

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение  
высшего образования  
«Сибирский государственный университет путей сообщения»  
(ФГБОУ ВО «СГУПС»)

*На правах рукописи*



Шохирев Максим Витальевич

**ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ  
ДВУХСЛОЙНЫХ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ  
АНАЛИТИЧЕСКИМИ И ЧИСЛЕННЫМИ МЕТОДАМИ**

Специальность 2.1.2. Основания и фундаменты, подземные сооружения  
(технические науки)

Диссертация на соискание ученой степени  
кандидата технических наук

Научный руководитель  
д-р техн. наук, профессор  
Караулов Александр Михайлович



Новосибирск – 2024

## ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение.....	5
<b>ГЛАВА 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА.....</b>	<b>10</b>
1.1 Проблема расчёта двухслойных оснований.....	10
1.2 Определение несущей способности оснований методами теории предельного равновесия.....	11
1.3 Оценка устойчивости неоднородных оснований приближенными методами.....	15
1.4 Оценка несущей способности двухслойных оснований численными методами.....	21
1.5 Экспериментальные исследования несущей способности двухслойных оснований.....	27
1.6 Обоснование выбранного направления исследований.....	31
Выводы по первой главе.....	33
<b>ГЛАВА 2. АНАЛИТИЧЕСКИЙ МЕТОД РАСЧЕТА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДВУХСЛОЙНОГО ОСНОВАНИЯ.....</b>	<b>34</b>
2.1 Применение метода логарифмической спирали для оценки несущей способности однородного основания.....	34
2.2 Применение метода логарифмической спирали для оценки несущей способности двухслойного основания.....	37
2.3 Алгоритм поиска положения экстремальной линии скольжения.....	44
2.4 Коэффициент влияния подстилающего слоя для практических расчетов.....	50
Выводы по второй главе.....	57
<b>ГЛАВА 3. ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ПРОЦЕССА РАЗРУШЕНИЯ ДВУХСЛОЙНОГО ОСНОВАНИЯ И СОПОСТАВЛЕНИЕ С АНАЛИТИЧЕСКИМ РЕШЕНИЕМ.....</b>	<b>59</b>
3.1 Расчетная схема слабого подстилающего слоя.....	59
3.1.1 Сопоставительный анализ варианта А.....	62
3.1.2 Сопоставительный анализ варианта В.....	68

3.1.3 Сопоставительный анализ варианта С.....	75
3.2 Расчетная схема прочного подстилающего слоя.....	81
Выводы по третьей главе.....	89
ГЛАВА 4. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ И СОПОСТАВИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ .....	90
4.1 Лабораторная установка – плоский лоток.....	90
4.2 Исследования характера разрушения основания при наличии слабого подстилающего слоя.....	92
4.3 Исследования характера разрушения основания при наличии прочного подстилающего слоя.....	102
4.4 Сопоставление испытаний в центрифуге с разработанным аналитическим методом .....	107
4.5 Сопоставление полевых испытаний с разработанным аналитическим методом .....	112
Выводы по четвертой главе .....	117
ГЛАВА 5. ПРАКТИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЁТУ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДВУХСЛОЙНОГО ОСНОВАНИЯ.....	118
5.1 Определение предельной наклонной нагрузки, приложенной с эксцентриситетом на двухслойное основание .....	118
5.2 Сопоставление расчётного сопротивления двухслойного основания и его несущей способности.....	122
5.3 Порядок определения несущей способности двухслойного основания	126
5.4 Применение разработанной методики для анализа реальных ситуаций .....	127
5.4.1 Анализ аварийной ситуации на плавучей буровой установке .....	127
5.4.2 Анализ аварийной ситуации, вызванной перегрузкой основания гостиничного комплекса, в г. Ялуторовск.....	132
5.4.3 Расчет несущей способности основания фундамента припортального сооружения .....	138

5.4.4 Расчет несущей способности основания под подошвой подпорной стены.....	140
5.4 Применение разработанного аналитического метода для многослойных оснований.....	142
Выводы по пятой главе.....	143
ЗАКЛЮЧЕНИЕ .....	144
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	146
ПРИЛОЖЕНИЕ А .....	159
ПРИЛОЖЕНИЕ Б.....	161
ПРИЛОЖЕНИЕ В .....	162

## Введение

**Актуальность темы исследований.** Интенсивное развитие промышленного, гражданского и транспортного строительства в нашей стране связано с освоением новых территорий и внедрением новых технологий и конструкций в фундаментостроении. Совершенствование методов расчета грунтовых оснований приобретает первостепенное значение для обеспечения надежности фундаментной части инженерных сооружений. Следует отметить, что многие реальные объекты возводятся на основаниях, представленных напластованием различных грунтов. Разработка методов расчета многослойных оснований в общем комплексе проблем имеет особое значение.

Одной из важнейших характеристик грунтового основания, в частности, для фундаментов мелкого заложения, является их несущая способность. Статический метод ТПРГ (теория предельного равновесия грунтов) - это теоретическая база для определения предельной нагрузки. Решения статики сыпучей среды для однородных оснований апробированы многолетней практикой и включены в нормативную литературу по проектированию фундаментов мелкого заложения.

Для многослойных оснований методика расчета несущей способности, основанная на решениях статики сыпучей среды отсутствует. Общий подход к расчету несущей способности двухслойных оснований, представляющих простейший случай неоднородности, до сих пор не выработан, и разработка его является актуальной задачей.

**Степень разработанности темы.** Обращаясь к распространенному в строительной практике случаю многослойных оснований, можно отметить следующее. Для определения деформаций таких оснований, а именно - осадок и кренов фундаментов мелкого заложения, нормативная литература обеспечена необходимыми расчетными методами. В части оценки несущей способности оснований строгие решения ТПРГ имеются только для однородного основания и двухслойного основания с жестким подстилающим слоем. В общем случае рекомендуется использовать приближенные методы для расчёта несущей способности, одним из таких методов является метод логарифмической спирали.

При этом алгоритмы расчета не конкретизируются. Конечно, здесь остается область численного конечноэлементного моделирования, в рамках которого можно рассчитывать и многослойные основания. Однако, результаты таких расчетов нуждаются в верификации, т.е. сравнении с аналитическими методами. В последнее время стали появляться приближенные решения, посвященные частным случаям двухслойных оснований с использованием специальных расчетных схем. Необходимость разработки общего подхода к решению данной проблемы представляется необходимой. Именно этому посвящена данная работа.

**Объектом исследования** являются основания фундаментов мелкого заложения, состоящие из двух слоев грунта.

**Предметом исследования** является предельное давление на основания фундаментов мелкого заложения, состоящие из двух слоев грунта.

**Цель работы.** Разработать аналитическую методику определения предельного давления на основание фундаментов мелкого заложения, состоящее из двух слоев грунта, с использованием метода логарифмической спирали.

**Задачи исследований.** Для достижения поставленной цели были сформулированы следующие задачи исследований:

1. Разработать метод определения предельного давления на основание, состоящее из двух слоев грунта, с использованием строгого решения статики сыпучей среды и метода логарифмической спирали для двух схем: подстилающий слой слабее несущего, подстилающий слой прочнее несущего.

2. Выполнить экспериментальные исследования схемы разрушения двухслойного грунтового основания и установить зависимость предельного давления на основание от глубины залегания подстилающего слоя.

3. Выполнить численное моделирование предельной стадии деформирования двухслойного грунтового основания и сопоставить результаты численного моделирования с данными экспериментов и результатами теоретических решений.

4. Разработать практический метод оценки несущей способности двухслойного основания.

**Научная новизна работы** заключается в комплексном подходе к определению предельного давления на основание, состоящее из двух слоев грунта, приближенными и численными методами. В частности:

1. Дано новое решение задачи о предельном давлении на основания, состоящие из двух слоев грунта, методом логарифмической спирали;

2. Установлены закономерности влияния глубины залегания подстилающего слоя на величину предельного давления и на форму областей предельного напряженного состояния;

3. Получены новые экспериментальные данные о влиянии глубины залегания слабого подстилающего слоя на значение предельной нагрузки и характер формирования области выпора в основании;

4. Показана корректность применения метода предельного анализа к решению данного класса задач, а также выявлены некоторые проблемы построения аналогичных решений методом конечных элементов.

**Теоретическая значимость работы** заключается в разработанном методе определения предельного давления фундаментов мелкого заложения на двухслойные грунтовые основания, основанном на совместном использовании строгих решений статики сыпучей среды и приближенной оценке устойчивости оснований методом логарифмической спирали, на введении нового параметра – коэффициента влияния подстилающего слоя, на экспериментальной проверке характера зоны выпора двухслойного основания.

**Практическая ценность работы** заключается в разработанных рекомендациях по расчету предельного давления фундаментов мелкого заложения на двухслойные грунтовые основания. Эти рекомендации обеспечены следующими разработками.

1. Разработана и сертифицирована программа для ЭВМ.

2. Разработан метод учета угла наклона и эксцентриситета нагрузки на несущую способность двухслойных оснований и даны рекомендации для практических расчетов.

3. Показано, что для оценки несущей способности двухслойного основания метод предельного анализа даёт более стабильный результат. Аналогичные результаты, полученные методом конечных элементов, для некоторых исходных данных могут иметь неустойчивый характер.

**Методология и методы исследований.** Для выполнения задач были применены следующие методы: экспериментальные методы, теоретические методы оценки предельной нагрузки (строгое решение теории предельного равновесия для однородных оснований, а так же приближенный метод расчёта несущей способности с использованием линий скольжения в форме логарифмической спирали), помимо этого были использованы численные методы, такие как метод предельного анализа, а также метод конечных элементов.

**Личный вклад автора** заключается в самостоятельном решении задачи о предельном давлении на двухслойные грунтовые основания и разработке прикладных программ для практических расчетов, в реализации численных расчётов как методом конечных элементов, так и методом предельного анализа, в постановке и проведении лабораторных исследований характера разрушения двухслойных оснований, а также в использовании полученных решений на строительных объектах.

#### **Положения, выносимые на защиту.**

1. Постановка и решение задачи о несущей способности двухслойного основания приближенным методом теории устойчивости грунтов.

2. Анализ результатов расчётов предельного давления фундамента мелкого заложения на двухслойные основания разработанным методом.

3. Результаты экспериментальных исследований предельного давления на основание, состоящее из двух слоев грунта, и характера зоны выпора при его разрушении.

4. Результаты сопоставительного анализа расчетов двухслойных оснований, полученных методами логарифмической спирали, методом предельного анализа, методом конечных элементов, а также экспериментальных данных.



**Степень достоверности** предлагаемой методики определения предельного давления на основание, состоящее из двух слоев грунта, обеспечивается комплексным подходом с использованием решений статики сыпучей среды для однородных оснований и применением метода логарифмической спирали только для установления коэффициента влияния подстилающего слоя - относительной величины, изменяющейся в пределах глубины этого влияния от 0 до 1. Кроме того, достоверность результатов расчетов по предлагаемой методике подтверждается удовлетворительным соответствием численному моделированию и опытными данным, как лабораторных, так и натуральных экспериментов.

**Апробация работы.** Полученные в диссертационном исследовании результаты излагались на XI Международной конференции «Политранспортные системы» (г. Новосибирск, 2020), на II Всероссийской конференции с международным участием «Фундаменты глубокого заложения и проблемы геотехники территорий» (г. Пермь, 2021), на IV Международной научно-технической конференции «Проектирование, строительство и эксплуатация мостов, тоннелей и метрополитенов» (г. Москва, 2023).

**Внедрение результатов работы.** Результаты, полученные в диссертационной работе, были использованы на реальных объектах ООО НИЦ «Бамтоннель» и ООО ПИИ «БТП», ООО «ГЕОФОНД+».

**Публикации.** Материалы, представленные в диссертации, изложены в 6 статьях, из которых 4 статьи изложены в журналах из перечня, рекомендованного ВАК Минобразования РФ. Помимо этого, имеется свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ.

**Структура и объем диссертации.** Диссертация состоит из введения, 5 глав, заключения и списка литературы. Общий объем составляет 165 страниц, в т.ч. 117 рисунков, 36 таблиц, 3 приложения. Список литературы содержит 141 источник, из которых 75 иностранных.

**Соответствие диссертации паспорту научной специальности.** Согласно полученным научным результатам, диссертация соответствует п.2, п.5, п.15, п.16 паспорта специальности 2.1.2. Основания и фундаменты, подземные сооружения.

## ГЛАВА 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА

### 1.1 Проблема расчёта двухслойных оснований

В настоящее время имеет место широкий размах промышленного, гражданского и транспортного строительства во всех регионах нашей страны. Для фундаментостроения при этом характерно интенсивное внедрение новых технологий и конструкций. Такая тенденция обеспечивается научными исследованиями крупных научных геотехнических центров. Прежде всего, необходимо отметить работу головных институтов НИИОСП им. Н.М. Герсеванова [59, 20] и ВНИИГ им.Б.Е. Веденеева [7, 39], МГСУ-МИСИ [57, 47, 46], СПбГАСУ-ЛИСИ [25], ПГУПС-ЛИИЖТ [48], АГТУ (Архангельск) [26], ПГТУ (Пермь) [29], ВолгГТУ (Волгоград) [4], ЮрГПУ (Новочеркасск) [33], КубГАУ (Краснодар) [31], ТИУ (Тюмень) [32], ДВГУПС (Хабаровск) [22]. И этот список, конечно, можно продолжить.

Наряду с внедрением новых решений в области фундаментостроения большое значение имеет их теоретическое сопровождение, совершенствование существующих и создание новых методов расчета оснований и фундаментов.

В отношении определения напряженно–деформированного состояния оснований, осадок и кренов фундаментов приоритет безусловно отдается численным методам расчета в рамках существующих программных комплексов и разработке новых. При этом, конечно, определяющим моментом является построение адекватных поведению грунта моделей сплошной среды. Однако не теряет практического значения и приближенный метод послойного суммирования, претерпевший недавно некоторые изменения. Главное, что как численные, так и аналитические методы расчета деформаций применимы как для однородных оснований, так и для неоднородных (многослойных) оснований с различными физико–механическими характеристиками.

Несколько другая ситуация имеет место в области оценки несущей способности оснований. Здесь строгие решения статики сыпучей среды получены

только для однородного основания в условиях плоской деформации. Эти решения прошли многолетнюю апробацию практического применения, показали высокую надежность и по праву считаются эталонными для грунтовых оснований. Для многослойных оснований таких решений получить до сих пор не удалось. В нормативной литературе устойчивость неоднородных оснований предлагается оценивать приближенными методами, например круглоцилиндрических поверхностей скольжения или методом логарифмической спирали. При этом для алгоритма расчета никаких рекомендаций не дается. Что касается численного моделирования методом конечных элементов, то и в этом случае, устойчивые результаты получены не были. Об этом подробнее будет сказано ниже.

## **1.2 Определение несущей способности оснований методами теории предельного равновесия**

Статический метод ТПРГ (теория предельного равновесия грунтов) - это теоретическая база для определения предельной нагрузки. Результаты решений статики сыпучей среды приведены в нормативной литературе, посвященной оценке устойчивости оснований фундаментов мелкого заложения.

Появление ТПРГ определила работа Ш. Кулона, в которой было приведено условие прочности грунта.

Развитию теории предельного равновесия посвящены многочисленные труды отечественных и зарубежных ученых – В.В. Соколовского [35], В.Г. Березанцева [1], В.А. Флорина [53], М.В. Малышева [23, 24], А.И. Калаева [15], Г.А. Гениева [6], А.С. Строганова [43, 44, 45], Ю.И. Соловьева [36, 37, 38], В.Г. Федоровского [51, 52], А.Н. Богомолова [2], А.М. Караулова [16, 17, 18, 19], В.И. Новоторцева [27], В.П. Дыбы [11], Ю.А. Соболевского [34], Л.Р. Ставницера [42], С.С. Голушкевича [8], А.К. Черникова [58], L. Prandtl [123], A. Haar и T.Karman [89], A.D. Cox [82, 83], H. Reissner [128], W. Rankine [126], R.T. Shield [131, 132], A. Balla [71], J. Biarez [72], A. Bishop [74], A.S. Vesic [135],

J. Brinch Hansen [77], W.F. Chen и G.Y. Baladi [80], J. Salençon [129, 130], A. Caquot и J. Kerisel [78], H. Hencky [96], R. Hill [97], F. Ketter [103], H. Lundgren и K. Mortensen [107], Josselin de Jong [100], J. Mandel [108], G.G. Meyerhof [111] и др.

Особое значение имела работа Ф. Кеттера [103], где был сформулирован статический метод теории предельного равновесия, основанный на том, что основание находится в равновесии, а каждая точка основания находится в предельном напряженном состоянии, согласно условию Кулона–Мора.

Последующее развитие ТПРГ связано с работой Л. Прандтля [123], в которой была определена область радиального веера в виде линий скольжения логарифмической спирали, для получения непрерывного поля предельного напряженного состояния (рис. 1.1). Также им была определена формула для предельного давления на основание без трения.

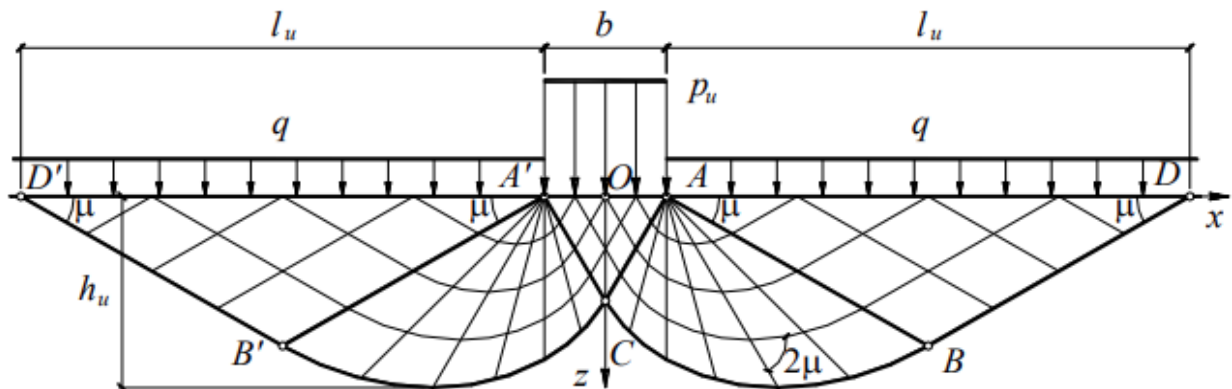


Рисунок 1.1 – Сетка линий скольжения в задаче Прандтля

Далее Рейсснером [128] была определена формула для определения предельного давления на грунтовое основание в невесомой среде (литературное наименование - формула Прандтля-Рейсснера). Это выражение - первое строгое аналитическое решение ТПРГ, данная формула и в настоящий момент используется для расчета предельного давления.

В различных же нормативных документах [14, 28, 40, 41] (как в отечественных, так и зарубежных) представлено выражение, полученное Терцаги [134], сначала данная формула была выведена с помощью аппроксимации данных,

полученных опытным путём, однако позже приобрела теоретическое обоснование (решение задачи Прандтля при незначительном влиянии собственного веса грунта).

В своей фундаментальной работе «Статика сыпучей среды» [35] В.В Соколовский описал общий алгоритм решения задач плоского предельного равновесия сыпучей среды с использованием метода характеристик. Данный труд является базой при решении задач, связанных с определением устойчивости грунтовых массивов, а также с определением предельного давления на грунтовые основания.

Для определения предельного давления, действующего на грунтовое основание, существуют две схемы – схема Хилла и схема Прандтля. Разница данных схем заключается в том, что у Хилла штамп абсолютно гладкий, а у Прандтля штамп имеет шероховатую подошву, также необходимо отметить, что по схеме Хилла выпор грунта происходит только с одной стороны, а по схеме Прандтля с двух сторон.

Схема Хилла была исследована в работах В.В. Соколовского [35], A.D. Cox [82, 83], С.М. Martin [109, 110]. Схема Прандтля в работах J. Biarez [72, 73], Ю.И. Соловьева [36], J. Salençon & M. Matar [129, 130], С.М. Martin [109, 110]. Следует отметить, что аналитическое решение Прантля-Рейсснера для обеих схем для невесомого сыпучего и весомого идеально-связного грунта даёт одинаковый результат. Для общего же случая весомого сыпучего грунта решение достигается методом конечных разностей. Важно, что предельное давление по этим схемам, можно достаточно точно рассчитать по формуле Терцаги, однако это верно только для случаев, когда значение относительной приведенной боковой пригрузки больше 1.

В связи с этим необходимо выделить задачу о предельном давлении на непригруженное песчаное основание. Для общего случая весомого сыпучего основания поле напряжений в части радиального веера до недавнего времени получить напрямую не удавалось. Поэтому решение выполнялось как для идеально-сыпучего клина по системе уравнений Буссинеска.

В своих работах рассматривали данную задачу следующие учёные: В.В. Соколовский [35], М.В. Малышев [24], Ю.И. Соловьев и А.М. Караулов [37], Н. Lundgren & К. Mortensen [107], A. Caquot & J. Kerisel [78], J. Salençon & M. Matar [129, 130], M.D. Bolton & C.K. Lau [75].

Что касается наличия эксцентриситета и наклона равнодействующей предельного давления, то наиболее подробное решение приведено в работе В.Г. Федоровского [51, 52].

В СП 22.13330.2016 приведена формула для расчета вертикальной составляющей предельной нагрузки на основание, в ней коэффициенты несущей способности зависят от двух параметров  $\varphi$  и  $\delta$  (где  $\varphi$  – угол внутреннего трения;  $\delta$  – угол наклона равнодействующей).

Однако в работе А.М. Караулова, К.В. Королева [16] было отмечено, что угол  $\delta$  в нормативной литературе недостаточно точно определен. Значения коэффициентов несущей способности, приведенные в таблице СП 22.13330.2016, зависят от угла наклона к вертикали  $\delta$  не внешней, а приведенной величины предельной нагрузки на основание. Как следствие, в статье сформированы новые правила пользования данными СП 22.13330.2016 для определения несущей способности основания при наклонной внешней нагрузке. А также получены новые формулы для определения предельного давления, расположенного под углом, для весомого идеально–связного основания.

Что касается двухслойных оснований, имеются решения только для основания с жестким подстилающим слоем. Для задачи о штампе следует отметить работы С.С. Вялова [5], А.С. Строганова [44], J. Salençon и M. Matar [129], а также для задачи о насыпи работу Караулова А.М. [19]. Решение для двухслойного основания статическим методом ТПРГ получить не удастся.

### 1.3 Оценка устойчивости неоднородных оснований приближенными методами

В настоящее время существует целый набор различных приближенных решений задачи о несущей способности двухслойных оснований. Рассмотрим имеющиеся варианты решений.

Здесь следует отметить недавние работы А.И. Вайнгольца [4] и М.Ю. Дьякова [12] школы А.Н. Богомолова [2]. А.И. Вайнголец дает рекомендации по расчету несущей способности на основе конечноэлементного анализа НДС двухслойного основания. Отмечается сильное влияние на развитие НДС отношения модулей деформации, несущего и подстилающего слоев основания. Соответственно, устанавливается зависимость расчетного сопротивления грунта от этого фактора. В работе М.Ю. Дьякова используется аналитический метод Богомолова, основанный на теории функций комплексного переменного для определения НДС двухслойного основания. Оценка устойчивости выполняется по методике В.К. Цветкова [56]. Отмечается, что наиболее вероятная поверхность выпора не прерывает подстилающий слой, что вполне справедливо, если подстилающий слой прочный. Обе работы сопровождаются программными комплексами.

В работе Mahmoud Ghazavi, Amir Hossein Eghbali [88] представлена простая схема разрушения двухслойного основания, со слабым подстилающим слоем. Как показано на рис. 1.2, предполагается, что поверхность  $EFG$  перпендикулярная плоскости, является виртуальной подпорной стенкой, на которую на стадии разрушения, активное давление равно  $q_{ult}$ , и вес клина  $EFGHI$  как боковое давление грунта, прикладываются с левой стороны.

С правой стороны дополнительная нагрузка и вес клина  $EFGJK$  оказывают боковое пассивное давление на виртуальную стену. В силу равновесия горизонтальные составляющие двух активных и пассивных усилий, действующих на стену в противоположных направлениях, приравниваются.

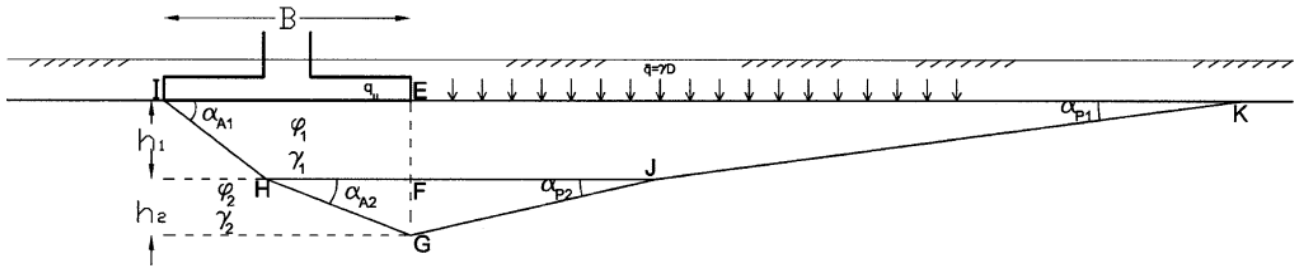


Рисунок 1.2 – Механизм разрушения и клинья, принятые в настоящей модели

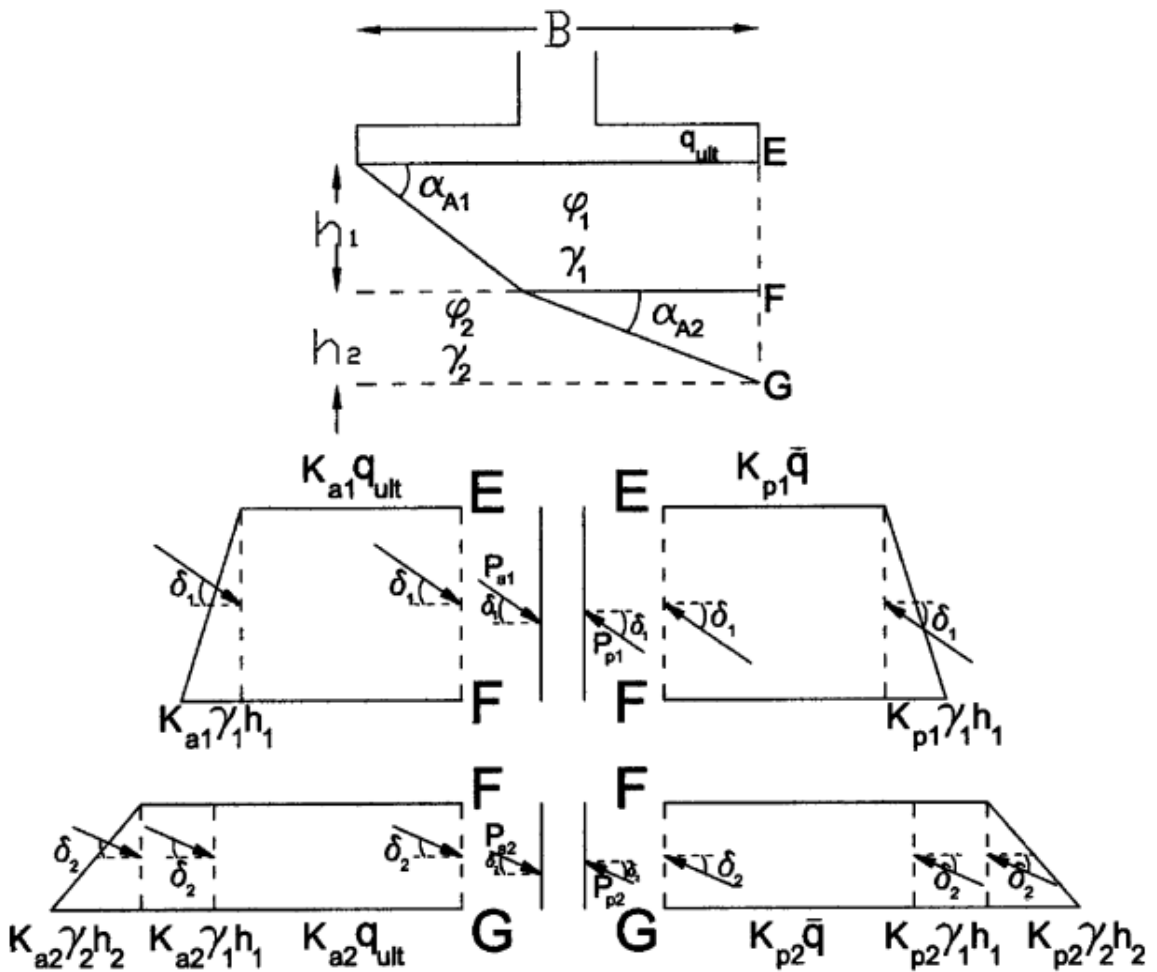


Рисунок 1.3 – Поверхности разрушения и действующие силы на скользящем клине в условии предельного равновесия

В статье на основе этого механизма разрушения разработаны и использованы в компьютерной программе необходимые выражения для расчета несущей способности основания, а также для исследования влияния различных параметров на несущую способность. В то же время был проведен КЭ-анализ на



основе PLAXIS, чтобы продемонстрировать правильность разработанного математического метода. Результаты, полученные с помощью разработанного метода, приемлемо сопоставимы с результатами, полученными с помощью МКЭ, в частности, когда параметры прочности на сдвиг двух слоев грунта существенно не отклоняются. Результаты также показывают, что значения  $q_{ult}$  зависят от  $h_1/B$  и существует критическое значение  $h_1/B$ , за пределами которого только первый слой определяет несущую способность основания. В рамках проведенных анализов это критическое значение в статье составляет около 2 или чуть меньше, в зависимости от соотношения прочности слоя грунта, толщины слоя и ширины основания.

На основе подобной расчетной схемы была получена формула для аналитического расчёта предельного давления на основание, состоящее из двух слоев грунта, включенная в справочник проектировщика [28]. В эту формулу входит безразмерный коэффициент  $N_{1,2}$ , зависящий от  $c_2/c_1$ ,  $c_1/(\gamma_{cp} \times b)$ ,  $\phi_1$ ,  $\phi_2$ , и  $H/b$ . Приведенная таблица значений коэффициента  $N_{1,2}$ , к сожалению, дана для ограниченного диапазона исходных данных и только для вертикальной нагрузки.

Анализ несущей способности двухслойного основания состоящего из верхнего слоя песка и подстилающего слоя глины, с использованием метода предельного равновесия, где в схеме разрушения используется песчаный блок, можно разделить на две группы в зависимости от его формы и сопротивления сдвигу вдоль боковой стороны блока. Первая группа — это так называемый метод проекции площади, который впервые был предложен Yamaguchi [136], а вторая — метод Meyerhof [112] и Hanna и Meyerhof [94, 95].

На основе этих решений были выполнены многие работы: A. Al-Shenawy и A. Al-Karni [68], K. Z. Andrawes, R. R. Al-Omari, W. M. Kirkpatrick [69], M. Boulbibane, A. Ponter [76], A. F. Carlos [79], A. M. Hanna [91, 92], N. F. Ismael, A. S. Vesic [99], M. J. Kenny, K. Z. Andrawes [102], R. L. Michalowski, L. Shi [113], M. Okamura, J. Takemura, T. Kimura [119], P. Purushothamaraj, B. K. Ramiah, K. N. Venkatakrishna Rao [124], A. S. Reddy, R. Srinivasan [127], Z. Szypcio, K. Dolżyk [133], Q. Zhang, M. Luan [139].

В методе проекции площади предполагается, что вертикальные напряжения распространяются в песке от фундамента к глиняной поверхности под постоянным углом  $\alpha$  к вертикали, как показано на рис. 1.4(a). Под фундаментом предполагался жесткий блок усеченного конуса или трапеции. Несущая способность основания определяется исходя из предельной несущей способности подстилающей глины и площади основания блока.

В этом методе пренебрегают сопротивлением сдвигу песка по боковой стороне блока. Углы блока  $\alpha$ , предложенные разными исследователями, отличаются друг от друга, например  $30^\circ$  у Yamaguchi [136],  $\tan^{-1}(1/2)$  у Kraft и Helfrich [104],  $30^\circ$  и  $45^\circ$  у Myslivec и Kysela [116] и  $\phi'$  у Baglioni [70]. Эти углы  $\alpha$  считаются постоянными независимо от прочности грунтов и геометрических условий.

Meyerhof (1974) [112], Hanna и Meyerhof (1980) [95] и Hanna (1981) [91] предложили метод с механизмом разрушения, включающим вертикальный песчаный блок (т.е.  $\alpha = 0$ ), как показано на рис. 1.4(b). В этом методе учитывается сопротивление сдвигу по боковой поверхности блока. Они также использовали концепцию равновесия сил на блоке.

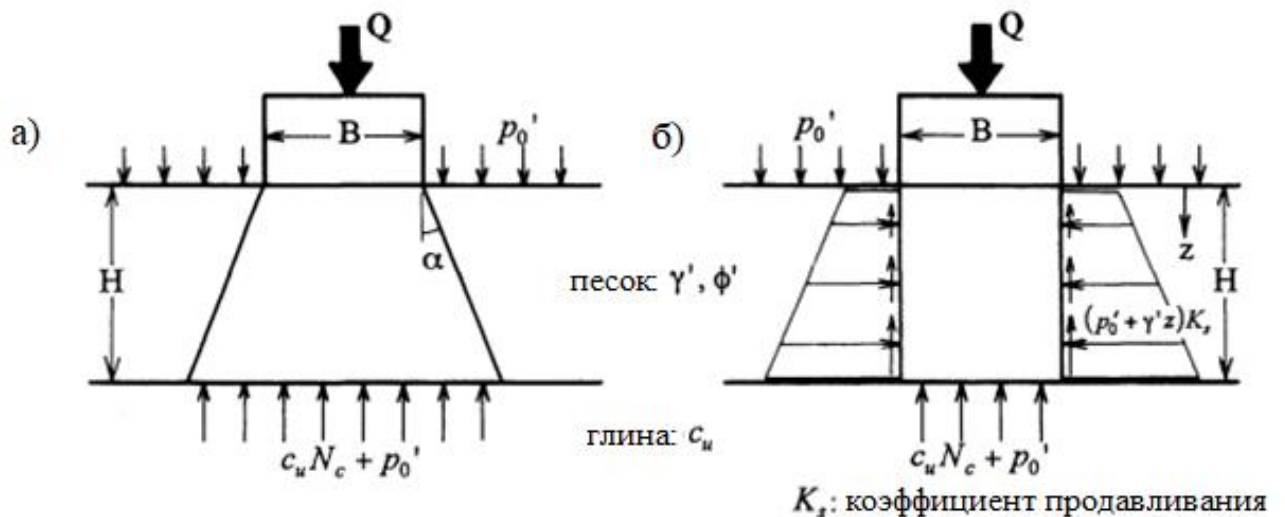


Рисунок 1.4 – Механизмы разрушения: (а) метод проекции площади; (б) Hanna и Meyerhof (1980)

В работе Mitsu Okamura, Jiro Takemura и Tsutomu Kimura [119] говорится об ограничениях и недостатках данных методов при их сравнении с опытными данными и предлагается новый метод предельного равновесия, в котором учитывается изменение бокового угла песчаного блока (рис. 1.5). Однако, как говорится в данной статье и этот метод не является универсальным, и при некоторых исходных данных завышает значение несущей способности.

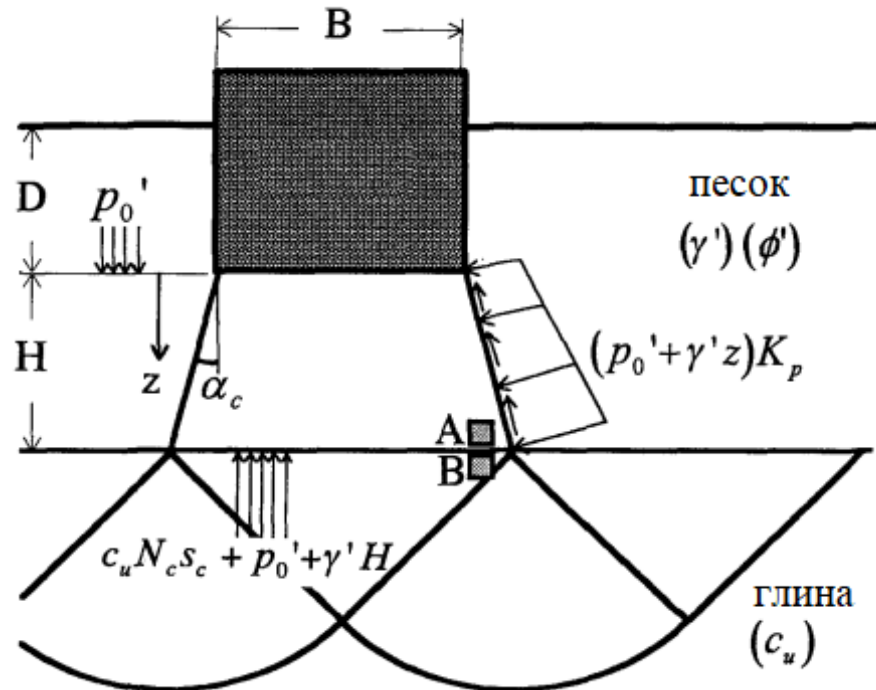


Рисунок 1.5 – Механизм разрушения (Mitsu Okamura и др.)

Похожая схема разрушения представлена в работе О. Abdulhafiz и др. [67]. Рассматривается двухслойное основание, состоящее из верхнего слоя плотного песка и подстилающего слоя слабой глины, предполагается, что поверхность разрушения представляет собой разрушение при сдвиге при продавливании через верхний слой песка и вид разрушения Прандтля в нижнем слое слабой глины, как показано на рис. 1.6. Принимая постоянное вертикальное напряжение ( $\sigma_{zz}$ ), действующее по ширине ( $B$ ) горизонтального слоя толщиной  $dz$  на глубине  $z$  от основания фундамента (см. рис. 1.7), и учитывая равновесие вертикальных сил, в данном исследовании было получено уравнение предельной несущей способности

в зависимости от свойств грунта, ширины основания и толщины верхнего слоя ПЧВЫ.

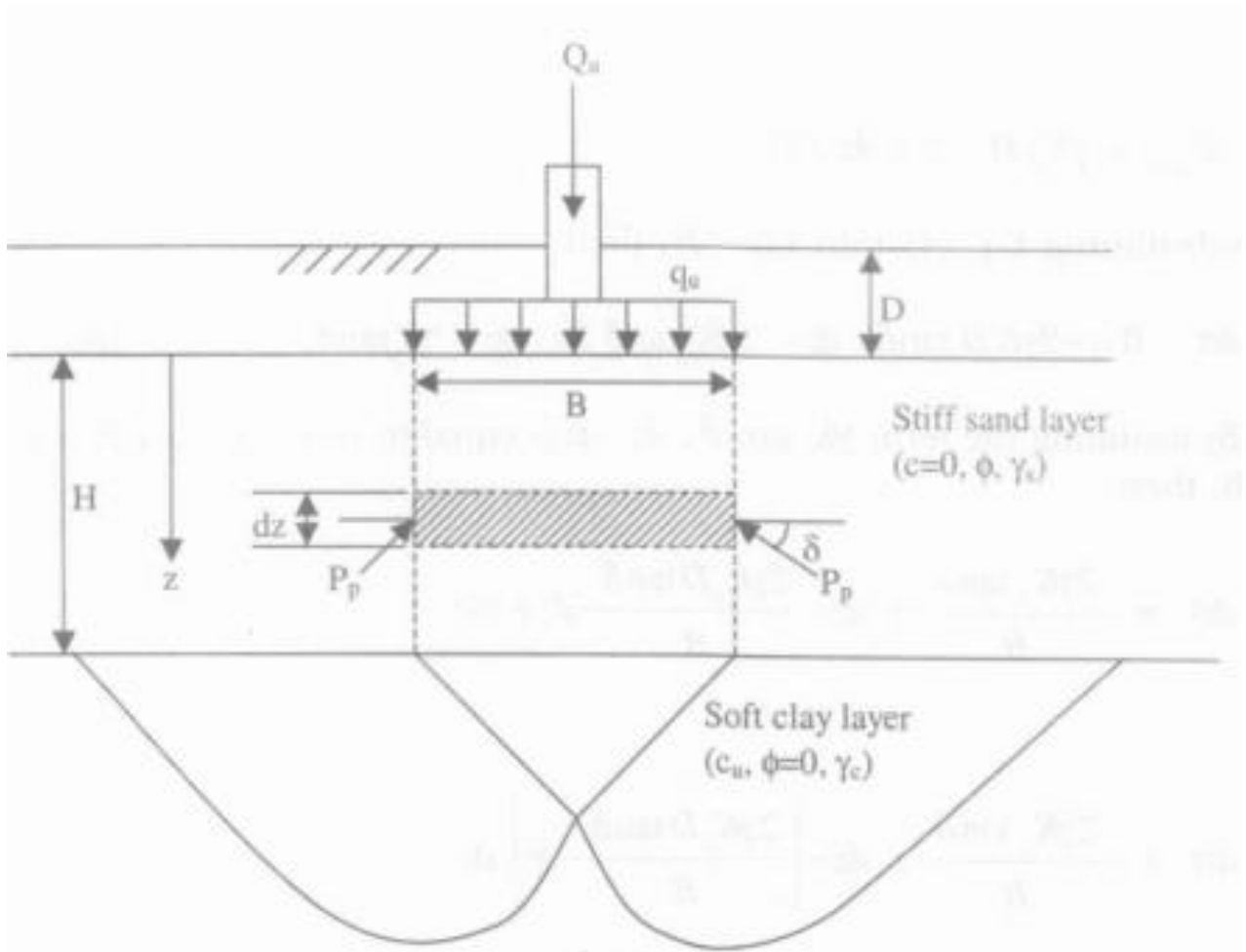


Рисунок 1.6 – Модель продавливающего сдвига ленточного фундамента по двухслойному грунту

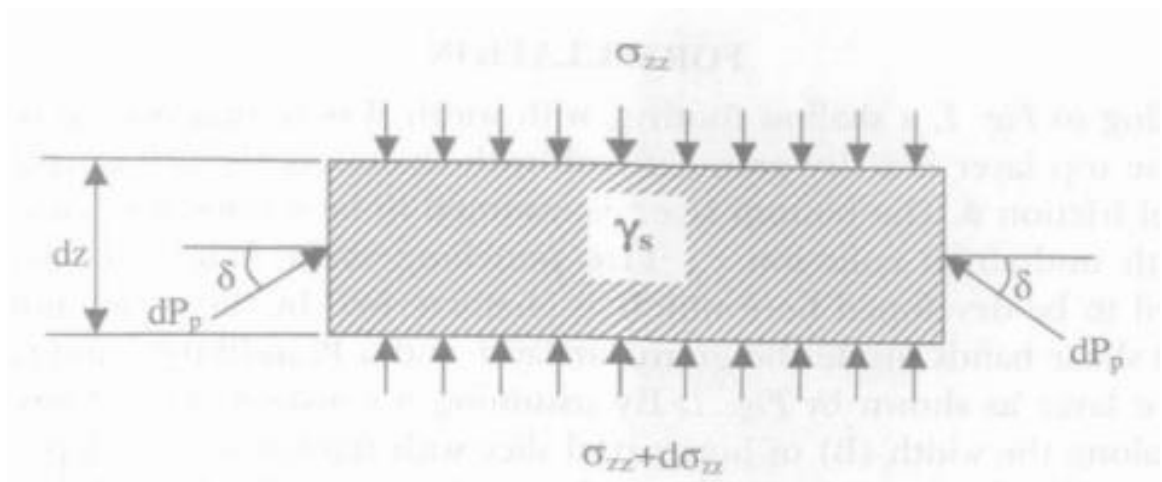


Рисунок 1.7 – Силы, приложенные к полосе  $dz$  зоны разрушения на глубине  $z$  от основания фундамента

Полученное уравнение выглядит следующим образом:

$$\frac{q_u}{\gamma B} = 5,14 \frac{c_u}{\gamma B} + \frac{D}{B} + K_p \tan \delta \left( \frac{H}{B} \right)^2 + 2K_p \tan \delta \left( \frac{D}{B} \right) \left( \frac{H}{B} \right) \quad (1.1)$$

Также в данной работе было проведено параметрическое исследование, в результате которого выяснено, что несущая способность мелкозаглубленного фундамента, опирающегося на слоистые грунты, с верхним плотным слоем песка и нижним слоем мягкой глины, зависит в основном от пяти параметров. Эти параметры включают  $\varphi$ ,  $H/B$ ,  $D/B$  и  $\delta/\varphi$ , которые относятся к песчаному слою, и параметр  $c_u/\gamma B$ , который относится к глинистому слою. Эти параметры представлены в безразмерной форме, чтобы обобщить их влияние на широкий диапазон данных. В целом увеличение значений этих параметров будет увеличивать несущую способность двухслойного основания.

Следует отметить, что приближенные методы характеризуются разнообразием расчетных схем, как правило, предназначенных для решения конкретных случаев, и не отличаются достаточной универсальностью.

#### **1.4 Оценка несущей способности двухслойных оснований численными методами**

Численное моделирование процессов деформирования грунтовых массивов обеспечено на сегодняшний день рядом известных программных комплексов, реализующих, как правило, метод конечных элементов. Конечноэлементные расчеты обладают универсальностью, поскольку позволяют учитывать разнообразные исходные данные задач. После выхода фундаментального труда О.К. Зенкевича [13] по методу конечных элементов в нашей стране это направление было развито в трудах отечественных ученых А.К. Бугрова [3], А.Б. Фадеева [50], С.Б. Ухова [49], В.Н. Парамонова [30], К.Г. Шашкина [60, 61], С.А. Кудрявцева [22].

Приведем ряд характерных примеров, посвященных рассматриваемой теме расчета двухслойных грунтовых оснований. Это, преимущественно зарубежные публикации последнего времени, посвященные анализу влияния слабого подстилающего слоя на работу неоднородных оснований.

В статье Zenon Szycio, Katarzyna Dołżyk [133] был проведен анализ предельного давления на основания, состоящие из двух слоев грунта, методом конечных элементов в программном комплексе Plaxis (рисунок 1.8).

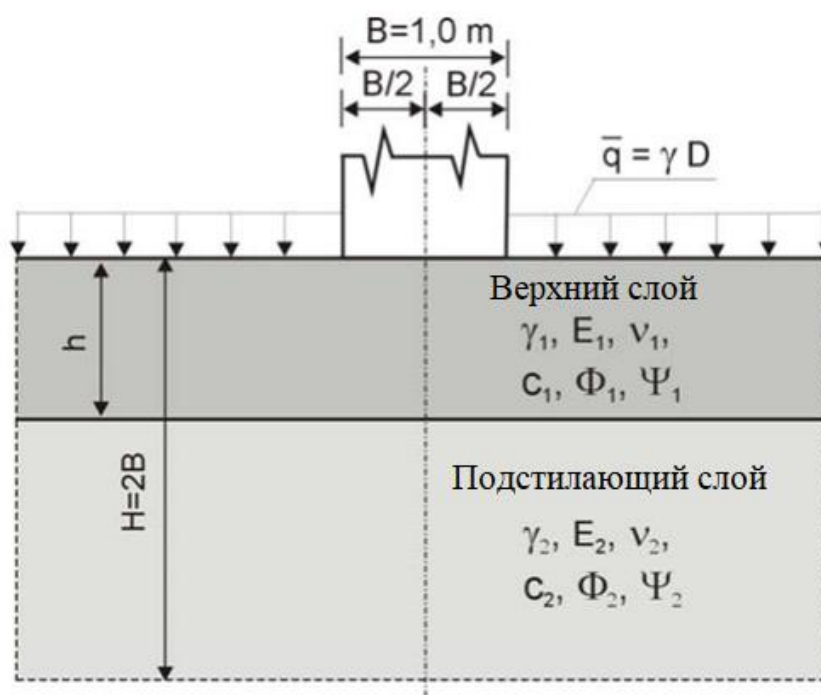


Рисунок 1.8 – Расчётная схема

Были рассмотрены разные комбинации грунтов в двухслойном основании, варианты представлены в таблице 1.1.

Таблица 1.1 – Варианты комбинации грунтов в двухслойном основании

Вариант	Верхний слой	Подстилающий слой
<i>A</i>	Прочная глина	Рыхлый песок
<i>B</i>	Плотный песок	Рыхлый песок
<i>C</i>	Плотный песок	Слабая глина
<i>D</i>	Прочная глина	Слабая глина

Несущая способность была посчитана для разной толщины верхнего слоя. График зависимости предельной нагрузки от толщины верхнего слоя представлен на рисунке 1.9.

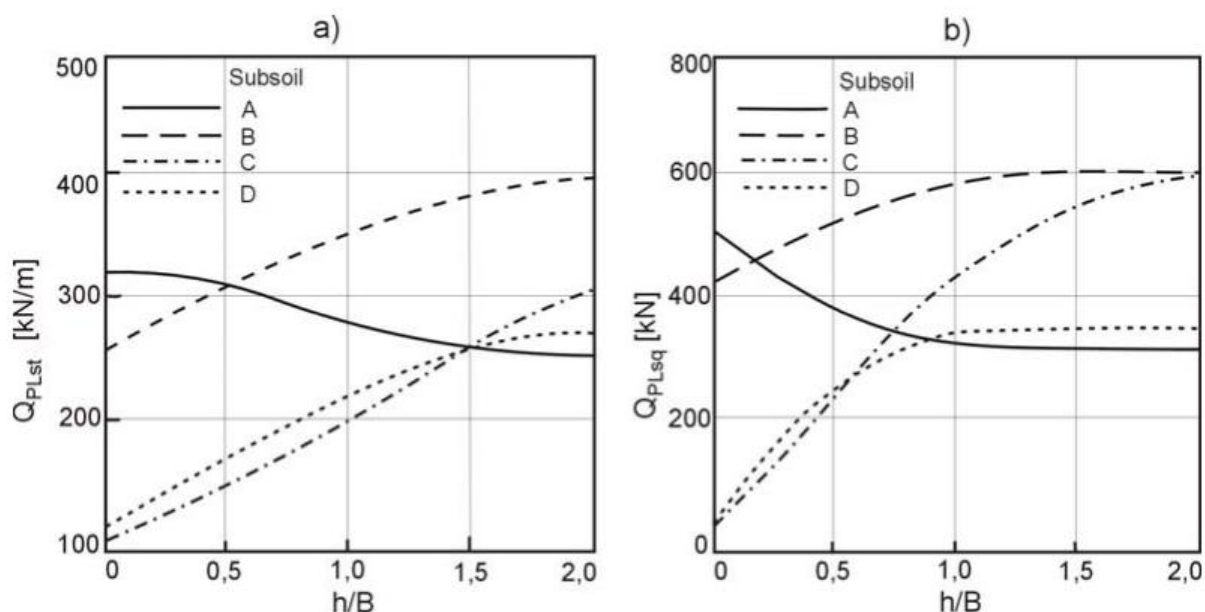


Рисунок 1.9 – Несущая способность фундаментов, рассчитанная с помощью PLAXIS: а) ленточный фундамент, б) квадратный фундамент

Результаты расчётов данной работы будут применены далее в диссертации для сравнения разработанного метода с методом конечных элементов.

В работе А. Mosadegh, Н. Nikraz [115] метод конечных элементов (МКЭ) также применялся для расчета несущей способности ленточного фундамента на однослойном и двухслойном основании. Для исследования влияния различных параметров на механизм разрушения основания под фундаментом использовался программный комплекс ABAQUS. Двухслойное основание состояло из верхнего слоя глины и подстилающего слоя песка, то есть подстилающий слой был более прочный (рис. 1.10).

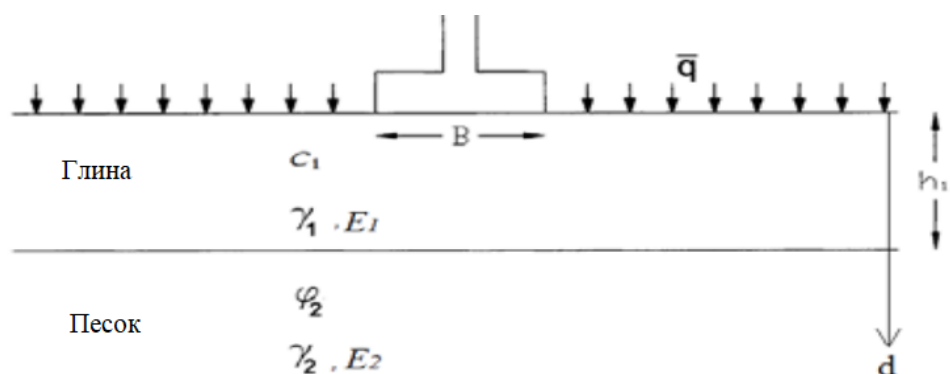


Рисунок 1.10 – Расчётная схема

Материал основания предполагается изотропным и линейно-упругим. Для однородного основания была рассчитана несущая способность, которая хорошо согласуется с уравнением Терцаги. Для двухслойного основания исследовано влияние глубины заложения прочного подстилающего слоя на значение предельного давления и механизм разрушения основания. Сделан вывод, что предельное давление на основание уменьшается с увеличением глубины заложения прочного подстилающего слоя, а также увеличивается осадка фундамента.

Существует такая глубина заложения прочного подстилающего слоя, при которой он не влияет на предельное давление и механизм разрушения основания (рис. 1.11).

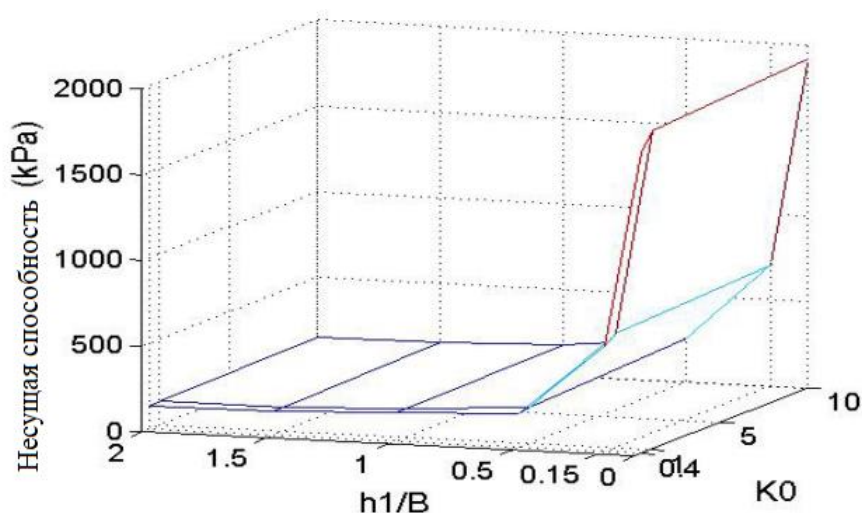


Рисунок 1.11 – Влияние глубины заложения прочного подстилающего слоя на значение предельного давления на основание



В работе Pingping Rao, Ying Liu, Jifei Cui [122] показан расчет методом конечных элементов (ABAQUS) ленточного фундамента шириной  $B$ , опирающегося на двухслойное основание, состоящее из глин разной прочности. Верхний слой глины имеет сцепление  $c_{u1}$  и толщину  $D$ . Подстилающий слой глины имеет сцепление  $c_{u2}$  (рис. 1.12, 1.13).

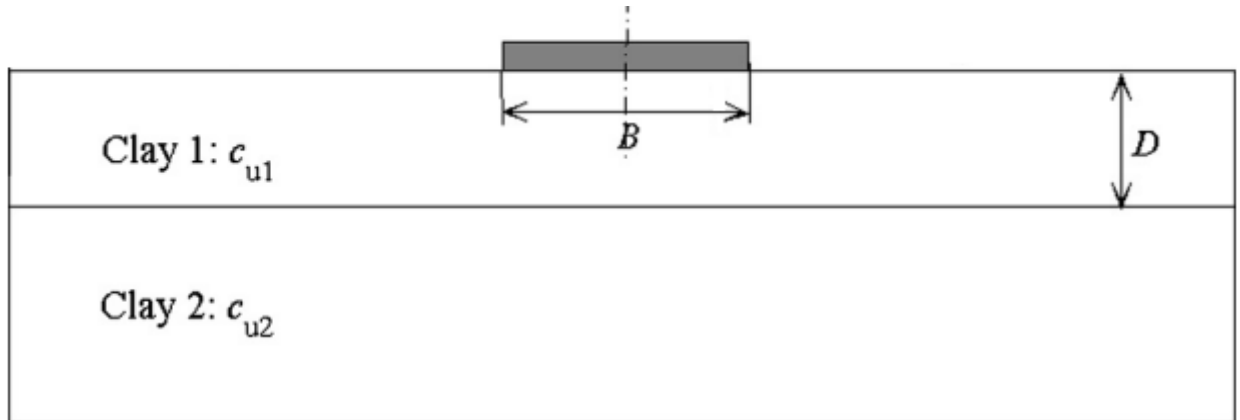


Рисунок 1.12 – Расчётная схема

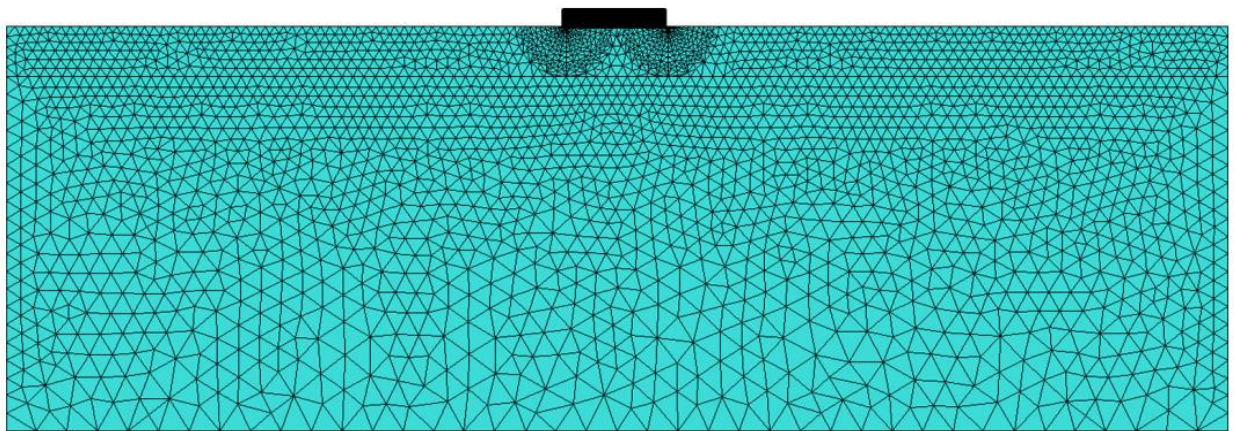


Рисунок 1.13 – Сетка конечных элементов

В статье показана зависимость несущей способности такого основания от двух соотношений  $D/B$  и  $c_{u1}/c_{u2}$ . Рассчитаны модели двухслойного основания, где  $D/B$  варьируется от 0,125 до 2, а  $c_{u1}/c_{u2}$  варьируется от 0,1 до 5. Пример таких зависимостей представлен на рисунке 1.14.

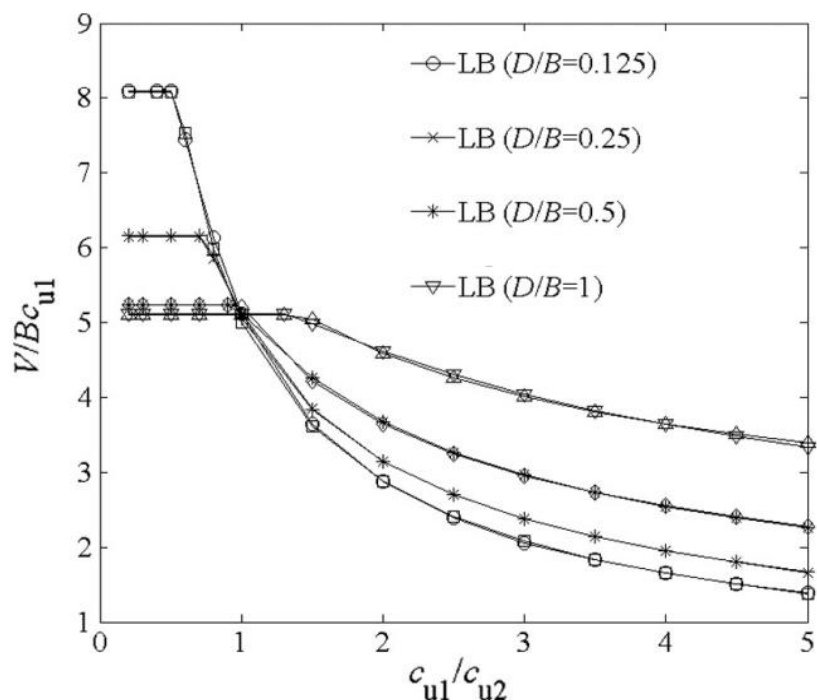


Рисунок 1.14 – Зависимость несущей способности от двух соотношений  $D/B$  и  $c_{u1}/c_{u2}$

Показано, что предельная вертикальная несущая способность пропорциональна отношению прочностей  $c_{u1}/c_{u2}$  в логарифмическом масштабе при  $c_{u1}/c_{u2} < (c_{u1}/c_{u2})_{\text{крит.}}$  и достигает предельного значения при  $c_{u1}/c_{u2} \geq (c_{u1}/c_{u2})_{\text{крит.}}$

Так же исследования предельного давления на основания, состоящие из двух слоев грунта, при помощи численных методов можно увидеть в работах: М. Georgiadis [87], А. М. Hanna [93], М. Huang, Н-Л. Qin [98], М. J. Kenny, К. Z. Andrawes [102], J.-Н. Yin, Y.-J. Wang [138], Q. Zhang, М. Luan [139], М. Zhu, R. L. Michalowski [141].

Помимо этого, имеются работы, выполненные на основе искусственных нейронных сетей: А. Kalinli, М. С. Acar, Z. Gündüz [101], Y. L. Kuo и др. [106], D.Padmini, К. Pamparuthi, К. P. Sudheer [121].

Следует отметить, что значение предельной нагрузки на основание при конечноэлементном моделировании устанавливается по конфигурации развития областей предельного напряженного состояния и характеру зависимости

осадка–нагрузка. Этот вопрос в каждом конкретном случае решается индивидуально, и строгих критериев здесь нет. Поэтому контроль результатов численного моделирования аналитическими решениями представляется необходимым.

### **1.5 Экспериментальные исследования несущей способности двухслойных оснований**

Рассмотрим работы, в которых проводились экспериментальные исследования несущей способности двухслойных оснований.

Одной из таких работ является статья М. I. Ramadan, М. Н. Hussien [125]. В ней проведено исследование предельного давления на основание, состоящее из верхнего слоя песка и подстилающего слоя глины. Проведены лабораторные работы, в результате которых получены значения несущей способности. Так же показано влияние отношения толщины верхнего слоя к ширине основания ( $H/B$ ), а также прочности грунта верхнего слоя на несущую способность.

Сборочный чертеж установки для эксперимента показан на рис. 1.15. Позиция 1 жесткая стальная рама, позиция 2 резервуар размером 1 x 1 x 1 м, используемый в качестве контейнера для грунта. Было проведено одиннадцать испытаний для исследования несущей способности двухслойного основания состоящего из верхнего слоя песка и подстилающего слоя глины, под ленточным фундаментом разной ширины и с разной глубиной заложения подстилающего слоя.

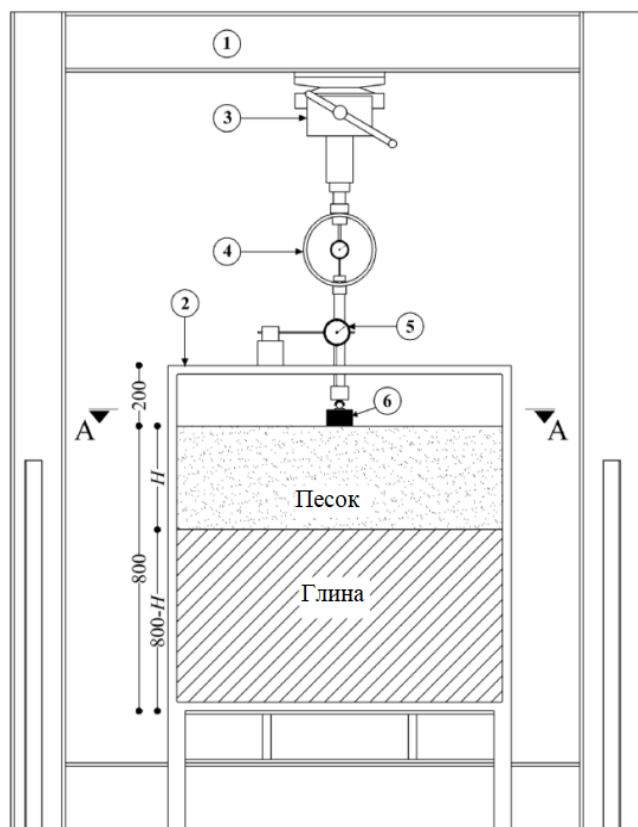


Рисунок 1.15 – Схема экспериментальной установки  
(1-стальная рама, 2-резервуар, 3-домкрат, 4- кольцевой динамометр,  
5-индикатор часового типа, 6-штамп)

Сделан вывод, что при увеличении мощности верхнего слоя песка от  $H/B=1$  до  $H/B=3$  предельная несущая способность увеличивается. Если  $H/B$  превышает  $H/B_{\text{крит.}} = 3$ , наличие слоя глины не влияет на несущую способность. Несущая способность такого основания становится равна несущей способности однородного основания, состоящего из песка.

Также было выяснено, что с увеличением ширины фундамента увеличивается предельная несущая способность для плотного песка, перекрывающего глину. Скорость увеличения несущей способности возрастает при увеличении отношения толщины верхнего слоя песка к ширине фундамента  $H/B$ .

Помимо этого определено, что чем больше плотность слоя песка, тем больше несущая способность двухслойного основания.

В статье Mitsu Okamura, Jiro Takemura и Tsutomu Kimura [118] были выполнены испытания двухслойных оснований на несущую способность в центрифуге (рис. 1.16).

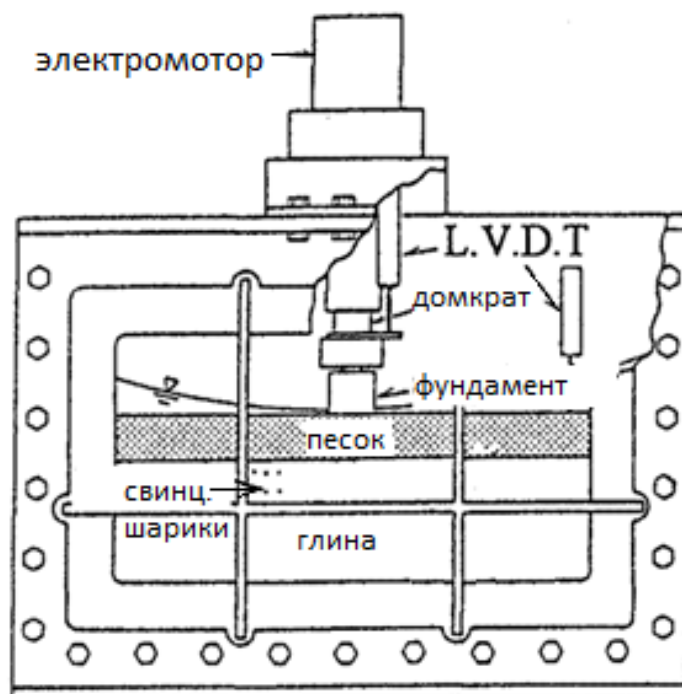


Рисунок 1.16 – Схема испытательной установки

Испытания в центрифуге необходимы для того, чтобы с помощью результатов, полученных в маленькой модели, используя масштабный коэффициент, можно было получить несущую способность основания с реальными размерами.

В статьях [114, 120] были проведены полевые испытания. Программа испытаний включала 21 полевое испытание круглых жестких оснований диаметром 6, 9, 12, 30, 45, 60, 90 см. Схема испытательной установки представлена на рисунке 1.17. Для формирования слоя зернистой насыпи поверх глинистого основания использовался деревянный ящик (рисунок 1.18).



Рисунок 1.17 – Схема испытательной установки



Рисунок 1.18 – Установка для полевых испытаний

Целью данного исследования было установление взаимосвязи между коэффициентом осадки  $s/D$  и несущей способностью  $q$  в зависимости от толщины слоя зернистой засыпки с различными диаметрами основания.

Результаты полевых испытаний и испытаний в центрифуге будут применены далее в диссертации для сравнения с результатами разработанного метода.

Подобные экспериментальные исследования также представлены в работах А. М. Hanna [90], М. Oda, S. Win [117].

## 1.6 Обоснование выбранного направления исследований

В нормативных документах [28, 40] сказано, что для фундаментов мелкого заложения проверку оснований по несущей способности следует проводить в случаях, если:

- а) на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций, углубление подвалов реконструируемых сооружений и т.п.), в том числе сейсмические;
- б) сооружение расположено на откосе или вблизи откоса;
- в) сооружение расположено вблизи котлована или подземной выработки;
- г) основание сложено дисперсными грунтами;
- д) основание сложено скальными грунтами;
- е) сооружение относится к геотехнической категории 3;
- ж) увеличивается нагрузка на основание при реконструкции сооружений.

К 3 геотехнической категории в основном относятся сооружения повышенного уровня ответственности КС-3 (класс сооружений). К классу сооружений КС-3 согласно ГОСТ 27751-2014 “Надежность строительных конструкций и оснований” относятся:

- 1) здания и сооружения уникальных, особо опасных и технически сложных объектов;
- 2) все сооружения, при проектировании и строительстве которых используются принципиально новые конструктивные решения и технологии, которые не прошли проверку в практике строительства и эксплуатации;
- 3) объекты жизнеобеспечения городов и населенных пунктов;
- 4) строительные объекты с консольными конструкциями вылетом более 20 м;

Следовательно, в связи с бурным развитием строительства всё больше появляется сооружений, при проектировании и строительстве которых используются принципиально новые конструктивные решения и технологии. И для таких сооружений необходимо делать проверку оснований по несущей способности. Однако в нормативной литературе расчёт несущей способности

имеется только для однородного основания, в то время, когда на практике чаще всего основание сложено различными слоями грунта. Относительно многослойных оснований в СП 22.13330.2016 сказано: “Расчет оснований по несущей способности в общем случае следует выполнять методами теории предельного равновесия, основанными на поиске наиболее опасной поверхности скольжения и обеспечивающими равенство сдвигающих и удерживающих сил. Возможные поверхности скольжения, отделяющие сдвигаемый массив грунта от неподвижного, могут быть приняты круглоцилиндрическими, ломаными, в виде логарифмической спирали и другой формы.”

Ранее отмечалось, что в нормативной литературе строгое решение статики сыпучей среды имеется только для расчёта несущей способности однородного основания, в то время, когда на практике чаще всего основание сложено различными слоями грунта. И пока получение такого решения даже для двухслойного основания представляет собой непреодолимые трудности, в частности в определении радиальной зоны поля предельного напряженного состояния, а конкретно в том месте, где происходит изменения слоев грунта, поэтому было принято решение обратиться к приближенному методу.

В данной работе рассматривается первая простая расчётная схема - двухслойное грунтовое основание с горизонтальным напластованием. Для решения данной задачи поверхность скольжения принимается в виде логарифмической спирали, поскольку применение этого метода не требует определения распределения напряжений вдоль линии скольжения. Помимо этого, линии скольжения в форме логарифмической спирали широко используются для приближенной оценки устойчивости грунтовых массивов, а также в строгом кинематическом методе теории предельного равновесия [38].

Таким образом, задача определения несущей способности двухслойного основания рассматривается как экстремальная задача, в которой осуществляется поиск наиболее опасной линии скольжения, по которой произойдёт разрушение. При этом будут рассматриваться условия плоской деформации.



### **Выводы по первой главе**

Итак, рассмотрев состояние вопроса можно сделать следующие выводы:

1) Строгое решение ТПРГ для общего случая двухслойного основания отсутствует.

2) Существующие приближенные методы оценки несущей способности двухслойного основания различаются исходными расчетными схемами и затрагивают преимущественно случай вертикальных нагрузок. Так же они имеют ограничения и не являются универсальными для всевозможных комбинаций характеристик грунтов, слагающих двухслойное основание.

3) В численных методах значение несущей способности даже для однородных оснований часто отличается от имеющегося строгого решения ТПРГ, как в меньшую так в большую сторону.

4) Лабораторные эксперименты на уменьшенных моделях не дают оценить несущую способность основания с реальными размерами, поэтому необходимо выполнять сравнение результатов разработанных аналитических методов либо с результатами полевых испытаниями, либо с результатами, полученными в уменьшенной модели, помещенной в центрифугу.



Задача решается в приведенных напряжениях (нормальные напряжения суммируются со связностью  $c \cdot \operatorname{ctg} \varphi$ ) и относительных переменных:  $\gamma$  – единица массовой силы,  $b$  – единица длины. Соответственно, относительное приведенное предельное давление  $p'_{us}$  и относительная приведенная пригрузка  $q'$  будут равны:

$$p'_{us} = \frac{p_{us} + c \operatorname{ctg} \varphi}{\gamma b}, \quad q' = \frac{q + c \operatorname{ctg} \varphi}{\gamma b} \quad (2.2)$$

где  $p_{us}$  – абсолютное значение предельного давления.

Здесь и далее для некоторых переменных метода логарифмической спирали будет использоваться индекс «S».

Задавая положение линии скольжения параметрами  $r_1, \theta_1$ , из уравнения моментов относительно центра логарифмической спирали определяется соответствующее давление  $p'$ :

$$p' = -2 \frac{M_\gamma + M_q}{2r_1 \sin \theta_1 + 1} \quad (2.3)$$

где  $M_\gamma$  и  $M_q$  – моменты от собственного веса грунта и пригрузки.

Величины  $M_\gamma$  и  $M_q$  даются выражениями:

$$\begin{aligned} M_\gamma &= \int_{\theta_1}^{\theta_2} (r \cos \theta - r_2 \cos \theta_2) \frac{r^2 \sin \theta \cos(\theta - \varphi_1)}{\cos \varphi_1} d\theta = \\ &= \frac{r_1^3}{4} \left\{ e^{3(\theta_2 - \theta_1) \operatorname{tg} \varphi} \cdot F(\theta_2, \varphi) - F(\theta_1, \varphi) \right. \\ &\quad \left. + 2 \cos \theta_1 [\sin^2 \theta_1 - e^{2(\theta_2 - \theta_1) \operatorname{tg} \varphi} \cdot \sin^2 \theta_2] \right\} \end{aligned} \quad (2.4)$$

$$M_q = \frac{q'}{2} [r_2^2 \sin^2 \theta_2 - (r_1 \sin \theta_1 + 1)^2]$$

Здесь функцией  $F(\theta_i, \varphi_i)$  - обозначено выражение:

$$F(\theta_i, \varphi_i) = \frac{\cos \theta_i - 2 \cos(2\varphi_i + \theta_i)}{1 + 8 \sin^2 \varphi_i} - \frac{\cos 3 \theta_i}{3} \quad (2.5)$$

Угол  $\theta_2$  находится из уравнения:

$$e^{(\theta_2 - \theta_1) \operatorname{tg} \varphi_1} \cdot \cos \theta_2 - \cos \theta_1 = 0 \quad (2.6)$$

Наконец, относительное приведенное предельное давление  $p'_{us}$  есть минимум функции  $p'$  по координатам  $r_1, \theta_1$ :

$$p'_{us} = \min p'(r_1, \theta_1) \quad (2.7)$$

Поиск минимума осуществляется численно градиентным методом. Для углов  $\varphi = 0^\circ \dots 45^\circ$  с шагом  $5^\circ$  и относительных приведенных пригрузок  $q' = 1 \dots 10$  с шагом 1,0 были определены величины относительных приведенных предельных нагрузок.

Зависимость  $p'_{ul}(q')$  достаточно точно описывается линейной функцией:

$$p'_{ul} = N_{\gamma l} + N_{q l} \cdot q' \quad (2.8)$$

Для коэффициентов  $N_{\gamma l}$  и  $N_{q l}$  были получены аппроксимационные зависимости от угла  $\varphi$  (рад.):

$$N_{\gamma l} = 0,134e^{9,81\varphi}, \quad N_{q l} = 0,893e^{6,32\varphi} \quad (2.9)$$

Расхождение результатов расчета несущей способности по методу логарифмической спирали с результатами решения статическим методом теории предельного равновесия выразим отношением  $k = \frac{p'_u}{p'_{ul}}$ . На рис.2.2 представлена номограмма значений  $k$  в зависимости от  $\varphi$  и  $q'$ .

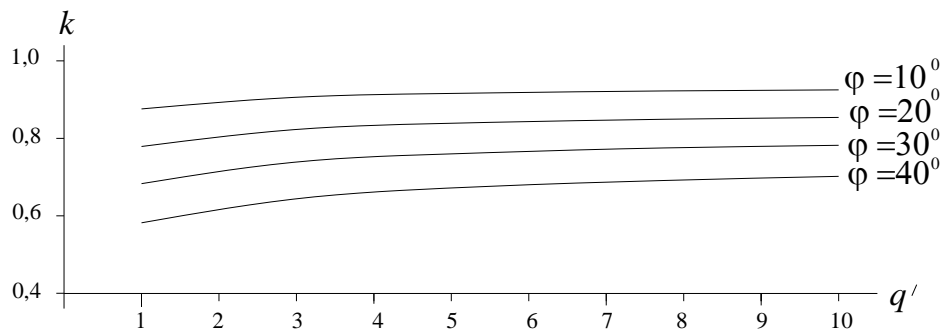


Рисунок 2.2 –Номограмма  $k(\varphi, q')$

Как следует из номограммы, метод логарифмической спирали завышает предельную нагрузку. При этом, ошибка увеличивается с увеличением угла внутреннего трения и уменьшением пригрузки.



Здесь угол  $\theta$  отсчитывается от вертикали  $OO'$  в положительном направлении против часовой стрелки. Радиусы  $r_2$ ,  $r_3$  и  $r_4$  будут равны:

$$\begin{aligned} r_2 &= r_1 e^{(\theta_2 - \theta_1) \operatorname{tg} \varphi_1} \\ r_3 &= r_2 e^{(\theta_3 - \theta_2) \operatorname{tg} \varphi_2} = r_1 e^{(\theta_2 - \theta_1) \operatorname{tg} \varphi_1 + (\theta_3 - \theta_2) \operatorname{tg} \varphi_2} \\ r_4 &= r_3 e^{(\theta_4 - \theta_3) \operatorname{tg} \varphi_1} = r_1 e^{(\theta_2 - \theta_1) \operatorname{tg} \varphi_1 + (\theta_3 - \theta_2) \operatorname{tg} \varphi_2 + (\theta_4 - \theta_3) \operatorname{tg} \varphi_1} \end{aligned} \quad (2.11)$$

Углы  $\theta_2$ ,  $\theta_3$  и  $\theta_4$  определяются из трансцендентных уравнений – для угла  $\theta_2$ :  $r_2 \cos \theta_2 - r_1 \cos \theta_1 = r_1 [e^{(\theta_2 - \theta_1) \operatorname{tg} \varphi_1} \cdot \cos \theta_2 - \cos \theta_1] = l$

для угла  $\theta_3$ :  $r_3 \cos \theta_3 - r_2 \cos \theta_2 = e^{(\theta_3 - \theta_2) \operatorname{tg} \varphi_2} \cos \theta_3 - \cos \theta_2 = 0$  (2.12)

для угла  $\theta_4$ :  $r_4 \cos \theta_4 - r_1 \cos \theta_1 =$

$$= e^{(\theta_2 - \theta_1) \operatorname{tg} \varphi_1 + (\theta_3 - \theta_2) \operatorname{tg} \varphi_2 + (\theta_4 - \theta_3) \operatorname{tg} \varphi_1} \cos \theta_4 - \cos \theta_1 = 0$$

Заметим, что угол  $\theta_1$  и радиус  $r_1$  полностью определяют геометрию области выпора и являются исходными параметрами задачи.

Здесь рассмотрим решение задачи в абсолютных величинах. Вертикальная сила предельного давления  $P_{us}$  приложена в середине штампа. Частное значение этой силы  $P$ , соответствующей произвольной схеме выпора, определяется из уравнения моментов относительно центра логарифмических спиралей:

$$P = -2 \frac{M_\gamma + M_c + M_q}{2r_1 \sin \theta_1 + b} \quad (2.13)$$

Моменты от действия собственного веса грунта  $\gamma_1$  и  $\gamma_2$ , удельного сцепления  $c$  и пригрузки  $q$  будут определяться выражениями:

момент от собственного веса грунта –

$$\begin{aligned} M_\gamma &= \int_{\theta_1}^{\theta_2} \gamma_1 (r \cos \theta - r_1 \cos \theta_1) \frac{r^2 \sin \theta \cos(\theta - \varphi_1)}{\cos \varphi_1} d\theta + \\ &+ \int_{\theta_2}^{\theta_3} \gamma_2 (r \cos \theta - r_2 \cos \theta_2) \frac{r^2 \sin \theta \cos(\theta - \varphi_2)}{\cos \varphi_2} d\theta + \\ &+ \int_{\theta_3}^{\theta_4} \gamma_1 (r \cos \theta - r_1 \cos \theta_1) \frac{r^2 \sin \theta \cos(\theta - \varphi_1)}{\cos \varphi_1} d\theta + \\ &+ \frac{\gamma_1 l}{2} (r_3^2 \sin^2 \theta_3 - r_2^2 \sin^2 \theta_2) = \\ &= \frac{\gamma_1 r_1^3}{4} \{ e^{3(\theta_2 - \theta_1) \operatorname{tg} \varphi_1} \cdot F(\theta_2, \varphi_1) - F(\theta_1, \varphi_1) \} + \end{aligned} \quad (2.14)$$

$$\begin{aligned}
& +2 \cos \theta_1 \left[ \sin^2 \theta_1 - e^{2(\theta_2 - \theta_1) \operatorname{tg} \varphi_1} \cdot \sin^2 \theta_2 \right] + \\
& \quad \frac{\gamma_2 r_2^3}{4} \left\{ e^{3(\theta_3 - \theta_2) \operatorname{tg} \varphi_2} \cdot F(\theta_3, \varphi_2) - F(\theta_2, \varphi_2) + \right. \\
& \quad + 2 \cos \theta_2 \left[ \sin^2 \theta_2 - e^{2(\theta_3 - \theta_2) \operatorname{tg} \varphi_2} \cdot \sin^2 \theta_3 \right] + \\
& \quad + \frac{\gamma_1 r_1^3}{4} \left\{ e^{3(\theta_2 - \theta_1) \operatorname{tg} \varphi_1} \cdot F(\theta_4, \varphi_1) - F(\theta_3, \varphi_1) + \right. \\
& \quad + 2 \cos \theta_1 \frac{r_1}{r_3} \left[ \sin^2 \theta_3 - e^{2(\theta_4 - \theta_3) \operatorname{tg} \varphi_1} \cdot \sin^2 \theta_3 \right] \left. \right\} + \\
& \quad + \frac{\gamma_1 l}{2} (r_3^2 \sin^2 \theta_3 - r_2^2 \sin^2 \theta_2)
\end{aligned}$$

момент, обусловленный удельным сцеплением грунта –

$$\begin{aligned}
M_c &= c_1 r_1^2 e^{-2\theta_1 \operatorname{tg} \varphi_1} \int_{\theta_1}^{\theta_2} e^{2\theta \operatorname{tg} \varphi_1} d\theta + c_2 r_2^2 e^{-2\theta_2 \operatorname{tg} \varphi_2} \int_{\theta_2}^{\theta_3} e^{2\theta \operatorname{tg} \varphi_2} d\theta + \\
& \quad + c_1 r_3^2 e^{-2\theta_3 \operatorname{tg} \varphi_1} \int_{\theta_3}^{\theta_4} e^{2\theta \operatorname{tg} \varphi_1} d\theta = \\
& = \frac{c_1 r_1^2}{2 \operatorname{tg} \varphi_1} \left[ e^{2(\theta_2 - \theta_1) \operatorname{tg} \varphi_1} - 1 \right] + \frac{c_2 r_2^2}{2 \operatorname{tg} \varphi_2} \left[ e^{2(\theta_3 - \theta_2) \operatorname{tg} \varphi_2} - 1 \right] + \\
& \quad + \frac{c_1 r_3^2}{2 \operatorname{tg} \varphi_1} \left[ e^{2(\theta_4 - \theta_3) \operatorname{tg} \varphi_1} - 1 \right]
\end{aligned} \tag{2.15}$$

момент от пригрузки –

$$M_q = \frac{q}{2} [r_4^2 \sin^2 \theta_4 - (r_1 \sin \theta_1 + b)^2] \tag{2.16}$$

Здесь значение  $F(\theta_i, \varphi_i)$  принимается по формуле (2.5). Располагая функцией  $P(r_1, \theta_1)$ , остается найти ее минимум, который можно рассматривать как несущую способность основания или предельное давление на основание  $P_{us} = \min P(r_1, \theta_1)$ .

Длина зоны выпора определяется по формуле:

$$l_{pr} = r_4 \sin \theta_4 - r_1 \sin \theta_1 - b \tag{2.17}$$

Максимальная глубина зоны выпора:

$$h_m = r_2 e^{(\varphi_2 - \theta_2) \operatorname{tg} \varphi_2} \cos \varphi_2 - r_1 \cos \theta_1 \tag{2.18}$$

Отметим, что в случае слабого подстилающего слоя возможно наличие двух локальных минимумов функции  $P_{us} = \min P(r_1, \theta_1)$ , из которых следует принимать наименьшее значение предельного давления.

Рассмотрим пример расчёта основания со слабым подстилающим слоем [62]. Пусть несущий слой представлен грунтом с характеристиками:

$$\gamma_1 = 20 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}, c_1 = 12 \text{ кПа}, \varphi_1 = 30^\circ;$$

Для грунта подстилающего слоя примем:

$$\gamma_2 = 18 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}, c_2 = 24 \text{ кПа}, \varphi_2 = 15^\circ;$$

Ширина штампа (фундамента) составляет  $b=1\text{ м}$ . Пригрузка  $q=10 \text{ кН/м}$ .

Для начала, на основе формул 2.1-2.6 найдём расположение линии скольжения ( $r_1$  и  $\theta_1$ ), при которой величина предельной силы давления для несущего слоя грунта, без учёта подстилающего, примет минимальное значение.

Изменяя радиус  $r_1$ , для различных углов  $\theta_1$ , вычисляем предельную силу давления и таким образом находим её наименьшее значение (таблица 2.1):

Таблица 2.1 – Предельная сила давления для несущего слоя грунта, без учёта подстилающего

$\theta_1$	$r_1$	$l_{pr}$	$h_m$	P
-35,0	1,00	2,46	0,85	2289,02
	1,50	4,20	1,27	1194,67
	2,00	5,93	1,70	1319,10
-40,0	1,00	2,78	0,99	1445,36
	1,50	4,67	1,48	1147,97
	2,00	6,56	1,97	1359,31
-45,0	1,00	3,10	1,14	1214,01
	1,50	5,14	1,71	1172,00
	2,00	7,19	2,27	1452,72

Примечание:  $\theta_1, r_1$  – геометрические параметры линии скольжения;  $l_{pr}$  – длина зоны выпора;  $h_m$  – максимальная глубина зоны выпора; P- предельная сила давления.



Как видно из таблицы 2.1, для несущего слоя грунта, без учёта подстилающего, линия скольжения будет иметь угол  $\theta_1 = -40,0^\circ$ , и радиус  $r_1 = 1,50$  м, а предельная сила давления  $P_{us} = 1147,97$  кН.

Теперь определим предельную силу давления с учётом слабого подстилающего слоя, кровля которого находится на глубине  $l = 1,7$  м (таблица 2.2):

Таблица 2.2 – Предельная сила давления с учётом слабого подстилающего слоя

$\theta_1$	$r_1$	$l_{pr}$	$h_m$	P
-55,0	1,50	5,05	1,82	904,96
	2,00	6,07	2,16	850,95
	2,50	7,25	2,53	905,55
-62,0	1,50	5,03	1,95	849,20
	1,70	5,50	2,17	832,05
	2,00	6,28	2,44	856,33
-65,0	1,20	4,44	1,84	926,18
	1,50	5,09	2,10	835,13
	2,00	6,37	2,57	870,93

Примечание:  $\theta_1$ ,  $r_1$  – геометрические параметры линии скольжения;  $l_{pr}$  – длина зоны выпора;  $h_m$  – максимальная глубина зоны выпора; P- предельная сила давления.

Таким образом, для данного основания со слабым подстилающим слоем, линия скольжения будет иметь угол  $\theta_1 = -62,0^\circ$ , и радиус  $r_1 = 1,70$  м, а предельная сила давления  $P_{us} = 832,05$  кН.

Представим полученные результаты графически на рисунке 2.4:

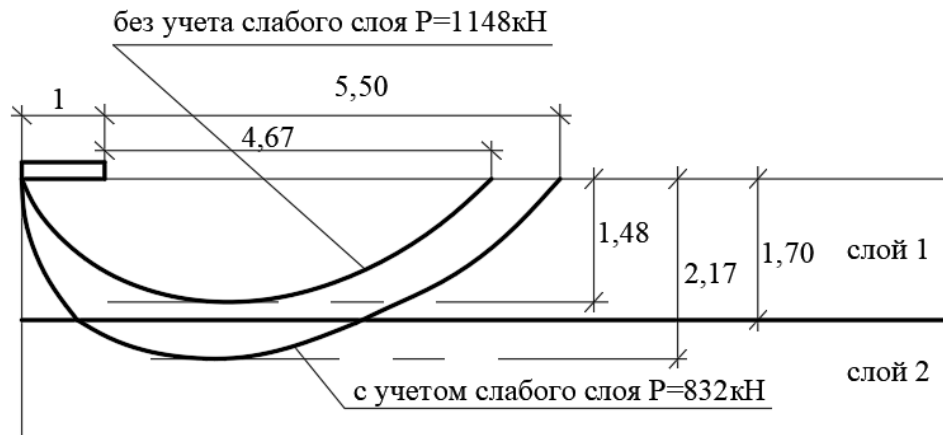


Рисунок 2.4 – Линии скольжения разрушения основания

Так как  $832 \text{ кН} < 1148 \text{ кН}$ , то разрушение произойдет по нижней линии скольжения. Следовательно, мы наглядно увидели, как наличие слабого подстилающего слоя влияет на несущую способность основания.

Построим график зависимости значения критической силы, от принятой глубины зоны выпора (рисунок 2.5):

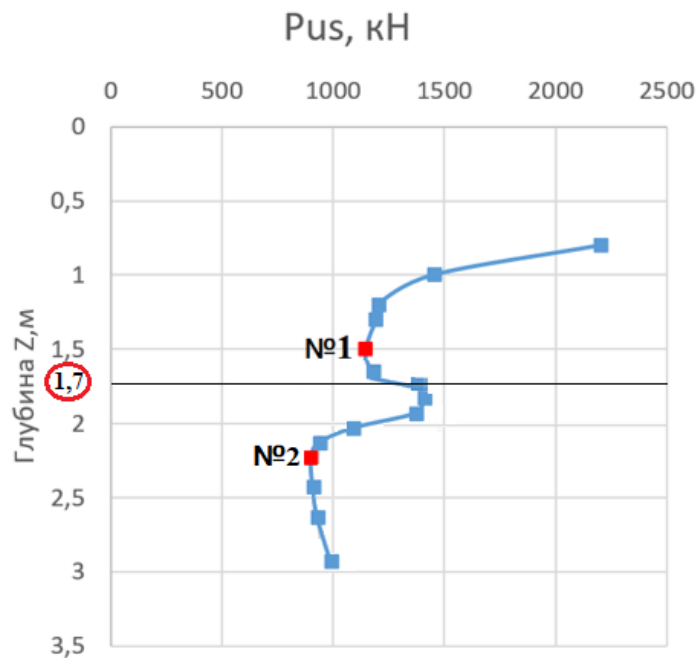


Рисунок 2.5 – График зависимости значения критической силы, от принятой глубины зоны выпора

Как видно из графика, при наличии слабого подстилающего слоя, у критической силы есть два минимума (обозначим их как точки №1 и №2), расположение которых друг относительно друга, зависит от глубины заложения слабого подстилающего слоя. В нашем случае, при глубине заложения слабого подстилающего слоя равной 1,7м, минимальное значение критической силы будет равняться 832кН, при глубине зоны выпора 2,17м (точка №2).

Следовательно, при определенной глубине заложения, слабый подстилающий слой перестаёт влиять на несущую способность основания. Происходит это тогда, когда значение критической силы в точке №2 больше значения критической силы в точке №1 (так как критическая сила в точке №1, это величина предельной силы давления для несущего слоя грунта, без учёта подстилающего).

Для наглядности построим график зависимости значения критической силы в точке №2 от глубины заложения слабого подстилающего слоя (рисунок 2.6):

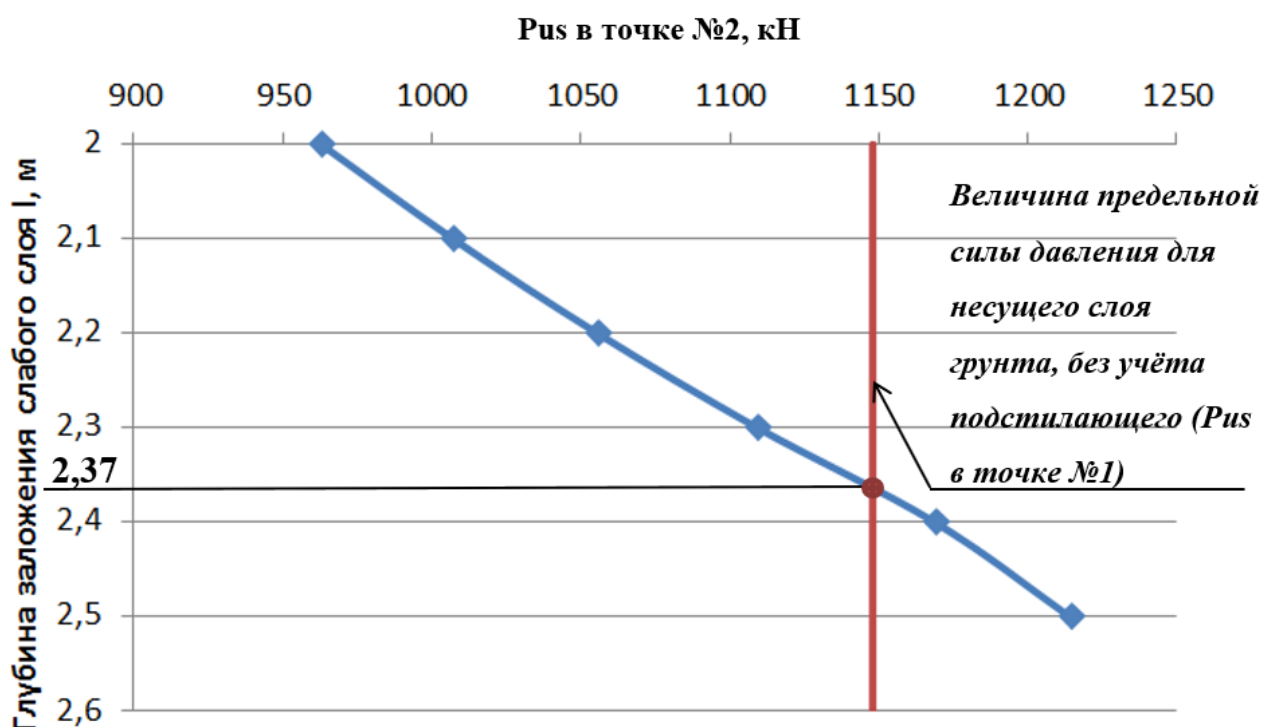


Рисунок 2.6 – График зависимости значения критической силы в точке №2 от глубины заложения слабого подстилающего слоя

Как видно из графика, в нашем случае, слабый подстилающий слой перестаёт влиять на несущую способность основания при глубине заложения  $l = 2,37\text{м}$ . Назовём данную величину глубиной влияния слабого подстилающего слоя.

### 2.3 Алгоритм поиска положения экстремальной линии скольжения

В этом подразделе приводится описание алгоритма расчета несущей способности двухслойного основания методом логарифмической спирали [64]. Алгоритм будет состоять из нескольких шагов.

**Шаг 1:** используя формулы, описанные в пункте 2.1 решаем задачу с однородным основанием.

Принимаем минимально возможный радиус, при котором сила  $P$  расположена по левую сторону от точки  $O$  (т.к. сила  $P$  не может быть меньше 0);

$$r_1 = \frac{B}{2} + 0,1 \quad (2.19)$$

*Алгоритм 1:* далее рассчитываем угол  $\theta_1$ , при котором точка  $O$  при данном радиусе будет находиться на одной вертикальной линии с силой  $P$ , и отнимаем от данного значения 1 градус для того, чтобы сила  $P$  была больше 0.

$$\theta_1 = -\text{asin}\left(\frac{B}{2 * r_1}\right) - \frac{\pi}{180} \quad (2.20)$$

По формуле 2.3 рассчитываем силу  $P$ . Далее уменьшая угол на 1 градус рассчитываем силу  $P$  повторно, выполняем данное действие до тех пор, пока угол  $\theta_1$  не станет равным  $-90$  градусов. Из полученного массива значений  $P$  при данном радиусе выбираем и запоминаем наименьшее  $P_{\min}$ .

Далее увеличиваем радиус на  $0,1\text{м}$  и повторяем *алгоритм 1*. Увеличиваем радиус до тех пор, пока  $P_{\min}$  следующее не станет больше  $P_{\min}$  предыдущее. Визуализация данного цикла представлена на рисунке 2.7.

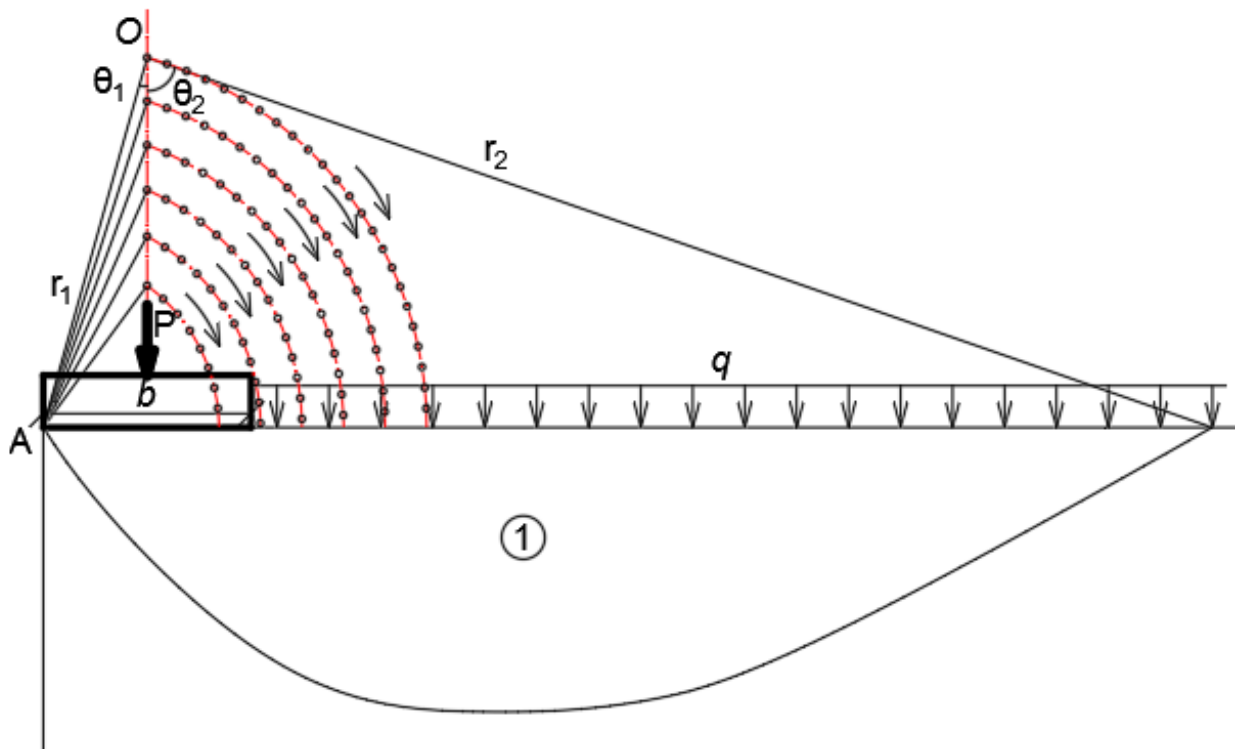


Рисунок 2.7 – Определение положения наиболее опасной линии скольжения для однородного основания

Таким образом мы находим геометрические параметры линии скольжения  $r_1$  и  $\theta_1$  при которой  $P$  принимает наименьшее значение. Обозначим это значение как  $P_{\min}$ . Так же для данной линии скольжения определяем максимальную глубину зоны выпора.

**Шаг 2:** если максимальная глубина зоны выпора больше мощности несущего слоя, то необходимо определить линию скольжения, у которой глубина зоны выпора будет равна мощности несущего слоя (на границе слоёв, для дальнейшего сравнения несущей способности).

*Алгоритм 2:* для этого принимаем угол  $\theta_1 = -89$  градусов, вычисляем через глубину выпора (которая принимается равной мощности несущего слоя)  $r_1$ , рассчитываем силу  $P$  по формуле 2.3.

Далее увеличивая угол  $\theta_1$  на 1 градус, рассчитываем силу  $P$  по алгоритму 2 повторно, выполняем данное действие до тех пор, пока угол  $\theta_1$  не станет равным  $-1$  градусу.

Из полученного массива значений силы  $P$ , выбираем минимальное значение. Обозначим это значение как  $P_{\min 1,2}$ . Визуализация данного цикла представлена на рисунке 2.8.

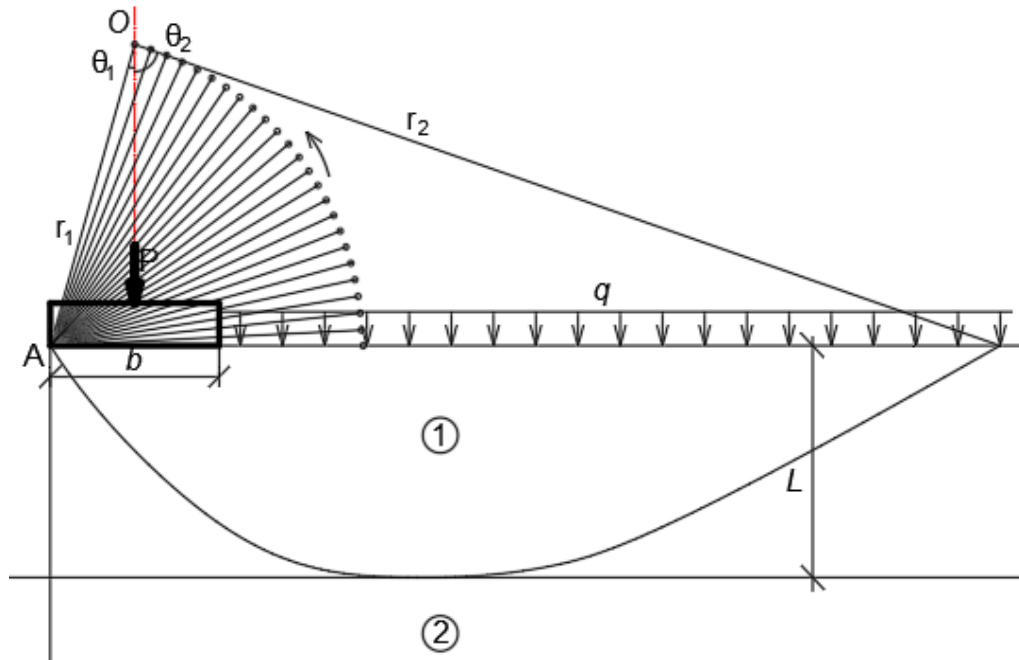


Рисунок 2.8 – Определение положения наиболее опасной линии скольжения, находящейся на границе слоев

**Шаг 3:** далее идет расчет двухслойного основания по формулам 2.10-2.16 представленным в пункте 2.2.

*Алгоритм 3:* сначала принимаем угол  $\theta_1$  равный  $-89$  градусов. Вычисляем радиус, при котором глубина зоны выпора будет равна мощности несущего слоя (это будет минимальный радиус, прибавим к нему  $0,1$  м для того, чтобы уже на 1 шаге линия скольжения заходила во второй слой). Рассчитываем силу  $P$ . Увеличиваем радиус на  $0,1$  м и снова рассчитываем силу  $P$ . Увеличиваем радиус до тех пор, пока  $P$  следующее не станет больше  $P$  предыдущего. Таким образом мы найдём минимальную силу  $P_{\min}$  для этого угла. Если на втором шаге сила  $P$  будет увеличиваться, то это значит, что второго минимума нет, следовательно, наиболее опасная линия скольжения будет находиться либо в 1 слое, либо на границе слоев.

Далее увеличиваем угол на 1 градус и повторяем *алгоритм 3*. Меняем угол до тех пор, пока  $P_{\min}$  следующее не станет больше  $P_{\min}$  предыдущего. Обозначим минимальную силу для линии скольжения, проходящей через подстилающий слой  $P_{\min 2}$ . Визуализация данного цикла представлена на рисунке 2.9.

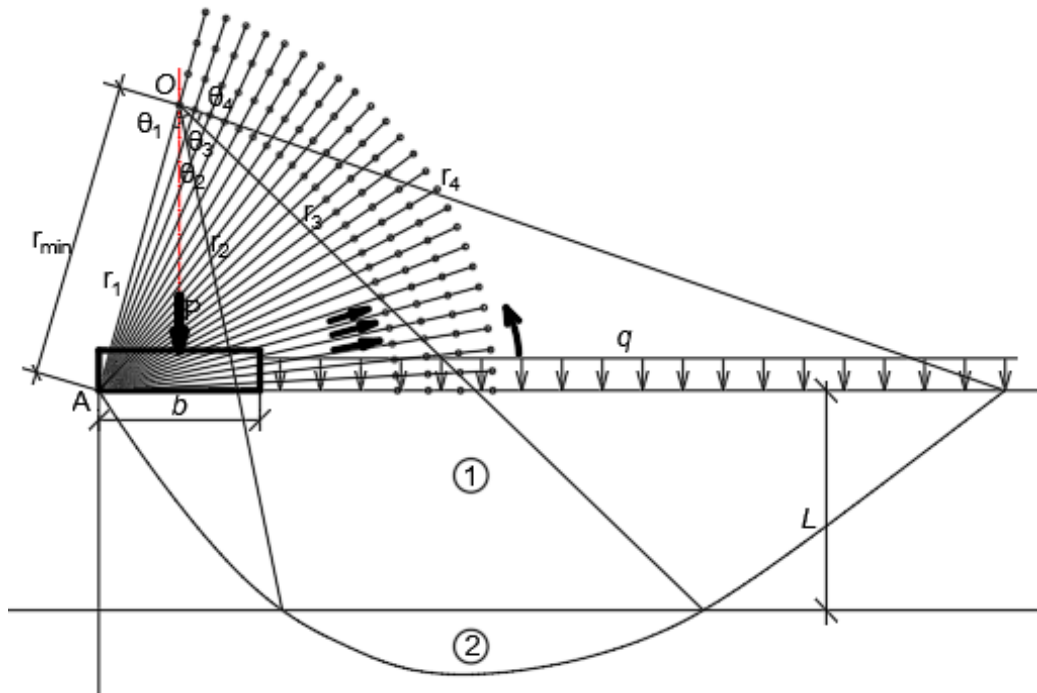


Рисунок 2.9 – Определение положения наиболее опасной линии скольжения, проходящей через подстилающий слой

Таким образом, если максимальная глубина зоны выпора для однородного основания меньше мощности несущего слоя, то необходимо сравнивать  $P_{\min 1}$  и  $P_{\min 2}$ , если больше, то  $P_{\min 1,2}$  и  $P_{\min 2}$ , выбирая в качестве несущей способности наименьшее значение.

Поскольку в данном методе достаточно большой объём вычислений, следовательно, выполнение таких вычислений вручную достаточно затруднительный процесс, было решено разработать на основе данного алгоритма программу для определения несущей способности двухслойного основания.

Экранные изображения данной программы представлены на рисунках 2.10-2.13. Блок-схема программы представлена в приложении А.

Расчет несущей способности двухслойного основания ленточного фундамента

**Исходные данные**

b =  м. - ширина штампа (фундамента)  
q =  кН/м. - боковая пригрузка

**Характеристики несущего слоя грунта**

$\gamma_1 =$   кН/м<sup>3</sup> - удельный вес грунта  
c1 =  кПа. - удельное сцепление грунта  
 $\phi_1 =$   ° (град.) - угол внутреннего трения  
L =  м. - мощность несущего слоя

**Характеристики подстилающего слоя грунта**

$\gamma_2 =$   кН/м<sup>3</sup> - удельный вес грунта  
c2 =  кПа. - удельное сцепление грунта  
 $\phi_2 =$   ° (град.) - угол внутреннего трения

**Результат**

Параметры линии скольжения:

Линия скольжения проходит в несущем слое

r1 =  м.  $\theta_1 =$   ° (град.)  
r2 =  м.  $\theta_2 =$   ° (град.)

Линия скольжения пересекает границу слоев

r1 =  м.  $\theta_1 =$   ° (град.)  
r2 =  м.  $\theta_2 =$   ° (град.)  
r3 =  м.  $\theta_3 =$   ° (град.)  
r4 =  м.  $\theta_4 =$   ° (град.)

Lpr =  м. - длина зоны выпора  
Hm =  м. - максимальная глубина зоны выпора  
Rus =  кН. - предельная нагрузка

**Схема разрушения основания**

\*Для увеличения изображения - двойной щелчок  
\*Для уменьшения изображения - 1 щелчок

by Maxim Shokhirev

Рисунок 2.10 – Общий вид

Расчет несущей способности двухслойного основания ленточного фундамента

**Исходные данные**

b =  м. - ширина штампа (фундамента)  
q =  кН/м. - боковая пригрузка

**Характеристики несущего слоя грунта**

$\gamma_1 =$   кН/м<sup>3</sup> - удельный вес грунта  
c1 =  кПа. - удельное сцепление грунта  
 $\phi_1 =$   ° (град.) - угол внутреннего трения  
L =  м. - мощность несущего слоя

**Характеристики подстилающего слоя грунта**

$\gamma_2 =$   кН/м<sup>3</sup> - удельный вес грунта  
c2 =  кПа. - удельное сцепление грунта  
 $\phi_2 =$   ° (град.) - угол внутреннего трения

Рисунок 2.11 – Исходные данные



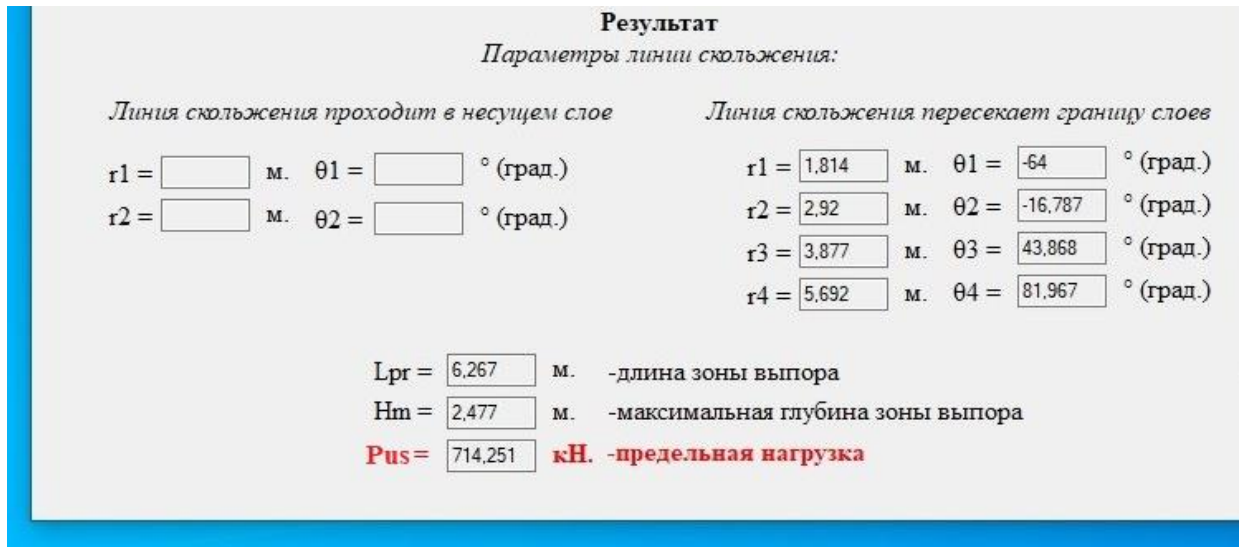


Рисунок 2.12 – Результат расчета

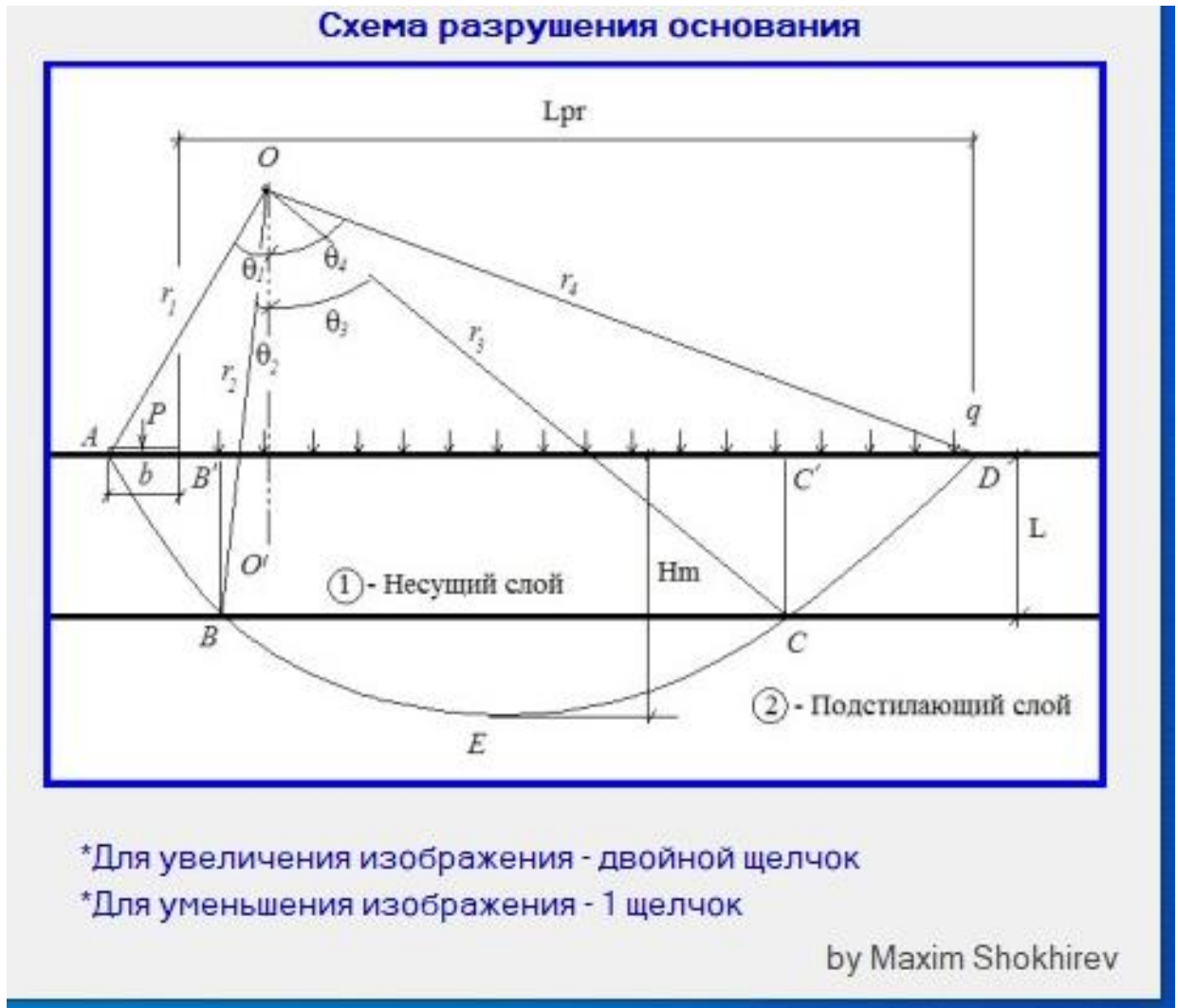


Рисунок 2.13 – Схема разрушения основания

## 2.4 Коэффициент влияния подстилающего слоя для практических расчетов

Как было показано в п.2.1. для однородных оснований метод логарифмической спирали даёт завышенный результат несущей способности основания по сравнению с методом расчёта приведённым в СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений». Таким же образом обстоит дело и для оснований, состоящих из двух слоев грунта. Данное завышение результата можно устранить при помощи использования специального коэффициента влияния подстилающего слоя для получения достоверного результата несущей способности двухслойного основания [63].

Рассмотрим 2 грунта со следующими характеристиками:

У грунта 1:  $\gamma_1 = 20 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ ;  $c_1 = 12$  кПа;  $\varphi_1 = 30^\circ$ ;

У грунта 2:  $\gamma_2 = 18 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ ;  $c_2 = 24$  кПа;  $\varphi_2 = 20^\circ$ ;

Выполним расчёт однородного основания по несущей способности для грунта 1 и грунта 2 по СП 22.13330.2016 (п.5.7.11):

$$P_u = b'l'(N_\gamma \varepsilon_\gamma b' \gamma_1 + N_q \varepsilon_q \gamma_1' d + N_c \varepsilon_c c_1) \quad (2.21)$$

в нашем случае фундаментом будет являться штамп с шириной  $b'=0,5$  м и длиной  $l'=1,0$  м, соответственно  $d = 0,0$  м (глубина заложения фундамента).

Несущая способность *грунта 1*:

$$P_{u1} = 0,5 \cdot 1(12,39 \cdot 0,875 \cdot 0,5 \cdot 20 + 30,14 \cdot 1,15 \cdot 12) = 262,17 \text{ кН};$$

Несущая способность *грунта 2*:

$$P_{u2} = 0,5 \cdot 1(2,88 \cdot 0,875 \cdot 0,5 \cdot 18 + 14,84 \cdot 1,15 \cdot 24) = 216,13 \text{ кН};$$

$$P_{u1} > P_{u2};$$

Теперь рассмотрим модель двухслойного основания со слабым подстилающим слоем (рисунок 2.14). Поскольку  $P_{u1} > P_{u2}$ , в качестве несущего слоя выступит *грунт 1*, а в качестве слабого подстилающего *грунт 2*.

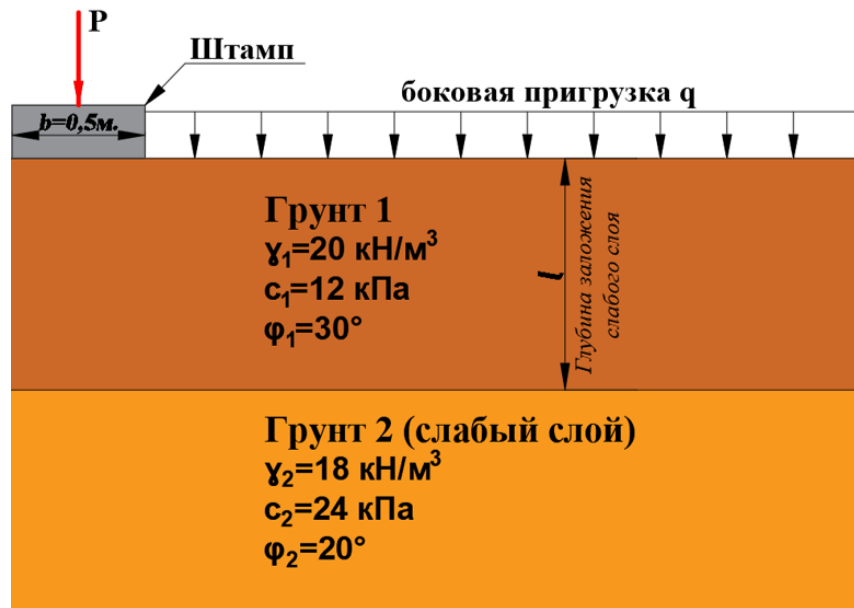


Рисунок 2.14 – Двухслойное основание со слабым подстилающим слоем

Логично предположить, что несущая способность такого основания будет варьироваться в пределах от  $P_{u2}$  до  $P_{u1}$  в зависимости от глубины заложения слабого подстилающего слоя, следовательно при определенной глубине слабый слой перестанет влиять и несущая способность такого основания будет равна  $P_{u1}$ . Обозначим данную глубину влияния слабого подстилающего слоя как  $l_{вл}$ . Таким образом график зависимости несущей способности основания  $P_{ul}$  от глубины заложения подстилающего слоя  $l_i$  будет иметь следующий примерный вид:

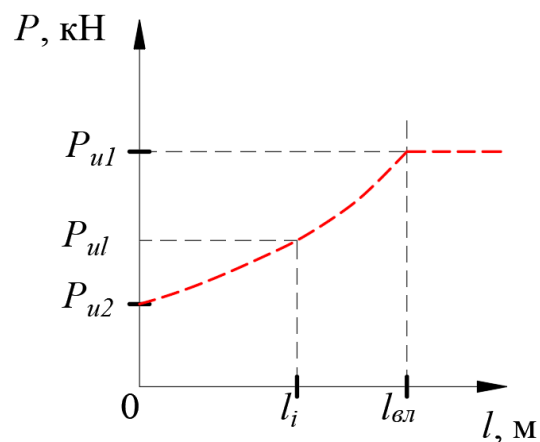


Рисунок 2.15 – График зависимости несущей способности основания  $P_{ul}$  от глубины заложения подстилающего слоя  $l_i$

Отсюда получаем формулу для определения несущей способности двухслойного основания при глубине заложения  $l_i$  в пределах от 0 до  $l_{\text{вн}}$ :

$$P_{ul} = P_{u2} + k_l(P_{u1} - P_{u2}), \quad (2.22)$$

где  $k_l$  – коэффициента влияния подстилающего слоя, изменяющийся от 0 до 1 в зависимости от  $l_i$ .

Выходит, что для определения несущей способности двухслойного основания необходимо определить  $l_{\text{вн}}$  и зависимость  $k_l$  от  $l_i$ . Для этого воспользуемся разработанной программой расчёта несущей способности двухслойного основания методом логарифмической спирали. Данная программа даёт завышенное значение предельной нагрузки, однако с её помощью можно определить глубину влияния, на которой слабый подстилающий слой перестаёт влиять на несущую способность основания, а также построить график зависимости  $k_l$  от  $l_i$ .  $k_l$  в данном случае можно вычислить по формуле (2.22), подставив туда вместо значений  $P_{u1}$ ,  $P_{u2}$  посчитанных по СП 22.13330.2016, значения  $P_{us1}$ ,  $P_{us2}$ , посчитанные при помощи программы методом логарифмической спирали.

$$k_l = \frac{P_{usl} - P_{us2}}{P_{us1} - P_{us2}} \quad (2.23)$$

Программный расчёт при заданных характеристиках грунтов дал следующие результаты:

$$P_{us1} = 335,27 \text{ кН}; P_{us2} = 230,37 \text{ кН};$$

Далее постепенно увеличивая мощность несущего слоя (глубину заложения слабого слоя), находим такое значение  $l$ , при котором линия скольжения перестаёт пересекать границу слоёв и проходит только в несущем слое. Последние два шага поиска изображены на рисунках 2.16, 2.17. На 2.16 рисунке при  $l=0,8$  м, линия скольжения пересекает границу слоёв, а на рисунке 2.17 при  $l=0,91$  м, линия скольжения проходит в несущем слое, следовательно искомая  $l_{\text{вн}}$  будет равна 0,91 м.

**Исходные данные**

$b = 0,5$  м. - ширина штампа (фундамента)  
 $q = 0$  кН/м. - боковая пригрузка

Характеристики несущего слоя грунта	Характеристики подстилающего слоя грунта
$\gamma_1 = 20$ кН/м <sup>3</sup> - удельный вес грунта	$\gamma_2 = 18$ кН/м <sup>3</sup> - удельный вес грунта
$c_1 = 12$ кПа. - удельное сцепление грунта	$c_2 = 24$ кПа. - удельное сцепление грунта
$\phi_1 = 30$ ° (град.) - угол внутреннего трения	$\phi_2 = 20$ ° (град.) - угол внутреннего трения
<b><math>L = 0,80</math> м.</b> - мощность несущего слоя	

**Результат**  
*Параметры линии скольжения:*

<i>Линия скольжения проходит в несущем слое</i>	<b><i>Линия скольжения пересекает границу слоев</i></b>
$r_1 = $ <input type="text"/> м. $\theta_1 = $ <input type="text"/> ° (град.)	$r_1 = 0,659$ м. $\theta_1 = -54$ ° (град.)
$r_2 = $ <input type="text"/> м. $\theta_2 = $ <input type="text"/> ° (град.)	$r_2 = 1,191$ м. $\theta_2 = 4,776$ ° (град.)
	$r_3 = 1,437$ м. $\theta_3 = 34,297$ ° (град.)
	$r_4 = 2,283$ м. $\theta_4 = 80,233$ ° (град.)

$L_{pr} = 2,283$  м. - длина зоны выпора  
 $H_m = 0,846$  м. - максимальная глубина зоны выпора  
 **$P_{us} = 314,788$  кН. - предельная нагрузка**

Рисунок 2.16 – Программный расчёт 1

**Исходные данные**

$b = 0,5$  м. - ширина штампа (фундамента)  
 $q = 0$  кН/м. - боковая пригрузка

Характеристики несущего слоя грунта	Характеристики подстилающего слоя грунта
$\gamma_1 = 20$ кН/м <sup>3</sup> - удельный вес грунта	$\gamma_2 = 18$ кН/м <sup>3</sup> - удельный вес грунта
$c_1 = 12$ кПа. - удельное сцепление грунта	$c_2 = 24$ кПа. - удельное сцепление грунта
$\phi_1 = 30$ ° (град.) - угол внутреннего трения	$\phi_2 = 20$ ° (град.) - угол внутреннего трения
<b><math>L = 0,91</math> м.</b> - мощность несущего слоя	

**Результат**  
*Параметры линии скольжения:*

<b><i>Линия скольжения проходит в несущем слое</i></b>	<i>Линия скольжения пересекает границу слоев</i>
$r_1 = 0,65$ м. $\theta_1 = -44,62$ ° (град.)	$r_1 = $ <input type="text"/> м. $\theta_1 = $ <input type="text"/> ° (град.)
$r_2 = 2,238$ м. $\theta_2 = 78,068$ ° (град.)	$r_2 = $ <input type="text"/> м. $\theta_2 = $ <input type="text"/> ° (град.)
	$r_3 = $ <input type="text"/> м. $\theta_3 = $ <input type="text"/> ° (град.)
	$r_4 = $ <input type="text"/> м. $\theta_4 = $ <input type="text"/> ° (град.)

$L_{pr} = 2,146$  м. - длина зоны выпора  
 $H_m = 0,731$  м. - максимальная глубина зоны выпора  
 **$P_{us} = 335,272$  кН. - предельная нагрузка**

Рисунок 2.17 – Программный расчёт 2

На рисунках 2.18, 2.19 соответственно представлены схемы разрушения основания для 1-ого и 2-ого программных расчётов.

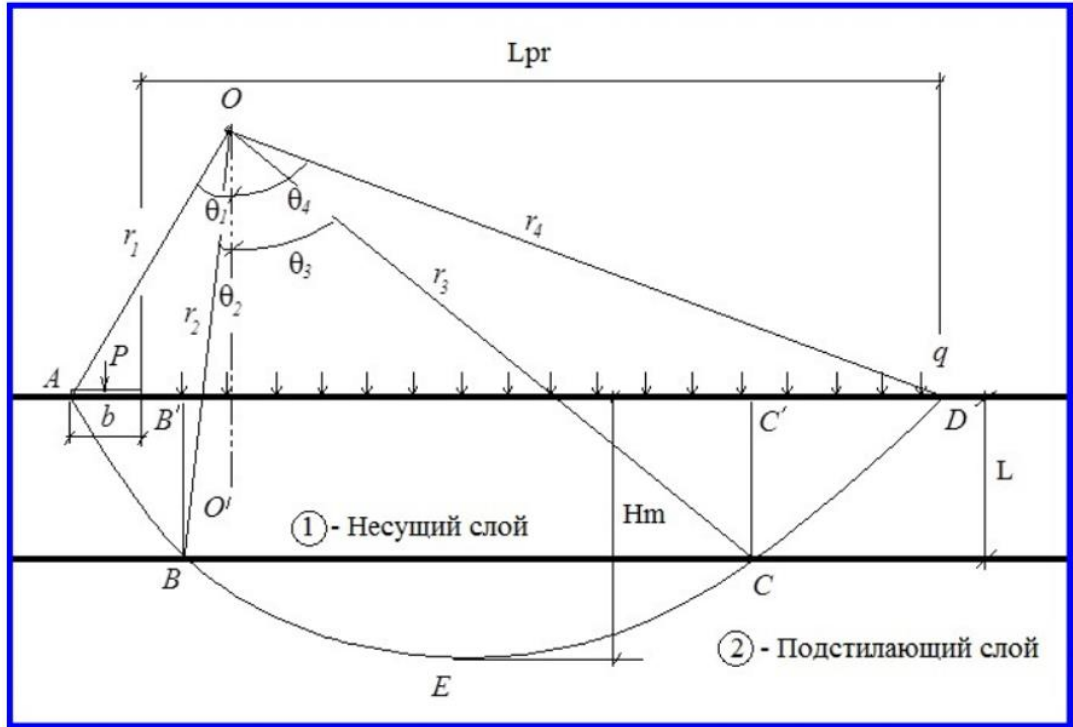


Рисунок 2.18 – Схема разрушения основания 1

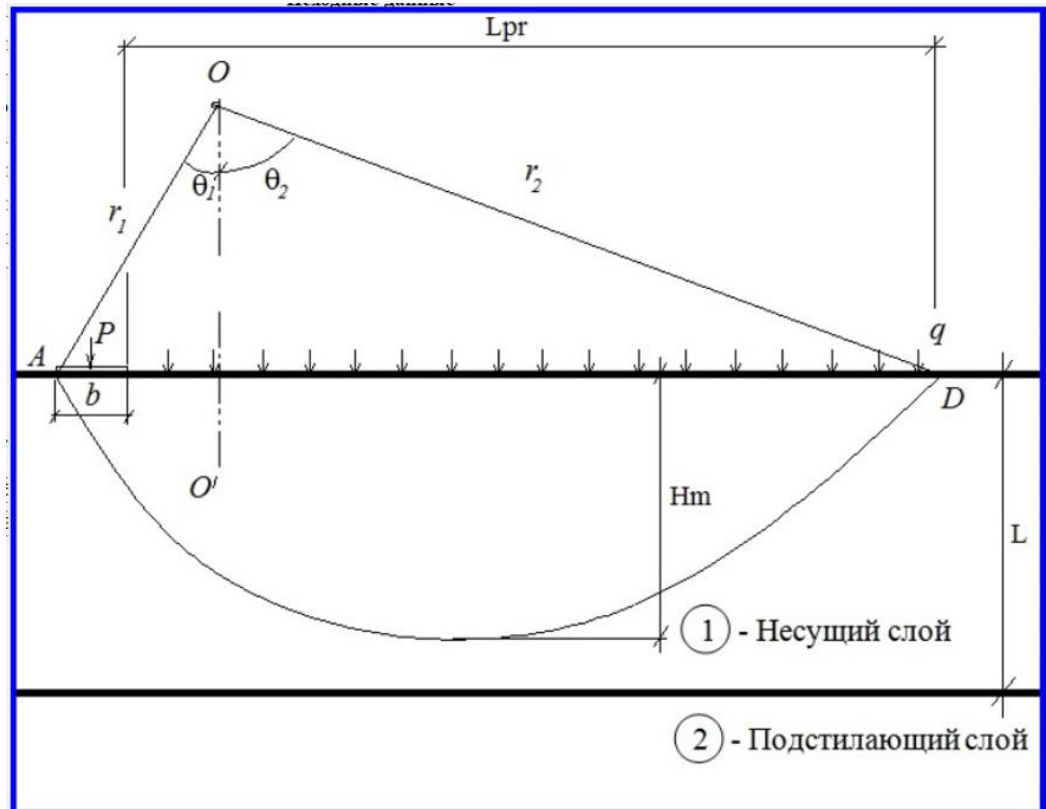


Рисунок 2.19 – Схема разрушения основания 2

Теперь изменяя  $l_i$  от 0 до  $l_{вл}=0,91$  м с шагом 0,1 м, будем вычислять с помощью программы  $P_{ul}$  и по формуле (2.23) рассчитывать значение  $k_l$  (таблица 2.3).

Таблица 2.3 – Расчёт коэффициента влияния подстилающего слоя  $k_l$  при различной глубине заложения подстилающего слоя  $l_i$

$l_i$ , м	$P_{ul}$ , кН	$k_l$
0	230,37	0
0,1	237,16	0,065
0,2	244,55	0,135
0,3	252,27	0,209
0,4	260,74	0,290
0,5	270,72	0,385
0,6	281,96	0,492
0,7	296,19	0,628
0,8	314,79	0,805
0,91	335,27	1

На основе полученных значений (таблица 2.3) построим график зависимости  $k_l$  от  $l_i$  (рисунок 2.20).

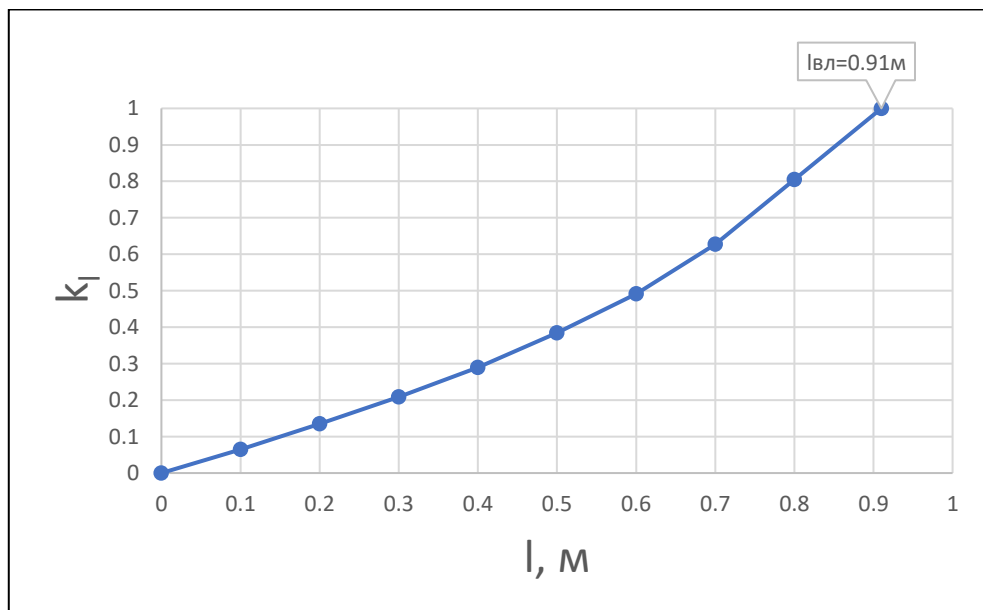


Рисунок 2.20 – График зависимости коэффициента  $k_l$  от  $l_i$ .

Далее меняя значение  $\varphi_2$  с шагом  $5^\circ$  проводим расчёты и получаем графики зависимости коэффициента  $k_l$  от глубины заложения подстилающего слоя при различных значениях угла внутреннего трения подстилающего слоя  $\varphi_2$  (рисунок 2.21).

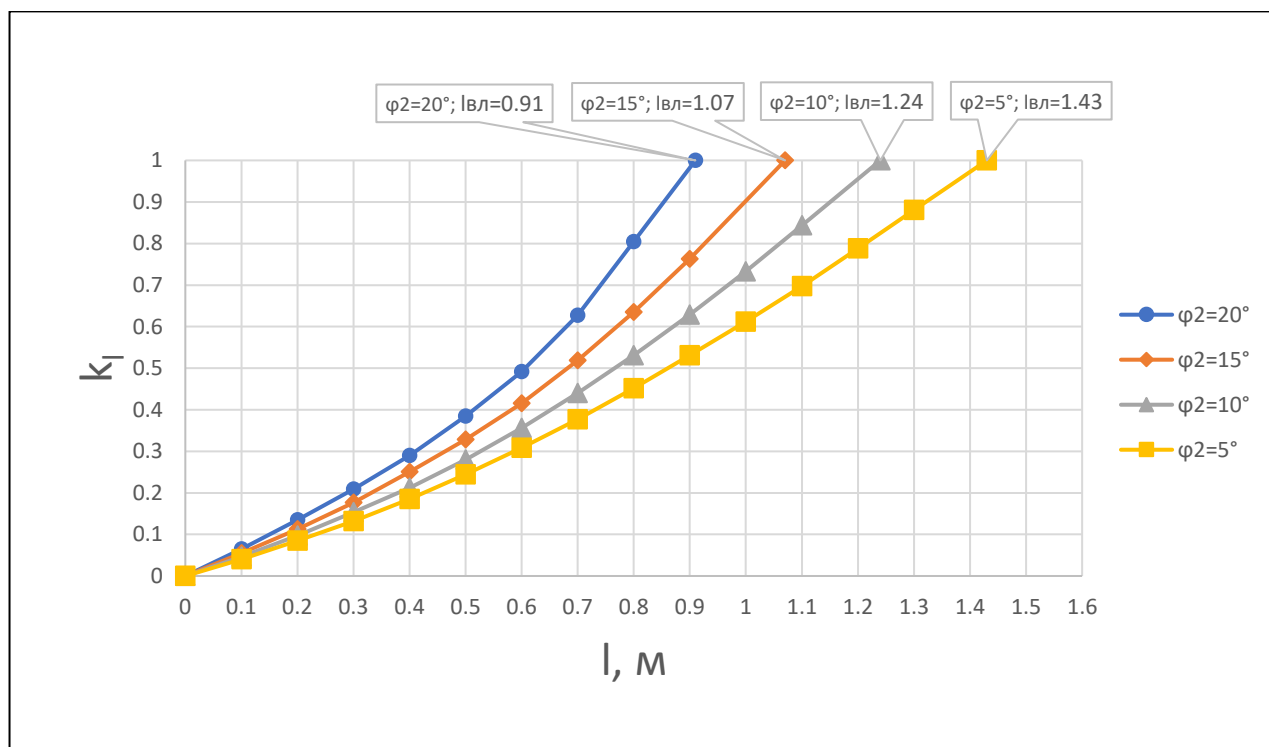


Рисунок 2.21 – График зависимости коэффициента  $k_l$  от глубины заложения подстилающего слоя при различных значениях угла внутреннего трения  $\varphi_2$

Так же меняя значение  $c_2$  проводим расчёты и получаем графики зависимости коэффициента влияния подстилающего слоя  $k_l$  от глубины заложения подстилающего слоя при различных значениях удельного сцепления подстилающего слоя  $c_2$  (рисунок 2.22).



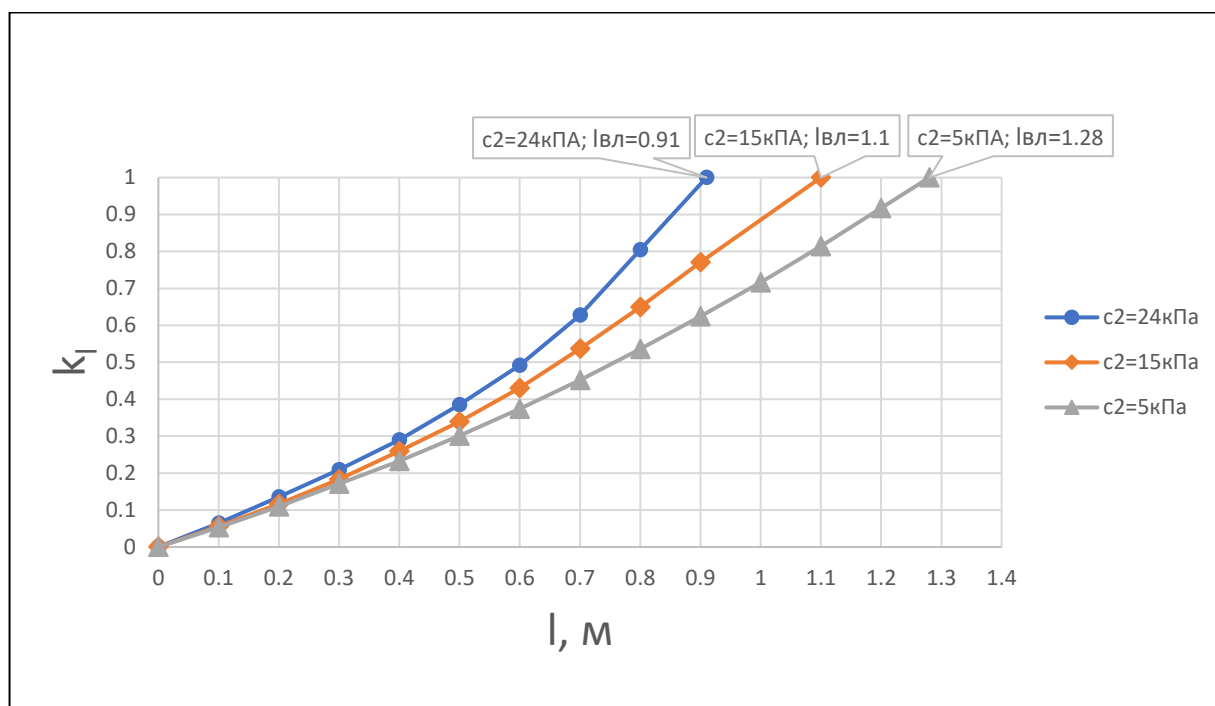


Рисунок 2.22 – График зависимости коэффициента  $k_l$  от глубины заложения подстилающего слоя при различных значениях удельного сцепления  $c_2$

По графикам, изображенным на рисунках 2.21 и 2.22, мы видим, что чем меньше значения прочностных характеристик подстилающего слоя грунта ( $\varphi_2$ ,  $c_2$ ), тем выше график зависимости коэффициента влияния подстилающего слоя  $k_l$  от глубины заложения подстилающего слоя. Это обусловлено тем, что чем слабее подстилающий слой, тем больше глубина его влияния  $l_{вл}$ .

Таким образом, по СП 22.13330.2016 рассчитывается несущая способность однородного основания для грунта-1 и грунта-2, и с помощью формулы (2.22), а также графика зависимости коэффициента влияния подстилающего слоя  $k_l$  от  $l_i$  (полученного при помощи программы), определяется несущая способность основания со слабым подстилающим слоем при любой глубине его заложения.

### Выводы по второй главе

В итоге мы получили аналитический метод расчета несущей способности двухслойного основания, который, во-первых, применим к любой комбинации прочностных характеристик двух слоёв, во-вторых, соответствует строгим

статическим решения теории предельного равновесия для однородного основания.

Также отметим, что этот метод соответствует требованиям СП 22.13330.2016, в котором говорится, что “расчет оснований по несущей способности в общем случае следует выполнять методами теории предельного равновесия, основанными на поиске наиболее опасной поверхности скольжения и обеспечивающими равенство сдвигающих и удерживающих сил.”

Алгоритм поиска линии скольжения, по которой произойдет разрушение основания, был разработан и реализован в программе, для мгновенного определения данной линии скольжения.

### ГЛАВА 3. ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ПРОЦЕССА РАЗРУШЕНИЯ ДВУХСЛОЙНОГО ОСНОВАНИЯ И СОПОСТАВЛЕНИЕ С АНАЛИТИЧЕСКИМ РЕШЕНИЕМ

В данной главе выполняется сопоставительный анализ разработанного аналитического метода определения предельной нагрузки на основание, состоящее из двух слоев грунта, с численными методами (Plaxis, Optum G2).

#### 3.1 Расчетная схема слабого подстилающего слоя

Мы рассмотрим 3 варианта комбинации грунтов в двухслойном основании со слабым подстилающим слоем (таблица 3.1). Ширина штампа  $b = 1$  м, боковая пригрузка  $q = 0$  кН/м.

Таблица 3.1 – Характеристики грунтов для трёх вариантов расчёта *A, B, C*

Расположение	Хар-ки	Варианты		
		<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>
Грунт 1 - несущий слой	$\gamma_1$ , кН/м <sup>3</sup>	17	17	21
	$\varphi_1$ , ° (градусы)	32	32	15
	$c_1$ , кПа	1	1	18
Грунт 2 - подстилающий слой	$\gamma_2$ , кН/м <sup>3</sup>	16	22	22
	$\varphi_2$ , ° (градусы)	29,5	10	10
	$c_2$ , кПа	1	9	9

Далее выполним расчёт разработанным аналитическим методом и численным методом в программе Optum G2. Так же приведём расчёты другого автора, выполненные методом конечных элементов в программе Plaxis [133].

Результаты расчёта несущей способности разработанным аналитическим методом для трёх вариантов двухслойных оснований, посчитанные для разной глубины заложения подстилающего слоя ( $l$ ), представлены в таблице 3.2.

Таблица 3.2 – Результаты расчёта несущей способности разработанным аналитическим методом

$l, \text{м}$	Варианты		
	$A, \text{кН}$	$B, \text{кН}$	$C, \text{кН}$
0,00	197,77	86,94	86,94
0,50	220,49	99,65	124,95
0,60	225,60	103,89	133,21
0,70	230,97	108,82	141,79
0,90	242,45	120,83	160,11
1,00	249,46	127,74	169,94
1,10	255,81	135,45	180,03
1,20	263,97	143,75	190,37
1,30	272,80	152,67	201,22
1,40	283,32	162,08	212,43
1,50	294,15	172,10	223,47
1,60	300,35	182,70	223,47
1,70	300,35	193,88	223,47
1,80	300,35	205,50	223,47
1,90	300,35	217,67	223,47
2,00	300,35	230,41	223,47
2,10	300,35	243,69	223,47
2,20	300,35	257,34	223,47
2,30	300,35	271,57	223,47
2,40	300,35	286,38	223,47
2,50	300,35	300,35	223,47
$\infty$	300,35	300,35	223,47

Результаты расчёта несущей способности методом конечных элементов для трёх вариантов двухслойных оснований, посчитанные для разной глубины

заложения подстилающего слоя, представлены в таблице 3.3. Расчёт велся в программе Plaxis, другим автором [133].

Таблица 3.3 – Результаты расчёта несущей способности методом конечных элементов (Plaxis)

$l, \text{м}$	Варианты		
	A, кН	B, кН	C, кН
0	261,9	112,2	117,9
0,5	318,5	149,1	174,4
0,8	333,3	180,7	203,7
1	352,2	194,2	223,6
1,5	381,1	237,4	266,1
2	399,6	317,2	273,9
2,5	425,7	391,4	274,5
$\infty$	425,7	391,4	274,5

Результаты расчёта несущей способности численным методом в программе Optum G2 для трёх вариантов двухслойных оснований, посчитанные для разной глубины заложения подстилающего слоя, представлены в таблице 3.4.

Таблица 3.4 – Результаты расчёта несущей способности численным методом (Optum G2)

$l, \text{м}$	Варианты		
	A, кН	B, кН	C, кН
0	158,46	86,81	86,81
0,5	196,78	101,37	136,29
0,8	217,64	125,78	165,24
1	229,45	146,75	184,79
1,5	245,53	195,77	221,53
2	243,15	236,75	224,99
2,5	245,47	236,29	224,93
$\infty$	246,92	236,92	225,07

### 3.1.1 Сопоставительный анализ варианта А

Поскольку одной из основных задач является определение глубины влияния подстилающего слоя, приведём схемы разрушения грунта от предельной нагрузки для разной глубины заложения подстилающего слоя ( $l$ ), полученные в Optum G2 (сводная информация представлена в таблице 3.5). Характеристики грунтов, используемые в расчёте представлены в таблице 3.1 для варианта А.

Таблица 3.5 – Информация о схемах разрушения грунта от предельной нагрузки для разной глубины заложения подстилающего слоя (Optum G2)

Глубина заложения подстилающего слоя – $l$ , м	Глубина выпора – $h_m$	Описание схемы разрушения	Графические результаты
0,5	1,00	линия скольжения заходит в подстилающий слой	Рис. 3.1, 3.2
0,8	1,05	линия скольжения заходит в подстилающий слой	Рис. 3.3, 3.4
1,0	1,10	линия скольжения находится практически на контакте слоёв	Рис. 3.5, 3.6
1,5	0,96	линия скольжения находится только в первом слое	Рис. 3.7, 3.8

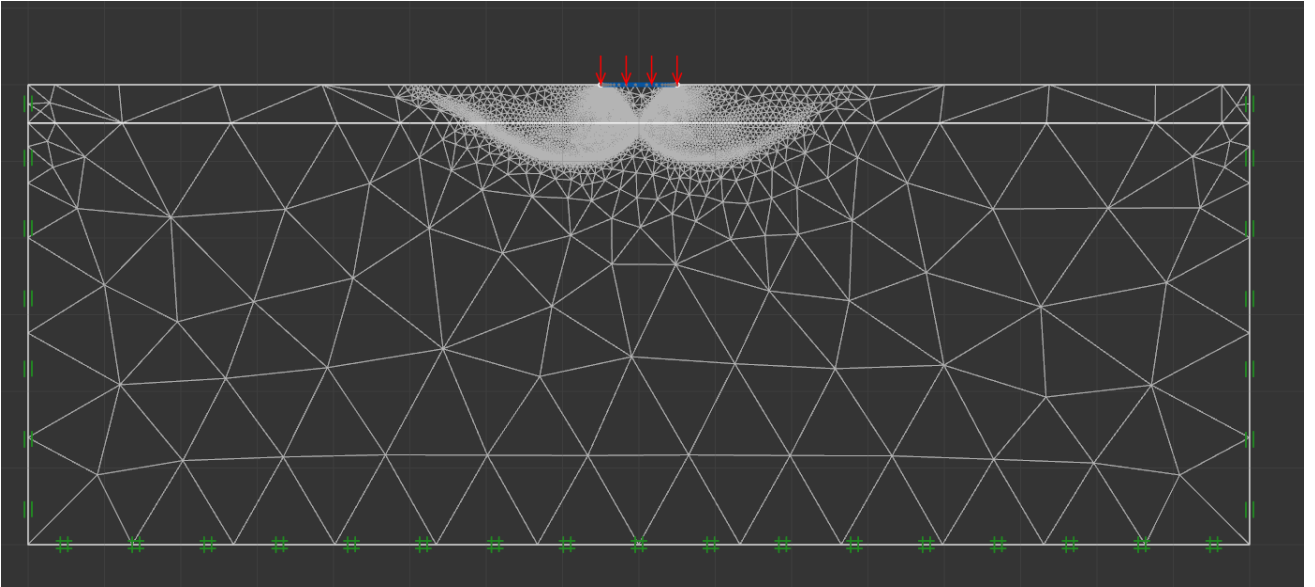


Рисунок 3.1 – Сетка конечных элементов ( $l = 0,5$  м)

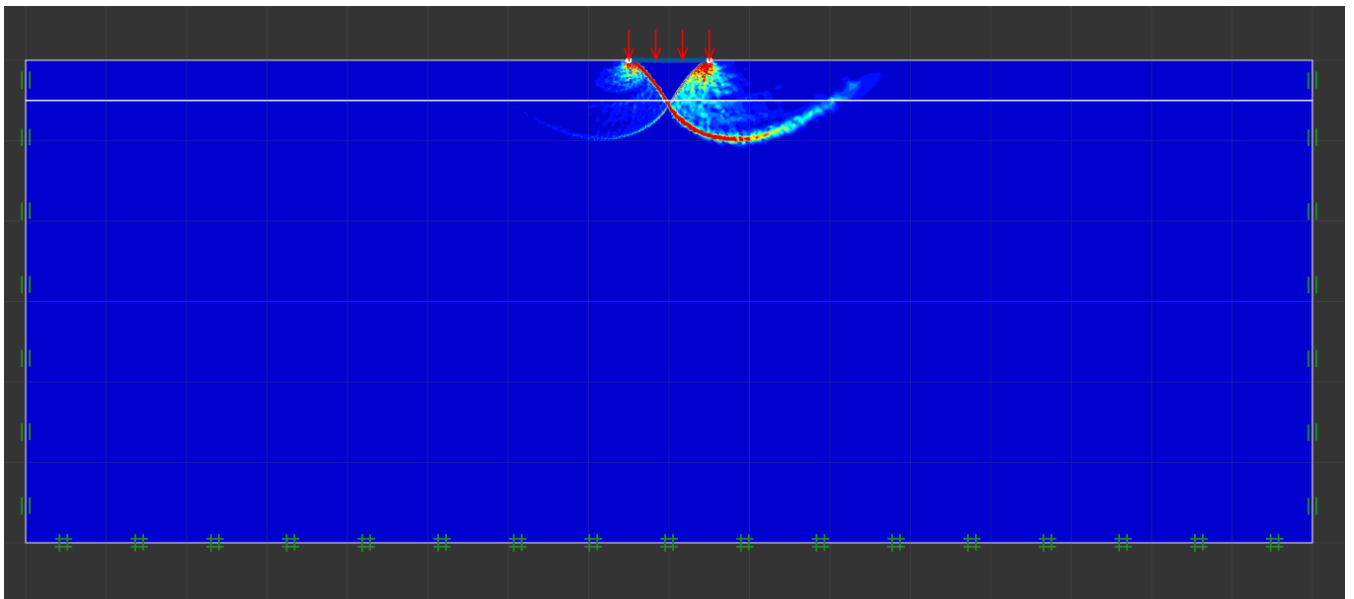


Рисунок 3.2 – Линия сдвига ( $l = 0,5$  м)

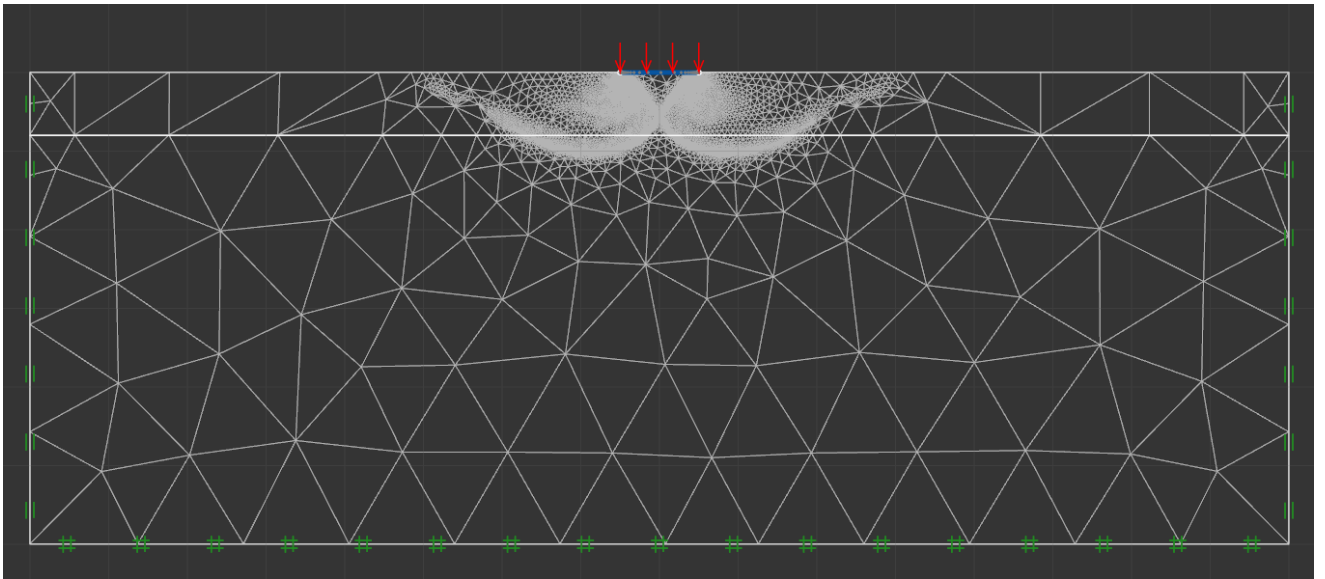


Рисунок 3.3 – Сетка конечных элементов ( $l = 0,8$  м)

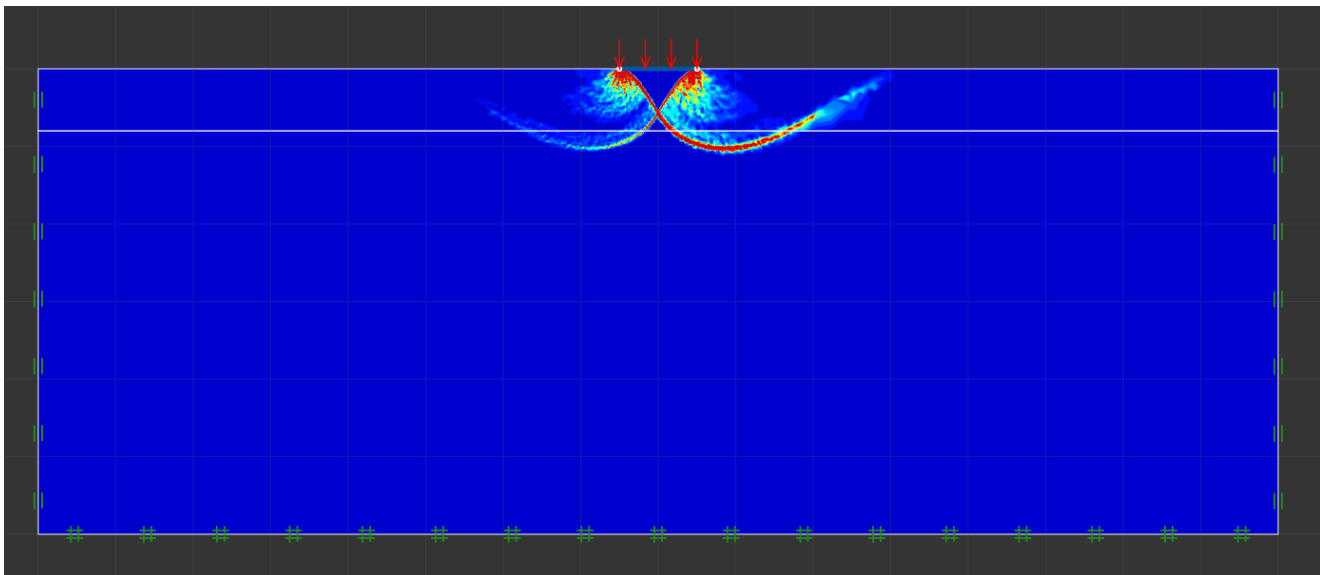


Рисунок 3.4 – Линия сдвига ( $l = 0,8$  м)



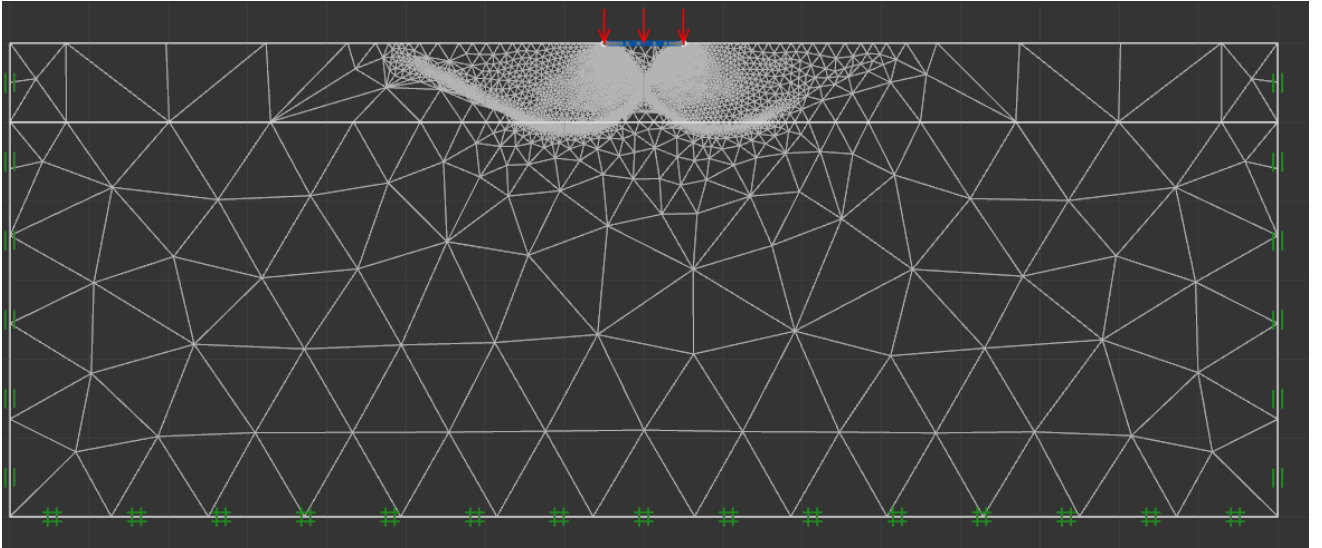


Рисунок 3.5 – Сетка конечных элементов ( $l = 1,0$  м)

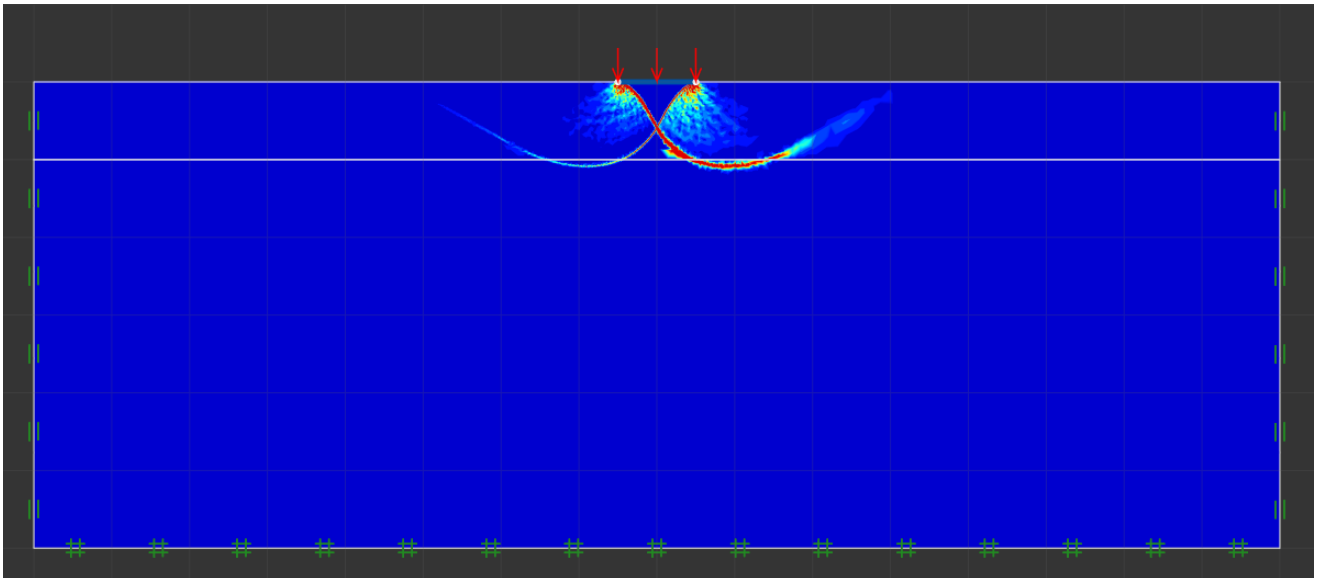


Рисунок 3.6 – Линия сдвига ( $l = 1,0$  м)

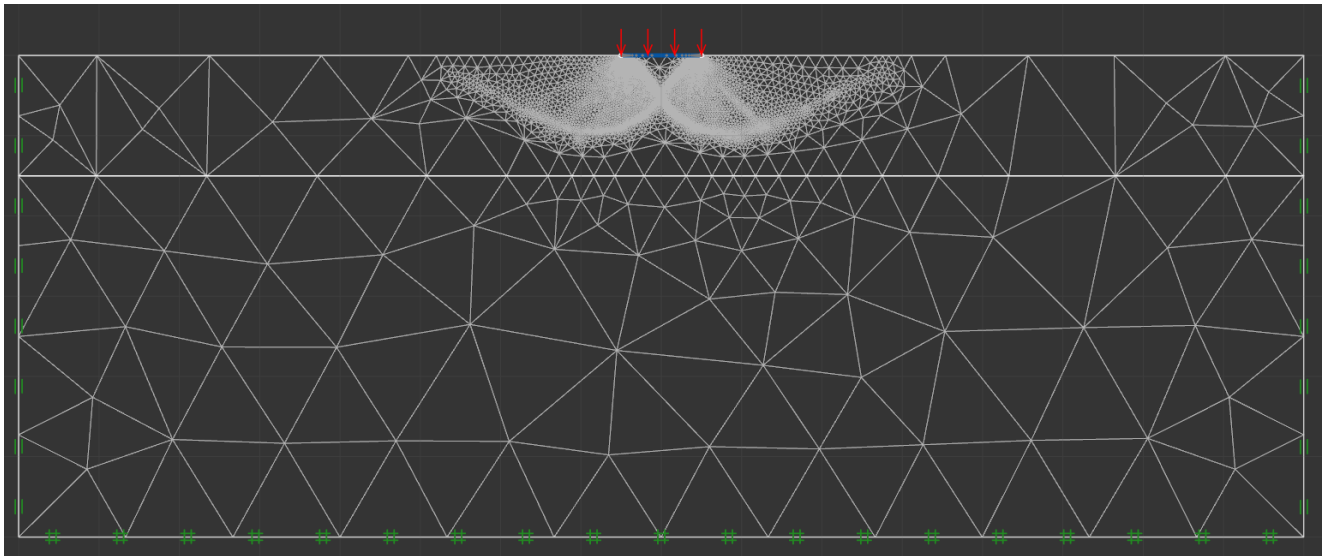


Рисунок 3.7 – Сетка конечных элементов ( $l = 1,5$  м)

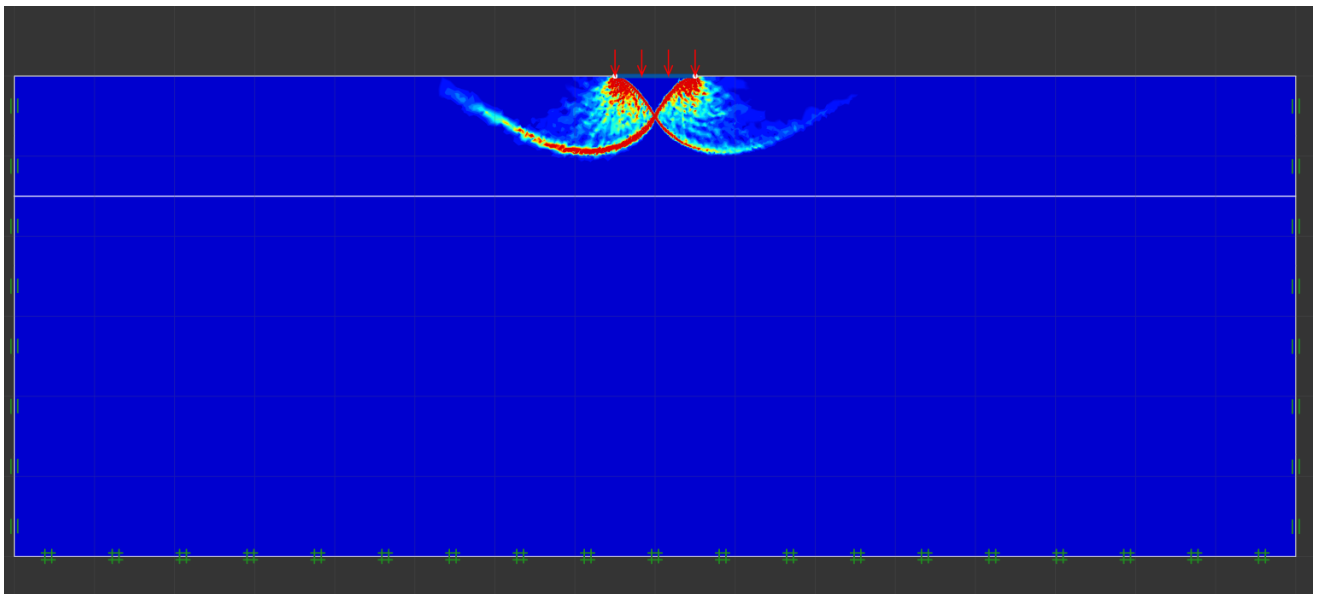


Рисунок 3.8 – Линия сдвига ( $l = 1,5$  м)

Анализ информации, приведенной в таблице 3.5 говорит о том, что слабый подстилающий слой перестает влиять на несущую способность двухслойного основания при глубине его заложения 1,5м. И несущая способность двухслойного основания становится равна несущей способности однородного основания верхнего слоя грунта.

Теперь сопоставим значения несущей способности, полученные разными методами, для варианта *A* (таблицы 3.2-3.4) и представим их в виде графика (рисунок 3.9):

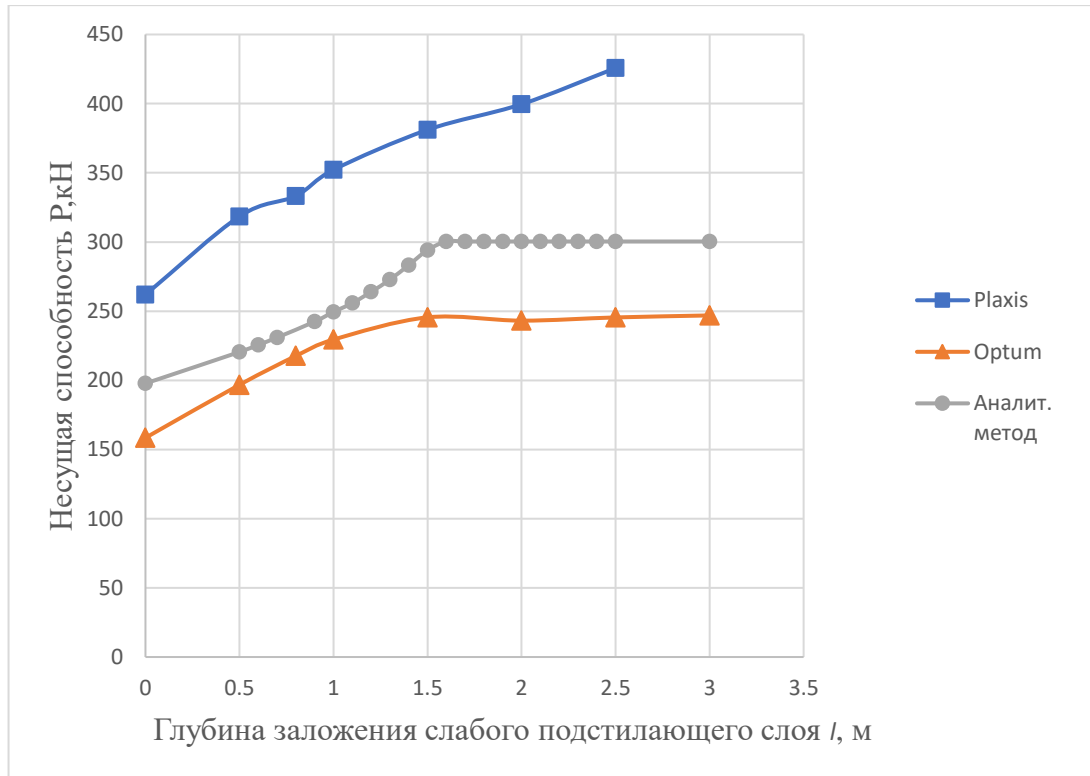


Рисунок 3.9 – График зависимости несущей способности от глубины заложения подстилающего слоя (вариант *A*)

По графику мы можем наглядно определить глубину влияния подстилающего слоя. Для аналитического метода 1,5 м, для Optum 1,5 м, для Plaxis явно не определяется.

Что касается крайних значений несущей способности, которые будут равны несущей способности однородных оснований, состоящих соответственно из грунта 1 и грунта 2, обратимся к таблице 3.6.

Таблица 3.6 – Результаты расчёта несущей способности однородных оснований

Наименование грунта	Метод расчёта однородного основания			
	Plaxis	Optum G2	Аналит. метод	Строгое решение (СП 22.13330.2016)
Грунт 1	425,7кН	246,92 кН	300,35 кН	300,35 кН
Грунт 2	261,9 кН	158,46 кН	197,77 кН	197,77 кН

В данном случае Plaxis завышает, а Optum занижает значения предельного давления на однородные основания, по сравнению со строгим решением, на котором основан разработанный аналитический метод.

Сама картина распределения несущей способности у аналитического метода и у численного метода (Optum G2) схожа.

### 3.1.2 Сопоставительный анализ варианта В

Приведём схемы разрушения грунта от предельной нагрузки для разной глубины заложения подстилающего слоя ( $l$ ), полученные в Optum G2 в таблице 3.7. Характеристики грунтов, используемые в расчёте представлены в таблице 3.1 для варианта В.

Таблица 3.7 – Информация о схемах разрушения грунта от предельной нагрузки для разной глубины заложения подстилающего слоя (Optum G2)

Глубина заложения подстилающего слоя – $l$ , м	Глубина выпора – $h_m$	Описание схемы разрушения	Графические результаты
0,5	1,00	линия скольжения заходит в подстилающий слой	Рис. 3.10, 3.11
0,8	1,23	линия скольжения заходит в подстилающий слой	Рис. 3.12, 3.13

Продолжение таблицы 3.7

1,0	1,40	линия скольжения заходит в подстилающий слой	Рис. 3.14, 3.15
1,5	1,94	линия скольжения заходит в подстилающий слой	Рис. 3.16, 3.17
2,0	0,97	линия скольжения находится только в первом слое	Рис. 3.18, 3.19

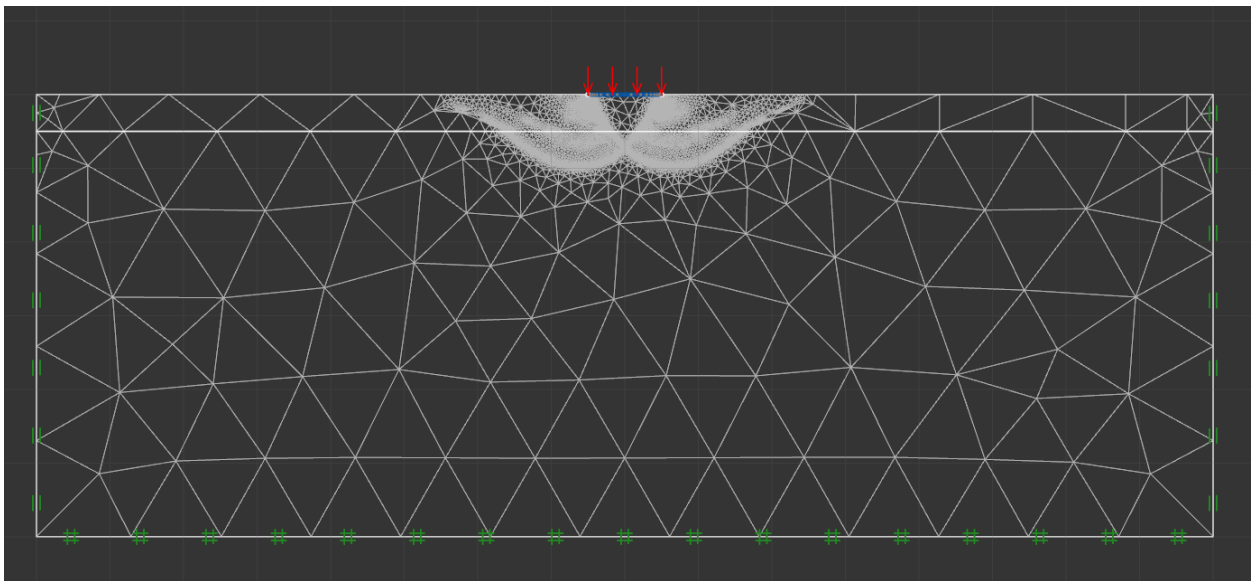


Рисунок 3.10 – Сетка конечных элементов ( $l = 0,5$  м)

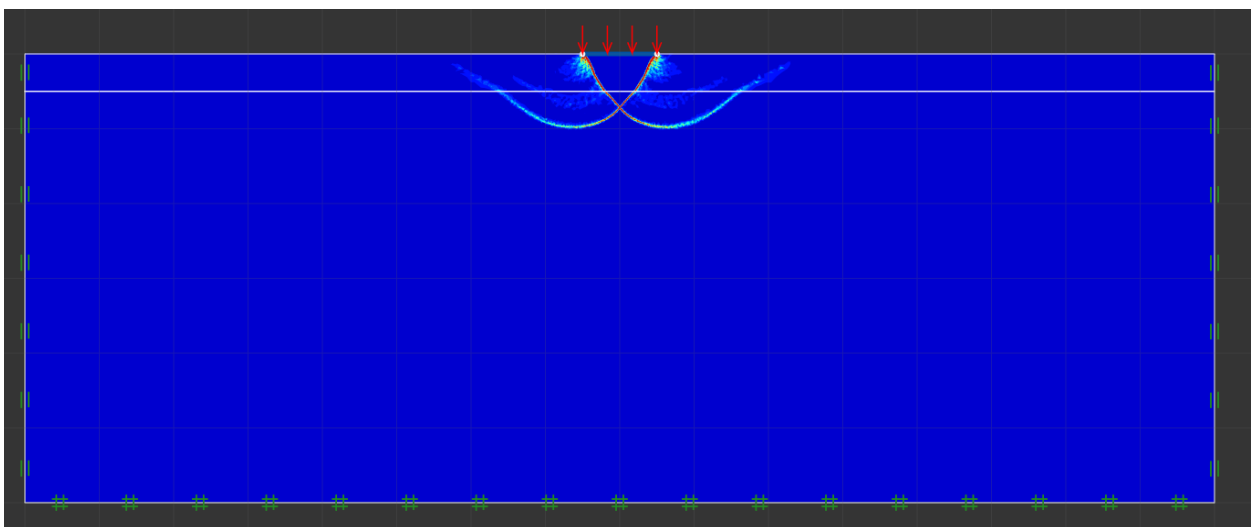


Рисунок 3.11 – Линия сдвига ( $l = 0,5$  м)

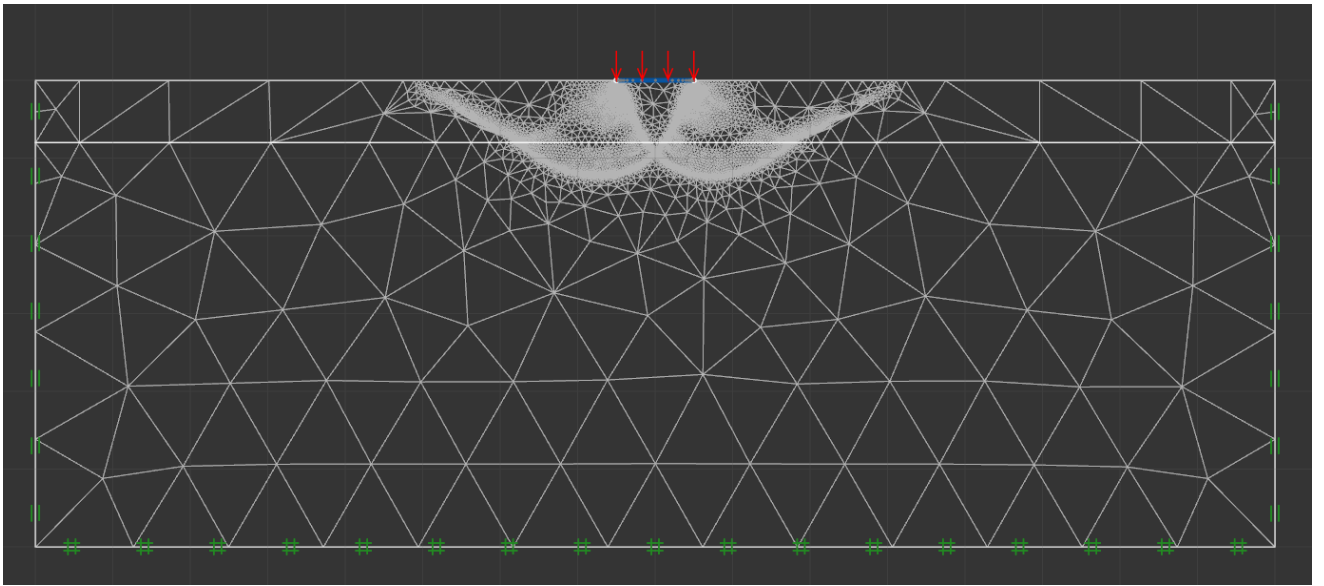


Рисунок 3.12 – Сетка конечных элементов ( $l = 0,8$  м)

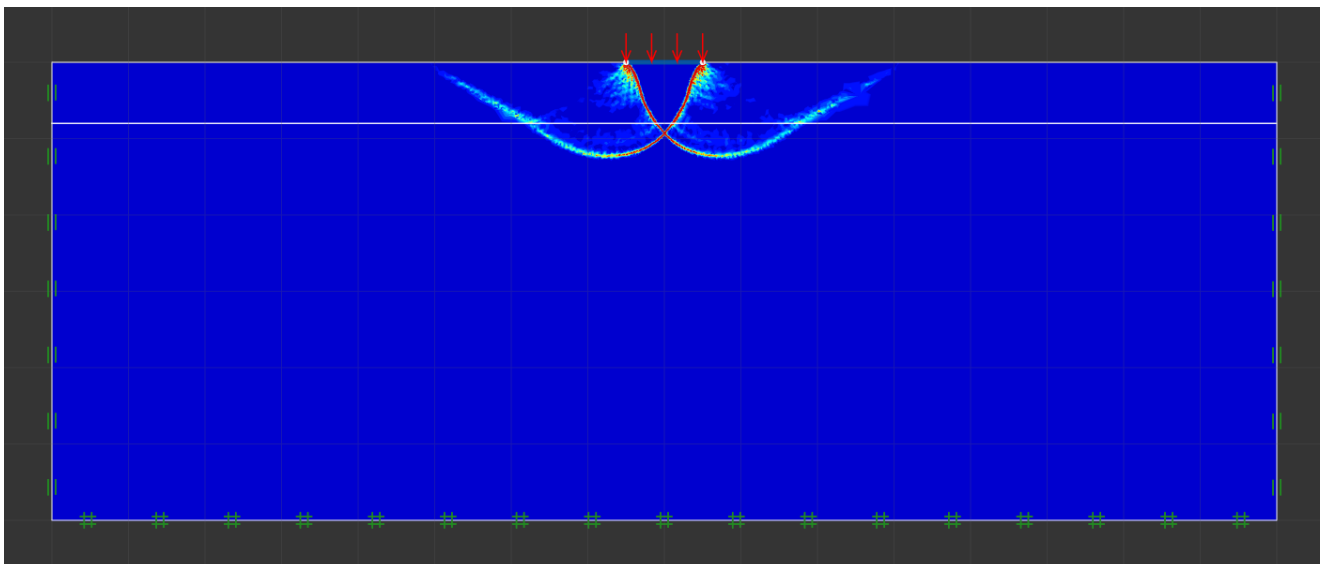


Рисунок 3.13 – Линия сдвига ( $l = 0,8$  м)

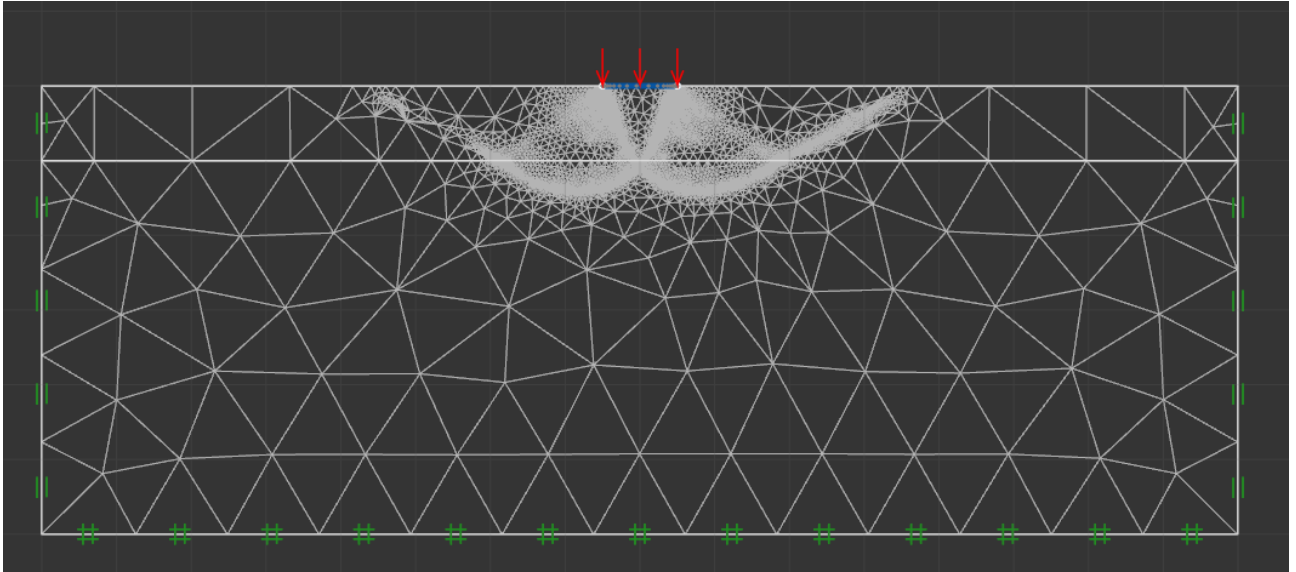


Рисунок 3.14 – Сетка конечных элементов ( $l = 1,0$  м)

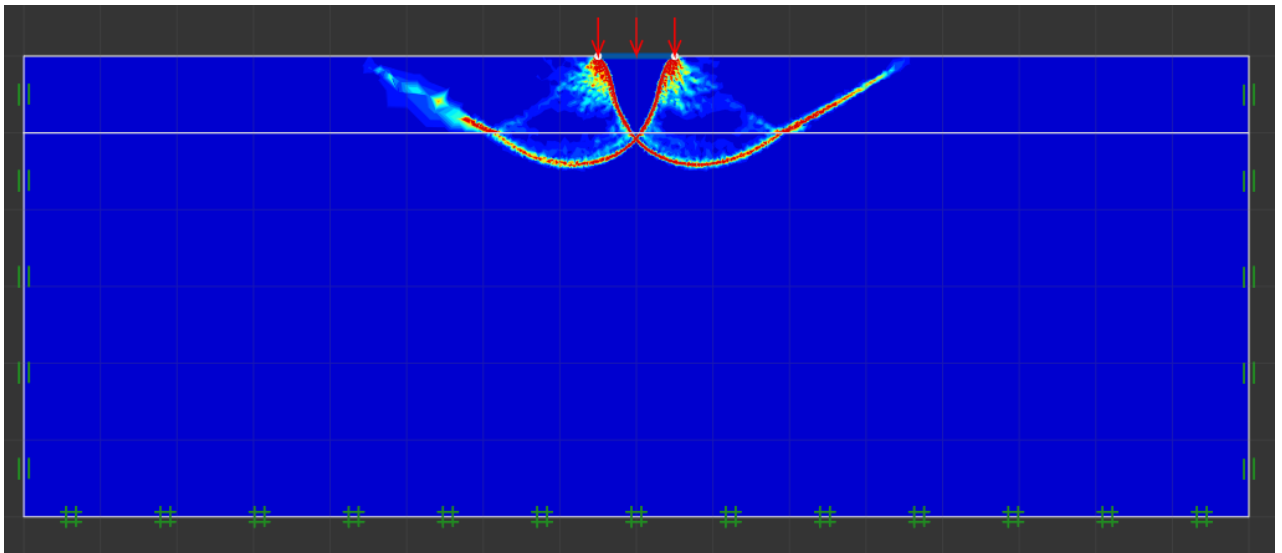


Рисунок 3.15 – Линия сдвига ( $l = 1,0$  м)

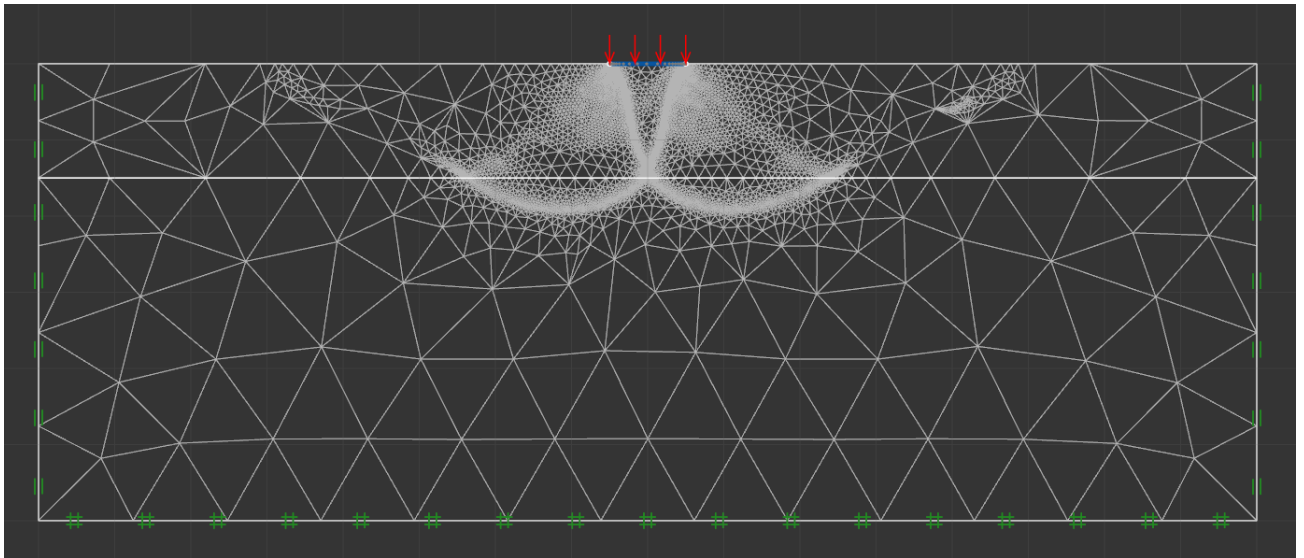


Рисунок 3.16 – Сетка конечных элементов ( $l = 1,5$  м)

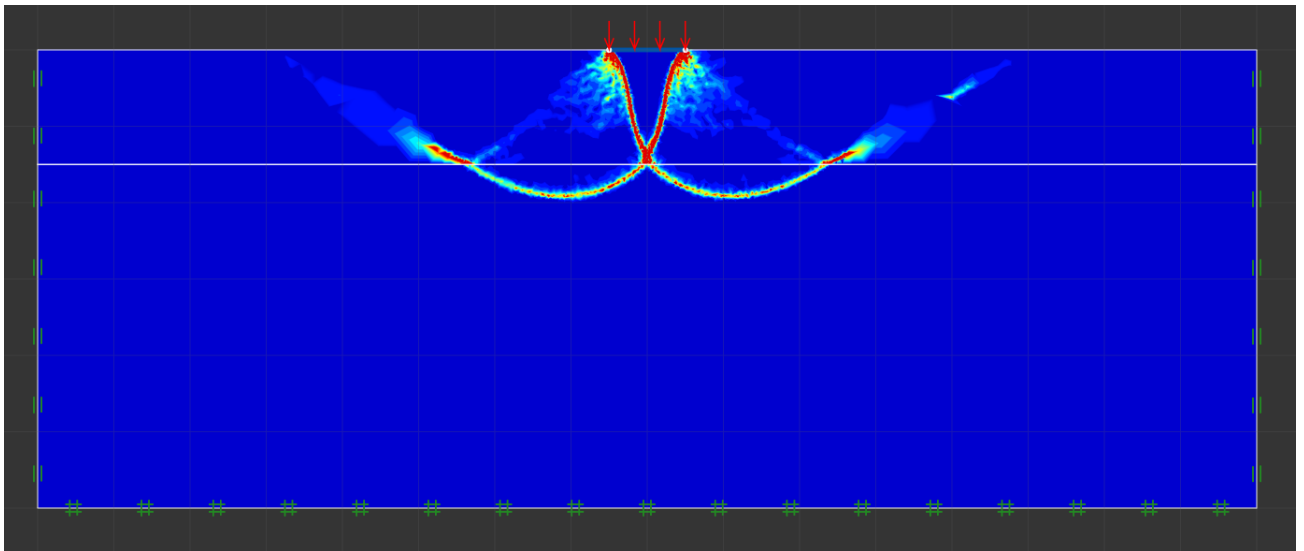


Рисунок 3.17 – Линия сдвига ( $l = 1,5$  м)



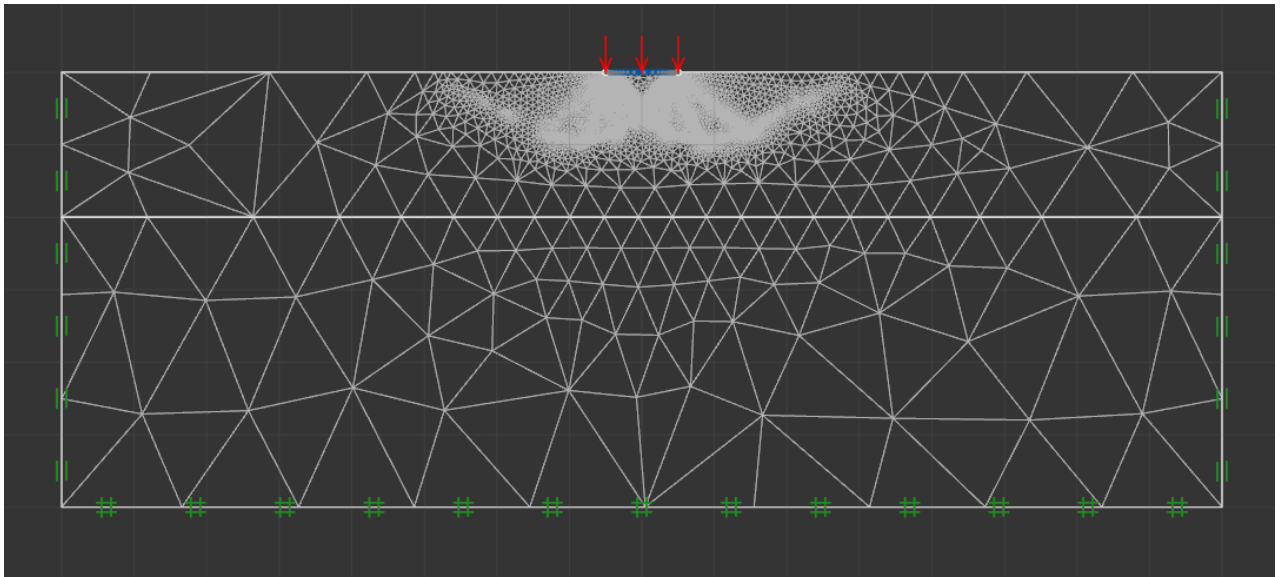


Рисунок 3.18 – Сетка конечных элементов ( $l = 2,0$  м)

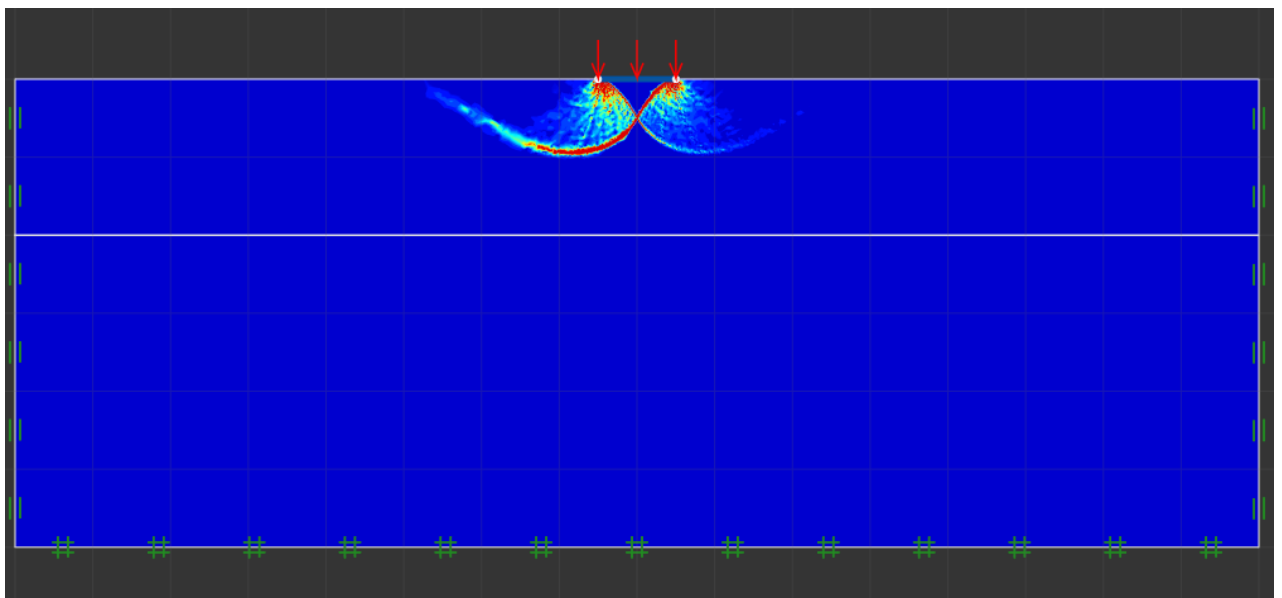


Рисунок 3.19 – Линия сдвига ( $l = 2,0$  м)

Слабый подстилающий слой перестаёт влиять на несущую способность двухслойного основания при глубине его заложения 2,0м.

Теперь сопоставим значения несущей способности, полученные разными методами, для варианта *B* (таблицы 3.2-3.4) и представим их в виде графика (рисунок 3.20):

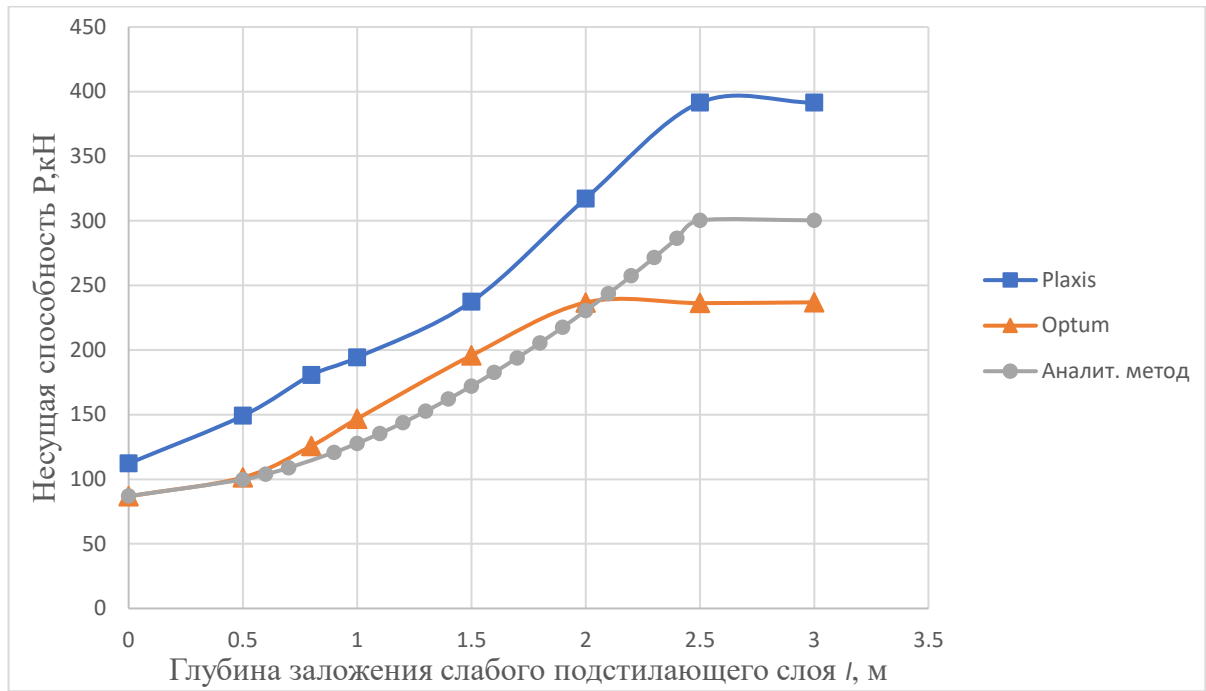


Рисунок 3.20 – График зависимости несущей способности от глубины заложения подстилающего слоя (вариант В)

По графику мы можем наглядно определить глубину влияния подстилающего слоя. Для аналитического метода 2,5м, для Plaxis 2,5м, для Optum 2,0м. В варианте А и В грунт-1 один и тот же, а подстилающий грунт-2 в варианте В на порядок слабее, что как раз и определяет увеличения глубины влияния слабого подстилающего слоя с 1,5м до 2,5м.

Проанализируем краевые значения несущей способности, приведённые в таблице 3.8.

Таблица 3.8 – Результаты расчёта несущей способности однородных оснований

Наименование грунта	Метод расчёта однородного основания			
	Plaxis	Optum G2	Аналит. метод	Строгое решение (СП 22.13330.2016)
Грунт 1	391,4 кН	236,92 кН	300,35 кН	300,35 кН
Грунт 2	112,2 кН	86,81 кН	86,94 кН	86,94 кН

Значение предельной нагрузки для грунта 2, полученное методом предельного анализа в Optum G2, равно значению предельной нагрузки, полученному при помощи строгого решения.

Метод конечных элементов (Plaxis), как и в варианте А для грунта 1 и для грунта 2 завышает значение предельной нагрузки, по сравнению со строгим решением.

Сама картина распределения несущей способности у разработанного аналитического метода в данном случае больше схожа с методом конечных элементов (Plaxis).

### 3.1.3 Сопоставительный анализ варианта С

Приведём схемы разрушения грунта от предельной нагрузки для разной глубины заложения подстилающего слоя ( $l$ ), полученные в Optum G2 в таблице 3.9. Характеристики грунтов, используемые в расчёте представлены в таблице 3.1 для варианта С.

Таблица 3.9 – Информация о схемах разрушения грунта от предельной нагрузки для разной глубины заложения подстилающего слоя (Optum G2)

Глубина заложения подстилающего слоя – $l$ , м	Глубина выпора – $h_m$	Описание схемы разрушения	Графические результаты (Приложение А)
0,5	1,15	линия скольжения заходит в подстилающий слой	Рис. 3.21, 3.22
0,8	1,37	линия скольжения заходит в подстилающий слой	Рис. 3.23, 3.24
1,0	1,50	линия скольжения заходит в подстилающий слой	Рис. 3.25, 3.26
1,5	0,84	линия скольжения находится только в первом слое	Рис. 3.27, 3.28

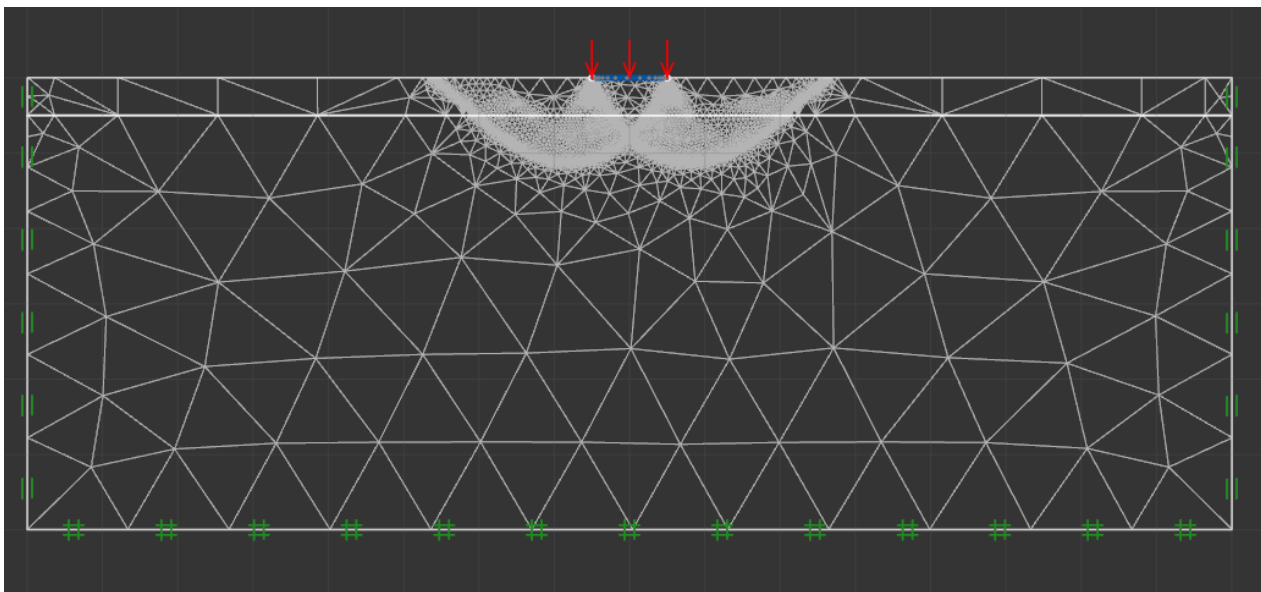


Рисунок 3.21 – Сетка конечных элементов ( $l = 0,5$  м)

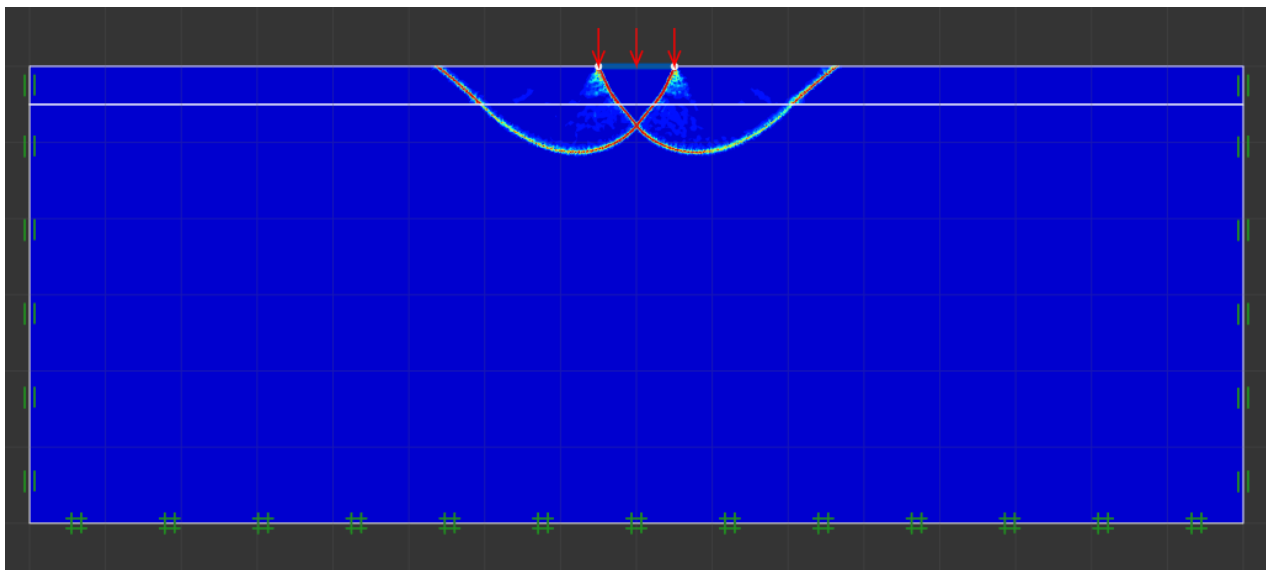


Рисунок 3.22 – Линия сдвига ( $l = 0,5$  м)

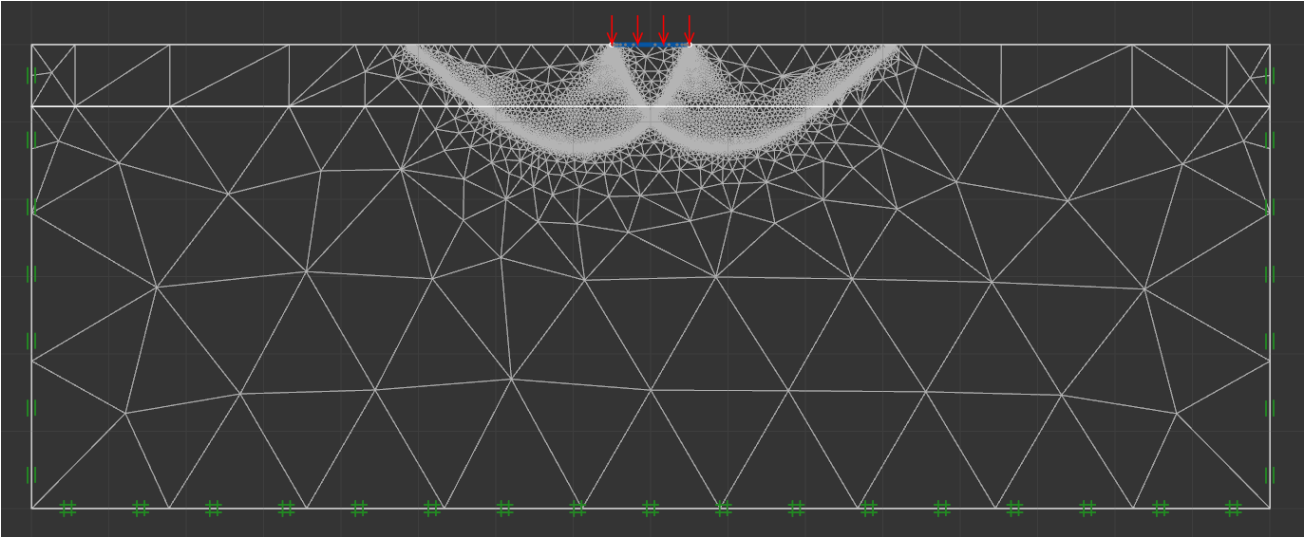


Рисунок 3.23 – Сетка конечных элементов ( $l = 0,8$  м)

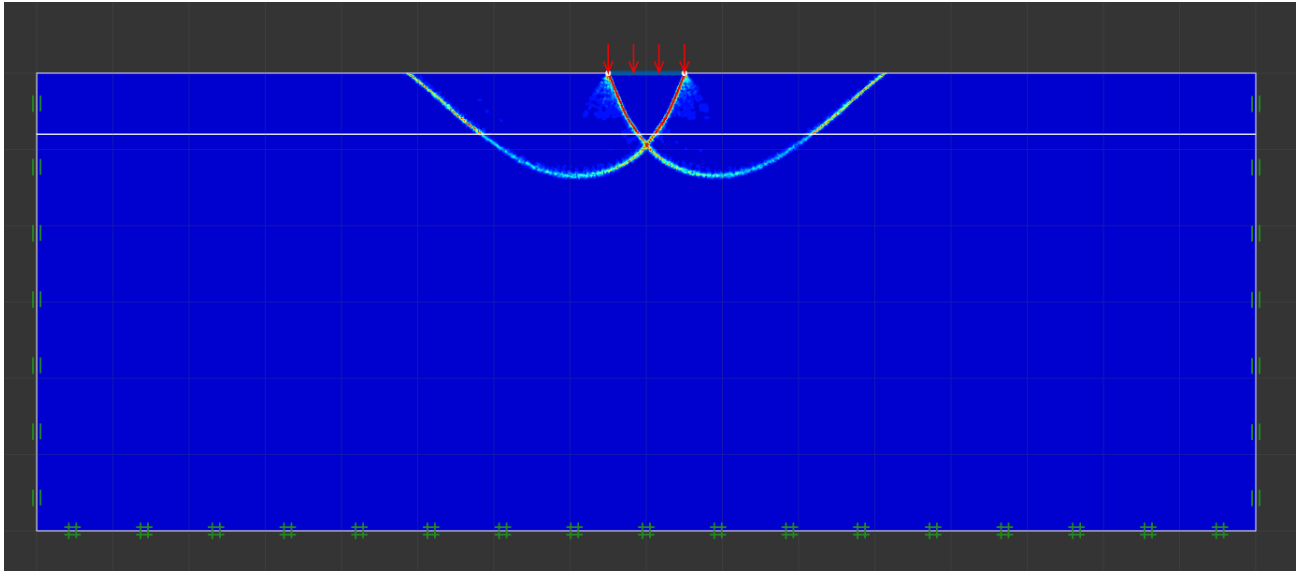


Рисунок 3.24 – Линия сдвига ( $l = 0,8$  м)

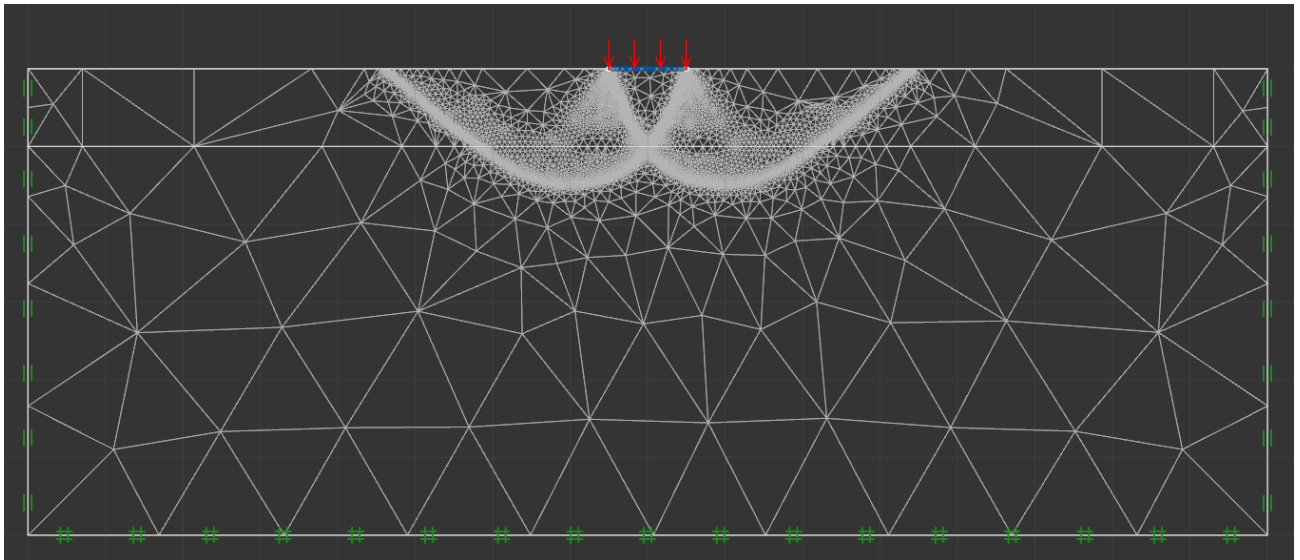


Рисунок 3.25 – Сетка конечных элементов ( $l = 1,0$  м)

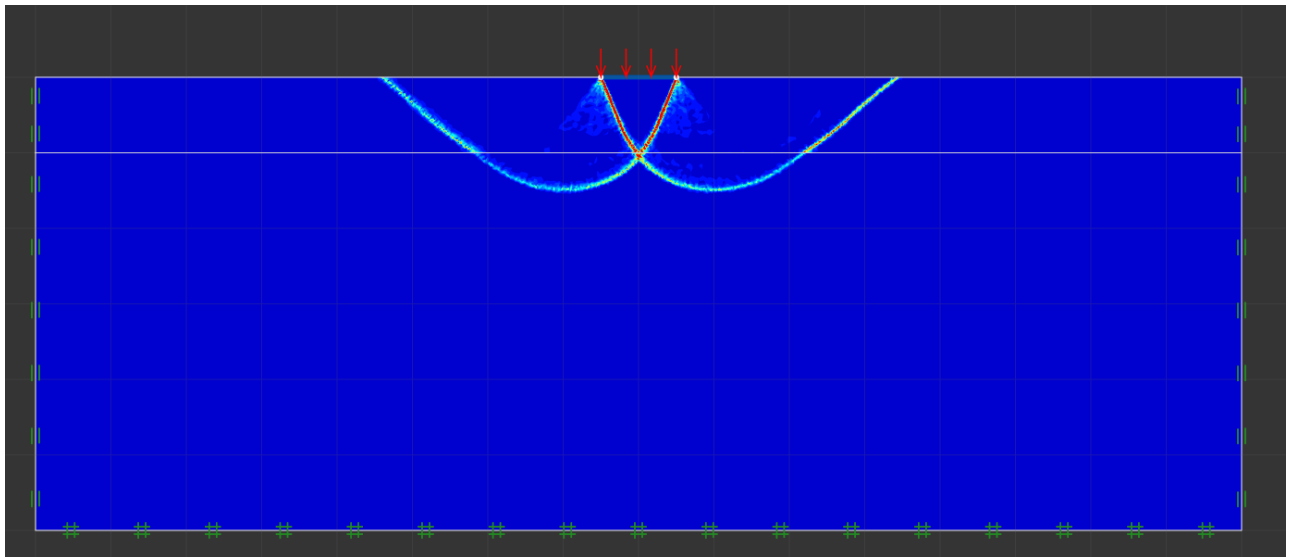


Рисунок 3.26 – Линия сдвига ( $l = 1,0$  м)

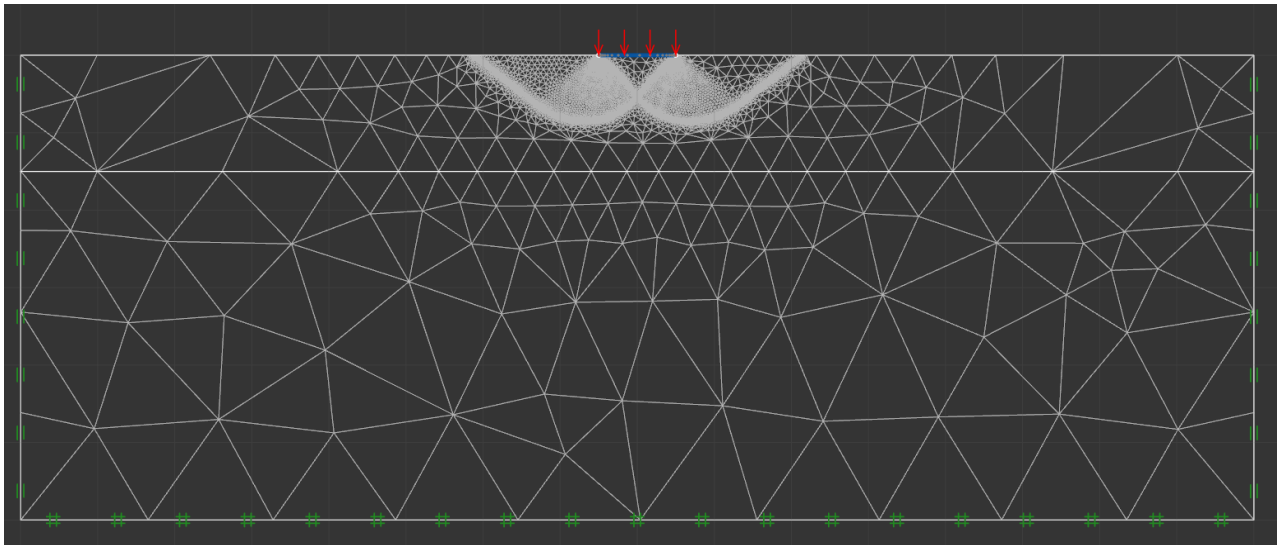


Рисунок 3.27 – Сетка конечных элементов ( $l = 1,5$  м)

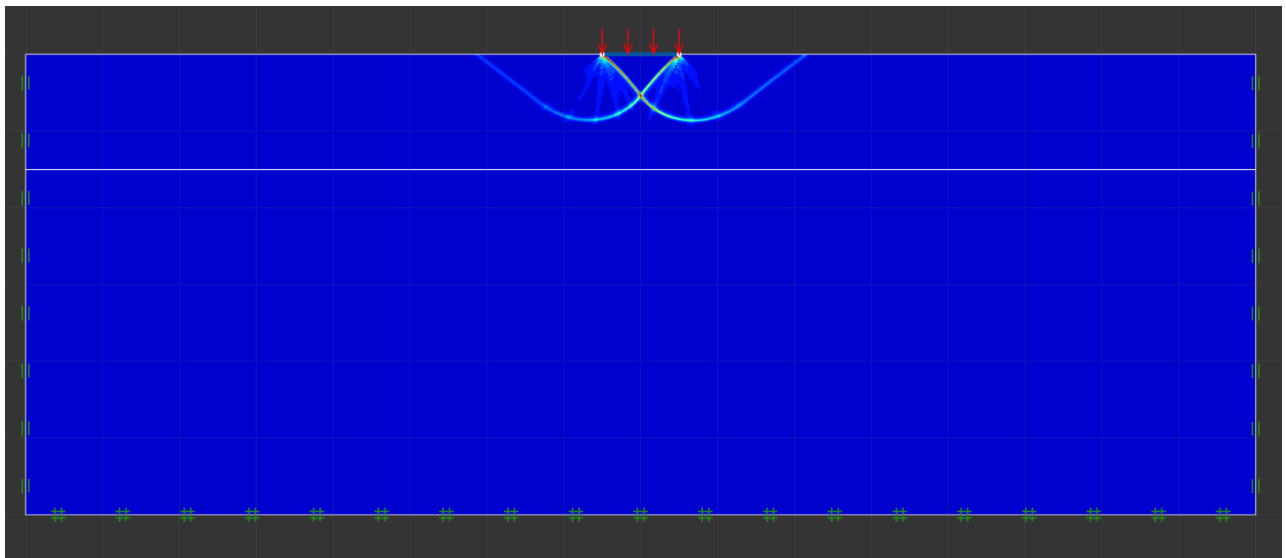


Рисунок 3.28 – Линия сдвига ( $l = 1,5$  м)

Слабый подстилающий слой перестаёт влиять на несущую способность двухслойного основания при глубине его заложения 1,5м.

Теперь сопоставим значения несущей способности, полученные разными методами, для варианта С (таблицы 3.2-3.4) и представим их в виде графика (рисунок 3.29):

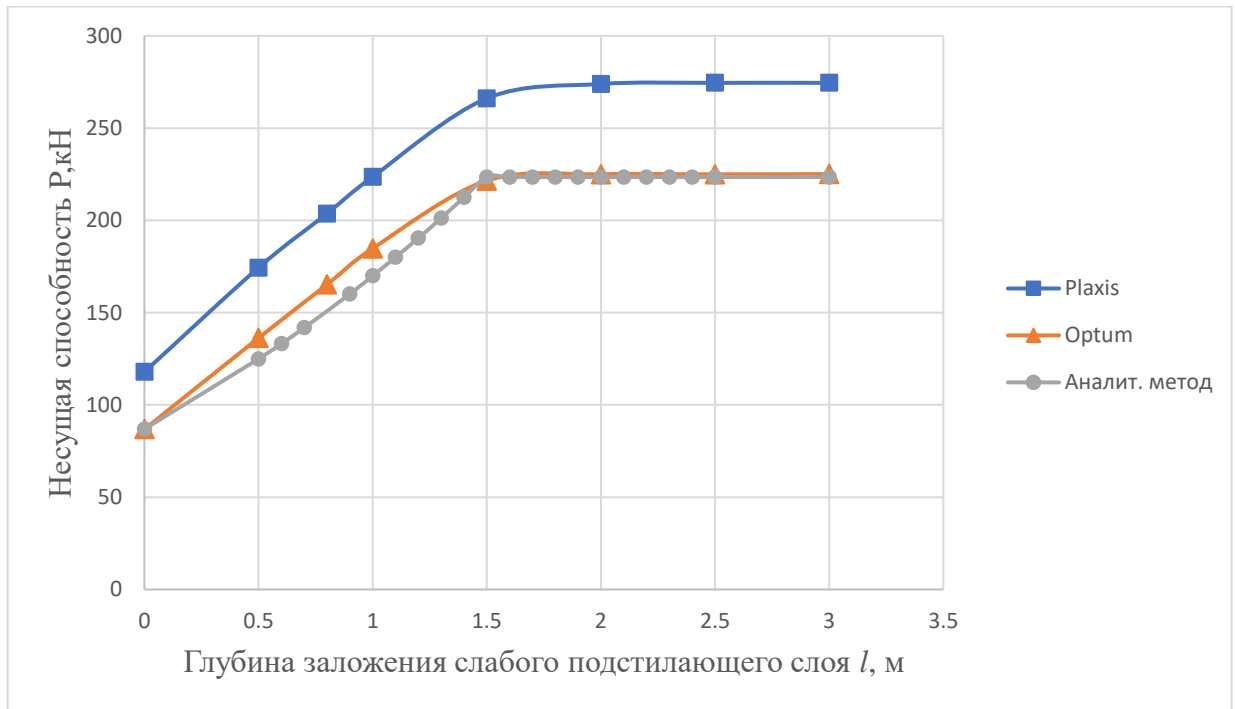


Рисунок 3.29 – График зависимости несущей способности от глубины заложения подстилающего слоя (вариант С)

Определяем по графику глубину влияния подстилающего слоя. Для аналитического метода 1,5м, для Plaxis 1,5м, для Optum 1,5м.

Проанализируем крайние значения несущей способности, приведённые в таблице 3.10.

Таблица 3.10 – Результаты расчёта несущей способности однородных оснований

Наименование грунта	Метод расчёта однородного основания			
	Plaxis	Optum G2	Аналит. метод	Строгое решение (СП 22.13330.2016)
Грунт 1	274,5 кН	225,07 кН	223,47 кН	223,47 кН
Грунт 2	117,9 кН	86,81 кН	86,94 кН	86,94 кН

Значение предельной нагрузки и для грунта 1 и для грунта 2, полученное методом предельного анализа в Optum G2, равно значению предельной нагрузки, полученному при помощи строгого решения.



Метод конечных элементов (Plaxis), как и в вариантах А, В для грунта 1 и для грунта 2 завышает значение предельной нагрузки, по сравнению со строгим решением.

Как видим по рисунку 3.3 глубина влияния подстилающего слоя для всех трёх методов одинаковая. Так же у всех трех методов схожа картина распределения несущей способности.

Поскольку для данных грунтов Optum даёт такое же значение предельной нагрузки на однородные основания, как и строгое решение, то графики зависимости предельной нагрузки от глубины заложения подстилающего слоя у разработанного аналитического метода и у Optum G2 практически равны (таблица 3.11).

Таблица 3.11 – Разница значений несущей способности аналитического и численного (Optum G2) методов

$l, \text{м}$	Аналит. метод, кН	Optum G2, кН	$\Delta, \%$
0,00	86,94	86,81	0,15
0,50	124,95	136,29	-9,08
0,80	150,87	165,24	-9,52
1,00	169,94	184,79	-8,74
1,50	223,47	221,53	0,87
2,00	223,47	224,99	-0,68
2,50	223,47	224,93	-0,65
$\infty$	223,47	225,07	-0,72

### 3.2 Расчетная схема прочного подстилающего слоя

Приведём характеристики грунтов двухслойного основания с прочным подстилающим слоем (таблица 3.12). Ширина штампа  $b = 1 \text{ м}$ , боковая пригрузка  $q = 0 \text{ кН/м}$ .

Таблица 3.12 – Характеристики грунтов

Расположение	Характеристики	
	Грунт 1 - несущий слой	$\gamma_1$ , кН/м <sup>3</sup>
$\varphi_1$ , ° (градусы)		15
$c_1$ , кПа		18
Грунт 2 - подстилающий слой	$\gamma_2$ , кН/м <sup>3</sup>	17
	$\varphi_2$ , ° (градусы)	32
	$c_2$ , кПа	1

Далее выполним расчёт разработанным аналитическим методом и численным методом в программе Optum G2.

Результаты расчёта несущей способности данными методами, посчитанные для разной глубины заложения подстилающего слоя, представлены в таблице 3.13.

Таблица 3.13 – Результаты расчёта несущей способности

$l$ , м	Метод расчёта	
	Аналитический, кН	Optum G2, кН
0,00	300,40	270,63
0,50	262,48	254,64
0,60	252,92	238,34
0,70	251,77	228,38
0,90	223,43	225,18
1,00	223,43	225,03
$\infty$	223,43	225,03

Приведём схемы разрушения грунта от предельной нагрузки для разной глубины заложения подстилающего слоя ( $l$ ), полученные в Optum G2 в таблице 3.14.

Таблица 3.14 – Информация о схемах разрушения грунта от предельной нагрузки для разной глубины заложения подстилающего слоя (Optum G2)

Глубина заложения подстилающего слоя – $l$ , м	Глубина выпора – $h_m$	Описание схемы разрушения	Графические результаты (Приложение А)
1,00	0,90	линия скольжения находится только в первом слое	Рис. 3.30, 3.31
0,90	0,90	линия скольжения находится на контакте слоёв	Рис. 3.32, 3.33
0,70	0,70	линия скольжения находится на контакте слоёв	Рис. 3.34, 3.35
0,60	0,60	линия скольжения находится на контакте слоёв	Рис. 3.36, 3.37
0,50	0,80	линия скольжения заходит в подстилающий слой	Рис. 3.38, 3.39

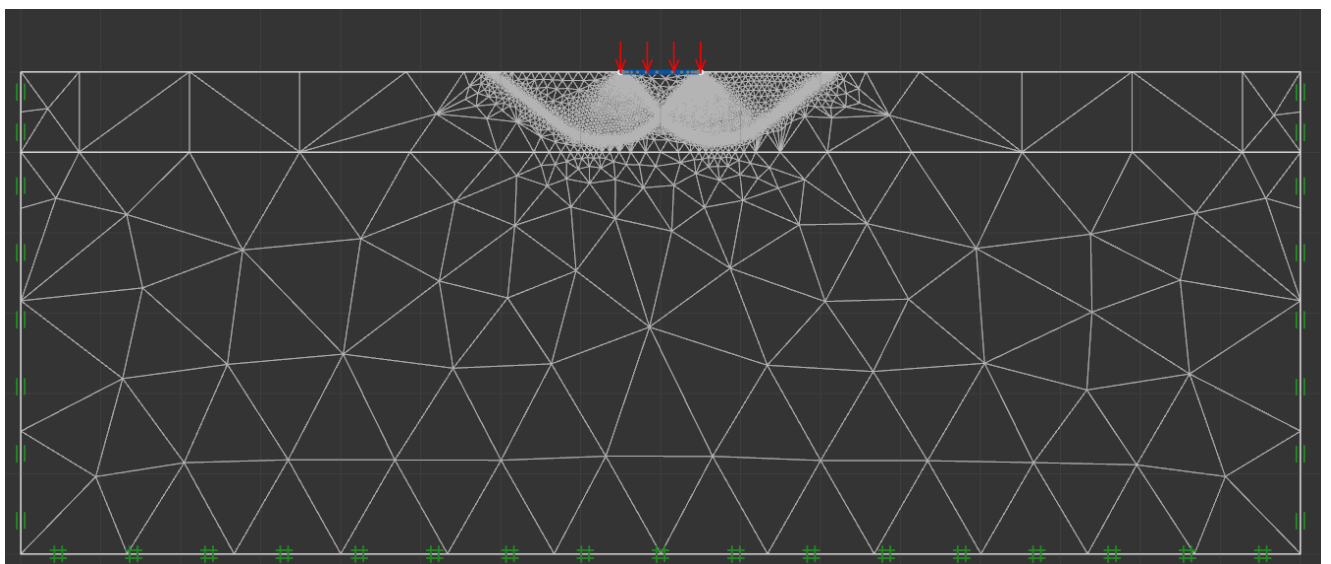


Рисунок 3.30 – Сетка конечных элементов ( $l = 1,0$  м)

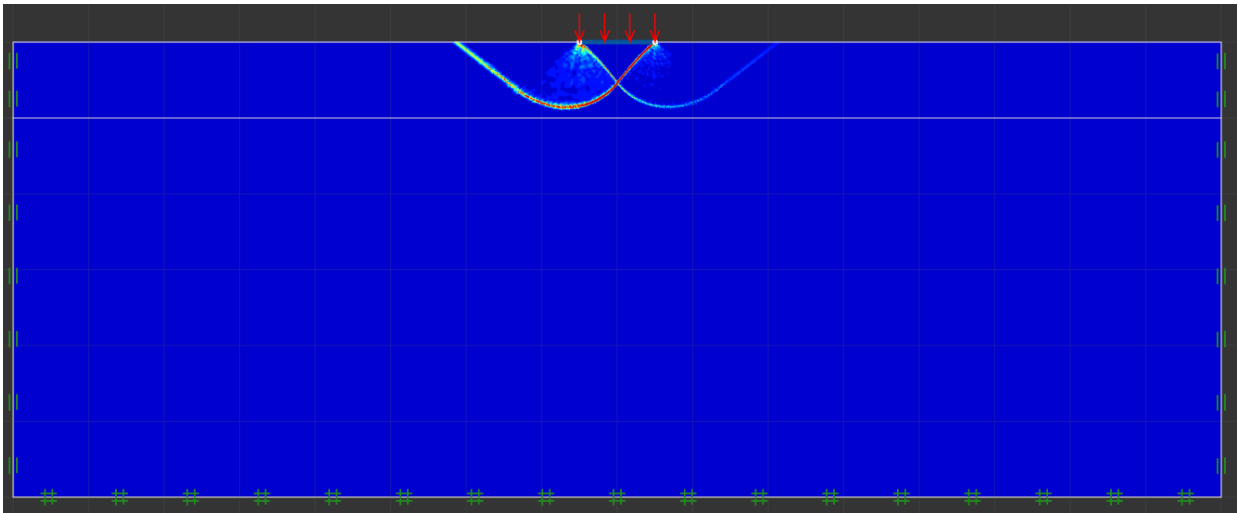


Рисунок 3.31 – Линия сдвига ( $l = 1,0$  м)

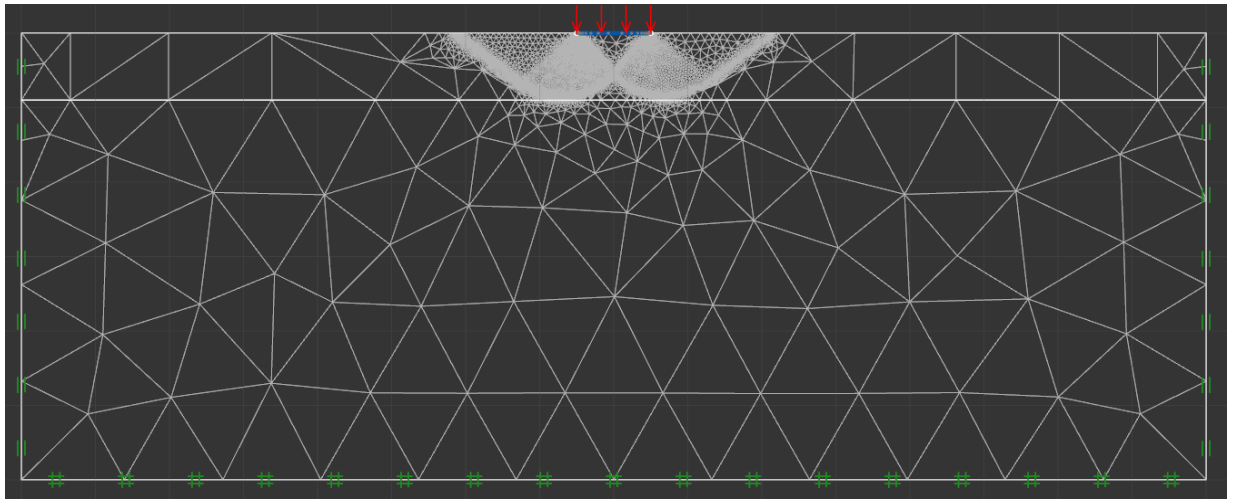


Рисунок 3.32 – Сетка конечных элементов ( $l = 0,9$  м)

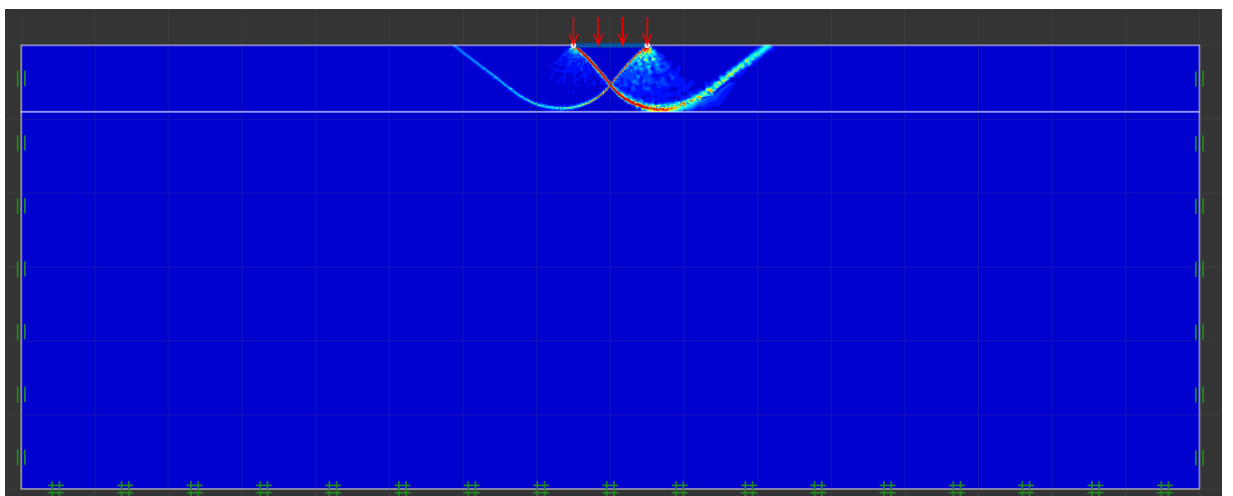


Рисунок 3.33 – Линия сдвига ( $l = 0,9$  м)

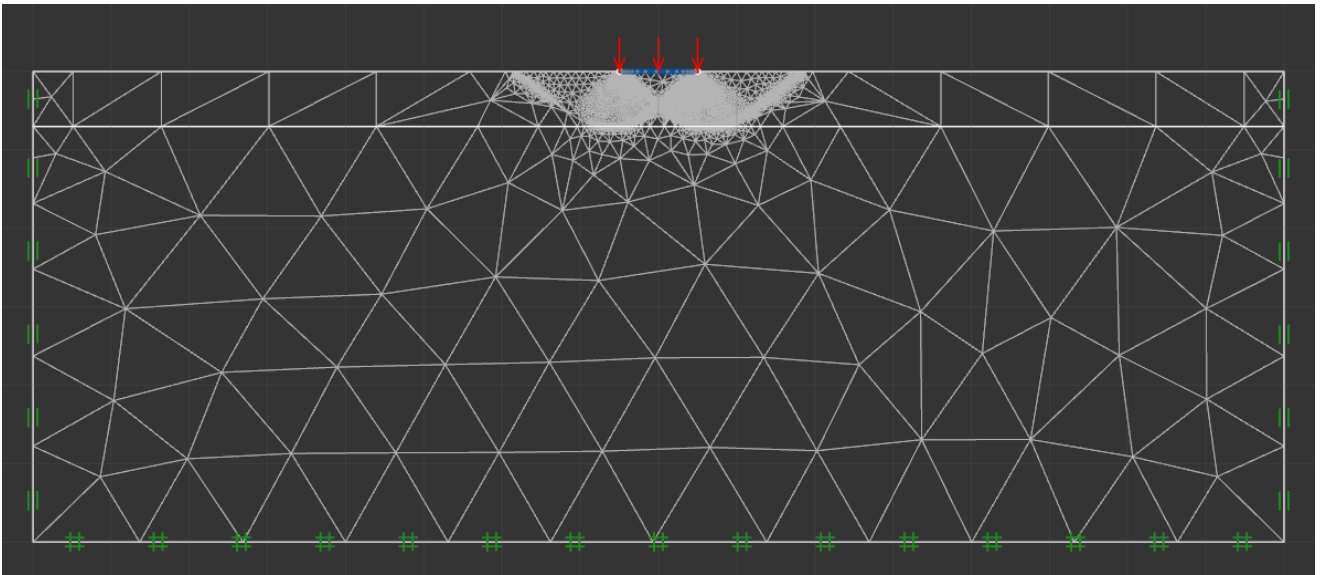


Рисунок 3.34 – Сетка конечных элементов ( $l = 0,7$  м)

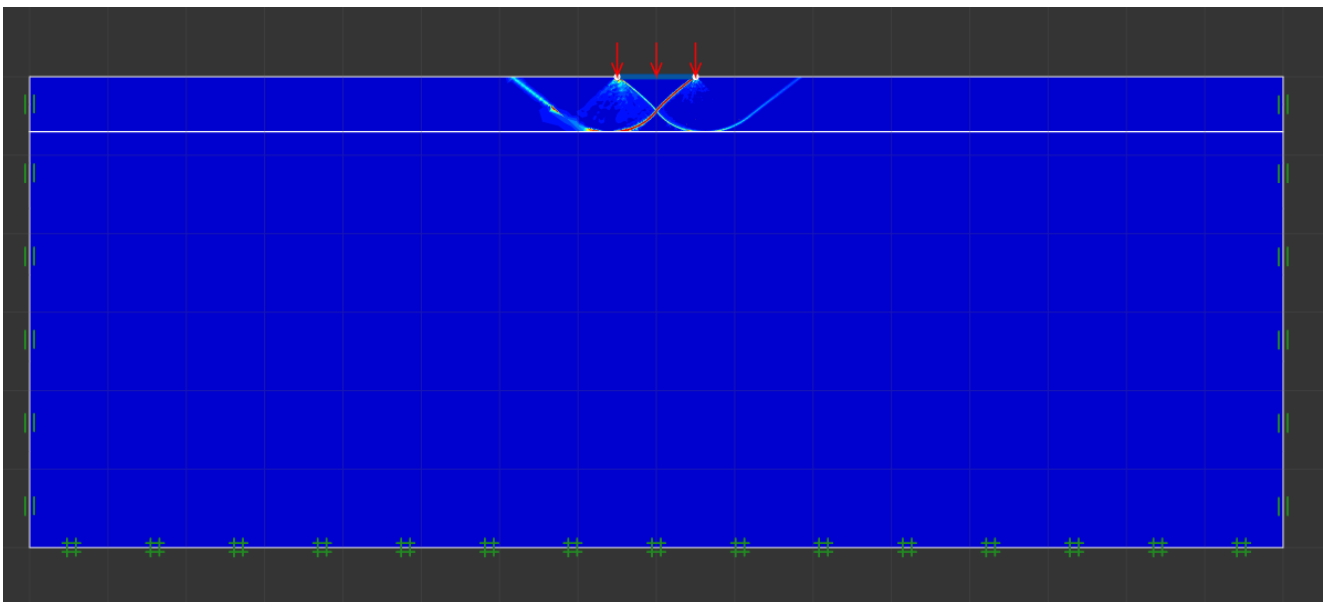


Рисунок 3.35 – Линия сдвига ( $l = 0,7$  м)

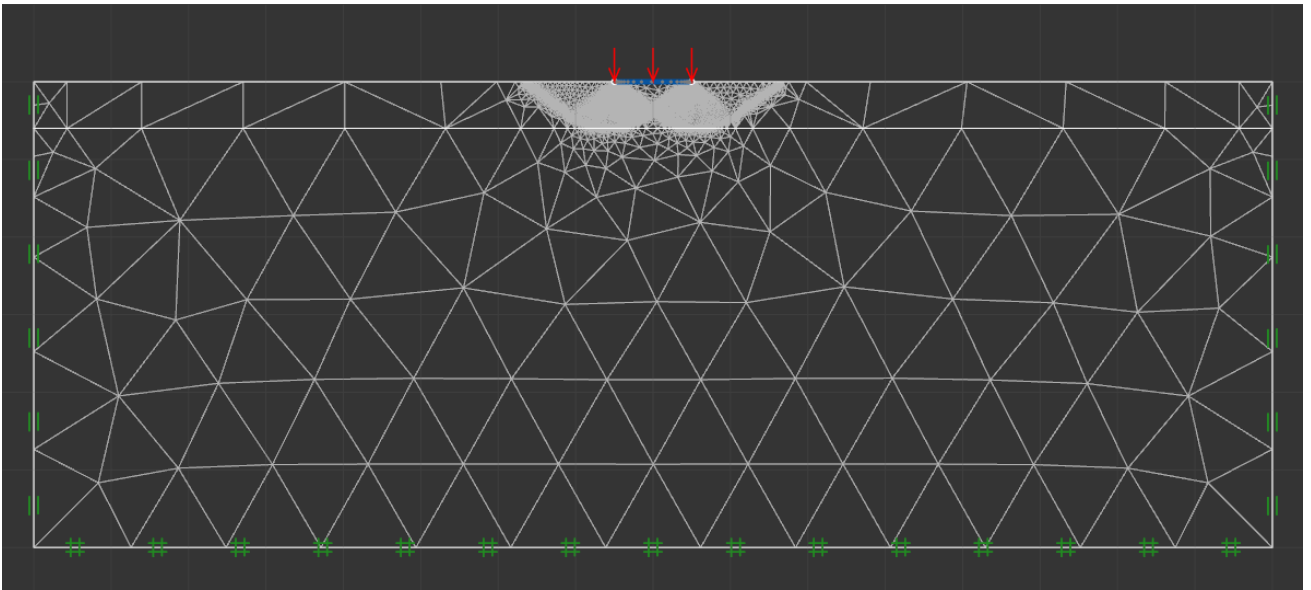


Рисунок 3.36 – Сетка конечных элементов ( $l = 0,6$  м)

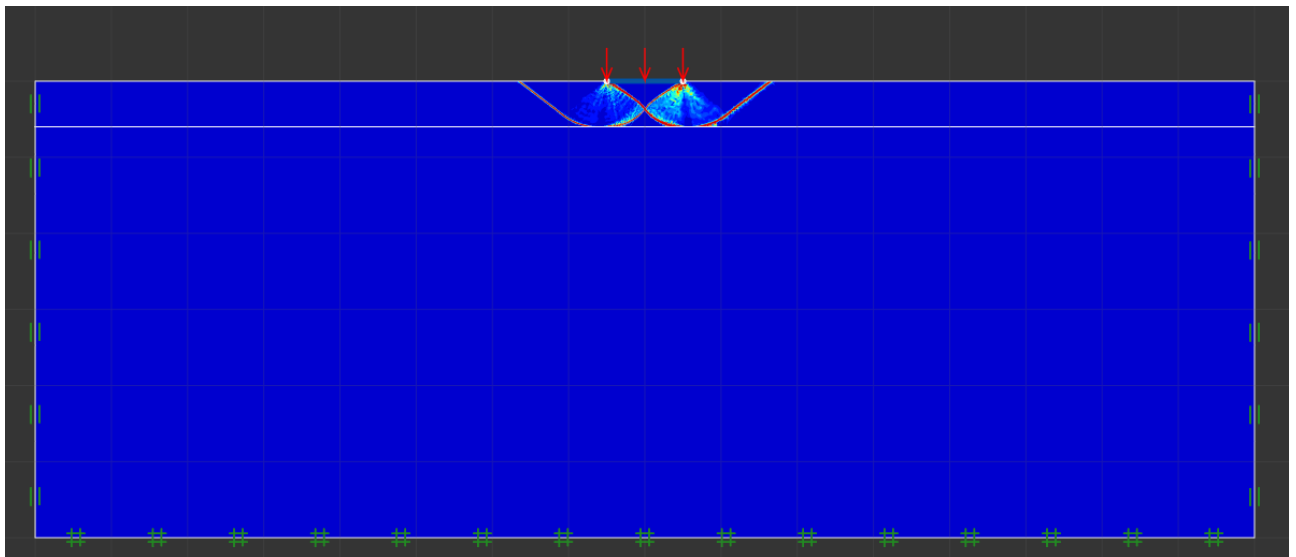


Рисунок 3.37 – Линия сдвига ( $l = 0,6$  м)

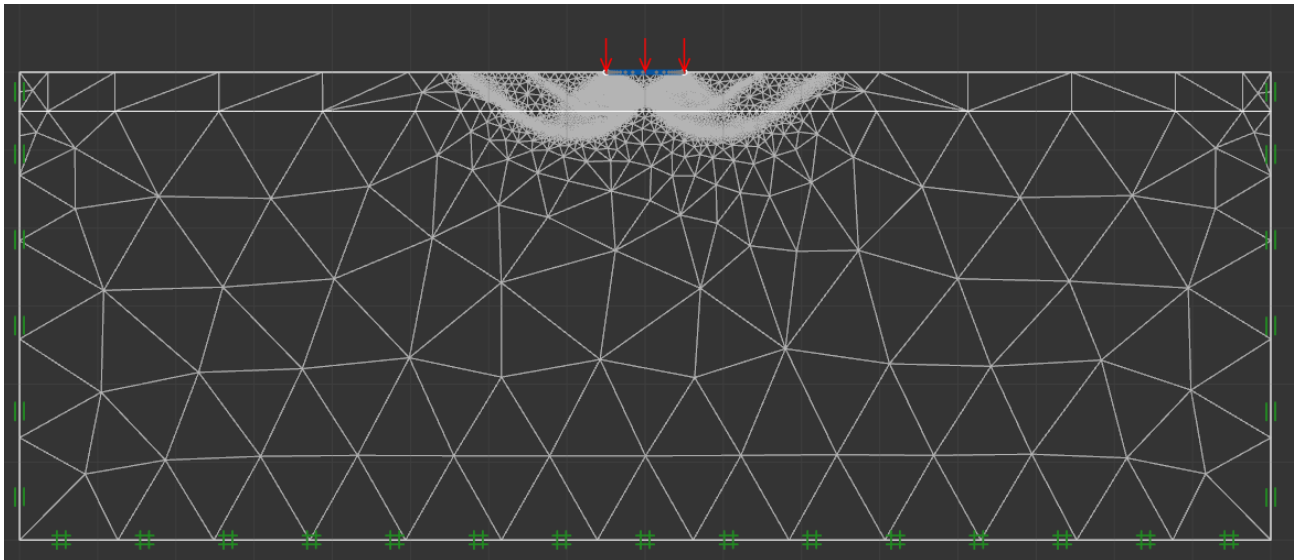


Рисунок 3.38 – Сетка конечных элементов ( $l = 0,5$  м)

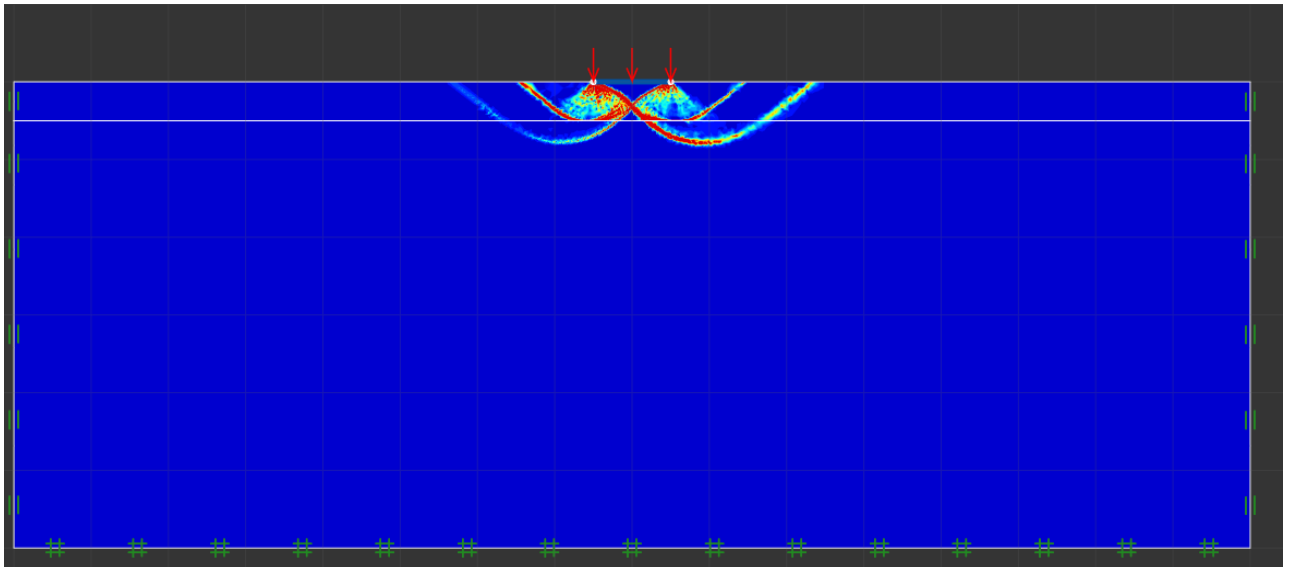


Рисунок 3.39 – Линия сдвига ( $l = 0,5$  м)

Метод предельного анализа показал, что прочный подстилающий слой начинает увеличивать предельную нагрузку на основание, состоящее из двух слоев грунта, только тогда, когда глубина его заложения меньше глубины выпора однородного основания, состоящего из грунта №1, такую же картину нам даёт разработанный аналитический метод.

Теперь сопоставим значения несущей способности, полученные разными методами (таблица 3.13), и представим их в виде графика (рисунок 3.40):

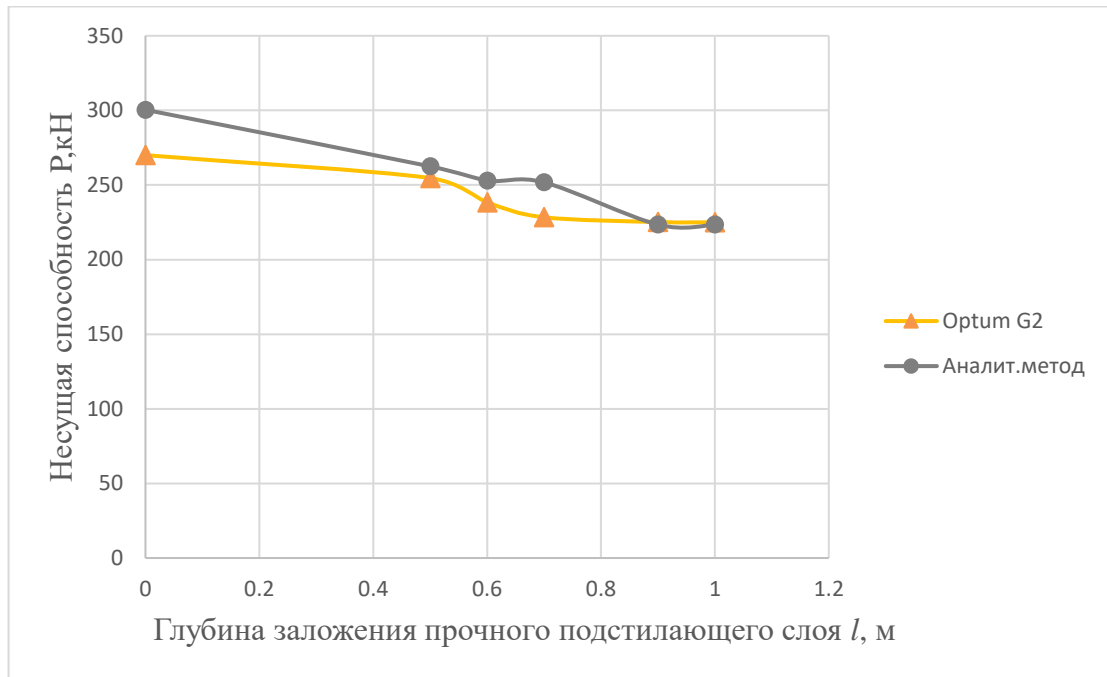


Рисунок 3.40 – График зависимости несущей способности от глубины заложения подстилающего слоя

Глубина влияния подстилающего слоя как для аналитического метода, так и для Optum G2 - 0,9м.

Что касается крайних значений несущей способности, которые будут равны несущей способности однородны оснований, состоящих соответственно из грунта 1 и грунта 2, обратимся к таблице 3.15.

Таблица 3.15 – Результаты расчёта несущей способности однородных оснований

Наименование грунта	Метод расчёта однородного основания		
	Аналит. метод	Optum G2	Строгое решение (СП 22.13330.2016)
Грунт 1	223,43 кН	225,03 кН	223,43 кН
Грунт 2	300,40 кН	270,63 кН	300,40 кН

В данном случае для грунта №2 Optum G2 занижает значение несущей способности однородного основания, по сравнению со строгим решением, на котором основан разработанный аналитический метод.



### Выводы по третьей главе

Подводя итог можно сказать, что для всех вариантов величина глубины влияния подстилающего слоя (как прочного, так и слабого), рассчитанная аналитическим методом хорошо коррелирует с численными методами. Следовательно, отсюда мы получаем глубину заложения подстилающего слоя, при которой несущая способность двухслойного основания равна несущей способности однородного основания верхнего слоя грунта.

Так же, как было показано на графиках (рисунки 3.9, 3.20, 3.29, 3.40) распределение несущей способности по глубине заложения подстилающего слоя, полученное при помощи аналитического метода, близко к распределениям, полученным численными методами. Однако численные методы в отличие от аналитического далеко не всегда дают точное значение предельной нагрузки на однородные основания, по сравнению с существующим строгим решением.

## ГЛАВА 4. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ И СОПОСТАВИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ

Граница области выпора в предложенном аналитическом решении очерчена логарифмической спиралью, которая может пересекать как верхний, так и нижний слой грунта основания. В случае основания со слабым подстилающим слоем при увеличении глубины заложения его кровли, линия скольжения, определяющая область выпора, также заглубляется, захватывая часть слабого слоя до некоторой критической глубины. Так показывает расчет. Логично предположить, что и на практике несущая способность основания со слабым подстилающим слоем зависит от глубины его заложения. Для подтверждения указанного явления в данной главе выполняются опыты [66].

### 4.1 Лабораторная установка – плоский лоток

Лабораторная установка для проведения исследований состоит из лотка размерами 300x400x50 мм, штампа размерами 50x50 мм, металлической штанги с рамой и прогибомера с грузиком (рисунок 4.1).

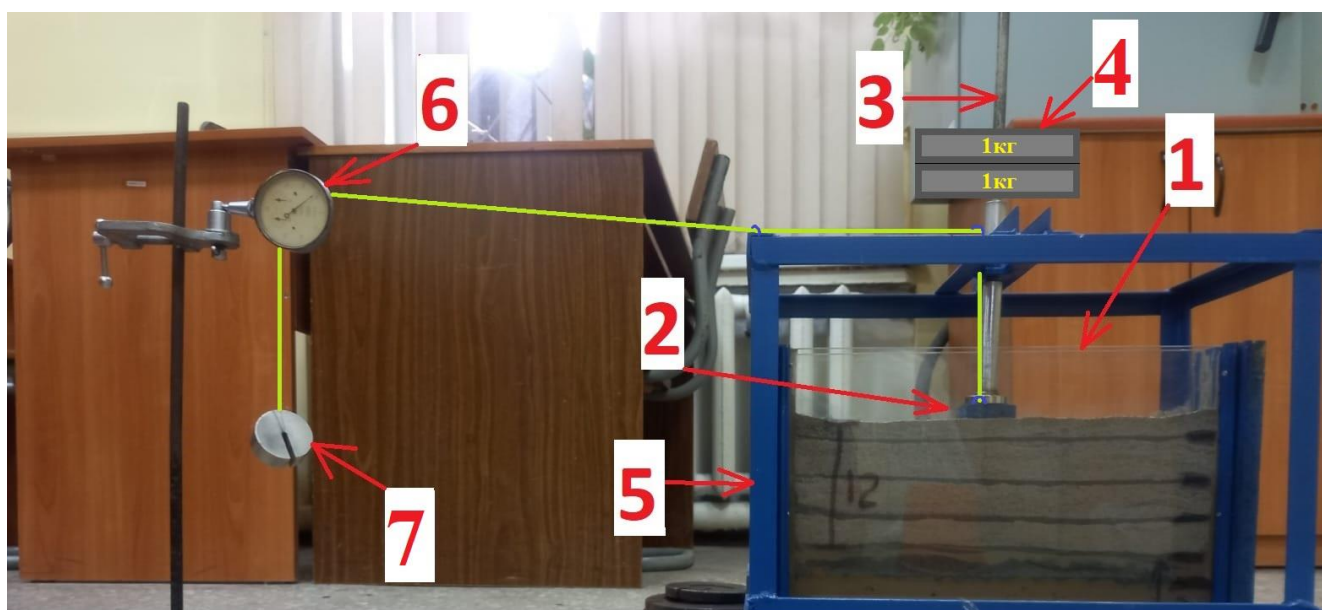


Рисунок 4.1 – Лабораторная установка (1 – лоток, 2 – штамп, 3 – штанга, 4 – блины(показаны условно), 5 – рама, 6 – прогибомер, 7 – грузик)

Сначала в лоток с послойным уплотнением укладывался суглинок. Затем, поверх суглинка, также с послойным уплотнением укладывался песок. Для отслеживания формы деформации основания, т.е. для фиксации ожидаемой зоны выпора, с определенным шагом по вертикали укладывался цветной песок (рисунок 4.2). Характеристики грунтов приведены в таблице 4.1.

Таблица 4.1 – Характеристики грунтов

Расположение	Характеристики	
Грунт 1 - несущий слой	$\gamma_1$ , кН/м <sup>3</sup>	17
	$\varphi_1$ , ° (градусы)	32
	$c_1$ , кПа	1
Грунт 2 - подстилающий слой	$\gamma_2$ , кН/м <sup>3</sup>	19
	$\varphi_2$ , ° (градусы)	7
	$c_2$ , кПа	23

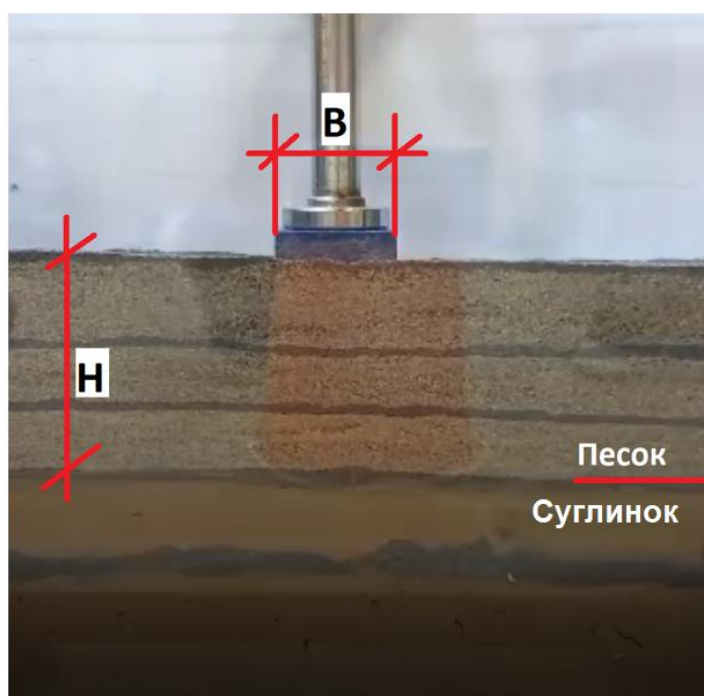


Рисунок 4.2 – Двухслойное основание ( $B$  – ширина штампа,  $H$  – мощность несущего слоя)

Далее через металлическую штангу (рис. 4.1 поз.3) на штамп (рис. 4.1 поз.2) передаётся центрально приложенная нагрузка. Нагружение происходит ступенями по 1кг (блины рис. 4.1 поз.4) и ступени выдерживаются до затухания деформации. Критерий затухания – 0,01 мм за 2 часа. Вертикальные перемещения штампа регистрируются прогибомером.

Обозначим ширину штампа  $B$ , а глубину заложения подстилающего слоя как  $H$  (рисунок 4.2).

Лабораторные испытания были проведены при различной относительной глубине заложения подстилающего слоя  $H/B = 2,4; 2,0; 1,8; 1,6; 1,4; 1,2; 1,0; 0$ .

#### 4.2 Исследования характера разрушения основания при наличии слабого подстилающего слоя

Испытание №1 при мощности несущего слоя 12см ( $H/B=2,4$ ) показано на рисунке 4.3.

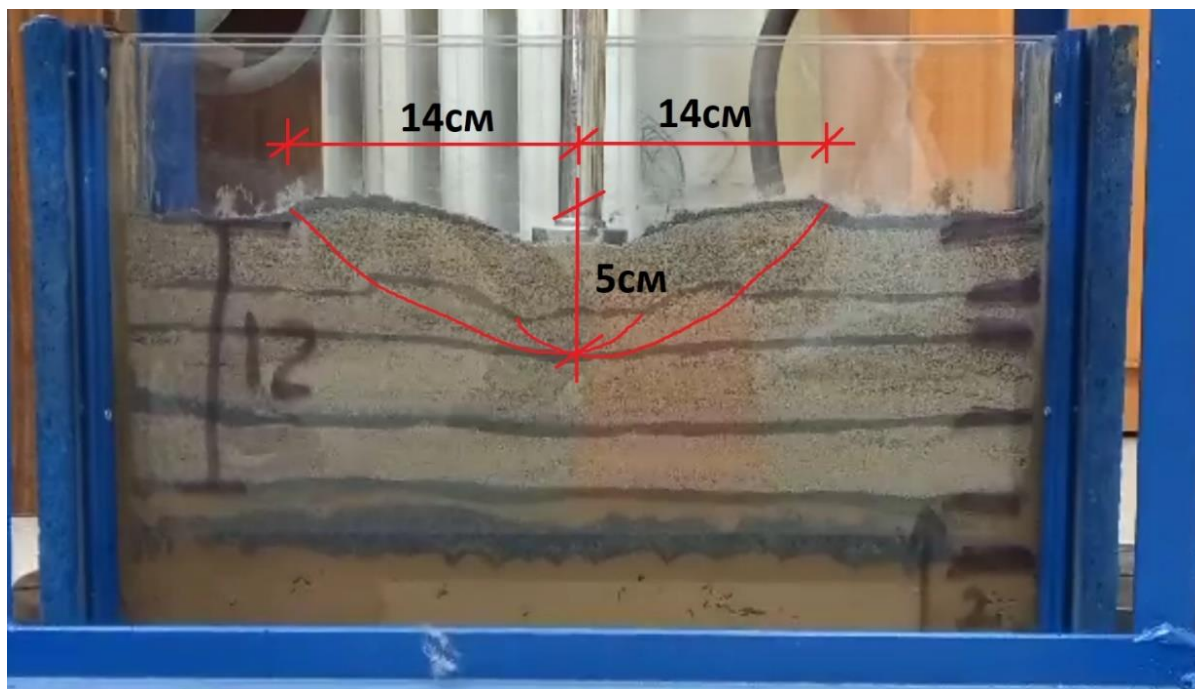


Рисунок 4.3 – Испытание №1 ( $H=12$ см,  $H/B=2,4$ ) – после потери несущей способности основания

При  $H=12\text{см}$  ( $H/B=2,4$ ) разрушение основания произошло в несущем слое и разрушающая нагрузка равна 310 Н.

Испытание №2 при мощности несущего слоя 10см ( $H/B=2,0$ ) показано на рисунке 4.4.

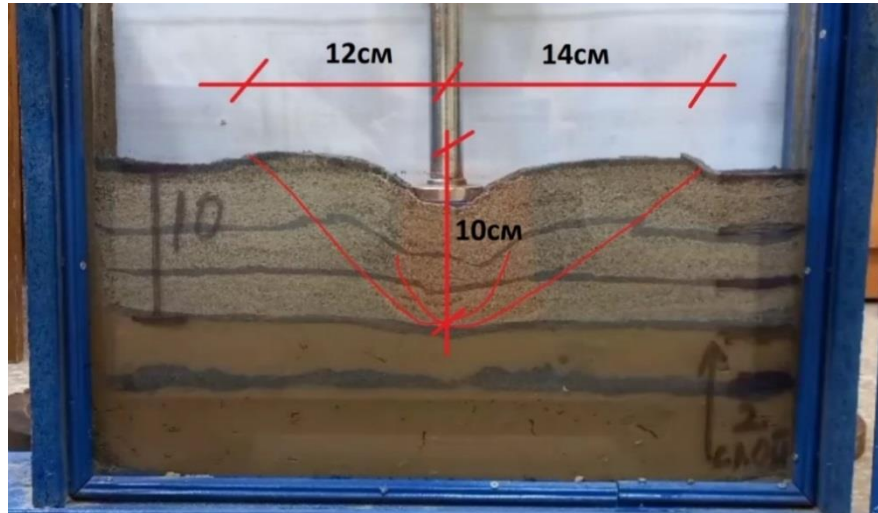


Рисунок 4.4 – Испытание №2 ( $H=10\text{см}$ ,  $H/B=2,0$ ) – после потери несущей способности основания

При  $H=10\text{см}$  ( $H/B=2,0$ ) разрушение основания произошло на контакте 1 и 2 слоёв грунта и разрушающая нагрузка равна 300 Н.

Испытание №3 при мощности несущего слоя 9см ( $H/B=1,8$ ) показано на рисунке 4.5.

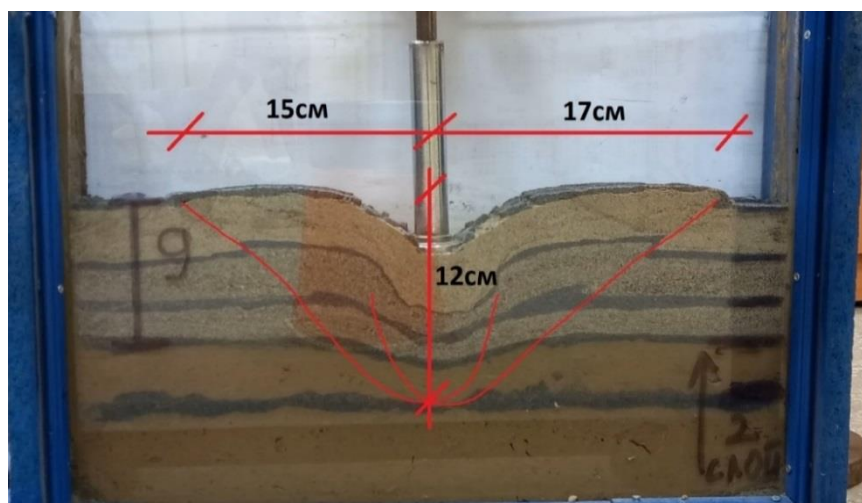


Рисунок 4.5 – Испытание №3 ( $H=9\text{см}$ ,  $H/B=1,8$ ) – после потери несущей способности основания

При  $H=9\text{см}$  ( $H/B=1,8$ ) разрушение основания произошло через 2 слоя грунта, и разрушающая нагрузка составила 260 Н.

Испытание №4 при мощности несущего слоя 8см ( $H/B=1,6$ ) показано на рисунке 4.6.

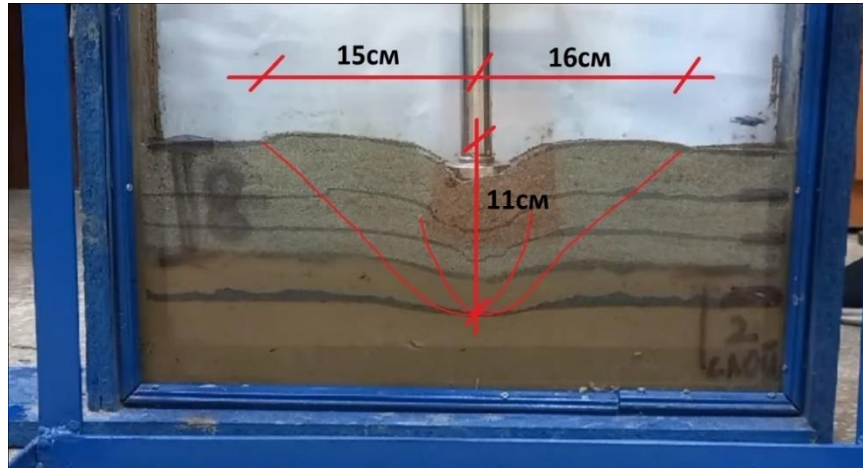


Рисунок 4.6 – Испытание №4 ( $H=8\text{см}$ ,  $H/B=1,6$ ) – после потери несущей способности основания

При  $H=8\text{см}$  ( $H/B=1,6$ ) разрушение основания произошло через 2 слоя грунта, и разрушающая нагрузка составила 250 Н.

Испытание №5 при мощности несущего слоя 7см ( $H/B=1,4$ ) показано на рисунке 4.7.

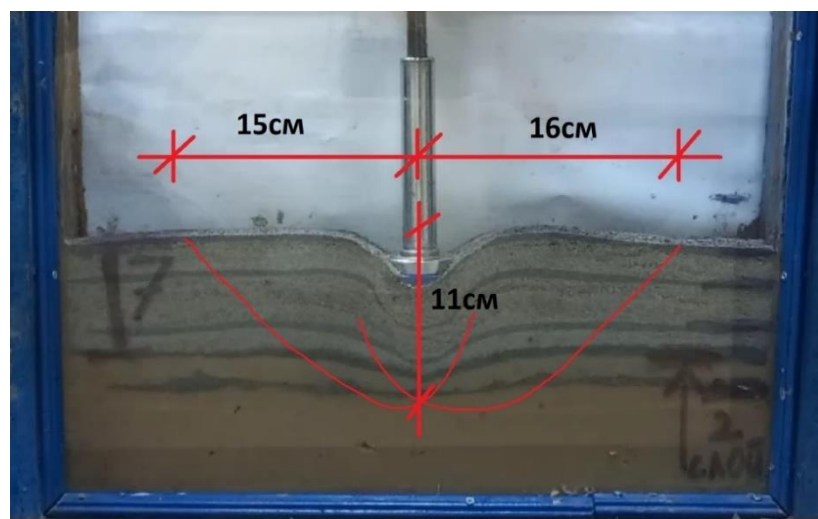


Рисунок 4.7 – Испытание №5 ( $H=7\text{см}$ ,  $H/B=1,4$ ) – после потери несущей способности основания

При  $H=7\text{см}$  ( $H/B=1,4$ ) разрушение основания произошло через 2 слоя грунта, и разрушающая нагрузка составила 230 Н.

Испытание №6 при мощности несущего слоя 6см ( $H/B=1,2$ ) показано на рисунке 4.8.

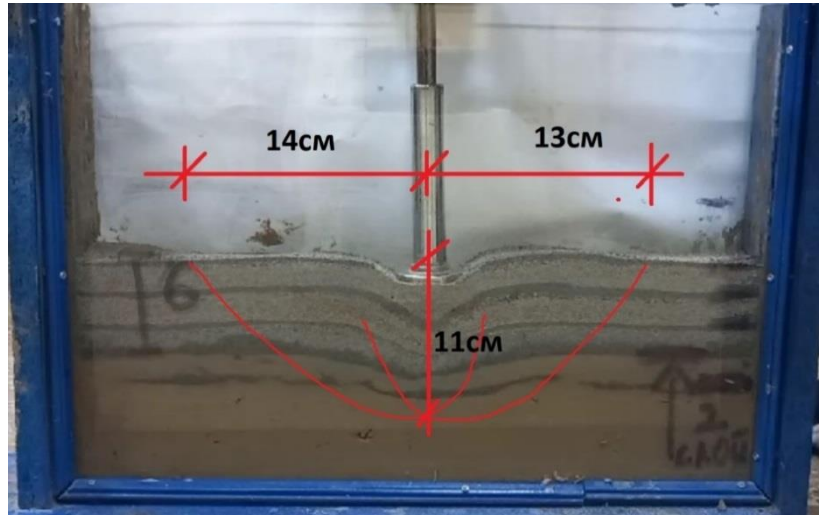


Рисунок 4.8 – Испытание №6 ( $H=6\text{см}$ ,  $H/B=1,2$ ) – после потери несущей способности основания

При  $H=6\text{см}$  ( $H/B=1,2$ ) разрушение основания произошло через 2 слоя грунта, и разрушающая нагрузка составила 220 Н.

Испытание №7 при мощности несущего слоя 5см ( $H/B=1,0$ ) показано на рисунке 4.9.

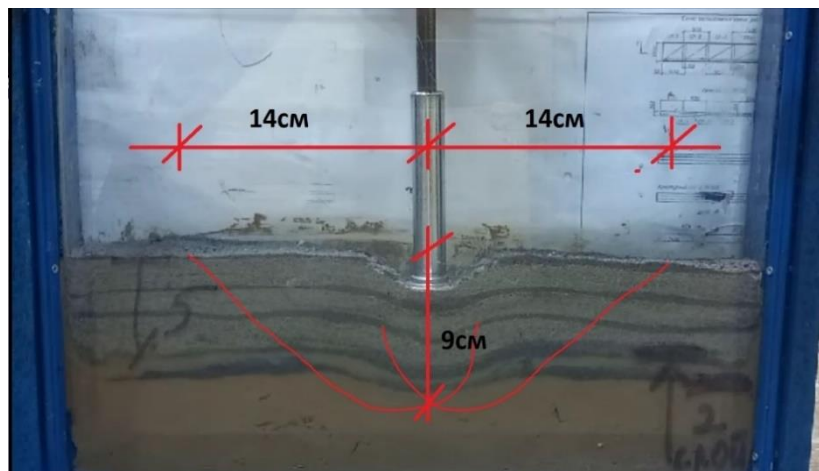


Рисунок 4.9 – Испытание №7 ( $H=5\text{см}$ ,  $H/B=1,0$ ) – после потери несущей способности основания

При  $H=5\text{см}$  ( $H/B=1,0$ ) разрушение основания произошло через 2 слоя грунта, и разрушающая нагрузка составила 200 Н.

В сводной таблице 4.2 приведены значения перемещений штампа в зависимости от нагрузки для проведенных испытаний с различной глубиной расположения кровли подстилающего слоя  $H$ .

Таблица 4.2 – Данные осадка-нагрузка проведенных испытаний

Нагрузка, Н	$H$ см							
	12	10	9	8	7	6	5	0
	перемещения штампа мм							
10	0	0	0	0	0	0	0	0
20	0	0	0	0	0	0	0	0,23
30	0	0	0	0	0	0	0,11	0,32
40	0	0	0	0	0	0	0,33	0,56
50	0	0	0	0	0	0,34	0,52	0,72
60	0	0	0	0	0,23	0,42	0,63	0,91
70	0	0	0	0,32	0,32	0,53	0,72	1,34
80	0	0	0	0,41	0,41	0,61	0,81	1,55
90	0	0	0,10	0,53	0,64	0,74	1,04	1,82
100	0	0,13	0,20	0,62	0,81	0,85	1,36	2,23
110	0	0,21	0,31	0,71	1,05	1,24	1,85	2,76
120	0,11	0,34	0,43	0,84	1,44	1,85	2,34	3,38
130	0,23	0,55	0,52	0,95	2,01	2,32	2,94	4,07
140	0,32	0,61	0,61	1,16	2,52	2,81	3,57	5,04
150	0,54	0,73	0,74	1,25	3,11	3,36	4,39	6,52
160	0,60	0,85	0,85	1,37	3,74	4,06	5,25	7,61
170	0,75	0,96	0,96	1,44	4,25	4,62	6,14	8,86
180	0,84	1,05	1,07	1,53	5,07	5,63	7,02	
190	1,01	1,11	1,55	2,06	5,75	6,79	7,91	
200	1,13	1,24	2,06	3,08	6,61	7,67	9,22	
210	1,44	1,53	3,01	3,82	7,54	8,68		
220	1,65	1,86	3,82	4,51	8,77	9,73		
230	1,74	2,25	4,51	6,06	11,04			
240	1,87	2,67	6,03	7,54				
250	2,04	3,14	7,52	12,00				
260	2,22	3,66	13,03					
270	2,43	4,34						
280	2,62	6,22						



Продолжение таблицы 4.2

290	3,03	9,24						
300	6,23	14,03						
310	15,01							

Теперь по имеющимся значениям перемещений от нагрузки построим график зависимости осадка-нагрузка для разной глубины заложения слабого подстилающего слоя (рисунок 4.10).

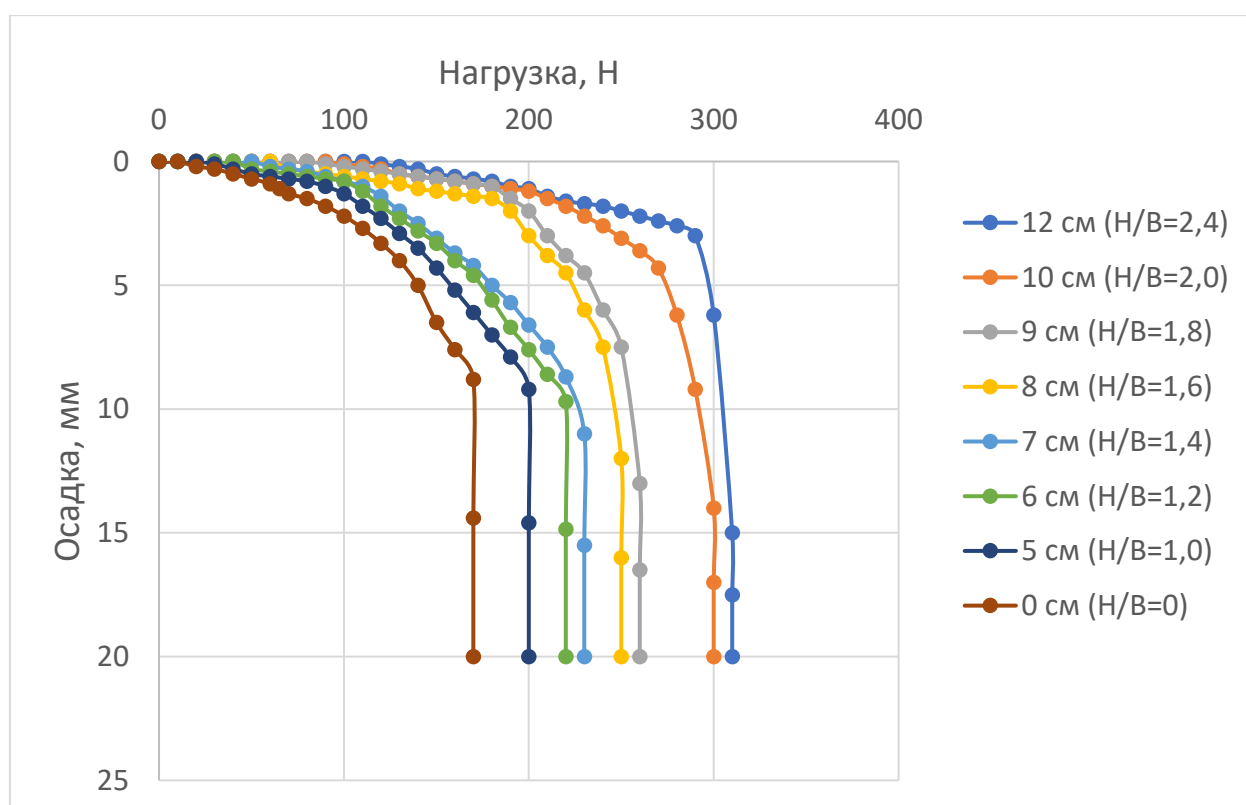


Рисунок 4.10 – График зависимости осадки основания от нагрузки

Сводный результат значений несущей способности двухслойного основания приведён в таблице 4.3.

Таблица 4.3 – Значения предельной нагрузки на основание, состоящее из двух слоев грунта, при разной глубине залегания слабого подстилающего слоя

$H/B$	2,4	2	1,8	1,6	1,4	1,2	1	0
$P_w, H$	310	300	260	250	230	220	200	170

По имеющимся значениям несущей способности, приведенными в таблице 4.3 определим опытные значения коэффициента влияния по формуле 4.1.

$$k_l = \frac{p_l - p_2}{p_1 - p_2} \quad (4.1)$$

где  $p_l$  – несущая способность двухслойного основания;

$p_1$  – несущая способность однородного основания, сложенного грунтом 1;

$p_2$  – несущая способность однородного основания, сложенного грунтом 2;

Далее, по разработанному аналитическому методу, для исходных данных проведенных испытаний были рассчитаны теоретические значения этого коэффициента (формула 2.23). В таблице 4.4 приведены результаты этих расчетов.

Таблица 4.4 – Опытные и теоретические значения коэффициента влияния при разной глубине заложения слабого подстилающего слоя

$H/B$	коэффициент влияния (опытные данные)	коэффициент влияния (теоретический расчёт)	Разница в %
2,40	1,00	1,00	0,00
2,00	0,93	0,86	7,59
1,80	0,64	0,70	-9,11
1,60	0,57	0,56	2,29
1,40	0,43	0,43	-0,10
1,20	0,36	0,32	11,39
1,00	0,21	0,22	-3,30
0,00	0,00	0,00	0,00

На рис. 4.11 представлен сопоставительный график изменения опытных и теоретических значений коэффициента влияния от относительной глубины расположения кровли подстилающего слоя  $H/B$ .

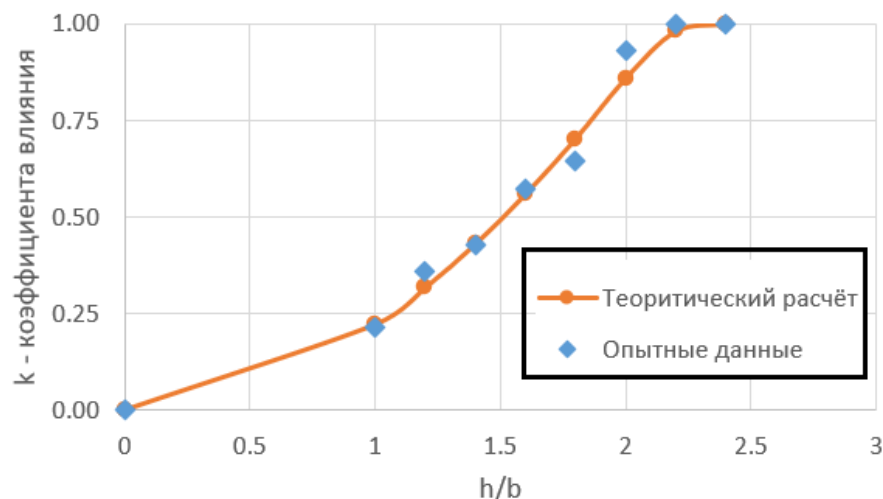


Рисунок 4.11 – График зависимости коэффициента влияния от относительной глубины заложения слабого подстилающего слоя

Значения несущей способности были получены прямыми измерениями (количество блинов весом 1кг, при котором двухслойное основания теряет несущую способность). Следовательно приборная погрешность равна 1кг. Что касается случайной погрешности, так как среднеквадратичное отклонение среднего значения составило  $S_0 = 6,54\text{Н}$ , то при доверительной вероятности (надежности)  $\alpha = 0,95$ , при количестве измерений для каждого испытания равном  $n = 6$  ( $\nu = 6 - 1 = 5$  – степень свободы), и как следствие при коэффициенте Стьюдента  $t_{\alpha, \nu} = 2,571$ , доверительный интервал составил  $\pm 17\text{Н}$ . А общая погрешность составила  $\pm 18\text{Н}$ .

Метод поиска грубых ошибок (промахов) был основан на том предположении, что случайные погрешности подчиняются распределению вероятностей Гаусса (нормальному распределению). Вычислялось максимально допустимое отклонение  $\Delta a_m$  при доверительной вероятности  $\alpha = 0,95$  и проверялось условие  $|\bar{a}_1 - a_k| \geq \Delta a_m$ , где  $a_k$  - «подозрительный» результат;  $\bar{a}_1$  - среднее статистическое значение остальных результатов. В случае выполнения

условия «подозрительное» значение  $a_k$  считалось промахом и исключалось из совокупности результатов измерений.

Поскольку мы получаем значение коэффициента влияния косвенно по формуле (4.1), то выполнив аналитическое дифференцирование данной функции (получение значений частных производных функции по входящим в неё переменным), и зная абсолютные погрешности входящих в неё величин ( $p_1, p_2, p_l$ ), значение абсолютной погрешности для  $k_l$  составило  $\pm 0,15$ .

Из графика (рисунок 4.11) следует, что разработанный теоретический метод достаточно приближен к результатам, полученным опытным путём, максимальная разница равна 11%.

Аналогичная картина уменьшения предельного давления на основание, состоящее из двух слоев грунта, при изменении глубины залегания слабого подстилающего слоя представлена в статье [84]. В ней автор проводил испытания, в которых в качестве подстилающего слоя также была глина, а в качестве несущего слоя песок, диаметр штампа равнялся 150мм. График зависимости осадки основания от нагрузки при разной глубине заложения слабого подстилающего слоя для данных полевых испытаний представлен на рисунке 4.12.

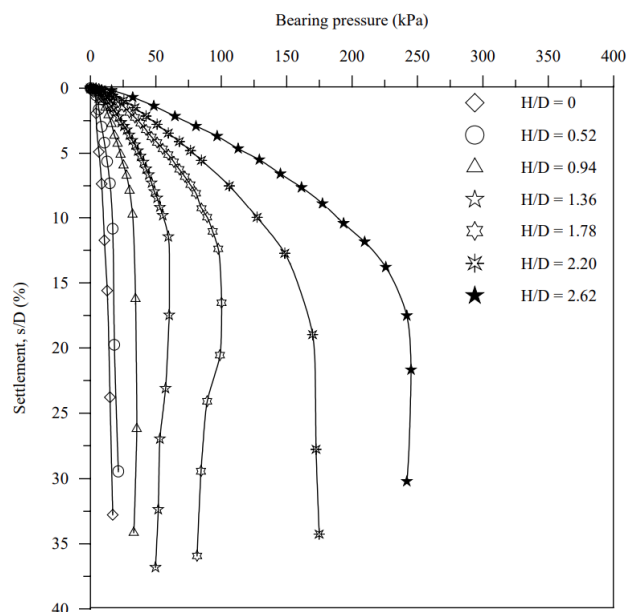


Рисунок 4.12 – График зависимости осадки основания от нагрузки при разной глубине заложения слабого подстилающего слоя

По результатам проведенных опытов можно сделать следующие выводы:

1. При определенной глубине заложения слабый подстилающий слой перестаёт влиять на несущую способность основания и разрушение происходит только в верхнем несущем слое грунта. Это мы можем видеть на рисунке 4.3 и на графике (рисунок 4.11) при глубине заложения подстилающего слоя  $H=12\text{см}$  ( $H/B=2,4$ ).

2. Так же по рисункам 4.5 – 4.9 мы видим, что линия скольжения, по которой происходит разрушение основания начинает проходить через два слоя. Причём линия скольжения начинает проходить через подстилающий слой, при глубине его заложения 9см, при том, что, когда разрушения происходило только в несущем слое глубина выпора была равна 5см (рисунок 4.3). Это означает, что слабый подстилающий слой начинает уменьшать несущую способность двухслойного основания ещё до того, как глубина его заложения подойдёт к глубине выпора однородного несущего слоя. Данный факт также подтверждает правильность разработанного аналитического метода, который показывает наличие двух минимумов у критической силы (рисунок 2.4).

3. По графику, изображенному на рисунке 4.11, мы видим, что коэффициент влияния, полученный по опытным данным, и коэффициент влияния, посчитанный разработанным аналитическим методом, достаточно близки.

4. Помимо этого, на графике, изображенном на рисунке 4.10, мы видим, что чем меньше глубина заложения подстилающего слоя, тем меньше несущая способность двухслойного основания. Это также подтверждается испытаниями другого автора (рисунок 4.12).

5. По рисункам 4.4-4.9 мы видим, что при увеличении глубины заложения слабого подстилающего слоя, линия скольжения, определяющая область выпора, также заглубляется, захватывая часть слабого слоя до некоторой критической глубины, в нашем случае равняющейся 12 см (рисунок 4.3). Данный факт подтверждает теоретическое решение, основанное на применении метода логарифмической спирали для оценки предельной нагрузки.

### 4.3 Исследования характера разрушения основания при наличии прочного подстилающего слоя

Далее были проведены опыты с более прочным подстилающим слоем по отношению к верхнему несущему слою.

Характеристики грунтов приведены в таблице 4.5.

Таблица 4.5 – Характеристики грунтов

Расположение	Характеристики	
Грунт 1 - несущий слой	$\gamma_1$ , кН/м <sup>3</sup>	16
	$\varphi_1$ , ° (градусы)	25
	$c_1$ , кПа	1
Грунт 2 - подстилающий слой	$\gamma_2$ , кН/м <sup>3</sup>	17
	$\varphi_2$ , ° (градусы)	32
	$c$ , кПа	1

Испытание №1 однородного основания из слабого грунта показано на рисунке 4.13.

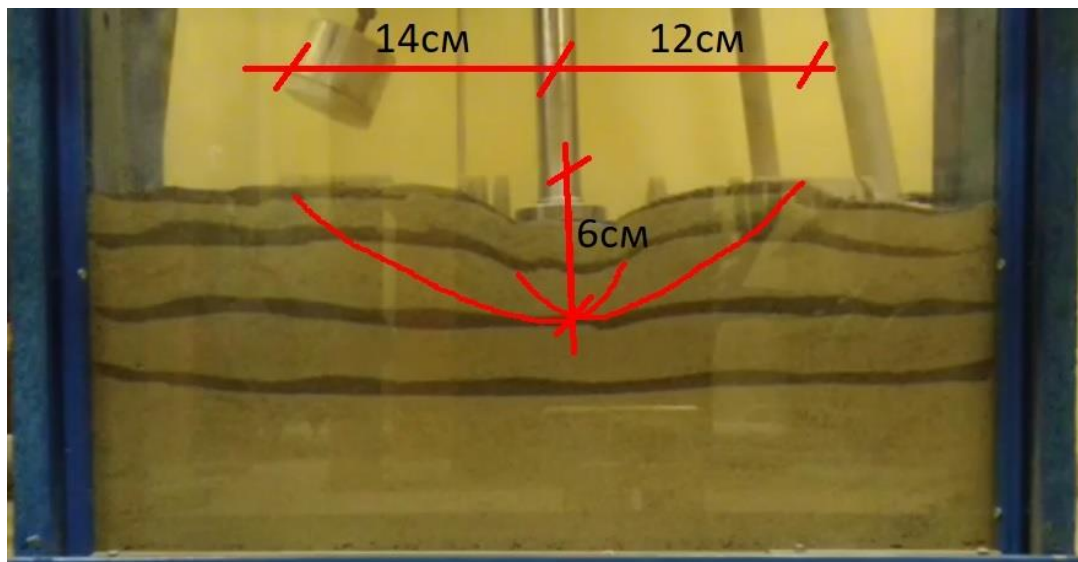


Рисунок 4.13 – Испытание №1 (грунт №1) – после потери несущей способности основания

Разрушение основания произошло от нагрузки равной 110 Н.

Испытание №2 двухслойного основания с прочным подстилающим слоем (грунт №2), при мощности несущего слоя 6см (на глубине выпора однородного основания из слабого грунта), показано на рисунке 4.14.

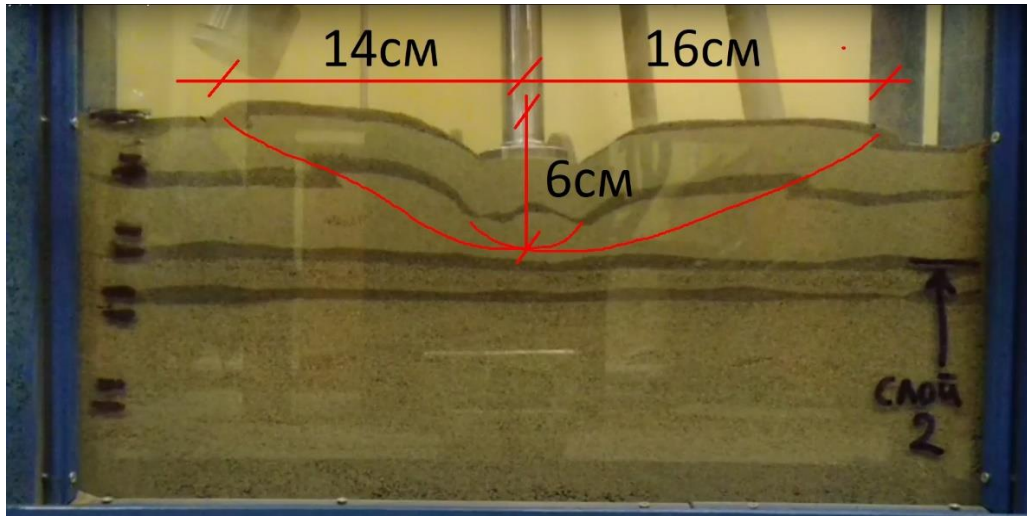


Рисунок 4.14 – Испытание №2 ( $H=6\text{см}$ ,  $H/B=1,2$ ) – после потери несущей способности основания

При  $H=6\text{см}$  ( $H/B=1,2$ ) разрушение основания произошло на контакте 1 и 2 слоёв грунта и разрушающая нагрузка равна 110 Н.

Испытание №3 при мощности несущего слоя 4,5см ( $H/B=0,9$ ) показано на рисунке 4.15.

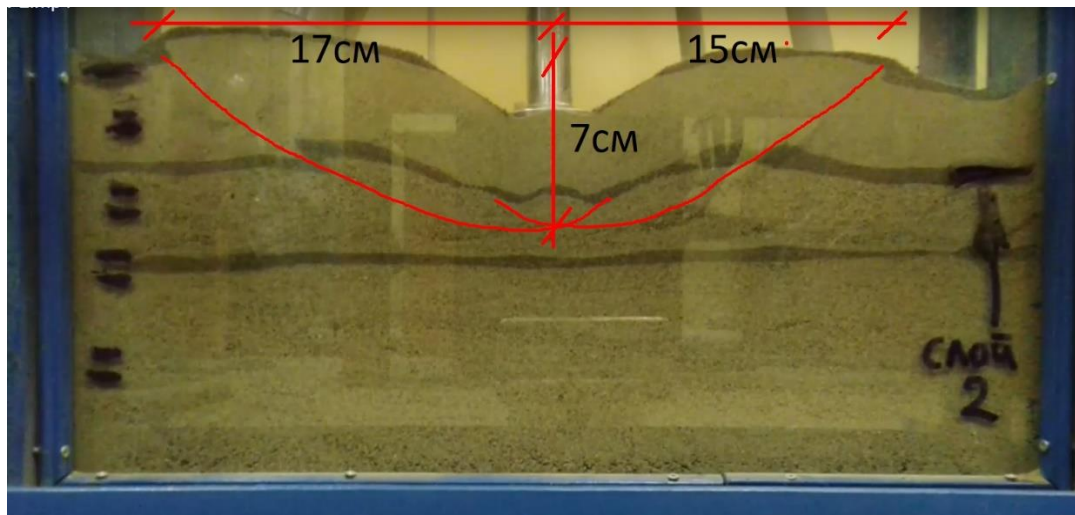


Рисунок 4.15 – Испытание №3 ( $H=4,5\text{см}$ ,  $H/B=0,9$ ) – после потери несущей способности основания

При  $H=4,5\text{ см}$  ( $H/B=0,9$ ) разрушение основания произошло через 2 слоя грунта, и разрушающая нагрузка составила 150Н.

Испытание №4 однородного основания из прочного грунта показано на рисунке 4.16.

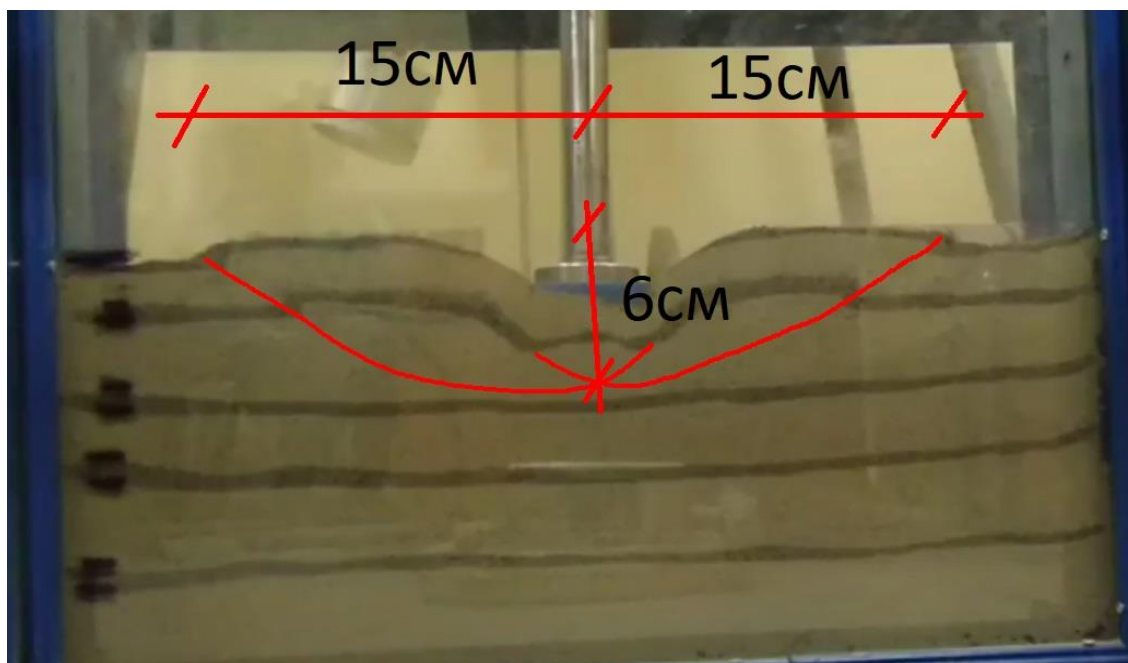


Рисунок 4.16 – Испытание №4 (грунт №2) – после потери несущей способности основания

Разрушение основания произошло от нагрузки равной 320 Н.

В сводной таблице 4.6 приведены значения перемещений штампа в зависимости от нагрузки для проведенных испытаний с различной глубиной расположения кровли подстилающего слоя  $H$ .

Таблица 4.6 – Данные осадка–нагрузка проведенных испытаний

$H$ см	Однородный слабый грунт	6	4,5	0 - однородный прочный грунт
Нагрузка, Н	перемещения штампа мм			
10	1,01	1,23	0,32	0
20	1,32	1,44	0,51	0
30	1,64	1,66	0,73	0



Продолжение таблицы 4.6

40	2,06	1,85	0,94	0
50	2,45	2,04	1,32	0
60	2,96	2,31	1,56	0
70	3,44	2,67	1,87	0
80	3,96	3,03	2,22	0
90	5,17	4,14	2,74	0
100	6,46	5,28	3,57	0
110	7,52	7,02	4,01	0
120			5,18	0,22
130			5,75	0,31
140			6,95	0,42
150			8,83	0,46
160				0,65
170				0,75
180				1,06
190				1,27
200				1,45
210				1,69
220				1,85
230				2,06
240				2,31
250				2,62
260				2,91
270				3,53
280				4,54
290				6,08
300				10,01
310				16,03

Теперь по имеющимся значениям перемещений от нагрузки построим график зависимости осадка-нагрузка для разной глубины заложения прочного подстилающего слоя (рисунок 4.17).

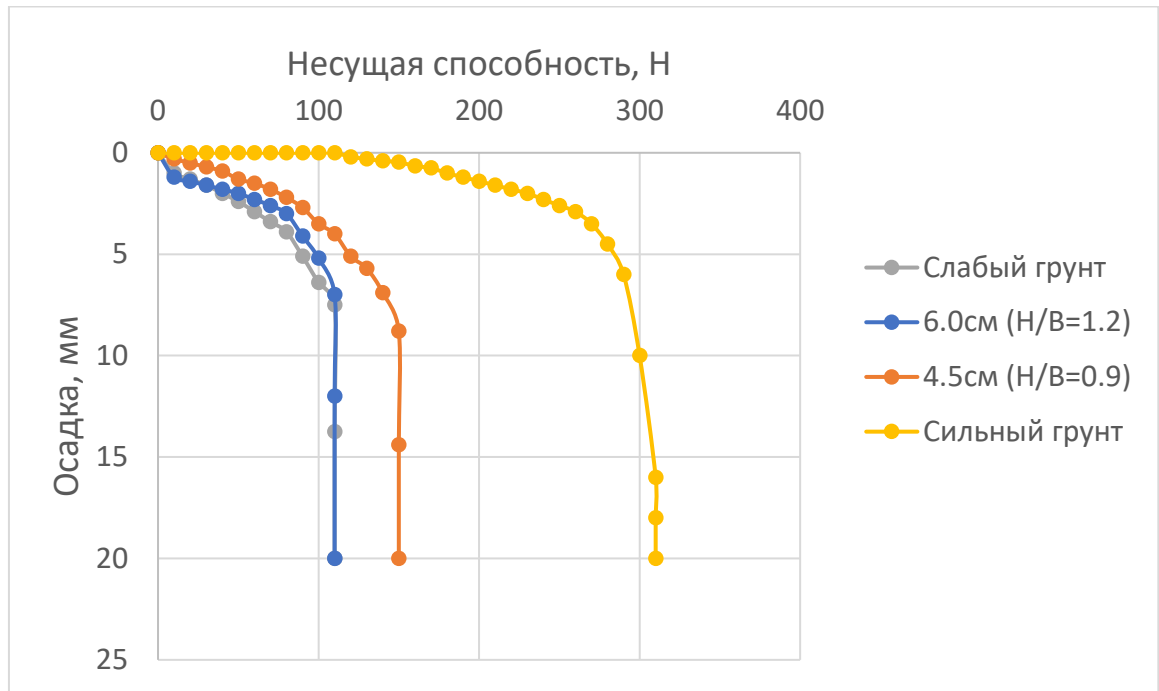


Рисунок 4.17 – График зависимости осадки основания от нагрузки

Сводный результат значений несущей способности двухслойного основания приведён в таблице 4.7.

Таблица 4.7 – Значения предельной нагрузки на основание, состоящее из двух слоев грунта, при разной глубине залегания слабого подстилающего слоя

$H/B$	$\infty$	1,2	0,9	0
$P_w, H$	110	110	150	310

По имеющимся значениям несущей способности, приведенными в таблице 4.7 определим опытные значения коэффициента влияния по формуле 4.1.

Далее, по разработанному аналитическому методу, для исходных данных проведенных испытаний были рассчитаны теоретические значения этого коэффициента (формула 2.23). В таблице 4.8 приведены результаты этих расчетов.

Таблица 4.8 – Опытные и теоретические значения коэффициента влияния при разной глубине залегания слабого подстилающего слоя

$l=H/B$	коэффициент влияния (опытные данные)	коэффициент влияния (теоретический расчёт)	Разница в %
1,20	1,00	1,00	0,00
0,90	0,80	0,75	6,25
0,00	0,00	0,00	0,00

По результатам проведенных опытов можно сделать следующие выводы:

1. Как видим, из опытов №2 и №3 (рисунок 4.14, 4.15) прочный подстилающий слой начинает влиять на несущую способность только тогда, когда глубина его заложения меньше глубины выпора однородного основания, состоящего из слабого грунта (рисунок 4.13). То же самое показывают численный и разработанный аналитический методы.

2. По таблице 4.8 мы видим, что коэффициент влияния, полученный по опытными данным, и коэффициент влияния, посчитанный разработанным аналитическим методом, достаточно близки.

3. Помимо этого, на графике, изображенном на рисунке 4.17, мы видим, что чем меньше глубина заложения прочного подстилающего слоя, тем больше несущая способность двухслойного основания. Такие же результаты изменения несущей способности показывает разработанный аналитический метод.

#### **4.4 Сопоставление испытаний в центрифуге с разработанным аналитическим методом**

Проведённые лабораторные испытания подходят для получения качественной картины разрушения двухслойного основания при различной глубине заложения слабого подстилающего слоя, однако в них нельзя получить численные значения несущей способности для реальных прототипов фундаментов с реальными размерами. Поэтому в данном разделе мы сравним значения несущей способности, полученные при помощи разработанного аналитического метода, со

значениями несущей способности, полученными другим автором [118] в лабораторных испытаниях с использованием центрифуги.

Несущая способность двухслойного основания с верхним слоем песка и подстилающим слоем мягкой глины, должна зависеть от прочности обоих грунтов. Следовательно, в модели двухслойного основания, уменьшенной на  $1/n$ , соотношение прочностей двух грунтов должно быть идентичным реальному прототипу.

Прочность песка примерно пропорциональна уровню его напряжения, и его мобилизованная прочность на сдвиг в уменьшенной модели в гравитационном поле (т.е.  $1g$ , где  $g$  – ускорение свободного падения) примерно в  $1/n$  раз меньше, чем у реального прототипа. Отсюда следует, что, если глина реального прототипа мягкая или масштабный коэффициент  $n$  относительно велик, то в уменьшенной модели требуется глина с крайне малой прочностью, например суспензия. Это очень затрудняет проведение опыта с достаточной точностью. Если в модели с гравитационными полем  $1g$  используется глина с прочностью, эквивалентной прочности настоящей мягкой глины, модель может соответствовать прототипу, состоящему из песка и подстилающей твердой глины. Кроме того, поскольку механические характеристики грунтов во многом зависят от уровня, действующего на них напряжения, механическое поведение грунтов в крупномасштабном фундаменте не может быть должным образом смоделировано в мелкомасштабной модели с гравитационным полем  $1g$ . Испытание уменьшенной модели в центрифуге может решить данную проблему. Эффект собственного веса, аналогичный эффекту крупномасштабного фундамента, можно смоделировать в модели в масштабе  $1/n$ , подвергнутой центробежному ускорению, в  $n$  раз превышающему гравитацию земли. В этом исследовании [118] в центрифуге была проведена серия испытаний модели двухслойного основания с верхним слоем песка и подстилающим слоем мягкой глины, для изучения несущей способности такого основания.

Для испытаний с ленточным фундаментом использовался прямоугольный контейнер длиной 500 мм, шириной 150 мм и глубиной 350 мм. Глина

укладывалась слоями 10мм и уплотнялась под давлением 10кПа. Далее поверх глины слоями 10мм укладывался песок, который также уплотнялся под действием давления и вибратора. Испытательная установка представлена на рисунке 4.18. После подготовки грунта на контейнер был установлен погрузочный домкрат с тензодатчиком и LVDT-датчиком (для измерения осадки), как показано на рис. 4.18. Затем вся установка была помещена в центрифугу, где грунт уплотнился под собственным весом в поле центробежных ускорений. После подтверждения 90% степени консолидации было проведено испытание на нагрузку путем вертикального нажатия на опору домкратом со скоростью 1 мм/мин. до тех пор, пока осадка фундамента не составит примерно 40% ширины фундамента. После завершения последовательной нагрузки центрифугу останавливали. Во всех испытаниях нижняя часть опор была шероховатая, достигалось это при помощи приклеивания песка.

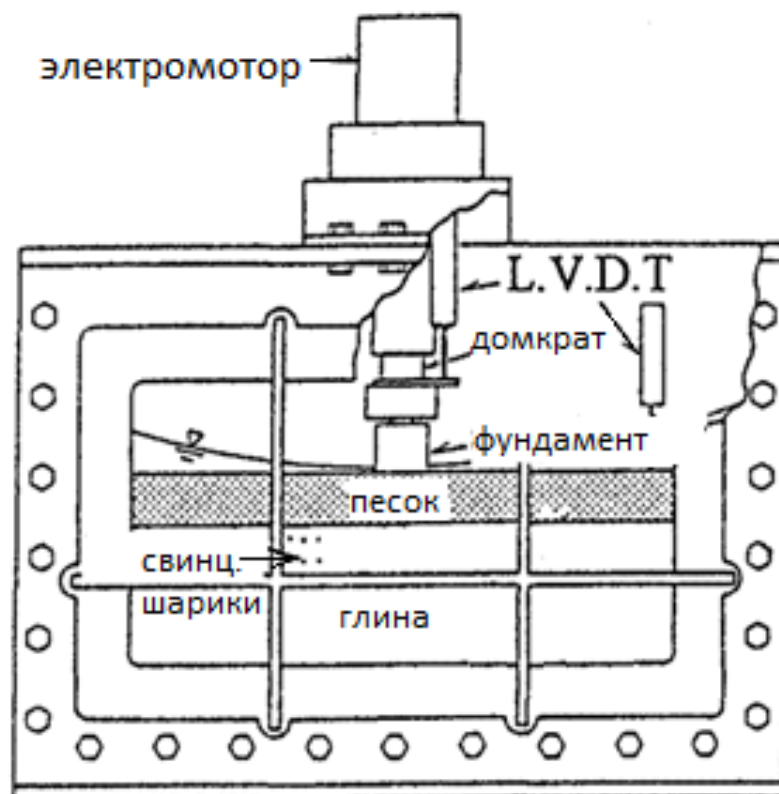


Рисунок 4.18 – Схема испытательной установки

Серия испытаний несущей способности ленточных фундаментов, расположенных на двухслойных основаниях с верхним слоем песка и подстилающим слоем мягкой глины, была выполнена при центробежном ускорении превышающим в 50 раз ускорение свободного падения. Использовались ленточные фундаменты шириной 20 мм, 30мм и 40 мм, которые соответствуют прототипам с шириной 1м (20мм\*50); 1,5м (30мм\*50); 2м (40мм\*50) соответственно.

Характеристики грунтов приведены в таблице 4.9.

Таблица 4.9 – Характеристики грунтов

Расположение	Характеристики	
Грунт 1 - несущий слой (песок)	$\gamma_1$ , кН/м <sup>3</sup>	9,74
	$\varphi_1$ , ° (градусы)	40
	$c_1$ , кПа	10
Грунт 2 - подстилающий слой (глина)	$\gamma_2$ , кН/м <sup>3</sup>	26,8
	$\varphi_2$ , ° (градусы)	1
	$c_2$ , кПа	22,4

Для начала рассчитаем по СП 22.13330.2016 значения несущей способности для однородных оснований, с различной шириной фундамента (таблица 4.10).

Таблица 4.10 – Несущая способность однородных оснований

Вид грунта	Ширина фундамента		
	$b=2\text{м}$	$b=1,5\text{м}$	$b=1,0\text{м}$
Песок	3443,13кН	2134,46 кН	1124,38 кН
Глина	244,00 кН	182,43 кН	121,25 кН

Далее при помощи разработанной программы вычислим коэффициенты влияния по формуле (2.23) и определим несущую способность основания по формуле (2.22).

Сопоставление результатов, полученных разработанным аналитического методом, и результатов, полученных в ходе испытаний в центрифуге, представлено в таблице 4.11.

Таблица 4.11 – Несущая способность двухслойных оснований

$B, \text{ м}$	$H, \text{ м}$	$H/B$	$k_l$	$P_{\text{аналит.}}, \text{ кН}$	$P_{\text{лабор.}}, \text{ кН}$	$\Delta, \%$
2	0	0	0,00	244,00	234,00	4,27
	2	1	0,06	463,06	633,76	-26,93
	$\infty$	$\infty$	1,00	3895,00	3490,5	11,59
1,5	3	2	0,16	548,86	862,86	-36,39
1	3	3	0,32	514,55	662,32	-22,31
	4	4	1,00	1350,32	1227,24	10,03

Для прототипов фундаментов при  $H/B = 1; 2; 3$  разработанный аналитический метод дал значения несущей способности на 22 – 36% меньше (в запас), чем значения, полученные в центрифуге опытным путём.

Значения же для однородных оснований  $H/B = 0; \infty; 4$ , полученные строгим решением теории предельного равновесия грунтов получились немного больше значений, полученных в центрифуге опытным путём (для песка 10-11%, для глины 4%).

Так же необходимо отметить, что в разработанном аналитическом методе и в опытах в центрифуге для штампа шириной 20мм (прототип 1м) при  $H/B$  равном 4 несущая способность двухслойного основания равна несущей способности однородного основания, состоящего из песка. Этот факт так же подтверждает верность разработанного аналитического решения для определения глубины влияния слабого подстилающего слоя.

Что касается деформаций в данных испытаниях [118], они наблюдались по начальному и конечному положению свинцовых шариков, помещённых в грунт, с помощью рентгенограммы. Таким образом, смещения свинцовых шариков были

получены из заранее определенного начального положения и конечного положения, измеренного на рентгенограмме. Полученные смещения предоставляют информацию о механизме разрушения основания (рисунок 4.19).

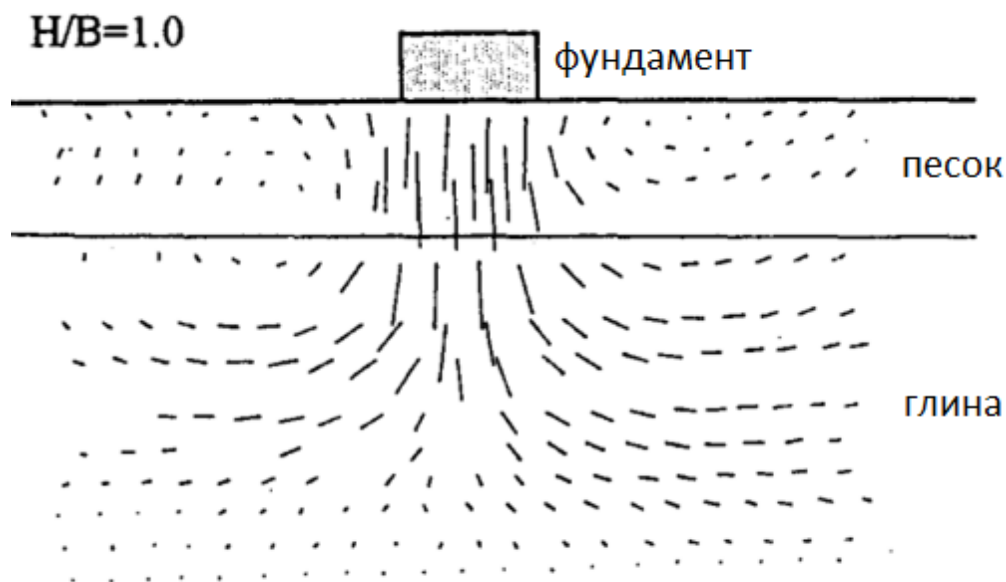


Рисунок 4.19 – Схема разрушения двухслойного основания

Так же, как и в лабораторных исследованиях, проведенных нами (рисунок 4.3 – 4.9) мы видим, что линия скольжения, по которой происходит разрушение основания до определенной глубины заложения слабого подстилающего слоя проходит через два слоя. То же самое нам даёт разработанный аналитический метод (рисунок 2.4) и численный метод (рисунок 3.2).

#### **4.5 Сопоставление полевых испытаний с разработанным аналитическим методом**

Физическое моделирование может осуществляться либо с помощью полномасштабной модели, либо с помощью мелкомасштабной модели в области инженерной геологии. Полномасштабное моделирование обычно выполняется с учетом реальных условий, таких как состояние грунта, нагрузки и напряжения. Следовательно, результаты, полученные при этом типе моделирования, более



точные. Несмотря на свои эксплуатационные и финансовые недостатки, крупномасштабные полевые испытания дают более приемлемые результаты при моделировании поведения грунтов. Поэтому в данной главе мы сравним результаты крупномасштабных полевых испытаний, приведенных в статье [120], с результатами, полученными разработанным аналитическим методом, для того чтобы преодолеть недостатки небольших лабораторных моделей.

Крупномасштабные полевые испытания были проведены на природных глинистых отложениях, поверх которых был отсыпан и уплотнен зернистый грунт. На испытательном полигоне было выкопано два шурфа (ТР1 и ТР2) и пробурено четыре скважины (ВН1, ВН2, ВН3 и ВН4) (рисунок 4.20). Испытательный участок имел размеры 30 м (длина) и 11,6 м (ширина). Шурфы были выкопаны глубиной 2,50 м, а скважины были пробурены диаметром 0,10 м на глубину 13 м. Скважина, пробуренная с южной стороны, имела глубину 20 м.

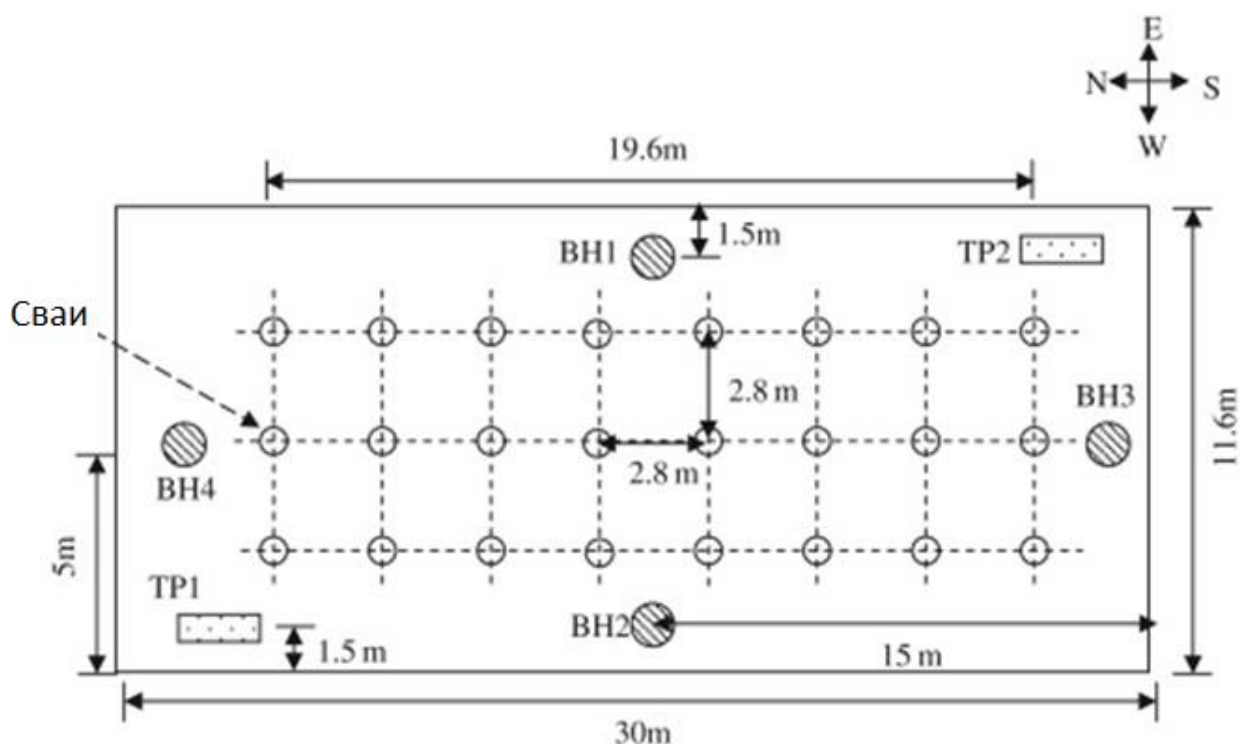


Рисунок 4.20 – Испытательный участок

В ходе данных работ был получен геологический профиль (рисунок 4.21) и в лабораторных условиях определены характеристики грунтов (таблица 4.12).

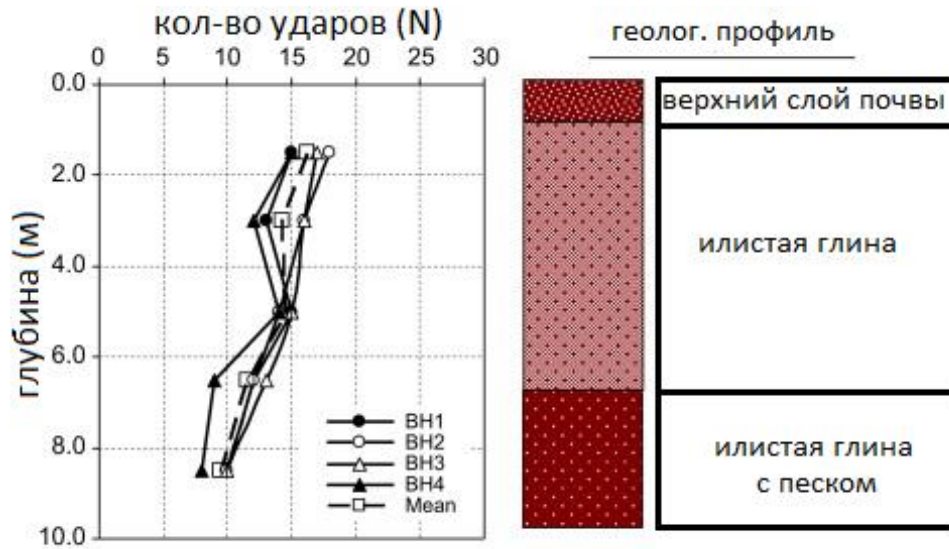


Рисунок 4.21 – Геологический профиль и результаты стандартного пенетрационного испытания

Таблица 4.12 – Характеристики грунтов

Расположение	Характеристики	
Грунт 1 - несущий слой (песок)	$\gamma_1$ , кН/м <sup>3</sup>	20,2
	$\varphi_1$ , ° (градусы)	43
	$c_1$ , кПа	15
Грунт 2 - подстилающий слой (глина)	$\gamma_2$ , кН/м <sup>3</sup>	26,0
	$\varphi_2$ , ° (градусы)	1
	$c_2$ , кПа	60

После изучения свойств грунта испытательного участка было сооружено 24 сваи. Перед испытаниями верхний слой почвы был убран. Затем сваи соединили стальной балкой. Верхняя поверхность испытательной площадки была выровнена, а штамп был установлен на заранее заданном уровне таким образом, чтобы нагрузки от гидравлического домкрата и нагрузочной рамы передавались по центру. Гидравлический домкрат, прижатый к стальной балке, обеспечивал вдавливающую нагрузку. Также гидравлический домкрат и два датчика измерения линейных перемещений (LVDT) были подключены к блоку регистрации данных, а блок регистрации данных был подключен к компьютеру.

Зернистый грунт укладывался и уплотнялся слоями с помощью виброплиты до заданной высоты для достижения желаемой плотности.

Нагрузка и соответствующая осадка основания измерялись с помощью манометра и двух LVDT-датчиков соответственно. Нагружение происходило по шагам и каждый шаг выдерживался до тех пор, пока скорость осадки не стала менее 0,03 мм/мин в течение трех минут подряд. Испытания продолжались до тех пор, пока приложенная вертикальная нагрузка не была явно уменьшена или пока не была достигнута значительная осадка основания за счет относительно небольшого увеличения вертикальной нагрузки. Общая схема испытательной установки представлена на рисунке 4.22.



Рисунок 4.22 – Схема испытательной установки

Для штампа диаметром 0,9 м было проведено три опыта с различной глубиной заложения слабого подстилающего слоя ( $0,33D$ ,  $0,67D$  и  $1,00D$ ). Результаты испытаний представлены на рисунке 4.23 в виде графика зависимости осадка-нагрузка.

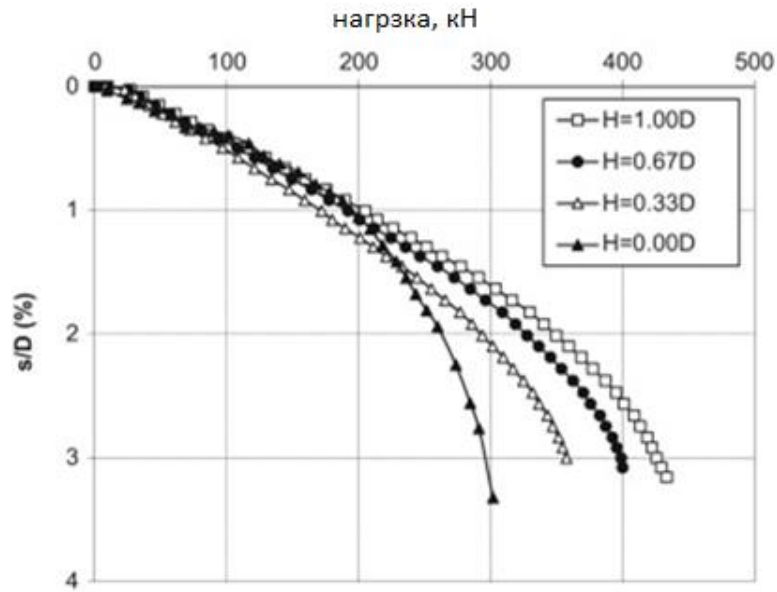


Рисунок 4.23 – График зависимости осадка-нагрузка

Далее при помощи разработанной программы вычислим коэффициенты влияния по формуле (2.23) и определим несущую способность основания по формуле (2.22). Сопоставление результатов, полученных разработанным аналитическим методом, и результатов, полученных в ходе полевых испытаний, представлено в таблице 4.13.

Таблица 4.13 – Несущая способность двухслойных оснований

$D$ , м	$H$ , м	$H/D$	$k_l$	$P_{\text{аналит.}}$ , кН	$P_{\text{полев.}}$ , кН	$\Delta$ , %
0,9	0,0	0,00	0,0	268,80	300,00	-10,40
	0,3	0,33	0,021	309,40	350,00	-11,60
	0,6	0,67	0,046	356,00	400,00	-11,00
	0,9	1,00	0,075	410,30	440,00	-6,75

Разработанный аналитический метод дал значения несущей способности на 6 – 11% меньше (в запас), чем значения, полученные в полевых испытаниях.

### Выводы по четвертой главе

В собственных лабораторных исследованиях в плоском лотке мы получили качественную картину разрушения двухслойного основания, при различной глубине заложения подстилающего слоя. По этой картине мы установили, что при наличии слабого подстилающего слоя до определенной глубины его заложения линия скольжения, по которой происходит разрушение основания, проходит через два слоя. Если же подстилающий слой прочный, он начинает влиять на несущую способность только тогда, когда глубина его заложения меньше глубины выпора однородного основания, состоящего из слабого грунта. Такой же результат нам даёт разработанный аналитический метод.

При сопоставлении испытаний в центрифуге с разработанным аналитическим методом мы увидели, что разработанный аналитический метод дал значения несущей способности на 22 – 36% меньше (в запас), также необходимо отметить, что глубина влияния слабого подстилающего слоя, которую нам даёт аналитический метод, равна глубине влияния, полученной в данных испытаниях.

Далее мы увидели, что разработанный аналитический метод дал значения несущей способности на 6 – 11% меньше (в запас), чем значения, полученные в полевых испытаниях, что является приемлемым результатом, для использования данного метода в реальных двухслойных основаниях.

## ГЛАВА 5. ПРАКТИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЁТУ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДВУХСЛОЙНОГО ОСНОВАНИЯ

Для практических целей помимо возможности определять несущую способность двухслойного основания с любой комбинацией прочностных характеристик, необходимо иметь возможность определять несущую способность такого основания при наличии у предельной нагрузки угла наклона и эксцентриситета.

### 5.1 Определение предельной наклонной нагрузки, приложенной с эксцентриситетом на двухслойное основание

На рисунке 5.1 показана расчетная схема для определения наклонной предельной нагрузки, приложенной с эксцентриситетом на двухслойное грунтовое основание [65]. Это решение выполняется для условий плоской деформации.

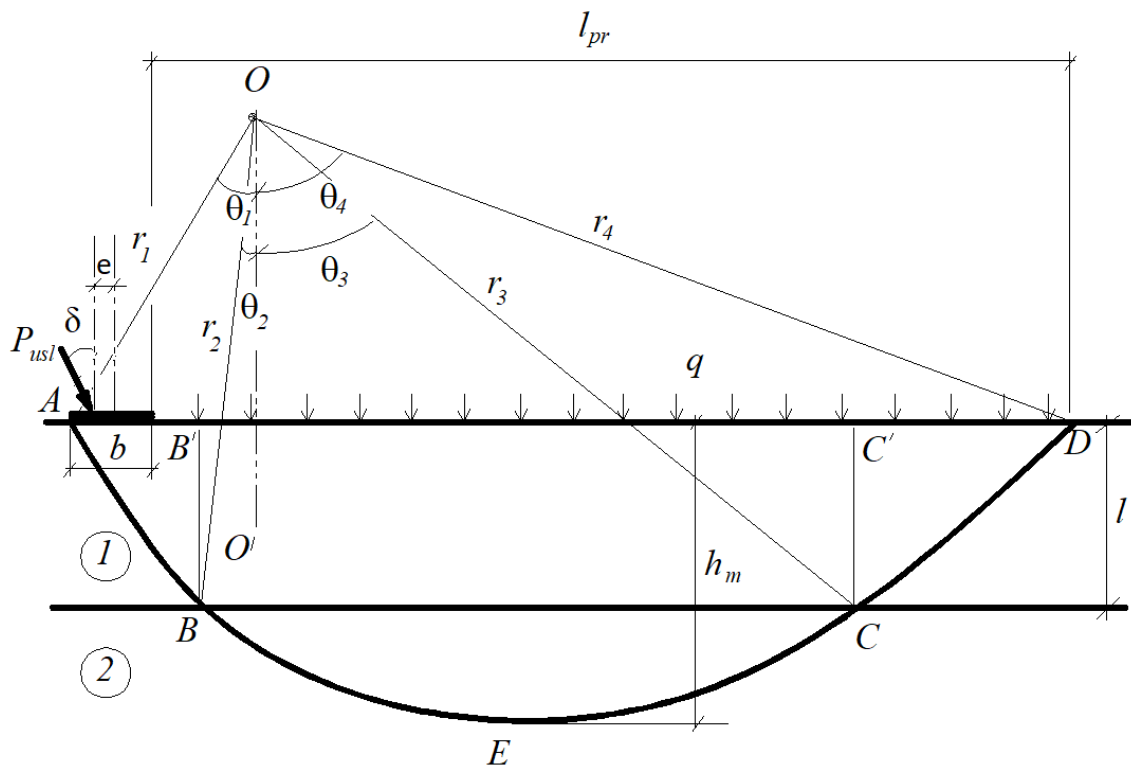


Рисунок 5.1 – Расчетная схема метода логарифмической спирали для двухслойного основания

Сила предельного давления  $P_{usl}$  отклонена от вертикали на угол  $\delta_a$  и приложена с эксцентриситетом  $e$ . Основание пригружено вертикальным давлением  $q$ .

Величина этой силы  $P$  зависит от принятых значений параметров  $\theta_1$ ,  $r_1$  и определяется из уравнения моментов относительно центра логарифмических спиралей:

$$P = P(r_1, \theta_1) = 2 \cdot \frac{M_\gamma + M_c + M_q}{2r_1 \sin(\delta_a - \theta_1) + (2e - b) \cdot \cos\delta_a} \quad (5.1)$$

Моменты от действия собственного веса грунта  $M_\gamma$ , удельного сцепления  $M_c$  и пригрузки  $M_q$ , как и для случая вертикальной нагрузки, определяются формулами 2.14-2.16.

Располагая функцией  $P(r_1, \theta_1)$ , остается найти ее минимум, который можно рассматривать как несущую способность основания или предельное давление на основание  $P_{usl}$ . Поиск минимума осуществляется по тому же алгоритму, как и для вертикальной нагрузки, описанному в пункте 2.3. Учет угла наклона и эксцентриситета был выполнен в приведенной в п.2.3 программе расчета.

Для предельной нагрузки  $P_{ul}$  предложена формула (2.22). Соответственно, предельные нагрузки на однородное основание  $P_{u1}$  и  $P_{u2}$  также должны иметь наклон к вертикали  $\delta_a$  и эксцентриситет  $e$ . Коэффициент влияния подстилающего слоя  $k_l$  определяется величинами  $P_{us1}$ ,  $P_{us2}$  и  $P_{usl}$ . Указанные равнодействующие предельной нагрузки, определенные методом логарифмической спирали, имеют тот же наклон к вертикали  $\delta_a$  и эксцентриситет  $e$ . Это условие выполняется непосредственно, поскольку угол  $\delta_a$  и эксцентриситет  $e$  учитывается в формуле (5.1).

Для определения величин  $P_{u1}$  и  $P_{u2}$  устанавливаются коэффициенты несущей способности основания  $N_\gamma$ ,  $N_q$  и  $N_c$ , которые зависят от угла наклона  $\delta$  приведенной предельной нагрузки к вертикали. Зависимость угла  $\delta$  от угла  $\delta_a$  имеет вид [16]:

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{\gamma b N_{\gamma} + q N_q + c N_c}{\gamma b N_{\gamma} + q N_q + c N_c + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi} \operatorname{tg} \delta_a \quad (5.2)$$

При решении трансцендентного уравнения (5.2) воспользуемся формулами для вычисления коэффициентов  $N_{\gamma}$ ,  $N_q$  и  $N_c$ :

$$N_{\gamma} = \frac{1 + \sin \varphi \cos 2\alpha}{4 \cos^2 \varphi} [2 f_{\sigma} \cos(\alpha + \mu) \cos \varphi - \cos(2\alpha + \varphi)];$$

$$f_{\sigma} = \frac{e^{3(\pi/2 - \alpha) \operatorname{tg} \varphi}}{2 \sin \mu} + \frac{1}{1 + 8 \sin^2 \varphi} \times$$

$$\times [3 \sin \varphi \cos(\alpha + \mu) + \cos \varphi \sin(\alpha + \mu) + e^{3(\pi/2 - \alpha) \operatorname{tg} \varphi} (3 \sin \varphi \sin \mu - \cos \varphi \cos \mu)]. \quad (5.3)$$

$$N_q = \frac{1 + \sin \varphi \cos 2\alpha}{1 - \sin \varphi} e^{(\pi - 2\alpha) \operatorname{tg} \varphi}, \quad N_c = \operatorname{ctg} \varphi (N_q - 1)$$

где  $\mu = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ ,  $\alpha = \frac{1}{2} \left( \delta + \arcsin \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \right)$ .

Для условий плоской деформации, предельная нагрузка  $P_u$  определяется формулой:

$$P_u = b' (\gamma b N_{\gamma} + q N_q + c N_c) \quad (5.4)$$

Коэффициенты  $N_{\gamma}$ ,  $N_q$ ,  $N_c$  вычисляются при  $\varphi = \varphi_1$  для  $P_u = P_{u1}$  и  $\varphi = \varphi_2$  для  $P_u = P_{u2}$ .  $b'$  - приведенная ширина фундамента ( $b' = b - 2e$ ).

Рассмотрим пример расчета. Пусть требуется определить для ленточного фундамента предельную нагрузку, наклоненную к вертикали на угол  $\delta_a = 15^\circ$  ( $e=0$ ), на двухслойное основание. Исходные данные:

- несущий слой (грунт 1):  $\gamma_1 = 17 \text{ кН/м}^3$ ,  $\varphi_1 = 30^\circ$ ,  $c_1 = 15 \text{ кПа}$ ;
- подстилающий слой (грунт 2):  $\gamma_2 = 18 \text{ кН/м}^3$ ,  $\varphi_2 = 20^\circ$ ,  $c_2 = 40 \text{ кПа}$ ;
- ширина штампа  $b = 2 \text{ м}$ , боковая пригрузка  $q = 30 \text{ кПа}$ ;
- равнодействующая внешней нагрузки приложена к середине штампа под углом к вертикали  $\delta_a = 15^\circ$ ;
- глубина кровли подстилающего слоя составляет 1,8 м.



Для приведенных исходных данных величины  $P_{us1}$ ,  $P_{us2}$  и  $P_{usl}$ , рассчитанные по формуле (5.1) и алгоритму, описанному в пункте 2.3, составляют:

$$P_{us1} = 2013 \text{ кН}, \quad P_{us2} = 1307 \text{ кН}, \quad P_{usl} = 1788 \text{ кН}.$$

Коэффициент влияния подстилающего слоя по формуле (2.23) равен:

$$k_l = \frac{1788-1307}{2013-1307} = 0,681.$$

При определении предельных наклонных нагрузок на однородное основание, сначала из уравнения (5.2) находился угол  $\delta$  для расчета коэффициентов несущей способности, обеспечивающих наклон предельной нагрузки на угол  $\delta_a = 15^\circ$ . Затем по формулам (5.3) и (5.4) устанавливались значения  $P_{u1}$  и  $P_{u2}$ :

$$P_{u1} = 1450 \text{ кН при } \delta = 14,48^\circ \text{ и } \delta_a = 15^\circ;$$

$$P_{u2} = 1052 \text{ кН при } \delta = 12,41^\circ \text{ и } \delta_a = 15^\circ.$$

Искомая величина предельной нагрузки по формуле (2.22) будет равна:

$$P_{ul} = 1052 + 0,681 \cdot (1450 - 1052) = 1308 \text{ кН}.$$

Выполняя расчеты для различных значений  $l$ , была установлена зависимость предельной нагрузки от глубины залегания подстилающего слоя. Эта зависимость представлена на рис. 5.2 (линия 1). График 1 наглядно показывает наличие критической глубины, до которой подстилающий слой оказывает влияние на несущую способность основания. В данном случае  $\bar{l}_{кр} = 2,4$  м.

Далее, для сравнения, аналогичный анализ был выполнен для примера, в котором несущий слой был представлен грунтом 2, а подстилающий – грунтом 1. Результаты расчетов приведены на рис. 5.2 (линия 2). Критическая глубина здесь составила  $\bar{l}_{кр} = 1,2$  м. Глубина влияния более прочного подстилающего слоя, естественно, ограничивается глубиной развития области выпора более слабого несущего слоя.

Предлагаемая методика расчета позволяет достаточно надежно определять предельную нагрузку на основание, состоящее из двух слоев грунта, поскольку при граничных значениях  $l = 0$  и  $l = l_{кр}$  используются строгие решения ТПРГ.

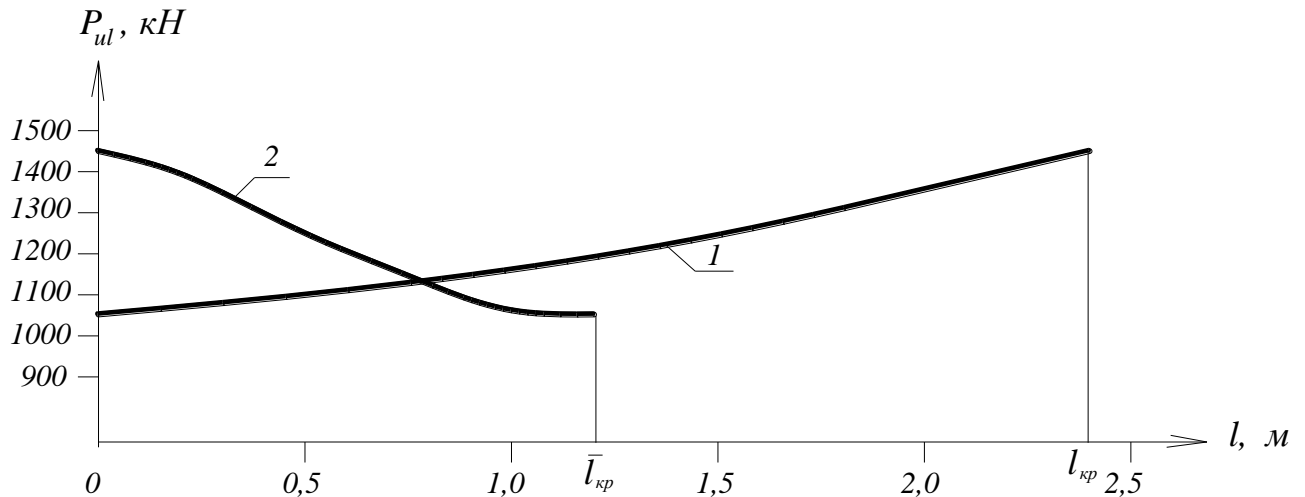


Рисунок 5.2 – Зависимость предельной нагрузки на двухслойное основание от глубины залегания подстилающего слоя

## 5.2 Сопоставление расчётного сопротивления двухслойного основания и его несущей способности

При проектировании фундаментов мелкого заложения на однородном основании принимаются во внимание две характерные величины – расчетное сопротивление грунта  $R$  и предельное давление  $p_u$ . Первая величина определяет диапазон давлений, допустимый для использования решений теории линейно–деформируемой среды, вторая определяет условие предельного равновесия основания. Как известно, величина предельного давления значительно превышает расчетное сопротивление. В данном параграфе выполняется анализ соотношения между указанными величинами для двухслойного основания.

Для наглядности, указанный анализ выполним при наличии слабого подстилающего слоя и вертикальной нагрузки. Именно этот случай считается наиболее опасным и обеспечен специальным условием оценки прочности слабого подстилающего слоя по величине расчетного сопротивления. На рис.5.3 приведена расчетная схема.

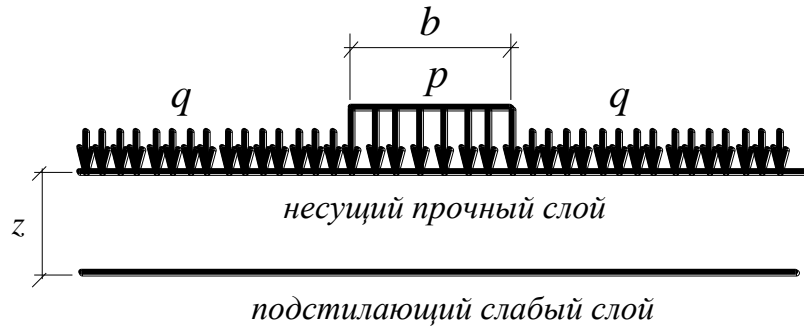


Рисунок 5.3 – Расчетная схема

Условие прочности слабого подстилающего слоя имеет вид:

$$(\sigma_{zp} - \sigma_{z\gamma}) + \sigma_{zg} \leq R_z \quad (5.5)$$

где  $\sigma_{zp}$ ,  $\sigma_{z\gamma}$  – напряжения в точке  $M$ , расположенной на кровле слабого подстилающего слоя под центром подошвы фундамента, от расчетной нагрузки  $p$ , действующей по подошве фундамента и от пригрузки  $q$ , действующей условно также по подошве фундамента.

$\sigma_{zg}$  – напряжения от собственного веса грунта в точке  $M$

$R_z$  – расчетное сопротивление слабого грунта подстилающего слоя для условного фундамента, опирающегося на него и имеющего ширину  $b_z$ .

Здесь примем равенство удельных весов несущего и подстилающего слоя и обозначим:  $b$ ,  $l$  – ширина и длина подошвы фундамента,  $N = pbl$  равнодействующая расчетной нагрузки. Тогда приведенные величины даются выражениями:

$$\sigma_{zp} = \alpha p \quad \sigma_{z\gamma} = \alpha q \quad \sigma_{zg} = q + \gamma z \quad (5.6)$$

$$R_z = \gamma b_z M_\gamma + (q + \gamma z) M_q + c M_c \quad (5.7)$$

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a \quad (5.8)$$

$$A_z = \frac{N}{\sigma_{zp}} \quad a = \frac{l-b}{2} \quad N = lb \quad (5.9)$$

где  $\alpha$  – коэффициент рассеивания напряжений.

Приведем выражение для  $b_z$  к виду:

$$b_z = \sqrt{\frac{lb}{\alpha} + \left(\frac{l-b}{2}\right)^2} - \frac{l-b}{2} = l \left[ \sqrt{\frac{\eta}{\alpha} + \left(\frac{1-\eta}{2}\right)^2} - \frac{1-\eta}{2} \right], \quad \eta = \frac{b}{l} \quad (5.10)$$

или:

$$b_z = k_z \cdot b, \quad k_z = \frac{\sqrt{\frac{\eta}{\alpha} + \left(\frac{1-\eta}{2}\right)^2} - \frac{1-\eta}{2}}{\eta} \quad (5.11)$$

Далее будем рассматривать ленточный фундамент, для которого при  $\eta \rightarrow 0$  имеем  $k_z \rightarrow \frac{0}{0}$ . Раскрывая неопределенность, получим:

$$k_z = \frac{1}{\alpha}$$

Для удобства сопоставления расчетного сопротивления и предельного давления преобразуем неравенство (5.5) к виду  $p \leq R_{sz}$ , в котором  $R_{sz}$  назовем условным сопротивлением двухслойного основания:

$$\alpha(p - q) + q + \gamma z \leq \gamma b k_z M_\gamma + (q + \gamma z) M_q + c M_c \quad (5.12)$$

откуда:

$$p \leq \frac{\gamma b k_z M_\gamma + (q + \gamma z)(M_q - 1) + c M_c}{\alpha} + q = R_{sz} \quad (5.13)$$

Оценку предельного давления на двухслойное основание выполним разработанным аналитическим методом.

$$p_{uz} = p_{u1} + k_l(p_{u2} - p_{u1}) \quad (5.14)$$

где  $p_{u1}$  и  $p_{u2}$  – несущая способность однородных оснований, сложенных соответственно грунтом подстилающего и несущего слоя.

$k_l$  – коэффициент влияния подстилающего слоя, определенный методом логарифмической спирали.

Сопоставление расчетного сопротивления и предельного давления для общности проведем в относительных переменных ( $\gamma$  – единица массовой силы,  $b$  – единица длины). Специальных обозначений для относительных переменных вводить не будем.

Для однородного основания будем иметь:

$$p_u = N_\gamma + qN_q + cN_c, R = M_\gamma + qM_q + cM_c \quad (5.15)$$

где:

$$\begin{aligned} N_\gamma &= \frac{3 \sin \phi \operatorname{ctg} \mu}{4(1+8 \sin^2 \phi)} \left[ (1 + 2 \sin \phi) \operatorname{ctg} \mu e^{\frac{3}{2}\pi \operatorname{tg} \phi} + 1 - 2 \sin \phi \right], \mu = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \\ N_q &= \frac{1+\sin \phi}{1-\sin \phi} e^{\pi \operatorname{tg} \phi}, \quad N_c = \operatorname{ctg} \phi (N_q - 1) \\ M_\gamma &= \frac{\pi}{4(\operatorname{ctg} \phi + \phi - \frac{\pi}{2})}, \quad M_q = 1 + 4M_\gamma, \quad M_c = \operatorname{ctg} \phi (M_q - 1) \end{aligned} \quad (5.16)$$

Для двухслойного основания величина  $R_{sz}$  определится формулой:

$$\begin{aligned} R_{sz} &= \frac{k_z M_\gamma + z(M_q - 1)}{\alpha} + q \left( \frac{M_q - 1}{\alpha} + 1 \right) + \frac{cM_c}{\alpha}, \\ \alpha &= \frac{1}{\pi} \left( 2 \operatorname{arctg} \frac{1}{2z} + \frac{2z}{4 + z^2} \right) \end{aligned} \quad (5.17)$$

Расчеты по данным формулам показали, что для различной глубины заложения подстилающего слоя значение расчетного сопротивления  $R_{sz}$  меньше несущей способности  $p$ .

Что касается зарубежных норм, в Еврокоде 7 [85, 86] сказано, что следующее неравенство должно выполняться для всех предельных состояний:

$$V_d \leq R_d, \quad (5.18)$$

где  $V_d$  - проектное значений нагрузок,  $R_d$  - несущая способность основания.

$R_d$  определяется с использованием частных коэффициентов, которые применяются к характеристическим параметрам грунта  $X_k$ , и к несущей способности  $R$ :

$$\begin{aligned} R_d &= R \{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \}, \\ R_d &= R \{ \gamma_F F_{rep}; X_k; a_d \} / \gamma_R. \end{aligned} \quad (5.19)$$

Для проверки предельного состояния используются частные коэффициенты из обязательного приложения А Еврокод 7 [85, 86].

Для определения  $R_d$  для двухслойного основания вместо  $R$  в формулах (5.19) предлагается использовать значение несущей способности двухслойного основания, полученное при помощи разработанного аналитического метода.

### 5.3 Порядок определения несущей способности двухслойного основания

Имея двухслойное основание, его несущая способность устанавливается в следующем порядке:

1. расчет предельных нагрузок  $P_{us1}$ ,  $P_{us2}$  и  $P_{usl}$  по формуле (5.1) и алгоритму описанному в пункте 2.3, при этом  $l = \infty$  для  $P_{usl} = P_{us1}$ ,  $l = 0$  для  $P_{usl} = P_{us2}$  и  $l$  равно заданной величине для  $P_{usl}$ ;
2. расчет коэффициента влияния  $k_l$  по формуле (2.23);
3. расчет предельных нагрузок  $P_{u1}$  и  $P_{u2}$  по формулам (5.2), (5.3) и (5.4);
4. определение искомой предельной нагрузки  $P_{ul}$  по формуле (2.22).

В программу, описанную в пункте 2.3 была добавлена возможность указать как угол наклона, так и эксцентриситет предельной нагрузки (рис. 5.4). Также программа сразу рассчитывает и выводит коэффициент влияния подстилающего слоя для заданных исходных данных (рис. 5.5).

Исходные данные			
b = <input type="text" value="1"/> м.	- ширина штампа (фундамента)	$\delta a =$ <input type="text" value="15"/> ° (град.)	- угол наклона предельной нагрузки к вертикали
q = <input type="text" value="20"/> кН/м.	- боковая пригрузка	e = <input type="text" value="0.1"/> м.	- эксцентриситет предельной нагрузки
Характеристики несущего слоя грунта		Характеристики подстилающего слоя грунта	
$\gamma_1 =$ <input type="text" value="20"/> кН/м <sup>3</sup>	- удельный вес грунта	$\gamma_2 =$ <input type="text" value="18"/> кН/м <sup>3</sup>	- удельный вес грунта
c1 = <input type="text" value="12"/> кПа.	- удельное сцепление грунта	c2 = <input type="text" value="24"/> кПа.	- удельное сцепление грунта
$\phi_1 =$ <input type="text" value="30"/> ° (град.)	- угол внутреннего трения	$\phi_2 =$ <input type="text" value="20"/> ° (град.)	- угол внутреннего трения
L = <input type="text" value="0.8"/> м.	- мощность несущего слоя		

Рисунок 5.4 – Исходные данные программы

Результат	
Параметры линии скольжения:	
<i>Линия скольжения проходит в несущем слое</i>	<i>Линия скольжения пересекает границу слоев</i>
$r1 = $ <input type="text"/> м. $\theta1 = $ <input type="text"/> ° (град.)	$r1 = $ <input type="text" value="1.11"/> м. $\theta1 = $ <input type="text" value="-40"/> ° (град.)
$r2 = $ <input type="text"/> м. $\theta2 = $ <input type="text"/> ° (град.)	$r2 = $ <input type="text" value="1.651"/> м. $\theta2 = $ <input type="text" value="-0.648"/> ° (град.)
	$r3 = $ <input type="text" value="2.123"/> м. $\theta3 = $ <input type="text" value="38.974"/> ° (град.)
	$r4 = $ <input type="text" value="3.009"/> м. $\theta4 = $ <input type="text" value="73.58"/> ° (град.)
$Lpr = $ <input type="text" value="2.6"/> м. -длина зоны выпора	
$Hm = $ <input type="text" value="0.918"/> м. -максимальная глубина зоны выпора	
$Pu = $ <input type="text" value="472.474"/> кН. -предельная нагрузка	
$kl = $ <input type="text" value="0.73"/> -коэффициент влияния подстилающего слоя	

Рисунок 5.5 – Результаты расчёта программы

Таким образом порядок расчёта предельной нагрузки на основание, состоящее из двух слоев грунта, при помощи программы заключается в следующем:

1. ввод исходных данных (ширина фундамента, боковая пригрузка, угол наклона и эксцентриситет предельной нагрузки, характеристики несущего и подстилающего слоёв грунта);
2. расчет предельных нагрузок  $P_{u1}$  и  $P_{u2}$  по формулам (5.2), (5.3) и (5.4);
3. определение искомой предельной нагрузки  $P_{ul}$  по формуле (2.22), в которую подставляем коэффициент влияния подстилающего слоя  $k_l$ , полученный в программе;

## 5.4 Применение разработанной методики для анализа реальных ситуаций

### 5.4.1 Анализ аварийной ситуации на плавучей буровой установке

В данном разделе проанализируем аварийную ситуацию, описанную в статье [137], используя разработанный аналитический метод.

5 октября 2013 г. под опорой самоподъемной установки HYSY941 на нефтяном месторождении PY10-2-WHPA (в Южно-Китайском море) двухслойное основание, состоящее из верхнего слоя песка и подстилающего слоя глины, в процессе предварительной нагрузки потеряло несущую способность [137] (рис. 5.6).

На первом этапе погрузка балластной воды составила 1750 т в течение 3,5 часов, поэтому скорость балластировки рассчитана как 500 т/ч. После первой стадии балластировки и выдержки в течение 1 часа глубина погружения понтона поддерживалась на уровне 4,7 м. Второй этап был идентичен первому, за исключением того, что период выдержки составлял 2 часа, в течение которого глубина погружения понтона оставалась на уровне 4,7 м. На третьем этапе загрузка балластной воды составила 1000 тонн в течение 2 часов, а сила реакции понтона достигла проектного показателя предварительной загрузки 100 МН. Через 0,5 ч выдержки (по сравнению с запланированной продолжительностью 3 ч) уровень платформы слегка накренился (около  $0,1^\circ$ ) и продолжил повышаться. Во время подготовки к опорожнению, понтон №2 резко просел из-за потери несущей способности двухслойного основания.

Впоследствии корпус погрузился ниже морской поверхности, и в результате аварии самоподъёмная платформа получила серьезные повреждения (рис. 5.7). Хордовые трубы были серьезно погнуты, а стойки сильно изношены на всех трех опорах, что привело к убытку в размере 13,5 млн. долларов по данным [137], а также произошла двухмесячная задержка добычи на месторождении. По данным геологических изысканий на глубине 2,4–5,4 м находился слой песка, а под ним находился слой глины, характеристики грунтов представлены в таблице 5.1.

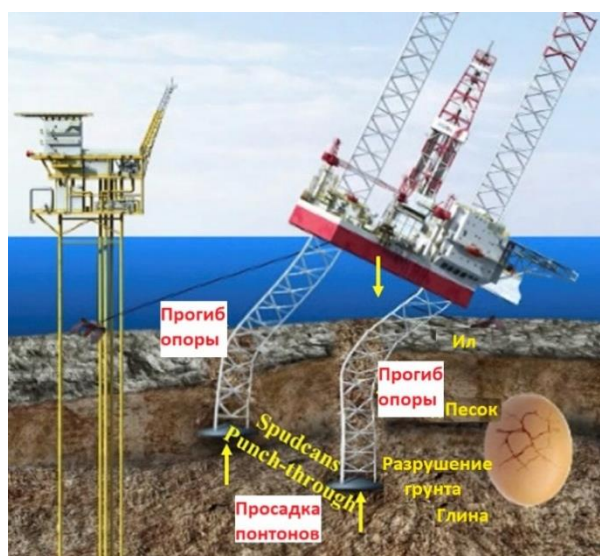


Рисунок 5.6 – Схематичное изображение аварии с потерей несущей способности двухслойного основания



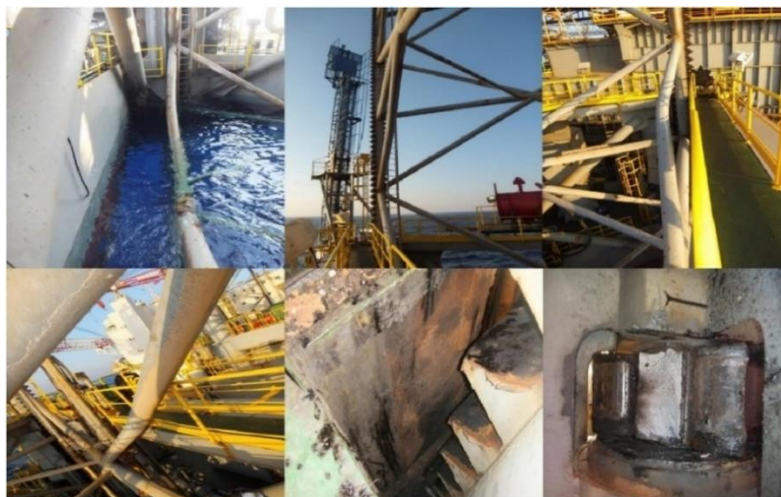


Рисунок 5.7 – Повреждения самоподъемной платформы

Таблица 5.1 – Характеристики грунтов

Расположение	Характеристики	
Грунт 1 - несущий слой (песок)	$\gamma_1$ , кН/м <sup>3</sup>	9,4
	$\phi_1$ , ° (градусы)	25
	$c_1$ , кПа	0
Грунт 2 - подстилающий слой (глина)	$\gamma_2$ , кН/м <sup>3</sup>	8,8
	$\phi_2$ , ° (градусы)	0
	$c_2$ , кПа	37

Далее автор статьи [137] проводит эксперименты на уменьшенных моделях. Результаты экспериментов показали, что диаметр понтона будет играть важную роль в выдерживании веса балластной морской воды и платформы.

Таким образом в статье [137] говорится, что для избегания повтора данной аварии из-за потери несущей способности двухслойного основания, была предложена и осуществлена замена существующих понтонов, на понтоны большего диаметра. Диаметр понтона был увеличен с 17,98 м до 23,00 м за счет реконструкции опоры, при этом его вес увеличился на 1000 тонн (рис. 5.8). Понтон большего размера значительно улучшил несущую способность основания, и был успешно применен на газовом месторождении WC13-2 в Южно-

Китайском море в местах с двухслойным основанием, состоящим из верхнего слоя песка и подстилающего слоя глины.

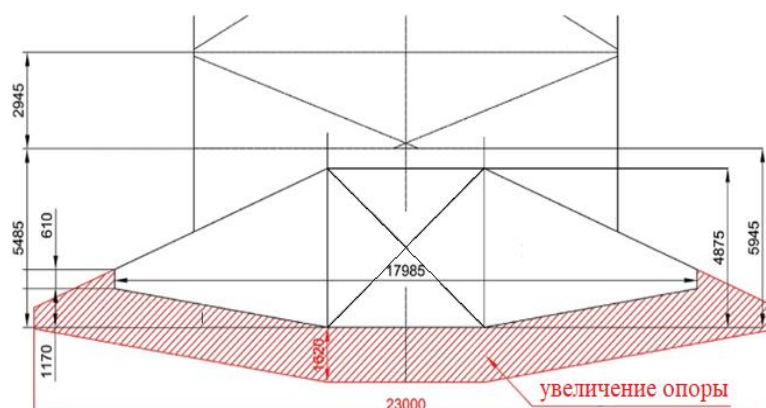


Рисунок 5.8 – Увеличение диаметра понтона с 17,98 м до 23,00 м

Проанализируем данное решение при помощи разработанного аналитического метода. Над двухслойным основанием имеется слой ила толщиной 2,4 м, который будет принят в качестве пригрузки, его удельный вес равен  $\gamma_1 = 7,2 \text{ кН/м}^3$ .

Итак, характеристики грунтов представлены в таблице 5.1. Мощность верхнего слоя песка составляет 3 м. Пригрузка от ила  $q = 7,2 \cdot 2,4 = 17,28 \text{ кН/м}$ . Проектная нагрузка, при которой произошла авария в связи с потерей несущей способности двухслойного основания, равна 100 МН. Диаметр понтона был равен 17,98 м.

Для начала при помощи строгого решения ТПРГ вычислим значения несущей способности однородных оснований. Результаты данных вычислений представлены в таблице 5.2.

Таблица 5.2 – Несущая способность однородного основания

Наименование грунта	Значение предельной нагрузки
Песок	134,51МН
Глина	78,38МН

Как мы можем увидеть, значение несущей способности однородного основания, состоящего из песка, больше значения проектной нагрузки ( $134,51 \text{ МН} > 100 \text{ МН}$ ). А значение несущей способности однородного основания, состоящего из глины, меньше значения проектной нагрузки ( $78,38 \text{ МН} < 100 \text{ МН}$ ).

Теперь получим значение несущей способности двухслойного основания при помощи разработанного аналитического метода. Коэффициент влияния для глубины подстилающего слоя глины 3 м оказался равным 0,015. Далее определяем несущую способность двухслойного основания по формуле (2.22):

$$P_{ul} = 78,38 \text{ МН} + 0,015(134,5 \text{ МН} - 78,38 \text{ МН}) = 79,23 \text{ МН}.$$

Следовательно, значение несущей способности двухслойного основания в данном случае меньше проектной нагрузки ( $79,23 \text{ МН} < 100 \text{ МН}$ ), что означает потерю несущей способности. Данное явление и произошло 5 октября 2013 г. под опорой самоподъемной установки HYSY941 на нефтяном месторождении PY10-2-WHPA (в Южно-Китайском море).

Теперь оценим эффект от увеличения диаметра понтона с 17,98 м до 23,00 м. Для этого также при помощи строгого решения ТПРГ вычислим значения несущей способности однородных оснований. Результаты данных вычислений представлены в таблице 5.3.

Таблица 5.3 – Несущая способность однородного основания

Наименование грунта	Значение предельной нагрузки
Песок	218,23МН
Глина	127,17МН

Теперь получим значение предельной нагрузки на основание, состоящее из двух слоев грунта, при помощи разработанного аналитического метода. Коэффициент влияния для глубины заложения подстилающего слоя глины 3м оказался равным 0,01. Далее определяем несущую способность двухслойного основания по формуле (2.22):

$$P_{ul} = 127,17 \text{ МН} + 0,01(218,23 \text{ МН} - 127,17 \text{ МН}) = 128,08 \text{ МН}.$$

Значение несущей способности двухслойного основания в данном случае больше проектной нагрузки ( $128,08 \text{ МН} > 100 \text{ МН}$ ), что обеспечивает безопасность конструкции. Собственно, как следует из табл. 5.3, и принятие в расчет наименьшего из полученных значений несущей способности также обеспечивает устойчивость усиленного описанным способом основания. Что и было подтверждено успешным применением понтонов с таким диаметром на газовом месторождении WC13-2 в Южно-Китайском море.

Следовательно разработанный аналитический метод определения предельного давления на основание, состоящее из двух слоев, даёт результаты, сопоставимые с результатами, полученными на реальных строительных объектах.

#### **5.4.2 Анализ аварийной ситуации, вызванной перегрузкой основания гостиничного комплекса, в г. Ялуторовск**

В городе Ялуторовск реконструировали под гостиничный комплекс одноэтажное здание с надстройкой трех дополнительных этажей и мансарды (рис. 5.9). Однако усиление столбчатых фундаментов размерами 900x900 мм, на которые опирается здание, произведено не было. Из-за многократно возросшей нагрузки основание начало деформироваться, в связи с чем столбчатые фундаменты просели на 50мм, появились трещины как на перекрытиях, так и на стенах, напольная плитка в связи с деформациями перекрытий начала выпучиваться (рис. 5.10).

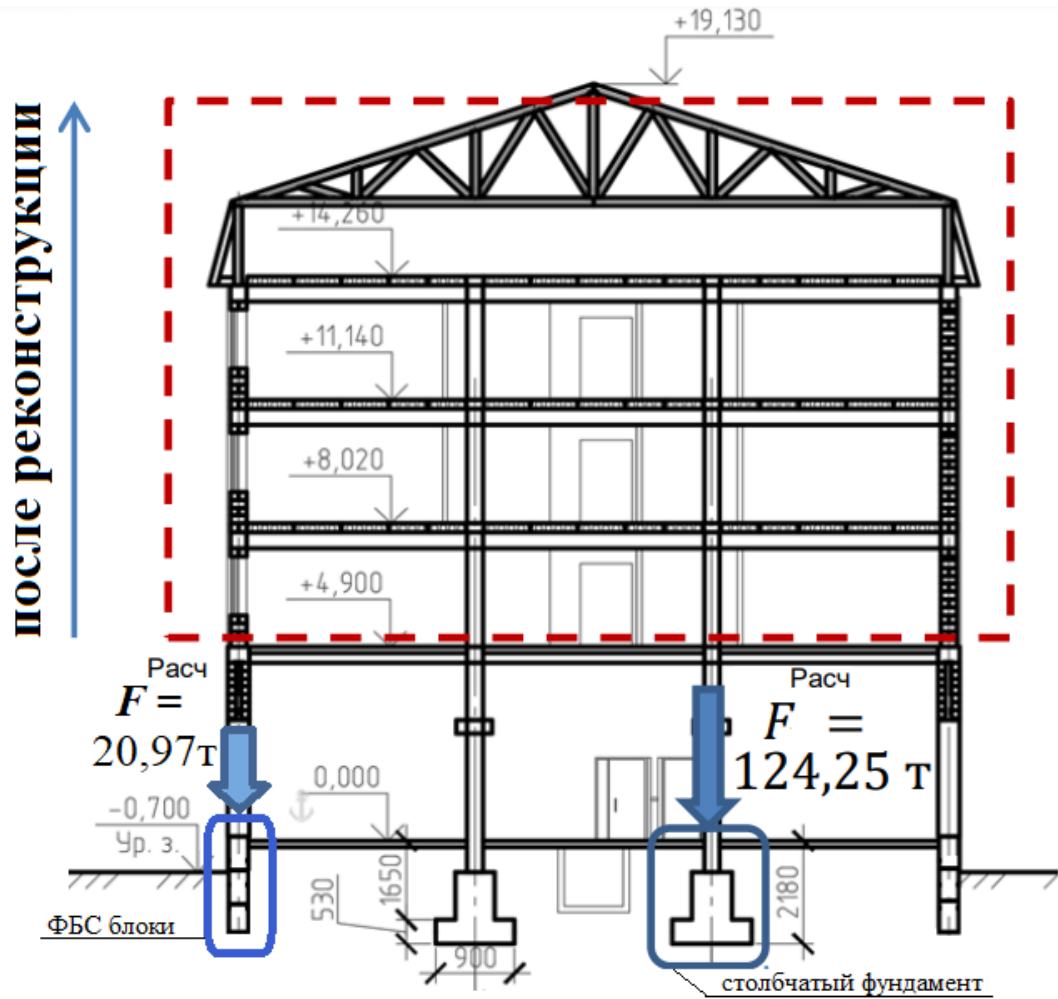


Рисунок 5.9 – Схема расположения фундаментов



Рисунок 5.10 – Трещины в перекрытии 1 этажа по периметру колон

Так как возросшая нагрузка на столбчатый фундамент с размерами 900x900мм составила 124,25т ( $p = 1533,9$  кПа), в первую очередь было необходимо определить расчётное сопротивление основания и его несущую

способность. Сначала с помощью проведенных геологических изысканий был получен геологический разрез с информацией о характеристиках грунтов, залегающих по фундаментом здания (рис. 5.11).



Рисунок 5.11 – Геологический разрез с информацией о характеристиках грунтов

По геологическому разрезу мы видим, что столбчатый фундамент опирается на песок, однако на глубине 1,2м от подошвы фундамента находится слабый подстилающий слой супеси.

По формуле, приведенной в СП 22.13330 [40], расчетное сопротивление грунта основания (песка), составляет  $R_z = 251 \text{ кПа}$ , при фактической нагрузке  $p = 1533,9 \text{ кПа}$ .

$$p = 1533,9 \text{ кПа} > R_z = 251 \text{ кПа};$$

$$k_{\text{исп}} = \frac{p}{R_z} = \frac{1533,9 \text{ кПа}}{251 \text{ кПа}} = 6,1.$$

Следовательно давление на фундамент превышает значение расчетного сопротивления в 6,1 раз. Теперь необходимо проверить не превышает ли

действующее давление значения несущей способности. Поскольку выше нами было определено, что слабый подстилающий слой оказывает влияние на несущую способность при глубине заложения  $1,5B \dots 2,5B$ , следовательно, можно ожидать, что даже имея многослойное основание в подавляющем большинстве случаев в этом диапазоне находится один, максимум два слоя грунта. В нашем случае в зоне до 2,25 м ( $2,5 \cdot 0,9$ ) от подошвы фундамента находится два слоя (песок и супесь).

Для верификации расчёт выполним и разработанным аналитическим методом, и методом предельного анализа.

Для начала рассчитаем значение предельной нагрузки на основание, состоящее из двух слоев грунта, для плоской задачи (без учёта коэффициентов формы). Расчёт, выполненный методом предельного анализа для многослойного основания, дал следующую картинку разрушения (рис. 5.12):

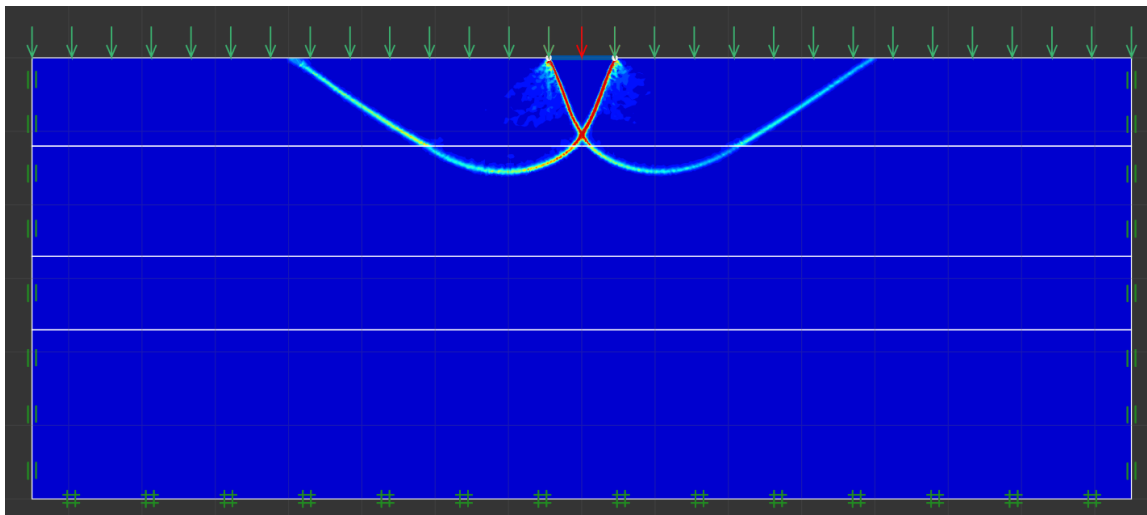


Рисунок 5.12 – Линия сдвига

Судя по рисунку 5.12, линия скольжения захватывает только два слоя многослойного основания. Это ожидаемый результат, подтверждающий применимость разработанного аналитического метода.

Имея коэффициент влияния подстилающего слоя, полученный в разработанной нами программе ( $k_l = 0,593$ ), подставляем его значение и значения несущей способности однородных оснований, полученные строгим решением, в формулу (2.22).

$$P_{ul} = 223,83 + 0,593(457,11 - 223,83) = 362,17 \text{ кН.}$$

Приведем значения предельной нагрузки, глубины и длины зоны выпора, полученные методом предельного анализа и разработанным аналитическим методом в таблице 5.4.

Таблица 5.4 – Результаты расчёта предельной нагрузки (двухслойное основание)

Метод расчета	Метод расчёта однородного основания		
	Глубина выпора, м	Длина выпора, м	Несущая способность, кН
Аналит. метод	1,58	3,70	362,17 кН
МПА (Optum G2)	1,58	3,93	399,63 кН
Δ, %	0%	-0,62%	-10,35%

Из таблицы 5.4 следует, что по обоим методам линия скольжения заходит в слабый подстилающий слой, и он уменьшает значение несущей способности. Формы выпора, как и значения несущей способности в обоих методах достаточно близки, разработанный аналитический метода дал значение несущей способности на 10% меньше (в запас). Это – небольшое расхождение, поэтому можно сказать, что получена взаимная верификация предлагаемой методики и метода предельного анализа.

На этом основании перейдем к расчёту несущей способности двухслойного основания с учётом коэффициентов формы.

Имея коэффициент влияния подстилающего слоя, полученный в разработанной программе ( $k_l = 0,593$ ), подставляем его значение и значения несущей способности однородных оснований (с учётом коэффициентов формы), полученные строгим решением, в формулу (2.22).

$$P_{ul} = 440,79 + 0,593(978,85 - 440,79) = 759,86 \text{ кН (77,46 т);}$$

Несущая способность данного двухслойного основания равна 759,86 кН (77,46 т). Так как расчётная нагрузка на фундамент составляет 124,25т, то она превышает значение несущей способности в 1,6 раз. Из-за того, что на



момент обследования здание не эксплуатировалось, фактические нагрузки соответствовали ~75% от проектных 97 т, что превышает несущую способность на 25%. Основание не разрушилось только благодаря тому, что (как было установлено специализированной организацией при обследовании здания) выпор грунта сдержало армированное перекрытие пола первого этажа, которое покрылось трещинами от деформации.

На основании данных расчётов были даны следующие рекомендации:

- 1) Перед проведением работ необходимо разгрузить фундамент;
- 2) Поскольку при данном напряженном состоянии массива сразу производить откопку грунта по периметру фундамента для увеличения его площади не безопасно, сначала необходимо устроить буринъекционные сваи с передачей части нагрузок на прочные грунты.
- 3) Далее может быть проведена откопка до уровня верха существующего фундамента для увеличения его площади и увязки со сваями.
- 4) При расчёте необходимого количества свай и площади фундамента необходимо соблюдать п.5.6.24 СП 22.13330.2016.

Помимо столбчатых фундаментов было проанализировано напряженное состояние двухслойного основания под сплошными фундаментными блоками (ФБС), на которые опираются внешние стены здания (рис.5.9) шириной 500мм.

По формуле, приведенной в СП 22.13330.2016 (п.5.6.7) расчетное сопротивление грунта основания (песка) составляет  $R_z = 203 \text{ кПа}$ , при фактической нагрузке  $p = 501,41 \text{ кПа}$ .

$$p = 501,41 \text{ кПа} > R_z = 203 \text{ кПа};$$

$$k_{\text{исп}} = \frac{p}{R_z} = \frac{501,41 \text{ кПа}}{203 \text{ кПа}} = 2,47.$$

Следовательно давление на фундамент превышает значение расчетного сопротивления в 2,5 раза. Теперь необходимо проверить, не превышает ли действующее давление значения несущей способности.

Коэффициент влияния подстилающего слоя, полученный в разработанной программе (рис. 4.38), для этих исходных данных  $k_l = 1$ , следовательно, в данном случае подстилающий слой не будет влиять на несущую способность, и несущая способность такого основания будет равна несущей способности однородного основания песка 259,62 кН (26,47 т). Так как расчётная нагрузка на ФБС составляет 20,97т, то она не превышает несущей способности основания (20,97 т < 26,47 т) запас составляет 26%.

Следовательно, в соответствии с п. 5.6.24 СП 22.13330.2016 необходимо усилить основание таким образом, чтобы фактическая нагрузка не превышала значение расчётного сопротивления грунта основания  $R_{\Pi} = 1,3R$ .

#### 5.4.3 Расчет несущей способности основания фундамента припортального сооружения

На стадии проекта необходимо было определить возможность использования типового решения для припортальной конструкции, а именно для вентиляционной камеры штольни. Типовое решение предусматривает ленточный фундамент шириной 800мм для данного сооружения. Расчётная нагрузка равна  $P_{\text{расч.}} = 139,4\text{кН}$  (14,21т). Геологические изыскания показали, что основание состоит из верхнего слоя супеси мощностью 0,7м и подстилающего слоя суглинки. Данные грунты имели следующие характеристики:

- несущий слой (грунт 1):  $\gamma_1 = 18,3 \text{ кН/м}^3$ ,  $\varphi_1 = 17^\circ$ ,  $c_1 = 6 \text{ кПа}$ ;
- подстилающий слой (грунт 2):  $\gamma_2 = 18,7 \text{ кН/м}^3$ ,  $\varphi_2 = 9^\circ$ ,  $c_2 = 10 \text{ кПа}$ ;

Что касается остальных исходных данных:

- ширина фундамента  $b = 0,8\text{м}$ ;
- боковая пригрузка  $q = 20,13 \text{ кПа}$ ;
- глубина кровли подстилающего слоя составляет 0,7 м.

Для приведенных исходных данных величины  $P_{us1}$ ,  $P_{us2}$  и  $P_{usl}$ , рассчитанные по формуле (5.1) и алгоритму, описанному в пункте 2.3, составляют:

$$P_{us1} = 187,05 \text{ кН},$$

$$P_{us2} = 117,63 \text{ кН},$$

$$P_{usl} = 153,54 \text{ кН}.$$

Коэффициент влияния подстилающего слоя по формуле (2.23) равен:

$$k_l = \frac{153,54 - 117,63}{187,05 - 117,63} = 0,517.$$

Далее определяем несущую способность однородных оснований для грунта 1 и грунта 2 по формуле из СП 22.13330.2016 (п.5.7.11):

Несущая способность *грунта 1*:  $P_{u1} = 155,61$  кН; несущая способность *грунта 2*:  $P_{u2} = 105,77$  кН;

$P_{u1} > P_{u2}$  – следовательно подстилающий слой слабый;

Искомая величина предельной нагрузки по формуле (2.22) будет равна:

$$P_{ul} = 105,77 + 0,517 \cdot (155,61 - 105,77) = 131,54 \text{ кН}.$$

$$P_{\text{расч.}} = 139,4 \text{ кН (14,21 т)} > P_{ul} = 131,54 \text{ кН (13,41 т)}$$

Так как расчётная нагрузка превышает значение несущей способности двухслойного основания на 6%, следовательно применять типовую конструкцию для такого основания нельзя. Поэтому было принято решение сделать плитный фундамент (рис. 5.13).

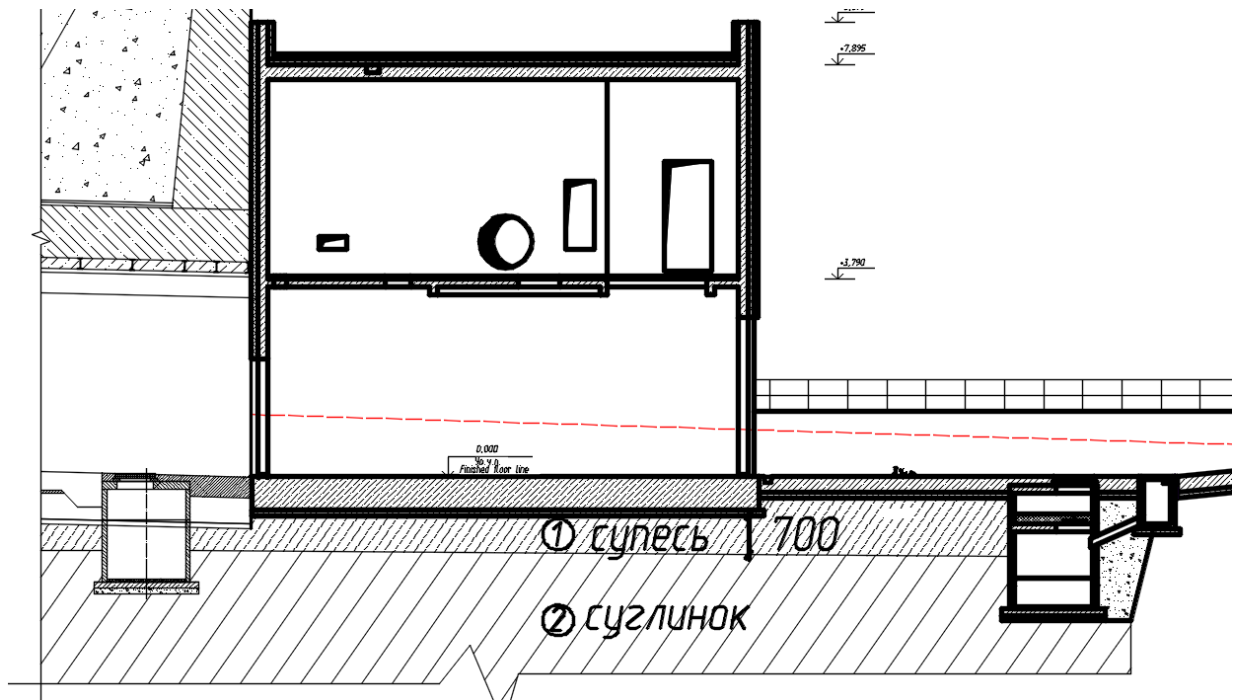


Рисунок 5.13 – Продольный разрез сооружения

#### 5.4.4 Расчет несущей способности основания под подошвой подпорной стены

При проектировании подпорной стены для удерживания откосов у портала тоннеля, была проверена несущая способность основания под её подошвой. Необходимо отметить, что результирующая сила при проведении расчётов действовала под углом  $\delta_a = 6,09^\circ$  с эксцентриситетом  $e=0,14\text{м}$  и была равна  $445\text{кН}(49,5\text{т})$  (рис. 5.14).

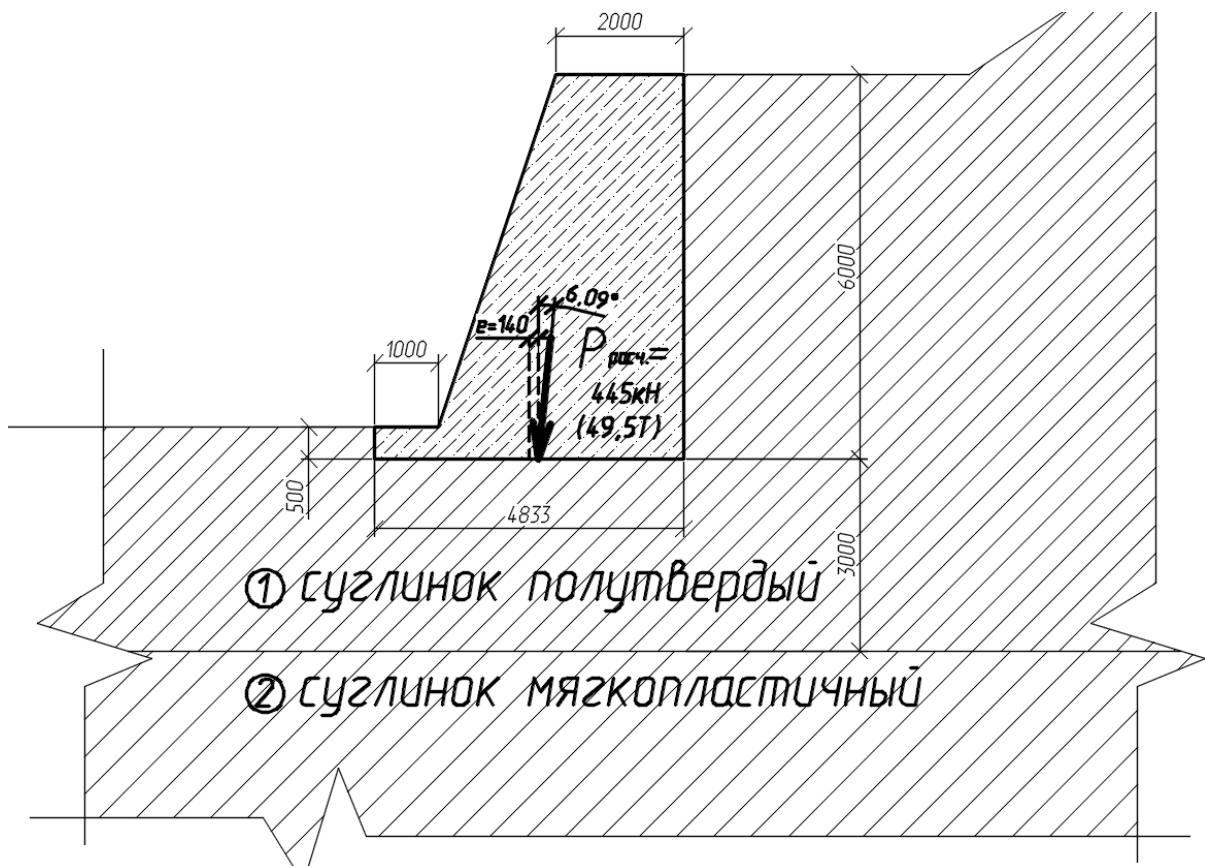


Рисунок 5.14 – Конструкция подпорной стены

Основание под подошвой подпорной стены было представлено в виде полутвёрдого суглинка с подстилающим слоем мягкопластичного суглинка. Данные грунты имели следующие характеристики:

- несущий слой (грунт 1):  $\gamma_1 = 20 \text{ кН/м}^3$ ,  $\varphi_1 = 21^\circ$ ,  $c_1 = 24 \text{ кПа}$ ;
- подстилающий слой (грунт 2):  $\gamma_2 = 21 \text{ кН/м}^3$ ,  $\varphi_2 = 15^\circ$ ,  $c_2 = 16 \text{ кПа}$ ;
- ширина фундамента  $b = 4,8\text{м}$ ;
- боковая пригрузка  $q = 10 \text{ кПа}$ ;

– равнодействующая внешней нагрузки приложена подошве с эксцентриситетом  $e=0,14\text{м}$  под углом к вертикали  $\delta_a = 6,09^\circ$ ;

– глубина кровли подстилающего слоя составляет 3м.

Для приведенных исходных данных величины  $P_{us1}$ ,  $P_{us2}$  и  $P_{usl}$ , рассчитанные по формуле (5.1) и алгоритму, описанному в пункте 2.3, составляют:

$$P_{us1} = 3435,99 \text{ кН}, \quad P_{us2} = 1516,27 \text{ кН}, \quad P_{usl} = 2379,20 \text{ кН}.$$

Коэффициент влияния подстилающего слоя по формуле (2.23) равен:

$$k_l = \frac{2379,20 - 1516,27}{3435,99 - 1516,27} = 0,45.$$

При определении предельных наклонных нагрузок на однородное основание, сначала из уравнения (5.2) находился угол  $\delta$  для определения коэффициентов несущей способности, при которых наклон предельной нагрузки был равен  $\delta_a = 6,01^\circ$ . Затем по формуле (5.3) определялись коэффициенты  $N_\gamma$ ,  $N_q$  и  $N_c$  и подставлялись в формулу из СП 22.13330.2016 (п.5.7.11):

$$P_u = b' (N_\gamma b' \gamma_I + N_q \gamma'_I d + N_c c_I) \quad (5.20)$$

где  $b'$  - приведенная ширина фундамента ( $b' = b - 2e_b$ ).

Несущая способность *грунта 1*:

$$P_{u1} = (4,8 - 0,14 * 2) \cdot (1,92 \cdot 4,8 \cdot 20 + 6,04 \cdot 10 + 13,13 \cdot 24) = 2530,48 \text{ кН при } \delta = 5,48^\circ \text{ и } \delta_a = 6,09^\circ;$$

Несущая способность *грунта 2*:

$$P_{u2} = (4,8 - 0,14 * 2) \cdot (0,66 \cdot 4,8 \cdot 21 + 3,46 \cdot 10 + 9,16 \cdot 16) = 1119,55 \text{ кН при } \delta = 4,91^\circ \text{ и } \delta_a = 6,09^\circ;$$

$$P_{u1} > P_{u2} \text{ – следовательно подстилающий слой слабый;}$$

Искомая величина предельной нагрузки по формуле (2.22) будет равна:

$$P_{ul} = 1119,55 + 0,45 \cdot (2530,48 - 1119,55) = 1754,47 \text{ кН}.$$

$$P_{\text{расч.}} = 445 \text{ кН (49,5т)} < P_{ul} = 1754,47 \text{ кН (178,85т)}$$

Так как расчётная нагрузка меньше значения несущей способности двухслойного основания, следовательно применять данную конструкцию для такого основания можно.

#### 5.4 Применение разработанного аналитического метода для многослойных оснований

Чаще всего на практике встречаются многослойные основания, этот фактор является принципиальным для определения осадок фундаментов, при расчете заглубленных подпорных стен, при расчёте несущей способности свай.

Однако в ряде других случаев – например, при определении расчетного сопротивления или при определении несущей способности – ситуация иная. В частности, расчетное сопротивление (просто в силу расчетной схемы) определяется прочностью непосредственно несущего слоя, поскольку, как известно, в этом расчете имеет значение развитие зон разрушения лишь на глубину, не превышающую четверти ширины фундамента. Проверка же прочности слабого подстилающего слоя – это самостоятельный расчет, причем слои, залегающие еще глубже, согласно нормативным документам проверке не подлежат.

Схожим образом дело обстоит и с несущей способностью. И теоретические исследования, и многочисленные эксперименты показывают, что глубина развития областей предельного равновесия грунта распространяется не более, чем на глубины  $1,5...2,5B$ , где  $B$  – ширина фундамента. На такой глубине обычно залегает один, максимум два слоя грунта. Рассмотренные выше практические примеры также подтверждают правильность сказанного.

Крайне редко, но все-таки может возникнуть ситуация с залеганием трех и более слоев в пределах глубины развития пластических деформаций. Подчеркнем, что это может возникнуть только при каком-то нетривиальном сочетании исходных данных (например, очень широких фундаментов). Возникает вопрос о возможности применить разработанные в диссертации подходы к решению этой проблемы.

Напрямую этот вопрос выше не затрагивался, однако, очевидно, что здесь будет вполне применим сам алгоритм действий – построение логарифмической спирали с особенностями на границе слоев, алгоритм поиска положения

экстремальной линии скольжения и т.д. Более того, полученные выше решения относительно учета эксцентриситета и наклона равнодействующей также могут быть при необходимости распространены на схему многослойных оснований.

### **Выводы по пятой главе**

1. Разработаны практические рекомендации по определению предельного давления на основания, состоящие из двух слоев грунта, при любой комбинации прочностных характеристик данных слоёв, а также при наличии угла наклона и эксцентриситета у предельной нагрузки.

2. Определено соотношение между расчетным сопротивлением грунта и несущей способностью двухслойного основания.

3. Анализ аварийной ситуации с потерей несущей способности двухслойного основания на самоподъемной плавучей буровой установке нам показал, что при использовании разработанного аналитического метода данную аварию можно было спрогнозировать и заранее применить меры по увеличению диаметра опоры для повышения несущей способности основания.

4. Анализ аварийной ситуации, вызванной перегрузкой двухслойного основания столбчатого фундамента гостиничного комплекса в г. Ялutorовск, позволил определить текущее напряженное состояние массива и дать рекомендации по усилению основания для повышения несущей способности.

5. Расчёт несущей способности оснований припортальных конструкций показал возможность практического применения разработанной методики при проектировании.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Получены новые решения задачи о несущей способности двухслойного основания в рамках метода логарифмической спирали для любых сочетаний характеристик грунтов несущего и подстилающего слоев. Введен новый относительный параметр – коэффициент влияния подстилающего слоя, показывающий степень изменения несущей способности в зависимости от глубины его залегания.

2. Предложено понятие глубины влияния как максимальной глубины залегания подстилающего слоя, при превышении которой подстилающий слой можно не учитывать в расчете несущей способности. Установлена зависимость величины глубины влияния слабого подстилающего слоя от его характеристик. В зависимости от характеристик грунтов глубина влияния варьировалась в пределах от  $1,5B$  до  $2,5B$ , где  $B$  – ширина фундамента.

3. Разработан новый аналитический метод определения предельного давления на основание, состоящее из двух слоев грунта, на основании полученных решений (с использованием коэффициента влияния подстилающего слоя) и решений статики сыпучей среды для однородного основания.

4. Выявлен ряд особенностей формирования областей разрушения двухслойного основания в плоском грунтовом лотке для вертикальной нагрузки. Установлено, что зона выпора захватывает оба слоя при глубине залегания подстилающего слоя в пределах зоны выпора в однородном грунте несущего слоя. В случае слабого подстилающего слоя зона выпора захватывает этот слой при его расположении в пределах глубины влияния.

5. Исследован характер формирования области разрушения двухслойного основания и величины несущей способности в рамках численного моделирования методом конечных элементов и методом предельного анализа. Сопоставлением с предложенными решениями установлено, что метод конечных элементов показал завышение несущей способности на 25...40%, а метод предельного анализа показал сходимость в пределах 5...15%. Глубина влияния подстилающего слоя



при численном моделировании и в аналитическом решении практически совпадают. Таким образом, показана корректность применения метода предельного анализа к решению данного класса задач при его верификации разработанным аналитическим методом.

б. Сопоставление результатов аналитического решения с известными данными других авторов (полевых опытов и центробежного моделирования) показали удовлетворительное соответствие – 6...11% (полевые опыты), 22...36% (центробежное моделирование). Указанные расхождения имеют место в сторону уменьшения предельной нагрузки при аналитическом расчете, что позволяет использовать разработанный аналитический метод для практических расчётов при проектировании фундаментов на двухслойных основаниях.

**СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ**

1. Березанцев, В.Г. Расчет оснований сооружений. / В.Г. Березанцев // Л.: Стройиздат, 1970. 208 с.
2. Богомолов, А.Н. Расчет несущей способности оснований сооружений и устойчивости грунтовых массивов в упругопластической постановке / А.Н. Богомолов. Пермь : ПГТУ, 1996. - 150 с.
3. Бугров, А.К. Расчет осадок крупногабаритных массивных сооружений на основаниях с развитыми областями предельного состояния грунта / А.К. Бугров, В.А. Мельников // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. – 2018. – Т. 289. – С. 65-67.
4. Вайнгольц А.И. Прогноз несущей способности двухслойного основания на основе результатов анализа его напряженного состояния: дис. канд. техн. наук: 05.23.02. / А.И. Вайнгольц // Волгоград, 2014. 175 с.
5. Вялов С.С. Осадки и предельное равновесие слоя слабого грунта, подстилаемого жестким основанием. / С.С. Вялов, А.Л. Миндич // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1974, №6. С. 14-17.
6. Гениев Г.А. Динамика пластической и сыпучей сред. / Г.А. Гениев, М.И. Эстрин // М.: Изд-во лит-ры по стр-ву, 1972. 216 с.
7. Глаговский, В.Б. Разработка и совершенствование методов статических и динамических расчетов фундаментов энергетических и гидротехнических сооружений: дис. ... д-ра. техн. наук: 05.23.02. / В.Б. Глаговский // Санкт-Петербург, 2002. 280 с.
8. Голушкевич, С.С. Статика предельных состояний грунтовых масс. / С.С. Голушкевич // М.: Гос. изд-во технико-теор. лит-ры, 1957. 288 с.
9. Готман, А.Л. Методика расчета фундаментов заглубленных сооружений на закарстованных территориях / А.Л. Готман, Н.З. Готман, М.З. Каюмов // Жилищное строительство. – 2011. – № 9. – С. 13-15.

10. Готман, Н.З. Расчет карстозащитных фундаментов зданий и сооружений / Н.З. Готман // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. – 2015. – № 4. – С. 19-35.
11. Дыба, В.П. Оценки несущей способности фундаментов / В.П. Дыба // Новочеркасск: ЮРГТУ, 2008. 200с.
12. Дьяков, М.Ю. Исследование несущей способности двухслойного основания заглубленного фундамента: дис. канд. техн. наук: 05.23.02. / Дьяков М.Ю. Волгоград, 2004. 165 с.
13. Зенкевич, О.К. Метод конечных элементов в технике. / Под ред. Б. Е. Победри. - Москва : Мир, 1975. - 541 с.
14. Ильичев, В.А. Европейские правила геотехнического проектирования / В.А. Ильичев, А.Б. Фадеев // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2002, №6. С. 25-29.
15. Калаев, А.И. Несущая способность оснований сооружений / А.И. Калаев // Л.: Стройиздат, 1990. 184 с.
16. Караулов, А.М. К оценке несущей способности грунтовых оснований / А.М. Караулов, К.В. Королев, А.О. Кузнецов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2022. – № 2. – С. 2-8.
17. Караулов, А.М. Несущая способность оснований осесимметричных фундаментов / А.М. Караулов // Новосибирск: Изд-во СГУПС, 2002. 104 с.
18. Караулов, А.М. Оценка несущей способности двухслойных грунтовых оснований / А. М. Караулов, К. В. Королев, М. В. Шохирев // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2020. – № 11(743). – С. 18-27.
19. Караулов, А.М. Статические решения задачи устойчивости слабых оснований дорожных насыпей: Автореф. дис. канд. техн. наук. / А.М. Караулов // Ленинград: ЛИИЖТ, 1982. 20 с.
20. Колыбин, И.В. Особенности проектирования оснований фундаментов и конструкций подземных частей высотных зданий / И.В. Колыбин, Д.Е. Разводовский, В.Г. Федоровский, В.И. Шейнин // Российская архитектурно-строительная энциклопедия. Том 13. – Москва: ВНИИТПИ, 2010. – С. 1-19.

21. Королев, К.В. Аналитическое решение задачи о предельном давлении на весомое сыпучее основание при больших нагрузках / К.В. Королев, А.М. Караулов // Актуальные вопросы геотехники при решении сложных задач нового строительства и реконструкции: сборник трудов научно-технической конференции / СПб.: СПбГАСУ, 2010. С. 194-198.

22. Кудрявцев, С. А. Численное моделирование процесса морозного пучения и оттаивания в зависимости от скорости промерзания грунтов / С.А. Кудрявцев, А.В. Кажарский // Современные технологии. Системный анализ. Моделирование. – 2012. – № 2(34). – С. 105-110.

23. Малышев, М.В. Прогноз осадок фундаментов неглубокого заложения с использованием обоих критериев предельных состояний / М.В. Малышев // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1996. №1.

24. Малышев, М.В. Прочность грунтов и устойчивость оснований сооружений. 2-е изд., перераб. и доп. / М.В. Малышев // М.: Стройиздат, 1994. 228 с.

25. Мангушев, Р.А. Сопоставления расчета осадок зданий по различным методам при наличии в основании слоев слабых грунтов / Р.А. Мангушев, К.Х. Нгуен // Вестник МГСУ. – 2008. – № 3. – С. 119-123.

26. Невзоров, А.Л. Обеспечение устойчивого функционирования системы "основание-техногенная среда" в сложных инженерно-геологических условиях: дис. ... д-ра. техн. наук: 05.23.02. / А.Л. Невзоров. – Архангельск, 2004. – 252 с.

27. Новоторцев, В.И. Опыт применения теории пластичности к задачам об определении несущей способности оснований сооружений / В.И. Новоторцев // Известия ВНИИГ, т. XXII, 1938.

28. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика / Под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова - М.: Стройиздат, 1985. - 480 с.

29. Офрихтер, В.Г. Прогноз напряженно-деформированного состояния твердых бытовых отходов с использованием модели слабого грунта / В.Г. Офрихтер, Я.В. Офрихтер // Вестник МГСУ. – 2014. – № 9. – С. 82-92.

30. Парамонов, В.Н. Опыт совместного расчета здания с испытывающим промерзание основанием / В.Н. Парамонов, И.И. Сахаров, М.В. Парамонов // Жилищное строительство. – 2011. – № 2. – С. 10-13.

31. Полищук, А.И. Результаты моделирования процессов взаимодействия фундаментов с глинистым грунтом основания / А.И. Полищук, Д.Г. Самарин, А.А. Филиппович // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2013. – № 1(38). – С. 253-259.

32. Пронозин, Я.А. Экспериментально-теоретические исследования взаимодействия фундамента с бинарной оболочкой и грунтового основания / Я.А. Пронозин, А.Д. Гербер, О.С. Порошин // Приволжский научный журнал. – 2010. – № 2(14). – С. 22-29.

33. Скибин, Г.М. Экспериментальное обоснование расчетной модели упругопластического основания ленточных фундаментов / Г.М. Скибин // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2005. – № 5(557). – С. 121-124.

34. Соболевский, Ю.А. Водонасыщенные откосы и основания / Ю.А. Соболевский // Минск: Высшая школа, 1975. 400 с

35. Соколовский, В.В. Статика сыпучей среды / В.В. Соколовский // М.: Наука, 1990. 270 с.

36. Соловьев, Ю.И. Несущая способность предельно напряженного основания под ленточным фундаментом / Ю.И. Соловьев // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1979. №4. С. 21-23.

37. Соловьев, Ю.И. Уточнение таблицы предельных нагрузок на идеально-сыпучее непригруженное основание / Ю.И. Соловьев, А.М. Караулов // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура, 1978, №9. С. 59-62.

38. Соловьев, Ю. И. Современные методы расчета устойчивости земляного полотна железных дорог. / Ю.И. Соловьев, А.М. Караулов, Ю. П. Смолин // Новосибирск : Сибирская государственная академия путей сообщения, 1996. 82 с.

39. Сольский, С.В. Научно-технические работы отдела "Основания, грунтовые и подземные сооружения" в Санкт-Петербурге / С.В. Сольский // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. – 2003. – Т. 242. – С. 3-8.
40. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. М, 2016. 220 с.
41. СП 24.13330.2021. Свайные фундаменты. М.,2022.
42. Ставницер, Л.Р. Сейсмостойкость оснований и фундаментов / Л.Р.Ставницер // М.: АСВ, 2010. 448 с.
43. Строганов, А.С. Некоторые проблемы теории пластичности грунтов.: Автореф.дис. д-ра техн.наук. / А.С. Строганов // М, 1968. – 39 с.
44. Строганов, А.С. Несущая способность пластически неоднородного основания, ограниченного жестким подстилающим слоем / А.С. Строганов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1974. – №6.
45. Строганов, А.С. Прочность оснований сооружений // Основания, фундаменты и механика грунтов / А.С. Строганов // 1983. №3. С. 2327.
46. Тер-Мартirosян, А.З. Взаимодействие фундаментов зданий и сооружений с водонасыщенным основанием при учете нелинейных и реологических свойств грунтов: дис. ... д-ра. техн. наук: 05.23.02. / А.З. Тер-Мартirosян, 2016. – 324 с.
47. Тер-Мартirosян, З.Г. Напряженно-деформированное состояние двухслойного основания с преобразованным верхним слоем / З.Г. Тер-Мартirosян, С.М.А.М. Ала, А.З. Тер-Мартirosян // Вестник МГСУ. – 2008. – № 2. – С. 81-95.
48. Улицкий, В.М. Основы совместных расчётов зданий и сооружений / В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин, В.А. Шашкин – Санкт-Петербург: Издательство института «Геореконструкция», 2014. – 328 с.
49. Ухов, С.Б. Расчёт сооружений и оснований методом конечных элементов / С.Б. Ухов. – Москва: МИСИ, 1973. – 118 с.
50. Фадеев, А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике / А.Б. Фадеев. – Москва: Недра, 1987. – 221 с.

51. Федоровский, В.Г. Несущая способность сыпучего основания ленточного фундамента при действии наклонной внецентренной нагрузки / В.Г.Федоровский// Основания, фундаменты и механика грунтов. 2005, №4. С. 2-7.
52. Федоровский, В.Г. Несущая способность сыпучего основания ленточного штампа / В.Г. Федоровский, Н.В. Воробьев// НИИОСП им.Н.М.Герсеванова – 70 лет / Труды института, М., 2001. - С.172–182.
53. Флорин, В.А. Основы механики грунтов. Т. 1,2. / В.А. Флорин //М.-Л.: Госстройиздат, 1961.
54. Харр, М.Е. Основы теоретической механики грунтов / М.Е. Харр // М.: Стройиздат, 1971. 320 с.
55. Хуан, Я.Х. Устойчивость земляных откосов / Я.Х. Хуан // М.: Стройиздат, 1988. - 240 с.
56. Цветков В.К. Расчет устойчивости откосов и склонов. / В.К. Цветков – Волгоград: Нижне-Волжск. кн. издательство, 1979. - 180 с.
57. Цытович, Н.А. Механика грунтов / Н.А. Цытович. – Москва: Высшая школа, 1983. – 288 с
58. Черников, А.К. Решение жесткопластических задач геомеханики методом характеристик: Учебное пособие / А.К. Черников // СПб: Петербургский гос. ун-т путей сообщения, 1997. 192 с.
59. Шарафутдинов, Р.Ф. Определение сдвиговой ползучести глинистых грунтов полевыми и лабораторными методами при изысканиях под свайные фундаменты / Р.Ф. Шарафутдинов, С.Г. Безволев // Российский форум изыскателей : Сборник докладов III Международной научно-практической конференции. – Москва: «КДУ»,«Добросвет», 2022. – С. 271-275.
60. Шашкин, К.Г. Численное моделирование задач предельного равновесия с помощью упругопластической модели / К.Г. Шашкин, В.А.Шашкин, М.В. Дунаева // Геотехника. 2011. №4. С. 10-23.
61. Шашкин, К.Г. Решение задач предельного равновесия с использованием метода конечных элементов / К.Г. Шашкин, В.А. Шашкин // Жилищное строительство. – 2013. – № 4. – С. 47-50.

62. Шохирев, М. В. Анализ несущей способности основания со слабым подстилающим слоем / М. В. Шохирев // *Фундаментальные и прикладные вопросы транспорта.* – 2021. – № 1(2). – С. 135-140.
63. Шохирев, М.В. К методике расчета несущей способности двухслойных оснований / М.В. Шохирев // *Вестник СГУПС.* – 2022. – № 3(62). – С. 57-66.
64. Шохирев, М.В. Метод определения несущей способности двухслойного основания / М.В. Шохирев // *Фундаменты глубокого заложения и проблемы геотехники территорий : материалы II Всероссийской конференции с международным участием.* – Пермь: ПНИПУ, 2021. – С. 117-131.
65. Шохирев, М.В. Расчет несущей способности двухслойного грунтового основания для наклонной нагрузки / М.В. Шохирев, А.М. Караулов, К.В. Королев // *Основания, фундаменты и механика грунтов.* – 2023. – № 6. – С. 2-6.
66. Шохирев, М.В. Экспериментальные исследования несущей способности двухслойного основания / М.В. Шохирев // *Вестник СГУПС.* – 2024. – № 1. – С. 93-102.
67. Abdulhafiz O. Al-Shenawy & Awad A. Al-Karni (2005). Derivation of Bearing Capacity Equation for a Two Layered System of Weak Clay Layer Overlaid by Dense Sand Layer. *Pertanika J.Sci.&Technol.*13(2): pp. 213- 235.
68. Al-Shenawy, A., Al-Karni, A. 2005. Derivation of bearing capacity equation for a two layered system of weak clay layer overlaid by dense sand layer, *Pertanika Journal of Science & Technology* 13(2): 213–235.
69. Andrawes, K. Z., Al-Omari, R. R., Kirkpatrick, W. M. 1996. Bearing capacity of a strip foundation on a sand layer overlying a smooth rigid stratum, *Geotechnical and Geological Engineering* 14(3): 227–236.
70. Baglioni, V. P., Chow, G. S. and Endley, S. N. (1982). Jack-up foundation stability in stratified soil profiles, *Proc. 14th Offshore Technology Conf., Vol. 4, Paper OTC4409*, pp. 363-384.
71. Balla, A. Bearing capacity of foundation. // *Journ. of the soil mech. Div. PASCE*, oct., 1962. - p.29-36.



72. Biarez, J. Contribution à l'étude des propriétés mécaniques des sols et des matériaux pulvérulents: *Thèses de Doctorat es Sciences*, Grenoble (1962).
73. Biarez, J., Le Gall, Y., Nègre, R., Stutz, P., Calcul de l'équilibre limité des fondations peu profondes de révolution, *C. R. Acad. Sci., 265, Serie A*, Paris (1967).
74. Bishop, A. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes.- *Geotechnique*. 1955, vol.5, №1. - p.7-17.
75. Bolton, M.D. & Lau, C.K. (1993). Vertical bearing capacity factors for circular and strip footings on Mohr-Coulomb soil. *Can. Geotech. J.*, Vol. 30, pp 1024-1033.
76. Boulbibane, M., Ponter, A. R. S. 2005. Limit loads for multilayered half-space using the linear matching method, *Computers and Geotechnics* 32(7): 535–544.
77. Brinch Hansen, J. A general formula for bearing capacity // *Geotekn.Inst.Bull. №11*, Copengagen, 1961. - p.11-15
78. Caquot, A, & Kerisel, J. Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations. Paris, France: Gauthier-Villars, (1948).
79. Carlos, A. F. 2004. Ultimate Bearing Capacity of shallow Foundations on Layered Soils. MSc Thesis, Civil and environmental Engineering. Quebec: Concordia.
80. Chen, W.F. and Baladi, G.Y. Soil plasticity., Amsterdam, 1985. - 231 p.
81. Coulomb, C. Application des règles des maximis et minimis a quelques problèmes de statique relatifs a l'architecture. / *Mem. d. l'Acad., des Sc. Paris*, 1773.
82. Cox, A.D. (1962). Axially-symmetric plastic deformation in soils — II. Indentation of ponderable soils. *Int. J. Mech. Sci.*, Vol. 4, pp 371-380.
83. Cox, A.D., Eason, G. & Hopkins, H.G. (1961). Axially symmetric plastic deformation in soils. *Proc. R. Soc. London (Ser. A)*, Vol. 254, pp 1-45.
84. Dash S.K., Sireesh S., Sitharam T.G. 2003. Model studies on circular footing supported on geocell reinforced sand underlain by soft clay. *Geotextiles and Geomembranes*, issue 4, pp. 197-219.
85. EN 1997-1: Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules / British Standards Institution, 2004. p.167.

86. EN 1997-2: Eurocode 7: Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing /British Standards Institution, 2007. p.196.
87. Georgiadis, M. 1985. Bearing capacity of gravity bases on layered soil, *Journal of Geotechnical Engineering ASCE* 111(6): 712–729.
88. Ghazavi, Mahmoud & Eghbali, Hossein. A Simple Limit Equilibrium Approach for Calculation of Ultimate Bearing Capacity of Shallow Foundations on Two-Layered Granular Soils. *Geotechnical and Geological Engineering*, pp. 535-542, (2008).
89. Haar, A., Karman, T. Zur Theory der Spannungszustände in plastischen Medien - *Nachr.Kgl.ges.Wiss. Gott.Math.-phys.Kl.*1909, №2. - s.204-218.
90. Hanna, A. M. 1981a. Experimental study on footings in layered soil, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE* 107(8): 1113–1127.
91. Hanna, A. M. 1981b. Foundations on strong sand overlying weak sand, *Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE* 107(7): 915–927.
92. Hanna, A. M. 1982. Bearing capacity of foundations on a weak sand layer overlying a strong deposit, *Canadian Geotechnical Journal* 19(3): 392–396
93. Hanna, A. M. 1987. Finite element analysis of footings on layered soils, *Mathematical Modelling* 9(11): 813–819.
94. Hanna, A. M., Meyerhof, G. 1979. Ultimate bearing capacity of foundations on a three-layer soil, with special reference to layered sand, *Canadian Geotechnical Journal* 16(2): 412– 414.
95. Hanna, A. M., Meyerhof, G. G. 1980. Design charts for ultimate bearing capacity of foundations on sand overlying soft clay, *Canadian Geotechnical Journal* 17(2): 300–303.
96. Hencky H. “Zur Theorie plastischer Deformationen und der hierdurch im Material hervorgerufenen Nachspannungen,” *ZaMM*, 4, No.4, pp. 323-334 (1924).
97. Hill R. *The Mathematical Theory of Plasticity*, 1st Edition, Oxford University press, Oxford, 1950.
98. Huang, M., Qin, H-L. 2009. Upper-bound multi-rigid-block solutions for bearing capacity of two-layered soils, *Computers and Geotechnics* 36(3): 525–529.

99. Ismael, N. F., Vesic, A. S. 1981. Compressibility and bearing capacity, *Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE* 107(12): 1677–1691.
100. Josselin de Jong. The undefiniteness in kinematic for friction materials. *Proc. Conf. Earth Pressure Probl.*, Brussels., 1958, p.55-70.
101. Kalinli, A., Acar, M. C., Gündüz, Z. 2011. New approaches to determine the ultimate bearing capacity of shallow foundations based on artificial neural networks and ant colony optimization, *Engineering Geology* 117(1–2): 29–38.
102. Kenny, M. J., Andrawes, K. Z. 1997. The bearing capacity of footings on a sand layer overlying soft clay, *Geotechnique* 47(2): 339–346
103. Ketter, F. Bestimmung des Druckes an gekrümmten Gleitflächen, eine Aufgabe aus der Zehre von Erddruck, *Berl.Ber.*, 1903. -126 s.
104. Kraft, L. and Helfrich, S. C. (1982). Bearing capacity of shallow footings, sand over clay, *Can. Geotech. J.*, Vol. 20, pp. 182-185.
105. Kumar, J., Kouzer, K. M. 2007. Effect of footing roughness on bearing capacity factor NY, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE* 133(5): 502–511.
106. Kuo, Y. L., Jaksa, M. B., Lyamin, A. V., Kaggwa, W. S. 2009. ANN-based model for predicting the bearing capacity of strip footing on multi-layered cohesive soil, *Computers and Geotechnics* 36(3): 503–516.
107. Lundgren H., Mortensen K. Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footings on sand, 1, *Proc. 3rd International Conference on Soil Mech. and Found. Engrg.*, Zurich, Switzerland, pp. 409-412 (1953).
108. Mandel J. Conditions de stabilite et postulat de Drucker. In *Rheology and soil mechanics symposium*, Grenoble, Berlin, 1964, p. 58-68
109. Martin, C. M. (2005). Exact bearing capacity calculations using the method of characteristics. In *Proc. 11th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Volume 4, pp 441-450, Turin, Italy.
110. Martin, C.M. (2004). User guide for ABC – Analysis of Bearing Capacity. Technical Report OUEL 2261/03, Department of Engineering Science, University of Oxford.

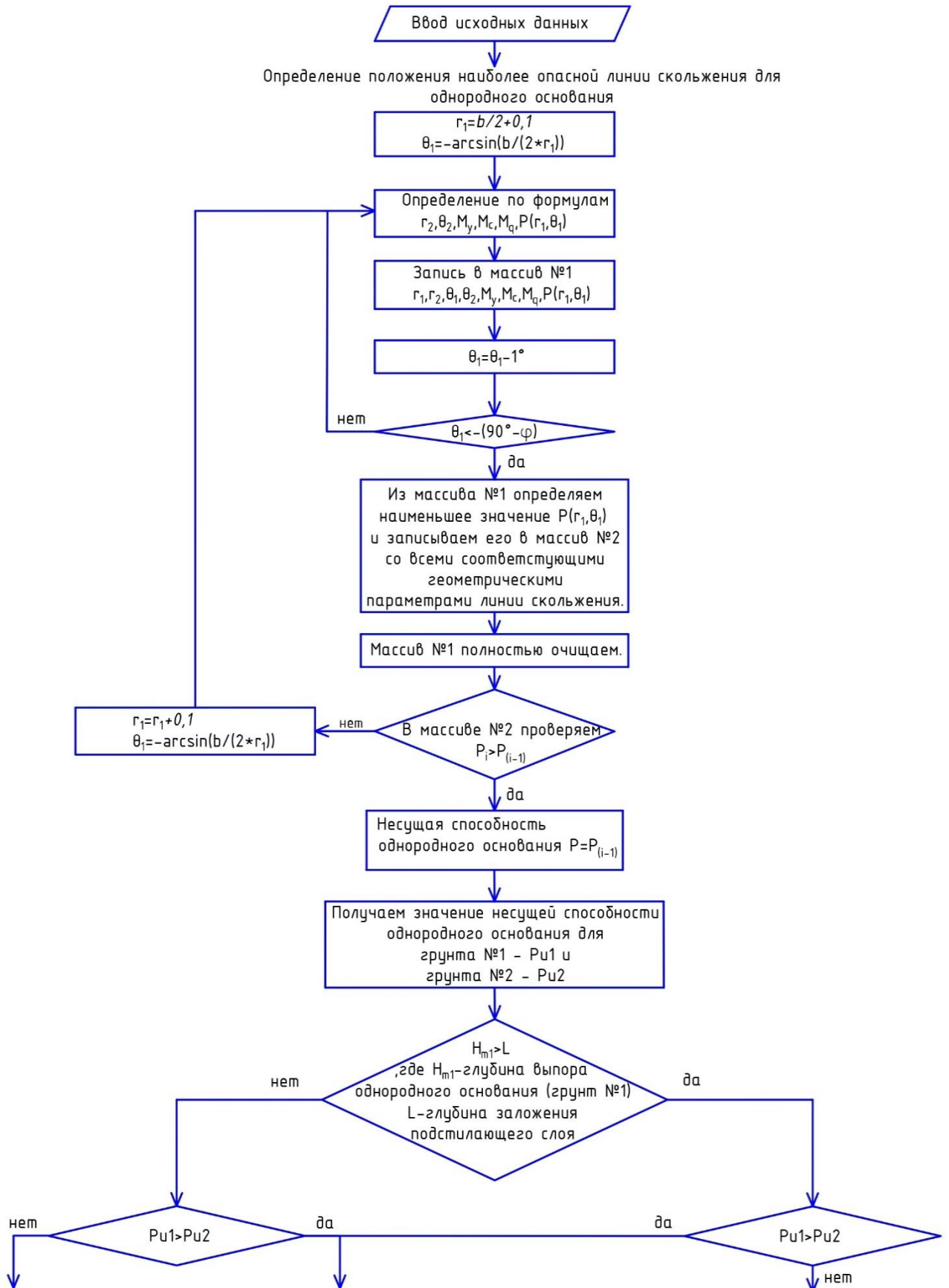
111. Meyerhof G.G. 1951. The Ultimate Bearing Capacity of Foundations // *Geotechnique*, №2.
112. Meyerhof, G. G. 1974. Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay, *Canadian Geotechnical Journal* 11(2): 223–229.
113. Michalowski, R. L., Shi, L. 1995. Bearing capacity of footings over two-layer foundations soil, *Journal of Geotechnical Engineering ASCE* 121(5): 421–428.
114. MısıR, G., Laman, M. (2016). A modern approach to estimate the bearing capacity of layered soil. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 61, pp. 434-446.
115. Mosadegh A, Nikraz H (2015). Bearing Capacity Evaluation of Footing on a Layered-Soil using ABAQUS. *J Earth Sci Clim Change* 6: 264.
116. Myslivec, A. and Kysela, Z. (1978). *The Bearing Capacity of Building Foundations*, Amsterdam, Elsevier.
117. Oda, M., Win, S. 1990. Ultimate bearing-capacity tests on sand with clay layer, *Journal of Geotechnical Engineering ASCE* 116(12): 1902–1906.
118. Okamura, M., Takemura, J., Kimura, T. 1997. Centrifuge Model Tests on Bearing Capacity And Deformation of Sand Layer Overlying Clay. *Soils and Foundations*, pp. 73-88.
119. Okamura, M., Takemura, J., Kimura, T. 1998. Bearing capacity predictions of sand overlying clay based on limit equilibrium methods, *Soils and Foundations* 38(1): 181– 194.
120. Ornek, M., Laman, M., Demir A., Yildiz A. (2012). Prediction of bearing capacity of circular footings on soft clay stabilized with granular soil. *Soils and Foundations*, pp. 69-80.
121. Padmini, D., Ilamparuthi, K., Sudheer, K. P. 2008. Ultimate bearing capacity prediction of shallow foundations on cohesionless soils using neurofuzzy models, *Computers and Geotechnics* 35(1): 33–46.
122. Pingping Rao, Ying Liu, Jifei Cui (2015). Bearing capacity of strip footings on two-layered clay under combined loading. *Computers and Geotechnics*, pp. 210-218.
123. Prandtl, L. *Über die Harte plastischer Körper*. *Gottingen Nachrichten*, 1920, p. 340-350.

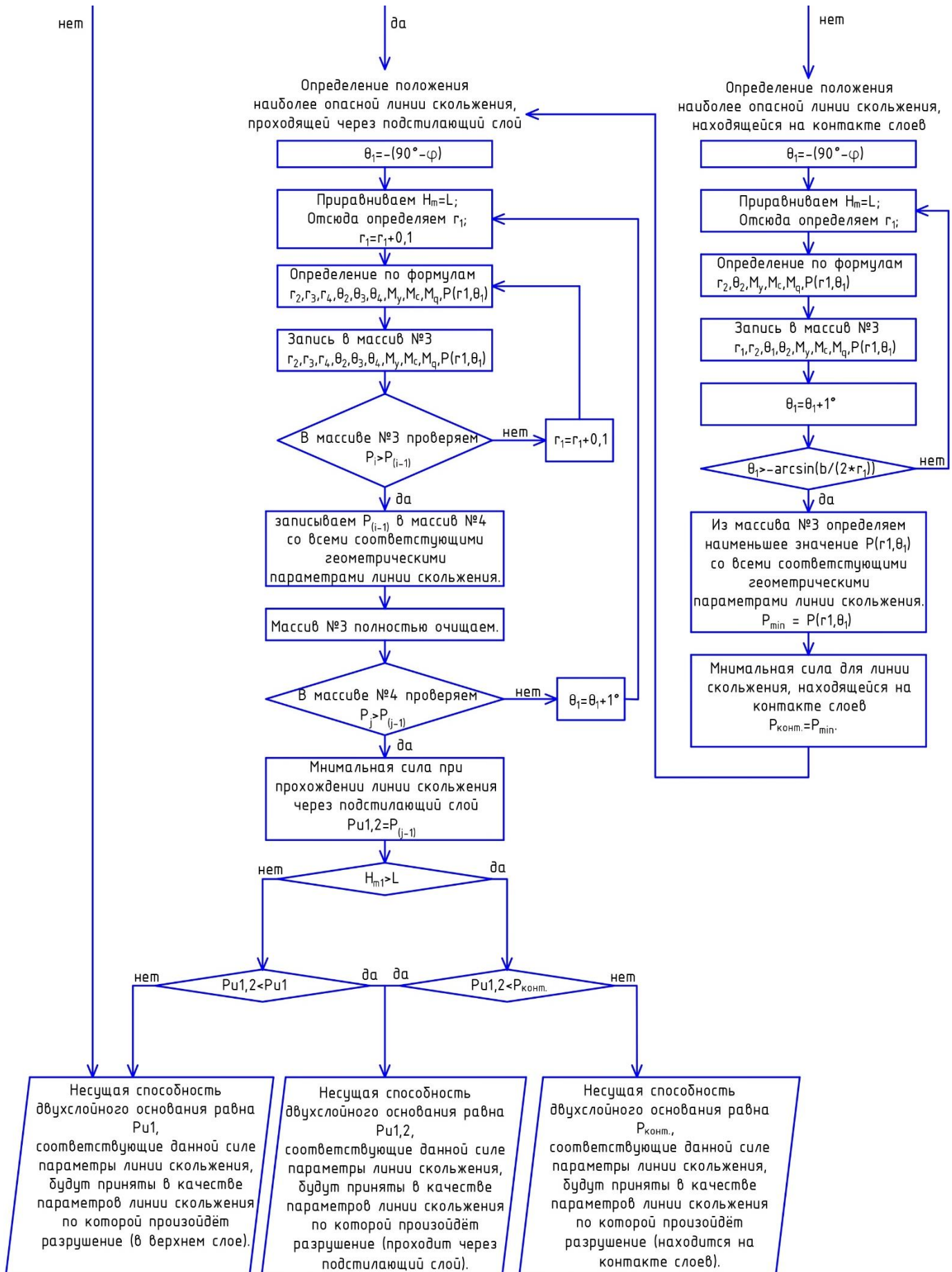
124. Purushothamaraj, P., Ramiah, B. K., Venkatakrishna Rao, K. N. 1974. Bearing capacity of strip footings in two layered cohesive-friction soils, *Canadian Geotechnical Journal* 11(1): 32–45.
125. Ramadan, M.I., & Hussien, M. (2015). Bearing Capacity of Sand Overlying Clay – Strip Footing. *International Journal of Science and Research*, pp. 1852-1859.
126. Rankine W. On the stability of loose earth. London. *Phil.Trans.*,1857. - 125s.
127. Reddy, A. S., Srinivasan, R. 1971. Bearing capacity of footings on clays, *Soils and Foundations* 11(3): 51–64.
128. Reissner, H. Zum Erddruckproblem. *Proceedings of the first International Congress for applied mechanics*. Delft, 1925.
129. Salençon, J. & Matar, M. (1982). Bearing capacity of circular shallow foundations. In *Foundation engineering* (ed. G. Pilot), pp 159-168. Paris: Presses de l'ENPC.
130. Salençon, J. & Matar, M. (1982). Capacité portante des fondations superficielles circulaires. *J. De Mécanique théorique et appliquée*, Vol. 1, No. 2, pp 237-267.
131. Shield, R.T. (1954). Plastic Potential Theory and Prandtl Bearing Capacity Solution. *Journal of Applied Mechanics*, Vol. 21, No. 2, pp 193-194.
132. Shield, R.T. (1955). On the plastic flow of metals under conditions of axial symmetry. *Proc. R. Soc. London (Ser. A)*, Vol. 233, pp 267-287.
133. Szypcio, Z., Dołżyk, K. 2006. The bearing capacity of layered subsoil, *Studia Geotechnica et Mechanica* 28(1): 45–60.
134. Terzaghi K. and Peck. *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley and sons New York 1967.
135. Vesic A.S. *Bearing Capacity of Shallow Foundations* // Hsai-Jang Fang. *Foundation Engineering Handbook*. – New York: Van Norstrand Reinhold Company, 1975.

136. Yamaguchi, H. (1963). Practical formula of bearing value for two layered ground, Proc. 2nd ARCSMFE, Vol. 1, pp. 99-105.
137. Yin, Q., Yang, J., Xu, G., Xie, R., Tyagi, M., Li, L., Zhou, X., Hu, N., Tong, G., Fu, C., Pang, D. (2020). Field experimental investigation of punch-through for different operational conditions during the jack-up rig spudcan penetration in sand overlying clay. *Journal of Petroleum Science and Engineering*, pp. 1-21.
138. Yin, J.-H., Wang, Y.-J., Selvadurai, A. P. S. 2001. Influence of nonassociativity on the bearing capacity of a strip footing, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE* 127(11): 985–989.
139. Zhang, Q., Luan, M. 2008. Study on ultimate bearing capacity of two-layered subsoil under horizontal and vertical loading, *Geotechnical Engineering for Disaster Mitigation and Rehabilitation* (8): 1093–1100.
140. Zhu, M. 2004. Bearing capacity of strip footings on two-layer clay soil by finite element method, in Proc. of the ABAQUS Users' Conference, June, 2004, Massachusetts, Boston, 776–787.
141. Zhu, M., Michalowski, R. L. 2005. Bearing capacity of rectangular footings on two-layer clay, in *The 16th International Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 12–16 September, 2005, Osaka, Japan, 997–1000.

## ПРИЛОЖЕНИЕ А

### Блок-схема программы для ЭВМ







## ПРИЛОЖЕНИЕ Б

### Свидетельство о регистрации программного продукта

РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ



RU2021614099

ФЕДЕРАЛЬНАЯ СЛУЖБА  
ПО ИНТЕЛЛЕКТУАЛЬНОЙ СОБСТВЕННОСТИ  
**ГОСУДАРСТВЕННАЯ РЕГИСТРАЦИЯ ПРОГРАММЫ ДЛЯ ЭВМ**

Номер регистрации (свидетельства):  
**2021614099**

Дата регистрации: **18.03.2021**

Номер и дата поступления заявки:  
**2021613050 09.03.2021**

Дата публикации и номер бюллетеня:  
**18.03.2021 Бюл. № 3**

Контактные реквизиты:  
тел.: 8 (963) 946-91-93, e-mail:  
**170596maxim@gmail.com**

Автор(ы):

**Шохирев Максим Витальевич (RU)**

Правообладатель(и):

**Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Сибирский государственный университет путей сообщения» (RU)**

Название программы для ЭВМ:

**Расчет несущей способности двухслойного основания ленточного фундамента**

**Реферат:**

В программе реализован метод логарифмической спирали для решения задачи о несущей способности двухслойного основания. Программа предназначена для определения предельного давления штампа (фундамента) на двухслойное основание с равномерной вертикальной пригрузкой по поверхности и определения параметров линии скольжения, по которой произойдет разрушение. Программа обеспечивает выполнение следующих функций: ввод исходных данных пользователем; отображение параметров линии скольжения, по которой произойдет разрушение; отображение значения предельной нагрузки (несущей способности); визуализация схемы разрушения. Программа может применяться при проектировании фундаментов мелкого заложения на двухслойных основаниях, для проверки таких оснований по несущей способности.

**Язык программирования:** Microsoft Visual C++

**Объем программы для ЭВМ:** 318 КБ

## ПРИЛОЖЕНИЕ В

### Справки о внедрении результатов диссертационной работы



Общество с ограниченной ответственностью  
Проектно-изыскательский институт  
«БАМТОННЕЛЬПРОЕКТ»

630004, г. Новосибирск, Комсомольский пр-т, 1, корпус 3.  
Тел./факс: (383) 319-00-01, факс: (383) 319-09-41  
e-mail: btp@btp-nsk.ru



Система менеджмента:  
ISO 9001:2015  
ISO 14001:2015  
ISO 45001:2018

### СПРАВКА

о внедрении результатов диссертационной работы

Результаты диссертационного исследования М.В. Шохирева на тему «Определение несущей способности двухслойных оснований фундаментов аналитическими и численными методами», представленного на соискание учёной степени кандидата технических наук по специальности 2.1.2 «Основания и фундаменты, подземные сооружения», имеют практическое внедрение проектно-изыскательским институтом «Бамтоннельпроект» (ООО ПИИ «БТП») при проектировании фундаментов припортовых сооружений на следующих объектах:

-«Второй Козинский тоннель с подходами на перегоне Джебь – Щетинкино Красноярской железной дороги»;

-«Строительство альтернативной автодороги север-юг. Тоннель автодорожный на перевале кок-арт, км 338+150-341+850»;

Применение результатов диссертационного исследования позволило оценить несущую способность двухслойных оснований для безопасного строительства и эксплуатации сооружений.

Экономический эффект от применения методики составил 702 530,00 руб.

Генеральный директор



А.В. Яковлев

	ОБЩЕСТВО С ОГРАНИЧЕННОЙ ОТВЕТСТВЕННОСТЬЮ научно-исследовательский центр <b>БАМТОННЕЛЬ</b>
	630004, г. Новосибирск, пр-кт Комсомольский д.1, корп. 3 ИНН 5407482131 КПП 540701001 Тел, факс: (8-383) 382-82-83 E-mail: npfbt@mail.ru 16.05.2024г. № 40/24
На _____ от _____	

Справка  
 О внедрении результатов диссертационного исследования  
 Шохирева Максима Витальевича

Результаты диссертационного исследования М.В. Шохирева на тему “ Определение несущей способности двухслойных оснований фундаментов аналитическими и численными методами”, представленного на соискание учёной степени кандидата технических наук по специальности 2.1.2 “Основания и фундаменты, подземные сооружения”, использованы в деятельности ООО НИЦ “БАМТОННЕЛЬ” при проектировании и расчёте фундаментов на следующих объектах:

1. «Обход участка Шкотово – Смоляниново Дальневосточной железной дороги»;
2. Второй путь с тоннелем на перегоне Кошурниково - 570 км Красноярской железной дороги».

Решенные в диссертационной работе вопросы представляют интерес с точки зрения практического внедрения, поскольку позволяют оценить глубину влияния слабого подстилающего слоя, зная которую, можно отсыпать необходимую толщину прочного грунта.

Экономический эффект от применения методики составил 680 000 руб.

Заместитель директора по производству  
 ООО НИЦ «Бамтоннель»



К.А. Рябов



ООО «ГЕОФОНД+»  
ИНН/КПП 7203258350/720301001  
625000, г. Тюмень, ул. Достоевского, 18/1  
Тел. (3452) 39-32-88  
№ 68 от 06.06.2024 г

#### Акт о внедрении

результатов научных исследований, выполненных аспирантом  
кафедры «Геотехника, тоннели и метрополитены»  
ФГБОУ ВО «Сибирский государственный университет путей сообщения»  
Шохиревым Максимом Витальевичем в диссертационной работе:  
«Определение несущей способности двухслойных оснований фундаментов  
аналитическими и численными методами», представленной на соискание  
ученой степени кандидата технических наук

При реконструкции одноэтажного здания под гостиничный комплекс в г.Ялуторовск было надстроено три дополнительных этажа и мансарда, без усиления столбчатых фундаментов, на которые опиралось здание, в результате чего фундаменты просели, появились трещины как на перекрытиях, так и на стенах, напольная плитка в связи с деформациями перекрытий начала выпучиваться.

Разработанный автором аналитический метод расчета несущей способности двухслойных оснований позволил определить фактическое напряженное состояние основания под фундаментами.

На основе полученной информации о напряженном состоянии массива, с целью стабилизации деформаций и недопущению разрушения основания и как следствие самого здания, были предложены проектные решения по увеличению несущей способности основания, а именно устройство бурионъекционных свай с передачей части нагрузок на прочные грунты и последующее увеличение площади столбчатых фундаментов.

Начальник ПТО

Е.П. Битюкова