

Тер - Мартиросян Армен Завенович

**Взаимодействие фундаментов зданий и сооружений с
водонасыщенным основанием при учете нелинейных и
реологических свойств грунтов**

Специальность 05.23.02 – Основания и фундаменты, подземные
сооружения

Автореферат
диссертации на соискание ученой степени
доктора технических наук

Работа выполнена в федеральном государственном бюджетном образовательном учреждении высшего образования «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ).

Научный консультант

доктор технических наук, профессор
Зерцалов Михаил Григорьевич

Официальные оппоненты:

Абелев Марк Юрьевич, доктор технических наук, профессор, Центр инновационных технологий в строительстве Института ДПО ГАСИС НИУ ВШЭ, директор

Мирсаяпов Илизар Талгатович, доктор технических наук, профессор, ФГБОУ ВПО «Казанский государственный архитектурно-строительный университет», кафедра «Оснований, фундаментов, динамики сооружений и инженерной геологии», заведующий кафедрой

Скибин Геннадий Михайлович, доктор технических наук, профессор, ФГБОУ ВПО «Южно-Российский государственный политехнический университет (НПИ) имени М.И. Платова», «Промышленное и гражданское строительство, геотехника и фундаментостроение», заведующий кафедрой

Ведущая организация:

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Пермский национально-исследовательский политехнический университет»

Защита состоится 21 сентября 2016 г., в 15:00 на заседании диссертационного совета Д 218.005.05 на базе федерального государственного бюджетного образовательного учреждения высшего профессионального образования «Московский государственный университет путей сообщения» по адресу: 127994, г. Москва, ул. Образцова, д. 9, стр. 9, (7-й корпус МИИТа, Минаевский пер., д. 2, ауд. 7618).

С диссертацией можно ознакомиться в библиотеке и на сайте МГУПС (МИИТ), www.miiit.ru.

Автореферат разослан « ___ » _____ 2016 г.

Ученый секретарь
диссертационного совета

Шавыкина Марина Витальевна

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

Актуальность темы исследований

Осадка основания и его несущая способность в нестабилизированном состоянии уплотнения являются важнейшими параметрами при проектировании и строительстве фундаментов зданий и сооружений на водонасыщенных основаниях в естественном и преобразованном состояниях, в том числе, сваями – дренами. При большой мощности (более 20 м) слабых грунтов строительство ведется с использованием буронабивных и забивных свай большой длины, опирающихся на плотные подстилающие грунты.

Количественная оценка осадки и несущей способности основания фундаментов остается одним из сложных разделов в геомеханических и геотехнических расчетах за исключением ряда простых схем, отраженных в нормативных документах. При степени водонасыщения грунтов $S_r \geq 0,85$ и коэффициенте консолидации $c_v < 10 \text{ см}^2/\text{год}$, СП 22.13330.2011 и ЕС7 рекомендуют определить несущую способность водонасыщенных оснований в нестабилизированном состоянии уплотнения. Главной и наиболее надежной теоретической базой для количественной оценки осадок и несущей способности водонасыщенных оснований фундаментов в стабилизированном и нестабилизированном состояниях уплотнения является механика многофазных грунтов, в том числе, теория консолидации и ползучести водонасыщенных грунтов. Она необходима также для обоснования технологии преобразования строительных свойств грунтов с использованием песчаных дрен, ускоряющих процесс уплотнения в десятки раз, а также для количественной оценки взаимодействия одиночной сваи конечной жесткости с окружающим грунтом и ростверком (системы).

Современное строительство выдвигает все больше требований к учету новых факторов при рассмотрении НДС «системы», в том числе: исходное НДС массива, вмещающего подземную часть здания; нелинейные и реологические свойства грунтов; взаимодействие основания, подземной и высотной частей зданий. Учет перечисленных факторов в рамках простейших расчетных схем и задач может быть осуществлен в линейной постановке аналитическими методами и доведен до простых формул, востребованных при проектировании, как первое приближение. Однако, рассмотрение двухмерных, трехмерных и осесимметричных задач связано с большими трудностями, требующими использования численных методов, в том числе, MathCad и МКЭ.

Степень разработанности темы исследований

Несмотря на столетнюю историю теоретической механики грунтов, в том числе теории консолидации и ползучести, многие вопросы этой науки остаются нерешенными, в том числе:

- разработка, экспериментальное обоснование и использование новых реологических моделей грунтов;
- постановка и решение задач для количественной оценки НДС водонасыщенных оснований с учетом нелинейных и реологических свойств

скелета, степени водонасыщения и водопроницаемости грунтов, в том числе, осадки оснований фундаментов конечной ширины и его устойчивости;

- количественная оценка НДС взаимодействия длинных одиночных свай конечной жесткости с окружающим грунтом по схеме «висячая свая» и «свая – стойка», в том числе в составе свайно-плитного фундамента;

- количественная оценка НДС водонасыщенных оснований при циклическом и вибрационном воздействиях, в том числе, дополнительных осадок и их устойчивости.

В рамках этих позиций ставятся и решаются новые задачи с учетом новых факторов, влияющих на взаимодействие водонасыщенного основания с фундаментами, подземными и надземными частями зданий и сооружений.

Цель работы заключается в построении расчетных моделей взаимодействия водонасыщенных массивов грунтов с подземными конструкциями и частями зданий и сооружений с наиболее полным учетом нелинейных и реологических свойств грунтов.

Задачи исследования

1. Разработка новых реологических и нелинейных моделей грунтов, и их использование в решении задач прикладной механики грунтов.

2. Прогнозирование осадок оснований зданий и сооружений на основе одномерной, двухмерной и осесимметричной задач консолидации и ползучести с учетом нелинейных и реологических свойств деформирования и водопроницаемости грунтов, а также сжимаемости поровой газосодержащей воды.

3. Определение начальной и предельной критической нагрузки на основание фундаментов конечной ширины (плоская задача) и конечного диаметра (осесимметричная задача) с учетом степени их водонасыщения и исходного НДС.

4. Решение осесимметричной задачи консолидации толстостенного водонасыщенного грунтового цилиндра при расширении его внутреннего диаметра для устройств свай-дрен с учетом скорости расширения.

5. Количественная оценка НДС системы «свая – окружающий грунт» по схемам «свая-стойка» и «висячая свая» с учетом нелинейных и реологических свойств грунтов.

6. Количественная оценка взаимодействия длинной ($l > 20\text{м}$) одиночной сваи конечной жесткости с окружающим и подстилающим грунтами с учетом их линейных, нелинейных и реологических свойств.

7. Разработка теоретических основ преобразования (уплотнения) физико-механических свойств слабых водонасыщенных грунтов путем глубинного уплотнения, с помощью дренирования.

8. Количественная оценка дополнительных напряжений вокруг лидирующей скважины после принудительного расширения диаметра лидирующей скважины в процессе изготовления свай – дрен и их релаксации.

9. Внедрение результатов экспериментальных и теоретических исследований, выполненных автором, в проектах и строительстве объектов повышенной

ответственности, в том числе высотных зданий в Москве, СПб, Казани и Сочи. Подробное описание приводится в седьмой главе.

Предмет и объект исследования

Количественная оценка НДС водонасыщенного грунтового массива, вмещающего подземную часть зданий и сооружений, с учетом их взаимодействия на начальном, конечном и промежуточных стадиях формирования и трансформации НДС при статическом, циклическом и низкочастотном воздействиях.

Научная новизна работы состоит в развитии теории расчета напряженно-деформированного состояния водонасыщенных массивов грунтов при их взаимодействии с подземными конструкциями и частями зданий и сооружений с учетом нелинейных и реологических свойств грунтов, в частности:

1. Разработана новая универсальная реологическая модель скелета грунта при сдвиге, которая описывает все три основных вида кривых реологии - ползучесть, релаксация и кинематический сдвиг, в том числе ползучесть с двойной кривизной.

2. Разработана новая модель грунта для описания остаточных деформаций грунтов при циклическом и низкочастотном вибрационном воздействиях на основе использования свойств разномодульности грунтов при нагрузке и разгрузке.

3. Решены одномерная, плоская и осесимметричная задачи консолидации водонасыщенных оснований, в том числе, в основании фундаментов конечной ширины с учетом сжимаемости поровой воды и реологических свойств скелета грунта аналитическим и численным методами.

4. Решена задача по определению дополнительных напряжений вокруг лидирующей скважины при принудительном расширении ее диаметра, в том числе при больших перемещениях и их релаксации.

5. Решена задача о взаимодействии длинной сваи конечной жесткости с окружающим и подстилающим грунтами с учетом их линейных, нелинейных и реологических свойств аналитическим и численным методами по схемам «свая-стойка» и «висячая свая».

6. Решена задача по оценке НДС преобразованного слабого слоя грунта в рамках «системы» с учетом нелинейных и реологических свойств грунтов в зависимости от шага и диаметра свай аналитическим и численным методами.

7. Решены задачи по определению начальной и критической нагрузки на фундаменты конечной ширины и конечного диаметра с учетом глубины их заложения, исходного НДС массива и степени водонасыщения грунтов.

Теоретическая и практическая значимость работы заключается в построении новых реологических моделей грунтовой среды и их использовании при решениях прикладных задач механики грунтов, в том числе в:

1. Решении одномерной, двухмерной и осесимметричной задач консолидации и ползучести водонасыщенных оснований аналитическим и численным методами.

2. Решении задачи по оценке НДС секции (ячейки) преобразованного слабого слоя под воздействием плитных фундаментов, в том числе для определения приведенного модуля деформации «ячейки» в целом.

3. Решении задачи о взаимодействии длинной сваи конечной жесткости в составе свайно-плитного фундамента с окружающим грунтом по схеме «свая – стойка» и «висячая свая» с учетом нелинейности и реологических свойств окружающего грунта.

4. Решении задачи по определению начальной и критической нагрузки на фундаменты конечной ширины и конечного диаметра с учетом глубины их заложения, исходного НДС и степени водонасыщения грунтов основания аналитическим методом.

5. Решении задачи по определению остаточных напряжений вокруг лидирующей скважины после принудительного расширения ее диаметра.

6. Решении задачи о взаимодействии длинной сваи конечной жесткости с окружающим и подстилающим плотным грунтами аналитическим и численным методами.

7. Решении задачи для определения НДС секции преобразованного слабого слоя с помощью грунтовых и грунто-цементных свай под воздействием плитных фундаментов, с учетом роста диаметра сваи.

Методология и методика исследований

Для решения поставленных задач использовались методы теории упругости, пластичности и ползучести, а также теории консолидации и ползучести многофазных грунтов, в том числе, теории деформирования сплошных сред Гука, Генки и др., а также принципы эффективных напряжений К. Терцаги, ламинарной фильтрации жидкости в пористой среде Дарси, сжимаемой газосодержащей жидкости по Лейбензону и теории прочности Кулона – Мора.

Положения, выносимые на защиту:

1. Новые реологические модели грунтовой среды при действии статического, циклического и вибрационного воздействий;

2. Результаты решения одномерной, плоской и осесимметричной задач консолидации и ползучести водонасыщенного основания, в том числе фундамента конечной ширины с учетом степени водонасыщения и ползучести скелета аналитическим и численным методами.

3. Замкнутое решение задач по определению начальной критической нагрузки на фундаменты конечной ширины и конечного диаметра аналитическими методами, с учетом исходного НДС и степени водонасыщения.

4. Решение задачи о НДС ячейки преобразованного слабого слоя под воздействием плитного фундамента, в том числе для определения приведенного модуля ячейки, а также для определения устойчивости грунтовой колонны с учетом расширения ее диаметра.

5. Решение осесимметричной задачи консолидации вокруг лидирующей скважины в случае принудительного расширения ее диаметра с помощью различной технологии аналитическими и численными методами;

6. Решение задач о взаимодействии одиночных свай конечной жесткости с окружающим грунтом, в том числе в составе свайно-плитного фундамента, по схеме «висячая свая» и «свая–стойка» с учетом нелинейных и реологических свойств грунтов.

Степень достоверности результатов исследования

Предлагаемые результаты работы базировались на экспериментальных и теоретических исследованиях механических свойств грунтов и их использовании в решении краевых задач на основе принципов механики сплошных деформируемых сред и механики многофазных грунтов, а также принципов: эффективных напряжений К. Терцаги, ламинарной фильтрации Дарси, теории прочности Кулона-Мора.

Апробация работы. Результаты исследований докладывались на 15 научных конференциях в РФ (Санкт-Петербург – 2012, 2013, 2015; Казань – 2012, 2014; Пермь – 2014, Самара – 2015, Пенза – 2015, Новочеркасск – 2015 и др.) и на европейских и международных конференциях (Словакия, Жилина – 2013 г.; Франция, Париж - 2013 г.; Польша, Вроцлав – 2014 г.; Великобритания, Эдинбург – 2015 г., Китай, Пекин -2015 г.)

Внедрение результатов работы

Результаты работы внедрены на 28 строительных объектах в составе работ по научному сопровождению проектов и строительства в г. Москве, Санкт-Петербурге, Сочи, Перми, Саратова, Симферополя, в том числе, при проектировании объектов повышенной ответственности (АЭС, ТЭС, ГС) в РФ и за рубежом.

Публикации. По теме диссертации опубликовано 52 печатные работы, в том числе 35 работ в рецензируемых журналах из перечня рекомендованного ВАК Министерства образования РФ.

Объем и структура работы. Диссертация состоит из введения, семи глав, заключения и списка литературы. Общий объем составляет 324 страницы, 190 рисунков, 6 таблиц. Список литературы содержит 235 наименований, в том числе 27 иностранных.

ОСНОВНОЕ СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ

Первая глава посвящена обзору работ по количественной оценке НДС водонасыщенных массивов грунтов, взаимодействующих с подземными конструкциями зданий и сооружений, в том числе, на начальном, промежуточном и стабилизированном состояниях. Большой вклад в разработку и совершенствование методов расчета осадок и несущей способности водонасыщенных оснований внесли труды Абелева М.Ю., Амаряна Л.С., Ашпиза Е.С. Баркана Д.Д., Бартоломея А.А., Бахолдина Б.В., Богомолова А.Н., Болдырева Г.Г., Веригина Н.Н., Вялова С.С., Герсеванова Н.М., Гольдина А.Л., Гольдштейна М.Н., Горбунова-Посадова М.И., Готмана А.Л., Григорян А.А., Григоряна С.С., Добрава Э.М., Долматова Б.И., Зарецкого Ю.К., Зерцалова М.Г., Иванова П.Л.,

Ильичева В.А., Коновалова П.А., Красникова Н.Д., Крутова В.И., Курбацкого Е.Н., Кубецкого В.Л., Кузахметовой Э.К., Малышева М.В., Мангушева Р.А., Маслова Н.Н., Месчяна С.Р., Мирсаяпова И.Т., Невзоров А.Л., Никифоровой Н.С., Павловского Н.Н., Полищука А.И., Пузыревского Н.П., Рассказова Л.Н., Ржаницына А.Р., Савинова О.А., Сорочана Е.А, Ставнищера Л.Р., Силкина А.М., Терцаги К., Тер-Мартirosяна З.Г., Тер-Степаняна Г.И., Уздина А.М., Улицкого В.М., Федоровского В.Г., Флорина В.А., Цытовича Н.А., Шадунца К.Ш., Шахунянца Г.М., Шейнина В.И., Шепитько Т.В., Barron R., Biot M.A., Buisman K.A., Carrillo N., Mandel J., Mindlin R., Paulas H.G., Skempton A.W., Terzaghi K., Bossinesq J., Gibson R.E., McName G. и др.

Подробно проанализированы решения задачи одномерного уплотнения водонасыщенного основания с учетом линейных, нелинейных и реологических свойств и структурной прочности скелета грунта, сжимаемости поровой воды, начального градиента напора, в том числе в работах Абелева М.Ю., Гольдина А.Л., Доброва Э.М., Зарецкого Ю.К., Коновалова П.А., Тер-Мартirosяна З.Г., Флорина В.А., Цытовича Н.А., Barron R., Biot M.A., Buisman K.A., Terzaghi K. и др.

Отмечается, что в отличие от одномерной задачи начальная осадка водонасыщенного основания фундаментальной конечной ширины не равна нулю и составляет 70% от общей стабилизированной осадки (Зарецкий Ю.К., Тер-Мартirosян З.Г. и др.). Начиная с 1970-х появились работы о несущей способности оснований в нестабилизированном состоянии (Строганов А.С., Коновалов П.А., Зарецкий Ю.К., Гольдин А.Л., Тер-Мартirosян З.Г.). Появились также новые результаты длительных экспериментов (рис. 1 и рис. 2.), требующих теоретическое обоснование.

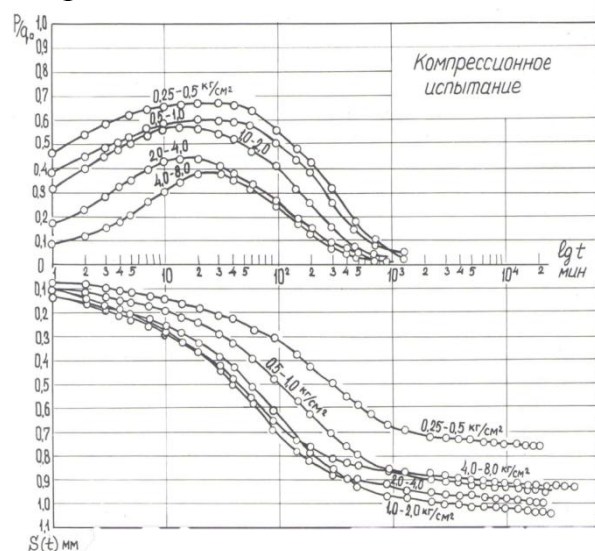


Рис. 1. Результаты длительных компрессионных испытаний с измерением порового давления (верхние кривые) и осадки образца (нижние кривые) по опытам Кулькарни К.Р. (МИСИ)

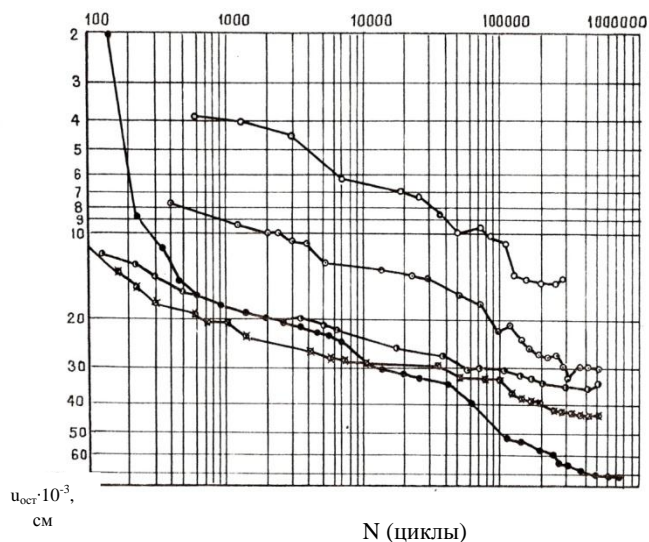


Рис.2. Закономерности накопления остаточных деформаций в грунтовых образцах при многократном нагружении пяти различных образцов грунта по опытам Пилипенко А.С. (Омский филиал СоюзДорНИИ)

Исследованиям прочности грунтов и способу ее описания большое внимание уделяется в геотехнической литературе, в том числе, в трудах Абелева М.Ю., Вялова С.С., Гольдина А.Л., Гольдштейна М.Л., Зерцалова М.Г., Зарецкого Ю.К., Иванова П.Л., Маслова Н.К., Парамонова В.Н., Тер-Мартirosяна З.Г., Флорина В.А., Цытовича Н.А., Coulumb С., Drucker D.C., Prager W., Skempton A., Terzhagi K. и др., они базируются на теории прочности Кулона – Мора и Мизеса – Боткина. В последнем случае учитываются все три главных напряжения.

Во второй главе приводится описание теоретических основ лабораторных экспериментальных исследований грунтов в условиях компрессионного и трехосного сжатия, необходимые для определения параметров принятых и новых реологических моделей грунтов.

Для описания упруго–пластических свойств грунтов при сдвиге использовалось уравнение Тимошенко С.П., которое для грунтовой среды в общем случае учета трения и сцепления грунта записывается в виде:

$$\gamma_i = \frac{\tau_i}{G(1-\tau_i/\tau_i^*)} \quad (2.1)$$

где G – модуль сдвига при $\tau_i \rightarrow 0$, τ_i , τ_i^* – интенсивности действующего и предельного касательного напряжения, причем:

$$\tau_i^* = \sigma_m \operatorname{tg} \varphi_i + c_i \quad (2.2)$$

где $\sigma_m = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{3}$ – среднее напряжение, φ_i , c_i – параметры, определяемые по предельной прямой в плоскости $\tau_i - \sigma_m$.

В диссертации предлагается использовать (2.1) для описания скорости угловой вязко-пластическое деформации по формуле:

$$\dot{\gamma}_i = \frac{\tau_i}{\eta(t)} \frac{\tau_i^*}{\tau_i^* - \tau_i}, \quad (2.3)$$

Она учитывает влияние степени приближения $\tau_i \rightarrow \tau_i^*$ на скорость угловой деформации.

Для описания деформаций ползучести при сдвиге использовалось модифицированное уравнение Бингама– Шведова – Маслова применительно к грунтам в общем виде:

$$\dot{\gamma}_i = \frac{\tau_i - \tau_i^*}{\eta(t)}, \quad (2.4)$$

где $\eta(t)$ – изменяющаяся во времени вязкость.

Для описания нелинейных объемных деформаций использовалось уравнение вида:

$$\varepsilon(\sigma_m) = \varepsilon^*(1 - e^{-\alpha \sigma_m}) \quad (2.5)$$

где ε^* – предельное значение средней деформации $\varepsilon = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3)/3$; α – параметр нелинейности.

Для описания остаточных деформаций при циклическом нагружении $\varepsilon(N)$ от количества циклов N использовалась экспериментальная зависимость в виде:

$$\varepsilon(N) = \varepsilon(1)(1 + \ln N), \quad (2.6)$$

где $\varepsilon(1)$ – деформация после первого цикла.

Для описания одномерной задачи уплотнения грунта во времени в качестве расчетной использовалась эмпирическая формула Бюисмана:

$$\varepsilon(t) = ph \left(m_{v_1} + m_{v_2} \cdot \ln \left(\frac{t}{t_f} \right) \right), \quad (2.7)$$

где p – нагрузка, h – высота слоя, m_{v_1} и m_{v_2} – коэффициенты относительной первичной и вторичной сжимаемости скелета грунта, t – время, t_f – время завершения фильтрационной консолидации.

Для описания сжимаемости газосодержащей поровой воды использовалась формула Скемптона:

$$K_w = \frac{K_{wg} K_g}{K_{wg} (1 - S_r) + K_g S_r}, \quad (2.8)$$

где S_r – степень водонасыщения ($0,8 \leq S_r \leq 1$), K_{wg} – модуль объемной сжимаемости поровой газосодержащей воды ($K_{wg} \approx 3 \cdot 10^6 \text{ кН} / \text{м}^2$); K_g – сжимаемость пузырьков воздуха ($\approx 200 \text{ кПа}$).

Важное место во второй главе занимает описание аппаратуры для лабораторных испытаний грунтов. Лабораторные исследования проводились в НОЦ «Геотехника» НИУ МГСУ, укомплектованном самыми современными приборами компрессионного и трехосного сжатия и плоскостного сдвига, в том числе вибростабилометрами (1-100 Гц), прибором несимметричного трехосного сжатия с размером образца 10x10x10 см, а также большой установкой трехосного сжатия для испытания крупнообломочных грунтов (включения до 50 мм) с диаметром образцов 30 см, оснащенной современным комплексом автоматической регистрации и записи показаний всех измерительных устройств.

Приведем результаты некоторых испытаний грунтов.

На рис. 3. приведены результаты компрессионного сжатия образца глинистого грунта при нагрузке и разгрузке с измерением бокового давления. Видно, что в этом случае возникают остаточная деформация и остаточное боковое давление. На рисунках 4-7 представлены результаты трехосных испытаний при кинематическом режиме испытаний ($\dot{\gamma} = const$) и при вибрационном воздействии.

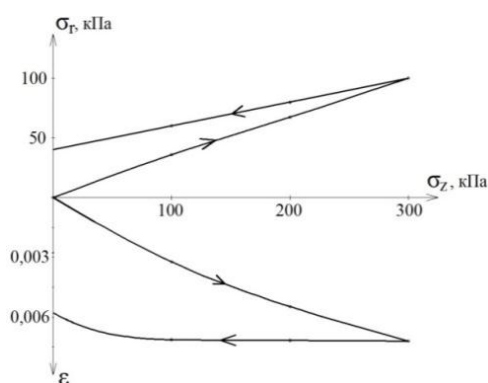


Рис. 3 Результаты компрессионного испытания глинистого грунта с измерением деформации (ε) и бокового давления (σ_r) при нагрузке

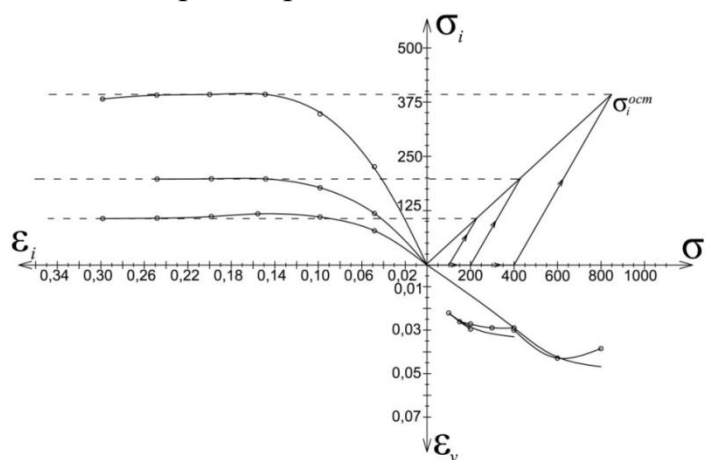


Рис. 4. Результаты трехосных испытаний в кинематическом режиме нагружения воздушно-сухого песчаного грунта при скорости угловых деформаций $\dot{\gamma} = 0,5 \text{ с}^{-1}$ и

и разгрузке

при $\rho \approx const$

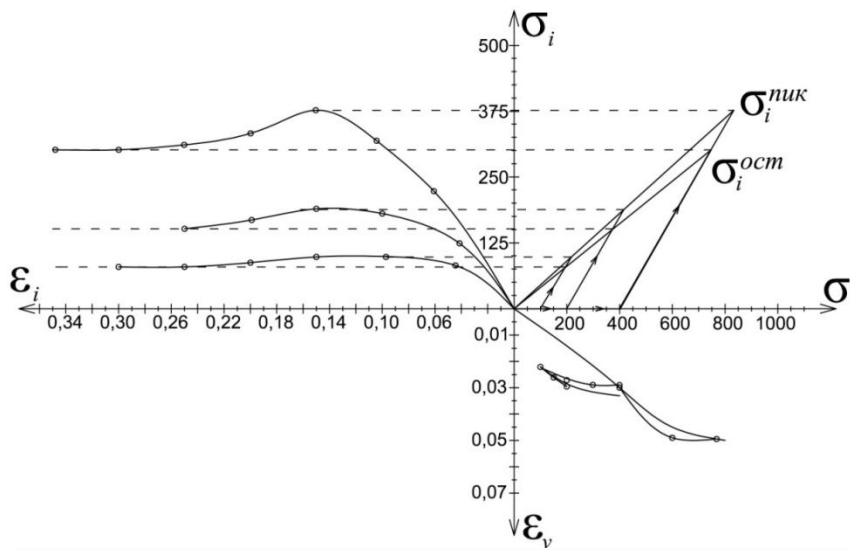


Рис.5. Результаты трехосных испытаний в кинематическом режиме нагружения водонасыщенного песчаного грунта при постоянной скорости угловых деформаций $\dot{\gamma}=0,5 \text{ c}^{-1}$ и при $\rho \approx const$

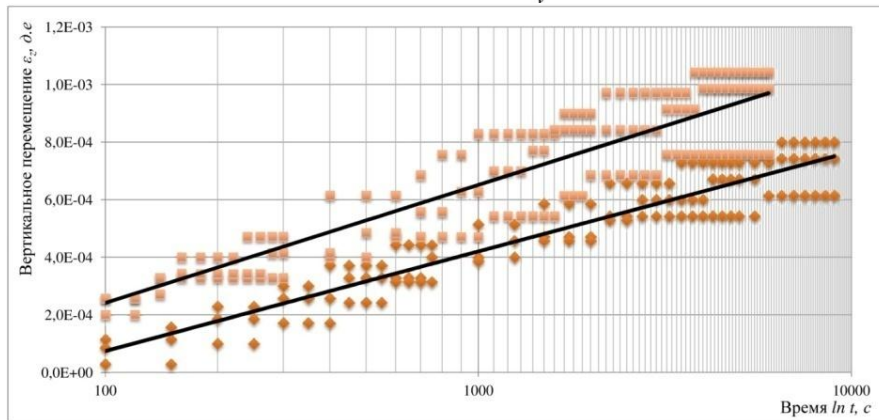


Рис. 6. Результаты испытаний песчаного грунта в вибростабилометре в виде зависимости $\epsilon_z - \ln t$ при частоте 25 и 50 Гц в полулогарифмическом масштабе

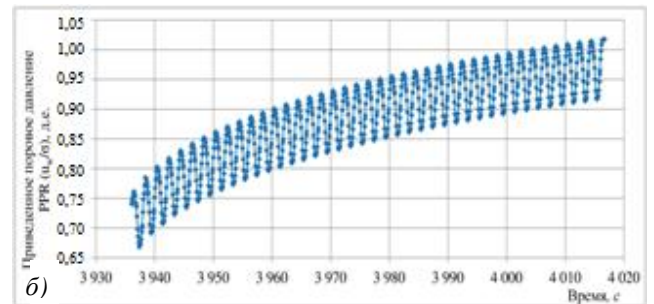
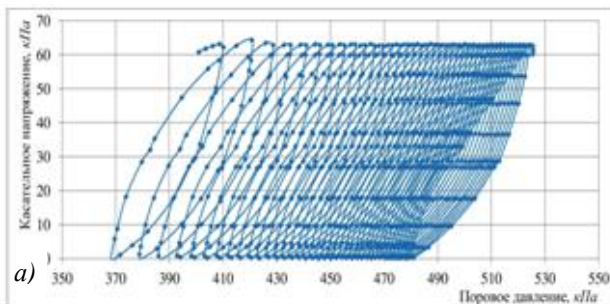
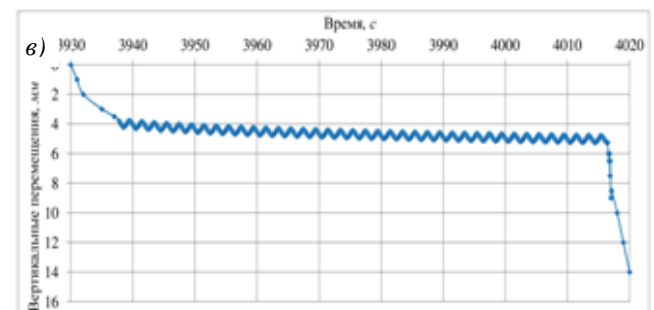


Рис. 7. Результаты испытаний пылеватого водонасыщенного песка. Глубина отбора - 24,75 м. Зависимости накопления порового давления от циклического нагружения (а), порового давления (б) и вертикальных перемещений (в) от времени вибрационного нагружения



В третьей главе приводится описание физических уравнений Генки и предложенных новых реологических моделей для описания процессов ползучести, релаксации и кинематического сдвига.

Отмечается, что для учета упругих, упруго-пластических и упруго-вязких свойств грунтов удобно пользоваться уравнениями Генки, которые для случая описания связи между напряжениями и деформациями, а также между скоростями деформаций и напряжениями соответственно записываются в виде:

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \chi(\sigma_x - \sigma_m) + \chi^* \sigma_m; & \gamma_{xy} &= 2\chi\tau_{xy}; \\ \varepsilon_y &= \chi(\sigma_y - \sigma_m) + \chi^* \sigma_m; & \gamma_{yz} &= 2\chi\tau_{yz}; \\ \varepsilon_z &= \chi(\sigma_z - \sigma_m) + \chi^* \sigma_m; & \gamma_{zx} &= 2\chi\tau_{zx};\end{aligned}\quad (3.1)$$

$$\chi = \frac{\gamma_i}{2\tau_i} = \frac{f(\tau_i, \sigma_m, \mu_\sigma, t)}{2\tau_i}; \quad \chi^* = \frac{\varepsilon_m}{\sigma_m} = \frac{f^*(\sigma_m, \tau_m, \mu_\sigma, t)}{\sigma_m};$$

$$\begin{aligned}\dot{\varepsilon}_x &= \dot{\chi}(\sigma_x - \sigma_m) + \dot{\chi}^* \sigma_m; & \dot{\gamma}_{xy} &= 2\dot{\chi}\tau_{xy}; \\ \dot{\varepsilon}_y &= \dot{\chi}(\sigma_y - \sigma_m) + \dot{\chi}^* \sigma_m; & \dot{\gamma}_{yz} &= 2\dot{\chi}\tau_{yz}; \\ \dot{\varepsilon}_z &= \dot{\chi}(\sigma_z - \sigma_m) + \dot{\chi}^* \sigma_m; & \dot{\gamma}_{zx} &= 2\dot{\chi}\tau_{zx};\end{aligned}\quad (3.2)$$

$$\dot{\chi} = \frac{\dot{\gamma}_i}{2\tau_i} = \frac{f(\tau_i, \sigma_m, \mu_\sigma, t)}{2\tau_i}; \quad \dot{\chi}^* = \frac{f^*(\sigma_m, \tau_m, \mu_\sigma, t)}{\sigma_m};$$

где μ_σ – параметр вида НДС по Надаи-Лоде, причем $-1 < \mu_\sigma < 1$.

В частном случае, когда $\chi = 1/2G$ и $\chi^* = 1/K$ – уравнения (3.1) совпадают с обобщенным уравнением Гука.

Важность использования уравнений Генки заключается в том, что они учитывают влияние среднего напряжения и что с их помощью удастся получить аналитические решения задач о взаимодействии нелинейно-деформируемого грунта с подземными конструкциями (свая, барретта, стена в грунте, плита) во всем диапазоне изменения внешней нагрузки, в том числе, от линейного до нелинейного участков деформирования.

Отмечается, что влиянием среднего напряжения σ_m на прочность и деформируемость конструкционных материалов (металл, бетон и др.), как правило, пренебрегают из-за его малости. Далее в диссертации анализируется современное состояние реологии грунтов. Отмечается, что существующие реологические модели и соответствующие уравнения, в основном, эмпирические и что ни одно из них не описывает все три вида кривых реологии – ползучесть, релаксация и кинематический сдвиг одним уравнением, в том числе, кривую ползучести с двойной кривизной. А.Р. Ржаницын кривую ползучести с двойной кривизной (рис. 8) назвал «кривая трехступенчатого деформирования» и предлагал описать их тремя отдельными формулами.

Предлагаемое универсальное реологическое уравнение описывает не только ползучесть с двойной кривизной, то но также все три вида кривых реологии – ползучесть, релаксацию и кинематический сдвиг

В основе предлагаемого уравнения лежит идея об одновременном упрочнении и разупрочнении глинистых грунтов в процессе сдвига, которая неоднократно отмечалась в работах С.С. Вялова, М.Н. Гольдштейна, Ю.К. Зарецкого, Н.Н. Маслова, Г.И. Тер-Степаняна, З.Г. Тер-Мартirosяна, Мурояма, Шибота, Тан Тьенг-Ки, Эйринга и др. В диссертации приводится описание процессов упрочнения и разупрочнения обусловленные возникновением и

исчезновением контактов между минералами глин, а также дефектов их строения и переупаковкой.

Исходя из этих рассуждений, уравнение ползучести грунтов при сдвиге в диссертации представляется формулой, составленной на основе модели Бингама - Шведова – Маслова в виде:

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau - \tau^*}{\eta_0} \left(\frac{e^{-\alpha\gamma}}{a} + \frac{e^{\beta\gamma}}{b} \right) \quad (3.3)$$

где η_0 – начальная вязкость, α, β, a, b – параметры упрочнения и разупрочнения глинистого грунта, определяемые по результатам эксперимента (рис. 8), а τ^* определяется по (2.2)

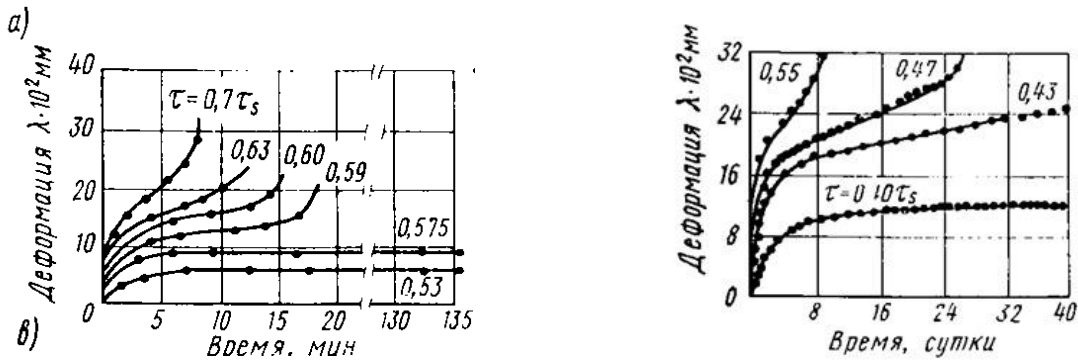


Рис. 8. Кривые ползучести пластичных глин по Вялову С.С., 1978 г.

Из (3.3) следует, что скорость ползучести зависит от накопленной сдвиговой деформации γ , которая по существу является мерой упрочнения (разупрочнения).

Для построения кривых ползучести $\gamma-t$ при различных τ следует интегрировать уравнение (3.3) с помощью Mathcad при $\tau_i(t) = 0$ (рис. 9 а).

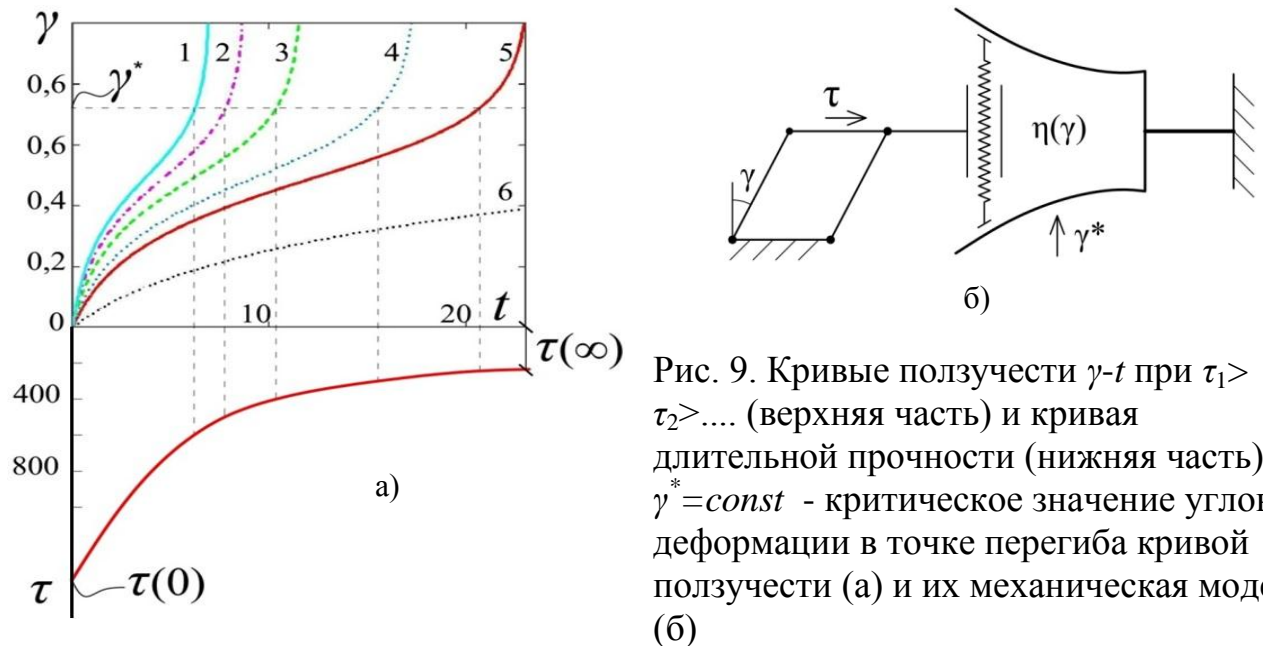


Рис. 9. Кривые ползучести $\gamma-t$ при $\tau_1 > \tau_2 > \dots$ (верхняя часть) и кривая длительной прочности (нижняя часть). $\gamma^* = const$ - критическое значение угловой деформации в точке перегиба кривой ползучести (а) и их механическая модель (б)

Аналогичным образом можно построить кривые зависимости $\tau-t$ при кинематическом режиме нагружения ($\dot{\gamma} = const$), интегрируя уравнение вида:

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau - \tau^*}{\eta_0} \left(\frac{e^{-\alpha\gamma}}{a} + \frac{e^{\beta\gamma}}{b} \right) + \frac{\dot{\tau}}{G} \quad (3.4)$$

Задавая различные значения скорости сдвига $\dot{\gamma}_1, \dot{\gamma}_2, \dots, \dot{\gamma}_n$, получим зависимости $\tau_1(t), \tau_2(t), \dots, \tau_n(t)$ (рис. 10).

В случае испытания образцов в режиме релаксации следует интегрировать уравнение (3.3) представленном в виде:

$$\dot{\tau} + \frac{\tau}{\eta_0} G \left(\frac{e^{-\alpha\gamma}}{a} + \frac{e^{\beta\gamma}}{a} \right) = \frac{\tau^*}{\eta_0} G \left(\frac{e^{-\alpha\gamma}}{a} + \frac{e^{\beta\gamma}}{a} \right) \quad (3.5)$$

И при начальном условии $t=0 \tau=\tau(0)$, и фиксации начальной деформации $\gamma_0 = const$, задавая различные значения $\gamma_0 = const$, получим семейство $\tau-t$ (рис. 11).

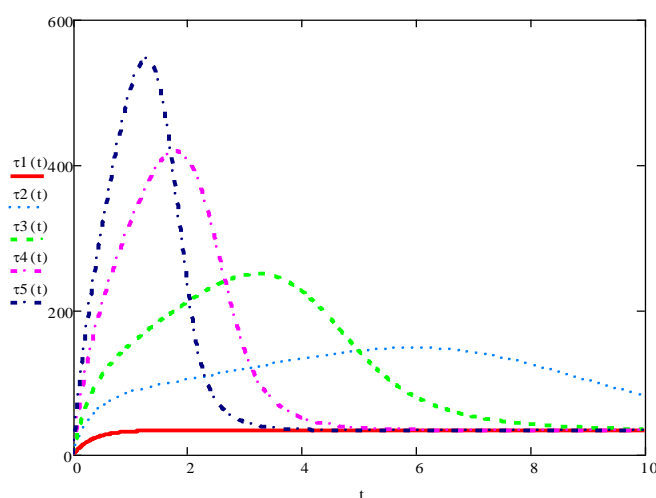


Рис. 10. Кривые $\tau-t$ по результатам испытаний в кинематическом режиме $\dot{\gamma} = const$

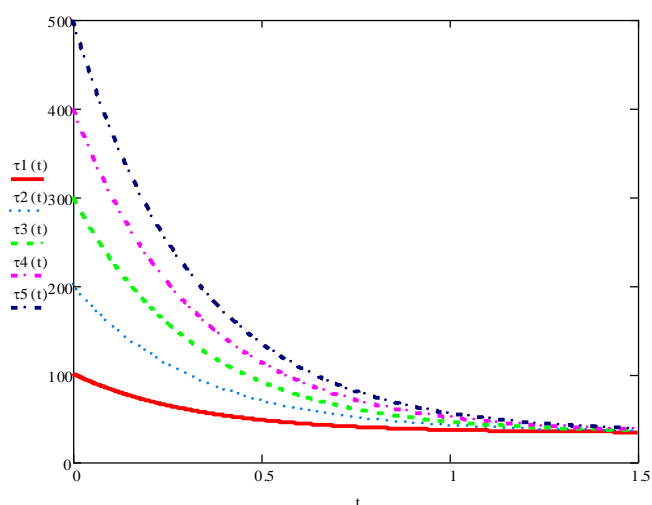


Рис. 11. Кривые релаксации напряжения сдвига при различных начальных напряжениях сдвига $\tau(0)$ и при $\gamma = const$

В диссертации подробно анализируется уравнение скорости ползучести (3.3). Отмечается, что впервые предложено реологическое уравнение, которое описывает все три кривые реологии – ползучесть, релаксация и кинематический сдвиг при одних и тех же параметрах (α, β, a, b).

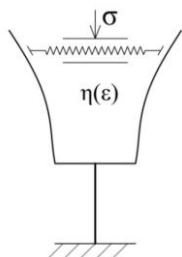


Рис. 12. Механическая модель нелинейно деформируемого грунта упрочнением в условиях компрессионного сжатия

Для условий компрессионного сжатия реологическое уравнение с учетом упрочнения можно представить в виде:

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\sigma}{\eta_0} \cdot e^{-\alpha\varepsilon}, \quad (3.6)$$

механическая модель которого представлена на рисунке 12.

Интегрирование этого уравнения дает:

$$\varepsilon(t) = \ln \frac{\sigma}{\eta_0} (t / t_1). \quad (3.7)$$

Описание остаточной деформации образца грунта при циклическом П-образном и низкочастотном синусоидальном воздействиях

Экспериментальные исследования показывают, что остаточная деформация, при заданной амплитуде напряжения σ_a , частоте ω и периоде T под действием циклической нагрузки, растет пропорционально логарифму от количества циклов N (рис. 2) и (рис. 6) и описывается формулой (2.6).

В диссертации показывается, что такую закономерность развития остаточных деформаций можно получить полагая, что остаточная деформация на каждом цикле уменьшается обратно пропорционально количеству циклов, то есть:

$$\Delta\varepsilon(i) = \Delta\varepsilon(1)/i, \quad (3.8)$$

Если обозначить в i -ом цикле модули деформации грунта при нагрузке и разгрузке через $E_H(i)$ и $E_P(i)$, то в i -ом цикле получим остаточную деформацию, равную

$$\Delta\varepsilon(i) = \sigma_a \left(\frac{1}{E_H(i)} - \frac{1}{E_P(i)} \right), \quad (3.9)$$

причем $\sigma_c \pm \sigma_a > 0$, где σ_c - статическая нагрузка, σ_a - амплитуда.

Учитывая, что

$$\varepsilon(N) = \sum_{i=1}^{i=N} \Delta\varepsilon(i) \quad (3.10)$$

получаем

$$\varepsilon(N) = \Delta\varepsilon(1) \sum_{i=1}^{i=N} \frac{1}{i} \quad (3.11)$$

Сумма числового ряда $(1/i)$ известна и равна

$$\sum_{i=1}^{i=\infty} \frac{1}{i} \cong C_3 + \ln N \quad (3.12)$$

где $C_3=0,5772$ - число Эйлера. Для удобства дальнейших изложений и с учетом ограниченного, как правило, количества циклов $N^* < \infty$ можно зависимость (3.11) представить в виде:

$$\varepsilon(N^*) = \varepsilon(1)(1 + \ln N^*) \quad (3.13)$$

где N^* - количество циклов, когда $\varepsilon(N^*) \rightarrow 0$.

Сравнивая эту зависимость с эмпирической зависимостью (2.6), основанной на многочисленных экспериментальных исследованиях можно утверждать, что они совпадают. Следует предположить, что аналогичную (3.13) зависимость можно получить также при сдвиговых деформациях образцов грунтов.

Если заменить количество циклов на время, т.е. N на t/T , тогда получим:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon(1) \left(1 + \ln \frac{t}{T} \right) \quad (3.14)$$

где $T=2\pi/\omega$, время за один цикл, причем $N=t/T$.

Изложенный выше метод описания остаточных деформаций является приближенным и его можно использовать при предварительных расчетах осадок фундамента с учетом циклического воздействия через приведенные параметры

деформируемости. Для этого следует к статической деформации ε_c добавить накопленную деформацию от циклического воздействия $\varepsilon(N)$, т.е. получаем модуль общей деформации грунта в виде:

$$E_{\text{пр}} = \Delta\sigma_c / (\varepsilon_c + \varepsilon(N)) \quad (3.15)$$

Деформации водонасыщенного грунта при статическом, циклическом воздействиях в условиях отсутствия дренажа

Прежде всего определим объемную деформацию грунта в условиях закрытой системы, полагая, что поры грунта заполнены газосодержащей сжимаемой водой, коэффициент сжимаемости которой определяется формулой Скемптона (2.8).

Объемные деформации скелета и поровой воды в отдельности равны: $\varepsilon_s = \sigma' / K_s$, $\varepsilon_w = u_w / K_w$. Из условия равенства объемной деформации скелета и поровой воды в водонасыщенном грунте следует: $\varepsilon_s = n\varepsilon_w$, где n – пористость грунта, а также зависимости $\sigma_{\text{tot}} = \sigma_s + u_w$. Исходя из этих уравнений можно получить модуль объемной деформации грунта в целом и выражение для порового давления u_w :

$$K_u = K_s + \frac{K_w}{n}, \quad u_w = \sigma_m^{\text{tot}} \frac{K_w}{nK_s + K_w} \quad (3.16)$$

Отсюда следует, что при известном значении среднего тотального напряжения σ_m^{tot} от внешнего действия можем определить избыточное поровое давление в любой точке массива:

$$u_w(x, y, z) = \sigma_m^{\text{tot}}(x, y, z) \cdot \beta_0 \quad (3.17)$$

где $\beta_0 = \frac{K_w}{nK_{\text{ск}} + K_w}$ – начальный коэффициент порового давления.

Такая же зависимость существует между приращениями $\Delta\sigma_m$ и Δu_w .

Приведенные выше зависимости позволяют определить не только параметры объемной деформации грунта в целом K_u , но также коэффициент Пуассона в целом в предположении, что модуль сдвига не зависит от порового давления, т.е.

$$\nu_u = \frac{K_u - 2G}{2(K_u + G)} \quad (3.18)$$

В диссертации рассматривается влияние реологических свойств, скелета грунта, описываемые по моделям Кельвина-Фойгта и Максвелла, на развитие общей деформации грунта и порового давления в условиях отсутствия дренажа при компрессионном сжатии под воздействием статической и переменной нагрузок (рис. 13).

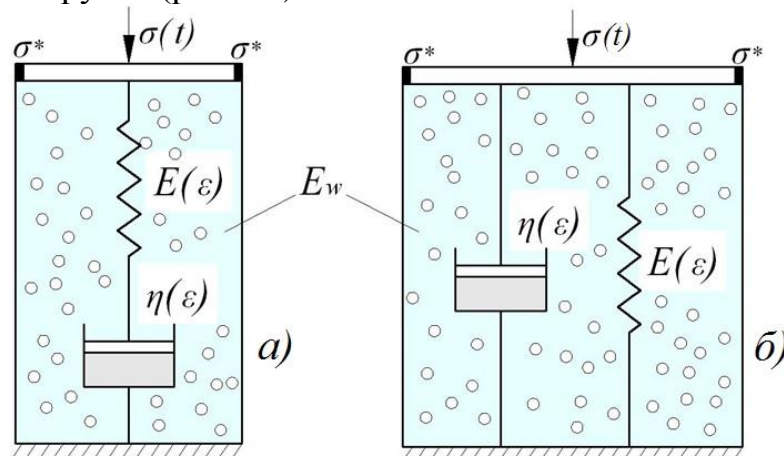


Рис. 13. Реологические модели водонасыщенного грунта, построенные на основе модели скелета по Максвеллу (а) и по Кельвину (б)

Под действием постоянной нагрузки $\sigma = \text{const}$ в моделях (рис. 13) развиваются деформации и поровое давление, которое можно определить на основе исходных уравнений Максвелла и Кельвина, соответственно:

$$\dot{\varepsilon} = \sigma / \eta_v + \dot{\sigma} / E; \quad \sigma = \varepsilon \cdot E + \dot{\varepsilon} \cdot \eta_v. \quad (3.19)$$

По модели Кельвина-Фойгта:

$$\varepsilon(t) = \sigma m_u [1 - \exp(-\lambda t)]; \quad u_w(t) = \frac{\sigma m_u}{nm_w} [1 - \exp(-\lambda t)], \quad (3.20)$$

где $\lambda = \frac{1}{\eta_v \cdot m_u}$; $m_u = \frac{m_v \cdot m_w}{m_w + n \cdot m_v}$; m_v , m_w , m_u – коэффициенты относительной сжимаемости скелета, поровой воды и грунта в целом, соответственно, η_v – вязкость скелета, n – пористость грунта, причем $u_w(\infty) = \frac{\sigma m_u}{nm_w}$.

По модели Максвелла:

$$\begin{aligned} \varepsilon(t) &= nm_w [\sigma(1 - \exp(-\lambda t)) + u_w(0) \exp(-\lambda t)], \\ u_w(t) &= \sigma [1 - \exp(-\lambda t) + u_w(0) \exp(-\lambda t)]. \end{aligned} \quad (3.21)$$

В этом случае $u_w(\infty) = \sigma$, что отличается от случая (3.20). По формулам (3.20) и (3.21) можно определить коэффициенты относительной сжимаемости грунта в целом $m_u(t) = \varepsilon(t) / \sigma$ и коэффициенты порового давления $\beta_0(t) = u_w(t) / \sigma$, а также приведенную вязкость грунта в целом $\eta_u(t) = \sigma / \dot{\varepsilon}(t)$.

Приведенные коэффициенты относительной сжимаемости и вязкости водонасыщенного грунта по (3.20) определяются по формулам:

$$m_u(t) = \frac{m_v \cdot nm_w}{m_w + n \cdot m_v} (1 - e^{-\lambda t}); \quad \eta_u(t) = \eta_v e^{\lambda t}. \quad (3.22)$$

Если внести эти параметры в уравнение свободного колебания заглубленного фундамента (рис. 14) с учетом упрочнения грунта и трения F в виде:

$$M\ddot{z} + \eta e^{\alpha t} \dot{z} + k_u e^{\beta t} z + F \cdot \text{sign}(z) = 0, \quad (3.23)$$

где $\text{sign}(z) = \begin{cases} 1 & \text{при } z > 0 \\ -1 & \text{при } z < 0 \end{cases}$, M – масса фундамента, F – трение по боковой поверхности фундамента, $k_u = c_{zu} \cdot A$ – коэффициент жесткости основания, c_{zu} – коэффициент упругого равномерного сжатия водонасыщенного основания, A – площадь подошвы фундамента, α и β – параметры упрочнения, то получим разные результаты функции $z(t)$ (рис. 15).

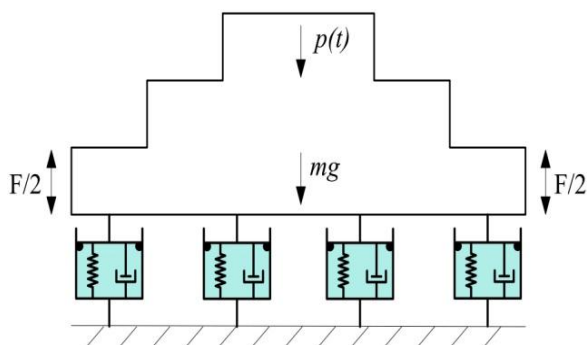


Рис. 14. Расчётная модель вертикальных колебаний системы заглубленный фундамент – основание на упруго – вязко – пластическом водонасыщенном основании

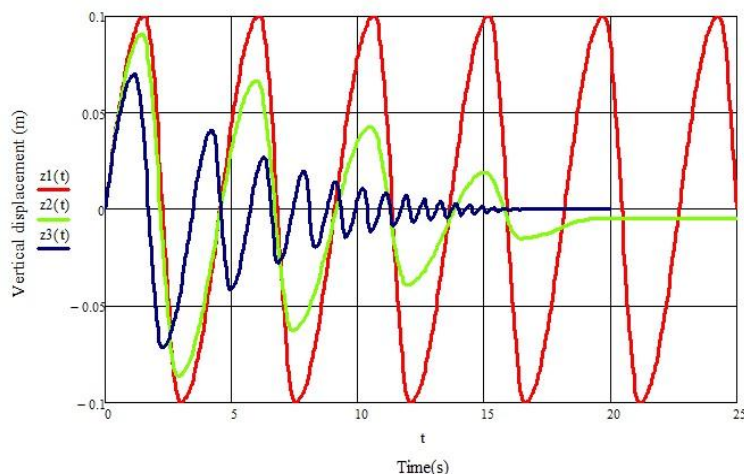


Рис. 15. Графики свободных колебаний фундамента на водонасыщенном основании с начальной скоростью 0,1 м/сек без учета трения и упрочнения (z_1); с учетом трения и упрочнения ($\beta=0,01$) (z_2); то же при ($\beta=0,3$) (z_3), рассчитанные по (3.23) при $\eta=0$

В диссертации показывается, что амплитуда и время затухания свободных колебаний меньше при водонасыщенном основании, чем в неводонасыщенном.

При действии переменной нагрузки вида $\sigma = \sigma_c + \sigma_a \sin \omega t$ по модели Кельвина (рис. 13 б) получаем уравнение вида:

$$\dot{\varepsilon}(t) \cdot \eta_v + \frac{\varepsilon}{m_v} + \frac{n\varepsilon}{m_w} = \sigma_c + \sigma_a \sin \omega t - \sigma^*, \quad (3.24)$$

решения которого имеют вид:

$$\varepsilon(t) = (\sigma_c - \sigma^*) (1 - e^{-\lambda t}) m_v + \frac{\alpha}{\eta_v (\lambda^2 + \omega^2)} (e^{-\lambda t} + \lambda \sin \omega t - \omega \cdot \cos \omega t), \quad (3.25)$$

$$\text{где } \lambda = \frac{1}{\eta} \left(\frac{1}{m_s} + \frac{n}{m_w} \right).$$

$$u_w(t) = \frac{\sigma_0 - \sigma^*}{n_0 m_w} (1 - e^{-\lambda t}) m_w + \alpha \frac{e^{-\lambda t} + \lambda \sin \omega t - \omega \cdot \cos \omega t}{n_0 m_w \eta_v (\lambda^2 + \omega^2)}. \quad (3.26)$$

Отсюда следует, что

$$u_w(\infty) = \frac{\sigma_0 - \sigma^*}{n_0 m_w} m_w + \alpha \frac{\lambda \sin \omega t - \omega \cdot \cos \omega t}{n_0 m_w \eta_v (\lambda^2 + \omega^2)}. \quad (3.27)$$

Решения (3.25) и (3.26) с помощью MathCad позволяет построить кривые $\varepsilon(t)$ и $u_w(t)$ (рис. 16)

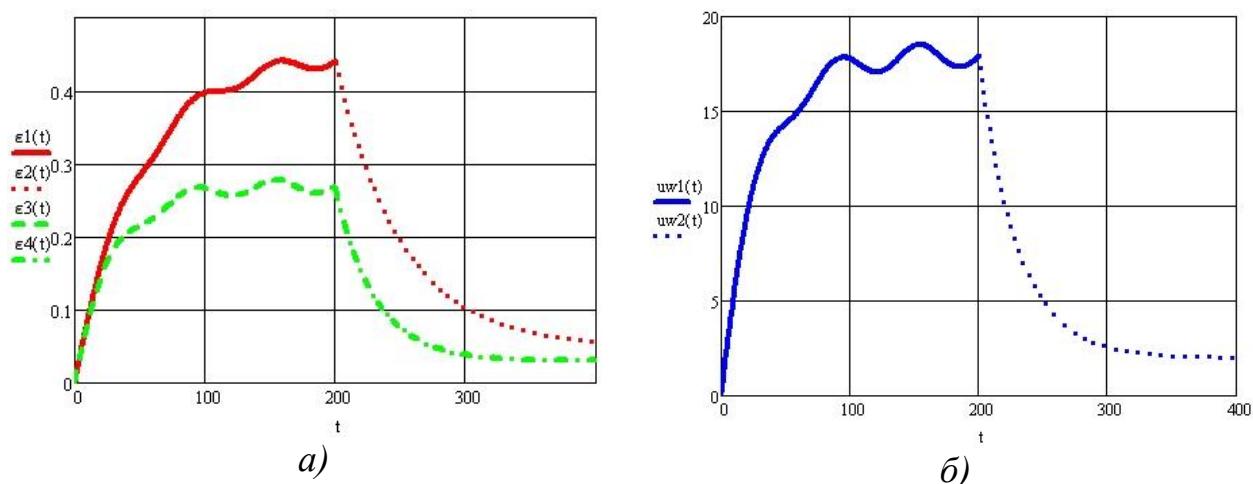


Рис. 16. Зависимости деформаций от времени (а) и порового давления от времени (б): а – в водонасыщенном (ϵ_1 - нагрузка, ϵ_2 - разгрузка) и неводонасыщенном (ϵ_3 - нагрузка, ϵ_4 - разгрузка) грунте по формуле (3.25); б – в водонасыщенном грунте (u_{w1} - нагрузка, u_{w2} - разгрузка) по формуле (3.26)

На основе (3.26) и уравнения ползучести (3.3) можно рассчитать развитие сдвиговой деформации $\gamma(t)$ при постоянном действии касательного напряжения $\tau = \text{const}$ при различной степени водонасыщения (рис. 17).

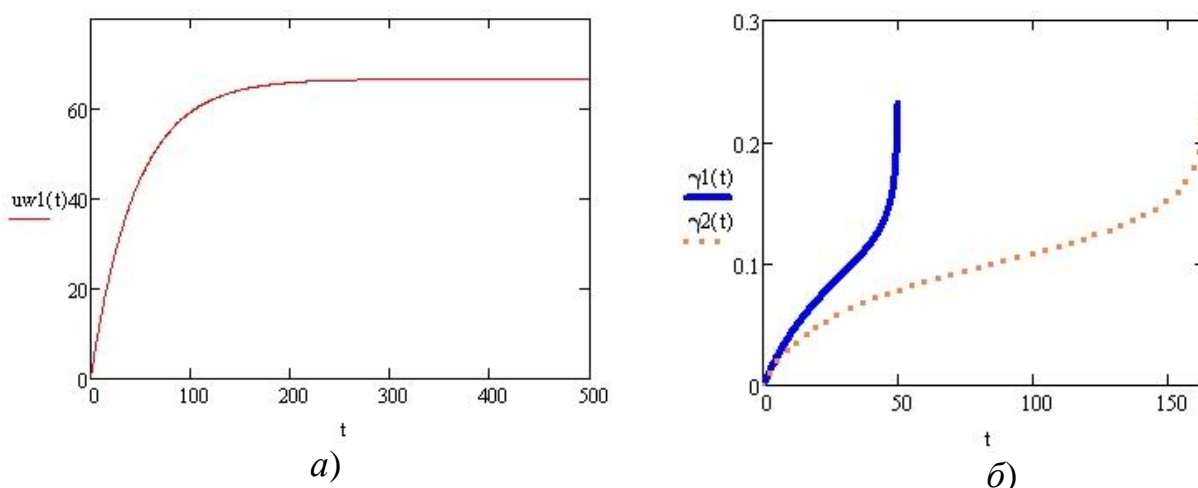


Рис. 17. Зависимости порового давления (а) и угловой деформации (б) от времени, построенные по зависимостям (3.26) и (3.3) в неводонасыщенном ($\gamma_2(t)$) и водонасыщенном ($\gamma_1(t)$) грунте

Четвертая глава посвящена постановке, решению и анализу задач по количественной оценке осадки и несущей способности водонасыщенных оснований фундаментов в одномерной, плоской и осесимметричной постановке с учетом сжимаемости поровой газосодержащей воды, линейных, нелинейных и реологических свойств скелета грунта в нестабилизированном и в стабилизированном состояниях уплотнения аналитическим и численным методами с использованием ПК MathCad и ПК Plaxis, соответственно.

Одномерное уплотнение основания соответствует случаю, когда ширина фундамента больше толщины уплотняемого слоя ($b > h$), и когда слой ограниченной толщины находится в сжимаемой толще основания. При этом

стабилизированная осадка слоя определяется известной зависимостью $S_i = \sum_{i=1}^{i=n} \sigma_{zi} \Delta h_i / E_0$. Она используется также в методе послойного суммирования осадок по СП 22.13330.2011. Для прогнозирования осадки слоя во времени следует решить уравнение консолидации в виде:

$$-\frac{\partial \varepsilon_s}{\partial t} + n \frac{\partial \varepsilon_w}{\partial t} = k_f \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2} \quad (4.1)$$

ε_s и ε_w – объемные деформации скелета и поровой воды, n – пористость грунта.

Многочисленные результаты испытаний грунтов показывают, что компрессионную кривую в общем случае можно представить в известном виде:

$$e(\sigma) = e_0 - a(1 - e^{-b \cdot \sigma_1}), \quad \varepsilon(\sigma) = \varepsilon_1^* (1 - e^{-b \cdot \sigma_1}), \quad (4.2)$$

где e – коэффициент пористости; ε – деформация уплотнения; a , b , ε^* и b_1 – параметры этих кривых, причем $\varepsilon(\sigma_1) = \varepsilon^*$ при $\sigma_1 \rightarrow \infty$.

По кривым $e(\sigma_1)$ и $\varepsilon(\sigma_1)$ можно определить тангенциальный коэффициент относительной сжимаемости $m_v(\sigma)$ и тангенциальный модуль деформации $E_0(\sigma)$:

$$m_v(\sigma_1) = a \cdot b_1 \cdot e^{-b_1 \cdot \sigma_1}, \quad E_0(\sigma_1) = \varepsilon^* b_1 \cdot e^{-b \cdot \sigma_1}. \quad (4.3)$$

Они необходимы для расчетов осадки слоя, а также для определения коэффициента консолидации совместно с коэффициентом фильтрации:

$$k_f(\sigma_1) = k_f(\sigma_0) e^{-c \cdot \sigma_1} \quad (4.4)$$

Использование (4.3) и (4.4) в (4.1) приводит к нелинейному уравнению консолидации.

При $b \approx c$ коэффициент консолидации становится постоянным:

$$c_v = \frac{k_f(\sigma_1)}{\gamma_w m_v(\sigma_1)} \approx \frac{k_f(\sigma_0)}{\gamma_w a \cdot b_1} \approx \text{const},$$

и тогда уравнение одномерной задачи консолидации (4.1) при постоянной нагрузке линеаризуется и принимает общеизвестный вид

$$\frac{\partial u_w}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2}, \quad (4.5)$$

где $u_w(z, t)$ – поровое давление.

При граничных $u_w(0, t) = u_w(h, t) = 0$ и начальном $u_w(0, z) = p$ условиях решение (4.5) имеет вид:

$$u_w(z, t) = \frac{4p\beta_0}{\pi} \sum_{i=1,3,5}^{i=\infty} \frac{1}{i} \sin \frac{i\pi z}{2h} \exp\left(-\frac{\pi^2 c_v t \cdot i^2}{4h^2}\right). \quad (4.6)$$

В диссертации решение уравнения одномерной задачи рассматривается также при граничных условиях $u_w(0, t) = 0, u_w(\infty, t) = 0$ и начальном условии, зависящем от глубины z , т.е. $u_w(0, z) = p \cdot \beta_0 f(z)$, где $f(z)$ определяется по формуле

$f(z) = \frac{2p}{\pi} \arctg \frac{a}{z}$, что соответствует плоской задаче Фламана, где a – полуширина фундамента. Решение (4.5) при этом имеет вид:

$$u_w(z,t) = \frac{\beta_0}{2\sqrt{\pi c_v t}} \int_0^\infty f(\xi) \left(\exp\left(-\frac{(z-\xi)^2}{4c_v t}\right) - \exp\left(-\frac{(z+\xi)^2}{4c_v t}\right) \right) d\xi \quad (4.7)$$

Решение (4.5) с помощью MathCad позволяет построить эпюры $u_w(z,t)$ при разных значениях времени уплотнения (рис. 18).

При консолидации водонасыщенного упрочняющегося грунта скорость одномерной деформации уплотнения грунта описывается согласно модели теории старения (упрочнения) Работнова Ю.Н. применительно к грунтам:

$$\dot{\epsilon} = \sigma m_v / t. \quad (4.8)$$

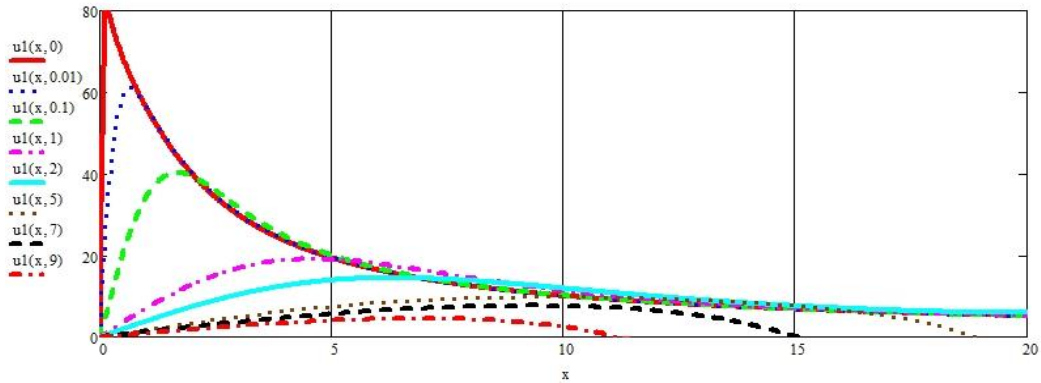


Рис. 18. Эпюра изменения порового давления по глубине по (4.7)

В этом случае уравнение одномерной задачи уплотнения принимает вид:

$$\frac{\partial u_w}{\partial t} = c_{v1} \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2} + c_{v2} \cdot \frac{p-u_w}{t}, \quad (4.9)$$

где

$$c_{v1} = \frac{k_f}{\gamma_w(m_{v1} + nm_w)}; \quad c_{v2} = \frac{m_{v2}}{m_{v1} + nm_w}. \quad (4.10)$$

Решение уравнения (4.9) для граничных условий $u_w(0,t) = 0$, $\partial u_w(z=h) / \partial z = 0$ полученное с помощью ПК Mathcad позволяет построить зависимости $u_w(z,t)$ и $S(t)$ при разных толщинах уплотняющего слоя (рис. 19).

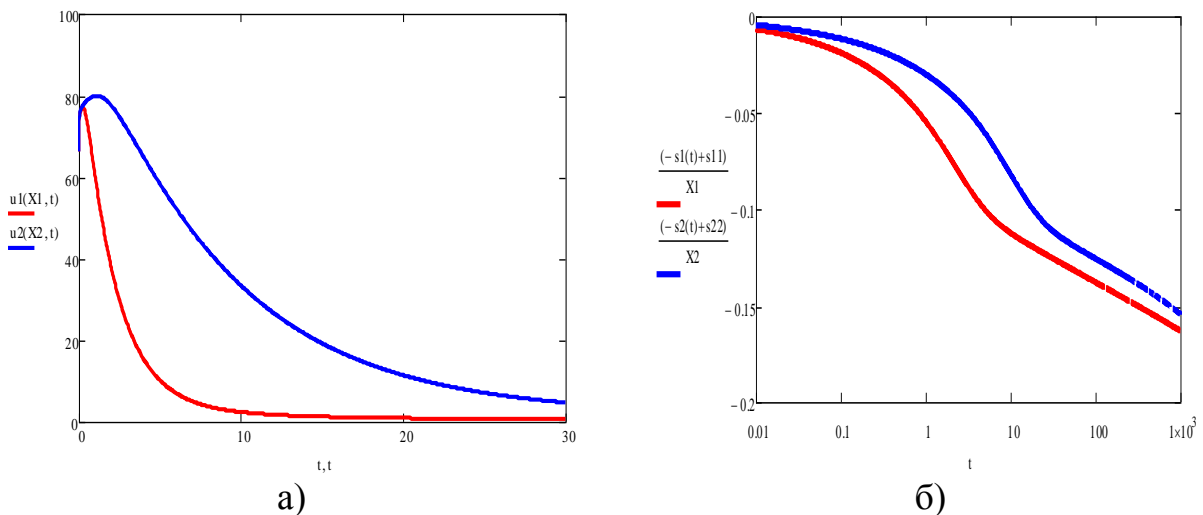


Рис. 19. Кривые изменения порового давления (кПа) в слое грунта разной толщины ($h=5$ м – красный, $h=10$ м –синий) во времени (дни) в нижней точке слоя (а) и кривые изменения относительной осадки (S/h) от логарифма времени (дни) при нагрузке 100 кПа (б) по (4.9)

Для определения осадки $S(t)$ на основе решения (4.9) получим:

$$S(t) = m_{v1} p h \left[1 - \frac{1}{ph} \int_0^h u_w(x,t) dx \right] + m_{v2} p h \left[\ln \frac{t}{t_1} - \frac{1}{ph} \int_0^h \int_{t_1}^t \frac{u_w(x,t) dx dt}{t} \right] \quad (4.11)$$

Анализ этого решения показывает, что прогноз осадки слоя при односторонней фильтрации в первом приближении можно представить по формуле:

$$S(t) = ph \left\{ m_{v1} (1 - e^{-T_v}) + m_{v2} \ln \left(\frac{t}{t_f} \right) \right\}, \quad (4.12)$$

где $T_v = \frac{\pi^2 c_{v1} t}{4h^2}$ – фактор времени; $t_f \cong \frac{4h^2}{\pi^2 c_v}$, t_f – время фильтрационной консолидации.

Консолидация водонасыщенных оснований фундаментов конечной ширины. В этом случае в основании возникает неоднородное НДС, в том числе, по σ_z , $\sigma_m(z) = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)/3$ и по $\sigma_z - \sigma_m(z)$. Компоненты напряжений можно определить по формулам Фламана:

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} \left[\arctg \frac{a-x}{z} + \arctg \frac{a+x}{z} \right] - \frac{2apz(x^2 - z^2 - a^2)}{\pi[(x^2 + z^2 + a^2)^2 + 4a^2 z^2]}, \quad \sigma_m = \frac{2p(1+v_u)}{3\pi} \left[\arctg \frac{a-x}{z} + \arctg \frac{a+x}{z} \right] \quad (4.13)$$

$$\sigma_z - \sigma_m = \frac{p}{\pi} \left[-\frac{2a.p.z.(x^2 - z^2 - a^2)}{\pi[(x^2 + z^2 + a^2)^2 + 4a^2.z^2]} + \left(\arctg \frac{a-x}{z} + \arctg \frac{a+x}{z} \right) \left(1 - \frac{2v}{3} \right) \right]$$

Анализ этих напряжений (рис. 20) показал, что $(\sigma_z - \sigma_m)$ имеет экстремум и что среднее напряжение σ_m с глубиной затухает быстрее.

Линейную деформацию грунтов основания с помощью этих уравнений можно определить на основе обобщенного закона Гука:

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_m}{K_u} + \frac{\sigma_z - \sigma_m}{2G_u}, \quad (4.14)$$

где первый член определяет деформацию слоя, обусловленную объемными деформациями грунтов, а второй член – сдвиговыми деформациями грунтов, причем осадка основания $S = \int_0^{H_a} \varepsilon_z dz$.

Начальное распределение избыточного порового давления в плоской задаче можно определить на основании (3.17):

$$u_w(\xi, \eta, 0) = \frac{2p(1+v_u)\beta_0}{3\pi} \arctg \frac{2a\xi}{\xi^2 + \eta^2 - a^2}. \quad (4.15)$$

В этом случае решение плоской задачи консолидации сводится к рассмотрению дифференциального уравнения вида:

$$\frac{\partial u_w}{\partial t} = c_v \left(\frac{\partial^2 u_w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2} \right) + \beta_0 \frac{\partial \sigma_m}{\partial t} \quad (4.16)$$

где c_v – коэффициент консолидации, который определяется по формуле:

$$c_v = (k_f k_s \beta_0) / \gamma_w \quad (4.17)$$

где k_f - коэффициент фильтрации, γ_w - удельный вес поровой воды, β_0 - коэффициент порового давления, σ_m - изменяющееся во времени среднее тотальное напряжение, зависящее от изменения внешней нагрузки.

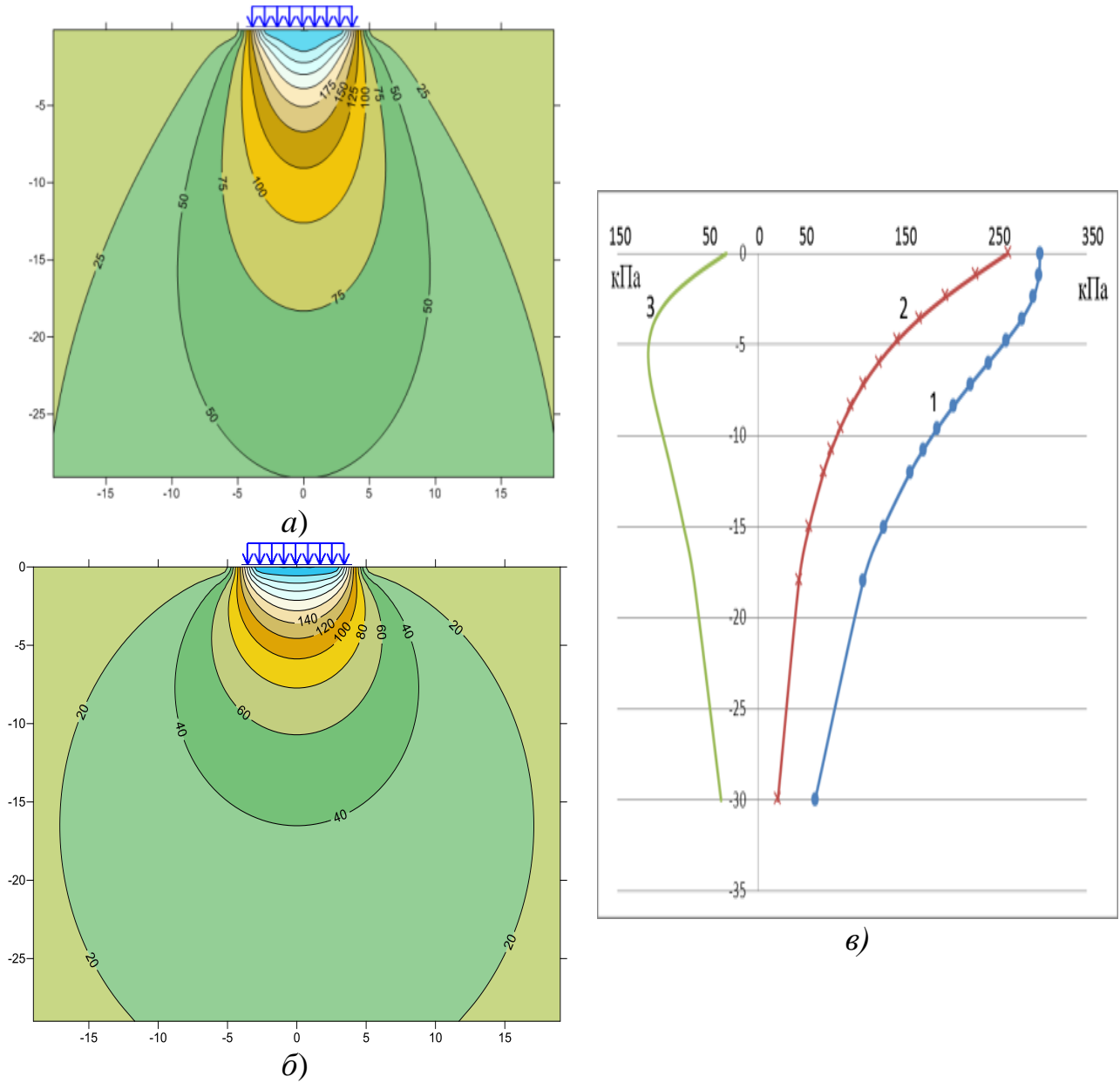


Рис. 20. Изолинии напряжений σ_z (а) и σ_m (б) и эпюры σ_z (1), σ_m (2), $(\sigma_m - \sigma_z)$ (3) - (в), построенные по (4.13)

Решение (4.16) при начальном $u_w(x, z, 0)$ и граничном $u_w(0, t) = 0$ условиях и при постоянстве внешней нагрузки ($\sigma_m = const$) можно представить в виде:

$$u_w = \frac{1}{4\pi c_v t} \int_0^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} u_w(\xi, \eta, 0) \left[\exp\left(\frac{-(x-\xi)^2 + (z-\eta)^2}{4c_v t}\right) - \exp\left(\frac{-(x-\xi)^2 + (z+\eta)^2}{4c_v t}\right) \right] d\eta d\xi \quad (4.18)$$

На основании интегрирования (4.18) с помощью Mathcad построены изолинии и эпюры порового давления во времени, показанные на рис. 21-23.

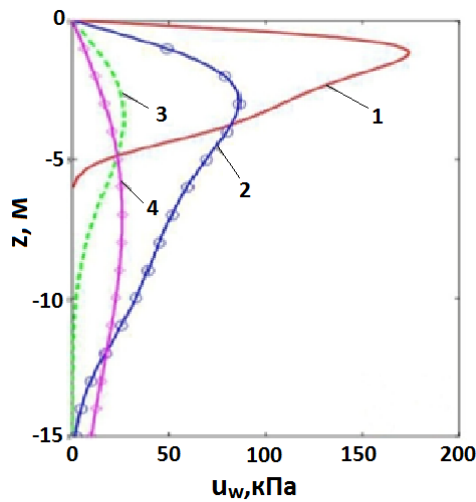


Рис. 21. Эпюры избыточного порового давления на оси z ($x=0$) при $b=4$ м, $p=300$ кПа, $S_r=0,98$ в различные моменты времени: $t_1 \dots t_4 = 5, 30, 100, 360$ сут; $c_v=0,04$ м²/сут; $\beta_0=0,9$, по (4.18)

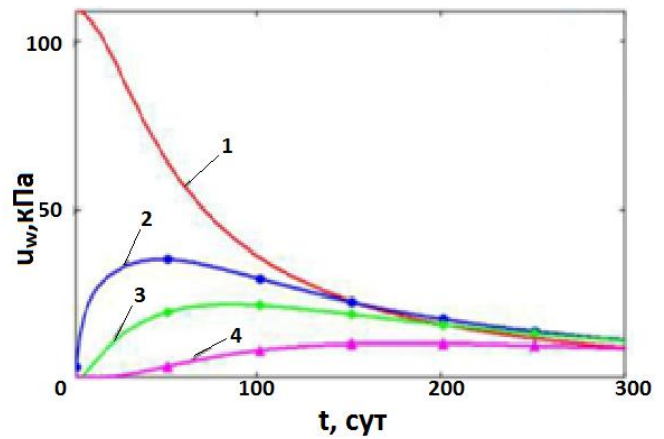


Рис.22. Кривые изменения избыточного порового давления во времени на разных глубинах $z_1 < z_2 < z_3 < z_4$, рассчитанные по (4.18): $z_1 \dots z_4 = 3, 5, 6, 8$ м

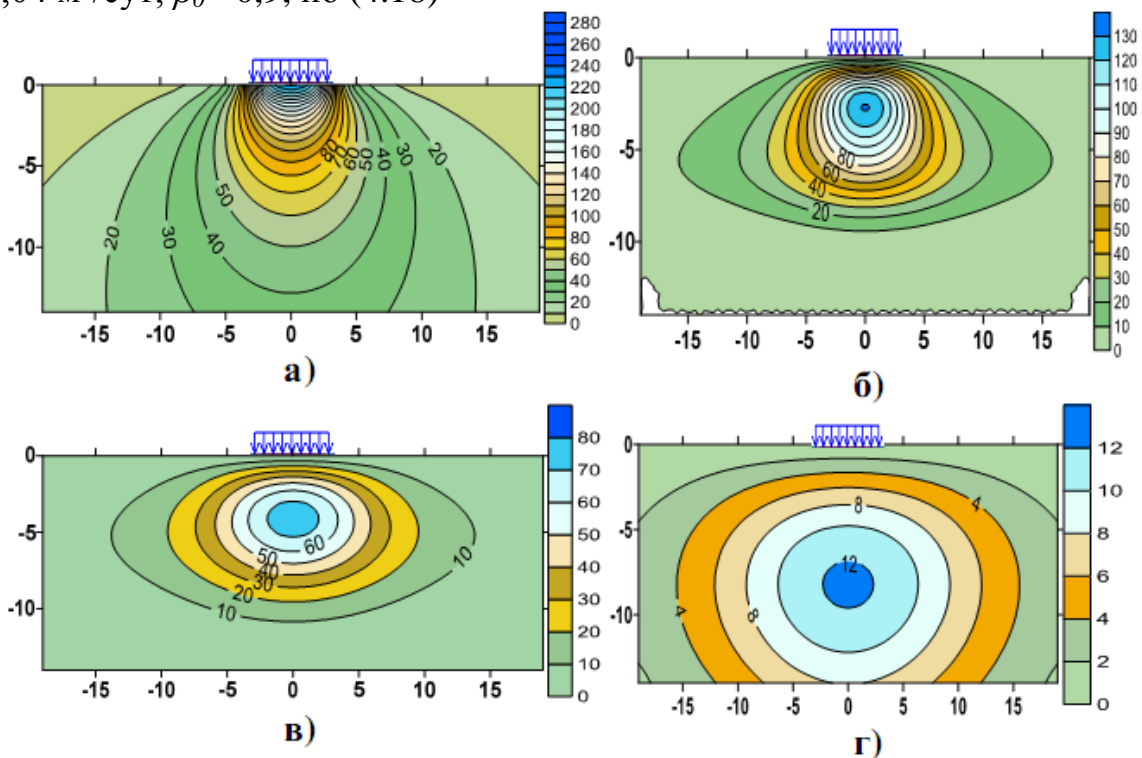


Рис.23. Изолинии избыточного порового давления в массиве грунта под полосовой нагрузкой p по ширине $b=4$ м, $p=300$ кПа, $S_r=0,98$, $c_v=0,04$ м²/сутки при всесторонней фильтрации (вверх и в бок) по формуле (4.18): а - при $t=0$; б, в, г - через $t=30, 100, 720$ сут соответственно

Начальная и предельная критические нагрузки под подошвой фундамента конечной ширины на водонасыщенном переуплотненном грунтовом полупространстве (плоская задача)

В этом случае напряженное состояние водонасыщенного основания под воздействием местной нагрузки удобнее представить через главные напряжения по известным формулам Фламана:

$$\sigma'_{1,2} = \frac{p-q}{\pi} (\alpha \pm \sin \alpha) - u_w(\alpha, z), \quad (4.19)$$

где α – угол видимости (рис. 24), определяющий местоположение точки $M(\alpha, z)$, $q = \gamma' d$ – пригрузка на уровне $z=0$ от веса вышележащей толщи грунта мощностью d с удельным весом во взвешенном состоянии γ' и остаточным напряжением σ_0 переуплотнения.

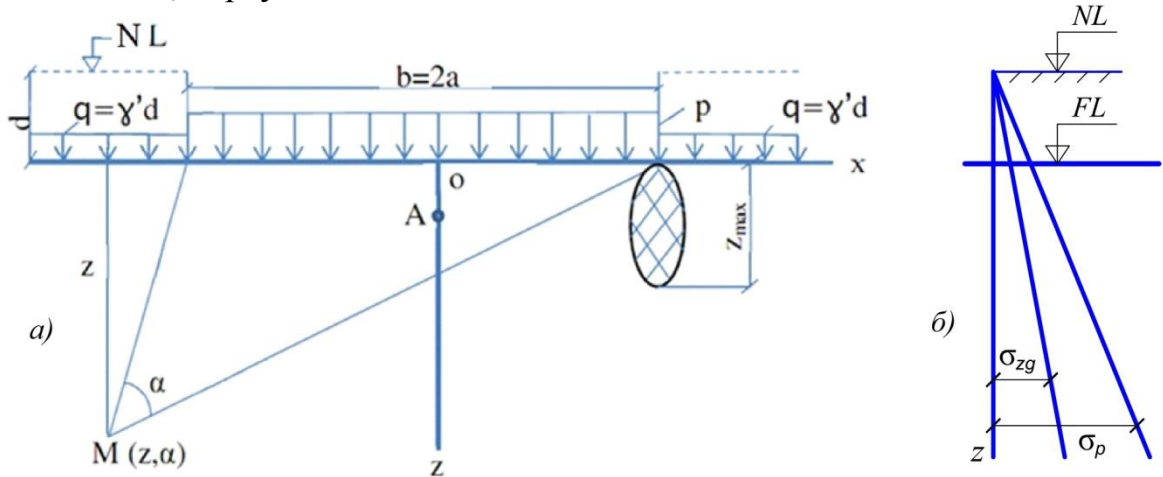


Рис.24. Схема для определения начальной критической нагрузки на переуплотненное, водонасыщенное ($S_r > 0,8$) грунтовое основание (а), эпюры σ_{zg} и σ_p (б)

Распределение эффективных напряжений в грунтовом основании от действия пригрузки q с учетом остаточного напряжения σ_0 в предположении гидростатического их распределения можно определить с использованием следующей формулы:

$$\sigma'_{zg} = \sigma'_{xg} = \gamma' (d + z) \cdot (OCR), \quad (4.20)$$

где $OCR = \sigma_p / \sigma_{zg}$ – коэффициент переуплотнения, где σ_p – вертикальное напряжение переуплотнения, определяемое по результатам компрессионных испытаний методом Казагранде.

Суммарное значение тотальных напряжений и избыточного порового давления u_w в грунтовом основании можно определить с учетом формул (4.19), (4.20) следующим образом:

$$\sigma_m(\alpha) = \frac{p-q}{3\pi} \alpha \cdot (1 + \nu_u), \quad (4.21)$$

где ν_u – коэффициент Пуассона, определяемый по (3.18). Тогда получаем:

$$u_w(\alpha) = \frac{p-q}{3\pi} \cdot \beta_0 \cdot (1 + \nu_u) \cdot \alpha, \quad (4.22)$$

$$\sigma'_{1,3} = \frac{p-q}{\pi} \alpha \cdot \left[\alpha \pm \sin \alpha - \frac{\alpha}{3} \cdot \beta_0 (1 + \nu_u) \right] + \gamma' (d + z). \quad (4.23)$$

Условие предельного равновесия в точке М (α, z) можем определить, если напряжения по формуле (4.23) подставить в известное уравнение предельного состояния

$$\sin \varphi = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3 + 2 \cdot c \cdot \operatorname{ctg} \varphi} \quad (4.24)$$

где c - удельное сцепление, φ - угол внутреннего трения (параметры прочности грунта); σ'_1 и σ'_3 - эффективные напряжения, $\sigma'_1 = \sigma_1 - u_w$, $\sigma'_2 = \sigma_2 - u_w$.

Тогда получаем:

$$z = \frac{p-q}{\pi \cdot \gamma'} \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \varphi} - B \cdot \alpha \right) - \frac{c}{\gamma'} \cdot \operatorname{ctg} \varphi - d, \quad (4.25)$$

$$\text{где } B = 1 - \beta_0 (1 + \nu_u) / 3 \quad (4.26)$$

Уравнение (4.25) описывает границу области предельного равновесия в зависимости от α . Максимальную глубину этой области z_{max} можно определить из условия $dz/d\alpha = 0$. Тогда получаем значение α^* в виде:

$$\alpha^* = \arccos(B \cdot \sin \varphi) \quad (4.27)$$

Подставив выражение для α^* в (4.25) получим z^*_{max} , а после некоторых преобразований получим следующую формулу для определения начальной критической распределенной нагрузки p^* в зависимости от z^*_{max} , степени водонасыщения S_r и d_0 в виде:

$$p^* = \frac{\pi(\gamma' \cdot z^*_{max} + \gamma' \cdot d + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)}{\sin \alpha^* / \sin \alpha - B \cdot \alpha^*} + \gamma' \cdot d, \quad (4.28)$$

при $z^*_{max} = 0$ получим выражение для начальной критической нагрузки.

$$p^*_{нач} = \frac{\pi(\gamma' \cdot d + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)}{\sin \alpha^* / \sin \alpha - B \cdot \alpha^*} + \gamma' \cdot d, \quad (4.29)$$

В случае учета переуплотнения необходимо $\gamma' d$ умножить на OCR .

Это выражение в частном случае, когда $S_r < 0,8$; $\beta_0 = 0$; $B = 1$; $\alpha = \pi/2 - \varphi$ и $\sigma_0 = 0$ совпадает с известной формулой Пузыревского для определения начальной критической нагрузки. При $z = z^*_{max} = b/4$ критическая нагрузка $p^* \approx R$, где R - расчетное сопротивление, определяемое по СП.

Предельную критическую нагрузку водонасыщенного основания в первом приближении можно определить на основании известного решения Прандтля, заменяя в нем параметры прочности c и φ на c_u и φ_u , т.е. определенные по результатам недренированных испытаний, тогда получаем

$$p_u^{**} = (\gamma' d + c_u \operatorname{ctg} \varphi_u) \frac{1 + \sin \varphi_u}{1 - \sin \varphi_u} \exp(\pi \operatorname{tg} \varphi_u) - c_u \operatorname{ctg} \varphi_u. \quad (4.30)$$

где γ' - удельный вес грунта во взвешенном состоянии; d - глубина приложения нагрузки от дневной поверхности.

Из этой формулы следует, что в водонасыщенном грунте предельная нагрузка $p_u^{**} < p^{**}$, так как при этом $\varphi_u \approx 0$, а $c_u \approx c$.

Начальное и предельное критические нагрузки под подошвой круглого фундамента и свай с учетом степени водонасыщения грунтов основания и преднапряженного состояния

Решение этой задачи в диссертации получено на основании НДС водонасыщенного основания под равномерной нагрузкой по площади круга:

$$\sigma_z = p \left[1 - z^3 (a^2 + z^2)^{-3/2} \right]$$

$$\sigma_r = \sigma_t = p \left[1 + 2\nu - 2(1 + \nu)(a^2 + z^2)^{-1/2} \cdot z + (a^2 + z^2)^{-3/2} \cdot z^3 \right] \quad (4.31)$$

На радиусе $0 < r < a$ и при $z=0$ имеем:

$$\sigma_z = p, \quad \sigma_r = \sigma_t = \frac{(1 + 2\nu)p}{2} \quad (4.32)$$

На радиусе $a < r < \infty$ и при $z=0$ имеем:

$$\sigma_z = 0, \quad \sigma_r = -\sigma_t = \frac{(1 - 2\nu)p \cdot a^2}{2 \cdot r^2} \quad (4.33)$$

Из приведенных выражений следует, что на оси $z(r=0)$ на глубине z_{max} возникает максимальное касательное напряжение $\tau_{max} = (\sigma_z - \sigma_t) / 2$, т.е.

$$\tau_{max} = \frac{p}{4} \left[-1 + 2\nu + 2(1 + \nu) \cdot z (a^2 + z^2)^{-1/2} + 3z^3 (a^2 + z^2)^{-3/2} \right] \quad (4.34)$$

$$z_{max} = a \sqrt{\frac{2(1 + \nu)}{7 - 2\nu}} \quad (4.35)$$

При $\nu = 0.3, z_{max} = 0,637a, \tau/\tau_{max} = 0,33p$.

Учитывая, что для водонасыщенного основания $\nu_u > \nu$ следует предположить, что $z_{max}(\nu_u) > z_{max}(\nu)$.

Можно было предположить также, что предельное состояние в первую очередь возникает на глубине z_{max} . Однако, учитывая скачкообразное изменение радиальных и тангенциальных напряжений на контуре нагруженной площади, когда σ_t становится растягивающим, следует ожидать, что в первую очередь предельное состояние возникнет в точках с координатами $z=0$ и $r=a$, т.е. на контуре. Возникает необходимость определения начальной критической нагрузки на контуре и на уровне z_{max} .

В диссертации получено выражение для определения начальной критической нагрузки в грунтовом основании на контуре площади круга (краевая точка) и под центром загруженной площади $z=z_{max}$. Для распределенной по площади круга нагрузки (рис. 25) диаметром $b=2a$ на глубине z_{max} начальная критическая нагрузка равна:

$$p_n^* = \frac{q \left(A - [B + 2 + 2\gamma' \cdot z_{max}] \cdot \sin \phi (1 - \beta_0) + 2c \cdot \cos \phi \right)}{A - B \cdot \sin \phi (1 - \beta_0)} \quad (4.36)$$

где A и B - постоянные, зависящие от $z_{max}, a^2, \nu, q, \gamma$, приводятся в диссертации.

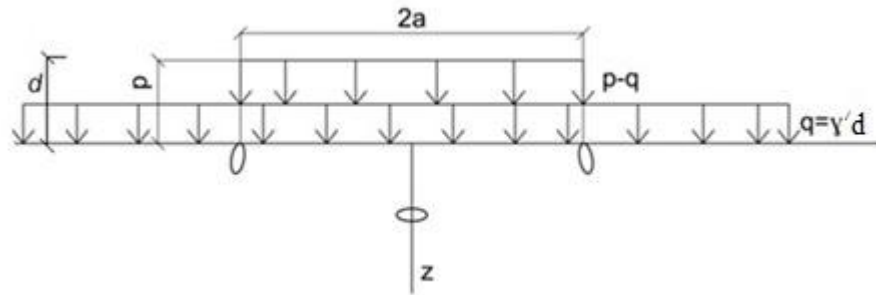


Рис.25. Расчетная схема для определения начальной критической нагрузки под центром и на краю круглого фундамента в переуплотненном и водонасыщенном основании

На контуре загруженной площади начальная критическая нагрузка равна

$$p_n^* = \gamma' d + \frac{2\gamma' \cdot d \cdot \sin \phi (1 - \beta_0) + 2c \cdot \cos \phi}{1 - 2\nu_u}, \quad (4.37)$$

где $\beta_0 = (1 + \nu_u)\beta'_0$, причем β_0 – определяется по (3.17).

В случае необходимости учета напряжения переуплотнения σ_p следует $\gamma' d$ умножить на (OCR) по аналогии с (4.29).

Рассмотрим пример расчета начальной критической нагрузки для ленточного и круглого фундамента при следующих данных:

$$\gamma = 18 \text{ кН/м}^3, c = 20 \text{ кПа}, \phi = 15^\circ, d = 5 \text{ м}, d_0 = 0, S_r < 0.85.$$

1. В соответствии с решением Пузыревского (4.28) для плоской задачи получаем:

$$p_{нк} = \frac{\pi \cdot (\gamma \cdot d + c \cdot \text{ctg} \phi)}{\text{ctg} \phi + \phi - \pi / 2} + \gamma \cdot d = \frac{3.14 \cdot (18 \cdot 5 + 20 \cdot 3.73)}{3.73 + 15 - 1.57} + 18 \cdot 5 = 232,07 \text{ (кПа)};$$

2. По полученной формуле (4.36) для круглого фундамента:

$$p_{нк} = \gamma \cdot d + \frac{2\gamma d \cdot \sin \phi + 2c \cdot \cos \phi}{1 - 2\nu} = 18 \cdot 5 + \frac{2 \cdot 18 \cdot 5 \cdot \sin 15 + 2 \cdot 20 \cdot \cos 15}{1 - 2 \cdot 0.3} = 231,2 \text{ (кПа)}.$$

Таким образом, при заданных параметрах начальная критическая нагрузка для круглого фундамента для точек на контуре равна начальной критической нагрузке для ленточного фундамента.

Начальную критическую нагрузку круглого фундамента для точки под центром загруженной площадки на глубине z_{max} по (4.36) $p_n^* = 597.7 \text{ [кПа]}$.

В пятой главе приводятся постановка, решение и анализ задач о взаимодействии длинной одиночной сваи конечной и бесконечной жесткости с окружающим и подстилающим грунтами с учетом их линейных, нелинейных и реологических свойств. Отмечается, что при проектировании, строительстве и эксплуатации зданий и сооружений на слабых водонасыщенных глинистых грунтах большой мощности (более 20 м) применяются длинные буронабивные или забивные сваи, устраиваемые или погружаемые в грунтовую среду с применением различных технологий. Несущая способность длинных свай обеспечивается, главным образом, за счет трения по боковой поверхности, так как на его долю приходится 70–80% от усилия, приложенного на оголовки (рис. 26).

Оптимальное распределение усилия на сваю между ее боковой поверхностью и пятой возможно при определенном выборе соотношения длины и диаметра сваи и расстояния между сваями, а также созданием преднапряжённого состояния окружающего грунта.

Как показывают экспериментальные и теоретические исследования, при взаимодействии сваи с окружающим грунтом (рис. 26) в работу вовлекается ограниченный объем грунта в пределах расстояния от оси сваи порядка 5-7 ее диаметра и такого же расстояния от ее пяты в глубину. В таком случае погружение сваи в окружающем грунтовом массиве ограниченных размеров (длина, диаметр) будет обусловлено, в основном, сдвиговыми деформациями грунтов, то есть будет действовать телескопический механизм. Следовательно, расчетная область для одиночной буронабивной сваи представляет собой не полупространство, а толстостенный цилиндр ограниченных размеров (рис.27).

В диссертации приводятся постановка и решение этой задачи по расчетным схемам «висячая» свая и «свая-стойка» с учетом различных факторов.

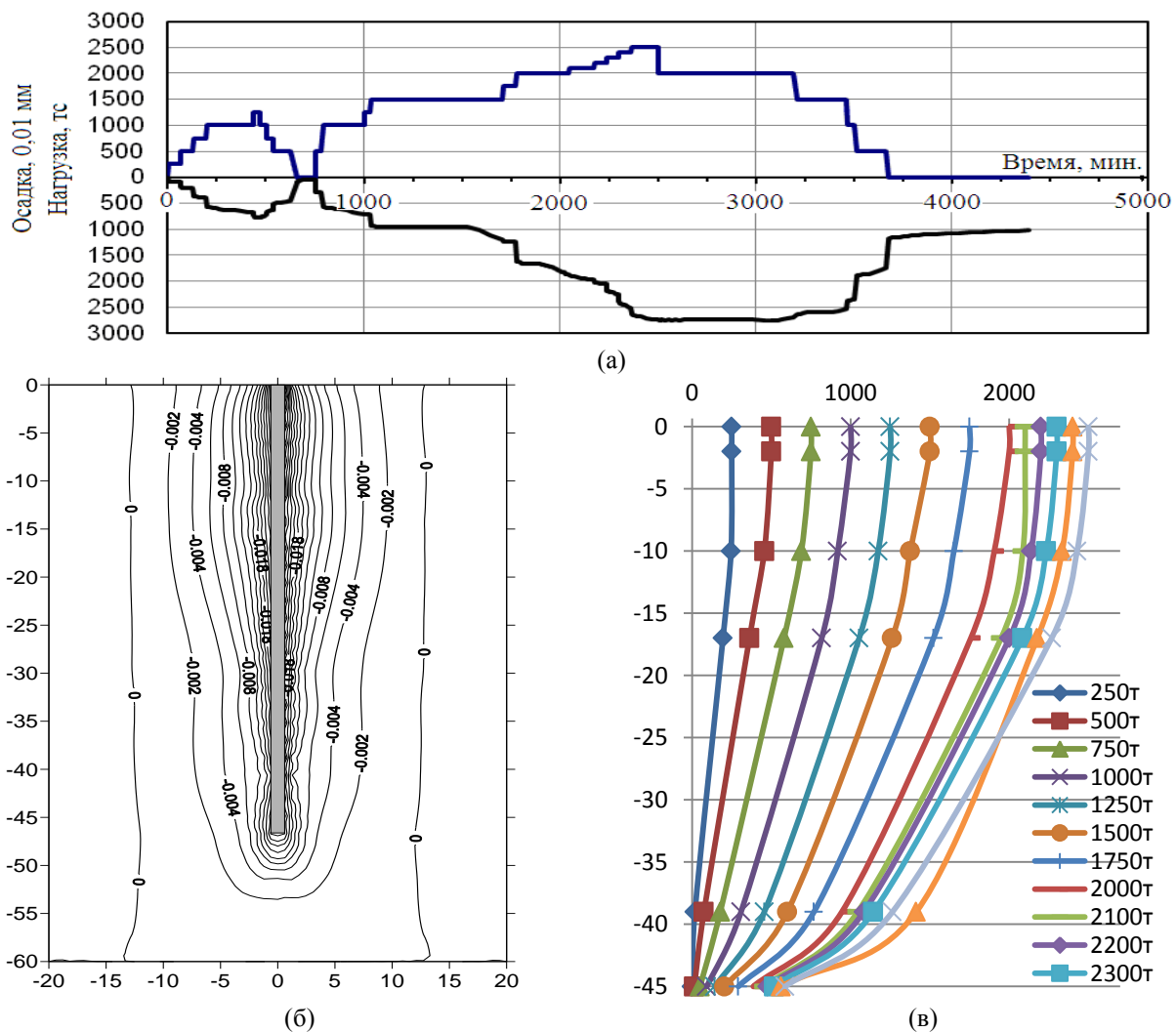


Рис. 26. Зависимость осадки сваи от усилия на ее оголовке (а); изолинии вертикальных перемещений грунта вокруг длинной сваи (б) и усилия в стволе сваи (45м) при разных нагрузках (в) (по данным НгуенаЗанг Нам, 2008г. МГСУ)

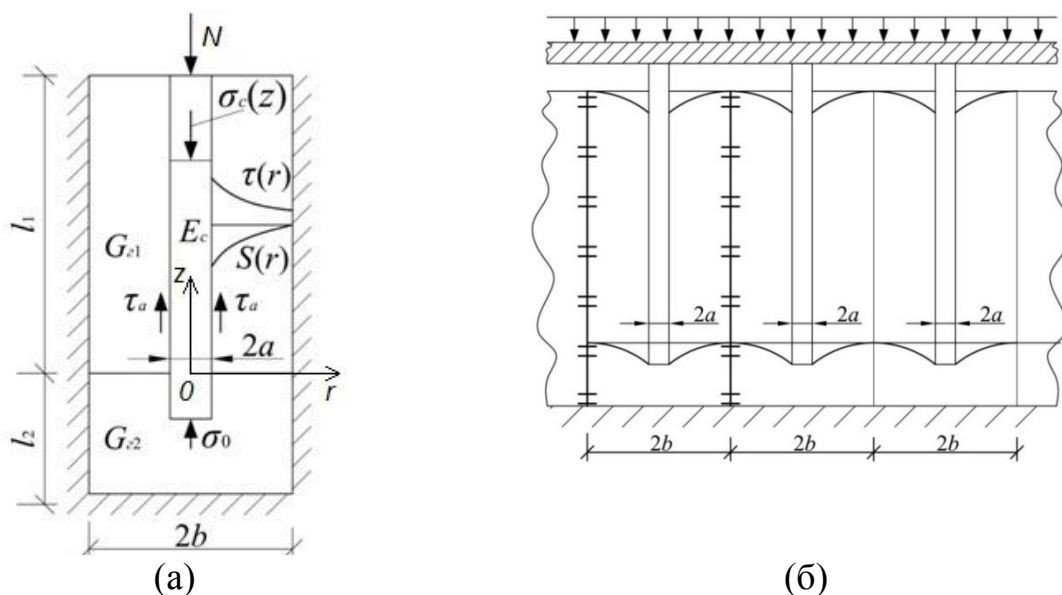


Рис. 27. Расчетные схемы взаимодействия длинной одиночной сваи (а) и группы длинных свай в составе свайно-плитного фундамента с высоким ростверком (б) при $b > 3a$ по схеме "висячая свая" ($G_1 \neq G_2$)

Определение остаточных напряжений в окружающем грунте при расширении диаметра лидирующей скважины

Одним из способов увеличения несущей способности сваи является создание и учет дополнительного радиального напряжения вокруг лидирующей скважины путем расширения ее диаметра в процессе изготовления свай с помощью различных технологий.

На первом этапе необходимо определить радиальные σ_r и тангенциальные σ_θ напряжения на контакте сваи с грунтом и вокруг лидирующей скважины при увеличении ее диаметра на заданную величину перемещения стенки скважины u_k (рис. 28).

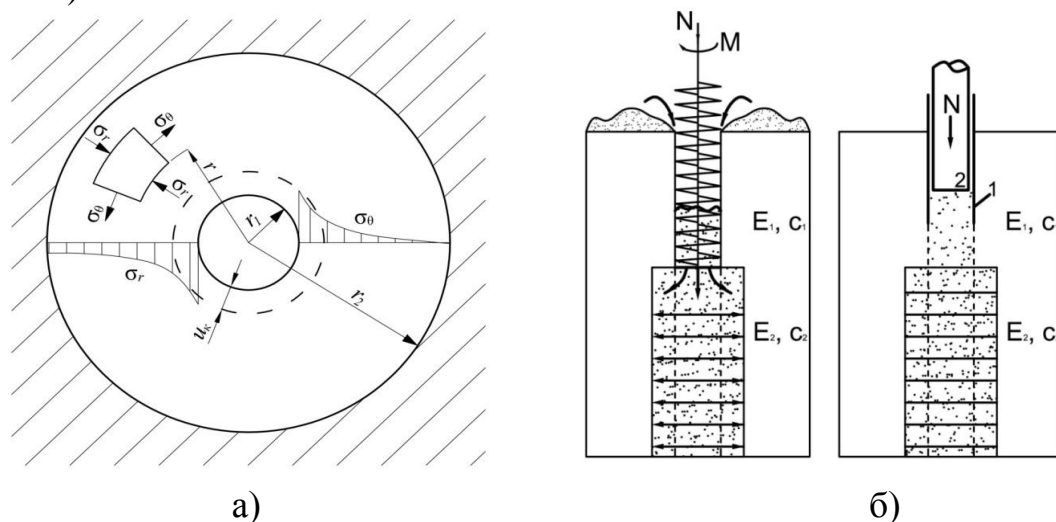


Рис. 28. Расчетная схема расширения диаметра лидирующей скважины (а) и технологии ее расширения (б)

Решение этой задачи, как известно, приводится к уравнению вида:

$$\frac{d^2 u}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du}{dr} - \frac{u}{r^2} = 0, \quad (5.1)$$

где u – перемещение в радиальном направлении, причем:

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\nu^2} \left(\frac{du}{dr} + \nu \frac{u}{r} \right), \quad \sigma_\theta = \frac{E}{1-\nu^2} \left(\frac{u}{r} + \nu \frac{du}{dr} \right) \quad (5.2)$$

Общее решение уравнения (5.1) известно и записывается в виде:

$$u = Ar + B/r \quad (5.3)$$

где A, B – постоянные интегрирования, определяемые из граничных условий $u(r=r_1) = u_\kappa$; $u(r=r_2) = 0$. Тогда получаем:

$$A = \frac{u_\kappa r_1}{r_1^2 - r_2^2}, \quad B = -\frac{u_\kappa r_1 r_2^2}{r_1^2 - r_2^2}, \quad u(r) = \frac{u_\kappa r_1}{r_1^2 - r_2^2} \left(r - \frac{r_2^2}{r} \right). \quad (5.4)$$

Используя (5.4), определим напряжения и деформации в грунтовом массиве:

$$\begin{aligned} \sigma_r(r) &= \frac{E}{1-\nu^2} \frac{u_\kappa r_1}{r_1^2 - r_2^2} \left[1 + \nu + \frac{r_2^2}{r^2} (1-\nu) \right]; \quad \sigma_\theta(r) = \frac{E}{1-\nu^2} \frac{u_\kappa r_1}{r_1^2 - r_2^2} \left[1 + \nu - \frac{r_2^2}{r^2} (1-\nu) \right]; \\ \sigma_r + \sigma_\theta &= \frac{2E}{1-\nu} \frac{u_\kappa r_1}{r_1^2 - r_2^2}; \quad \varepsilon_r = \frac{du}{dr} = \frac{u_\kappa r_1}{r_1^2 - r_2^2} \left(1 + \frac{r_2^2}{r^2} \right); \quad \varepsilon_\theta = \frac{u}{r} = \frac{u_\kappa r_1}{r_1^2 - r_2^2} \left(1 - \frac{r_2^2}{r^2} \right); \quad \varepsilon_r + \varepsilon_\theta = \frac{2u_\kappa r_1}{r_1^2 - r_2^2}. \end{aligned} \quad (5.5)$$

В случае больших перемещений напряжения σ_r и σ_θ в первом приближении можно рассчитать с помощью разбиения конечного перемещения u_κ на n шагов. Полагая, что тангенциальный модуль деформации ($E_i = d\sigma_i / d\varepsilon_i$) на каждом шаге увеличивается пропорционально количеству шагов, т.е. $E_i = E_1 \cdot i$, $\nu_i \approx \nu_1 = \text{const}$, на каждом i -ом шаге напряжения σ_r и σ_θ можем определить по формулам:

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \frac{u_n}{1-\nu^2} \sum_{i=1}^n \frac{E_i \cdot r_{1,i}^2 (1+\nu) + r_2^2 (1-\nu)}{(r_{1,i}^2 - r_2^2) r_{1,i}} \\ \sigma_\theta &= \frac{u_n}{1-\nu^2} \sum_{i=1}^n \frac{E_i \cdot r_{1,i}^2 (1+\nu) - r_2^2 (1-\nu)}{(r_{1,i}^2 - r_2^2) r_{1,i}}; \quad \sigma_r + \sigma_\theta = \frac{2u_n}{1-\nu} \sum_{i=1}^n \frac{E_i \cdot r_{1,i}}{(r_{1,i}^2 - r_2^2)} \end{aligned} \quad (5.6)$$

где n – количество шагов разбиения; $r_{1,i}$ – радиус скважины в i -ый шаг; u_n – расширение радиуса скважины за один шаг $u_n = \frac{u_\kappa}{n}$. Причем радиус скважины каждого последующего шага $r_{1,i+1} = r_{1,i} + u_n$.

Так, например, при расширении скважины радиусом $r_1 = 0,2$ м на $u_\kappa = 0,1$ м при модуле деформации грунта $E_1 = 15$ МПа, коэффициенте Пуассона $\nu = 0,3$ и радиусе влияния $r_2 = 1$ м согласно (5.5) с учетом разбиения перемещения u_κ на $n=5$ шагов на контакте свая - грунт возникают радиальные сжимающие напряжения $\sigma_r = -16,49$ МПа и тангенциальные напряжения $\sigma_\theta = 13$ МПа.

Релаксация напряжений неводонасыщенных грунтов после расширения скважины

Эти напряжения со временем релаксируют до остаточного значения, если полагать, что грунты вокруг расширенной скважины обладают реологическими свойствами.

Для описания процесса релаксации в диссертации используется уравнение Максвелла в виде:

$$\dot{\gamma}_i = \frac{\tau_i(r_i, t)}{\eta(t)} + \frac{\dot{\tau}_i(r_i, t)}{G}, \quad (5.7)$$

$$\text{где } \dot{\gamma}_i = \frac{2}{\sqrt{3}}(\dot{\varepsilon}_r + \dot{\varepsilon}_\theta), \quad \tau_i = \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{\sqrt{3}} = \frac{4}{\sqrt{3}} G u_k \sum_{i=1}^n \frac{r_2^2}{(r_{1,i}^2 - r_2^2) r_{1,i}}. \quad (5.8)$$

Тогда (5.7) представим в виде:

$$\frac{2}{\sqrt{3}}(\dot{\varepsilon}_r + \dot{\varepsilon}_\theta) = \frac{S}{\sqrt{3}\eta(t)} + \frac{\dot{S}}{\sqrt{3}G}, \quad (5.9)$$

или:

$$\frac{2}{\sqrt{3}}\left(\frac{d\dot{u}}{dr} + \frac{\dot{u}}{r}\right) = \frac{S}{\sqrt{3}\eta(t)} + \frac{\dot{S}}{\sqrt{3}G}, \quad (5.10)$$

где $\sigma_r - \sigma_\theta = S$.

Из условия релаксации $u = \text{const}$, получаем уравнение вида:

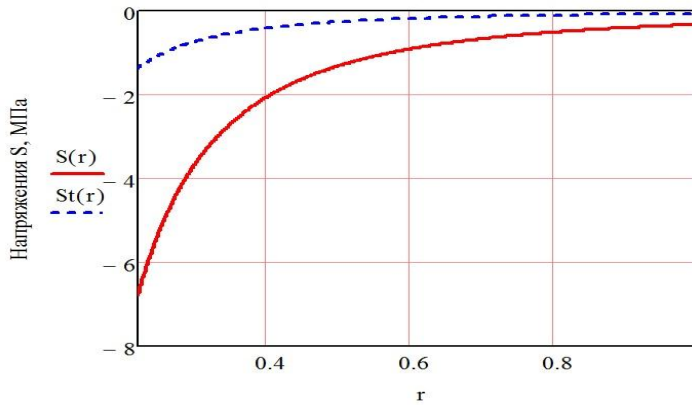
$$\frac{S}{\eta(t)} + \frac{\dot{S}}{G} = 0. \quad (5.11)$$

где $\eta(t) = \eta_0 e^{\alpha t}$, где α – параметр упрочнения. (5.12)

Тогда решение (5.11) получается в виде:

$$S(t) = S_0 \exp\left\{\frac{G}{\eta_0 \alpha} (e^{-\alpha t} - 1)\right\} \quad (5.13)$$

Таким образом, разность напряжений $S(t)$ падает до величины, равной $S(t = \infty) = S_0 e^{-\frac{G}{\eta_0 \alpha}}$. Распределение напряжений в грунтовом массиве вокруг сваи с учетом релаксации показана на рис. 29.



Расстояние от стенки скважины, м

Рис. 29. График зависимости $S(r)$ – напряжения в начальный момент времени после расширения скважины, $St(r)$ – остаточные напряжения после релаксации

Консолидация водонасыщенных грунтов при расширении лидирующей скважины

При принудительном расширении лидирующей скважины в окружающем водонасыщенном грунте возникает избыточное поровое давление в соответствии с (3.17). При этом $\sigma_m = ((\sigma_z + \sigma_\theta)(1 + \nu_u))/3$ и тогда:

$$u_w(r, 0) = \sigma_m(0) \beta_0 \quad (5.14)$$

Это избыточное поровое давление будет рассеиваться во времени в соответствии с уравнением осесимметричной консолидации в условиях плоской деформации $\sigma_z = \nu_u (\sigma_r + \sigma_\theta)$, $\varepsilon_z = 0$; в виде:

$$\frac{\partial \bar{u}_w}{\partial t} = c_r \left(\frac{\partial u_w}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_w}{\partial r} \right) \quad (5.15)$$

Решение этого уравнения при $\beta_0=1$ получено Р.А. Барроном:

$$u_w(r,t) = \frac{P}{f(n_1)} e^{\frac{-2T_r}{f(n_1)}} \left(\ln \frac{r}{r_1} - \frac{1}{2n_1^2} \left(\frac{r^2}{r_1^2} - 1 \right) \right) \quad (5.16)$$

$$\text{где } n_1 = \frac{r_1}{r_2}; \quad T_r = \frac{c_r t}{4r_2^2}; \quad f(n_1) = \frac{n_1^2}{n_1^2 - 1} \ln n_1 - \frac{3n_1^2 - 1}{4n_1^2}; \quad c_r = \frac{k_r}{\gamma_w m_v}. \quad (5.17)$$

На основе решения Баррона Р.А. в диссертации получена формула, учитывающая влияние скорости изменения напряжения на стенки скважины:

$$p(t) = p[1 - \exp(-\alpha_1 t)] \quad , \quad (5.18)$$

на скорость рассеивания избыточного порового давления:

$$u_w(r,t) = \frac{p\alpha_1}{(\omega - \alpha_1)f(n_1)} \left\{ \ln \frac{r}{r_1} - \frac{1}{2n_1^2} \left(\frac{r^2}{r_1^2} - 1 \right) \right\} (\exp[-\omega t] - \exp[-\alpha_1 t]) \quad , \quad (5.19)$$

$$\text{где } \omega = \frac{2}{Fc_{n_1}} \cdot \frac{c_r}{r_2^2}.$$

Из этого решения следует, что при начальном значении порового давления $u_w(0,r)=0$ и при заданном росте $p(t)$ с затухающей скоростью согласно (5.18) получаем экстремальное развитие избыточного порового давления во времени (5.19). Причем при $\alpha \ll \omega$ не возникает избыточное поровое давление, т.е. $u_w(r,t) \rightarrow 0$ (рис. 30).

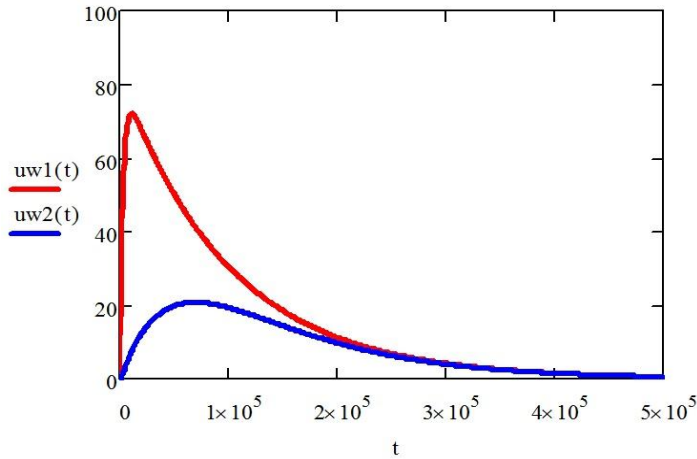


Рис. 30. Рассеивание избыточного порового давления вокруг лидирующей скважины при принудительном расширении ее радиуса ($uw1$) на величину u_1 и то же при переменной нагрузке $p(t)$ ($uw2$)

Взаимодействие длинной одиночной сваи конечной жесткости с окружающим и подстилающим грунтами с учетом их линейных, нелинейных и реологических свойств

Исходные уравнения

Из условия равновесия элементарной длины сваи dz и сваи в целом следует:

$$\tau_a(z) = \frac{a}{2} \frac{d\sigma_z}{dz}; \quad \tau(r) = \tau_a(z) \frac{a}{r}. \quad (5.20)$$

Угловую деформацию и вертикальное перемещение в грунтовом цилиндре вокруг сваи можно определить через модуль сдвига грунта G_z , т.е. имеем:

$$\gamma(r, z) = \frac{\tau(r, z)}{G_z}; \quad \frac{dS}{dr} = -\gamma(r, z). \quad (5.21)$$

Аналогичным образом можно получить зависимости (5.21) при нелинейных и реологических моделях грунта. В диссертации приводится решение поставленной задачи с учетом линейных, нелинейных и реологических свойств грунтов, в том числе с учетом контактной модели. Приведем подробное изложение этой задачи для случая линейно-деформируемого грунта. Для всех остальных случаев решение приведем в сокращенном виде. Полное их решение приводится в диссертации.

Линейно-деформируемый грунт

В этом случае на основании исходных уравнений (5.20) и (5.21) получаем:

$$S(r) = \frac{a\tau_a}{G} \ln \frac{b}{r}, \quad S(a) = \frac{a\tau_a}{G} \ln \frac{b}{a}, \quad \tau_a = \frac{S(a)G}{a \ln \frac{b}{a}}, \quad \frac{d\sigma_z}{dz} = \frac{2S(a)G}{a^2 \ln \frac{b}{a}} \quad (5.22)$$

где $S(a)$ - осадка сваи, τ_a - касательное напряжение на поверхности сваи.

Из условия деформируемости сваи под действием σ_z с учетом (5.22) получаем дифференциальное уравнение относительно $S_a(z)$:

$$\frac{\partial^2 S}{\partial z^2} - \lambda^2 S = 0 \quad (5.23)$$

где $\lambda^2 = \frac{2}{a^2} \frac{G_r}{E_c} \frac{1}{\ln(\frac{b}{a})}$ [1/см²].

Решение этого уравнения известно и имеет вид:

$$S(z) = C_1 e^{\lambda z} + C_2 e^{-\lambda z}, \quad (5.24)$$

где C_1 и C_2 – постоянные интегрирования, определяемые из граничных условий $z = 0, S = S_0; z = l, \sigma_z = \sigma_c = p = \frac{N}{\pi a^2}$.

Введя подстановку $p' = \frac{p}{\lambda E}$, получаем:

$$C_1 = \frac{p' + S_0 e^{-\lambda l}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}}; \quad C_2 = \frac{S_0 e^{\lambda l} - p'}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} \quad (5.25)$$

Подставляя C_1 и C_2 в (5.24), после некоторых преобразований получаем:

$$S(z) = \frac{p}{\lambda E_c} \frac{e^{\lambda z} - e^{-\lambda z}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} + S_0 \frac{e^{-\lambda l} e^{\lambda z} + e^{\lambda l} e^{-\lambda z}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} \quad (5.26)$$

Это решение удовлетворяет граничным условиям.

Напряжение σ_z на уровне $z = 0$ определим с учетом известного решения осадки круглого штампа на глубине $z=l$, т.е. имеем:

$$S_0 = \sigma_0 \frac{\pi a_0 (1-\nu_2)}{4G_r} K_l \quad (5.27)$$

где a_0 – радиус штампа, $K_l < 1$ — коэффициент, учитывающий глубину (рис. 27, а).

Подставляя значение S_0 из (5.27) в (5.26), после некоторых преобразований получаем осадку сваи на уровне $z=0$:

$$S_0 = pD \frac{\pi a_0 (1-\nu_2)}{4G_z} K_l; \quad \sigma_0 = p \cdot D, \quad (5.28)$$

где $D = \frac{8G_2}{4G_2(e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}) + \lambda E_c \pi a (e^{\lambda l} - e^{-\lambda l}) K_l}$. \quad (5.29)

Приведем выражения остальных компонент перемещений и напряжений (рис.31):

$$S_z = p \left(\frac{e^{\lambda z} - e^{-\lambda z}}{\lambda E_c (e^{\lambda l} + e^{-\lambda l})} + D \frac{e^{-\lambda l} e^{\lambda z} + e^{\lambda l} e^{-\lambda z}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} \frac{\pi a_0 (1-\nu_2)}{4G_2} K_l \right); \quad (5.30)$$

$$S_l = \frac{p}{\lambda E_l} \frac{e^{\lambda l} - e^{-\lambda l}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} + \frac{2S_0}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}};$$

$$\tau_a(z) = p \left(\frac{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} + D \frac{\lambda E_c \pi a_0 (1 - \nu_2) K_l}{4G_z} \frac{e^{-\lambda l} e^{\lambda z} - e^{\lambda l} e^{-\lambda z}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} \right) \frac{a}{2};$$

$$\sigma_c(z) = p \left(\frac{e^{\lambda z} - e^{-\lambda z}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} + D \frac{e^{-\lambda l} e^{\lambda z} + e^{\lambda l} e^{-\lambda z}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} \frac{\pi a_0 (1 - \nu_2)}{4G_z} K_l \right).$$

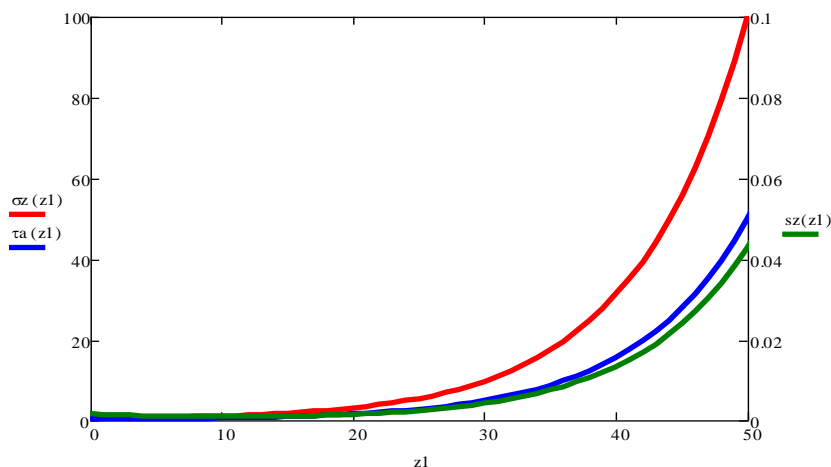


Рис.31. Распределение S_z (зеленый), $\sigma_0(z)$ (красный) $\tau_a(z)$ (синий) при взаимодействии длинной сваи конечной жесткости с окружающим линейно-деформируемым грунтом при длине сваи 50 м (горизонтальная ось)

В диссертации решение изложенной задачи (5.23) рассмотрено для случаев нелинейных и реологических свойств окружающих сваю грунтов, а также с учетом контактной модели свая-грунт, с коэффициентом жесткости $K = G / \delta$, где δ – толщина контактного слоя. Рассмотрим эти случаи:

1. Нелинейно - деформируемый грунт при сдвиге:

$$\gamma = (\tau / \tau_a)^2, \quad (5.31)$$

В этом случае получаем нелинейное уравнение,

$$\frac{d^2 S}{dz^2} - \lambda^2 \sqrt{S} = 0 \quad (5.32)$$

где $\lambda^2 = \frac{4\tau_0^2}{a^2 E_c} \frac{b}{a(b-a)}$, решение которого получено с помощью MathCad (рис. 32).

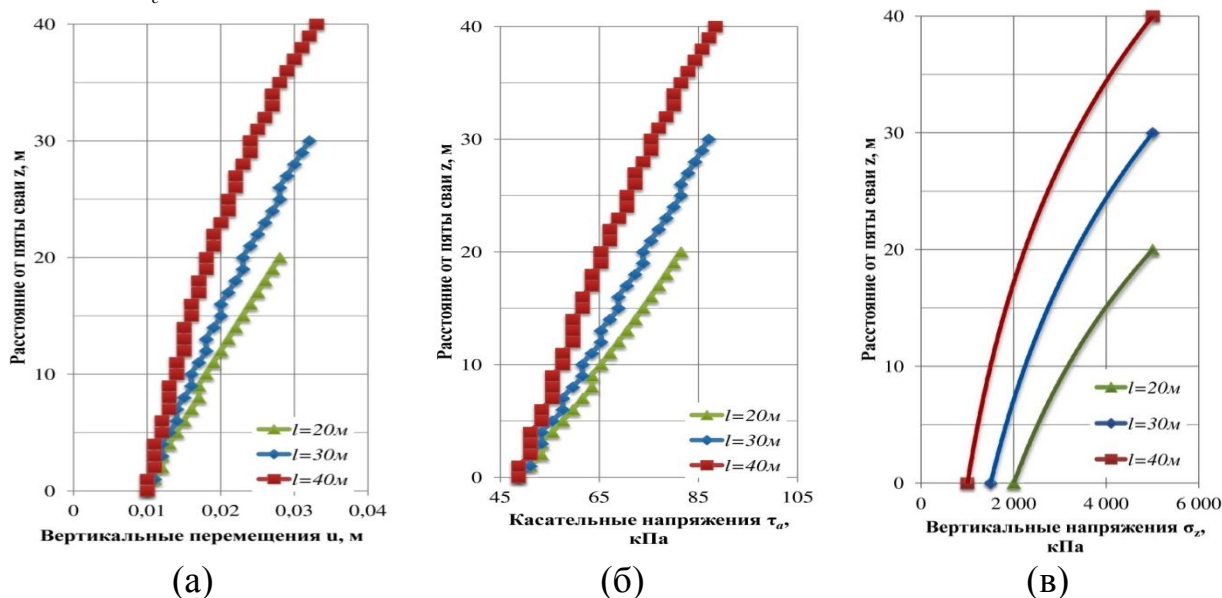


Рис. 32. Распределение вертикальных перемещений (а), касательных напряжений (б) и вертикальных напряжений (в) вдоль ствола сваи с учетом различной длины сваи рассчитанные по (5.32)

2. Упруго-пластические свойства окружающего грунта, описываемые уравнением С.П. Тимошенко (2.1). Результаты решения показаны на рис. 33.

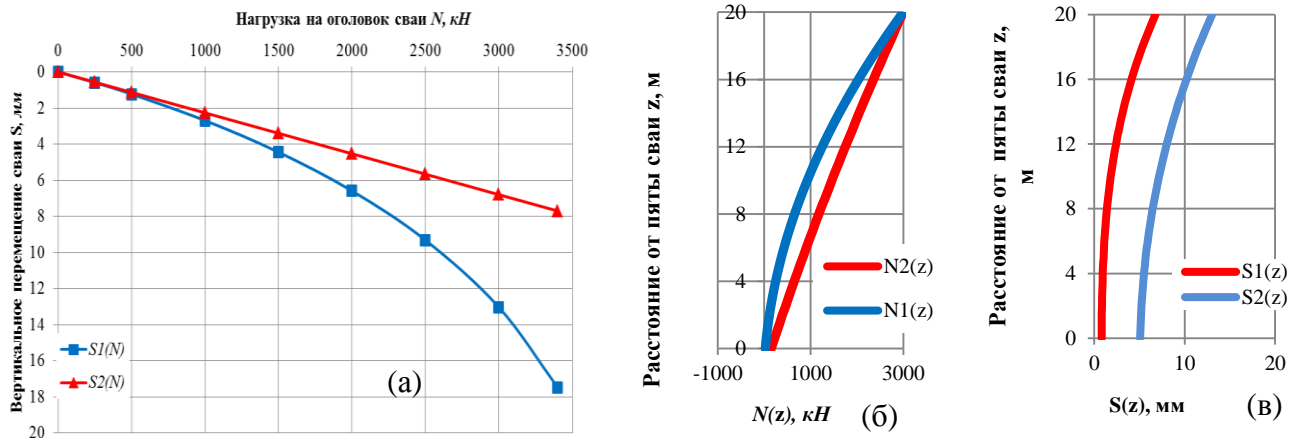


Рис.33. Графики зависимости вертикального перемещения сваи на уровне оголовка сваи от нагрузки (а), усилия в стволе сваи от глубины (б) и вертикального перемещения от глубины (в) по (2.1) при нелинейной (S_1) и линейной (S_2) модели грунта

3. Упруго-вязко-пластическая модифицированная модель Максвелла (рис.34):

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau_a - \tau_a^*}{\eta(t)} + \frac{\dot{\tau}_a}{G}. \quad (5.34)$$

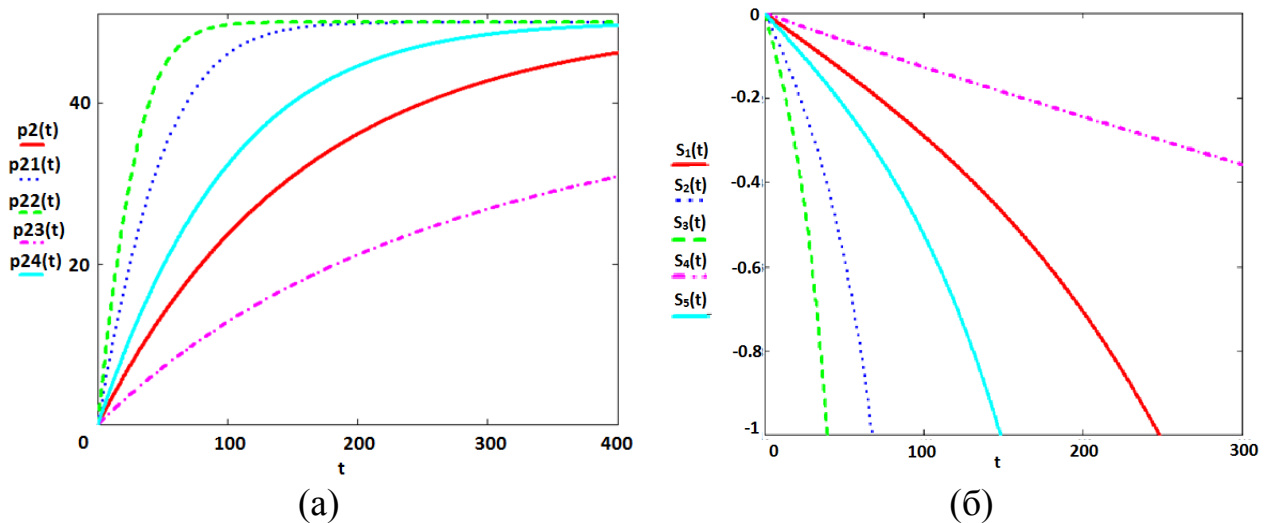


Рис. 34. Графики зависимости напряжения под пятой сваи $p_2(t)$ (а) и осадки сваи $s(t)$ (б) при различных параметрах вязкости и упругости грунта вокруг сваи с учетом упруго - вязко - пластических свойств грунтов (5.34)

Шестая глава посвящена постановке, решению и анализу задач по количественной оценке НДС буронабивной грунтовой и грунто - цементной свай конечной жесткости с окружающим и подстилающим грунтами в составе свайно - плитного фундамента с учетом линейных, нелинейных и реологических свойств грунтов, а также линейных и нелинейных свойств ствола сваи.

В этом случае несущими элементами в ячейке являются сваи – дрены и окружающий уплотненный грунт. Размеры таких ячеек определяются расстоянием между их центрами при шахматном расположении свай – дрена (рис.35).

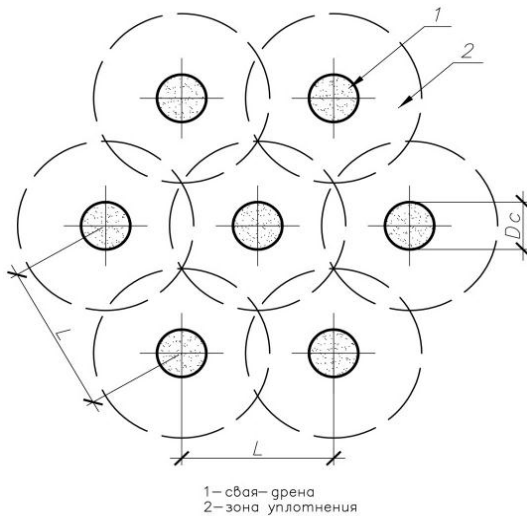


Рис.35. Схема шахматного расположения свай-дрен

Под воздействием ростверка в ячейке формируется сложное и неоднородное НДС, которое зависит от многих факторов, в том числе от:

- диаметра и длины свай и расстояния между ними;
- физико – механических свойств сваи – дрены, окружающего уплотненного и подстилающего сравнительно плотного грунтов;
- граничных условий под пятой сваи и на уровне контакта с ростверком и на контакте "свая - окружающий грунт" (рис. 36).

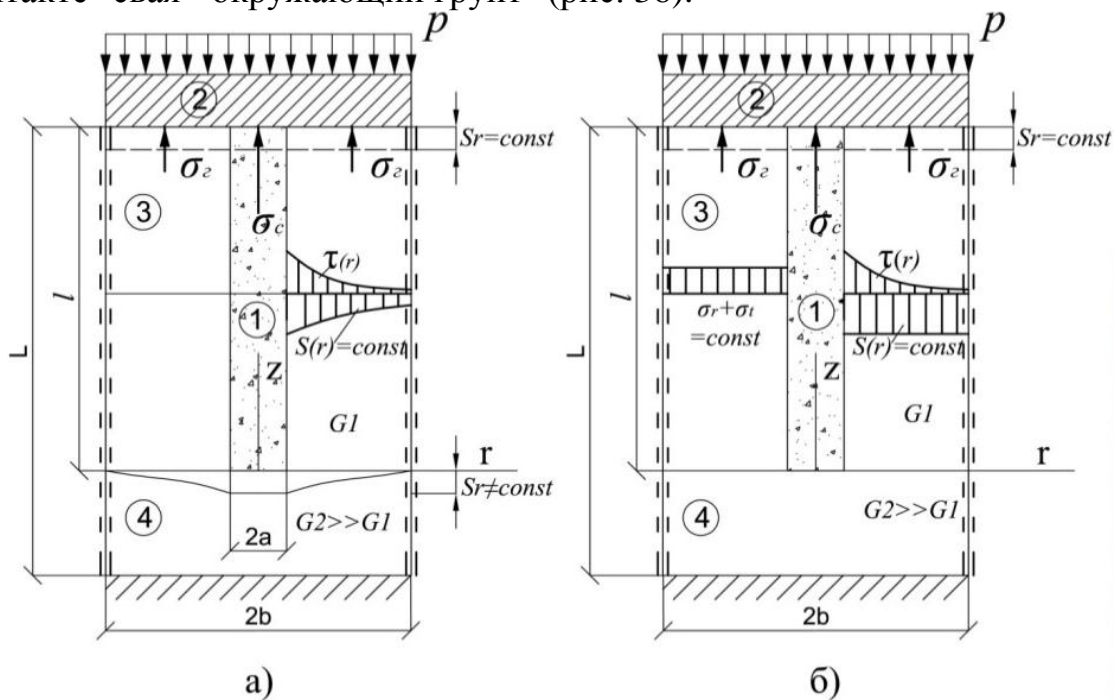


Рис. 36. Расчетная схема взаимодействия буро - набивной сваи с окружающим грунтом и ростверком в составе свайно-плитного фундамента по схеме "висячая свая" (а) и по схеме «свая-стойка» (б). На рисунке: 1-свая; 2-ростверк; 3-уплотненный слой; 4- подстилающий плотный грунт

Предварительные расчеты и материалы публикаций многих авторов показывают, что приложенная на ростверк нагрузка распределяется между свайей – дреной и окружающим предварительно уплотненным грунтом по-разному в зависимости от граничного условия на уровне пяты сваи. Если подстилающий слой имеет ограниченную жесткость ($E_4 > E_3$), допускающую частичное

продавливание сваи в подстилающий слой (рис. 36а), сваю следует рассматривать как «висячую» в составе ячейки. Если же подстилающий слой имеет жесткость, намного превышающую жесткость верхнего слоя ($E_4 \gg E_3$), сваю следует рассматривать как «сваю – стойку» в составе ячейки (рис. 36б).

Взаимодействие сваи конечной жесткости с окружающим и подстилающим грунтами конечной жесткости по схеме «висячая свая».

В этом случае имеет место относительное смещение сваи и окружающего грунта (рис. 36а), вследствие чего на контакте сваи и окружающего грунта возникают касательные напряжения, которые при $r=b$ стремятся к нулю. Зависимость $\tau(r)$ нами представлена в виде:

$$\tau(r) = \tau_a \frac{(b-r)^2}{(b-a)^2} \quad (6.1)$$

В этом случае получаем, как и прежде (см. гл 5), дифференциальное уравнение в виде:

$$\frac{d^2 S}{dz^2} - \lambda^2 S = 0 \quad (6.2)$$

$$\text{где } \lambda^2 = \frac{6G}{a(b-a) \cdot E_c} \left[\frac{1}{\text{см}^2} \right] \quad (6.3)$$

где G - модуль сдвига окружающего грунта, E_c - модуль деформации сваи.

Решение (6.2) известно. Аналогичное уравнение рассмотрено в главе 5. Приведем окончательные выражения компонент напряжений и осадок в окружающем грунте и в стволе сваи при граничных условиях $r=b$, $\tau_r=0$ и $\sigma_r(0)$ (5.27).

$$S_c(z) = \frac{\sigma_c}{\lambda E_c} \frac{e^{\lambda z} - e^{-\lambda z}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} + \sigma_0 K_0 \frac{(e^{-\lambda l} e^{\lambda z} + e^{\lambda l} e^{-\lambda z})}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} \quad (6.4)$$

$$\sigma_c(z) = \frac{e^{\lambda z} + e^{-\lambda z}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} \sigma_c + \frac{\sigma_0 K_0 \lambda E_c}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} (e^{-\lambda l} e^{\lambda z} - e^{\lambda l} e^{-\lambda z}) \quad (6.5)$$

$$\sigma_0 = \frac{2\sigma_c}{(e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}) - K_0 \lambda E_c (e^{-\lambda l} - e^{\lambda l})}; \quad (6.6)$$

$$S_c(l) = \frac{\sigma_c}{\lambda E_c} \frac{e^{\lambda l} - e^{-\lambda l}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} + \sigma_0 K_0 \frac{2}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} \quad (6.7)$$

где:

$$\sigma_c = p \frac{m_2 l}{1 - \omega} / (A + BD); \quad A = \frac{e^{\lambda l} - e^{-\lambda l}}{\lambda (e^{\lambda l} + e^{-\lambda l})} \left[\frac{m_2 \omega}{(1 - \omega)} + \frac{1}{E_c} \right]; \quad (6.8)$$

$$B = \frac{2K_0}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} - \frac{m_2 K_0 E_c (2 - e^{\lambda l} - e^{-\lambda l})}{\lambda (e^{\lambda l} + e^{-\lambda l})}; \quad D = \frac{(e^{\lambda l} + e^{-\lambda l} - 2)}{(e^{\lambda l} - e^{-\lambda l}) K_0 \lambda E_c}$$

$$\tau_a(z) = \frac{a}{2} \lambda \frac{e^{\lambda z} + e^{-\lambda z}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} \sigma_c + \sigma_0 K_0 \lambda \frac{e^{-\lambda l} e^{\lambda z} - e^{\lambda l} e^{-\lambda z}}{e^{\lambda l} + e^{-\lambda l}} \quad (6.9)$$

В диссертации рассмотрен пример (рис. 37): $l=45\text{м}, d=2a=2\text{м}, b=3\text{м}$, $E_c = 4 \cdot 10^5 \text{кПа}$, $G_1 = 2000 \text{кН/м}^2$, $G_2 = 20000 \text{кН/м}^2$, $\nu_1=0,4, \nu_2=0,33, p=1000 \text{кН/м}^2$.

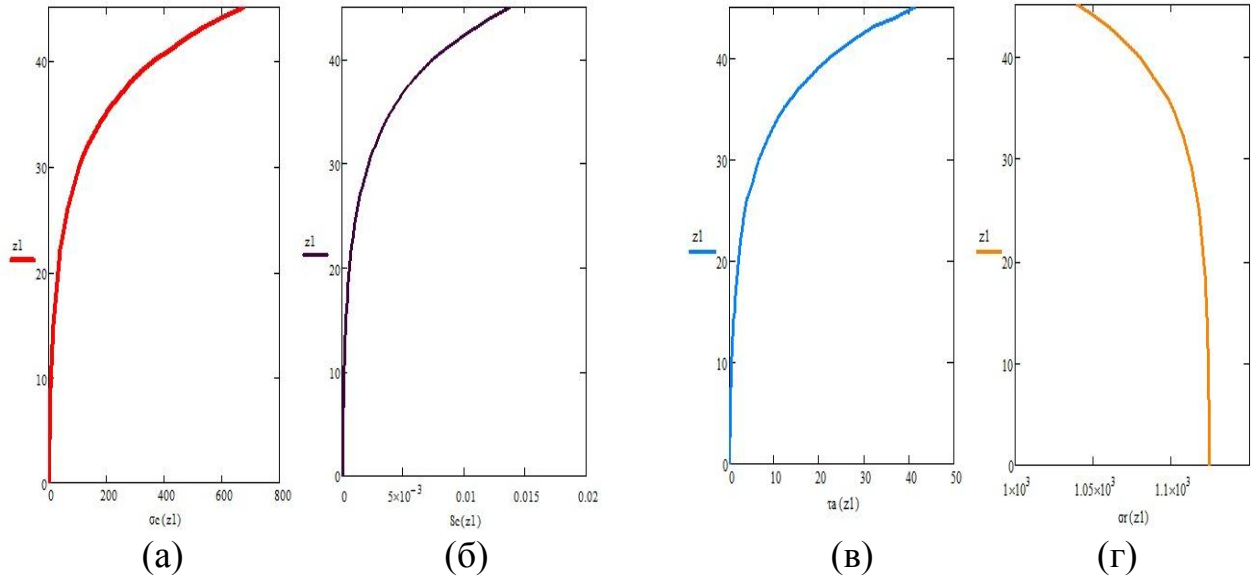


Рис. 37. Распределение $\sigma_c(z)$ -(а), $S(z)$ -(б), $\tau_a(z)$ -(в), $\sigma_z(z)$ -(г) при взаимодействии сваи конечной жесткости с окружающим грунтом при длине сваи 45 м и диаметром 2 м, рассчитанное по (6.4) – (6.9)

Взаимодействие сваи конечной жесткости с окружающим грунтом по схеме "свая - стойка" (рис. 36б). В этом случае из-за равенства осадок сваи и окружающего грунта между ними не возникают касательное напряжение ($\tau_a = 0$) и задача оценки НДС системы упрощается, так как имеет место компрессионное сжатие сваи и окружающего грунта.

В первую очередь рассмотрим решение из условия равных перемещений без учета взаимного влияния сваи и окружающего грунта.

Основными исходными уравнениями для решения этой задачи по схеме "свая - стойка" являются:

$$1) \text{ уравнение равновесия: } p = \sigma_{z1} \omega + \sigma_{z2} (1 - \omega) \quad (6.10)$$

где $\omega = a^2 / b^2$;

2) равенство осадок ростверка, грунтовой колонны и окружающего грунта:

$$S_p = S_c = S_z \quad (6.11)$$

Для удобства записи формул в качестве деформационного параметра примем коэффициент относительной сжимаемости $m = \beta(\nu)/E$, где E - модуль деформации, ν - коэффициент Пуассона, причем $\beta \approx 0.8$. Поскольку НДС ячейки не зависит от z , задачи можно рассматривать для линейной деформации $\varepsilon(z)$. Тогда исходя из того, что $\varepsilon = \sigma \cdot m$, и условий (6.10) и (6.11), получаем следующие соотношения:

$$\sigma_{z1} = p \frac{m_z}{m_z \omega + m_c (1 - \omega)}; \quad \sigma_{z2} = p \frac{m_c}{m_z \omega + m_c (1 - \omega)}; \quad S_p = p \bar{m} l \quad (6.12)$$

где m_z, m_c - коэффициенты относительной сжимаемости грунта и сваи, соответственно; \bar{m} - приведенный коэффициент относительной сжимаемости ячейки в целом, причем

$$\bar{m} = \frac{m_z m_c}{m_z \omega + m_c (1 - \omega)}; \quad \bar{E} = \omega \cdot E_c + (1 - \omega) \cdot E_z \quad (6.13)$$

Учет упруго - пластических свойств грунтовой колонны

В условиях трехосного сжатия, в котором находится грунтовая колонна (рис. 36б), нелинейную продольную деформацию ее можно определить на основе уравнения Генки (3.1):

$$\varepsilon_{z1} = \chi(\sigma_{z1} - \sigma_m) + \varepsilon_m \quad (6.14)$$

где ε_m и σ_m - средняя объемная деформация и напряжение, соответственно:

$$\chi = \gamma_i / 2\tau_i, \quad \varepsilon_m = \sigma_m / K \quad (6.15)$$

В качестве расчетной для описания упруго-пластической деформации примем уравнение Тимошенко (2.1). Тогда получаем

$$\chi = \frac{1}{2G^e} \frac{\tau_i^*}{\tau_i^* - \tau_i} \quad (6.16)$$

Подставляя значения χ и ε_m в (6.14), с учетом известных выражений для m_z , τ_i , τ_i^* и σ_m (2.1) получаем трансцендентное уравнение относительно σ_{z1}

$$\frac{1}{G^e} \frac{\tau_i^*}{\tau_i^* - \tau_i} (\sigma_{z1} - \sigma_m) + \frac{\sigma_m}{K} = \left(\frac{p}{1 - \omega} - \sigma_{z1} \frac{\omega}{1 - \omega} \right) m_z \quad (6.17)$$

В случае, когда материал грунтовой сваи обладает только трением ($c = 0$) и когда в состоянии близком к предельному можно пренебречь объемными деформациями ($\sigma_m / K \approx 0$), уравнение (6.17) упрощается и принимает вид:

$$\frac{1}{G^e} \frac{\tau_i^*}{\tau_i^* - \tau_i} (\sigma_{z1} - \sigma_m) + \sigma_{z1} \frac{\omega}{1 - \omega} m_z = \frac{p}{1 - \omega} m_z \quad (6.18)$$

Рассмотрим пример: $l=20$ м, $a=1$ м, $b=5$ м, $G^e = 20000$ кН/м², $\nu_1=0,3$, $\xi_2=0,8$, $\tau^* = 135$ кПа (рис. 38).

Для сравнения поставленная задача была решена МКЭ. В качестве расчетной для грунтовой колонны принимались линейная, нелинейная упруго-пластическая модель Мора - Кулона и модель упрочняющегося грунта Hardening soil, а для окружающего грунта - линейная модель (рис. 39).

Анализ показал, что во втором случае в грунтовой колонне в предельном состоянии образуются бочкообразные утолщения (выпучивания) ограниченной длины ($l \approx 2d$) с определенной периодичностью по всей длине сваи. Такая форма деформирования грунтовой колонны обнаружена впервые и требует дальнейших теоретических исследований.

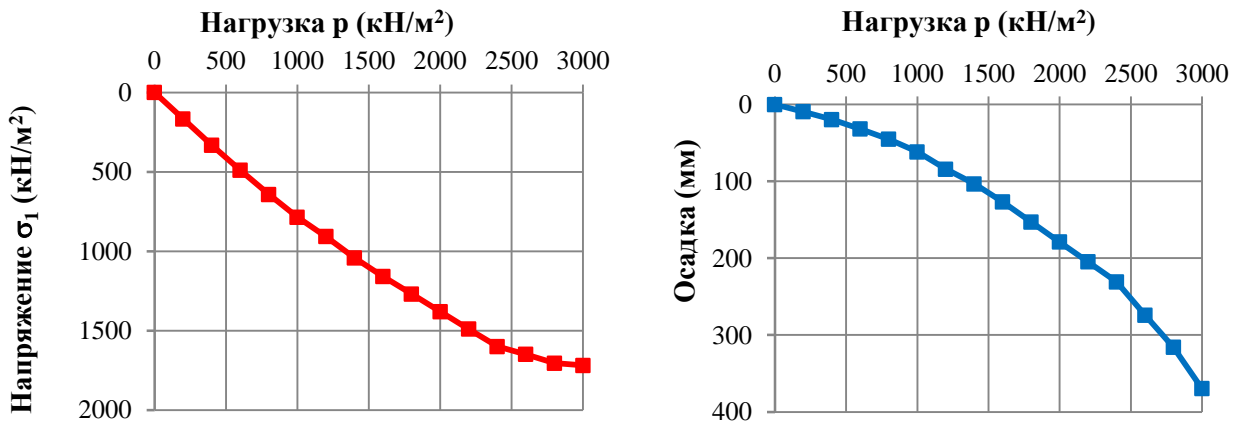


Рис. 38. Зависимости напряжений σ_z и осадки S_p от нагрузки p , рассчитанные по (6.18)

НДС сваи и окружающего грунта в составе свайно-плитного фундамента с учетом роста диаметра сваи ($\sigma_r \neq const, \varepsilon_z \neq const$)

Детальный анализ НДС составного цилиндра (рис. 36б) в условиях равных деформаций ($\varepsilon_c = \varepsilon_z$) показал, что при больших нагрузках на контакте "свая - грунт" все же возникают ощутимые радиальные перемещения и напряжения, превышающие общеизвестные величины бокового давления. Они оказались также выше этих величин на неподвижном контуре грунтового цилиндра. В результате, в грунтовом цилиндре вокруг свай возможно возникновение радиальных напряжений, которые распределяются неравномерно ($\sigma_r(r) \neq const$).

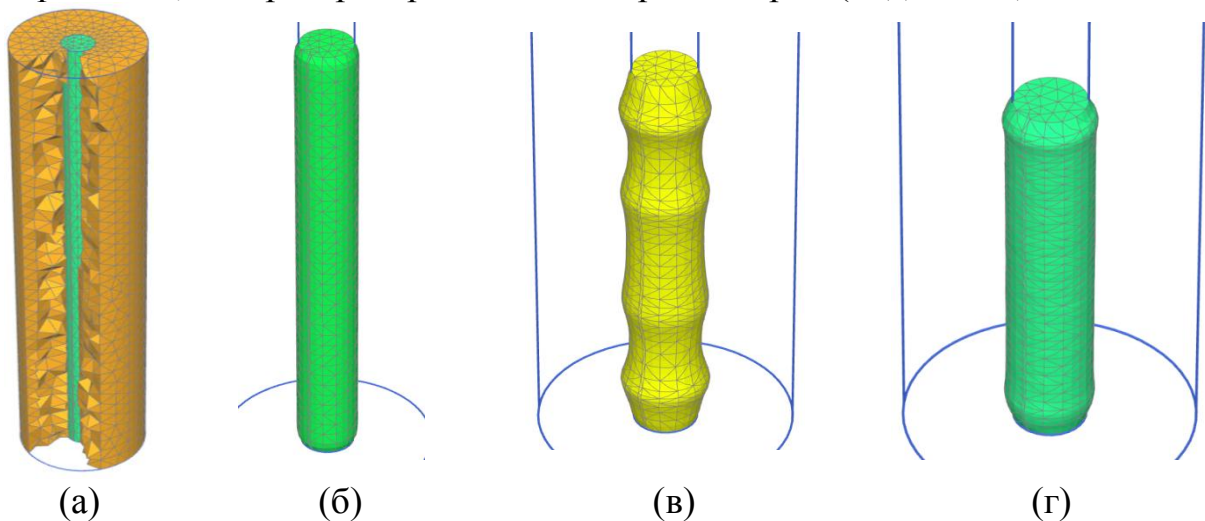


Рис. 39. Результаты численного расчета МКЭ грунтовой колонны в составе ячейки (а) с учетом взаимодействия с окружающим грунтом и ростверком в линейной (б) и нелинейной (в, г) постановках

Они могут быть определены на основании рассмотрения задачи Ляме, решение которой рассмотрено в диссертации для этого случая. На контакте свая-грунт радиальные перемещения и напряжения равны, т.е. при $r = r_c$ $u_{rc} = u_{r2}$, $\sigma_{rc} = \sigma_{r2}$, кроме того $S_p = S_c = S_z$.

На внешней границе грунтового цилиндра имеется условие отсутствия радиального перемещения, т.е. $u_r(r_2) = 0$. Кроме того имеется условие равновесия

(6.10), по которому определяется соотношение σ_{z1} и σ_{z2} (рис.40). С учетом этих условий решение этой задачи также приводится к уравнению вида (5.1).

Решение аналогичного уравнения рассмотрено в пятой главе (5.1), но при других граничных условиях (5.4). Приведем окончательное выражение решения (6.19) в сокращенном виде для определения компонент напряжений и деформаций в свае и радиального напряжения в окружающем грунте с учетом роста диаметра грунтовой колонны:

$$u_1 \left(\frac{I}{K} + \frac{H}{F} \right) = p \left(\frac{G}{F} + \frac{J}{K} \right) \quad (6.19)$$

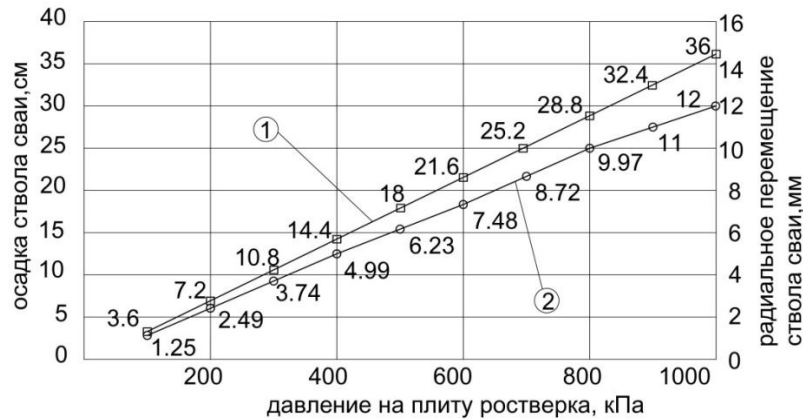


Рис. 40. График зависимости осадки ствола сваи (см) от давления на плиту ростверка расчетной ячейки, кПа (1), радиального перемещения ствола сваи (мм) от давления на плиту ростверка, кПа (2), рассчитанные по (6.19)

где u_1 - перемещение стенки лидирующей скважины, p - давление на ростверк, F , G , H , I , J , K - постоянные, зависящие от деформационных параметров грунта и сваи, а также геометрических параметров задачи, в том числе от диаметра сваи и ячейки в целом, расстояния между ячейками. Выражения компонент НДС в окружающем грунте в зависимости от u_1 можно определить по формулам (5.5). Они в полном объеме приводятся в диссертации. На основании решения (6.19), приведен пример (рис. 40) при следующих исходных данных:

$u_1 = 0.01$ м, $r_1 = 0.4$ м, $r_2 = 1$ м, $E_1 = 70000$ кПа, $E_2 = 30000$ кПа, $\nu_1 = 0.15$, $\nu_2 = 0.3$. Зависимости $\sigma_{z1}-p$, $u(z)-p$ – оказались линейными.

Седьмая глава посвящена описанию результатов внедрения научно-исследовательских работ по теме диссертации путем научного сопровождения проектов за последние 6 лет. Всего 28 объектов, в том числе в г. Москве, Санкт-Петербурге, Сочи, Перми, Саратове, Симферополе, а также объектов повышенной ответственности (АЭС, ТЭС, ГС) в РФ и за рубежом. Приводится название и описание объектов, а также цели и задачи научного сопровождения. Даются рекомендации по выбору конструкции фундаментов на основании анализа ИГИ, и поверочных расчетов.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Осадка основания и его несущая способность в нестабилизированном состоянии уплотнения являются важнейшими параметрами при проектировании и строительстве фундаментов зданий и сооружений на водонасыщенных

основаниях в естественном и преобразованном состояниях, в том числе, сваями – дренами. Современный опыт проектирования и строительства зданий и сооружений показывает, что существует несколько способов строительства на водонасыщенных основаниях в зависимости от инженерно-геологических условий площадки строительства, и в первую очередь от толщины слабого слоя и физико – механических свойств грунтов, слагающих толщу слабого водонасыщенного основания, в том числе:

- *После преобразования строительных свойств грунтов основания путем поверхностного и глубинного уплотнения, в том числе сваями – дренами при толщине слоя до 20 м.*

- *Без предварительного уплотнения с использованием буронабивных и забивных свай большой длины (более 20 м).*

2. На основании выполненного комплекса экспериментальных и теоретических исследований физико-механических свойств водонасыщенных грунтов дано обоснование выбора расчетных моделей грунтов и построения новых реологических моделей грунтов:

- *Выполнены экспериментальные исследования водонасыщенных образцов грунтов в условиях компрессионного и трехосного сжатия, для определения расчетных параметров грунтов.*

- *На основе анализа выполненных экспериментальных исследований грунтов в том числе, другими авторами, предложена новая реологическая модель грунта, описывающая кривые ползучести, релаксаций напряжений и кинематического сдвига.*

- *На основе анализа свойств разномодульности грунтов при нагрузке и разгрузке предложен новый приближенный метод описания остаточных деформаций сдвига и объема (компрессии) при циклическом и низкочастотном вибрационном воздействиях в зависимости от количества циклов, в том числе остаточного порового давления в водонасыщенном грунте в условиях отсутствия дренажа.*

- *На основании моделей Кельвина-Фойгта и Максвелла предложены новые модели водонасыщенного грунта для решения задач по количественной оценке НДС водонасыщенных оснований, взаимодействующих с фундаментами и другими подземными конструкциями.*

3. Поставлены и решены задачи по количественной оценке НДС водонасыщенного основания и подземных конструкций с учетом их взаимодействия при статическом, циклическом и низкочастотном воздействиях, в том числе:

- *Одномерной задачи консолидации с учетом линейных, нелинейных и реологических свойств скелета и сжимаемости поровой газосодержащей воды, а также с учетом различных начальных и граничных условий.*

- *Двумерной задачи консолидации для описания НДС водонасыщенного основания под фундаментом конечной ширины в начальном, промежуточном (нестабилизированном) и в стабилизированном состояниях.*

- Осесимметричной задачи консолидации вокруг лидирующей скважины в процессе изготовления свай – дрена путем расширения диаметра скважины под воздействием радиальных напряжений на ее стенки и заполнения ее рабочим материалом (песчано – гравийная смесь). В этом случае свая – дрена выполняет функции дренирующего элемента и несущего элемента в составе «ячейки» после уплотнения окружающего грунта.

- Дана методика определения параметров деформируемости грунтов вокруг свай – дрена после их уплотнения, в том числе приведенного модуля «ячейки», состоящей из свай и окружающего уплотненного грунта.

- Поставлены и решены в замкнутом виде задачи по определению начальной критической нагрузки на водонасыщенном основании под ленточным и круглым фундаментами с учетом исходного НДС и степени водонасыщения.

4. Поставлены и решены задачи по количественной оценке НДС водонасыщенного толстостенного цилиндра конечных размеров (длина, диаметр), вмещающего одиночную сваю и сваю в составе плитного фундамента, при разных граничных условиях с учетом линейных, нелинейных и реологических свойств грунтового цилиндра и сжимаемости ствола свай, в том числе:

- Получено замкнутое решение задачи о взаимодействии длинной одиночной свай конечной и бесконечной жесткости с окружающим грунтом, обладающим линейными, нелинейными и реологическими свойствами. Подтверждено, что распределение общего усилия приложенного на оголовок длинной свай распределяется пропорционально 70% на 30% между боковой поверхностью и пятой соответственно.

- Поставлены и решены задачи о взаимодействии свай конечной жесткости в составе свайно-плитного фундамента с учетом линейных, нелинейных и реологических свойств грунта вокруг свай по схеме «свая-стойка» и «висячая свая».

- Показывается, что в системе «свая - окружающий грунт – ростверк» возникает сложное и неоднородное НДС, обусловленное распределением и перераспределением общей нагрузки между ростверком, свайей и окружающим грунтом в зависимости от их геометрических параметров и физико-механических свойств грунтового цилиндра, в том числе упруго – пластических свойств грунтовой и грунто-цементных свай.

- На основе анализа НДС взаимодействия грунтового цилиндра с грунтовыми и грунтоцементными сваями с учетом их упруго-пластических свойств показаны возможности потери устойчивости грунтовой или грунто-цементной колонны в виде бочкообразного утолщения (выпучивания) конечной длины по всей длине колонны. Такой результат получен впервые и требует дальнейших исследований.

- Поставлены и решены в замкнутом виде задачи о взаимодействии грунтовой и грунто-цементной свай с окружающим грунтом с учетом изменения диаметра свай. Показано, что в этом случае распределение общей нагрузки между свайей, окружающим грунтом и ростверком отличается тем, что в окружающем грунте возникают радиальные напряжения, требующие

рассмотрения осесимметричной задачи НДС толстостенного цилиндра (задача Ляме).

5. Результаты комплексного, экспериментального и теоретического исследований проблем взаимодействия строительных конструкций с водонасыщенными основаниями за последние 6 лет использованы (внедрены) в проектировании и строительстве 28 объектов высотного, энергетического и промышленного строительства путем их научного сопровождения, в том числе, в Москве, Санкт-Петербурге и других городах РФ, а также объектов энергетического строительства в Республике Бангладеш, Иране, Киргизии, Таджикистане. Оценить экономический эффект от внедрения исследований не представляется возможным, но несомненно он имеет место.

Основное содержание диссертации опубликовано в следующих печатных работах:

работы в изданиях, рекомендованных ВАК:

1. Тер - Мартиросян А.З., Беспалова А.В., Беспалов А.Е., Карабанов П.В. Опыт расчета и конструирования фундаментов высотных зданий в глубоких котлованах в сложных инженерно - геологических условиях, Вестник МГСУ, 2008, №2, С. 119-128.
2. Тер - Мартиросян А.З., Беспалова А.В., Беспалов А.Е. Применение методики приведенного модуля деформации при расчете массивных свайных ростверков в основании высотных зданий, Вестник МГСУ, 2008, №2, С. 112-118.
3. Тер-Мартиросян А.З., Бурлаков В.Н. Дилатансия, влияние на деформируемость грунтов, Вестник МГСУ, 2010, №4-2, С. 182-193.
4. Тер - Мартиросян А.З., Мирный А.Ю. Подбор гранулометрического состава песчано- гравийных смесей для песчаных подушек и насыпей, Жилищное строительство, 2014, №9, С. 43-46.
5. Тер - Мартиросян А.З., Мирный А.Ю., Сидоров В.В. Лабораторные испытания грунтов в Московском государственном строительном университете (МГСУ-МИСИ), Инженерные изыскания, 2013, №8, С. 60-65.
6. Тер - Мартиросян А.З., Рубцов О.И. Экспериментально - теоретические основы преобразования слабых водонасыщенных глинистых грунтов при глубинном уплотнении ротором, Инженерная геология, 2014, №3, С. 26-35.
7. Тер - Мартиросян А.З., Соболев Е.С. Методика решения обратной задачи расчета осадок плитных фундаментов по данным геотехнического мониторинга, Интернет-вестник ВолгГАСУ, 2012, №3(23), С. 7.
8. Тер - Мартиросян А.З., Тер - Мартиросян З.Г., Чинь Туан Вьет, Лузин И.Н. Осадка и несущая способность длинной сваи, Вестник МГСУ, 2015, №5, С. 52-61.
9. Тер - Мартиросян А.З., Тер - Мартиросян З.Г., ЧиньТуан Вьет. Взаимодействие длинной сваи конечной жесткости с окружающим грунтом и ростверком, Вестник МГСУ, 2015, №9, С. 72-83.
10. Тер - Мартиросян З.Г., Ала С.М.А.М., Тер - Мартиросян А.З. Напряженно - деформированное состояние двухслойного основания с преобразованным верхним слоем, Вестник МГСУ, 2008, №2, С. 81-95.

11. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З. Напряженно - деформированное состояние массивов грунтов под воздействием гидрогеологических факторов, Вестник МГСУ, 2008, №2, С. 150-157.
12. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З., Карабанов П.В. Напряженно - деформированное состояние фильтрующих массивов грунтов, Инженерная геология, 2008, №4, С. 36-41.
13. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З., Николаев А.П. Остаточные деформации и устойчивость массивов грунтов при сейсмических воздействиях, Вестник МГСУ, 2008, №2, С. 41-47.
14. Тер - Мартиросян З.Г., Анисимов В.В., Тер - Мартиросян А.З. Механическая суффозия: экспериментальные и теоретические основы, Инженерная геология, 2009, №4, С. 28-38.
15. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З. Исследования грунтов оснований высотных зданий, Основания, фундаменты и механика грунтов, 2009, №5, С. 2-12.
16. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З. Консолидация водонасыщенного грунта при действии циклической нагрузки, Вестник МГСУ, 2010, №4-2, С. 194-197.
17. Тер-Мартиросян З.Г., Тер-Мартиросян А.З. Реологические свойства грунтов при сдвиге // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2012. № 6. С. 9-13.
18. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З. Некоторые проблемы подземного строительства, Жилищное строительство, 2013, №9, С. 2-5
19. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З., Нгуен Хуи Хиеп. Консолидация и ползучесть оснований фундаментов конечной ширины, Вестник МГСУ, 2013, №4, С. 38-52.
20. Тер - Мартиросян З.Г., Буслов А.С., Тер - Мартиросян А.З., Сидоров В.В. Взаимодействие сваи с двухслойным основанием с учетом нелинейных свойств грунтов, Естественные и технические науки, 2014, № 11-12(78), С. 355-359.
21. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З. НДС водонасыщенных оснований фундаментов конечной ширины, Основания, фундаменты и механика грунтов, 2014, №6, С. 6-10.
22. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З., Лузин И.Н. Осадки фундаментов глубокого заложения в переуплотненных грунтах, Естественные и технические науки, 2014, №11-12(78), С. 365-368.
23. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З., Мирный А.Ю., Соболев Е.С. Экспериментальные исследования виброползучести песчаных грунтов оснований зданий и сооружений, Естественные и технические науки, 2014, №11-12(78), С. 369-371.
24. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З., Рубцов О.И., Манукян А.В. Теоретические основы создания свай - дренаж по технологии роторного уплотнения, International Journal for Computational Civil and Structural Engineering, 2014, Т.10 №3, С. 165-175.
25. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З., Сидоров В.В. Начальное критическое давление под подошвой круглого фундамента и под пятой

бурунабивной сваи круглого сечения, Естественные и технические науки, 2014, №11-12(78), С. 372-376.

26. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З., Соболев Е.С. Взаимодействие сваи с двухслойным основанием при статическом и циклическом воздействии с учетом нелинейных свойств грунтов, Инженерная геология, 2014, №4, С. 49-55.

27. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З., Соболев Е.С. Напряженно - деформированное состояние грунтового массива при погружении сваю в лидирующую скважину, Жилищное строительство, 2014, №10, С. 51-55.

28. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З., Соболев Е.С. Ползучесть и виброползучесть песчаных грунтов, Инженерные изыскания, 2014, №5-6, С. 24-28.

29. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З., Струнин П.В., Рубцов О.И. Взаимодействие толстостенного грунтового цилиндра с песчаным ядром и ростверком, Жилищное строительство, 2014, №9, С. 23-26.

30. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З. Экспериментально - теоретические основы преобразования слабых водонасыщенных глинистых грунтов при поверхностном и глубинном уплотнении, Инженерная геология, 2015, №4, С. 16-25.

31. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З., Соболев Е.С. Осадка и несущая способность длинных свай конечной жесткости с уширенной пятой с учетом нелинейных свойств окружающего грунта, Жилищное строительство, 2015, №9, С. 8-11.

32. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З., Чинь Туан Вьет, Лузин И.Н. Осадка и несущая способность длинной сваи, Вестник МГСУ, 2015, №5, С. 52-61.

33. Тер - Мартиросян З.Г., Тер-Мартиросян А.З., Чинь Туан Вьет. Взаимодействие длинной сваи конечной жесткости с окружающим грунтом и ростверком, Вестник МГСУ, 2015, №9, С. 72-83.

34. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З., Манукян А.В., ЧиньТуан Вьет, Аванесов В.С. Взаимодействие длинной сваи конечной жесткости и окружающего грунта с учетом упругопластических свойств грунта, Научное обозрение, 2015, №18, С. 84-88.

35. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З., Манукян А.В., Аванесов В.С. Взаимодействие инъекционного анкера с расширенной пятой и упругопластического массива грунта, Научное обозрение, 2015, №18, С. 89-93.

36. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З., Чинь Туан Вьет. Взаимодействие длинной сваи конечной жесткости и окружающего грунта, Инженерная геология, 2015, №6, С. 44-51.

печатные работы в других изданиях:

37. Ter-Martirosyan Z., Sobolev E., Ter-Martirosyan A. Rheological properties of sandy soils, Advanced Materials Research, 2015, V. 1073-1076, pp. 1673-1679.

38. Ter-Martirosyan Z., Mirnyu A., Ter-Martirosyan A. The mechanical properties of soils with uneven grain-size distribution, Advanced Materials Research, 2015, V. 1073-1076, pp. 1689-1696.

39. Тер-Мартиросян А.З. Осадки оснований сооружений при статическом, циклическом и вибрационном воздействиях, Геотехника, 2010, №4, С. 77-81

40. Тер - Мартиросян А.З., Лузин И.Н. Расчет устойчивости откосов и склонов, подстилаемых водонасыщенными грунтами методом понижения прочности, Геотехника, 2013, №3, С. 16-21.
41. Тер - Мартиросян А.З., Мирный А.Ю., Соболев Е.С. Ветропозлучность песчаных грунтов, Геотехника, 2014, №3, С. 44-51.
42. Тер - Мартиросян А.З., Сидоров В.В. НДС массива грунта, вмещающего котлован под защитой грунтовых берм и распорной системы, Геотехника, -2010, №3, С. 12-19
43. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З., Сидоров В.В., Нгуен Х.Х. Влияние граничных условий на расчетное сопротивление грунтов оснований фундаментов и предельную нагрузку на них, Геотехника, 2012, №4, С. 28-34
44. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З., Соболев Е.С. Анализ данных геотехнического мониторинга плитных фундаментов большой площади, Геотехника, 2012, №4, С. 28-34.
45. Тер - Мартиросян З.Г., Тер - Мартиросян А.З., Манукян А.В., Лузин И.Н. Осадки фундаментов глубокого заложения в переуплотненных грунтах, Геотехника, 2015, №1, С. 39-43.

печатные работы изданиях индексируемых Scopus и WoS:

46. Ter-Martirosyan Z.G., Ter-Martirosyan A.Z., Strunin P.V., Rubtsov O.V. Stress-strain State of Thick-walled Soil Cylinder with Sand Core and Grillage View of Elastoplastic Properties of the Soil, Procedia Engineering, 2014, V.91, pp.286-291.
47. Ter-Martirosyan Z.G., Ter-Martirosyan A.Z., Mirnyy A.Yu., Avanesov V.S., Kubeckiy V.L. Experimental Study on Pullout Capacity and Stress Relaxation of the System “Ground Anchor–Surrounding Soil”, International Journal of Applied Engineering Research, 2015, V.10, pp.42593-42596.
48. Ter-Martirosyan Z.G., Ter-Martirosyan A.Z., Sobolev E.S., Rasskazov L.N. Analysis of the dynamic stability of soils under seismic actions, International Journal of Applied Engineering Research, 2015, V.10, pp.42597-42599.
49. Ter-Martirosyan Z.G., Ter-Martirosyan A.Z., Interaction between finite stiffness broadened heellong pile and the surrounding soil, Procedia Engineering, 2015, V.111, pp.756-762.

переводные издания:

50. Ter-Martirosyan Z.G., Ter-Martirosyan A.Z. Soil beds of high-rise buildings, Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2009, 46:165.
51. Ter-Martirosyan Z.G., Ter-Martirosyan A.Z. Rheological properties of soil subject to shear, Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2013, Volume 49, Issue 6, pp 219-226.
52. Ter-Martirosyan Z.G., Ter-Martirosyan A.Z. Stress-Strain State of Saturated Beds of Foundations of Finite Width, Soil Mechanics and Foundation Engineering, Volume 51, 2015, Issue 6, pp 273-281.