МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ УКРАИНЫ

**ВИННИЦКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ**

**УНИВЕРСИТЕТ**

**На правах рукописи**

### Эль Асади Фади

**УДК 624.154**

# Исследование сопротивления вертикальным

**нагрузкам бипирамидальных свай**

**Специальность 8.0921 - «Строительство».**

**Диссертация на соискание ученой степени**

**магистра**

**Научный руководитель**

**доктор технических наук,**

**профессор Друкованый М.Ф.**

**Винница - 1999**

#### СОДЕРЖАНИЕ

Вступление ...................................................................................

Раздел 1. Аналитический обзор состояния вопроса .....................

1.1. Применение коротких свай в промышленном и

гражданском строительстве ...........................................

1.2. Методы расчета сопротивления коротких

забивных свай ................................................................

1.3. Применения численных методов расчета свай

и свайных фундаментов ..................................................

Задачи исследований ............................................................

Раздел 2. Применение МГЭ в расчетах сопротивления

бипирамидальных свай .....................................................

2.1. Общий алгоритм определения сопротивления

бипирамидальных свай вертикальным нагрузкам с

использованием МГЭ ......................................................

2.2. Расчет бипирамидальных свай на ЭВМ ..........................

2.2.1. Структура программы .........................................

2.2.2. Дискретизация поверхности сваи .......................

2.2.3. Формирование матрицы коэффициентов

влияния и свободных коэффициентов СЛАУ ...

2.2.4. Определение напряжений на поверхности

сваи ......................................................................

2.2.5. Определение общего сопротивления сваи ........

Раздел 3. Результаты теоретических исследований

сопротивления бипирамидальных свай ..........................

Общие выводы ..............................................................................

Список использованной литературы ..............................................

Приложение А…………………………………………………………….

Приложение Б……………………………………………………………..Вступление

В промышленном и гражданском строительстве широко применяются фундаменты мелкого заложения, которые устраиваются на грунтах природной структуры. Вместе с тем, на основании сравнения технико-экономических показателей вариантов фундаментов мелкого заложения и фундаментов из коротких свай призматической формы выявлено, что свайные фундаменты экономичнее, если глубина заложения фундаментов на естественном основании больше 1,7 ... 2,0 м. В связи с этим, забивные сваи нашли широкое применение в жилищном строительстве. При возведении жилых зданий в большинстве областных центров Украины применение забивных свай составляет 80%, а фундаментов мелкого заложения 20%. Однако, сваи призматической формы при взаимодействии боковой поверхностью с окружающим грунтом, передают незначительные нагрузки. Силы трения мобилизуются не в полной мере, так как при забивке свай, в её верхней части, имеются зазоры на контакте боковой поверхности с грунтом. Кроме того, поверхность сваи не имеет угла наклона к вертикали, т. е. нет условий для формирования нормальной составляющей усилия, действующего на сваю.

Как показывает опыт применения пирамидальных свай, конструкции разработанной в Одесском инженерно-строительном институте, их эффективность выше призматических, за счет устранения зазора на контакте и создания нормальных сил при наклоне граней боковой поверхности к вертикали 7 - 11%.

Пирамидальные сваи имеют эффективное применение при возведении гражданских зданий и жилых домов, высотой до 5-и этажей, а также при возведении сельскохозяйственных объектов. Удельное сопротивление пирамидальных свай (т. е. отношение нагрузки к объему погруженной части сваи) в 2 ... 3 раза выше чем призматических свай.

Опыт применения призматических свай с забивными оголовками позволил выяснить, что несущая способность такой сваи возрастает не только за счет увеличения площади (забивного оголовка), но изменятся и условия работы грунта, примыкающего к боковой поверхности сваи, силы трения реализуются больше.

В этом направлении развития эффективной сваи выполнены начальные исследования, на основании которых разработана конструкция бипирамидальной сваи. Удельное сопротивление бипирамидальных свай в 2,0 ... 2,5 раза больше пирамидальных свай и в 4,0 ... 5,0 раз больше сопротивления призматических свай. Однако, широкое внедрение бипирамидальных свай в строительство сдерживается из-за отсутствия надежных методов расчета. В настоящее время, действительную работу свай и их оснований возможно решить путем использования усложненных расчетных схем взаимодействия системы "свая-основание". Для этого как правило используют современные численные методы: метод конечных разностей (МКР), метод конечных элементов (МКЭ) и метод граничных элементов (МГЭ).

**Раздел 1. Аналитический обзор состояния вопроса**

1.1. Применение коротких свай в промышленном и гражданском строительстве

В настоящее время в промышленном и гражданском строительстве находят применение свайные фундаменты из свай призматической, пирамидальной формы, а также сваи с забивными оголовками в верхней части.

Исследования с помощью различных методик, совместной работы свай призматической и цилиндрической формы с основаниями, позволили выявить характерные особенности их взаимодействия с основанием.

Наиболее важными факторами, которые оказывают существенное влияние на общее сопротивление по боковой поверхности свай вертикальным нагрузкам является снижение сопротивления по боковой поверхности сваи вследствие образования зазора между верхней частью сваи и грунтом и особенностей взаимодействия острия сваи с уплотненным грунтом. И хотя приведенные выше исследования имели конечный целью разработку расчетной модели сваи с учетом основных факторов, влияющих на несущую способность свай, их результаты могут быть положены в основу для совершенствования конструкции висячие сваи. Наиболее целесообразным направлением при этом будет иметь выбор такой формы сваи, которая способствовала бы устранению факторов, снижающих несущую способность сваи.

Как показывает дальнейший анализ, в настоящее время, фундаментами, которые в той или иной мере отвечают приведенным выше условиям являются:

- пирамидальные сваи, при погружении которых не возникает зазор вдоль боковых граней;

- сваи с забивными оголовками, которые также позволяют устранить возможность появления зазора вдоль боковой поверхности сваи и увеличить сопротивление сваи по боковой поверхности за счет взаимодействия оголовка сваи.

Исследования явлений, возникающих в грунте при забивке и осадке под нагрузкой коротких свай призматической и пирамидальной формы, позволили изучить факторы, которые отрицательно влияют на показатель совместной работы сваи и основания.

Эти факторы в основном имеют место в верхней части сваи и указывают на то, что в этой области возможности сопротивления грунта используются не полностью из-за конструктивных особенностей и состояния грунта.

Вышеуказанные недостатки можно попытаться устранить использовав такую конструкцию сваи, в которой грунт в верхней части в достаточной степени уплотнялся и участвовал в работе при загружении. В связи с этим, представляет интерес опыт применения и исследования работы свай с забивными уширениями в виде опорного кольца, шайбы, плиты, насадки, а также сваи с уширениями по стволу и вблизи острия.

Гнатенко-Гонта С.П. [1] отмечает, что применение забивной сваи с уширением позволяет производить уплотнение того или иного слоя грунта и может быть эффективно использовано для устранения просадочных свойств отдельных слоев грунта. При этом установлено, что в грунтах естественной влажности несущая способность сваи с утолщением в 1,8 - 2,2 раза больше чем у призматических. При замачивании основания осадки свай с местным уширением меньше чем призматических свай без утолщения.

Весьма полезным при строительстве опор моста оказалось применение утолщения по стволу призматической сваи (Коломийцев В.В.) с целью увеличения несущей способности за счет передачи нагрузки на более плотную прослойку грунта. Устройство уширения позволило увеличить несущую способность сваи на 30%. Автор отмечает, что для улучшения работы свай на горизонтальную нагрузку ниже уширения сваи предусмотрена рабочая часть сваи длиной 1,5 м.

Луга А.А. [2] отмечает, что в слабых илисто-глинистых грунтах, при большой толще этого слоя рационально применение свай с уширенной пятой с целью сокращения затрат времени на погружение, по сравнению с обычными длинными сваями и экономии материалов.

Исследования несущей способности сваи с забивной пятой, в значительном объеме, выполнены Колоколовым Н.М., Луга А.А., Платоновым Н.М., Рыбчинским В.П. [3]. Несущая способность свай, которые имели различную конструкцию уширения, вблизи острия, определялась в полевых условиях на основании 22 испытаний статической нагрузкой.

По результату опытов установлено, что сваи с уширенной пятой, при глубине погружения 7,5 м. и 9,2 м. обладают несущей способностью в 1,5 - 2.5 раза большей чем сваи без уширения. Наибольшее сопротивление вертикальной нагрузке (Р = 230 т) оказала железобетонная свая-оболочка диаметром 60 см. и диаметром забивной пяты 120 см., при опирании пяты на супесь полутвердой консистенции. В данном случае форма нижней части сваи, при значительных размерах поперечного сечения пяты позволила осуществить погружение сваи до глубины 9,2 м., что в известной степени связано с рациональным сочетанием размеров пяты конической формы и цилиндрического элемента с острием, которой находится ниже пяты сваи. Кроме того, это способствовало повышению несущей способности сваи.

Вместе с тем, при разработке уширений по стволу сваи и вблизи острия, вопрос выбора оптимальных соотношений размеров сваи и уширения, с точки зрения погружения сваи и ее работы под нагрузкой остается мало изученным.

Опыт применения призматических свай с забивными уширениями в верхней части ствола сваи (Платонов Ю.Н. [4]) показывает, что данная конструкция фундаментов дает наиболее экономичные решения при залегании однородных и прослойки плотных грунтов с дневной поверхности.

Наибольшее распространение получили сваи с забивными оголовками в жилищном строительстве при возведении пяти и девяти этажных домов [5], [6]. Платонов Ю.Н. [7] по результатам многочисленных полевых опытов, установил, что несущая способность свай с забивными оголовками в 2 - 3 раза больше чем несущая способность обычной призматической сваи равной длины. При этом, сваи с забивными оголовками менее материалоемки по сравнению с призматическими сваями, по расходу арматуры в 2 раза, по расходу бетона в 2 -3 раза. Сравнительные испытания призматической сваи и сваи с забивным оголовком в лессовидных грунтах I типа позволили установить, что несущая способность сваи с уширением в верхней части увеличивается в 3,0 - 3,5 раза [6].

Свая с шайбой может применяться при строительстве подвесных дорог, путепроводов, опор линий электропередач или контактных сетей электрифицированных дорог и в качестве анкерного крепления береговых опор мостов. При работе свай с шайбой на горизонтальную нагрузку используется отпор уплотненного грунта и сопротивление сваи при этом в четыре раза больше, чем несущая способность обычной сваи (Грутман М.С. [8]).

Значительное повышение сопротивления свай с забивными оголовками объясняется тем, что при погружении забивного оголовка устраняется зазор, образовавшийся при забивке призматической сваи, грунт в верхней части дополнительно уплотняется, повышаются его прочностные характеристики. При загружении сваи с забивным оголовком изменяются условия распределения внешней нагрузки по сравнению с призматическими и пирамидальными сваями.

Исследования несущей способности сваи с забивными оголовками позволили выявить характер распределения усилий между конструктивными элементами при совместном испытании, а также каждого отдельного элемента в тех же грунтовых условиях.

По опытным данным Тарасова М.В. и др. [6], Грутмана М.С. и др. [9] несущая способность забивного уширения составляет 70 - 65% от общего сопротивления комплексной конструкции "свая + оголовок".

Нагрузка, которую воспринимает призматическая свая при совместном испытании сваи и оголовка на 10 - 15% больше, чем несущая способность отдельно испытанной сваи. Раздельное снятие нагрузок при совместном испытании сваи и оголовка, показывает, что увеличение несущей способности комплексной конструкции происходит не только за счет увеличения опорной площадки оголовка и повышения прочностных характеристик грунта. Грутман М.С. [8] полагает, что передача части нагрузки на грунт посредством шайбы способствует повышению несущей способности самой сваи.

Березанцев В.Г. отмечает, что вследствии увеличения напряжений в грунте под подошвой оголовка наблюдается повышение сил трения между сваей и грунтом.

Испытания статической нагрузкой оголовка, размещенного в выкопанном котловане и погруженного на заданную отметку [9] показали, что несущая способность оголовка повышается за счет уплотнения грунта. Грутман М.С., Циприанович И.В., Шнигель И.Д. [8] отмечают, что работа сваи с забивным уширением в верхней части качественно отличается от работы свай с низким ростверком, который не может воспринять существенной доли нагрузки, действующей на фундамент так как разница в деформативности грунта вокруг ростверка и вокруг оголовка сваи весьма существенна.

Подсчеты давлений, возникающих на уровне подошвы оголовка по результатам испытания с раздельным снятием нагрузки со свай и оголовка показывают, что они составляют 1000 - 1200 кПа, в то время как расчетные нагрузки для ленточных фундаментов в этих грунтах составляют 150 - 200 кПа.

В связи с тем, что сваи с забивными уширениями в верхней части являются новой и более сложной конструкцией, по сравнению с призматическими и пирамидальными сваями, технология их устройства окончательно не отработана и требует дальнейших разработок.

Платоновым Ю.Н., Малышевым В.П., Крытовым Е.К. [5] на основании трехлетнего наблюдения за осадками зданий, построенных на фундаментах из свай с забивными оголовками, установлено, что осадки носят затухающий характер и сделан вывод, о том, что разуплотнение грунта под оголовком со временем не происходит. Вместе с тем область применения свай с забивными уширениями в настоящее время сравнительно небольшая. Установлено, что усиление призматической сваи забивным оголовком, в случае если ее сопротивление меньше расчетного, практически оправдано во всех случаях, так как этот способ экономичнее по сравнению с другими вариантами усиления. При залегании близко от поверхности плотных грунтов рекомендуется использовать фундаменты из свай с забивными оголовками. Для долее массового применения и расширения области необходимы дальнейшие исследования по выбору рациональной конструкции в зависимости от ее формы для конкретных грунтовых условий. Недостаточно полно к настоящему времени исследован вопрос о затратах энергии на погружение и пути их сокращения.

Моргун А.И. [10 - 15] на основании обобщения опыта применения свай с забивными уширениями в верхней части сваи (с еще оголовка, шайбы, плиты, насадки) и своих комплексных полевых исследований совместной работы коротких свай, предложил новую форму сваи, которая состоит из двух пирамидальных элементов. При их соединении образуется пирамидальная свая с уширением в верхней части, поэтому свая получила название бипирамидальная. Бипирамидальные сваи могут изготавливаться в заводских условиях и затем погружаться как и забивные сваи традиционной формы существующими свайными агрегатами. Однако при такой технологии изготовления свай возрастают затраты на оснастку, в которой изготавливаются сваи. Поэтому предложен второй способ применения бипирамидальных свай. На заводе изготавливается металлический штамп с размерами и формой равными применяемых бипирамидальных свай. Штамп навешивается на экскаватор, трактор, которые имеют соответствующие стойку и направляющие. Изготовление фундаментов из бипирамидальных свай в этом случае осуществляется путем выштамповывания ложа, которое потом заполняется бетонной смесью.

При этом существенно уменьшаются затраты труда на изготовление бипирамидальной сваи, а кроме того, по сравнению, с первым вариантом, сокращается расход арматуры. Так как в случае забивной сваи необходимо обеспечить ее целостность при транспортировании и забивке.

Как показывают экспериментальные исследования, сопротивления бипирамидальных свай имеет величину равную сопротивлению пирамидальных свай тех же размеров (длина, размер поперечного сечения в голове и нижнего конца) и при одинаковых осадках. Однако удельное сопротивление бипирамидальных свай по сравнению с пирамидальными сваями в 2,0 ... 2,5 раза выше. То есть, расход бетона и стали также сокращается в таких же пределах.

Однако методы расчета бипирамидальных свай до настоящего времени разработаны без использования современных численных методов, что не способствует их внедрению в практику строительства.

1.2. Методы расчета сопротивления коротких забивных свай

Для разработки надежного и эффективного проектного решения свайных фундаментов необходимо знать нагрузку, которую можно передать на сваю.

На первоначальном этапе применения свайных фундаментов, когда объем их применения был сравнительно небольшой определялась несущая способность свай и в отдельных случаях свайных фундаментов путем испытаний статической нагрузкой.

В дальнейшем были проведены исследования А.А. Луга [2], В.Н. Голубков [16], [17], посвященные определению несущей способности большого числа свай и свайных фундаментов с целью обобщения статических испытаний в различных грунтовых условиях. Эти исследования были направленными на определение несущей способности грунта по боковой поверхности сваи и под острием. В результате были составлены таблицы соответствующих расчетных сопротивлений грунта, которые вошли в СНиП [18].

С развитием техники тензометрических измерений появилось значительное число работ, в которых описаны результаты исследований распределения сил трения по боковой поверхности и доля нагрузки приходящаяся на острие. (Абраменко П.Г. [19], Бартоломей А.А. [20], Бахолдин Б.В. и Игонькин Н.Т. [21], Колесник Г.С., Шахирев В.Б., Моргун А.И. [22], Таланов Г.П., Лычев П.П. [23], Mohan D., Jain G., and Kumar V. [24], Seed H.B. and Reese L.C. [25]).

Эти исследования были направлены на уточнение характера распределения сил трения по боковой поверхности так как в СНиП [18] эпюра этих сил в однородных грунтовых условиях принята треугольной с основанием на уровне острия, а также изучению закономерности распределения усилий между боковой поверхностью и острием в процессе роста нагрузки на сваю. Эти исследования положены в основу разработки теоретических методов расчета свай, которые учитывают выявления особенностей работы свай с основанием.

В настоящее время при расчете забивных свай используется методика, изложенная в СНиПе [43], методика, разработанная в Одесском инженерно-строительном институте и изложенная во Временных указаниях по проектированию и устройству фундаментов из пирамидальных свай [25], а также методы расчета с использованием численных методов [26].

1.2.1. Определение сопротивления пирамидальных свай по методу ОИСИ

Расчет пирамидальных свай по методу ОИСИ [26] выполняется с учетом следующих основных требований:

а) средний удельный вес сухого грунта (γd,ср) уплотненного при забивке пирамидальной сваи, в пределах зоны приложения должен иметь значения 16,0 - 17,5 кн/м3;

б) величина нормативной осадки пирамидальной сваи принимается в расчете равной предельно допустимой осадке Sн = 8 см, согласно СНиП [ ], для крупнопанельных и крупноблочных бескаркасных зданий;

в) объем зоны деформаций не должен превышать объема зоны уплотнения (рис. 1.1 ).

Рв

1

2

Рис. 1.1 Схема совместной работы пирамидальной сваи и грунта основания

1 - зона уплотнения основания;

2 - зона деформаций основания.

Сопротивление пирамидальной сваи определяется по формуле:



где Егр.ср - значение среднего модуля объемной деформации уплотненного грунта в пределах объема зоны деформаций, которые определяются по графику Егр.ср = f(γd), (см. [26]);

Vsc - объемная осадка сваи, которая определяется по формуле:



Su - предельно-допустимая осадка Su = 8 см;

Vc - объем погруженной части сваи;

l - длина погруженной части сваи;

β - коэффициент, принимаемый равным β = 0,5;

Vac - объем зоны деформаций пирамидальной сваи, определяемый по графику Vac = f(Vsc) [26];

Fэ - эффективная площадь поперечного сечения сваи, обуславливающая ее объемную осадку, Fэ = Vc/l.

1.2.2. Определение сопротивления пирамидальных свай по СНиП

Несущую способность Fd, пирамидальной сваи с наклоном боковых граней ip > 0,25 допускается определять как сумму сил расчетных сопротивлений грунта основания на боковой поверхности сваи и под ее нижним концом по формуле[18, 27]:



где Ai - площадь боковой поверхности сваи в пределах i-го слоя грунта, м2;

α - угол наклона граней пирамидальной сваи, град.;

ϕli, cli - расчетные значения угла внутреннего трения, град., и сечения, кПа;

d - размер стороны нижнего конца сваи, м;

n1, n2 - коэффициенты, значения которых определяются по таблице СНиПа [ 18 ] приложения 2.

Сопротивление грунта под острием сваи P'i и по ее боковой поверхности Рi определяется по формуле:



где Ei - модуль деформации i-го слоя грунта, определяемый по результатам прессиометрических испытаний, кПа;

Vi - коэффициент Пуассона i-го слоя грунта, принимаемый в соответствии с требованиями главы СНиПа "Основания зданий и сооружений" [ 43 ];

ξ - коэффициент, значения которого определяются по таблице СНиПа [18].

Природное боковое давление грунта Рoi (кПа) определяют по формуле:



где γi - удельный вес грунта i-го слоя кН/м3;

hi - средняя глубина расположения i-го слоя грунта, м.

Начальное давление грунта:

Ppi = Poi(1 + sinϕi) + cicosϕi.

При отсутствии прессиометрических испытаний грунта несущая способность пирамидальной сваи определяется по формуле:

Fd = γc[RA + Σhi(uifi + u0ipEiKiξr)],

где γc - коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый γc = 1;

R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, принимаемое по таблице №1 [18];

A - площадь сечения конца сваи;

hi - толщина i-го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м;

fi - расчетное сопротивление i-го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа, принимаемое по таблице 2 [18];

ui - сума размеров сторон i-го сечения сваи, м;

u0i - сумма размеров сторон i-го поперечного сечения сваи, которое имеет наклон к оси сваи;

ip - наклон боковых граней сваи в долях единицы;

i ≤ 0,025

Ei - модуль деформации i-го слоя грунта, окружающего боковую поверхность сваи, определяемый по результатам компрессионных испытаний, кПа;

Ki - коэффициент, зависящий от вида грунта и принимаемый по таблице 4 СНиПа [18];

ξr - реологический коэффициент, принимаемый ξr = 0,8.

При расчете пирамидальных свай по СНиП, надо определить по таблице R = f(H,JL) и fi = f(H,JL).

Кроме того, коэффициенты Ki, в зависимости от вида грунта принимаются:

Ki = 0,5 (пески и супеси); Ki = 0,6 - (суглинки);

Ki = 0,7 (глины с JL = 0,18); Ki = 0,8 (глины с JL = 0,25).

Для песков Ki принимается в зависимости от крупности. При расчете несущей способности свай по СНиП надо определить R и fi, которые зависят от физических показателей JL и крупности песка, но не зависят от механических показателей E,V.

1.3. Применение численных методов для расчета свай и свайных фундаментов

Теоретические методы для прогноза поведения прогноза поведения свай и свайных фундаментов развивались на основе использования решений Мелана для плоской задачи и решения Миндлина в случае пространственной задачи. Этот подход использовали в своих исследованиях Абраменко П.Г. [19], Барвашов В.А. [9], Бартоломей А.А.[10,11], Бенерджи П. и Батерфилд Р. [26] и другие.

Бартоломей А.А. [11] на основании многочисленных экспериментальных исследований предложил методику расчета осадки ленточных свайных фундаментов. Для решения задачи использована формула Горбунова-Посадова для вертикальной составляющей перемещения в случае плоской задачи при загружении основания вертикальными силами Р, приложенными на глубине Z. Формула была получена на основании фундаментального решения Е. Мелана для плоской задачи.

При решении задачи приняты следующие допущения:

1) грунт - линейно-деформируемая среда;

2) сваи и грунт в межсвайном пространстве рассматриваются как единый массив;

3) нагрузка от сваи на грунт передается через боковую поверхность сваи и массивы грунта и в плоскости нижних концов свай;

4) граница активной зоны находится на глубине, где напряжения от внешней нагрузки не вызывают остаточных деформаций грунта.

Условно принято, что граница определяется структурной прочностью грунта. Следует отметить, что закономерности передачи нагрузки сваями на основание через боковую поверхность и в плоскости острия сваи описываются некоторыми функциями, т. е. задача решена не в замкнутом виде.

Проблема прогноза поведения свайного фундамента при загружении вертикальной нагрузкой является сложной, т. к. включает учет изменения свойства основания при погружении сваи, особенности напряженного состояния окружающего грунта, распределение усилий в каждой свае по боковой поверхности и под острием, распределение усилий между сваями фундамента в зависимости от уровня загружения фундамента. Решить проблему расчета свайных фундаментов с учетом новых экспериментальных данных возможно, если использовать хорошо развитые численные методы, реализовав их на ЭВМ.

В настоящее время наиболее широкое распространение получили такие численные методы: метод конечных разностей (МКР), метод конечных элементов (МКЭ), метод граничных элементов (МГЭ), а также различные их модификации, включая комбинированные, то соединяющие в различном объеме выше перечисленные пути решения одной задачи, но для различных областей исследуемой среды.

Наиболее широко используемые в настоящее время численные методы рассматривают дифференциальные уравнения непосредственно в той форме, в которой они были выведены при помощи одного из двух подходов:

- при помощи аппроксимации дифференциальных операторов в уравнениях более простыми алгебраическими соотношениями (конечно-разностными соотношениями), действующих в узлах рассматриваемой области. Этот подход получил название метода конечных разностей;

- при помощи представления самой области элементами среды, которые имеют конечные размеры и в совокупности аппроксимируют реальную среду. Этот подход получил название метода конечных элементов.

Метод конечных разностей получил широкое распространение благодаря тому, что его, в принципе, можно приложить к любой системе дифференциальных уравнений, но учет граничных условий задачи очень часто является громоздкой и трудно программируемой задачей. Точность численного решения зависит от количества узлов, которые образуют сеточную область. Поэтому приходится иметь дело с системами алгебраических уравнений довольно высокого порядка.

При использовании метода конечных элементов тело разбивается на элементы конечных размеров; чем больше элементы, тем меньше число уравнений. Реакция каждого элемента на внешние и внутренние воздействия приближенно отражает реакции малой области тела, которую элемент представляет. Условие непрерывности между элементами налагается обычно в узлах, а не на всем протяжении границ раздела.

Метод конечных элементов получил широкое распространение в решении очень широкого круга задач науки и техники благодаря его эффективности и возможности сравнительно просто учесть реальные граничные условия. Слабой стороной метода конечных элементов является то, что он представляет схему дискретизации всего тела, а это ведет к большому количеству конечных элементов, особенно в трехмерных задачах с удаленными границами.

Сущность метода граничных элементов в преобразовании дифференциальных уравнений в эквивалентную систему интегральных уравнений. Такая операция дает возможность получить систему уравнений, включающую значения переменных, относящихся к границе области. Это приводит к тому, что впоследствии выполняемая дискретизация относится к поверхности, ограничивающей исследуемую область. При использовании МГЭ в любой однородной области требуется дискретизировать только поверхность, а не всю область, и область становится одним большим сложным "элементом" в смысле метода конечных элементов.

Метод граничных элементов нашел применение в задачах связанных с теорией потенциала, теорией упругости, пластичности, вязкопластичности, вопросах теории теплопроводности, а также в расчетах изгибов тонких упругих пластин, колебаний деформируемых тел, распространения волн в средах, динамики жидкости.

Метод граничных элементов также может быть использован в сочетании с другими численными методами, такими как методы конечных элементов или конечных разностей, т. е. в смешанных формулировках. Соответствующие комбинированные решения почти неограниченно расширяют область применения методов, потому, что метод граничных элементов обладает четко выраженными преимуществами для областей больших размеров, в то время как методы конечных элементов являются удобным средством включения в такие системы объектов быстрого изменения свойств.

Из выполненных различными авторами исследований [7, 12] следует, что время, которое затрачивается ЭВМ для решения трехмерных задач МГЭ и МКЭ при одинаковой точности обычно в четыре - десять раз меньше при использовании МГЭ. Эта разница может быть гораздо ощутимее для классов задач, при решении которых использование МГЭ особенно целесообразно:

1. Системы, границы которых частично находятся в бесконечности. Поскольку процедуре решения задачи МГЭ автоматически удовлетворяет граничным условиям на бесконечности, отсутствует потребность в дискретизации этих границ. В то время как в методе граничных элементов границы в бесконечности должны быть аппроксимированы значительным количеством удаленных элементов.

2. Системы, содержащие полубесконечные области с ненагруженными участками свободной границы. В этом случае, нет нужды дискретизировать ненагруженные области, которые как правило, составляют большую часть свободной поверхности, если использовать подходящее фундаментальное решение, например решение Буссинеска или Миндлина.

Метод конечных разностей в области оснований и фундаментов нашел применение в расчетах конструкций на упругом основании.

В работе Клепикова С.Н. [40] освещено широкое применение МКР к большому классу задач по расчету конструкций на упругом основании, включая определение коэффициента на упругом основании и свайных оснований, расчет балок на изгиб и кручение, расчет перекрестных балок, рам, балок-стенок и плит, опирающихся на упругое основание произвольной жесткости.

Опубликовано сравнительно небольшое число работ, в которых используется МКР для расчета свай и свайных фундаментов. Можно отметить работу Федоровского В.Г. [28] в которой рассмотрена задача расчета сваи на действие продольной и поперечной нагрузки и выполнены расчеты с использованием метода Тейлора и метода конечных разностей (МКР).

Автор отмечает, что выбор метода расчета определяется не только его прогнозируемой точностью, но и быстродействием, простотой, необходимым объемом памяти в ЭВМ. В связи с этим в большинстве случаев можно рекомендовать МКР в задачах, где число расчетов велико, например при расчетах свайных кустов.

В настоящее время представляется маловероятным расширение области применения МКР в расчетах свай и свайных фундаментов в связи с тем, что разработаны и другие численные методы, например метод конечных элементов и метод граничных элементов, которые дают возможность более полно отразить реальные условия совместной работы свай и их оснований.

Более широкое применение в расчетах и проектировании свайных фундаментов получил МКЭ. Приложению МКЭ в анализе свай и свайных фундаментов посвящены исследования Бойко И.П. [29], Оттавиани М. [30], Петрашевича Г. [31] и др.

Применение метода конечных элементов в области проектирования свайных фундаментов позволило выявить важные особенности их взаимодействия с грунтами основания с учетом многих факторов, определяющих совместную работу.

Однако, необходимость дискретизации пространства занимаемого сваями и окружающим грунтом приводит к образованию значительного числа конечных элементов и как следствие большой системы линейных алгебраических уравнений. В связи с этим значительно возрастают затраты машинного времени, которое имеют высокую стоимость.

Так, по данным исследований Оттавиани М. [30] на расчет одиночной сваи было затрачено менее одной минуты машинного времени, а куста из 2×2 свай - требовалось около 200 минут, а куста из 3×3 свай -250 минут машинного времени.

Кроме того, в связи с особенностями дискретизации исследуемой трехмерной области при использовании МКЭ (большое число узлов, элементов, значительный объем данных о начальном и краевых условиях задачи) требуются увеличенные затраты времени на подготовку и ввод исходных данных в ЭВМ.

В настоящее время для анализа свайных фундаментов более конкурентоспособным является МГЭ. Так при его реализации в линейной постановке задачи требуется дискретизация только границы исследуемой области, то есть боковой поверхности сваи и плоскости подошвы ее нижнего конца.

В работах Р. Батерфилда и П.К. Бенарджи [26] рассмотрено поведение абсолютно-жестких и сжимаемых свай погруженных в однородное линейно деформируемое полупространство. Анализ поведения выполнен с использованием МГЭ. В качестве фундаментального решения использовано решение Миндлина о сосредоточенной силе приложенной внутри упругого полупространства.

Результаты исследований представлены в виде графиков, которые показывают влияние относительного заглубления сваи, отношения модуля упругости сваи к модулю сдвига грунта, влияние уширения нижнего конца сваи на перемещение одиночных свай при действии вертикальной нагрузки. Кроме того, исследовалось влияние относительно заглубления свай, расстояния между сваями и отношения модуля упругости сваи к модулю сдвига грунта полупространств на несущую способность кустов свай типичной конфигурации (2×2, 3×3 и 5 свай). Сравнение результатов своих теоретических исследований и экспериментальных исследований в полевых условиях других авторов позволило сделать вывод о том, что данные об осадке одиночной сваи можно экстраполировать на поведение группы (куста) свай.

В работе Швеца А.В. и др. [32] представлен метод определения вязкоупругого напряженно-деформированного состояния (НДС) в активной зоне биконической сваи. Рассмотрена осесимметричная задача линейной теории вязкоупругости, которая решалась методом интегральных преобразований. Отмечается, что решение упругой задачи может быть реализовано как в аналитическом виде, так и численно. В данной работе упругое решение построено методом конечных элементов. Проведены расчеты НДС в активной зоне биконической сваи. Однако, результаты расчетов и их анализ в работе не приведены.

Таким образом, анализ показывает, что численные методы, особенно МКЭ и МГЭ находят применение в исследованиях сложных явлений совместной работы свай и свайных фундаментов.

В связи с возможностью и необходимостью применения ЭВМ в расчетах оснований и фундаментов, актуальным вопросом является разработка методик использования МГЭ, который имеет значительные преимущества по сравнению с другими численными методами, особенно для областей с бесконечными границами. Учитывая, что МГЭ еще не использовался в расчетах ленточных свайных фундаментов, его применение здесь будет способствовать более полному исследованию важной в практичном отношении проблемы.

На основании анализа состояния вопроса применения коротких свай в промышленном и гражданском строительстве намечены такие задачи:

1. Разработка методики расчета бипирамидальных свай по деформациям основания с применением метода граничных элементов.

2. Анализ результатов экспериментальных данных сопротивлений бипирамидальных свай вертикальным нагрузкам.

3. Выполнение расчетов сопротивления бипирамидальных свай на ЭВМ с использованием метода граничных элементов.

4. Сравнение теоретических и экспериментальных данных сопротивления бипирамидальных свай.

**Раздел 2. Применение МГЭ в расчетах сопротивления**

**бипирамидальных свай**

2.1. Алгоритм определения сопротивления бипирамидальных свай вертикальным нагрузкам с использованием МГЭ

Алгоритм расчета свай с применением МГЭ состоит из следующих основных этапов:

- дискретизация (разбивка) поверхности фундамента в вытрамбованном котловане (боковой поверхности и нижнего конца);

- определение коэффициентов матриц влияния сил действующих на поверхности фундамента на точки (узлы) дискретизации с использованием фундаментального решения Миндлина [41];

- формирование глобальной матрицы коэффициентов влияния и свободных членов (использования граничных условий);

- решение системы линейных алгебраических уравнений т. е. боковой поверхности и в плоскости нижнего конца фундамента;

- определение сопротивления грунта на боковые поверхности и под нижним концом фундамента в вытрамбованном котловане, а так же общего сопротивления фундамента при заданной осадке.

2.2. Расчет бипирамидальных свайна ЭВМ

2.2.1. Структура программы

Расчет сопротивления бипирамидальных свай при действии вертикальной нагрузки реализован на алгоритмическом языке Turbo Pascal [52] с помощью программы sv63m.pas, разработанной в Винницком государственном техническом университете. Программа sv63m.pas состоит из следующих процедур:

INPUT - эта процедура считывает исходные данные: геометрические характеристики фундамента, свойства грунта, заданную осадку фундамента.

MATR - вычисляются коэффициенты влияния матрицы [K]ij и свободные коэффициенты wedi.

CAUSP - решается система линейных алгебраических уравнений, в результате определяются неизвестные значения напряжений на боковой поверхности и под нижним концом фундамента.

OUTPUT - определяются касательные напряжения по боковой поверхности фундамента и нормальные напряжения под нижним концом, а так же радиальные напряжения действующие на боковую поверхность фундамента; определяются сосредоточенные силы действующие на i-х элементах боковой поверхности (силы трения) и нижнего конца фундамента - нормальные силы, сумма соответствующих сил дает значения общего усилия по боковой поверхности и под нижним концом, а их сумма общее сопротивление фундамента.

В программе используются следующие основные переменные:

NE1 := NEA + NEB + NEC - число граничных элементов на боковой поверхности фундамента;

NN1 - число граничных узлов на боковой поверхности фундамента;

NE2 - число граничных элементов в плоскости нижнего конца фундамента;

NN2 - число граничных узлов в плоскости нижнего конца фундамента;

NE3 - число граничных элементов по окружности фундамента;

NN3 - число граничных элементов по окружности фундамента;

ls1 - длина первого (верхнего) участка фундамента;

ls2 - длина второго (среднего) участка фундамента;

ls3 - длина третьего (нижнего) участка фундамента;

ls := ls1 + ls2 +ls3 - общая длина фундамента;

E - модуль деформации грунта;

mu - коэффициент Пуассона для грунта;

ed1 - вертикальные перемещения узлов боковой поверхности фундамента;

ed2 - горизонтальные перемещения узлов боковой поверхности фундамента;

ed3 - вертикальные перемещения узлов нижнего конца фундамента;

ar1 - радиус фундамента в верхнем сечении I первого участка;

ars - радиус фундамента в нижнем сечении среднего участка;

arN - величина радиуса фундамента на уровне нижнего конца фундамента;

NE = NE1 + NE2 - число граничных элементов на поверхности фундамента;

NK1 := NE1 + 1 - номер элемента матрицы К из

NEE = 2 \* NE1 - номер элемента глобальной матрицы К

NC2 := NЕЕ +1 - номер элемента глобальной матрицы К.

tga1 - тангенс угла наклона боковой поверхности (грани) среднего участка фундамента;

tga2 - тангенс угла наклона боковой поверхности нижнего участка фундамента;

NEA - число граничных элементов на первом (верхнем) участке фундамента в вытрамбованном котловане;

NEB - число граничных элементов на втором участке фундамента;

NEC - число граничных элементов на третьем (нижнем) участке фундамента;

HH1 - шаг граничных узлов на первом участке;

HH2 - шаг граничных узлов на втором участке;

HH3 - шаг граничных узлов на третьем участке;

inz [i,1], inz [i,2] - связность граничных элементов боковой поверхности фундамента;

inc [i,1], inc [i,2] - связность элементов нижнего конца фундамента;

int [i,1], int [i,2] - связность элементов окружности по боковой поверхности фундамента и в плоскости нижнего конца фундамента (в точках источников);

2.2.2. Дискретизация боковой поверхности и нижнего конца фундамента

1

1

2 I

2

3

3

4

4 II

5

5

6

6

7

7

8

8

9

9 III

10

11

12

13

Рис. 2.1. Схема дискретизации боковой поверхности

фундамента в вытрамбованном котловане

τ, t

1 2 3 4 5 6 (NN2)

0 ar

1 2 3 4 5 (NE2)

Рис. 2.2. Схема дискретизации нижнего конца фундамента

По длине фундамента в вытрамбованном котловане разбивается на три участка: верхний, средний (II), нижний (III) (рис. 2.1).

Количество граничных элементов задается в пределах каждого участка соответственно: NEA, NEB, NEC. Кроме того, для каждого участка задается длина (ls1, ls2, ls3). Угол наклона боковой поверхности участков II и III задан тангенсом угла наклона (tga1 и tga2) (см. рис. 2.3).



α1



α2



Рис. 2.3.

При известных длине участков и количестве граничных элементов на них определяются коэффициенты i-узлов по длине фундамента:

Z[i] = Z[i-1] + HH1 - I участок;

Z[i] = Z[i-1] + HH2 - II участок;

Z[i] = Z[i-1] + HH3 - II участок,

где - шаг граничных узлов на боковой поверхности фундамента в вытрамбованном котловане.



Узлы θi при обходе граничных элементов по окружности при заданном числе элементов NE3 и диапазона изменения угла θ = 0...π определяем по формуле (см. рис. 2.4):

Ai = Ai-1 + H3,

где H3 = π/NE3 - шаг граничных узлов по окружности радиус которой, равен радиусу узла в точке приложения (j).

π/2

θ

π 0

Рис. 2.4.

Радиус i-го узла на боковой поверхности фундамента в вытрамбованном котловане определим при известных его значениях ar1, ars, arN и тангенсах угла наклона tga1, tga2 по формуле

I участок

ar[i]=ar1;

II участок

ar[i]=ar[i-1] - tga1 \* HH2;

III участок

ar[i]=ar[i-1] - tga1 \* HH3.

Координаты узлов в плоскости нижнего конца фундамента определим из следующих соотношений (см. рис. 2.5)

координат по длине фундамента Z[i]=ls;

(ls - общая длина фундамента в вытрамбованном котловане),

координат в радиальном направлении ar[i]=ar[i+1] + H2,

где H2 - шаг узлов, находящихся на нижнем конце фундамента.

ar[NE1 + 1]

ar[NE1 + 2]

ar[NE + 1]=0

Рис. 2.5. Схема узлов на нижнем конце фундамента

В работе использовано понятие "связность элементов". Так как производится дискретизация поверхности фундамента в условиях осессимметричной задачи, то граничные элементы представлены прямыми линиями находящимися между граничными узлами и каждый граничный элемент, определяется если задать узлы которые его ограничивают (рис. 2.6).

2

i

1

Рис. 2.6. Схема к понятию связности элементов

В данной работе для наглядности введены отдельно связности i-х элементов на боковой поверхности фундамента, в плоскости нижнего конца, и по окружности фундамента:

inz[i,1] inz[i,2],

inc[i,1] inc[i,2],

int[i,1] int[i,2],

где i - номер граничного элемента;

1 , 2 - номера граничных узлов, окружающих связывающий i-й элемент (см. рис. 2.6).

2.2.3. Формирование матрицы коэффициентов влияния и свободных членов СЛАУ

При формировании коэффициентов глобальной матрицы влияния, отражающих зависимость перемещения точки наблюдения (i), когда источник возмущения находится в точке (j) используется решение Миндлина для силы приложений внутри упругого полупространства. Иногда для зависимости, когда действует единичная сила, эти решения называют фундаментальными. Для вертикальной силы Рв=1 зависимость для перемещений KW, когда точка наблюдения имеет координаты В(z,r), а источник возмущения находится на оси Z (радиальная координата равна нулю) на глубине с, запишется в виде:

с 0 0

r

с N



Рв

ξ(с,0) r B(z,r)

Z

Рис. 2.7. Схема обозначений в формуле Миндлина для сосредоточенной силы Рв, приложенной внутри упругого полупространства

(2.1)



где

(2.2)



(2.3)



G - модуль сдвига грунта;

E - модуль деформации грунта;

v - коэффициент Пуассона грунта.

KW - вертикальное перемещение точки В при действии вертикальной силы Рв=1 в точке ξ(0,с).

Применение решения Миндлина к задаче о сопротивлении фундамента вертикальной нагрузке состоит в том, что точка приложения силы и точка наблюдения, в которой возникают вертикальные перемещения находятся на боковой поверхности или на нижнем конце. В связи с этим в формуле (2.1) выражения для R1 и R2 принимают вид:

(2.4)



(2.5)



где

(2.6)



r - горизонтальная компонента расстояния от оси Z до точки B;

arc - горизонтальная компонента расстояния от оси Z до точки ξ;

r1 - горизонтальная компонента расстояния от точки В (точки наблюдения) до точки ξ (источник, место приложения силы);

R2 - расстояние от точки ξ' (фиктивный источник) до точки B;

R1 - расстояние от точки ξ (источник) до точки B.

ξ(с,arc)



θ B(z,r)



α

Рис. 2.8. Схема к определению координат точки приложения ξ(с,arc) и точки наблюдения B(z,r)

При определении коэффициентов влияния глобальной матрицы К учитываются различные варианты расположения источников (сил) и точек наблюдения.

dc



• i

Рис. 2.9. Схема к интегрированию решения Миндлина

(матрица KSS)

- источники расположены на боковой поверхности фундамента и точки наблюдения так же находятся на боковой поверхности. Для наглядности рассмотрим фундамент в вытрамбованном котловане (см. рис. 2.1) боковая поверхность которого разбита на j элементов (j=1,NE1) и имеются точки наблюдения i, находящиеся посредине граничных элементов. При вычислении коэффициента влияния входящего в матрицу [KSS]ij осуществляется интегрирование решения Миндлина по окружности находящейся на глубине **с** и радиусом **arc** и интегрирования полученных значений решения по высоте **j**-го элемента. Таким образом элементы подматрицы [KSS]ij определяются

(2.7)



где (2.8)



• i

j

•

Рис. 2.10. Схема к интегрированию решения Миндлина

(матрица KBS)

- источники находятся на нижнем конце фундамента, а точки наблюдения на боковой поверхности. Количество элементов на нижнем конце j (1,NE2), а количество точек на боковой поверхности i=1,NE1. Интегрирование решения Миндлина выполняется по граничных элементам нижнего конца, представленных в виде кольца (рис. 2.10). При этом формируются коэффициенты подматрицы [KBS]ij

(2.9)



где (2.10)



r - горизонтальная компонента расстояния от оси Z до точки В;

eps - горизонтальное расстояние от оси Z до точки источника ξ;

dε - ширина граничного элемента j нижнего конца фундамента (ширина кольца).



i

• •

Рис. 2.11. Схема к интегрированию решения Миндлина

(матрица KSB)

Если источники находятся на боковой поверхности фундамента, а точки наблюдения на нижнем конце. здесь формируются коэффициенты подматрицы [KSB]ij, i=1,NE2 j=1,NE1, которые учитывают влияние загружения боковой поверхности фундамента на перемещение элементов нижнего конца

(2.11)



где (2.12)



j (элемент j)

i (точка наблюдения i)

• •

Рис. 2.12. Схема к интегрированию решения Миндлина

матрицы (КВВ)

Последний вариант взаимодействия частей фундамента, когда источники находятся на нижнем конце фундамента, а точка наблюдения так же находится на нижнем конце фундамента.

Для вычисления коэффициентов влияния загружения элементов нижнего конца (j=1,NE2) на точки наблюдения, находящиеся посередине элементов нижнего конца, вычисляется двойной интервал

(2.13)



где



Если учитываются вертикальные перемещения грунта примыкающего к поверхности фундамента, только от действия вертикальных сил, приложенных на боковой поверхности (KSS, KSB) и на нижнем конце (KBS, KBB), то глобальная матрица К имеет вид

(2.14)



Система алгебраических уравнений для определения неизвестных напряжений на боковой поверхности и под нижним концом записывается следующим образом

(2.15)



где fsb - неизвестные напряжения на поверхности фундамента;

wed - вектор-столбец единичных перемещений узлов поверхности фундамента. В случае, если принять сваю абсолютно жесткой (т. е. несжимаемой), то перемещения всех узлов будут одинаковыми. В данной работе компоненты вектора-столбца wed принимались равными осадке фундамента при которой график зависимости "нагрузки-осадки" имеет прямолинейный вид. Как показывает анализ опытных данных для призматических свай такая осадка равна 0,01 м, для пирамидальных и фундаментов в вытрамбованном котловане - 0,015..0,020 м.

Если учитывать, что на боковую поверхность фундамента действуют радиальные напряжения σ2, то глобальная матрица [K] будет содержать девять подматриц и уравнение равновесия (2.15) примет вид:

(2.16)



где KRS - матрица, которая содержит коэффициенты влияния на вертикальные перемещения узлов боковой поверхности фундамента, при загружении элементов боковой поверхности радиальными напряжениями σ2 (sigm2);

KSU - матрица, коэффициенты которой отражают связь между горизонтальными перемещениями узлов боковой поверхности фундамента, когда боковая поверхность загружена вертикальными напряжениями;

KRU - матрица содержащая коэффициенты влияния, которые отражают зависимость между горизонтальными перемещениями узлов боковой поверхности фундамента при загружении элементов боковой поверхности горизонтального напряжения σ2;

KBU - матрица, коэффициенты которой отражают зависимость горизонтальных перемещений узлов боковой поверхности фундамента при загружении элементов нижнего конца вертикальными напряжениями σ1;

KRB - матрица, коэффициенты которой отражают связь между вертикальными перемещениями узлов нижнего конца фундамента при загружении элементов боковой поверхности радиальными напряжениями σ2.

{fsb} - вектор-столбец, содержащий неизвестные: касательные напряжения на боковой поверхности фундамента τ, горизонтальные напряжения на боковой поверхности фундамента σ2 и вертикальные напряжения на нижнем конце фундамента σ1;

- вектор-столбец, содержащий заданные вертикальные перемещения узлов боковой поверхности фундамента ed1; горизонтальные перемещения узлов боковой поверхности ed2 (если свая не сжимается ed2=0); вертикальные перемещения узлов нижнего конца фундамента ed3.



Фундаментальное решение Миндлина в матрицах KRS и KRB имеет следующее выражение:

(2.17)



где

(2.19)



(2.20)



x = r⋅cosθ - arc; (2.21)

y = -r⋅sinθ. (2.22)

Коэффициенты матрицы KRS вычисляются с использованием фундаментального решения Миндлина KW3 и интегрирования выражения

(2.23)



где r = arz. (2.24)

Коэффициенты матрицы KRB вычисляются с использованием фундаментального решения Миндлина KW3 и интегрирования выражения

(2.25)



где (2.26)



При вычислении коэффициентов матриц KSU и KBU используется решение Миндлина

(2.27)



где R1, R2, r1 - определяются по формулам (2.4), (2.5), (2.6).

Коэффициенты матрицы KSU вычисляются интегрированием выражения

(2.28)



где (2.29)



Коэффициенты матрицы KBU равны интегралу

(2.30)



где (2.31)



Фундаментальное решение Миндлина в матрице KRU определяется формулой

(2.32)



где R1, R2, x, y - определяются по формулам (2.19), (2.20), (2.21), (2.22).

Коэффициенты матрицы KRU определяются интегралом

(2.33)



где r = arz. (2.34)

2.2.4. Определение напряжений на поверхности фундамента

Когда сформирована глобальная матрица К и задан вектор-столбец

(2.35) решается система алгебраических уравнений (2.16) методом Гаусса с помощью процедуры GAUSP, в результате получим значения напряжений τ и σ2 в узлах боковой поверхности и напряжение σ1 в узлах нижнего конца фундамента.



2.2.5. Определение общего сопротивления фундамента

Усилия на элементах боковой поверхности фундамента получим

(2.36)



а усилия на элементах нижнего конца

(2.37)



Суммарное значение силы трения определяется

(2.38)



а сила под нижним концом

(2.39)



Общее сопротивление фундамента при заданной осадке ρ = ed1 равно

Рс = Рб + Р0; (2.40)

Таким образом в результате применения изложенной методики расчета по методу граничных элементов с использованием решения Миндлина можно определить общее сопротивление фундамента в вытрамбованном котловане при заданной осадке.

**Раздел 3. Результаты теоретических исследований сопротивления бипирамидальных свай**

В данной работе согласно, описанной в разделе 2 методике, выполнены расчеты сопротивления бипирамидальных свай для грунтовых условий и типоразмеров свай по результатам исследований, представленных в работах [10 ÷ 15]. Теоретические модели взаимодействия свай в этих работах построены на основе теории проф. Голубкова В.Н. с использованием понятий зон уплотнения и деформаций. Эта теория построена на применении опытных данных, имеет полуэмпирический характер и требует дальнейшего развития.

Сравнение результатов экспериментов, выполненных в натурных условиях и расчетов с использованием метода граничных элементов позволяет оценить достоверность и надежность нового метода прогноза осадок бипирамидальных свай.

Далее кратко рассмотрены результаты полевых исследований сопротивления бипирамидальных свай выполненных в полевых условиях [10, 11].

Экспериментальные исследования сопротивления бипирамидальных свай выполнены на двух опытных площадках. Первая площадка представлена лессовидным суглинком (модуль деформации Е = 14500 кПа и коэффициент Пуассона ν = 0,35). Вторая площадка представлена лессом (модуль деформации Е = 12000 кПа и коэффициент Пуассона ν = 0,38).

В экспериментальных исследованиях была поставлена задача выявить рациональные соотношения между геометрическими размерами верхней части бипирамидальной сваи (оголовка) и нижней ее части (острия). В связи с этим, были испытаны четыре типоразмера свай на первой площадке (С-1, С-2, С-3, С-4) и пять типоразмеров на второй площадке (С'-1, С'-2, С'-3, С'-4, C'-4a). Кроме того на обеих площадках были испытаны статической нагрузкой забивные оголовки (С-0 и С'-0) и призматические сваи (С-пр и С'-пр). Геометрические размеры свай представлены на рис. 3.1. Как видно из рис. 3.1 бипирамидальные сваи С-1, С-2, С-3 (первая площадка) и сваи С'-1, С'-2, С'-3 (вторая площадка) имеют одинаковые размеры верхней части (оголовка), а длина нижней части для свай С-1 и С'-1 равна 0,7 м., для свай С-2 и С'-2 - 1,2 м., для свай С-3 и С'-3 - 1,7 м.

Здесь было намечено выявить влияние длины нижней части бипирамидальной сваи на работу оголовка. Предполагалось, что уплотненный грунт при забивке нижнего конца создает условия для повышения сопротивления верхней части. И как показывают опытные данные (см. таблицу) на первой площадке сопротивления сваи С-3 (р = 394 кН), выше сопротивление сваи С-1 (р = 264 кН) в 1,49 раза, а соотношения тех же показателей для свай на второй площадке составляет - 1,33. То есть при увеличении бетона на 27% имеем большие приращения сопротивления вертикальной нагрузке. В связи с этим можно считать, что среди рассмотренных типоразмеров сваи, наиболее рациональной является бипирамидальная свая С-3 для первой площадки и С'-3 для второй площадки.

На рис. 3.2 представлены значения сопротивлений бипирамидальных свай, полученные экспериментальным путем (Рэкс) и расчетом по изложенной в разделе 2 методике (Рт). Как видно из рисунка, значительная часть теоретических данных близко расположена к прямой, проходящей через начало координат и под углом 45о к осям координат (случай идеального совпадения экспериментальных и теоретических данных). Вместе с тем для сваи С'р, Спр, Спир, С'пир - теоретические данные больше экспериментальных. То есть, для этих типов свай необходимо вводить коэффициент запаса (надежности) больше единицы. Согласно данных приведенных в таблице 3.1 (колонка 7) этот коэффициент не превышает 18% (С'пр - Рэкс/Рт = 0,814). Для свай Ср, С'-4а экспериментальные данные на 20% превышают теоретические. То есть, в этом случае сопротивление свай может быть занижено по сравнению с действительным и здесь можно использовать коэффициент надежности меньше единицы, если принять такое соотношение

γн = Рт/Рэкс, (3.1)

где γн - коэффициент надежности расчета.

Для оценки влияния продольной формы свай введены коэффициенты которые определяются по формулам:

Коэффициенты остроты сваи

(3.2)



где В - размер поперечного сечения сваи в голове;

Vсв - объем погруженной части сваи;

Коэффициенты полноты сваи

(3.3)



где L - длина заглубленной (погруженной) части сваи.

В данной работе выполнено исследование влияния коэффициента ψв на сопротивление бипирамидальных, пирамидальных и призматических свай (Рт), которое определено теоретически. При этом подразумевалось, что теоретическое значение, как показывает ранее выполненный здесь анализ, отражает экспериментальные данные с точностью достаточной для практики проектирования, но имеют более плавный характер изменения по сравнению с экспериментальными данными, которые имеют разброс, обусловленный методикой испытаний (измерение осадки, нагрузка), процессом забивки, изготовления свай.

На рис. 3.3 и 3.4 представлены зависимости сопротивления свай (Рт) при заданной осадке (рис. 3.3) и удельного сопротивления тех же свай (Рту) в зависимости от коэффициента формы ψв.

Из рис. 3.3 видно, что сопротивление свай различной формы (призматические, пирамидальные, бипирамидальные), если объемы их погруженной части одинаковые, возрастает практически прямо пропорционально коэффициенту формы ψв (кривые 1, 2). В случае бипирамидальных свай, которые имеют верхнюю часть (оголовок) равных размеров и одинаковой формы, а нижняя часть имеет разную длину, сопротивление возрастает при некотором уменьшении коэффициента ψв. Кроме того следует отметить, что значение сопротивлений подобных свай, но испытанных в условиях первой и второй площадок изменяются в зависимости от модуля деформации грунта соответствующей площадки. Так как модуль деформации на второй площадке меньше чем на первой, то и сопротивления всех свай испытанных на второй площадке меньше сопротивлений таких же свай испытанных на первой площадке. теоретические данные в этом направлении соответствуют результатам полевых опытов. То есть, использованные в расчетах характеристики (модуля деформации) позволяет отразить влияние грунтовых условий на сопротивление свай вертикальной нагрузке.

Из рис. 3.4 видно, что удельное сопротивление свай призматической, пирамидальной, бипирамидальной формы возрастает пропорционально коэффициенту ψв. При этом удельное сопротивление призматических свай наименьшее и составляет 700 кН/м3 (для I площадки) - 400 кН/м3 (для II площадки). Удельное сопротивление пирамидальных свай примерно в 2 ... 3 раза выше призматических и для первой площадки составляет 1500 кН/м3 и 1300 кН/м3 для второй площадки. Удельное сопротивление бипирамидальных свай в условиях первой площадки достигает 2300 кН/м3 и 1900 кН/м3 на второй площадке. Таким образом, удельное сопротивление бипирамидальных свай примерно в 2 раза выше чем пирамидальных и в 4... 5 раз выше призматических.

Общие выводы

1. Сопротивление бипирамидальных, пирамидальных, призматических свай вертикальной нагрузке возрастает прямо пропорционально коэффициенту продольной формы ψв, при одинаковых объемах погруженной части свай.

2. Сопротивление бипирамидальных свай возрастает если верхняя часть сваи (оголовок) имеет одинаковые размеры, а отношение длины нижней части к длине (высоте) оголовка составляет Lн/Lв = 2,3 ... 5,7.

3. Сопротивление бипирамидальных свай при заданной осадке можно определить с помощью разработанной методики с использованием модели основания как упругой среды, основанной на применении решения Миндлина и реализованной с помощью численной методики метода граничных элементов. Максимальное значение разбежности результатов расчета и эксперимента не превышает 21%, а среднее значение разбежности составляет 7% - 11%, что не превышает погрешностей эксперимента.

4. Направлениями дальнейших исследований с целью повышения сходимости результатов расчета и экспериментов могут быть:

- исследование напряженно-деформированного состояния бипирамидальных свай;

- расчет сопротивления бипирамидальных свай с учетом пластических деформаций их основания;

- применение граничных элементов для трехмерной пространственной задачи взаимодействия бипирамидальной сваи с основанием.

С-1 80×80 С-2 80×80 С-3 80×80



29 29 29



7×7

7×7

7×7

С-4 80 С-4 по 1-1 80 С-4а 80 С-4а по 2-2 80

1 2



30 40



1 2

7 30 7 30

Рис. 3.1. Конструкции бипирамидальных свай

Таблица 3.1

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Марка сваи | Рэкс, кН | Рт,  кН | Руэкп, кН/м3 | Рут, кН/м3 | Рэкс/S, кН/м | Руэ/ Рут | S,  м | Е,  кПа | V | ψв | Vсв,  м3 |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
| С-0 | 320 | 232 | 3347 | 2427 | 21133 | 1,379 | 0,015 | 14500 | 0,35 | 1,757 | 0,0956 |
| С-1 | 264 | 265 | 2235 | 2244 | 17600 | 0,996 | 0,015 | 14500 | 0,35 | 1,630 | 0,1181 |
| С-2 | 328 | 306 | 2448 | 2284 | 21867 | 1,072 | 0,015 | 14500 | 0,35 | 1,562 | 0,134 |
| С-3 | 394 | 350 | 2627 | 2333 | 26267 | 1,126 | 0,015 | 14500 | 0,35 | 1,508 | 0,150 |
| С-4 | 411 | 387 | 1379 | 1299 | 27400 | 1,062 | 0,015 | 14500 | 0,35 | 1,200 | 0,298 |
| С-4а | 409 | 396 | 1136 | 1100 | 27267 | 1,033 | 0,015 | 14500 | 0,35 | 1,128 | 0,360 |
| Спир | 308 | 373 | 1227 | 1486 | 20533 | 0,826 | 0,015 | 14500 | 0,35 | 1,080 | 0,251 |
| Спр | 189 | 202 | 724 | 774 | 25200 | 0,935 | 0,075 | 14500 | 0,35 | 0,548 | 0,261 |
| С'-0 | 154 | 192 | 1611 | 2008 | 10267 | 0,802 | 0,015 | 12000 | 0,35 | 1,757 | 0,0956 |
| C'-1 | 246 | 219 | 2083 | 1863 | 16400 | 1,118 | 0,015 | 12000 | 0,35 | 1,630 | 0,1181 |
| C'-2 | 260 | 253 | 1940 | 1888 | 17333 | 1,028 | 0,015 | 12000 | 0,35 | 1,562 | 0,134 |
| C'-3 | 327 | 290 | 2180 | 1933 | 21800 | 1,128 | 0,015 | 12000 | 0,35 | 1,508 | 0,150 |
| C'-4 | 371 | 320 | 1245 | 1074 | 24733 | 1,159 | 0,015 | 12000 | 0,35 | 1,200 | 0,298 |
| C'-4a | 391 | 327 | 1080 | 908 | 26067 | 1,196 | 0,015 | 12000 | 0,35 | 1,128 | 0,360 |
| C'-пир | 291 | 309 | 1159 | 1231 | 19400 | 0,941 | 0,015 | 12000 | 0,35 | 1,080 | 0,251 |
| C'-пр | 136 | 167,12 | 521 | 429 | 18133 | 0,814 | 0,075 | 12000 | 0,35 | 0,548 | 0,261 |

Сопротивление свай по эксперименту, Рэкс,  кН



Список использованной литературы

1. Гнатенко-Гонта С.П. Одна из оптимальных форм забивных свай в грунтах I-го типа по просадочности. Труды межвузовской конференции по строительству на лессовых грунтах (тезисы докладов), Изд-во МГУ, 1973.

2. Луга А.А. О повышении эффективности и экономичности свайных фундаментов, Транспортное строительство, 1978, № 8, с. 12-14.

3. Колоколов Н.М., Луга А.А., Глотов Н.Н, Рыбчинский В.П. Забивные сваи с уширенной пятой. Транспортное строительство, 1969, № 2.

4. Платонов Ю.Н. Несущая способность свай, усиленных забивными оголовками. В сб.: Несущая способность свай в слабых грунтах. Часть 2. ЛДНТП, Л., 1966, с.

5. Платонов Ю.Н. Расчет свай с забивными оголовками. XХII научно-исследовательская конференция, посвященная 100-летию со дня рождения В.И. Ленина, ЛИИЖТ, 1969, с.

6. Тарасов М.В. и др. Эффективность применения свай, усиленных железобетонными оголовками, в просадочных грунтах г. Новосибирска. Сборник докладов и сообщений по свайным фундаментам, М.: Стройиздат, 1968.

7. Луга А.А., Рыбчинский В.П. К вопросу применения забивных свай с улучшенными пятами в условиях слабых грунтов Западно-Сибирской низменности. В сб.: Труды совещания-семинара по обмену опытом строительства в суровых климатических условиях Тюмени, Тюмень, 1968, с. 24-25.

8. Грутман М.С., Циприанович И.В, Шпигель И.Д. Фундамент "свая с шайбой". Материалы к XXIX научно-технической конференции, секция оснований и фундаментов. - К., 1968.

9. Грутман М.С. Свайные - К.: Будівельник, 1969.

10. Моргун А.И. Экспериментальные исследования работы бипирамидальных свай на вертикальную нагрузку. В сб. научных трудов Института строительства и архитектуры Госстроя БССР "Свайные фундаменты", Минск, 1975, с.

11. Моргун А.И. Полевые исследования деформаций основания бипирамидальных свай. Научные труды Института строительства и архитектуры Госстроя БССР, в сб. "Свайные фундаменты", Минск, 1975, с.

12. Моргун А.И. О геометрических параметрах висячих свай, определяющих формирование зоны уплотнения. Труды института строительства Госстроя БССР. В сб. "Основания и фундаменты", вып. ХII, Минск, 1976, с.

13. Моргун А.И., Шахирев В.Б. Эффективная конструкция короткой висячей сваи. В сб.: Реферативная информация. Серия II. Организация, механизация и технология промышленного строительства. Вып. 12, Москва, 1976, с. 7-8.

14. Моргун А.И. О совместной работе бипирамидальных свай. В кн.: Новые фундаменты на стройках Одессы. Изд-во Маяк, Одесса, 1975, с. 27.

15. Моргун А.И. Экспериментальные исследования совместной работы бипирамидальных свай с их основанием. Автореферат диссертации на соискание ученой степени канд. техн. наук, Одесса, ОИСИ, 1976, с. 20.

16. Голубков В.Н. Экспериментальные исследования работы свай на вертикальную нагрузку. В сб.: "Свайные и естественные основания" № 10, Госстройиздат, М.-Л., 1939.

17. Голубков В.Н. Несущая способность свайных оснований, Машгиз, 1954.

18. СНиП 2.02.03.85. Свайные фундаменты. - М., 1986.

19. Абраменко П.Г. О распределении сил трения вдоль боковой поверхности свай. Ученые записки аспирантов и соискателей Ленинградского политехнического ин-та, Л., 1964, с. 120-124.

20. Бартоломей А.А. Расчет осадок ленточных свайных фундаментов - М.: Стройиздат, 1972, 128 с.

21. Бахолдин Б.В., Игонькин Н.Т. К вопросу о сопротивлении грунта по боковой поверхности сваи. В сб.: Основания, фундаменты и подземные сооружения. Труды НИИОСП, вып. 58, 1968, с. 9-13.

22. Колесник Г.С., Шахирев В.Б, Моргун А.И. Распределение усилий между острием и стволом вертикально нагруженных свай. В кн.: Сборник трудов НИИпромстроя, вып. 13, Уфа, Башкирское книжное издательство, 1973, с. 73-78

23. Таланов Г.П., Лычев П.П. Экспериментальное определение эпюр удельного сопротивления грунта по боковой поверхности свай. В сб.: Основания и фундаменты, вып. 6, Киев: Будівельник, 1973, с. 124-129.

24. Mohan D., Jain G., Kumar V. Load bearing capacity of piles. Geotechnique, Vol. XII, № 1, 1963.

25. Seed N.B. and Reese L.C. The action of soil clay around friction piles. Proc. Amer. Sol. Civil Engrs, 81, Paper 842, 1955, December, 28 pp.

26. Бенарджи П., Батерфилд Р. Методы граничных элементов в прикладных науках. М, Мир, 1984, 494 с.

27. Бартоломей А.А. Основы расчета ленточных свайных фундаментов по предельно допустимым осадкам. - М.: Стройиздат, 1982, 222 с.

28. Федоровский В.Г. К выбору метода расчета свай при действии продольной и поперечной нагрузок. Труды ин-та НИИ оснований и подземных сооружений, вып. 82, 1984, с. 3-13.

29. Бойко И.П. Свайные фундаменты на нелинейно-деформируемом основании. Автореферат на соискание ученой степени д.т.н. М. НИИ оснований и подземных сооружений, М., 1989, с. 45.

30. Ottaviani M. Three Dimensional Finite Element analysis of Vertical Loaded Pile Groups. Geotechnique, London, Vol. 25, № 2, 1975, pp. 159-174.

31. Petrasovits G. Behaviour of Pile Group under load in granular soils. Asta Technica Academial Scientiarum Hungarical, 98 (1-2), 1985, p. 105-113.

32. Швецов А.В., Мялицына И.А., Мялицын А.Г. Определение напряженно-деформированного состояния биконической сваи на основе вязкоупругой модели. Труды II всесоюзной конференции, современные проблемы свайного фундаментостроения в СССР. В сб.: Расчет и проектирование сваи и свайных фундаментов. Под общей редакцией проф. А.А. Бартоломея, Пермь, 1990, с. 25-26.

33. Крылов К.Е. Несущая способность свай увеличена вдвое. Строительство и архитектура, Ленинград, 1964, № 1, с. 25-27.

34. Бреббня К., Уокер С. Применение метода граничных элементов в технике. М.: Мир, 1982, 248 с.

35. Бреббня К., Телесс Ж., Вроубел Л. Методы граничных элементов. М.: Мир, 1987, 524 с.

36. Теллес Д.К. Применение метода граничных задач для решения неупругих задач. М.: Стройиздат, 1987, - 160 с.

37. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты (включая специальный курс инженерной геологии. Издание второе, переработанное и дополненное. Л.: Стройиздат, ЛО, 1988, 416 с.

38. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты: Учебник для вузов. - М.: Стройиздат, 1981, 319 с.

39. Харр М.Е. Основы теоретической механики грунтов. - М.: Стройиздат, 1971, 320 с.

40. Горбунов-Посадов М.И., Маликова Т.А., Соломин В.И. Расчет конструкций на упругом основании. Издание третье, переработанное и дополненное. М.: Стройиздат, 1984, 679 с.

41. Миндлин Р., Чень Д. Сосредоточенная сила в упругом полупространстве. Механика. Сб. сокращенных переводов иностранной периодической литературы, № 4(14), ИЛ, 1952.

42. Любимов С.А., Кочан Ю.И. Несущая способность призматических свай с забивными оголовками на водонасыщенных грунтах. В сб.: Строительство на посадочных грунтах. Изд-во Ростовского университета, Р/Н, 1973, с. 62-63.

43. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений. - М.: Стройиздат, 1985, 35 с.

44. Платонов Ю.А. Исследование работы свай с забивными оголовками. Автореферат дисс. на соискание ученой степени канд. техн. наук, ЛИИЖТ, 1970.

45. Руководство по проектированию свайных фундаментов. М., Стройиздат, 1980, 152 с.

46. Свайные фундаменты. В кн.: Основания и фундаменты. Под ред. Леонардса Д.А. Стройиздат, 1968.

47. Циприанович И.В. Расчет фундамента "свая с шайбой" на вертикальную нагрузку. Свайные фундаменты (тезисы докладов семинара-совещания). - К.: Будівельник, 1971, с.

48. Циприанович И.В. К расчету свай с забивными уширениями на осевую сжимающую нагрузку. В сб.: Основания и фундаменты, Вып. 5 - К.: Будівельник, 1972, с.

49. Лапшин Ф.К.

50. Глушкова Л.И. Экспериментальные исследования несущей способности различных типов свай. В сб.: "Современные проблемы строительства", М., 1970.

51. Власов Ю.В., Соловьев Ю.И., Когтев А.В. Исследование несущей способности свай, усиленных оголовками. Проектирование и строительство инженерных сооружений на макропористых просадочных грунтах. Материалы научно-технического совещания, Алтайское книжное издательство, 1972.

52. Зуев Е.А. Система программирования Turbo Pascal. Под общ. редакцией к.т.н. доцента П.И. Садчикова. - М.: Радио и связь, 1992, 288 с.

53. Временные указания по проектированию и устройству фундаментов из пирамидальных свай. Республиканские строительные нормы РСН-224-71. Госстрой УССР, Киев, 1971, 50 с.