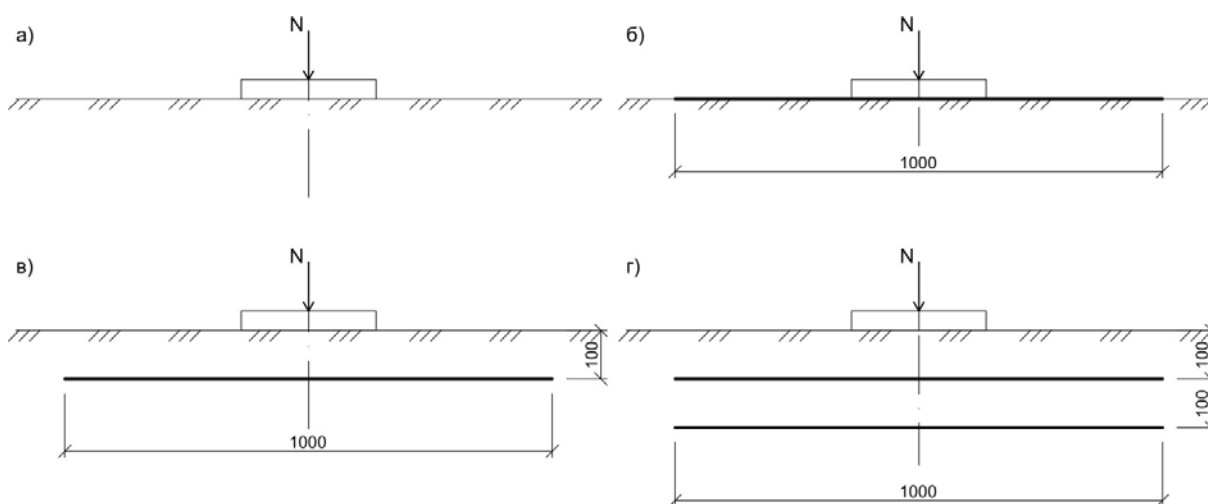


Рис. 4.2. Схемы армирования песчаного основания

Нагрузка прикладывалась ступенями, каждая ступень выдерживалась во времени до стабилизации деформации основания менее $0,01 \text{ мм}$ за 20 минут.

Влияние эффекта армирования песчаного грунта на его деформируемость наглядно видно из рис. 4.2-4.5.

Жесткость основания выросла при всех вариантах армирования. Так на участках линейной зависимости при давлении 100 кПа для естественного основания осадка составила 11,1 мм, для армированного почти в 2 раза меньше – от 4,7 до 5,8 мм.

При армировании увеличился участок линейной зависимости на графике давление-осадка: со 150 до 350 кПа.

Графики для основания армированного 1 геосеткой похожи по форме. Однако при давлении больше 375 кПа лежащая на поверхности геосетка окончательно сгибалась у краев штампа вверх и переставала воспринимать усилия. В результате основание теряло устойчивость раньше, чем при 1, но заглубленном слое армирования.

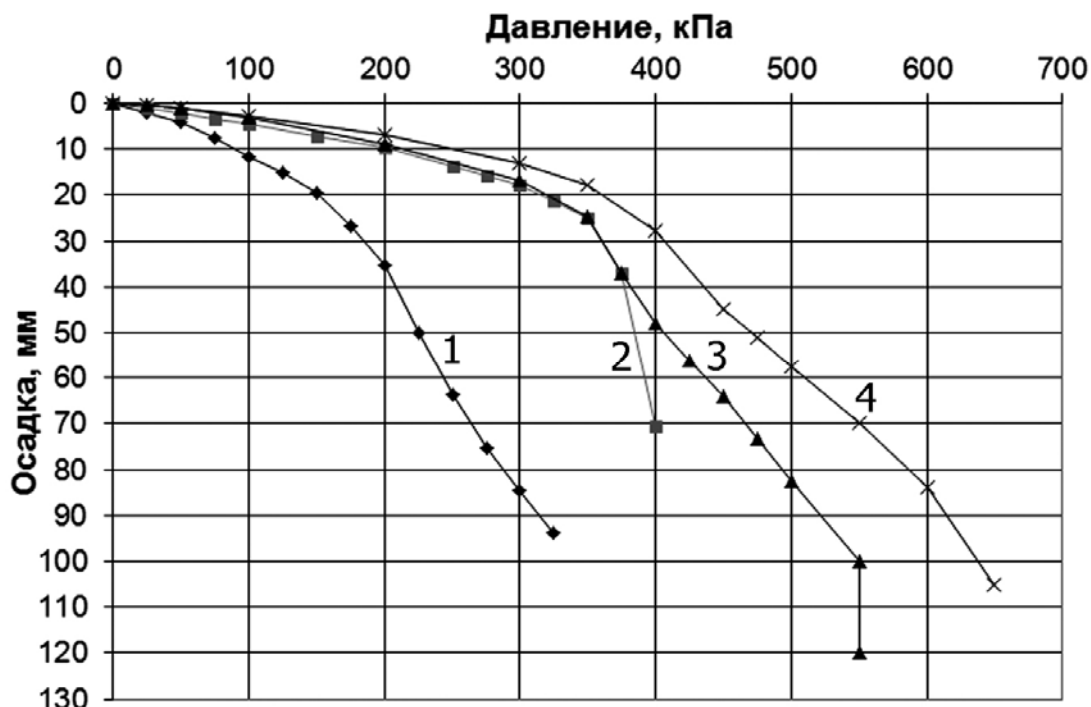


Рис. 4.3. Зависимость осадки штампа от нагрузки:
1 – естественное основание; 2 – геосетка на поверхности;
3 – геосетка на глубине 100 мм; 4 – два слоя армирования

При армировании увеличилась предельная нагрузка на основание с 325 кПа для естественного основания до 650 кПа для армированного 2 геосетками. Это наглядно отображено на рис. 4.4.

Были проведены опыты с разгрузкой – повторным нагружением (рис. 4.5) для естественного и армированного 1 слоем сетки основания.

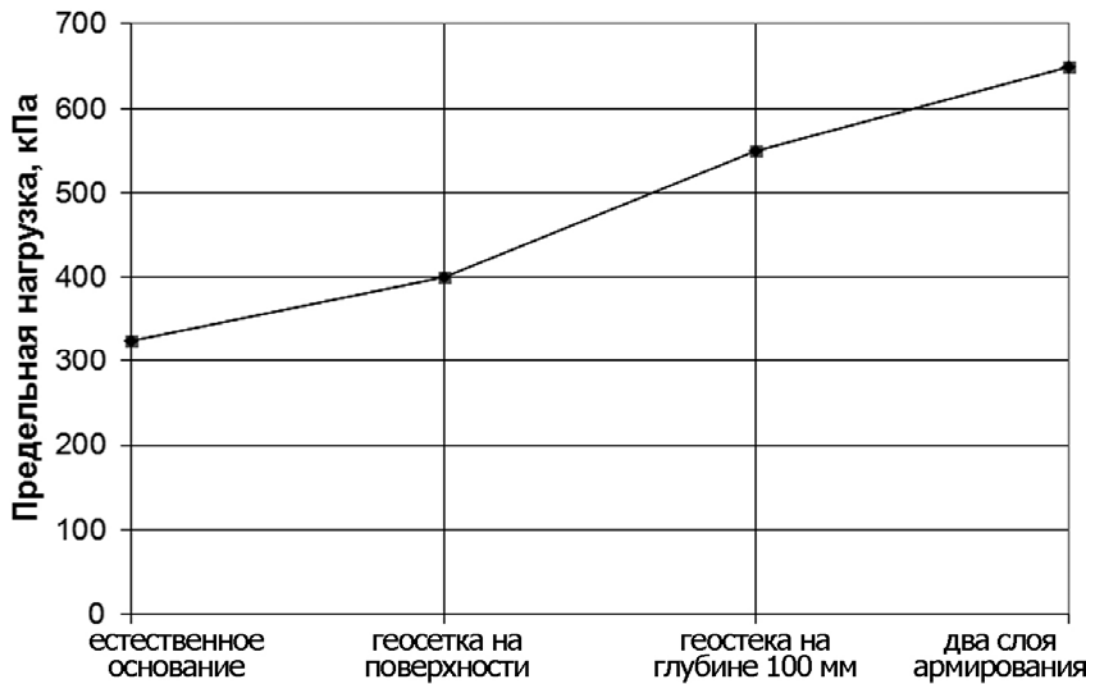


Рис. 4.4. Зависимость предельной нагрузки от степени армирования и схемы размещения армирующих элементов

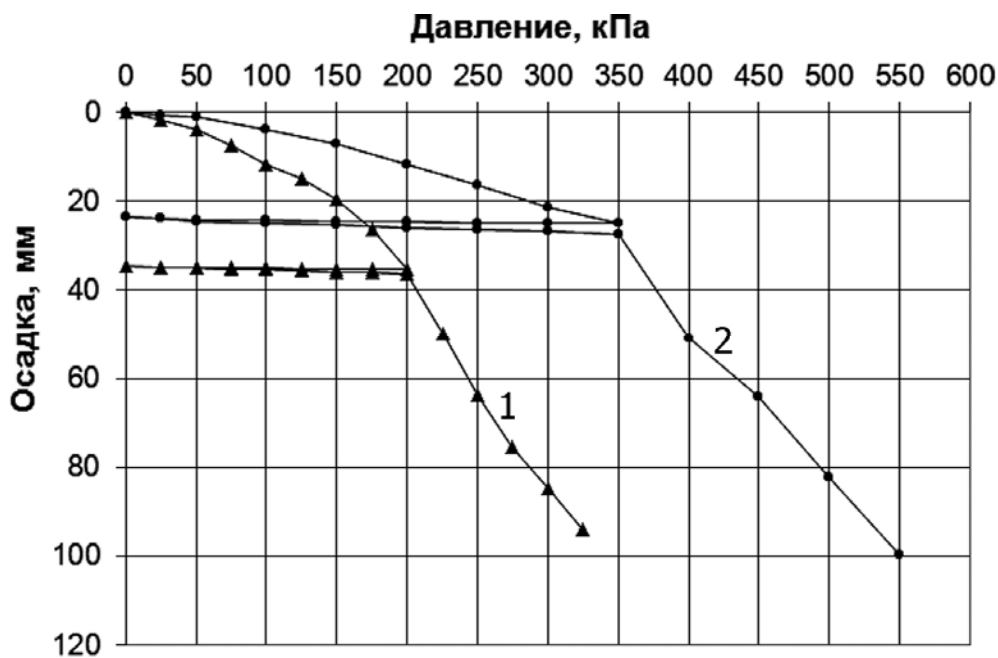


Рис. 4.5. Зависимость осадки – разгрузки и повторного нагружения: 1 – естественное основание; 2 – геосетка на глубине 100 мм

Под степень армирования в данной работе понимается суммарная площадь всех армирующих прослоек. Модуль деформации основания определялся по формуле [41]:

$$E = (1 - \mu^2) K_p K_l D \frac{\Delta P}{\Delta s}, \quad (4.1)$$

где для песков $\mu = 0,3$; $K_p = 1$, $K_l = 0,79$ и $D = 276,5$ мм.

Вычисленные значения приведены в табл.4.1.

Т а б л и ц а 4 . 1

Модуль деформации основания E , МПа

| Степень армирования | Модуль деформации на участке 0-100 кПа | Модуль деформации при разгрузке | Модуль деформации при повторном нагружении |
|---------------------------------|--|---------------------------------|--|
| Без армирования | 17,1 | 119,3 | 291,2 |
| 1 сетка на поверхности | 44,3 | - | - |
| 1 сетка на глубине 100 мм | 61,8 | 86,8 | 213,1 |
| 2 сетки на глубине 100 и 200 мм | 73,8 | - | - |

Жесткость основания выросла при всех вариантах армирования. В зависимости от степени армирования модуль деформации основания увеличивается в 2,6, 3,6 и 4,3 раза соответственно для сетки на поверхности, 1 и 2 армирующих слоев (см. табл. 4.1). Применение 1 слоя геосетки оказалось более эффективным на глубине 100 мм, чем на поверхности основания.

Для наглядности зависимость модуля деформации от степени армирования приведена на рис. 4.6.

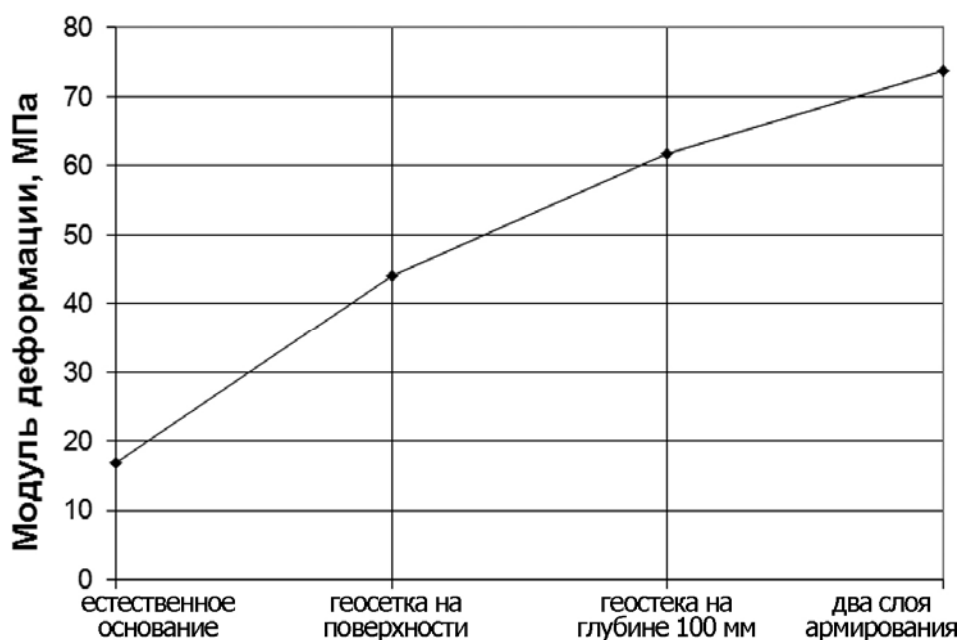


Рис. 4.6. Зависимость текущего модуля деформации в интервале 0-100 кПа от степени армирования

4.2. Исследование деформированного состояния естественного песчаного основания с использованием метода цифровой обработки образов

Испытания модели ленточного фундамента в условиях плоской деформации проводились в ООО «НПП Геотек» (www.geotek.ru). Целью исследования являлось экспериментальное изучение, в условиях плоской деформации, деформированного состояния песчаного массива нагруженного вертикальной нагрузкой через жесткий штамп. Для этой цели использовался автоматизированный стенд (рис. 4.7), включающий лоток с размерами 720×480×155 мм. Стенки лотка выполнены светопрозрачными из оргстекла. Для исключения распора боковых стенок от давления грунта они усилены металлическими ребрами.

Нагрузка на жесткий штамп шириной 50 и длиной 155 мм передавалась через загрузочный шток от пневматического устройства нагружения. Для автоматизированного управления процессом нагружения и отображения результатов испытаний использовалась программа Geotek-Foundation (ООО «НПП Геотек», <http://www.npp-geotek.ru>). Снимки были получены цифровой фотокамерой Canon EOS 400D с разрешением 2592×3888 и матрицей 10 Мп. Камера размещалась на расстоянии 2,5 м от лотка компланарно его прозрачной стенке. Подключение камеры к компьютеру посредством кабеля USB позволило осуществить автоматическую фотосъемку на каждой ступени нагружения в программе управления лотком Geotek-Foundation, без прикосновений к камере с целью исключения её смещения.

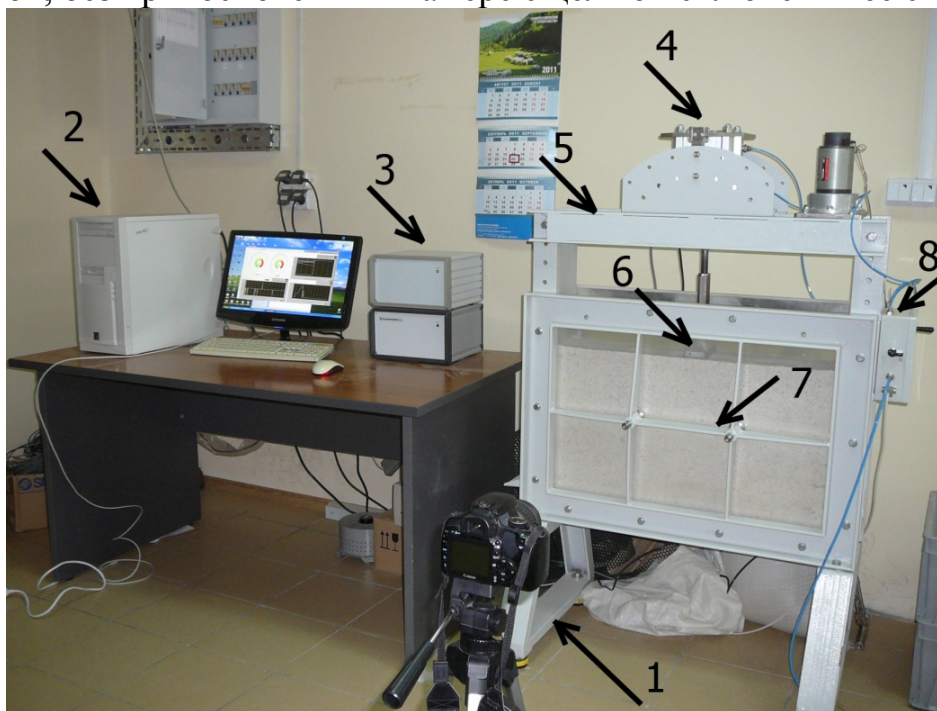


Рис. 4.7. Автоматизированный стенд для испытаний моделей фундаментов:
1 – фотокамера; 2 – компьютер; 3 – электронно-преобразующие блоки;
4 – пневматическое устройство нагружения; 5 – опорная балка; 6 – штамп с загрузочным штоком; 7 – прозрачная стенка из оргстекла и ребра жесткости;
8 – блок управления давлением

Плоскость лотка была точно установлена параллельно к плоскости CCD (матрице фотоаппарата), но все же, в случае короткого фокусного расстояния камеры, изображение выходит сферичным. Для решения этой проблемы используются контрольные маркеры. В данном исследовании на внутренней поверхности оргстекла прозрачной стенки лотка, были нанесены 9 калибровочных маркеров диаметром 1 мм (рис. 4.8).

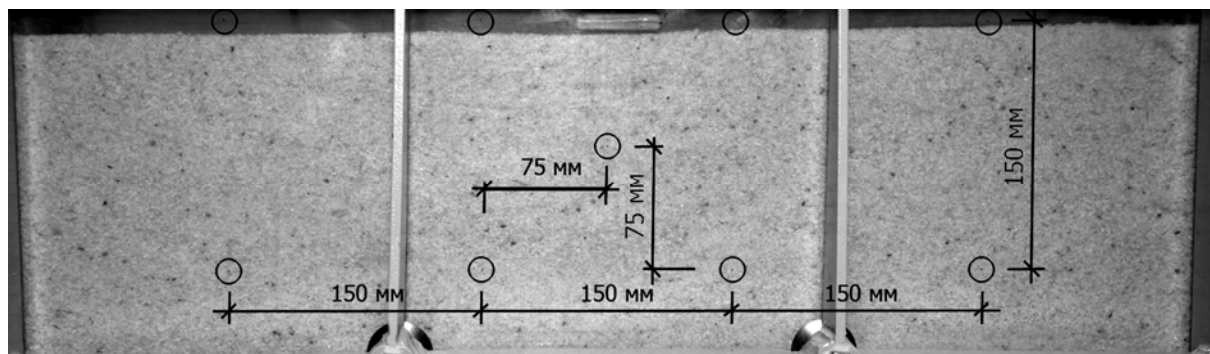


Рис. 4.8. Расположение калибровочных маркеров

Маркеры использовались для трансформации координат из пикселей изображения в реальные физические координаты. Маркеры, нанесенные на внутреннюю поверхность оргстекла, позволили в процессе трансформации учесть сферичность получаемых фотокамерой изображений. В качестве основания использовался чистый кварцевый песок. Физические свойства, характеристики прочности и деформируемости песка представлены в разд. 3, гранулометрический состав показан в табл. 3.1 и на рис. 3.4.

Используя зависимость «деформация сдвига – девиатор напряжения» (рис. 4.9) было найдено предельное значение деформации сдвига $\gamma_{\text{пред}} = 0,05$. Как видно из рис. 4.9, предельное значение деформации сдвига практически не зависит от всестороннего давления.

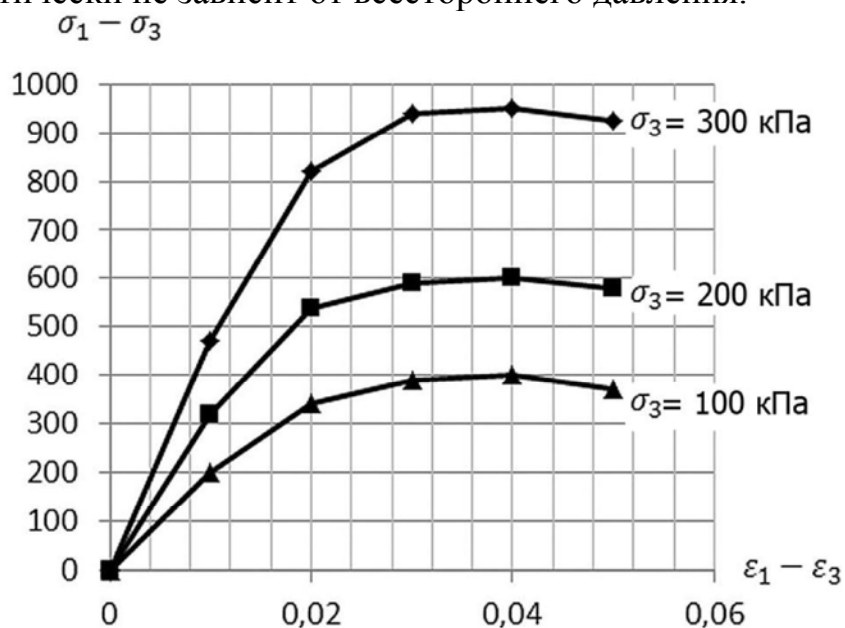


Рис. 4.9. Зависимость деформации сдвига от девиатора напряжения

Таблица 4.2

Значения модуля деформации

| Всестороннее давление, кПа | Модуль деформации, МПа |
|----------------------------|------------------------|
| 30 | 22,0 |
| 100 | 49,0 |
| 200 | 81,0 |
| 300 | 105,0 |

Песок в лоток укладывался отсыпкой с постоянной высоты 10 см и уплотнялся заданным давлением, используя загрузочное устройство лотка и плоский штамп, равный по площади поперечному сечению лотка. Плотность сложения песка $\rho = 1,59 \text{ г/см}^3$, коэффициент пористости $e = 0,648$. Плотность определялась взвешиванием всего песка, находящегося в лотке.

На рис. 4.10 показан график зависимости осадки штампа от давления под его подошвой. На графике цифрами отмечены ступени нагрузки, для которых проводился анализ методом PIV. Точка 1 соответствует окончанию фазы уплотнения [41]. Деформации грунта в этой фазе линейно зависят от давления под подошвой. В следующей фазе (точка 2) происходит развитие зон сдвигов, зависимость между деформациями и напряжениями становится нелинейной. Жесткое грунтовое ядро сформировалось под штампом и начинает разжимать грунт в стороны, обуславливая значительные осадки штампа. Последняя фаза – фаза выпора (точка 3), в которой формируются непрерывные поверхности сдвига, в результате чего песчаное основание теряет устойчивость.

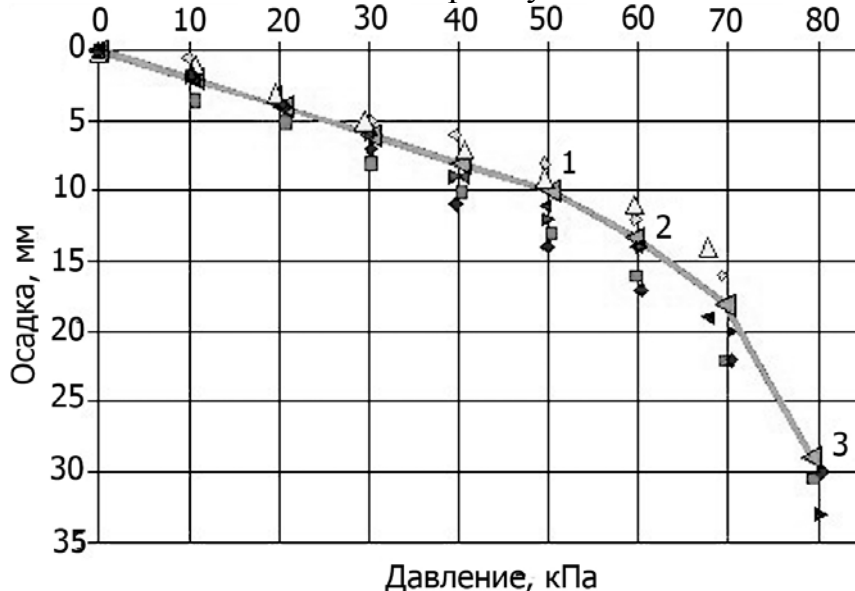


Рис.4.10. Зависимость осадки штампа от нагрузки и точки анализа с помощью метода PIV

В результате обработки фотографий по методу PIV были получены: векторы перемещения частиц, перемещения частиц по вертикальному и

горизонтальному направлениям, относительные деформации сдвига и объема. Относительная деформация сдвига определялись по формуле

$$\gamma = \varepsilon_x - \varepsilon_y,$$

а деформации объема из выражения:

$$\varepsilon = \varepsilon_x + \varepsilon_y.$$

Для улучшения качества обработки изображений применялись следующие инструменты [110]:

- Гауссиан окно – эффективно уменьшает случайные корреляции, связанные с эффектом “потери пары” на границе области;
- Частотная фильтрация корреляционной функции (Low-pass фильтр) – отсекает небольшую часть низких частот и эффективно удаляет высокие частоты из спектра корреляционной функции;
- Бикубическая интерполяция – подпиксельная интерполяция при поиске максимума на корреляционной плоскости;
- Использование итерационных методов – повышение сходимости результатов обработки и увеличение точности получаемых данных;
- «Median» фильтр (усредняющий) – процедура коррекции ошибок для выявления и исправления ошибочных векторов.

Оценка точности измерения перемещений проводилась с помощью устройства, показанного на рис. 4.11.

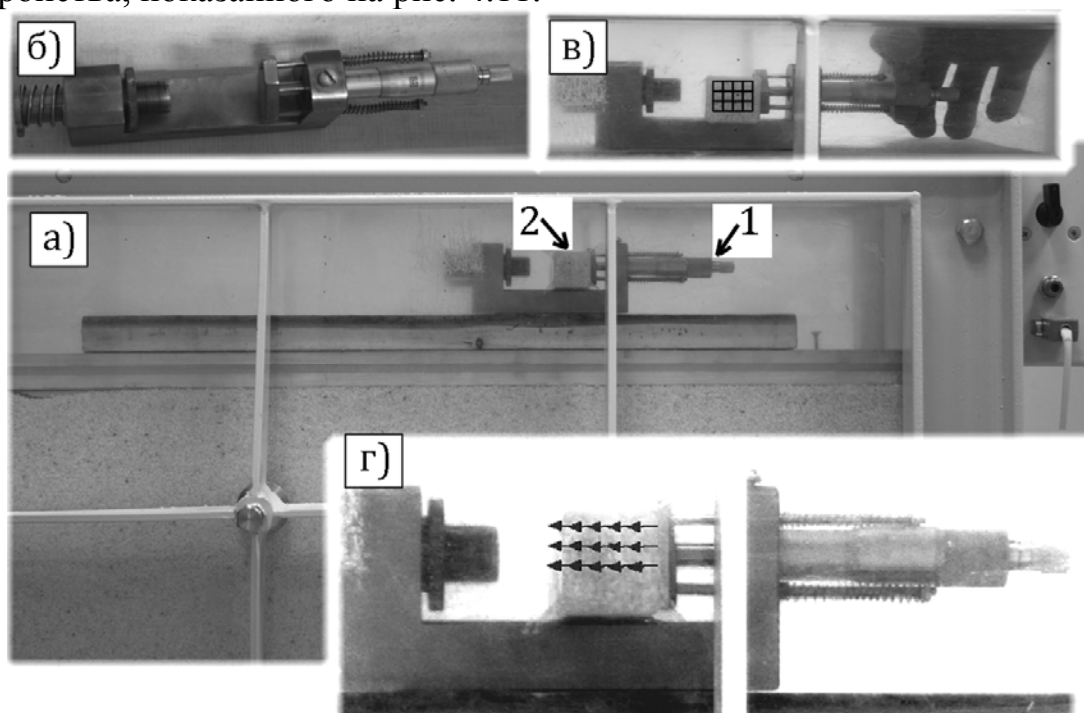


Рис. 4.11. Устройство для определения точности измерений по методу PIV: а) общий вид: лоток с устройством калибровки, где 1 – микрометр; 2 – перемещаемая ёмкость с песком; б) микрометр; в) разбиение емкости с песком на расчетные области; г) определяемые векторы перемещений

Закрепленный микрометр 1 располагался за прозрачной стенкой лотка, а фотокамера – на том же расстоянии, что и при испытаниях. Микро-

метром задавались перемещения емкости с песком 2. Результатом стала измеренная точность определения перемещений 0,1 мм.

Эксперимент показал, что перемещения определяются с точностью 0,1 мм, что значительно хуже точности самого метода PIV. Это связано с такими факторами как: трение песка о поверхность стекла, непостоянная фокусировка фотокамеры, колебание фотокамеры, изменение освещенности, наличие локальных градиентов смещения, погрешность в нанесении контрольных маркеров и определении их центров, несовершенство функции, трансформирующей пиксельные координаты в физические и др.

На рис. 4.12 показаны векторы перемещений частиц, построенные программой PIVview [110] как $\sqrt{dx^2 + dy^2}$, где dx и dy – перемещения расчетных областей по направлениям соответствующих осей.

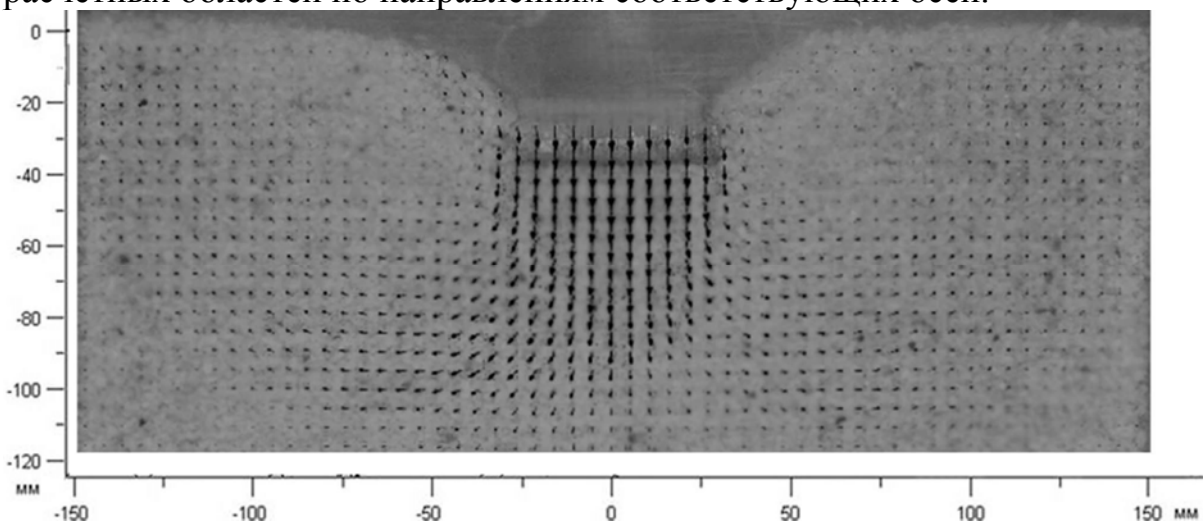


Рис. 4.12. Векторы перемещений частиц

На рис. 4.13-4.14 показаны изолинии вертикальных и горизонтальных перемещения частиц.

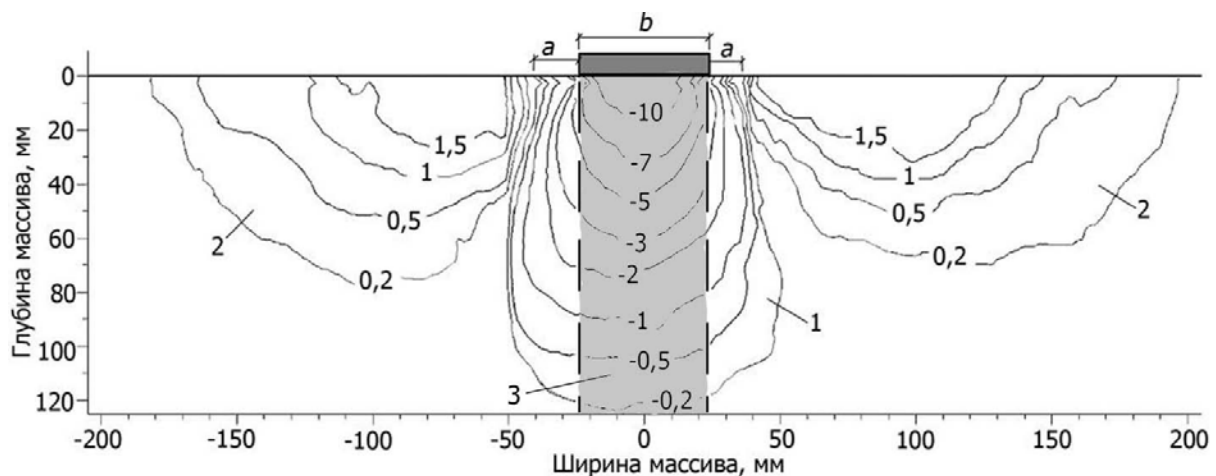


Рис. 4.13. Изолинии вертикальных перемещений при осадке штампа 10,1 мм:
1 – зона сжатия; 2 – зона выпора; 3 – несущий столб грунта по Гольдштейну М.Н. [10]; а – участок оседания свободной поверхности

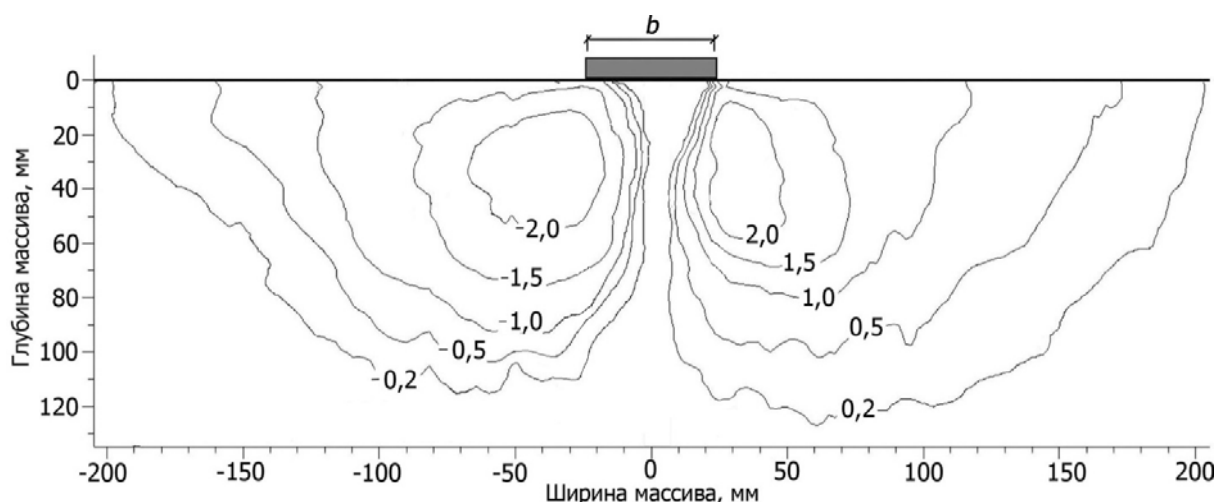


Рис. 4.14. Изолинии горизонтальных перемещений при осадке штампа 10,1 мм

С ростом осадки штампа увеличивается глубина зоны деформаций. Например, для осадки штампа 1 мм вертикальное перемещение в 0,2 мм на глубине равной b , при осадке 10,1 мм – $2,3b$, при осадке 13,7 мм – $2,6b$, при осадке 28,8 мм – $3,7b$. Таким образом, если ввести показатель относительной глубины зон развития деформаций, как отношение глубины зоны деформирования осадке штампа, он будет равен, соответственно 50 – 11,39 – 9,49 – 6,42. Идет постоянное уменьшение этого показателя. Большие значения показателя на начальном этапе нагружения объясняются тем, что упругая деформация имеет место только при малых значениях нагрузки, далее соотношение упругой и остаточной деформаций резко изменяется в сторону последней. Дальнейшее снижение показателя связано с непрерывным ростом деформаций сдвига (рис. 4.17, 4.19, 4.23), движением грунта в стороны и выпором на поверхность основания.

На рис. 4.15 показана схема деформации основания, предложенная Гольдштейном М.Н. [10]. Как и в опытах с PIV (рис. 4.13), под штампом имеется зона уплотнения, имеющая определенную глубину развития. Следует иметь в виду, что «грунтовое ядро» находится внутри зоны уплотнения и примыкает к подошве штампа. Эта зона была названа Гольдштейном М.Н. несущим столбом. В выполненных опытах эта глубина возрастает с ростом внешней нагрузки. При нагрузке, соответствующей завершению фазы уплотнения она равна 120 мм. Величина вертикального перемещения на нижней границе этой зоны уплотнения, равна 0,2 мм, что составляет 1,98 % от осадки штампа. В предельном состоянии, при нагрузке 80 кПа, глубина зоны уплотнения равна 185 мм, при тех же перемещениях на нижней границе зоны уплотнения (0,2 мм), что составляет уже 0,69 %. Это говорит о том, что, несмотря на рост деформаций сдвига, продолжается процесс уплотнения песка в пределах несущего столба по его глубине, с ростом внешней нагрузки. Кроме того, форма несущего столба изменяется и превращается в каплевидную (рис. 4.21). Если сравнить рис. 4.13 и рис. 4.21, то видно, что видимые траектории перемещений

частиц песка ограничиваются глубиной развития в 105 мм, а глубина зоны уплотнения составляет 185 мм. Это приводит к выводу о том, что зоны сдвига пересекают несущий столб в верхней его части.

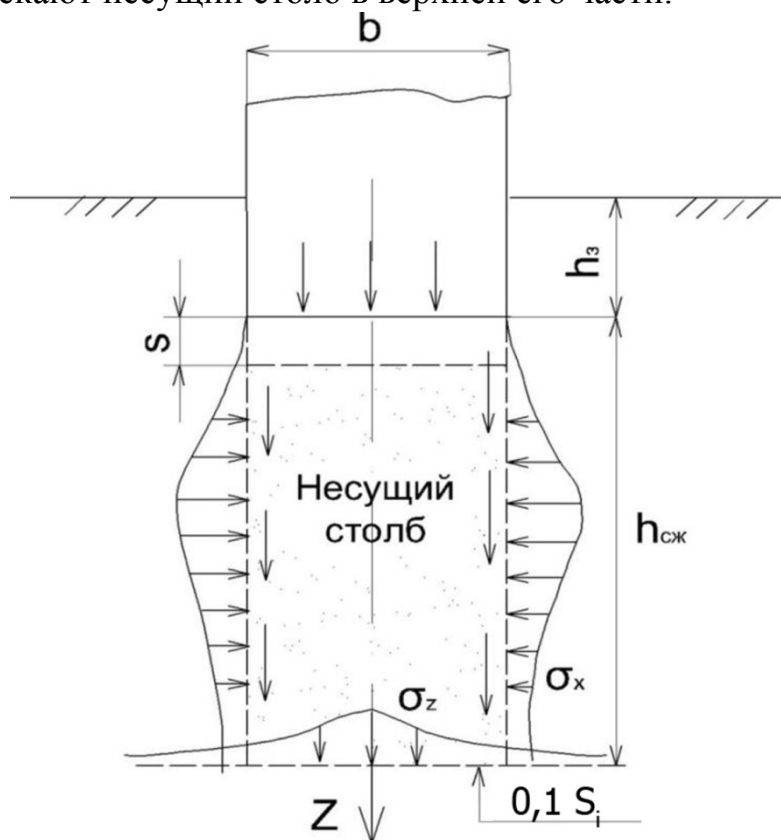


Рис. 4.15. Несущий столб грунта по Гольдштейну М.Н. [10]

Следует отметить, что вопрос назначения глубины сжатия грунта является до сих пор неопределенным и условным. Согласно СНиП 2.02.01-83* [31] глубина сжатия находится из условия равенства вертикальных напряжений от нагрузки $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}$, здесь σ_{zg} – напряжения от собственного веса грунта. На рис. 4.16 а) показана глубина сжатия, вычисленная по методу СНиП 2.02.01-83* и полученная в опытах. При сравнении, за активную глубину сжатия песка в опытах принималась такая глубина, на которой вертикальные перемещения основания составили 10; 7,5 и 5 % от осадки штампа при постоянном давлении под штампом в 10 кПа. Это давление соответствует линейно-упругому поведению песка (рис. 4.16, б).

Из рис. 4.16 видно, что экспериментально полученные значения глубины сжимаемой толщи в данных опытах значительно меньше глубины активного сжатия, определенной по методу СНиП 2.02.01-83* [31]. Осадка также имеет меньшие опытные значения. Объяснение данному несоответствию приведено в работах В.А. Барвашова [2, 3]. В данной работе автор отмечает парадоксальность получаемых по методикам нормативных документов СНиП 2.02.01-83* [31] и СП 50-101-2004 [33] значений сжимаемой толщи, серьезно отклоняющихся от опытных данных. Барвашов В.А. [2]

отмечает что, хотя рекомендации п. 5.5.41 и основаны на экспериментальных данных, но их детальная верификация средствами математического моделирования не проводилась. В другой работе [3], В.А. Барвашов отмечает большую значимость зон разрушения под краями фундамента в вопросах определения несущей способности основания и описывает наблюдаемое в экспериментах явление прорезки под краем штампа и образование трещин разрушения на поверхности грунта. Косвенным образом, развитие прорезки грунта у краев штампа наблюдается и в наших опытах, что видно в виде локализации деформаций сдвига у краев штампа (рис. 4.17, 4.19, 4.23).

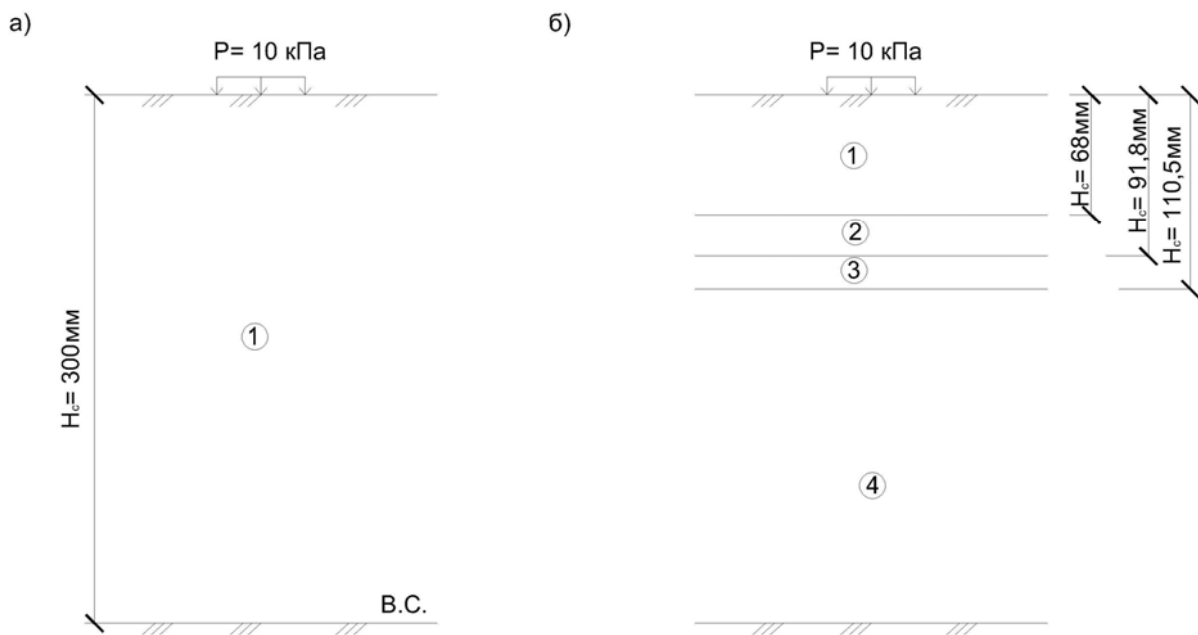


Рис. 4.16. Глубина сжимаемой толщи:
а – СНиП 2.02.01-83 [31]; б – опытное значение
при различном вертикальном перемещении на границе

К моменту окончания фазы линейной зависимости осадки от давления (рис. 4.17) предельные деформации сдвига песка ($\gamma_{пр} = 0,04$ см. рис. 4.9) распространяются на глубину, равную $0,2b$. При осадке штампа в 13,7 мм на границе перехода из области линейно-деформируемого поведения к нелинейному (рис. 4.10) глубина развития максимальной деформации сдвига возрастает и равна $0,4b$ (см. рис. 4.19). При нагрузке, близкой к предельной по устойчивости основания, на рис. 20 четко видна уходящая в глубину до $0,7b$ зона с деформацией сдвига в 200 %. Фактически у краев штампа относительная деформация сдвига имеет значения больше предела прочности песка, равное 0,04.

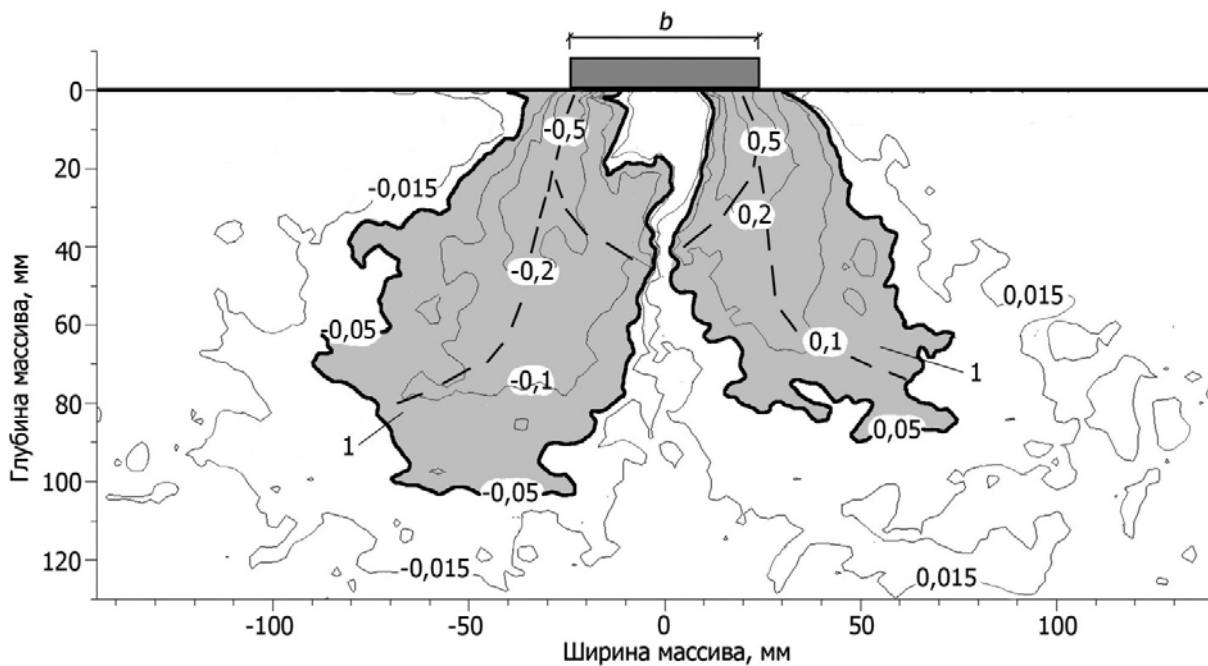


Рис. 4.17. Изолинии деформаций сдвига при осадке штампа 10,1 мм: 1 – зоны со значениями деформаций сдвига больше предельных; пунктирной линией показаны направления развития максимальных деформаций сдвига

Значения осадки штампа, измеренные датчиком перемещений, равны осадке грунта под штампом только в небольшой области непосредственно под подошвой штампа, что объясняется уплотнением основания. Под штампом образуется уплотненное грунтовое ядро, а изолинии вертикальных перемещений под штампом повторяют его очертание (рис. 4.13, 4.21). Далее при увеличении давления под подошвой, зоны уплотнения распространяются вглубь и вширь. Величина уплотнения достигает максимального значения в грунтовом ядре под штампом. Зоны сдвига (рис. 4.17, 4.19, 4.23) зарождаются под краями штампа, а также локально под вершиной грунтового ядра при нагрузках больших предела пропорциональности.

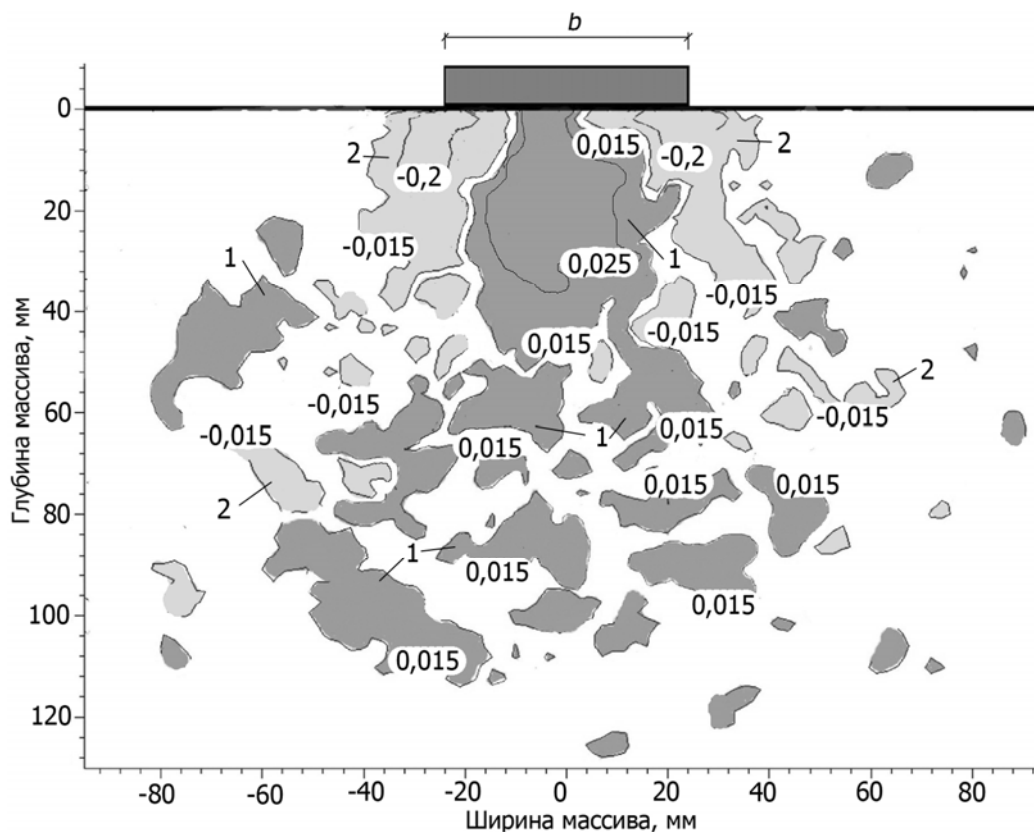


Рис. 4.18. Изолинии деформаций объема при осадке штампа 10,1 мм:
1 – зоны сжатия, 2 – зоны расширения

Характер распределения вертикальных и горизонтальных перемещений при осадке штампа равной 13,7 мм (точка 2, на рис. 4.10) аналогичен предыдущей ступени нагружения и отличается лишь количественно, поэтому здесь не приведен.

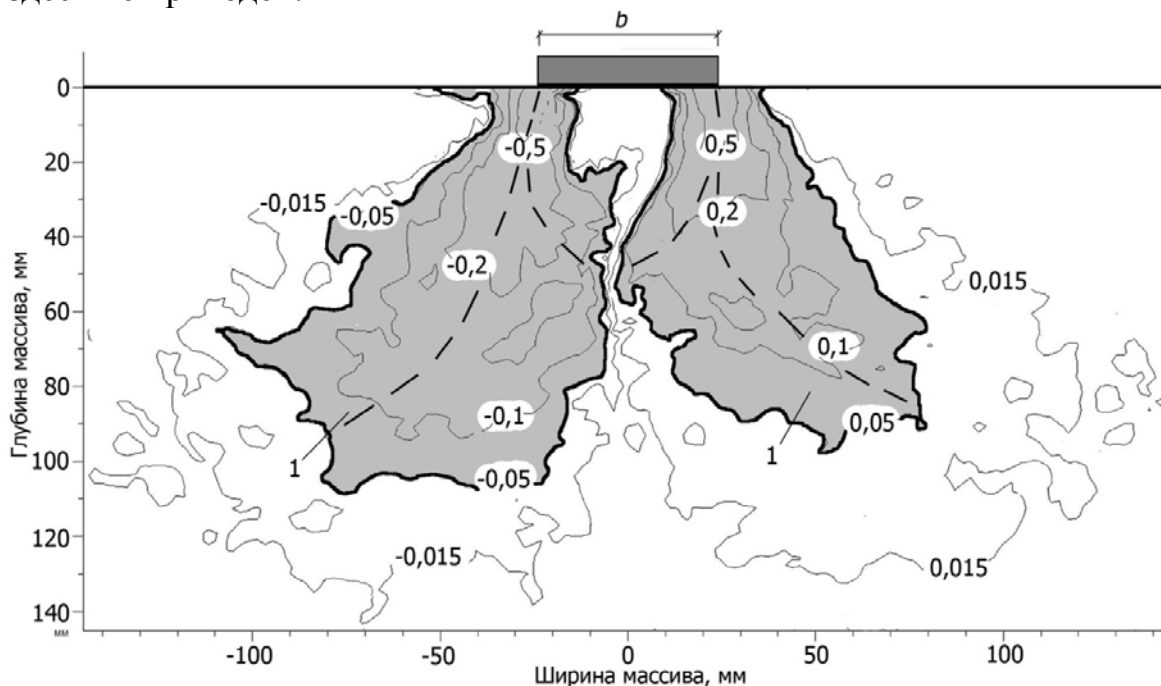


Рис. 4.19. Изолинии деформаций сдвига при осадке штампа 13,7 мм:
1 – зоны со значениями деформаций сдвига больше предельных; пунктирной линией показаны направления развития максимальных деформаций сдвига

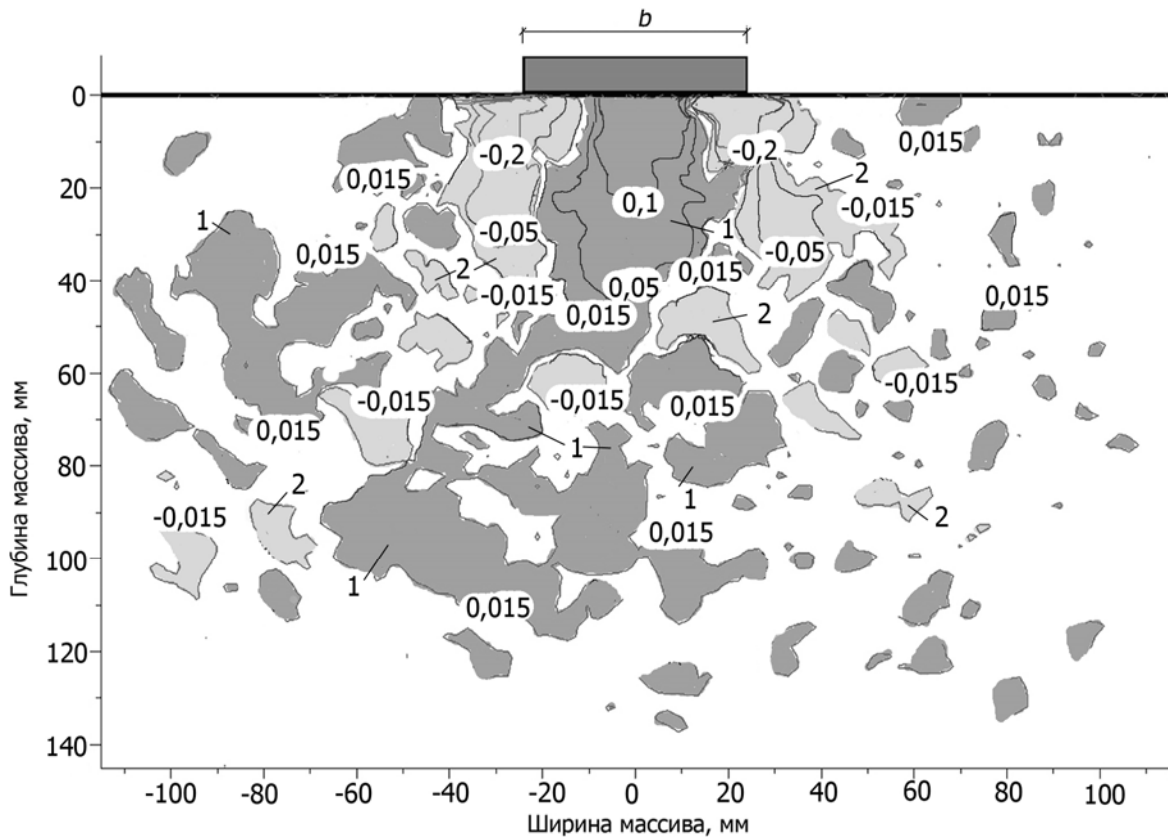


Рис. 4.20. Изолинии деформаций объема при осадке штампа 13,7мм:
1 – зоны сжатия, 2 – зоны расширения

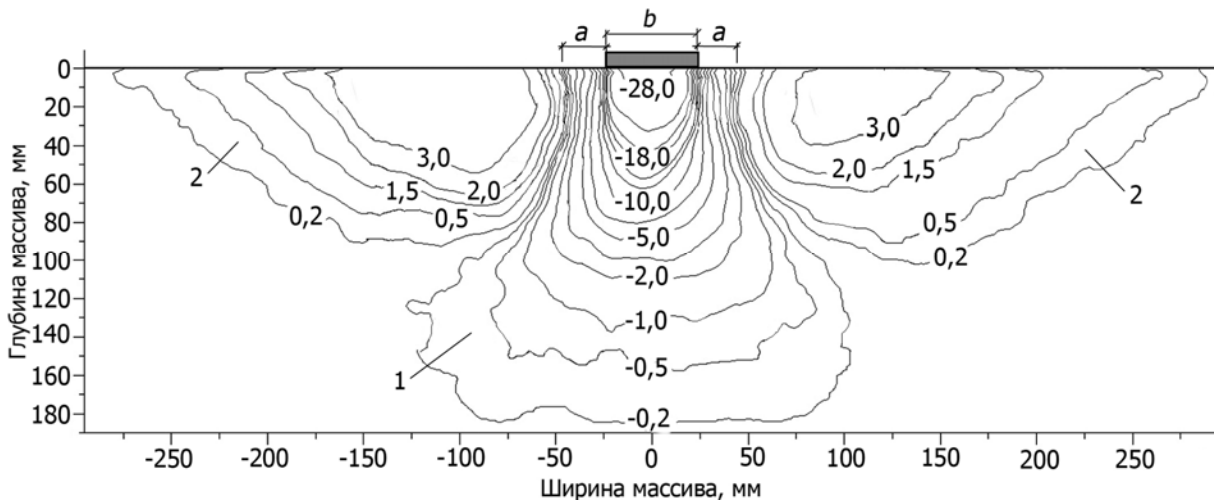


Рис. 4.21. Изолинии вертикальных перемещений при осадке штампа 28,8 мм:
1 – зона сжатия; 2 – зоны выпора; а – опускание свободной поверхности

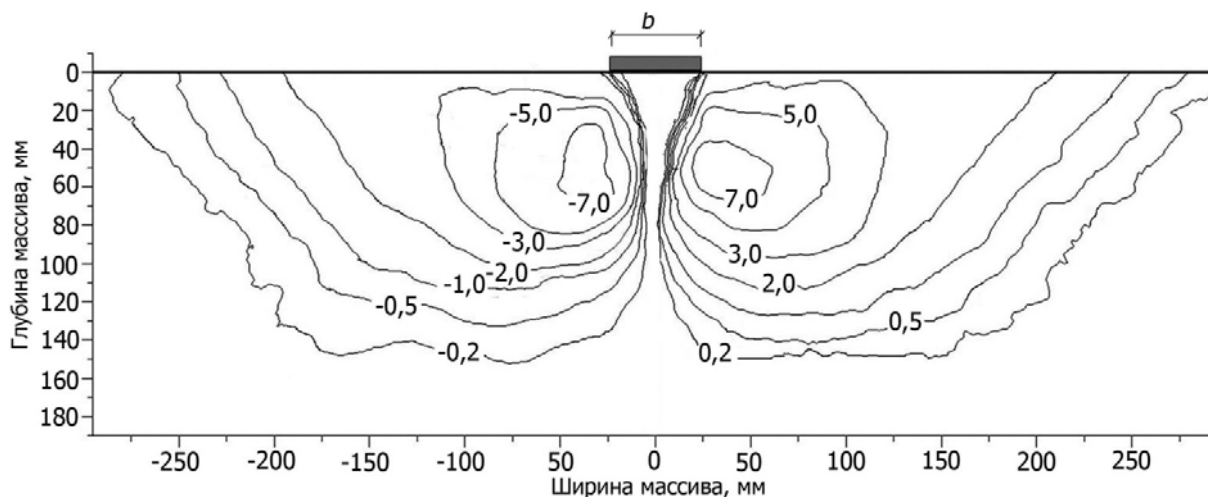


Рис. 4.22. Изолинии горизонтальных перемещений при осадке штампа 28,8 мм

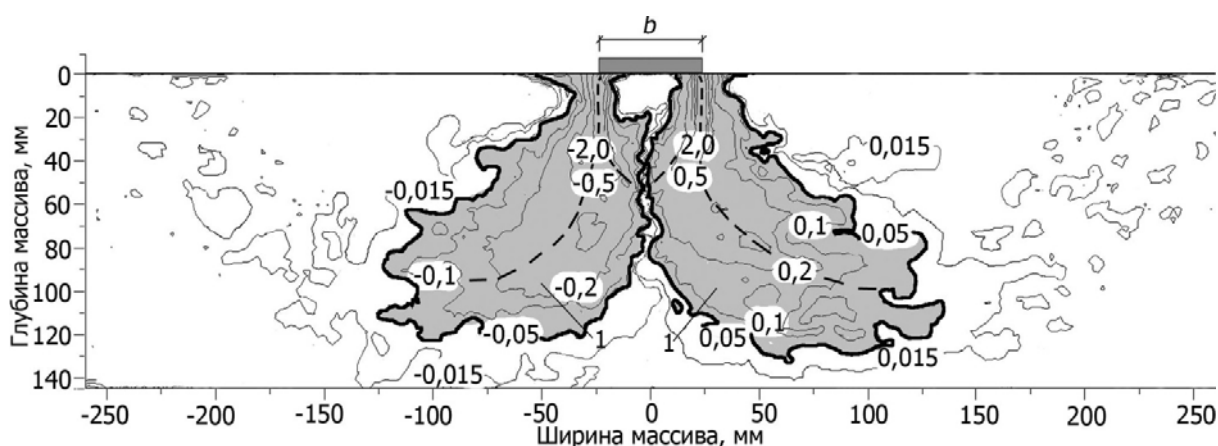


Рис. 4.23. Изолинии деформаций сдвига при осадке штампа 28,8 мм 1 мм: 1 – зоны со значениями деформаций сдвига больше предельных; пунктирной линией показаны направления развития максимальных деформаций сдвига

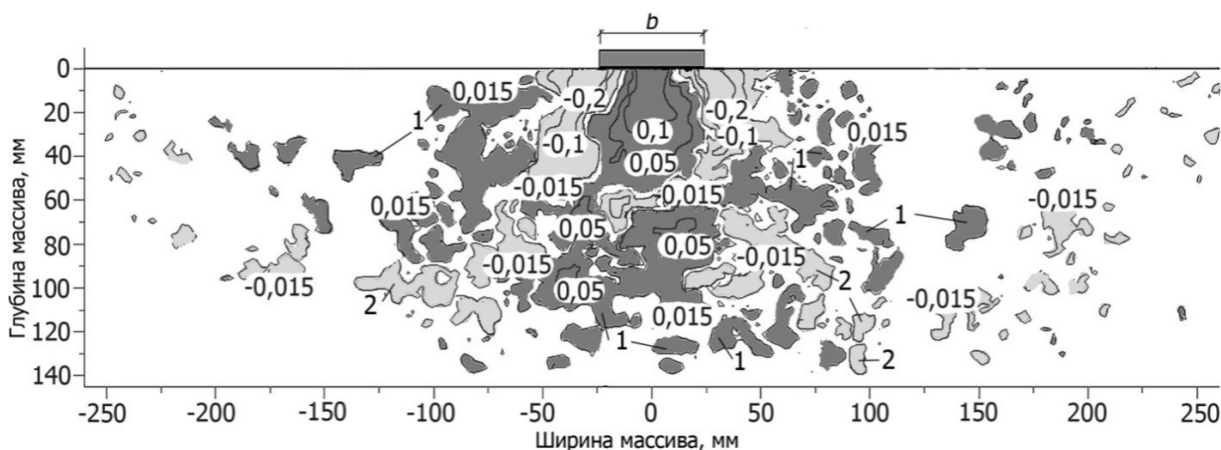


Рис. 4.24. Изолинии деформаций объема при осадке штампа 28,8 мм: 1 – зоны сжатия, 2 – зоны расширения

Наибольшие деформации сдвига наблюдаются у краев штампа, причем они развиваются не только вглубь песка, но и в направлении под штамп (рис. 4.17, 4.19, 4.23), что уменьшает объем упругого грунтового ядра,

постепенно превращая его в клин. Известно [41], что механизм потери устойчивости основания связан с образованием зон сдвига под краями штампа, их дальнейшим распространением в глубину и в стороны от краев штампа. Развитие этого процесса можно наблюдать на рис. 4.17, 4.19, 4.23. Деформации сдвига достигают предельных значений ($\gamma_{пр} = 0,04$) первоначально под краями штампа, а затем развиваются по направлению вглубь основания. На рис. 4.19 видно, что под краем штампа измеренная относительная деформация сдвига равна 0,5, что более предельной деформации для песка почти в 12 раз. На глубине 100 мм (2b) относительная деформация сдвига равна предельной ($\gamma = 0,05$). При осадке штампа 28,8 мм (рис. 4.23) относительная деформация сдвига под краем штампа равна 2,0, что уже в 50 раз более предельной деформации сдвига для данного вида песка. Следует заметить, что глубина развития зоны предельного и запредельного состояний практически не изменяется с ростом внешней нагрузки и равна 100 мм (рис. 4.17, 4.19, 4.23).

На рис. 4.18, 4.20, 4.24 показано развитие зон уплотнения и расширения на различных ступенях нагружения внешней нагрузкой. Общей тенденцией является уменьшение зоны уплотнения и возрастание зон расширения с ростом внешней нагрузки.

4.3. Исследование деформированного состояния армированного песчаного основания с использованием метода цифровой обработки образов

Во второй серии в песчаный грунт под моделью фундамента на различной глубине вводился армирующий материал – геосетка (рис. 4.25).



Рис. 4.25. Укладка армирующих сеток

Применялась геосетка с размерами ячеек 8x8 мм, толщина стенки ячейки 1.5 мм. Усилие, возникающее в образце геосетки при относительных деформациях 2 % равно 950 кН/м, а разрывная нагрузка 50 кН/м.

Схема армирования показана на рис. 4.26.

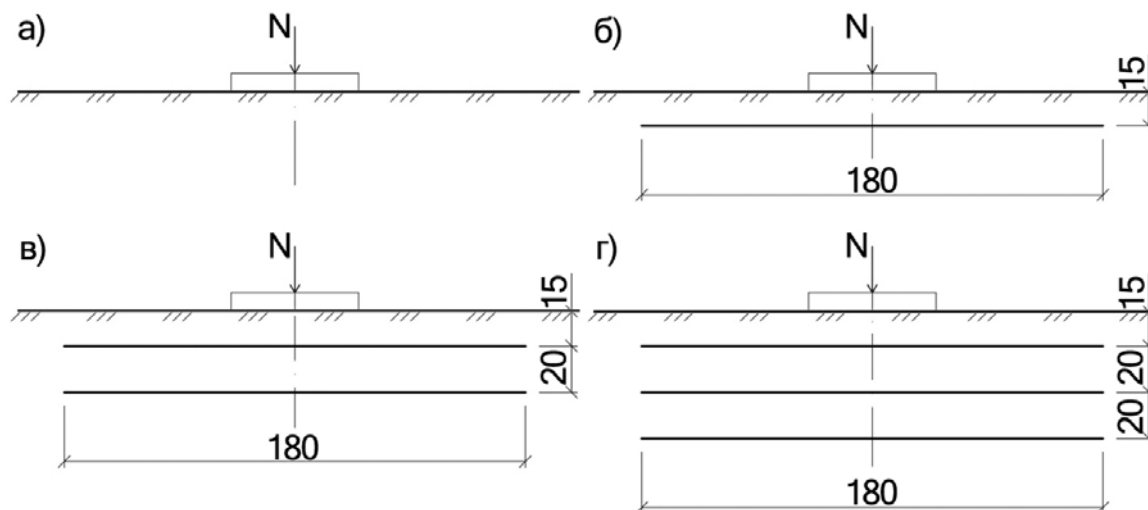


Рис. 4.26. Схемы армирования песчаного основания

В процессе нагружения разрушения геосеток не происходило. В связи с тем, что армированный грунт показывает деформирований с упрочнением (рис. 4.27, кривые 2,3,4), то за предельную нагрузку в дальнейшем обсуждении принята такая нагрузка на штамп, при которой осадка штампа превышает 30 мм, или 60% от его ширины.

Расчет векторов перемещений был выполнен в демо-версии программы PIVview [110]. Затем из полученных матриц перемещений в программе MatLab (<http://www.mathworks.com>) были созданы рисунки с изолиниями.

На рис. 4.27 показан графики зависимости осадки штампа от давления под его подошвой при различной степени армирования песчаного основания. На графике буквами отмечены ступени нагрузки, для которых проводился анализ методом PIV. Как видно из рис. 4.27, армирование песчаного основания приводит к изменению характера зависимости «давление-осадка». Во-первых, увеличивается жесткость основания и, как следствие, уменьшается осадка. При вертикальном давлении 50 кПа осадка армированного одним слоем геосетки основания в 1,2, двумя – в 1,9, тремя в 2,8 раза меньше, чем неармированного. Предел линейной пропорциональности графика давление-осадка для армированного, особенно 3 слоями основания, основания плохо определяется. Это связано с большой распределительной способностью армированного основания, боковым обжатием грунта в области армирования. Боковое обжатие представлено в прил. А на рисунках с изолиниями горизонтальных перемещений армированного основания: практически отсутствует горизонтальный распор грун-

та в зоне армирования. Характер деформирования в целом похож на естественное основание с заглубленным на уровень нижнего слоя геосетки штампом – глубина развития зон сдвига при армировании в 3 ряда (рис. 4.33) на 48 мм ниже, чем у естественного основания (рис. 4.31), что близко к глубине заложения нижнего слоя армирования 50 мм. Это явление также вызывает повышение жесткости основания, несущей способности и увеличивает предел пропорциональности на графике (рис. 4.27).

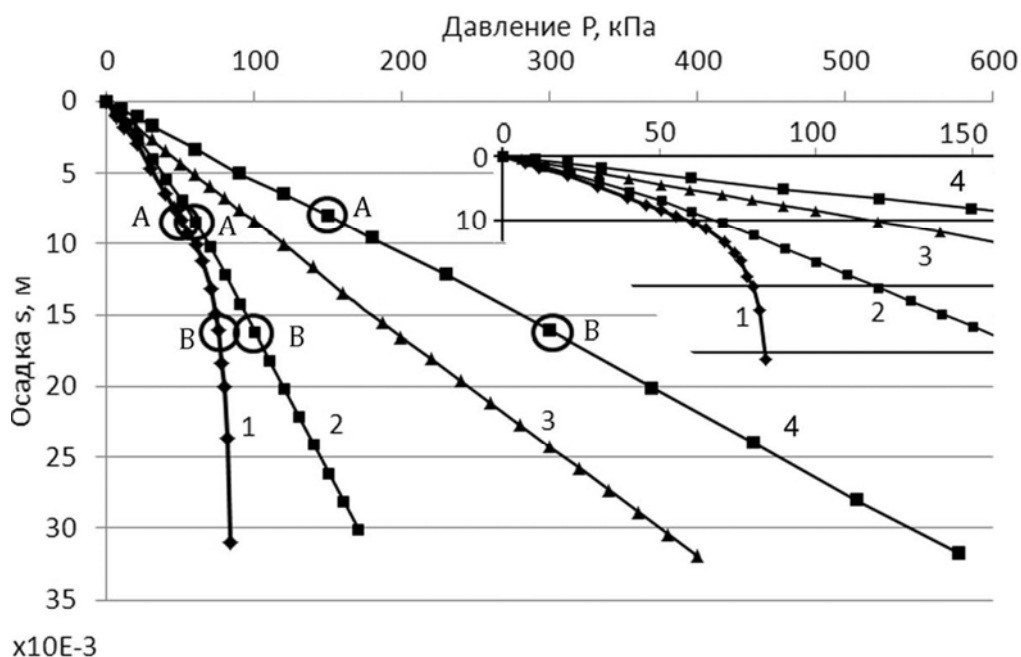


Рис. 4.27. Зависимость осадки штампа от нагрузки:
 1 – песок без армирования; 2,3,4 – песок с армированием 1,2,3 слоями, соответственно; А и В – точки анализа методом цифровой обработки образов

Во-вторых, увеличивается предельная нагрузка на основание, причем, для армированного основания зависимость между давлением и осадкой штампа является практически линейной во всем диапазоне нагружения, в отличие от неармированного песчаного основания.

На рис. 4.28-4.33 показаны изолинии деформаций сдвига и объема в армированном и неармированном основании. Введение сеток не приводит, в данном случае, к существенному уменьшению деформаций сдвига под краями штампа. Как видно из рис. 4.28-4.30, в основании без армирования максимальная деформация сдвига равна 0,3, при армировании одной и тремя сетками она равна 0,2, хотя вертикальная нагрузка на штамп значительно различается (рис. 4.27). Вероятно, это объясняется тем, что первая сетка находится на большей глубине $0,3b$ (15) мм под штампом и не препятствует развитию деформаций сдвига в этом слое песка.

При нагрузке, близкой к предельной по устойчивости, эффект армирования основания проявляется более выражено. Зоны сдвига (рис. 4.31-4.33) развиваются преимущественно вглубь и в стороны от оси

симметрии штампа. Локализация деформаций сдвига в виде полос проявляется в меньшей степени.

Армирование препятствует развитию зон сдвига в глубину – видны скачкообразные падения значений деформаций сдвига при пересечении геосеток (рис. 4.29, 4.30, 4.31, 4.32).

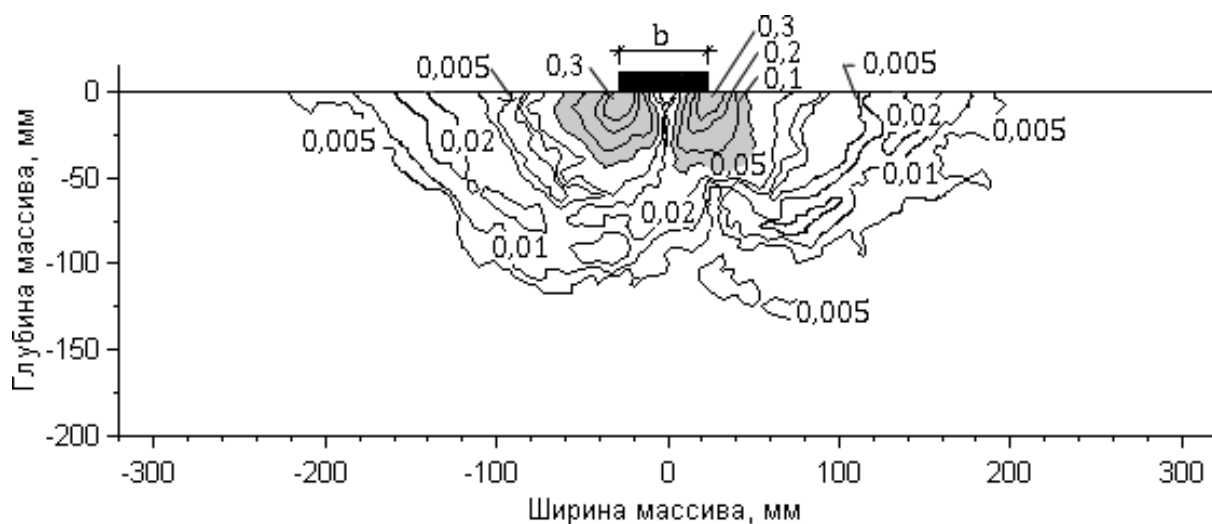


Рис. 4.28. Изолинии деформаций сдвига естественного основания при осадке 8 мм

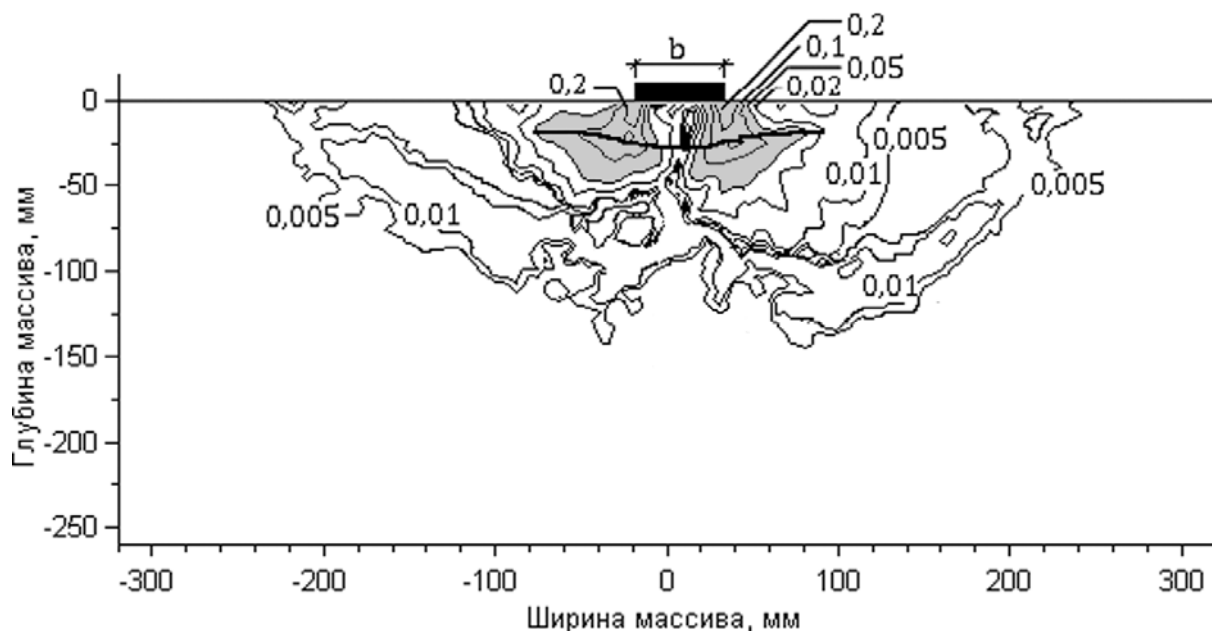


Рис. 4.29. Изолинии деформаций сдвига армированного основания одной сеткой при осадке штампа 8 мм

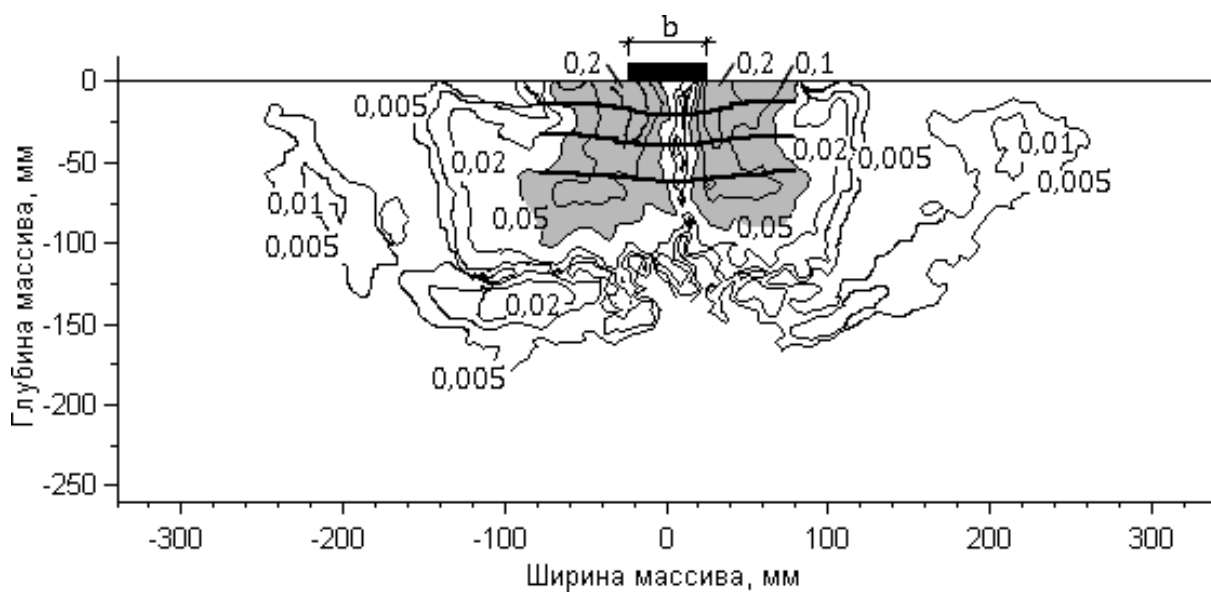


Рис. 4.30. Изолинии деформаций сдвига армированного основания
 тремя сетками при осадке штампа 8 мм

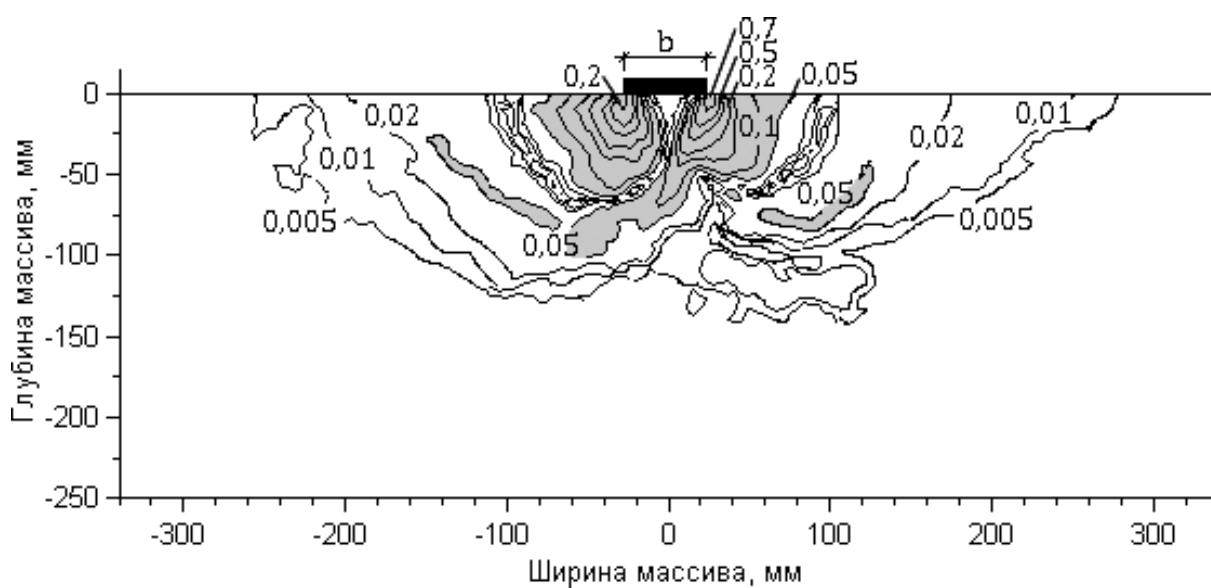


Рис. 4.31. Изолинии деформаций сдвига естественного основания
 при осадке 16 мм

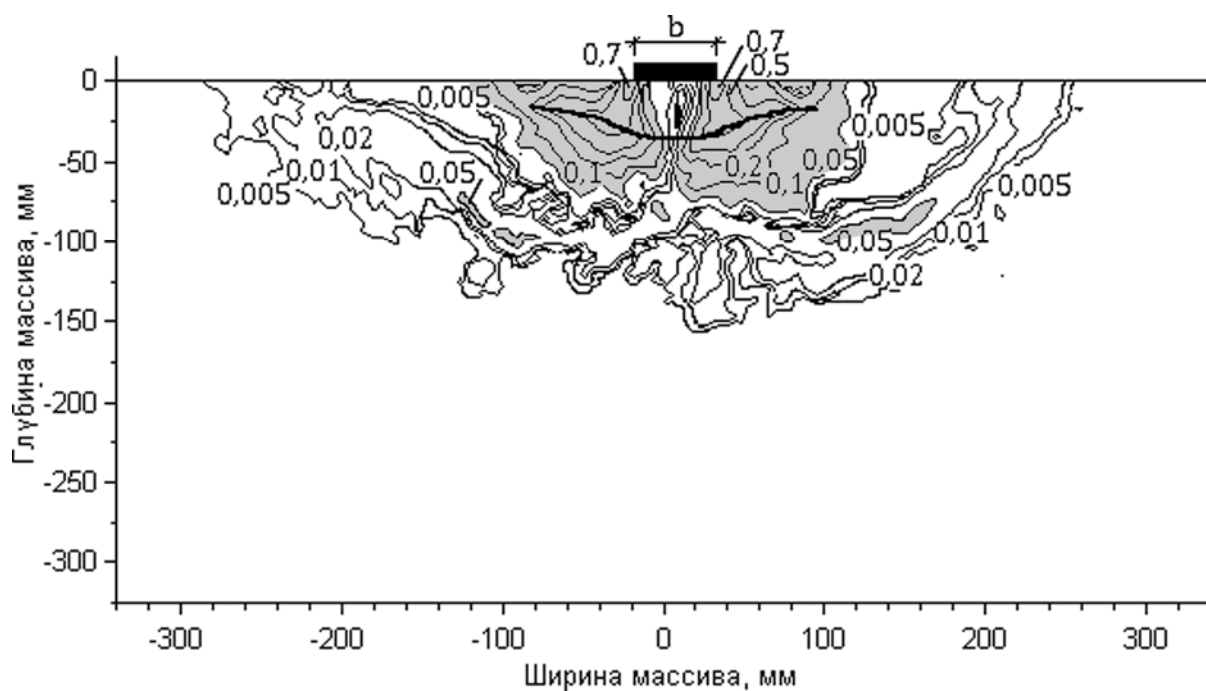


Рис. 4.32. Изолинии деформаций сдвига армированного основания одной сеткой при осадке штампа 16 мм

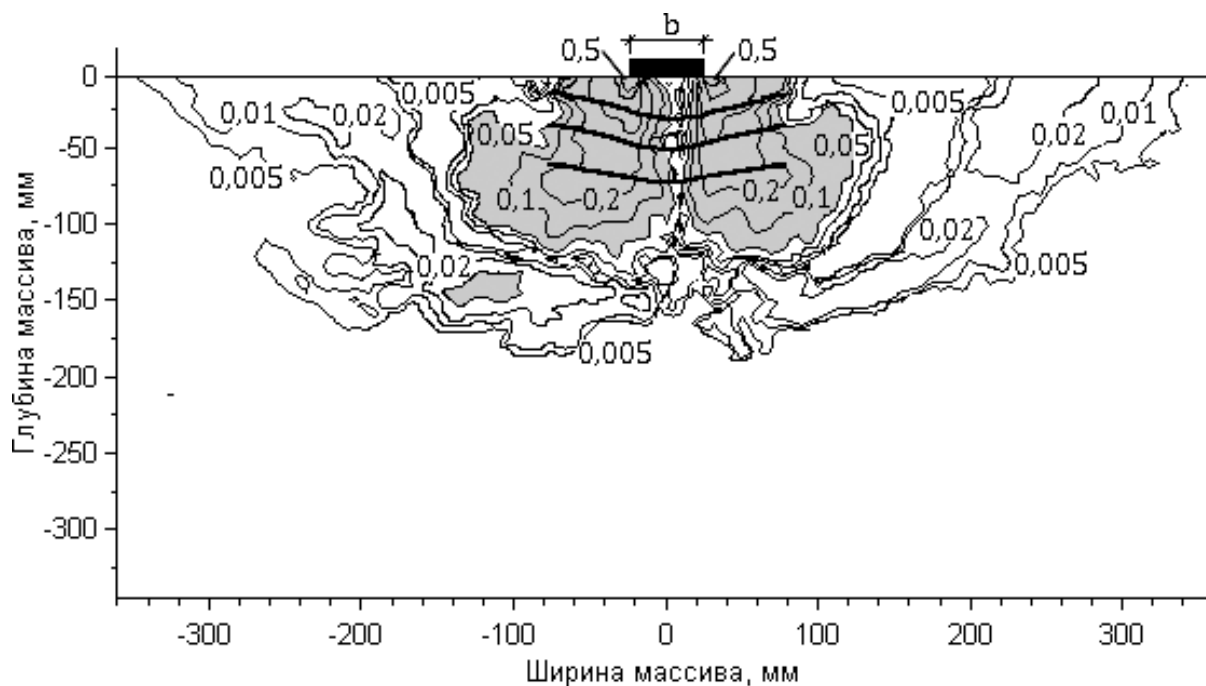


Рис. 4.33. Изолинии деформаций сдвига армированного основания тремя сетками при осадке 16 мм

Выводы по разделу 4

1. Жесткость основания в условиях осесимметричной деформации выросла при всех вариантах армирования. В зависимости от степени армирования модуль деформации основания увеличивается от 2,6 до 4,3 раза соответственно для сетки на поверхности и 2 армирующих слоев.

2. В условиях осесимметричной деформации при армировании в 2 раза увеличилась предельная нагрузка на основание с 325 кПа для естественного основания до 650 кПа для армированного 2 геосетками.

3. Жесткость основания выросла при всех вариантах армирования. Так на участках линейной зависимости при давлении 100 кПа для естественного основания осадка составила 11,1 мм, для армированного почти в 2 раза меньше – от 4,7 до 5,8 мм.

4. При армировании в 2,3 раза увеличился участок линейной зависимости на графике давление-осадка: со 150 до 350 кПа.

5. Геосетка, заглубленная в основание на 100 мм позволяет основанию сохранять устойчивость до давления 550 кПа, а лежащая на поверхности всего до 400 кПа.

6. При использовании метода PIV качественная и количественная сторона характера деформации основания выявлены такими же, как и при использовании метода фотограмметрии.

7. Использование метода PIV, в отличие от метода фотофиксации, позволяет определить не только качественную, но и количественную стороны процесса деформации основания.

8. Метод показал точность измерения перемещений до $1/20000$ угла обзора камеры (0,025 мм)

9. При одной и той же степени армирования глубина развития предельной деформации сдвига постоянна и не зависит от внешней нагрузки.

10. На краях штампа возникают деформации сдвига превышающие предельные значения от 7 до 50 раз по мере роста внешней нагрузки.

11. Деформации сдвига развиваются прогрессивно по мере роста внешней нагрузки от краев штампа вглубь и в стороны к свободной поверхности основания.

12. При нагрузке близкой к предельной по прочности песка неармированного основания наблюдается локализация деформаций сдвига в виде узких полос.

13. Армирование основания приводит к росту предельной нагрузки, уменьшению осадки штампа и ограничению области развития деформаций сдвига.

14. Армирование препятствует развитию зон сдвига в глубину. Локализация деформаций сдвига в виде полос проявляется в меньшей степени.

15. Характер деформирования в целом похож на естественное основание с чуть более широким и заглубленным на уровень нижнего слоя геосетки штампом.

5. ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ АРМИРОВАННОГО И НЕАРМИРОВАННОГО ПЕСЧАНОГО ОСНОВАНИЯ ПОД МОДЕЛЬЮ ЛЕНТОЧНОГО ФУНДАМЕНТА

В предыдущей главе был рассмотрен механизм деформации армированного основания, который выявлен в результате физического моделирования с использованием модели жесткого штампа. Результаты показали следующий механизм деформирования.

Фаза действительно упругого состояния грунта проявляется только на начальном этапе нагружения, а соответствующие нагрузки, невелики. Вторая фаза характеризуется небольшими осадками, вызываемыми уплотнением грунта. Деформации в этом случае уже являются необратимыми. Третья фаза характеризуется значительно большими осадками, нежели вторая; здесь проявляются значительные взаимные сдвиги частиц грунта. На краях штампа возникают деформации сдвига превышающие предельные значения от 7 до 50 раз по мере роста внешней нагрузки. Таким образом, осадка фундамента является следствием как, с одной стороны, уплотнения грунта, так, с другой стороны, развития пластических деформаций. Деформации сдвига развиваются прогрессивно по мере роста внешней нагрузки от краев штампа вглубь и в стороны к свободной поверхности основания, описывая границы призмы выпора. При нагрузке близкой к предельной по прочности песка неармированного основания наблюдается локализация деформаций сдвига в виде узких полос. При этом глубина развития предельной деформации сдвига постоянна и не зависит от внешней нагрузки. Армирование основания приводит к росту предельной нагрузки, уменьшению осадки штампа и ограничению области развития деформаций сдвига. Армирование препятствует развитию зон сдвига в глубину. Локализация деформаций сдвига в виде полос проявляется в меньшей степени. Характер деформирования в целом похож на естественное основание с заглубленным на уровень нижнего слоя геосетки штампом.

Огромный вклад в разработку замкнутых аналитических решений внесла советская школа геомехаников Н.М. Герсеванов, В.А., Малышев М.В. [21], Флорин В.А. [38], Соколовский В.В. [32], Березанцев В.Г. [5] и др.

Однако вблизи предельного состояния описать реальное поведение грунта в основании сооружения, с использованием классических решений теории упругости, невозможно из-за проявления нелинейности между напряжениями и деформациями. Для решения задач с учетом возникновения и развития пластических деформаций, с конца 60х гг. прошлого века стали применять численные методы, что позволяет решение сложных математических задач свести к последовательному выполнению большого числа простых арифметических операций в упругой постановке на итерациях. Одновременно потребовалось расширение экспериментов по изу-

чению поведения грунта в различных условиях 3-х мерного нагружения: с учетом изменения знака нагружения, вращения главных напряжений [5].

Благодаря успехам вычислительной техники и наличию разнообразных моделей грунтов, стала возможным моделирование лабораторных и полевых испытаний на компьютере. Важным моментом является проверка выбранной модели грунта на соответствие двух условий: а) правильности выбора определяющего уравнения грунтов и б) правильности назначения входных параметров, их калибровка, под которой подразумевается совпадение расчетных и опытных данных.

Назначение входных параметров грунтов при разработке расчетных моделей грунтовых оснований вызывает некоторые затруднения пользователей программных продуктов. Среди трудностей следует отметить следующие:

Параметры грунтов практически всегда являются величинами неточными из-за: а) случайных ошибок, связанных с естественной природой самого объекта и ошибок (погрешностей), возникающих при отборе монолитов грунта; б) неопределенностей, связанных с технологией определения параметров, например, погрешности лабораторного оборудования, их неточная калибровка.

Узаконенная методика определения показателей механических свойств грунтов [14] оперирует с интервальной оценкой характеристик грунтов в приложенном диапазоне нагрузок, их знака, изменении во времени, а для выполнения расчетов необходима точечная, а не интервальная оценка параметров. И не всегда использование среднего значения интервальной оценки параметра является оптимальным.

Перечисленные трудности в значительной мере объясняются сложностью и большим числом взаимосвязанных параметров, описывающих поведение грунтов, неоднозначной зависимостью между напряжениями и деформациями. Использование метода конечных элементов при решении обратной задачи моделирования, когда некоторые параметры модели неизвестны (например, не могут быть измерены явно), и требуется их найти, сопоставляя поведение реальной системы с её моделью, позволяет назначить параметры, наиболее совершенно отражающие его поведение, при значительном снижении ресурсоемкости процесса исследования грунта. В качестве примера ниже приводятся результаты калибровки параметров грунтов по данным компрессионных испытаний [35].

Программа PLAXIS – это конечно-элементная программа, предназначенная для расчета деформаций, устойчивости и фильтрации грунтовых вод в геотехнических задачах. Возможно использование больших двухмерных конечно-элементных сеток. Профессиональная версия поставляется в виде расширенного программного пакета, учитывающего статические упругопластические деформации, усовершенствованные модели грунта, расчеты устойчивости и консолидации, расчеты по изменяемой сетке и

расчеты установившейся фильтрации в грунтах. Программа PLAXIS специально предназначена для геотехнических расчетов, поэтому в ней, в отличие, например, от универсального программного комплекса ANSYS, дополнительно к модели Кулона – Мора предлагается ряд усовершенствованных моделей грунта: упругопластическая модель гиперболического типа, называемая моделью грунта с двойным упрочнением; для моделирования поведения нормально уплотненных слабых грунтов во времени имеется модель слабого грунта с учетом ползучести. Кроме этих моделей грунтов предлагается, например, специальная модель анизотропного трещиноватого скального массива и др. Для использования программы PLAXIS помимо умения в ней работать необходимо также верно определить параметры модели грунта, которую планируется применить в расчетах.

5.1. Описание модели с двойным упрочнением Hardening Soil

Модели, в которых вводится независимый закон поведения грунта при деформациях формоизменения, а область упрочнения при сдвиге развивается независимо от объемных деформаций, можно выделить в отдельное направление. К таким моделям относятся модель Ю.К. Зарецкого (1988) и упрочняющаяся модель (Hardening Soil Model) в программе PLAXIS (Schanz T., Vermeer P.A., Bonnier P.G.) [42]. Такое направление является наиболее перспективным, поскольку позволяет учесть наличие пластических деформаций формоизменения на различных траекториях нагружения. Как уже указывалось, в модели Cam Clay деформации формоизменения определяются законом уплотнения и формой «шатра», см. рис. 5.2. Вероятно, что какие-то зависимости между поведением грунта при уплотнении и при сдвиге существуют, однако надежда на то, что математический аппарат модели позволит установить эти зависимости, не вникая в их физический смысл, представляется неоправданной [42]. Поэтому при построении феноменологической модели логичнее вводить независимые функции для описания поведения грунта при уплотнении и при сдвиге. Рассмотрим более подробно упрочняющуюся модель Hardening Soil model, разработанную Schanz T., Vermeer P.A., Bonnier P.G. [42], заложенную в известную программу PLAXIS и поэтому достаточно часто используемую в практических расчетах.

Упругопластическая модель с изотропным упрочнением Hardening Soil включает в качестве поверхности разрушения – функцию, описывающую критерий разрушения Мора-Кулона; для описания упругой области напряженно-деформированного состояния – гиперболическую модель Duncan-Chang [68] с изменяемыми модулями упругости для траектории первичного нагружения и траектории разгрузки – повторного нагружения; для описания пластических сдвиговых и объемных деформаций –

две функции текучести для девиаторного f^s и изотропного f^c нагружений, соответственно (рис. 5.1 б).

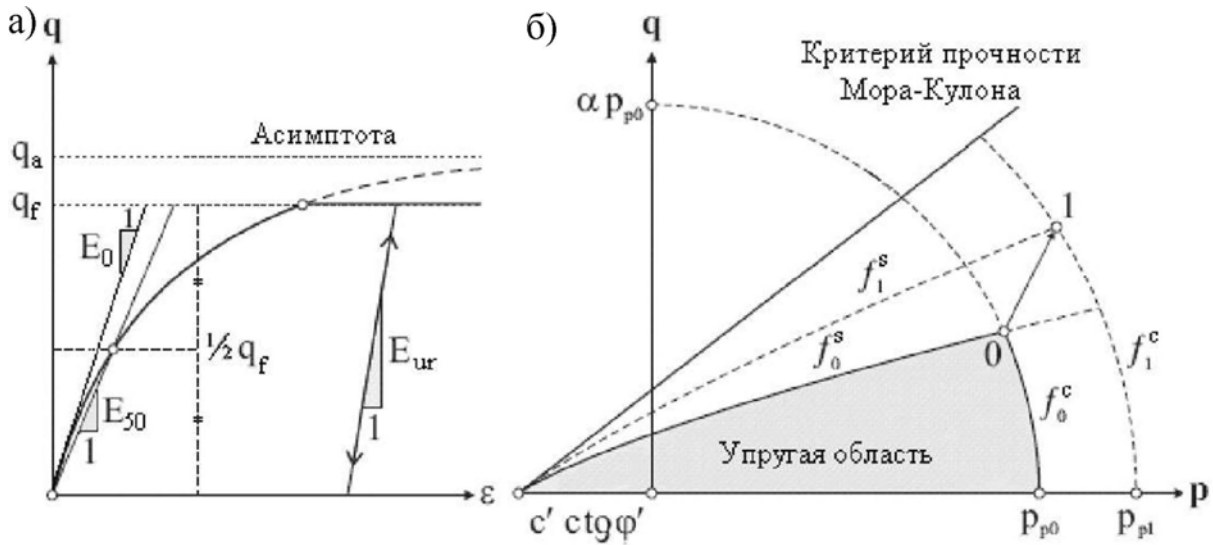


Рис. 5.1. Гиперболическое отношение между напряжениями и деформациями (слева) и поверхности текучести модели Hardening Soil (справа)

Модель точно описывает поведение грунта при разработке котлованов, при устройстве подпорных стен и проходке туннелей, когда имеет место уменьшение среднего эффективного напряжения с сопротивлением грунтов сдвигу.

Недостатки модели: неспособность учесть явления анизотропии прочности и жесткости, ползучести и длительной прочности, непригодность для моделирования динамических процессов [50].

Основные определяющие уравнения: гиперболическая зависимость между напряжениями и деформациями; суммируемость деформаций; функция текучести; закон пластического течения материала; закон пластического упрочнения. Для описания нелинейно-упругой области используется гиперболическая зависимость между девиатором напряжения q и деформацией ε (рис. 5.1 а), что было впервые предложено R.L. Kondner и J.S. Zelasko в 1963 г., и затем дополнено J.M. Duncan и C.Y. Chang [68] в 1970 г.

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2A_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad (5.1)$$

Для ограничения гиперболической функции асимптотой с введением девиатора напряжений q_a , которое связано с максимальным значением девиатора напряжений q_f , уравнением

$$q_a = q_f / R_f \quad (5.2)$$

где

$$q_f = (c \cdot \operatorname{ctg} \varphi + \sigma_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}. \quad (5.3)$$

Величина R_f для большинства грунтов изменяется в пределах 0,75...1 [56]. Принимаем $R_f=0,9$. Секущий модуль упругости E_{50}^{ref} и модуль упругости на цикле разгрузка – повторное нагружение E_{ur}^{ref} являются величинами, зависящими от сцепления c , угла внутреннего трения φ , наименьшего главного напряжения σ_3 , и определяются из трехосных испытаний по формулам

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos \varphi - \sin \varphi \cdot \sigma_3}{c \cdot \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (5.4)$$

и

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos \varphi - \sin \varphi \cdot \sigma_3}{c \cdot \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (5.5)$$

где m – показатель степени, предложенный Ohde [107] (1937) для оценки изменения модуля деформации при изменении действующего напряжения по отношению к атмосферному давлению $p_{ref} \approx 100$ кПа [35]. Параметр m для большинства грунтов изменяется в пределах 0,4...1.

Вычислим параметр m , исходя из результатов испытаний в условиях трехосного сжатия по табл. 3.3:

$$m = \frac{105 \text{ МПа} - 81 \text{ МПа}}{81 \text{ МПа} - 49 \text{ МПа}} = 0,75.$$

Вычислим значение E_{50} из результатов испытания грунта в условиях трехосного сжатия по формуле (5.4)

$$\begin{aligned} E_{50} &= E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos \varphi - \sin \varphi \cdot \sigma_3}{c \cdot \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m = \\ &= 32 \left(\frac{0,001 \cdot \cos 37 - \sin 37 \cdot 0,1}{0,001 \cdot \cos 37 + 0,1 \cdot \sin 37} \right)^{0,75} = 30,1 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Вычислим значение E_{ur} из результатов испытания грунта в условиях трехосного сжатия по формуле (5.5)

$$\begin{aligned} E_{ur} &= E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos \varphi - \sin \varphi \cdot \sigma_3}{c \cdot \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m = \\ &= 151,1 \left(\frac{0,001 \cdot \cos 37 - \sin 37 \cdot 0,1}{0,001 \cdot \cos 37 + 0,1 \cdot \sin 37} \right)^{0,75} = 145,0 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Независимые от времени, упругие и пластические приращения деформаций действуют независимо друг от друга. Полное приращение деформации складывается из упругих и пластических приращений:

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p. \quad (5.6)$$

В процессе пластического деформирования поверхность текучести изменяется двояко. Функция текучести для девиаторного нагружения описывает пластические сдвиговые деформации и задается уравнением

$$f^s = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{2q}{E_{ur}} - \gamma_p, \quad (5.7)$$

где $\gamma_p = -(\varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p - \varepsilon_3^p)$ – параметр упрочнения.

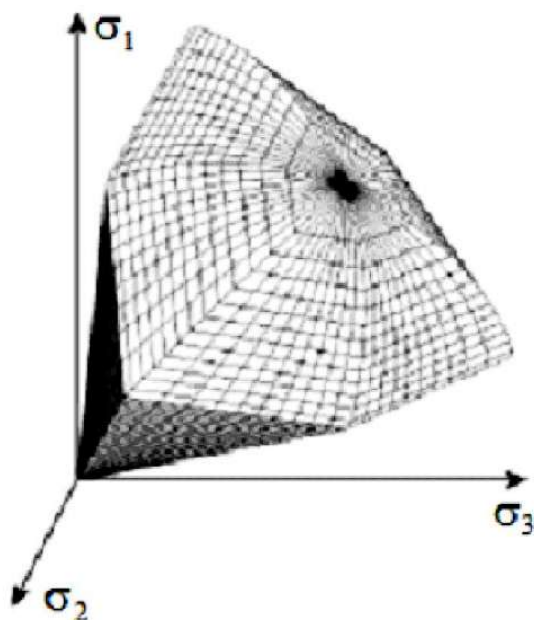


Рис. 5.2. Модель с упрочнением Hardening Soil Model [35]

При девиаторном нагружении пластические объемные деформации пренебрежительно малы по сравнению со сдвиговыми, т.е. $\gamma_p \approx -2\varepsilon_1^p$.

При первичном нагружении проявляются и упругие, и пластические деформации. При разгрузке – повторном нагружении возникают преимущественно упругие деформации, которые при трехосных испытаниях определяются, как $\varepsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}}$, причем

$$\varepsilon_2^e = \varepsilon_3^e = -\nu_{ur} \frac{q}{E_{ur}}.$$

Пластический потенциал при девиаторном нагружении g^s задается уравнением:

$$g^s = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3)\psi_m, \quad (5.8)$$

где ψ_m – мобилизованный угол дилатансии, который может быть найден из опытов. В подразд. 3.3.1 был найден угол дилатансии $\psi_m = 8^\circ$ (рис. 3.9).

При неассоциированном законе деформирования функции текучести и пластического потенциала не совпадают друг с другом ($g^s \neq f^s$).

Функция текучести для изотропного нагружения f^c описывает пластические объемные деформации и задается уравнением:

$$f^c = d^2 / \alpha^2 - p^2 - p_p^2. \quad (5.9)$$

Поверхность текучести f^c изменяется независимо от f^s . Поверхность текучести определяется параметрами α и давлением предварительного уплотнения p_p . Оба эти параметра являются внутренними параметрами программы PLAXIS и определяются по входным параметрам. Параметр α зависит от коэффициента бокового давления для нормально-консолидированного грунта K_0^{NC} и от отношения E_{50}^{ref} и E_{oed}^{ref} . Параметр p_p зависит от истории формирования грунтов и определяется из опытов в одометре, а модуль деформации E_{oed}^{ref} , находится по формуле

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos \varphi + \sin \varphi \cdot \sigma'_1}{c \cdot \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m. \quad (5.10)$$

Вычислим значение E_{oed} из результатов компрессионных испытаний по формуле (5.10):

$$\begin{aligned} E_{oed} &= E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos \varphi + \sin \varphi \cdot \sigma'_1}{c \cdot \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m = \\ &= 16,8 \left(\frac{0,001 \cdot \cos 37 + \sin 37 \cdot 0,3}{0,001 \cdot \cos 37 + 0,1 \cdot \sin 37} \right)^{0,75} = 22,3 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Т а б л и ц а 5 . 1

Перечень параметров грунта для модели Hardening Soil [35]

| Параметры | Символ | Название | Ед. изм. |
|---------------------------|------------|---|----------|
| 1 | 2 | 3 | 4 |
| Нелинейно упругой области | E_{50} | Секущий модуль деформации при 50 % значении $\sigma_1 - \sigma_3$ из трехосных испытаний | [МПа] |
| | E_{oed} | Тангенциальный модуль деформации из компрессионных испытаний | [МПа] |
| | E_{ur} | Модуль деформации при разгрузке – повторном нагружении из компрессионных испытаний | [МПа] |
| | ν_{ur} | Коэффициент Пуассона при разгрузке – повторном нагружении | [-] |
| | m | Показатель степени для описания влияния на модуль деформации ограничивающего давления, определяется из компрессионных испытаний | [-] |

Окончание табл. 5.1

| 1 | 2 | 3 | 4 |
|-----------------------------------|--------------------|--|------------------------|
| | K_0^{NC} | Коэффициент бокового давления грунта $K_0^{NC} = \sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$ при консолидации, по Яку (1994) $K_0^{NC} = 1 - \sin(\varphi)$ | [-] |
| | $\sigma_{tension}$ | Максимально возможное растягивающее напряжение | [кН/м ²] |
| | $c_{increment}$ | Приращение сцепления с глубиной, устанавливает пользователь | [кН/м ² /м] |
| Поверхности текучести | c | Сцепление из трехосных испытаний | [кН/м ²] |
| | φ | Угол внутреннего трения из трехосных испытаний | [-] |
| | ψ | Угол дилатансии | [-] |
| Начального напряженного состояния | ρ | Плотность | [кг/м ³] |
| | K_0^{OC} | Коэффициент бокового давления грунта, $K_0^{OC} = \sigma_h / \sigma_v$, где σ_v и σ_h вертикальное и горизонтальное давление соответственно | [-] |
| | OCR | Коэффициент переуплотнения грунта | [-] |

5.2. Параметры моделей материалов

Для идентификации параметров модели песчаного грунта Hardening Soil Model достаточно проведения испытаний на трехосное сжатие и компрессионных испытаний, для геосетки – испытания на растяжение. Результаты испытаний представлены в разд. 3 настоящей работы. Предполагалось, что геосетка может работать только на растяжение и обладает нулевой изгибной жесткостью.

Для расчета были приняты следующие параметры моделей:

- Секущий модуль деформации при 50 % значения $\sigma_1 - \sigma_3$ из трехосных испытаний $E_{50} = 30,1$ МПа .

- Модуль деформации из компрессионных испытаний $E_{oed} = 22,3$ МПа .

- Модуль деформации при разгрузке – повторном нагружении из трехосных испытаний $E_{ur} = 145,0$ МПа .

- Коэффициент Пуассона при разгрузке – повторном нагружении $\nu_{ur} = 0,2$.

- Показатель степени для описания влияния на модуль упругости ограничивающего давления, определяется из компрессионных испытаний $m = 0,75$.

- Коэффициент бокового давления грунта при консолидации $K_0^{NC} = 0,398$.
- Максимально возможное растягивающее напряжение $\sigma_{tension} = 0,05$ кПа.
- Приращение сцепления с глубиной $c_{increment} = 0$.
- Сцепление из трехосных испытаний (см. табл.3.3) $c = 1$ кПа.
- Угол внутреннего трения из трехосных испытаний (см. табл.3.3) $\varphi = 37^\circ$.
- Угол дилатансии (см. подразд. 3.3.1) $\psi = 8^\circ$.
- Плотность (см. табл. 3.2) $\rho = 16,4$ кН/м³.
- Коэффициент переуплотнения грунта (на основании в лотке не прикладывалось вертикальное давление до эксперимента) $OCR=1$.
- Начальный коэффициент пористости (см. подразд. 3.2) $e_{init} = 0,602$, минимальный $e_{min} = 0,4$ и максимальный $e_{max} = 1,1$.
- Модуль упругости геосетки (см. подразд. 3.1) $EA = 950$ кН/м, разрывное усилие $N_p = 51$ кН/м.

5.3. Решение тестовых задач

С целью проверки соответствия опытов по определению параметров модели с численным моделированием этих опытов было выполнено решение тестовых задач.

Для численного моделирования образца грунта в условиях компрессионного сжатия в PLAXIS была выбрана осесимметричная модель с размерами 87×25 мм.

Граничные условия: по левой и правой границам модели – запрещены горизонтальные перемещения и поворот; для нижней границы – жесткая заделка; по верхней границе модели прикладывается вертикальное давление.

Сетка конечных элементов из неправильных треугольных 15-узловых элементов сгенерирована PLAXIS автоматически. После создания сетки было задано начальное состояние эффективных напряжений. Операции первичного нагружения, разгрузки, повторного нагружения и окончательной разгрузки в виде шагов расчета осуществлялось опцией Total multipliers $\Sigma Mload A$.

После выполнения расчетов в PLAXIS, данные расчета выводились в виде графика $\varepsilon_y = f(\sigma_y)$ на экран и в табличной форме копировались в Excel.

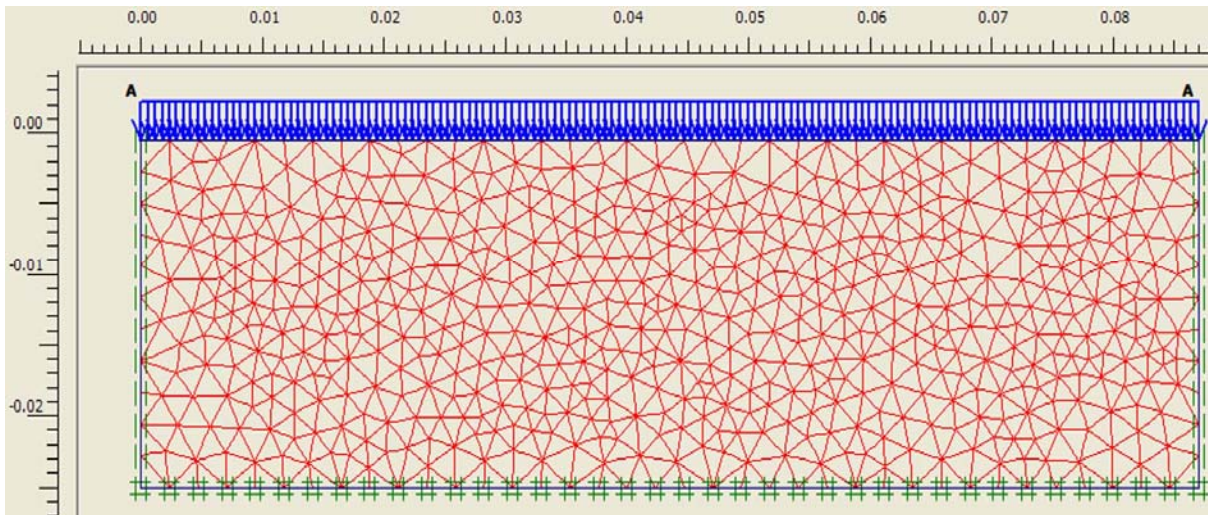


Рис. 5.3. Расчетная модель грунта в PLAXIS в условиях компрессионного сжатия

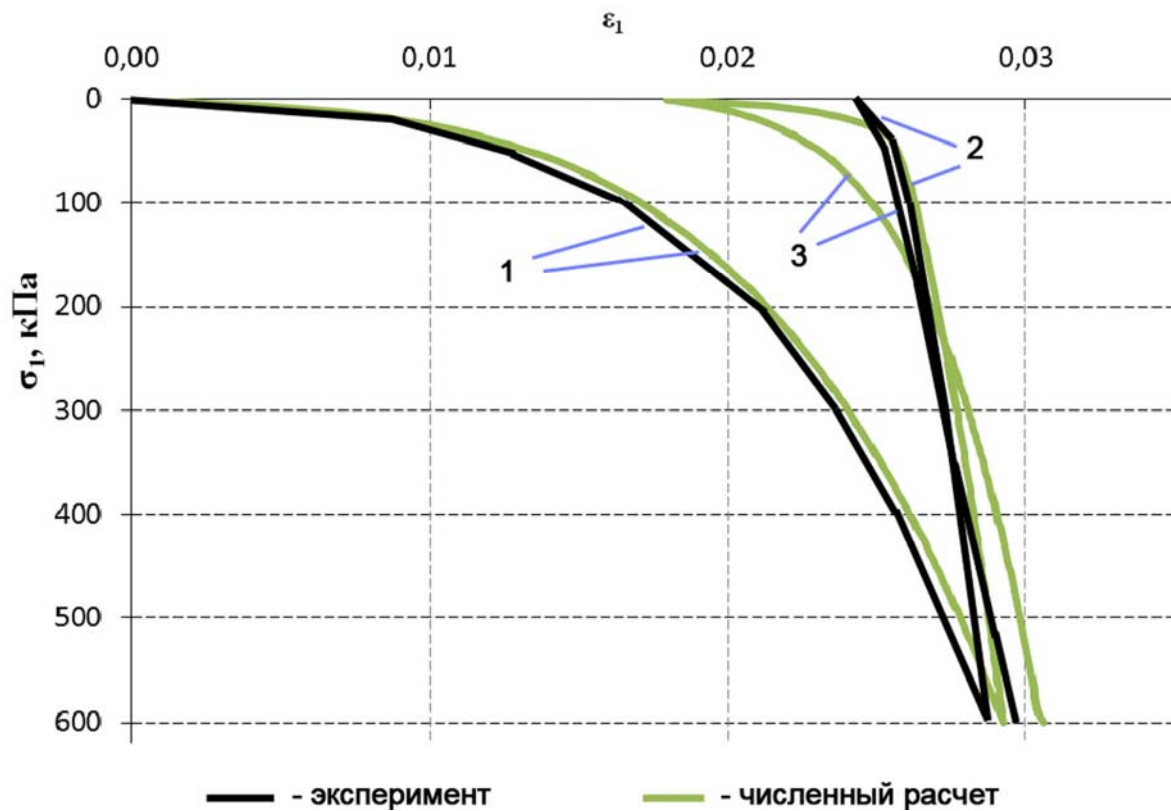


Рис. 5.4. График зависимости деформации грунта в условиях компрессионного сжатия:
1 – первичное нагружение; 2 – разгрузка; 3 – повторное нагружение

Для численного моделирования образца грунта в условиях трехосного сжатия в PLAXIS была выбрана осесимметричная модель с размерами образца: высота – 100 мм; диаметр – 50 мм.

Граничные условия: по левой и правой границам модели – прикладывается боковое давление; для нижней границы – жесткая заделка; по верхней границе модели прикладывается вертикальное давление.

Сетка конечных элементов сгенерирована из неправильных треугольных 15-узловых элементов. После создания сетки было задано начальное состояние эффективных напряжений. Операции первичного нагружения, разгрузки, повторного нагружения и окончательной разгрузки в виде шагов расчета осуществлялось опцией Total multipliers $\Sigma Mload$ A. Использовался корректирующий расчет Лагранжа (Updated Mesh analysis / Расчет по изменяемой сетке). Данная опция позволяет постоянно корректировать сетку конечных элементов в процессе расчета.

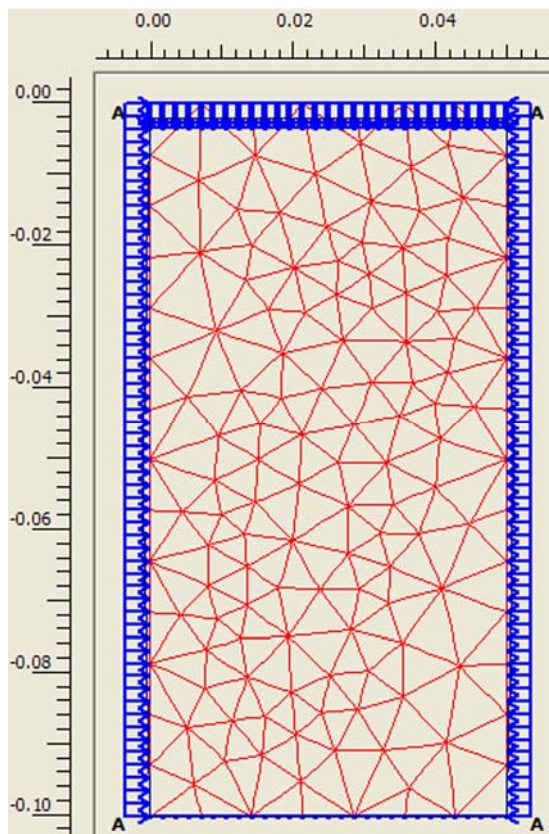


Рис. 5.5. Расчетная модель грунта в PLAXIS в условиях трехосного сжатия

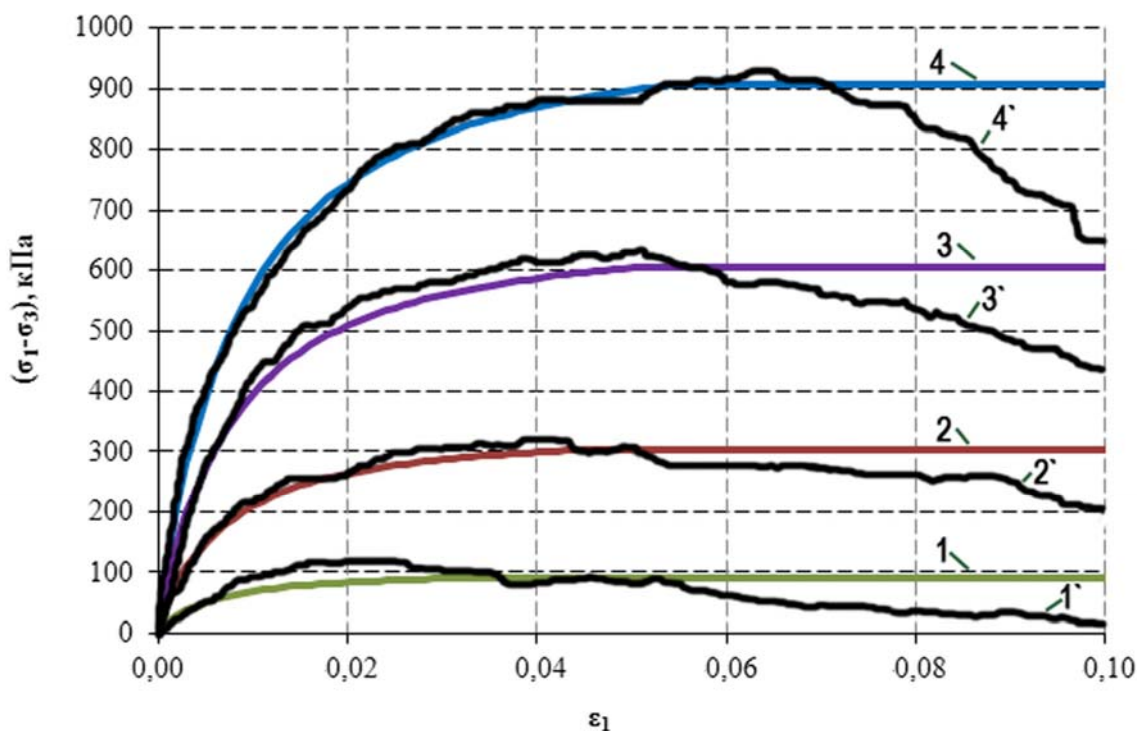


Рис. 5.6. Полученные расчетом в PLAXIS графики зависимости деформации грунта в условиях трехосного сжатия при значениях бокового давления: 1 – 30 кПа; 2 – 100 кПа; 3 – 200 кПа; 4 – 300 кПа; те же графики, полученные ранее (подразд. 3.3) экспериментально при боковом давлении: 1' – 30 кПа; 2' – 100 кПа; 3' – 200 кПа; 4' – 300 кПа

Модули деформации E_{50} , полученные при моделировании в PLAXIS и экспериментально, отличаются в пределах 7 %. Т.к. модель деформации, используемый при моделировании, подбирался по результатам эксперимента, различия можно объяснить как несовершенством модели грунта, так и случайными разбросами результатов испытаний в приборах. Модель не описывает разупрочнение грунта, происходящее в реальности

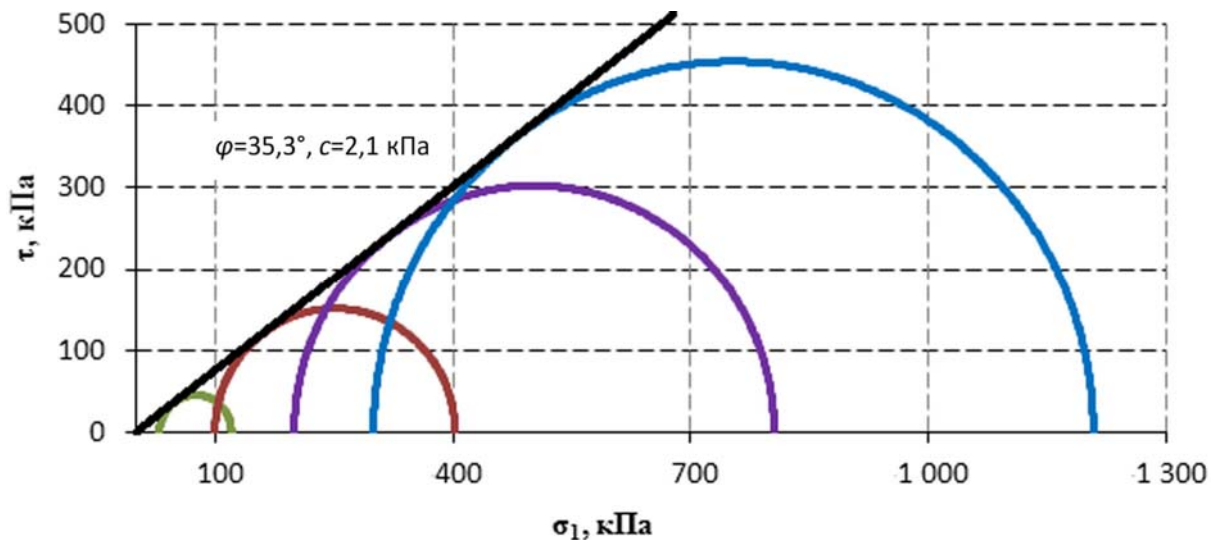


Рис. 5.7. Диаграмма Мора – Кулона для трехосных испытаний

5.4. Моделирование испытаний естественного основания жестким штампом в условиях плоской деформации

На данном этапе исследований была численно реализована задача внедрения в песчаный грунт штампа до больших деформаций (до 30 % от ширины штампа), возникающих при потере основанием устойчивости. В расчете использовались геометрические размеры штампа и геосеток в соответствии с их размерами в реальном эксперименте в лотке с прозрачной стенкой, описанном в разд. 4.

Размеры лотка приняты большими для уменьшения влияния граничных условий на результаты расчета: $0,7 \times 1,8$ м. Граничные условия заданы для нижней границы в виде сплошной заделки, для вертикальных стенок запрещены перемещение в горизонтальном направлении и поворот.

Сетка конечных элементов из неправильных треугольных 15-узловых элементов сгенерирована PLAXIS автоматически. Для получения качественной картины в зонах расположения геосеток и под штампом сетка конечных элементов была разбита на более мелкую (рис. 5.8). После создания сетки было задано начальное состояние напряжений от собственного веса грунта.

Операции нагружения для шагов расчета осуществлялись опцией Stage Construction. Расчет велся по изменяемой сетке.

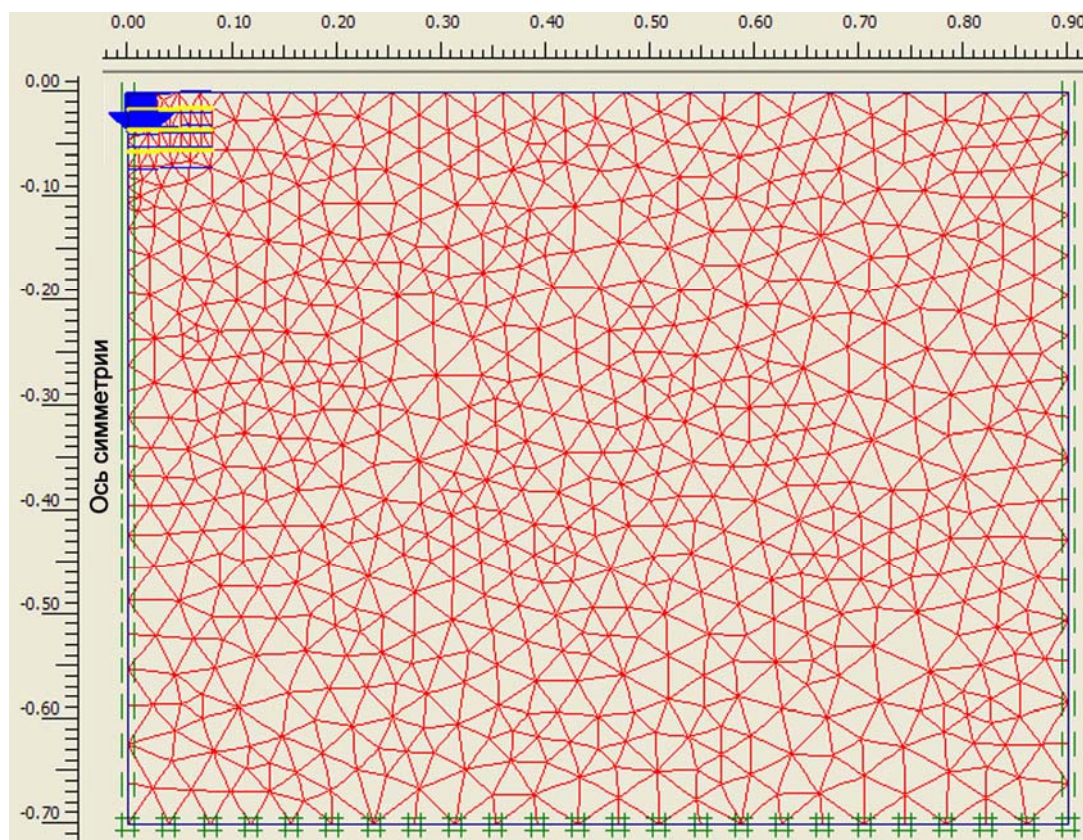


Рис. 5.8. Расчетная схема армированного основания в PLAXIS

Геосетка была создана специальным элементом Geogrids, специально разработанным для моделирования геосеток. Он имеет нулевую изгибную жесткость и работает только на растяжение. Для лучших результатов к геосеткам с двух сторон были добавлены интерфейсные (контактные) элементы, моделирующие взаимодействие между объектами и грунтом. Они создают тонкую зону интенсивного сдвига грунта в местах контакта с геосеткой.

Нагружение жестким штампом было смоделировано заданными вертикальными перемещениями поверхности основания, что позволило получить решения для больших осадок, т.к. не происходило мгновенной потери устойчивости основания и остановки решения.

Из графиков на рис. 5.9 видна зависимость осадки штампа от нагрузки. Как и ожидалось, введение армирования позволило повысить жесткость основания: при давлении до 75 кПа для 1 слоя армирования в 1,8 раза, для 3 слоев в 2,7 раза. Предельная нагрузка на основание также возросла в 1,3 раза для 1 слоя и в 2 раза для 3 слоев.

Наиболее близкими к экспериментальным получились результаты расчета неармированного основания. Предельная нагрузка около 83 кПа получена расчетом и из опыта. Жесткость основания на начальном этапе

до нагрузки 25 кПа, на стадии уплотнения, на графике 1 выше, чем на графике 1'. При дальнейшем нагружении с образованием и развитием пластических зон жесткости выравниваются, разность осадок сохраняется около 1,5 мм.

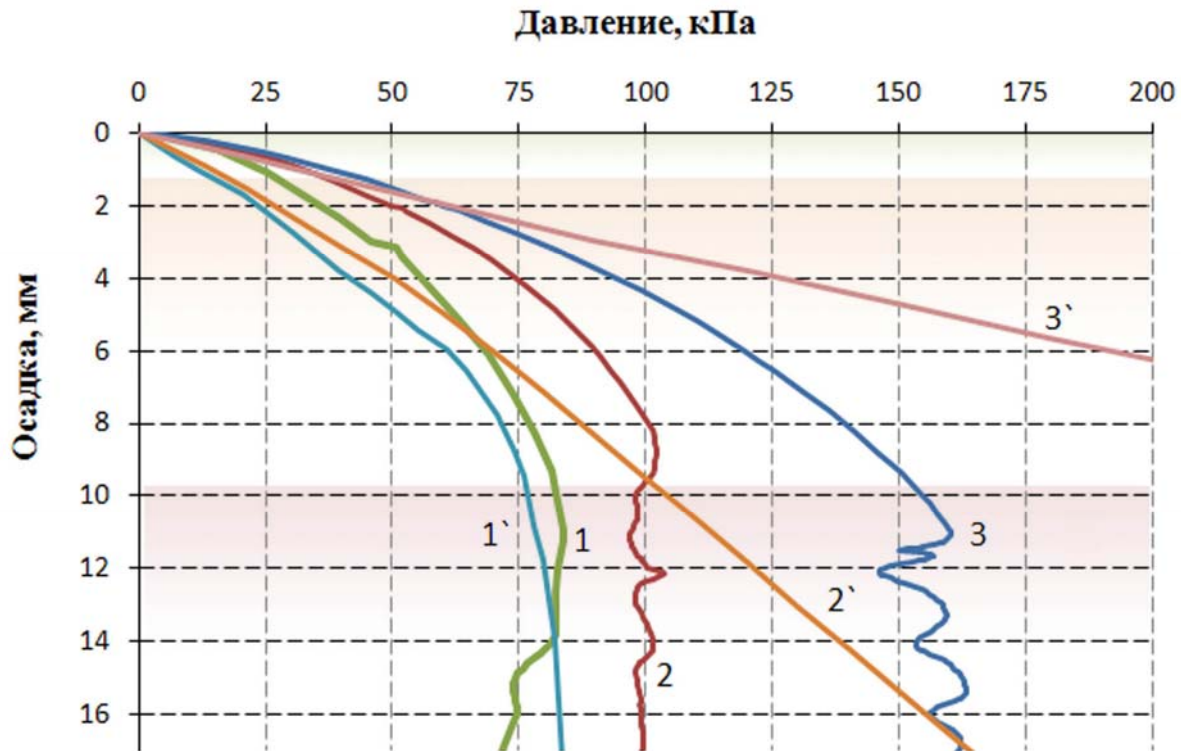


Рис. 5.9. Зависимость осадки штампа от нагрузки, полученная расчетом в PLAXIS:
 1 – песок без армирования; 2, 3 – песок с армированием 1, 3 слоями соответственно; 1', 2', 3' - то же, но полученная экспериментально

Графики 3 и 3' близки до нагрузки 65 кПа, далее расходятся. Согласно численному расчету жесткость основания падает в связи с развитием зон пластического течения. Экспериментальная кривая сохраняет практически изначальный наклон. Большой вклад в эти различия могло внести то, что элементы, моделирующие геосетку, не имеют поперечной жесткости. Реальная геосетка также работает только на растяжение, но, ввиду малого размера лотка и нагрузок, в данном случае имеет ощутимую жесткость в поперечном направлении. Из-за этого экспериментально исследованное основание имеет несколько большую распределительную способность, что увеличило его жесткость.

Графики 2 и 2' наиболее отличаются. Различия всех трех пар графиков, возможно, говорят о неточности самой модели грунта или введенных параметров этой модели, ошибках в описании контактного взаимодействия грунта и геосетки, и в поперечной жесткости геосетки.

Рассмотрим полученные расчетом в PLAXIS изополя деформаций и графики продольной силы в геосетках.

На рис. 5.10–5.12 представлено изменение поля перемещений в зависимости от осадки штампа.

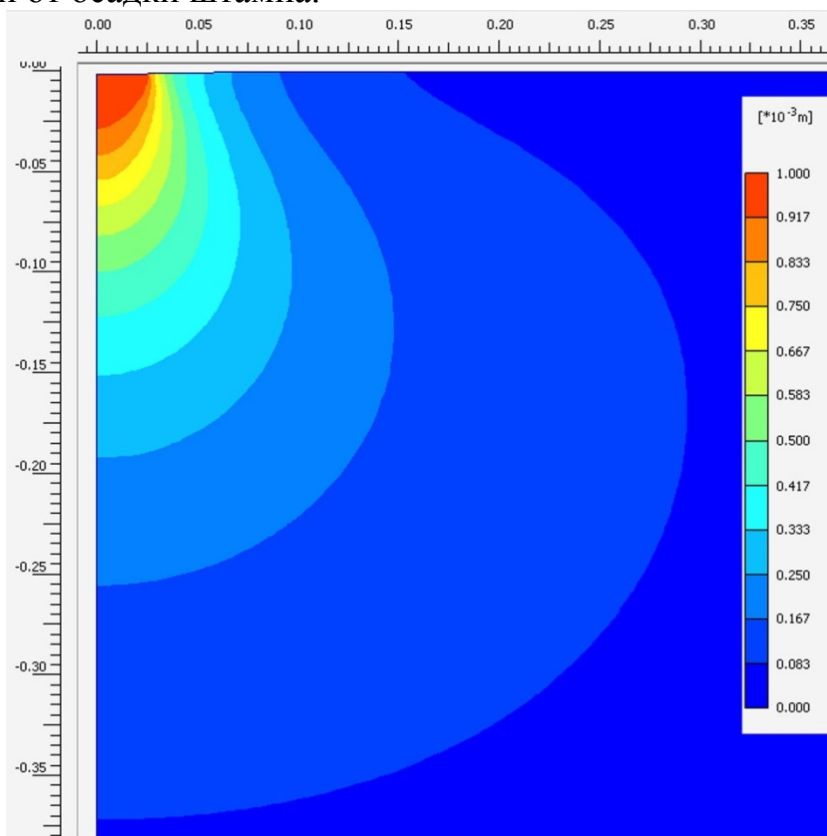


Рис. 5.10. Поле перемещений неармированного основания при осадке штампа 1 мм

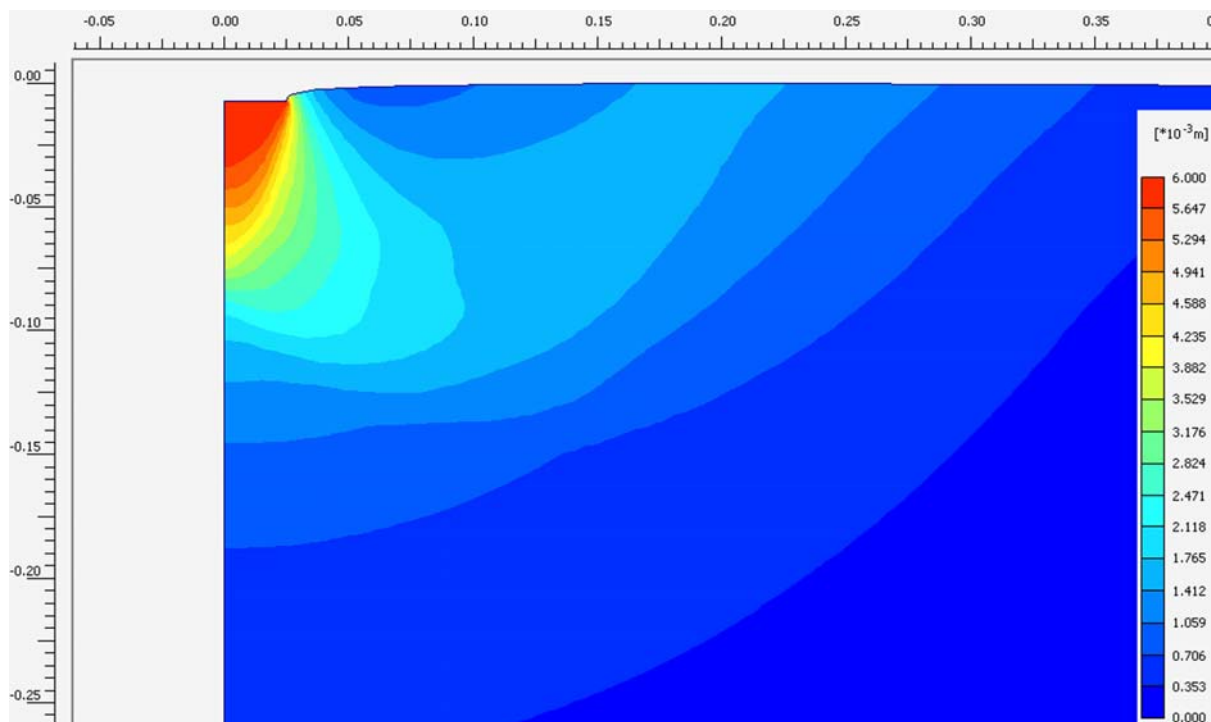


Рис. 5.11. Поле перемещений неармированного основания при осадке штампа 6 мм

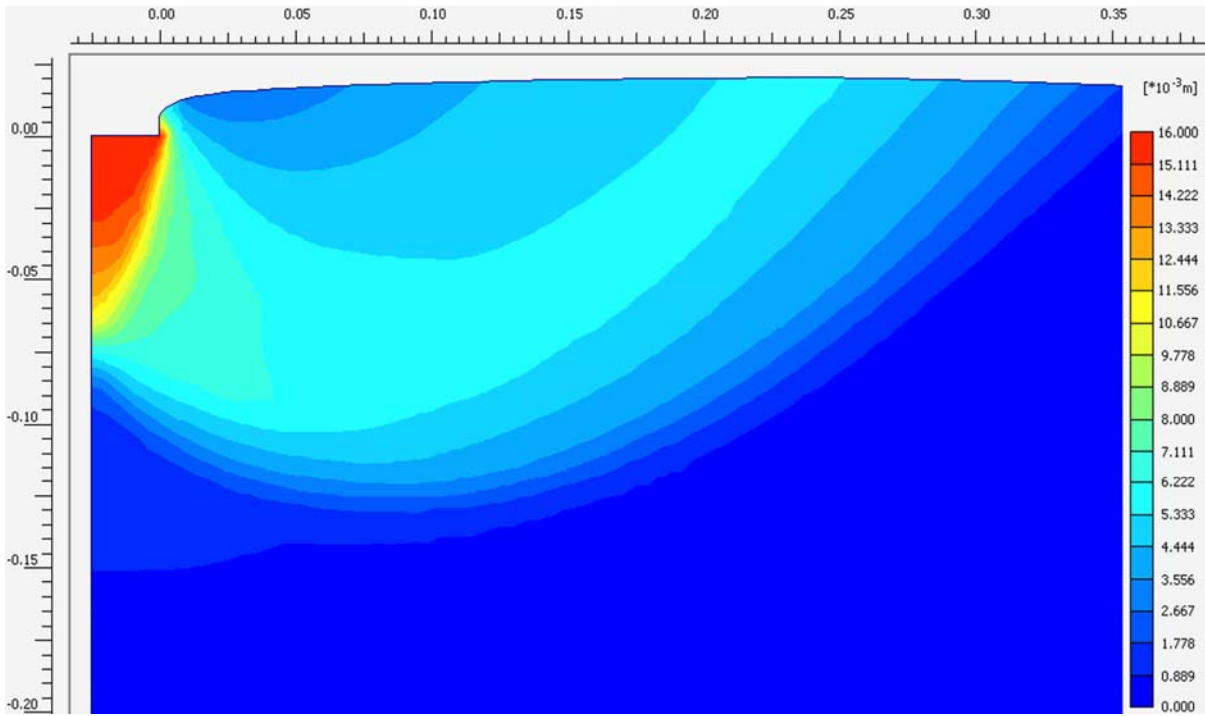


Рис. 5.12. Поле перемещений неармированного основания при осадке штампа 16 мм

На рис. 5.13–5.16 показано изменение распределения деформаций сдвига и объема при увеличении осадки штампа.

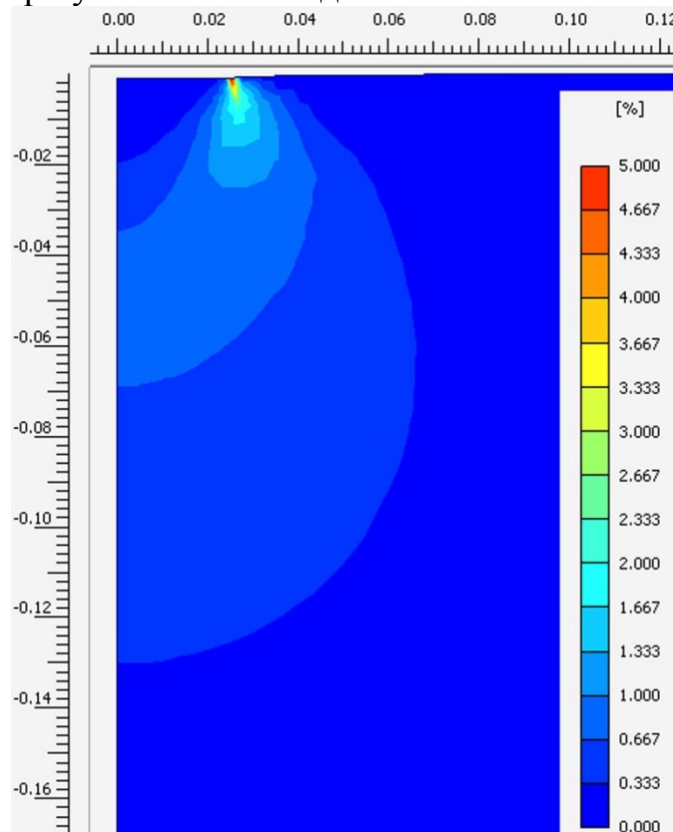


Рис. 5.13. Изополе деформаций сдвига неармированного основания при осадке штампа 1 мм

Деформации сдвига, зарождаясь под краями штампа, развиваются вниз и в сторону.

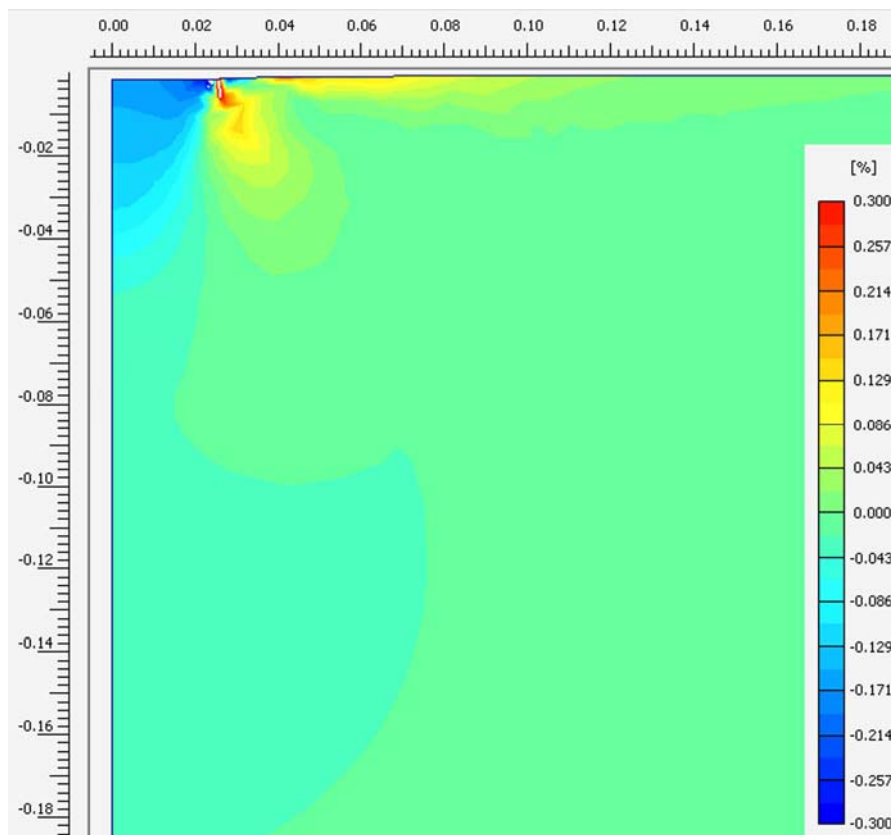


Рис. 5.14. Изополе деформаций объема неармированного основания при осадке штампа 1 мм

Уже при осадке 1 мм и более за счет расширения грунта в зоне сдвига у краев штампа эта зона уплотнения разрывается (рис. 5.14). Уплотнение под штампом у его краев больше, чем в центре.

В стороне от штампа на поверхности наблюдается разуплотнение. Это связано со смещением в образовавшееся в основании углубление частиц, которые расположены ближе к штампу.

При увеличении осадке до 6 мм зоны сдвига развиваются в глубину, пересекаются под центром штампа на глубине 80 мм и далее описывают поверхность предполагаемой призмы выпора (рис. 5.15, 5.17).

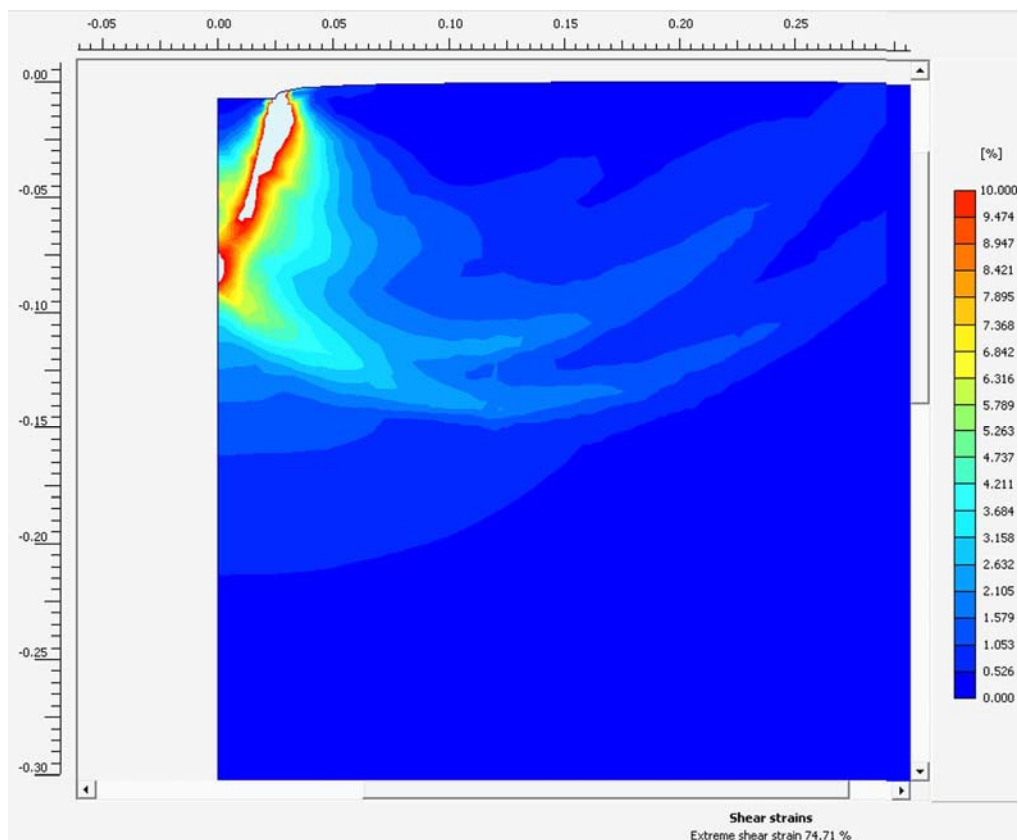


Рис. 5.15. Изополе деформаций сдвига неармированного основания при осадке штампа 6 мм (максимальная деформация сдвига 74,71 % под краем штампа сильно локализована; если отображать изополя не от 0 до 10 %, а от 0 до 74 % – совершенно не будут заметны деформации сдвига меньше 6-7 %)

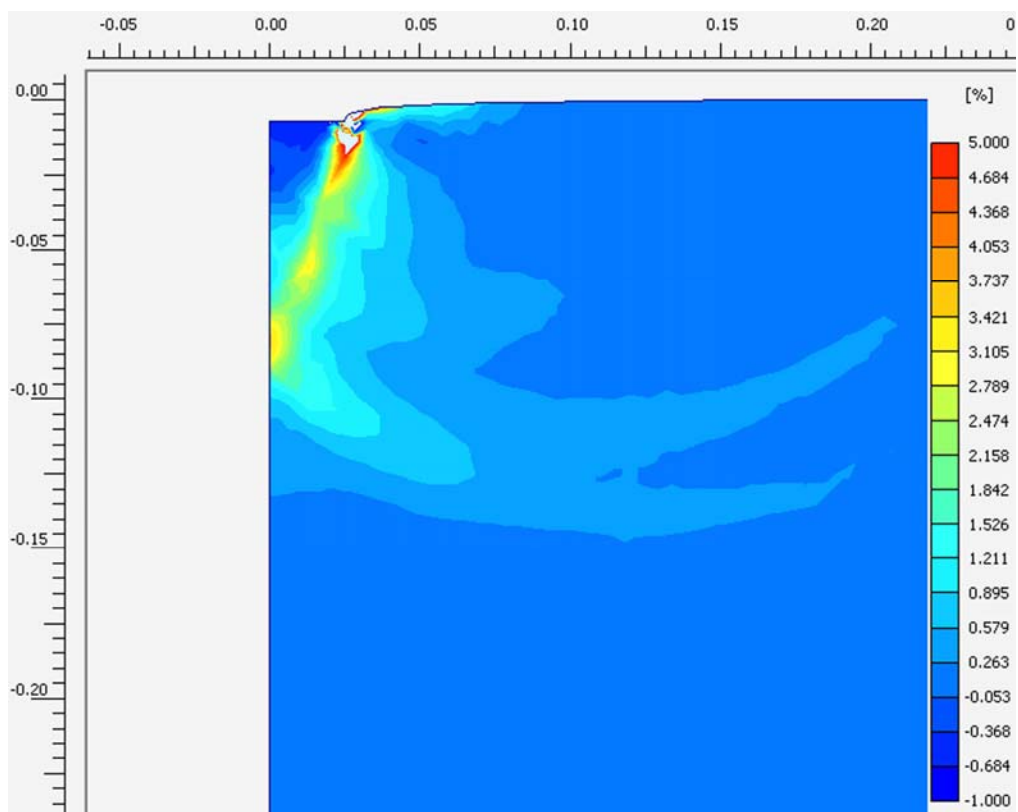


Рис. 5.16. Изополе деформаций объема неармированного основания при осадке штампа 16 мм (максимальная деформация 9% под краем штампа)

На рис. 5.16 видно, что в связи с явлением дилатансии зоны разуплотнения полностью соответствуют распределению деформаций сдвига (рис. 5.15). Из сравнения рис. 5.14 и 5.16 видно, что зона сжатия сократилась до размеров уплотненного грунтового ядра [21]. Характер распределения деформаций сжатия также изменился и под подошвой штампа. На рис. 5.14 видно, что максимальные деформации сжатия под штампом расположены у краев штампа. При увеличении осадки на рис. 5.16 распределение деформаций сжатия под штампом стало более равномерным по ширине штампа, что связано с перераспределением контактных напряжений в фазе пластических деформаций.

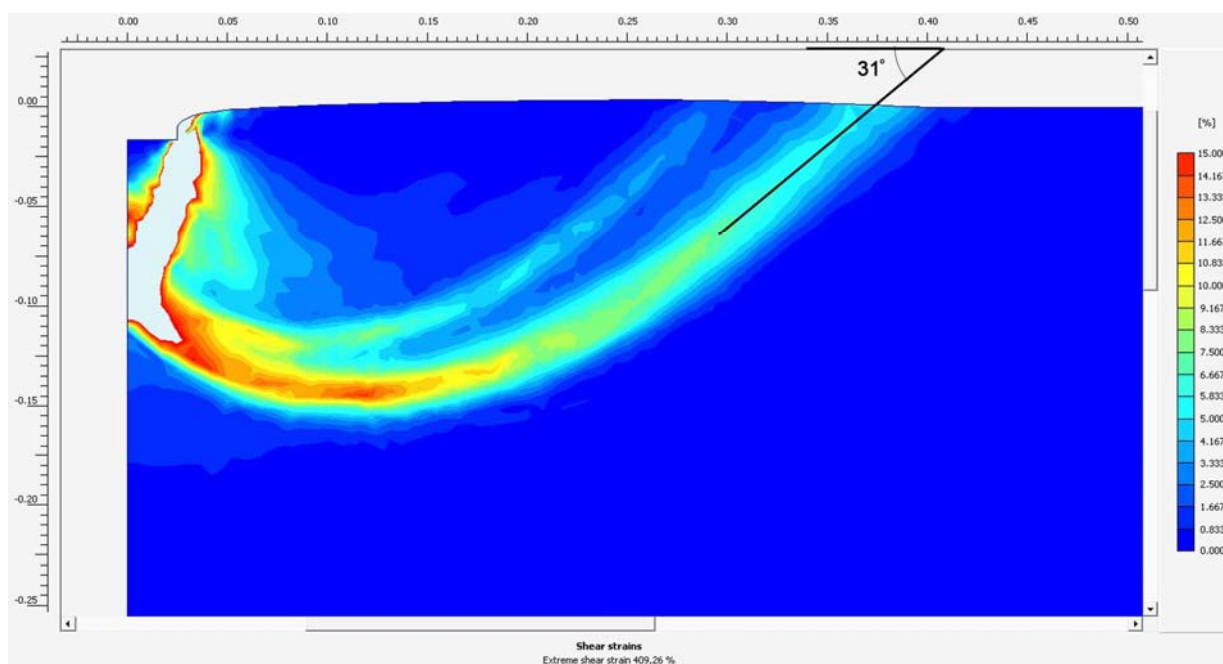


Рис. 5.17. Изополе деформаций сдвига неармированного основания при осадке штампа 16 мм (максимальная деформация 409,26% под краем штампа)

На рис. 5.17 показано поле деформаций сдвига при осадке штампа 16 мм. Формируются более одной поверхности сдвига, при этом только одна из них достигает поверхности. Попытками появления и исчезновения только зарождающихся поверхностей сдвига, а также изменениями, происходящими с жестким грунтовым ядром под штампом, можно попытаться объяснить «зигзаги» на графиках давление-осадка при постоянной скорости нагружения.

Угол выхода этой поверхности 31° больше полученного аналитическим путем $\pi/4 - \varphi/2 = 28,5^\circ$ [19, 30]. Это может говорить о том, что для модели грунта введенное значение угла внутреннего трения 37° могло оказаться слегка завышенным.

5.5. Моделирование испытаний армированного основания жестким штампом в условиях плоской деформации

Во второй серии были выполнены расчеты с введением нескольких слоев геосеток. Результаты расчетов показаны на рис. 5.18-5.32.

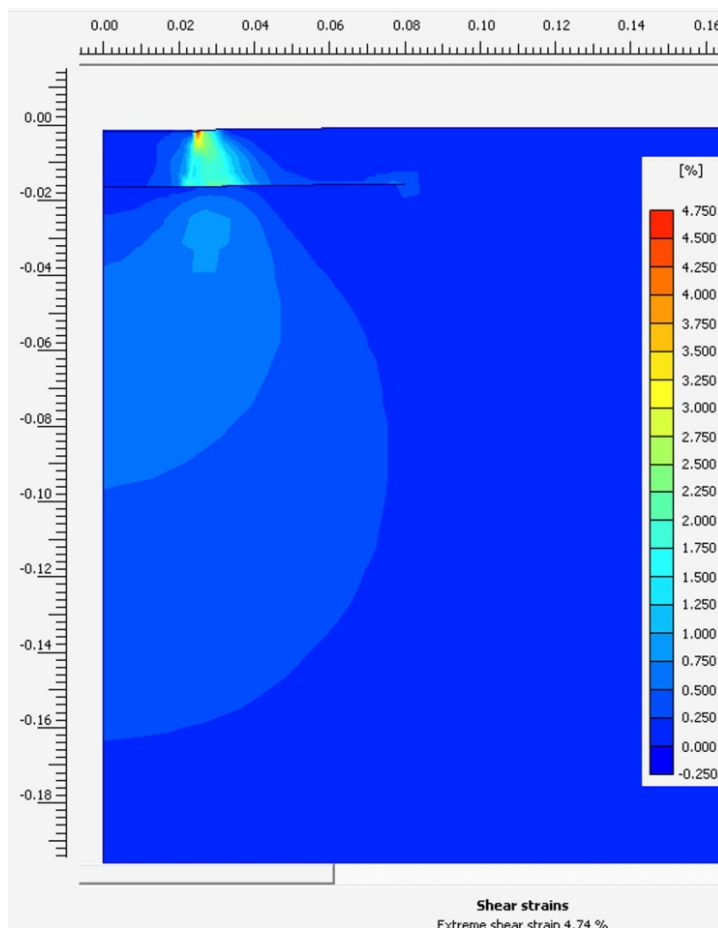


Рис. 5.18. Изополе деформаций сдвига армированного 1 слоем основания при осадке штампа 1 мм

Из рис. 5.13 и 5.18 видно небольшое уменьшение максимального значения деформации с 5 до 4,75%.

Изополя объемных, как и сдвиговых, деформаций подобны неармированному с некоторыми отличиями. Геосетка сдерживает развитие сдвига в глубину.

На рис. 5.19 армирование демонстрирует эффект «широкой плиты» [110], перераспределяя поверхностную нагрузку. Лежащий на геосетке грунт перемещается в сторону штампа, отчего у края сетки наблюдаются зоны разуплотнения, а также над краем сетки у поверхности.

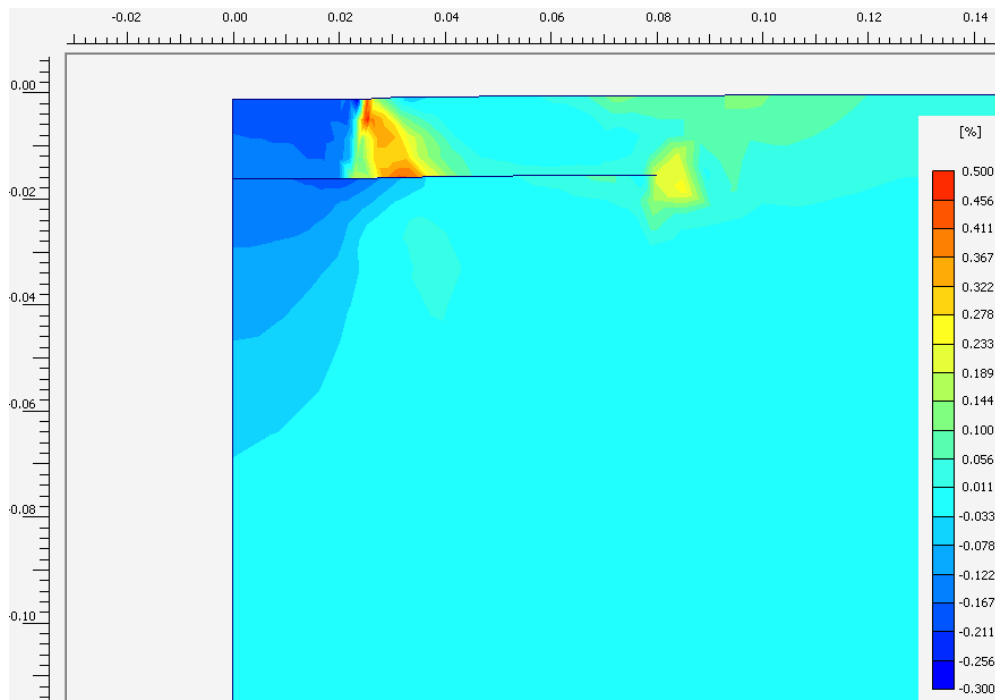


Рис. 5.19. Изополе деформаций объема армированного 1 слоем основания при осадке штампа 1 мм

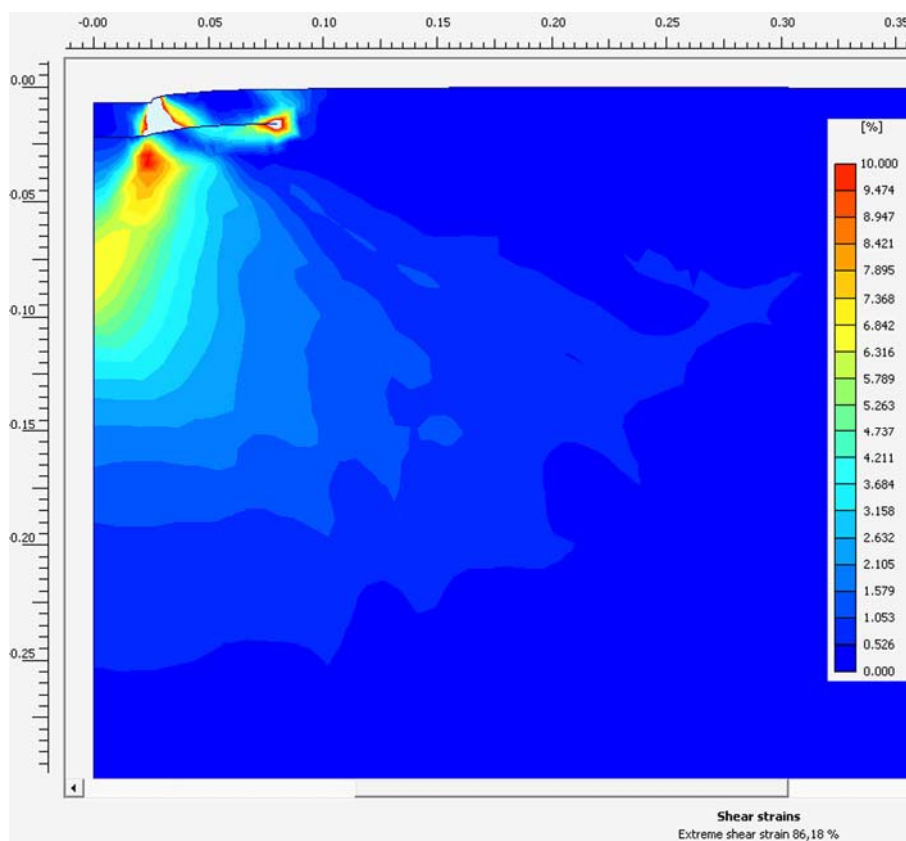


Рис. 5.20. Изополе деформаций сдвига армированного 1 слоем основания при осадке штампа 6 мм (максимальная деформация 86,18 % под краем штампа)

Характер распределения деформаций сдвига и объема при осадке 6 мм аналогичен неармированному основанию. Армирование также существен-

но сдерживает развитие деформаций сдвига. Характер деформирования в целом похож на естественное основание с более широким и заглубленным на уровень нижнего слоя геосетки штампом.

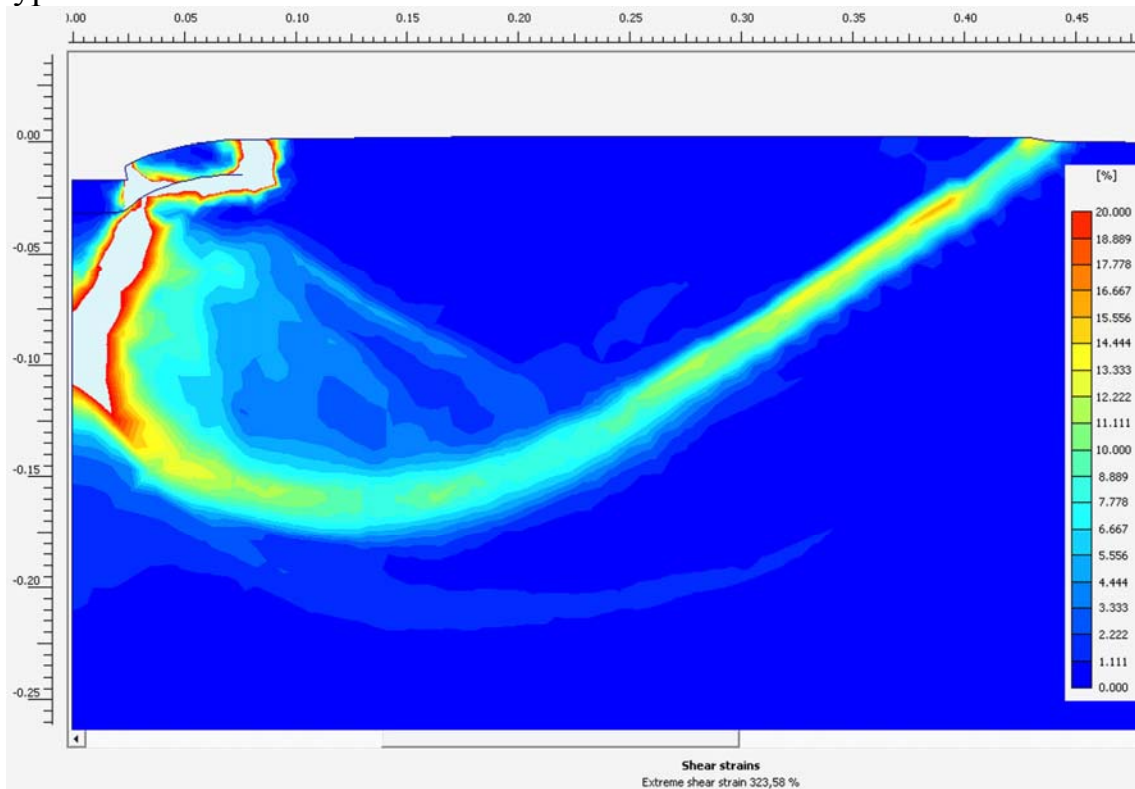


Рис. 5.21. Изополе деформаций сдвига армированного 1 слоем основания при осадке штампа 6 мм (максимальная деформация 323,58 % под краем штампа)

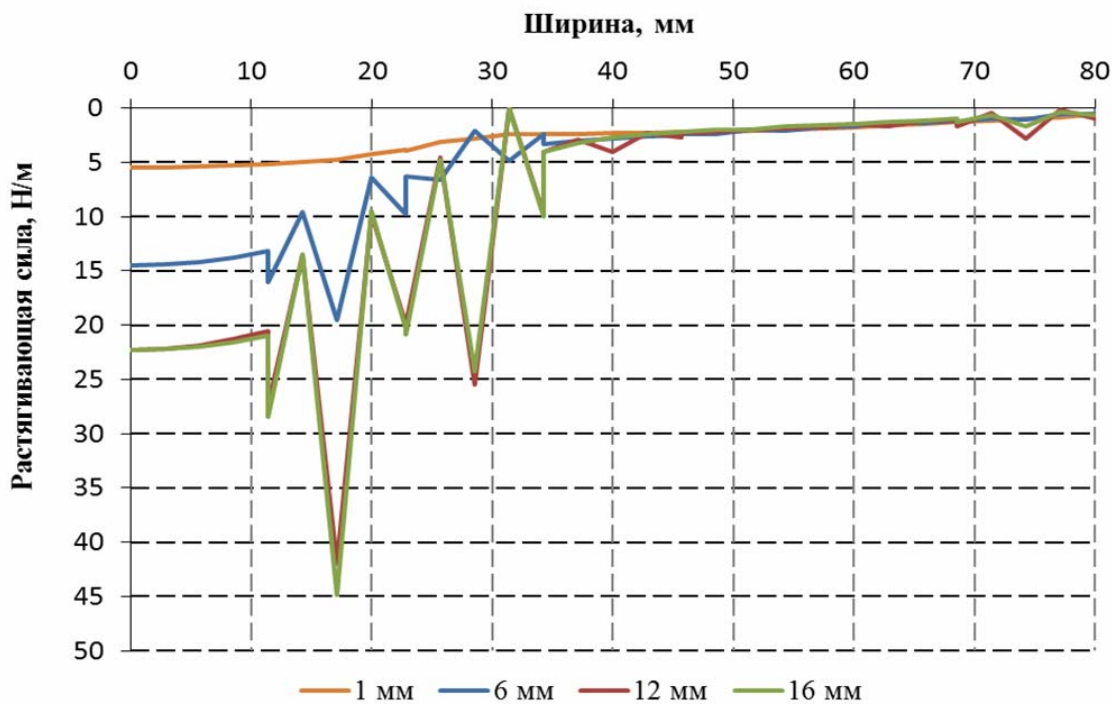


Рис. 5.22. Изменение продольной растягивающей силы в геосетке при 1 слое армирования при различных значениях осадки штампа: 1 – 1 мм, 2 – 6 мм, 3 – 12 мм, 4 – 16 мм («зигзаги» являются следствием неустойчивости решения в локальной области на границе грунта и геосетки)

Рис. 5.22 показывает зависимость продольной силы в геосетке от осадки штампа. Видно, что наибольшее значение силы наблюдается под центром штампа. Наибольший градиент падения продольной силы наблюдается у краев штампа. При осадке 12 мм уже достигается максимальное значение силы 22,5 Н/м. На рис. максимум равен 45 Н/м. «Зигзаги» являются следствием неустойчивости решения в локальной области на границе грунта и геосетки.

При дальнейшем росте давления на штамп величина продольного усилия остается постоянной, т.к. произошло выдергивание геосетки. Выдергиванием подразумевается относительное: грунт перемещается под действием расклинивающей силы от грунтового ядра под штампом, геосетка остаётся на месте.

На расстоянии $0,4b$ от края штампа усилие в сетке практически не изменяется при увеличении осадки, что говорит о незначительной роли оставшейся с краю длины сетки в увеличении жесткости и несущей способности основания при осадке больше 1 мм.

Трехрядное армирование более заметно влияет на напряженно-деформированное состояние основания.

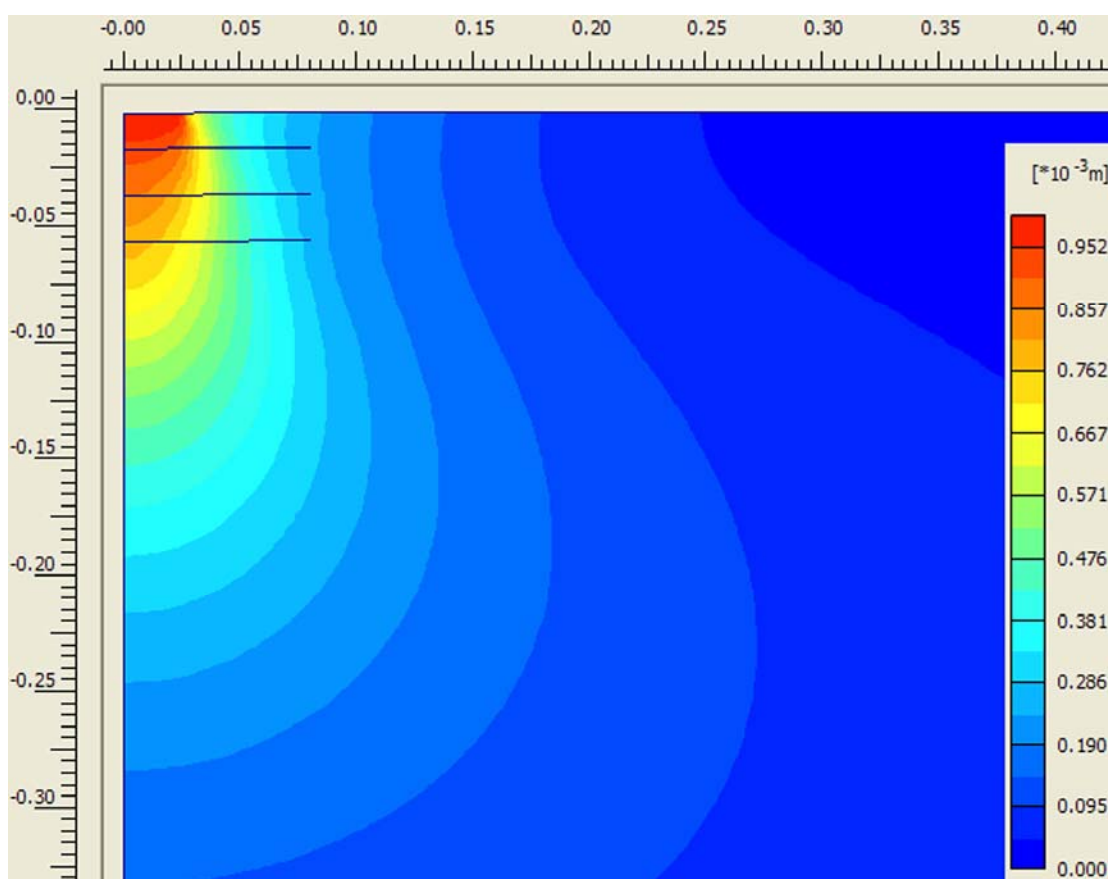


Рис. 5.23. Поле перемещений армированного 3 слоями основания при осадке штампа 1 мм

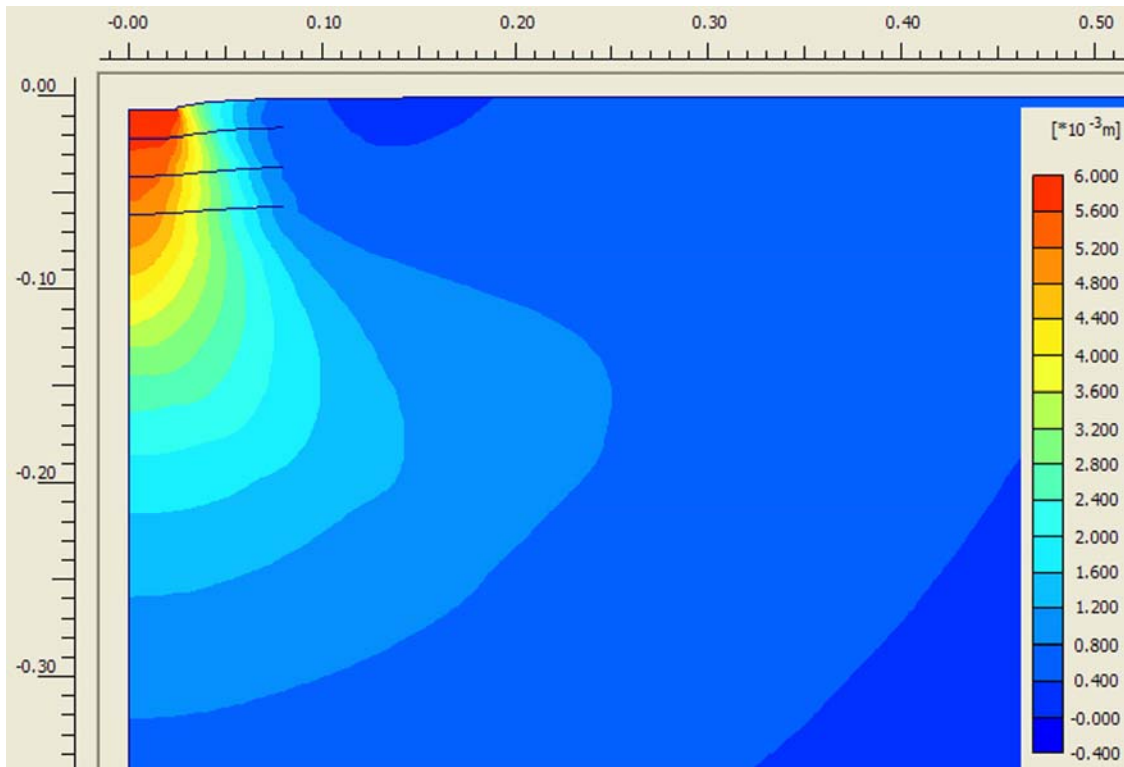


Рис. 5.24. Поле перемещений армированного 3 слоями основания при осадке штампа 6 мм

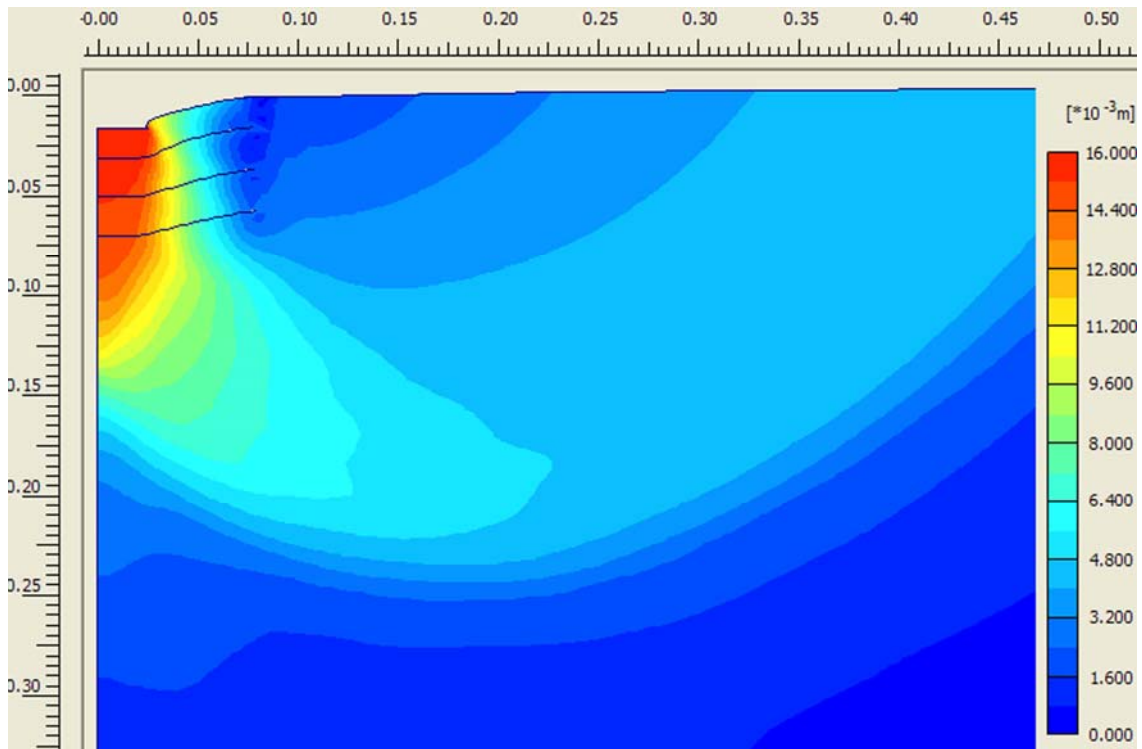


Рис. 5.25. Поле перемещений армированного 3 слоями основания при осадке штампа 16 мм

Из рис. 5.23–5.25 более заметен в сравнении с однорядным армированием эффект заглубленного основания [110], повышающий несущую способность и жесткость основания: грунтовое ядро имеет привычную форму клина под нижним слоем армирования как под заглубленным фундаментом.

Эффект «широкой плиты» для 3 слоев армирования также демонстрируется на рис. 5.26.

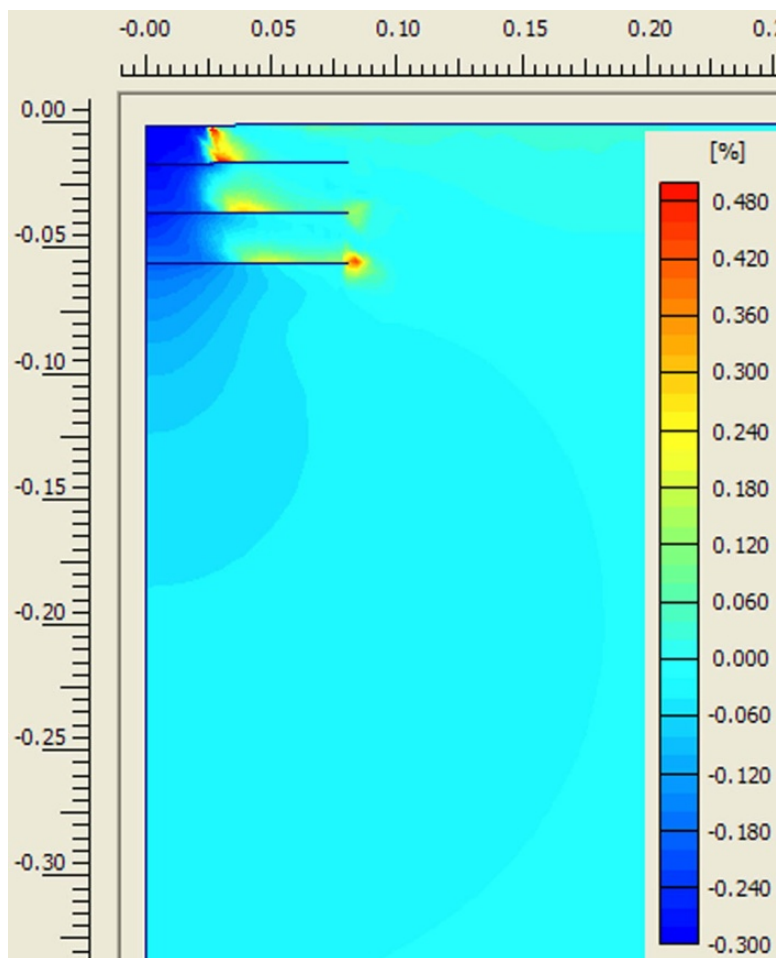


Рис. 5.26. Изополе деформаций объема армированного 3 слоями основания при осадке штампа 1 мм

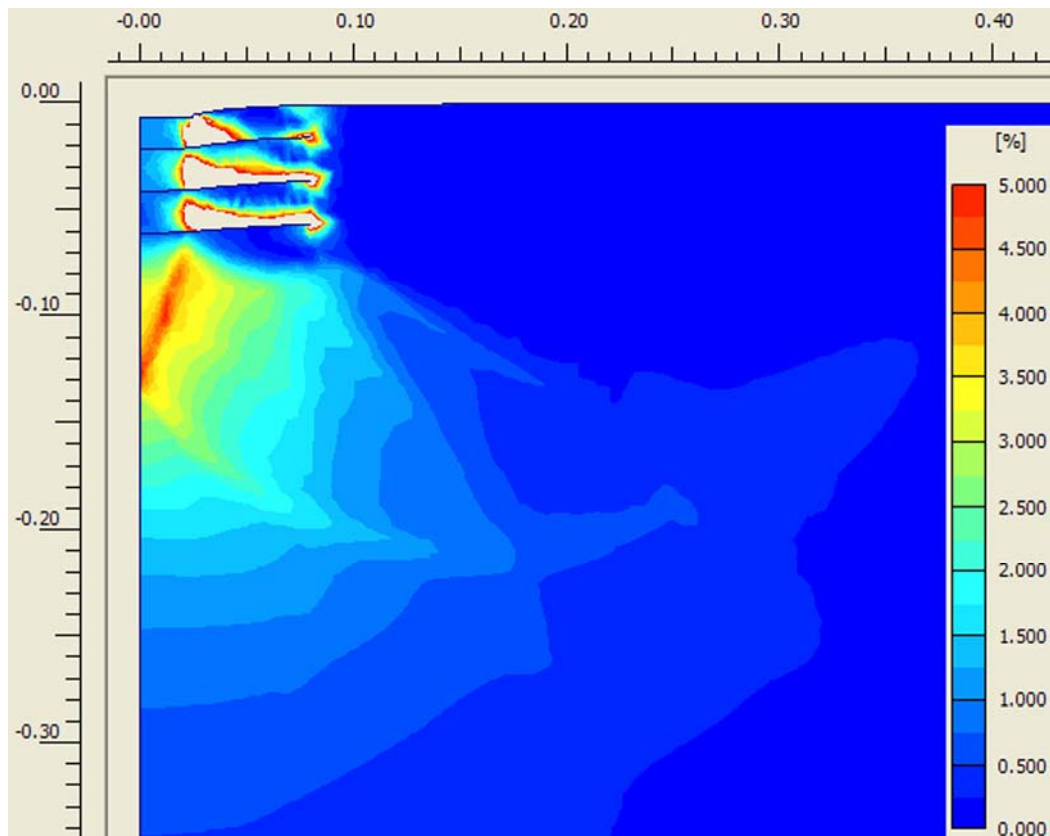


Рис. 5.27. Изополе деформаций сдвига армированного 3 слоями основания при осадке штампа 6 мм (максимальная деформация 65% под краем штампа)

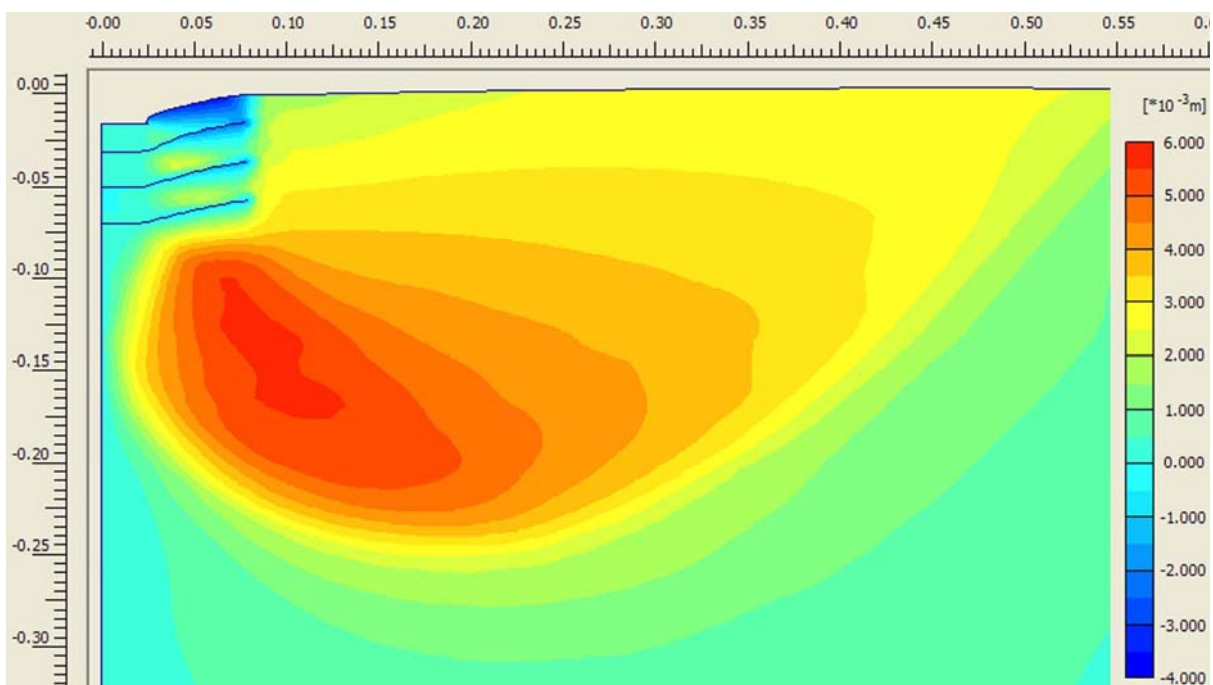


Рис. 5.28. Изополе горизонтальных перемещений основания армированного 3 слоями основания в горизонтальном направлении при осадке штампа 16 мм

Рис. 5.28. показывает, как армирование препятствует «распору» грунта под штампом в горизонтальном направлении. Как следствие обжатия грунта в горизонтальном направлении и эффекта заглубленного основания линия скольжения под призмой выпора оказалась на большей глубине по сравнению с неармированным основанием: 140 мм против 245 мм (рис. 5.17 и 5.29). Это влияет на несущую способность и жесткость основания: площадь поверхности скольжения увеличивается, следовательно, растет суммарная сила трения по ней; увеличивается масса призмы выпора; модуль деформации основания на глубине вследствие роста бокового давления также выше.

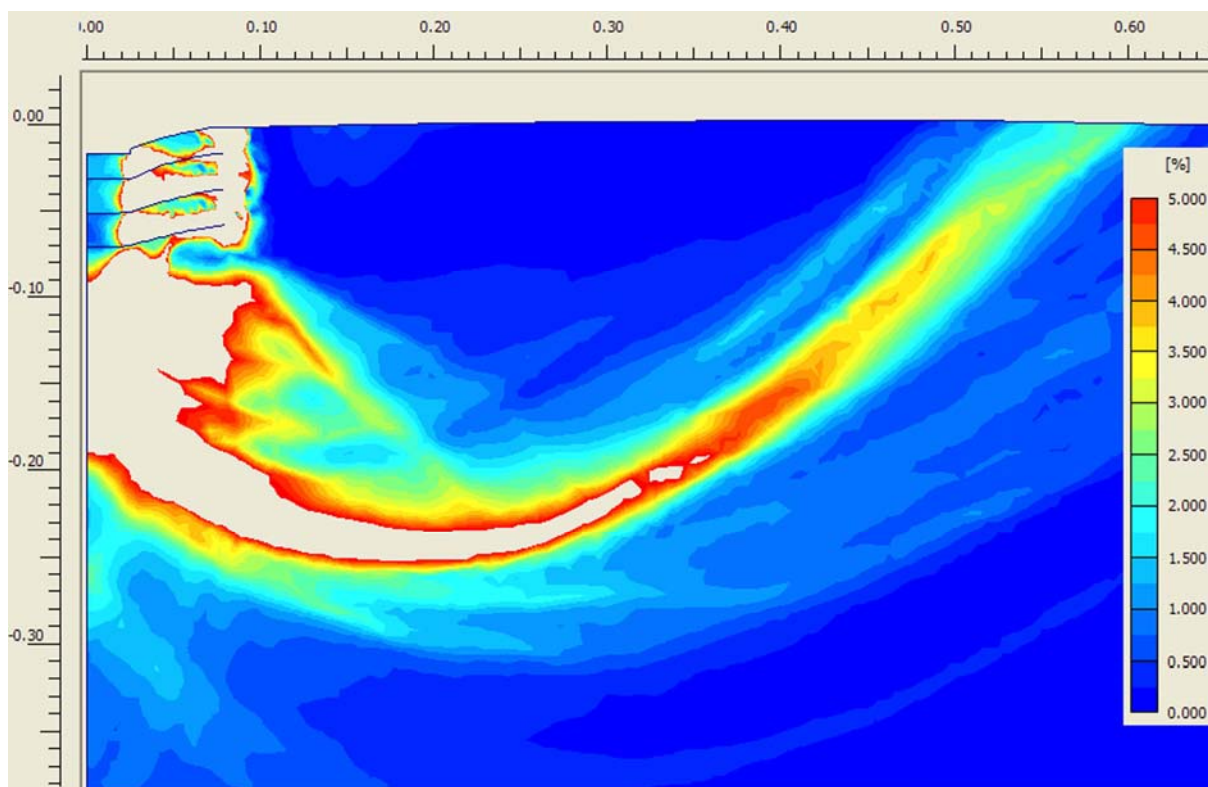


Рис. 5.29. Изополе деформаций сдвига армированного 3 слоями основания при осадке штампа 16 мм (максимальная деформация 285% под краем штампа)

Рис. 5.30–5.32 показывают изменение растягивающей силы в геосетке.

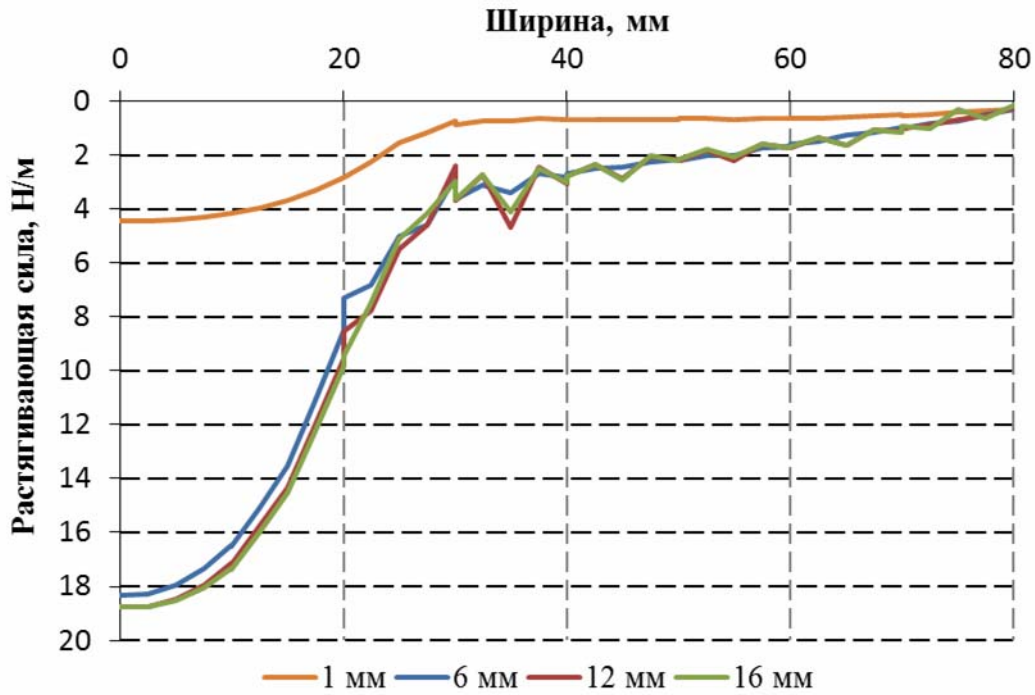


Рис. 5.30. Изменение продольной растягивающей силы в верхнем слое геосетки при 3 слоях армирования при различных значениях осадки штампа

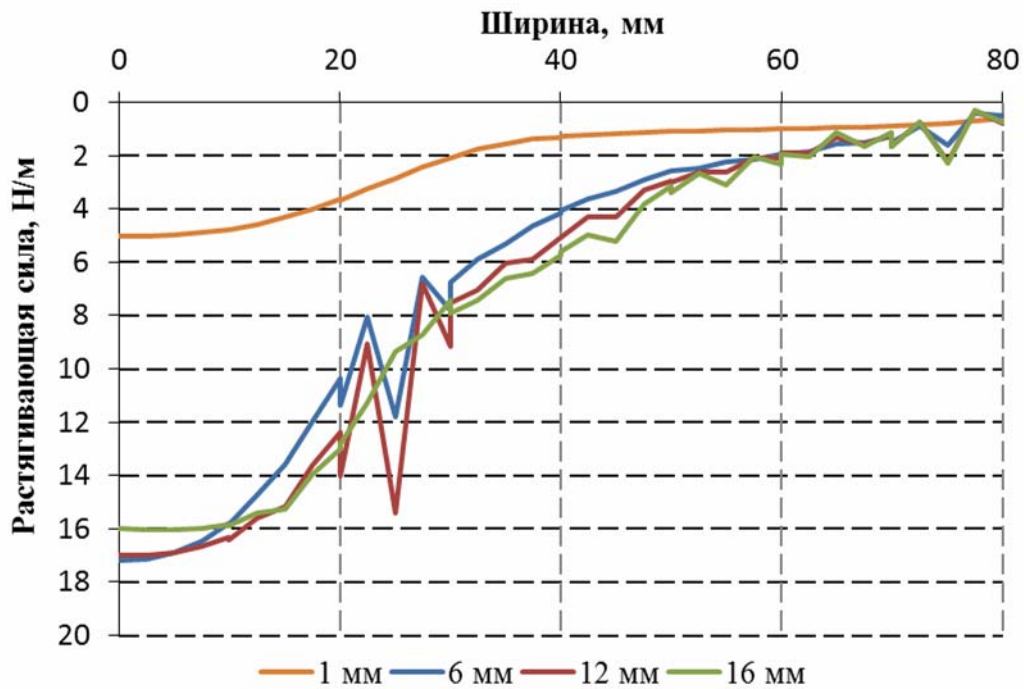


Рис. 5.31. Изменение продольной растягивающей силы в среднем слое геосетки при 3 слоях армирования при различных значениях осадки штампа

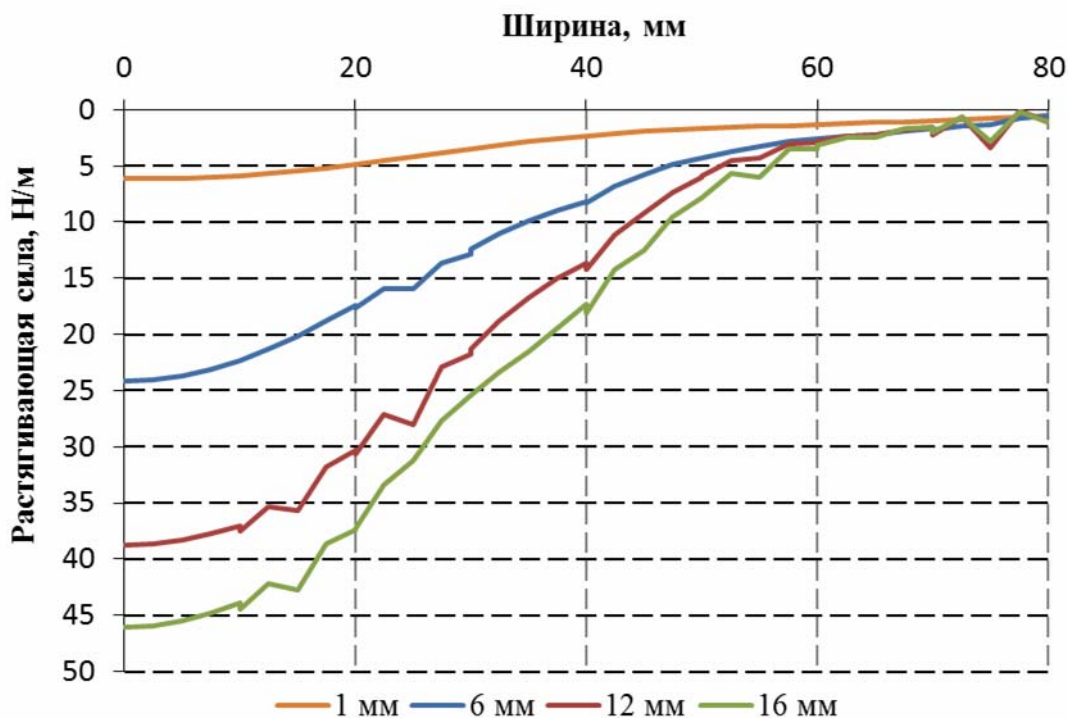


Рис. 5.32. Изменение продольной растягивающей силы в нижнем слое геосетки при 3 слоях армирования при различных значениях осадки штампа

Продольная сила в верхнем и среднем слоях армирования растет только до достижения предела пропорциональности графика осадка-нагрузка штампа (давление 65 кПа, осадка 6,5 мм). Можно сделать вывод, что основание теряет устойчивость именно в момент достижения максимальной продольной силы в геосетке, когда армирующий элемент начинает продергиваться в грунте. Нижний слой армирования продолжает нести нагрузку, т.к. за счет распределения вертикального давления от штампа по ширине увеличивается зацепление большей части длины геосетки: 30 мм (рис. 5.30) и 60 мм (рис. 5.32) для верхнего и нижнего слоев армирования соответственно.

Как эффектом заглубленного основания, так и сохранением несущей способности нижних слоев можно объяснить более пологий характер графика осадка-давление после потери основанием устойчивости.

Выводы по разделу 5

1. Результаты численного расчета с использованием программы PLAXIS и модели «с двойным упрочнением» Hardening Soil дает хорошие качественные и несколько худшие количественные результаты при сравнении с опытными данными.

2. Введение армирования позволило повысить жесткость основания: при давлении до 75 кПа для 1 слоя армирования в 1,8 раза, для 3 слоев в 2,7 раза. Предельная нагрузка на основание также возросла в 1,3 раза для 1 слоя и в 2 раза для 3 слоев.

3. Наблюдается скачкообразное уменьшение деформаций сдвига при прохождении через геосетку.

4. Эффект «широкой плиты» проявляется как следствие улучшения распределительной способности основания. Под штампом образуется уплотненное ядро на всю глубину армирования, создавая эффект заглубленного основания. Они проявляются в уменьшении осадки на 80-170 % и росте предельной нагрузки на 30-100 % при числе слоев армирования от 1 до 3.

5. Эффект обжатия грунта геосеткой, особенно заметный на рисунках с изолиниями горизонтальных перемещений, увеличивает прочность и жесткость основания.

5. Основание теряет устойчивость именно в момент достижения максимальной продольной силы в геосетке, когда армирующий элемент начинает продергиваться в грунте.

6. Нижние слои армирования, в отличие от верхних, за счет распределительной способности основания и увеличения суммарной силы трения по геосетке не продергиваются и при осадках, превышающих предел пропорциональности в 3 и более раз. Это говорит об эффективности работы нижних слоев при больших нагрузках.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В заключении хотелось бы отметить, что армирование грунтов является эффективным способом усиления слабых, сильно сжимаемых, структурно-неустойчивых, неоднородных грунтов и относится к одному из развивающихся и перспективных направлений геотехники.

Рассмотренные в данной монографии вопросы армирования слабых грунтов не охватывают полностью поставленной проблемы, однако ответы на них позволяют с более строгих позиций подходить к назначению того или иного вида армирования для усиления грунтов и с большей надежностью рассчитывать осадки и прочность армированных оснований зданий и сооружений. Основная направленность работы заключалась в обобщении международного и отечественного опыта, теоретических решений, данных экспериментальных и численных наблюдений, выполненных авторами, которые должны послужить этапом дальнейшего развития научных исследований.

Подведем *основные итоги* работы.

1. Несмотря на широкое применение геосинтетических материалов при армировании склонов, подпорных стен, насыпей и дамб, оснований резервуаров и трубопроводов, а в особенности в дорожном строительстве, они практически не применяются при проектировании оснований для зданий и сооружений, что связано с меньшей степенью исследованности вопросов взаимодействия армированных оснований с фундаментами.

2. В испытаниях в условиях трехосного сжатия введение в песок армирующих прослоек от 1 до 3 приводит к росту модуля деформации в 1,47-1,67 раз, угла внутреннего трения на 1-5 градусов, сцепления с 1 кПа до 11-20 кПа по сравнению с естественным грунтом. При испытаниях на срез по поверхности армирующей прослойки угол внутреннего трения увеличился на 5 градусов, сцепление на 23 кПа по сравнению с естественным грунтом.

3. В экспериментальных исследованиях с целью измерения полей деформаций был впервые применен бесконтактный метод цифровой обработки образов. Метод показал точность до 1/20000 угла обзора камеры (0,025 мм) и может быть применен при решении исследовательских задач в области геотехники, а также при измерении деформаций строительных конструкций.

4. На краях штампа возникают деформации сдвига превышающие предельные значения от 7 до 50 раз по мере роста внешней нагрузки и развиваются прогрессивно от краев штампа вглубь и в стороны к свободной поверхности основания. При нагрузке близкой к предельной по прочности песка неармированного основания наблюдается локализация деформаций сдвига в виде узких полос, а глубина их развития постоянна и

не зависит от внешней нагрузки. Локализация деформаций сдвига в виде полос проявляется в меньшей степени.

5. Армирование основания приводит к росту предельной нагрузки, уменьшению осадки штампа. Армирование препятствует развитию зон сдвига в глубину – видны скачкообразные падения значений деформаций сдвига при пересечении геосеток. Локализация деформаций сдвига в виде полос проявляется в меньшей степени. Характер деформирования в целом похож на естественное основание с чуть более широким и заглубленным на уровень нижнего слоя геосетки штампом. Предел линейной пропорциональности графика давление-осадка для армированного основания также растет. Это связано с большой распределительной способностью армированного основания вследствие бокового обжатия грунта в зоне армирования.

6. Результаты численного расчета с использованием программы PLAXIS и модели «с двойным упрочнением» Hardening Soil дает неплохие качественные и количественные результаты при сравнении с опытными данными для неармированного грунта.

7. Расчет армированного основания показывает меньшую сходимость с экспериментом. Это могло быть вызвано наличием ощутимой поперечной жесткости реальной геосетки, которая полностью отсутствует у моделирующего её элемента.

8. Различия в целом всех трех пар графиков, полученных экспериментально и численно, возможно, говорят о неточности самой модели грунта или введенных параметров этой модели, ошибках в описании контактного взаимодействия грунта и геосетки и в поперечной жесткости геосетки.

9. В ходе численного расчета была установлена неясная из моделирования в лаборатории связь между потерей устойчивости основанием и момент достижения максимальной продольной силы в геосетке, когда армирующий элемент начинает продергиваться в грунте. Нижние слои армирования, в отличие от верхних, за счет распределительной способности основания и увеличения суммарной силы трения по геосетке не продергиваются и при осадках, превышающих в 3 и более раз предел пропорциональности. Это говорит об эффективности работы нижних слоев при больших нагрузках.

Направление будущих исследований

Анализ экспериментальных результатов показывает, что под краями штампа возникают зоны интенсивных сдвигов и сдвиговые разрывы. В программах МКЭ (Plaxis, Ansys) образование таких разрывов не учитывается, т.к. для этого нужно перестраивать сетку конечных элементов. Форма пластических зон сильно зависит от размера ячеек сетки конечных элементов под краем фундамента, а при очень мелкой сетке глубина

пластических зон оказывается завышенной [4]. Учет арматуры еще более усложняет эту задачу.

Подбор арматуры можно существенно упростить, если рассматривать не упруго-пластическую, а упругую задачу о бесконечно прочной среде. В такой среде можно определить замкнутые зоны под краями фундамента (зоны Н.П. Пузыревского). При заданных конечных значениях параметров прочности (c и φ) условия пластичности Кулона – Мора выполняются только на границах этих «пластических» зон, а внутри таких зон эти условия превышаются, что физически невозможно. Поэтому такие зоны существуют только виртуально, и в соответствии с нормативными документами используются как критерий применимости линейной теории упругости (расчетное сопротивление грунта основания) при расчете осадок оснований фундаментов.

Очевидно, что дефицит прочности (дефицит сцепления) грунта внутри этих псевдопластических зон можно компенсировать с помощью армирования, подбирая параметры прочности арматуры из условия эквивалентности дефициту сцепления.

Рассмотрим уравнение контура псевдопластической зоны, где выполняется условие Кулона – Мора. Глубина нижней точки этой зоны определяется по формуле Пузыревского:

$$Z_{\max} = \frac{p - \gamma h}{\pi \gamma} \left(\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2} \right) - \frac{c \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{\gamma} - h,$$

где p – контактное давление под краем фундамента; γ , c и φ – объемный вес, сцепление и угол внутреннего трения грунта; h – заглубление фундамента.

На глубине $z < Z_{\max}$ условие пластичности превышает, но и будет выполняться, если увеличить сцепление грунта по глубине на величину дефицита Δc :

$$\Delta c(z) = (Z_{\max} - z) \cdot \gamma \cdot \operatorname{tg} \varphi.$$

На практике непрерывное распределение дефицита сцепления $\Delta c(z)$ компенсируется дискретно расположенными слоями арматуры (точно так же, как это делается в железобетоне). Если устраивается один слой арматуры (один слой), то ее целесообразно расположить на глубине $z_m = 0,5 Z_{\max}$. Тогда прочность арматуры на растяжение определяется интегрированием

$$R = \int_0^{Z_{\max}} \Delta c(z) dz = \frac{Z_{\max}^2}{2} \gamma \cdot \operatorname{tg} \varphi.$$

Направление разработки методов расчета армированных оснований под фундаментами зданий и сооружений является малоизученным. С точки зрения практического строительства оно перспективно и бесспорно

требует дальнейших экспериментальных и теоретических исследований, чтобы дать возможность уверенно применять геосинтетические материалы при проектировании оснований для зданий и сооружений. Решение данной задачи будет ставиться как направление будущих исследований.

Авторы надеются, что сведения об армировании грунтов, геосинтетических материалах, и методах их исследования будут интересны не только бакалаврам и магистрам строительных специальностей, аспирантам, преподавателям, научным сотрудникам, проектировщикам, но и другим специалистам, занятым в области использования и производства геосинтетических материалов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Антонов, В.М. Влияние армирования на несущую способность и деформативность песчаного основания [Текст]: автореф. дис. ... канд. техн. наук / В.М. Антонов. – Защищена 17.09.98. – Волгоград, 1998. – 20 с.
2. Барвашов, В.А. К вопросу расчета осадок по рекомендациям СП 50-101-2004 [Текст] / В.А. Барвашов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2006. – № 1. – С. 20-24.
3. Барвашов, В.А. Расчетное сопротивление грунта основания и учет образования зон разрушения под краями фундамента [Текст] / В.А. Барвашов // Геотехника. – 2010. – № 5. – С. 48-56.
4. Барвашов, В.А. Расчетное сопротивление грунта основания и учет зон разрушения под краями фундамента [Текст] / В.А. Барвашов, А.И. Найденов // Геотехника. – 2010. – №5. – С. 12-18.
5. Березанцев, В. Г. Расчет оснований сооружений [Текст] / В.Г. Березанцев. – Л.: Стройиздат, 1970. – 208 с.
6. Болдырев, Г.Г. Моделирование деформационных процессов в грунтах с использованием программ ANSYS и LS-DYNA [Текст]: сб. тр. шестой конф. пользователей программного обеспечения CAD-FEM GMBH 20-21 апреля 2006 г./ Г.Г. Болдырев, А.Ю. Муйземнек, И.М. Малышев. – С. 9-20. <http://www.cadfem.ru> (5.05.2012).
7. Болдырев, Г.Г. Деформация песка в основании плоского штампа [Текст] / Г.Г. Болдырев, Е.В. Никитин // Основания, фундаменты и механика грунтов. Стройиздат. – 1986. – №1. – С. 26-28.
8. Болдырева, Е.Г. К определению деформаций грунта в основании моделей фундаментов [Текст] / Е.Г. Болдырева, А.А. Живаев. – Электрон. дан. – Пенза: ООО «НПП Геотек», 2011. – Режим доступа: http://www.npp-geotek.ru/documents/article/definition_the_deformation/?sphrase_id=128364 (5.05.2012).
9. Быховцев, В.Е. Исследование работы нелинейно-деформированного армированного грунтового основания [Текст] / В.Е. Быховцев, Ю.В. Феофилов // Инженерная геология, механика грунтов и фундаментостроение: Тезисы докл. межресп. конф. Белорусской, Литовской, Латвийской и Эстонской ССР «Геотехника – V» / БПИ. Минск – 1982. – 281 с.
10. Гольдштейн, М.Н. Механика грунтов, основания и фундаменты [Текст]: учебник для вузов ж.-д. трансп. / М.Н. Гольдштейн, А.А. Царьков, И.И. Черкасов. – М.: Транспорт, 1981. – 320 с.
11. Горбунов-Посадов, М.И. Расчет конструкций на упругом основании [Текст] / М.И. Горбунов-Посадов, Т.А. Маликова, В.И. Соломин. – М.: Стройиздат, 1984. – 679 с.
12. ГОСТ 12536-79. Грунты. Методы лабораторного определения гранулометрического (зернового) и микроагрегатного состава [Текст]. – М.: ИПК Изд-во стандартов, 1980. – 18 с.

13. ГОСТ 28840-90. Машины для испытания материалов на растяжение, сжатие и изгиб. Общие технические требования [Текст]. – М.: ИПК Изд-во стандартов, 1993. – 8 с.

14. ГОСТ 30416–96. Грунты. Лабораторные испытания. Общие положения [Текст]. – М.: ИПК Изд-во стандартов, 1997. – 22 с.

15. ГОСТ Р 53225-2008. Материалы геотекстильные. Термины и определения [Текст]. – Введ. 2010-01-01. – М.: Стандартиформ, 2009. – 10 с.

16. ГОСТ Р 12248-2010. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости. М.: МНТКС, 2010. – 156 с.

17. Довнарвич, С.В. Влияние характера формирования основания на его напряженное состояние [Текст] / С.В. Довнарвич, Д.Е. Польшин, Д.С. Баранов, В.Ф. Сидорчук // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1977. – №6. – с. 20-22.

18. Елизаров, С.А. Критерии несущей способности и различные фазы деформирования основания [Текст] / С.А. Елизаров, М.В. Малышев . – 1993. – №. 4. – 2-5 с.

19. Курдюмов, В.И. К вопросу о сопротивлении оснований. Фотографический способ исследования процесса разрушения песчаного слоя под влиянием местной нагрузки. Вторая публичная лекция 11 декабря 1889 г. Санкт-Петербург, 1891.

20. Ложкин, В.А. Использование высокопроизводительных вычислительных платформ в задачах томографической цифровой трассерной визуализации [Текст] / В.А. Ложкин, Ю.А. Ложкин, М.П. Токарев // Вычислительные методы и программирование. – 2012. – Т. 13. – С. 20-27.

21. Малышев, М.В. Теоретические и экспериментальные исследования несущей способности песчаного основания [Текст] / М.В. Малышев// Лаборатория оснований и фундаментов. Информационные материалы №2. Водгео. – М., 1953. – 83 с.

22. Мельников, А.В. Исследование деформированного состояния песчаного основания с использованием метода цифровой обработки образов [Текст] / А.В. Мельников, Г.А. Новичков, Г.Г. Болдырев // Международный журнал «Геотехника». – 2011. – №1. – С. 28-41.

23. Мельников, А.В. Фотофиксация и компьютерная обработка перемещений частиц грунта под моделью фундамента на армированном и неармированном песчаном основании [Текст] / А.В.Мельников, Г.Г. Болдырев, В.А. Барвашов. – Новочеркасск.

24. Мельников, А.В. Исследование эффекта армирования песчаного основания в условиях плоской деформации [Текст] / А.В. Мельников // Фундаменты глубокого заложения и проблемы освоения подземного пространства: материалы междунар. конф. – Пермь: Изд-во Пермского национального исследовательского политехнического университета, 2011. – С. 401-407.

25. Мельников, А.В. Исследование деформированного состояния песчаного основания [Текст] / А.В. Мельников, Г.Г. Новичков, Г.Г. Болдырев // Актуальные проблемы проектирования и возведения зданий и сооружений с учетом энергосберегающих технологий и современных методов строительства. – 2011. – С. 185-189.

26. Мельников, А.В. О методе цифровой обработки образов [Текст] / А.В. Мельников, Г.Г. Болдырев // Актуальные проблемы проектирования и возведения зданий и сооружений с учетом энергосберегающих технологий и современных методов строительства // II Междунар. науч.-практ. конф. – Пенза. – 2012. – Ч. 2. – С.107-121.

27. Мельников, А.В. Краткий обзор упруго-пластического поведения геоматериалов [Текст] / А.В. Мельников // Проблемы современного строительства: материалы междунар. науч.-практ. конф. – Пенза: Приволжский Дом знаний, 2011. – С. 131-136.

28. Мельников, А.В. Анализ напряженно-деформированного состояния несущих конструкций машинного зала энергоблока №1 Балаковской АЭС [Текст] / А.В. Мельников, А.А. Живаев // Магистры – будущая кадровая основа строительной отрасли: Междунар. науч.-метод. конф. – Пенза: Приволжский Дом знаний. – 2011. – 8 с.

29. Никитин, В.М. Экспериментальное исследование деформированного состояния оснований методом муаров [Текст] / В.М. Никитин, Н.С. Несмелов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1973. – №3. – С. 26-28.

30. ОДМ 218.5.006-2010. Рекомендации по методикам испытаний геосинтетических материалов в зависимости от области их применения в дорожной отрасли [Текст]. – М.: Федеральное дорожное агентство (РОСАВТОДОР). 2010. – 81 с.

31. СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений [Текст]. – М.: Госстрой СССР, 1995.

32. Соколовский, В.В. Статика сыпучей среды [Текст] / В.В. Соколовский. – М.: Стройиздат, 1990

33. СП 50-101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений [Текст]. – М.: Госстрой РФ, 2005.

34. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений [Текст]. – М.: Госстрой РФ, 2011.

35. Строкова, Л.А. Калибровка параметров упругости упруго-пластической модели путем моделирования лабораторных испытаний [Текст] / Л.А. Строкова // Технология и техника геологоразведочных работ. –2009. – №. 1. – С. 87-92.

36. Тимофеева, Л.М. Армирование грунтов. Теория и практика применения [Текст]. Ч. 1. Армированные основания и армогрунтовые подпорные стены / Л.М. Тимофеева. – Пермь: ППИ, 1991. – 478 с.

37. Токарев, М.П. Адаптивные алгоритмы обработки изображений частиц для расчета мгновенных полей скоростей [Текст] / М.П. Токарев, Д.М. Маркович, А.В. Бильский // Вычислительные технологии. – 2007. – Том 12. – №. 3. – С. 109-131.
38. Флорин, В.А. Основы механики грунтов. Т. I: Общие зависимости и напряженное состояние оснований сооружений [Текст] / В.А. Флорин. – М.-Л.: Госстройиздат, 1959. – 360 с.
39. Христов, Х. Санкт-Петербург, 1889 г.: первое фотографическое исследование процесса разрушения грунта под фундаментом / Х. Христов // Реконструкция городов и геотехническое строительство. – 2003. – №. 7. – С. 197-192.
40. Хрянина, О.В. Экспериментально-теоретическая оценка совместной работы конструкции гибкого фундамента с армированным основанием [Текст]: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / О.В. Хрянина. – Пенза, 2005. – 236 с.
41. Цытович, Н.А. Механика грунтов (краткий курс) [Текст] / Н.А. Цытович. – 4-е изд. – М., 1983. – 88 с.
42. Шашкин, А.Г. Вязко-упруго-пластическая модель поведения глинистого грунта [Текст] / А.Г. Шашкин // Развитие городов и геотехническое строительство. – 2011. – №2. – 32 с.
43. Actual Flow. Руководство пользователя Программы. Версия 1.16. – Электрон. дан. – Новосибирск: Институт Теплофизики СО РАН, 2008. – Режим доступа: <http://www.polis-instruments.ru> (2.05.2012).
44. Adrian R.J. Scattering particle characteristics and their effect on pulsed laser measurements of fluid flow: speckle velocimetry vs. particle image velocimetry // Appl. Opt. – 1984. – Vol. 23. – Pp. 1690-1691.
45. Adrian, R. J. Particle-imaging techniques for experimental fluid mechanics // Annual Review of Fluid Mechanics. – 1991. – Vol. 23. – Pp. 261-304.
46. Aghlara R. Application of 2-dimensional Digital Image Correlation for mapping bond strain and stress distribution in concrete // Faculty of Civil Engineering University Technology Malaysia. – 2010. – P. 110.
47. Akagi T., Chida S., Yamamoto C., Miki H. PWRC Certification of Geosynthetics // 3rd Asian Regional Conference on Geosynthetics. – 2004. – Vol. 1. – Pp. 363-369.
48. Akinmusuru, J. O. and Akinbolade, J. A. Stability of loaded footings on reinforced soil // Journal of Geotechnical Engineering Div. // ASCE. – 1981. – Vol. 107. – No. 6. – Pp. 819-827.
49. Alshibli K. A., Sture S., Costes N.C and others. Assessment of localized deformations in sand using X-ray computed tomography // Geotechnical Testing Journal. – 2000. – Vol. 23. – No. 3. – Pp. 274–299.

50. Ashmawy A.K., Bourdeau P.L. Response of a woven and a nonwoven geotextile to monotonic and cyclic simple tension. // *Geosynthetics International*. – 1996. – No. 3 (4). – Pp. 493-515.

51. ASTM. Testing of geotextiles related products, Annual book of ASTM standards, vol.04.08, D4595, American Soc. Testing & Materials. – 1992.

52. Barazzetti L., Scaioni M. Development and Implementation of Image-based Algorithms for Measurement of Deformations in Material Testing // *Sensors*. – 2010. – No. 10 – Pp. 7469-7495.

53. Bathurst, R.J., Cai, Z. In-isolation cyclic load-extension behavior of two geogrids. // *Geosynthetics International*. – 1994. – No. 1 (1). – Pp. 1-19.

54. Bathurst R.J., Allen T., Walters D. Reinforcement loads in geosynthetic walls and the case for a new working stress design method. – *Geotextiles and Geomembranes*. – 2005. – No. 4. – Vol. 23. – Pp. 287-322.

55. Benz T., Schwab R., Vermeer P.A. On the practical use of advanced constitutive laws in finite element foundation analysis // *Proc. Fondsup International Symposium*. – 2003. – Vol. 3. – P. 8.

56. Binquet J, Lee KL. Bearing capacity analysis of reinforced earth slabs // *Journal Of The Geotechnical Engineering Division Asce*. –1975. – No. 101(12). – Pp. 1257-1276.

57. Boldyrev G.G., Melnikov A.V., Barvashov V.A. Particle Image Velocimetry and Numeric Analysis of Sand Deformations under a Test Plate // *The 5th European Geosynthetics Congress*. – 2012. – P. 7. (готовится к печати).

58. Bostwick L., Rowe R. K., Take W. A., Brachman R. W. I. Anisotropy and directional shrinkage of geosynthetic clay liners // *Geosynthetics International*. – 2010. – No. 3. – Pp. 157-170.

59. Boylan N., Long M. Development of a direct simple shear apparatus for peat // *Geotechnical Testing Journal*. – 2009. – Vol. 32 (2). – Pp. 126-138.

60. Boyle, S.R., Gallagher, M. and Holtz, R.D. Influence of strain rate, specimen length and confinement on measured geotextile properties // *Geosynthetics International*. – 1996. –Vol. 3. – No. 2.– Pp. 205-225.

61. Brinkgreve R.B.J. Selection of soil models and parameters for geotechnical engineering application // *Soil Constitutive Models: Evaluation, Selection, and Calibration* / Ed. J.A. Yamamuro, V.N. Kaliakin, American Society of Civil Engineers. – 2005. – Vol. 128. – p. 69–98.

62. Brinkgreve R.B.J. et al. PLAXIS, 2D Version 8. – Balkema. – 1997. – 200 p. [Электронный ресурс]. – режим доступа: <http://www.plaxis.nl/index.php?cat=manuals&mouse=Plaxis%20V8> (11.11.2011).

63. Burd, H.J., Brocklehurst, C.J. Parametric studies of a soil reinforcement problem using finite element analysis // *Proc. Internat. Conf. on Computer Methods and Advances in Geomechanics*. – 1992. – Vol. 3. – Pp. 1783-1788.

64. Chareyre, B., Villard, P. Discrete element modeling of curved geosynthetic anchorages with properties // Proceedings of the First International PFC Symposium on Numerical Modeling in Micromechanics via Particle Methods. – 2003. – Pp. 197-203.
65. Dash S.K, Rajagopal K, Krishnaswamy N.R. Performance of different geosynthetic reinforcement materials in sand foundations // Geosynthetics International. – 2004. – No. 11(1). – Pp. 35-42.
66. Dechasakulsom, M., Kaliakin, V.N., Ling, H.I. Creep and stress relaxation of geogrids // Geosynthetics International. – 1997. – No. 4 (5). – Pp. 463-479.
67. Dondi, G. Three-dimensional finite element analysis of a reinforced paved road. In: Proc. Fifth Internat. // Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore. – 1994. – Vol. 1. – Pp. 95-100.
68. Duncan J.M., Chang C.Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils // ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. – 1970. – No. 96 (SM5). – P. 1629–1653.
69. Dutton M. G., Hoult N. A., Take W. A. Towards a digital image correlation based strain sensor // The 8th International Workshop on Structural Health Monitoring. – 2011. – Vol. 4. – P. 2195-2203.
70. Gaspar N., Koenders M.A. Micromechanic formulation of macroscopic structures in a granular medium // J. of Engineering Mechanics. – 2001. – 127 (10). – Pp. 987-993.
71. Guido, V. A., Chang, D. K., Sweeney, M. A. Comparison of geogrid and geotextile reinforced earth slabs // Can. Geotech. J. – 1986. – Vol. 23. – Pp. 435-440.
72. Haza E., Gotteland P., Gourc G.P. Design method for local load on a Geosynthetic-reinforced soil structure // Geotechnical and Geological Engineering / Kluwer Academic Publishers. – 2000. – No. 18. – Pp. 243-267.
73. Holtz, R. D., Christopher, B. R., Berg, R. R. Geosynthetic engineering. – Vancouver: Bi Tech Publishers. – 1997. – No. 3. – P. 451.
74. Holtz R.D., Christopher B.R., Berg R.R. Geosynthetic design and Construction Guidelines. – Washington D.C: Department of Transportation Federal Highway Administration. – 1998. – No. 1. – P. 460.
75. Huang, C. C., Tatsuoka, F. Prediction of bearing capacity in level sandy ground reinforced with strip reinforcement // Theory and Practice Earth Reinforcement, Proc. Int. Geotech. Symp. – 1988. – Pp. 191-196.
76. Huang, C. C., Tatsuoka, F. Bearing capacity of reinforced horizontal sandy ground // Geotextiles and Geomembranes. – 1990. – Vol. 9. – Pp. 51-82.
77. Huang, C. C., Menq, F. Y. Deep-footing and wide-slab effects in reinforced sandy ground // J. Geotech. and Geoenviron. ASCE. – 1997. – Vol. 123. – No. 1. – Pp. 30-36.

78. Huang J., Bhandari A., Yang X. Numerical Modeling of Geosynthetic-Reinforced Earth Structures and Geosynthetic-Soil Interactions // *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA*. – 2011. – Vol. 42. – No.1.
79. Ingold, T.S. Laboratory pull-out testing of grid reinforcements in sand // *Geotechnical Testing Journal*. – 1983. – No. 6 (3). – Pp. 101-111.
80. Jhin J. L., Kumruzzaman M., Henry Wong, Jin H. Yin. Behavior of EPS geofom in true triaxial compression tests // *Geotextiles and Geomembranes*. – 2008. – No. 2. – Vol. 26. – Pp. 175–180.
81. Jones J.F., Edwards L.W. Reinforced earth structures situales // *Geotechnique*. – 1987. – Vol. 30. – Pp. 207-214.
82. Ju J. W., Son S. J., Kim J. Y., Jung I. G. Bearing capacity of sand foundation reinforced by geonet // *Theory and Practice Earth Reinforcement, Proc. Int. Geotech. Symp.*– 1997. – Pp. 603- 608.
83. Karpurapu, R., Bathurst, R.J. Behaviour of geosynthetic reinforced soil retaining walls using the finite element method // *Computers and Geotechnics*. – 1995. – No. 17 (3). – Pp. 27-299.
84. Keane R.D., Adrian R.J. Optimization of particle image velocimeters. Part I: Double pulsed systems // *Meas. Sci. Technol.* – 1990. – Vol. 1. – Pp. 1202-1215.
85. Keane R.D., Adrian R.J. Optimization of particle image velocimeters. Part II: Multiple pulsed systems // *Meas. Sci. Technol.* 1990. – Vol. 2. – Pp. 963-974.
86. Khing, K. H., Das, B. M., Puri, V. K., Cook, E. E., Yeri, S. C. Bearing capacity of two closely-spaced strip foundations on geogrid-reinforced sand // *Earth Reinforcement Practice Proc., Fukuoka: Int. Symp.* – 1992. – Pp. 619-624.
87. Kim J. I. Deformation and properties of cohesive soil in relation to soil-machine systems // *Mechanical Engineering*. – 1970. – Vol. 1. – Pp. 120-135.
88. Kobayashi, S. Limit analysis of sheet pile type retaining walls // *JGS, Yokohama: In Proc. of the Int. Symp.* – 2000. – Vol. 1. – Pp. 315-320.
89. Kobayashi, S. Teaching earth pressure problems and stability problems from the point of applied mechanics // *1st. Int. Conf. Geotechnical Engineering Education and Training*. – 2000. – Pp. 289-296.
90. Koerner, R. M., Hsuan, Y. G. Geosynthetics: characteristics and testing // *Geotechnical and Geoenvironmental Handbook, Kluwer: Kluwer Academic Publishers, 2001.* – Chapter 7. – Pp. 173-196.
91. Kongsomboon T., Soon T. T., Yew Y. K., Maireing W. Centrifuge modeling of an excavation stabilized with embedded improved soil berm / *15th SEAGC*. – 2004. – P. 7.
92. Konietzky H., te Kamo L., Groeger T., Jenner C. Use of DEM to model the interlocking effect of geogrids under static and cyclic loading // *Proceedings of Numerical Modeling in Micromechanics via Particle Methods, Kyoto, Japan.* – 2004. – No. 5. – Pp. 215-223.

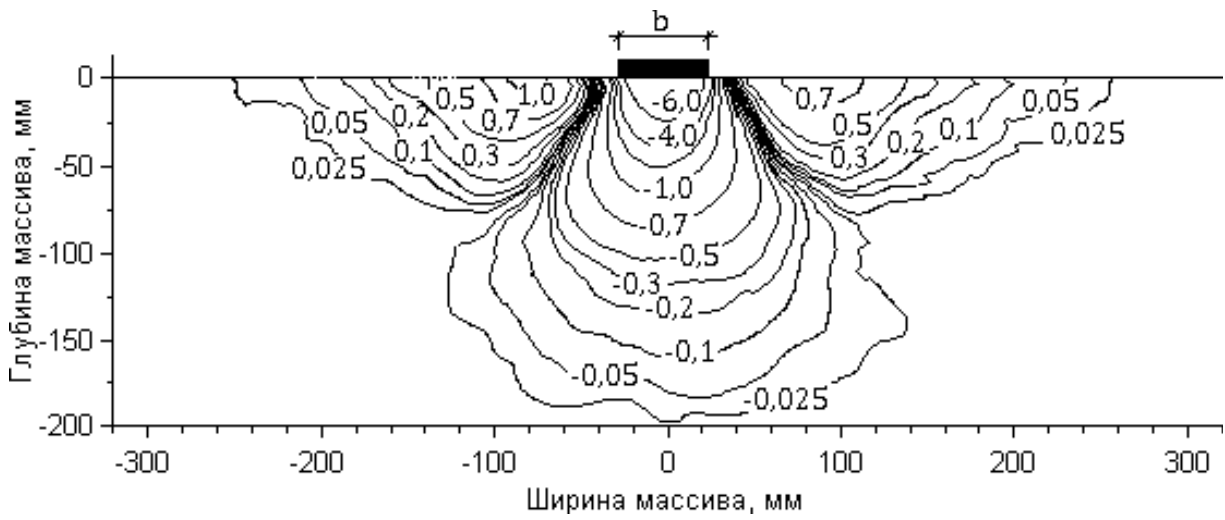
93. Kotake N., Tatsuoka F., Tanaka T., Siddiquee M.S.A., Huang C.C. FEM simulation of the bearing capacity of level reinforced sand ground subjected to footing load / *Geosynthetics international*. – 2001. – Vol. 8. – No. 6. – P. 501-549.
94. Krishnaswamy N.R., Sudhakar S. Application of geosynthetics for the improvement of soft subgrade soils in road construction. // *Indian Institute of Technology Madras, Department of Civil Engineering*. – 2005. – P. 15.
95. Lawton E. Bearing capacity of reinforced sand subgrades // *Journal of Geotechnical Engineering*. – 1984. – No. 6(10). – Pp. 1500-1507.
96. Ling, H.I., Mohri, Y., Kawabata, T. Tensile properties of geogrids under cyclic loadings // *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. – 1998. No. 124 (8). – Pp. 782-787.
97. Ling, H.I., Tatsuoka, F. Performance of anisotropic geosynthetic-reinforced cohesive soil mass // *J. of Geotechnical Engineering*. – 1994. – Vol. 120. – No. 7. – Pp. 1166-1184.
98. Manjunath, V. R., Dewaikar, D. M. Bearing capacity of inclined loaded footing on geotextile reinforced two-layer soil system // *Earth Reinforcement, Fukuoka, Japan: Proc. Int. Symp.* – 1996. – Pp. 619-622.
99. McDowell G. R., Harireche O., Konietzky H., Brown S. F., Thom N. H. Discrete element modeling of geogrid-reinforced aggregates // *Geotechnical Engineering*. – 2006. – No. 159 (GEI). – Pp. 35-48.
100. McGown, A., Andrawes, K.Z., Kabir, M.H. Load-extension testing of geotextiles confined in-soil. // *In: Proc. Second Internat. Conf. on Geotextiles, Las Vegas*. – 1982. – Vol. 3. – pp. 793-798.
101. Miura, N., Sakai, A., Taesiri, Y., Yamanouchi, T., Yasuhara, K. Polymer grid reinforced pavement on soft clay grounds // *Geotextiles and Geomembranes*. – 1990. – No.9. – pp. 99-123.
102. Mofiz S.A. Mechanical stress-strain characteristics and model behaviour of geosynthetic reinforced soil composites // *17-th Engineering Mechanics Conference, ASCE*. – 2004. – pp. 124-132.
103. Moraci, N., Montanelli, F. Behavior of geogrids under cyclic loads // *In: Proc. Conference Geosynthetics*. – 1996. – No. 5(1). – pp. 961-976.
104. Morimoto Y., Fujigaki M., Masaya A., Kondo H., Inuzuka T. Accurate Displacement Measurement for Landslide Prediction by Sampling Moiré Method // *Advanced Materials Research*. – 2009. – Vol. 79. – pp. 1731-1734.
105. Ni Q., Hird C. C. Guymer I. Physical modelling of pile penetration in clay using transparent soil and particle image velocimetry // *Geotechnique* 60. – 2010. – No. 2. – p. 121-132.
106. Oda, M., H. Kazama Microstructure of Shear Bands and its Relation to the Mechanisms of Dilatancy and Failure of Dense Granular Soils // *Geotechnique*. – 1998. – No. 48 (4). – pp. 465-481.
107. Ohde J. Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund // *Der Bauingenieur*. – 1939. – № 20. – Vol. 33/34. – pp. 451-459.

108. Omar M.T., Das B.M., Puri V.K., Yen S.C. Ultimate bearing capacity of shallow foundations on sand with geogrid reinforcement // *Canadian Geotechnical Journal*. – 1993. – No.30. – Pp. 545-549.
109. Perkins S.W. Constitutive modeling of geosynthetics // *Geotextiles and Geomembranes* 18. – 2000. – Pp. 273-292.
110. PIVview User Manual. German Aerospace Center's (DLR) PIV group, PIVTEC GmbH – Электрон. дан. Stauffenbergstr. 21, D-37073 Göttingen, Germany. 2010. – Режим доступа: <http://www.pivtec.com> (5.05.2012).
111. Puppala A. J., Katha B., Hoyos L. R. Volumetric shrinkage strain measurements in expansive soils using digital imaging technology // *Geotechnical testing journal*. – 2004. – Vol. 27. – No. 6. – P. 10.
112. Raffel M., Willert C., Kompenhans J. Particle image Velocimetry. A practical guide, Springer: Berlin.–2007. – P. 460.
113. Rechenmacher A. L., Saab N. A. Onset, growth, progression and uniformity of shear bands in dilative sands // 15th ASCE Engineering Mechanics Conference. – 2002.
114. Rechenmacher, A.L., Finno R.J. Digital image correlation to evaluate shear banding in dilative sands // *Geotechnical Testing J.* – 2004. – Vol. 27 (1). – Pp. 13-22.
115. Roh H.S., Tatsuoka F. Effects of preloading and prestressing on the strength and stiffness of geosynthetic-reinforced clay in plane strain compression // *Geosynthetics International*. – 2001. – Vol. 8. – No. 5. – Pp. 393-444.
116. Roscoe K.H., Arthur J.R.F., James R.G. The determination of strain in soils by X-ray method // *Civ. Eng. And publ. works Rev.* 58. – 1963. – No. 684.–pp. 873-876 and No. 685. – Pp. 1009–1011.
117. Ruiken, A., Ziegler, M., Vollmert, L., Duzic, I. Recent findings about the confining effect of geogrids from large scale laboratory testing // 9-th International Conference on Geosynthetics. – 2010. – Pp. 691-694.
118. Sakty J.P., Braje M.D. Model test for strip foundation on clay reinforced with geotextile layers // *Journal of Transportation research record*. – 1978. –Vol. 1. – Pp. 42-45.
119. Scarano F., Riethmuller M.L. Iterative multigrid approach in PIV image processing with discrete offset // *Exp. Fluids*. –1999. –Vol. 26. – Pp. 513-523.
120. Scarano F. Iterative image deformation methods in PIV. Review article // *Meas. Sci. Technol.*– 2002. –No. 1.–Vol. 13. – Pp. 1-19.
121. Schlosser, F., Jacobsen, H. M., Juran, I. Soil reinforcement // 8th European Conf. on SMFE, Helsinki: General Rep.– 1983. – Pp. 83-103.
122. Sevi A. F., Ge L., Take W. A. A Large-scale triaxial apparatus for prototype // *Railroad Ballast Testing Geotechnical Testing Journal*. – 2009. – Vol. 32. – Pp. 8-16.

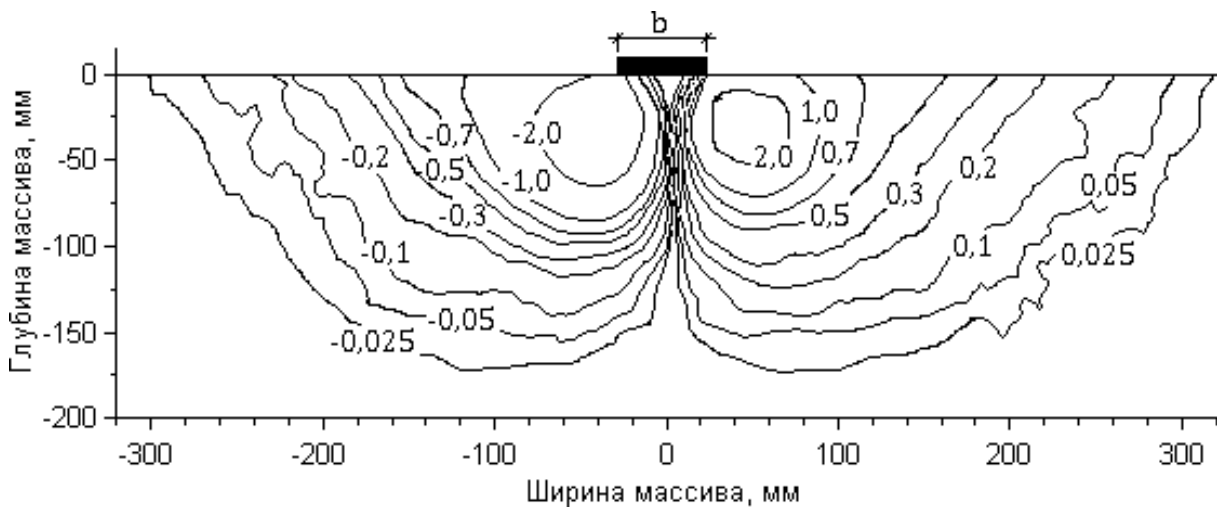
123. Shannon B., Gallage C., Kodikara J. Experimental modelling of coupled water flow and associated movements in swelling soils // Proceedings from the 3rd International Conference on Problematic Soils. – 2010.
124. Shukla S.K. Geosynthetics and their applications // Thomas Telford, London. – 2002 – P. 670.
125. Slama C.C. Theurer C. Manual of photogrammetry, 4th edition // American Society of Photogrammetry. – 1980. – P. 1056.
126. Soria J., Atkinson C. Towards 3C-3D digital holographic fluid velocity vector field measurement — tomographic digital holographic PIV (Tomo-HPIV) // Measurement Science and Technology. – 2008. – Vol. 19. – No. 7. – Pp. 1-8.
127. Sridharan A., Srinivasa M. Model tests on reinforced soil mattress on soft soil // XII ICSMFE. – 1989. – Vol. 3. – pp. 1765-1768.
128. Stanier S. A. Geotechnical modelling using a transparent synthetic soil // 2007. – P. 5.
129. Sveen J. K An introduction to MatPIV v. 1.6.1 // Mechanics and applied mathematics. – 2004. – No. 2.
130. Takemura, J., Okamura, M., Suesmasa, N. and Kimura, T. Bearing capacity and deformations of sand reinforced with geogrids // Earth Reinforcement Practice, Fukuoka: Proc. Int. Symp.– 1992. – Pp. 695-700.
131. Townsend F.C., Anderson J., Rahelison L. Evaluation of FEM Engineering Parametrs from Insitu Tests. Technical Report University of Florida, 2001. – 268 p.
132. Tsakiri M., Ioannidis C., Papanikos P., Kattis M. Load testing measurements for structural assessment using geodetic and photogrammetric techniques // 1st FIG International Symposium on Engineering Surveys for Construction Works and Structural Engineering. – 2004. – P. 14.
133. Villard P., Chareyre B. Design methods for geosynthetic anchor trenches on the basis of true scale experiments and discrete element modeling // Canadian Geotechnical Journal. – 2004. – No. 41. – Pp. 1193-1205.
134. Wathugala, G.W., Huang, B., Surajit, P. Numerical simulation of geosynthetic-reinforced flexible pavements // Transportation Research Record. – 1997. – Vol. 1534. – Pp. 58-65.
135. White D. J., Take W.A., Bolton M.D. Measuring soil deformation in geotechnical models using digital images and PIV analysis // 10th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics. – 2001. – No.1. – Pp. 997-1002.
136. White D. J., Take W.A., Bolton M.D., Munachen S.E. A deformation measuring system for geotechnical testing based on digital imaging, close-range photogrammetry, and PIV image analysis // Proceedings of the 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – 2001. – Vol. 1. – Pp. 539-542.
137. White D. J., Take W.A. GeoPIV: Particle Image Velocimetry (PIV) software for use in geotechnical testing // University of Cambridge. – 2002. – P. 14.

138. White D. J. An investigation into the behaviour of pressed-in piles // A dissertation submitted for the degree of Doctor of Philosophy at the University of Cambridge. – 2002. – P. 390.
139. White D.J., Richards D.J., Lock A.C. The measurement of landfill settlement using digital imaging and PIV analysis // In, Ninth International Waste Management & Landfill Symposium. – 2003. – CD. – P. 10.
140. White D. J., Take W.A., Bolton M.D. Discussion of «Accuracy of digital image correlation for measuring deformations in transparent media» by Samer Sadek, Magued G. Iskander, and Jinyuan Liu / Journal of computing in civil engineering. – 2005. – Vol. 17. – No. 2. – Pp. 217-222.
141. Willert C. Assessment of camera models for use in planar velocimetry calibration // Exp. Fluids. –2006.–Vol. 41. – Pp. 135-143.
142. Williams J.R., Rege N. Coherent vortex structures in deforming granular materials// Mechanics of Cohesive-Frictional Materials. – 1997. – Vol. 2.
143. Yamanouchi, T. Experimental study on the improvement of the bearing capacity of soft ground by laying a resinous net // Foundations on Interbedded Sands, Div., CSIRO and Western Group, Aus. Geomech. Soc.– 1970. – Pp. 102-108.
144. Yogendrakumar, M., Bathurst, R.J., Numerical simulation of reinforced soil structures during blast loads // Transportation Research Record. – 1992. – Vol. 1336. – Pp. 1-8.
145. Zhao H., Ge L. Camera calibration using neural network for image-based soil deformation measurement systems // Geotechnical Testing Journal. – 2008. – Vol. 31. – No. 2. – Pp. 192-197.

Приложение А

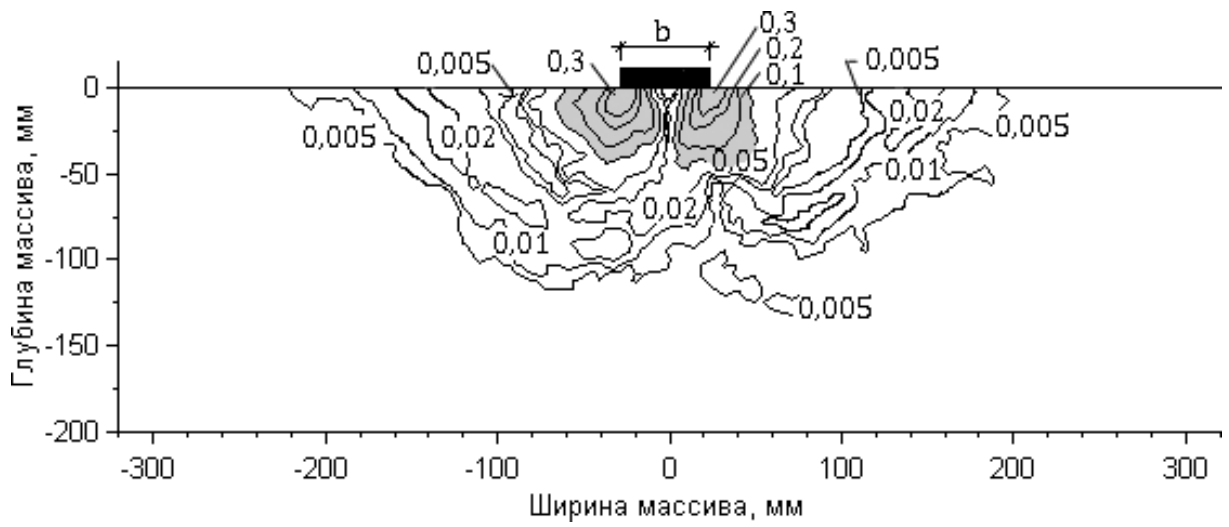


Изолинии вертикальных перемещений естественного основания при осадке 8 мм

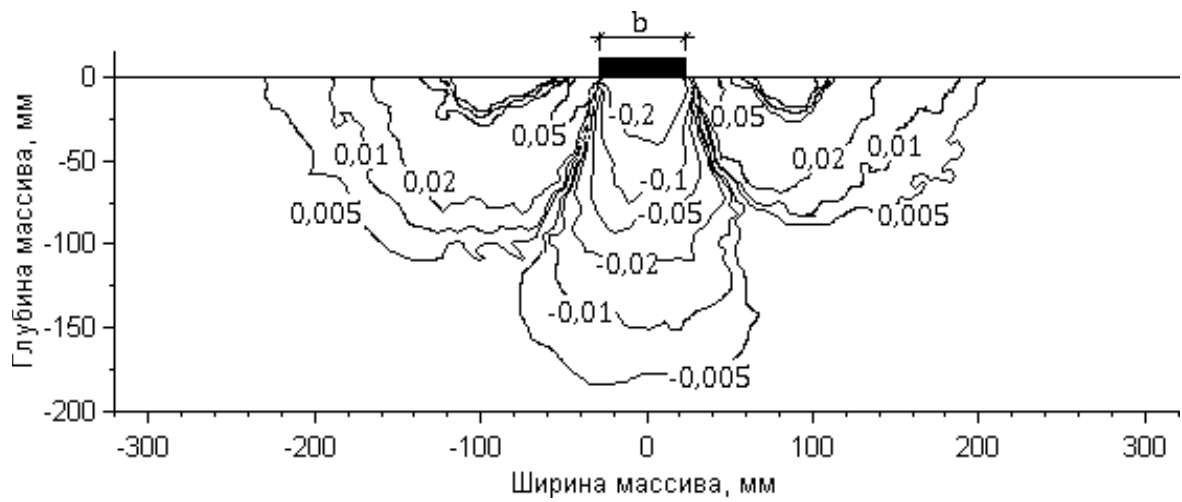


Изолинии горизонтальных перемещений естественного основания при осадке 8 мм

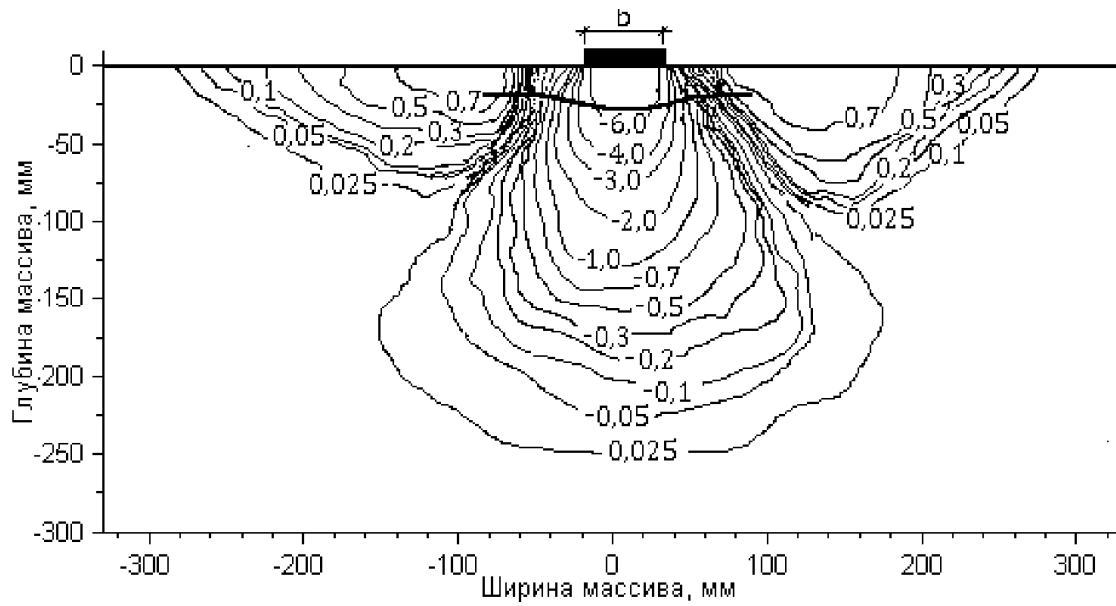
Продолжение прил. А



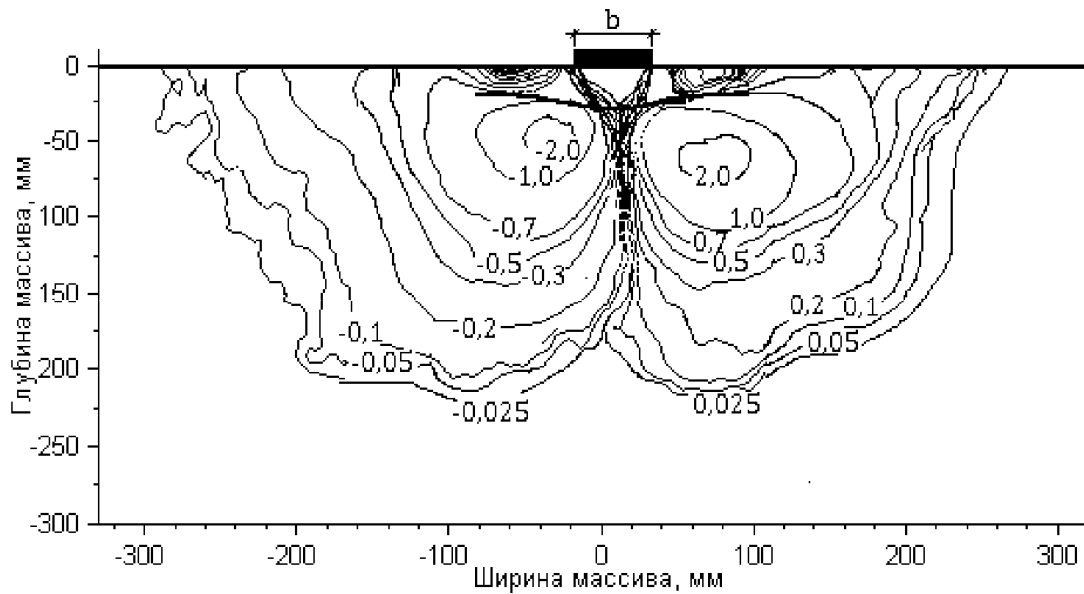
Изолинии деформаций сдвига естественного основания при осадке 8 мм



Изолинии деформаций объема естественного основания при осадке 8 мм

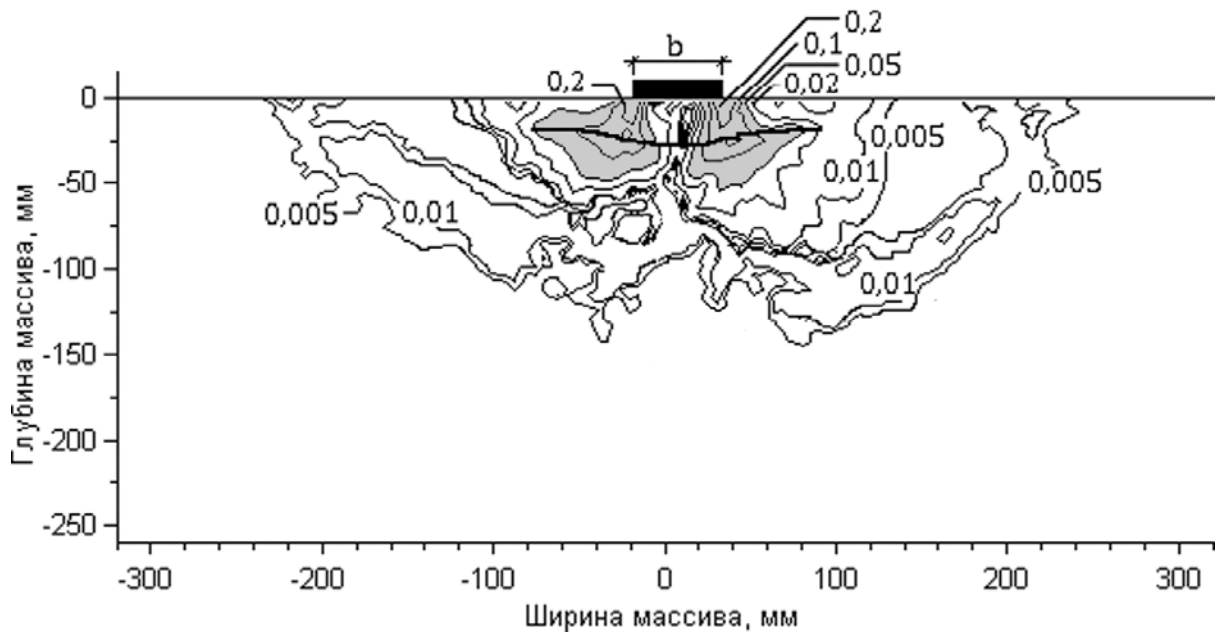


Изолинии вертикальных перемещений армированного основания при осадке 8 мм

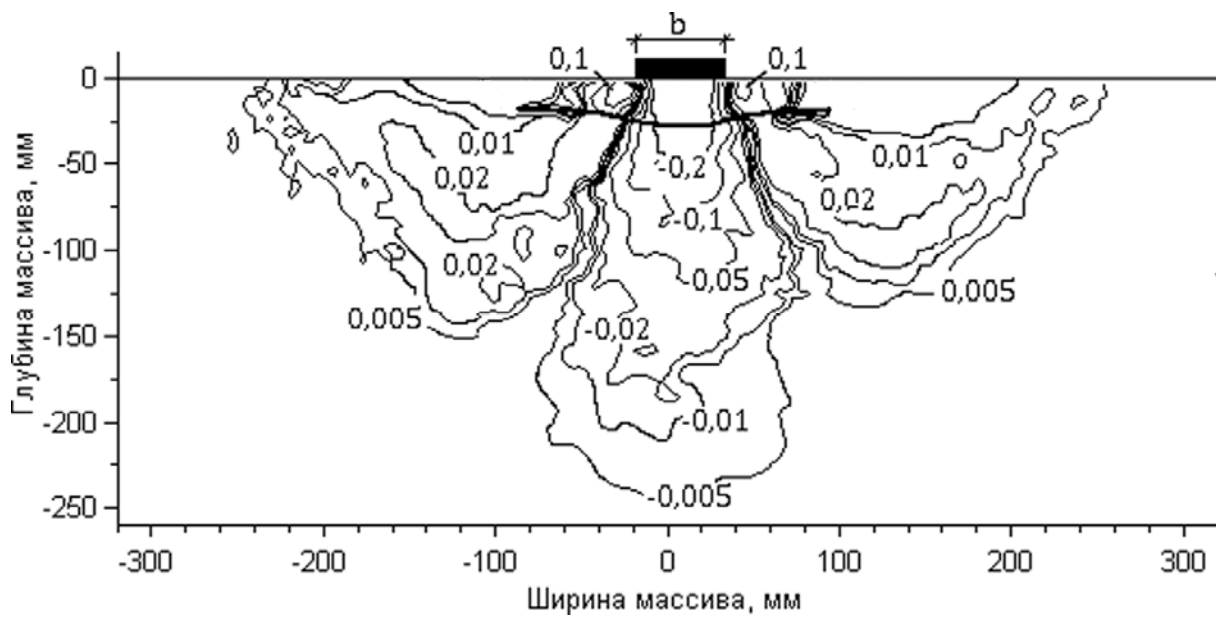


Изолинии горизонтальных перемещений армированного основания при осадке 8 мм

Продолжение прил. А

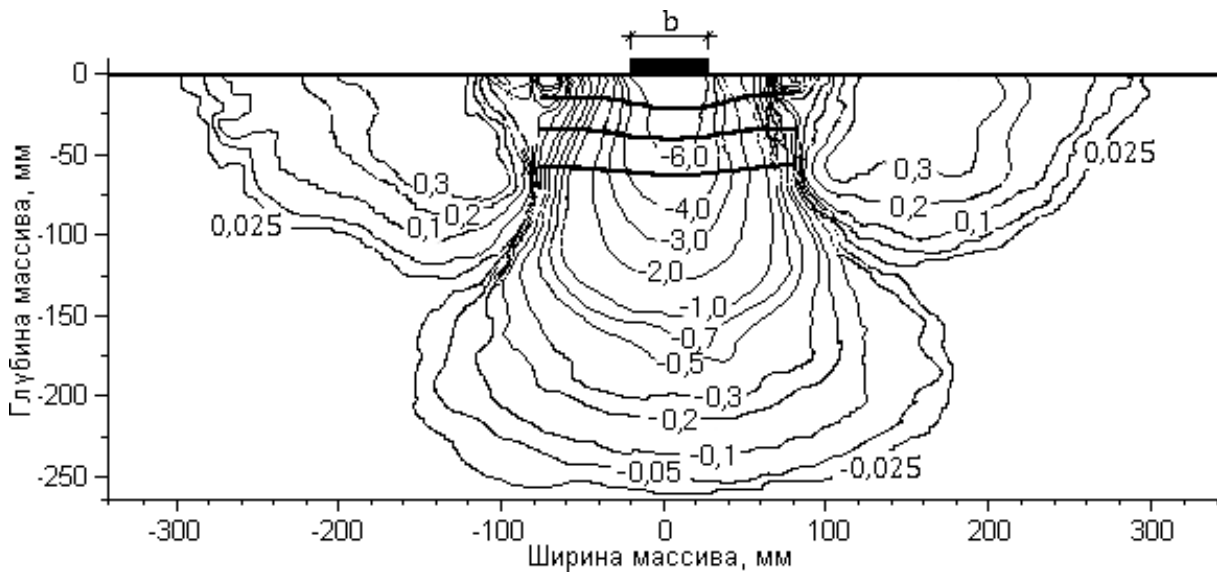


Изолинии деформаций сдвига армированного основания при осадке 8 мм

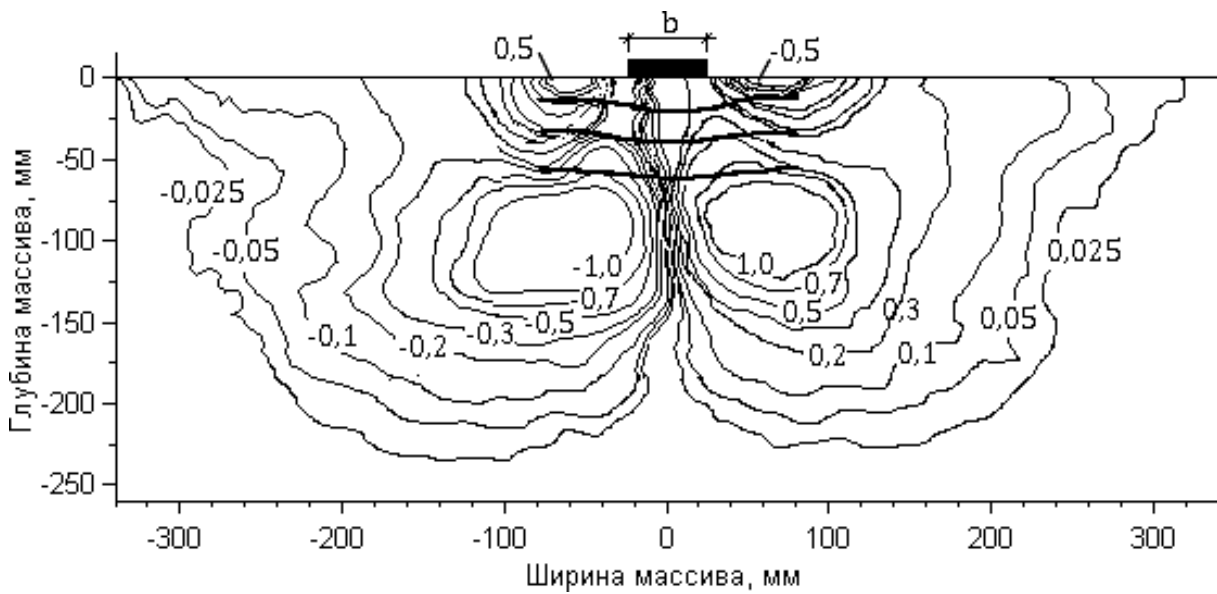


Изолинии деформаций объема армированного основания при осадке 8 мм

Продолжение прил. А

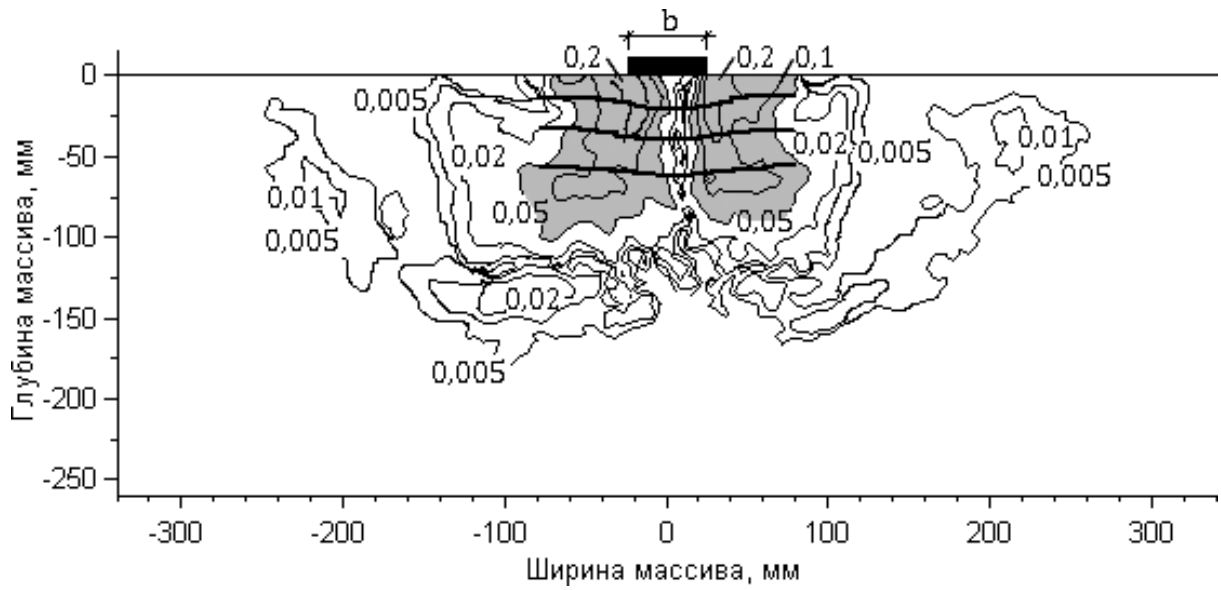


Изолинии вертикальных перемещений армированного основания при осадке 8 мм

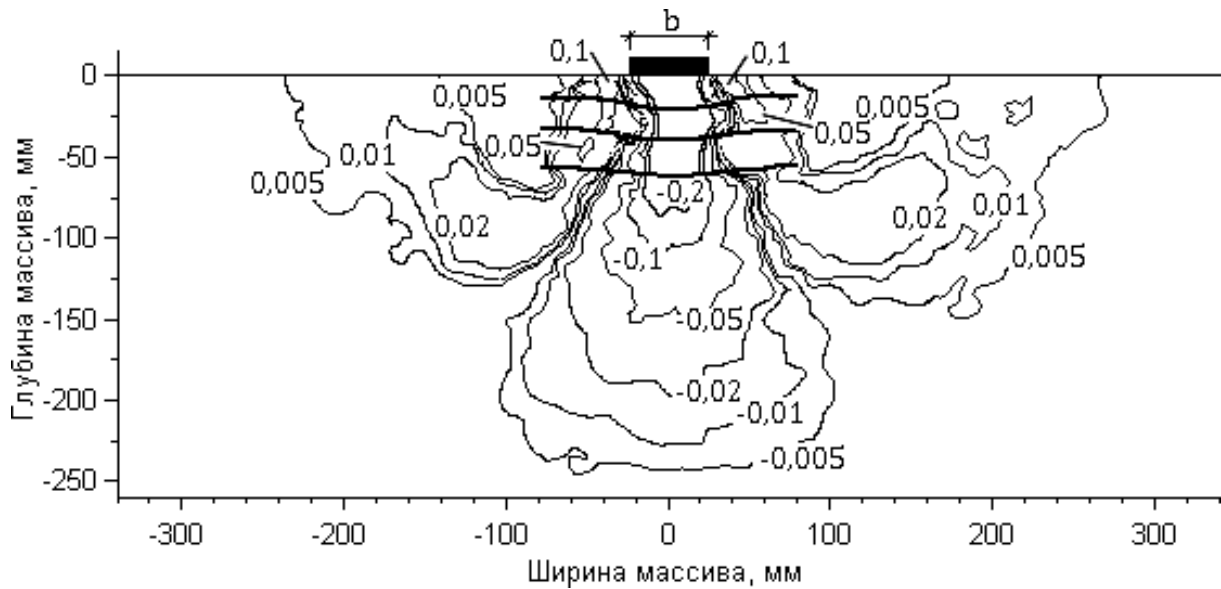


Изолинии горизонтальных перемещений армированного основания при осадке 8 мм

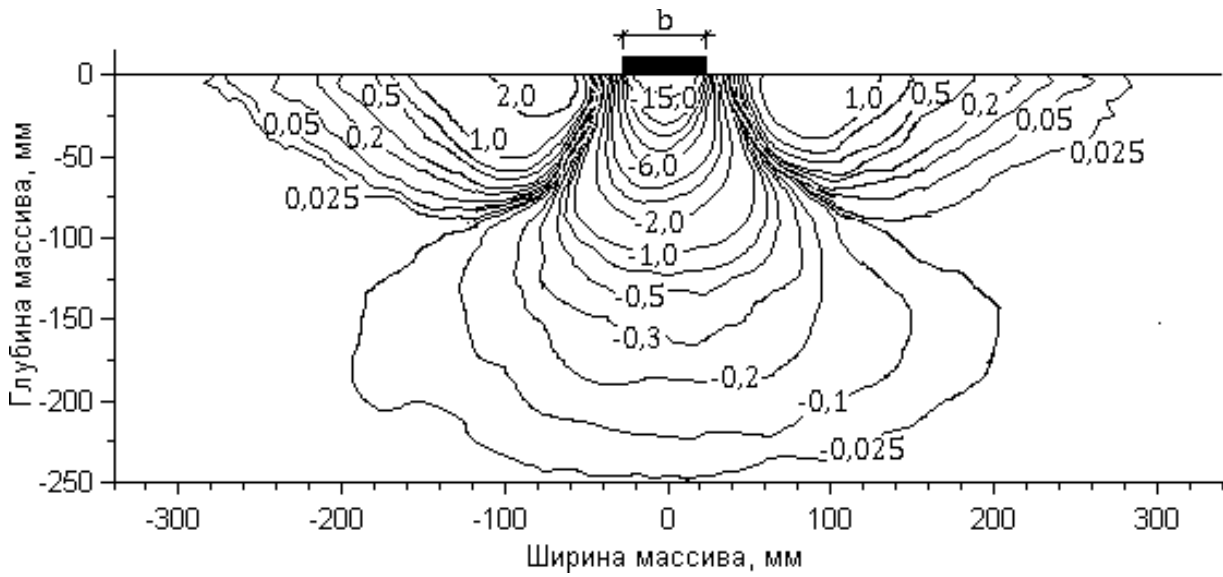
Продолжение прил. А



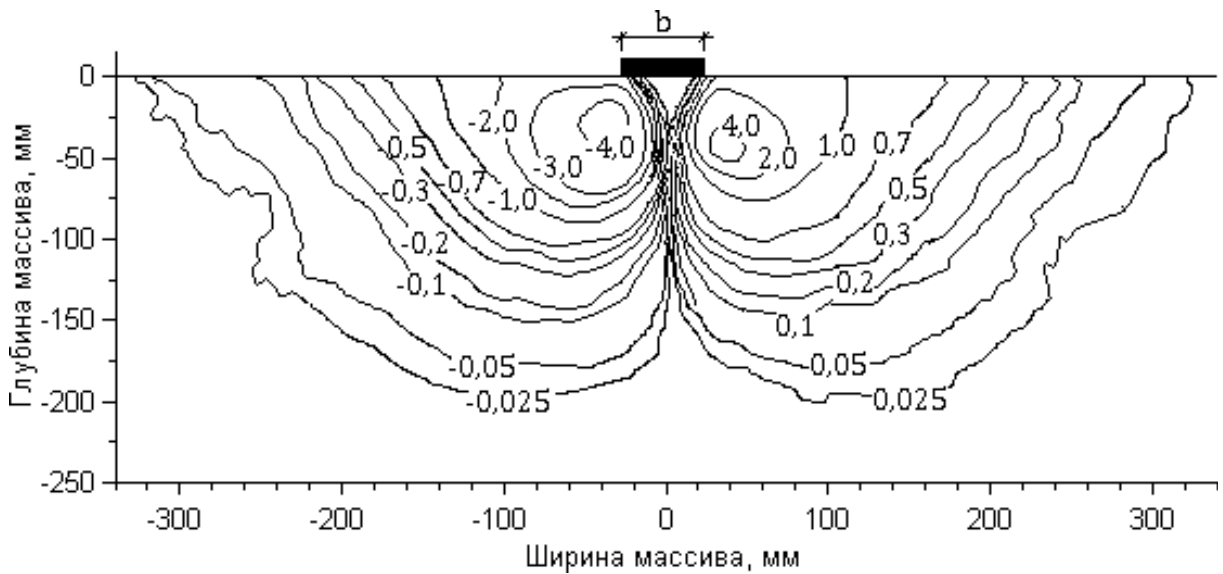
Изолинии деформаций сдвига армированного основания при осадке 8 мм



Изолинии деформаций объема армированного основания при осадке 8 мм

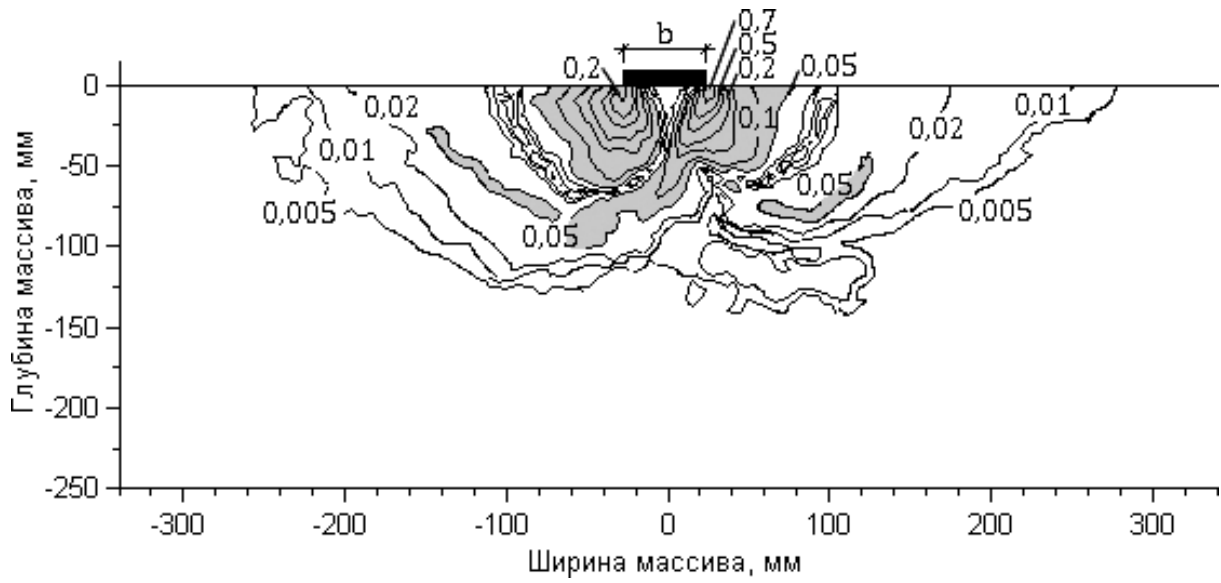


Изолинии вертикальных перемещений естественного основания при осадке 16 мм

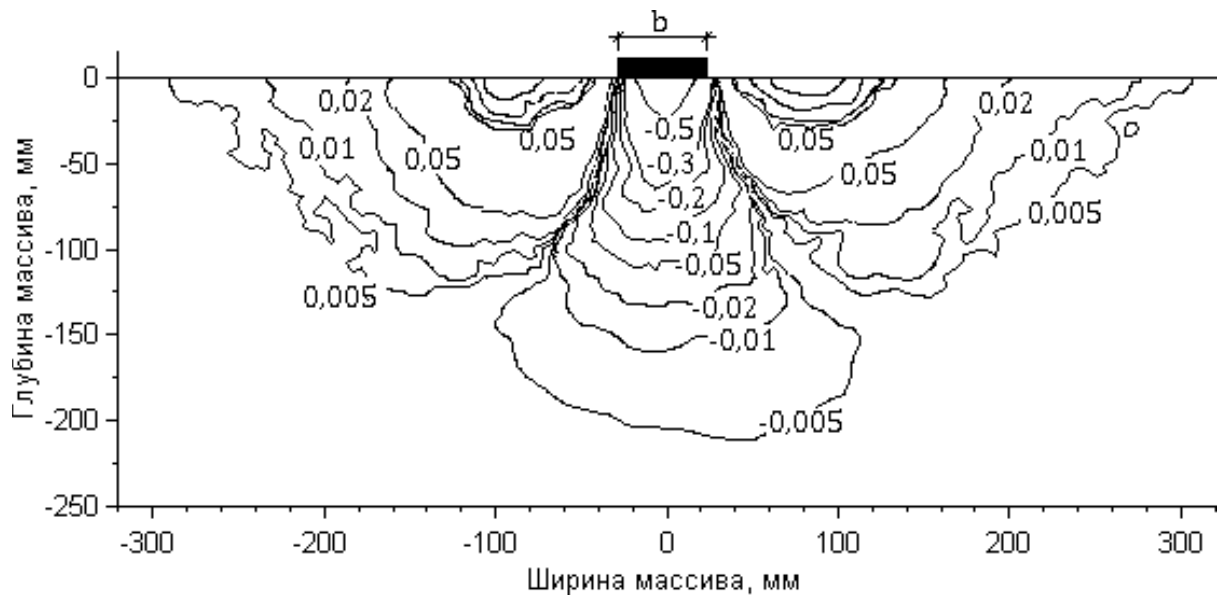


Изолинии горизонтальных перемещений естественного основания при осадке 16 мм

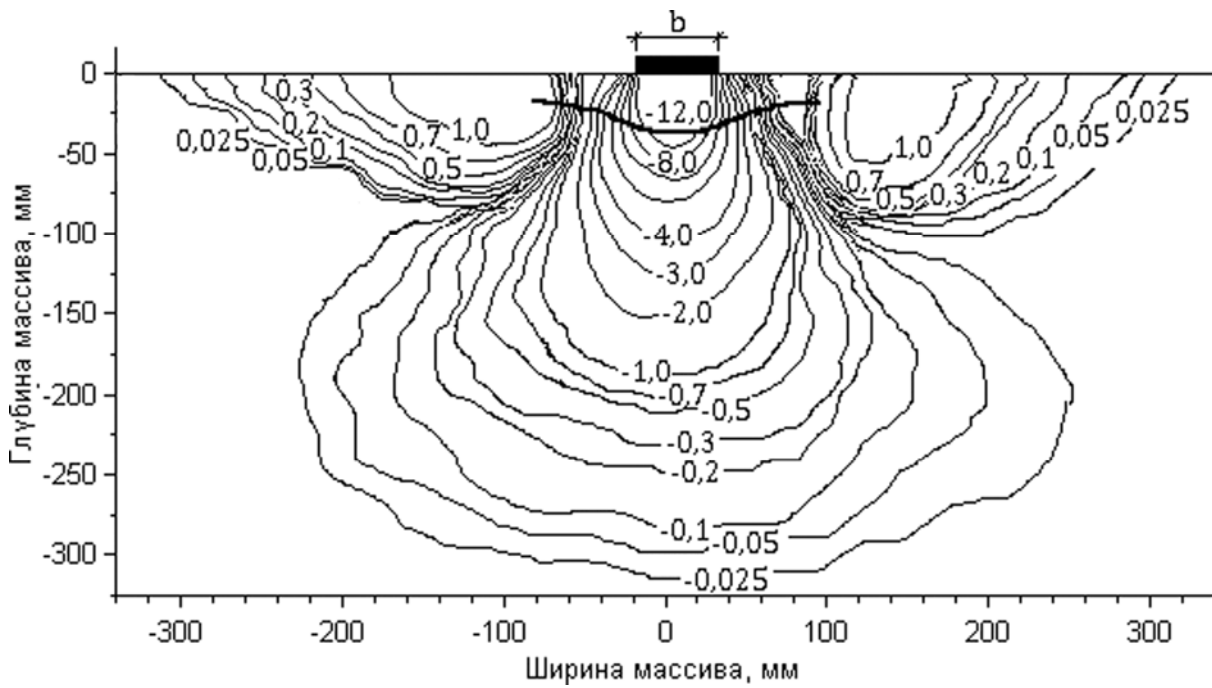
Продолжение прил. А



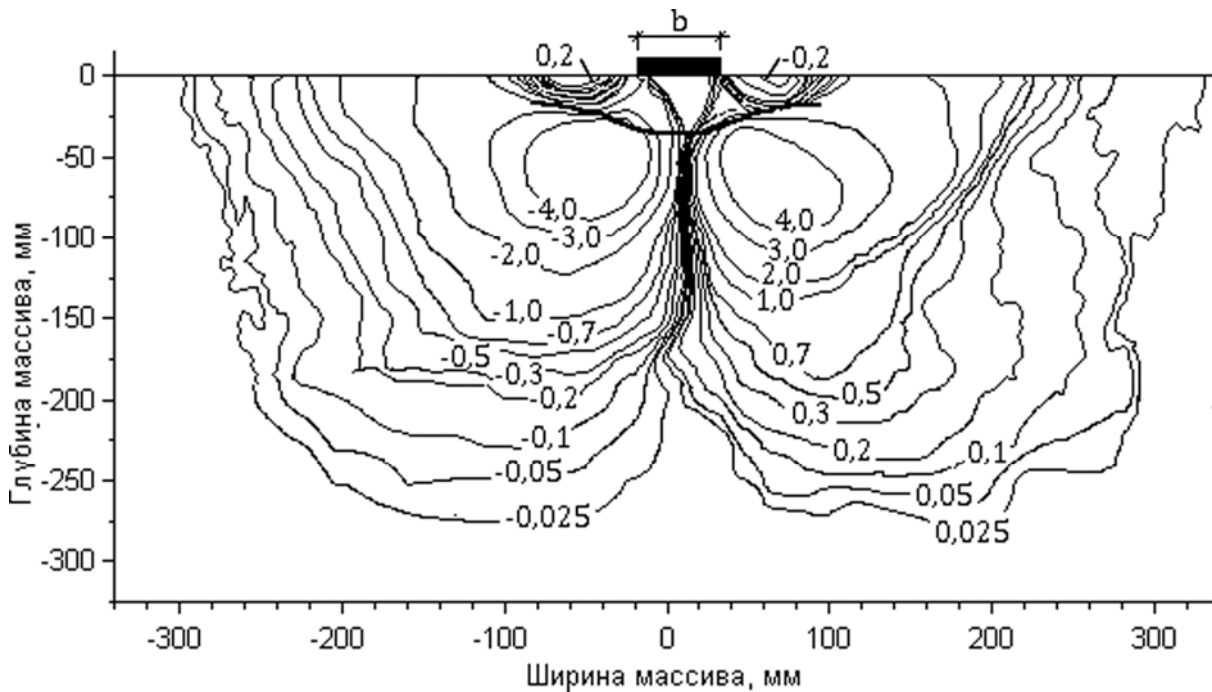
Изолинии деформаций сдвига естественного основания при осадке 16 мм



Изолинии деформаций объема естественного основания при осадке 16 мм

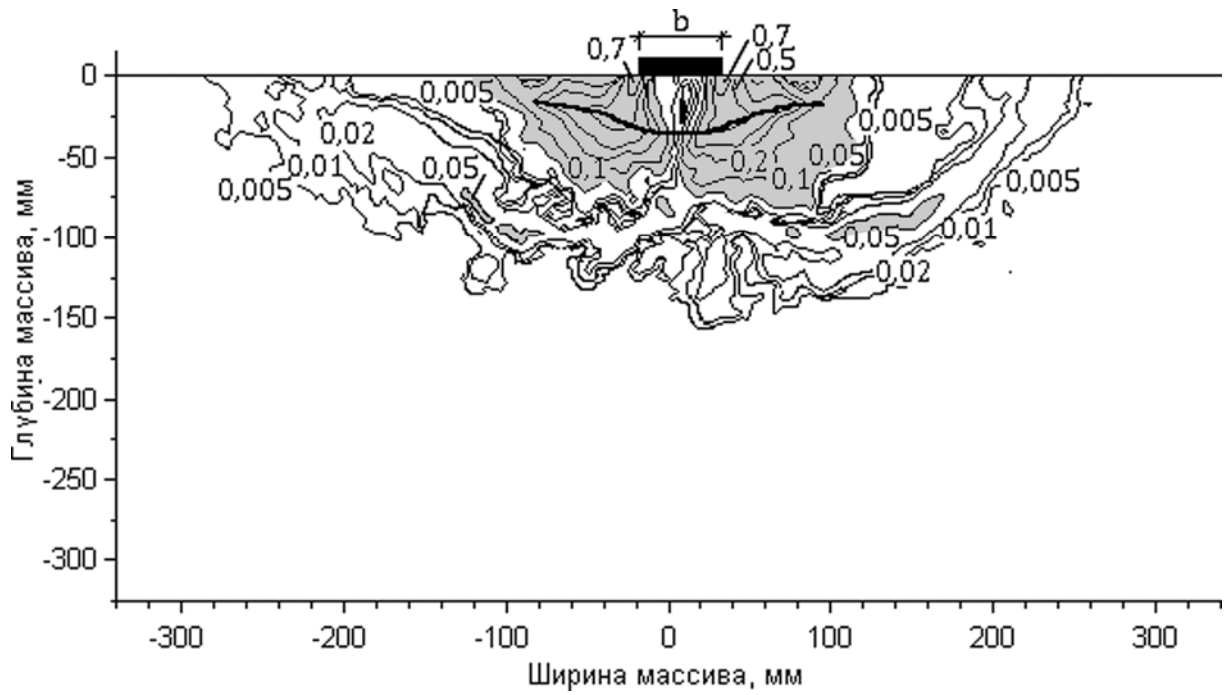


Изолинии вертикальных перемещений армированного основания при осадке 16 мм

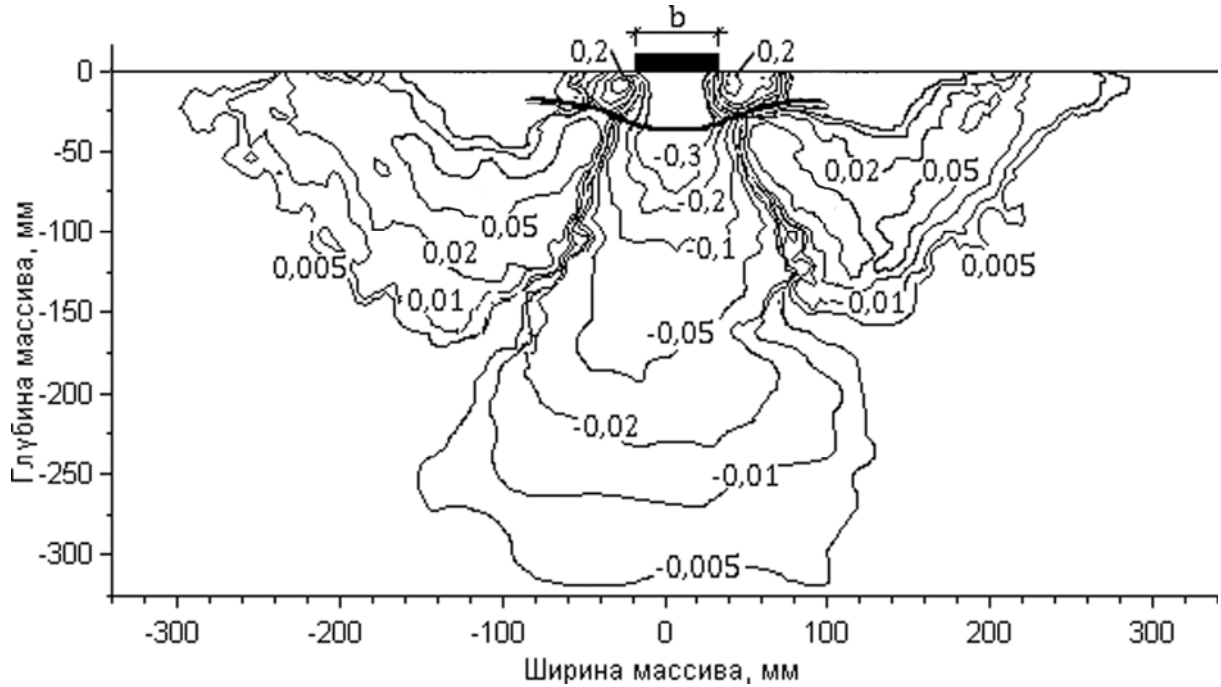


Изолинии горизонтальных перемещений армированного основания при осадке 16 мм

Продолжение прил. А

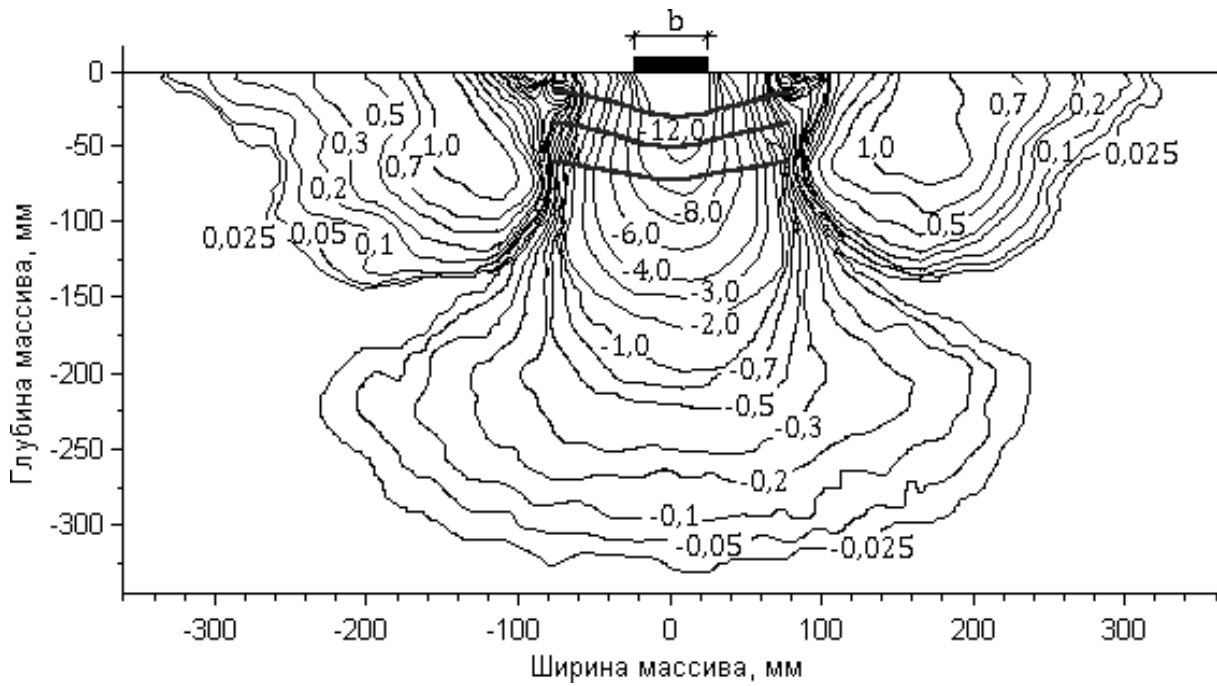


Изолинии деформаций сдвига армированного основания при осадке 16 мм

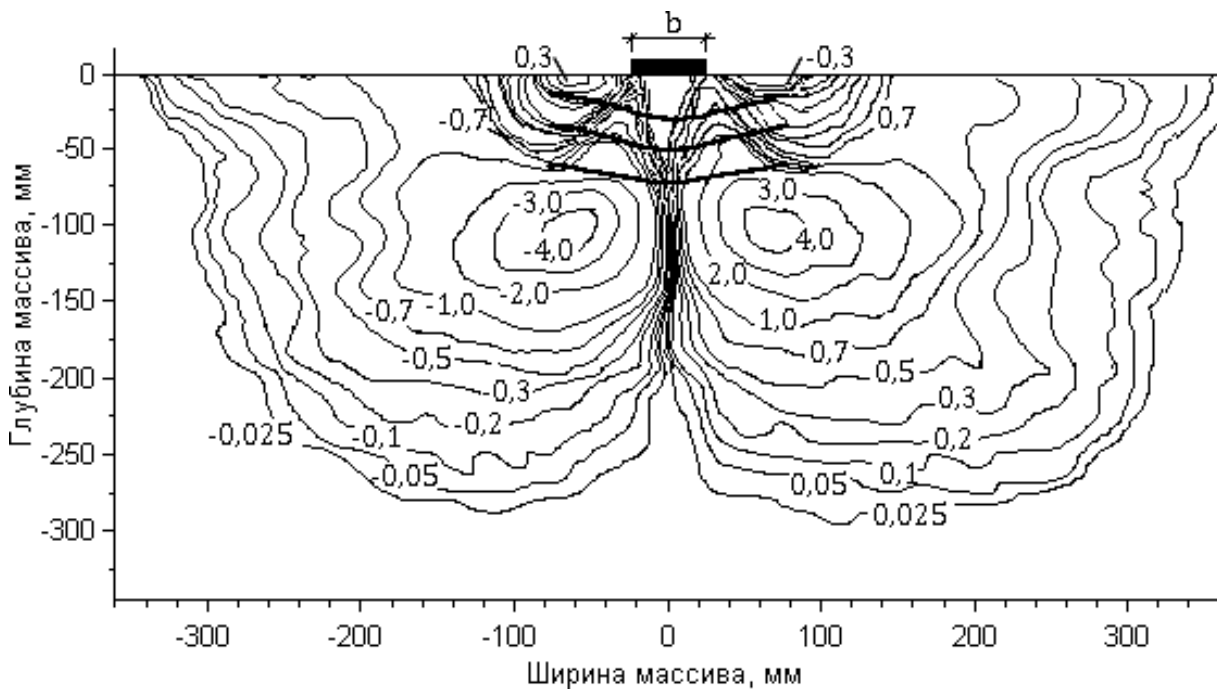


Изолинии деформаций объема армированного основания при осадке 16 мм

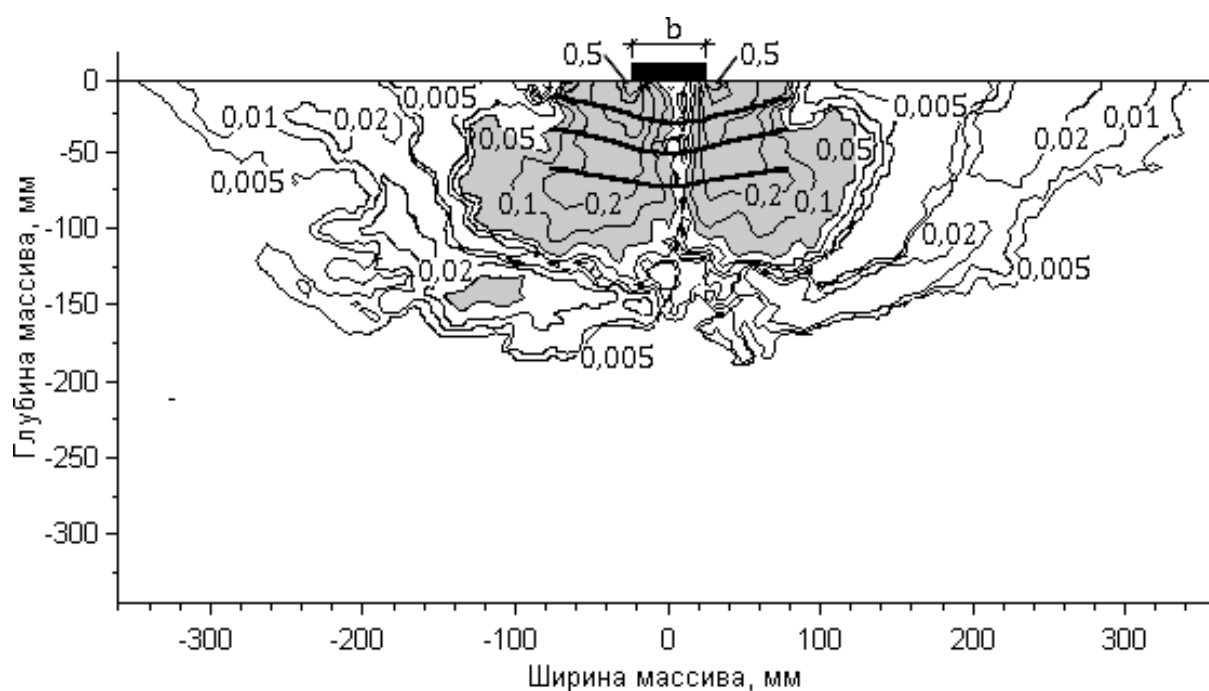
Продолжение прил. А



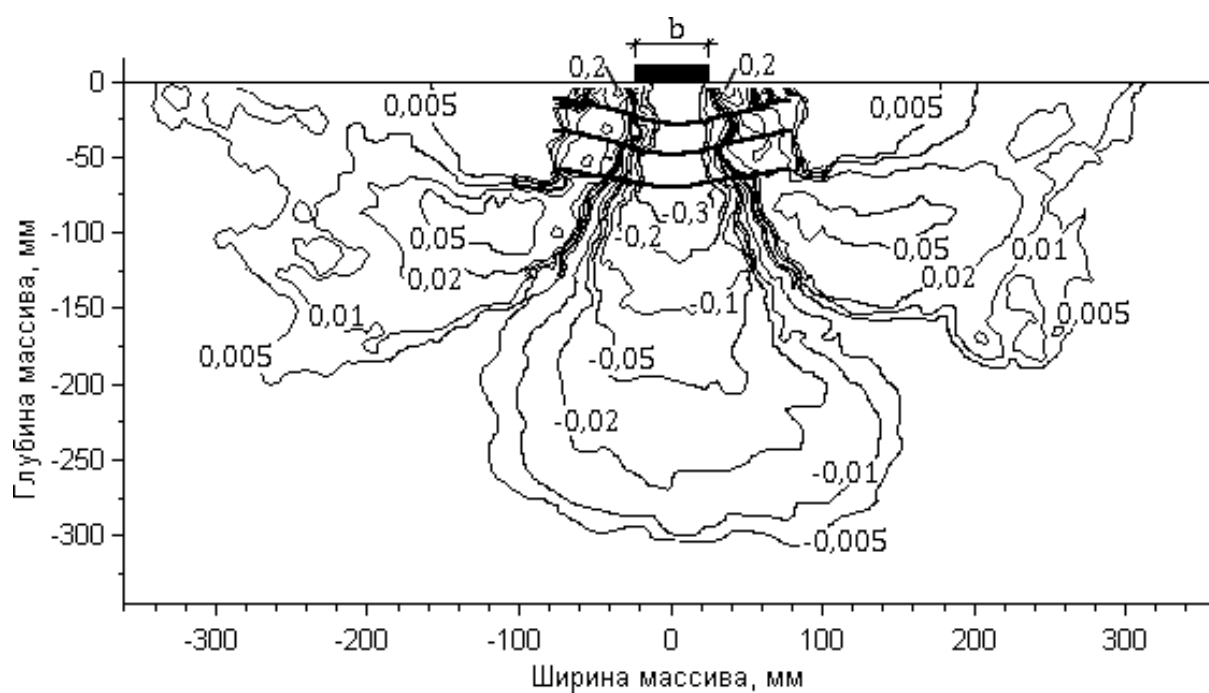
Изолинии вертикальных перемещений армированного основания при осадке 16 мм



Изолинии горизонтальных перемещений армированного основания при осадке 16 мм



Изолинии деформаций сдвига армированного основания при осадке 16 мм



Изолинии деформаций объема армированного основания при осадке 16 мм

Научное издание

Мельников Алексей Владимирович
Хрянина Ольга Викторовна
Болдырев Сергей Александрович

**ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМИРУЕМОСТЬ
СЛАБЫХ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ,
УСИЛЕННЫХ АРМИРОВАНИЕМ**
Монография

В авторской редакции
Верстка Н.В. Кучина

Подписано в печать 24.03.14. Формат 60×84/16.
Бумага офисная «Снегурочка». Печать на ризографе.
Усл.печ.л. 10,23. Уч.-изд.л. 11,0. Тираж 500 экз. 1-й завод 100 экз.
Заказ № 76.

Издательство ПГУАС.
440028, г. Пенза, ул. Германа Титова, 28